



TUGAS AKHIR TERAPAN – VC 181819

**DESAIN ALTERNATIF PROYEK UNDERPASS
YOGYAKARTA INTERNATIONAL AIRPORT
DENGAN STRUKTUR SECANT PILE**

MAHASISWA :
KUSUMA INDRASURYA
NRP.10111610013071

DOSEN PEMBIMBING I
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

DOSEN PEMBIMBING II
Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo.
NIP. 19550319 198493 1 001

PROGRAM SARJANA TERAPAN
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2020



TUGAS AKHIR TERAPAN – VC 181819

**DESAIN ALTERNATIF PROYEK UNDERPASS
YOGYAKARTA INTERNATIONAL AIRPORT
DENGAN STRUKTUR SECANT PILE**

MAHASISWA :
KUSUMA INDRASURYA
NRP.10111610013071

DOSEN PEMBIMBING I
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

DOSEN PEMBIMBING II
Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo.
NIP. 19550319 198493 1 001

PROGRAM SARJANA TERAPAN
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPILL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2020

“halaman ini sengaja dikosongkan”



APPLIED FINAL PROJECT – VC 191845

ALTERNATIVE DESIGN OF YOGYAKARTA INTERNATIONAL AIRPORT WITH SECANT PILE STRUCTURE

STUDENT :

KUSUMA INDRASURYA

NRP.10111610013071

LECTURE I

Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.

NIP. 19600105 198603 1 003

LECTURE II

Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo.

NIP. 19550319 198493 1 001

**BACHELOR OF APPLIED SCIENCE PROGRAM
CIVIL INFRASTRUCTURE ENGINEERING DEPARTMENT
FACULTY OF VOCATIONAL STUDIES
SEPULUH NOPEMBER INSTITUTE OF TECHNOLOGY
SURABAYA
2020**

“halaman ini sengaja dikosongkan”

LEMBAR PENGESAHAN

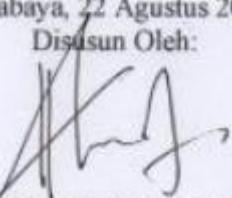
DESAIN ALTERNATIF PROYEK UNDERPASS YOGYAKARTA INTERNATIONAL AIRPORT DENGAN STRUKTUR SECANT PILE

TUGAS AKHIR

Diajukan untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Terapan Teknik
Pada Program Studi Teknologi Rekayasa Pengelolaan dan
Pemeliharaan Bangunan Sipil
Departemen Teknik Infrastruktur Sipil
Fakultas Vokasi
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya, 22 Agustus 2020

Disusun Oleh:



KUSUMA INDRASURYA

NRP. 10111610013071

Disetujui Oleh Dosen Pembimbing Tugas Akhir Terapan:

Pembimbing 1



Pembimbing 2



“halaman ini sengaja dikosongkan”



Berita Acara Sidang Proyek Akhir

Deoartemen Teknik Infrastruktur Sioil Fakultas Vokasi ITS

Semester Genap 2019-2020

Nomor BA :

Nomor Jadwal :

42

Program Studi : D4 Teknik Sipil (TRPPBS)

Dilakukan oleh : Mohamad Khoiri, ST., MT., Ph.D.

Bawa pada hari ini : Kamis, 06-Agt-2020

Pukul : 10:00 s/d 12:00

Di tempat : Online Meeting

Telah dilaksanakan sidang Proposal Tugas Akhir dengan judul:

DESAIN ALTERNATIF PROYEK UNDERPASS YOGYAKARTA INTERNATIONAL AIRPORT DENGAN STRUKTUR SECANT PILE

Yang dihadiri dan dipresentasikan oleh mahasiswa : (Hadir / Tidak Hadir)

1011610013071 KUSUMA INDRASURYA

Hadir

Yang dihadiri oleh dosen Pembimbing:

(Hadir / Tidak Hadir)

1 Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.

Hadir

2

Hadir

Yang dihadiri oleh dosen Pengawii:

(Hadir / Tidak Hadir)

1 Mohamad Khoiri, ST., MT., Ph.D.

Hadir

2 Dr. Moh. Muntaha, ST., MT.

Hadir

3

Bahwasanya. musyawarah pembimbing dan pengawii pada sidang proyek akhir ini memutuskan:

1011610013071 KUSUMA INDRASURYA

LULUS, DENGAN REVISI MINOR

Catatan / revisi / masukan :

Mohamad Khoiri, ST., MT., Ph.D.

- a Model pembebanan dibuat tabel
- b Keterangan Metode Pelaksanaan pada gambar
- c Abstrak dipersingkat
- d Gambar2 di Buku diperbaiki / dirapikan
- e
- f

Dr. Moh. Muntaha, ST., MT.

- a Gambaran perbandingan material/biaya
- b Perhitungan stabilitas saat secant pile free-standing
- c
- d
- e
- f

- a P Ibnu: Satu tambahan kombinasi beban
- b P Chomaedhi: Di cek Stabilitas saat free standing
- c
- d
- e
- f

Tindak lanjut :

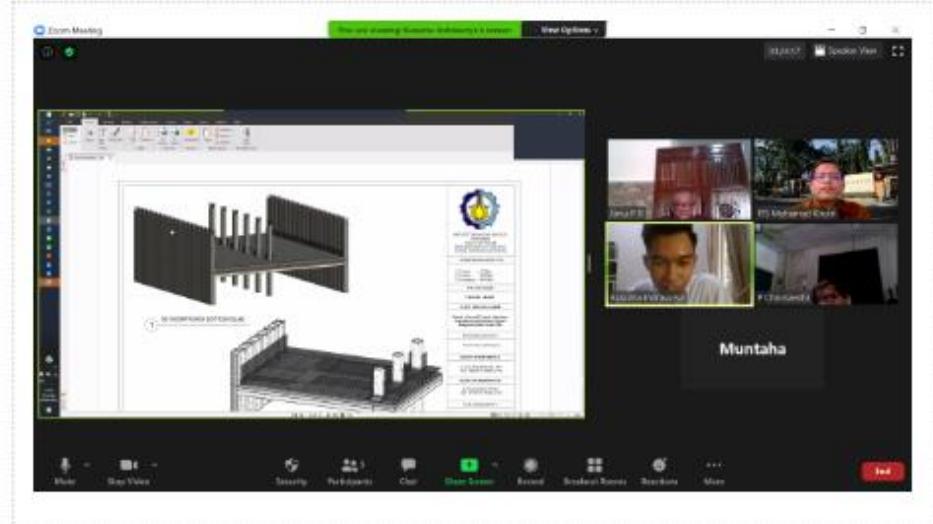
Mahasiswa memperbaiki/merevisi Proyek Akhir sesuai dengan masukan di atas.

Penutup :

Demikian Berita Acara Sidang Proyek Akhir ini dibuat sebagai panduan revisi oleh Mahasiswa.

Lampiran :

Tempelkan screen capture peserta meeting online disini.



**DESAIN ALTERNATIF PROYEK UNDERPASS
YOGYAKARTA INTERNATIONAL AIRPORT DENGAN
STRUKTUR SECANT PILE**

Dosen Pembimbing I : Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP : 19641114 198903 1 001
Dosen Pembimbing II : Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP : 19550319 198493 1 001
Nama Mahasiswa : Kusuma Indrasurya
NRP : 10111610013071
Departemen : Diploma IV Departemen Teknik
Infrastruktur Sipil Fakultas Vokasi –
ITS

ABSTRAK

Proyek *underpass Yogyakarta International Airport* di kabupaten Kulonprogo merupakan pembangunan jalan lintas bawah sebagai pengganti terputusnya jalur jalan lintas selatan (JJLS) akibat pembangunan bandara YIA. Proyek *underpass* ini menggunakan metode *system box cast in situ* yang mengharuskan penggalian struktur yang dilakukan sangat besar, ditambah dengan kondisi tanah di daerah proyek dominan berpasir mengharuskan penggalian yang dilakukan membentuk lereng yang landau karena dikhawatirkan terjadi kelongsoran. Desain alternatif struktur *underpass* yang akan dibuat menggunakan struktur *secant pile* dengan melakukan pergantian beberapa elemen struktur eksisting yaitu PCI Girder diganti dengan struktur pelat *precast*, penggantian struktur *wall* pada kondisi eksisting diganti dengan struktur *secant pile* dan modifikasi elemen struktur *bottom slab* agar lebih efisien.

Dalam merencanakan desain alternatif, dilakukan pengolahan data dari data perencanaan yang telah ada sebelumnya, dilakukan *preliminary design* dimensi serta ketebalan struktur. Dilakukan pengecekan stabilitas terhadap beberapa kondisi pelaksanaan yang berpengaruh pada elemen struktur. Selanjutnya, dilakukan

perhitungan penulangan berdasarkan hasil gaya yang didapat dari program bantu. Perencanaan akhir berupa metode pelaksanaan pengerjaan serta gambar kerja yang meliputi pendetaian struktur.

Hasil perencanaan desain alternatif *underpass YIA* ini meliputi ukuran *primary pile* dengan diameter 700mm dan *secondary pile* dengan diameter 600mm dengan kedalaman 13 m dari permukaan tanah eksisting. Ketebalan *bottom slab* dimodifikasi menjadi 500mm, lalu untuk struktur atas ketelabalan *precast top slab* 350mm dan *top overtopping* 150mm. Dimensi *capping beam* tepi 900/1500mm dan *capping beam* tengah 700/1500mm. Dimensi dinding struktur memiliki ketebalan 200mm

Kata kunci : *Secant pile, Underpass, penahan tanah*

ALTERNATIVE DESIGN OF YOGYAKARTA INTERNATIONAL AIRPORT WITH SECANT PILE STRUCTURE

<i>Supervisor I</i>	: Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP	: 19641114 198903 1 001
<i>Supervisor II</i>	: Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP	: 19550319 198493 1 001
<i>Student's Name</i>	: Kusuma Indrasurya
NRP	: 10111610013071
<i>Study Program</i>	: Civil Infrastructure Engineering Departement - Faculty of Vocational Studies – ITS

ABSTRACT

The Yogyakarta International Airport underpass project in Kulonprogo district is the construction of an underpass to replace the disconnection of the southern causeway (JJLS) due to the construction of the YIA airport. This underpass project uses the box cast in situ system method which requires the excavation of the structure to be very large, coupled with the soil conditions in the predominantly sandy project area requiring excavation to form a sloping slope because landslides are feared. An alternative design of the underpass structure that will be made using the secant pile structure by replacing several elements of the existing structure, namely the PCI Girder is replaced with a precast plate structure, replacing the wall structure in the existing condition is replaced with a secant pile structure and modification of the bottom slab structural elements to make it more efficient.

In planning an alternative design, data processing is carried out from pre-existing planning data, preliminary design dimensions and structure thickness are carried out. Stability checks were carried out on several implementation conditions that affect structural elements. Furthermore, the calculation of reinforcement

is carried out based on the force results obtained from the auxiliary program. The final planning is in the form of an implementation method and a working drawing that includes structural details.

The results of the YIA underpass alternative design planning include primary pile size with a diameter of 700mm and secondary pile with a diameter of 600mm with a depth of 13 m from the existing ground surface. The thickness of the bottom slab is modified to 500mm, then for the upper structure the thickness of the precast top slab is 350mm and top overtopping is 150mm. The dimensions of edge capping beam 900 / 1500mm and middle capping beam 700 / 1500mm. The dimensions of the structure wall have a thickness of 200mm

Keyword : Secant pile, Underpass, Soil retaining

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kehadiran Tuhan Yang Maha Esa yang telah memberikan rahmat dan hidayah-Nya sehingga penyusunan Proposal Tugas Akhir Terapan dapat terselesaikan dengan baik.

Melalui proyek akhir ini, penulis dapat mengajukan judul dan literatur untuk penyusunan tugas akhir sebagai syarat kelulusan bagi mahasiswa Program Studi Sarjana Terapan, Departemen Teknik Infrastruktur Sipil, Fakultas Vokasi, Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

Dalam pembuatan proposal ini , Penulis memperoleh banyak bimbingan,dukungan dan arahan dari berbagai pihak. Dalam penyusunan proposal tugas akhir ini, penulis mendapatkan bantuan dari berbagai pihak, antara lain :

1. Kedua orang tua yang selalu memberikan dukungan serta doa yang tiada henti.
2. Bapak Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS. sebagai dosen pembimbing I dan Bapak Ir. Chomaedhi CES,Geo. sebagai dosen pembimbing II proyek akhir terapan yang memberikan banyak bantuan, bimbingan, motivasi selama penyusunan proyek akhir.
3. Rekan-rekan dari Kabinet Katalisator HMDS yang telah memberikan dukungan dan pengalaman berharga.
4. DS37 2016 selaku angkatan saya yang selalu memberikan dukungan dan selalu menemani selama penyusunan proyek akhir.
5. Teman-teman Teknik infrastruktur sipil DS36,DS38 dan DS39 yang selalu mendukung dan memberikan semangat dalam penyelesaian proyek akhir.
6. Serta pihak-pihak lainnya yang telah membantu dalam penyusunan proyek akhir ini. Seluruh dosen pengajar Teknik Infrastruktur Sipil FV ITS, terimakasih atas ilmu dan pembelajaran yang telah diberikan. Seluruh karyawan

dan tendik Teknik Infrastruktur sipil FV ITS. Dan semua pihak yang tidak bisa disebutkan satu-persatu.

Penyusunan tugas akhir ini masih banyak kekurangan dan belum sempurna. Oleh karena itu, penulis mengharapkan adanya kritik dan saran dari pihak pembaca sebagai masukan agar penyusunan tugas akhir nantinya dapat terselesaikan dengan baik dan sesuai harapan. Akhir kata, semoga tugas akhir ini dapat dijadikan referensi bagi mahasiswa lainnya dan dapat bermanfaat bagi semua pihak.

Surabaya,22 Agustus 2020

Penulis

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	v
ABSTRAK	ix
ABSTRACT	xi
KATA PENGANTAR.....	xiii
DAFTAR ISI.....	xv
DAFTAR GAMBAR.....	xxiii
DAFTAR TABEL	xxvii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1. Latar Belakang.....	1
1.2. Rumusan Masalah.....	4
1.3. Batasan Masalah	4
1.4. Tujuan.....	5
1.5. Manfaat.....	5
1.6. Peta Lokasi Proyek	6
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	7
2.1. Karakteristik Tanah.....	7
2.2. Parameter Tanah	8
2.2.1. Klasifikasi Tanah.....	8
2.2.2. Analisa Data Tanah	15
2. 	16
2.3. Analisis Stabilitas Lereng	18
2.4. <i>Secant Pile</i>	19

2.5.	Dinding Penahan Tanah	21
2.5.1.	Jenis Dinding Penahan Tanah.....	21
2.6.	Tekanan Tanah Lateral Menurut Rankine	22
2.6.1.	Tekanan Tanah Aktif.....	23
2.6.2.	Tekanan Tanah Pasif	25
2.6.3.	Tekanan Tanah Kondisi Diam (At Rest).....	26
2.6.4.	Tekanan Tanah Saat Kondisi Diam (At Rest) untuk Tanah yang Terendam Air Sebagian	28
2.6.5.	Tekanan Tanah Lateral yang Bekerja pada Dinding Penahan Tanah Kondisi Tanah Tidak Berkohesi Terendam Air Sebagian dan Diberi Beban Surcharge	30
2.7.	Analisa Stabilitas Dinding	34
2.7.1.	Kontrol Stabilitas <i>Uplift</i>	34
2.7.2.	Kontrol Stabilitas Heave (<i>Hidrodynamic</i>)	35
2.7.3.	Kontrol Stabilitas Guling (<i>Overtunning</i>)	37
2.7.4.	Kontrol Stabilitas Geser (<i>Sliding</i>).....	37
2.8.	Pondasi	39
2.9.	Kapasitas Daya Dukung Pondasi Tiang	41
2.9.1.	Kontrol Stabilitas Geser (<i>Sliding</i>).....	41
2.9.2.	Daya Dukung Mendatar yang Diizinkan	45
2.9.3.	Konstanta Pegas (Ky) untuk Arah Vertikal dan Koefisien k untuk Arah Mendatar	46
2.10.	Perhitungan Desain <i>Secant Pile</i>	47
2.10.1.	Perencanaan Diameter <i>Secant Pile</i>	48
2.10.2.	Perencanaan Tulangan Utama <i>Secant Pile</i>	48
2.10.3.	Perencanaan Tulangan Sengkang <i>Secant Pile</i>	50
2.11.	Analisa Pembebatan Underpass	52

2.11.1.	Beban Sendiri Struktur	52
2.11.2.	Beban Mati Tambahan Akibat Utilitas dan Pengaspalan.....	52
2.11.3.	Beban Lalu Lintas	52
2.11.4.	Beban Lajur “D”.....	53
2.11.5.	Beban Truck “T”	55
2.11.6.	Faktor Beban Dinamis	56
2.11.7.	Beban Gempa	57
BAB III METODOLOGI	65	
3.1.	Bagan Alir Proyek Akhir	65
3.2.	Metode Penyusunan	67
3.2.1.	Studi Literatur	68
3.2.2.	Identifikasi Masalah	68
3.2.3.	Identifikasi Kebutuhan Data	69
3.2.4.	Pengumpulan Data	69
3.2.5.	Analisa Data Tanah	69
3.2.6.	Perhitungan Pembebaan	70
3.2.7.	Permodelan Struktur Desain Alternatif <i>Underpass</i>	70
3.2.8.	Penulangan Struktur <i>Underpass</i>	70
3.2.9.	Metode Pelaksanaan	71
3.2.10.	Kesimpulan dan Saran	71
BAB IV ANALISA DATA DAN PEMBAHASAN .	73	
4.1.	Analisa Data Tanah.....	73
4.1.1.	Pengamatan Level Muka Air Tanah	75
4.1.2.	Analisa Data N-SPT	75

4.1.3.	Pengolahan Data Labolatorium dan Korelasi N-SPT	79
4.1.3.	77	
4.2.	Data Pembebanan	79
4.2.1.	Beban Mati	79
4.2.2.	Beban Mati Lalu Lintas	80
4.2.3.	Faktor Beban Dinamis	80
4.2.4.	Beban Tekanan Tanah	80
4.2.5.	Beban Gempa	80
4.2.6.	Beban Uplift	88
4.3.	Perencanaan kedalaman <i>Secant Pile</i> berdasarkan stabilitas tanah.....	88
4.3.1.	Analisa lapisan tanah	89
4.3.2.	Analisa tegangan tanah yang terjadi (σ_h)	90
4.3.3.	Perhitungan gaya horizontal	94
4.3.4.	Analisa kesetimbangan gaya.....	95
4.3.5.	Kedalaman <i>Secant Pile</i> yang dibutuhkan.....	97
4.4.	Perhitungan kedalaman <i>Secant Pile</i> berdasarkan <i>hydrodynamic</i> dan control terhadap bahaya <i>heaving</i>	97
4.5.	Kombinasi Pembebanan.....	98
4.6.	Permodelan <i>Underpass</i> dengan alat bantu SAP2000	98
4.6.1.	Permodelan Kondisi 1	100
4.6.2.	Permodelan Kondisi 2	102
4.6.3.	Permodelan Kondisi 3	103
4.6.4.	Kondisi 4 (<i>Uplift</i>)	105
4.6.5.	Kondisi 5 (<i>Spring</i>).....	111

BAB V ANALISA STRUKTUR DAN

PEMBAHASAN.....	117
5.1. Analisa Struktur Kondisi 1	117
5.1.1. Data Spesifikasi Elemen Struktur Kondisi 1.....	117
5.1.2. Perencanaan <i>Primary Pile</i> Kondisi 1	118
5.1.3. Perencanaan <i>Top Precast</i> Kondisi 1	127
5.1.4. Perencanaan <i>Capping Beam</i> Kondisi 1	128
5.1.5. Rekapitulasi Elemen Struktur pada Kondisi 1 ...	130
5.2. Analisa Struktur Kondisi 2.....	131
5.2.1. Data Spesifikasi Elemen Struktur Kondisi 2.....	131
5.2.2. Perencanaan <i>Primary Pile</i> Kondisi 2	133
5.2.3. Perencanaan <i>Top Precast</i> Kondisi 2	142
5.2.4. Perencanaan <i>Capping Beam</i> Kondisi 2	143
5.2.5. Perencanaan <i>Bottom Slab</i> Kondisi 2	145
5.2.6. Perencanaan Dinding Kondisi 2	149
5.2.7. Rekapitulasi Elemen Struktur pada Kondisi 2 ...	151
5.3. Analisa Struktur Kondisi 3.....	153
5.3.1. Data Spesifikasi Elemen Struktur Kondisi 3.....	153
5.3.2. Perencanaan <i>Primary Pile</i> Kondisi 3	155
5.3.3. Perencanaan <i>Top Slab</i> Komposit Kondisi 3.....	161
5.3.4. Perencanaan <i>Capping Beam</i> Kondisi 3	163
5.3.5. Perencanaan <i>Bottom Slab</i> Kondisi 3	165
5.3.6. Perencanaan Dinding Kondisi 3	168
5.3.7. Rekapitulasi Elemen Struktur pada Kondisi 3 ...	171
5.4. Analisa Struktur Kondisi 4 & 5.....	172
5.4.1. Output Gaya Kondisi 4 (<i>Uplift</i>)	172
5.4.2. Output Gaya Kondisi 5 (<i>Spring</i>).....	175

5.4.3.	Output Gaya yang Digunakan	178
5.4.4.	Perencanaan <i>Primary Pile</i> Kondisi Akhir.....	182
5.4.5.	Perencanaan <i>Top Slab</i> Kondisi Akhir	192
5.4.6.	Perencanaan <i>Capping Beam</i> Kondisi Akhir.....	200
5.4.7.	Perencanaan <i>Bottom Slab</i> Kondisi Akhir.....	202
5.4.8.	Perencanaan Dinding Kondisi Akhir	208
5.4.9.	Rekapitulasi Elemen Struktur pada Kondisi Akhir	
	211	
5.5.	Rencana Anggaran Biaya Global	212
5.5.1.	Rencana Anggaran Biaya Desain Eksisting	212
5.5.2.	Rencana anggaran biaya desain alternatif	215
b.	Pekerjaan struktur.....	217
5.5.3.	Perbandingan harga dan kesimpulan	219
BAB VI METODE PELAKSANAAN		221
6.1.	Umum.....	221
6.2.	Pekerjaan <i>Uitzet</i>	221
6.3.	Pekerjaan <i>Secondary pile</i>	221
6.4.	Pekerjaan <i>Primary pile</i>	222
6.5.	Pekerjaan <i>Capping beam & pengaku Top precast</i> .	222
6.6.	Pekerjaan Galian tanah & <i>dewatering</i>	223
6.7.	Pekerjaan <i>Replacement</i> tanah dasar & <i>Lean concrete</i>	
	224	
6.8.	Pekerjaan <i>Bottom slab</i>	224
6.9.	Pekerjaan Struktur Dinding.....	225
6.10.	Pekerjaan <i>Top slab precast & Overtopping</i>	227
BAB VII PENUTUP		229

7.1.	Kesimpulan	229
7.2.	Saran	231
DAFTAR PUSTAKA		233
BIODATA PENULIS.....		235
LAMPIRAN 1 DATA TANAH.....		237
LAMPIRAN 2 Rekapitulasi Tekanan Tanah.....		238
LAMPIRAN 3 REKAPITULASI DAYA DUKUNG TIANG DALAM		244
LAMPIRAN 4 REKAPITULASI NILAI SPRING KONSTANT		247
LAMPIRAN 5 RAB PERBANDINGAN		250

“halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Kondisi Eksisting Underpass	3
Gambar 1. 2 Cross Section Galian Eksisting	3
Gambar 1. 3 Peta Lokasi	6
Gambar 1. 4 Denah Interface Underpass	6
Gambar 2. 1 Rentang dari batas cair (LL) dan indeks plastisitas (PI) untuk tanah dalam kelompok (Braja M. Das).....	11
Gambar 2. 2 Konsistensi Tanah Granular.....	15
Gambar 2. 3 Korelasi N-SPT terhadap nilai sudut geser tanah (ϕ) untuk tanah granular (Peck,Hanson dan Thornburn, 1953).....	16
Gambar 2. 4 Korelasi N-SPT terhadap nilai C (kohesi tanah) (Terzaghi, 1943).....	16
Gambar 2. 5 Kelongsoran Talud (Braja M. Das)	18
Gambar 2. 6 Secant Pile	20
Gambar 2. 7 Klasifikasi Dinding Penahan Tanah.....	21
Gambar 2. 8 Sketsa tekanan tanah (Weber, 2010)	22
Gambar 2. 9 Grafik arah perindahan dinding terhadap tekanan yang bekerja	23
Gambar 2. 10 Distribusi tekanan tanah dalam keadaan diam (at rest) (Braja M.Das)	27
Gambar 2. 11 Distribusi tekanan tanah dalam keadaan diam untuk tanah terendam air sebagian (Braja M.Das)	29
Gambar 2. 12 Sketsa Tekanan Tanah Aktif (Braja M.Das)	31
Gambar 2. 13 Distribusi tekanan tanah aktif pada dinding penahan tanah dengan urugan tanah tak berkohesi terendam air sebagian dan diberi beban luar (surcharge) (Braja M.Das)	31
Gambar 2. 14 Distribusi tekanan tanah pasif pada dinding penahan tanah dengan urugan tanah tak berkohesi terendam air sebagian (Braja M.Das).....	33
Gambar 2. 15 Sketsa tekanan tanah pasif (Braja M.Das).....	33
Gambar 2. 16 Hidrodynamic pada galian tanah.....	36
Gambar 2. 17 Beban yang bekerja pada pangkal tiang	40

Gambar 2. 18 Beban yang bekerja pada tubuh tiang.....	40
Gambar 2. 19 Pondasi Dalam.....	40
Gambar 2. 20 Pondasi Dangkal	40
Gambar 2. 21 Mekanisme daya dukung tiang (Nakazawa,2005)	42
Gambar 2. 22 Diagram perhitungan dari intensitas daya dukung ultimate tanah pondasi pada ujung tiang (Nakazawa,2005)	44
Gambar 2. 23 Sketsa untuk menentukan permukaan tanah rencana untuk tiang (Nakazawa,2005)	45
Gambar 2. 24 Ekuivalen Penampang Tiang	49
Gambar 2. 25 Beban Lajur "D"	53
Gambar 2. 26 Susunan Pembebanan "D"	54
Gambar 2. 27 Hubungan BTR vs Panjang yang di bebani.....	54
Gambar 2. 28 Pembebanan truk "T"	56
Gambar 2. 29 Bangunan yang berada diatas permukaan tanah... <td>57</td>	57
Gambar 2. 30 Spektrum Respons Desain	61
<i>Gambar 3. 1 Bagan Alir (1)</i>	65
<i>Gambar 3. 2 Bagan Alir (2)</i>	66
<i>Gambar 3. 3 Bagan Alir (3)</i>	67
<i>Gambar 3. 4 Kondisi Eksisting Galian Underpass</i>	69
Gambar 4. 1 Stratigrafi Tanah	73
Gambar 4. 2 Layout Lokasi Titik	73
Gambar 4. 3 Grafik Gabungan Boring	74
Gambar 4. 4 Grafik TP-3.....	75
Gambar 4. 5 Grafik TP-2.....	75
Gambar 4. 6 Grafik TP-1.....	75
Gambar 4. 7 Titik Pantau M.A.T	75
Gambar 4. 8 Peta percepatan puncak (PGA) dibatuan dasar (SB) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun ...	83
Gambar 4. 9 Peta respon spektra percepatan 0,2 detik (Ss) di batuan dasar (SB) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun	83
Gambar 4. 10 Peta respon spektra percepatan 1,0 detik (S1) di batuan dasar (SB) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun.....	84

Gambar 4. 11 Grafik Respon Spektrum	87
Gambar 4. 12 Permodelan Stabilitas Secant Pile	88
Gambar 4. 13 Sketsa Perhitungan Tegangan Horizontal	90
Gambar 4. 14 Diagram Tegangan Tanah yang Terjadi	94
Gambar 4. 15 3D Permodelan Kondisi 1	100
Gambar 4. 16 Tampak Permodelan Kondisi 1	101
Gambar 4. 17 Tampak Tekanan Tanah Aktif Kondisi 1	101
Gambar 4. 18 3D Permodelan Kondisi 2	102
Gambar 4. 19 Tampak Tekanan Tanah Aktif Kondisi 2	102
Gambar 4. 20 Tampak Tekanan Uplift Kondisi 2	103
Gambar 4. 21 Tampak Permodelan Kondisi 3	104
Gambar 4. 22 3D Permodelan Kondisi 3	104
Gambar 4. 23 Tampak Tekanan Tanah Aktif Kondisi 3	105
Gambar 4. 24 Tampak Tekanan Uplift Kondisi 3	105
Gambar 4. 25 3D Permodelan Kondisi 4	106
Gambar 4. 26 Tampak Permodelan Kondisi 4	106
Gambar 4. 27 Tampak Tekanan Tanah Aktif Kondisi 4	107
Gambar 4. 28 Pembanan BTR 1 pada Top Slab Kondisi 4	107
Gambar 4. 29 Pembanan BTR 3 pada Top Slab Kondisi 4	108
Gambar 4. 30 Pembanan BTR 2 pada Top Slab Kondisi 4	108
Gambar 4. 31 Pembanan BGT 2 pada top slab kondisi 4	109
Gambar 4. 32 Pembanan BGT 1 pada top slab kondisi 4	109
Gambar 4. 33 Pembanan BGT 3 pada top slab kondisi 4	109
Gambar 4. 34 Pembebanan Aspal pada top slab kondisi 4	110
Gambar 4. 35 Pembebanan uplift kondisi 4	110
Gambar 4. 36 Tampak Permodelan kondisi 5	111
Gambar 4. 37 3D Permodelan kondisi 5	111
Gambar 4. 38 Tampak permodelan spring	111
Gambar 4. 39 Tampak tekanan tanah aktif kondisi 5	112
Gambar 4. 40 Pembebanan BTR 1 pada bottom slab kondisi 5	112
Gambar 4. 41 Pembebanan BTR 3 pada bottom slab kondisi 5	113
Gambar 4. 42 Pembebanan BTR 2 pada bottom slab kondisi 5	113
Gambar 4. 43 Pembebanan BGT 2 pada bottom slab kondisi 5	114
Gambar 4. 44 Pembebanan BGT 1 pada bottom slab kondisi 5	114
Gambar 4. 45 Pembebanan BGT 3 pada bottom slab kondisi 5	114

Gambar 4. 46 Pembebanan Aspal pada Bottom slab kondisi 5.	115
Gambar 5. 1 Grafik defleksi pada primary pile kondisi 1 (di daerah top precast).....	121
Gambar 5. 2 Grafik defleksi pada primary pile kondisi 1 (di daerah selain top precast)	123
Gambar 5. 3 Output primary pile tepi kondisi 1	125
Gambar 5. 4 Output primary pile tengah kondisi 1	126
Gambar 5. 5 Grafik defleksi pada primary pile kondisi 2 (di daerah top precast).....	136
Gambar 5. 6 Grafik defleksi pada primary pile kondisi 2 (di daerah selain top precast)	138
Gambar 5. 7 Output primary pile tepi kondisi 2	140
Gambar 5. 8 Output primary pile tengah kondisi 2.....	141
Gambar 5. 9 Output primary dinding kondisi 2	151
Gambar 5. 10 Grafik defleksi pada primary pile kondisi 3	157
Gambar 5. 11 Output primary pile tepi kondisi 3	159
Gambar 5. 12 Output primary pile tengah kondisi 3.....	160
Gambar 5. 13 Output dinding kondisi 3	170
Gambar 5. 14 Grafik nilai intensitas daya dukung ujung tiang.	183
Gambar 5. 15 Grafik defleksi pada primary pile kondisi akhir.	188
Gambar 5. 16 Output primary pile tepi kondisi akhir	190
Gambar 5. 17 Output primary pile tengah kondisi akhir.....	191
Gambar 5. 18 Konfigurasi momen saat lifting.....	197
Gambar 5. 19 Input permodelan reaksi subgrade pada bottom slab	205
Gambar 5. 20 Output Dinding Kondisi Akhir	210
Gambar 6. 1 Metode pengaku top precast.....	224
Gambar 6. 2 3D Buttom Slab	225
Gambar 6. 3 3D tulangan bottom slab & dinding tengah.	226
Gambar 6. 4 3D tulangan bottom slab & dinding tepi	226
Gambar 6. 6 3D Top precast	227
Gambar 6. 5 3D overtopping	227

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Klasifikasi Tanah (Braja M.Das)	9
Tabel 2. 2 Klasifikasi Tanah (lanjutan) (Braja M.Das).....	11
Tabel 2. 3 Sistem Klasifikasi USCS (Braja M. Das)	13
Tabel 2. 4 (lanjutan) Sistem Klasifikasi USCS (Braja M.Das) ...	14
Tabel 2. 5 Konsistensi Tanah Kohesif.....	15
Tabel 2. 6 Korelasi N-SPT dengan sudut geser tanah ϕ untuk tanah kohesif (Look,2007).....	17
Tabel 2. 7 Korelasi N-SPT terhadap nilai Y (J.E Bowles, 1984)	17
Tabel 2. 8 Korelasi jenis tanah terhadap kadar air dan angka pori (Braja DAS, 1988)	17
Tabel 2. 9 Hubungan nilai SF dan potensi longsor tanah	18
Tabel 2. 10 Koefisien gesek (f) antara dasar pondasi dan tanah dasar.....	39
Tabel 2. 11 Faktor Keamanan (Nakazawa,2005).....	42
Tabel 2. 12 Intensitas gaya geser selimut pondasi (Nakazawa,2005)	44
Tabel 2. 13 Kelas Situs.....	58
Tabel 2. 14 Faktor amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik	59
Tabel 2. 15 Faktor amplifikasi untuk PGA	60
Tabel 2. 16 Nilai faktor amplifikasi untuk periode 1,0 detik	60
Tabel 2. 18 Faktor modifikasi respons untuk hubungan antar elemen struktur	63
Tabel 2. 17 Faktor modifikasi respon untuk bangunan bawah....	63
Tabel 4. 1 Grafik Borlog BH.....	76
Tabel 4. 2 Summary Test Laboratorium	77
Tabel 4. 3 Modulus Elastisitas Berdasarkan Tipe Tanah ...	78
Tabel 4. 4 Rekapitulasi Data Parameter Tanah	79
Tabel 4. 5 Tabel Perhitungan N-SPT rata-rata.....	82
Tabel 4. 6 Respon Spektra.....	86
Tabel 4. 7 Tabel Rekapitulasi Tegangan Tanah Aktif Akibat Beban Tanah.....	91

Tabel 4. 8 Tabel Rekapitulasi Tegangan Tanah Pasif Akibat Beban Tanah.....	91
Tabel 4. 9 Tabel Rekapitulasi Tegangan Tanah Aktif Akibat Beban Air Tanah.....	92
Tabel 4. 10 Tabel Rekapitulasi Tegangan Tanah Pasif Akibat Beban air tanah	92
Tabel 4. 11 Tabel Rekapitulasi Tegangan Tanah Aktif Akibat Beban di Atas Tanah	93
Tabel 4. 12 Tabel Rekapitulasi Gaya Tekanan Tanah	95
Tabel 4. 13 Tabel Rekapitulasi Momen yang Terjadi	96
Tabel 4. 14 Pembebanan yang Terjadi Tiap Kondisi	98
Tabel 4. 15 Tabel Elemen Struktur yang Terpasang Tiap Kondisi	99
Tabel 5. 1 Output Gaya Primary Pile Kondisi 1	118
Tabel 5. 2 Defleksi pada primary pile kondisi 1 (di daerah Top precast).....	119
Tabel 5. 3 Defleksi pada primary pile kondisi 1 (di daerah selain top precast).....	122
Tabel 5. 4 Kebutuhan tulangan lentur primary pile kondisi 1	124
Tabel 5. 5 Kebutuhan tulangan geser spiral primary pile kondisi 1	124
Tabel 5. 6 Output top precast kondisi 1	127
Tabel 5. 7 Kebutuhan tulangan top precast kondisi 1	128
Tabel 5. 8 Output gaya capping beam kondisi 1	128
Tabel 5. 9 Kebutuhan tulangan capping beam kondisi 1 ..	129
Tabel 5. 10 Tulangan capping beam kondisi 1.....	129
Tabel 5. 11 Rekapitulasi tulangan primary pile kondisi 1	130
Tabel 5. 12 Rekapitulasi tulangan top precast kondisi 1..	131
Tabel 5. 13 Rekapitulasi tulangan capping beam kondisi 1 ..	131
Tabel 5. 14 Output gaya primary pile kondisi 2	133

Tabel 5. 15 Defleksi pada primary pile kondisi 2 (di daerah Top precast)	134
Tabel 5. 16 Defleksi pada primary pile kondisi 2 (di daerah selain top precast).....	137
Tabel 5. 17 Kebutuhan tulangan lentur primary pile kondisi 2	139
Tabel 5. 18 Kebutuhan tulangan lentur primary pile kondisi 2	139
Tabel 5. 19 Output top precast kondisi 2	142
Tabel 5. 20 Kebutuhan tulangan top precast kondisi 2	143
Tabel 5. 21 Output gaya capping beam kondisi 2	143
Tabel 5. 22 Kebutuhan tulangan capping beam kondisi 2	144
Tabel 5. 23 Tulangan capping beam kondisi 2.....	144
Tabel 5. 24 Output gaya bottom slab kondisi 2.....	146
Tabel 5. 25 Kebutuhan tulangan bottom slab kondisi 2 ...	148
Tabel 5. 26 Output gaya dinding kondisi 2	149
Tabel 5. 27 Kebutuhan tulangan dinding kondisi 2	150
Tabel 5. 28 Rekapitulasi tulangan primary pile kondisi 2	151
Tabel 5. 29 Rekapitulasi tulangan top precast kondisi 2..	152
Tabel 5. 30 Rekapitulasi tulangan capping beam kondisi 2	152
Tabel 5. 31 Rekapitulasi tulangan bottom slab kondisi 2.	152
Tabel 5. 32 Rekapitulasi tulangan dinding kondisi 2	152
Tabel 5. 33 Output gaya primary pile kondisi 3.....	155
Tabel 5. 34 Defleksi pada primary pile kondisi 3	156
Tabel 5. 35 Kebutuhan tulangan lentur primary pile kondisi 3	158
Tabel 5. 36 Kebutuhan tulangan geser spiral primary pile kondisi 2	158
Tabel 5. 37 Output top slab komposit kondisi 3	161
Tabel 5. 38 Kebutuhan tulangan top slab komposit kondisi 3	163

Tabel 5. 39 Output gaya capping beam kondisi 3	163
Tabel 5. 40 Kebutuhan tulangan capping beam kondisi 3	164
Tabel 5. 41 Tulangan capping beam kondisi 3.....	164
Tabel 5. 42 Output gaya bottom slab kondisi 3.....	165
Tabel 5. 43 Kebutuhan tulangan bottom slab kondisi 3 ...	168
Tabel 5. 44 Output gaya dinding kondisi 3	168
Tabel 5. 45 Kebutuhan tulangan dinding kondisi 3	170
Tabel 5. 46 Rekapitulasi tulangan primary pile kondisi 3	171
Tabel 5. 47 Rekapitulasi tulangan top slab komposit kondisi 3	171
Tabel 5. 48 Rekapitulasi tulangan capping beam kondisi 3	171
Tabel 5. 49 Rekapitulasi tulangan bottom slab kondisi 3.	171
Tabel 5. 50 Rekapitulasi tulangan dinding kondisi 3	171
Tabel 5. 51 Output gaya primary pile kondisi 4.....	172
Tabel 5. 52 Kebutuhan tulangan primary pile kondisi 4 ..	173
Tabel 5. 53 Output gaya bottom slab kondisi 4.....	173
Tabel 5. 54 Output gaya bottom slab kondisi 4.....	174
Tabel 5. 55 Output gaya capping beam kondisi 4	174
Tabel 5. 56 Kebutuhan tulangan capping beam kondisi 4	175
Tabel 5. 57 Output gaya dinding kondisi 4	175
Tabel 5. 58 Output gaya primary pile kondisi 5.....	175
Tabel 5. 59 Kebutuhan tulangan primary pile kondisi 5..	176
Tabel 5. 60 Output gaya bottom slab kondisi 5.....	176
Tabel 5. 61 Output gaya top slab komposit kondisi 5.....	177
Tabel 5. 62 Output gaya capping beam kondisi 5	177
Tabel 5. 63 Kebutuhan tulangan capping beam kondisi 5	178
Tabel 5. 64 Output gaya dinding kondisi 5	178
Tabel 5. 65 Rekapitulasi Output gaya primary pile kondisi akhir.....	179
Tabel 5. 66 Rekapitulasi Kebutuhan tulangan primary pile kondisi akhir	179

Tabel 5. 67 Rekapitulasi Output gaya bottom slab kondisi akhir.....	180
Tabel 5. 68 Rekapitulasi Output gaya top slab komposit kondisi akhir	180
Tabel 5. 69 Rekapitulasi Output gaya capping beam kondisi akhir.....	181
Tabel 5. 70 Rekapitulasi Kebutuhan tulangan capping beam kondisi akhir	181
Tabel 5. 71 Rekapitulasi Output gaya dinding kondisi akhir	182
Tabel 5. 72 Perhitungan daya dukung primary pile D = 0,7 m	184
Tabel 5. 73 Gaya ijn pada primary pile	184
Tabel 5. 74 Output gaya pada primary pile	185
Tabel 5. 75 Kontrol daya dukung primary pile	186
Tabel 5. 76 Defleksi pada primary pile kondisi akhir	186
Tabel 5. 77 Kebutuhan tulangan lentur primary pile kondisi akhir.....	189
Tabel 5. 78 Kebutuhan tulangan geser spiral primary pile kondisi akhir	189
Tabel 5. 79 Output top slab komposit kondisi akhir	192
Tabel 5. 80 Beban mati yang terjadi pada kondisi sebelum komposit	194
Tabel 5. 81 Beban hidup yang terjadi pada kondisi sebelum komposit	194
Tabel 5. 82 Beban yang terjadi pada kondisi lifting	196
Tabel 5. 83 Rekapitulasi tulangan top slab.....	199
Tabel 5. 84 Rekapitulasi Output gaya capping beam kondisi akhir.....	200
Tabel 5. 85 Rekapitulasi Kebutuhan tulangan capping beam kondisi akhir	201

Tabel 5. 86 Perhitungan Tulangan capping beam kondisi akhir.....	201
Tabel 5. 87 Korelasi koefisien daya dukung tanah Terzaghi	203
Tabel 5. 88 Rekapitulasi gaya bottom slab kondisi akhir.	205
Tabel 5. 89 Kebutuhan tulangan bottom slab kondisi akhir	207
Tabel 5. 90 Rekapitulasi Output gaya dinding kondisi akhir	208
Tabel 5. 91 Kebutuhan tulangan dinding kondisi akhir ...	210
Tabel 5. 92 Rekapitulasi tulangan primary pile kondisi akhir	211
Tabel 5. 93 Rekapitulasi tulangan top slab komposit kondisi akhir.....	211
Tabel 5. 94 Rekapitulasi tulangan capping beam kondisi akhir	211
Tabel 5. 95 Rekapitulasi tulangan bottom slab kondisi akhir	211
Tabel 5. 96 Rekapitulasi tulangan dinding kondisi akhir.	211
Tabel 5. 97 Rekapitulasi pekerjaan tanah pada desain alternatif.....	213
Tabel 5. 98 Rekapitulasi pekerjaan struktur pada desain eksisting.....	214
Tabel 5. 99 Total biaya pelaksanaan pada desain eksisting	215
Tabel 5. 100 Rekapitulasi pekerjaan tanah pada desain alternatif.....	216
Tabel 5. 101 Rekapitulasi volume beton dan tulangan pada desain alternatif	217
Tabel 5. 102 Rekapitulasi pekerjaan struktur pada desain alternatif.....	218
Tabel 5. 103 Totak biaya pelaksanaan desain alternatif...	219

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Republik Indonesia (Kementerian PUPR) adalah salah satu kementerian yang memiliki tugas menyelenggarakan urusan pemerintahan di bidang pekerjaan umum dan perumahan rakyat untuk membantu presiden dalam menyelenggarakan urusan negara. Kementerian PUPR membawahi 6 Direktorat Jenderal salah satunya adalah Direktorat Jenderal Bina Marga yang bertugas menyelenggarakan perumusan dan pelaksanaan kebijakan di bidang penyelenggaraan jalan sesuai dengan ketentuan peraturan perundang-undangan.

Pembangunan Bandara *Yogyakarta International Airport* yang dibangun di Kecamatan Temon, Kabupaten Kulonprogo, Daerah Istimewa Yogyakarta rencananya akan memiliki terminal seluas 210.000 m² dan memiliki hangar seluas 371.125 m² diperkirakan menghabiskan dana sebesar Rp. 6 triliun rupiah. Bandara *Yogyakarta International Airport* yang dibangun di tanah seluas 600 hektar ini berdampak pada terputusnya Jalur Jalan Lintas Selatan (JJLS) alias Jalan Nasional Pantai Selatan (Pansela) yang berada di desa Palihan dan desa Glagah, Kecamatan Temon, Kabupaten Kulonprogo yang menghubungkan Yogyakarta – Purworejo.

JJLS yang membentang dari Jawa Barat hingga Jawa Timur tersebut diharapkan menjadi penunjang perekonomian di daerah selatan jawa, oleh karena itu pemerintah Provinsi D.I Yogyakarta tidak ingin jika terputusnya Jalur Jalan Lintas Selatan (JJLS) alias Jalan Nasional Pantai Selatan (Pansela) menghambat perkembangan perekonomian di daerah selatan jawa khususnya Yogyakarta. Karena alasan tersebut Kementerian PUPR

membangun infrastruktur jalan lintas yang berada dibawah *Bandara Yogyakarta International Airport* untuk menghubungkan kembali JJLS, maka dibangun proyek *Underpass Bandara Yogyakarta International Airport* yang akan dibangun oleh Kementerian PUPR melalui Balai Besar Pelaksanaan Jalan Nasional VII Semarang dan Satuan Kerja Pelaksanaan Jalan Nasional Wilayah Provinsi D.I Yogyakarta.

Berdasarkan laporan teknis proyek pembangunan *Underpass Bandara Yogyakarta International Airport*, proyek ini dimulai pada tanggal 12 November 2018 dan selesai pada tanggal 6 Desember 2019. Proyek pembangunan *Underpass Bandara Yogyakarta International Airport* dilaksanakan oleh PT. Wijaya Karya – Maratama Cipta Mandiri, KSO memiliki panjang *Underpass* tertutup sepanjang 1.095 m dan *Underpass* terbuka (*inlet & outlet*) sepanjang 140 m dan 120 m jadi total panjang keseluruhan *Underpass* ini adalah 1.355 m dan termasuk *Underpass* terpanjang yang berada di Indonesia. Lebar bersih *Underpass* yang direncanakan adalah 20,5 m dengan ketinggian bersih *Underpass* 8,97 m. Memiliki 2 jalur dan 4 lajur, di setiap jalur memiliki lebar 7 m dan lebar disetiap lajur adalah 3,5 m. Tinggi ruang bebas dalam *Underpass* adalah 5,4 m.

Underpass Bandara Yogyakarta International Airport ini menggunakan system *box cast in situ*. Struktur bawah terdapat *Bottom Slab*, Struktur *Wall* sebagai dinding penahan tanah, struktur atas terdapat *Back Wall* dan *Top Slab*. Konstruksi ini dikerjakan dengan menyambungkan keseluruhan struktur sehingga menjadi struktur *Underpass* yang *Monolite* dengan mutu beton f_c' 35 MPa.

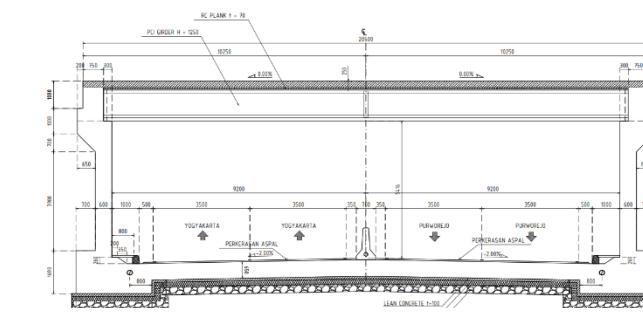
Dari data tanah yang didapat dari tes *Sondir*, didapati tanah yang berada pada proyek *Underpass* adalah dominan lempung berlanau (*kohesif*) pada sebagian besar permukaan (0 – 3 m) dari permukaan tanah asli. Di bawah lapisan lempung ditemukan lapisan pasir (*non-kohesif*). Struktur dari *Underpass* ini sendiri berada di kedalaman 7 m dari permukaan tanah asli. Melihat ukuran struktur *Underpass* memiliki ukuran yang besar dan metode konstruksi

secara *Cast In Situ* berdampak pada penggalian volume tanah asli yang relatif banyak. Mengingat dikedalaman 3 m dan seterusnya merupakan lapisan tanah berpasir yang sifatnya tidak mengikat antar butiran (*non-kohesif*) berakibat rawan terjadi *Sliding/runtuh* pada lereng galian.

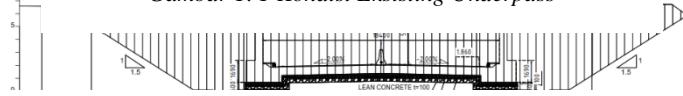
Dalam rangka menghindari keruntuhan galian akibat kondisi lapisan tanah yang berpasir dan meminimalisir metode konstruksi *Underpass*, diusulkan alternatif metode konstruksi yang digunakan yaitu mengganti struktur *Wall* dengan *Secant Pile*. Metode *Secant Pile* direncanakan untuk dipasang sebagai dinding penahan tanah di sepanjang *Underpass*.

Keuntungan dalam menerapkan metode *Secant Pile* pada proyek *Underpass Yogyakarta International Airport* :

1. Menghindari potensi longsor akibar galian struktur
 2. Mengurangi volume galian struktur
 3. *Secant Pile* sebagai kolom di tengah *Underpass* mampu mengurangi dimensi *girder*
 4. Meminimalisir metode konstruksi *Underpass*



Gambar 1. 1 Kondisi Eksisting Underpass



Gambar 1. 2 Cross Section Galian Eksisting

1.2. Rumusan Masalah

1. Bagaimana perencanaan Struktur *Secant Pile* pada proyek *Underpass Yogyakarta International Airport*?
2. Bagaimana perencanaan Struktur Dinding pada proyek *Underpass Yogyakarta International Airport*
3. Bagaimana perencanaan Struktur *Capping Beam* pada proyek *Underpass Yogyakarta International Airport*?
4. Bagaimana perencanaan alternatif *Bottom slab* pada *Underpass Yogyakarta International Airport*?
5. Bagaimana perencanaan struktur *Top slab* dengan *Half slab precast* pada *Underpass Yogyakarta International Airport*?
6. Bagaimana metode pelaksanaan desain alternatif pada proyek *Underpass International Airport*?

1.3. Batasan Masalah

Dalam penulisan proyek akhir ini, penulis membatasi beberapa permasalahan sebagai berikut :

1. Data tanah yang digunakan adalah data tanah *primer*
2. Underpass yang ditinjau adalah 1 Segmen sepanjang 33 meter
3. Sistem dinding penahan tanah *underpass eksisting* yang digunakan adalah *Cast In Situ*
4. Struktur *Secant Pile* berfungsi menjadi dinding penahan tanah dan pondasi tiang dalam
5. Tidak merencanakan perkerasan jalan
6. Tidak membahas tentang saluran drainase pada *Underpass*
7. Tidak merencanakan struktur *Underpass* terbuka *Inlet & Outlet*
8. Tidak merencanakan perencanaan *Waterstop*

1.4. Tujuan

Sesuai dari rumusan masalah diatas dapat disimpulkan bahwa tujuan dari Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Dapat merencanakan perencanaan Struktur *Secant Pile* pada proyek *Underpass Yogyakarta International Airport*
2. Dapat merencanakan perencanaan Struktur Dinding pada proyek *Underpass Yogyakarta International Airport*
3. Dapat merencanakan perencanaan Struktur *Capping beam* pada proyek *Underpass Yogyakarta International Airport*
4. Dapat merencanakan perencanaan alternatif *Bottom slab* pada *Underpass Yogyakarta International Airport*
5. Dapat merencanakan perencanaan struktur *Top slab* dengan metode *Half Slab* pada *Underpass Yogyakarta International Airport*
6. Dapat mengetahui metode pelaksanaan desain alternatif pada proyek *Underpass International Airport*

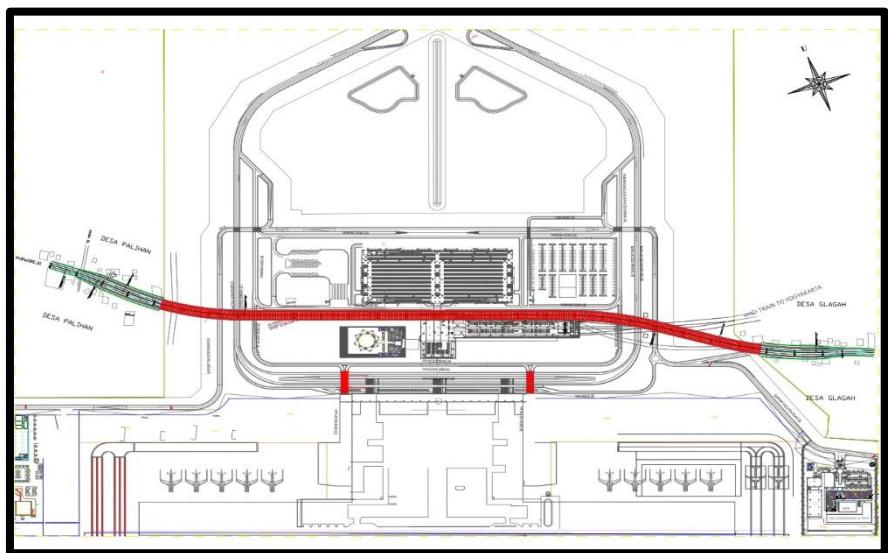
1.5. Manfaat

Penulis dalam hal ini melakukan riset dan menentukan metode alternatif yang lebih efektif digunakan dalam penggerjaan proyek ini. Diharapkan manfaat dari proyek tugas akhir menjadi suatu alternative perencanaan *Underpass Yogyakarta International Airport* dan selain itu juga diharapkan dapat menambah khasanah ilmu pengetahuan, terutama yang berhubungan dengan alternatif diberbagai proyek di Indonesia.

1.6. Peta Lokasi Proyek



Gambar 1. 3 Peta Lokasi



Gambar 1. 4 Denah Interface Underpass

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Karakteristik Tanah

Tanah adalah material yang terdiri dari agregat (butiran) mineral-mineral padat yang tidak tersementasi (terikat secara kimia) satu sama lain dari bahan-bahan organik yang telah melapuk (yang berpartikel padat) disertai zat cair juga gas yang mengisi ruang-ruang kosong diantara partikel-partikel padat tersebut (Das, 1995). Selain itu dalam arti lain tanah merupakan akumulasi partikel mineral atau ikatan antar partikelnya, yang terbentuk karena pelapukan dari batuan (Craig,1991).

Tanah memiliki ukuran partikel yang sangat beragam dengan variasi yang cukup besar. Berdasarkan ukuran partikelnya, tanah dibagi menjadi empat jenis, yaitu ; kerikil (*gravel*), pasir (*sand*), lanau (*silt*) dan lempung (*clay*).

Struktur tanah didefinisikan sebagai susunan geometric butiran tanah. Diantara faktor-faktor yang mempengaruhi struktur tanah adalah bentuk,ukuran dan komposisi mineral dari butiran tanah serta sifat dan komposisi dari air tanah. Secara umum, tanah dapat dimasukkan ke dalam dua kelompok yaitu : tanah tak berkohesi (*cohesionless soil*) dan tanah bercoesive (*cohesive soil*). Tanah tak berkohesi adalah tanah yang tidak mempunyai atau sedikit sekali lekatan antara butir-butirnya, misal tanah pasir (tanah yang tidak mengandung lempung). Tanah kohesi adalah tanah yang memiliki lekatan antara butir-butirnya, misal tanah lempung (tanah yang mengandung lempung cukup banyak).

2.2. Parameter Tanah

2.2.1. Klasifikasi Tanah

Sistem klasifikasi tanah adalah suatu sistem pengaturan beberapa jenis tanah yang berbeda-beda tapi mempunyai sifat yang serupa ke dalam kelompok-kelompok dan subkelompok-subkelompok berdasarkan pemakaianya. Sistem klasifikasi memberikan suatu bahasa yang mudah untuk menjelaskan secara singkat sifat-sifat umum tanah yang sangat bervariasi tanpa penjelasan yang terinci. Sebagian besar sistem klasifikasi tanah yang telah dikembangkan untuk tujuan rekayasa didasarkan pada sifat-sifat indeks tanah yang sederhana seperti distribusi ukuran butiran dan plastisitas.

Pada saat ini ada dua sistem klasifikasi tanah yang selalu dipakai oleh para ahli Teknik sipil. Kedua system tersebut memperhitungkan distribusi ukuran butir dan batas-batas Atterberg. sistem-sistem tersebut adalah; system klasifikasi AASHTO dan system klasifikasi USCS.

➤ Sistem klasifikasi AASHTO

Pada sistem klasifikasi AASHTO, tanah diklasifikasikan ke dalam tujuh kelompok besar, yaitu A-1 sampai dengan A-7. Tanah yang diklasifikasikan ke dalam A-1, A-2, dan A-3 adalah tanah berbutir di mana 35% atau kurang dari jumlah butiran tanah tersebut lolos ayakan No.200. Tanah dimana lebih dari 35% butirannya lolos ayakan No.200 diklasifikasikan ke dalam kelompok A-4, A-5, A-6, dan A-7. Butiran dalam kelompok A-4 sampai dengan A-7 tersebut sebagian besar adalah lanau dan lempung.

Sistem klasifikasi AASHTO didasarkan pada kriteria sebagai berikut :

a. Ukuran butir

Kerikil; butiran dengan diameter 75 sampai dengan 2,0 mm, bagian tanah yang lolos ayakan dengan diameter 75mm dan yang tertahan pada ayakan No. 20 (2mm)

Pasir; butiran dengan diameter 2,0 sampai dengan 0,05mm, bagian tanah yang lolos ayakan No. 10 (2mm) dan yang tertahan pada ayakan No. 200 (0,75mm)

Lanau; butiran dengan diameter 0,05 sampai dengan 0,002 mm, bagian tanah yang lolos ayakan No. 200

Lempung; butiran dengan diameter lebih kecil dari 0,002mm, bagian tanah yang lolos ayakan No. 200

b. Plastisitas

Nama *berlanau* dipakai apabila bagian-bagian yang halus dari tanah mempunyai indeks plastisitas [*Plasticity index (PI)*] sebesar 10 atau kurang. Nama *berlempung* dipakai bilamana bagian-bagian yang halus dari tanah mempunyai indeks plastis sebesar 11 atau lebih.

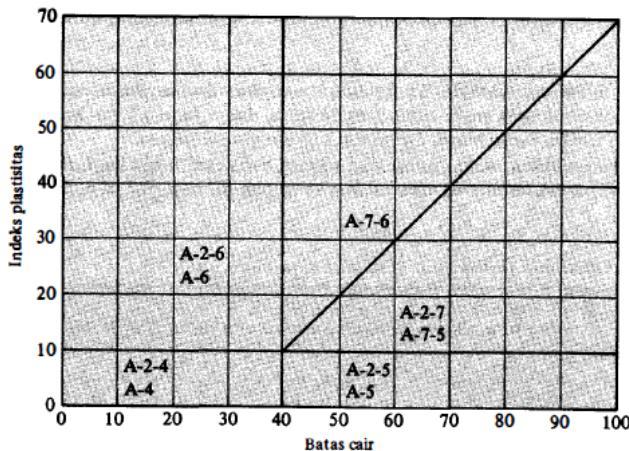
c. Apabila batuan (ukuran lebih besar dari 75 mm) yang ditemukan di dalam contoh tanah, maka batuan-abtuan tersebut harus dikeluarkan terlebih dahulu. Tetapi, persentase dari batuan yang dikeluarkan tersebut harus dicatat.

Apabila sistem klasifikasi AASHTO dipakai untuk mengklasifikasikan tanah, maka data dari hasil uji dicocokan dari kolom sebelah kiri ke kolom sebelah kanan dengan angka-angka

yang diberikan dalam Tabel 2.2.1 yang menunjukkan Klasifikasi tanah untuk lapisan tanah dasar. Gambar 2.2.1 memnunjukkan suatu gambar dari rentang batas cair (LL) dan indeks plastisitas (PI) untuk tanah yang masuk dalam kelompok A-2, A-4, A5, A6, dan A-7.

Tabel 2. 2 Klasifikasi Tanah (lanjutan) (Braja M.Das)

Klasifikasi umum	Tanah lanau – lempung (Lebih dari 35% dari seluruh contoh tanah lolos ayakan No. 200)			
Klasifikasi kelompok	A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5* A-7-6†
Analisis ayakan (% lolos)				
No. 10				
No. 40				
No. 200	Min 36	Min 36	Min 36	Min 36
Sifat fraksi yang lolos ayakan No. 40				
Batas cair (LL)	Maks 40	Maks 41	Maks 40	Maks 41
Indeks plastisitas (PI)	Maks 10	Maks 10	Min 11	Min 11
Tipe material yang paling dominan	Tanah berlanau		Tanah berlempung	
Penilaian sebagai bahan tanah dasar	Biasa sampai jelek			

*Untuk A-7-5, $PI \leq LL - 30$ †Untuk A-7-6, $PI > LL - 30$ 

Gambar 2. 1 Rentang dari batas cair (LL) dan indeks plastisitas (PI) untuk tanah dalam kelompok (Braja M. Das)

- Sistem klasifikasi USCS

Sistem klasifikasi *Unified Soil Classification System* diberikan dalam Tabel 2.2.2. sistem klasifikasi USCS ini mengelompokkan tanah kedalam dua kelompok besar, yaitu:

1. Tanah berbutir kasar (*coarse-grained-soil*) yaitu tanah kerikil dan pasir dimana kurang dari 50% berat total contoh tanah lolos ayakan No. 200. Simbol dari kelompok ini dimulai dengan huruf awalan G untuk kerikil (*gravel*) untuk tanah berkerikil atau S untuk pasir (*sand*) untuk tanah berpasir.
2. Tanah berbutir-halus (*fine-grained-soil*) yaitu tanah dimanalebih dari 50% berat total contoh tanah lolos ayakan No. 200. Simbol dari kelompok ini dimulai dengan huruf awal M untuk lanau (*silt*) anorganik, C untuk lempung (*clay*) anorganik, dan O untuk lanau organic dan lempung organik

Simbol-simbol lain yang digunakan untuk klasifikasi USCS adalah:

- | | |
|---|--|
| W | = <i>well graded</i> (tanah dengan gradasi baik) |
| P | = <i>poorly graded</i> (tanah dengan gradasi buruk) |
| L | = <i>low plasticity</i> (plastisitas rendah)(LL<50) |
| H | = <i>high plasticity</i> (plastisitas tinggi)(LL>50) |

Klasifikasi tanah berbutir halus dengan symbol ML, CL, OL, MH, CH, dan OH didapat dengan cara menggambar batas cair dan indeks plastisitas tanah yang bersangkutan pada bagan plastisitas yang diberikan dalam Tabel 2.3.

Tabel 2.3 Sistem Klasifikasi USCS (Braja M. Das)

Kriteria klasifikasi	
Klasifikasi berdasarkan persentase butir halus Kurang dari 5% lobosysikan No. 200 CW, CP, SW, SP Lebih dari 12% lobosysikan No. 200 GM, GC, SM, SC 5% sampai 12% lobosysikan No. 200 Klasifikasi pertobatan yang memerlukan penggunaan dua simbol	$C_u = D_{60}/D_{10}$ Lebih besar dari 4 $C_e = \frac{(D_{60})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Antara 1 dan 3.
Tidak memenuhi kedua kriteria untuk GW	
Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $PI < 4$ Batas-batas Atterberg di atas garis A dengan $PI > 7$	Batas-batas Atterberg yang digambarkan dalam daerah yang diarsir merupakan klasifikasi batas yang membutuhkan simbol ganda
Tidak memenuhi kedua kriteria untuk SW	
Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $PI < 4$ Batas-batas atterberg di atas garis A dengan $PI > 7$	Batas-batas Atterberg yang digambarkan dalam daerah yang diarsir merupakan klasifikasi batas yang membutuhkan simbol ganda
Manual untuk identifikasi secara visual dapat dilihat dalam ASTM Designation D-2488	

Tabel 2. 4 (lanjutan) Sistem Klasifikasi USCS (Braja M.Das)

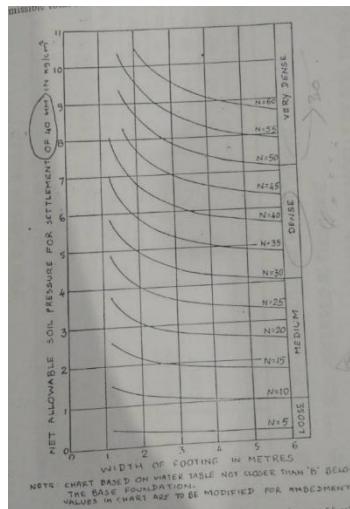
Divisi utama	Simbol kelompok	Nama umum
Tanah berbutir halus 50% atau lebih lolos ayakan No. 200	Pasir lebih dari 50% butiran terdapat pada ayakan No. 4	Kerikil bergradasi-baik dan campuran kerikil-pasir, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butiran halus
		Kerikil bergradasi-buruk dan campuran kerikil-pasir, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butiran halus
	Kerikil atau lebih dari fraksi pasir terdapat pada ayakan No. 4	Kerikil dengan butiran halus
		Kerikil berlempung, campuran kerikil-pasir-lempung
	Pasir berpasir atau pasir halus	Pasir bergradasi-baik, pasir berkerikil, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butiran halus
		Pasir bergradasi-buruk dan pasir berkerikil, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butiran halus
	Pasir dengan butiran halus	Pasir berlanau, campuran pasir-lanau
		Pasir berlempung, campuran pasir - lempung
	Lanau dan Lempung Batas cair lebih dari 50%	Lanau anorganik, pasir halus sekali, serbus batuan, pasir halus berlanau atau berlempung
		Lempung anorganik dengan plastisitas rendah sampai dengan sedang lempung berkerikil, lempung berpasir, lempung berlanau, lempung "kurus" (lean clays)
Lanau dan Lempung Batas cair lebih dari 50%	OL	Lanau - organik dan lempung berlanau organik dengan plastisitas rendah
		Lanau anorganik atau pasir halus diatomae, atau lanau diatomae, lanau yang elastis.
	MH	Lempung anorganik dengan plastisitas tinggi, lempung "gemuk" (fat clays)
		Lempung organik dengan plastisitas sedang sampai dengan tinggi
	PT	Peat (gambut), muck, dan tanah-tanah lain dengan kandungan organik tinggi

*Menurut ASTM (1982)

† Berdasarkan tanah yang lolos ayakan 75 mm (3 in)

2.2.2. Analisa Data Tanah

Dalam perencanaan, diperlukan data-data tanah seperti; kohesi (C), berat volume tanah (γ) *saturated* ataupun *dry*, dan sudut geser tanah (ϕ) dari angka N-SPT yang didapatkan. Untuk mendapatkan nilai-nilai parameter tanah tersebut digunakan korelasi antara N-SPT dengan parameter-parameter tanah tersebut.

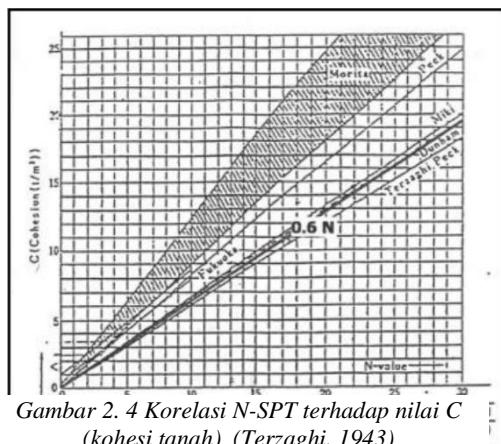


Gambar 2. 2 Konsistensi Tanah Granular

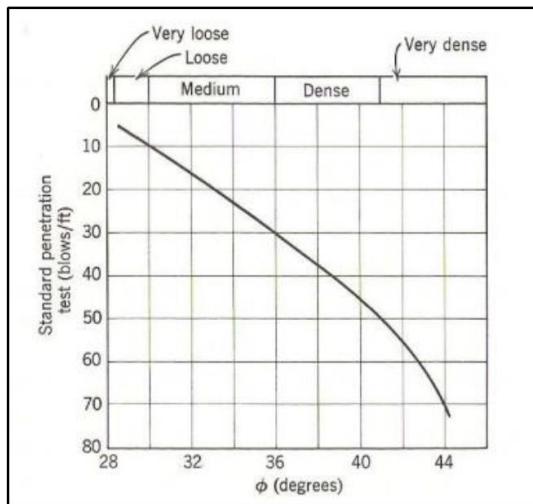
Tabel 2. 5 Konsistensi Tanah Kohesif

SOIL CONSISTENCY (FOR COHESIVE SOILS)				
TYPE OF SOIL	CONSISTENCY CLASSIFICATION	APPROXIMATE VALUES OF UNDRAINED SHEAR STRENGTH/GROUND RESISTANCE		
		UNDRAINED SHEAR STRENGTH/kg/cm²	SUSPENDED GONE RESISTANCE, DCPT/kg/cm²	GONE RESISTANCE, DCPT/kg/cm²
1.**) VERY SOFT		< 0.125 kg/cm²	< 2.5	< 7.5 kg/cm²
2.	SOFT	0.125 to 0.25	2.5 to 5	7.5 to 15
3.	MEDIUM	0.25 to 0.5	5 to 10	15 to 30
4.	STIFF	0.5 to 1.0	10 to 20	30 to 60
5.	VERY STIFF	1.0 to 2.0	20 to 40	60 to 120
6.	HARD	> 2.0 kg/cm²	> 40	120 kg/cm²

*) DCPT = Dutch Cone Penetrometer Test



Gambar 2. 4 Korelasi N-SPT terhadap nilai C (kohesi tanah) (Terzaghi, 1943)



Gambar 2. 3 Korelasi N-SPT terhadap nilai sudut geser tanah (ϕ) untuk tanah granular (Peck, Hanson dan Thornburn, 1953)

Tabel 2. 6 Korelasi N-SPT terhadap nilai γ (J.E Bowles, 1984)

Tabel : SPT Cohesionless (J.E. BOWLES, 1984)

Cohesionless Soil / Sol Pulvérulent					
N (blows)	0 - 3	4 - 10	11 - 30	31 - 50	> 50
γ (KN/m ³)	-	12 - 16	14 - 18	16 - 20	18 - 23
ϕ (°)	-	25 - 32	28 - 36	30 - 40	> 35
State	Very Loose	Loose	Medium	Dense	Very Dense
Dr (%)	0 - 15	15 - 35	35 - 65	65 - 85	85 - 100

Cohesive Soil / Sol Cohérent					
N (blows)	< 4	4 - 6	6 - 15	16 - 25	> 25
γ (KN/m ³)	14 - 18	16 - 18	16 - 18	16 - 20	> 20
q_u (kPa)	< 25	20 - 50	30 - 60	40 - 200	> 100
Consistency	Very Soft	Soft	Medium	Stiff	Hard

Tabel 2. 7 Korelasi N-SPT dengan sudut geser tanah ϕ untuk tanah kohesif (Loo,2007)

Type	Soil description	Effective cohesion (kPa)	Friction angle (degrees)
Cohesive	Soft – organic	5-10	10-20
	Soft – non organic	10-20	15-25
	Stiff	20-50	20-30
	Hard	50-100	25-30

Tabel 2. 8 Korelasi jenis tanah terhadap kadar air dan angka pori (Braja DAS, 1988)

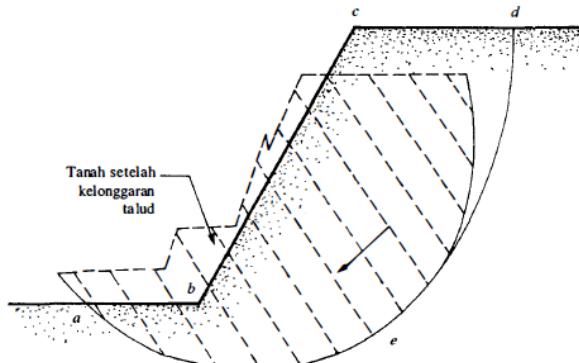
Type tanah	Angka pori, c	dalam keadaan jenuh (%)	(lb/ft ³)	(KN/m ²)
Pasir lepas dengan butiran seragam (loos uniform sand)	0,8	30	92	14,5
Pasir padat dengan butiran seragam (dense uniform sand)	0,45	16	115	18
Pasir berlanau yang lepas dengan butiran bersudut (loose angular-grained silty sand)	0,65	25	102	16
Pasir berlanau yang padat dengan butiran bersudut (dense angular-grained silty sand)	0,4	15	121	19
Lempung kaku (stiff clay)	0,6	21	108	17
Lempung lembek (soft clay)	0,9 - 1,4	30 - 50	73 - 93	11,5 - 14,5
Tanah (loess)	0,9	25	86	13,5
Lempung organik lembek (soft organic clay)	2,5 - 3,2	90 - 120	38 - 51	6 - 8
Glacial till	0,3	10	134	21

2.3. Analisis Stabilitas Lereng

Analisis stabilitas lereng dilakukan untuk mengevaluasi kondisi kestabilan suatu lereng. Sebuah lereng dikatakan longsor ataupun stabil dengan ditentukan oleh angka keamanan (*safety factor*). Dalam menentukan terjadi atau tidaknya kelongsoran sebuah lereng dapat ditunjukkan dengan Tabel 2.2.8 menunjukkan hubungan nilai *safety factor* dan kemungkinan longsor tanah (*Bowles, 1989*). Gambar menunjukkan kelongsoran lereng/talud.

Tabel 2. 9 Hubungan nilai SF dan potensi longsor tanah

Nilai SF	Kemungkinan Longsor
<1,07	Kelongsoran biasa terjadi (lereng labil)
1,07<SF<1,25	Kelongsoran pernah terjadi (lereng kritis)
>1,25	Kelongsoran jarang terjadi (lereng relatif stabil)



Gambar 2. 5 Kelongsoran Talud (Braja M. Das)

Pada umumnya Angka kemanan (*safety factor*) dapat didefinisikan sebagai berikut:

$$Fs = \frac{\tau f}{\tau d}$$

(2.1)

Keterangan :

F_s = angka keamanan rencana

τ_f = kekuatan geser rata-rata dari tanah

τ_d = tegangan geser rata-rata yang bekerja sepanjang bidang longsor

Kekuatan geser tanah terdiri dari dua komponen, yaitu kohesi dan geseran, dan dapat dituliskan sebagai berikut :

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi$$

Keterangan :

(2.2)

c = kohesi

ϕ = sudut geser tanah

σ = tegangan normal rata-rata pada permukaan bidang longsor

Dengan cara yang sama, maka dapat dituliskan persamaan untuk tegangan geser rata-rata yang bekerja sepanjang bidang longsor, sebagai berikut:

$$\tau_d = cd + \sigma \tan \phi_d$$

(2.3)

Keterangan

cd = kohesi

ϕ_d = sudut geser tanah yang bekerja sepanjang bidang longsor

Dengan memasukkan persamaan (2.2) dan (2.3) ke dalam persamaan (2.1), maka didapatkan:

$$F_s = \frac{c + \sigma \tan \phi}{cd + \sigma \tan \phi_d} \quad (2.4)$$

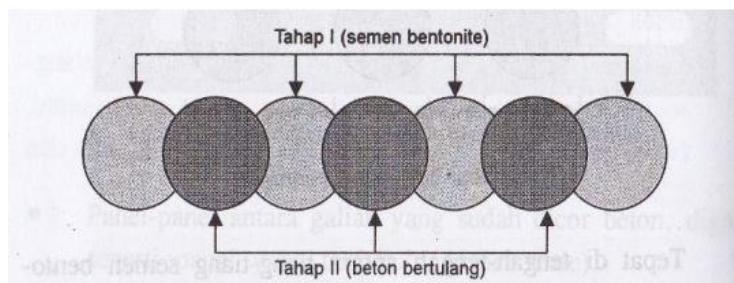
2.4. Secant Pile

Metode *secant pile* adalah metode yang akan digunakan dalam pembahasan kali ini, karena metode ini cocok untuk membangun konstruksi *underpass* di area tanah yang mayoritas adalah tanah berpasir (*granular*). Pada *Underpass Yogyakarta International Airport*, dinding penahan tanah (*retaining wall*) bersatu dengan pondasi *secant pile*. *Secant pile* juga akan direncanakan menjadi tiang kolom untuk membantu penyangga struktur atas (*substructure*).

Secant pile biasanya dapat diterapkan pada kondisi tanah yang sulit atau level muka air tanah yang tinggi. Struktur *secant pile* tersusun atas barisan pile beton tak bertulang yang disebut *secondary pile* dan pile beton bertulang yang disebut *primary pile*.

Secondary pile berbahan semen *bentonite* dengan mutu beton lebih rendah dari *Primary pile*. Jarak antara *pile* ditentukan sesuai dengan besaran diameter *primary pile*. *Secondary pile* harus dikerjakan terlebih dahulu sesuai dengan rencana kebutuhan. *Primary pile* merupakan inti dari *secant pile* ini dengan konstruksi beton bertulang dan mutu beton harus lebih tinggi dari *Secondary pile* sesuai dengan hasil analisis struktur. Keduanya disusun saling menyambung hingga membuat sebuah dinding.

Secondary pile berfungsi sebagai penutup galian dan pengendap, sedangkan *Primary pile* berfungsi sebagai elemen struktural yang memberikan kapasitas lentur sistem *secant pile*.



Gambar 2. 6 Secant Pile

Keuntungan dalam menggunakan *secant pile* diantaranya :

1. Tidak membutuhkan area yang luas untuk konstruksi pelaksanaannya
2. Tidak memerlukan galian yang begitu banyak
3. Cocok digunakan untuk tanah dengan kondisi yang sulit seperti : muka air tanah yang tinggi

Kekurangan dalam menggunakan *secant pile* diantaranya:

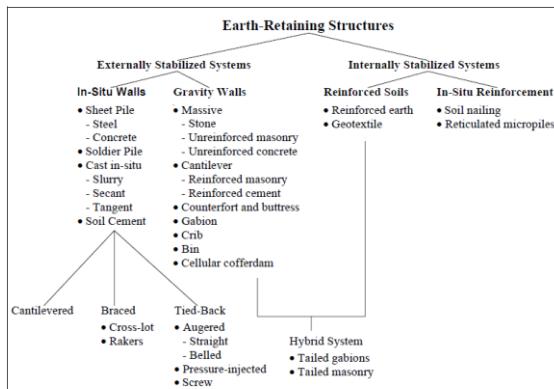
1. Waktu oengerjaan lebih lama dibanding dengan konstruksi dinding penahan tanah lainnya
2. Memerlukan finishing tambahan untuk dinding

2.5. Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah adalah struktur yang didesain untuk menjaga dan mempertahankan dua muka elevasi tanah yang berbeda (Coduto, 2001). Dinding penahan tanah berfungsi untuk mejaga stabilitas tanah maupun struktur agar tidak mengalami keruntuhan akibat gaya yang terjadi. Elemen-elemen pondasi, seperti bangunan ruang bawah tanah (*basement*), pangkal jembatan (*abutment*) dan *underpass*, selain berfungsi sebagai bagian bawah dari struktur, berfungsi juga sebagai penahan tanah di sekitarnya (Hardiyatmo, 2002).

2.5.1. Jenis Dinding Penahan Tanah

Menurut O'Rouke dan Jones (1990), dinding penahan tanah diklasifikasikan menjadi 2 kategori yaitu system stabilitas eksternal dan system stabilitas internal serta system *hybrid* yang merupakan kombinasi dari keduanya. Gambar 2.5.1 menunjukkan klasifikasi dinding penahan tanah menurut O'Rouke dan Jones.

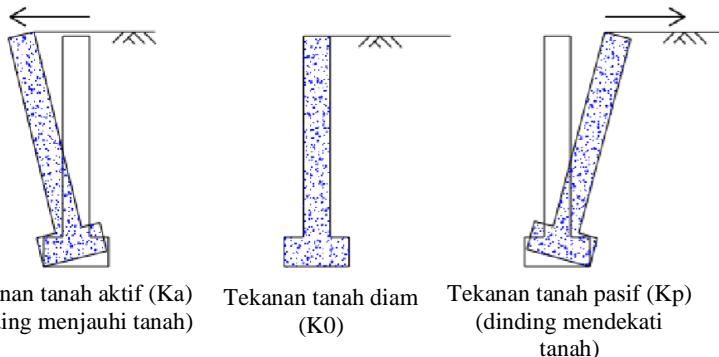


Gambar 2.7 Klasifikasi Dinding Penahan Tanah

2.6. Tekanan Tanah Lateral Menurut Rankine

Tekanan tanah lateral adalah gaya yang ditimbulkan akibat dorongan tanah dibelakang struktur penahan tanah pada bidang horizontal. Tekanan tanah lateral dapat dibagi menjadi 3 kategori seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.8, yaitu:

1. Jika dinding menjauhi tanah, hingga terjadi keruntuhan, koefisien K mencapai minimum yang dinamakan tekanan tanah aktif (K_a).
2. Jika dinding bergerak menekan ke arah tanah hingga runtuh, koefisien K mencapai nilai maksimum yang dinamakan tekanan tanah pasif (K_p).
3. Jika dinding tidak bergerak, K menjadi koefisien tekanan tanah diam (K_o)



Gambar 2. 8 Sketsa tekanan tanah (Weber, 2010)

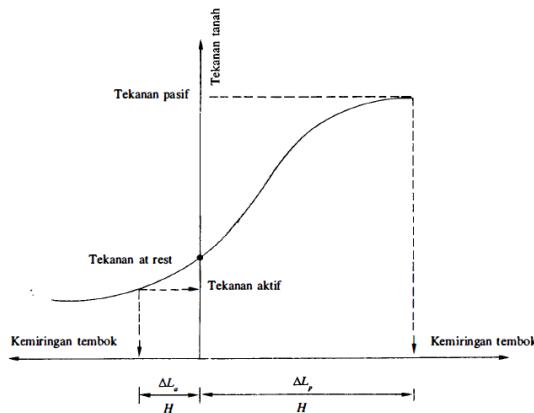
Jenis tanah, tinggi dinding dan tekanan lateral yang bekerja mempengaruhi besarnya perpindahan dinding penahan tanah. Gambar menunjukkan grafik arah perpindahan dinding terhadap tekanan yang bekerja.

2.6.1. Tekanan Tanah Aktif

Dinding penahan tanah dalam keseimbangan menahan tekanan tanah horizontal. Tekanan horizontal ini bisa didapatkan dengan menggunakan koefisien tanah K_a . Jadi bila berat suatu tanah sampai kedalaman H maka tekanan tanah aktifnya adalah γH dengan γ adalah berat volume tanah, dan arah dari tekanan tanah aktif tersebut adalah vertikal. Sedangkan untuk mendapatkan tekanan tanah aktif horizontal maka dibutuhkan konstanta K_a yang berfungsi mengubah tekanan vertikal menjadi tekanan horizontal.

$$\sigma_a = \sigma v \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} - 2c \frac{\cos\phi}{1+\sin\phi} \quad (2.5)$$

Dalam kasus ini σv = tekanan efektif akibat lapisan tanah



Gambar 2. 9 Grafik arah perpindahan dinding terhadap tekanan yang bekerja

diatasnya = γz

$$\frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.6)$$

Variasi σ_a dengan kedalaman z untuk tanah yang tidak berkohesi (*cohesionless soil*), $c = 0$, maka:

$$\sigma_a = \sigma_v \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \sigma_v \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi}$$

atau

$$\sigma_a = \gamma z \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \gamma z \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} \quad (2.7)$$

Rasio σ_a dan σ_v adalah koefisien tekanan tanah aktif K_a , bisa dituliskan sebagai berikut:

$$K_a = \frac{\sigma_a}{\sigma_v} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} \quad (2.8)$$

Maka dari persamaan (2.7) dan (2.8) dapat disimpulkan untuk persamaan tekanan tanah aktif pada kedalaman $z = H$ untuk tanah yang tidak berkohesi (*cohesionless soil*), $c = 0$ adalah sebagai berikut:

$$\sigma_a = K_a \times \gamma \times H$$

atau

$$\sigma_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \times \gamma \times H = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} \times \gamma \times H \quad (2.9)$$

Dalam kondisi tanah yang berkohesi (*cohesion soil*) $c \neq 0$ memiliki pengaruh mengurangi tekanan aktif tanah, maka tekanan tanah aktif dapat dituliskan sebagai berikut:

$$\sigma_a = K_a \times \gamma \times H - 2c \times \sqrt{K_a}$$

atau

$$\sigma_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \times \gamma \times H - 2c \times \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

atau

$$\sigma_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} \times \gamma \times H - 2c \times \frac{\cos\phi}{1 + \sin\phi} \quad (2.10)$$

Keterangan :

σ_v = tekanan tanah vertical

σ_a = tekanan tanah aktif

ϕ = sudut geser tanah

c = kohesi

2.6.2. Tekanan Tanah Pasif

Dalam kondisi tertentu dinding penahan tanah dapat ter dorong ke arah tanah yang dithan. Hal itu dapat disebut sebagai tekanan tanah pasif. Arah dari tekanan tanah pasif berlawanan dengan arah tekanan tanah aktif.

$$\begin{aligned}\sigma_p &= \sigma_v \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \\ \sigma_p &= yz \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)\end{aligned}\quad (2.11)$$

Penurunan serupa dengan persamaan untuk kondisi tekanan tanah aktif, Rasio σ_p dan σ_v adalah koefisien tekanan tanah pasif K_p , bisa dituliskan sebagai berikut:

$$K_p = \frac{\sigma_p}{\sigma_v} = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \frac{1}{K_a}$$

Maka dari persamaan (2.10) dan (2.11) dapat disimpulkan untuk persamaan tekanan tanah pasif pada kedalaman $z = H$ untuk tanah yang tidak berkohesi (*cohesionless soil*), $c = 0$ adalah sebagai berikut:

$$\sigma_p = K_p \times \gamma \times H$$

atau

$$\sigma_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \times \gamma \times H = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \times \gamma \times H \quad (2.12)$$

Dalam kondisi tanah yang berkohesi (*cohesion soil*) $c \neq 0$ memiliki pengaruh memperbesar tekanan pasif tanah, maka tekanan tanah pasif dapat dituliskan sebagai berikut:

$$\sigma_p = K_p \times \gamma \times H + 2c \times \sqrt{K_p}$$

atau

$$\sigma_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \times \gamma \times H + 2c \times \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.13)$$

Keterangan :

σ_v = tekanan tanah vertical

σ_p = tekanan tanah pasif

- ϕ = sudut geser tanah
 c = kohesi

2.6.3. Tekanan Tanah Kondisi Diam (At Rest)

Suatu elemen tanah yang terletak pada kedalaman z akan terkena tekanan arah vertikal σ_v dan tekanan arah horizontal σ_h . Bila dinding penahan tanah dalam keadaan diam, yaitu bila dinding tidak bergerak ke salah satu arah baik kanan maupun ke kiri dari posisi awal, maka massa tanah akan berada dalam keadaan keseimbangan elastis (*elastic equilibrium*). Rasio tekanan tanah arah horizontal dan tekanan arah vertikal dinamakan koefisien tekanan tanah diam K_o .

Untuk tanah berbutir, koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam dapat diwakili oleh hubungan empiris yang diperkenalkan Jaky (1944)

$$K_o = 1 - \sin \phi \quad (2.14)$$

Untuk tanah lempung yang terkonsolidasi normal (*normally consolidated*) dapat menggunakan persamaan yang disarankan oleh Brooker da Jreland (1965) untuk menghitung harga K_o .

$$K_o = 0,95 - \sin \phi \quad (2.15)$$

Untuk tanah lempung yang tekonsolidasi normal, persamaan empiris yang lain untuk K_o telah diperkenalkan oleh Alpan (1967):

$$K_o = 0,19 + 0,233 \log (PI) \quad (2.16)$$

keterangan

PI = indeks plastis

Sudut ϕ dalam persamaan (2.14) dan (2.15) adalah sudut geser tanah dalam keadaan air teralirkkan (*drained*). Untuk tanah lempung yang terkonsolidasi lebih (*overconsolidated*), koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam K_o dapat diperkirakan sebagai berikut:

$$K_o \text{ (overconsolidated)} = K_o \text{ (normally consolidated)} \sqrt{OCR} \quad (2.17)$$

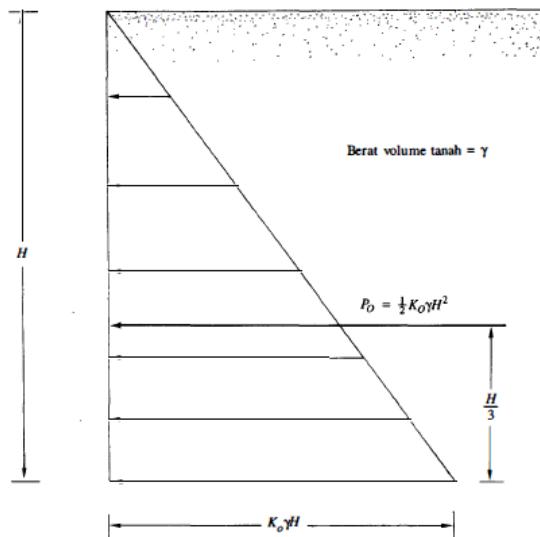
Keterangan :

$OCR = \text{overconsolidated ratio}$ (rasio terkonsolidasi lebih)

Rasio terkonsolidasi lebih ini dapat didefinisikan sebagai berikut:

$$OCR = \frac{\text{tekanan pra konsolidasi}}{\text{tekanan efektif akibat lapisan tanah di atasnya}} \quad (2.18)$$

Gambar 2.10 menunjukkan distribusi tekanan tanah dalam keadaan diam yang bekerja pada dinding penahan tanah setinggi H . Gaya total per satuan lebar dinding P_0 adalah sama dengan luas dari diagram tekanan tanah yang bersangkutan, jadi dapat



Gambar 2. 10 Distribusi tekanan tanah dalam keadaan diam (at rest)
(Braja M.Das)

dituliskan sebagai berikut:

$$Po = \frac{1}{2} \times Ko \times \gamma H^2 \quad (2.19)$$

2.6.4. Tekanan Tanah Saat Kondisi Diam (At Rest) untuk Tanah yang Terendam Air Sebagian

Suatu tembok penahan tanah setinggi H dengan permukaan air tanah (*ground water table*) terletak pada kedalaman H_1 , dari permukaan tanah. Untuk $z \leq H_1$, tekanan tanah dalam keadaan diam arah horizontal adalah sebesar $\sigma_h = K_0 \gamma z$. Tetapi untuk $z \geq H_1$ (yaitu di bawah permukaan air tanah), tekanan tanah pada dinding penahan tanah merupakan komponen dari tekanan efektif (σ') dan tekanan air pori (u).

$$\text{Tekanan efektif arah vertikal } (\sigma v') = \gamma H_1 + \gamma'(z - H_1) \quad (2.20)$$

dengan $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ = berat volume efektif dari tanah.

Jadi, untuk tekanan efektif tanah dalam keadaan diam arah horizontal adalah :

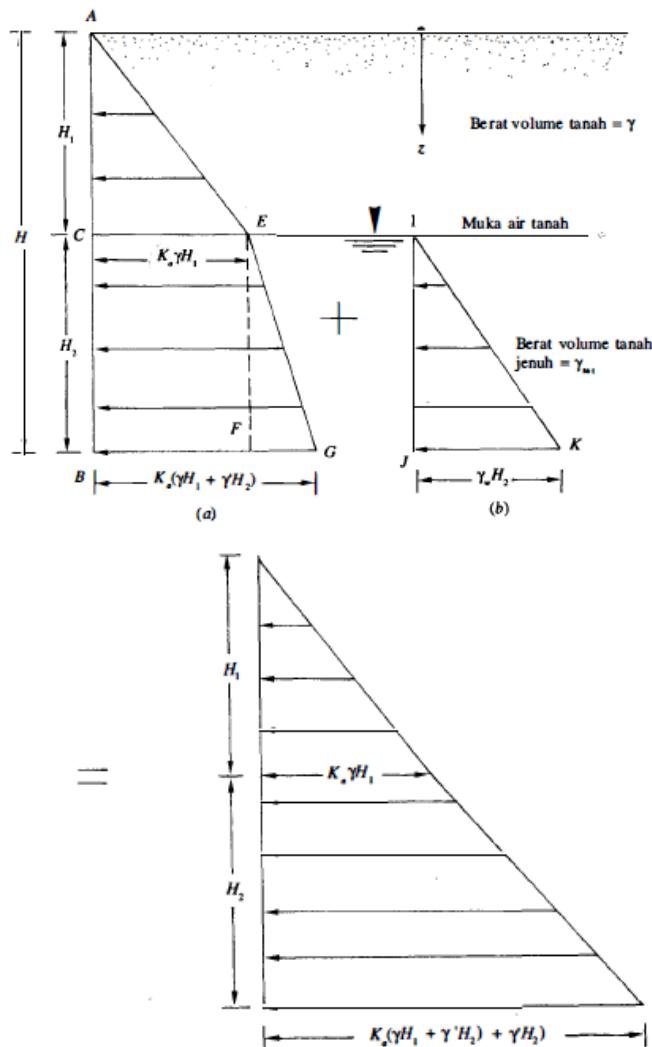
$$\sigma h' = K_0 \times \sigma v' = K_0 \times [\gamma H_1 + \gamma'(z - H_1)] \quad (2.21)$$

Tekanan arah horizontal yang disebabkan oleh tekanan air pori adalah:

$$u = \gamma w(z - H_1) \quad (2.22)$$

Oleh karena itu, tekanan tanah total (σ_h) dalam kondisi diam arah horizontal adalah:

$$\begin{aligned} \sigma h &= \sigma h' + u \\ \sigma h &= K_0 \times [\gamma H_1 + \gamma'(z - H_1)] + \gamma w(z - H_1) \end{aligned} \quad (2.23)$$



Gambar 2. 11 Distribusi tekanan tanah dalam keadaan diam untuk tanah terendam air sebagian (Braja M.Das)

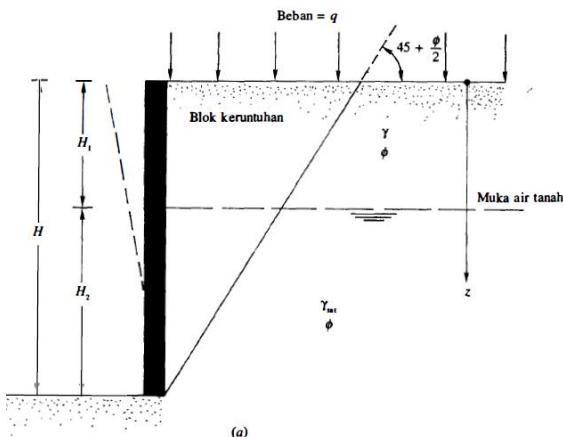
Gaya per satuan lebar dinding penahan tanah merupakan penjumlahan dari luas diagram tekanan yang diberikan dalam Gambar 2.8 a dan b , yaitu :

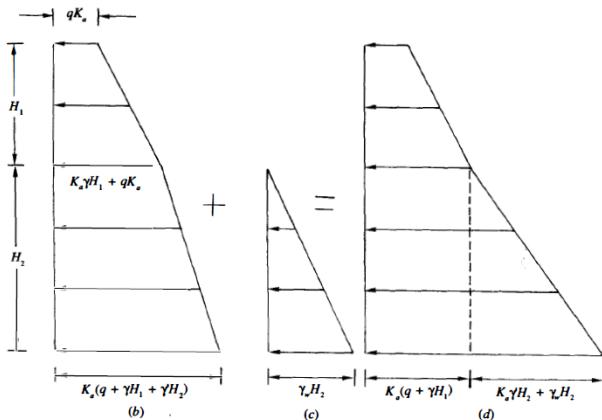
$$P_o = \left(\frac{1}{2} Ko \gamma H_1^2 \right) + (Ko \gamma H_1 H_2) + \left(\frac{1}{2} Ko \gamma' H_2^2 \right) + \left(\frac{1}{2} \gamma_w H_2^2 \right) \quad (2.24)$$

2.6.5. Tekanan Tanah Lateral yang Bekerja pada Dinding Penahan Tanah Kondisi Tanah Tidak Berkohesi Terendam Air Sebagian dan Diberi Beban Surcharge

- Kondisi tanah aktif

Gambar 2.12 menunjukkan kondisi dinding penahan tanah dengan ketinggian H dengan tanah tidak berkohesi. Permukaan air tanah terdapat pada kedalaman H_1 dibawah permukaan tanah. Dan tanah urugan (*backfill*) dibebani oleh beban sebesar q per satuan luas.





Gambar 2. 13 Distribusi tekanan tanah aktif pada dinding penahan tanah dengan urugan tanah tak berkohesi terendam air sebagian dan diberi beban luar (surcharge) (Braja M.Das)

Pada $z = 0$

$$\sigma v = \sigma v' = q \quad (2.25)$$

dan tekanan horizontal adalah,

$$\sigma a = \sigma a' = K_a z$$

$$\text{Pada kedalaman } z = H_1 \quad (2.26)$$

$$\sigma v = \sigma v' = q + \gamma H_1$$

(2.27)

dan tekanan horizontal adalah,

$$\sigma a = \sigma a' = K_a (q + \gamma H_1) \quad (2.28)$$

Pada kedalaman $z = H$

$$\sigma v' = q + \gamma H_1 + \gamma' H_2 \quad (2.29)$$

dan tekanan horizontal adalah,

$$\sigma a' = K_o (q + \gamma H_1 + \gamma' H_2) \quad (2.30)$$

dengan $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

Tekanan arah horizontal yang disebabkan oleh air pori (u) antara $z = 0$ dan H_1 adalah nol. Untuk $z > H_1$, tekanan air pori bertambah secara linear dengan bertambahnya kedalaman. pada $z = H$:

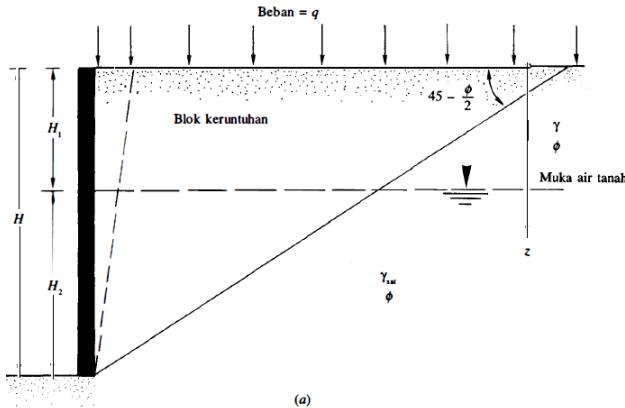
$$u = \gamma_w H_2 \quad (2.31)$$

Diagram tekanan total arah horizontal (Gambar 2.9) merupakan penjumlahan dari diagram tekanan yang ditunjukkan dalam Gambar 2.8 b dan c. Gaya aktif total per stuan lebar dinding penahan tanah merupakan luasan dari diagram tekanan total, jadi :

$$Pa = (Ka qH) + \left(\frac{1}{2} Ka \gamma H_1^2\right) + (Ka \gamma H_1 H_2) + \left(\frac{1}{2} Ka \gamma' H_2^2\right) + \left(\frac{1}{2} \gamma_w H_2^2\right) \quad (2.32)$$

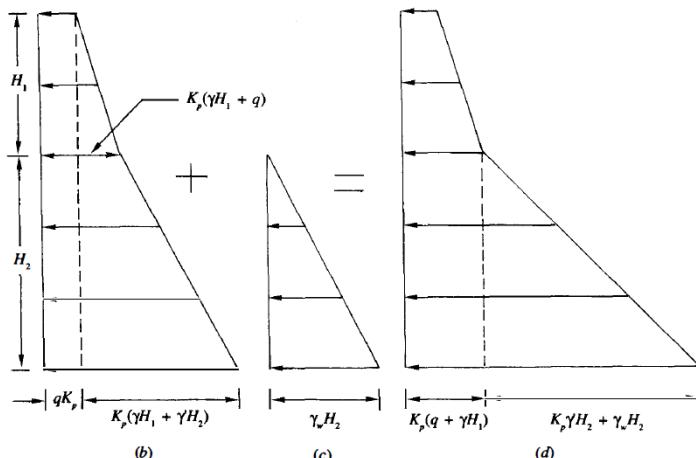
- Kondisi tanah pasif

Gambar 2.15 menunjukkan dinding penahan tanah yang terkena pengaruh tekanan tanah pasif sehingga dinding penahan tanah ter dorong mendekati tanah urugan.



(a)

Gambar 2. 15 Sketsa tekanan tanah pasif (Braja M.Das)



Gambar 2. 14 Distribusi tekanan tanah pasif pada dinding penahan tanah dengan urugan tanah tak berkohesi terendam air sebagian (Braja M.Das)

Dengan menggunakan persamaan yang sama dengan kondisi tanah aktif, maka didapatkan gaya pasif total persatuan lebar dinding penahan tanah merupakan luasan dari diagram tekanan total yang diberikan Gambar 2.4.7d, atau dapat dituliskan:

$$P_p = (K_p qH) + \left(\frac{1}{2} K_p \gamma H_1^2\right) + (K_p \gamma H_1 H_2) + \left(\frac{1}{2} K_p \gamma' H_2^2\right) + \left(\frac{1}{2} \gamma_w H_2^2\right)$$

2.7. Analisa Stabilitas Dinding

Kemampuan dinding penahan tanah untuk memikul beban tergantung pada stabilitas konstruksi tersebut. Disaat gaya geser suatu titik dalam tanah melebihi atau dalam kondisi semimimbang dengan gaya geser tanah , titik tersebut berada dalam keadaan kritis atau akan mengalami keruntuhan. Kegagalan atau keruntuhan dalam kontruksi dinding penahan tanah merupakan bencana karena membahayakan bagi pekerja dan peralatan, sehingga untuk menghindari kegagalan serta keruntuhan dibutuhkan analisa-analisa stabilitas dinding.

2.7.1. Kontrol Stabilitas *Uplift*

Kontrol *uplift* dilakukan pada bagian struktur paling bawah yang bersentuhan langsung dengan lapisan terdalam galian struktur bawah tanah. Dilakukan control kestabilan terhadap gaya angkat ke atas akibat tekanan air tanah pada struktur bangunan bawah tanah tersebut. Lapisan tanah kedap air seperti lempung dibawah pelat akan ikut sebagai penahan gaya *uplift* ini. Kontrol stabilitas terhadap *uplift* dapat dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$F_b = \frac{W_{struktur} + \Sigma \gamma t \cdot ht + Q_s/3}{H_w \gamma_w A} \quad (2.34)$$

keterangan,

- | | |
|----------------|--|
| F_b | = factor keamanan terhadap gaya angkat |
| $W_{struktur}$ | = berat struktur diatas tanah galian |
| γt | = berat jenis tanah kedap air |
| ht | = tebal lapisan tanah kedap air |
| Q_s | = <i>skin friction</i> dinding penahan tanah |

$$= qsi \cdot Asi = \sum_{i=0}^{i=i} \left(\frac{Nsi}{3} + 1 \right) \cdot Asi$$

(Luciano Decourt, 1982)

Hw = tinggi muka air tanah

γ_w = berat jenis air tanah

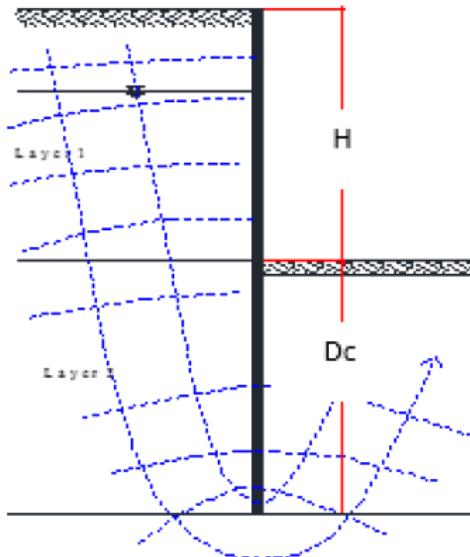
A = luasan struktur paling bawah

Untuk angka keamanan kontrol stabilitas *uplift* menyarankan agar $F_b \geq 1,2$.

2.7.2. Kontrol Stabilitas Heave (*Hidrodynamic*)

Perbedaan ketinggian hidrolis air antar permukaan daerah tanah aktif dan pasif dapat menyebabkan pergerakan air tanah bergerak ke dalam daerah tanah pasif, dalam hal ini adalah lubang galian *underpass* yang bisa dilihat pada Gambar. 2.10

Perlunya untuk mengitung kedalaman dinding penahan tanah berdasarkan keamanan terhadap aliran air yang lebih dikenal dengan *hidrodynamic*. Kedalaman yang aman terhadap *hidrodynamic* berarti dinding yang tertanam dapat memotong aliran tanah, sehingga pada saat proses penggalian nantinya aliran air tanah tidak akan menjadi masalah serius namun tetap harus dilakukan *dewatering*.



Gambar 2. 16 Hidrodynamic pada galian tanah

Kedalaman dinding penahan tanah (D_c) harus cukup untuk mengatasi potensi *hydrodynamic* yang dapat mengganggu kestabilan dinding dan lubang galian tanah. Kedalaman dinding penahan tanah (D_c) dapat dihitung dengan mengontrol rasio antara nilai gradien hidrolis (i) dan gradien hidrolis kritis (i_w) dengan persamaan sebagai berikut :

$$i \text{ (gradien hidrolis)} \times SF < i_w \text{ (gradien hidrolis kritis)}$$

$$\frac{\Delta h}{D_c} \times 1,2 < \frac{\gamma'}{\gamma w} \quad (2.35)$$

keterangan,

Δh = Perbedaan antara dasar galian dengan kedalaman muka air tanah (m)

D_c = kedalaman dinding penahan tanah yang tertanam (m)
 γ' = berat jenis efektif tanah (kN/m^3)

γ = berat jenis air (kN/m³)

2.7.3. Kontrol Stabilitas Guling (*Overtunning*)

Stabilitas terhadap guling merupakan stabilitas yang ditinjau berdasarkan kondisi tanah terguling yang diakibatkan oleh tekanan tanah lateral dari tanah urug di belakang dinding penahan tanah. Penyebab utama dinding penahan tanah terguling ini adalah akibat terjadinya momen, momen ini memiliki kecenderungan menggulingkan dinding dengan pusat rotasi pada ujung kaki depan pondasi. Faktor keamanan kontrol stabilitas guling (F_{gl}) dapat dihitung dengan rasio antara nilai momen guling (ΣM_{gl}) dan momen penahan (ΣM_w) dengan persamaan sebagai berikut :

$$F_{gl} = \frac{\Sigma M_w}{\Sigma M_{gl}} = \frac{\Sigma W_i \cdot x_i + P_p \cdot x_i}{P_a 1 \cdot z_i + P_a 2 \cdot z_i} \quad (2.36)$$

keterangan,

ΣM_w = momen yang melawan guling (kN.m)

ΣM_{gl} = momen yang mengakibatkan guling (kN.m)

P_a = resultan tekanan tanah aktif

P_p = resultan tekanan tanah pasif

x = jarak yang ditinjau dari titik rotasi (m)

z_i = kedalaman yang ditinjau (m)

Faktor keamanan minimum terhadap guling tergantung pada jenis tanahnya, pembagian faktor keamanan untuk jenis tanah adalah sebagai berikut:

$F_{gl} \geq 1,5$ untuk tanah dasar granular

$F_{gl} \geq 2$ untuk tanah dasar kohesif

2.7.4. Kontrol Stabilitas Geser (*Sliding*)

Gaya tanah aktif selain menimbulkan terjadinya momen juga menimbulkan gaya dorong sehingga dinding akan bergeser, Perlawanan terhadap gaya dorong ini terjadi pada bidang kontak antara tanah dengan dasar pondasi. Stabilitas terhadap geser yaitu rasio antara gaya yang menahan dan gaya yang mendorong dinding penahan tanah. Faktor keamanan terhadap geser (F_{gs}), didefinisikan sebagai berikut :

$$F_{GS} = \frac{\Sigma Rh}{\Sigma P_{ah}} \quad (2.37)$$

Untuk tanah granular tidak berkohesi ($c = 0$)

$$\Sigma Rh = W \cdot f = W \cdot \tan \delta h \quad \text{dengan } \delta h \leq \phi \quad (2.38)$$

Untuk tanah berkohesi ($c \neq 0$)

$$\Sigma Rh = Cd \cdot B \quad (2.39)$$

untuk tanah yang memiliki $c = \phi$ ($c > 0$ dan $\phi > 0$)

$$\Sigma Rh = Cd \cdot B + W \cdot f$$

Jika ada pengaruh tekanan tanah pasif , maka persamaan dapat dituliskan seperti :

$$F_{GS} = \frac{\Sigma Rh + \Sigma Pp}{\Sigma P_a} \quad (2.41)$$

keterangan,

ΣRh = tahanan dinding penahan tanah terhadap geser

W = berat total dinding penahan tanah dan tanah diatas pelat pondasi

δh = sudut gesek antara tanah dan dasar pondasi, diambil $(1/3 - 2/3)\phi$

Cd = kohesi tanah dasar

B = lebar kaki dinding penahan tanah

f = koefisien gesek antara tanah dasar dan dasar pondasi

Faktor keamanan minimum terhadap geser tergantung pada jenis tanahnya , pembagian factor keamanan untuk jenis tanah adalah sebagai berikut :

$F_{GS} \geq 1,5$ untuk tanah dasar granular

$F_{GS} \geq 2$ untuk tanah dasar kohesif

Untuk nilai koefisien gesek (f) dari berbagai macam jenis tanah akan dirinci pada Tabel 2.10 sebagai berikut :

Tabel 2. 10 Koefisien gesek (f) antara dasar pondasi dan tanah dasar

Jenis tanah dasar pondasi	$f = \tan \delta h$
Tanah granuler kasar tak mengandung lanau atau lempung	0,55
Tanah granuler kasar mengandung lanau	0,45
Tanah lanau tak berkohesi	0,35
Batu keras permukaan kasar	0,6

keterangan,

q = tekanan tanah akibat beban struktur

q_u = tekanan tanah ultimit

2.8. Pondasi

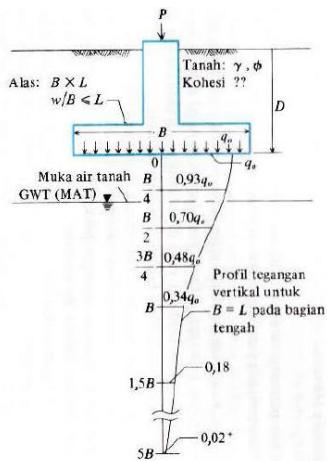
Semua konstruksi yang direkayasa untuk bertumpu pada tanah harus didukung oleh suatu pondasi. Pondasi ialah bagian dari suatu sistem rekayasa yang meneruskan beban yang ditopang oleh pondasi dan beratnya sendiri ke dalam tanah yang terletak dibawahnya. Pondasi dapat digolongkan berdasarkan beban yang ditopang oleh tanah, yaitu :

1. Pondasi dangkal

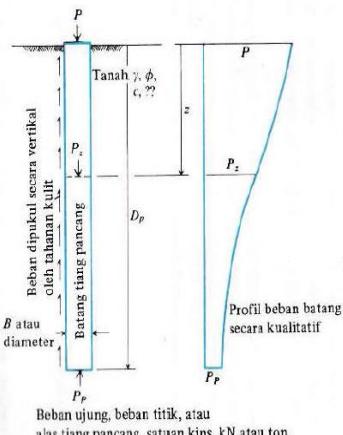
Dinamakan sebagai alas, telapak, telapak tersebar atau pondasi rakit (mats). kedalamannya pada umumnya $D/B \leq 1$

2. Pondasi dalam

Tiang pancang, tembok/tiang yang dibor, atau kaison yang dibor dengan kedalaman pada umunya $D/B \geq 4$

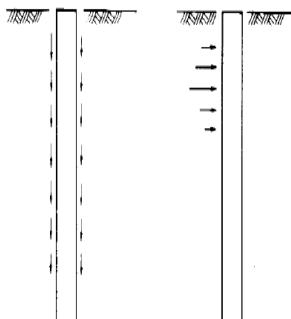


Gambar 2. 17Pondasi Dangkal

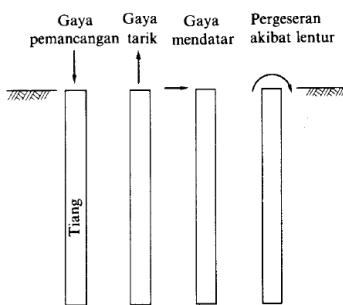


Gambar 2.18 Pondasi Dalam

Pada Pondasi dalam, umumnya ada beberapa gaya yang berkerja yaitu; gaya longitudinal (gaya tekan pemancangan maupun gaya tariknya) dan gaya orthogonal terhadap tiang (gaya horizontal pada tiang tegak) dan momen lentur yang bekerja pada ujung tiang gaya-gaya tersebut dapat di lihat di Gambar 2.19 dan 2.20.



Gambar 2. 19 Beban yang bekerja pada tubuh tiang



Gambar 2. 20 Beban yang bekerja pada pangkal tiang

Gaya luar yang bekerja pada kepala tiang seperti pada Gambar 2.20 adalah berat sendiri bangunan diaasnya, beban hidup, tekanan tanah, tekanan air. Gaya luar yang bekerja langsung pada tubung tiang/selimut pondasi seperti pada gambar 2.19 adalah berat sendiri tiang dan gaya gesekan negatif pada tubuh tiang dalam arah vertical dan gaya mendatar akibat getaran ketika tiang tersebut melentur dalam arah mendatar.

2.9. Kapasitas Daya Dukung Pondasi Tiang

2.9.1. Kontrol Stabilitas Geser (*Sliding*)

Daya dukung atau kapasitas dukung pondasi mempelajari tentang kemampuan tanah dalam mendukung beban pondasi dari struktur beban diatasnya. Daya dukung menyatakan tahanan geser yang dikerahkan pada bidang-bidang geser pondasi yang dapat menahan beban. Daya dukung pondasi umumnya diperoleh dari jumlah daya dukung terpusat tiang dan tahanan geser pada selimut dinding tiang, seperti yang diperlihatkan pada Gambar 2.9.1 dan besarnya daya dukung yang diizinkan R_u diperoleh dari persamaan sebagai berikut :

$$Ra = \frac{1}{n} R_u = \frac{1}{n} (Rp + Rf) \quad (2.42)$$

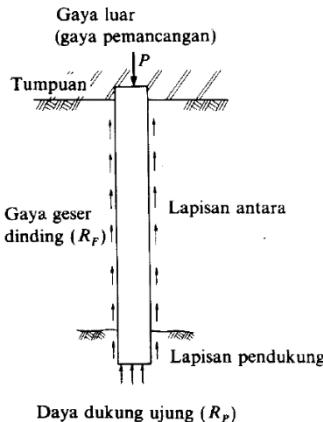
Keterangan,

n = faktor keamanan (dapat dilihat pada Tabel 2.9)

R_u = daya dukung batas pada tanah pondasi (ton)

R_p = daya dukung terpusat tiang (ton)

R_f = gaya geser dinding tiang (ton)



Gambar 2. 17 Mekanisme daya dukung tiang (Nakazawa,2005)

Tabel 2. 11 Faktor Keamanan (Nakazawa,2005)

	Jembatan jalan raya		Jembatan kereta api	Konstruksi pelabuhan	
	Tiang pendukung	Tiang geser		Tiang pendukung	Tiang geser
Beban tetap	3	4	3	Lebih besar dari 2,5	
Beban tetap + Beban sementara	—	—	2	—	
Waktu gempa	2	3	1,5 (1,2)	Lebih besar dari 1,5	Lebih besar dari 2,0

Secara praktis perkiraan untuk harga R_u dapat berdasarkan pada apa yang diajukan oleh Terzaghi ataupun Maeyerhof, atau dari rumus empiris yang diperoleh sebagai hasil dari ringkasan data-data test pembebanan. Sebagai contoh diambil rumus untuk jalan raya di Jepang sebagai berikut :

- Jika berat sendiri (*dead weight*) tiang cukup besar, dan tiang yang dicor di tempat (*cast in situ*) :

$$Ra = \frac{1}{n} (Ru - Ws) + Ws - W \quad (2.43)$$

- Jika berat sendiri tiang kecil, misal tiang pracetak yang berdiameter kecil. Beban sendiri dapat diabaikan :

$$Ra = \frac{1}{n} Ru \quad (2.44)$$

dengan daya dukung yang diizinkan (Ru) dapat dijabarkan sebagai berikut :

$$Ru = qd \cdot A + U \cdot \Sigma li \cdot fi \quad (2.45)$$

keterangan, Ra , Ru , n adalah besaran yang sama seperti yang diatas,

Ws = berat efektif tanah yang dipindahkan oleh tiang (ton)

W = berat efektif tiang dan tanah di dalam tiang (ton)

qd = daya dukung terpusat tiang (ton)

A = luas ujung tiang (m^2)

U = Panjang keliling tiang (m)

li = tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang

fi = besarnya gaya geser maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (ton/m^2) dapat ditentukan pada Tabel 2.11

Perkiraan daya dukung terpusat (qd) diperoleh dari hubungan antara L/D pada Gambar 2.12 dan qd/N . L adalah Panjang ekivalen penetrasi pada lapisan pendukung dan diperoleh dari Gambar 2.23 . D adalah diameter tiang, \bar{N} adalah harga rata-rata N pada ujung tiang, yang didasarkan pada persamaan :

$$\bar{N} = \frac{N1 + \bar{N}2}{2} \quad (2.46)$$

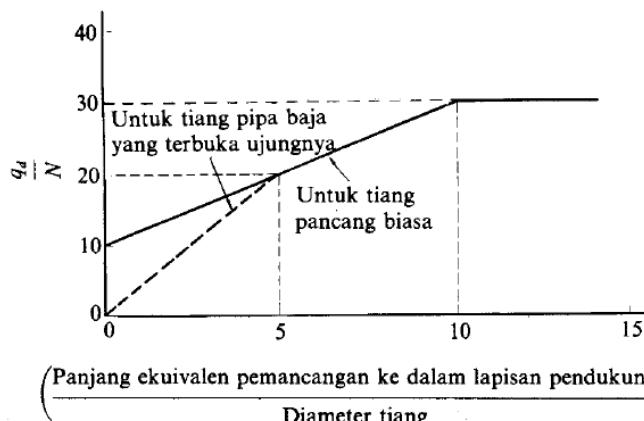
keterangan,

\bar{N} = harga N rata-rat untuk perencanaan tanah pondasi pada ujung tiang

N_1 = harga N pada ujung tiang

\bar{N}_2 = harga rata-rata N pada jarak $4D$ dari ujung tiang

Untuk tiang yang dicor di tempat (*cast in situ*), qd dapat diambil dari grafik dari Gambar 2.22.



Gambar 2. 18 Diagram perhitungan dari intensitas daya dukung ultimate tanah pondasi pada ujung tiang (Nakazawa,2005)

Besarnya gaya geser maksimum dinding f_i diperkirakan dari Tabel 2.12 sesuai dengan jenis tiang dan sifat tanah pondasi.

Tabel 2. 12 Intensitas gaya geser selimut pondasi (Nakazawa,2005)

Jenis tanah pondasi Jenis tiang	Tiang pracetak	Tiang yang dicor di tempat
Tanah berpasir	$\frac{N}{5} (\leq 10)$	$\frac{N}{2} (\leq 12)$
Tanah kohesif	c atau $N (\leq 12)$	$\frac{c}{2}$ atau $\frac{N}{2} (\leq 12)$

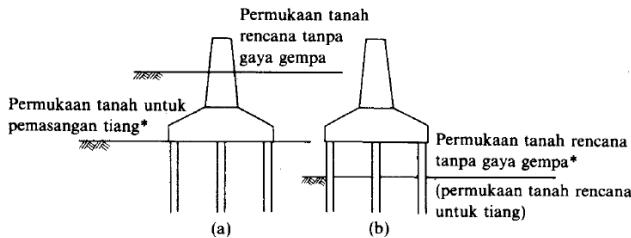
2.9.2. Daya Dukung Mendatar yang Diizinkan

Ada dua kemungkinan pergeseran yang mempunyai batas terhadap daya dukung yang diizinkan. Pertama adalah besarnya pergeseran yang diizinkan pada kepala tiang yang mau tak mau ditentukan oleh sifat bangunan diatasnya (*superstructure*) dan yang kedua adalah besarnya pergeseran normal (*normal displacement*) pada kepala tiang agar menghasilkan kekakuan (*stiffness*) mendatar pada pondasi tiang itu sendiri.

Bila besarnya pergeseran yang diizinkan pada kepala tiang adalah besaran yang paling maksimum dari bangunan diatasnya, suatu gaya yang lebih kecil yang basal dari gaya mendatar yang ditetapkan berdasarkan besarnya pergeseran ini, dan gaya mendatar ketika tegangan dalam tubuh tiang mencapai tegangan yang diizinkan, inilah yang disebut daya dukung (*bearing capacity*) yang diizinkan.

Daya dukung mendatar yang ditentukan berdasarkan besarnya pergeseran normal, dianggap mempunyai batas terhadap daya dukung yang diizinkan dengan mempertimbangkan faktor-faktor yang tidak diketahui dari tanah pondasi. Besarnya pergeseran normal ini biasanya dipakai sebagai salah satu sarana untuk memperkirakan banyanya tiang dan dihitung pada kedudukan permukaan tanah rencana untuk tiang. Daya dukung mendatar yang diizinkan dapat ditentukan dengan persamaan berikut ini :

Tiang – tiang yang terbenam di dalam tanah (Gambar 2.23 (a))



Gambar 2. 19 Sketsa untuk menentukan permukaan tanah rencana untuk tiang (Nakazawa,2005)

$$Ha = \frac{k \cdot D}{\beta} \delta a \quad (2.47)$$

Tiang-tiang yang menonjol diatas tanah (Gambar 2.23

(b))

$$Ha = \frac{4EI\beta^3}{1 + \beta h} \delta a \quad (2.48)$$

Keterangan,

Ha = daya dukung mendatar yang diizinkan (kg)

k = koefisien reaksi lapisan tanah dibawah permukaan dalam arah vertikal (kg/m^3)

D = diameter tiang (cm)

EI = kekakuan lentur dari tiang (kg/cm^{-1})

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4EI}} \quad (\text{cm}^{-1}) \quad (2.49)$$

h = Panjang tiang yang memnonjol diatas tanah
(cm)

δa = besarnya pergeseran normal (cm)

Besarnya pergeseran normal δa merupakan harga yang kasar untuk memperkirakan daya dukung yang diizinkan dalam arah mendatar, dan oleh karena itu mungkin berbeda dengan besarnya pergeseran δ yang didapat dari hasil perhitungan reaksi pada kepala tiang.

2.9.3. Konstanta Pegas (Ky) untuk Arah Vertikal dan Koefisien k untuk Arah Mendatar

Konstanta pegas dalam arah vertikal (K_v) : Konstanta pegas (*spring constant*) K_v dari tiang dalam arah vertikal adalah suatu konstanta elastis yang dinyatakan sebagai gaya dalam arah vertikal yang menimbulkan pergeseran (*displacement*). K_v dipakai untuk menghitung besarnya reaksi pada kepala tiang atau besarnya penurunan elastis (*elastic settlement*). Untuk memperkirakan besarnya K_v dapat menggunakan cara praktis, hal ini dilakukan berdasarkan perhitungan dengan memakan konstanta tanah atau

secara empiris. sebagai contoh, dibawah ini diberikan cara empiris yang dipakai untuk jalan raya di Jepang :

$$Kv = a \cdot \frac{Ap \cdot Ep}{l} \quad (2.50)$$

untuk tiang yang dicor ditempat (*cast in situ*) :

$$a = 0,022 \cdot \left(\frac{l}{D} \right) - 0,05 \quad (2.51)$$

keterangan,

Ap = luas penampang netto dari tiang (cm²)

Ep = modulus elastisitas tiang (kg/cm²)

l = panjang tiang (cm)

D = diameter tiang (cm)

Rumus diatas dapat dipakai bila $l/D \geq 10$

Konstanta koefisien k dari reaksi tanah dalam arah mendatar : menurut standart teknik di Jepang, koefisien reaksi tanah dibawah permukaan dalam arah mendatar, diperkirakan berdasarkan persamaan berikut ini :

$$k = k_0 \cdot y^{-\frac{1}{2}} \quad (2.52)$$

$$k_0 = 0,2 \cdot E_0 \cdot D^{-\frac{3}{4}}$$

keterangan,

k_0 = harga k bila pergeseran pada permukaan tanah dibuat sebesar 1 cm (kg/cm³)

y = besarnya pergeseran yang akan dicari
(cm)

E_0 = modulus deformasi tanah pondasi, biasanya diperkirakan

$E_0 = 28N$ dengan memakai harga N dari percobaan penetrasi standar (SPT)

D = diameter tiang (cm)

2.10. Perhitungan Desain *Secant Pile*

Mendesain *Secant pile* terdiri dari perencanaan diameter *secant pile* dan perencanaan penulangannya. Acuan normatif yang dipakai dalam perhitungan desain *secant pile* adalah :

1. RSNI T-12-2004, Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan
2. SNI 03-2847-2013, Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung

2.10.1. Perencanaan Diameter Secant Pile

Biasanya ukuran pondasi *secant pile* yang sering digunakan adalah diameter 30cm, 40cm dan 50cm sesuai dengan tersedianya mata bor. Namun untuk menentukan diameter *secant pile* dapat dihitung menggunakan perumusan sebagai berikut :

$$D = \frac{\sqrt{Qw}}{(\frac{\pi}{4})0,25f'c} \quad (2.53)$$

keterangan,

D = diameter *Secant Pile*

Qw = beban kerja dari tiang pondasi

f'c = mutu beton

2.10.2. Perencanaan Tulangan Utama Secant Pile

Penulangan pada pondasi *secant pile* sama halnya seperti penulangan pada kolom, hanya saja penampang yang digunakan memiliki bentuk bulat. Penulangan pada *secant pile* terdapat tulangan utama yang berfungsi menahan lentur dan tulangan sengkang yang berfungsi menahan geser.

Menentukan luas tulangan longitudinal (Ast)

Menurut SNI 03-2847-2013, luas pada tulangan struktur komponen tekan tidak boleh kurang dari **0,01Ag** atau lebih dari **0,08Ag**.

$$Ag = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \quad (2.54)$$

$$Ast = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot Dst^2 \cdot n \quad (2.55)$$

keterangan,

Ag = luas penampang tiang

Ast = luas tulangan

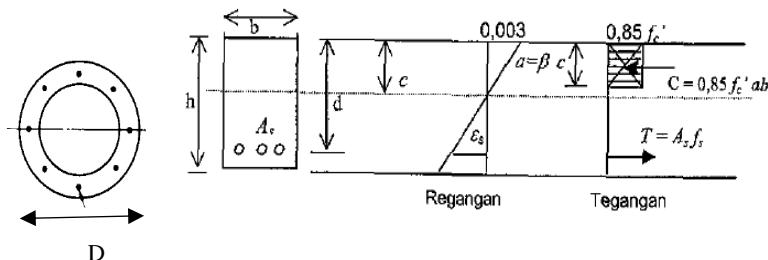
D = diameter penampang tiang

Dst = diameter tulangan

n = jumlah tulangan

Ekivalen penampang tiang *secant pile*

Penampang pondasi *secent pile* yang berbentuk lingkaran selanjutnya diekuivalenkan menjadi penampang segi empat, dengan tujuan menentukan eksentrisitas dalam keadaan seimbang (*balance*).



Gambar 2. 20 Ekuivalen Penampang Tiang

Dari Gambar 2.24 dapat dicari parameter-parameter untuk menentukan eksentrisitas rencana dan eksentrisitas dalam keadaan seimbang :

~ Tebal ekuivalen penampang segi empat (h)

$$h = 0, 8.D \quad (2.56)$$

~ Lebar ekuivalen penampang segi empat (beg)

$$b = \frac{Ag}{h} = \frac{\frac{1}{4}\pi D^2}{0,8 D} \quad (2.57)$$

Rasio penulangan dapat diperoleh dari persamaan:

$$Rn = \frac{Mn}{b d^2} \quad (2.58)$$

$d = \text{tinggi efektif} = h - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} \phi \text{ Sengkang} - \frac{1}{2} \phi \text{ lentur}$

$$m = \frac{fy}{0,85 f_{c'}} \quad (2.59)$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) \quad (2.60)$$

$$\rho b = \frac{0,85 \cdot f_{c'} \cdot \beta 1}{fy} x \frac{600}{600 + fy} \quad (2.61)$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{fy} \quad (2.62)$$

$$\rho \text{ max} = 0,75 x \rho b \quad (2.63)$$

kontrol, $\rho \text{ min} < \rho \text{ perlu} < \rho \text{ max}$
keterangan,

$f_{c'}$ = mutu beton

f_y = mutu baja tulangan

$\beta 1$ = 0,85 $(f_c < 30 \text{ MPa})$

$\beta 1$ = $0,85 - (0,05 * (f_{c'} - 28)) / 2$ $(f_c > 30 \text{ MPa})$

Maka luas tulangan yang diperlukan dari ρ yang di dapat adalah

$$As \text{ perlu} = \rho x b x d \quad (2.64)$$

2.10.3. Perencanaan Tulangan Sengkang *Secant Pile*

Perencanaan penampang terhadap geser untuk menentukan tulangan Sengkang harus didasarkan pada :

$$\Phi V_n \geq V_u \quad (2.65)$$

dimana,

V_u = gaya geser terfaktor pada penampang

$$\begin{aligned}V_n &= \text{kuat geser nominal} \\V_n &= V_c + V_s\end{aligned}$$

~ Kuat geser V_c untuk komponen yang dibebani tekan aksial, dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6}\right) b_{eq} \cdot d_{eq} \quad (2.66)$$

keterangan,

N_u = beban aksial terfaktor (P_u)

b_{eq} = lebar penampang ekuivalen

d_{eq} = tinggi efektif ekuivalen

~ Sedangkan untuk rumus V_s dapat dihitung dengan :

$$V_s = \left(\frac{A_v \cdot f_y \cdot d_{eq}}{s}\right) \quad (2.67)$$

~ Jarak tulangan Sengkang (s) dapat dicari menggunakan persamaan :

$$S_{max} = \frac{d}{2}; \text{ atau } 600 \text{ mm} \quad (\text{diambil yang terkecil}) \quad \text{bila } V_s \leq \frac{1}{3}\sqrt{f'_c} \cdot b_{eq} \cdot d_{eq}$$

$$S_{max} = \frac{d}{4}; \text{ atau } 300 \text{ mm} \quad (\text{diambil yang terkecil}) \quad \text{bila } V_s > \frac{1}{3}\sqrt{f'_c} \cdot b_{eq} \cdot d_{eq}$$

namun V_s harus tidak lebih besar dari $V_s < \frac{2}{3}\sqrt{f'_c} \cdot b_{eq} \cdot d_{eq}$

~ Luas minimum (A_v) dari tulangan geser dihitung dari :

$$A_v = \frac{1}{3} \frac{b_{eq} \cdot Spakai}{f_y} \quad (2.68)$$

2.11. Analisa Pembebaan Underpass

Pada Analisa struktur *underpass* yang akan didesain ulang ini menggunakan pembebaan jembatan, beban-beban yang terjadi pada *underpass* harus diperhatikan karena mampu mempengaruhi gayas-gaya eksisting yang terjadi pada struktur *underpass* tersebut. Acuan nomartif yang dipakai untuk pembebaan struktur *underpass* adalah :

1. RSNI 1725-2005, Standar Pembebaan untuk Jembatan
2. SNI 1725-2016, Pembebaan untuk Jembatan
3. SNI 2833-2016, Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa

2.11.1. Beban Sendiri Struktur

Berat sendiri struktur adalah berat sendiri dari masing-masing struktural *underpass*s. Berat sendiri struktur diambil dari dari berat mati struktur beton sebagai berikut:

Beton bertulang $\gamma_{rc} = 24 \text{ kN/m}^3$

Beton prategang $\gamma_{pc} = 25 \text{ kN/m}^3$

2.11.2. Beban Mati Tambahan Akibat Utilitas dan Pengaspalan

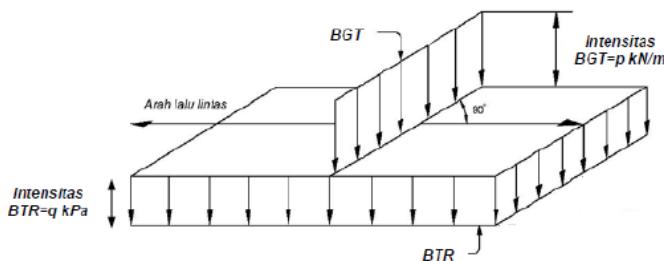
Beban mati tambahan terdiri dari beban parapet beton dan beban aspal, ketebalan pengaspalan direncanakan 5 cm. berat jenis aspal beton diambil yaspal = 22 kN/m³

2.11.3. Beban Lalu Lintas

Beban lalu lintas untuk perencanaan *underpass* terdiri atas beban lajur “D” dan beban truk “T”. Beban Lajur “D” bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan. Jumlah total beban lajur “D” yang bekerja tergantung lebar jalur kendaraan itu sendiri. Beban truk “T” adalah satu kendaraan berat dengan 3 as yang ditempatkan pada beberapa posisi dalam lajur lalu lintas rencana.

2.11.4. Beban Lajur “D”

Beban lajur “D” terdiri atas beban tersebar merata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT) seperti yang dapat dilihat pada Gambar 2.25



Gambar 2. 21 Beban Lajur "D"

- Beban terbagi rata (BTR)

BTR memiliki intensitas q kPa, dimana besarnya q tergantung pada Panjang total yang dibebani L , seperti berikut:

$$L \leq 30 \text{ m} \quad q = 9,0 \text{ kPa}$$

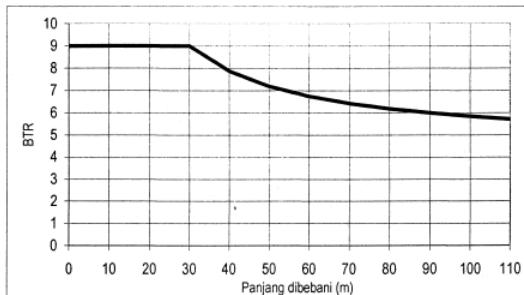
$$L > 30 \text{ m} \quad q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{kPa} \quad (2.95)$$

keterangan,

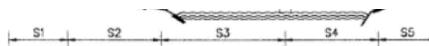
q = intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang *underpass*

L = Panjang total *underpass* yang dibebani

BTR mungkin harus dipecah menjadi panjang-panjang tertentu untuk mendapatkan pengaruh maksimum pada *underpass* menerus. Dalam hal ini L adalah jumlah dari masing-masing



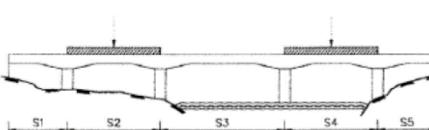
Gambar 2. 26 Hubungan BTR vs Panjang yang di bebani



Untuk momen lentur maksimum di bentang 1: Tempatkan BGT di benteng 1 (benteng 5 serupa) ambil L = pengaruh terburuk dari S_1 ; $S_1 + S_2$, atau $S_1 + S_2 + S_3$

Untuk momen lentur maksimum di benteng 3: Tempatkan BGT di benteng 3 ambil L = pengaruh terburuk dari S_3 ; $S_3 + S_4$, atau $S_3 + S_4 + S_5$

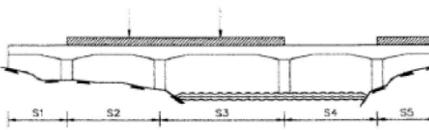
a. MOMEN LENTUR POSITIF – BENTANG 1,3,5



Untuk momen lentur maksimum di benteng 2: Tempatkan BGT di benteng 2 ambil L = pengaruh terburuk dari S_2 atau $S_3 + S_4$

Untuk momen lentur maksimum di benteng 4: Tempatkan BGT di benteng 4 ambil L = pengaruh terburuk dari S_4 atau $S_3 + S_4$

b. MOMEN LENTUR POSITIF – BENTANG 2,4



Untuk momen lentur maksimum di pilar 2: Tempatkan BGT di benteng 2 dan 3 ambil L = pengaruh terburuk dari $S_2 + S_3$ atau $S_2 + S_3 + S_4$

c. MOMEN LENTUR NEGATIF PADA PILAR

Gambar 2. 27 Susunan Pembebanan "D"

Panjang beban-beban yang dipecah seperti terlihat dalam Gambar 2.27

- Beban garis terpusat (BGT)

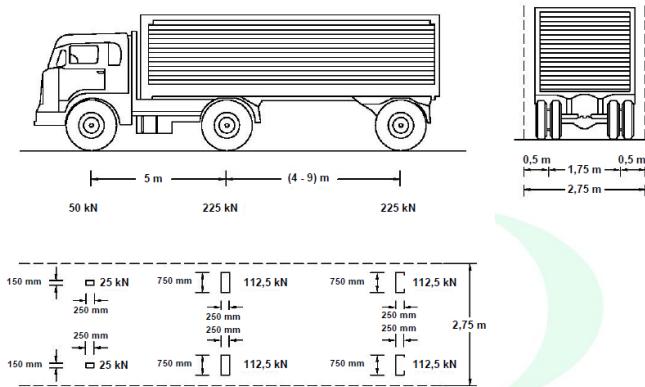
Beban garis dengan intensitas p kN/m harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada *underpass*. Besarnya intensitas p adalah 49,0 kN/m. Untuk mendapatkan momen lentur negatif maksimum pada *underpass* menerus, BGT kedua yang identik harus ditempatkan pada posisi dalam arah melintang *underpass* pada bentang lainnya.

- Penyebaran beban lajur “D” pada arah melintang

Beban “D” harus disusun pada arah melintang sedemikian rupa sehingga menimbulkan momen maksimum. Penyusunan BTR dan BGT dari beban “D” pada arah melintang harus sama. Beban “D” harus ditempatkan pada jumlah lajur lalu lintas rencana (nl) yang berdekatan, dengan intensitas 100%. Hasilnya adalah beban garis ekuiyalen sebesar $nl \times 2,75$ 1 kN/m dan beban terpusat ekuiyalen sebesar $nl \times 2,75 p$ kN, keduanya bekerja berupa strip pada jalur selebar $nl \times 2,75m$.

2.11.5. Beban Truck “T”

Pembebanan truk “T” terdiri dari kendaraan truk semi-trailer yang mempunyai susunan dan berat as seperti terlihat dalam Gambar 2.28. Berat dari masing-masing as disebarluaskan menjadi 2 beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai. Jarak 2 as tersebut tersebut bisa diubah-ubah antara 4,0m sampai 9,0m untuk mendapatkan pengaruh terbesr pada arah memanjang *underpass*.



Gambar 2. 22 Pembebatan truk "T"

Posisi truk dan penyebaran pembebatan truk "T" dalam keadaan arah melintang, hanya ada satu kendaraan truk "T" yang bisa ditempatkan pada satu lajur lalu lintas rencana. Kendaraan truk "T" ini harus ditempatkan di tengah-tengah lajur lalu lintas rencana seperti pada Gambar 2.28.

2.11.6. Faktor Beban Dinamis

Untuk pembebatan "D" : FBD merupakan fungsi Panjang bentang ekuivalen seperti yang tercantum pada Gambar 2.25 Untuk bentang tunggal Panjang bentang ekuivalen diambil sama dengan panjang bentang sebenarnya. Untuk bentang menerus panjang bentang ekuivalen (LE) diberikan dengan rumus :

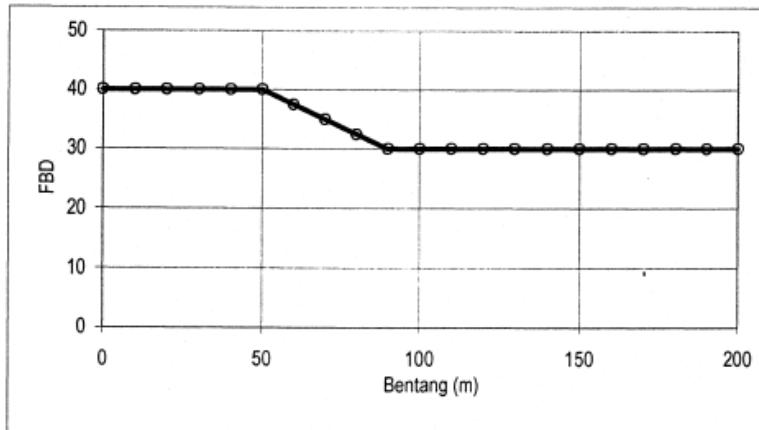
$$LE = \sqrt{Lav \cdot Lmax} \quad (2.69)$$

keterangan,

Lav = Panjang bentang rata-rata dari kelompok bentang yang disambungkan secara menerus

Lmax = Panjang bentang maksimum dalam kelompok bentang yang disambung secara menerus.

Untuk pembebanan truk “T” : FBD diambil 30%. harga FBD yang dihitung digunakan pada seluruh bagian



Gambar 2. 23 Bangunan yang berada diatas permukaan tanah.

2.11.7. Beban Gempa

Untuk perhitungan beban gempa pada struktur *underpass* mengacu pada SNI 2833-2019 Perancangan Jembatan Terhadap Beban Gempa. Perencanaan beban gempa minimum yang diperoleh akan dijelaskan dari beberapa rumus berikut :

- Penentuan Klasifikasi Kelas Situs

Klasifikasi kelas situs tanah berfungsi untuk menunjukkan parameter-parameter seismik yang diperlukan untuk penentuan respons spektra. Dalam perhitungan beban gempa akan digunakan data kondisi tanah SPT, dan kemudian dilakukan perhitungan nilai SPT rata-rata sesuai dengan persamaan pada SNI 1726-2029 sebagai berikut :

$$\overline{Vs} = \frac{\sum_{i=1}^n di}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{di}{Vs_i} \right)} \quad (2.70)$$

$$\bar{S_u} = \frac{\sum_{i=1}^m d_i}{\sum_{i=1}^m (\frac{d_i}{S_{ui}})} \quad (2.71)$$

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n (\frac{d_i}{N_i})} \quad (2.72)$$

Keterangan,

d_i = tebal lapisan tanah ke-i

S_{ui} = kuat geser tak terdrainase lapisan ke-i

N_i = nilai hasil uji penetrasi standar lapisan tanah ke-i

V_{si} = kecepatan gelombang geser lapisan ke-I (m/s)

n = jumlah lapisan tanah yang ada diatas batuan dasar

Klasifikasi kelas situs yang didasarkan pada korelasi dengan hasil penyelidikan tanah lapangan dan labolatorium dapat ditunjukkan dengan Tabel 2.13

- Penentuan Nilai Percepatan Puncak

Tabel 2. 13 Kelas Situs

Kelas situs	\bar{V}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut :		
	1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $s_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus,yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut:		
	- Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m)		

Nilai percepatan puncak yang mengacu pada peta gempa Indonesia 2019. Percepatan puncak pada batuan dasar (PGA), parameter respons spektral untuk periode pendek ($T=0,2$ detik)(S_s)

dan parameter respons spektral untuk periode pendek ($T=1,0$ detik)(*S1*).

- Penentuan Nilai Faktor Amplifikasi

Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode nol detik (*FPGA*). Faktor amplifikasi periode 0,2 detik (*Fa*) dan faktor amplifikasi periode 1,0 detik (*Fv*). Tabel 2.13.2 dan Tabel 2.13.3 menunjukkan nilai-nilai *FPGA*, *Fa*, dan *Fv* untuk berbagai klasifikasi tanah. Parameter respons spectral percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan sebagai berikut :

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (2.73)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (2.74)$$

Tabel 2. 14 Faktor amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_r					
	$S_r \leq 0,25$	$S_r = 0,5$	$S_r = 0,75$	$S_r = 1,0$	$S_r = 1,25$	$S_r \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF				SS ^(a)		

Tabel 2. 16 Nilai faktor amplifikasi untuk periode 1,0 detik

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetaikan pada periode 1 detik, S_I					
	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I = 0,5$	$S_I \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	SS ^(a)					

Tabel 2. 15 Faktor amplifikasi untuk PGA

Kelas Sitos	$PGA \leq 0,1$	$PGA = 0,2$	$PGA = 0,3$	$PGA = 0,4$	$PGA = 0,5$	$PGA \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,3	1,2	1,1	1,1
SE	2,4	1,9	1,6	1,4	1,2	1,1
SF	SS ^(a)					

Keterangan:

PGA = Percepatan puncak pada batuan dasar yang mengacu pada peta gempa Indonesia 2019 SNI-1726-2019

Ss = parameter respons spektral untuk periode pendek ($T=0,2$ detik) yang mengacu pada peta gempa Indonesia 2019 SNI-1726-2019

S_1 = parameter respons spektral untuk periode pendek ($T=1,0$ detik) yang mengacu pada peta gempa Indonesia 2019 SNI-1726-2019

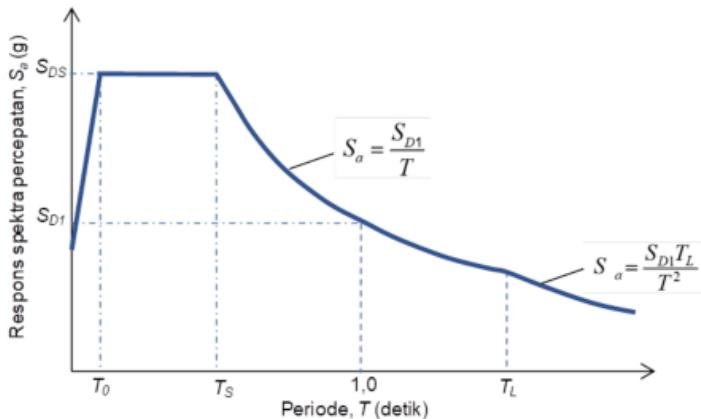
- Parameter percepatan spectral desain

Parameter percepatan spectral desain untuk periode pendek, S_{Ds} dan pada periode 1 detik S_{D1} harus ditentukan melalui perumusan berikut ini :

$$SDS = \frac{2}{3} SMS \quad (2.75)$$

$$SD1 = \frac{2}{3} SM1 \quad (2.76)$$

- Spektrum respons desain



Gambar 2. 24 Spektrum Respons Desain

Kurva spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu Gambar 2.30 dan mengikuti ketentuan dibawah ini :

1. Periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respon percepatan desain (S_a) harus diambil dari persamaan :

$$Sa = SDS \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.77)$$

2. Untuk periode 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} .

3. Untuk periode lebih besar dari T_s tetapi lebih kecil dari atau sama dengan T_L , respons spectral percepatan desain S_a diambil berdasarkan persamaan :

$$S_a = \frac{SD1}{T} \quad (2.78)$$

Keterangan :

S_{D1} = Parameter respons spectral percepatan desain pada periode pendek ($T=0,2\text{s}$)

S_{D1} = Parameter respons spectral percepatan desain pada periode 1 detik

T = Periode getar fundamental struktur

$$T_0 = 0,2 \frac{SD1}{SDS} \quad (2.79)$$

$$T_s = \frac{SD1}{SDS} \quad (2.80)$$

- Faktor Modifikasi Respons

Beban gempa rencana pada bangunan bawah dan hubungan antar elemen struktur ditentukan dengan cara membagi gaya elastis dengan faktor modifikasi respons (R) sesuai dengan Tabel 2.17 dan Tabel 2.18

Tabel 2. 18 Faktor modifikasi respon untuk bangunan bawah

Bangunan bawah	Kategori kepentingan		
	Sangat penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang			
Tiang vertikal	1,5	2,0	3,0
Tiang miring	1,5	1,5	2,0
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit			
Tiang vertikal	1,5	3,5	5,0
Tiang miring	1,5	2,0	3,0
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

Tabel 2. 17 Faktor modifikasi respons untuk hubungan antar elemen struktur

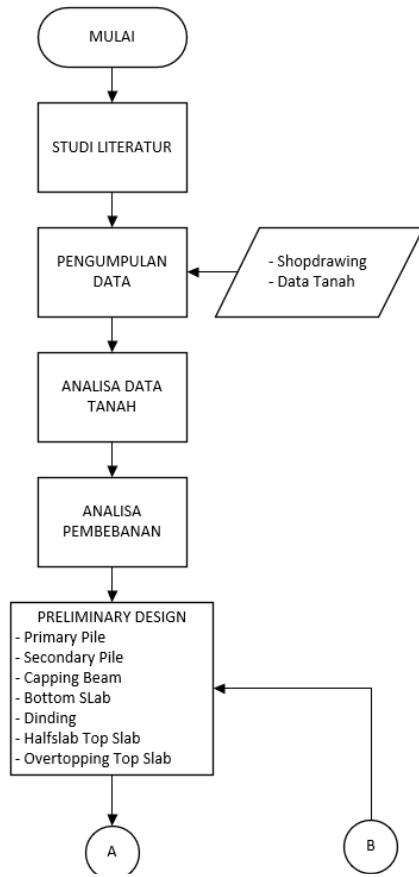
Hubungan elemen struktur	Semua kategori kepentingan
Bangunan atas dengan kepala jembatan	0,8
Sambungan muai (dilatasasi) pada bangunan atas	0,8
Kolom, pilar, atau tiang dengan bangunan atas	1,0
Kolom atau pilar dengan fondasi	1,0

“halaman sengaja dikosongkan”

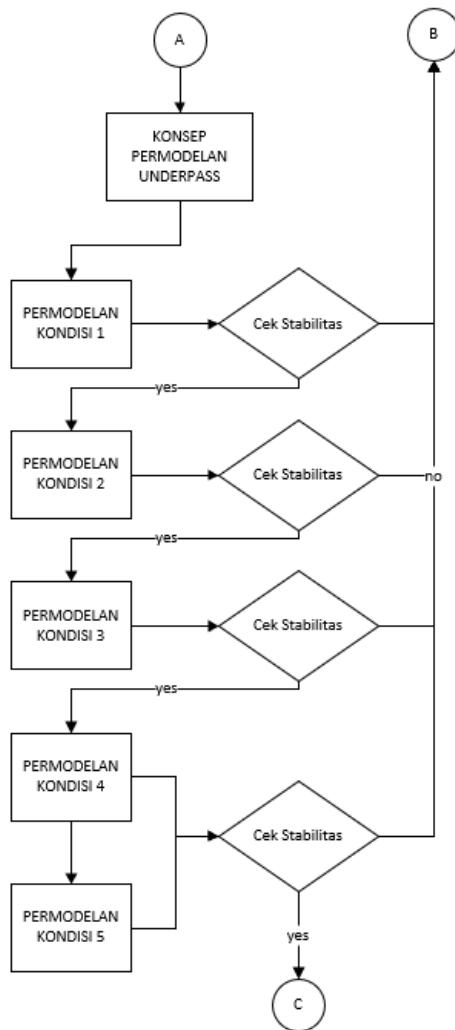
BAB III METODOLOGI

3.1. Bagan Alir Proyek Akhir

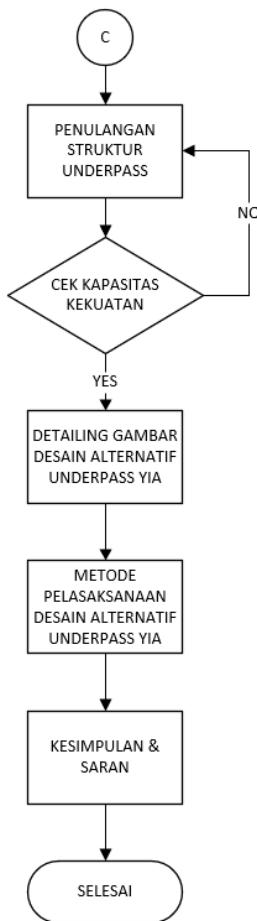
Gambar 3.1 merupakan bagan alir dalam penulisan Proyek Akhir Desain Alternatif Proyek *Underpass*



Gambar 3. 1 Bagan Alir (1)



Gambar 3. 2 Bagan Alir (2)



Gambar 3. 3 Bagan Alir (3)

3.2. Metode Penyusunan

Berikut ini adalah penjelasan mengenai Gambar 3.1 Bagan Alir Proyek Akhir adalah sebagai berikut :

3.2.1. Studi Literatur

Studi literatur yang dimaksud adalah berupa materi-materi yang akan digunakan sebagai bahan acuan dalam mengerjakan dan merencanakan. Bahan studi literatur yang akan digunakan dalam perencanaan adalah sebagai berikut :

1. Refrensi mengenai dinding penahan tanah
2. Refrensi mengenai pondasi dalam
3. Refrensi mengenai *Secant Pile*

3.2.2. Identifikasi Masalah

Identifikasi masalah adalah sebuah proses untuk mengidentifikasi dan menganalisa kondisi di lapangan dan mengumpulkan masalah-masalah yang ada untuk diangkat menjadi sebuah topik dalam proyek akhir ini. Untuk mengetahui hal tersebut perlu dilakukan survey atau riset agar permasalahan yang diangkat dalam proyek akhir ini memang diperlukan penyelesaiannya.

Dalam proyek ini permasalahan yang diangkat adalah kedalaman galian *underpas* yang dilakukan sedalam \pm 8m dari permukaan tanah. Hal tersebut menyebabkan perlunya kemiringan yang landau agar tidak terjadi keruntuhan lereng galian, sehingga luas area galian cukup besar ditambah lagi pengaruh muka air tanah yang tinggi menyebabkan sulitnya pelaksanaan konstruksi.



Gambar 3. 4 Kondisi Eksisting Galian Underpass

3.2.3. Identifikasi Kebutuhan Data

Identifikasi kebutuhan data adalah sebuah tahap untuk menentukan data-data apa saja yang diperlukan agar masalah yang diangkat terselesaikan. Dalam melakukan tahap ini perlu dilakukan adanya konsultasi dengan ahli atau orang yang berpengalaman ataupun mencari refrensi dengan topik permasalahan agar mempermudah proses penggerjaan proyek akhir.

3.2.4. Pengumpulan Data

Pengumpulan data adalah proses pengambilan data-data yang diperlukan sebagai pemecahan masalah yang diangkat. Data-data yang dimaksud dalam proyek akhir ini adalah data tanah dan *shopdrawing*.

3.2.5. Analisa Data Tanah

Data tanah yang didapat dalam proyek akhir ini adalah data dari hasil SPT dan dalam pelaksanaannya data SPT tidak bisa langsung digunakan dalam perencanaan, tetapi harus dilakukan

koreksi terhadap beberapa faktor. Selain itu, dalam tahap ini juga dilakukan Analisa tanah untuk mengetahui karakter dan klasifikasi tanah yang didapat dari data tanah dengan cara melakukan korelasi-korelasi dari data SPT yang ada terhadap parameter-parameter tanah yang dibutuhkan

3.2.6. Perhitungan Pembebanan

Dalam perhitungan pembebanan dalam perencanaan proyek akhir ini, beban-beban yang dicantumkan adalah sesuai dengan RSNI 1725-2005, Standar Pembebanan untuk Jembatan, SNI 1725-2016, Pembebanan untuk Jembatan , SNI 2833-2016, Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa, yaitu adalah :

1. Beban Sendiri Struktur
2. Beban Mati Tambahan Akibat Utilitas dan Pengaspalan
3. Beban Lalu Lintas
4. Beban Lajur "D"
5. Beban Truk "T"
6. Faktor Beban Dinamis
7. Gaya Rem
8. Beban Gempa

3.2.7. Permodelan Struktur Desain Alternatif *Underpass*

Dalam memodelkan struktur desain alternatif *underpass* dibantu dengan program bantu seperti SAP2000 untuk mengetahui gaya dalam yang terjadi pada struktur *Underpass* dan juga untuk mengontrol stabilitas terhadap beberapa faktor pada struktur *Underpass*. Dalam permodelan perencanaan *underpass*, penulis membagi menjadi beberapa kondisi sesuai dengan tahapan metode konstruksi yang akan direncanakan

3.2.8. Penulangan Struktur *Underpass*

Berdasarkan hasil dari perhitungan kontrol stabilitas maka dapat dihitung kebutuhan penulangan yang dibutuhkan untuk struktur *Underpass*

3.2.9. Metode Pelaksanaan

Setelah mengatahui kestabilan dan kapasitas struktur dalam menahan beban yang terjadi, maka langkah selanjutnya adalah membuat metode pelaksanaan sesuai dengan desain alternatif yang telah direncanakan.

3.2.10. Kesimpulan dan Saran

Pada bab ini terdapat kesimpulan dari hasil perencanaan *Underpass Yogyakarta International Airport* dengan desain alternative Underpass. Selain itu terdapat juga saran-saran yang diperoleh oleh penulis selama proses penggerjaan proyek akhir, supaya pembaca dapat menghindari kesalahan-kesalahan atau mungkin dapat melakukan penelitian lebih lanjut mengenai topik yang serupa.

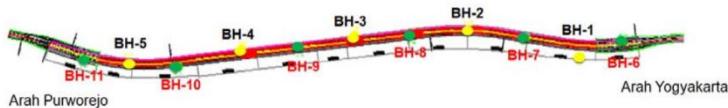
“halaman sengaja dikosongkan”

BAB IV

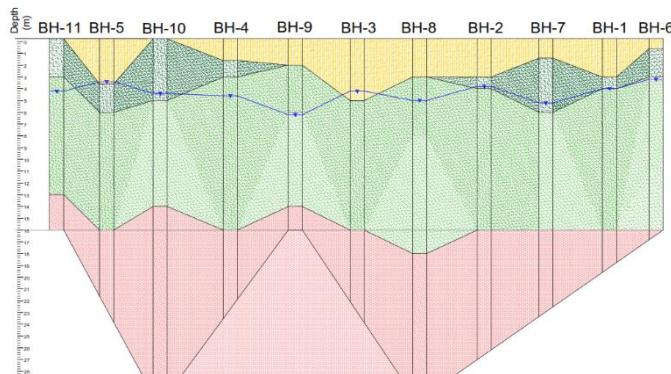
ANALISA DATA DAN PEMBAHASAN

4.1. Analisa Data Tanah

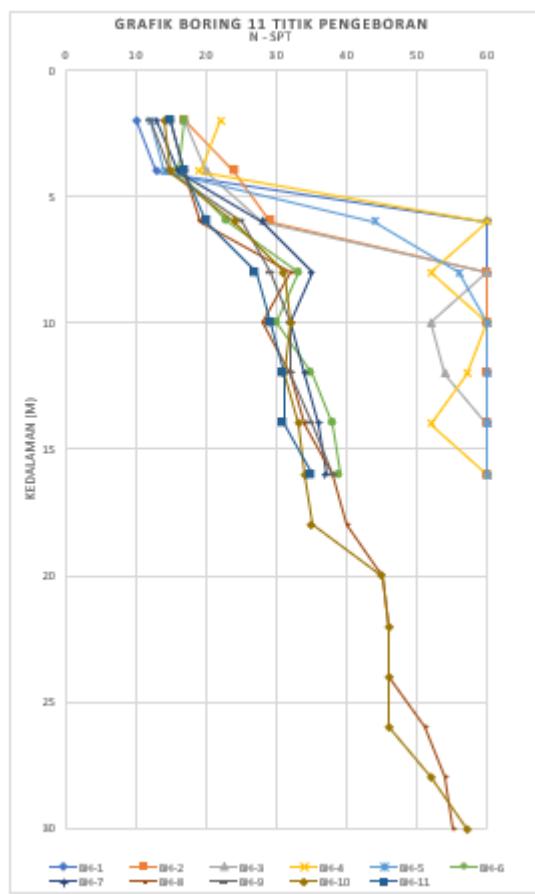
Data tanah yang digunakan dalam pembahasan Proyek Akhir ini adalah data *boring* dan SPT dari laporan hasil penyelidikan tanah proyek *Underpass Yogyakarta International Airport*. Data *boring* dan SPT yang digunakan sebanyak 11 titik pengeboran seperti pada *layout* Gambar 4.1 dengan kedalaman yang bervariasi mulai dari 16,00 m (BH-1, BH-2, BH-3, BH-4, BH-5, BH-6, BH-7, BH-9, BH-11) hingga 30,00 m (BH-8 dan BH-10). Sebagai contoh hasil *stratigrafi* tanah pada titik pengeboran *boring* yang telah dilakukan dapat dilihat pada Gambar 4.2



Gambar 4. 2 Layout Lokasi Titik



Gambar 4. 1 Stratigrafi Tanah

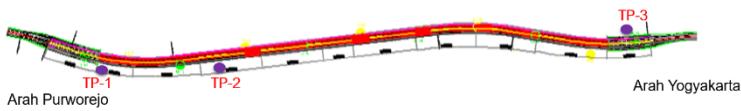


Gambar 4. 3 Grafik Gabungan Boring

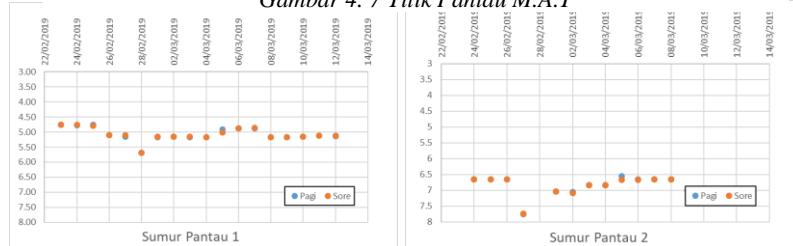
4.1.1. Pengamatan Level Muka Air Tanah

Untuk mengetahui level muka air tanah pada proyek *Underpass Yogyakarta International Airport*, menggunakan pengamatan titik pantau di 3 titik yang berbeda dengan waktu pengamatan yang dilakukan di pagi dan sore hari. Untuk hasil pengamatan titik pantau dapat dilihat pada grafik berikut :

Berdasarkan hasil pengamatan di ketiga titik pantau, posisi



Gambar 4. 7 Titik Pantau M.A.T



Gambar 4. 6 Grafik TP-1



Gambar 4. 4 Grafik TP-3

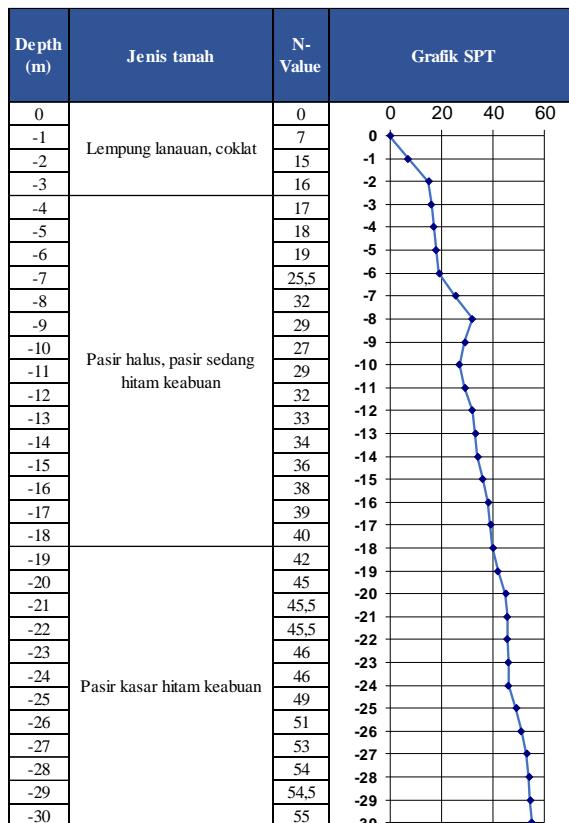
muka air tanah tertinggi sekitar -4,4m dari permukaan tanah asli.

4.1.2. Analisa Data N-SPT

Setelah dibuat *stratigrafi* tanah berdasarkan 11 titik bor berdasarkan Gambar 4.1 dan grafik gabungan *boring* pada Gambar

4.3, maka didapatkan komposisi dari lapisan-lapisan tanah memiliki jenis tanah yang cenderung sama tetapi memiliki konsistensi yang bervariasi. Sehingga diambil data tanah yang paling kritis di setiap lapisan. Data *borlog* yang menghasilkan nilai N-SPT. Untuk Analisa data N-SPT penulis menganalisa data dari BH-8 dengan data *borlog* sebagai berikut :

Tabel 4. 1 Grafik Borlog BH



4.1.3. Pengolahan Data Labolatorium dan Korelasi N-SPT

Tabel 4. 2 Summary Test Laboratorium

Test Point No.	Depth (m)	Kadar air (w) %	Spesifik Gravity Gs	Void Ratio e	Degree of Saturation Sr (%)	Sudut gesek tanah s
BH - 8	5,00 – 5,50	22,69	3,03	1,12	100	33,54
	11,00 – 11.50	15,79	3,01	0,78	61,07	32,12
	19,00 – 19.50	18,22	2,83	0,67	76,64	33,09
	25,00 – 25,50	18,09	2,73	0,86	57,19	33,90

Diperoleh data yang didapatkan dari hasil tes labolatorium, maka diperlukan pengolahan data dari hasil tes labolatorium untuk mendapatkan parameter-parameter tanah yang dibutuhkan untuk proses perencanaan. Kesimpulan dari hasil pengolahan data labolatorium dapat dilihat pada (Tabel 4.2). Apabila data yang didapatkan dari hasil tes laboratorium kurang mencukupi untuk perencanaan dilakukan pendekatan – pendekatan korelasi untuk mendapatkan parameter tanah yang dibutuhkan. Berikut merupakan data labolatorium yang diperoleh serta perumusan untuk pengolahan data :

A. Penentuan nilai γ_{tanah} , γ_{sat} dan γ_{dry}

Untuk mengolah data dari hasil laboratorium digunakan hubungan persamaan antara berat volume, angka pori (*void ratio*), kadar air (*moisture content*) dan berat spesifik ((*specific gravity*), Braja Das.

- Berat volume tanah

$$\gamma = \frac{(1 + w) Gs \gamma_w}{1 + e}$$

- Berat volume tanah jenuh (γ_{sat})

$$\gamma_{sat} = \frac{(Gs + e)\gamma_w}{1 + e}$$

- Berat volume tanah kering (γ_{dry})

$$\gamma_{dry} = \frac{Gs \cdot \gamma_w}{1 + e}$$

Dengan menggunakan persamaan diatas diperoleh hasil sebagai berikut

- Kedalaman (0m – 3m) berjenis tanah lempung
 $\gamma_{tanah} = 18,40 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma_{sat} = 22,08 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma_{dry} = 15,00 \text{ kN/m}^3$
- Kedalaman (3m – 18m) berjenis tanah pasir
 $\gamma_{tanah} = 18,77 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma_{sat} = 20,28 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma_{dry} = 15,87 \text{ kN/m}^3$
- Kedalaman (18m – 30m) berjenis tanah pasir
 $\gamma_{tanah} = 18,85 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma_{sat} = 19,94 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma_{dry} = 15,76 \text{ kN/m}^3$

B. Korelasi nilai Es dan μ

Dalam menentukan nilai Modulus Elastisitas Tabag (Es) dan Poisson Ratio (μ), dapat diperoleh menggunakan korelasi antara jenis tanah dengan Tabel 4.3 berikut :

Tabel 4.3 Modulus Elastisitas Berdasarkan Tipe Tanah

Type of soil	Modulus of elasticity, E_s		
	MN/m ²	lb/in ²	Poisson's ratio, μ
Loose sand	10.5–24.0	1500–3500	0.20–0.40
Medium dense sand	17.25–27.60	2500–4000	0.25–0.40
Dense sand	34.50–55.20	5000–8000	0.30–0.45
Silty sand	10.35–17.25	1500–2500	0.20–0.40
Sand and gravel	69.00–172.50	10,000–25,000	0.15–0.35
Soft clay	4.1–20.7	600–3000	
Medium clay	20.7–41.4	3000–6000	0.20–0.50
Stiff clay	41.4–96.6	6000–14,000	

- Kedalaman (0m – 3m) berjenis tanah lempung, dengan konsistensi tanah kaku dan nilai N-SPT = 16 diperoleh hasil sebagai berikut :

$$E_s = kN/m^2$$

$$\mu = 0,2$$

- Kedalaman (3m – 18m) berjenis tanah pasir, dengan konsistensi tanah *medium dense* dan nilai N-SPT = 40 diperoleh hasil sebagai berikut :

$$E_s = 27600 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu = 0,25$$

- Kedalaman (18m – 30m) berjenis tanah pasir, dengan konsistensi tanah *very dense* dan nilai N-SPT = 55 diperoleh hasil sebagai berikut :

$$E_s = 55200 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu = 0,3$$

Tabel 4. 4 Rekapitulasi Data Parameter Tanah

Depth (m)	N-SPT	Jenis Tanah	Gs	Angka Densitas (%)	Kadar Air (%)	Kebutuhan Gores (%)	Sudut Gesek (°)	Y _s (kN/m ³)	Y _d (kN/m ³)	Y _c (kN/m ³)	Y _r (kN/m ³)	E _s (kN/m ²)	μs		
0m - 3m	16	Lembut	Stiff	3,18	1,12	0,23	0,00	34,18	18,40	10,00	20,28	10,28	15,00	41368,00	0,20
3m - 18 m	40	Pasir	Dense	2,84	0,79	0,18	0,00	33,90	18,77	10,00	20,28	10,28	15,87	17236,00	0,25
18m - 30m	55	Cadas	Very Dense	2,71	0,72	0,20	0,00	33,76	18,85	10,00	19,94	9,94	15,76	34473,00	0,30

4.2. Data Pembebanan

Pembebanan struktur *Underpass* yang digunakan dalam perencanaan proyek akhir ini mengacu pada Standar Pembebanan untuk Jembatan SNI 1725-2016 yang mencakup :

4.2.1. Beban Mati

Beban mati meliputi beban mati sendiri struktur dan beban mati tambahan. Beban sendiri struktur akan diperoleh dari program bantu SAP2000 dan untuk beban mati tambahan akan dijelaskan sebagai berikut :

1. Beban sendiri
Berat jenis beton = 25 kN/m³
2. Beban mati tambahan
Berat jenis Aspal = 22 N/m³
Tebal aspal rencana = 7 cm
Beban mati aspal = 22 x 0,07 = 1,54 kN/m

4.2.2. Beban Mati Lalu Lintas

Beban lalu lintas untuk perencanaan struktur *Underpass* menggunakan beban lajur “D” yang terdiri dari beban terbagi rata (BTR) yang digabung dengan beban garis terpusat (BGT) seperti yang dijelaskan pada point berikut :

1. Beban Terbagi Rata (BTR)

Beban terbagi rata (BTR) underpass dapat ditentukan berdasarkan bentang yang ditinjau, karena bentang yang ditinjau ($L < 30m$) maka :

$$q_{BTR} = 9 \text{ kN/m}^2$$

2. Beban Garis Terpusat (BGT)

Beban garis terpusat ditinjau per 1 m:

Faktor beban dinamis = 40%

$$P_{BGT} = 49 \text{ kN/m}$$

$$P_{BGT} = 49 (1+0,4) 1 = 68,6 \text{ kN}$$

4.2.3. Faktor Beban Dinamis

Meninjau gambar 2.29 tentang grafik faktor beban dinamis, untuk pembebanan lajur “D” FBD diambil 40%

4.2.4. Beban Tekanan Tanah

Perhitungan nilai tekanan tanah aktif di sebelah kanan dan kiri *Underpass* menggunakan nilai tekanan tanah dalam keadaan diam (*at rest*). Hasil perhitungan nilai tekanan tanah ditunjukkan dalam Lampiran.

4.2.5. Beban Gempa

Metode yang digunakan dalam perhitungan beban gempa ini yaitu metode analisis respon spektrum. Beban gempa yang diperhitungkan dengan probabilitas 10% dalam 50 tahun berdasarkan peta gempa Indonesia 2019 dan peraturan SNI 1726-2019. Perencanaan beban akibat beban gempa minimum ditentukan dari beberapa hal yaitu :

1. Lokasi *Underpass* : Kulonprogo
2. Fungsi Bangunan : Jalan penghubung
3. Penentuan kelas situs :

Kelas situs tanah untuk perencanaan gempa dapat ditentukan berdasarkan data SPT yang telah ada sebagai berikut :

Dengan menggunakan persamaan (2.72) maka bisa didapatkan nilai tahanan penetrasi standar rata-rata pada lapisan tanah setebal 30 m yaitu:

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i}{N_i}\right)} = \frac{30}{1,0586} = 28,339$$

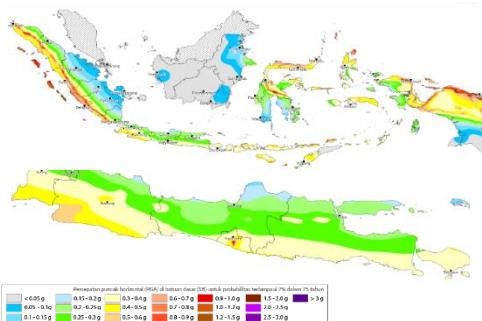
Perhitungan diatas menunjukkan bahwa nilai SPT rata-rata pada data tanah mencapai 28,339 , sehingga berdasarkan Tabel 2.12.1 tanah tersebut ($15 < 28,339 < 50$) termasuk dalam kelas situs Tanah Sedang (SD).

Tabel 4. 5 Tabel Perhitungan N-SPT rata-rata

Depth (m)	N-Value	di/Ni
0	0	
-1	7	0,1429
-2	15	0,0667
-3	16	0,0625
-4	17	0,0588
-5	18	0,0556
-6	19	0,0526
-7	25,5	0,0392
-8	32	0,0313
-9	29	0,0345
-10	27	0,0370
-11	29	0,0345
-12	32	0,0313
-13	33	0,0303
-14	34	0,0294
-15	36	0,0278
-16	38	0,0263
-17	39	0,0256
-18	40	0,0250
-19	42	0,0238
-20	45	0,0222
-21	45,5	0,0220
-22	45,5	0,0220
-23	46	0,0217
-24	46	0,0217
-25	49	0,0204
-26	51	0,0196
-27	53	0,0189
-28	54	0,0185
-29	54,5	0,0183
-30	55	0,0182
JUMLAH di/Ni		1,0586

4. Penentuan nilai PGA

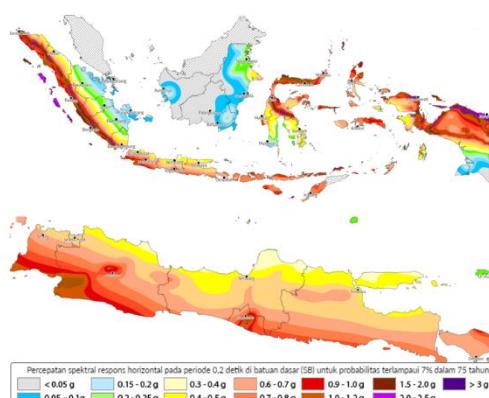
Berdasarkan gambar peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas 7% dalam 75 tahun di kabupaten Kulonprogo adalah 0,349g



Gambar 4. 8 Peta percepatan puncak (PGA) dibatuan dasar (SB) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

5. Penentuan nilai Ss (Respon spectra dengan periode 0,2 detik)

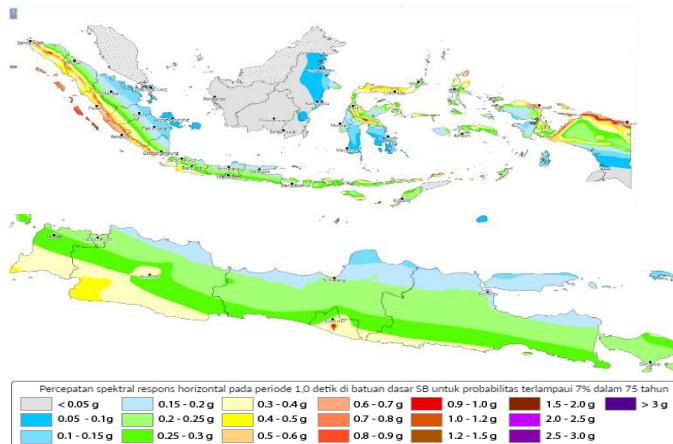
Berdasarkan gambar peta respons spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar (Ss) untuk probabilitas 7% dalam 75 tahun di kabupaten Kulonprogo adalah 0,772g.



Gambar 4. 9 Peta respon spektra percepatan 0,2 detik (Ss) di batuan dasar (SB) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

6. Penentuan nilai S_1 (respon spektra periode 1 detik)

Berdasarkan gambar peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar (S_1) untuk probabilitas 7% dalam 75 tahun di kabupaten Kulonprogo adalah 0,304g.



Gambar 4. 10 Peta respon spektra percepatan 1,0 detik (S_1) di batuan dasar (SB) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

7. Penentuan nilai faktor amplifikasi (FPGA, F_a , F_v)

Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode nol detik (*FPGA*). Faktor amplifikasi periode 0,2 detik (F_a) dan faktor amplifikasi periode 1,0 detik (F_v). Meninjau pada Tabel 2.14 maka didapatkan faktor amplifikasi sebagai berikut :

- Nilai *FPGA* = 1,151
- Nilai F_a = 1,191
- Nilai F_v = 1,792

8. Penentuan parameter respon *spectral*

Parameter respon *spectral* percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan sebagai berikut :

- S_{MS} $= F_a \times S_s$
 $= 1,191 \times 0,772$
 $= 0,9196$
- S_{M1} $= F_v \times S_1$
 $= 1,792 \times 0,304$
 $= 0,544$

Parameter percepatan spectral desain untuk periode pendek, S_{DS} dan pada periode 1 detik S_{D1} harus ditentukan melalui perumusan berikut ini :

- S_{DS} $= \frac{2}{3} \times S_{MS}$
 $= 0,67 \times 0,9196$
 $= 0,6131$
- S_{D1} $= \frac{2}{3} \times S_{M1}$
 $= 0,67 \times 0,544$
 $= 0,3632$
- T_0 $= 0,2 \times \frac{S_{DS}}{S_{D1}}$
 $= 0,2 \times \frac{0,6131}{0,3632}$
 $= 0,1185$
- T_s $= \frac{S_{DS}}{\frac{S_{D1}}{0,6131}}$
 $= \frac{0,6131}{0,3632}$
 $= 0,5924$

9. Respon Spektrum Desain

Dari parameter-parameter yang telah didapat maka selanjutnya bisa dihitung untuk nilai spektrum respon percepatan (S_a) yang dapat ditentukan melalui perumusan berikut ini :

- $S_a (T < T_0) = S_{DS} \times (0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0})$
 $= 0,6131 \times (0,4 + 0,6 \frac{0}{0,1185})$
 $= 0,2452$
- $S_a (T_0 < T < T_s) = S_{DS}$
 $= 0,6131$

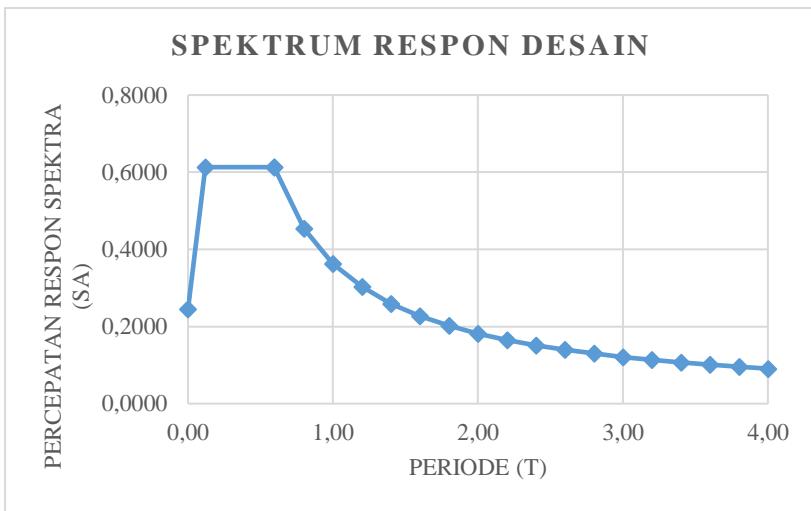
- $Sa(T > T_s) = \frac{SD1}{T} = \frac{0,3632}{1} = 0,3632$

Berdasarkan hasil perhitungan parameter spektra pada Tabel 4.6 dapat digambarkan dalam sebuah gravik kurva spektra seperti pada gambar

Tabel 4.6 Respon Spektra

T (detik)	Sa (g)
0,00	0,2452
0,1185	0,6131
0,5924	0,6131
0,5924	0,6131
0,80	0,4540
1,00	0,3632
1,20	0,3026
1,40	0,2594
1,60	0,2270
1,80	0,2018
2,00	0,1816
2,20	0,1651
2,40	0,1513
2,60	0,1397
2,80	0,1297
3,00	0,1211
3,20	0,1135
3,40	0,1068
3,60	0,1009

3,80	0,0956
4,0000	0,0908



Gambar 4. 11 Grafik Respon Spektrum

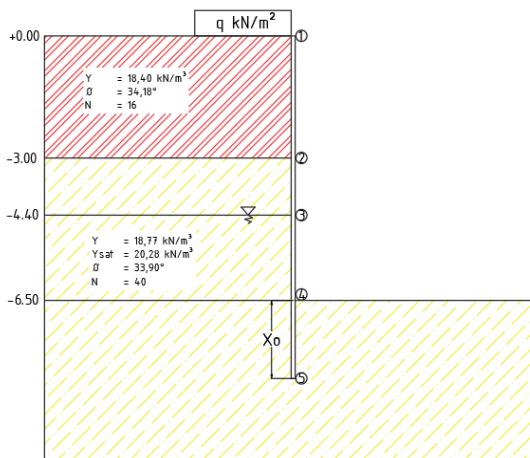
4.2.6. Beban Uplift

Beban tekanan uplift yang disebabkan tekanan ke atas oleh air tanah ditinjau pada bagian bawah *Bottom slab* elevasi -5,9m dari permukaan tanah eksisting dengan lebar bottom slab adalah 19m. Besar tekanan uplift jika diketahui ketinggian muka air tanah dielevasi -4,4m dari permukaan tanah eksisting dapat dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} F &= (5,9 - 4,4) \text{ m} \times 1 \text{ t/m}^3 = 1,5 \text{ t/m}^2 \\ \Sigma F &= 1,5 \text{ t/m}^2 \times 19\text{m} = 28,5 \text{ t/m}' \end{aligned}$$

4.3. Perencanaan kedalaman Secant Pile berdasarkan stabilitas tanah

Secant pile akan direncanakan sedemikian rupa seperti pada gambar 4.12. Perhitungan kedalaman *secant pile* dilakukan dengan menggunakan konsep *push in* dengan metode *free earth support* dengan memodelkan *primary pile* dicor di tempat sedalam ($X_0 + 6,5$)m. Tanah digali bertahap dengan terlebih dahulu dipasang beberapa *top precast* dengan tujuan sebagai pengaku antara *primary pile*.



Gambar 4. 12 Permodelan Stabilitas Secant Pile

Untuk perhitungan kedalaman penurapan digunakan metode *free earth support* dimana harus mencari variabel X_0 dengan menganggut $\Sigma M_5 = 0$.

4.3.1. Analisa lapisan tanah

Sesuai dengan tabel 4.5 tentang rekapitulasi parameter data tanah yang telah didapat, maka didapatkan hasil untuk menghitung koefisien tanah aktif dan pasif sebagai berikut :

- **Lapisan 1**

$$\phi = 34,18$$

$$\gamma_{tanah} = 18,40 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{sat} = 22,08 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{dry} = 15,00 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} K_{a1} &= \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) \\ &= \tan^2(45 - \frac{34,18}{2}) \\ &= 0,281 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{p1} &= \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) \\ &= \tan^2(45 + \frac{34,18}{2}) \\ &= 3,564 \end{aligned}$$

- **Lapisan 2**

$$\phi = 33,90$$

$$\gamma_{tanah} = 18,77 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{sat} = 20,28 \text{ kN/m}^3$$

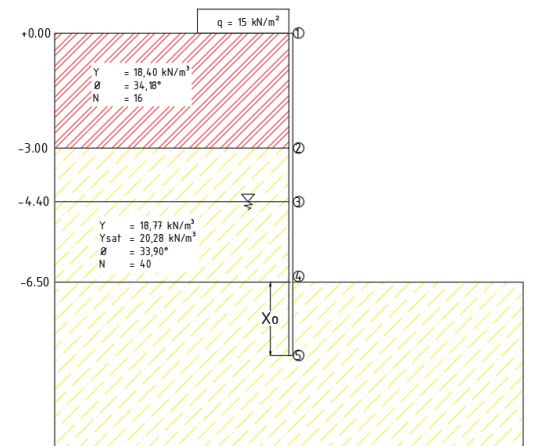
$$\gamma_{dry} = 15,87 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} K_{a2} &= \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) \\ &= \tan^2(45 - \frac{33,90}{2}) \\ &= 0,284 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{p2} &= \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) \\ &= \tan^2(45 + \frac{33,90}{2}) \\ &= 3,522 \end{aligned}$$

4.3.2. Analisa tegangan tanah yang terjadi (σ_h)

Pada perhitungan tegangan horizontal akan dilakukan analisa per titik sesuai dengan pada gambar 4.13. Asumsi panjang penurapan (X_0) berada dibawah kedalaman -6,5m. Analisa tegangan yang terjadi akan diuraikan berdasarkan jenis bebananya, yaitu tegangan akibat tekanan tanah (*overburden pressure*), akibat beban air tanah (*water pressure*), dan akibat beban diatas tanah (*surcharge*).



Gambar 4. 13 Sketsa Perhitungan Tegangan Horizontal

A. Tegangan akibat beban tanah (*oberburden pressure*)

Berikut adalah contoh perhitungan untuk mencari nilai σ_h akibat beban tanah, rekapitulasi hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.6

a. Tekanan tanah aktif

- Titik 1:

$$\begin{aligned}\sigma_{hal} &= \gamma_1 \times h_1 \times K_a \\ &= 18,40 \times 0 \times 0,281 \\ &= 0 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

- Titik 2 :

$$\begin{aligned}\sigma_{ha2} &= \gamma_1 \times h_2 \times K_a \\ &= 18,40 \times 3 \times 0,281 \\ &= 15,491 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

- Titik 3 :

$$\begin{aligned}\sigma_{ha3} &= (\gamma_1 \times h_2 \times K_a) + (\gamma_2 \times h_3 \times K_a) \\ &= (18,40 \times 3 \times 0,284) + (18,76 \times 1,4 \times 0,284) \\ &= 15,675 + 7,455 \\ &= 23,13 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Tabel 4. 7 Tabel Rekapitulasi Tegangan Tanah Aktif Akibat Beban Tanah

Tanah Aktif						
Titik	Elevasi	γ	γ'	Tebal Tanah	Ka	σ_{ha} (kN/m ²)
1	0	18,40	10,28	0,00	0,281	0,000
2	-3	18,40	10,28	3,00	0,281	15,491
3	-4,4	18,76	10,28	1,40	0,284	23,130
4	-6,5	18,76	10,28	2,10	0,284	29,258
5	Xo	18,76	10,28	Xo	0,284	29,258 + 2,92Xo

b. Tekanan tanah pasif

- Titik 4 :

$$\begin{aligned}\sigma_{hp4} &= \gamma'_2 \times h_4 \times K_p \\ &= 10,28 \times 0 \times 3,52 \\ &= 0 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

- Titik 5 :

$$\begin{aligned}\sigma_{hp4} &= \gamma'_2 \times h_5 \times K_p \\ &= 10,28 \times Xo \times 3,52 \\ &= 36,21Xo \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Tabel 4. 8 Tabel Rekapitulasi Tegangan Tanah Pasif Akibat Beban Tanah

Tanah Pasif

Titik	Elevasi	γ	γ'	Tebal Tanah	Kp	σ_{hp} (kN/m ²)
4	-6,50	18,76	10,28	0,00	3,52	0,00
5	Xo	18,76	10,28	Xo	3,52	36,21Xo

B. Tegangan akibat beban air tanah (*water pressure*)

Berikut adalah contoh perhitungan untuk mencari nilai σ_h akibat beban air tanah, rekapitulasi hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.9

- a. Tekanan air aktif

- Titik 4

$$\begin{aligned}\sigma_{hwa4} &= \sigma_{hwa4} + \gamma_w \times h_4 \\ &= 0 + 10 \times 2,1 \\ &= 21 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Tabel 4. 9 Tabel Rekapitulasi Tegangan Tanah Aktif Akibat Beban Air Tanah

Tanah Aktif					
Titik	Elevasi	γ_w	Tebal Tanah	Kw	σ_{wal} (kN/m ²)
3	-4,4	10,00	0	1	0
4	-6,5	10,00	2,1	1	21
5	Xo	10,00	Xo	1	$21 + 10Xo$

- b. Tekanan air pasif

- Titik 4

$$\begin{aligned}\sigma_{hwp4} &= \gamma_w \times h_4 \\ &= 10 \times 0 \\ &= 0 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Tabel 4. 10 Tabel Rekapitulasi Tegangan Tanah Pasif Akibat Beban air tanah

Tanah Pasif					
-------------	--	--	--	--	--

Titik	Elevasi	γ_w	Tebal Tanah	K_w	σ_{w1} (kN/m ²)
4	-6,5	10,00	0	1	0
5	Xo	10,00	Xo	1	10Xo

C. Tegangan akibat beban diatas tanah (*surcharge*)

Pada perencanaan *underpass* kali ini, beban yang terdapat diatas tanah diasumsikan beban lalu lintas kelas 1 dengan beban sebesar $q = 15 \text{ kN/m}^2$. Maka besar σ_{hq} dapat digitung dengan cara seperti berikut :

- Titik 1 :

$$\begin{aligned}\sigma_{hq1} &= q \times K_a 1 \\ &= 15 \times 0,281 \\ &= 4,209 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

- Titik 3 :

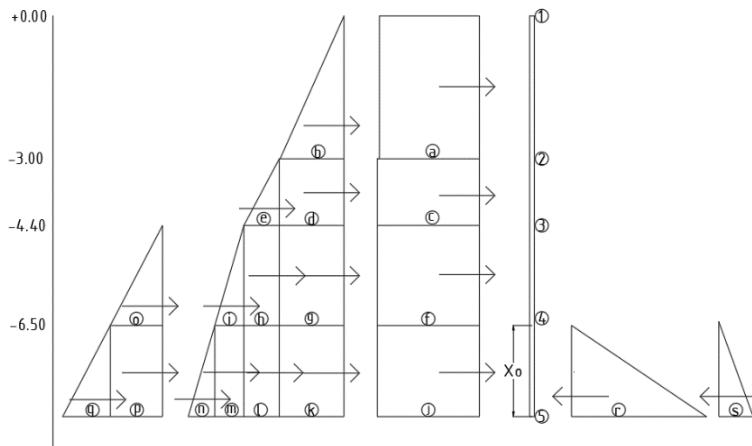
$$\begin{aligned}\sigma_{hq1} &= q \times K_a 2 \\ &= 15 \times 0,284 \\ &= 4,259 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Tabel 4. 11 Tabel Rekapitulasi Tegangan Tanah Aktif Akibat Beban di Atas Tanah

Tanah Aktif					
Titik	Elevasi	γ'	Tebal Tanah	Ka	σ_{hq} (kN/m ²)
1	0,00	18,40	0,00	0,281	4,209
2	-3,00	18,40	3,00	0,281	4,209
3	-4,40	10,28	1,40	0,284	4,259
4	-6,50	10,28	2,10	0,284	4,259
5	Xo	9,94	Xo	0,284	4,259

4.3.3. Perhitungan gaya horizontal

Setelah mendapat nilai tegangan horizontal di setiap titik, selanjutnya dibuat diagaram tegangan untuk mempermudah dalam menghitung gaya horizontal (P) yang terjadi. Diagram tegangan horizontal dapat ditinjau pada gambar (...)



Gambar 4. 14 Diagram Tegangan Tanah yang Terjadi

Keterangan :

Tegangan akibat beban tanah (*overburden pressure*)

Kode : b , d , e , g , h , i , k , l , m , n , r

Tegangan akibat beban air tanah (*water pressure*)

Kode : o , p , q , s

Tegangan akibat beban di atas tanah (*surcharge*)

Kode : a , c, f , j

Gaya horizontal (P) dicari dengan cara menghitung luasan pada diagram tegangan. Rekapitulas hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.12.

Tabel 4. 12 Tabel Rekapitulasi Gaya Tekanan Tanah

Kondisi tekanan	Titik Gaya	σ_h	Tebal tanah	P (kN)
Pa	Pa(a)	4,209	3,00	12,626
	Pa(b)	15,491	3,00	23,236
	Pa(c)	4,259	1,40	5,962
	Pa(d)	15,675	1,40	21,945
	Pa(e)	7,455	1,40	5,219
	Pa(f)	4,259	2,10	8,943
	Pa(g)	15,675	2,10	32,917
	Pa(h)	7,455	2,10	15,656
	Pa(i)	6,129	2,10	6,435
	Pa(j)	4,259	Xo	4,259 Xo
	Pa(k)	15,675	Xo	15,675 Xo
	Pa(l)	7,46	Xo	7,455 Xo
	Pa(m)	6,129	Xo	6,129 Xo
	Pa(n)	2,92Xo	Xo	1,459 Xo ²
Pp	Pw(o)	21,0	2,10	22,05
	Pw(p)	21,0	Xo	21,00 Xo
	Pw(q)	10Xo	Xo	5,00 Xo ²
Pp	Pp(r)	36,21Xo	Xo	18,103 Xo ²
	Pw(s)	10Xo	Xo	5 Xo ²

4.3.4. Analisa kesetimbangan gaya

Pada langkah selanjutnya dilakukan Analisa kesetimbangan gaya pada gaya-gaya yang bekerja pada *secant pile*. Dalam perencanaan seluruh gaya diperhitungkan seperti terlihat pada gambar 4.14 yaitu Pa(a) sampai Pa(s). Momen yang terjadi adalah gaya horizontal (P) dikalikan dengan jarak antara titik tangkap

dengan titik 5 (dasar penurapan). Hasil perhitungan momen akibat gaya horizontal (P) dapat dilihat pada tabel 4.13.

Tabel 4. 13 Tabel Rekapitulasi Momen yang Terjadi

Kondisi tekanan	Titik Gaya	P (kN)	Jarak ke titik putar	Momen
Pa	MPa(a)	12,626	5,0+Xo	63,13 + 12,63Xo
	MPa(b)	23,236	4,5+Xo	104,56 + 23,24Xo
	MPa(c)	5,962	2,8+Xo	16,69 + 5,96Xo
	MPa(d)	21,945	2,8+Xo	61,44 + 21,94Xo
	MPa(e)	5,219	2,6+Xo	13,39 + 5,22Xo
	MPa(f)	8,943	1,1+Xo	9,39 + 8,94Xo
	MPa(g)	32,917	1,1+Xo	34,56 + 32,92Xo
	MPa(h)	15,656	1,1+Xo	16,44 + 15,66Xo
	MPa(i)	6,435	0,7+Xo	4,50 + 6,44Xo
	MPa(j)	4,259 Xo	0,5Xo	2,13 Xo ²
	MPa(k)	15,675 Xo	0,5Xo	7,84 Xo ²
	MPa(l)	7,455 Xo	0,5Xo	3,73 Xo ²
	MPa(m)	6,129 Xo	0,5Xo	3,06 Xo ²
	MPa(n)	1,459 Xo ²	0,7Xo	0,97 Xo ³
Pp	MPw(o)	22,05	0,7+Xo	15,44 + 22,05Xo
	MPw(p)	21,00 Xo	0,5Xo	10,50 Xo ²
	MPw(q)	5,00 Xo ²	0,7Xo	3,33 Xo ³
PP	MPp(r)	18,103 Xo ²	0,7Xo	12,069 Xo ³
	MPw(s)	5 Xo ²	0,7Xo	3,333 Xo ³

Langkah selanjutnya melakukan Analisa kesetimbangan gaya untuk mendapatkan persamaan momen sebagai berikut :

$$0 = \sum MPa - \sum MPp$$

$$\begin{aligned}0 &= (339,56 + 154,99X_0 + 27,26X_0^2 + 0,97X_0^3) - (18,74X_0^3) \\0 &= 339,56 + 154,99X_0 + 27,26X_0^2 - 17,76X_0^3\end{aligned}$$

4.3.5. Kedalaman *Secant Pile* yang dibutuhkan

Setelah memperoleh persamaan momen dari tahap sebelumnya, dengan menggunakan fitur *goal seek* dari Ms. Excel maka dapat diperoleh nilai X_0 sebesar 4,456m. Setelah memperoleh nilai X_0 maka dapat ditentukan besar penurapan dengan tinggi galian ditambah dengan X_0 kemudian dikalikan dengan faktor keamanan (SF) sebesar 1,2.

$$\begin{aligned}X_0 &= 4,456 \text{ m} \times 1,2 \\&= 5,34 \text{ m} = 6 \text{ m}\end{aligned}$$

Total kedalman (D)

$$\begin{aligned}D &= 6,5 + 6 \\&= 12,5 \text{ m} = 13 \text{ m}\end{aligned}$$

Kesimpulannya panjang total *Secant pile* yang dibutuhkan untuk menahan tekanan tanah adalah sepanjang 13 m.

4.4. Perhitungan kedalaman *Secant Pile* berdasarkan *hydrodynamic* dan control terhadap bahaya *heaving*

Kedalaman penurapan (X_0) harus cukup untuk mengatasi bahaya *heaving* yang dapat mengganggu kestabilan *secant pile* dan lubang galian tanah. Gejala *hydrodynamic* dapat dihitung dengan mengkontrol rasio antara nilai gradien hidrolis (i) dengan gradien hidro kritis (i_w).

$$\frac{\Delta h}{D_c} \times 1,2 < \frac{\gamma'}{\gamma w}$$

$$\begin{aligned}\Delta h &= \text{kedalaman bottom slab} - \text{kedalaman muka air tanah} \\&= 5,9 - 4,4 = 1,5 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\gamma' = 10,28 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma w = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$\frac{1,5}{D_c} \times 1,2 < \frac{10,28}{10}$$

$$D_c = 2,45 \text{ m}$$

Kontrol, $D_c (2,45m) < X_o (4,456 m)$ (**OK**)

Maka dapat disimpulkan panjang *secant pile* sudah mencukupi untuk menahan rembesan (*heaving*) yang terjadi.

4.5. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan ditinjau dari kemungkinan beban yang terjadi disetiap pelaksanaan konstruksi pada *underpass*. Berikut merupakan kombinasi pembebanan yang digunakan :

Tabel 4. 14 Pembebanan yang Terjadi Tiap Kondisi

KEADAAN KONDISI	KEADAAN BATAS	Beban Mati	Beban mati tambahan	Tekanan Tanah	Uplift	Lalu lintas atas	Lalu lintas bawah	Gempa
		(MS)	(MA)	(TA)	(EU)	(TDA)	(TDB)	(EQ)
KONDISI 1	Layan	1		1				
	Kuat	1,3		1,25				
	Ekstrem	1,3		1,25				1/0,3
KONDISI 2	Layan	1	1	1	1			
	Kuat	1,3	1,3	1,25	1			
	Ekstrem	1,3	1,3	1,25	1			1/0,3
KONDISI 3	Layan	1	1	1	1			
	Kuat	1,3	1,3	1,25	1			
	Ekstrem	1,3	1,3	1,25	1			1/0,3
KONDISI 4	Layan	1	1	1	1	1		
	Kuat	1,3	1,3	1,25	1	1,8		
	Ekstrem	1,3	1,3	1,25	1	0,3		1/0,3
KONDISI 5	Layan	1	1	1			1	
	Kuat	1,3	1,3	1,25			1,8	
	Ekstrem	1,3	1,3	1,25			0,3	1/0,3

4.6. Permodelan *Underpass* dengan alat bantu SAP2000

Dalam proyek akhir ini penulis menggunakan alat bantu SAP2000 sebagai media Analisa struktur *Underpass* yang akan ditinjau. Penulis membagi 5 permodelan sesuai dengan kondisi urutan metode pelaksanaan saat di lapangan. Berikut merupakan penjabaran 5 kondisi tersebut.

Tabel 4. 15 Tabel Elemen Struktur yang Terpasang Tiap Kondisi

KEADAAN KONDISI	ELEMENT STRUKTUR						
	Primary Pile	Secondary pile	Capping Beam	Top precast	Top Overtop ping	Bottom Slab	Dinding
KONDISI 1	v	v	v	v*			
KONDISI 2	v	v	v	v*		v	v
KONDISI 3	v	v	v	v	v	v	v
KONDISI 4	v	v	v	v	v	v	v
KONDISI 5	v	v	v	v	v	v	v

Catatan: * (*Elemen struktur dipasang sebagian*)

1. Kondisi 1

Kondisi 1 merupakan kondisi dimana struktur yang terpasang ada *primary pile*, *secondary pile*, *capping beam*, dan beberapa *top precast* yang dipasang sebagai pengaku antar *primary pile*. Beban yang bekerja pada kondisi ini antara lain adalah beban mati struktur dan beban tekanan tanah aktif.

2. Kondisi 2

Kondisi 2 merupakan kondisi dimana struktur yang terpasang seperti kondisi 1 ditambah dengan pemasangan struktur *bottom slab* dan dinding. Beban yang bekerja pada kondisi ini adalah beban mati struktur, beban tekanan tanah aktif dan beban *uplift*.

3. Kondisi 3

Kondisi 3 merupakan kondisi dimana struktur telah jadi sempurna dengan struktur atas *top slab* telah dilakukan *overtopping*. Beban yang bekerja pada kondisi ini sama seperti beban yang bekerja pada kondisi 2.

4. Kondisi 4

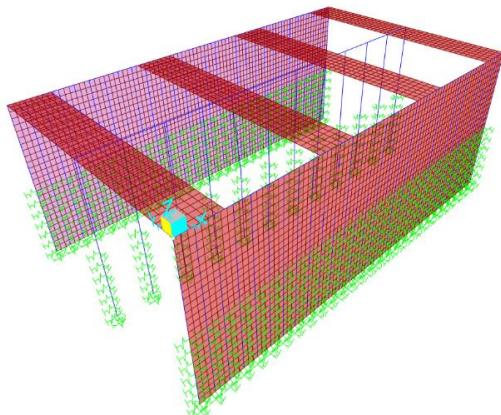
Kondisi 4 merupakan kondisi dimana struktur telah jadi sempurna seperti kondisi 3. Beban yang terjadi pada kondisi ini adalah beban mati struktur, beban tekanan tanah aktif, beban lalu lintas bagian atas dan beban *uplift*. Permodelan menggunakan permodelan dengan *uplift*.

5. Kondisi 5

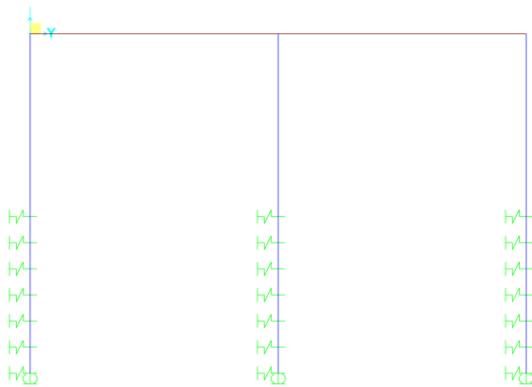
Kondisi 5 merupakan kondisi seperti kondisi 3 dan 4. Beban yang terjadi pada kondisi ini adalah beban mati struktur, beban tekanan tanah aktif dan beban lalu lintas bagian bawah. Permodelan pada kondisi ini menggunakan permodelan *Spring*.

4.6.1. Permodelan Kondisi 1

Pada kondisi ini dimodelkan dengan *primary pile*, *secondary pile*, *capping beam* dan *top slab* yang dipasang beberapa dengan fungsi sebagai pengaku *secant pile*. Berikut merupakan permodelan kondisi 1 yang menggunakan program bantu SAP2000:



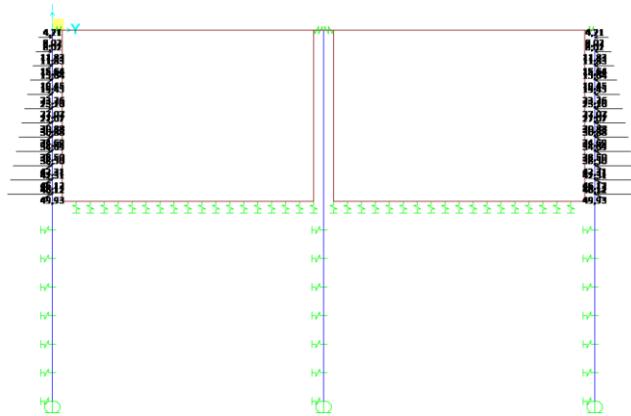
Gambar 4. 15 3D Permodelan Kondisi 1



Gambar 4. 16 Tampak Permodelan Kondisi 1

Pembenan yang terjadi pada kondisi 1 antara lain adalah beban mati struktur dan beban tekanan tanah aktif. Berikut merupakan input pembebahan pada permodelan kondisi 1 :

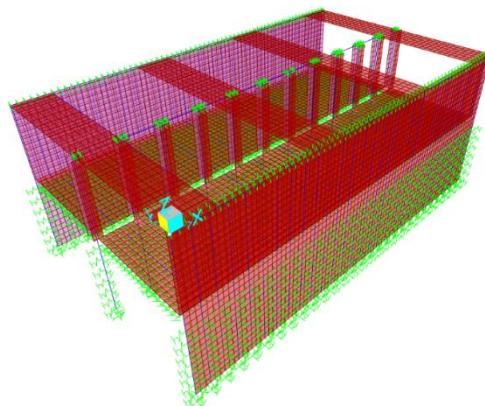
- a. Input pembebahan tekanan tanah pada samping kanan dan kiri underpass



Gambar 4. 17 Tampak Tekanan Tanah Aktif Kondisi 1

4.6.2. Permodelan Kondisi 2

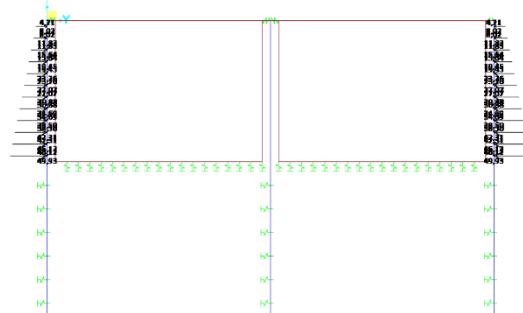
Pada kondisi ini dimodelkan seperti kondisi 1 ditambah dengan permodelan *bottom slab* dan dinding. Berikut merupakan permodelan kondisi 1 yang menggunakan program bantu SAP2000:



Gambar 4. 18 3D Permodelan Kondisi 2

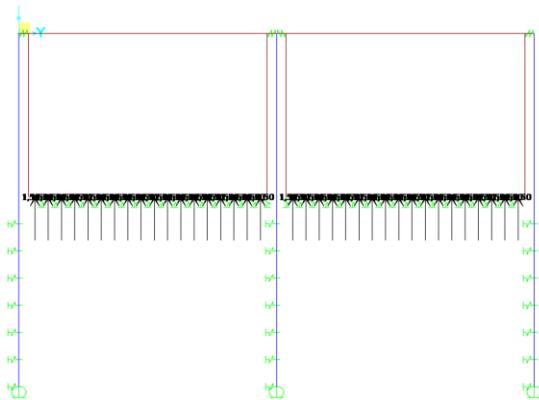
Berikut merupakan input pembebahan pada permodelan kondisi 2, dengan beban yang terjadi adalah beban mati struktur, beban *uplift*, beban tekanan tanah:

- a. Input pembebahan tekanan tanah pada samping kanan dan kiri underpass



Gambar 4. 19 Tampak Tekanan Tanah Aktif Kondisi 2

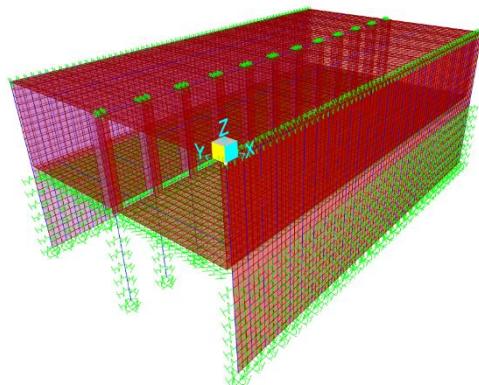
b. Input pembebanan tekanan *uplift*



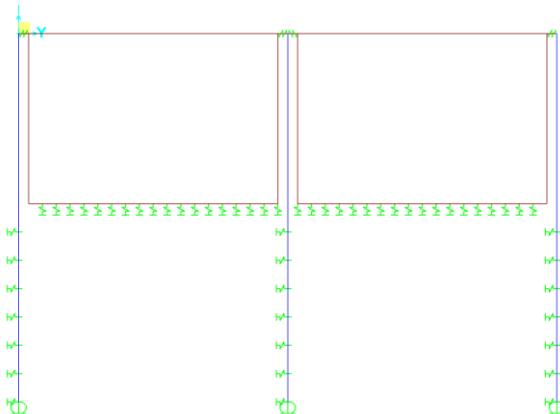
Gambar 4. 20 Tampak Tekanan Uplift Kondisi 2

4.6.3. Permodelan Kondisi 3

Pada permodelan ini struktur telah jadi sempurna untuk seluruh elemen struktur. Namun diasumsikan belum terjadi beban lalu lintas pada *underpass*.



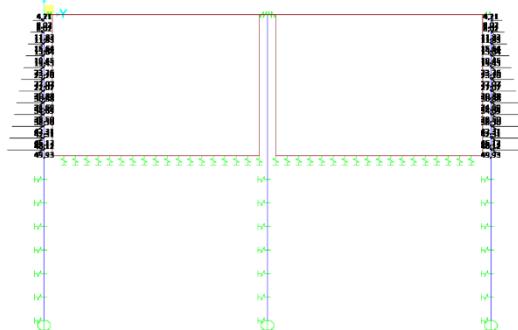
Gambar 4. 22 3D Permodelan Kondisi 3



Gambar 4. 21 Tampak Permodelan Kondisi 3

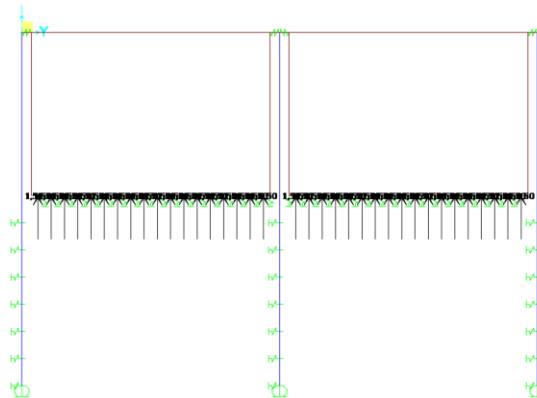
Berikut merupakan input pembebanan pada permodelan kondisi 3, dengan beban yang terjadi adalah beban mati struktur, beban *uplift*, beban tekanan tanah namun belum terjadi beban lalu lintas.

- a. Input pembebahan tekanan tanah pada samping kanan dan kiri underpass



Gambar 4. 23 Tampak Tekanan Tanah Aktif Kondisi 3

- b. Input pembebahan tekanan *uplift*

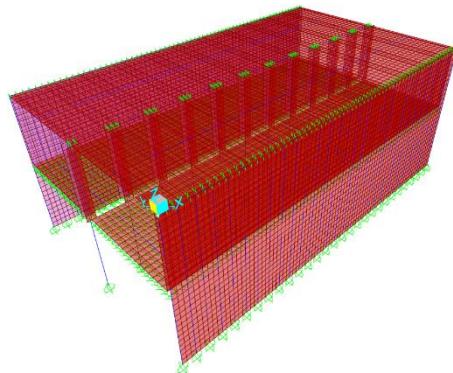


Gambar 4. 24 Tampak Tekanan Uplift Kondisi 3

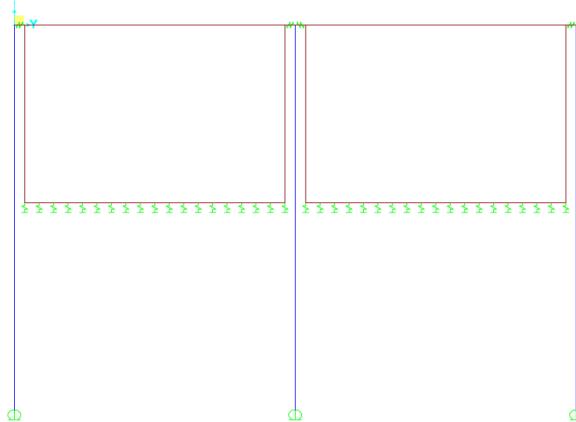
4.6.4. Kondisi 4 (*Uplift*)

Permodelan Uplift digunakan menggunakan asumsi terjadinya beban uplift di bawah bottom slab, terjadi arus lalu lintas di atas top slab dan tidak terjadi arus lalu lintas di bottom slab.

Sehingga didapatkan momen pada top slab dan bottom slab sesuai kondisi tersebut. Berikut merupakan permodelan Uplift dengan menggunakan program bantu SAP2000 :



Gambar 4. 25 3D Permodelan Kondisi 4

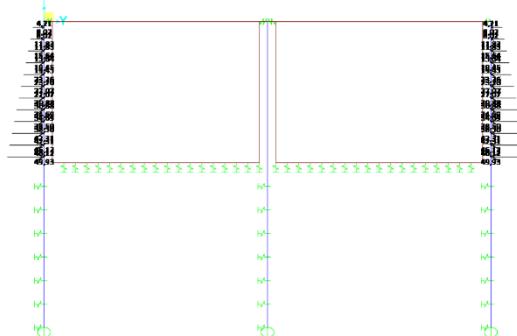


Gambar 4. 26 Tampak Permodelan Kondisi 4

Pembebanan yang terjadi pada kondisi ini antara lain beban mati struktur, beban tekanan tanah aktif, beban *uplift* dan

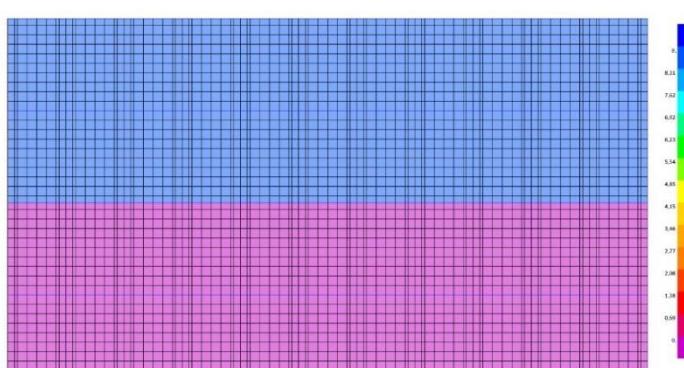
diasumsikan terjadi beban lalu lintas pada bagian atas *underpass*. Berikut merupakan input pembebanan yang terjadi pada kondisi 4 :

- Input pembebanan tekanan tanah pada samping kanan dan kiri underpass

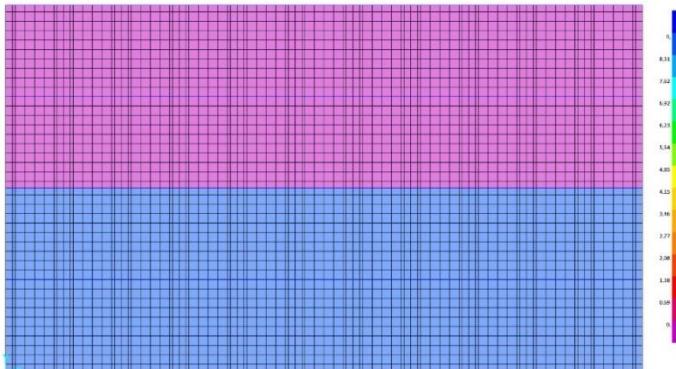


Gambar 4. 27 Tampak Tekanan Tanah Aktif Kondisi 4

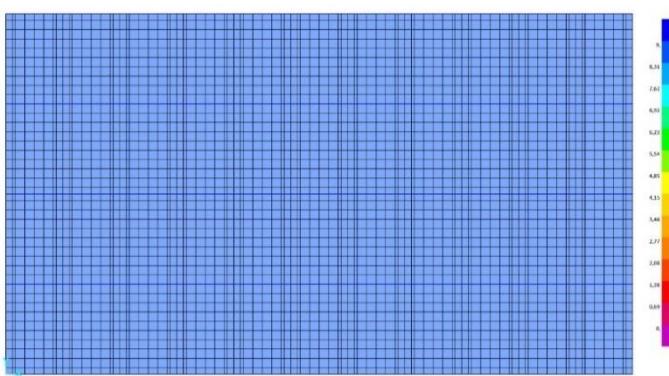
- Input pembebanan BTR pada top slab
 $q_{BTR} = 9 \text{ kN/m}^2$



Gambar 4. 28 Pembanan BTR 1 pada Top Slab Kondisi 4



Gambar 4. 30 Pembanan BTR 2 pada Top Slab Kondisi 4



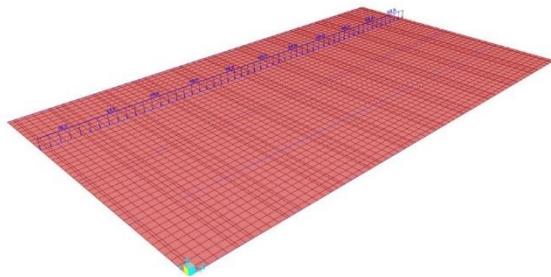
Gambar 4. 29 Pembanan BTR 3 pada Top Slab Kondisi 4

c. Input pembebanan BGT pada top slab

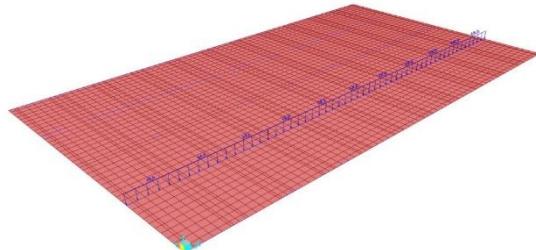
$$\text{Faktor beban dinamis} = 40\%$$

$$P \text{ BGT} = 49 \text{ kN/m}$$

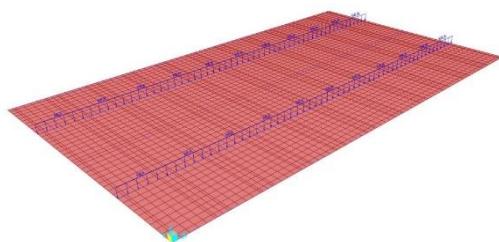
$$PBGT = 49 (1+0,4) 1 = 68,6 \text{kN}$$



Gambar 4. 32 Pembanan BGT 1 pada top slab kondisi 4



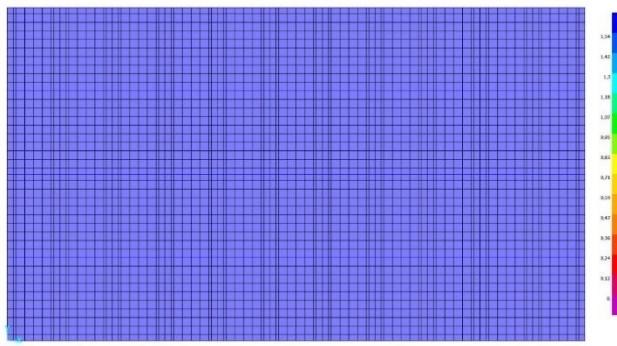
Gambar 4. 31 Pembanan BGT 2 pada top slab kondisi 4



Gambar 4. 33 Pembanan BGT 3 pada top slab kondisi 4

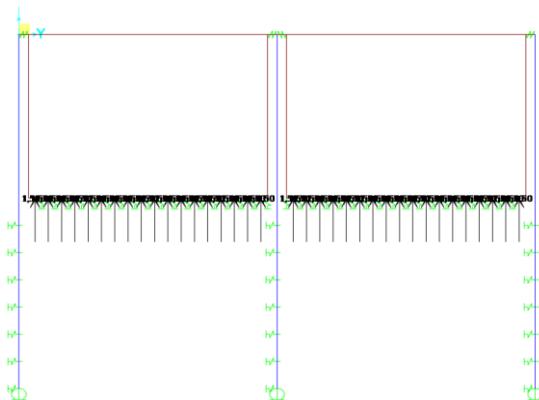
d. Input pembebanan aspal pada top slab

$$\begin{aligned}\text{Beban mati aspal} &= 22 \text{ kN/m}^3 \times 0,07 \text{ m} \\ &= 1,54 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$



Gambar 4. 34 Pembebanan Aspal pada top slab kondisi 4

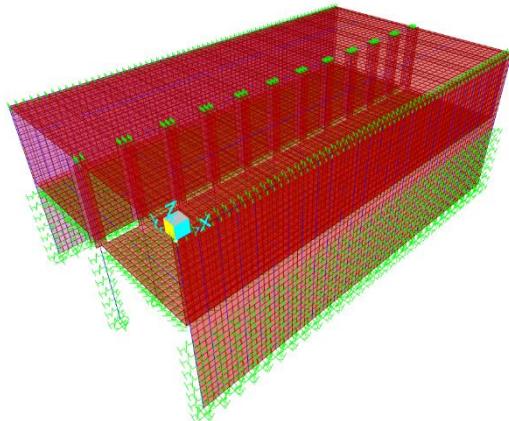
e. Input pembebanan *Uplift*



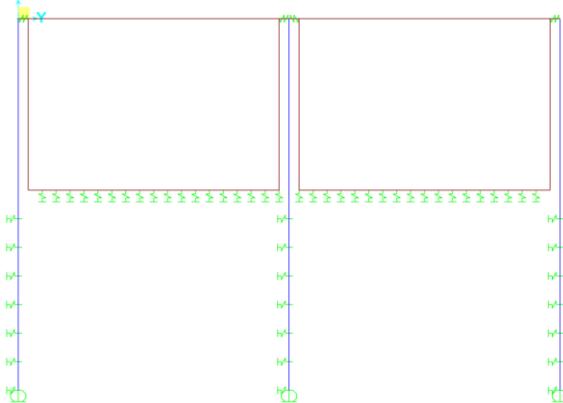
Gambar 4. 35 Pembebanan uplift kondisi 4

4.6.5. Kondisi 5 (*Spring*)

Permodelan spring digunakan dengan asumsi tidak ada beban uplift yang terjadi dibawah bottom slab, sehingga dapat menghasilkan momen terbesar yang terjadi pada struktur *bottom slab*. Berikut merupakan permodelan *spring* yang menggunakan program bantu SAP2000:



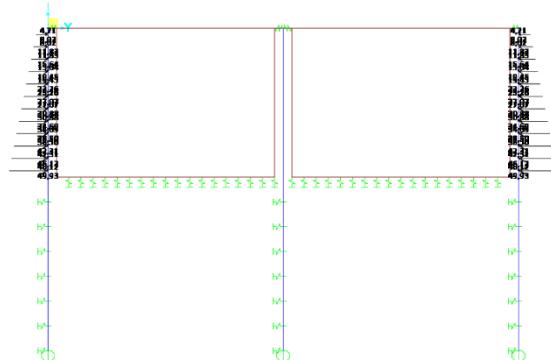
Gambar 4. 37 3D Permodelan kondisi 5



Gambar 4. 36 Tampak Permodelan kondisi 5

Pembebanan yang terjadi pada kondisi ini antara lain beban mati struktur, beban tekanan tanah aktif, dan diasumsikan terjadi beban lalu lintas pada bagian bawah *underpass*. Berikut merupakan input pembebanan yang terjadi pada kondisi 5 :

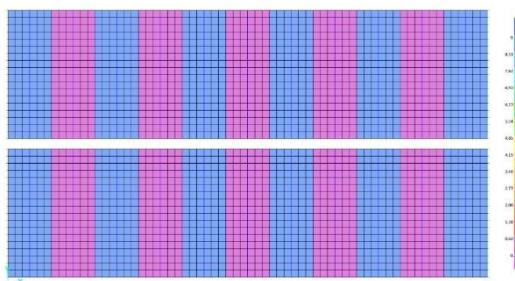
- a. Input pembebanan tekanan tanah pada samping kanan dan kiri underpass



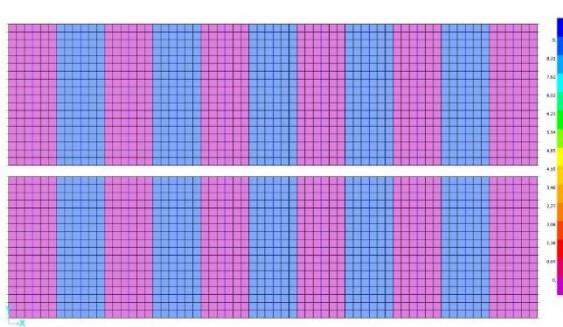
Gambar 4. 39 Tampak tekanan tanah aktif kondisi 5

- b. Input pembebanan BTR pada top slab

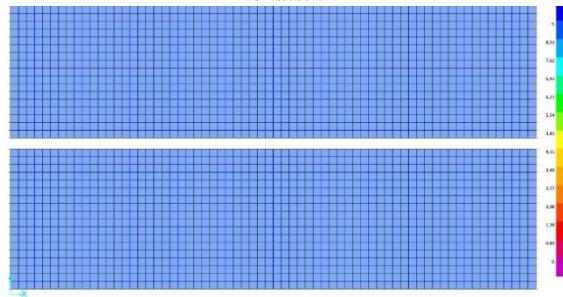
$$q_{BTR} = 9 \text{ kN/m}^2$$



Gambar 4. 40 Pembebanan BTR 1 pada bottom slab kondisi 5



Gambar 4. 42 Pembebanan BTR 2 pada bottom slab kondisi 5



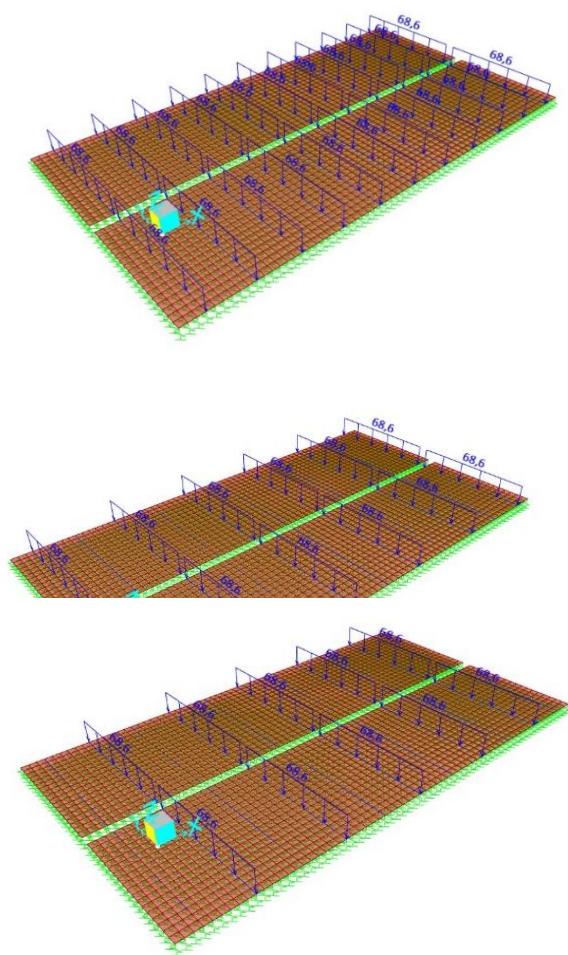
Gambar 4. 41 Pembebanan BTR 3 pada bottom slab kondisi 5

c. Input pembebanan BGT pada bottom slab

Faktor beban dinamis = 40%

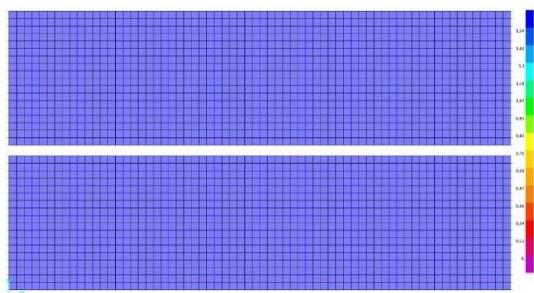
P BGT = 49 kN/m

$$\text{PBGT} = 49 (1+0,4) 1 = 68,6 \text{kN}$$



Gambar 4. 45 Pembebatan BGT 3 pada bottom slab kondisi
5

- d. Input pembebanan aspal pada bottom slab
Beban mati aspal $= 22 \times 0,07 = 1,54 \text{ kN/m}$



Gambar 4. 46 Pembebanan Aspal pada Bottom slab kondisi 5

“halaman sengaja dikosongkan”

BAB V

ANALISA STRUKTUR DAN PEMBAHASAN

5.1. Analisa Struktur Kondisi 1

5.1.1. Data Spesifikasi Elemen Struktur Kondisi 1

Data spesifikasi elemen struktur yang terpasang pada kondisi 1 adalah sebagai berikut :

a. Primary Pile Tepi

- Mutu beton f_c' = 35 Mpa
- Mutu baja f_y = 400 Mpa
- Tinggi Pile h = 13 m
- Diameter pile D = 700 mm
- Tebal selimut t_s = 75 mm
- Tulangan utama D_1 = 22 mm
 D_2 = 19 mm
- Tulangan Spiral \emptyset = 16 mm

b. Primary Pile Tengah

- Mutu beton f_c' = 35 Mpa
- Mutu baja f_y = 400 Mpa
- Tinggi Pile h = 13 m
- Diameter pile D = 700 mm
- Tebal selimut t_s = 75 mm
- Tulangan utama D_1 = 19 mm
 D_2 = 16 mm
- Tulangan Spiral \emptyset = 16 mm

c. Capping Beam Tepi

- Mutu beton f_c' = 35 Mpa
- Mutu baja f_y = 400 Mpa
- Tinggi Beam h = 900 mm
- Lebar Beam b = 1500 mm
- Tebal selimut t_s = 40 mm
- Tulangan utama D_1 = 22 mm

- Tulangan geser \emptyset D_2 = 25 mm
 D_1 = 16 mm
- d. Capping Beam Tengah**
- Mutu beton f_c' = 35 Mpa
 - Mutu baja f_y = 400 Mpa
 - Tinggi Beam h = 700 mm
 - Lebar Beam b = 1500 mm
 - Tebal selimut t_s = 40 mm
 - Tulangan utama D_1 = 22 mm
 - D_2 = 25 mm
 - Tulangan geser \emptyset = 16 mm

- e. Top Precast**
- Mutu beton f_c' = 35 Mpa
 - Mutu baja f_y = 400 Mpa
 - Tinggi Pelat h = 350 mm
 - Lebar Pelat b = 3750 mm
 - Panjang Pelat L = 8700 mm
 - Tebal selimut t_s = 40 mm
 - Tulangan utama D_1 = 19 mm

5.1.2. Perencanaan Primary Pile Kondisi 1

a. Output gaya pada kondisi 1

Rekapitulasi gaya yang terjadi pada kondisi yang telah dilakukan perhitungan menggunakan program bantu SAP2000 dan didapat hasil gaya yang terjadi pada kondisi 1 sebagai berikut :

Tabel 5. 1 Output Gaya Primary Pile Kondisi 1

KONDISI 1	Beban	P (kN)	V (kN)	T (kN.m)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
<i>Primary Pile Tepi</i>	Layan	-19,65	31,14	8,36	93,84	3,99
		-284,30	-35,26	-8,52	-39,71	-4,17
	Kuat	-25,57	39,10	10,62	117,09	5,19
		-369,49	-43,97	-10,83	-49,62	-5,42

	Ekstrem	-20,20	59,07	18,81	216,50	13,91
		-477,71	-77,15	-18,97	-201,03	-13,92
<i>Primary pile Tengah</i>	Layan	-84,92	13,46	0,00	0,00	18,17
		-318,06	-13,46	0,00	0,00	-18,17
	Kuat	-110,42	17,57	0,00	0,00	23,69
		-414,48	-17,57	0,00	0,00	-23,69
	Ekstrem	-107,22	83,69	14,18	295,97	48,45
		-433,80	-83,69	-14,18	-295,97	-42,74

b. Stabilitas Struktur pada kondisi 1

Untuk cek kontrol stabilitas pada kondisi 1 mengacu pada peraturan SNI 8460-2017 tentang batas defleksi lateral penahan tanah dengan nilai maksimal 1 cm atau 10 mm. Dengan output defleksi yang terjadi didapat dari program bantu SAP2000 sebagai berikut :

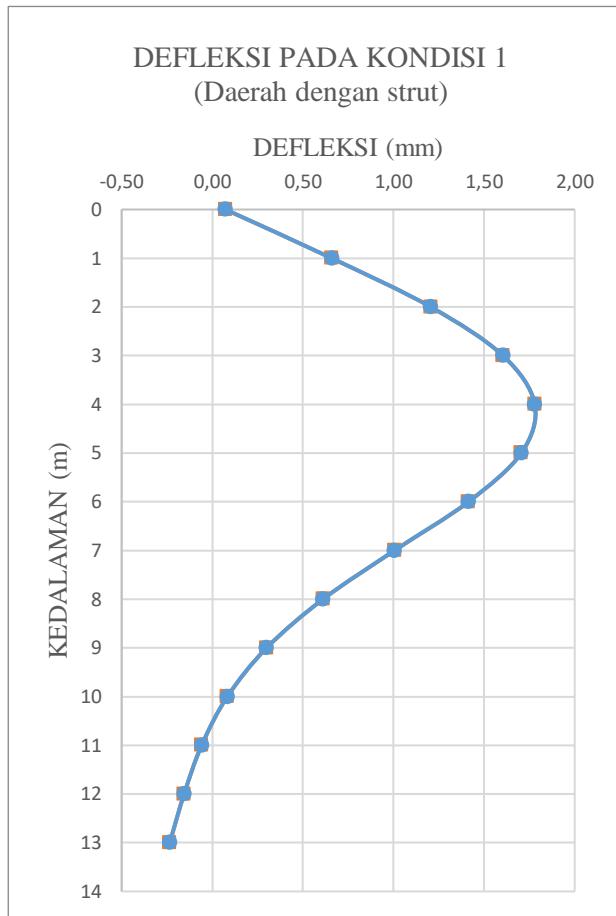
- Defleksi pada daerah *top precast*

Tabel 5. 2 Defleksi pada primary pile kondisi 1 (di daerah Top precast)

KONDISI 1 (strut)			
KEDALAMAN (m)	DEFLEKSI (mm)	BATAS DEFLEKSI (mm)	CEK
0	0,07	10	OK
1	0,66	10	OK
2	1,21	10	OK
3	1,60	10	OK
4	1,78	10	OK
5	1,71	10	OK
6	1,41	10	OK
7	1,01	10	OK
8	0,61	10	OK

9	0,30	10	OK
10	0,08	10	OK
11	-0,06	10	OK
12	-0,16	10	OK
13	-0,23	10	OK
MAX	1,78		

Defleksi yang terjadi akibat gaya yang terjadi pada kondisi 1 di daerah *top precast* dapat dilihat pada gambar 5.1 sebagai berikut.



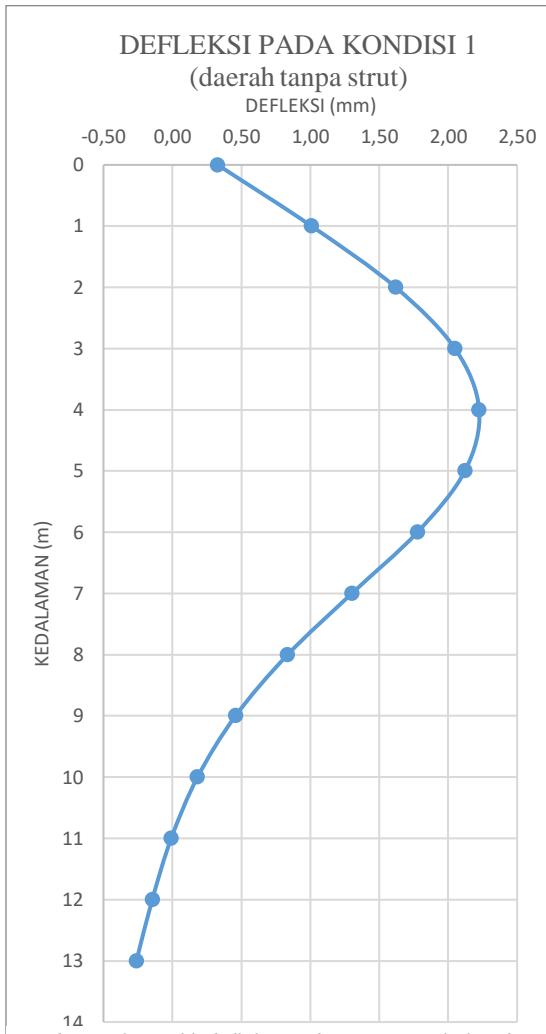
Gambar 5. 1 Grafik defleksi pada primary pile kondisi 1 (di daerah top precast)

- Defleksi pada daerah selain *top precast*

Tabel 5. 3 Defleksi pada primary pile kondisi 1 (di daerah selain top precast)

KONDISI 1 (tidak pakai strut)			
KEDALAMAN (m)	DEFLEKSI (mm)	BATAS DEFLEKSI (mm)	CEK
0	0,33	10	OK
1	1,01	10	OK
2	1,62	10	OK
3	2,05	10	OK
4	2,22	10	OK
5	2,12	10	OK
6	1,78	10	OK
7	1,30	10	OK
8	0,84	10	OK
9	0,46	10	OK
10	0,18	10	OK
11	-0,01	10	OK
12	-0,15	10	OK
13	-0,26	10	OK
MAX	2,22		

Defleksi yang terjadi akibat gaya yang terjadi pada kondisi 1 di daerah selain *top precast* dapat dilihat pada gambar 5.2 sebagai berikut.



Gambar 5. 2 Grafik defleksi pada primary pile kondisi 1
(di daerah selain *top precast*)

c. Cek kapasitas penulangan *primary pile* pada kondisi 1

Perhitungan tulangan *primary pile* menggunakan fitur *check design* dari program bantu SAP2000 dan di *check* juga menggunakan SP Column, di dapatkan kebutuhan tulangan utama dan tulangan geser spiral pada *primary pile*.

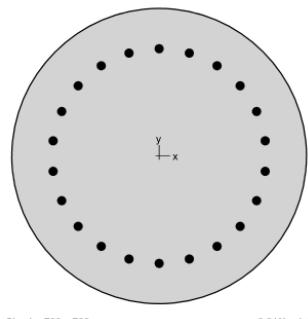
Tabel 5. 4 Kebutuhan tulangan lentur primary pile kondisi 1

KONDISI 1	Ast	D	n	As pasang	Rasio	CEK
	mm ²	mm	bah	mm ²		
<i>Primary pile tepi</i>	3848,45	22,00	22,00	8362,92	0,46	OK
<i>Primary pile tengah</i>	3848,45	19,00	22,00	6237,63	0,62	OK

Tabel 5. 5 Kebutuhan tulangan geser spiral primary pile kondisi 1

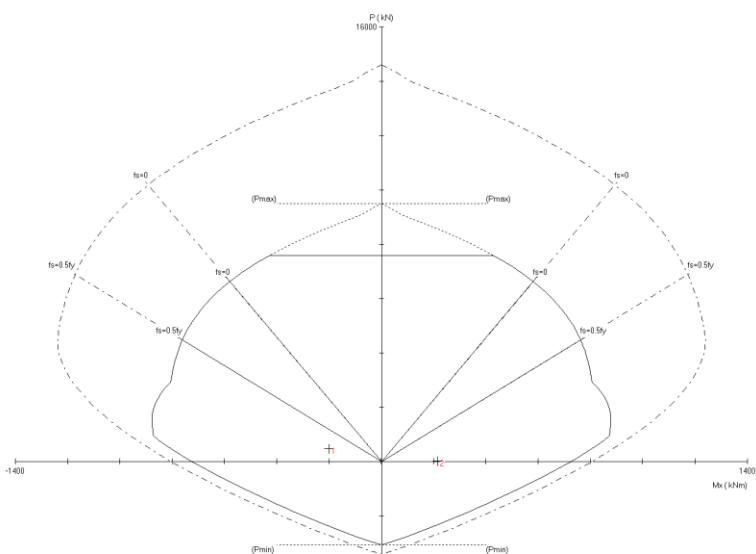
KONDISI 1	Av/s	D	Av	S perlu	S	Rasio	CEK
	mm ² / mm	mm	mm ²	mm	mm		
<i>Primary pile tepi</i>	0,153	16,00	201,06	1314,13	100	0,08	OK
<i>Primary pile tengah</i>	0,516	16,00	201,06	389,65	100	0,26	OK

- Kontrol Primary Pile tepi dengan SP Coloumn



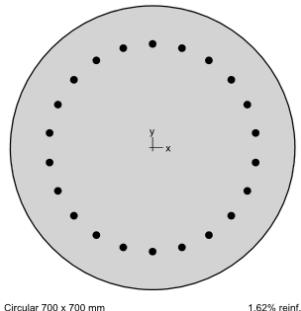
Design/Required ratio $\phi M_n/M_u \geq 1.00$

No	P_u kN	M_{ux} kNm	ϕM_{nx} kNm	$\phi M_n/M_u$
1	477.00	-201.00	-804.84	4.004
2	20.00	216.00	729.52	3.377



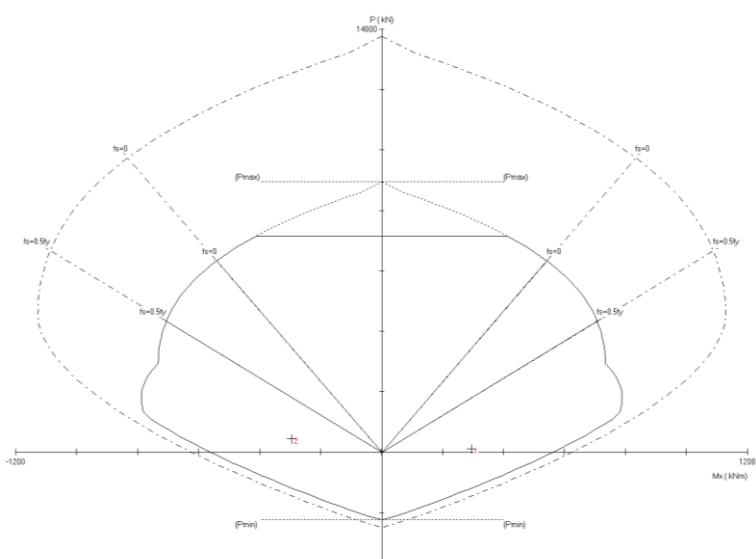
Gambar 5. 3 Output primary pile tepi kondisi 1

- Primary pile tengah dengan SP Coloumn



Design/Required ratio $\phi M_n/M_u \geq 1.00$

No	P_u kN	M_{ux} kNm	ϕM_{nx} kNm	$\phi M_n/M_u$
1	107.00	295.00	583.53	1.978
2	433.00	-295.00	-647.00	2.193



Gambar 5. 4 Output primary pile tengah kondisi 1

5.1.3. Perencanaan *Top Precast* Kondisi 1

a. Output gaya *top precast* pada kondisi 1

Rekapitulasi gaya yang terjadi pada kondisi yang telah dilakukan perhitungan menggunakan program bantu SAP2000 dan didapat hasil gaya yang terjadi pada kondisi 1 sebagai berikut :

Tabel 5. 6 Output top precast kondisi 1

KONDISI 1	Beban	Ket.	M11 (Kn.m)	M22 (kN.m)	Deformasi (mm)
TOP SLAB PRECAST	Layan	MAX	5,9928	27,2486	-1,381
		MIN	-24,4752	-96,2911	
	Kuat	MAX	7,8467	35,6869	
		MIN	-32,0505	-123,5093	
	Ekstrem	MAX	20,546	47,65	
		MIN	-47,456	-207,3859	

b. Cek kapasitas penulangan *top precast* pada kondisi 1

Berikut adalah contoh perhitungan untuk penulangan *top precast*, rekapitulasi hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.7

Spesifikasi Penampang

Mutu Beton (f_c') = 35 Mpa

Mutu Baja (f_y) = 400 Mpa

Tul. Transversal (D_1) = 19 mm

Tul. Longitudinal (D_2) = 19 mm

Tebal pelat (h) = 350 mm

Lebar pelat (b) = 3750 mm

Selimut (ts) = 40 mm

Tebal efektif = 300,5 mm

Perhitungan Tulangan

Tulangan Transversal

Momen Ultimate (M_u) = 47,456 kN.m

Rencana Penulangan = $D_{19} - 150\text{mm}$

$$\text{As terpasang (mm}^2\text{)} = 1890,19 \text{ mm}^2$$

$$\text{T} = \text{As. Fy (N/m)} = 756076,63 \text{ N/m}$$

$$\text{a} = \text{T}/(0,85 \times \text{fc' x b}) = 25,41 \text{ mm}$$

Momen Kapasitas

$$\text{fMn} = 0,9 \cdot \text{T.(d . a/2)} = 195,83 \text{ kN.m/m'}$$

Cek kontrol Mu (47,456 kN.m) < fMn (195,83 kN.m) ..OK

Tulangan Longitudinal

$$\text{Momen Ultimate (Mu)} = 207,38 \text{ kN.m}$$

$$\text{Rencana Penulangan} = \text{D19} - 100\text{mm}$$

$$\text{As terpasang (mm}^2\text{)} = 2835,29 \text{ mm}^2$$

$$\text{T} = \text{As. Fy (N/m)} = 1134114,95 \text{ N/m}$$

$$\text{a} = \text{T}/(0,85 \times \text{fc' x b}) = 38,12 \text{ mm}$$

Momen Kapasitas

$$\text{fMn} = 0,9 \cdot \text{T.(d . a/2)} = 267,87 \text{ kN.m/m'}$$

Cek kontrol Mu (207,38 kN.m) < fMn (267,87 kN.m) ..OK

Tabel 5. 7 Kebutuhan tulangan top precast kondisi 1

Kondisi 1	Tualangan Precast				ϕM_n	Mu	Cek
	Tul. Longitudinal	D19	-	100mm	267,87	207,39	OK
	Tul. Transversal	D19	-	150mm	195,83	47,46	OK

5.1.4. Perencanaan *Capping Beam* Kondisi 1

a. Output gaya *capping beam* pada kondisi 1

Rekapitulasi gaya yang terjadi pada kondisi yang telah dilakukan perhitungan menggunakan program bantu SAP2000 dan didapat hasil gaya yang terjadi pada kondisi 1 sebagai berikut :

Tabel 5. 8 Output gaya *capping beam* kondisi 1

KONDISI 2	Beban	P (kN)	V (kN)	T (kN.m)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
	Layan	72,78	213,73	93,63	254,09	12,86

CAPPING BEAM TEPI		-37,72	-220,33	-90,73	-266,72	-7,02
	Kuat	91,97	267,29	120,21	317,84	16,59
		-46,86	-275,56	-116,54	-333,67	-9,08
	Ekstrem	120,82	328,27	195,02	448,73	23,51
		-132,55	-339,46	-190,51	-389,04	-13,17
CAPPING BEAM TENGAH	Layan	128,10	108,43	0,00	0,00	78,31
		22,84	-108,47	0,00	0,00	-57,93
	Kuat	160,93	141,72	0,00	0,00	102,38
		28,54	-141,77	0,00	0,00	-75,57
	Ekstrem	198,56	147,21	190,88	21,48	107,81
		14,12	-145,59	-190,88	-21,48	-79,10

b. Cek kapasitas tulangan capping beam pada kondisi 1

Perhitungan tulangan capping beam menggunakan fitus *check design* dari program bantu SAP2000 di dapatkan kebutuhan tulangan utama, tulangan torsi dan tulangan geser pada capping beam sebagai berikut :

Tabel 5. 9 Kebutuhan tulangan capping beam kondisi 1

CAPPING BEAM	Top Area (mm ²)	Bottom Area (mm ²)	Vshear (mm ² / mm)	Torsi area (mm ²)
TEPI	75,762	132,674	0,9	5416,884
TENGAH	529,125	719,848	0,915	3833,289

Tabel 5. 10 Tulangan capping beam kondisi 1

Penampang	Capping beam tepi	Capping beam tengah
b (mm)	1500 mm	1500 mm
h (mm)	900 mm	700 mm

Tulangan Atas		
Ast Top (mm ²)	75,76	529,13
Al/4 (mm ²)	1354,22	958,32
Ast total (mm ²)	1429,98	1487,45
Penulangan	6D22	5D22
As pasang (mm ²)	2280,80	1900,66
Cek Ast < As	OK	OK
Tulangan Bawah		
Ast Bottom (mm ²)	506,92	1555,31
Al/4 (mm ²)	1354,22	958,32
Ast total (mm ²)	1861,15	2513,64
Penulangan	6D22	8D22
As pasang (mm ²)	2280,80	3041,06
Cek Ast < As	OK	OK
Tulangan Samping		
Al/2 (mm ²)	2708,442	1916,645
Penulangan	7D25	5D25
As pasang (mm ²)	3436,12	2425,37
Cek Ast < As	OK	OK
Tulangan Geser		
Av/s (mm ² /m)	1,382	0,985
Penulangan	2 x D16-250mm	4 x D16-250mm
s perlu (mm)	290,97	816,5
s pasang (mm)	250	250
Cek s perlu < s pasang	OK	OK

5.1.5. Rekapitulasi Elemen Struktur pada Kondisi 1

a. Primary pile

Tabel 5. 11 Rekapitulasi tulangan primary pile kondisi 1

Elemen struktur kondisi 1	Penulangan utama	Penulangan spiral
<i>Primary pile</i> tepi	22D22	D16-100mm
<i>Priamry pile</i> tengah	19D22	D16-100mm

b. Top Precast

Tabel 5. 12 Rekapitulasi tulangan top precast kondisi 1

Elemen struktur kondisi 1	Penulangan Transversal	Penulangan Longitudinal
Top precast	D19 – 150mm	D19 - 100mm

c. Capping beam

Tabel 5. 13 Rekapitulasi tulangan capping beam kondisi 1

Capping beam	Tul. atas	Tul. bawah	Tul. samping	Tulangan geser
Tepi	6D22	6D22	7D25	2 D16-100mm
Tengah	5D22	8D22	5D25	4 D16-100mm

5.2. Analisa Struktur Kondisi 2

5.2.1. Data Spesifikasi Elemen Struktur Kondisi 2

Data spesifikasi elemen struktur yang terpasang pada kondisi 2 adalah sebagai berikut :

a. Primary Pile Tepi

- Mutu beton f_c' = 35 Mpa
- Mutu baja f_y = 400 Mpa
- Tinggi Pile h = 13 m
- Diameter pile D = 700 mm
- Tebal selimut ts = 75 mm
- Tulangan utama D_1 = 22 mm
- D_2 = 19 mm
- Tulangan Spiral \emptyset = 16 mm

b. Primary Pile Tengah

- Mutu beton f_c' = 35 Mpa
- Mutu baja f_y = 400 Mpa
- Tinggi Pile h = 13 m
- Diameter pile D = 700 mm
- Tebal selimut ts = 75 mm
- Tulangan utama D_1 = 19 mm

- Tulangan Spiral	\emptyset	D_2	= 16 mm
			= 16 mm
c. Capping Beam Tepi			
- Mutu beton	f_c'		= 35 Mpa
- Mutu baja	f_y		= 400 Mpa
- Tinggi Beam	h		= 900 mm
- Lebar Beam	b		= 1500 mm
- Tebal selimut	ts		= 40 mm
- Tulangan utama	D_1		= 22 mm
	D_2		= 25 mm
- Tulangan geser	\emptyset		= 16 mm
d. Capping Beam Tengah			
- Mutu beton	f_c'		= 35 Mpa
- Mutu baja	f_y		= 400 Mpa
- Tinggi Beam	h		= 700 mm
- Lebar Beam	b		= 1500 mm
- Tebal selimut	ts		= 40 mm
- Tulangan utama	D_1		= 22 mm
	D_2		= 25 mm
- Tulangan geser	\emptyset		= 16 mm
e. Top Precast			
- Mutu beton	f_c'		= 35 Mpa
- Mutu baja	f_y		= 400 Mpa
- Tinggi Pelat	h		= 350 mm
- Lebar Pelat	b		= 3750 mm
- Panjang Pelat	L		= 8700 mm
- Tebal selimut	ts		= 40 mm
- Tulangan Transversal	$D_1 = 19$ mm		
- Tulangan Longitudinal	$D_2 = 19$ mm		
f. Bottom Slab			
- Mutu beton	f_c'		= 35 Mpa
- Mutu baja	f_y		= 400 Mpa
- Tinggi Pelat	h		= 500 mm
- Lebar Pelat	b		= 9,5 m

- Tebal selimut ts atas = 40 mm
ts bawah = 70 mm
- Tebal aspal ta = 70 mm
- Tulangan transversal D₁ = 25 mm
D₂ = 22 mm
- Tulangan longitudinal D₁ = 22 mm
D₂ = 16 mm

g. Dinding

- Mutu beton f_{c'} = 35 Mpa
- Mutu baja f_y = 400 Mpa
- Tebal dinding h = 200 mm
- Tebal selimut ts = 40 mm
- Tulangan vertikal D₁ = 22 mm
- Tulangan horizontal D₁ = 13 mm

5.2.2. Perencanaan Primary Pile Kondisi 2

a. Output gaya primary pile pada kondisi 2

Rekapitulasi gaya yang terjadi pada kondisi yang telah dilakukan perhitungan menggunakan program bantu SAP2000 dan didapat hasil gaya yang terjadi pada kondisi 2 sebagai berikut :

Tabel 5. 14 Output gaya primary pile kondisi 2

KONDISI 2	Beban	P (kN)	V (kN)	T (kN.m)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
<i>Primary pile tepi</i>	Layan	40,30	40,99	38,82	114,26	18,82
		-303,39	-43,18	-38,86	-69,22	-18,86
	Kuat	47,22	51,46	48,66	142,97	23,65
		-396,58	-53,93	-48,72	-88,26	-23,70
	Ekstrem	76,86	77,85	56,38	318,63	37,18
		-496,45	-80,03	-56,43	-200,11	-37,15
	Layan	-46,87	3,18	0,00	0,00	16,06

<i>Primary pile tengah</i>		-250,70	-3,18	0,00	0,00	-16,06
	Kuat	-72,01	4,09	0,00	0,00	20,78
		-333,54	-4,09	0,00	0,00	-20,78
	Ekstrem	-64,07	91,68	0,00	359,44	76,09
		-394,36	-91,68	0,00	-359,44	-63,11

b. Cek stabilitas struktur pada kondisi 2

Untuk cek kontrol stabilitas pada kondisi 2 mengacu pada peraturan SNI 8460-2017 tentang batas defleksi lateral penahan tanah dengan nilai maksimal 1 cm atau 10 mm. Dengan output defleksi yang terjadi didapat dari program bantu SAP2000 sebagai berikut :

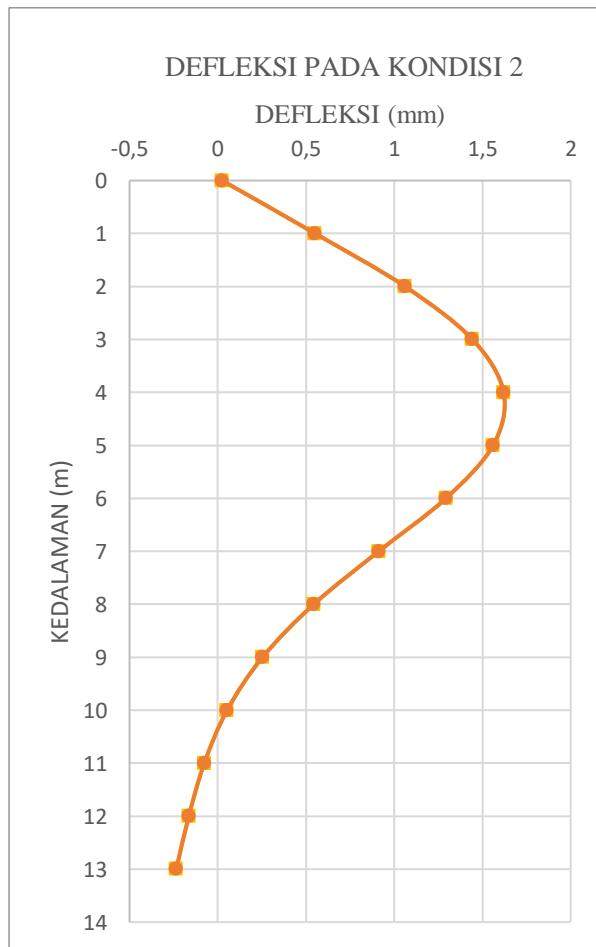
- Defleksi pada daerah *top precast*

Tabel 5. 15 Defleksi pada primary pile kondisi 2 (di daerah Top precast)

KONDISI 2 (Strut)			
KEDALAMAN (m)	DEFLEKSI (mm)	BATAS DEFLEKSI (mm)	KONTROL
0	0,025	10	OK
1	0,552	10	OK
2	1,061	10	OK
3	1,443	10	OK
4	1,62	10	OK
5	1,56	10	OK
6	1,293	10	OK
7	0,912	10	OK
8	0,544	10	OK
9	0,254	10	OK
10	0,053	10	OK

11	-0,076	10	OK
12	-0,164	10	OK
13	-0,235	10	OK
MAX	1,620		

Defleksi yang terjadi akibat gaya yang terjadi pada kondisi 2 di daerah *top precast* dapat dilihat pada Gambar 5.5 sebagai berikut.



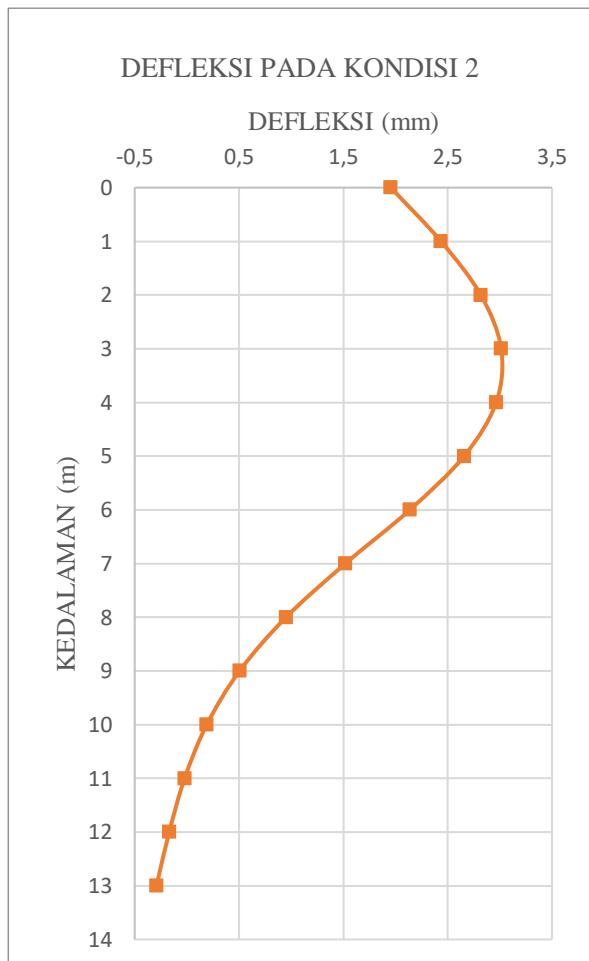
Gambar 5. 5 Grafik defleksi pada primary pile kondisi 2 (di daerah *top precast*)

- Defleksi pada daerah selain *top precast*

Tabel 5. 16 Defleksi pada primary pile kondisi 2 (di daerah selain top precast)

KONDISI 2 (Tanpa strut)			
KEDALAMAN (m)	DEFLEKSI (mm)	BATAS DEFLEKSI (mm)	KONTROL
0	1,955	10	OK
1	2,436	10	OK
2	2,818	10	OK
3	3,013	10	OK
4	2,965	10	OK
5	2,658	10	OK
6	2,138	10	OK
7	1,52	10	OK
8	0,951	10	OK
9	0,506	10	OK
10	0,191	10	OK
11	-0,021	10	OK
12	-0,169	10	OK
13	-0,291	10	OK
MAX	3,013		

Defleksi yang terjadi akibat gaya yang terjadi pada kondisi 2 di daerah selain *top precast* dapat dilihat pada Gambar 5.6 sebagai berikut.



Gambar 5. 6 Grafik defleksi pada primary pile kondisi 2 (di daerah selain top precast)

c. Cek kapasitas penulangan *primary pile* pada kondisi 2

Perhitungan tulangan *primary pile* menggunakan fitur *check design* dari program bantu SAP2000 dan di *check* juga menggunakan SP Column, di dapatkan kebutuhan tulangan utama dan tulangan geser spiral pada *primary pile*.

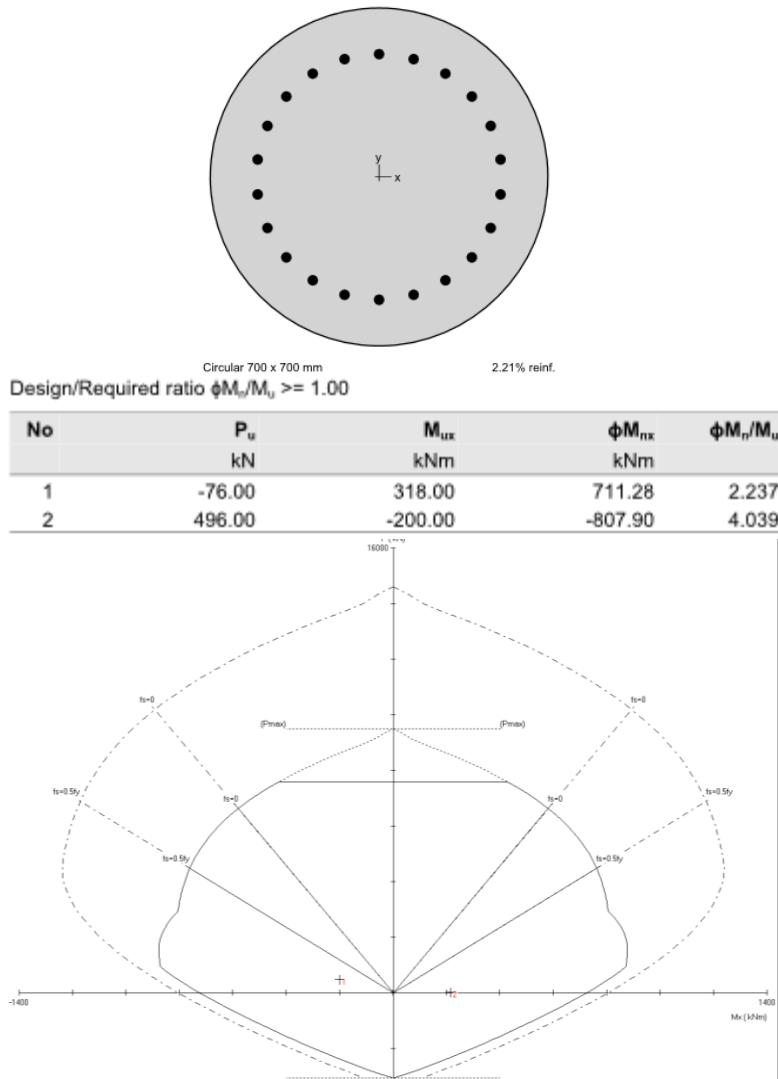
Tabel 5. 17 Kebutuhan tulangan lentur *primary pile* kondisi 2

KONDISI 2	Ast	D	n	As pasang	Rasio	CEK
	mm ²	mm	bah	mm ²		
<i>Primary pile tepi</i>	3848,451	22,000	22,00	8362,91	0,46	OK
<i>Primary pile tengah</i>	3848,451	19,000	22,00	6237,63	0,62	OK

Tabel 5. 18 Kebutuhan tulangan lentur *primary pile* kondisi 2

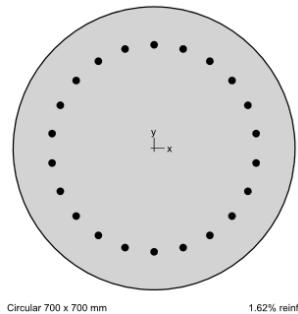
KONDISI 2	Av/s	D	Av	S perlu	S pasang	Rasio	CEK
	mm ² / mm	mm	mm ²	mm	mm		
<i>Primary pile tepi</i>	0,225	16,0	201,06	893,61	100,0	0,11	OK
<i>Primary pile tengah</i>	0,941	16,0	201,06	213,67	100,0	0,47	OK

- Kontrol Primary pile tepi dengan SP Coloumn



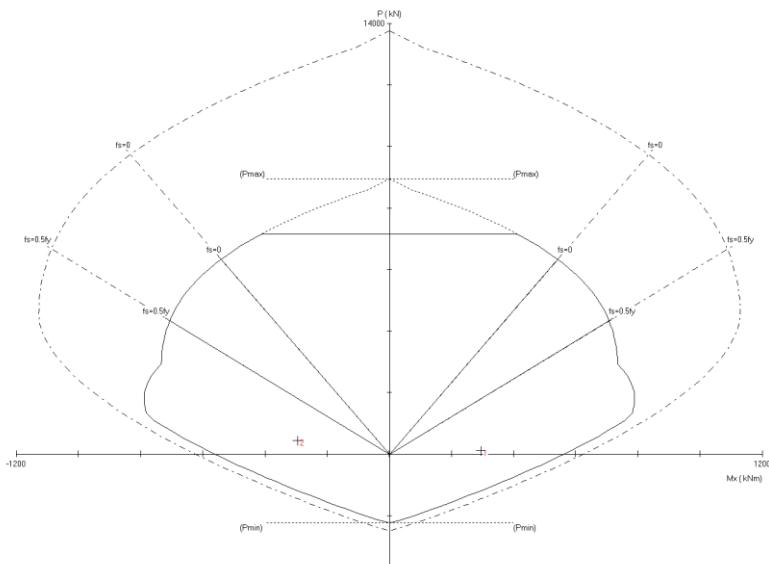
Gambar 5. 7 Output primary pile tepi kondisi 2

- Kontrol Primary pile tengah dengan SP Coloumn



Design/Required ratio $\phi M_n/M_u \geq 1.00$

No	P_u kN	M_{ux} kNm	ϕM_{nx} kNm	$\phi M_n/M_u$
1	64.00	359.00	574.96	1.602
2	394.00	-359.00	-639.50	1.781



Gambar 5. 8 Output primary pile tengah kondisi 2

5.2.3. Perencanaan *Top Precast* Kondisi 2

a. Output gaya *top precast* pada kondisi 2

Rekapitulasi gaya yang terjadi pada kondisi yang telah dilakukan perhitungan menggunakan program bantu SAP2000 dan didapat hasil gaya yang terjadi pada kondisi 2 sebagai berikut :

Tabel 5.19 Output *top precast* kondisi 2

KONDISI 2	Beban	Ket.	M11 (Kn.m)	M22 (kN.m)	Deformasi (mm)
TOP SLAB PRECAST	Layan	MAX	5,87	27,51	-1,411
		MIN	-24,09	-93,51	
	Kuat	MAX	7,73	36,06	
		MIN	-31,70	-119,86	
	Ekstrem	MAX	22,31	47,02	
		MIN	-45,02	-186,79	

b. Cek kapasitas penulangan *top precast* pada kondisi 2

Berikut adalah contoh perhitungan untuk penulangan *top precast*, rekapitulasi hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 5.20

Spesifikasi Penampang

Mutu Beton (f_c') = 35 Mpa

Mutu Baja (f_y) = 400 Mpa

Tul. Transversal (D_1) = 19 mm

Tul. Longitudinal (D_2) = 19 mm

Tebal pelat (h) = 350 mm

Lebar pelat (b) = 3000 mm

Selimut (ts) = 40 mm

Tebal efektif = 300,5 mm

Perhitungan Tulangan

Tulangan Transversal

Momen Ultimate (M_u) = 45,02 kN.m

Rencana Penulangan = $D_{19} - 150\text{mm}$

$$\begin{aligned} \text{As terpasang (mm}^2\text{)} &= 1890,19 \text{ mm}^2 \\ \text{T} = \text{As. Fy (N/m)} &= 756076,63 \text{ N/m} \\ \text{a} = \text{T/(0,85 x fc' x b)} &= 25,41 \text{ mm} \end{aligned}$$

Momen Kapasitas

$$\phi M_n = 0,9 \cdot T \cdot (d \cdot a/2) = 195,83 \text{ kN.m/m'}$$

Cek kontrol Mu (45,02 kN.m) < ϕM_n (195,83 kN.m) ..OK

Tulangan Longitudinal

$$\begin{aligned} \text{Momen Ultimate (Mu)} &= 186,79 \text{ kN.m} \\ \text{Rencana Penulangan} &= D19 - 100 \text{ mm} \\ \text{As terpasang (mm}^2\text{)} &= 2835,29 \text{ mm}^2 \\ \text{T} = \text{As. Fy (N/m)} &= 1134114,95 \text{ N/m} \\ \text{a} = \text{T/(0,85 x fc' x b)} &= 38,12 \text{ mm} \end{aligned}$$

Momen Kapasitas

$$\phi M_n = 0,9 \cdot T \cdot (d \cdot a/2) = 267,87 \text{ kN.m/m'}$$

Cek kontrol Mu (186,79 kN.m) < ϕM_n (267,87 kN.m) ..OK

Tabel 5. 20 Kebutuhan tulangan top precast kondisi 2

Kondisi 2	Tualangan Precast				ϕM_n	Mu	Cek
	Tul. Longitudinal	D19	-	100mm	267,87	186,79	OK
	Tul. Transversal	D19	-	150mm	195,83	45,02	OK

5.2.4. Perencanaan Capping Beam Kondisi 2

a. Output gaya capping beam pada kondisi 2

Rekapitulasi gaya yang terjadi pada kondisi yang telah dilakukan perhitungan menggunakan program bantu SAP2000 dan didapat hasil gaya yang terjadi pada kondisi 2 sebagai berikut :

Tabel 5. 21 Output gaya capping beam kondisi 2

KONDISI 2	Beban	P (Kn)	V3 (kN)	T (kN.m)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
CAPPING BEAM TEPI	Layan	105,01	216,13	88,07	248,06	14,79
		-58,16	-222,71	-84,88	-257,05	-7,37
	Kuat	132,07	132,07	113,10	311,10	19,38

		-72,58	-72,58	-109,03	-322,41	-9,70
Ekstrem	Ekstrem	179,56	344,27	187,22	446,20	28,54
		-143,10	-355,93	-190,54	-380,01	-15,25
CAPPING BEAM TENGAH	Layan	118,84	113,02	0,00	0,00	69,70
		21,79	-113,07	0,00	0,00	-41,66
	Kuat	149,04	146,98	0,00	0,00	91,46
		27,16	-147,03	0,00	0,00	-55,17
	Ekstrem	205,26	263,00	140,01	22,52	116,23
		-46,54	-262,70	-140,01	-22,52	-83,09

b. Cek kapasitas tulangan capping beam kondisi 2

Perhitungan tulangan capping beam menggunakan fitus *check design* dari program bantu SAP2000 di dapatkan kebutuhan tulangan utama, tulangan torsi dan tulangan geser pada capping beam sebagai berikut :

Tabel 5. 22 Kebutuhan tulangan capping beam kondisi 2

CAPPING BEAM	Top Area (mm ²)	Bottom Area (mm ²)	Vshear (mm ² /mm)	Torsi area (mm ²)
TEPI	90,32	144,181	1,382	5416,884
TENGAH	760,968	918,369	2,731	3833,289

Tabel 5. 23 Tulangan capping beam kondisi 2

Penampang	Capping beam tepi	Capping beam tengah
b (mm) h (mm)	1500 mm 900 mm	1500 mm 700 mm
Tulangan Atas Ast Top (mm ²)	90,32	760,968

Al/4 (mm ²)	1354,22	918,37
Ast total (mm ²)	1498,40	1876,69
Penulangan	6D22	5D22
As pasang (mm ²)	2280,80	1900,66
Cek Ast < As	OK	OK
Tulangan Bawah		
Ast Bottom (mm ²)	144,18	1555,31
Al/4 (mm ²)	1354,22	958,32
Ast total (mm ²)	1861,15	2513,64
Penulangan	6D22	8D22
As pasang (mm ²)	2280,80	3041,06
Cek Ast < As	OK	OK
Tulangan Samping		
Al/2 (mm ²)	2708,442	1916,645
Penulangan	7D25	5D25
As pasang (mm ²)	3436,12	2425,37
Cek Ast < As	OK	OK
Tulangan Geser		
Av/s (mm ² /m)	1,382	2,731
Penulangan	2 x D16-250mm	4 x D16-250mm
s perlu (mm)	290,97	294,49
s pasang (mm)	250	250
Cek s perlu < s pasang	OK	OK

5.2.5. Perencanaan *Bottom Slab* Kondisi 2

a. Output gaya *bottom slab* pada kondisi 2

Rekapitulasi gaya yang terjadi pada kondisi yang telah dilakukan perhitungan menggunakan program bantu SAP2000 dan didapat hasil gaya yang terjadi pada kondisi 2 sebagai berikut :

Tabel 5. 24 Output gaya bottom slab kondisi 2

KONDISI 2	Beban	Ket.	M11 (Kn.m)	M22 (kN.m)	Deformasi (mm)
BOTTOM SLAB	Layan	MAX	33,44	22,91	-0,24
		MIN	-10,80	-10,88	
	Kuat	MAX	40,99	27,73	
		MIN	-12,80	-12,93	
	Ekstrem	MAX	101,71	521,41	
		MIN	-63,61	-465,97	

b. Cek stabilitas struktur *bottom slab* pada kondisi 2

- **Kontrol deformasi struktur *bottom slab***

Deformasi yang diijinkan untuk perencanaan *underpass* ini maksimal 1 cm atau 10 mm.

Deformasi yang terjadi 0,24 mm

Kontrol, 0,24 mm < 10 mm (**OK**)

- **Kontrol uplift**

Uplift adalah gaya akibat tekanan air tanah keatas yang dapat mengakibatkan terangkatnya struktur dalam tanah akibat tekanan *uplift* yang lebih besar dari pada berat struktur tersebut. Pada perencanaan *underpass*, berat struktur harus lebih besar daripada gaya *uplift* yang terjadi. Berikut adalah perhitungan dari kontrol *uplift* :

$$F = (5,9 - 4,4)m \times 1 \text{ ton/m}^3 = 1,5 \text{ ton/m}^2$$

$$\Sigma F = 1,5 \text{ ton/m}^2 \times (33 \times 19)\text{m} = 940,5 \text{ ton}$$

Berat struktur yang didapat dari program bantu SAP2000 adalah sebesar ($W = 3499,96$ ton)

Kontrol, 940,5 ton < 3499,96 ton (**OK**)

c. Cek kapasitas penulangan *bottom slab* pada kondisi 2

Berikut adalah contoh perhitungan untuk penulangan *bottom slab*, rekapitulasi hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.25

Spesifikasi Penampang

Mutu Beton (f_c') = 35 Mpa

Mutu Baja (f_y) = 400 Mpa

Tul. Transversal (D_1) = 25 mm
 (D_2) = 22 mm

Tul. Longitudinal (D_1) = 22 mm
 (D_2) = 16 mm

Tebal pelat (t) = 500 mm

Lebar pelat (b) = 9500 mm

Selimut atas (ts_1) = 50 mm

Selimut bawah (ts_2) = 70 mm

Tebal efektif atas (d_{top}) = 420 mm

Tebal efektif bawah (d_{bot}) = 397 mm

Tulangan Transversal

Tulangan Atas

Momen Ultimate (M_u) = 465,975 kN.m

Rencana Penulangan = D22 – 100mm

A_s terpasang (mm^2) = 3801,33 mm^2

$T = A_s \cdot F_y (N/m)$ = 1520530,84 N/m

$a = T/(0,85 \times f_c' \times b)$ = 63,89 mm

Momen Kapasitas

$\phi M_n = 0,9 \cdot T \cdot (d \cdot a/2)$ = 530,79 kN.m/m'

Cek kontrol M_u (465,975 kN.m) < ϕM_n (530,79 kN.m) ..OK

Tulangan Bawah

Momen Ultimate (M_u) = 521,41 kN.m

Rencana Penulangan = D25 – 100mm

A_s terpasang (mm^2) = 4908,74 mm^2

$T = A_s \cdot F_y (N/m)$ = 1963495,41 N/m

$a = T/(0,85 \times f_c' \times b)$ = 66,00 mm

Momen Kapasitas

$\phi M_n = 0,9 \cdot T \cdot (d \cdot a/2)$ = 643,24 kN.m/m'

Cek kontrol M_u (521,41 kN.m) < ϕM_n (643,24 kN.m) ..OK

Tulangan Longitudinal

Tulangan Atas

Momen Ultimate (Mu) = 63,61 kN.m
 Rencana Penulangan = D16 – 100mm
 As terpasang (mm²) = 2010,62 mm²
 $T = As \cdot F_y (N/m)$ = 804247,72 N/m
 $a = T/(0,85 \times f_c' \times b)$ = 27,03 mm

Momen Kapasitas

$$\phi M_n = 0,9 \cdot T \cdot (d \cdot a/2) = 294,22 \text{ kN.m/m'}$$

Cek kontrol Mu (63,61 kN.m) < ϕM_n (294,22 kN.m) ..OK

Tulangan Bawah

Momen Ultimate (Mu) = 101,71 kN.m
 Rencana Penulangan = D22 – 100mm
 As terpasang (mm²) = 3801,33 mm²
 $T = As \cdot F_y (N/m)$ = 1520530,84 N/m
 $a = T/(0,85 \times f_c' \times b)$ = 63,89 mm

Momen Kapasitas

$$\phi M_n = 0,9 \cdot T \cdot (d \cdot a/2) = 508,31 \text{ kN.m/m'}$$

Cek kontrol Mu (101,71 kN.m) < ϕM_n (508,31 kN.m) ..OK

Tabel 5. 25 Kebutuhan tulangan bottom slab kondisi 2

KONDISI 2						
Tulangan Transversal				ϕM_n	Mu	CEK
				kN.m	kN.m	
Tulangan atas	D22	-	100mm	539,79	465,97	OK
Tulangan bawah	D25	-	100mm	643,24	521,41	OK
Tulangan Longitudinal				ϕM_n	Mu	CEK
				kN.m	kN.m	
Tulangan atas	D16	-	100mm	294,22	63,61	OK
Tulangan bawah	D22	-	100mm	508,31	101,71	OK

5.2.6. Perencanaan Dinding Kondisi 2

a. Output gaya dinding pada kondisi 2

Rekapitulasi gaya yang terjadi pada kondisi yang telah dilakukan perhitungan menggunakan program bantu SAP2000 dan didapat hasil gaya yang terjadi pada kondisi 2 sebagai berikut :

Tabel 5. 26 Output gaya dinding kondisi 2

KONDISI 2	Beban	M11 (kN.m)	M22 (kN.m)	F3 (kN)	Deformasi (mm)
DINDING	Layan	1,08	17,58	28,62	-1,71
		-1,73	-13,97	-16,19	
	Kuat	1,31	21,38	34,57	
		-2,10	-16,98	-19,77	
	Ekstrem	21,24	212,03	105,28	
		-25,43	-194,35	-138,99	

b. Cek kapasitas penulangan dinding pada kondisi 2

Berikut adalah contoh perhitungan untuk penulangan *dinding*, rekapitulasi hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel (...). *Check kontrol* juga menggunakan SP Coloumn, di dapatkan kebutuhan tulangan vertikal dan tulangan horizontal pada *dinding*.

Spesifikasi Penampang

Mutu Beton (f_c') = 35 Mpa

Mutu Baja (f_y) = 400 Mpa

Tul. Vertikal (D_1) = 22 mm

Tul. Horizontal (D_2) = 13 mm

Tebal dinding (h) = 200 mm

Selimut (ts) = 40 mm

Tebal efektif = 131,5 mm

Perhitungan Tulangan

Tulangan Vertical

Momen Ultimate (M_u) = 212,026 kN.m

Rencana Penulangan = D22 – 50mm
 As terpasang (mm²) = 7602,65 mm²
 $T = As \cdot F_y (N/m)$ = 3041061,69 N/m
 $a = T/(0,85 \times f_c' \times b)$ = 102,22 mm
Momen Kapasitas
 $\phi M_n = 0,9 \cdot T \cdot (d \cdot a/2)$ = 220,02 kN.m/m'

Cek kontrol M_u (212,026 kN.m) < ϕM_n (220,02 kN.m) ..OK

Tulangan Horizontal

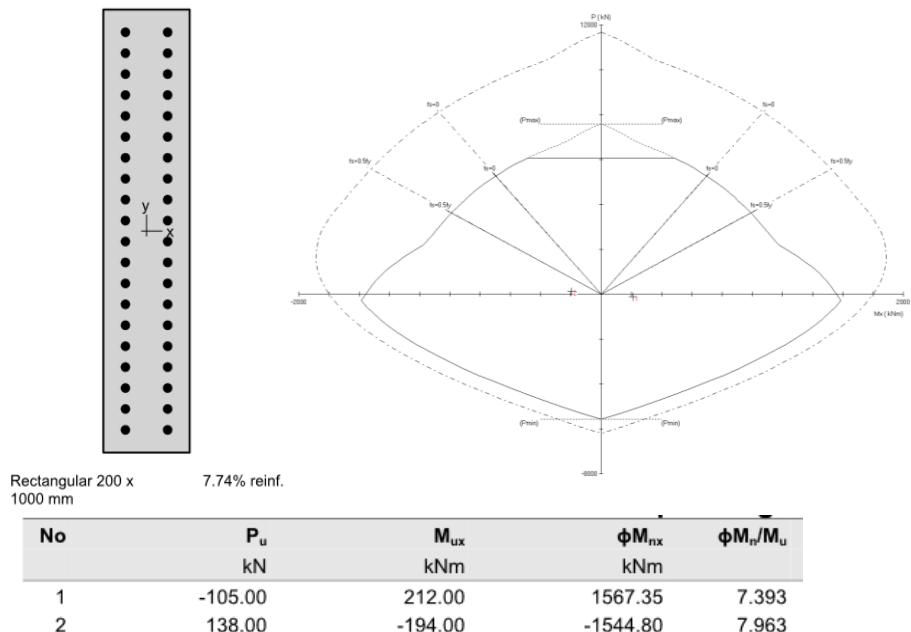
Momen Ultimate (M_u) = 25,433 kN.m
 Rencana Penulangan = D13 – 100mm
 As terpasang (mm²) = 1327,32 mm²
 $T = As \cdot F_y (N/m)$ = 530929,16 N/m
 $a = T/(0,85 \times f_c' \times b)$ = 17,85 mm
Momen Kapasitas
 $\phi M_n = 0,9 \cdot T \cdot (d \cdot a/2)$ = 58,57 kN.m/m'

Cek kontrol, M_u (25,433 kN.m) < ϕM_n (58,57 kN.m) ..OK

Tabel 5. 27 Kebutuhan tulangan dinding kondisi 2

TULANGAN DINDING				ϕM_n	M_u	CEK
				kN.m	kN.m	
Tulangan Vertikal	D22	-	50mm	220,02	212,03	OK
Tulangan Horizontal	D13	-	100mm	58,57	25,43	OK

- Kontrol dinding dengan SP Coloumn



Gambar 5. 9 Output primary dinding kondisi 2

5.2.7. Rekapitulasi Elemen Struktur pada Kondisi 2

a. Primary pile

Tabel 5. 28 Rekapitulasi tulangan primary pile kondisi 2

Elemen struktur kondisi 2	Penulangan utama	Penulangan spiral
Primary pile tepi	22D22	D16-100mm
Primary pile tengah	19D22	D16-100mm

b. Top Precast

Tabel 5. 29 Rekapitulasi tulangan top precast kondisi 2

Elemen struktur kondisi 2	Penulangan Transversal	Penulangan Longitudinal
Top precast	D19 – 150mm	D19 - 100mm

c. Capping beam

Tabel 5. 30 Rekapitulasi tulangan capping beam kondisi 2

Capping beam	Tul. atas	Tul. bawah	Tul. samping	Tulangan geser
Tepi	6D22	6D22	7D25	2 D16-100mm
Tengah	5D22	8D22	5D25	4 D16-100mm

d. Bottom slab

Tabel 5. 31 Rekapitulasi tulangan bottom slab kondisi 2

Elemen struktur Bottom Slab kondisi 2	Penulangan Transversal	Penulangan Longitudinal
Tulangan atas	D22 – 100mm	D16 - 100mm
Tulangan bawah	D25 – 100mm	D22 - 100mm

e. Dinding

Tabel 5. 32 Rekapitulasi tulangan dinding kondisi 2

Elemen struktur kondisi 2	Penulangan Vertikal	Penulangan Horizontal
Dinding	D22 – 50mm	D13 - 100mm

5.3. Analisa Struktur Kondisi 3

5.3.1. Data Spesifikasi Elemen Struktur Kondisi 3

Data spesifikasi elemen struktur yang terpasang pada kondisi 3 adalah sebagai berikut :

a. Primary Pile Tepi

- Mutu beton f_c' = 35 Mpa
- Mutu baja f_y = 400 Mpa
- Tinggi Pile h = 13 m
- Diameter pile D = 700 mm
- Tebal selimut ts = 75 mm
- Tulangan utama D_1 = 22 mm
- D_2 = 19 mm
- Tulangan Spiral \emptyset = 16 mm

b. Primary Pile Tengah

- Mutu beton f_c' = 35 Mpa
- Mutu baja f_y = 400 Mpa
- Tinggi Pile h = 13 m
- Diameter pile D = 700 mm
- Tebal selimut ts = 75 mm
- Tulangan utama D_1 = 19 mm
- D_2 = 16 mm
- Tulangan Spiral \emptyset = 16 mm

c. Capping Beam Tepi

- Mutu beton f_c' = 35 Mpa
- Mutu baja f_y = 400 Mpa
- Tinggi Beam h = 900 mm
- Lebar Beam b = 1500 mm
- Tebal selimut ts = 40 mm
- Tulangan utama D_1 = 22 mm
- D_2 = 25 mm
- Tulangan geser \emptyset = 16 mm

d. Capping Beam Tengah

- Mutu beton f_c' = 35 Mpa
- Mutu baja f_y = 400 Mpa

- Tinggi Beam h = 700 mm
- Lebar Beam b = 1500 mm
- Tebal selimut ts = 40 mm
- Tulangan utama D₁ = 22 mm
- D₂ = 25 mm
- Tulangan geser Ø = 16 mm

e. Top Slab Komposit

- Mutu beton fc' = 35 Mpa
- Mutu baja fy = 400 Mpa
- Tinggi Pelat h = 500 mm
- Tebal selimut ts = 40 mm
- Tulangan Transversal D₁ = 25 mm
 D₂ = 19 mm
- Tulangan Longitudinal D₁= 19 mm

f. Bottom Slab

- Mutu beton fc' = 35 Mpa
- Mutu baja fy = 400 Mpa
- Tinggi Pelat h = 500 mm
- Lebar Pelat b = 9,5 m
- Tebal selimut ts atas = 40 mm
 ts bawah = 70 mm
- Tebal aspal ta = 70 mm
- Tulangan transversal D₁ = 25 mm
 D₂ = 22 mm
- Tulangan longitudinal D₁ = 22 mm
 D₂ = 16 mm

g. Dinding

- Mutu beton fc' = 35 Mpa
- Mutu baja fy = 400 Mpa
- Tebal dinding h = 200 mm
- Tebal selimut ts = 40 mm
- Tulangan vertikal D₁ = 22 mm
- Tulangan horizontal D₁ = 13 mm

5.3.2. Perencanaan Primary Pile Kondisi 3

a. Output gaya primary pile pada kondisi 3

Rekapitulasi gaya yang terjadi pada kondisi yang telah dilakukan perhitungan menggunakan program bantu SAP2000 dan didapat hasil gaya yang terjadi pada kondisi 3 sebagai berikut :

Tabel 5. 33 Output gaya primary pile kondisi 3

KONDISI 3	Beban	P (kN)	V (kN)	T (kN.m)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
Primary pile tepi	Layan	-53,57	32,62	3,09	69,73	4,77
		-346,52	-28,04	-3,24	-80,44	-4,99
	Kuat	-71,20	41,04	3,87	86,36	6,23
		-452,55	-34,71	-4,07	-103,11	-6,51
	Gempa	29,04	72,68	15,15	205,52	30,25
		-753,08	-80,29	-15,01	-280,21	-30,17
	Layan	-182,46	2,13	0,00	0,00	12,68
		-416,24	-2,13	0,00	0,00	-12,68
	Kuat	-246,12	2,82	0,00	0,00	16,80
		-554,71	-2,82	0,00	0,00	-16,79
	Gempa	-201,02	111,77	0,00	501,89	44,84
		-577,88	-111,77	0,00	-501,89	-33,64

b. Cek stabilitas struktur pada kondisi 3

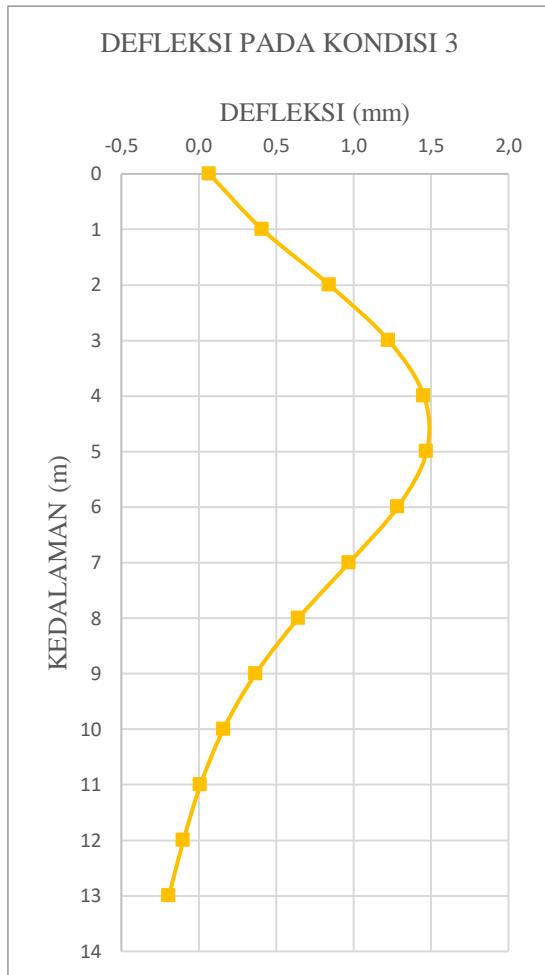
Untuk cek kontrol stabilitas pada kondisi 3 mengacu pada peraturan SNI 8460-2017 tentang batas defleksi lateral penahan tanah dengan nilai maksimal 1 cm atau 10 mm. Dengan output defleksi yang terjadi didapat dari program bantu SAP2000 sebagai berikut :

- Defleksi pada *primary pile*

Tabel 5. 34 Defleksi pada primary pile kondisi 3

KONDISI 3			
KEDALAMAN (m)	DEFLEKSI (mm)	BATAS DEFLEKSI (mm)	CEK
0	0,067	10	OK
1	0,410	10	OK
2	0,843	10	OK
3	1,226	10	OK
4	1,455	10	OK
5	1,472	10	OK
6	1,285	10	OK
7	0,971	10	OK
8	0,644	10	OK
9	0,368	10	OK
10	0,160	10	OK
11	0,012	10	OK
12	-0,099	10	OK
13	-0,193	10	OK
MAX	0,193		

Defleksi yang terjadi akibat gaya yang terjadi pada kondisi 3 dapat dilihat pada Gambar 5.10 sebagai berikut.



Gambar 5. 10 Grafik defleksi pada primary pile kondisi 3

c. Cek kapasitas penulangan *primary pile* pada kondisi 3

Perhitungan tulangan *primary pile* menggunakan fitur *check design* dari program bantu SAP2000 dan di *check* juga menggunakan SP Column, di dapatkan kebutuhan tulangan utama dan tulangan geser spiral pada *primary pile*.

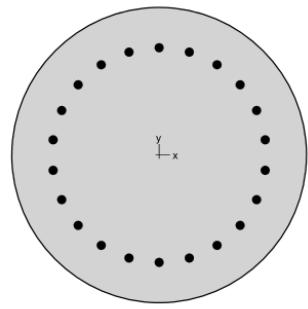
Tabel 5. 35 Kebutuhan tulangan lentur *primary pile* kondisi 3

KONDISI 3	Ast	D	n	As pasang	Rasio	Cek
	mm ²	mm	buah	mm ²		
Primary pile tepi	3848,00	22,00	22,00	8362,92	0,46	OK
Primary pile tengah	5495,681	19,00	22,00	6237,63	0,88	OK

Tabel 5. 36 Kebutuhan tulangan geser spiral *primary pile* kondisi 2

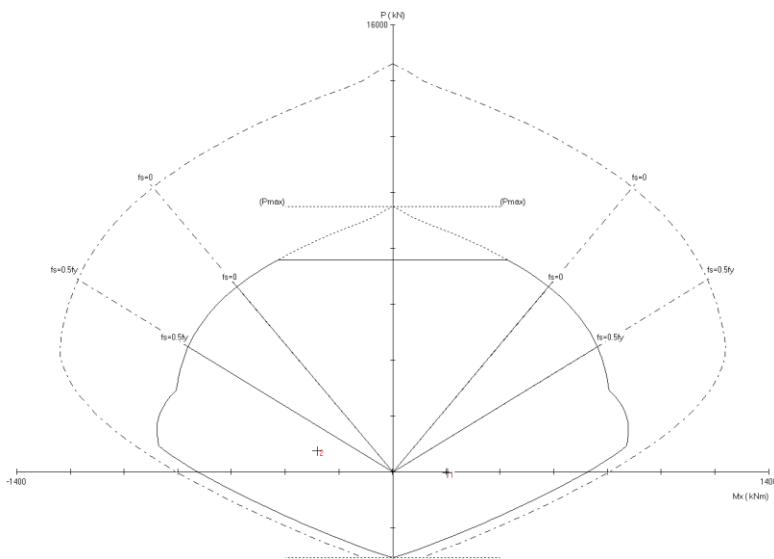
KONDISI 3	Av/s	D	Av	S perlu	S pasang	Rasio	Cek
	mm ² /mm	mm	mm ²	mm	mm		
Primary pile tepi	0,66	16,00	201,06	304,64	100,0	0,33	OK
Primary pile tengah	0,936	16,00	201,06	214,81	100,0	0,47	OK

- Kontrol Primary pile tepi dengan SP Coloumn



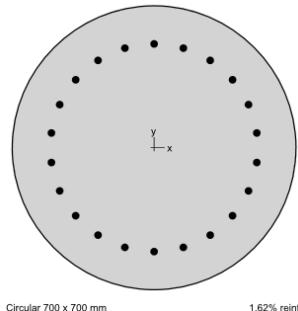
Design/Required ratio $\phi M_n/M_u \geq 1.00$

No	P_u kN	M_{ux} kNm	ϕM_{nx} kNm	$\phi M_n/M_u$
1	-29.00	205.00	720.23	3.513
2	753.00	-280.00	-848.79	3.031



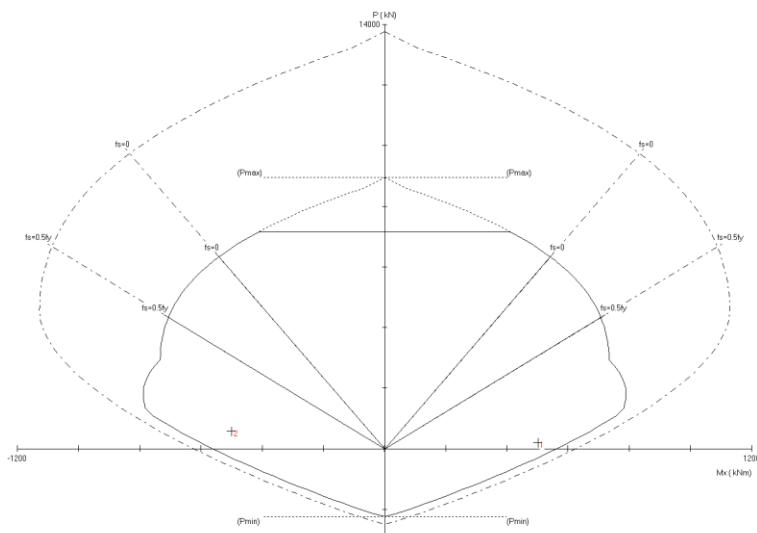
Gambar 5. 11 Output primary pile tepi kondisi 3

- Kontrol Primary pile tengah



Design/Required ratio $\phi M_n/M_u \geq 1.00$

No	P_u kN	M_{ux} kNm	ϕM_{nx} kNm	$\phi M_n/M_u$
1	201.00	501.00	601.88	1.201
2	577.00	-501.00	-672.29	1.342



Gambar 5. 12 Output primary pile tengah kondisi 3

5.3.3. Perencanaan *Top Slab Komposit* Kondisi 3

a. Output gaya *slab komposit* pada kondisi 3

Rekapitulasi gaya yang terjadi pada kondisi yang telah dilakukan perhitungan menggunakan program bantu SAP2000 dan didapat hasil gaya yang terjadi pada kondisi 3 sebagai berikut :

Tabel 5. 37 Output top slab komposit kondisi 3

KONDISI 3	Beban	Ket.	M11 (kN.m)	M22 (kN.m)	Deformasi (mm)
TOP SLAB KOMPOSIT	Layan	MAX	50,57	49,70	-0,87
		MIN	-76,57	-157,72	
	Kuat	MAX	67,24	62,97	
		MIN	-101,32	-200,21	
	Gempa	MAX	128,54	106,02	
		MIN	-183,17	-330,75	

b. Cek kapasitas penulangan *top slab komposit* kondisi 3

Berikut adalah contoh perhitungan untuk penulangan *top slab komposit*, rekapitulasi hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 5.38

Spesifikasi Penampang

Mutu Beton (f_c') = 35 Mpa

Mutu Baja (f_y) = 400 Mpa

Tul. Transversal (D_1) = 25 mm

 (D_2) = 19 mm

Tul. Longitudinal (D_1) = 19 mm

Tebal pelat (t) = 500 mm

Selimut beton (ts_1) = 40 mm

Tebal efektif (d) = 431,5 mm

Tulangan Transversal

Tulangan Atas

Momen Ultimate (M_u) = 330,75 kN.m

Rencana Penulangan = D25 – 100mm

As terpasang (mm^2) = 4908,74 mm^2

$$T = As \cdot F_y (\text{N/m}) = 1963495,41 \text{ N/m}$$

$$a = T/(0,85 \times f_c' \times b) = 66,00 \text{ mm}$$

Momen Kapasitas

$$\phi M_n = 0,9 \cdot T \cdot (d \cdot a/2) = 743,33 \text{ kN.m/m'}$$

Cek kontrol M_u (330,75 kN.m) < ϕM_n (743,33 kN.m) ..OK

Tulangan Bawah

$$\text{Momen Ultimate (Mu)} = 106,02 \text{ kN.m}$$

$$\text{Rencana Penulangan} = D19 - 100\text{mm}$$

$$As \text{ terpasang (mm}^2\text{)} = 2835,29 \text{ mm}^2$$

$$T = As \cdot F_y (\text{N/m}) = 1134114,95 \text{ N/m}$$

$$a = T/(0,85 \times f_c' \times b) = 38,12 \text{ mm}$$

Momen Kapasitas

$$\phi M_n = 0,9 \cdot T \cdot (d \cdot a/2) = 420,98 \text{ kN.m/m'}$$

Cek kontrol M_u (106,02 kN.m) < ϕM_n (420,98 kN.m) ..OK

Tulangan Longitudinal

Tulangan Atas

$$\text{Momen Ultimate (Mu)} = 183,17 \text{ kN.m}$$

$$\text{Rencana Penulangan} = D19 - 100\text{mm}$$

$$As \text{ terpasang (mm}^2\text{)} = 2835,29 \text{ mm}^2$$

$$T = As \cdot F_y (\text{N/m}) = 1134114,95 \text{ N/m}$$

$$a = T/(0,85 \times f_c' \times b) = 25,41 \text{ mm}$$

Momen Kapasitas

$$\phi M_n = 0,9 \cdot T \cdot (d \cdot a/2) = 440,37 \text{ kN.m/m'}$$

Cek kontrol M_u (183,17 kN.m) < ϕM_n (440,37 kN.m) ..OK

Tulangan Bawah

$$\text{Momen Ultimate (Mu)} = 128,54 \text{ kN.m}$$

$$\text{Rencana Penulangan} = D19 - 150\text{mm}$$

$$As \text{ terpasang (mm}^2\text{)} = 1890,19 \text{ mm}^2$$

$$T = As \cdot F_y (\text{N/m}) = 756076.63 \text{ N/m}$$

$$a = T/(0,85 \times f_c' \times b) = 25,41 \text{ mm}$$

Momen Kapasitas

$$\phi M_n = 0,9 \cdot T \cdot (d \cdot a/2) = 297,90 \text{ kN.m/m'}$$

Cek kontrol M_u (128,54 kN.m) < ϕM_n (297,90 kN.m) ..OK

Tabel 5. 38 Kebutuhan tulangan top slab komposit kondisi 3

Kondisi 3 setelah komposit	Tulangan Memanjang				ϕM_n	Mu	Cek
	Tul. Atas	D19	-	100mm	440,37	128,54	OK
	Tul. Bawah	D19	-	150mm	297,90	183,17	OK
	Tulangan Melintang				ϕM_n	Mu	Cek
	Tul. Atas	D25	-	100mm	743,33	106,02	OK
	Tul. Bawah	D19	-	100mm	420,98	330,75	OK

5.3.4. Perencanaan Capping Beam Kondisi 3

a. Output gaya capping beam pada kondisi 3

Rekapitulasi gaya yang terjadi pada kondisi yang telah dilakukan perhitungan menggunakan program bantu SAP2000 dan didapat hasil gaya yang terjadi pada kondisi 3 sebagai berikut :

Tabel 5. 39 Output gaya capping beam kondisi 3

KONDISI 3	Beban	P (kN)	V3 (kN)	T (kN.m)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
CAPPING BEAM TEPI	Layan	38,2	86,3	103,8	4,0	17,7
		-2,4	-89,4	-100,7	-6,5	-9,5
	Kuat	48,6	113,5	132,9	5,1	23,0
		-3,8	-116,4	-129,0	-8,2	-12,4
	Gempa	89,1	144,4	241,2	11,2	36,7
		-42,6	-154,0	-235,1	-13,1	-21,8
CAPPING BEAM TENGAH	Layan	35,0	37,6	0,0	0,0	51,9
		10,0	-37,6	0,0	0,0	-33,9
	Kuat	44,0	49,6	0,0	0,0	68,5
		13,0	-49,6	0,0	0,0	-44,4
	Gempa	66,6	89,7	70,8	8,1	113,5

		-40,5	-89,8	-70,8	-8,1	-55,6
--	--	-------	-------	-------	------	-------

b. Cek kapasitas tulangan capping beam kondisi 3

Perhitungan tulangan capping beam menggunakan fitus *check design* dari program bantu SAP2000 di dapatkan kebutuhan tulangan utama, tulangan torsi dan tulangan geser pada capping beam sebagai berikut :

Tabel 5. 40 Kebutuhan tulangan capping beam kondisi 3

CAPPING BEAM	Top Area (mm ²)	Bottom Area (mm ²)	Vshear (mm ² /mm)	Torsi area (mm ²)
TEPI	143,569	217,342	0,901	5416,884
TENGAH	475,564	1087,035	0,953	3833,289

Tabel 5. 41 Tulangan capping beam kondisi 3

Penampang	Capping beam tepi	Capping beam tengah
b (mm)	1500 mm	1500 mm
h (mm)	900 mm	700 mm
Tulangan Atas		
Ast Top (mm ²)	143,57	475,56
Al/4 (mm ²)	1354,22	958,32
Ast total (mm ²)	1497,79	1433,89
Penulangan	6D22	5D22
As pasang (mm ²)	2280,80	1900,66
Cek Ast < As	OK	OK
Tulangan Bawah		
Ast Bottom (mm ²)	217,34	1087,32
Al/4 (mm ²)	1354,22	958,32
Ast total (mm ²)	1571,56	2045,36
Penulangan	6D22	8D22

As pasang (mm²)	2280,80	3041,06
Cek Ast < As	OK	OK
Tulangan Samping		
Al/2 (mm ²)	2708,442	1916,645
Penulangan	7D25	5D25
As pasang (mm ²)	3436,12	2425,37
Cek Ast < As	OK	OK
Tulangan Geser		
Av/s (mm ² /m)	0,901	0,953
Penulangan	2 x D16-250mm	4 x D16-250mm
s perlu (mm)	446,31	843,91
s pasang (mm)	250	250
Cek s perlu < s pasang	OK	OK

5.3.5. Perencanaan *Bottom Slab* Kondisi 3

a. Output gaya *bottom slab* pada kondisi 3

Rekapitulasi gaya yang terjadi pada kondisi yang telah dilakukan perhitungan menggunakan program bantu SAP2000 dan didapat hasil gaya yang terjadi pada kondisi 3 sebagai berikut :

Tabel 5.42 Output gaya *bottom slab* kondisi 3

KONDISI 3	Beban	Ket.	M11 (kN.m)	M22 (kN.m)	Deformasi (mm)
BOTTOM SLAB	Layan	MAX	50,39	13,67	-0,31
		MIN	-15,47	-17,64	
	Kuat	MAX	63,29	16,11	
		MIN	-18,93	-22,09	
	Ekstrem	MAX	119,02	560,14	
		MIN	-59,62	-527,92	

b. Cek stabilitas struktur *bottom slab* pada kondisi 3

- **Kontrol deformasi struktur *bottom slab***

Deformasi yang diijinkan untuk perencanaan *underpass* ini maksimal 1 cm atau 10 mm.

Deformasi yang terjadi 0,31 mm

Kontrol, 0,31mm < 10 mm (**OK**)

- **Kontrol uplift**

Berikut adalah perhitungan dari kontrol *uplift* :

$$F = (5,9 - 4,4) \text{m} \times 1 \text{ ton/m}^3 = 1,5 \text{ ton/m}^2$$

$$\Sigma F = 1,5 \text{ ton/m}^2 \times (33 \times 19) \text{m} = 940,5 \text{ ton}$$

Berat struktur yang didapat dari program bantu SAP2000 adalah sebesar ($W = 3993,11$ ton)

Kontrol, 940,5 ton < 3993,11 ton (**OK**)

c. Cek kapasitas penulangan *bottom slab* pada kondisi 3

Berikut adalah contoh perhitungan untuk penulangan *bottom slab*, rekapitulasi hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.43

Spesifikasi Penampang

Mutu Beton (f_c') = 35 Mpa

Mutu Baja (f_y) = 400 Mpa

Tul. Transversal (D_1) = 25 mm
 (D_2) = 22 mm

Tul. Longitudinal (D_1) = 22 mm
 (D_2) = 16 mm

Tebal pelat (t) = 500 mm

Lebar pelat (b) = 9500 mm

Selimut atas (ts_1) = 50 mm

Selimut bawah (ts_2) = 70 mm

Tebal efektif atas (d_{top}) = 420 mm

Tebal efektif bawah (d_{bot}) = 397 mm

Tulangan Transversal

Tulangan Atas

Momen Ultimate (M_u) = 527,92 kN.m

Rencana Penulangan = D22 – 100mm

As terpasang (mm^2) = 3801,33 mm^2

$$T = As \cdot F_y (\text{N/m}) = 1520530,84 \text{ N/m}$$

$$a = T/(0,85 \times f_c' \times b) = 63,89 \text{ mm}$$

Momen Kapasitas

$$\phi M_n = 0,9 \cdot T \cdot (d - a/2) = 530,79 \text{ kN.m/m'}$$

Cek kontrol M_u (527,92 kN.m) < ϕM_n (530,79 kN.m) ..OK

Tulangan Bawah

$$\text{Momen Ultimate (Mu)} = 560,14 \text{ kN.m}$$

$$\text{Rencana Penulangan} = D25 - 100\text{mm}$$

$$As \text{ terpasang (mm}^2\text{)} = 4908,74 \text{ mm}^2$$

$$T = As \cdot F_y (\text{N/m}) = 1963495,41 \text{ N/m}$$

$$a = T/(0,85 \times f_c' \times b) = 66,00 \text{ mm}$$

Momen Kapasitas

$$\phi M_n = 0,9 \cdot T \cdot (d - a/2) = 643,24 \text{ kN.m/m'}$$

Cek kontrol M_u (560,14 kN.m) < ϕM_n (643,24 kN.m) ..OK

Tulangan Longitudinal

Tulangan Atas

$$\text{Momen Ultimate (Mu)} = 59,62 \text{ kN.m}$$

$$\text{Rencana Penulangan} = D16 - 100\text{mm}$$

$$As \text{ terpasang (mm}^2\text{)} = 2010,62 \text{ mm}^2$$

$$T = As \cdot F_y (\text{N/m}) = 804247,72 \text{ N/m}$$

$$a = T/(0,85 \times f_c' \times b) = 27,03 \text{ mm}$$

Momen Kapasitas

$$\phi M_n = 0,9 \cdot T \cdot (d - a/2) = 294,22 \text{ kN.m/m'}$$

Cek kontrol M_u (59,62 kN.m) < ϕM_n (294,22 kN.m) ..OK

Tulangan Bawah

$$\text{Momen Ultimate (Mu)} = 119,02 \text{ kN.m}$$

$$\text{Rencana Penulangan} = D22 - 100\text{mm}$$

$$As \text{ terpasang (mm}^2\text{)} = 3801,33 \text{ mm}^2$$

$$T = As \cdot F_y (\text{N/m}) = 1520530,84 \text{ N/m}$$

$$a = T/(0,85 \times f_c' \times b) = 63,89 \text{ mm}$$

Momen Kapasitas

$$\phi M_n = 0,9 \cdot T \cdot (d - a/2) = 508,31 \text{ kN.m/m'}$$

Cek kontrol M_u (119,02 kN.m) < ϕM_n (508,31 kN.m) ..OK

Tabel 5. 43 Kebutuhan tulangan bottom slab kondisi 3

KONDISI 3						
Tulangan Transversal				ϕM_n	M_u	CEK
Tulangan atas	D22	-	100mm	kN.m	kN.m	
Tulangan bawah	D25	-	100mm	643,24	560,14	OK
Tulangan Longitudinal				ϕM_n	M_u	CEK
Tulangan atas	D16	-	100mm	kN.m	kN.m	
Tulangan bawah	D22	-	100mm	294,22	59,62	OK
				508,31	119,02	OK

5.3.6. Perencanaan Dinding Kondisi 3

a. Output gaya dinding pada kondisi 3

Rekapitulasi gaya yang terjadi pada kondisi yang telah dilakukan perhitungan menggunakan program bantu SAP2000 dan didapat hasil gaya yang terjadi pada kondisi 3 sebagai berikut :

Tabel 5. 44 Output gaya dinding kondisi 3

KONDISI 3	Beban	M11 (Kn.m)	M22 (kN.m)	F3(kN)	Deformasi (mm)
DINDING	Layan	0,69	11,34	44,34	-0,62
		-0,82	-4,58	-23,60	
	Kuat	0,83	13,58	55,14	
		-0,95	-5,48	-29,33	
	Ekstrem	23,89	201,24	109,06	
		-25,79	-196,88	-147,34	

b. Cek kapasitas penulangan dinding pada kondisi 3

Berikut adalah contoh perhitungan untuk penulangan *dinding*, rekapitulasi hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 5.45. *Check kontrol* juga menggunakan SP Coloumn, di dapatkan kebutuhan tulangan vertikal dan tulangan horizontal pada *dinding*.

Spesifikasi Penampang

Mutu Beton (f_c') = 35 Mpa

Mutu Baja (f_y) = 400 Mpa

Tul. Vertikal (D_1) = 22 mm

Tul. Horizontal (D_2) = 13 mm

Tebal dinding (h) = 200 mm

Selimut (t_s) = 40 mm

Tebal efektif = 131,5 mm

Perhitungan Tulangan

Tulangan Vertikal

Momen Ultimate (M_u) = 201,24 kN.m

Rencana Penulangan = D22 – 50mm

A_s terpasang (mm^2) = 7602,65 mm^2

$T = A_s \cdot F_y (N/m)$ = 3041061,69 N/m

$a = T/(0,85 \times f_c' \times b)$ = 102,22 mm

Momen Kapasitas

$\phi M_n = 0,9 \cdot T \cdot (d \cdot a/2)$ = 220,02 kN.m/m'

Cek kontrol M_u (201,24 kN.m) < ϕM_n (220,02 kN.m) ..OK

Tulangan Horizontal

Momen Ultimate (M_u) = 25,79 kN.m

Rencana Penulangan = D13 – 100mm

A_s terpasang (mm^2) = 1327,32 mm^2

$T = A_s \cdot F_y (N/m)$ = 530929,16 N/m

$a = T/(0,85 \times f_c' \times b)$ = 17,85 mm

Momen Kapasitas

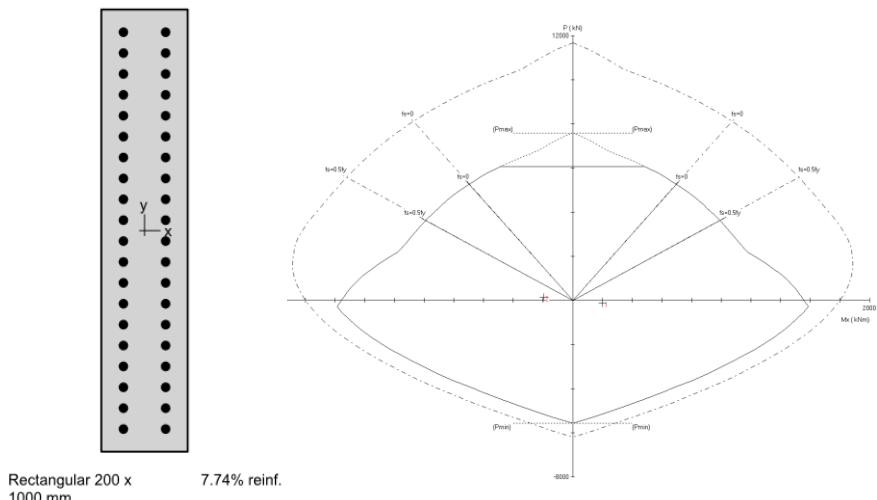
$\phi M_n = 0,9 \cdot T \cdot (d \cdot a/2)$ = 58,57 kN.m/m'

Cek kontrol, M_u (25,79 kN.m) < ϕM_n (58,57 kN.m) ..OK

Tabel 5. 45 Kebutuhan tulangan dinding kondisi 3

TULANGAN DINDING				ϕM_n kN.m	M_u kN.m	CEK
Tulangan Vertikal	D22	-	50mm	220,02	201,24	OK
Tulangan Horizontal	D13	-	100mm	58,57	25,79	OK

- Kontrol dinding dengan SP Coloumn



No	P_u kN	M_{ux} kNm	ϕM_{nx} kNm	$\phi M_n/M_u$
1	-109.00	201.00	1567.69	7.799
2	147.00	-196.00	-1543.93	7.877

Gambar 5. 13 Output dinding kondisi 3

5.3.7. Rekapitulasi Elemen Struktur pada Kondisi 3

a. Primary pile

Tabel 5. 46 Rekapitulasi tulangan primary pile kondisi 3

Elemen struktur kondisi 3	Penulangan utama	Penulangan spiral
Primary pile tepi	22D22	D16-100mm
Priamry pile tengah	19D22	D16-100mm

b. Top Slab Komposit

Tabel 5. 47 Rekapitulasi tulangan top slab komposit kondisi 3

Elemen struktur Top slab kondisi 3	Penulangan Transversal	Penulangan Longitudinal
Tulangan atas	D25 – 100mm	D19 - 100mm
Tulangan bawah	D19 – 100mm	D19 - 150mm

c. Capping beam

Tabel 5. 48 Rekapitulasi tulangan capping beam kondisi 3

Capping beam	Tul. atas	Tul. bawah	Tul. samping	Tulangan geser
Tepi	6D22	6D22	7D25	2 D16-100mm
Tengah	5D22	8D22	5D25	4 D16-100mm

d. Bottom slab

Tabel 5. 49 Rekapitulasi tulangan bottom slab kondisi 3

Elemen struktur Bottom Slab kondisi 3	Penulangan Transversal	Penulangan Longitudinal
Tulangan atas	D22 – 100mm	D16 - 100mm
Tulangan bawah	D25 – 100mm	D22 - 100mm

e. Dinding

Tabel 5. 50 Rekapitulasi tulangan dinding kondisi 3

Elemen struktur kondisi 3	Penulangan Vertikal	Penulangan Horizontal
Dinding	D22 – 50mm	D13 - 100mm

5.4. Analisa Struktur Kondisi 4 & 5

Pada tahap ini akan dilakukan Analisa antara 2 permodelan kondisi akhir (kondisi 4 dan 5). Dimana kondisi 4 menggunakan permodelan dengan *uplift* dan kondisi 5 menggunakan permodelan dengan *spring*.

5.4.1. Output Gaya Kondisi 4 (*Uplift*)

a. Primary pile

Tabel 5. 51 Output gaya primary pile kondisi 4

KONDISI 4 (<i>UPLIFT</i>)	Beban	P (kN)	V (kN)	T (kN.m)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
<i>Primary pile tepi</i>	Layan	-93,14	0,39	21,35	352,06	11,01
		-497,11	-58,10	-21,47	-5,73	-10,99
	Kuat	-119,07	0,49	27,35	440,10	13,81
		-648,33	-72,63	-27,51	-7,27	-13,79
	Gempa	-119,72	335,27	178,71	532,13	66,35
		-629,81	-441,12	-179,52	-8,02	-61,34
	Layan	-134,15	0,00	0,00	0,00	0,00
		-527,50	0,00	0,00	0,00	0,00
	Kuat	-251,79	0,00	0,00	0,00	0,00
		-921,46	0,00	0,00	0,00	0,00
	Gempa	-68,30	1,31	0,00	8,54	10,61
		-314,01	-1,31	0,00	-8,54	-10,61

Tabel 5. 52 Kebutuhan tulangan primary pile kondisi 4

KONDISI 4 (UPLIFT)	Kebutuhan tulangan lentur	Kebutuhan tulangan geser spiral
	mm ²	mm ² /mm
<i>Primary pile tepi</i>	6312,20	1,44
	3848,45	
<i>Primary pile tengah</i>	3848,45	1,76
	3848,45	

b. Bottom slab

Tabel 5. 53 Output gaya bottom slab kondisi 4

KONDISI 4 (UPLIFT)	Beban	Ket.	M11 (Kn.m)	M22 (kN.m)	Deformasi (mm)
<i>BOTTOM SLAB</i>	Layan	MAX	70,7988	95,5598	0,842
		MIN	-27,7259	-28,1888	
	Kuat	MAX	123,707	129,1362	-0,524
		MIN	-46,5789	-48,0581	
	Ektrem	MAX	32,239	127,9795	-0,524
		MIN	-13,5723	-30,3281	

c. Top slab komposit

Tabel 5. 54 Output gaya bottom slab kondisi 4

KONDISI 4 (UPLIFT)	Beban	Ket.	M11 (Kn.m)	M22 (kN.m)	Deformasi (mm)
<i>TOP SLAB KOMPOSIT</i>	Layan	MAX	149,769	221,409	-2,308
		MIN	-254,132	-687,357	
	Kuat	MAX	190,431	365,198	5,742
		MIN	-321,139	-686,391	
	Ektrem	MAX	184,317	278,404	
		MIN	-314,145	-689,725	

d. Capping beam

Tabel 5. 55 Output gaya capping beam kondisi 4

KONDISI 4 (UPLIFT)	Beban	P (kN)	V (kN)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)	T (kN.m)
<i>CAPPING BEAM TEPI</i>	Layan	68,3	241,4	34,6	64,8	417,4
		-60,7	-276,0	-6,5	-28,1	-432,0
	Kuat	92,4	312,9	44,0	82,0	522,0
		-77,9	-353,7	-8,2	-35,8	-540,2
	Gempa	4463,4	17185,0	5301,2	81,8	524,4
		-4406,5	-17244,4	-5311,0	-66,1	-625,9
<i>CAPPING BEAM TENGAH</i>	Layan	62,3	54,8	2,8	68,6	3,5
		13,2	-54,8	-2,8	-54,0	-21,3
	Kuat	77,7	102,0	5,1	158,9	38,4
		19,2	-101,9	-5,1	-84,7	38,4
	Gempa	111,4	94,2	2,9	36,2	7,2
		-2,7	-94,1	-2,9	-54,1	-7,2

Tabel 5. 56 Kebutuhan tulangan capping beam kondisi 4

CAPPING BEAM	Top Area (mm ²)	Bottom Area (mm ²)	Vshear (mm ^{2/mm})	Torsi area (mm ²)
TEPI	469,548	506,924	1,382	5416,884
TENGAH	658,746	1555,313	0,985	0

e. Dinding

Tabel 5. 57 Output gaya dinding kondisi 4

KONDISI 4 (UPLIFT)	Beban	Ket.	M11 (kN.m)	M22 (kN.m)	F (kN)	Deformasi (mm)
DINDING	Layan	MAX	5,31	76,26	68,68	-0,661
		MIN	-10,43	-52,70	-36,85	
	Kuat	MAX	7,83	104,04	116,89	
		MIN	-15,11	-76,53	-62,87	
	Ekstrem	MAX	5,03	80,74	33,81	
		MIN	-9,55	-47,89	-17,78	

5.4.2. Output Gaya Kondisi 5 (Spring)

a. Primary pile

Tabel 5. 58 Output gaya primary pile kondisi 5

KONDISI 5 (SPRING)	Beban	P (kN)	V (kN)	T (kN)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
Primary pile tepi	Layan	-73,8	27,1	4,2	95,6	5,9
		-436,3	-34,2	-4,2	-67,3	-6,2
	Kuat	-102,8	33,2	6,1	129,0	8,2
		-606,1	-43,7	-6,1	-82,5	-8,6

	Ekstrem	18,8	79,9	15,0	285,9	30,3
		-780,1	-73,3	-15,1	-204,9	-30,3
<i>Primary pile tengah</i>	Layan	-222,9	3,3	0,0	0,0	19,9
		-737,5	-3,3	0,0	0,0	-19,8
	Kuat	-298,7	4,9	0,0	0,0	29,2
		-1103,3	-4,9	0,0	0,0	-29,2
	Ekstrem	-230,8	111,8	0,0	501,9	47,4
		-700,1	-111,8	0,0	-501,9	-36,3

Tabel 5. 59 Kebutuhan tulangan primary pile kondisi 5

KONDISI 5 (SPRING)	Kebutuhan tulangan lentur	Kebutuhan tulangan geser spiral
	mm ²	mm ² /mm
<i>Primary pile tepi</i>	3848,451	0,718
	3848,451	
<i>Primary pile tengah</i>	5495,07	0,888
	3848,451	

b. Bottom slab

Tabel 5. 60 Output gaya bottom slab kondisi 5

KONDISI 5 (SPRING)	Beban	Ket.	M11 (Kn.m)	M22 (kN.m)	Deformasi (mm)
<i>BOTTOM SLAB</i>	Layan	MAX	208,16	15,03	-1,09
		MIN	-82,90	-51,35	
	Kuat	MAX	380,23	21,57	

		MIN	-169,37	-88,22	
Ekstrem	MAX	91,86	557,92		
	MIN	-62,84	-531,39		

c. Top slab komposit

Tabel 5. 61 Output gaya top slab komposit kondisi 5

KONDISI 5 (SPRING)	Beban	Ket.	M11 (Kn.m)	M22 (kN.m)	Deformasi (mm)
TOP SLAB KOMPOSIT	Layan	MAX	58,38	47,05	-1,26
		MIN	-78,27	-152,84	
	Kuat	MAX	82,19	63,18	
		MIN	-106,81	-208,00	
	Ekstrem	MAX	130,01	104,81	
		MIN	-185,72	-328,58	

d. Capping beam

Tabel 5. 62 Output gaya capping beam kondisi 5

KONDISI 5 (SPRING)	Beban	P (Kn)	V (kN)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)	T (kN.m)
CAPPING BEAM TEPI	Layan	43,8	158,4	7,0	26,7	119,6
		-15,1	-158,9	-4,3	-16,1	-122,5
	Kuat	59,1	236,8	9,2	38,4	161,3
		-25,5	-237,5	-5,6	-23,7	-164,9
	Ekstrem	90,4	171,7	13,1	40,1	242,2
		-49,2	-173,4	-11,3	-24,0	-248,3
	Layan	37,5	52,9	0,0	56,9	0,0

<i>CAPPING BEAM TENGAH</i>	Kuat	9,4	-52,9	0,0	-44,9	0,0
		48,4	77,3	0,0	79,3	0,0
		7,2	-77,3	0,0	-63,4	0,0
	Ekstrem	70,2	92,6	8,1	115,2	70,8
		-38,9	-92,6	-8,1	-59,8	-70,8

Tabel 5. 63 Kebutuhan tulangan capping beam kondisi 5

<i>CAPPING BEAM</i>	<i>Top Area (mm²)</i>	<i>Bottom Area (mm²)</i>	<i>Vshear (mm²/mm)</i>	<i>Torsi area (mm²)</i>
TEPI	189,57	291,78	0,90	5416,88
TENGAH	587,03	1128,18	0,95	3833,29

e. *Dinding*

Tabel 5. 64 Output gaya dinding kondisi 5

KONDISI 5 (<i>SPRING</i>)	Beban	M11 (Kn.m)	M22 (kN.m)	F3 (kN)	Deformasi (mm)
<i>DINDING</i>	Layan	0,86	14,10	48,20	0,38
		-0,75	-5,69	-39,07	
	Kuat	1,25	20,57	80,78	
		-1,12	-8,30	-87,57	
	Ekstrem	24,11	189,14	122,15	
		-25,60	-178,90	-148,95	

5.4.3. Output Gaya yang Digunakan

Setelah mengetahui *output* gaya yang terjadi di kondisi 4 dan kondisi 5, maka langkah selanjutnya adalah menggunakan *output* gaya yang dominan dari *output* gaya kedua kondisi tersebut.

Berikut merupakan hasil rekapitulasi *output* gaya yang dominan dari kedua kondisi diatas :

a. *Primary pile*

Tabel 5. 65 Rekapitulasi Output gaya primary pile kondisi akhir

KONDISI 4&5 (DOMINAN)	Beban	P (kN)	V (kN)	T (kN)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
<i>Primary pile</i> tepi	Layan	-73,8	27,1	21,3	352,1	11,0
		-497,1	-58,1	-21,5	-67,3	-11,0
	Kuat	-102,8	33,2	27,4	440,1	13,8
		-648,3	-72,6	-27,5	-82,5	-13,8
	Ekstrem	18,8	335,3	178,7	532,1	66,3
		-780,1	-441,1	-179,5	-204,9	-61,3
<i>Primary pile</i> tengah	Layan	-134,2	3,3	0,0	0,0	19,9
		-737,5	-3,3	0,0	0,0	-19,8
	Kuat	-251,8	4,9	0,0	0,0	29,2
		-1103,3	-4,9	0,0	0,0	-29,2
	Ekstrem	-68,3	111,8	0,0	501,9	47,4
		-700,1	-111,8	0,0	-501,9	-36,3

Tabel 5. 66 Rekapitulasi Kebutuhan tulangan primary pile kondisi akhir

KONDISI 4&5 (DOMINAN)	Kebutuhan tulangan lentur	Kebutuhan tulangan geser spiral
	mm ²	mm ² /mm
<i>Primary pile</i> tepi	6312,20	1,442
	3848,45	
<i>Primary pile</i> tengah	5495,07	1,761
	3848,45	

b. Bottom slab

Tabel 5. 67 Rekapitulasi Output gaya bottom slab kondisi akhir

KONDISI 4&5 (DOMINAN)	Beban	Ket.	M11 (kN.m)	M22 (kN.m)	Deformasi (mm)
BOTTOM SLAB	Layan	MAX	208,16	95,56	-1,09
		MIN	-82,90	-51,35	
	Kuat	MAX	380,23	129,14	0,84
		MIN	-169,37	-88,22	
	Ekstrem	MAX	88,53	546,24	
		MIN	-62,79	-518,30	

c. Top slab komposit

Tabel 5. 68 Rekapitulasi Output gaya top slab komposit kondisi akhir

KONDISI 4&5 (DOMINAN)	Beban	Ket.	M11 (Kn.m)	M22 (kN.m)	Deformasi (mm)
TOP SLAB KOMPOSIT	Layan	MAX	149,77	221,41	-2,31
		MIN	-254,13	-687,36	
	Kuat	MAX	190,43	365,20	5,74
		MIN	-321,14	-686,39	
	Ekstrem	MAX	184,32	278,40	
		MIN	-314,15	-689,73	

d. Capping beam

Tabel 5. 69 Rekapitulasi Output gaya capping beam kondisi akhir

KONDISI 4&5 (DOMINAN)	Beban	P (kN)	V (kN)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)	T (kN.m)
<i>CAPPING BEAM TEPI</i>	Layan	68,3	241,4	34,6	64,8	417,4
		-60,7	-276,0	-6,5	-28,1	-432,0
	Kuat	92,4	312,9	44,0	82,0	522,0
		-77,9	-353,7	-8,2	-35,8	-540,2
	Ekstrem	4463,4	17185,0	5301,2	81,8	524,4
		-4406	-17244	-5311	-66,1	-625,9
<i>CAPPING BEAM TENGAH</i>	Layan	62,3	54,8	2,8	68,6	3,5
		9,4	-54,8	-2,8	-54,0	-21,3
	Kuat	77,7	102,0	5,1	158,9	38,4
		7,2	-101,9	-5,1	-84,7	0,0
	Ekstrem	111,4	94,2	8,1	115,2	70,8
		-38,9	-94,1	-8,1	-59,8	-70,8

Tabel 5. 70 Rekapitulasi Kebutuhan tulangan capping beam kondisi akhir

<i>CAPPING BEAM</i>	<i>Top Area (mm²)</i>	<i>Bottom Area (mm²)</i>	<i>Vshear (mm²/mm)</i>	<i>Torsi area (mm²)</i>
TEPI	469,548	506,924	1,382	5416,884
TENGAH	658,746	1555,313	0,985	3833,289

e. Dinding

Tabel 5. 71 Rekapitulasi Output gaya dinding kondisi akhir

KONDISI 4&5 (DOMINAN)	Beban	M11 (Kn.m)	M22 (kN.m)	F3 (kN)	Deformasi (mm)
<i>DINDING</i>	Layan	5,31	76,26	49,25	0,52
		-10,43	-52,70	-40,88	
	Kuat	7,83	104,04	82,34	
		-15,11	-76,53	-89,88	
	Ekstrem	24,11	189,14	122,56	
		-25,60	-178,90	-148,30	

5.4.4. Perencanaan *Primary Pile* Kondisi Akhir

a. Data spesifikasi *Primary pile*

- Mutu beton f_c' = 35 Mpa
- Mutu baja f_y = 400 Mpa
- Tinggi Pile h = 13 m
- Diameter pile D = 700 mm
- Tebal selimut t_s = 75 mm
- Tulangan utama D_1 = 22 mm
 D_2 = 19 mm
- Tulangan Spiral \emptyset = 16 mm
- Kedalaman *primary pile* = -13 m

b. Daya dukung pondasi yang diijinkan

Kemampuan daya dukung primary pile (R_a) ditentukan dengan persamaan berikut ini :

$$R_a = \frac{1}{n} R_u = \frac{1}{n} (R_p + R_f)$$

$$Ru = qd \cdot A + U \cdot \Sigma li \cdot fi$$

keterangan, R_a , R_u , n adalah besaran yang sama seperti yang diatas,

Ws = berat efektif tanah yang dipindahkan oleh tiang (ton)

W = berat efektif tiang dan tanah di dalam tiang (ton)

qd = daya dukung terpusat tiang (ton)

A = luas ujung tiang (m²)

U = Panjang keliling tiang (m)

li = tebal lapisan tanah dengan mempertimbangkan geseran dinding tiang

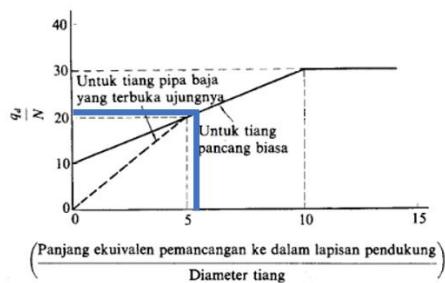
fi = besarnya gaya geser maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (ton/m²)

Maka dapat dihitung :

Panjang ekuivalen lapisan (l) = 4m

$$l/D = 5.8$$

$$qD/N = 21$$



Gambar 5. 14 Grafik nilai intensitas daya dukung ujung tiang

Tabel 5. 72 Perhitungan daya dukung primary pile $D = 0,7\text{ m}$

Depth (m)	N- Value	di/Ni	f_i	$f_i \times t$	$\sum f_i \times t$	P bearing ($R_p = qd$ $x A$)	P friction ($R_f = k_{ell}$ $tang \sum f_i \times t$)	Pijin (ton)	Pijin (ton)	Pull out	Pull out
								SF = 3,0	SF = 2,0	SF = 3,0	SF = 2
								non - gempa	Gempa	Non - gempa	gempa
0	0		0,00	0,00	0,00	352,90	0,00	117,63	176,45	0,00	0,00
-1	7	0,143	3,50	3,50	3,50	56,57	7,70	20,46	31,17	3,53	4,81
-2	15	0,067	7,50	7,50	11,00	121,23	24,19	46,55	70,78	9,99	14,02
-3	16	0,063	8,00	8,00	19,00	129,31	41,78	54,14	82,66	16,81	23,78
-4	17	0,059	8,50	8,50	27,50	137,39	60,48	62,11	95,08	24,01	34,09
-5	18	0,056	9,00	9,00	36,50	145,47	80,27	70,44	108,06	31,57	44,94
-6	19	0,053	9,50	9,50	46,00	153,55	101,16	79,13	121,58	39,49	56,35
-7	25,5	0,039	12,00	12,00	58,00	206,08	127,55	104,48	160,08	49,25	70,51
-8	32	0,031	12,00	12,00	70,00	258,62	153,94	129,82	198,58	59,01	84,67
-9	29	0,034	12,00	12,00	82,00	234,37	180,33	129,57	198,69	68,77	98,82
-10	27	0,037	12,00	12,00	94,00	218,21	206,72	132,02	202,84	78,53	112,98
-11	29	0,034	12,00	12,00	106,00	234,37	233,11	145,24	223,16	88,29	127,14
-12	32	0,031	12,00	12,00	118,00	258,62	259,50	161,16	247,51	98,04	141,29
-13	33	0,030	12,00	12,00	130,00	266,70	285,88	171,69	263,78	107,80	155,45
-14	34	0,029	12,00	12,00	142,00	274,78	312,27	182,21	280,06	117,56	169,61
-15	36	0,028	12,00	12,00	154,00	290,94	338,66	195,44	300,37	127,32	183,76

c. Kekuatan material *primary pile*

Primary pile yang direncanakan harus dikontrol dengan kekuatan material beton yang diijinkan. Berikut adalah perhitungan gaya yang diijinkan pada material beton *primary pile* :

Luas *primary pile* = 384845,1 mm²

Tegangan ijin tekan = $0,45 * f'_c = 15,75$ Mpa

Tegangan ijin Tarik = $0,6 * \sqrt{f'_c} = 3,54$ Mpa

Gaya tekan ijin = $384845,1 * 15,75 = 606,131$ Ton

Gaya Tarik ijin = $384845,1 * 3,54 = 136,606$ Ton

d. Gaya ijin yang dipikul *primary pile*

Setelah mengetahui daya dukung yang diijinkan dan juga kekuatan material beton dari *primary pile*, berikut rekapitulasi gaya yang diijinkan dipikul oleh *primary pile* :

Tabel 5. 73 Gaya ijin pada *primary pile*

Pijin	Tekan (ton)	Tarik (ton)
Beban tetap	171,69	107,80

Beban gempa	263,78	155,45
Material beton	606,13	136,61

e. *Output gaya pada primary pile kondisi akhir*

Dari permodelan menggunakan program bantu SAP2000 didapatkan nilai gaya maksimum dan minimum pada *primary pile* untuk setiap kombinasi pembebanan sebagai berikut :

Tabel 5. 74 Output gaya pada primary pile

Elemen Struktur	Beban	Ket.	P	V	M2	M3
			Ton	kN	kN.m	kN.m
<i>Primary Pile Tepi</i>	Layan	Max	-7,38	27,12	352,06	11,01
		Min	-49,71	-58,10	-67,29	-10,99
	Kuat	Max	-10,28	33,25	440,10	13,81
		Min	-64,83	-72,63	-82,53	-13,79
	Ekstrem	Max	1,88	335,27	532,13	66,35
		Min	-78,01	-441,12	-204,91	-61,34
<i>Primary Pile Tengah</i>	Layan	Max	-13,42	3,32	0,00	19,85
		Min	-73,75	-3,32	0,00	-19,84
	Kuat	Max	-25,18	4,87	0,00	29,17
		Min	-110,33	-4,87	0,00	-29,16
	Ekstrem	Max	-6,83	111,77	501,89	47,45
		Min	-70,01	-111,77	-501,89	-36,25

f. *Kontrol daya dukung primary pile*

Gaya yang terjadi akibat kombinasi beban diatas dikontrol dengan kemampuan daya dukung *primary pile* yang telah dihitung terlebih dahulu, dengan hasil sebagai berikut :

Tabel 5. 75 Kontrol daya dukung primary pile

Elemen Struktur	Beban	P (ton)		Beban Tetap		Beban Gempa		Material beton	
		Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max
<i>Primary Pile Tepi</i>	Layan	-49,71	-7,38	OK	OK			OK	OK
	Kuat	-64,83	-10,28			OK	OK	OK	OK
	Ekstrem	-78,01	1,88			OK	OK	OK	OK
<i>Primary Pile Tengah</i>	Layan	-73,75	-13,42	OK	OK			OK	OK
	Kuat	-110,33	-25,18			OK	OK	OK	OK
	Ekstrem	-70,01	-6,83			OK	OK	OK	OK

Dari data diatas dapat disimpulkan *primary pile* pada kedalaman -13 m mampu menahan gaya yang terjadi pada kondisi akhir.

g. Cek stabilitas struktur *primary pile*

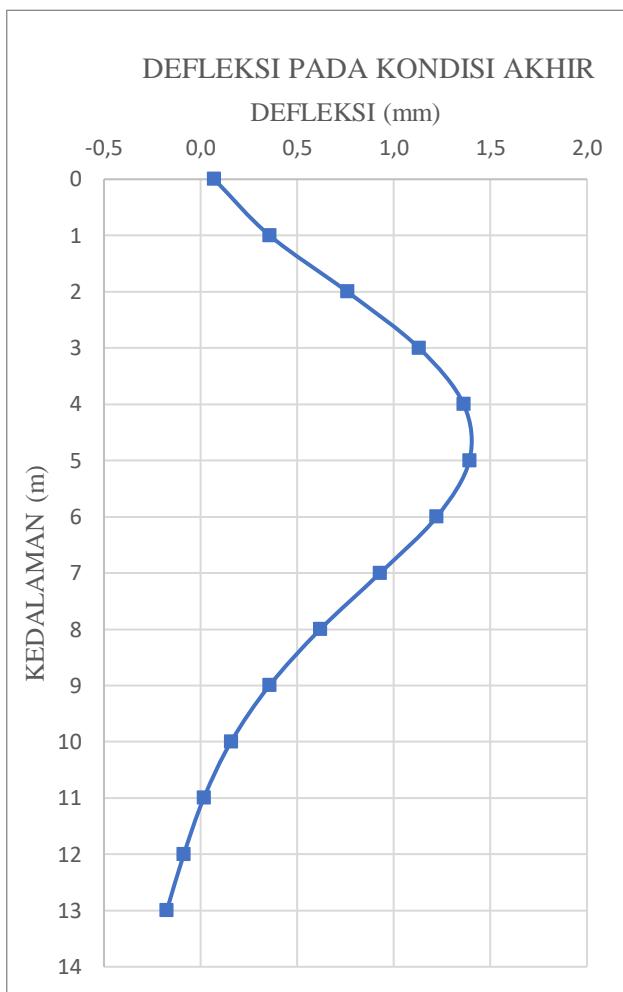
Untuk cek kontrol stabilitas pada kondisi akhir mengacu pada peraturan SNI 8460-2017 tentang batas defleksi lateral penahan tanah dengan nilai maksimal 1 cm atau 10 mm. Dengan output defleksi yang terjadi didapat dari program bantu SAP2000 sebagai berikut :

Tabel 5. 76 Defleksi pada primary pile kondisi akhir

KONDISI AKHIR			
KEDALAMAN (m)	DEFLEKSI (mm)	BATAS DEFLEKSI (mm)	KONTROL
0	0,071	10	OK
1	0,357	10	OK
2	0,760	10	OK
3	1,130	10	OK

4	1,361	10	OK
5	1,391	10	OK
6	1,223	10	OK
7	0,929	10	OK
8	0,619	10	OK
9	0,356	10	OK
10	0,158	10	OK
11	0,017	10	OK
12	-0,087	10	OK
13	-0,175	10	OK
MAX	1,391		

Defleksi yang terjadi akibat gaya yang terjadi pada kondisi akhir dapat dilihat pada Gambar 5.15 sebagai berikut.



Gambar 5. 15 Grafik defleksi pada primary pile kondisi akhir

h. Cek kapasitas penulangan *primary pile*

Perhitungan tulangan *primary pile* menggunakan fitur *check design* dari program bantu SAP2000 dan di *check* juga menggunakan SP Column, di dapatkan kebutuhan tulangan utama dan tulangan geser spiral pada *primary pile*.

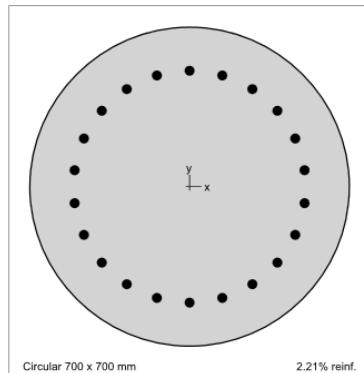
Tabel 5. 77 Kebutuhan tulangan lentur primary pile kondisi akhir

KONDISI 4&5 (DOMINAN)	Ast	D	n	As pasang	Rasio	Cek
	mm ²	mm	buah	mm ²		
<i>Primary pile</i> tepi	6312,20	22,0	22,0	8362,92	0,75	OK
	3848,45	19,0	22,0	6237,63	0,62	OK
<i>Primary pile</i> tengah	5495,07	19,0	22,0	6237,63	0,88	OK
	3848,45	16,0	22,0	4423,36	0,87	OK

Tabel 5. 78 Kebutuhan tulangan geser spiral primary pile kondisi akhir

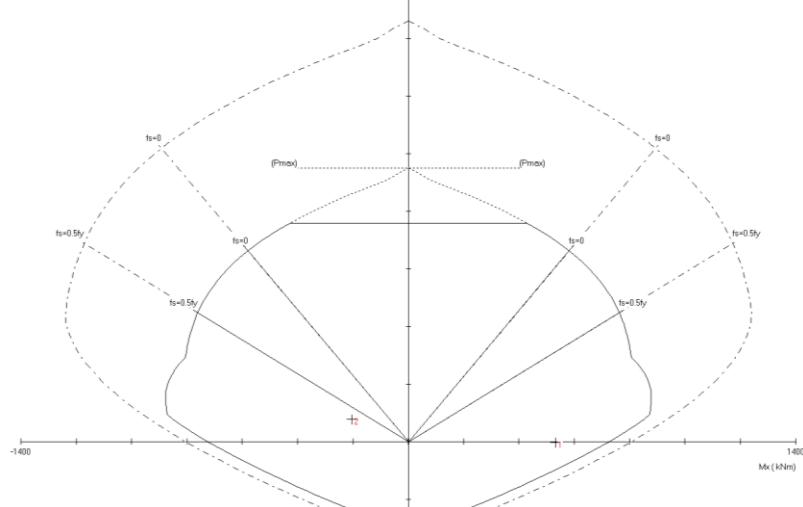
KONDISI 4&5 (DOMINAN)	Av/s	D	Av	S perlu	S pasang	Rasio	Cek
	mm ² /mm	mm	mm ²	mm	mm		
<i>Primary pile</i> tepi	1,44	16,0	201,06	139,43	100,0	0,72	OK
<i>Primary pile</i> tengah	1,76	16,0	201,06	114,17	100,0	0,88	OK

- Kontrol *primary pile* tepi dengan SP Column



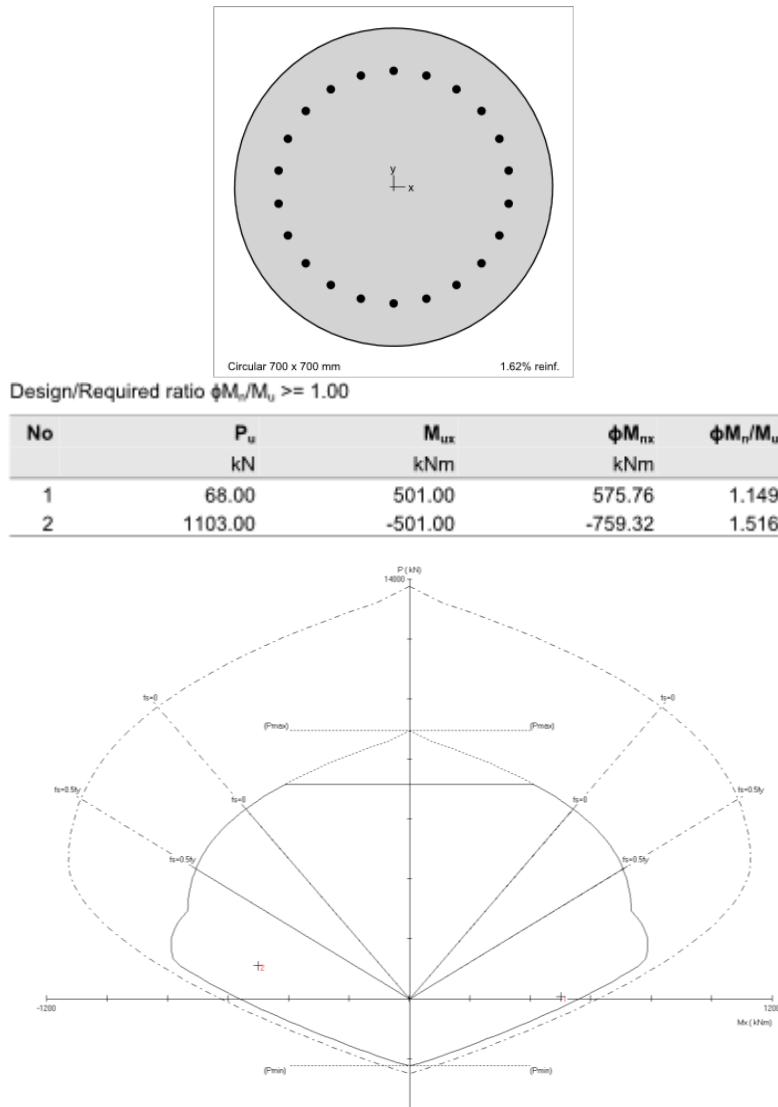
Design/Required ratio $\phi M_n/M_u \geq 1.00$

No	P_u kN	M_{ux} kNm	ϕM_{nx} kNm	$\phi M_n/M_u$
1	-18.00	532.00	722.32	1.358
2	780.00	204.00	652.00	1.183



Gambar 5. 16 Output primary pile tepi kondisi akhir

- Kontrol *primary pile* tengah dengan SP Coloumn



Gambar 5. 17 Output primary pile tengah kondisi akhir

5.4.5. Perencanaan *Top Slab* Kondisi Akhir

a. Data spesifikasi *top slab*

- Mutu beton f_c' = 35 Mpa
- Mutu baja f_y = 400 Mpa
- Tinggi Pelat h = 500 mm
- Tebal selimut t_s = 40 mm
- Tulangan Transversal D_1 = 25 mm
 D_2 = 19 mm
- Tulangan Longitudinal D_1 = 19 mm

b. *Output gaya pada top slab kondisi setelah komposit*

Tabel 5. 79 *Output top slab komposit kondisi akhir*

KONDISI 4&5 (DOMINAN)	Beban	Ket.	M11 (kN.m)	M22 (kN.m)	Deformasi (mm)
<i>TOP SLAB KOMPOSIT</i>	Layan	MAX	149,77	221,41	-2,31
		MIN	-254,13	-687,36	
	Kuat	MAX	190,43	365,20	5,74
		MIN	-321,14	-686,39	
	Ekstrem	MAX	184,32	278,40	5,74
		MIN	-314,15	-689,73	

c. Cek stabilitas struktur *top slab* pada kondisi akhir

- Kontrol deformasi struktur *Top Slab*

Deformasi yang diijinkan untuk perencanaan *underpass* ini maksimal 1 cm atau 10 mm.

Deformasi yang terjadi -2,31 mm (arah ke bawah)

Kontrol, 2,31 mm < 10 mm (**OK**)

Deformasi yang terjadi 5,74 mm (arah ke atas)

Kontrol, 5,74 mm < 10 mm (**OK**)

d. Perhitungan *top slab* kondisi setelah komposit

Spesifikasi Penampang

Mutu Beton (f_c')= 35 Mpa

Mutu Baja (fy) = 400 Mpa

Tul. Transversal (D₁) = 25 mm
(D₂) = 19 mm

Tul. Longitudinal (D₁) = 19 mm

Tebal pelat (t) = 500 mm

Selimut beton (ts₁) = 40 mm

Tebal efektif (d) = 431,5 mm

Tulangan Transversal

Tulangan Atas

Momen Ultimate (Mu) = 689,73kN.m

Rencana Penulangan = D25 – 100mm

As terpasang (mm²) = 4908,74 mm²

T = As. Fy (N/m) = 1963495,41 N/m

a = T/(0,85 x fc' x b) = 66,00 mm

Momen Kapasitas

φMn = 0,9.T.(d . a/2) = 743,33 kN.m/m'

Cek kontrol Mu (689,73kN.m) < φMn (743,33 kN.m) ..OK

Tulangan Bawah

Momen Ultimate (Mu) = 365,20kN.m

Rencana Penulangan = D19 – 100mm

As terpasang (mm²) = 2835,29 mm²

T = As. Fy (N/m) = 1134114,95 N/m

a = T/(0,85 x fc' x b) = 38,12 mm

Momen Kapasitas

φMn = 0,9.T.(d . a/2) = 420,98 kN.m/m'

Cek kontrol Mu (365,20kN.m) < φMn (420,98 kN.m) ..OK

Tulangan Longitudinal

Tulangan Atas

Momen Ultimate (Mu) = 321,14kN.m

Rencana Penulangan = D19 – 100mm

As terpasang (mm²) = 2835,29 mm²

T = As. Fy (N/m) = 1134114,95 N/m

a = T/(0,85 x fc' x b) = 25,41 mm

Momen Kapasitas

$$\phi M_n = 0,9 \cdot T \cdot (d \cdot a/2) = 440,37 \text{ kN.m/m'}$$

Cek kontrol M_u ($321,14 \text{ kN.m}$) < ϕM_n ($440,37 \text{ kN.m}$) ..OK

Tulangan Bawah

Momen Ultimate (M_u) = $190,43 \text{ kN.m}$

Rencana Penulangan = $D19 - 150 \text{ mm}$

A_s terpasang (mm^2) = $1890,19 \text{ mm}^2$

$T = A_s \cdot F_y (\text{N/m})$ = 756076.63 N/m

$a = T/(0,85 \times f_c' \times b)$ = $25,41 \text{ mm}$

Momen Kapasitas

$$\phi M_n = 0,9 \cdot T \cdot (d \cdot a/2) = 297,90 \text{ kN.m/m'}$$

Cek kontrol M_u ($190,43 \text{ kN.m}$) < ϕM_n ($297,90 \text{ kN.m}$) ..OK

e. Perhitungan top slab kondisi sebelum komposit

- Perhitungan beban kondisi sebelum komposit

Tabel 5. 80 Beban mati yang terjadi pada kondisi sebelum komposit

No.	Jenis Beban Mati	Berat satuan (kN/m^3)	Luas (m^2)	q (kN/m)
1.	Berat sendiri pelat	24,00	0,35	8,40
2.	Beban overtopping	25,00	0,4	10,00
3.	Beban faktor kejut	0,5		5,00
TOTAL BEBAN MATI			$qD =$	23,40 kN/m

Total beban mati ultimate $1,3 qD = 30,42 \text{ kN/m}$

Total beban mati service $1,0 qD = 23,40 \text{ kN/m}$

Tabel 5. 81 Beban hidup yang terjadi pada kondisi sebelum komposit

No.	Jenis Beban Hidup	Berat satuan (kN/m^2)	Lebar (m)	q (kN/m)
1.	Berat pekerja	1,00	1	1,00
TOTAL BEBAN HIDUP			$qL =$	1,00 kN/m

Total beban hidup ultimate $1,6 qL = 1,6 \text{ kN/m}$

Total beban mati service $1,0 qL = 1,0 \text{ kN/m}$

- **Perhitungan momen kondisi sebelum komposit**

Diasumsikan saat pengcoran *top slab* menggunakan *support /perancah* ditengah bentang. Sehingga perhitungan momen saat kondisi sebelum komposit sebagai berikut :

Panjang bentang melintang $L_x = 3 \text{ m}$

Panjang bentang memanjang $L_y = 8,7 / 2 = 4,35 \text{ m}$

Momen arah X

$$M_{UX} = 1/8.qD.L_x^2 + 1/8.qL.L_x^2 = 36,02 \text{ kN.m/m}$$

Momen arah Y

$$M_{UY^-} = 1/16.qD.L_y^2 + 1/16.qL*L_y^2 = 37,87 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{UY^+} = 1/10.qD.L_y^2 + 1/10.qL.L_y^2 = 60,59 \text{ kN.m/m}$$

- **Perhitungan tulangan kondisi sebelum komposit**

Tulangan Transversal

$$\text{Momen Ultimate (Mu)} = 36,02 \text{ kN.m}$$

$$\text{Tinggi efektif (d)} = 302,00 \text{ mm}$$

$$\text{Rencana Penulangan} = D16 - 200\text{mm}$$

$$\text{As terpasang (mm}^2\text{)} = 1005,31 \text{ mm}^2$$

$$T = As \cdot F_y (\text{N/m}) = 402123,86 \text{ N/m}$$

$$a = T/(0,85 \times f_c' \times b) = 13,52 \text{ mm}$$

Momen Kapasitas

$$\phi M_n = 0,9 \cdot T \cdot (d \cdot a/2) = 106,85 \text{ kN.m/m'}$$

Cek kontrol Mu (36,02 kN.m) < ϕM_n (106,85 kN.m) ..OK

Tulangan Longitudinal

$$\text{Momen Ultimate (Mu)} = 60,59 \text{ kN.m}$$

$$\text{Tinggi efektif (d)} = 302,00 \text{ mm}$$

$$\text{Rencana Penulangan} = D16 - 200\text{mm}$$

$$\text{As terpasang (mm}^2\text{)} = 1005,31 \text{ mm}^2$$

$$T = As \cdot F_y (\text{N/m}) = 402123,86 \text{ N/m}$$

$$a = T/(0,85 \times f_c' \times b) = 13,52 \text{ mm}$$

Momen Kapasitas

$$\phi M_n = 0,9 \cdot T \cdot (d \cdot a/2) = 106,85 \text{ kN.m/m'}$$

Cek kontrol Mu (60,59 kN.m) < ϕM_n (106,85 kN.m) ..OK

- **Kontrol tegangan kondisi sebelum komposit**

Momen layan yang terjadi

$$M_x = M_y = 1/8.qD.Ly^2 + 1/8.qL.Ly^2 = 57,71 \text{ kN.m}$$

Direncanakan pengecoran overtopping saat beton *precast* berumur 3 hari, sehingga koefisien beton sebesar 0,46

Mutu beton saat dicor (f_{ci}') = 0,46. f_c' = 16,10 Mpa

Tegangan retak beton (σ_r) = 0,62. $\lambda \sqrt{f_{ci}'}$ = 2,49 Mpa

Momen inersia *top slab* (I) = $1/12.b.h^3 = 3572916667 \text{ mm}^4$

Tegangan maks beton (σ_{max}) = $M_x \cdot c/I_g = 0,27 \text{ Mpa}$

Momen retak ijin (M_{cr}) = $\sigma_r \cdot I_g / c = 536,07 \text{ kN.m}$

Kontrol tegangan kondisi sebelum komposit

σ_{max} (0,27 Mpa) < σ_r (2,49 Mpa) ..OK

$M_x = M_y$ (57,71 kN.m) < M_{cr} (536,07 kN.m) ..OK

f. Perhitungan *top slab* kondisi *lifting*

- Perhitungan beban kondisi *lifting*

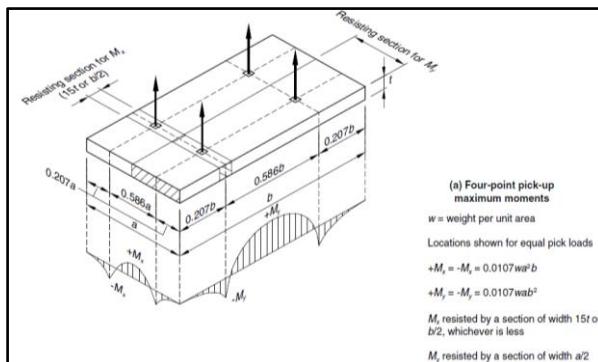
Tabel 5. 82 Beban yang terjadi pada kondisi *lifting*

No.	Jenis Beban Mati	Berat satuan (kN/m^3)	Luas (m^2)	q (kN/m)
1.	Berat sendiri pelat	24,00	0,35	8,40
2.	Beban akibat faktor kejut	0,5		4,20
Total beban mati		$qD =$	12,60 kN/m	

$$\text{Total beban mati ultimate} \quad 1,3qD = 16,38 \text{ kN/m}$$

$$\text{Total beban mati service} \quad 1,0qD = 12,6 \text{ kN/m}$$

- Perhitungan momen kondisi *lifting*



Gambar 5. 18 Konfigurasi momen saat lifting

Diasumsikan pengangkatan top slab precast menggunakan 4 titik angkat dengan nilai a dan b.

$$\text{Jarak } a = 3 \text{ m}$$

$$\text{Jarak } b = 8,7 \text{ m}$$

$$\text{Momen arah X } M_x = 0,0107 \cdot q \cdot a^2 \cdot b = 13,72 \text{ kN.m}$$

$$\text{Momen arah Y } M_y = 0,0107 \cdot q \cdot a \cdot b^2 = 39,80 \text{ kN.m}$$

- Perhitungan tulangan kondisi *lifting*

Tulangan Transversal

$$\text{Momen Ultimate (Mu)} = 13,72 \text{ kN.m}$$

$$\text{Tinggi efektif (d)} = 302,00 \text{ mm}$$

$$\text{Rencana Penulangan} = D16 - 200\text{mm}$$

$$\text{As terpasang (mm}^2\text{)} = 1005,31 \text{ mm}^2$$

$$T = As \cdot F_y (\text{N/m}) = 402123,86 \text{ N/m}$$

$$a = T/(0,85 \times f_c' \times b) = 13,52 \text{ mm}$$

Momen Kapasitas

$$\phi M_n = 0,9 \cdot T \cdot (d \cdot a/2) = 106,85 \text{ kN.m/m'}$$

Cek kontrol M_u (13,72 kN.m) < ϕM_n (106,85 kN.m) ..OK

Tulangan Longitudinal

$$\text{Momen Ultimate (Mu)} = 39,80 \text{ kN.m}$$

$$\text{Tinggi efektif (d)} = 302,00 \text{ mm}$$

Rencana Penulangan	= D16 – 200mm
As terpasang (mm^2)	= 1005,31 mm^2
$T = As \cdot F_y (\text{N/m})$	= 402123,86 N/m
$a = T/(0,85 \times f_{c'} \times b)$	= 13,52 mm
Momen Kapasitas	
$\phi M_n = 0,9 \cdot T \cdot (d \cdot a/2)$	= 106,85 kN.m/m'
Cek kontrol M_u (39,80 kN.m) < ϕM_n (106,85 kN.m) ..OK	
- Kontrol tegangan kondisi sebelum komposit	
Momen layan yang terjadi	
$M_x = M_y = 0,0107 \cdot q \cdot a \cdot b^2$	= 39,80 kN.m
Direncanakan pengangkatan dilakukan saat beton <i>precast</i> berumur 3 hari, sehingga koefisien beton sebesar 0,46	
Mutu beton saat dicor (f_{ci}') = $0,46 \cdot f_c' = 16,10 \text{ Mpa}$	
Tegangan retak beton (f_r) = $0,62 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_{ci}'} = 2,49 \text{ Mpa}$	
Momen inersia <i>top slab</i> (I) = $1/12 \cdot b \cdot h^3 = 3572916667 \text{ mm}^4$	
Berat <i>top slab</i> saat lifting (P) = $(a \cdot b \cdot h_1 \cdot \gamma_c)/4 = 219,24 \text{ kN}$	
Tegangan maks beton (σ_{max}) = $M_x \cdot c/I_g = 0,27 \text{ Mpa}$	
Momen retak ijin (M_{cr}) = $f_r \cdot I_g / c = 526,07 \text{ kN.m}$	
	$(yt) = h/2 = 175 \text{ mm}$
Momen arah X dengan sudut 60°	
	$(M_x') = P/\tan\theta \cdot Y_t = 22,15 \text{ kN.m}$
Momen arah X total $M_x \text{ tot } = M_x + M_x' = 35,87 \text{ kN.m}$	
Momen arah Y dengan sudut 90°	
	$(M_y') = P/\tan\theta \cdot Y_t = 0 \text{ kN.m}$
Momen arah Y total $M_y \text{ tot } = M_y + M_y' = 39,80 \text{ kN.m}$	
Tegangan yang ditahan merupakan nilai terkecil dari :	
$a/2 = 1500 \text{ mm}$	
$b/2 = 4350 \text{ mm}$	Diambil nilai terkecil = 1500 mm
$15 \cdot t = 5250 \text{ mm}$	
Mx ditahan oleh penampang selebar $a/2$	
$W_x = 1/6 \cdot a/2 \cdot h = 30625000 \text{ mm}^3$	
My ditahan oleh penampang selebar $15t$ atau $b/2$ ambil terkecil	
$W_y = 1/6 \cdot b/2 \cdot h = 88812500 \text{ mm}^3$	
Kontrol tegangan kondisi <i>lifting</i>	

$$\sigma_x \text{ max} = M_x \text{ total}/W_x = (1,17 \text{ Mpa}) < f_r (2,49 \text{ Mpa}) \dots \text{OK}$$

$$\sigma_y \text{ max} = M_y \text{ total}/W_y = (0,45 \text{ Mpa}) < f_r (2,49 \text{ Mpa}) \dots \text{OK}$$

Kontrol retak kondisi *lifting*

$$M_x (13,72 \text{ kN.m}) < M_{cr} (526,07 \text{ kN.m}) \dots \text{OK}$$

$$M_y (39,80 \text{ kN.m}) < M_{cr} (526,07 \text{ kN.m}) \dots \text{OK}$$

g. Rekapitulasi tulangan top slab

Setelah melakukan perhitungan tulangan sesuai dengan kondisi yang direncanakan untuk *precast*, maka penulangan akan direkap pada tabel dibawah ini :

Tabel 5. 83 Rekapitulasi tulangan top slab

		Tulangan Longitudinal			
Kondisi Lifting	Tul. Bawah	D16	-	200mm	
	Tulangan Transversal				
Kondisi sebelum komposit	Tul. Bawah	D16	-	200mm	
	Tulangan Longitudinal				
Kondisi setelah komposit	Tul. Bawah	D16	-	200mm	
	Tulangan Transversal				
Kondisi setelah komposit	Tul. Atas	D19	-	100mm	
	Tul. Bawah	D19	-	150mm	
Tulangan Transversal					
Kondisi setelah komposit	Tul. Atas	D25	-	100mm	
	Tul. Bawah	D19	-	100mm	

5.4.6. Perencanaan *Capping Beam* Kondisi Akhir

a. Data spesifikasi *capping beam*

- ***Capping Beam Tepi***
- Mutu beton f_c' = 35 Mpa
- Mutu baja f_y = 400 Mpa
- Tinggi Beam h = 900 mm
- Lebar Beam b = 1500 mm
- Tebal selimut t_s = 40 mm
- Tulangan utama D_1 = 22 mm
 D_2 = 25 mm
- Tulangan geser \emptyset = 16 mm
- ***Capping Beam Tengah***
- Mutu beton f_c' = 35 Mpa
- Mutu baja f_y = 400 Mpa
- Tinggi Beam h = 700 mm
- Lebar Beam b = 1500 mm
- Tebal selimut t_s = 40 mm
- Tulangan utama D_1 = 22 mm

b. *Output gaya pada capping beam kondisi akhir*

Dari permodelan menggunakan program bantu SAP2000 didapatkan nilai gaya maksimum dan minimum pada *capping beam* untuk setiap kombinasi pembebanan sebagai berikut :

Tabel 5. 84 Rekapitulasi *Output gaya capping beam kondisi akhir*

KONDISI 4&5 (DOMINAN)	Beban	P (kN)	V (kN)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)	T (kN.m)
<i>CAPPING BEAM TEPI</i>	Layan	68,3	241,4	34,6	64,8	417,4
		-60,7	-276,0	-6,5	-28,1	-432,0
	Kuat	92,4	312,9	44,0	82,0	522,0
		-77,9	-353,7	-8,2	-35,8	-540,2
	Ekstrem	4463,4	17185,0	5301,2	81,8	524,4

		-4406	-17244	-5311	-66,1	-625,9
<i>CAPPING BEAM TENGAH</i>	Layan	62,3	54,8	2,8	68,6	3,5
		9,4	-54,8	-2,8	-54,0	-21,3
	Kuat	77,7	102,0	5,1	158,9	38,4
		7,2	-101,9	-5,1	-84,7	0,0
	Ekstrem	111,4	94,2	8,1	115,2	70,8
		-38,9	-94,1	-8,1	-59,8	-70,8

c. Cek kapasitas penulangan capping beam

Kebutuhan tulangan untuk capping beam didapat dengan program bantu SAP2000, didapatkan tulangan utama atas, tulangan utama bawah, tulangan geser dan tulangan torsi yang dibutuhkan. Berikut adalah rekapitulasi kebutuhan tulangan yang didapat:

Tabel 5. 85 Rekapitulasi Kebutuhan tulangan capping beam kondisi akhir

<i>CAPPING BEAM</i>	<i>Top Area (mm²)</i>	<i>Bottom Area (mm²)</i>	<i>Vshear (mm²/mm)</i>	<i>Torsi area (mm²)</i>
TEPI	469,548	506,924	1,382	5416,884
TENGAH	658,746	1555,313	0,985	3833,289

Tabel 5. 86 Perhitungan Tulangan capping beam kondisi akhir

<i>Penampang</i>	<i>Capping beam tepi</i>	<i>Capping beam tengah</i>
b (mm)	1500 mm	1500 mm
h (mm)	900 mm	700 mm
Tulangan Atas		
Ast Top (mm ²)	469,54	659,75
Al/4 (mm ²)	1354,22	958,32
Ast total (mm ²)	1823,77	1617,07
Penulangan	6D22	5D22

As pasang (mm²)	2280,80	1900,66
Cek Ast < As	OK	OK
Tulangan Bawah		
Ast Bottom (mm ²)	506,92	1555,31
Al/4 (mm ²)	1354,22	958,32
Ast total (mm ²)	1861,15	2513,64
Penulangan	6D22	8D22
As pasang (mm ²)	2280,80	3041,06
Cek Ast < As	OK	OK
Tulangan Samping		
Al/2 (mm ²)	2708,442	1916,645
Penulangan	7D25	5D25
As pasang (mm ²)	3436,12	2425,37
Cek Ast < As	OK	OK
Tulangan Geser		
Av/s (mm ² /m)	1,382	0,985
Penulangan	2 x D16-250mm	4 x D16-250mm
s perlu (mm)	290,97	816,5
s pasang (mm)	250	250
Cek sperlu < spasang	OK	OK

5.4.7. Perencanaan *Bottom Slab* Kondisi Akhir

a. Data spesifikasi *bottom slab*

- Mutu beton f_c' = 35 Mpa
- Mutu baja f_y = 400 Mpa
- Tinggi Pelat h = 500 mm
- Lebar Pelat b = 9,5 m
- Tebal selimut t_s atas = 40 mm
 t_s bawah = 70 mm
- Tebal aspal t_a = 70 mm
- Tulangan transversal D_1 = 25 mm
 D_2 = 22 mm
- Tulangan longitudinal D_1 = 22 mm

$$D_2 = 16 \text{ mm}$$

b. Daya dukung tanah

Analisa daya dukung tanah menggunakan metode *Terzaghi* untuk menghitung daya dukung tanah pada bawah *Bottom Slab*. berikut merupakan penjabaran dari daya dukung yang digunakan :

- **Daya dukung *Terzaghi***

Pada struktur elemen *Bottom Slab* diasumsikan tanah di bawah *Bottom Slab* mampu menopang elemen struktur diatasnya dengan daya dukung yang diizinkan menggunakan teori *Terzaghi* dengan rumusan :

$$qult = c N_c * Y * Df * Nq + \frac{1}{2} * Y * B * NY$$

Untuk Koefisien daya dukung tanah menggunakan korelasi koefisien daya dukung dari *Terzaghi*

Tabel 5. 87 Korelasi koefisien daya dukung tanah Terzaghi

σ	N_{ct}	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ
0°	5,71	1,00	0	3,81	1,00	0
5°	7,32	1,64	0	4,48	1,39	0
10°	9,64	2,70	1,2	5,34	1,94	0
15°	12,8	4,44	2,4	6,46	2,73	1,2
20°	17,7	7,43	4,6	7,90	3,88	2,0
25°	25,1	12,7	9,2	9,86	5,60	3,3
30°	37,2	22,5	20,0	12,7	8,32	5,4
35°	57,8	41,4	44,0	16,8	12,8	9,6
40°	95,6	81,2	114,0	23,2	20,5	19,1
45°	172	173	320	34,1	35,1	27,0

Langkah selanjutnya adalah melakukan korelasi terhadap sudut geser tanah sehingga didapatkan koefisien daya dukung tanah sebagai berikut :

$$N_c = 15,16$$

$$N_q = 11,008$$

$$N_\gamma = 7,92$$

Lalu didapatkan daya dukung *ultimate* sebesar :

$$qult = 218,588 \text{ T/m}^2$$

Dengan *Safety factor* untuk tanah berpasir ($SF = 2$) maka didapat daya dukung tanah yang diijinkan sebesar :

$$q_{all} = \frac{q_{ult}}{SF} = \frac{218,588}{2} = 109,294 \text{ T/m}^2$$

- Reaksi Subgrade

Reaksi subgrade merupakan respon yang diberikan oleh tanah akibat pembebangan di atas tanah. Pada pondasi pelat, distribusi reaksi subgrade bergantung pada besarnya nilai k_s , dan kekakuan lentur pondasinya. Reaksi subgrade diinputkan ke tiap titik node dalam permdelan *Bottom Slab* dengan menggunakan luasan *divide 0,5 m*. Untuk deformasi ijin yang digunakan adalah tidak lebih dari 1 cm.

Divide area = 0,5 m

Daya dukung tanah $qa = 109,294 \text{ T/m}^2$

Subgrade pada joint tengah

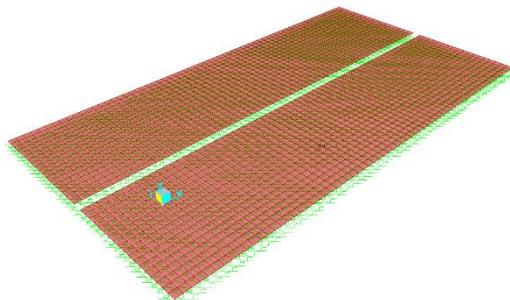
$$k_s = qa * \frac{0,5^2}{0,01} = 2732 \text{ T/m}$$

Subgrade pada joint tepi

$$k_s = qa * \frac{0,5^2}{0,01 * 2} = 1366,175 \text{ T/m}$$

Subgrade pada joint ujung pondasi

$$k_s = qa * \frac{0,5^2}{0,01 * 4} = 683,088 \text{ T/m}$$



Gambar 5. 19 Input permodelan reaksi subgrade pada bottom slab

c. Output gaya pada **bottom slab** kondisi akhir

Dari permodelan menggunakan program bantu SAP2000 didapatkan nilai gaya maksimum dan minimum pada *bottom slab* untuk setiap kombinasi pembebanan sebagai berikut :

Tabel 5. 88 Rekapitulasi gaya *bottom slab* kondisi akhir

KONDISI 4&5 (DOMINAN)	Beban	Ket.	M11 (kN.m)	M22 (kN.m)	Deformasi (mm)
BOTTOM SLAB	Layan	MAX	208,16	95,56	-1,09
		MIN	-82,90	-51,35	
	Kuat	MAX	380,23	129,14	0,84
		MIN	-169,37	-88,22	
	Ekstrem	MAX	88,53	546,24	0,84
		MIN	-62,79	-518,30	

d. Cek stabilitas struktur *bottom slab* pada kondisi akhir

- Kontrol deformasi struktur *bottom slab*

Deformasi yang diijinkan untuk perencanaan *underpass* ini maksimal 1 cm atau 10 mm.

Deformasi yang terjadi -1,09 mm (ke arah bawah)

Kontrol, $1,09 \text{ mm} < 10 \text{ mm}$ (**OK**)

Deformasi yang terjadi $0,84 \text{ mm}$ (ke arah atas)

Kontrol, $0,84 \text{ mm} < 10 \text{ mm}$ (**OK**)

- **Kontrol uplift**

Berikut adalah perhitungan dari kontrol *uplift* :

$$F = (5,9 - 4,4) \text{ m} \times 1 \text{ ton/m}^3 = 1,5 \text{ ton/m}^2$$

$$\Sigma F = 1,5 \text{ ton/m}^2 \times (33 \times 19) \text{ m} = 940,5 \text{ ton}$$

Berat struktur yang didapat dari program bantu SAP2000 adalah sebesar ($W = 3993,11 \text{ ton}$)

Kontrol, $940,5 \text{ ton} < 3993,11 \text{ ton}$ (**OK**)

e. **Cek kapasitas penulangan bottom slab kondisi akhir**

Berikut adalah contoh perhitungan untuk penulangan *bottom slab*, rekapitulasi hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.89

Spesifikasi Penampang

Mutu Beton (f_c') = 35 Mpa

Mutu Baja (f_y) = 400 Mpa

Tul. Transversal (D_1) = 25 mm

(D_2) = 22 mm

Tul. Longitudinal (D_1) = 22 mm

(D_2) = 16 mm

Tebal pelat (t) = 500 mm

Lebar pelat (b) = 9500 mm

Selimut atas (ts_1) = 50 mm

Selimut bawah (ts_2) = 70 mm

Tebal efektif atas (d_{top}) = 420 mm

Tebal efektif bawah (d_{bot}) = 397 mm

Tulangan Transversal

Tulangan Atas

Momen Ultimate (M_u) = 518,30 kN.m

Rencana Penulangan = D22 – 100mm

As terpasang (mm^2) = 3801,33 mm^2

$T = As \cdot F_y (\text{N/m}) = 1520530,84 \text{ N/m}$

$a = T/(0,85 \times f_c' \times b) = 63,89 \text{ mm}$

Momen Kapasitas

$$\phi M_n = 0,9 \cdot T \cdot (d \cdot a/2) = 530,79 \text{ kN.m/m'}$$

Cek kontrol M_u (518,30 kN.m) < ϕM_n (530,79 kN.m) ..OK

Tulangan Bawah

$$\text{Momen Ultimate (Mu)} = 546,24 \text{ kN.m}$$

$$\text{Rencana Penulangan} = D25 - 100\text{mm}$$

$$\text{As terpasang (mm}^2\text{)} = 4908,74 \text{ mm}^2$$

$$T = As \cdot F_y (\text{N/m}) = 1963495,41 \text{ N/m}$$

$$a = T/(0,85 \times f_c' \times b) = 66,00 \text{ mm}$$

Momen Kapasitas

$$\phi M_n = 0,9 \cdot T \cdot (d \cdot a/2) = 643,24 \text{ kN.m/m'}$$

Cek kontrol M_u (546,24 kN.m) < ϕM_n (643,24 kN.m) ..OK

Tulangan Longitudinal

Tulangan Atas

$$\text{Momen Ultimate (Mu)} = 169,37 \text{ kN.m}$$

$$\text{Rencana Penulangan} = D16 - 100\text{mm}$$

$$\text{As terpasang (mm}^2\text{)} = 2010,62 \text{ mm}^2$$

$$T = As \cdot F_y (\text{N/m}) = 804247,72 \text{ N/m}$$

$$a = T/(0,85 \times f_c' \times b) = 27,03 \text{ mm}$$

Momen Kapasitas

$$\phi M_n = 0,9 \cdot T \cdot (d \cdot a/2) = 294,22 \text{ kN.m/m'}$$

Cek kontrol M_u (169,37 kN.m) < ϕM_n (294,22 kN.m) ..OK

Tulangan Bawah

$$\text{Momen Ultimate (Mu)} = 380,23 \text{ kN.m}$$

$$\text{Rencana Penulangan} = D22 - 100\text{mm}$$

$$\text{As terpasang (mm}^2\text{)} = 3801,33 \text{ mm}^2$$

$$T = As \cdot F_y (\text{N/m}) = 1520530,84 \text{ N/m}$$

$$a = T/(0,85 \times f_c' \times b) = 63,89 \text{ mm}$$

Momen Kapasitas

$$\phi M_n = 0,9 \cdot T \cdot (d \cdot a/2) = 508,31 \text{ kN.m/m'}$$

Cek kontrol M_u (380,23 kN.m) < ϕM_n (508,31 kN.m) ..OK

Tabel 5. 89 Kebutuhan tulangan bottom slab kondisi akhir

KONDISI AKHIR			
Tulangan Transversal	ϕM_n	M_u	CEK

				kN.m	kN.m	
Tulangan atas	D22	-	100mm	539,79	518,30	OK
Tulangan bawah	D25	-	100mm	643,24	546,24	OK
Tulangan Longitudinal				ϕM_n	M _u	CEK
				kN.m	kN.m	
Tulangan atas	D16	-	100mm	294,22	169,37	OK
Tulangan bawah	D22	-	100mm	508,31	380,23	OK

5.4.8. Perencanaan Dinding Kondisi Akhir

a. Data spesifikasi struktur dinding kondisi akhir

- Mutu beton f_c' = 35 Mpa
 - Mutu baja f_y = 400 Mpa
 - Tebal dinding h = 200 mm
 - Tebal selimut t_s = 40 mm
 - Tulangan vertikal D_1 = 22 mm
 - Tulangan horizontal D_1 = 13 mm

b. *Output* gaya struktur dinding kondisi akhir

Dari permodelan menggunakan program bantu SAP2000 didapatkan nilai gaya maksimum dan minimum pada *dinding* untuk setiap kombinasi pembebanan sebagai berikut :

Tabel 5. 90 Rekapitulasi Output gaya dinding kondisi akhir

KONDISI 4&5 (DOMINAN)	Beban	M11 (Kn.m)	M22 (kN.m)	F3 (kN)	Deformasi (mm)
DINDING	Layan	5,31	76,26	49,25	0,662
		-10,43	-52,70	-40,88	
	Kuat	7,83	104,04	82,34	
		-15,11	-76,53	-89,88	

	Ekstrem	24,11	189,14	122,56	
		-25,60	-178,90	-148,30	

c. Cek stabilitas struktur dinding kondisi akhir

- **Kontrol deformasi struktur bottom slab**

Deformasi lateral yang diijinkan untuk perencanaan *underpass* ini maksimal 1 cm atau 10 mm.

Deformasi yang terjadi 0,66 mm

Kontrol, 0,66 mm < 10 mm (**OK**)

d. Cek kapasitas penulangan bottom slab kondisi akhir

Berikut adalah contoh perhitungan untuk penulangan *dinding*, rekapitulasi hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel (...). *Check kontrol* juga menggunakan SP Coloumn, di dapatkan kebutuhan tulangan vertikal dan tulangan horizontal pada *dinding*.

Spesifikasi Penampang

Mutu Beton (f_c') = 35 Mpa

Mutu Baja (f_y) = 400 Mpa

Tul. Vertikal (D_1) = 22 mm

Tul. Horizontal (D_2) = 13 mm

Tebal dinding (h) = 200 mm

Selimut (t_s) = 40 mm

Tebal efektif = 131,5 mm

Perhitungan Tulangan

Tulangan Vertikal

Momen Ultimate (M_u) = 189,14 kN.m

Rencana Penulangan = $D_{22} - 50\text{mm}$

As terpasang (mm^2) = 7602,65 mm^2

$T = As \cdot F_y (\text{N/m})$ = 3041061,69 N/m

$a = T/(0,85 \times f_c' \times b)$ = 102,22 mm

Momen Kapasitas

$\phi M_n = 0,9 \cdot T \cdot (d \cdot a/2)$ = 220,02 kN.m/m'

Cek kontrol M_u (189,14 kN.m) < ϕM_n (220,02 kN.m) ..**OK**

Tulangan Horizontal

Momen Ultimate (M_u) = 25,60 kN.m

Rencana Penulangan = $D_{13} - 100\text{mm}$

$$\text{As terpasang (mm}^2\text{)} = 1327,32 \text{ mm}^2$$

$$T = As \cdot F_y (\text{N/m}) = 530929,16 \text{ N/m}$$

$$a = T/(0,85 \times f_c' \times b) = 17,85 \text{ mm}$$

Momen Kapasitas

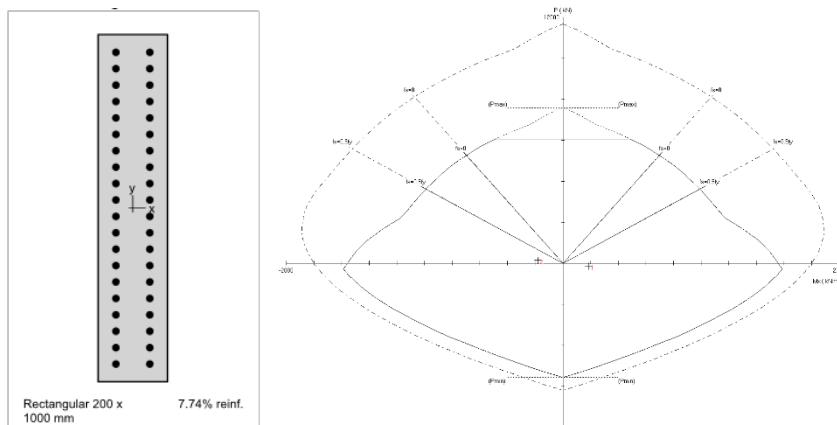
$$\phi M_n = 0,9 \cdot T \cdot (d \cdot a/2) = 58,57 \text{ kN.m/m'}$$

Cek kontrol, M_u (25,60 kN.m) < ϕM_n (58,57 kN.m) ..OK

Tabel 5. 91 Kebutuhan tulangan dinding kondisi akhir

TULANGAN DINDING				ϕM_n	M_u	CEK
				kN.m	kN.m	
Tulangan Vertikal	D22	-	50mm	220,02	189,14	OK
Tulangan Horizontal	D13	-	100mm	58,57	25,60	OK

- Kontrol kapasitas dinding dengan SP Coloumn



No	P_u kN	M_{ux} kNm	ϕM_{nx} kNm	$\phi M_n/M_u$
1	-122.00	189.00	1568.80	8.301
2	148.00	-178.00	-1543.83	8.673

Gambar 5. 20 Output Dinding Kondisi Akhir

5.4.9. Rekapitulasi Elemen Struktur pada Kondisi Akhir

a. Primary pile

Tabel 5. 92 Rekapitulasi tulangan primary pile kondisi akhir

Elemen struktur kondisi 3	Penulangan utama	Penulangan spiral
Primary pile tepi	22D22	D16-100mm
Priamry pile tengah	19D22	D16-100mm

b. Top Slab Komposit

Tabel 5. 93 Rekapitulasi tulangan top slab komposit kondisi akhir

Elemen struktur Top slab kondisi 3	Penulangan Transversal	Penulangan Longitudinal
Tulangan atas	D25 – 100mm	D19 - 100mm
Tulangan bawah	D19 – 100mm	D19 - 150mm

c. Capping beam

Tabel 5. 94 Rekapitulasi tulangan capping beam kondisi akhir

Capping beam	Tul. atas	Tul. bawah	Tul. samping	Tulangan geser
Tepi	6D22	6D22	7D25	2 D16-100mm
Tengah	5D22	8D22	5D25	4 D16-100mm

d. Bottom slab

Tabel 5. 95 Rekapitulasi tulangan bottom slab kondisi akhir

Elemen struktur Bottom Slab kondisi 3	Penulangan Transversal	Penulangan Longitudinal
Tulangan atas	D22 – 100mm	D16 - 100mm
Tulangan bawah	D25 – 100mm	D22 - 100mm

e. Dinding

Tabel 5. 96 Rekapitulasi tulangan dinding kondisi akhir

Elemen struktur kondisi 3	Penulangan Vertikal	Penulangan Horizontal
Dinding	D22 – 50mm	D13 - 100mm

5.5. Rencana Anggaran Biaya Global

Pada perencanaan alternatif *underpass* penulis ingin membandingkan anggaran biaya yang dikeluarkan dari perencanaan eksisting proyek dan perencanaan alternatif *underpass* dengan struktur *secant pile* secara global.

Rencana anggaran biaya secara global ini mencakup pekerjaan tanah dan pekerjaan struktur. Berikut merupakan hasil perhitungan rencana anggaran biaya secara global :

5.5.1. Rencana Anggaran Biaya Desain Eksisting

a. Pekerjaan tanah

Volume galian tanah : 8418 m³ (*sumber : data proyek*)

Spesifikasi alat berat :

- Excavator
 - Tipe alat : Kobelco SK 75 SR
 - Kapasitas bucket : 0,28 m³
 - Harga sewa/jam : Rp. 1.040.000,00 (*sumber : rahaya diesel*)
 - Jumlah alat : 2 unit
-
- Dump Truck
 - Tipe alat : Hino Dutro 130 HD
 - Kapasitas bucket : 5 m³
 - Harga sewa/jam : Rp. 500.000,00 (*sumber : purenti*)
 - Jumlah alat : 4 unit

Berdasarkan perhitungan produktifitas alat dan kebutuhan volume galian maka didapatkan hasil sebagai berikut :

Tabel 5. 97 Rekapitulasi pekerjaan tanah pada desain alternatif

PEKERJAAN TANAH DESAIN EKSISTING					
Item	Jumlah	Satuan	Durasi	Harga Satuan	Harga Total
	(unit)	(qty)	(hari)	(Rupiah)	(Rupiah)
Sewa Excavator	2	Unit	15	Rp 1.040.000,00	Rp 15.600.000,00
Sewa Dump Truck	4	Unit	15	Rp 500.000,00	Rp 30.000.000,00
Jumlah Biaya Alat				Rp	45.600.000,00

b. Pekerjaan Struktur

Pekerjaan struktur meliputi jumlah volume material beton ketika pengcoran dilakukan yang nantinya akan dikalikan dengan harga satuan beton *ready mix* sesuai dengan sumber yang tertera dan volume baja tulangan yang telah direncanakan.

- Harga satuan Beton *ready mix*
 - Beton mutu rendah (f_c' 10 Mpa) : Rp. 725.000,00/m³
 - Beton mutu sedang (f_c' 35 Mpa) : Rp. 815.000,00/m³ (*sumber : data proyek*)
- Harga baja tulangan ulir U32
 - Baja tulangan ulir U32 : Rp 14.110,00/kg (*sumber : data proyek*)
- Harga PCI Girder

- PCI Girder 125 L19m : Rp 96.272.018,00/buah (*sumber : data proyek*)

Berdasarkan perhitungan volume struktur eksisting didapatkan data volume beton dan volume tulangan sebagai berikut :

Tabel 5. 98 Rekapitulasi pekerjaan struktur pada desain eksisting

No. Item	Uraian Pekerjaan	Satuan	Harga Satuan (Rp)	Zona 3	
				Segmen 4	
				Volume	Total Harga (Rp)
A	PEKERJAAN STRUKTUR				
1	Beton mutu rendah ($f_c' = 10$ Mpa)	m^3	725.000,00	71,94	Rp 52.156.500,00
2	Beton mutu sedang ($f_c' = 35$ Mpa)	m^3	815.000,00	1091,31	Rp 889.417.650,00
3	Penyedian dan Pemasangan PCI Girder L = 19m	buah	96.272.018,00	17,00	Rp 1.829.168.342,00
4	Baja tulangan U32 ulir	kg	14.110,00	168469,37	Rp 2.377.102.830,45
Jumlah biaya pekerjaan struktur					Rp 5.147.845.322,45

c. Rekapitulasi biaya kondisi eksisting

Setelah mendapatkan hasil dari 2 pekerjaan diatas, maka dapat dijumlahkan hasilnya untuk mengetahui total biaya pelaksanaan kondisi eksisting

Tabel 5. 99 Total biaya pelaksanaan pada desain eksisting

No. Item	Uraian Pekerjaan	BIAYA PELAKSANAAN
A.	PEKERJAAN TANAH	Rp 45.600.000,00
B.	PEKERJAAN STRUKTUR	Rp 5.147.845.322,45
TOTAL BIAYA PELAKSANAAN		Rp 5.193.445.322,45

5.5.2. Rencana anggaran biaya desain alternatif

a. Pekerjaan tanah

Volume galian tanah : 3936,075 m³

Spesifikasi alat berat :

- Excavator
- Tipe alat : Kobelco SK 75 SR
- Kapasitas bucket : 0,28 m³
- Harga sewa/jam : Rp. 1.040.000,00 (*sumber : rahaya diesel*)
- Jumlah alat : 2 unit

- Dump Truck
- Tipe alat : Hino Dutro 130 HD
- Kapasitas bucket : 5 m³
- Harga sewa/jam : Rp. 500.000,00 (*sumber : purenti*)
- Jumlah alat : 4 unit

- Mesin Bor
- Tipe alat : SF-50 *Hydraulic CFA Rotary Rig*
- Diameter maks : 900 mm
- Harga sewa/jam : Rp. 1.200.000,00
- Jumlah alat : 2 alat

Berdasarkan perhitungan volume struktur alternatif didapatkan data volume beton dan volume tulangan sebagai berikut :

Tabel 5. 100 Rekapitulasi pekerjaan tanah pada desain alternatif

PEKERJAAN TANAH DESAIN ALTERNATIF					
Item	Jumlah	Satuan	Durasi	Harga Satuan	Harga Total
	(unit)	(qty)	(hari)	(Rupiah)	(Rupiah)
<i>Sewa Excavator</i>	2	Unit	7	Rp 1.040.000,00	Rp 7.280.000,00
<i>Sewa Dump Truck</i>	4	Unit	7	Rp 500.000,00	Rp 14.000.000,00
<i>Soilmec SF-50 Hydraulic CFA Rotary Rig</i>	2	Unit	10	Rp 1.200.000,00	Rp 24.000.000,00
Jumlah Biaya Alat per segmen				Rp	45.280.000,00

b. Pekerjaan struktur

Rekapitulasi volume beton dan baja tulangan yang telah direncanakan sebagai berikut :

Tabel 5. 101 Rekapitulasi volume beton dan tulangan pada desain alternatif

ELEMEN STRUKTUR	Mutu beton	Volume Beton	Volume tulangan
	(Mpa)	(m ³)	(kg)
<i>Lean Concrete</i>	10	60,54	-
<i>Primary Pile tepi</i>	35	263,83	65823,66
<i>Secondary Pile tepi</i>	10	172,62	-
<i>Primary pile tengah</i>	35	60,14	10993,53
<i>Capping beam tepi</i>	35	87,4	9525,05
<i>Capping beam tengah</i>	35	34,48	4508,94
<i>Top Precast pengaku</i>	35	91,35	10320,2
<i>Top precast</i>	35	109,62	12489,24
<i>Top Overtopping</i>	35	133,98	39049,99

<i>Bottom Slab</i>	35	302,72	63022,57
<i>Dinding tepi</i>	35	76,17	46046,2
<i>Dinding tengah</i>	35	20,2	
TOTAL fc' 10 Mpa		233,16	261778.67
TOTAL fc' 35 Mpa		1179,89	

Tabel 5. 102 Rekapitulasi pekerjaan struktur pada desain alternatif

No. Item	Uraian Pekerjaan	Satuan	Harga Satuan (Rp)	Zona 3	
				Segmen 4	
				Volume	Total Harga (Rp)
A	PEKERJAAN STRUKTUR				
1	Beton mutu rendah (fc' = 10 Mpa)	m ³	725.000,00	233,16	Rp 169.041.000,00
2	Beton mutu sedang (fc' = 35 Mpa)	m ³	815.000,00	1179,89	Rp 961.610.350,00
4	Baja tulangan U32 ulir	kg	14.110,00	261904,19	Rp 3.695.468.120,90
TOTAL HARGA RAB GLOBAL PER SEGMENT				Rp	4.826.119.470,90

c. Rekapitulasi biaya kondisi desain alternatif

Setelah mendapatkan hasil dari 2 pekerjaan diatas, maka dapat dijumlahkan hasilnya untuk mengetahui total biaya pelaksanaan kondisi eksisting.

Tabel 5. 103 Totak biaya pelaksanaan desain alternatif

No. Item	Uraian Pekerjaan	BIAZA PELAKSANAAN
A.	PEKERJAAN TANAH	Rp 45.280.000,00
B.	PEKERJAAN STRUKTUR	Rp 4.824.348.383,70
TOTAL BIAYA PELAKSANAAN		Rp 4.869.628.383,70

5.5.3. Perbandingan harga dan kesimpulan

Berdasarkan perhitungan rencana anggaran biaya global berdasarkan pekerjaan tanah dan pekerjaan struktur di dapat hasil sebagai berikut :

1. Pelaksanaan kondisi eksisting untuk 1 segmen sepanjang 33m menghabiskan dana sebesar Rp. 5.193.445.322,45-
2. Pelaksanaan kondisi desain alternatif untuk 1 segmen sepanjang 33m seperti yang direncakan menghabiskan dana sebesar Rp. 4.869.628.383,70-
3. Berdasarkan hasil tersebut dapat disimpulkan bahwa metode pelaksanaan desain alternatif *underpass* secara global lebih murah dan efisien dibanding dengan rencana desain eksisting.
4. Selisih dana antara desain eksisting dan desain alternatif sebesar Rp. 323.816.938,75.-

“halaman sengaja dikosongkan”

BAB VI

METODE PELAKSANAAN

6.1. Umum

Dalam setiap pekerjaan kosntruksi sebuah runtutan metode pelaksanaan merupakan hal yang tidak dapat dipisahkan. Penulis disini ingin memaparkan bagaimana metode pelaksanaan desain alternatif *underpass* yang telah direncanakan berlangsung. Tahap pelaksanaan ini akan diuraikan mengenai item-item pekerjaan kosntruksi terkait *underpass* dengan struktur *secant pile*. Proses pekerjaan secara garis besar yang akan dilakukan meliputi :

1. Pekerjaan *uitzet*
2. Pekerjaan *Secondary pile*
3. Pekerjaan *Primary pile*
4. Pekerjaan *Capping beam & pengaku Top precast*
5. Pekerjaan galian tanah & *dewatering*
6. Pekerjaan *replacemen* tanah dasar
7. Pekerjaan *Bottom slab*
8. Pekerjaan struktur Dinding
9. Pekerjaan *Top slab precast & overtopping*

6.2. Pekerjaan *Uitzet*

Sebelum pekerjaan galian dan struktur, terlebih dahulu harus mengetahui dan menentukan titik koordinat elemen struktur yang akan dibangun sesuai dengan rencana. Pengukuran *uitztet* meliputi menentukan titik koordinat, menentukan elevasi struktur dan menentukan batas struktur.

6.3. Pekerjaan *Secondary pile*

Struktur *secant pile* yang didahului untuk dilaksanakan adalah elemen *Secondary pile* dengan langkah-langkah sebagai berikut :

1. Pengeboran lubang *secondary pile* dengan *bor machine* sesuai dengan diameter rencana yaitu 600mm
2. Pemberian *slurry bentonite* kedalam lubang bor guna mencegah longsorinya pasir karena tanah di daerah proyek dominan berpasir
3. Pengecoran lubang *secondary pile* dengan beton bermutu rendah $f_c' = 10 \text{ Mpa}$
4. Melakukan langkah yang sama dengan jarak antar *secondary pile* sepanjang 1,18 m
5. Tunggu hingga beton *setting* hingga kurang lebih 3 hari

6.4. Pekerjaan *Primary pile*

Setelah beton pada *secondary pile* telah mengeras kurang lebih 3 hari dari waktu pengecoran, maka selanjutnya adalah melakukan pekerjaan *primary pile* dengan langkah-langkah sebagai berikut :

1. Pengeboran lubang untuk *primary pile* dilakukan dengan *bor machine* dengan diameter lebih besar yaitu 700mm. Untuk pengeboran *primary pile* diharuskan memotong/mengikis sebagian dari elemen *secondary pile*.
2. Pemberian *slurry bentonite* pada lubang *primary pile* agar mencegah longsorinya lubang
3. *Fabrikasi dan Instalasi* penulangan pada lubang *primary pile* setelah itu dilakukan pengecoran dengan beton bermutu sedang $f_c' = 35 \text{ Mpa}$
4. Setelah beton berumur 3 hari dilakukan pemasangan bekisting *capping beam* tepi dan tengah diatas *secant pile*
5. Lakukan langkah diatas untuk *secant pile* disisi yang lain dan juga pada *primary pile* tengah.

6.5. Pekerjaan *Capping beam & pengaku Top precast*

Pekerjaan *capping beam* dilakukan setelah konstruksi *primary pile* selesai dilaksanakan dan dilanjutkan dengan pemasangan beberapa *top precast* yang nantinya digunakan sebagai pengaku antara *secant pile* sebelum dilakukan *excavation*

atau galian struktur. Metode pelaksanaan pada kosntruksi ini dilakukan sebagai berikut :

1. Menggali tanah sesuai dengan kebutuhan agar pelaksanaan kosntruksi *capping beam* dapat dilaksanakan.
2. Pemasangan bekisting *capping beam* seelah beton pada *primary pile* sudah berumur 3 hari, sekaligus melakukan fabrikasi penulangan *capping beam*.
3. Setelah umur *primary pile* mencapai 7 hari dilakukan pengecoran *capping beam* dengan beton bermutu sedang $f_c' = 35 \text{ Mpa}$
4. Setelah itu dilakukan *curing* pada *capping beam* setelah beton berumur 3 hari dilakukan pembongkaran bekisting pada *capping beam*
5. Dilakukan urugan tanah kembali di samping *capping beam* sesuai dengan elevasi yang direncanakan
6. Setelah *capping beam* berumur 3 hari dan telah dilakukan urugan tanah kembali, maka selanjutnya dilakukan *erection* pengaku *top precast* dengan ukuran pelat $3,75\text{m} \times 8,7\text{m}$ diatas *capping beam* tepi dan tengah. Jumlah pengaku *top precast* sebanyak 8 buah.

6.6. Pekerjaan Galian tanah & dewatering

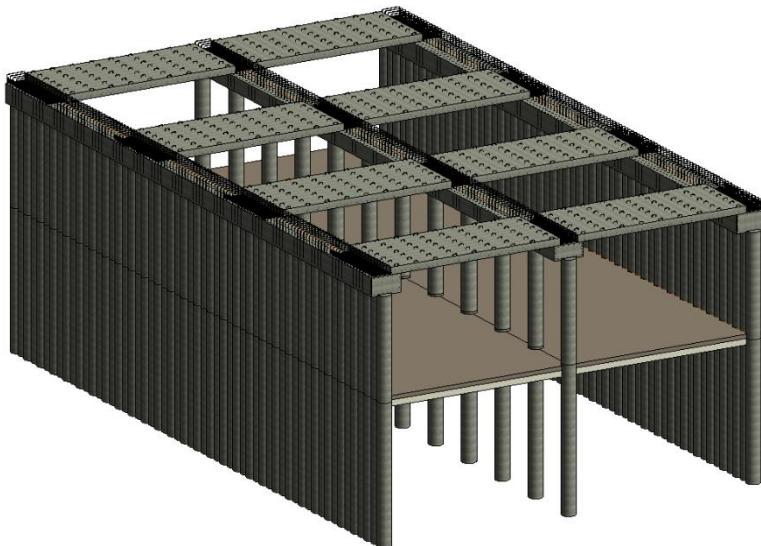
Pekerjaan galian tanah untuk struktur dilakukan setelah umur beton pada struktur *primary pile* telah berumur 28 hari. Setelah itu dilakukan penggalian struktur dengan menggunakan *Excavator* dengan hati-hati karena telah terdapat pengaku *top precast* yang telah terpasang. Penggalian dilakukan hingga mencapai elevasi rencana yaitu -6,5 m.

Mempersiapkan *pompa* air utnuk mempersiapkan jika didapati terdapat air yang bersumber dari dasar galian agar langsung dipompa keluar dari area galian sehingga diusahakan area galian terbebas dari genangan air.

6.7. Pekerjaan *Replacement tanah dasar & Lean concrete*

Pekerjaan Replacemen tanah dasar menggunakan 2 jenis agregat dalam perencanaan *underpass* ini, yaitu sirtu dengan tebal 300mm dan lapis pondasi kelas B dengan tebal 200mm yang sekaligus telah dipadatkan dengan *vibro roller*.

Setelah itu, diatas LPB dilakukan pengecoran *lean concrete* dengan tebal 100mm menggunakan beton bermutu rendah $f_c' = 35$ Mpa sebagai lantai kerja untuk pekerjaan *bottom slab*.



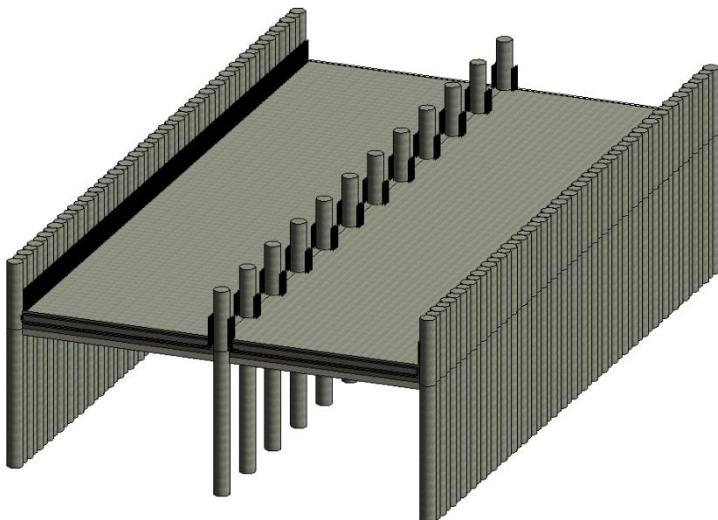
Gambar 6. 1 Metode pengaku top precast

6.8. Pekerjaan *Bottom slab*

Pekerjaan *Bottom slab* meliputi beberapa metode sebagai berikut :

1. Instalasi tulangan sesuai dengan rencana yang telah disetujui
2. Pengecoran *bottom slab* dilakukan menggunakan beton bermutu rendah $f_c' = 35$ Mpa dengan ketebalan 500mm

3. Dilakukan *curing* dengan menggunakan *curing compound* saat beton akan *setting* dan pelapisan dengan *geotextile* diatas *bottom slab* yang disirami dengan air secara rutin.



Gambar 6. 2 3D Bottom Slab

6.9. Pekerjaan Struktur Dinding

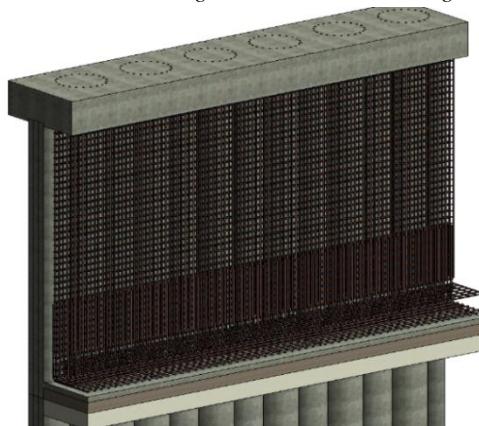
Pekerjaan struktur dinding berfungsi sebagai penahan *bottom slab* agar tidak terangkat akibat gaya *uplift* dan juga memiliki fungsi arsitektur untuk memperindah *underpass* karena menutupi eksisting dari secant pile. Berikut merupakan langkah-langkah konstruksi dinding :

1. Penulangan dinding yang disambungkan pada stek yang sebelumnya terpasang pada *bottom slab*.
2. Pemasangan *bekisting*
3. Pengecoran dinding dengan menggunakan beton bermutu sedang $f_c' = 35 \text{ Mpa}$.

4. Setelah berumur 3 hari dilakukan pembongkaran bekisting dinding
5. Dilakukan curing pada dinding



Gambar 6. 3 3D tulangan bottom slab & dinding tengah

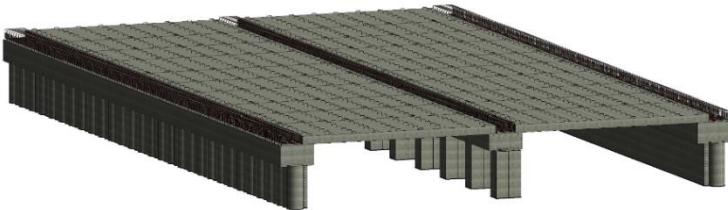


Gambar 6. 4 3D tulangan bottom slab & dinding tepi

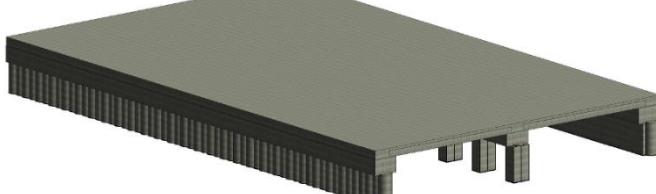
6.10. Pekerjaan *Top slab precast & Overtopping*

Merupakan pekerjaan struktural atas yang dilakukan ketika galian dan struktur *bottom* telah selesai dilakukan. Berikut merupakan metode pelaksanaannya :

1. *Erection top precast* dengan ukuran pelat 3m x 8,7m pada bagian atas *capping beam* tengah dan tepi.
2. Dilakukan penulangan bagian atas top precast dengan tulangan yang telah direncanakan.
3. Pemasangan bekisting dibagian samping-samping struktur.
4. Pengecoran *top overtopping* dengan ketebalan 150mm dengan menggunakan beton bermutu sedang $f'_c = 35$ Mpa
5. Dilakukan *curing* dengan menggunakan *curing compound* saat beton akan *setting* dan pelapisan dengan *geotextile* diatas *bottom slab* yang disirami dengan air secara rutin.



Gambar 6. 4 3D Top precast



Gambar 6. 3 3D Top overtopping

“halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VII

PENUTUP

7.1. Kesimpulan

Berdasarkan perencanaan struktur yang dilakukan dalam penyusunan Tugas Akhir “Desain Alternatif Proyek *Underpass Yogyakarta International Airport Dengan Struktur Secant Pile*” maka dapat diambil beberapa poin kesimpulan diantaranya :

a. Dimensi struktur

Berdasarkan perencanaan struktur yang telah dilakukan didapatkan beberapa elemen struktur baru yaitu :

1. Primary pile

- Diameter *Primary pile tepi* $D = 700 \text{ mm}$
- Diameter *Primary pile tengah* $D = 700 \text{ mm}$
- Kedalaman *Primary pile* $H = 13000 \text{ mm}$

2. Secondary pile

- Diameter *Secondary pile* $D = 600 \text{ mm}$
- Kedalaman *Secondary pile* $H = 13000 \text{ mm}$

3. Capping beam

- *Capping beam tepi* $h = 900 \text{ mm}$
 $b = 1500 \text{ mm}$
- *Capping beam tengah* $h = 700 \text{ mm}$
 $b = 1500 \text{ mm}$

4. Bottom slab

- Tebal *bottom slab* $t = 500 \text{ mm}$

5. Dinding

- Tebal dinding $t = 200 \text{ mm}$

6. Top slab

- Pengaku *top precast* $h = 350 \text{ mm}$
 $b = 3750 \text{ mm}$
 $p = 8700 \text{ mm}$
- *Top precast* $h = 350 \text{ mm}$
 $b = 3000 \text{ mm}$

- *Top Overtopping*

$p = 8700 \text{ mm}$
 $h = 150 \text{ mm}$

b. Software yang digunakan

Analisa struktur untuk mengetahui gaya yang terjadi yang digunakan dalam perencanaan untuk tugas akhir ini menggunakan SAP2000 v22. Sedangkan pada perhitungan *primary pile* dan dinding menggunakan SP Column. Untuk penggambaran hasil perencanaan menggunakan Autodesk Revit 2019.

c. Metode Pelaksanaan

Dalam metode pelaksanaan desain alternatif dimulai dari pekerjaan *secant pile* yang dalam proses paska pengeborannya diberi *slurry bentonite* untuk mencegah kelongsoran pada lubang. Setelah *primary pile* berumur 3 hari, dimulai konstruksi untuk bekisting *capping beam* dan saat *primary pile* berumur 7 hari dilakukan proses pengecoran *capping beam*.

Setelah *capping beam* berumur 7 hari, dilakukan *erection* pengaku *top precast* yang digunakan untuk pengaku antara *primary pile* sebelum dilakukan penggalian. Pada saat *primary pile* berumur 28 hari, mulai dilakukan penggalian struktur sedalam -6,5m dari muka tanah eksisting, dilanjutkan dengan *replacement* tanah dasar.

Selanjutnya, dilakukan pekerjaan *bottom slab* dan pekerjaan dinding struktur dengan metode konvensional. Dilakukan kembali *erection top precast* sisanya yang diletakkan diatas *capping beam*, kemudian dilakukan pengecoran *top overtopping* diatas *top precast* yang sebelumnya telah dipasang *support* atau perancah di tengah bentang untuk mereduksi tegangan yang terjadi.

d. Perbandingan anggaran biaya global

Penulis ingin membandingkan anggaran biaya secara global yang meliputi pekerjaan tanah dan pekerjaan struktur antara perencanaan eksisting dan perencanaan desain alternatif. Berdasarkan perhitungan anggaran biaya secara global didapatkan hasil sebagai berikut :

1. Anggaran biaya pada perencanaan eksisting yang meliputi pekerjaan tanah dan pekerjaan struktur menghabiskan dana sebesar Rp. Rp. 5.193.445.322,45-
2. Anggaran biaya pada perencanaan desain alternatif yang meliputi pekerjaan tanah dan pekerjaan struktur menghabiskan dana sebesar Rp. 4.869.628.383,70-

7.2. Saran

Ada beberapa hal yang dapat penulis sarankan terkait hasil dari perencanaan alternatif *underpass* dalam proyek akhir ini, antara lain :

1. Perlu pengawasan dengan baik pada saat pelaksanaan *secant pile* mulai dari pemasangan *secondary pile* hingga pemasangan *primary pile*.
2. Perlu pengawasan juga saat pelaksanaan sambungan antara elemen beton pracetak *top slab* karena sambungan beton pracetak tidak semonolit seperti sambungan beton konvesional lainnya.
3. Perlu penelitian penyelidikan tanah lebih lanjut perihal perencanaan *secant pile*.

“halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional. (2004). *Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan (RSNI t-12-2004)*. Jakarta: BSN.
- Badan Standarisasi Nasional. (2013). *Persyaratan Beton struktural untuk Bangunan Gedung(SNI 03-2847-2013)*. Jakarta: BSNI.
- Badan Standarisasi Nasional. (2016). *Pembebanan untuk Jembatan (SNI 1725-2016)*. Jakarta: BSNI.
- Badan Standarisasi Nasional. (2013). *Perancangan Jembatan terhadap Beban Gempa (SNI2833-2013)*. Jakarta: BSNI.
- Badan Standarisasi Nasional. (2017). *Persyaratan perancangan geoteknik (SNI8460-2017)*. Jakarta: BSNI.
- Das, B. (1995). *Mekanika Tanah Jilid 1 (Indrasurya B. Mochtar & N. Endah, Trans)*. Surabaya: Erlangga.
- Hardiyatmo, H. C. (2008). *Teknik Fondasi II*.
- HS., S. (1988). *Pondasi Tiang Pancang Jilid II*. Surabaya: Sinar Wijaya.
- M. Das, B. (1995). *Mekanika Tanah Jilid 2 (Indrasurya B. Mochtar & N. Endah, Trans)*. Surabaya: Erlangga.
- PT. Wiajaya Karya-Miratama Cipta Mandiri, KSO. (2018). *Laporan Perencanaan Underpass Bandara NYIA*. Kulonprogo.
- Sosrodarsono, S., & Nakazawa, K. (2000). *Mekanika Tanah & Teknik Pondasi*. Jakarta: PT.Pradnya Paramita.
- Wahyudi, H. (1999). *Daya Dukung Pondasi Dalam*. Surabaya: Teknik Sipil FTSP ITS.

“halaman ini sengaja dikosongkan”

BIODATA PENULIS



Penulis dengan nama lengkap Kusuma Indrasurya dilahirkan di Surabaya, 11 Juli 1998 dan merupakan anak pertama dari dua bersaudara. Penulis merupakan lulusan dari SDN Kedungturi, juga lulusan dari SMPN 2 Taman Sidoarjo dan SMAN 1 Taman Sidoarjo. Selain itu penulis juga aktif dikegiatan kemahasiswaan selama 3 tahun. Sempat menduduki posisi atau jabatan sebagai Ketua Lembaga Eksekutif

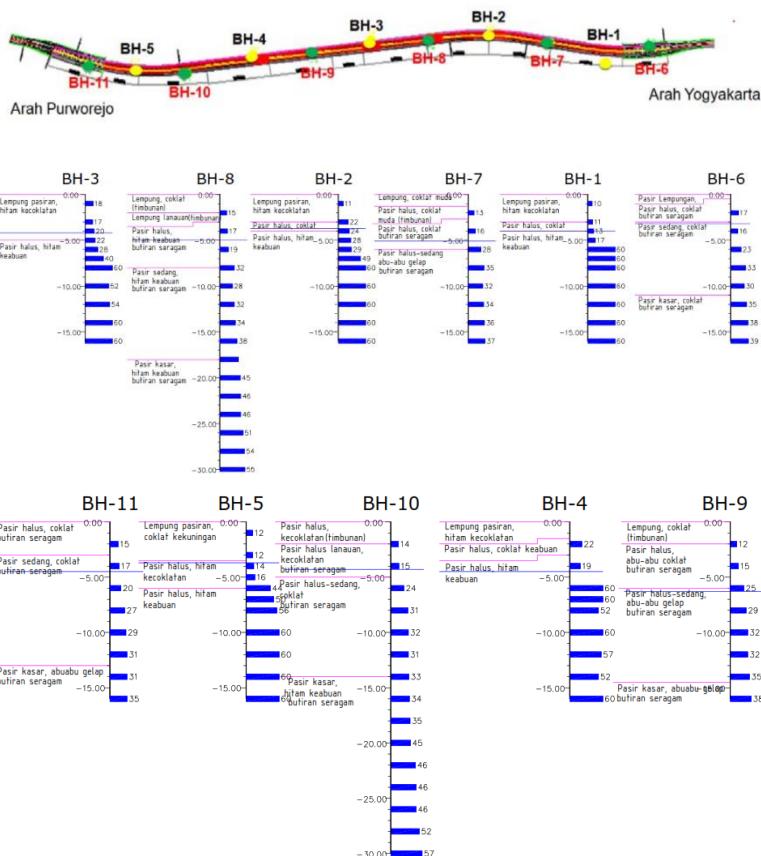
Himpunan Mahasiswa Diploma Sipil (HMDS ITS) periode 2018-2019 dan menjadi staff di Departemen Pengembangan Sumber Daya Mahasiswa di Lembaga Minat Bakat (LMB) ITS pada periode 2017-2018.

Penulis memiliki pengalaman magang pada proyek *Underpass Yogyakarta International Airport* yang kontraktor pelaksananya adalah PT. WIKA-MCM,KSO. Memiliki pengalaman magang juga pada proyek Jalan Lingkar Luar Timur Surabaya yang kontraktor pelaksananya adalah PT. Prasasti-Tiara-Ayunda,KSO.

Penulis dapat dihubungi melalui email : kindrasurya@gmail.com

“halaman sengaja dikosongkan”

LAMPIRAN 1 DATA TANAH



LAMPIRAN 2
Rekapitulasi Tekanan Tanah

N-SPT	Jenis Tanah		Gs	Angka pori	Kadar Air	Kohesi	Sudut Geser	γ	γ_w	γ_{sat}	γ'
					%	kN/m ²	φ	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³
16	Lempung	Stiff	3,18	1,12	0,23	0,00	34,18	18,40	10,00	20,28	10,28
40	Pasir	Dense	2,84	0,79	0,18	0,00	33,90	18,77	10,00	20,28	10,28
55	Pasir	Very Dense	2,71	0,72	0,20	0,00	33,76	18,85	10,00	19,94	9,94

σ sudut geser	Depth (m)	Jenis tanah	σq	σa1	σa2	σa3	σw	σtot	Patot
			kN/m ²	kN/m					
34,2	0	Lempung lanauan, coklat (stiff)	4,209	0,000			0	4,209	0,000
	-0,5		4,209	2,582			0	6,790	2,750
	-1		4,209	5,164			0	9,372	6,790
	-1,5		4,209	7,745			0	11,954	12,122
	-2		4,209	10,327			0	14,536	18,745
	-2,5		4,209	12,909			0	17,118	26,658
	-3		4,209	15,491			0	19,700	35,862
33,9	-3,5	Pasir halus, pasir sedang	4,259	15,675	2,664		0	22,598	23,409
	-4		4,259	15,675	5,329		0	25,262	35,373
	-4,5		4,259	15,675	5,621		5	30,554	48,141

	-5	hitam keabuan (Dense)	4,259	15,675	7,080		10	37,013	64,722
	-5,5		4,259	15,675	8,539		15	43,472	84,533
	-6		4,259	15,675	9,998		20	49,931	107,573
	-6,5		4,259	15,675	11,457		25	56,391	133,843
	-7		4,259	15,675	12,917		30	62,850	163,342
	-7,5		4,259	15,675	14,376		35	69,309	196,071
	-8		4,259	15,675	15,835		40	75,768	232,029
	-8,5		4,259	15,675	17,294		45	82,227	271,218
	-9		4,259	15,675	18,753		50	88,687	313,635
	-9,5		4,259	15,675	20,212		55	95,146	359,283
	-10		4,259	15,675	21,672		60	101,605	408,159
	-10,5		4,259	15,675	23,131		65	108,064	460,266
	-11		4,259	15,675	24,590		70	114,523	515,602
	-11,5		4,259	15,675	26,049		75	120,982	574,168
	-12		4,259	15,675	27,508		80	127,442	635,963

	-12,5		4,259	15,675	28,968		85	133,901	700,988
	-13		4,259	15,675	30,427		90	140,360	769,242
	-13,5		4,259	15,675	31,886		95	146,819	840,726
	-14		4,259	15,675	33,345		100	153,278	915,440
	-14,5		4,259	15,675	34,804		105	159,738	993,383
	-15		4,259	15,675	36,264		110	166,197	1074,556
	-15,5		4,259	15,675	37,723		115	172,656	1158,959
	-16		4,259	15,675	39,182		120	179,115	1246,591
	-16,5		4,259	15,675	40,641		125	185,574	1337,452
	-17		4,259	15,675	42,100		130	192,034	1431,543
	-17,5		4,259	15,675	43,559		135	198,493	1528,864
	-18		4,259	15,675	45,019		140	204,952	1629,415
	-18,5		4,284	15,767	44,034	1,420	145	210,504	1160,754
	-19		4,284	15,767	44,034	2,839	150	216,924	1267,612
33,76	-19,5	Pasir kasar hitam keabuan (Very Dense)	4,284	15,767	44,034	4,259	155	223,344	1377,678
	-20		4,284	15,767	44,034	5,678	160	229,763	1490,955
	-20,5		4,284	15,767	44,034	7,098	165	236,183	1607,442

	-21		4,284	15,767	44,034	8,518	170	242,602	1727,138
	-21,5		4,284	15,767	44,034	9,937	175	249,022	1850,044
	-22		4,284	15,767	44,034	11,357	180	255,442	1976,160
	-22,5		4,284	15,767	44,034	12,776	185	261,861	2105,486
	-23		4,284	15,767	44,034	14,196	190	268,281	2238,021
	-23,5		4,284	15,767	44,034	15,616	195	274,700	2373,767
	-24		4,284	15,767	44,034	17,035	200	281,120	2512,722
	-24,5		4,284	15,767	44,034	18,455	205	287,540	2654,887
	-25		4,284	15,767	44,034	19,875	210	293,959	2800,262
	-25,5		4,284	15,767	44,034	21,294	215	300,379	2948,846
	-26		4,284	15,767	44,034	22,714	220	306,799	3100,640
	-26,5		4,284	15,767	44,034	24,133	225	313,218	3255,645
	-27		4,284	15,767	44,034	25,553	230	319,638	3413,859
	-27,5		4,284	15,767	44,034	26,973	235	326,057	3575,282
	-28		4,284	15,767	44,034	28,392	240	332,477	3739,916

	-28,5		4,284	15,767	44,034	29,812	245	338,897	3907,759
	-29		4,284	15,767	44,034	31,231	250	345,316	4078,813
	-29,5		4,284	15,767	44,034	32,651	255	351,736	4253,075
	-30		4,284	15,767	44,034	34,071	260	358,155	4430,548

LAMPIRAN 3
REKAPITULASI DAYA DUKUNG TIANG DALAM

Dept h (m)	N- Valu e	di/Ni	fi	fi x t	$\sum fi \times t$	P bearing (Rp) = qd $\times A$	P friction (Rf)=kell tiangx $\sum fi$ $\times t$	Pijin (ton)		Pijin (ton)		Pull out		Pull out	
								SF =	3,0	SF =	2,0	SF =	3,0	SF =	2,0
			T/m ²	T/m	T/m	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	
0	0		0,00	0,00	0,00	352,90	0,00	117,63	176,45	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
-1	7	0,143	3,50	3,50	3,50	56,57	7,70	20,46	31,17	3,53	4,81				
-2	15	0,067	7,50	7,50	11,00	121,23	24,19	46,55	70,78	9,99	14,02				
-3	16	0,063	8,00	8,00	19,00	129,31	41,78	54,14	82,66	16,81	23,78				
-4	17	0,059	8,50	8,50	27,50	137,39	60,48	62,11	95,08	24,01	34,09				
-5	18	0,056	9,00	9,00	36,50	145,47	80,27	70,44	108,06	31,57	44,94				
-6	19	0,053	9,50	9,50	46,00	153,55	101,16	79,13	121,58	39,49	56,35				
-7	25,5	0,039	12,00	12,00	58,00	206,08	127,55	104,48	160,08	49,25	70,51				
-8	32	0,031	12,00	12,00	70,00	258,62	153,94	129,82	198,58	59,01	84,67				

-9	29	0,034	12,00	12,00	82,00	234,37	180,33	129,57	198,69	68,77	98,82
-10	27	0,037	12,00	12,00	94,00	218,21	206,72	132,02	202,84	78,53	112,98
-11	29	0,034	12,00	12,00	106,00	234,37	233,11	145,24	223,16	88,29	127,14
-12	32	0,031	12,00	12,00	118,00	258,62	259,50	161,16	247,51	98,04	141,29
-13	33	0,030	12,00	12,00	130,00	266,70	285,88	171,69	263,78	107,80	155,45
-14	34	0,029	12,00	12,00	142,00	274,78	312,27	182,21	280,06	117,56	169,61
-15	36	0,028	12,00	12,00	154,00	290,94	338,66	195,44	300,37	127,32	183,76
-16	38	0,026	12,00	12,00	166,00	307,11	365,05	208,66	320,69	137,08	197,92
-17	39	0,026	12,00	12,00	178,00	315,19	391,44	219,19	336,96	146,84	212,08
-18	40	0,025	12,00	12,00	190,00	323,27	417,83	229,72	353,23	156,60	226,23
-19	42	0,024	12,00	12,00	202,00	339,43	444,22	242,94	373,55	166,35	240,39
-20	45	0,022	12,00	12,00	214,00	363,68	470,61	258,85	397,90	176,11	254,55
-21	45,5	0,022	12,00	12,00	226,00	367,72	497,00	268,04	412,16	185,87	268,70
-22	45,5	0,022	12,00	12,00	238,00	367,72	523,39	275,87	424,39	195,63	282,86
-23	46	0,022	12,00	12,00	250,00	371,76	549,78	285,05	438,64	205,39	297,02
-24	46	0,022	12,00	12,00	262,00	371,76	576,17	292,89	450,87	215,15	311,17
-25	49	0,020	12,00	12,00	274,00	396,01	602,56	308,80	475,23	224,91	325,33
-26	51	0,020	12,00	12,00	286,00	412,17	628,95	322,02	495,54	234,66	339,49

-27	53	0,019	12,00	12,00	298,00	428,33	655,34	335,25	515,86	244,42	353,65
-28	54	0,019	12,00	12,00	310,00	436,41	681,73	345,77	532,13	254,18	367,80
-29	54,5	0,018	12,00	12,00	322,00	440,46	708,11	354,96	546,38	263,94	381,96
-30	55	0,018	12,00	12,00	334,00	444,50	734,50	364,14	560,64	273,70	396,12

LAMPIRAN 4
REKAPITULASI NILAI SPRING KONSTANT

Depth (m)	Jenis tanah	N- Value	Eo = 28N	ko	k	ky=kx	kv = a . Ap . Ep / Li
			kg/cm^2	kg/cm^3	kg/cm^3	ton/m	ton/m
0	Lempung lanauan, coklat	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
-1		7	196	1,620	1,620	1133,863	61911,999
-2		15	420	3,471	3,471	2429,706	30955,999
-3		16	448	3,702	3,702	2591,687	20637,333
-4	Pasir halus, pasir sedang hitam keabuan	17	476	3,934	3,934	2753,667	15478,000
-5		18	504	4,165	4,165	2915,648	12382,400
-6		19	532	4,397	4,397	3077,628	10318,666
-7		25,5	714	5,901	5,901	4130,501	8844,571
-8		32	896	7,405	7,405	5183,374	7739,000

-9		29	812	6,711	6,711	4697,432	6879,111
-10		27	756	6,248	6,248	4373,472	6191,200
-11		29	812	6,711	6,711	4697,432	5628,364
-12		32	896	7,405	7,405	5183,374	5159,333
-13		33	924	7,636	7,636	5345,354	4762,461
-14		34	952	7,868	7,868	5507,334	4422,286
-15		36	1008	8,330	8,330	5831,295	4127,467
-16		38	1064	8,793	8,793	6155,256	3869,500
-17		39	1092	9,025	9,025	6317,237	3641,882
-18		40	1120	9,256	9,256	6479,217	3439,555
-19	Pasir kasar hitam keabuan	42	1176	9,719	9,719	6803,178	3258,526
-20		45	1260	10,413	10,413	7289,119	3095,600
-21		45,5	1274	10,529	10,529	7370,109	2948,190
-22		45,5	1274	10,529	10,529	7370,109	2814,182
-23		46	1288	10,644	10,644	7451,100	2691,826
-24		46	1288	10,644	10,644	7451,100	2579,667

-25		49	1372	11,339	11,339	7937,041	2476,480
-26		51	1428	11,801	11,801	8261,002	2381,231
-27		53	1484	12,264	12,264	8584,963	2293,037
-28		54	1512	12,496	12,496	8746,943	2211,143
-29		54,5	1526	12,611	12,611	8827,933	2134,897
-30		55	1540	12,727	12,727	8908,923	2063,733

LAMPIRAN 5

RAB PERBANDINGAN

PEKERJAAN BOR SECANT PILE 1 SEGMENT

A. DATA

TIPE	Dimensi		Jumlah Bore Pile
	Diameter	Kedalaman	
	m	m	
<i>Primary Pile</i>	0,7	13	70
<i>Secondary pile</i>	0,6	13	56
Jumlah			126

Spesifikasi Alat :

- Merk = Soilmec
- Model = SF-50 Hydraulic CFA Rotary Rig
- Berat = 35 ton
- Diameter Max = 900 mm
- Kedalaman Max = 25 mm
- Jumlah Alat = 2 buah

B. DURASI

Waktu Siklus Pengeboran (Cycle Time)

Waktu Pengeboran 1 Bore Pile		
Pekerjaan	Waktu	
Cek Titik Bore Pile	2	menit
Persiapan Alat	2	menit
Cek Ketegakan Alat	3	menit
Slurry Bentonite	10	menit
Pengeboran	20	menit
Cleaning	5	menit
Instalasi Besi	8	menit
Pengcoran	20	menit
Total Waktu	70	menit
	1,167	jam

Kapasitas Produksi 1 Alat per Hari

$$\begin{aligned}
 \bullet & \quad \text{Jam Kerja Efektif 1 Hari} & = & \quad 8 \quad \text{jam} \\
 \bullet & \quad \text{Kapasitas Produksi} & = & \frac{\text{Jam Kerja Efektif 1 Hari}}{\text{Cycle Time}} \\
 & & = & \frac{8}{1,167} \\
 & & = & 7 \quad \text{titik / hari} \\
 \bullet & \quad \text{Kapasitas Produksi Total} & = & \frac{\text{Jumlah Alat}}{7} \times \text{Kapasitas Produksi} \\
 & & = & \frac{2}{7} \times 7 \\
 & & = & 14 \quad \text{titik / hari}
 \end{aligned}$$

Total Waktu Bore Pile

$$\begin{aligned}
 & = \frac{\text{Jumlah Titik Bore Pile}}{\text{Kapasitas Produksi Total}} \\
 & = \frac{126}{14} \\
 & = 9 \quad \text{hari}
 \end{aligned}$$

Durasi Pengeboran

$$\begin{aligned}
 & = \frac{\text{Waktu Siklus Bor}}{\text{Jumlah Alat Bor}} \times \text{Jumlah Bore Pile} \\
 & = \frac{70}{2} \times 126 \\
 & = 4410 \quad \text{menit} \\
 & = 73,5 \quad \text{jam} \\
 & = 9,188 \quad \text{hari} \quad = \quad 10 \quad \text{hari}
 \end{aligned}$$

C. KEBUTUHAN BIAYA PENGEBORAN

Biaya Alat					
Item	Jumlah	Satuan	Durasi	Harga Satuan	Harga Total
<i>Soilmec SF-50 Hydraulic CFA Rotary Rig</i>	2	Unit	10	Rp 1.200.000,00	Rp 24.000.000,00
Jumlah Biaya Alat					Rp 24.000.000,00

PEKERJAAN GALIAN TANAH PER 1 SEGMENT

A. DATA

$$\text{Volume Galian} = 3936,075 \text{ m}^3$$

FAKTOR BUCKET

Tabel 4. Faktor Bucket

Kondisi Pemuatan		Faktor
Ringan	Menggali dan memuat dari stockpile atau material yang telah dikeruk oleh excavator lain, yang tidak membutuhkan gaya gali dan dapat dimuat munjung dalam bucket.	1.0 - 0.8
	Pasir, tanah berpasir, tanah koloidal dengan kadar air sedang.	
Sedang	Menggali dan memuat dari stockpile lepas dari tanah yang lebih sulit untuk digali dan dikeruk tetapi dapat dimuat hampir munjung.	0.8 - 0.6
	Pasir kering, tanah berpasir, tanah campuran tanah liat, tanah liat, gravel yang belum disaring, pasir yang memadat dan sebagainya, atau menggali dan memuat gravel langsung dari bukit-grave-asli.	
Agak Sulit	Menggali dan memuat batu-batu pecah, tanah liat yang keras, pasir campur kerikil, tanah berpasir, tanah koloidal liat, tanah liat, dengan kadar air tinggi, yang telah di stockpile oleh excavator lain. Sulit untuk mengisi bucket dengan material tersebut.	0.6 - 0.5
Sulit	Bongkahan, batuan besar dengan bentuk tak teratur dengan ruangan diantaranya batuan hasil ledakan, batu bundar, pasir campur batu-batu bundar, tanah berpasir, tanah campur tanah liat, tanah liat yang sulit untuk dikeruk dengan bucket.	0.5 - 0.4

Sumber : Rochmanhadi, 1985 "Perhitungan Biaya Pelaksanaan Menggunakan Alat

FAKTOR KONDISI ALAT

Tabel 2.1 Faktor Kondisi Alat

Kondisi Operasi Alat	Pemeliharaan Mesin				
	Baik Sekali	Baik	Sedang	Buruk	Buruk Sekali
Baik Sekali	0,83	0,81	0,76	0,7	0,63
Baik	0,78	0,75	0,71	0,65	0,6
Sedang	0,72	0,69	0,65	0,6	0,54
Buruk	0,63	0,61	0,57	0,52	0,45
Buruk Sekali	0,52	0,5	0,47	0,42	0,32

Sumber : Rochmanhadi, 1985 "Perhitungan Biaya Pelaksanaan Menggunakan Alat Berat"

WAKTU GALI (detik)

Kondisi Gali / Kedalaman Gali	Ringan	Sedang	Agak Sulit	Sulit
0 m - 2 m	6	9	15	26
2 m - 4 m	7	11	17	28
4 m - lebih	8	13	19	30

Sumber : Rochmanhadi, 1985 "Perhitungan Biaya Pelaksanaan Menggunakan Alat

WAKTU PUTAR (detik)

Sudut Putar	Waktu Putar
45°-90°	4 - 7
90°-180°	5 - 8

Sumber : Rochmanhadi, 1985 "Perhitungan Biaya Pelaksanaan Menggunakan Alat

WAKTU BUANG (detik)

Kondisi Pembuangan	Waktu
Ke Dump Truck	5 - 8
Ke Tempat Pembuangan	3 - 6

Sumber : Rochmanhadi, 1985 "Perhitungan Biaya Pelaksanaan Menggunakan Alat

Tabel 3-7 disajikan kapasitas angkut, jarak ekonomis, waktu memuat dan membongkar dan kecepatan angkut.

Jenis Alat Angkut	Kapasitas m ³	Jarak Angkut m	Waktu		km/jam	
			(menit)		Kecepatan Angkut Bermuatan	Kosong
			Memuat	Membongkar		
1. Kereta dorong *(wheel barrow)	0.05 - 0.11	sampai 50	1 - 3	0.2 - 0.4	25 - 45	35-60
2. Kereta tarik 2 roda (dengan orang)	0.05 - 0.15	sampai 50	1 - 3	0.2 - 0.4	25 - 45	35-60
3. Front end loader's						
a. roda empat	0.25 - 1.5	sampai 500	0.5 - 1	0.2 - 0.5	6.5 - 24	10 - 32
b. dengan roda rantai	0.25 - 6.8	sampai 500	0.5 - 1.3	0.2 - 0.7	4.8 - 20	6 - 24
4. Gerobak ditarik traktor**	2.25 - 19	sampai 850	1 - 3	0.3 - 1	4.8 - 16	6 - 20
5. Scraper ditarik trator***						
a. dengan roda rantai	3.8 - 22.5	sampai 850	1 - 2	0.3 - 1	5 - 11	6 - 16
b. ban karet	3.8 - 22.5	sampai 1750	1 - 2	0.3 - 1	16 - 32	24 - 48
6. Dump truck***	1.5 - 15	sampai 175	1 - 3	0.5 - 2	16 - 75	24 - 95

* Kecepatan dalam m/menit

** Traktor dapat menarik lebih dari satu gerobak

*** Ukuran alat daya angkut ada yang lebih besar

Sumber : Soedrajat, 1984 "Analisa (cara modern) Anggaran Biaya Pelaksanaan" halaman 38

Spesifikasi Alat

•	Excavator	=	Kobelco SK 75 SR
	Tipe Alat	=	0,28 m ³
	Kap. Bucket	=	0,28 m ³
	Koef. Alat	=	0,75
•	Dump Truck	=	Hino Dutro 130 HD
	Tipe Alat	=	5 m ³
	Kap. DT	=	30 km/jam
	V Bermuatan	=	40 km/jam
	V Kosong	=	0,75

Produktivitas Alat**Excavator**

- Produksi per Siklus (q)

$$\begin{aligned} q &= \text{Kapasitas Bucket} \times \text{Faktor Bucket} \\ &= 0,28 \text{ m}^3 \times 0,75 \\ &= 0,21 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

- Waktu Siklus (CT)

$$\begin{aligned} CT &= \text{Waktu Gali} + (2 \times \text{Waktu Putar}) + \text{Waktu Buang} \\ &= 9 + 10 + 6,5 \\ &= 25,5 \text{ detik} \end{aligned}$$

- Produktivitas Alat (Q)

$$\begin{aligned} Q &= q \times 1 : CT \\ &= 0,21 \text{ m}^3/\text{detik} : 25,5 \\ &= 0,006 \text{ m}^3/\text{detik} \\ &= 22,235 \text{ m}^3/\text{jam} \end{aligned}$$

Dump Truck

$$\begin{aligned} \text{Faktor Swell} &= 20 \% \\ \text{Jarak Buang} &= 3 \text{ km} \end{aligned}$$

- 1. Waktu Muat (*Loading*)

$$\begin{aligned} \bullet \text{ Waktu siklus (CT)} &= 25,5 \text{ detik} \\ &= 0,425 \text{ menit} \end{aligned}$$

- Jumlah siklus yang diperlukan untuk mengisi DT (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{\text{Kapasitas Dump Truck}}{\text{Kapasitas Bucket} \times \text{Faktor Bucket}} \\ &= \frac{5}{0,56 \times 0,75} \\ &= 11,905 \text{ kali} \\ &= 12 \text{ kali} \end{aligned}$$

- Waktu Muat (*Loading*)

$$\begin{aligned} &= n \times \text{Waktu Siklus Excavator} \\ &= 12 \times 0,425 \\ &= 5,1 \text{ menit} \end{aligned}$$

2. Waktu Pergi (<i>Hauling</i>)	=	$\frac{60 \text{ menit/jam} \times \text{Jarak Buang}}{\text{Volume Bermuatan}}$
	=	$\frac{60 \times 3}{30}$
	=	6 menit
3. Waktu Buang (<i>Dumpling</i>)	=	1,15 menit
4. Waktu Kembali (<i>Return</i>)	=	$\frac{60 \text{ menit/jam} \times \text{Jarak Buang}}{\text{Volume Kosong}}$
	=	$\frac{60 \times 3}{40}$
	=	4,5 menit
4. Waktu Persiapan Kembali (<i>Setting</i>)	=	1 menit
Waktu Siklus (CT)	=	$>Loading + Hauling + Dumpling + Return + Setting$
	=	$5,1 + 6 + 1,15 + 4,5 + 1$
	=	17,75 menit
Jumlah Kebutuhan <i>Dump Truck</i> (M)	=	$\frac{\text{Waktu Siklus}}{\text{Waktu Muat}}$
	=	$\frac{17,75}{5,1}$
	=	4 unit
Produktivitas <i>Dump Truck</i>	=	$n \times \text{Kap. Bucket} \times \text{Faktor Bucket} \times 60 \text{ menit} \times \text{Eff. Kerja} \times M$
	=	$12 \times 0,28 \times 0,75 \times 60 \times 0,75 \times 4$
	=	25,555 m ³ /jam
Durasi <i>Dump Truck</i>	=	$\frac{60 \text{ menit/jam}}{\text{waktu muat}}$
• Siklus dalam 1 jam	=	$\frac{60 \text{ menit/jam}}{5,1 \text{ menit}}$
	=	11,765 siklus/jam
• Volume galian yang dapat diangkut dalam 1 jam	=	$Siklus \text{ tiap } 1 \text{ jam} \times \text{wastas } Dump Tru \times 1 + 20 \% \text{ Faktor Swell}$
	=	$11,765 \times 5 \times 1 + 20 \% \text{ Faktor Swell}$
	=	70,588 m ³ /jam

Durasi Total :

Jam Kerja Efektif 1 Hari	=	8 jam
Durasi Pekerjaan Galian	=	$\frac{\text{Volume Galian}}{\text{Produktivitas}}$
	=	$\frac{3936,075 \text{ m}^3}{70,588 \text{ m}^3/\text{jam}}$
	=	55,761 jam
	=	7 hari

“halaman sengaja dikosongkan”



TUGAS AKHIR TERAPAN - VC 181819

LAMPIRAN
DESAIN ALTERNATIF PROYEK UNDERPASS
YOGYAKARTA INTERNATIONAL AIRPORT
DENGAN STRUKTUR SECANT PILE

MAHASISWA:
KUSUMA INDRASURYA
NRP. 10111610013071

DOSEN PEMBIMBING I
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

DOSEN PEMBIMBING II
Ir. CHOMAEDHI, CES. Geo.
NIP. 19550319 198493 1 001

PROGRAM SARJANA TERAPAN
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2020



TUGAS AKHIR TERAPAN - VC 181819

LAMPIRAN

**DESAIN ALTERNATIF PROYEK *UNDERPASS*
YOGYAKARTA INTERNATIONAL AIRPORT
DENGAN STRUKTUR SECANT PILE**

MAHASISWA:

KUSUMA INDRASURYA

NRP. 10111610013071

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.

NIP. 19600105 198603 1 003

DOSEN PEMBIMBING II

Ir. CHOMAEDHI, CES. Geo.

NIP. 19550319 198493 1 001

**PROGRAM SARJANA TERAPAN
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2020**



APPLIED FINAL PROJECT - VC 181819

***ALTERNATIVE DESIGN OF YOGYAKARTA
INTERNATIONAL AIRPORT WITH SECANT PILE STRUCTURE***

STUDENT:

KUSUMA INDRASURYA
NRP. 10111610013071

LECTURE I

Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

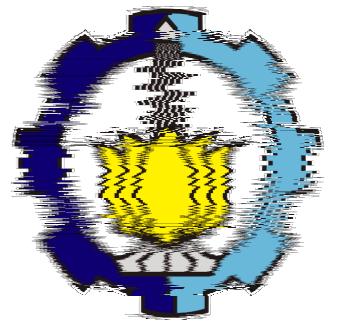
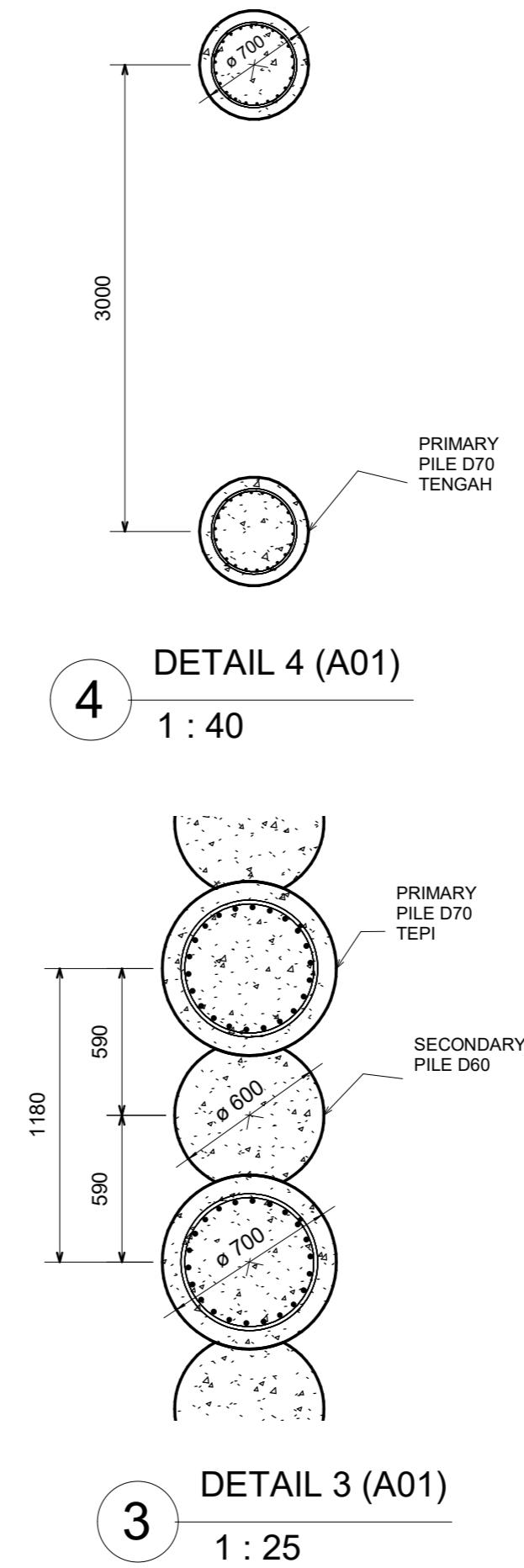
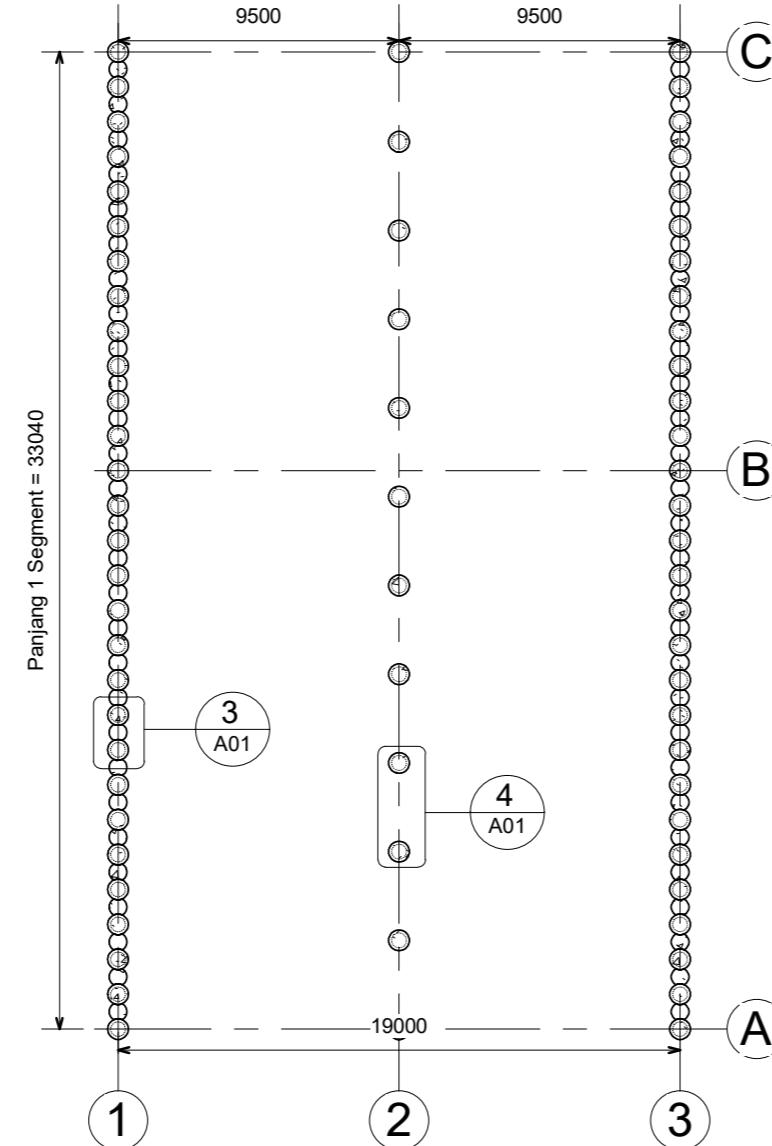
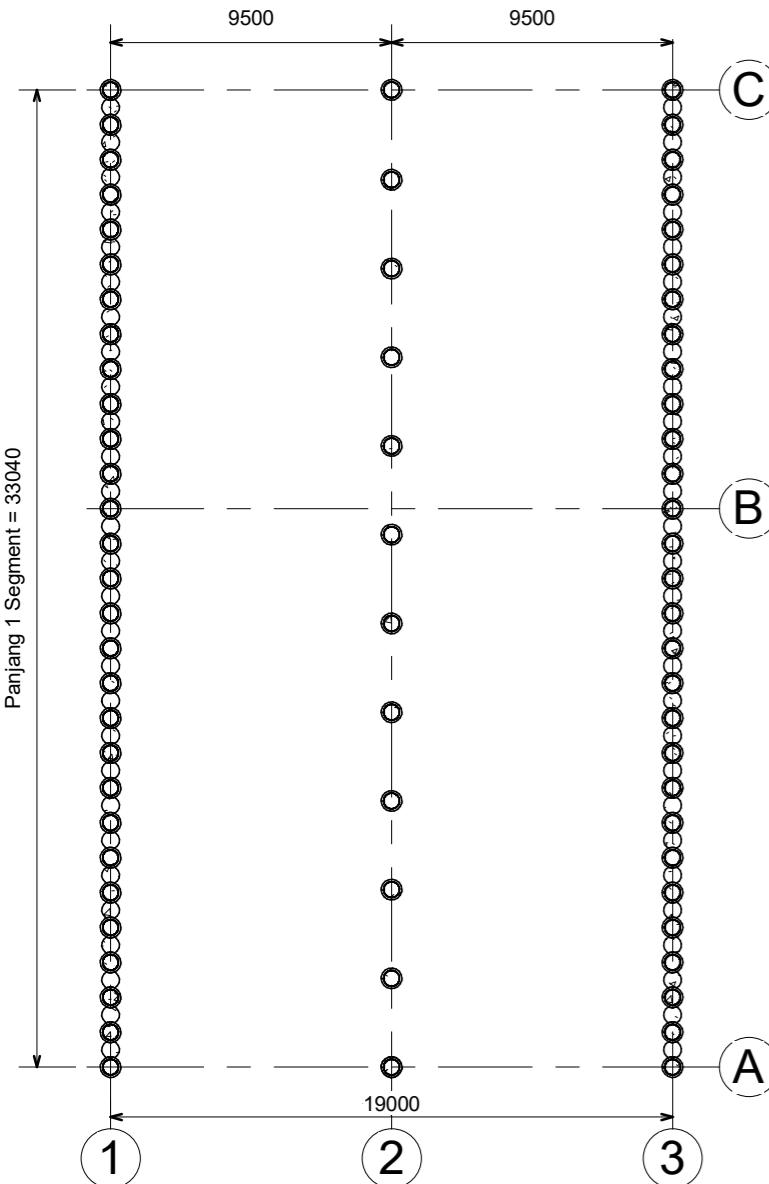
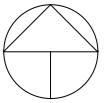
LECTURE II

Ir. CHOMAEDHI, CES. Geo.
NIP. 19550319 198493 1 001

***BACHELOR OF APPLIED SCIENCE PROGRAM
CIVIL INFRASTRUCTURE ENGINEERING DEPARTEMENT
FACULTY OF VOCATIONAL STUDIES
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2020***

DAFTAR GAMBAR	
NAMA GAMBAR	NO. GAMBAR
DAFTAR GAMBAR	01
DENAH SECANT PILE	A01
DENAH BOTTOM SLAB	A02
DENAH CB & TS	A03
TAMPAK UTARA	A04
TAMPAK TIMUR	A05
KONSTRUKSI SECANT PILE	MP01
KONSTRUKSI CAPPING BEAM	MP02
KONSTRUKSI BOTTOM SLAB	MP03
KONSTRUKSI DINDING	MP04
KONSTRUKSI TOP PRECAST	MP05
KONSTRUKSI TOP OVERTOPPING	MP06
Section A-A	S01
Section B-B	S02
PRIMARY PILE	S03
DETAIL KOLOM TEPI POT. A-A	S04
DETAIL PILE TEPI POT. A-A	S05
DETAIL KOLOM TENGAH POT. A-A	S06
DETAIL PILE TENGAH POT. A-A	S07
DETAIL BOTTOM SLAB POT. A-A	S08

DAFTAR GAMBAR	
NAMA GAMBAR	NO. GAMBAR
DETAIL BOTTOM SLAB POT. B-B	S09
POTONGAN BOTTOM SLAB (TOP)	S10
DETAIL TUL BOTTOM SLAB (TOP)	S11
POTONGAN BOTTOM SLAB (BOT)	S12
DETAIL TUL BOTTOM SLAB (BOT)	S13
DETAIL PENGAKU TOP PRECAST	S14
DETAIL TOP PRECAST	S15
DETAIL CAPPING BEAM & TOP SLAB	S16
POTONGAN TOP SLAB (TOP)	S17
SECTION 1-1	S18
SECTION 2-2	S19
SECTION 3-3	S20
DETAIL SECTION 2-2	S21
DETAIL SECTION 3-3	S22
VOLUME TULANGAN PRIMARY PILE	S23
VOLUME TULANGAN CAPPING BEAM	S24
VOLUME TULANGAN BOTTOM SLAB	S25
VOLUME TULANGAN TOP SLAB & DINDING	S26
REKAPITULASI PERHITUNGAN VOLUME	S27
3D UNDERPASS	S28



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

1. f'_c beton = 35 Mpa
2. f_y lentur = 400 Mpa
3. f_y sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR

Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

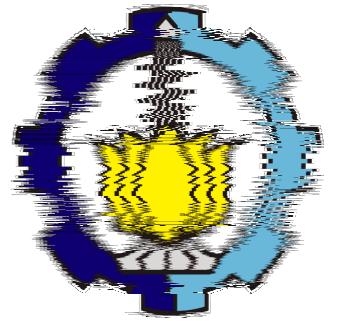
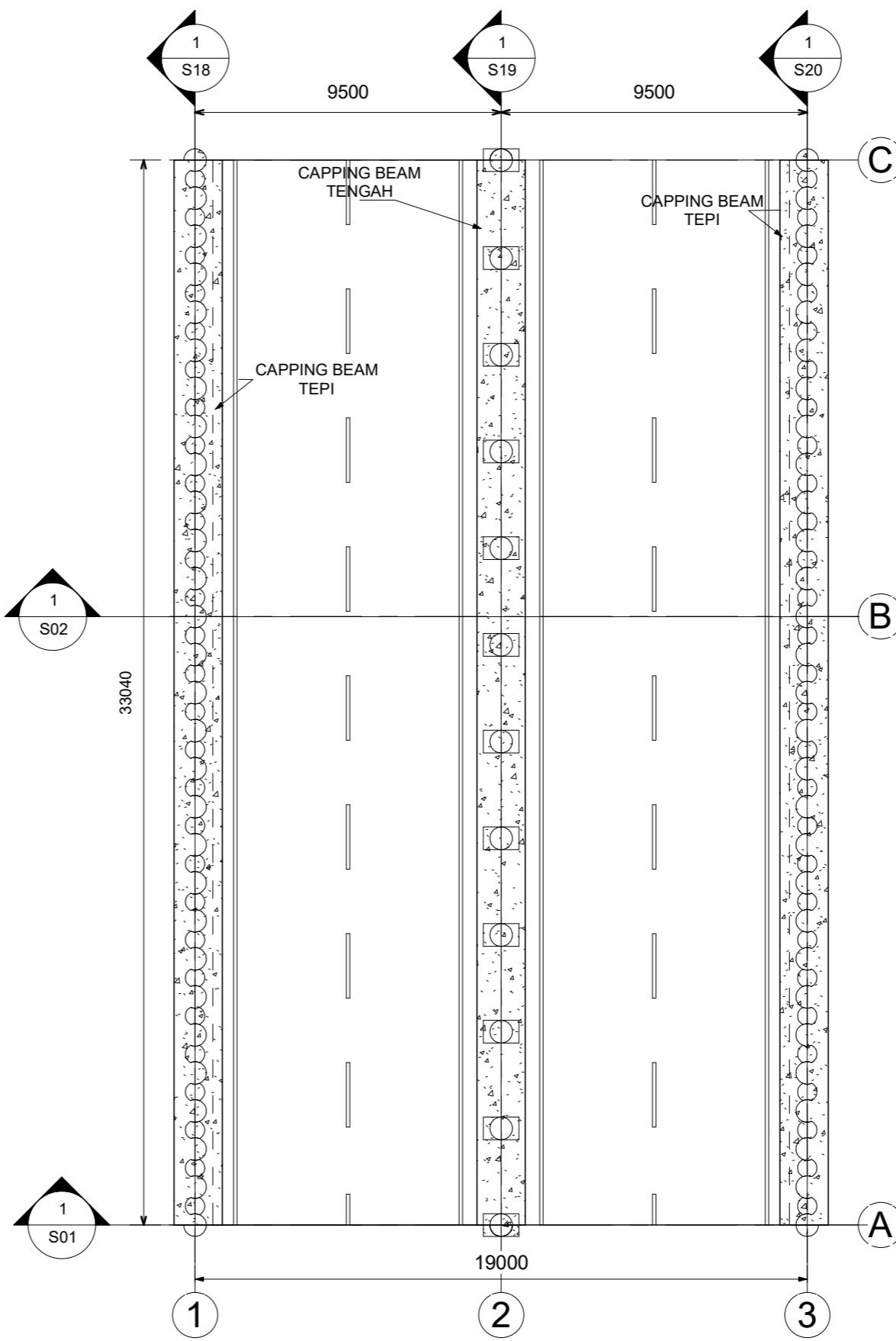
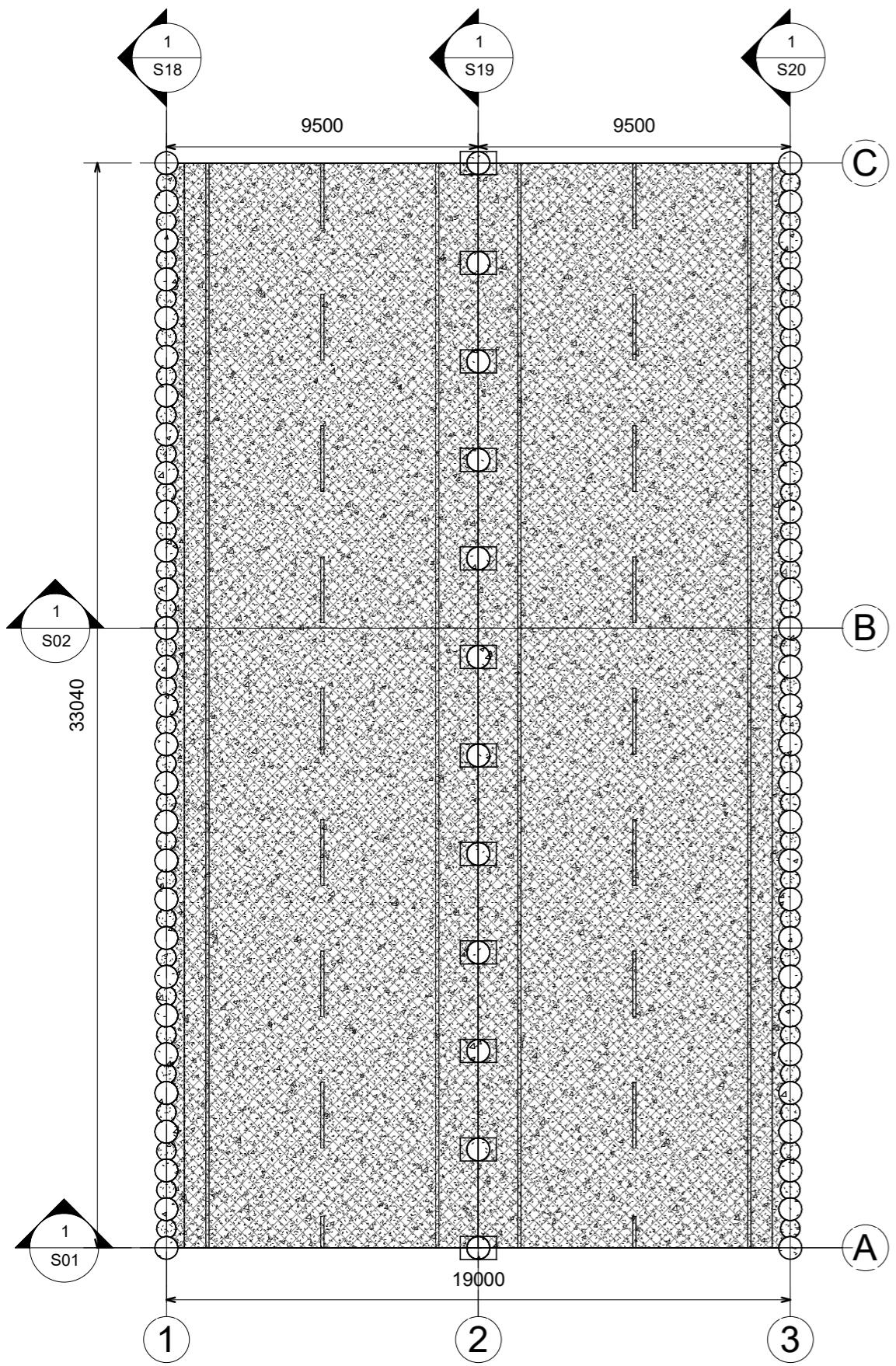
DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

Kusuma Indrasurya
10111610013071

NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
A01	ARS



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

1. f'_c beton = 35 Mpa
2. f_y lentur = 400 Mpa
3. f_y sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR

Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

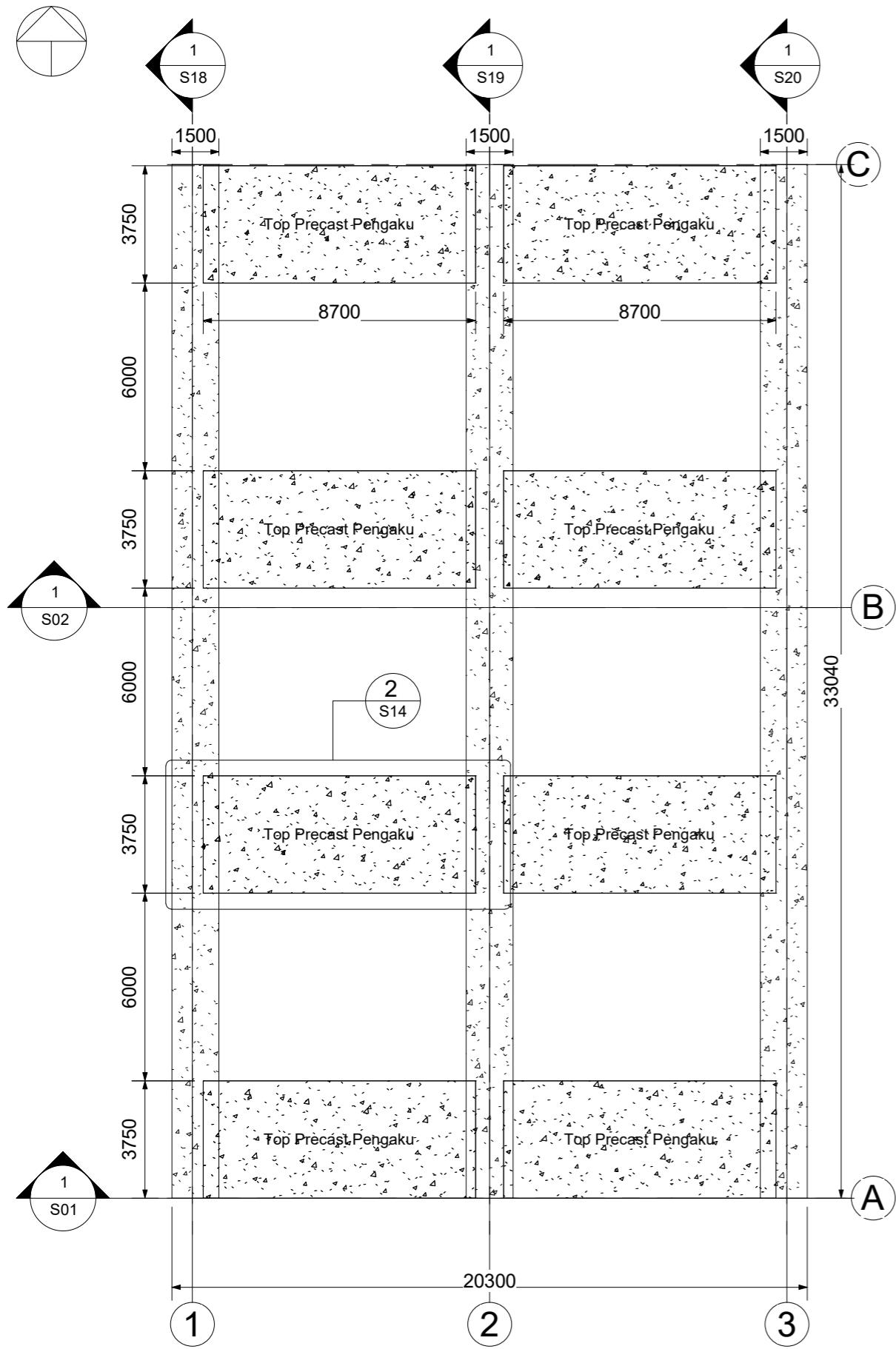
DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

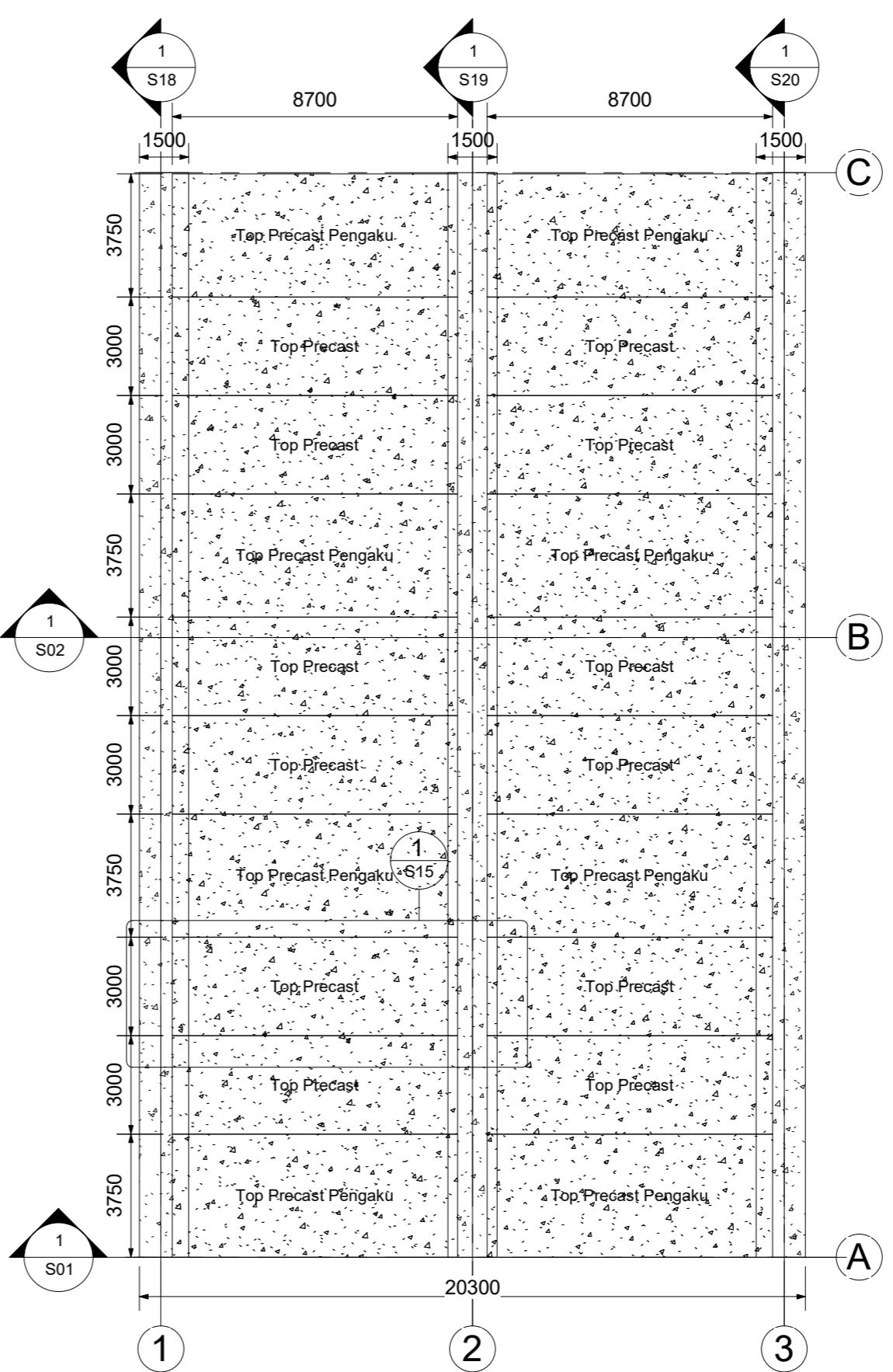
Kusuma Indrasurya
10111610013071

NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
A02	ARS



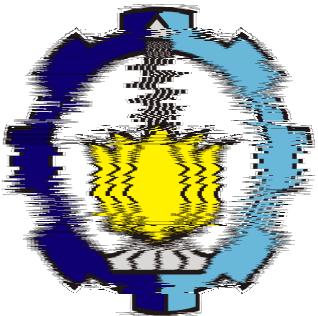
1 Denah Top Slab Precast Pengaku

1 : 175



2 Denah Top Slab Precast

1 : 175



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

1. f'_c beton = 35 Mpa
2. f_y lentur = 400 Mpa
3. f_y sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR
Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

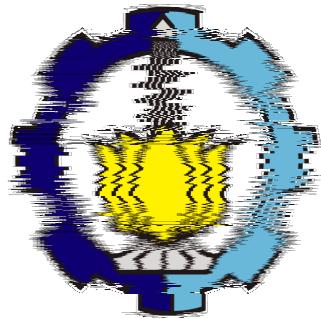
DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

Kusuma Indrasurya
10111610013071

NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
A03	ARS



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

1. f'_c beton = 35 Mpa
2. f_y lentur = 400 Mpa
3. f_y sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR

Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

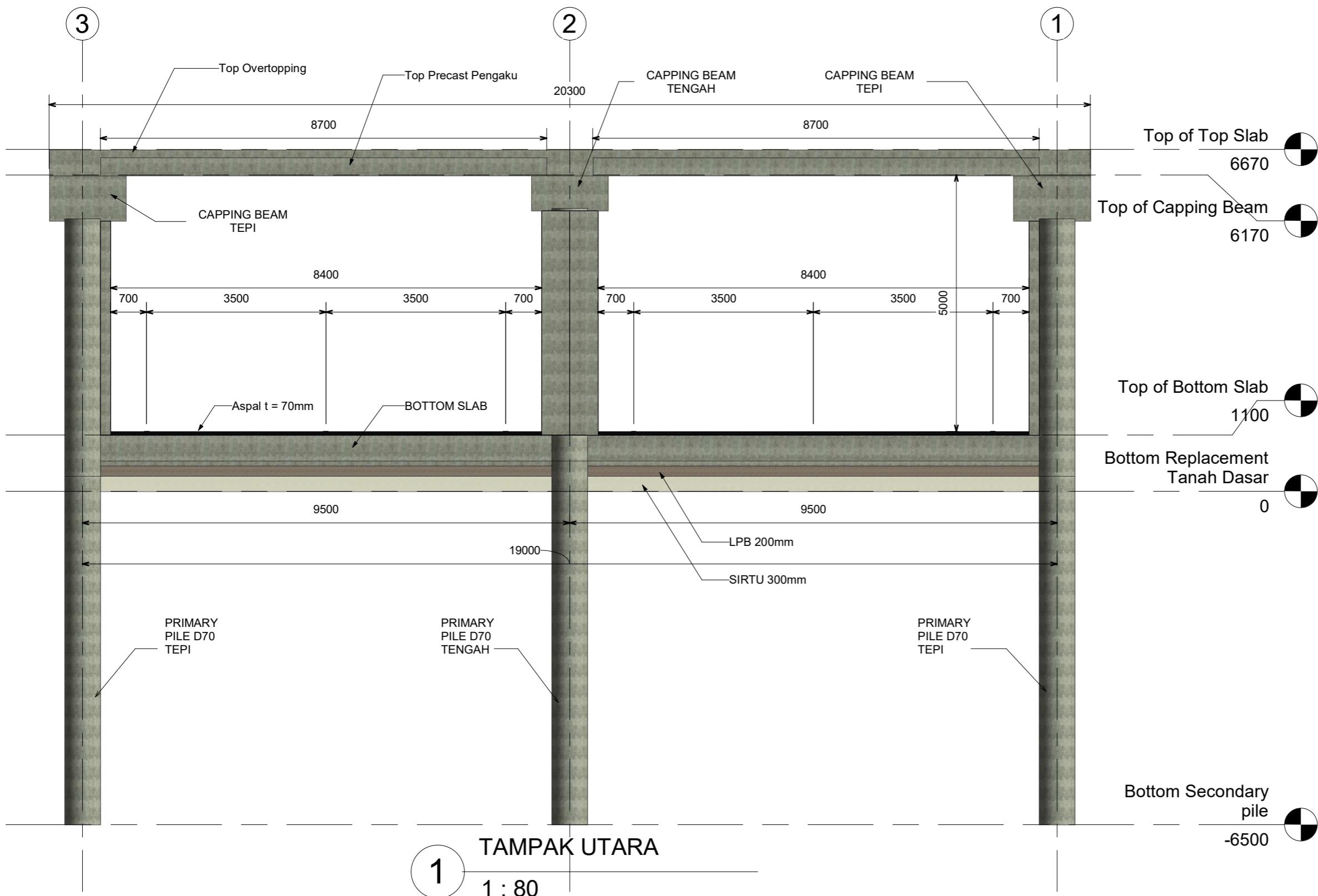
DOSEN PEMBIMBING II

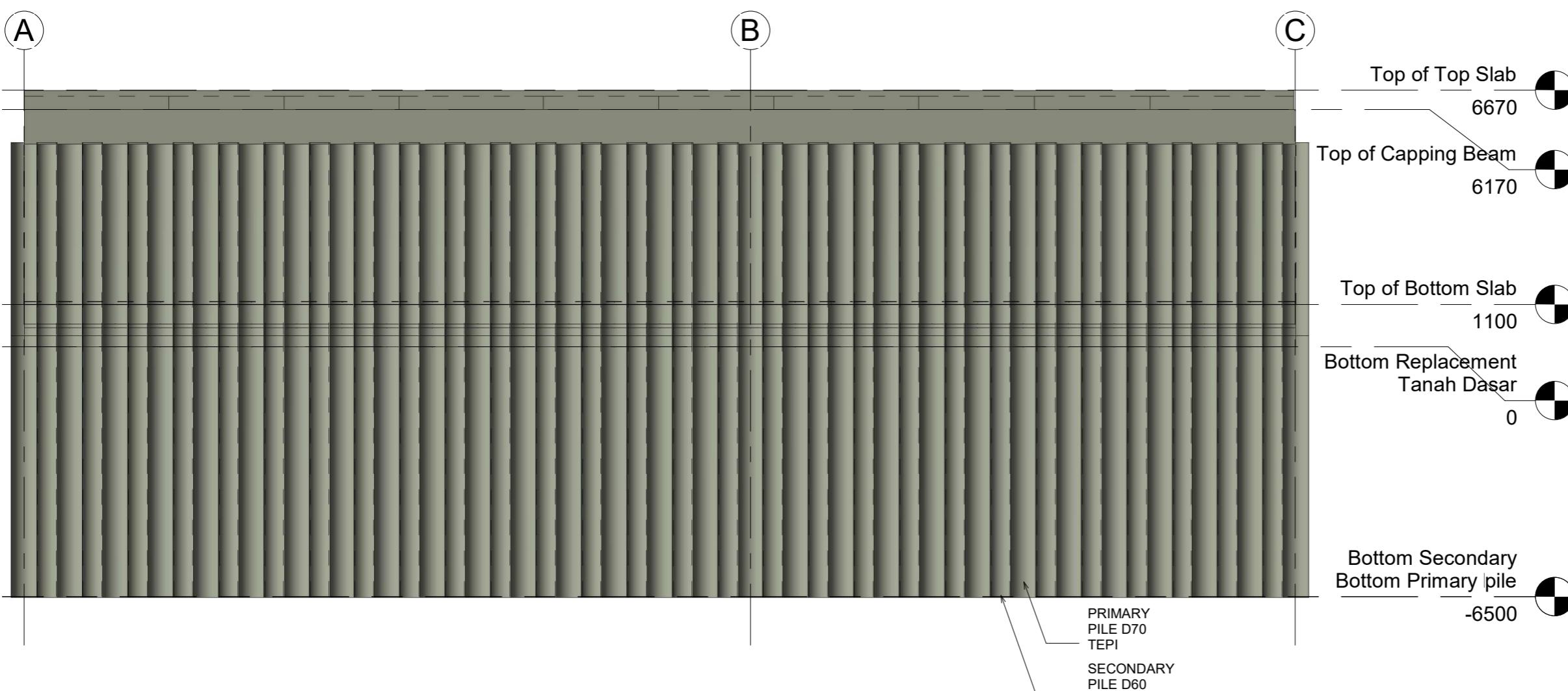
Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

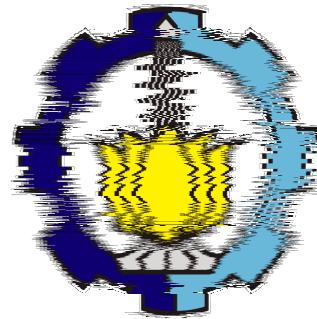
Kusuma Indrasurya
10111610013071

NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
A04	ARS





1 Tampak Timur
1 : 125



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

1. f'_c beton = 35 Mpa
2. f_y lentur = 400 Mpa
3. f_y sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR

Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

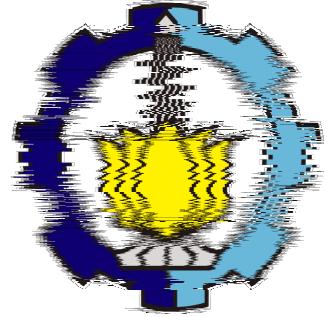
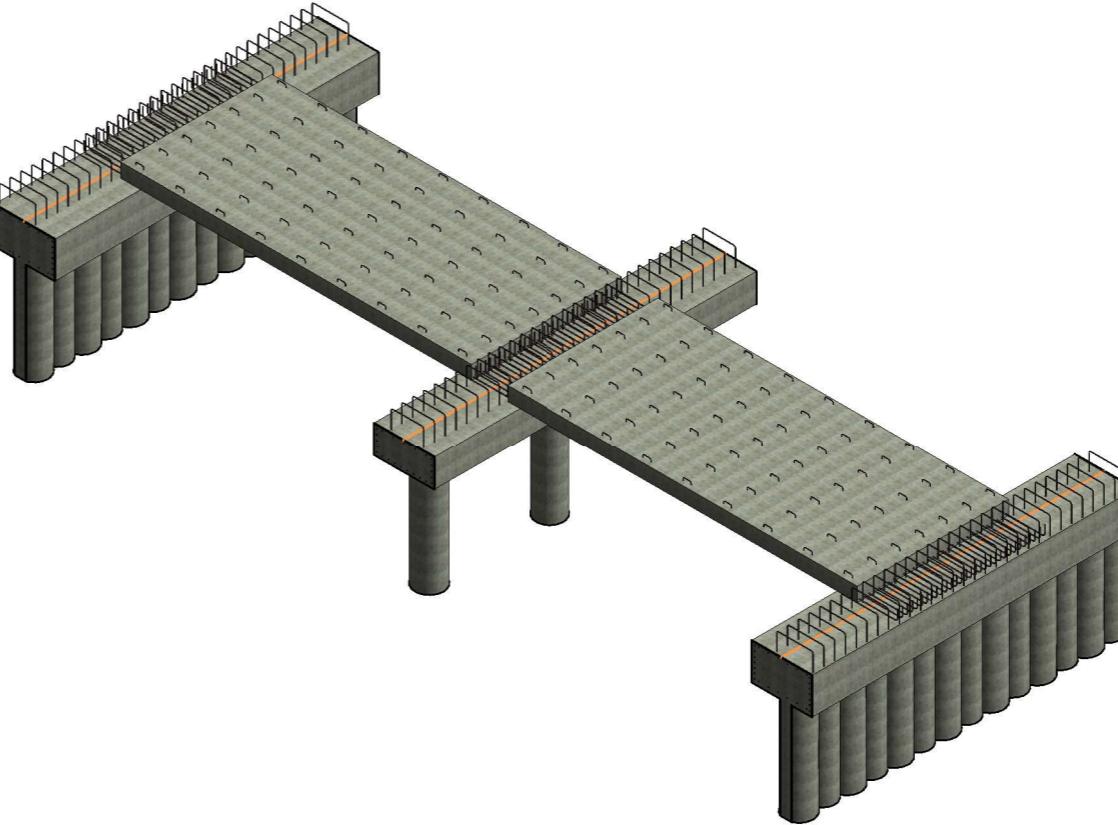
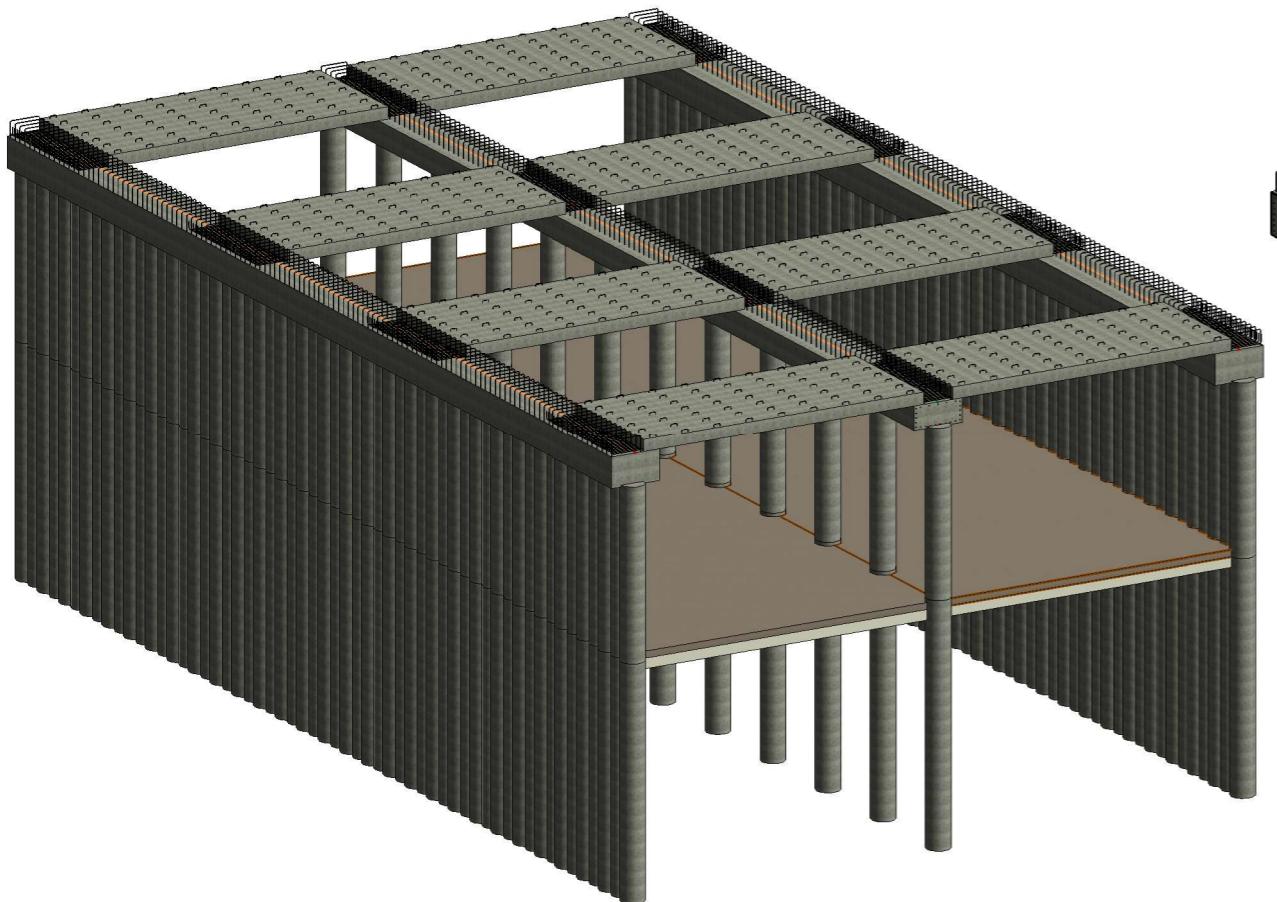
DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

Kusuma Indrasurya
10111610013071

NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
A05	ARS



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

1. f'_c beton = 35 Mpa
2. f_y lentur = 400 Mpa
3. f_y sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR

Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

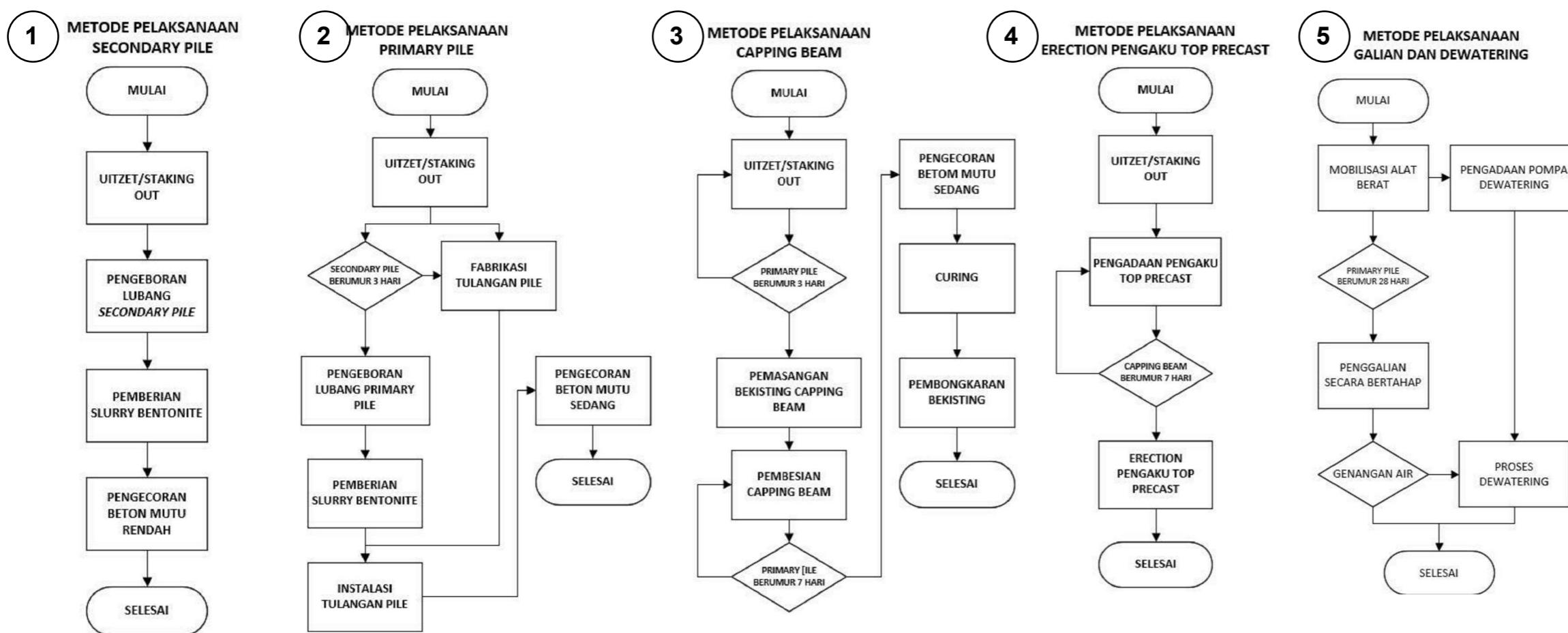
DOSEN PEMBIMBING II

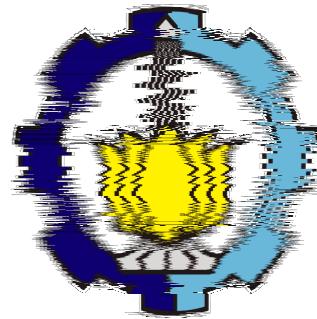
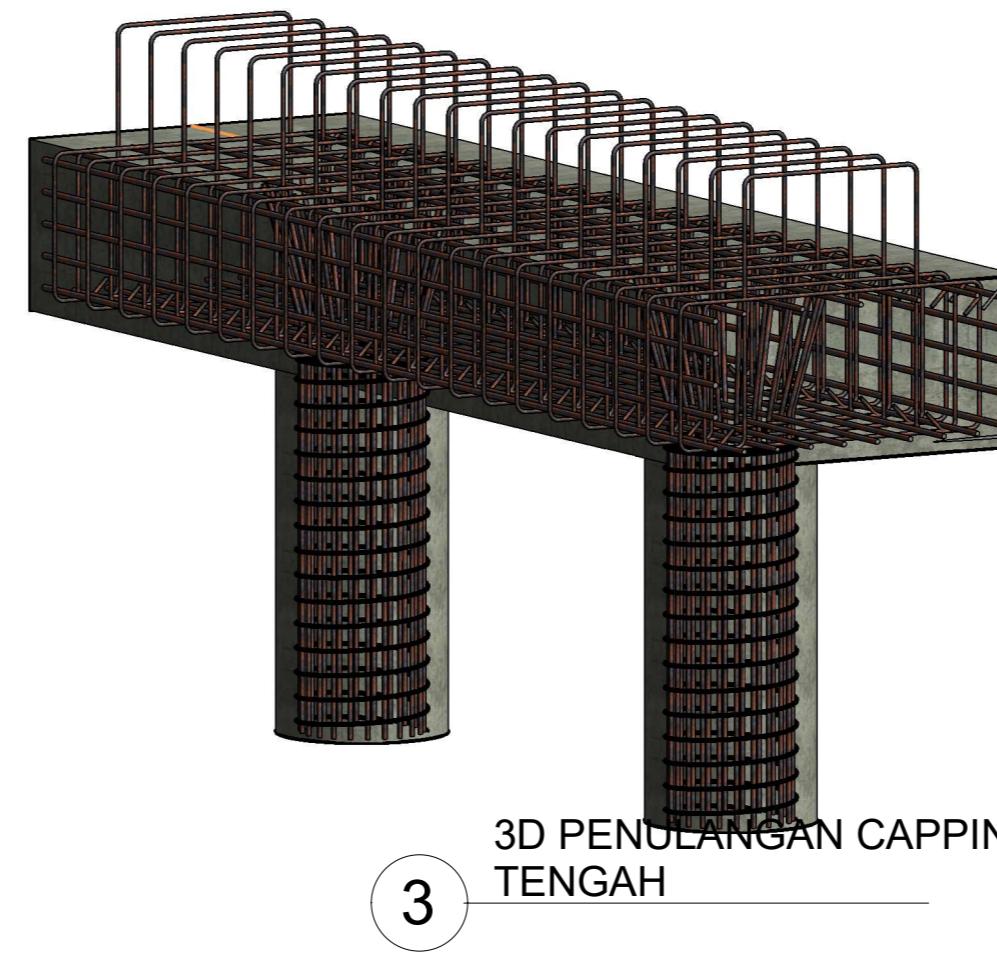
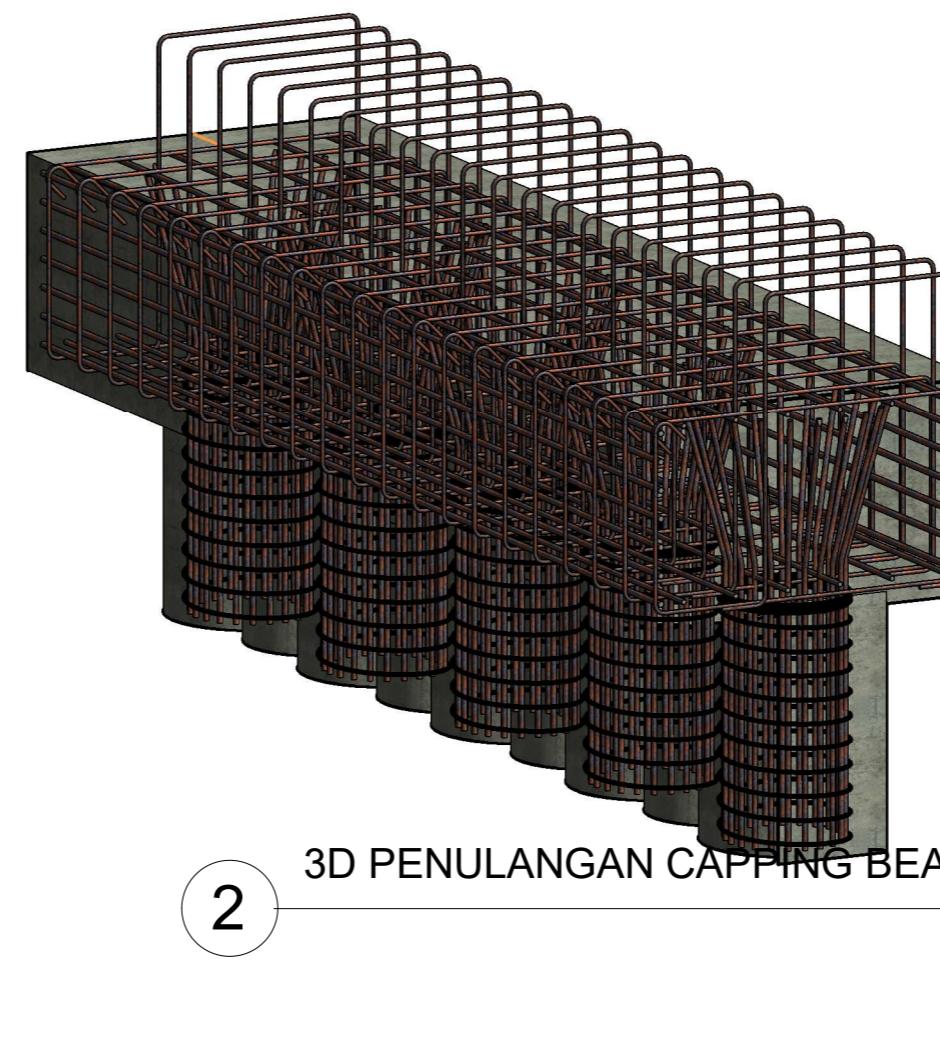
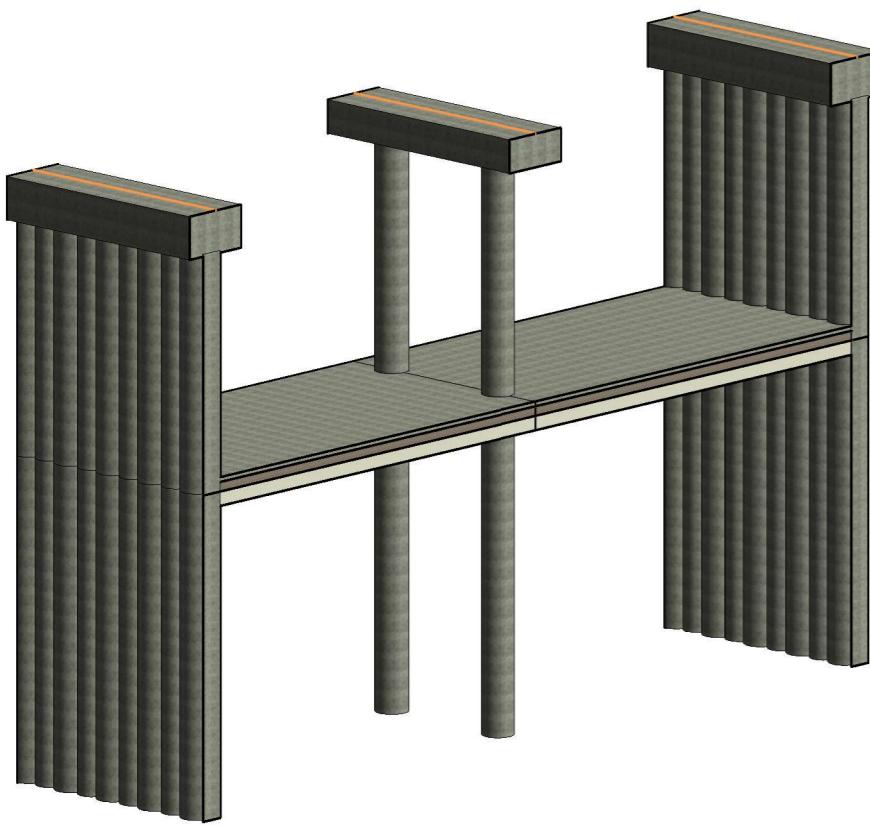
Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

Kusuma Indrasurya
10111610013071

NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
MP01	STR





INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

1. f'_c beton = 35 Mpa
2. f_y lentur = 400 Mpa
3. f_y sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR

Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

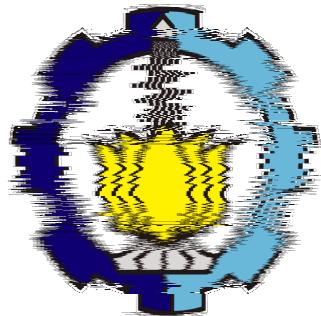
DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

Kusuma Indrasurya
10111610013071

NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
MP02	ARS



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

1. f'_c beton = 35 Mpa
2. f_y lentur = 400 Mpa
3. f_y sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR

Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

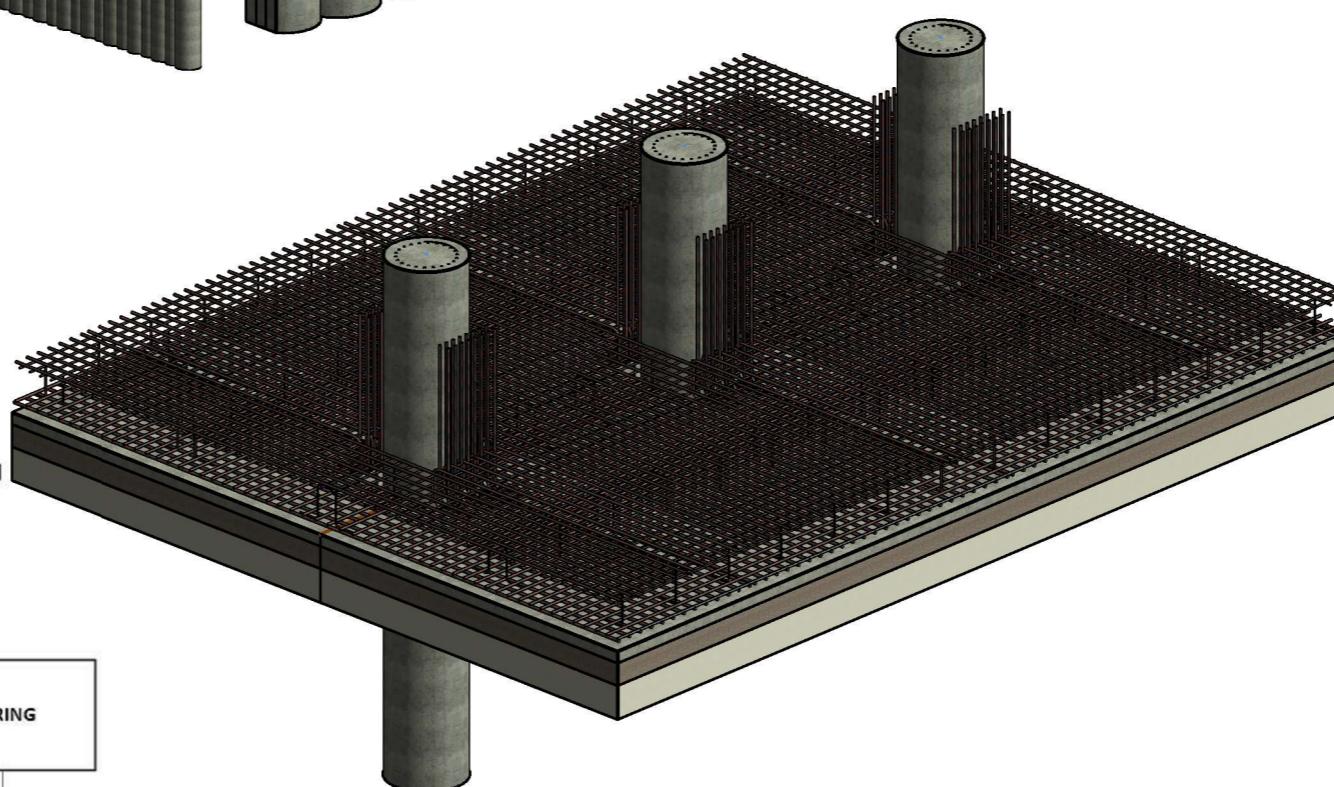
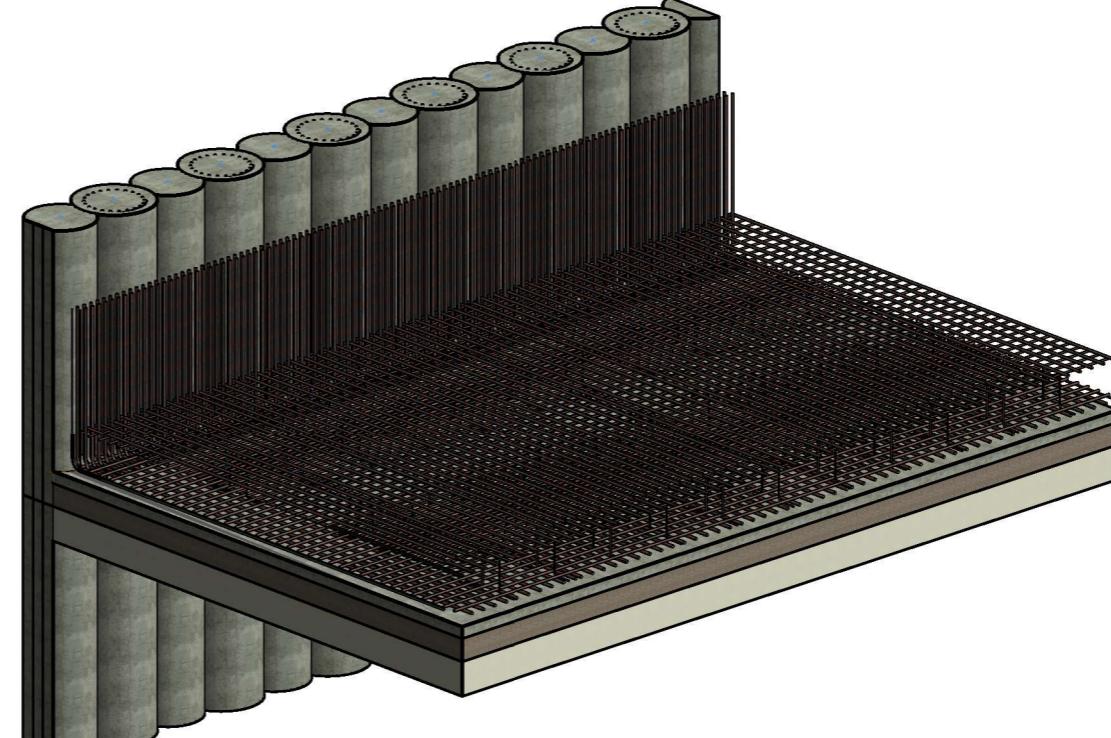
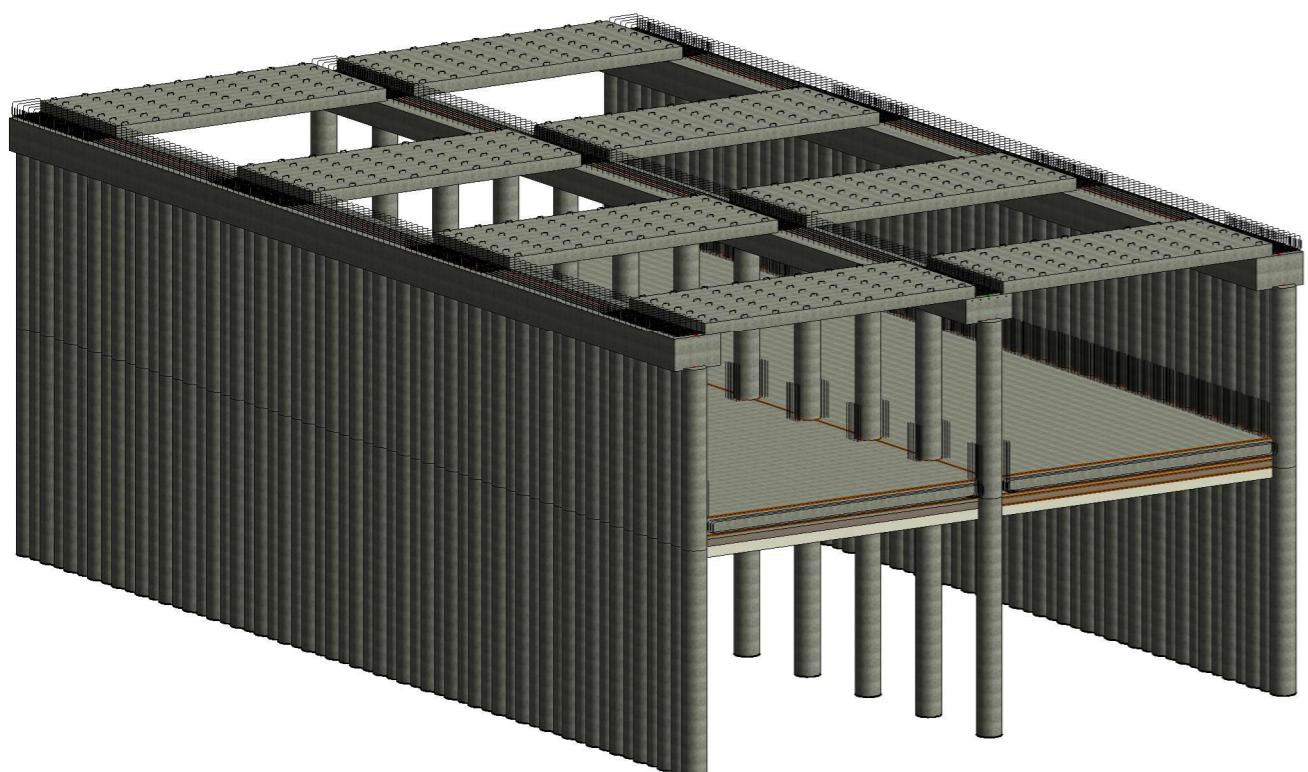
DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

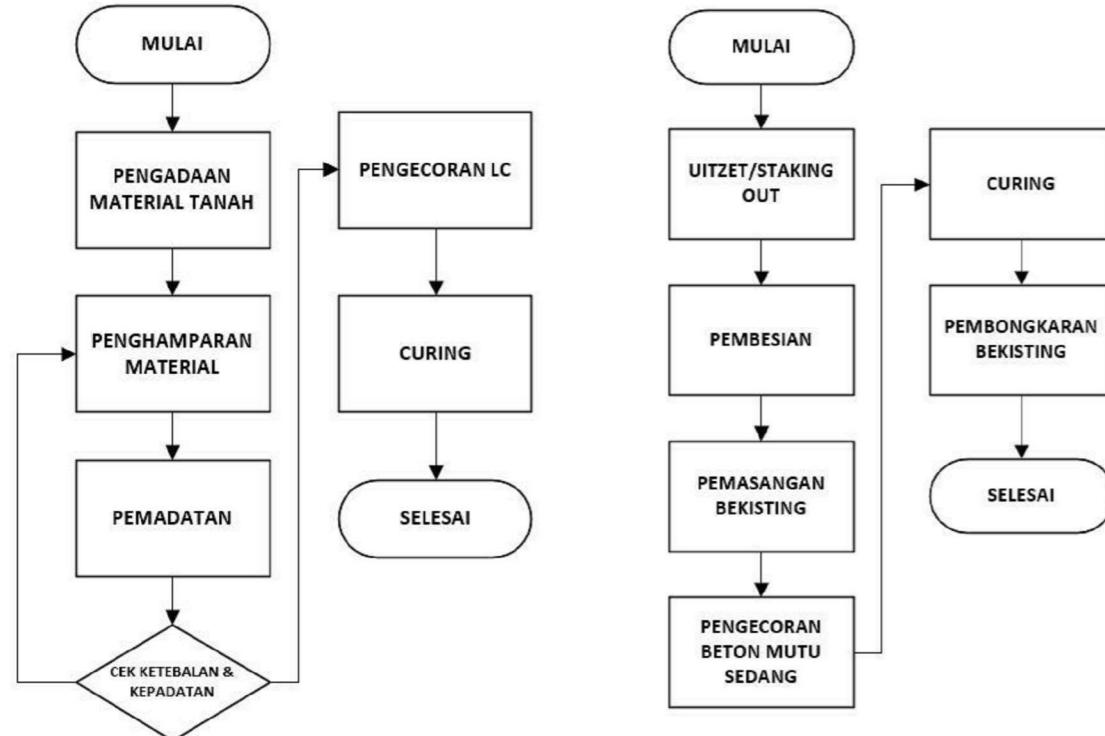
NAMA MAHASISWA

Kusuma Indrasurya
10111610013071

NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
MP03	ARS

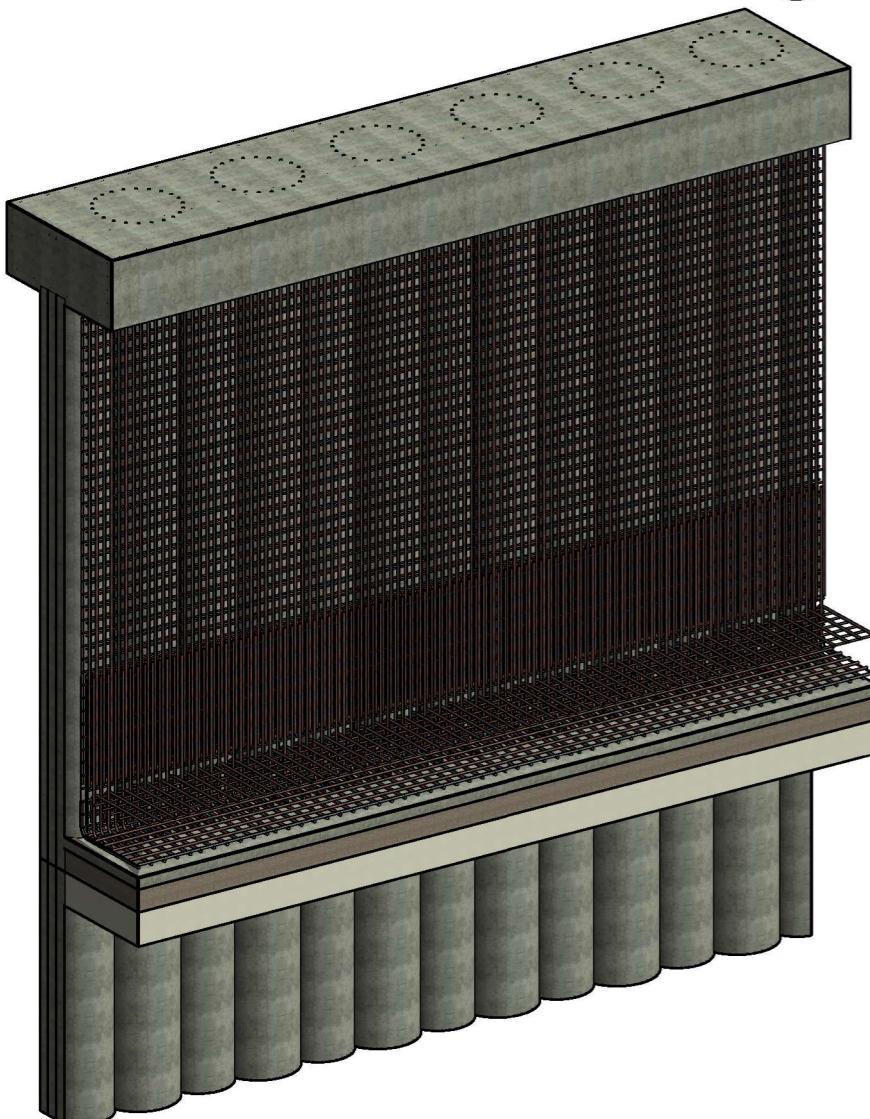
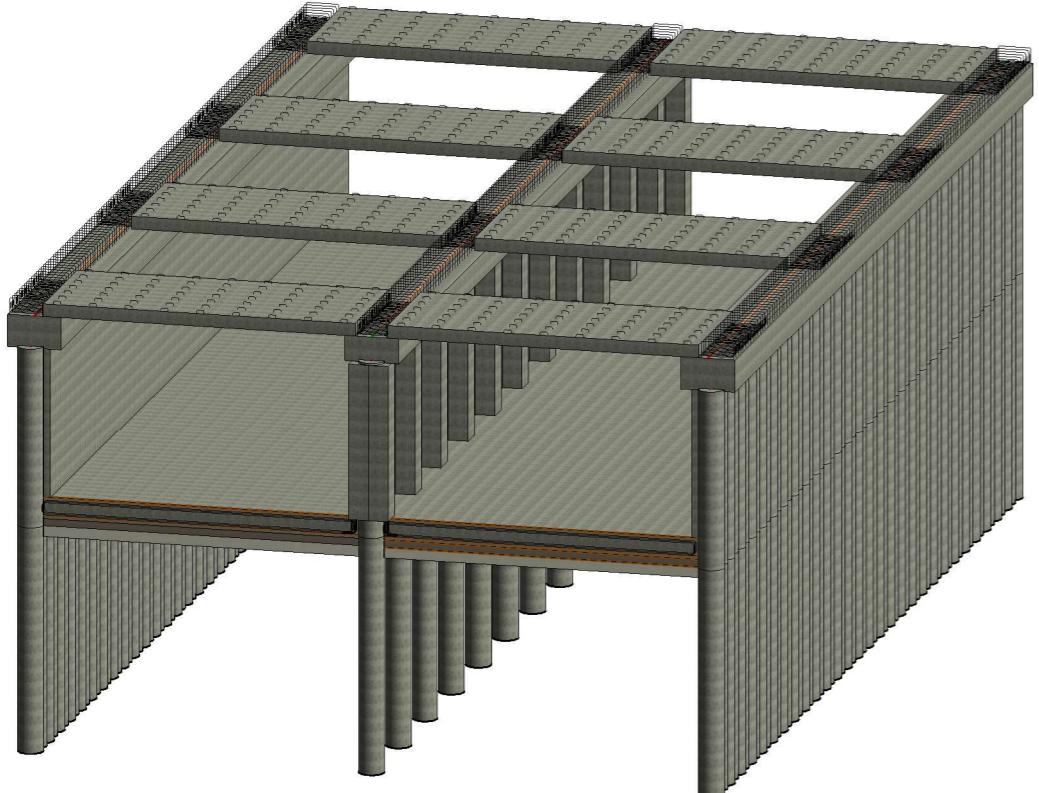


**1 METODE PELAKSANAAN
REPLACEMENT TANAH & LC**



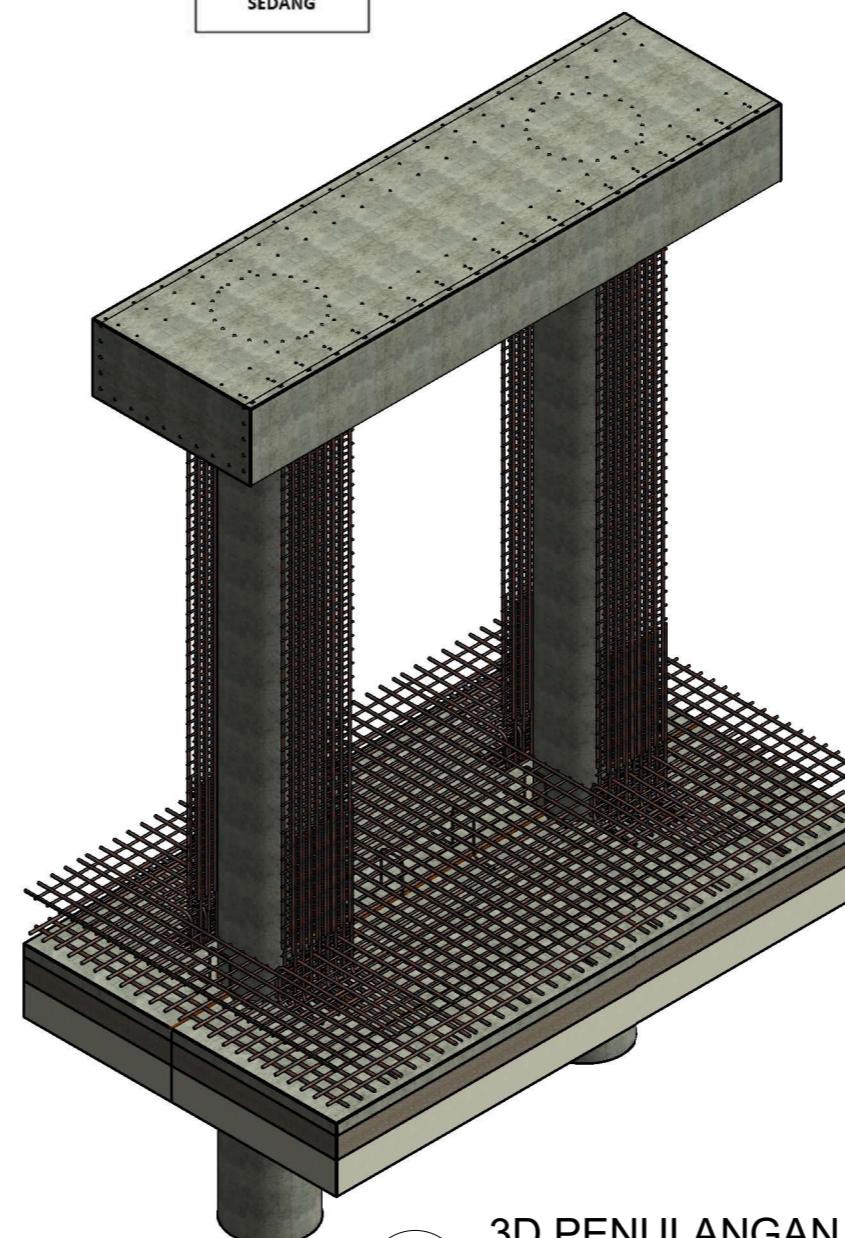
**2 METODE PELAKSANAAN
BOTTOM SLAB**





2

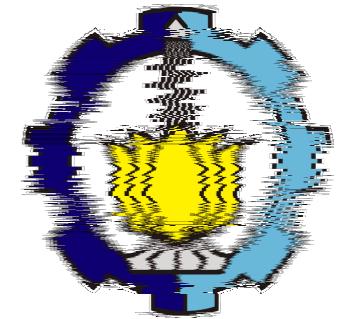
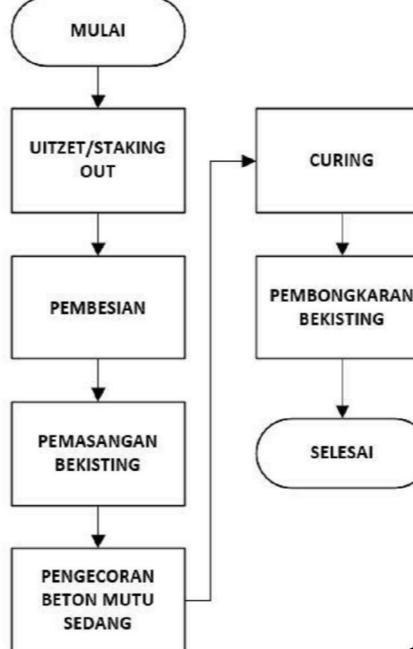
3D PENULANGAN DINDING TEPI



3

3D PENULANGAN DINDING TENGAH

METODE PELAKSANAAN
DINDING



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

1. f'_c beton = 35 Mpa
2. f_y lentur = 400 Mpa
3. f_y sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR

Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

Kusuma Indrasurya
10111610013071

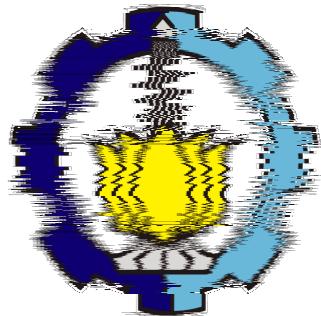
NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
MP04	ARS

2

3D PENULANGAN DINDING TEPI

3

3D PENULANGAN DINDING TENGAH



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

1. fc' beton = 35 Mpa
2. fy lentur = 400 Mpa
3. fy sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR

Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

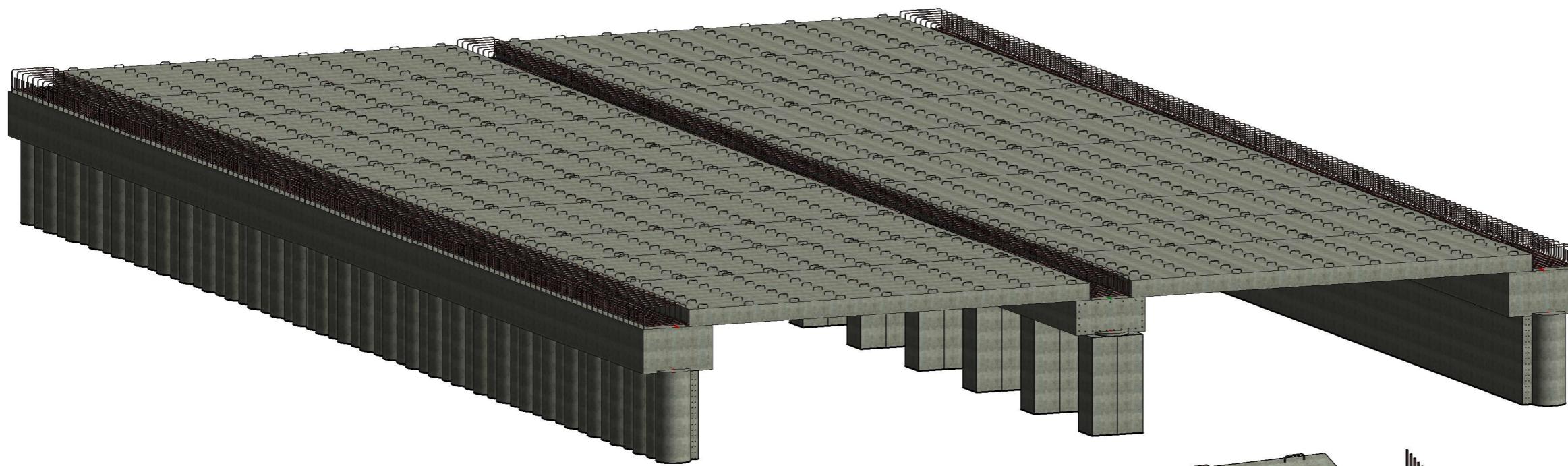
DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

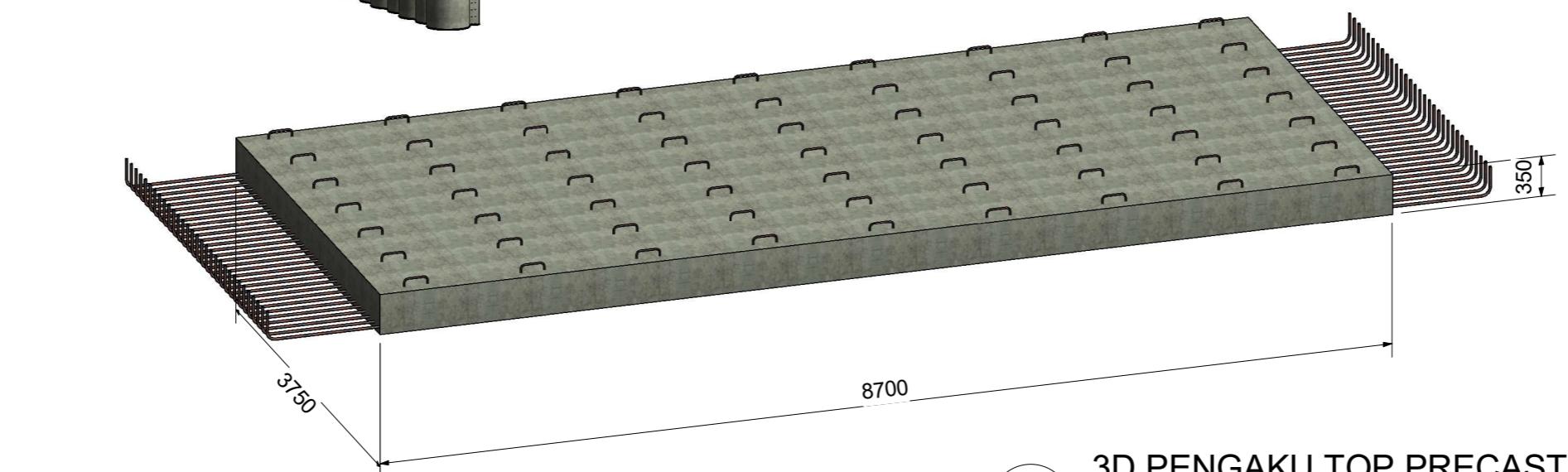
NAMA MAHASISWA

Kusuma Indrasurya
10111610013071

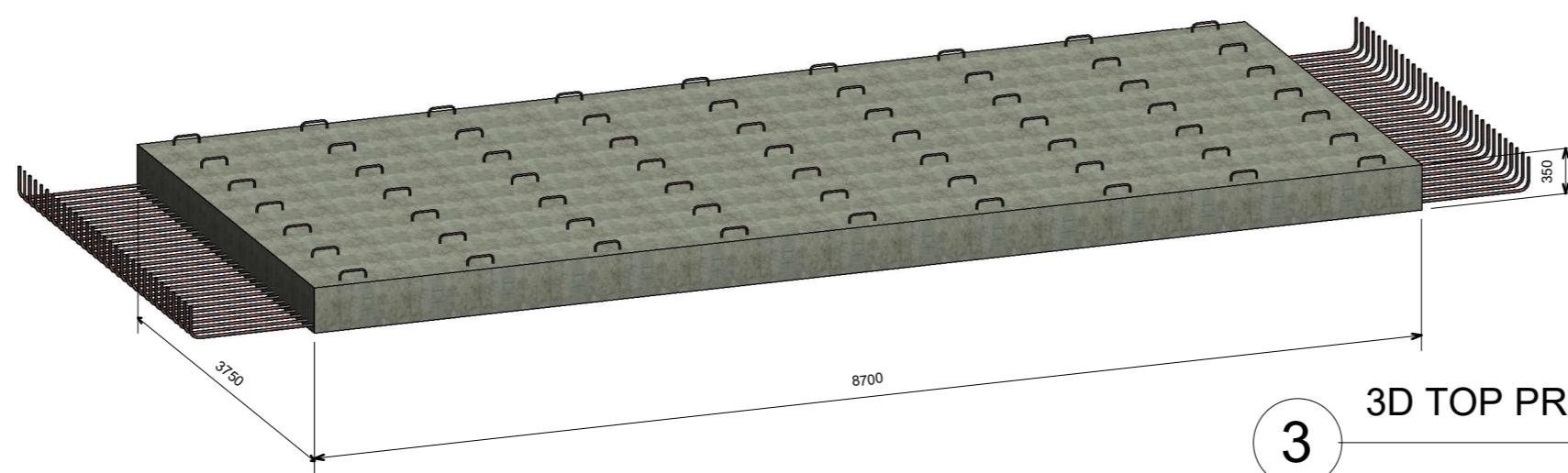
NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
MP05	ARS



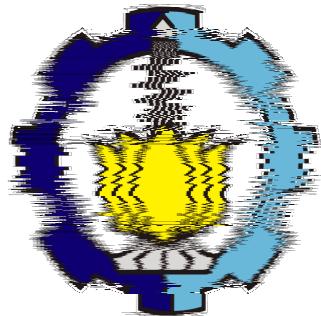
**METODE PELAKSANAAN
TOP PRECAST**



2 3D PENGAKU TOP PRECAST



3 3D TOP PRECAST



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

1. f'_c beton = 35 Mpa
2. f_y lentur = 400 Mpa
3. f_y sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR

Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

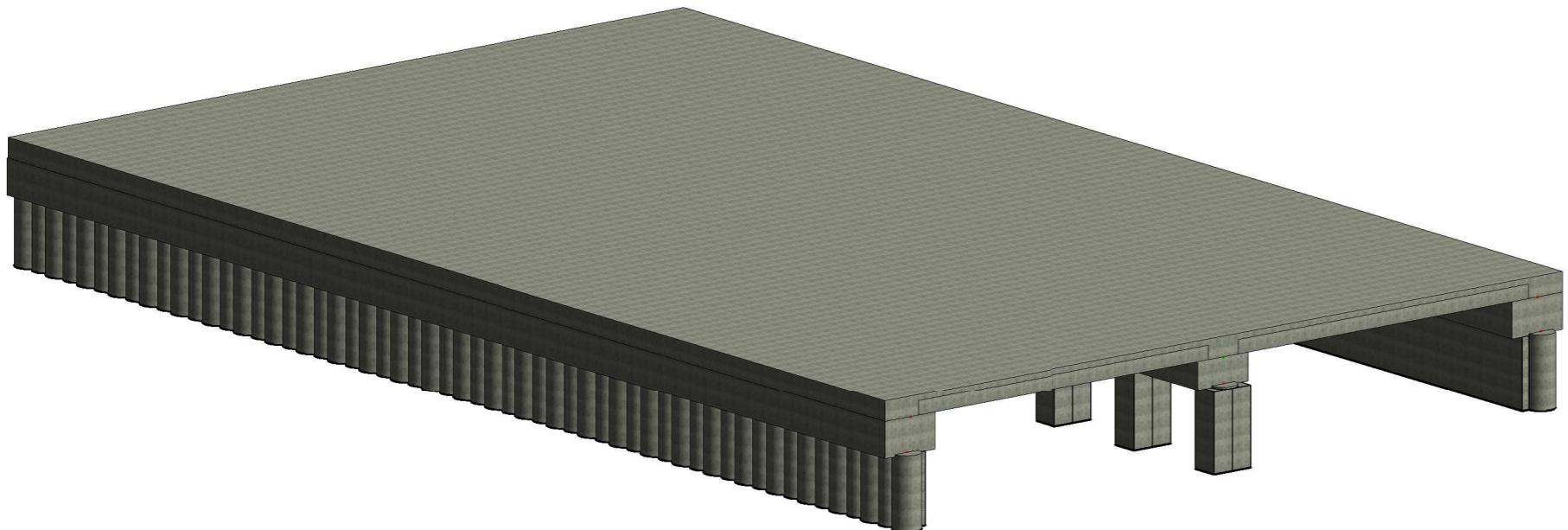
DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

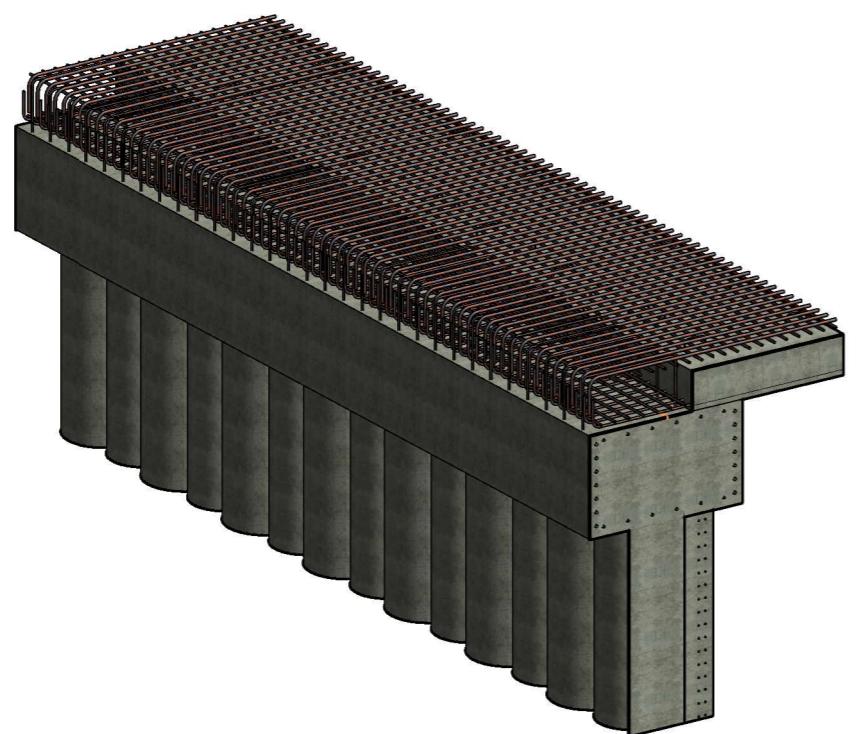
NAMA MAHASISWA

Kusuma Indrasurya
10111610013071

NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
MP06	ARS



**METODE PELAKSANAAN
TOP OVERTOPPING**



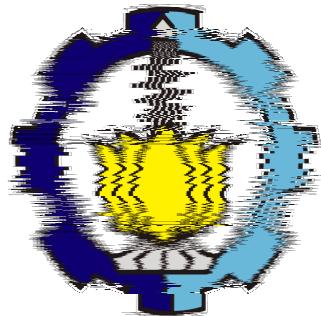
3D SAMBUNGAN OVERTOPPING TEPI

2



3D SAMBUNGAN OVERTOPPING TENGAH

3



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

- 1. f'_c beton = 35 Mpa
- 2. f_y lentur = 400 Mpa
- 3. f_y sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR

Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

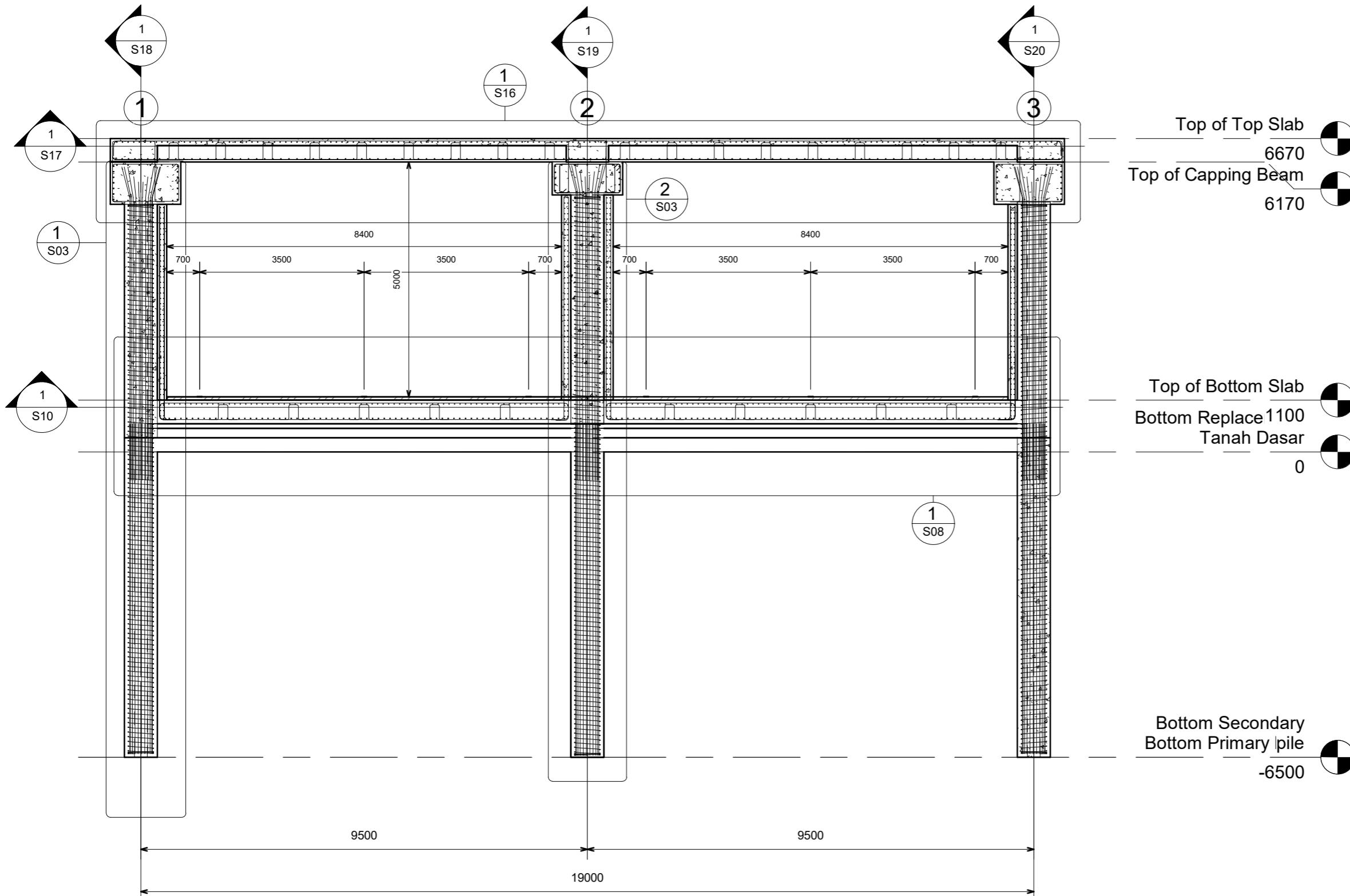
DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

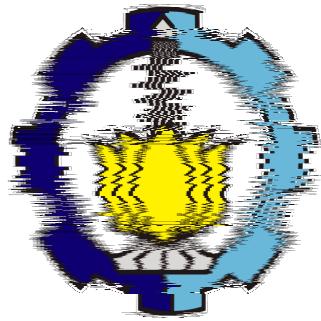
NAMA MAHASISWA

Kusuma Indrasurya
10111610013071

NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
S01	STR



SECTION A-A
1 : 90



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

- 1. f'_c beton = 35 Mpa
- 2. f_y lentur = 400 Mpa
- 3. f_y sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR

Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

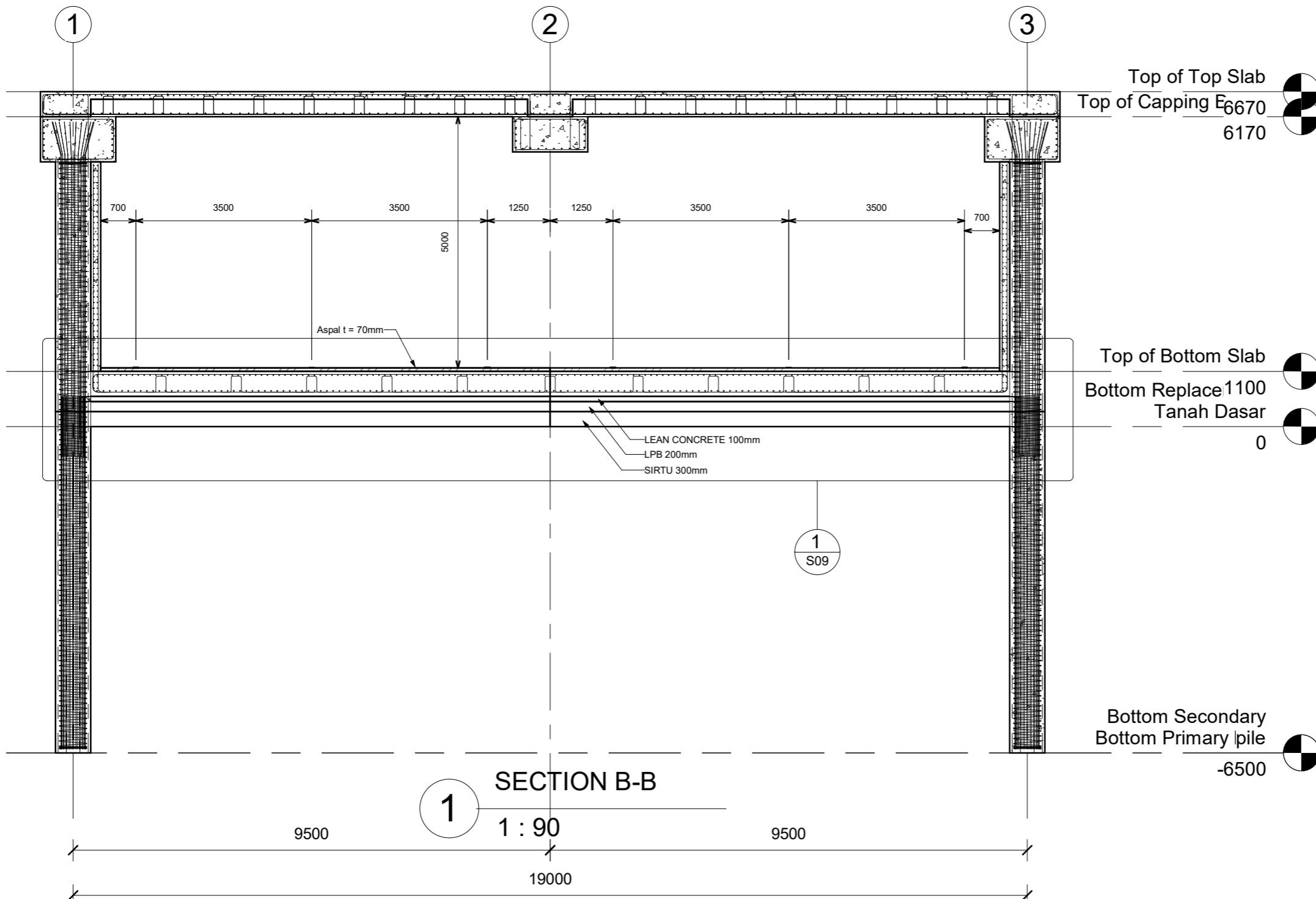
DOSEN PEMBIMBING II

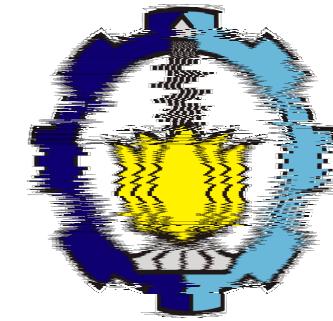
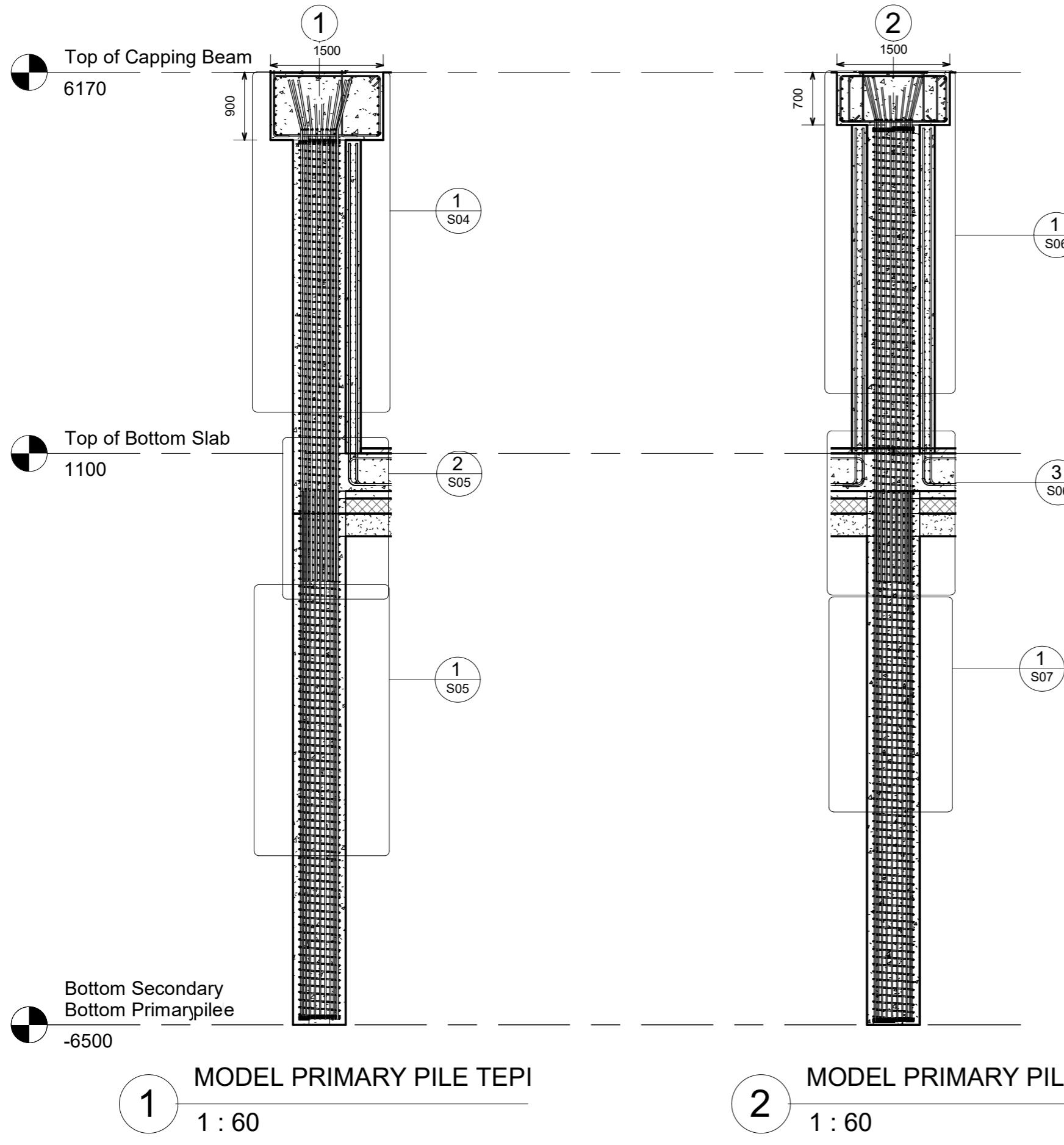
Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

Kusuma Indrasurya
10111610013071

NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
S02	STR





INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

1. f'_c beton = 35 Mpa
2. f_y lentur = 400 Mpa
3. f_y sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR

Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

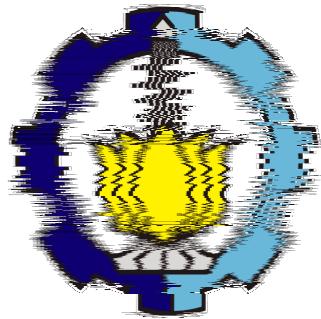
DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

Kusuma Indrasurya
10111610013071

NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
S03	STR



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

1. f'_c beton = 35 Mpa
2. f_y lentur = 400 Mpa
3. f_y sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR

Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

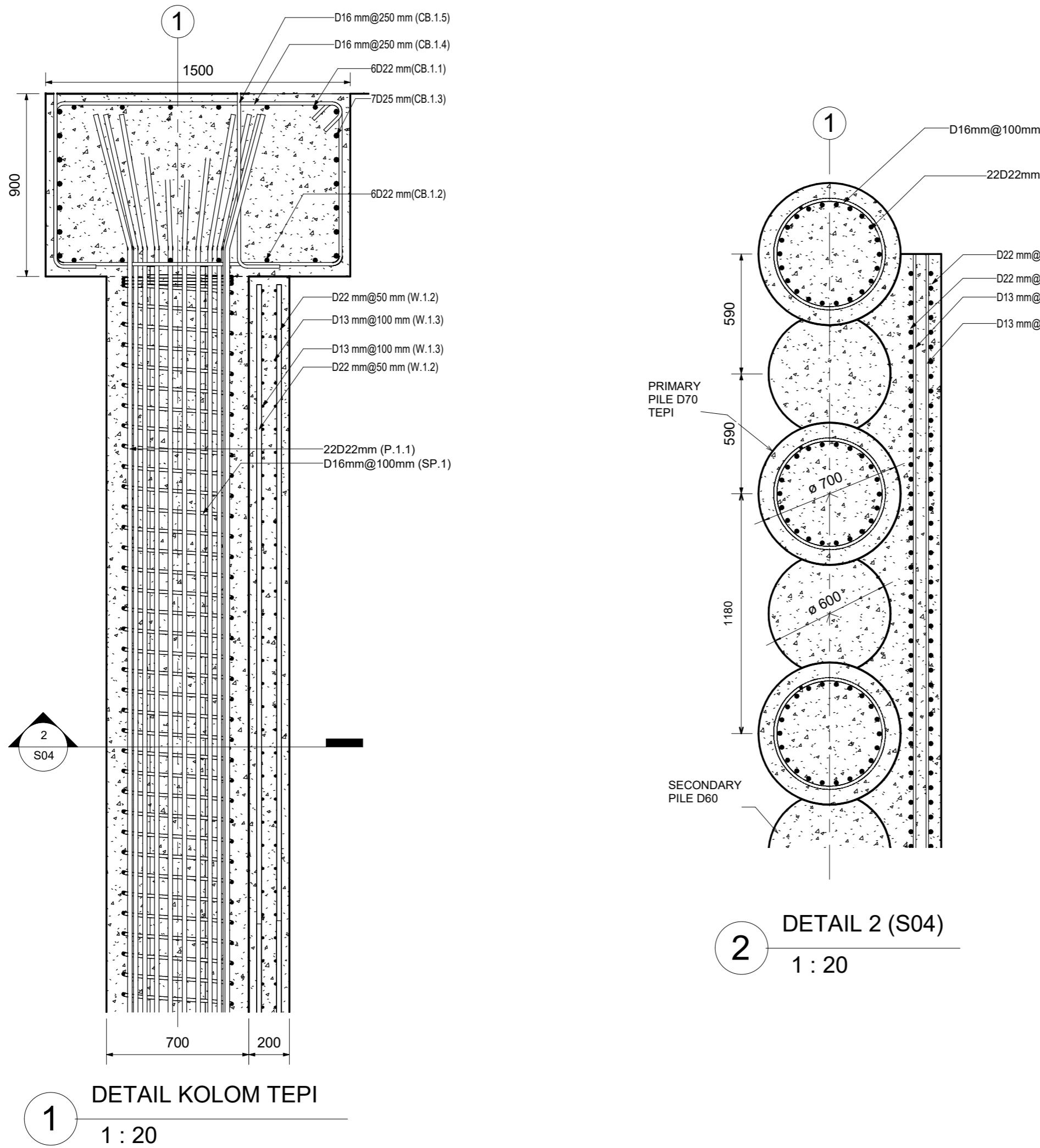
DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

Kusuma Indrasurya
10111610013071

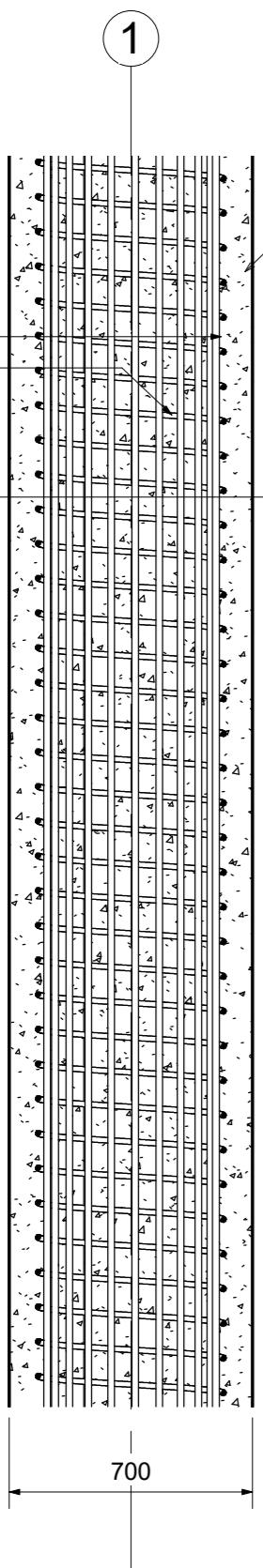
NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
S04	STR



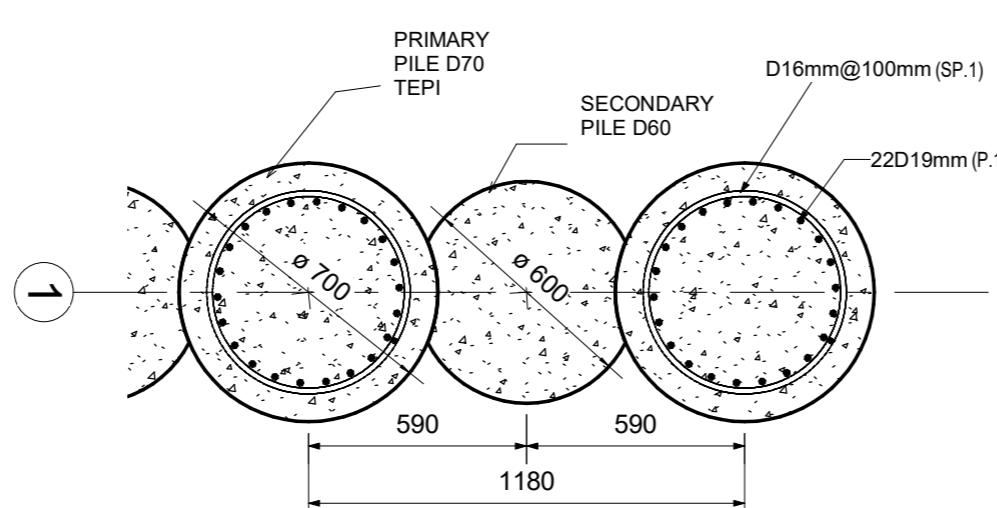
1

DETAIL PILE TEPI

1 : 20



1

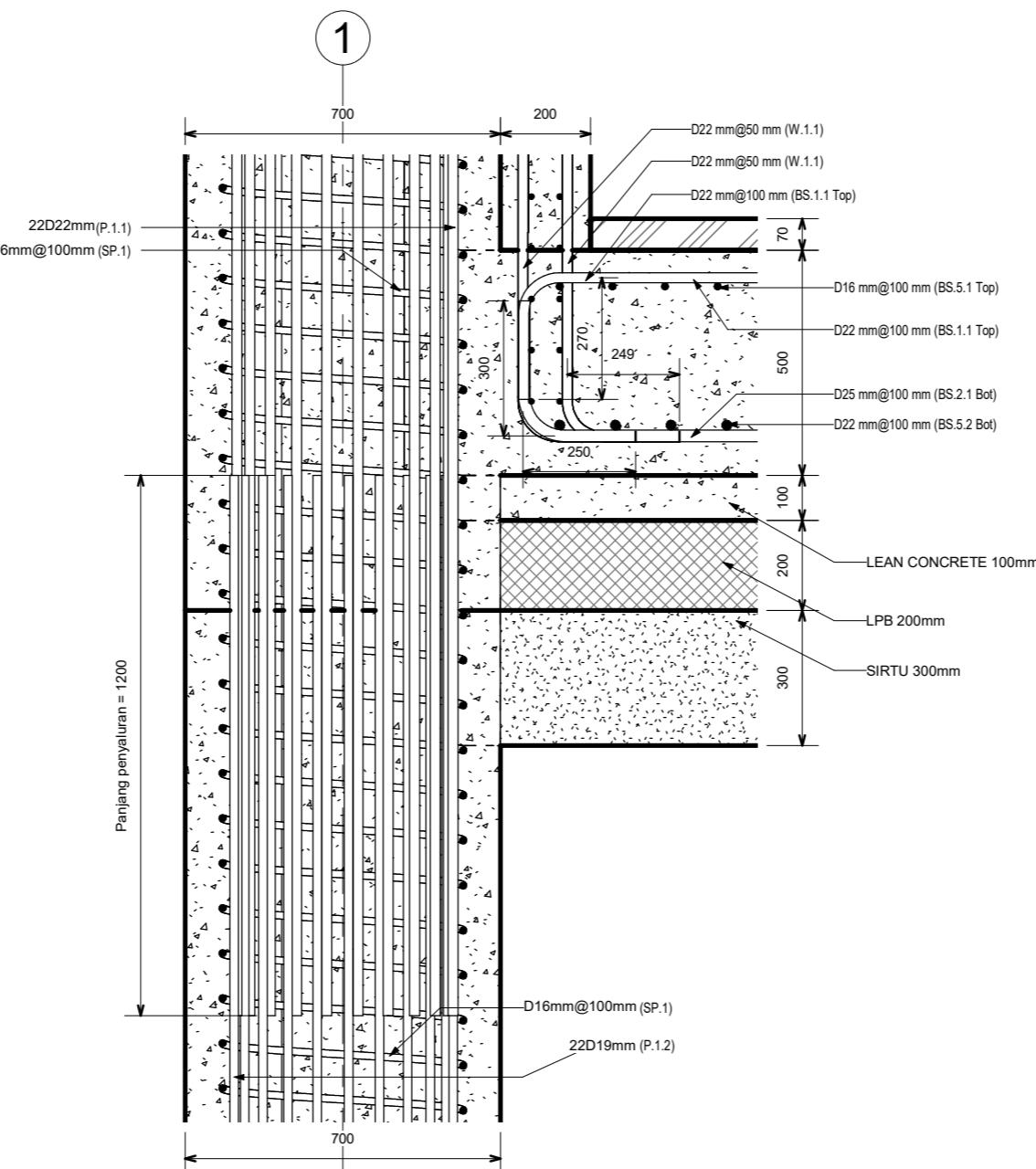
PRIMARY
PILE D70
TEPI

1

3

DETAIL 3 (S05)

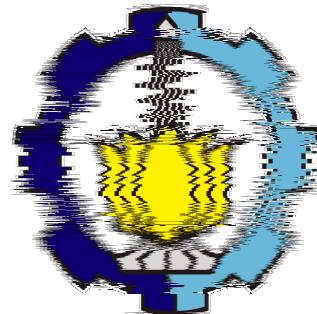
1 : 20



2

DETAIL 2 (S05)

1 : 15



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

1. f'_c beton = 35 Mpa
2. f_y lentur = 400 Mpa
3. f_y sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR

Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

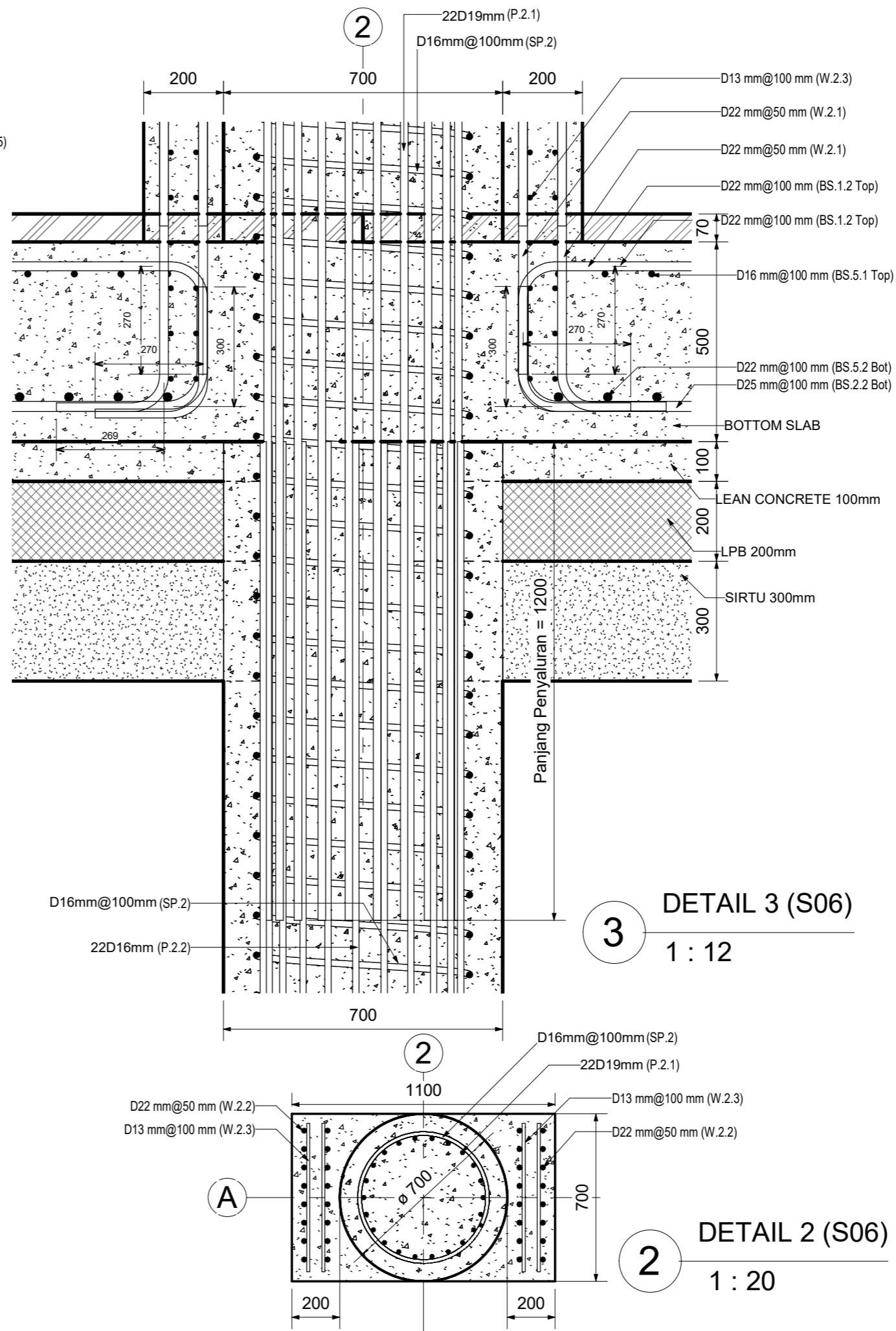
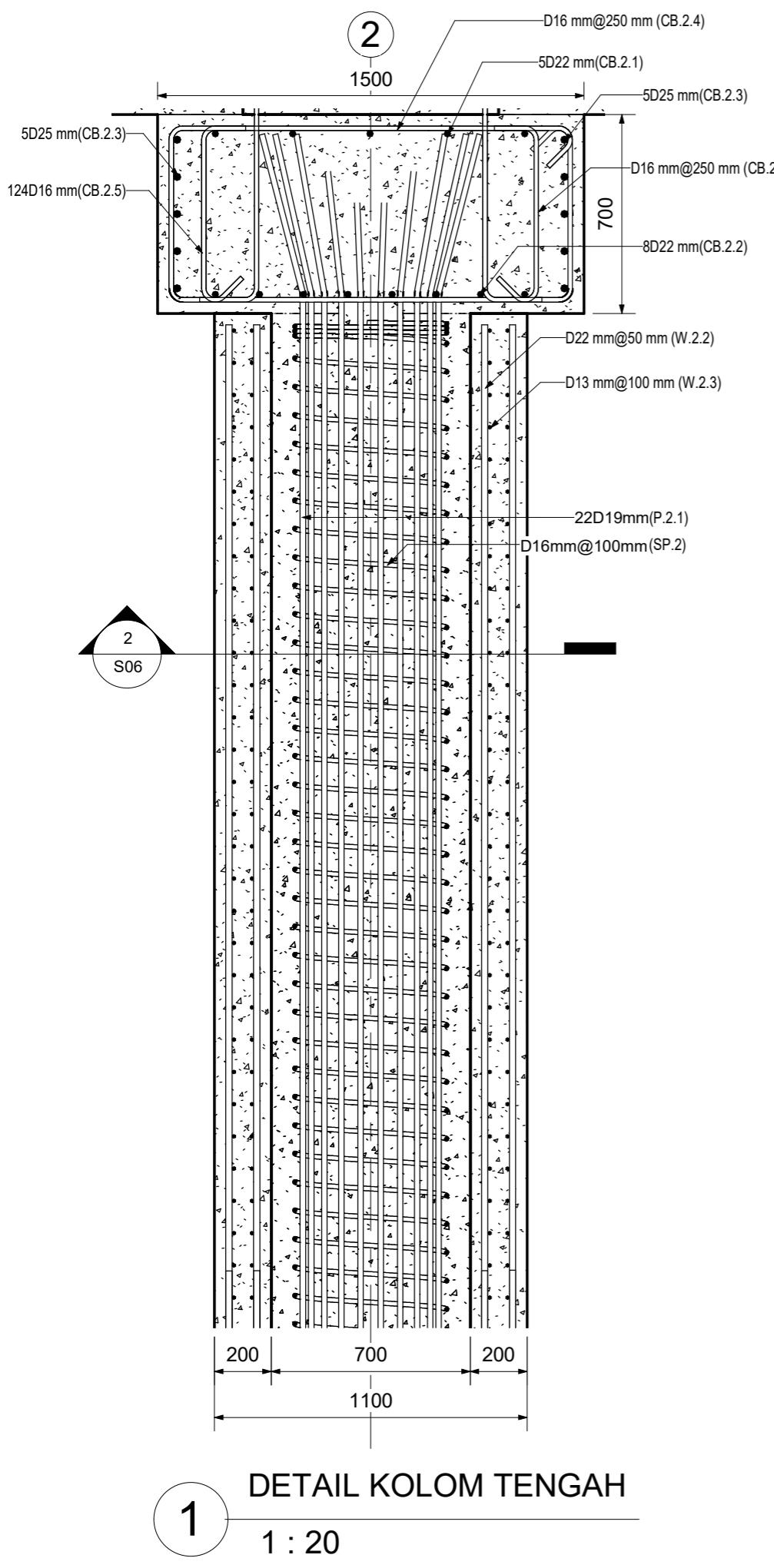
DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

Kusuma Indrasurya
10111610013071

NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
S05	STR



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

1. fc' beton = 35 Mpa
 2. fy lentur = 400 Mpa
 3. fy sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR

Desain Alternatif Proyek Underpass Yogyakarta International Airport Dengan Struktur Sengat Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

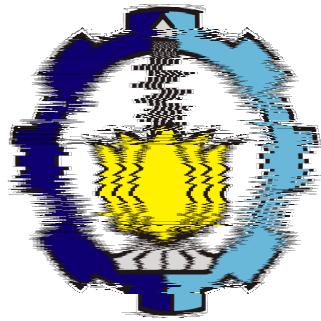
DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

Kusuma Indrasurya
10111610013071

NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
S06	STR



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

1. f'_c beton = 35 Mpa
2. f_y lentur = 400 Mpa
3. f_y sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR

Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

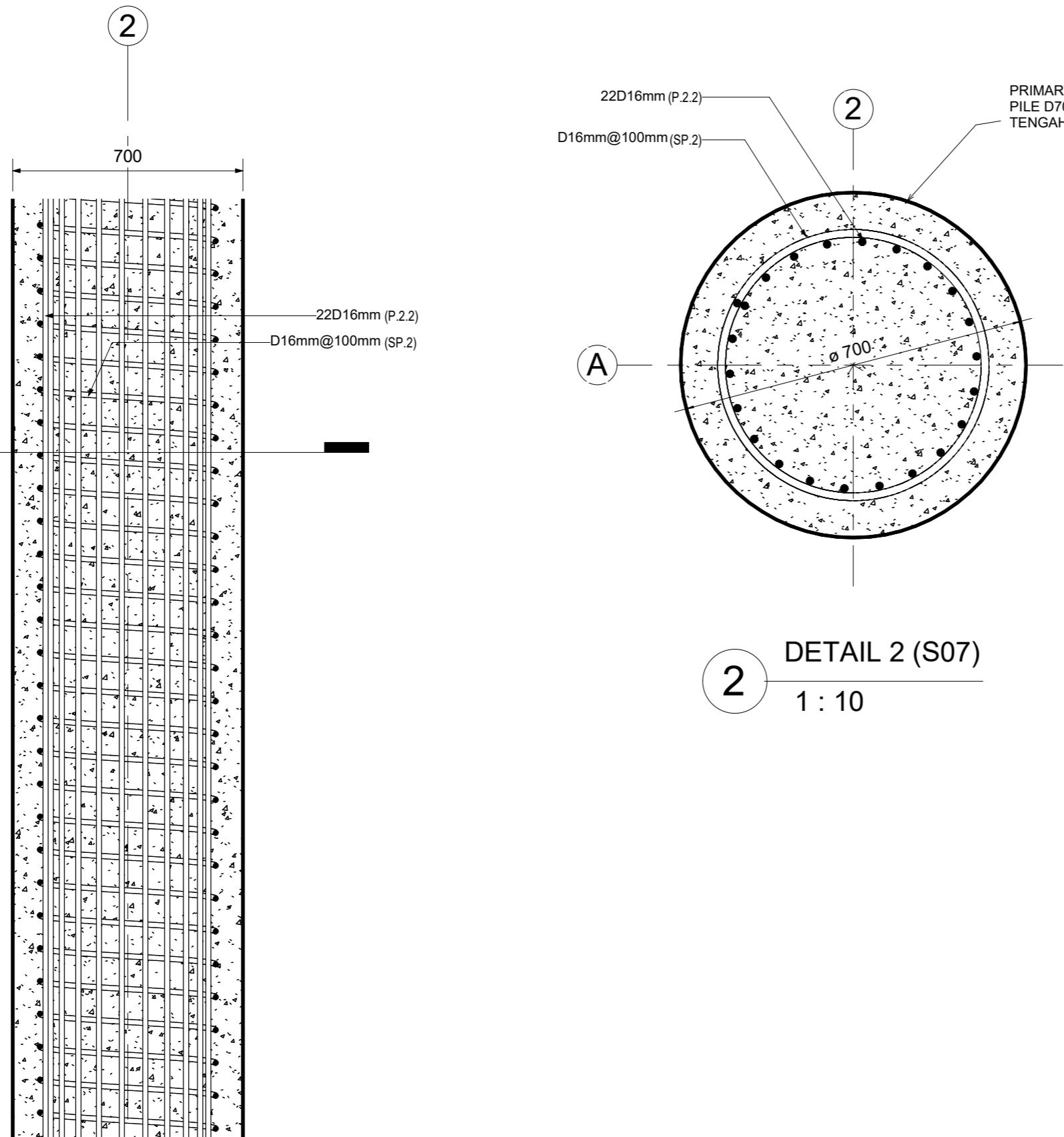
DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

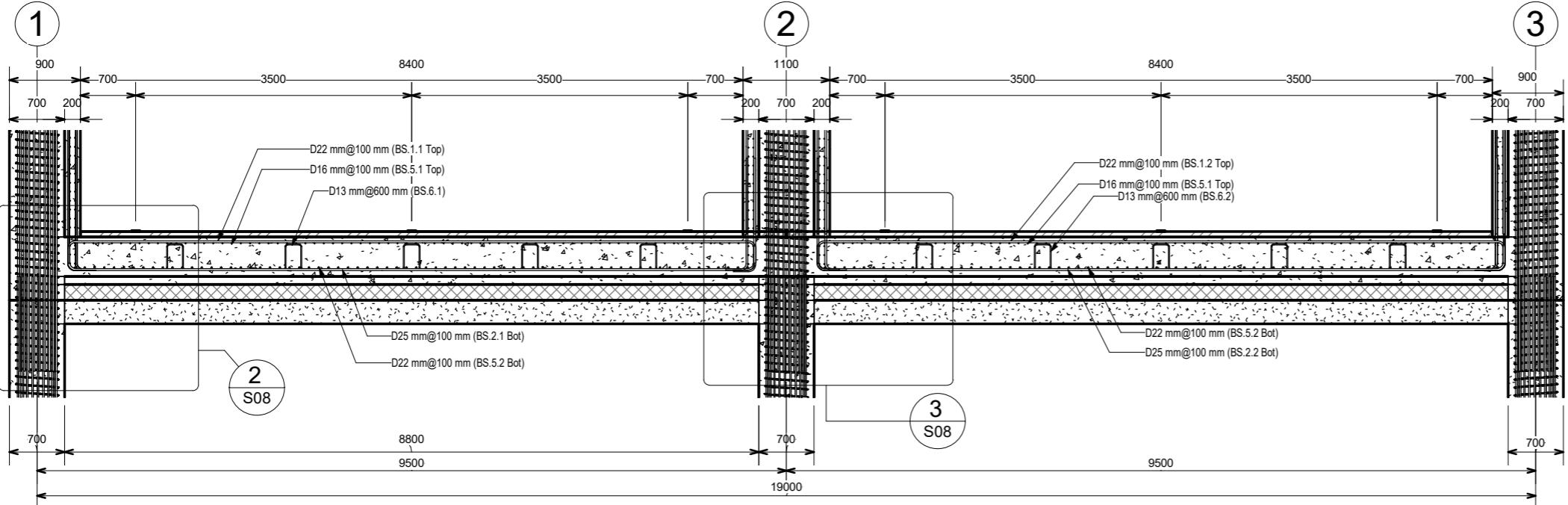
NAMA MAHASISWA

Kusuma Indrasurya
10111610013071

NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
S07	STR

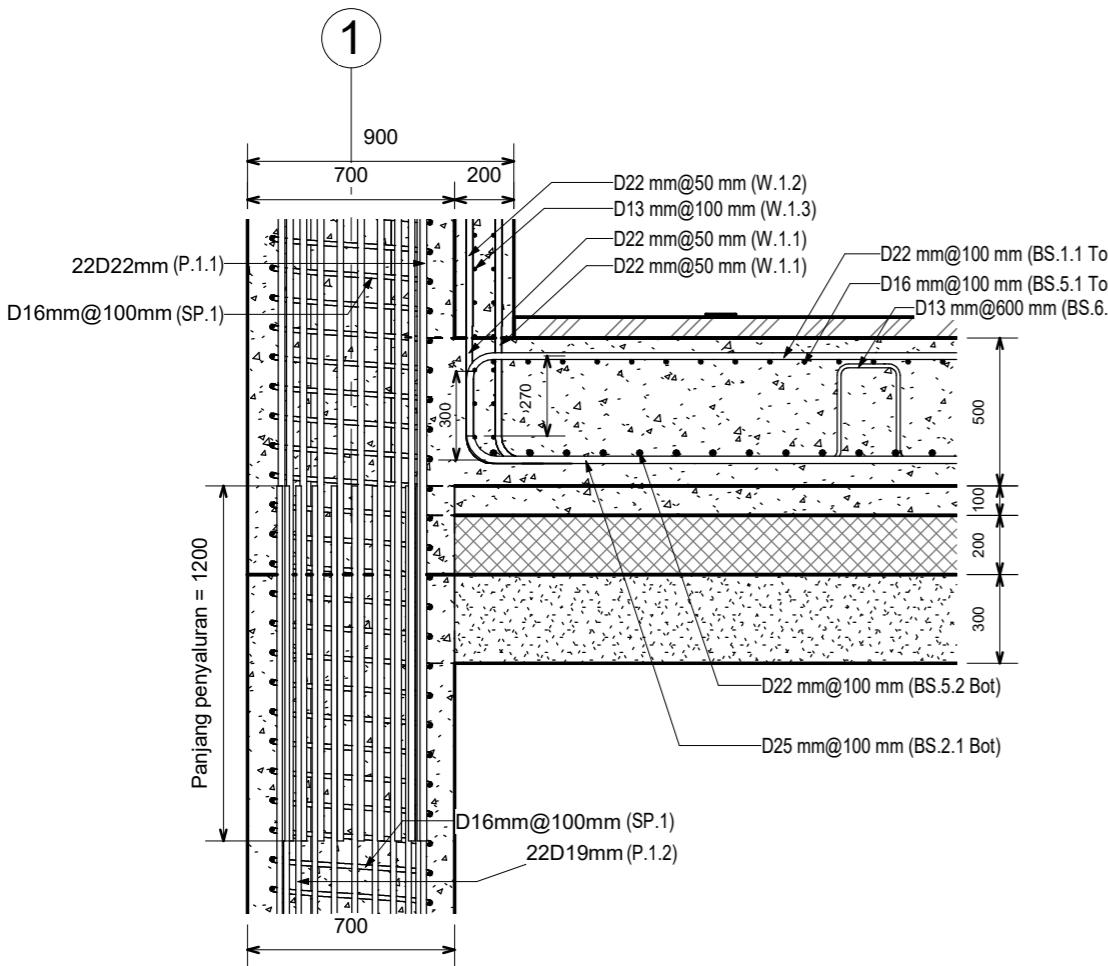


1 : 15

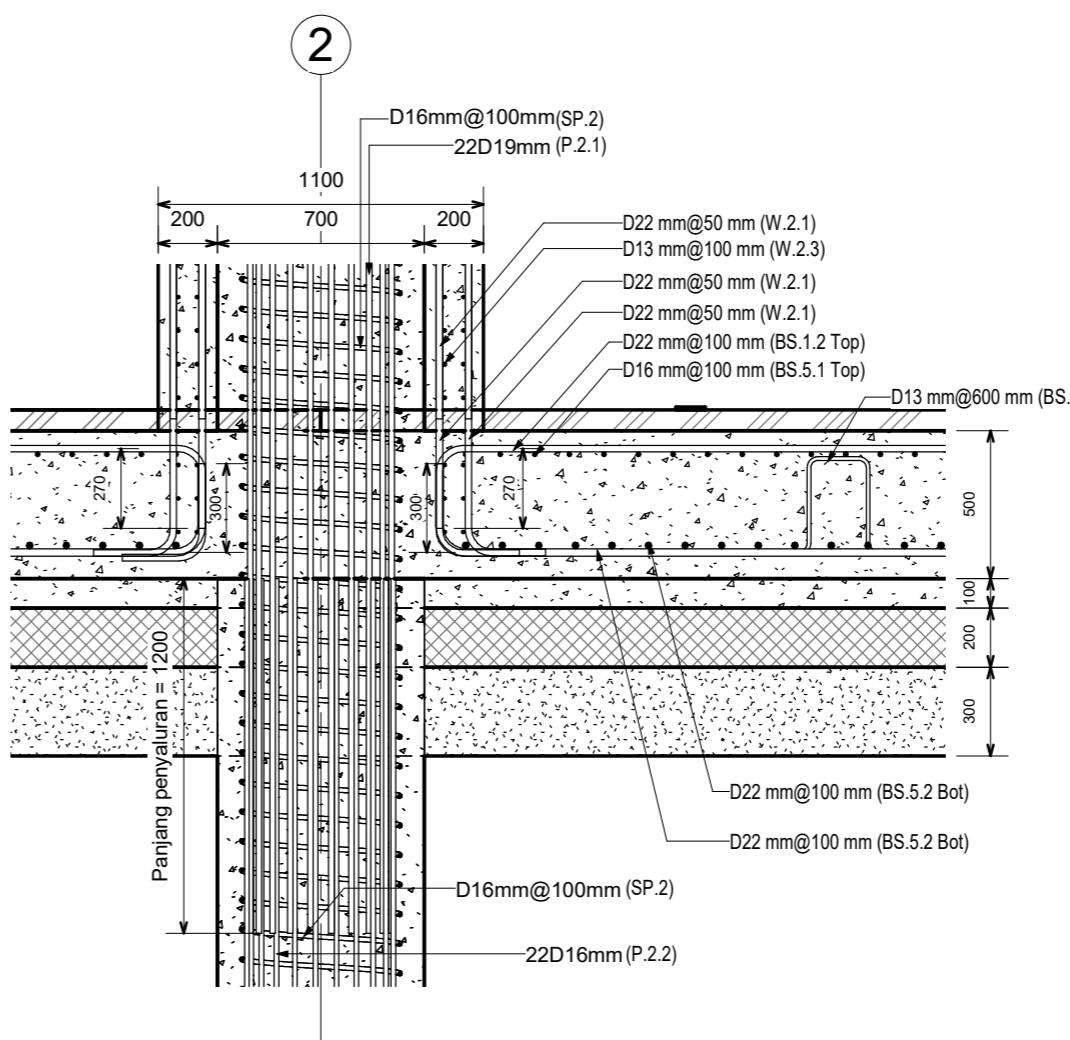


DETAIL BOTTOM SLAB POT. A-A

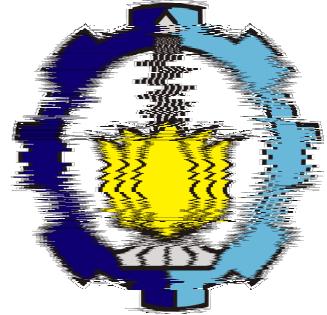
1
1 : 70



DETAIL 2 (S08)
1 : 25



DETAIL 3 (S08)
1 : 25



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

1. fc' beton = 35 Mpa
2. fy lentur = 400 Mpa
3. fy sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR

Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

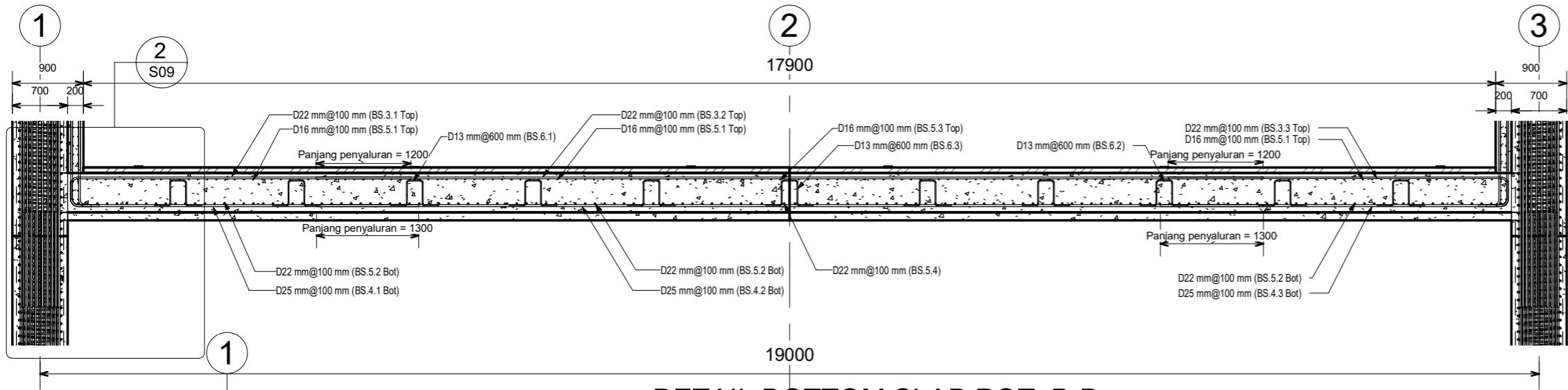
DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

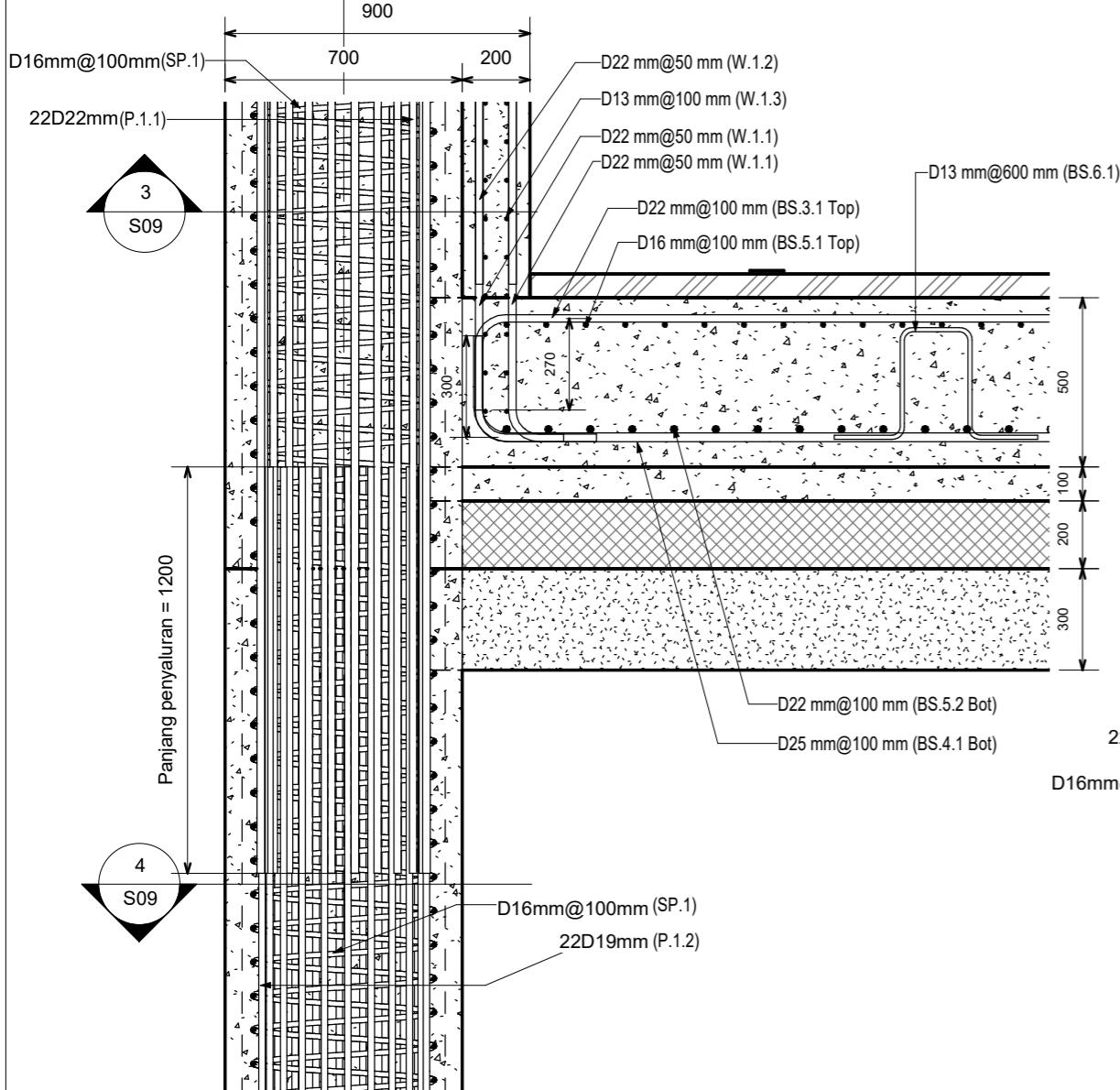
Kusuma Indrasurya
10111610013071

NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
S08	STR

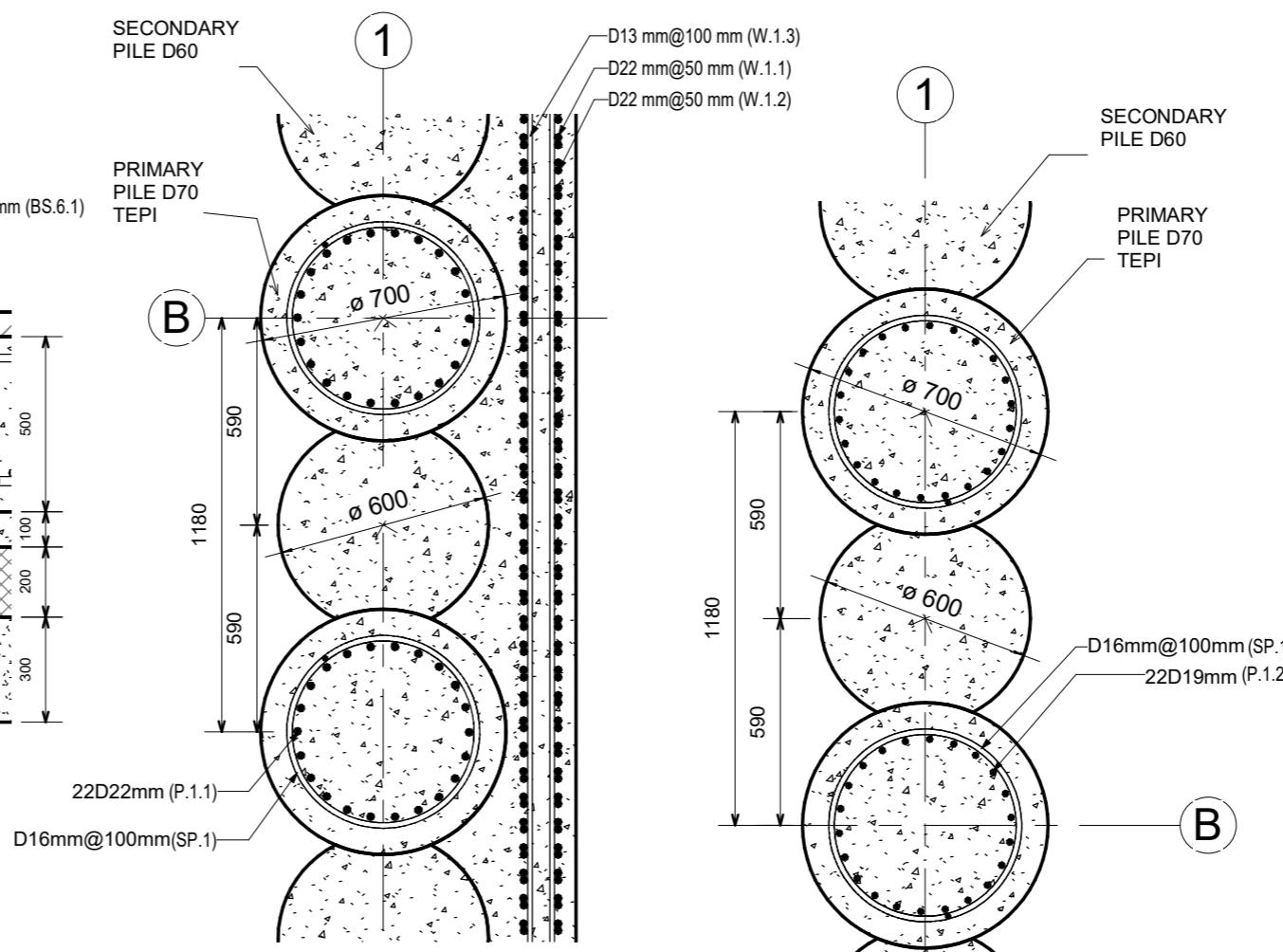


DETAIL BOTTOM SLAB POT. B-B

1 : 65



DETAIL 2 (S09)
1 : 20

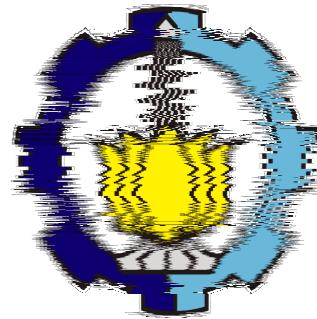


DETAIL 3 (S09)

1 : 20

DETAIL 4 (S09)

1 : 20



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

1. f'_c beton = 35 Mpa
2. f_y lentur = 400 Mpa
3. f_y sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR

Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

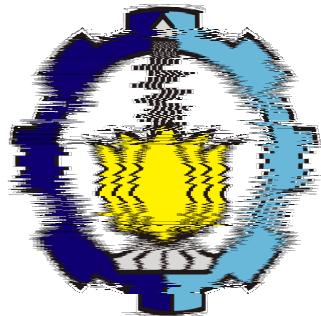
DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

Kusuma Indrasurya
10111610013071

NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
S09	STR



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

1. f'_c beton = 35 Mpa
2. f_y lentur = 400 Mpa
3. f_y sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR

Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

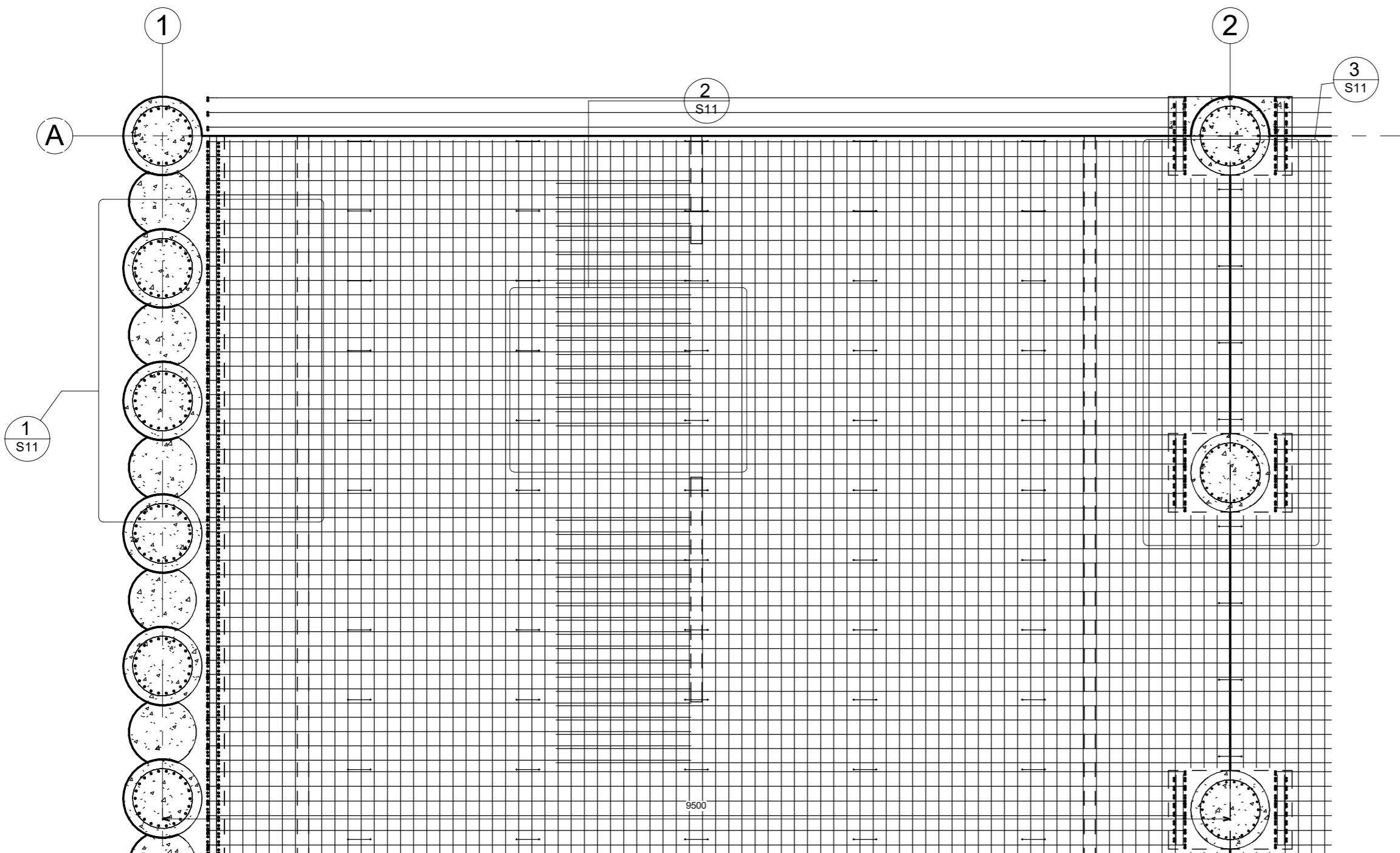
DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

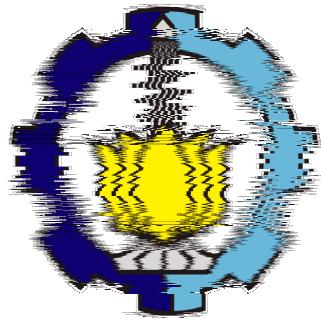
NAMA MAHASISWA

Kusuma Indrasurya
10111610013071

NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
S10	STR



1 DETAIL TUL. BOTTOM SLAB (TOP)
1 : 40



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

1. f'_c beton = 35 Mpa
2. f_y lentur = 400 Mpa
3. f_y sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR
Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

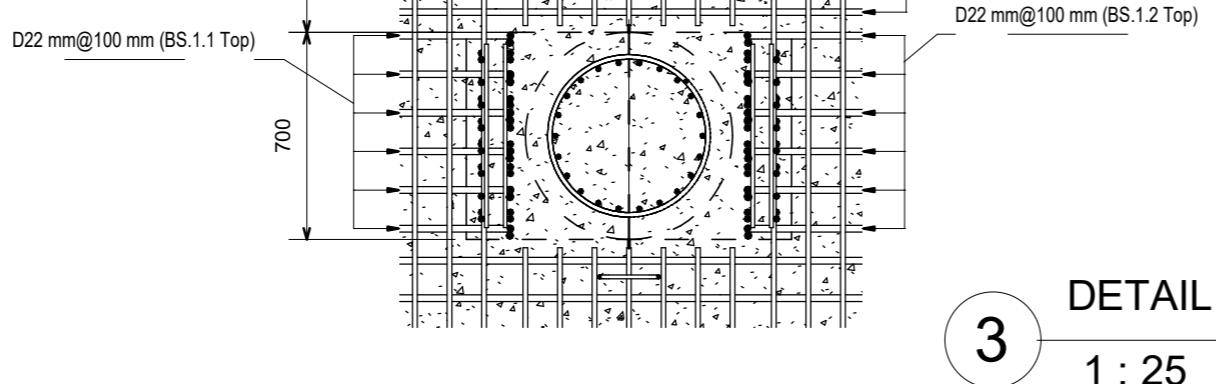
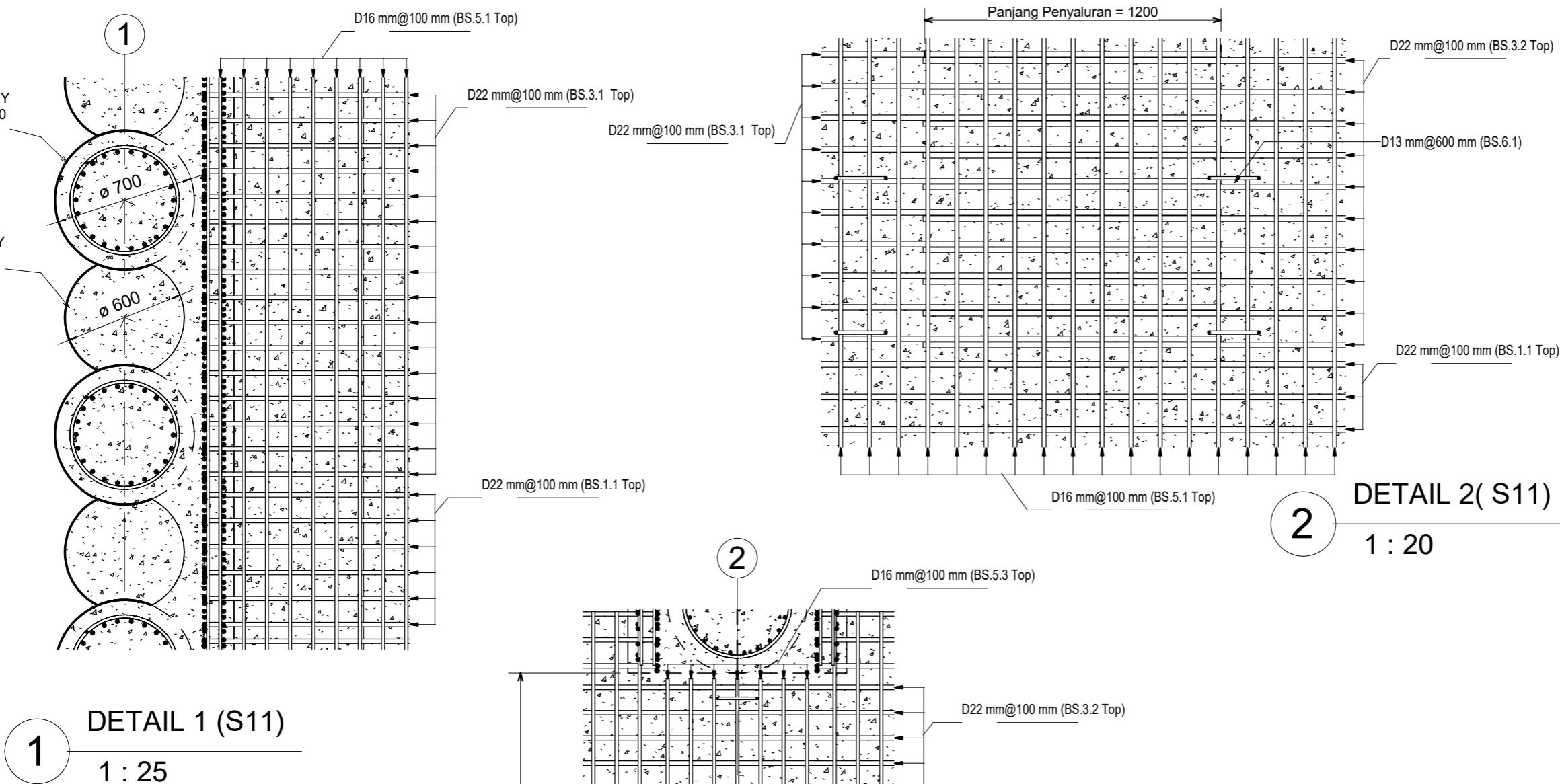
DOSEN PEMBIMBING II

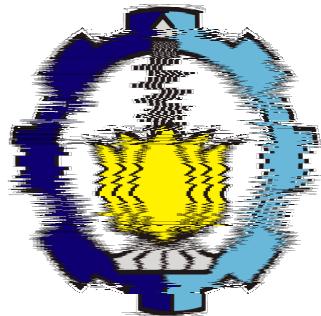
Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

Kusuma Indrasurya
10111610013071

NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
S11	STR





INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

1. f'_c beton = 35 Mpa
2. f_y lentur = 400 Mpa
3. f_y sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR

Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

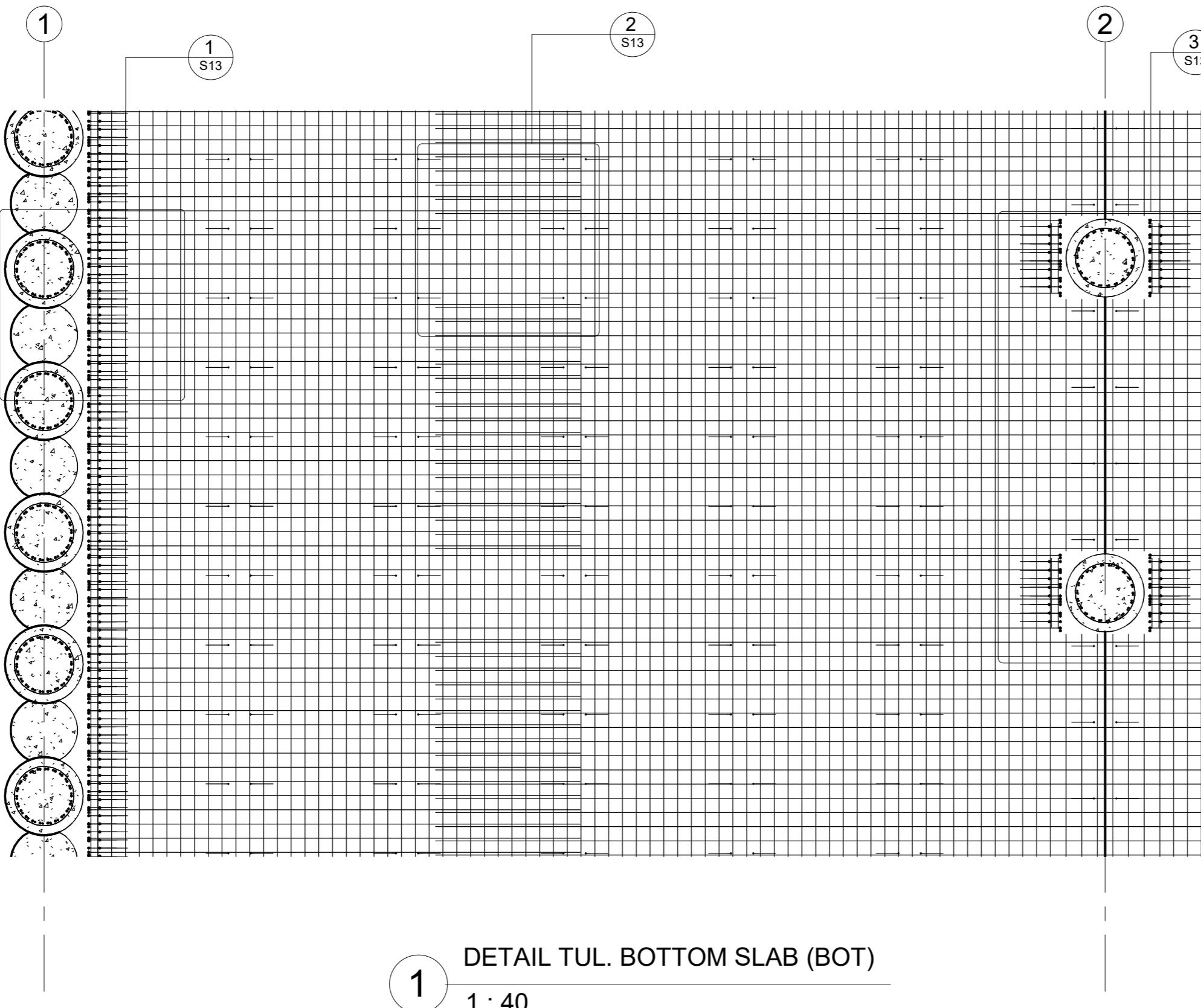
DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

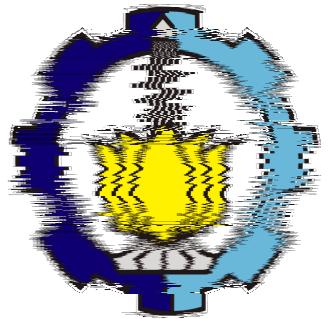
Kusuma Indrasurya
10111610013071

NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
S12	STR



DETAIL TUL. BOTTOM SLAB (BOT)

1 : 40



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

1. f'_c beton = 35 Mpa
2. f_y lentur = 400 Mpa
3. f_y sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR

Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

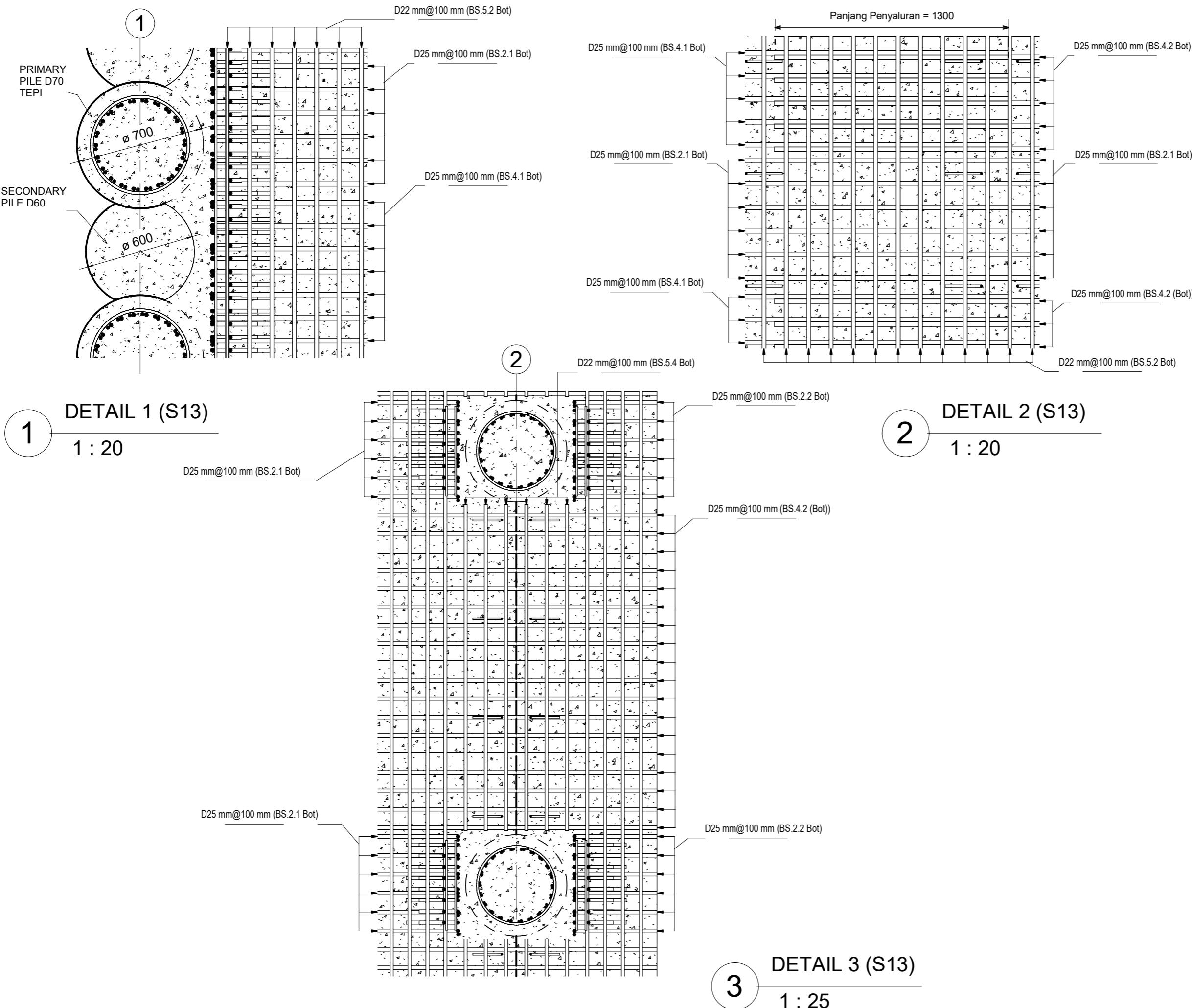
DOSEN PEMBIMBING II

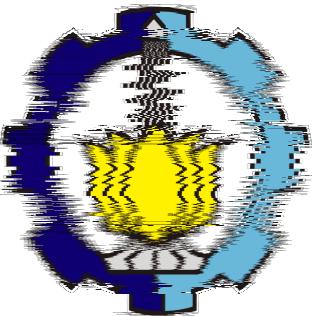
Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

Kusuma Indrasurya
10111610013071

NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
S13	STR





INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

1. f'_c beton = 35 Mpa
2. f_y lentur = 400 Mpa
3. f_y sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR

Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

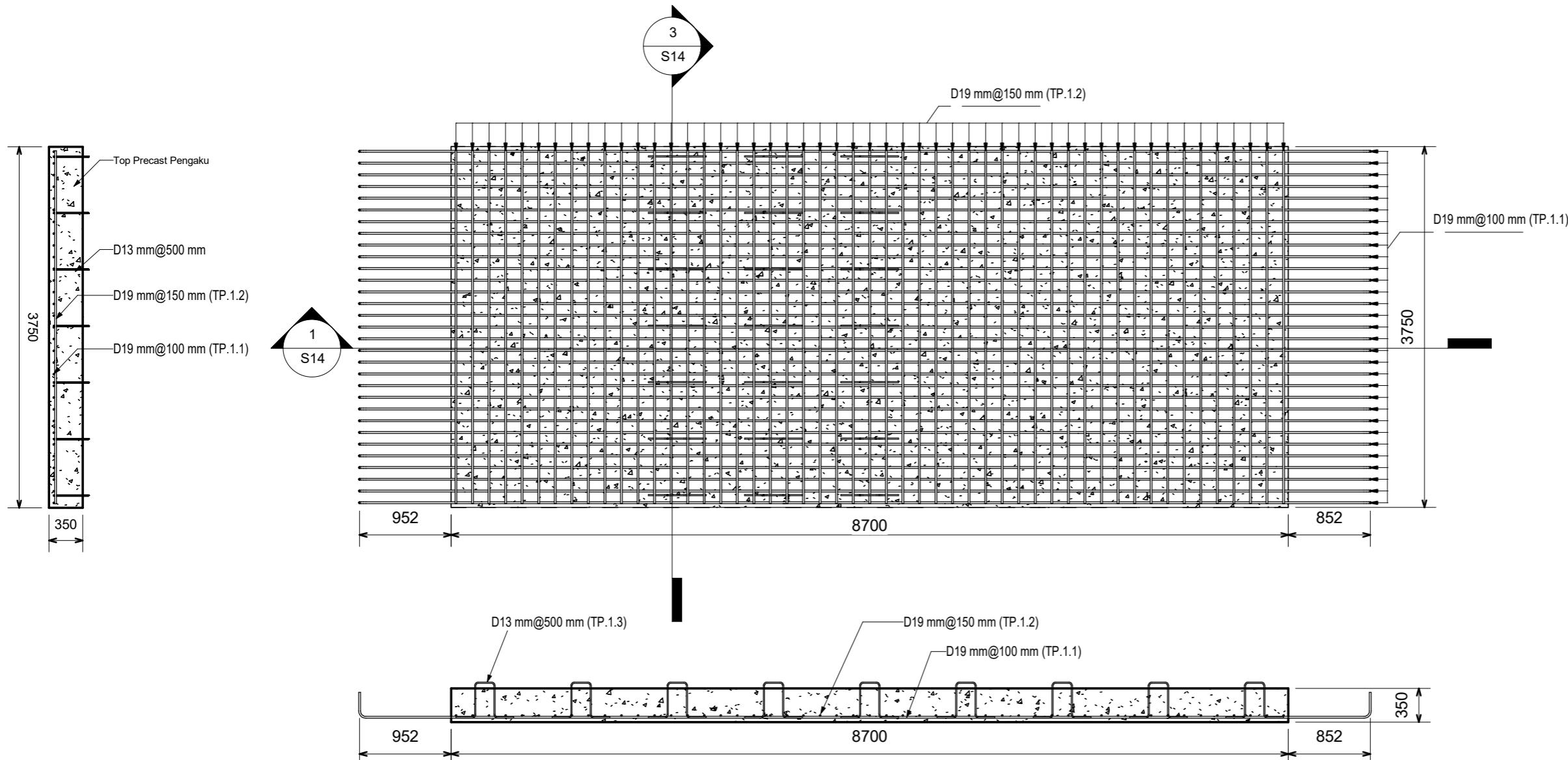
DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

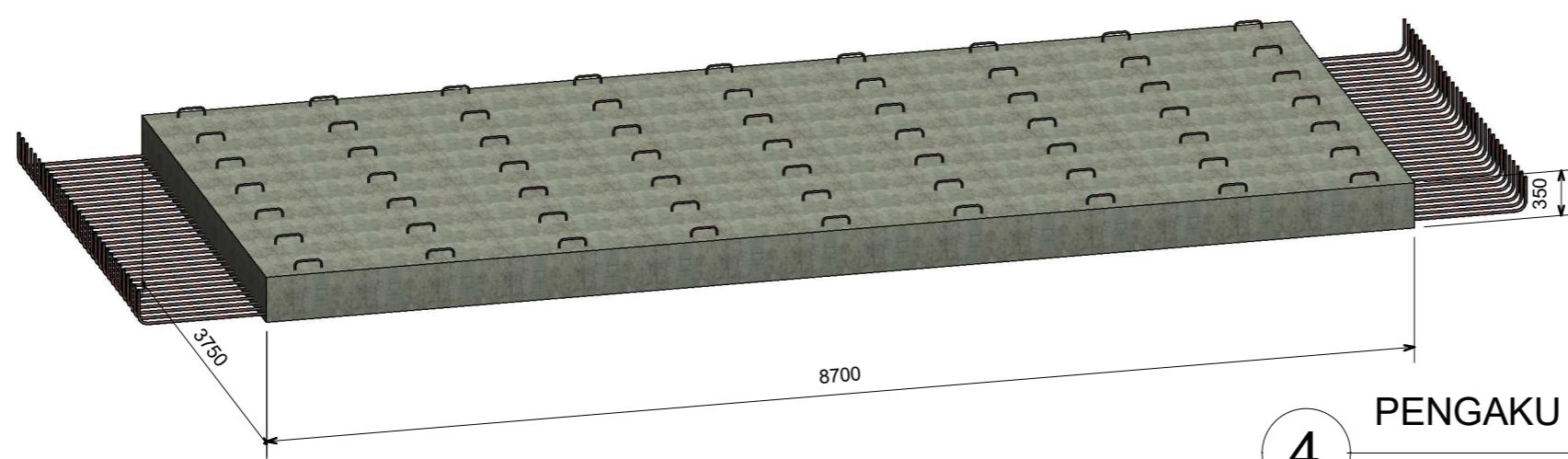
Kusuma Indrasurya
10111610013071

NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
S14	STR



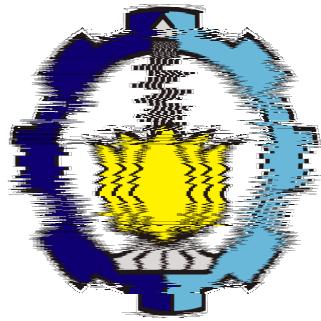
DETAIL PENGAKU TOP PRECAST

1 : 50



PENGAKU TOP PRECAST

4



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

1. f'_c beton = 35 Mpa
2. f_y lentur = 400 Mpa
3. f_y sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR

Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

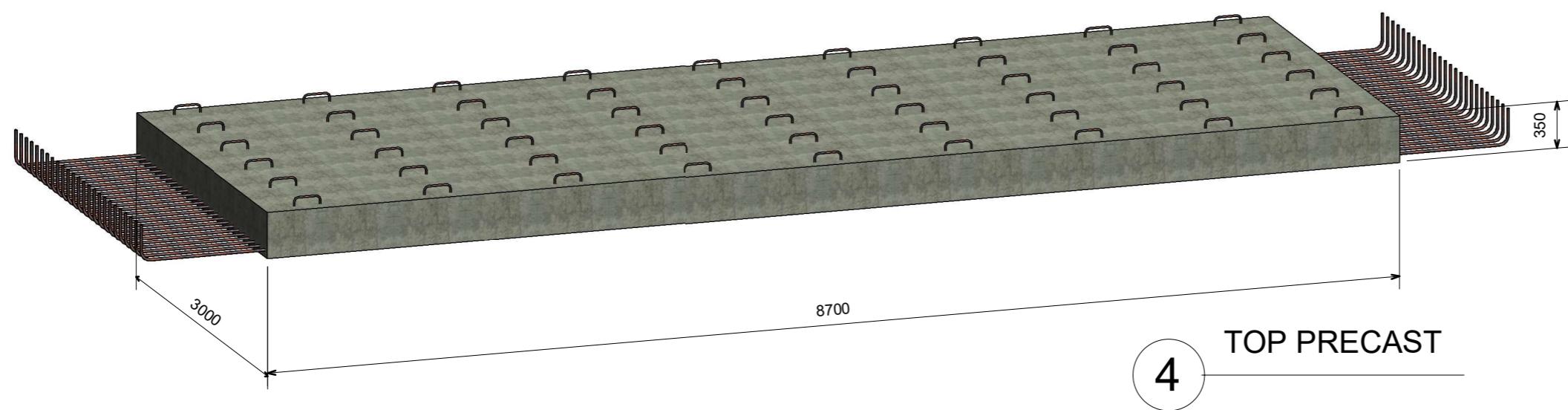
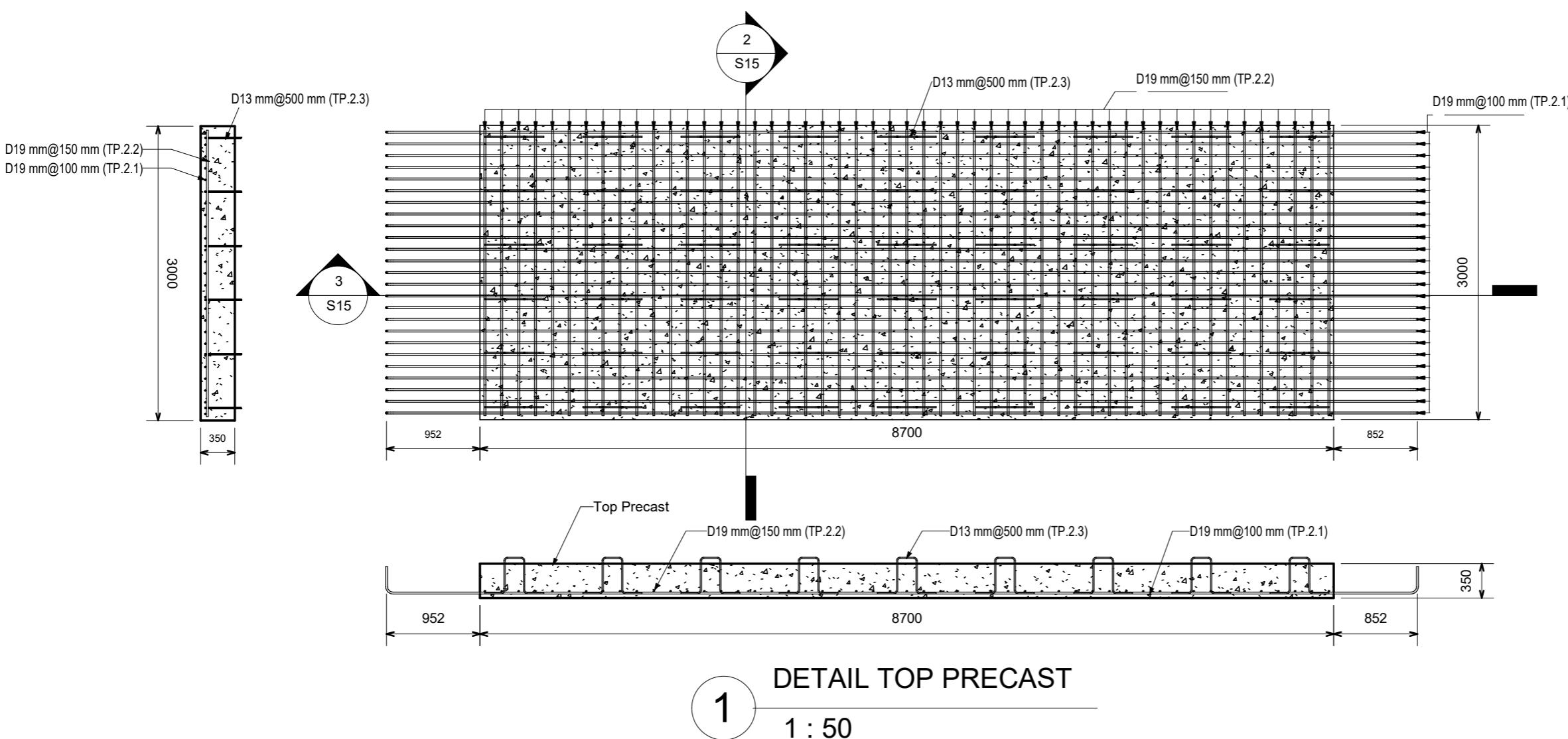
DOSEN PEMBIMBING II

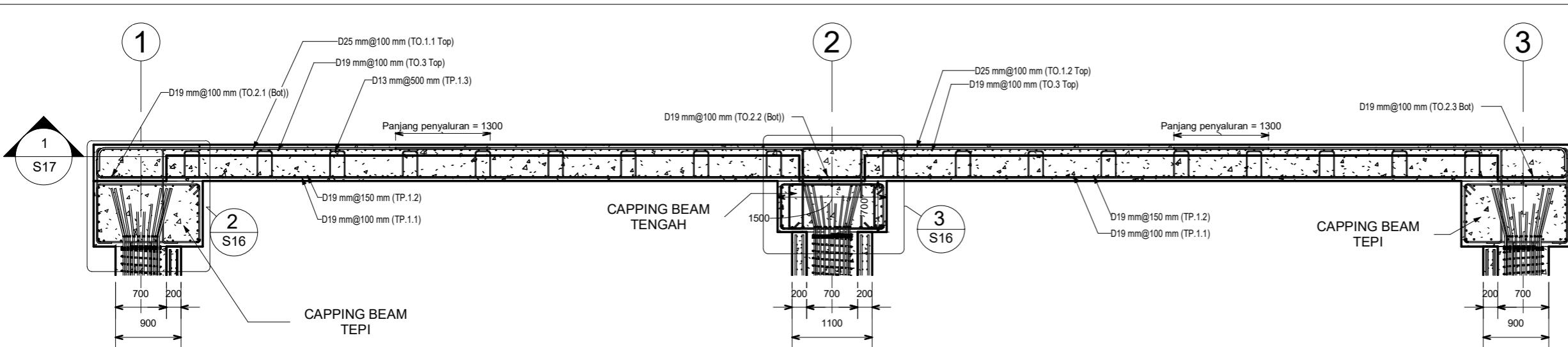
Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

Kusuma Indrasurya
10111610013071

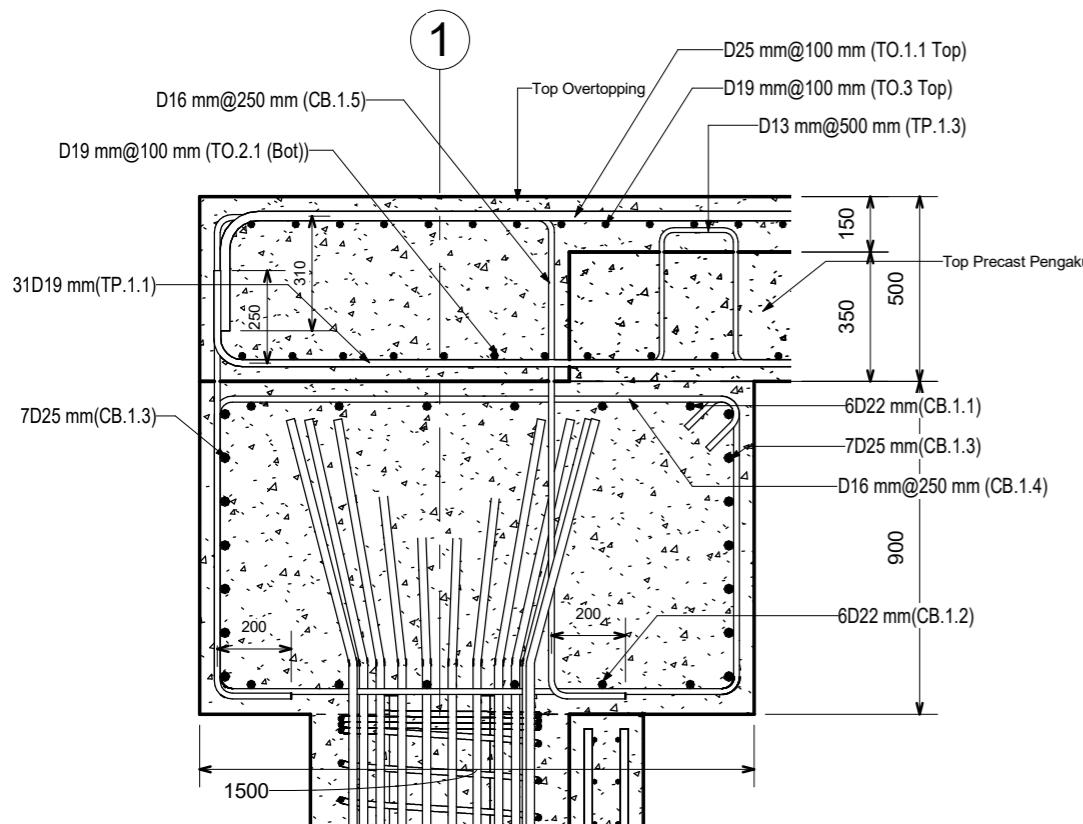
NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
S15	STR





CAPPING BEAM & TOP SLAB POT. A-A

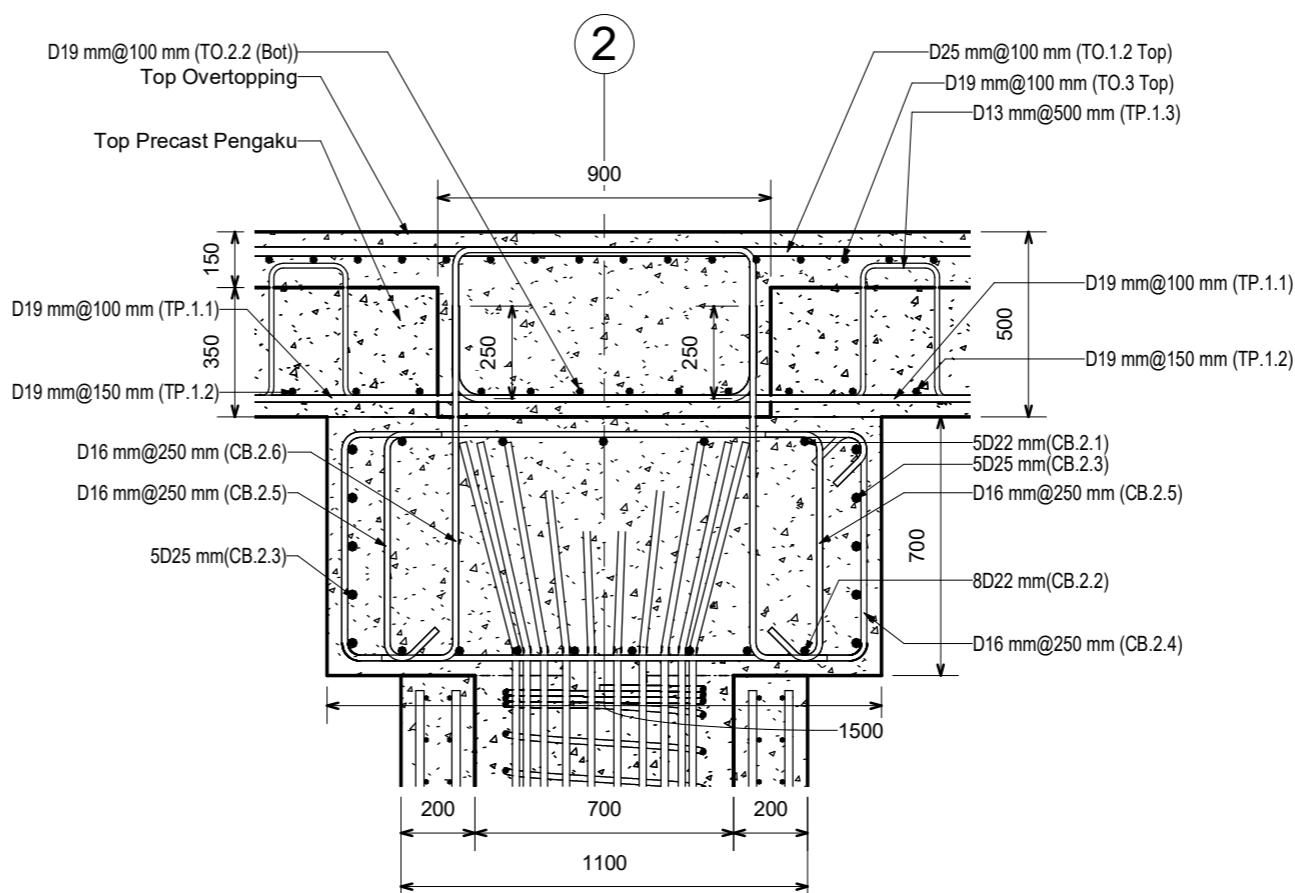
1 : 65



DETAIL CAPPING BEAM TEPI

2

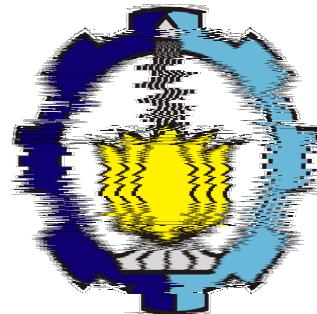
1 : 20



DETAIL CAPPING BEAM TENGAH

3

1 : 20



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

1. fc' beton = 35 Mpa
2. fy lentur = 400 Mpa
3. fy sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR

Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

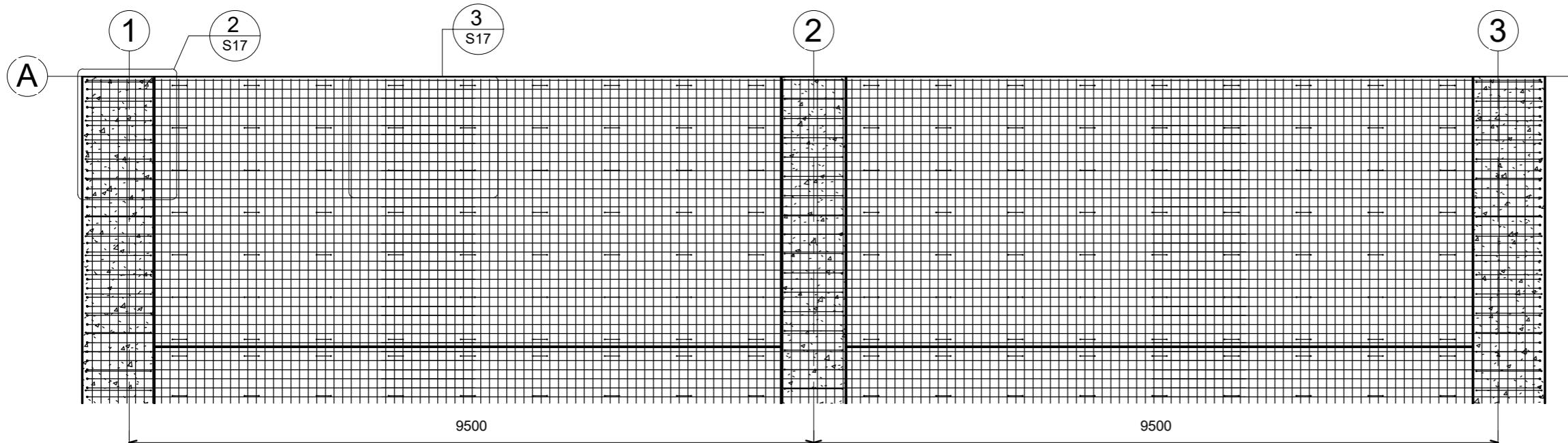
DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

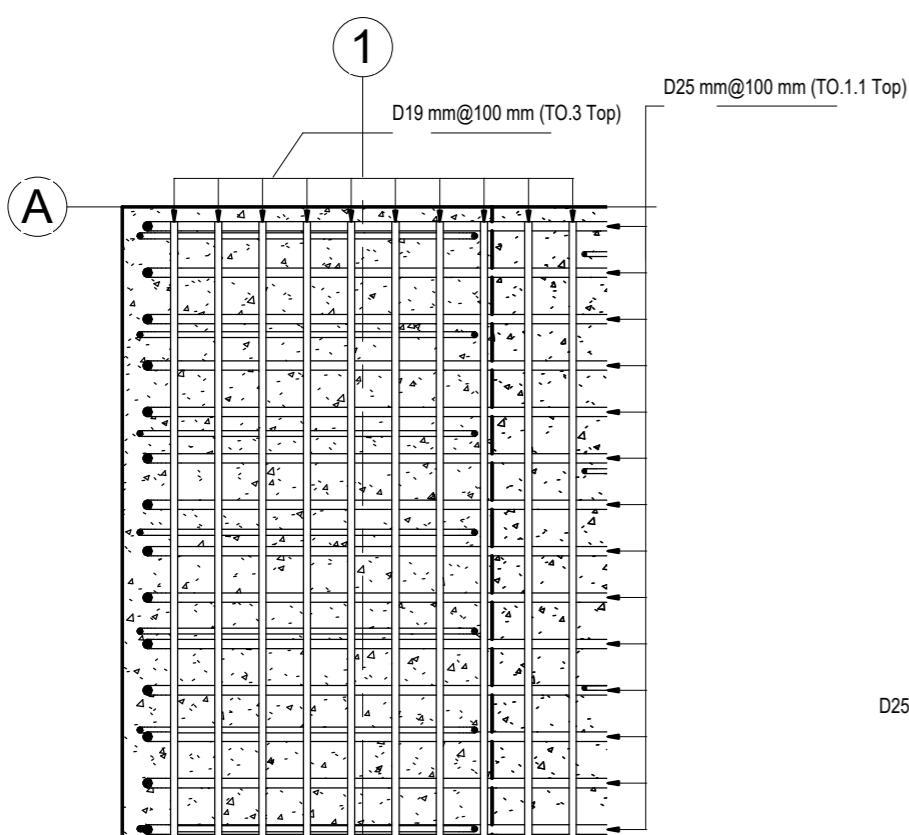
Kusuma Indrasurya
10111610013071

NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
S16	STR



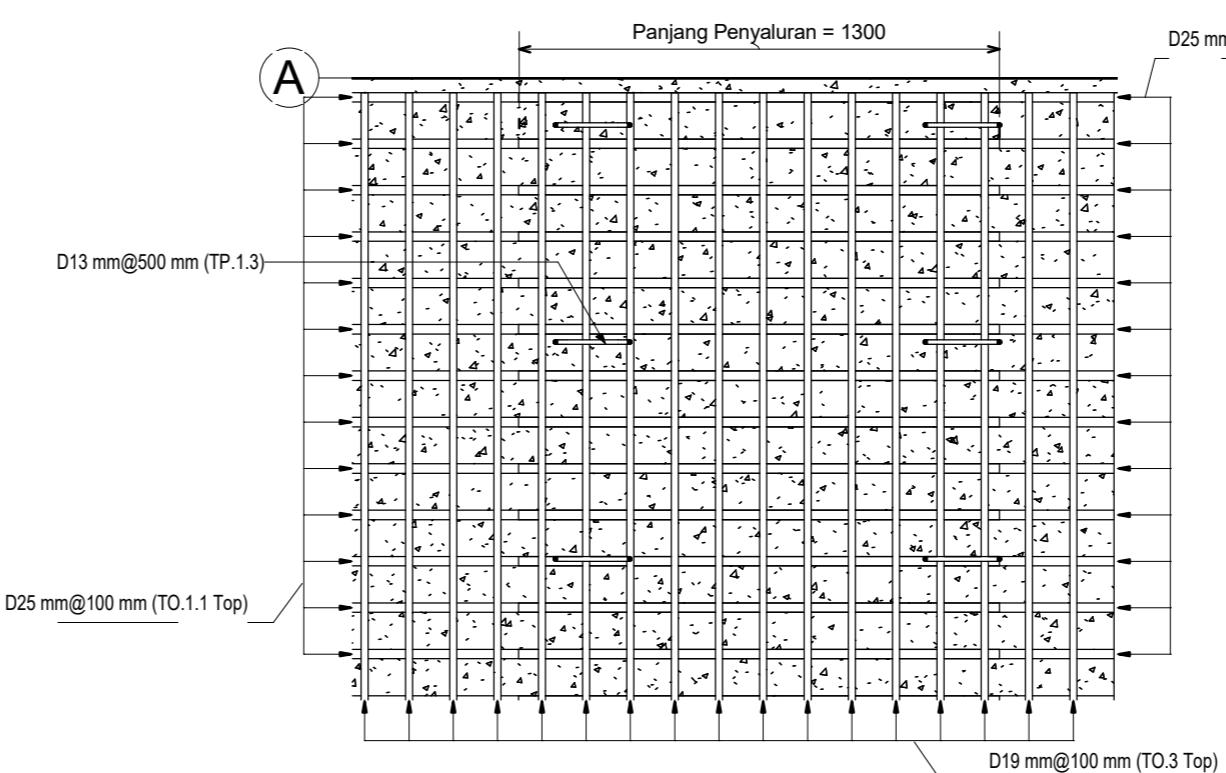
DETAIL TUL. TOP SLAB OVERTOPPING

1 : 70



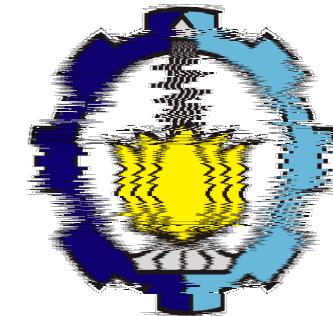
DETAIL 2 (S17)

1 : 20



DETAIL 3 (S17)

1 : 20



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

1. f'_c beton = 35 Mpa
2. f_y lentur = 400 Mpa
3. f_y sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR

Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

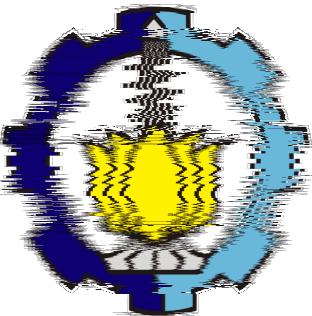
DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

Kusuma Indrasurya
10111610013071

NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
S17	STR



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

1. f'_c beton = 35 Mpa
2. f_y lentur = 400 Mpa
3. f_y sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR

Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

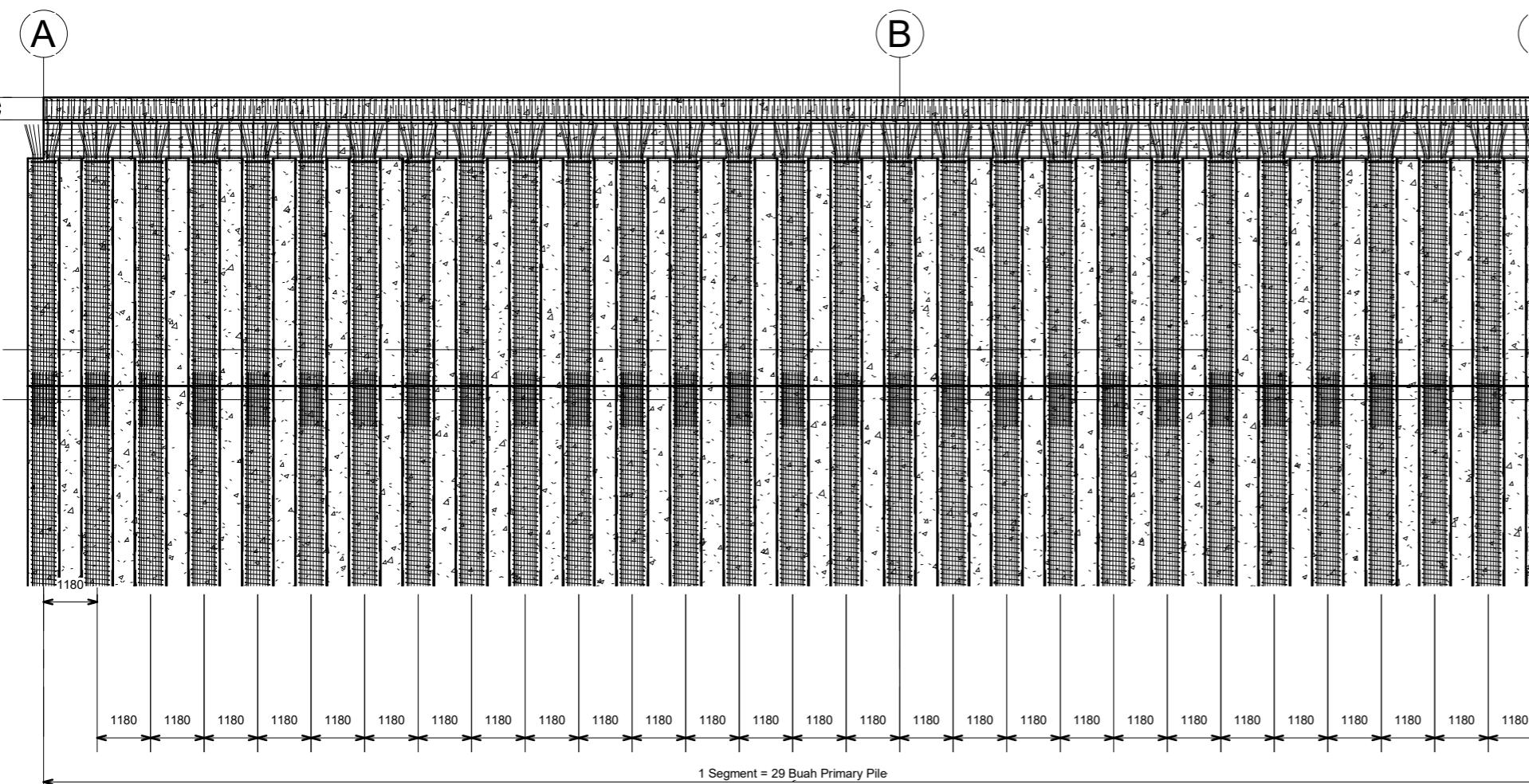
DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

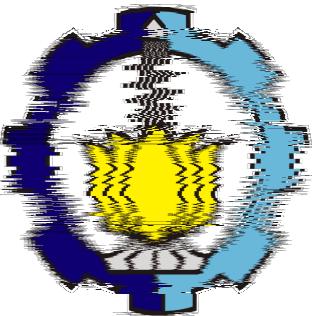
NAMA MAHASISWA

Kusuma Indrasurya
10111610013071

NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
S18	STR



SECTION 1-1
1 : 130



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

1. f'_c beton = 35 Mpa
2. f_y lentur = 400 Mpa
3. f_y sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR

Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

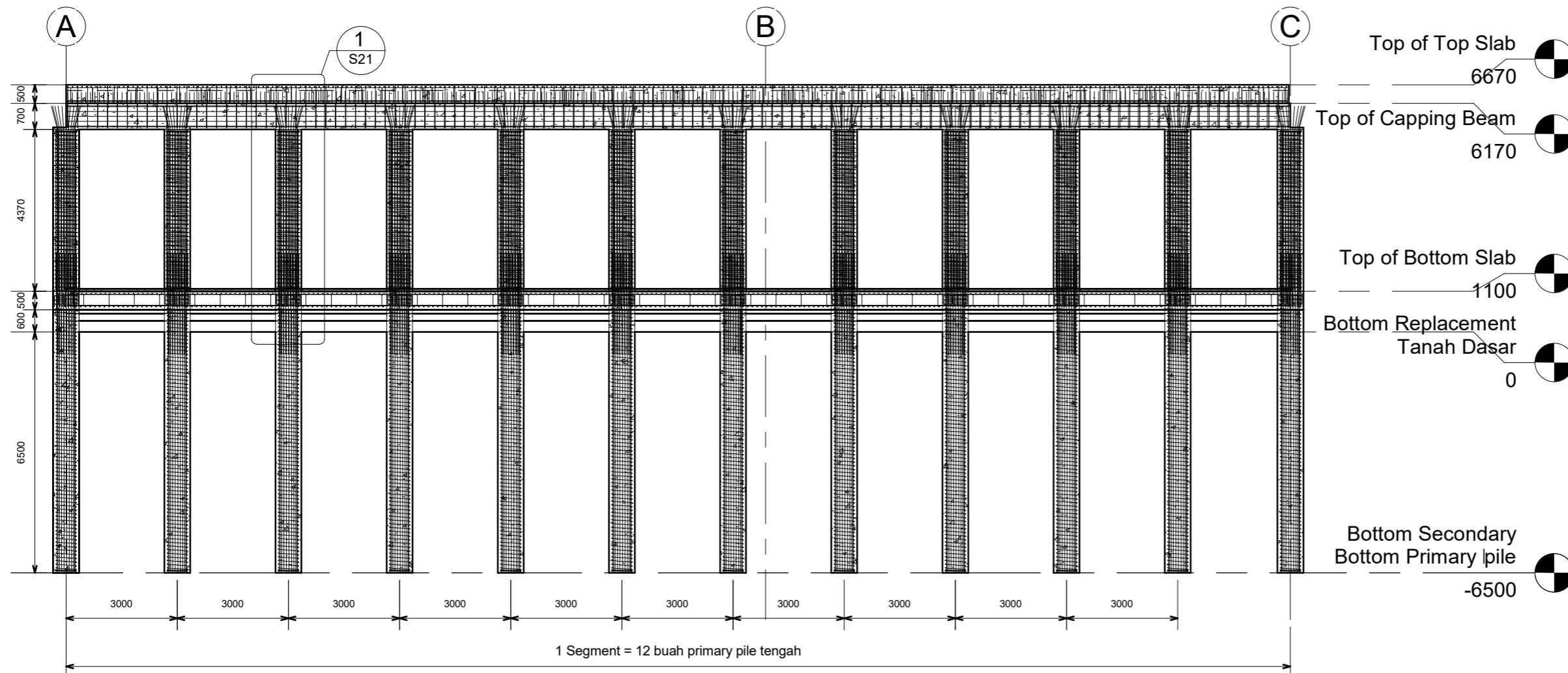
DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

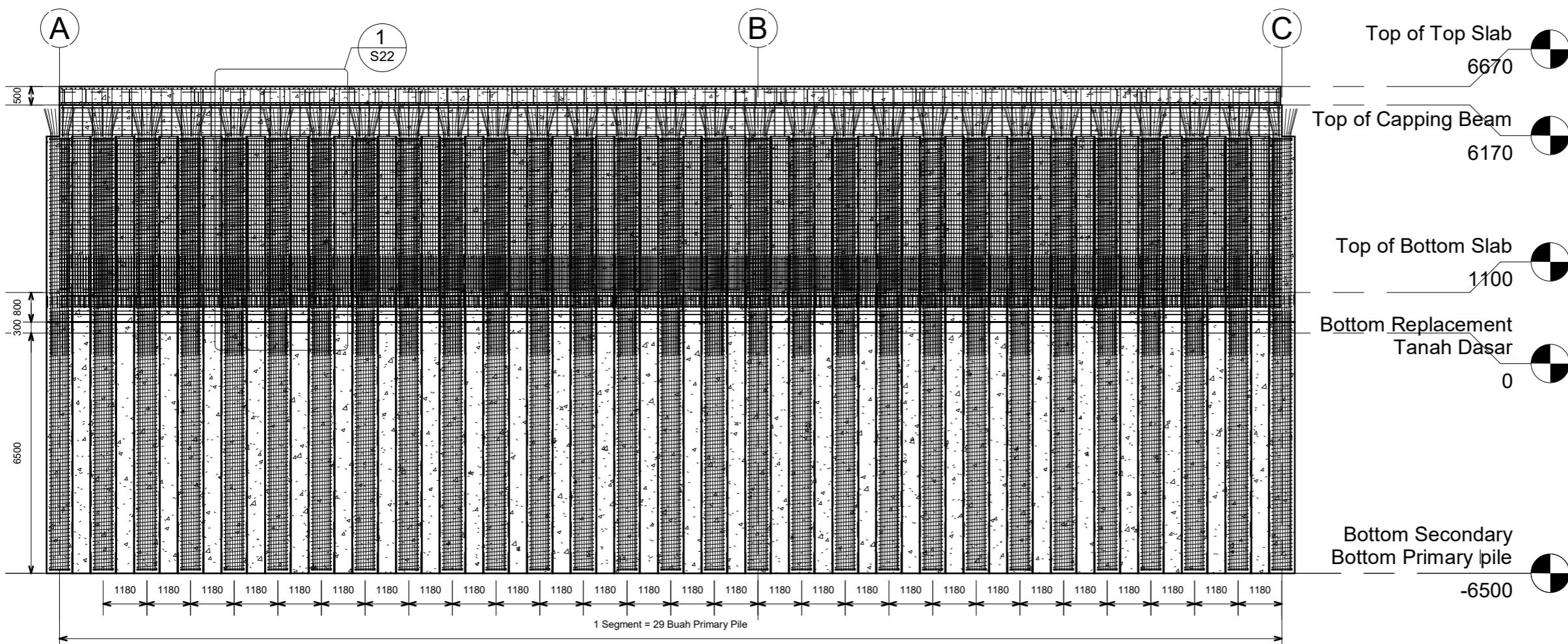
NAMA MAHASISWA

Kusuma Indrasurya
10111610013071

NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
S19	STR



SECTION 2-2
1 : 130



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

- 1. f'_c beton = 35 Mpa
- 2. f_y lentur = 400 Mpa
- 3. f_y sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR

Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

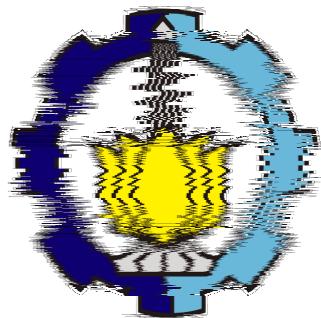
DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

Kusuma Indrasurya
10111610013071

NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
S20	STR



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

1. f'_c beton = 35 Mpa
2. f_y lentur = 400 Mpa
3. f_y sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR

Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

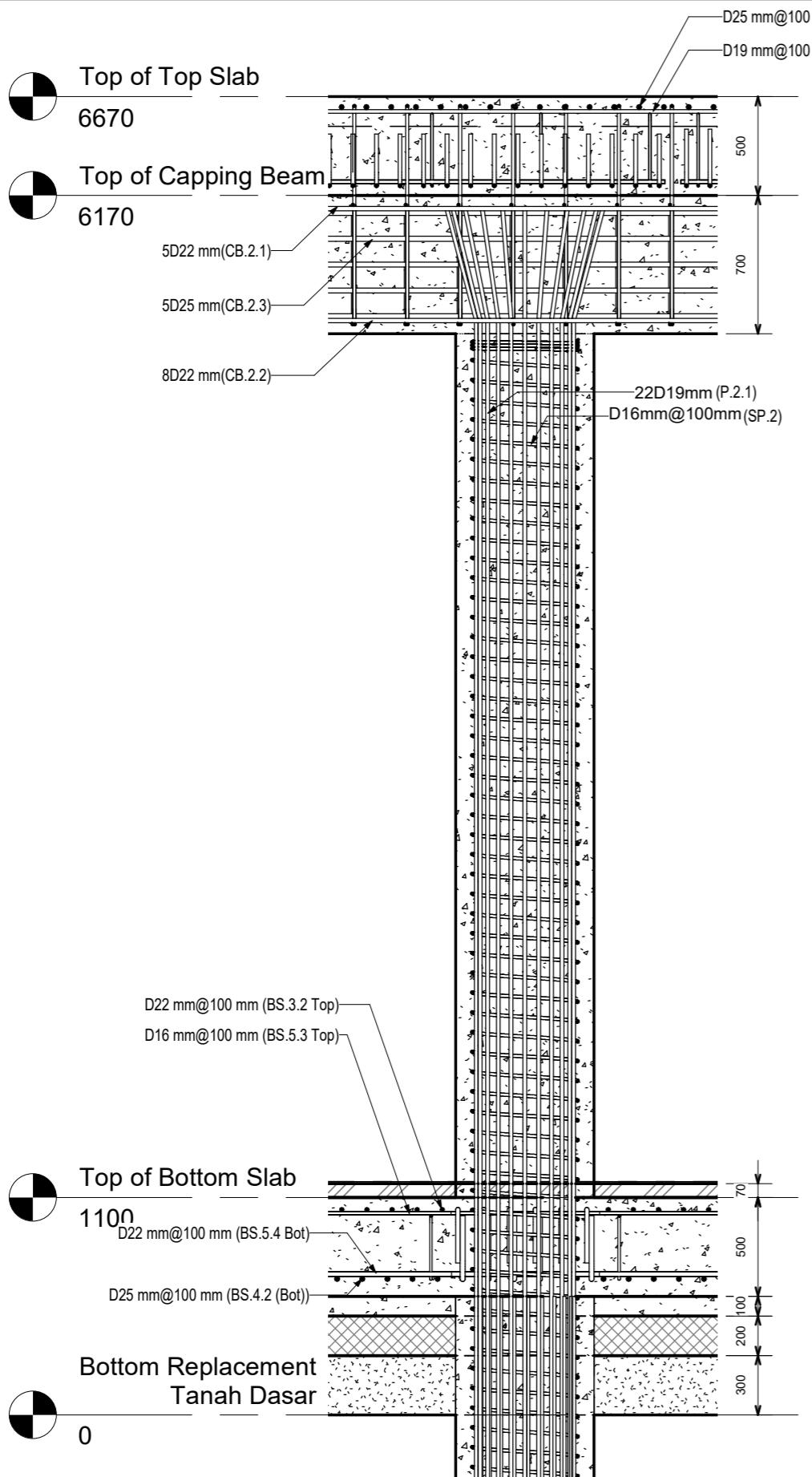
DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

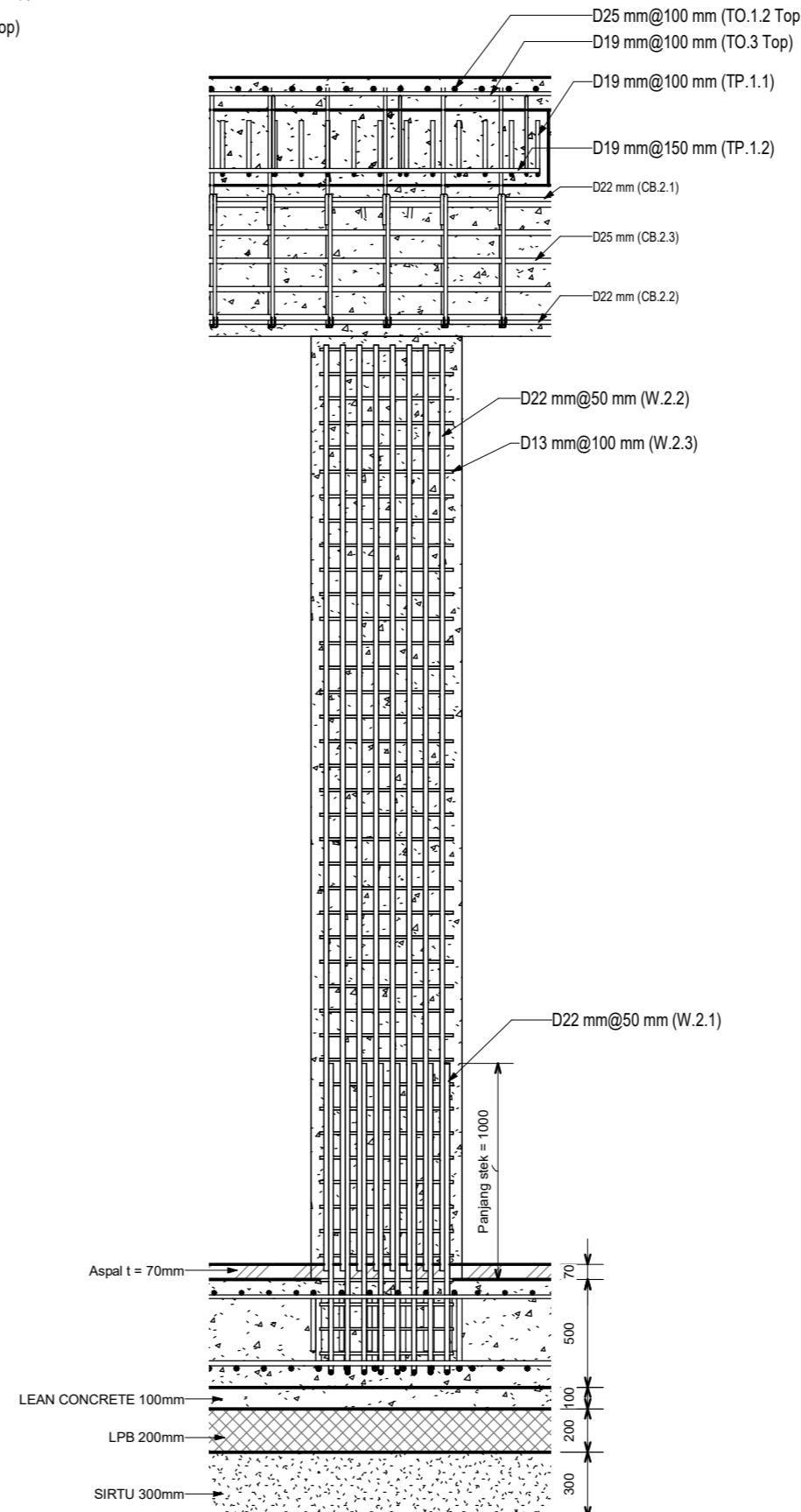
NAMA MAHASISWA

Kusuma Indrasurya
10111610013071

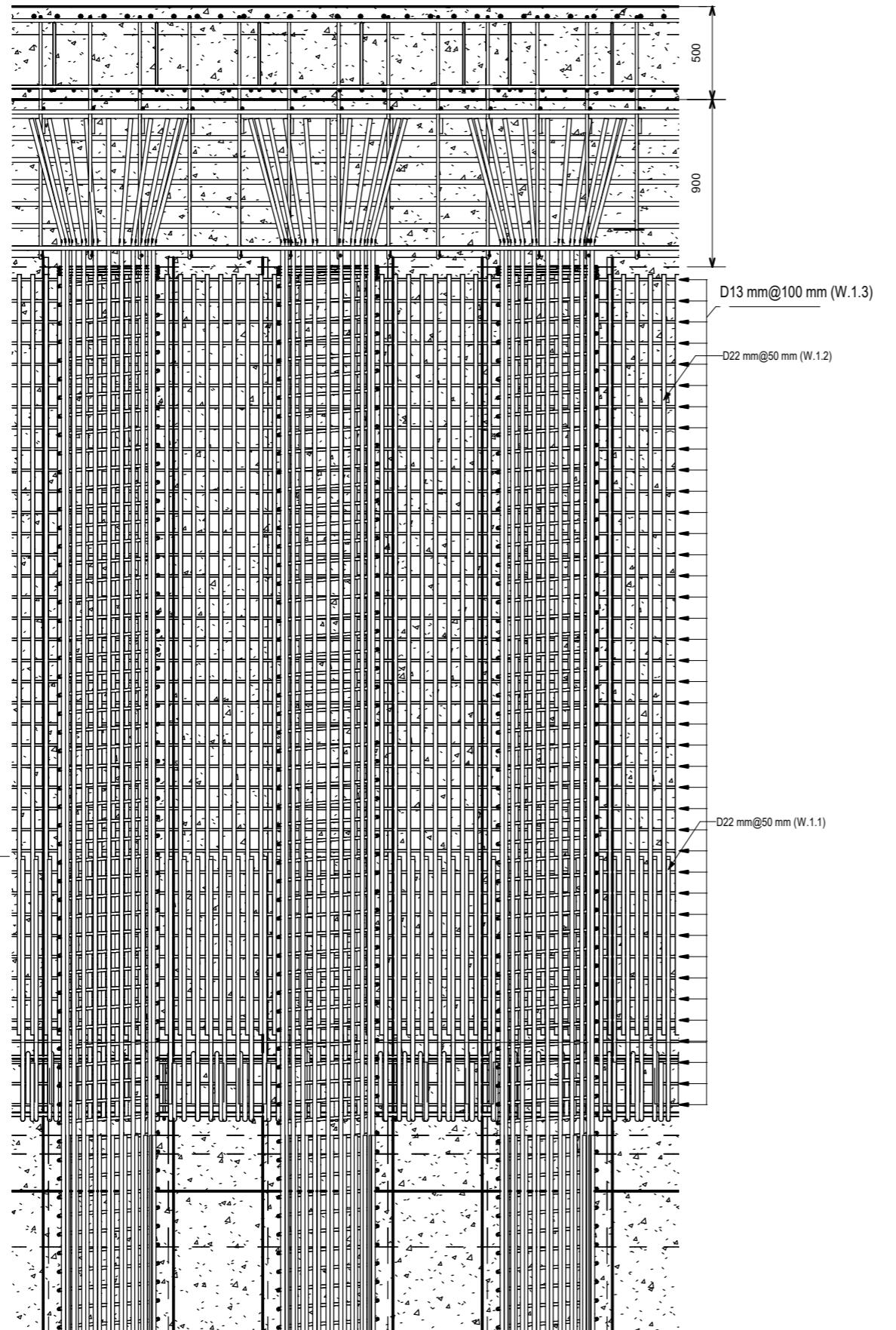
NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
S21	STR



1 : 30
1 DETAIL 1 KOLOM (S15)



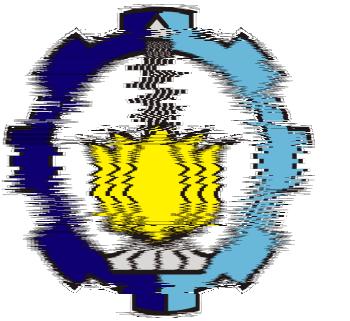
2 : 30
2 DETAIL 2 DINDING (S15)



1

DETAIL 1 (S18)

1 : 30



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
 NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 PROGRAM SARJANA TERAPAN
 TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

1. f'_c beton = 35 Mpa
2. f_y lentur = 400 Mpa
3. f_y sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR

Desain Alternatif Proyek Underpass
 Yogyakarta International Airport
 Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
 NIP. 19600105 198603 1 003

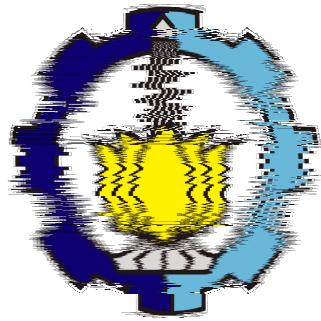
DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
 NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

Kusuma Indrasurya
10111610013071

NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
S22	STR



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

1. fc' beton = 35 Mpa
2. fy lentur = 400 Mpa
3. fy sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR

Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

Kusuma Indrasurya
10111610013071

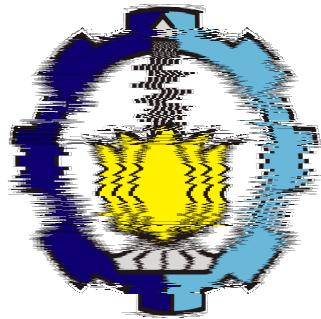
NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
S23	STR

VOLUME TULANGAN PRIMARY PILE TEPI

ELEMEN STRUKTUR	TIPE TULANGAN	DIAMETER	Quantity	PANJANG TULANGAN	VOLUME	BERAT TULANGAN
PRIMARY PILE TEPI	D16 (SP.1)	16 mm	58	11846.97 m	2.35 m ³	18829.34 kgf
PRIMARY PILE TEPI	D19 (P1.2)	19 mm	1276	8963.89 m	2.57 m ³	20544.47 kgf
PRIMARY PILE TEPI	D22 (P.1.1)	22 mm	1276	8536.29 m	3.30 m ³	26449.85 kgf
TOTAL: 2610			2610	29347.14 m	8.22 m ³	65823.66 kgf

VOLUME TULANGAN PRIMARY PILE TENGAH

ELEMEN STRUKTUR	TIPE TULANGAN	DIAMETER	Quantity	PANJANG TULANGAN	VOLUME	BERAT TULANGAN
PRIMARY PILE TENGAH	D16 (P2.2)	16 mm	264	1863.83 m	0.37 m ³	2962.40 kgf
PRIMARY PILE TENGAH	D16 (SP.2)	16 mm	12	2492.84 m	0.49 m ³	3962.20 kgf
PRIMARY PILE TENGAH	D19 (P2.1)	19 mm	264	1774.05 m	0.51 m ³	4068.93 kgf
TOTAL: 540			540	6130.73 m	1.37 m ³	10993.53 kgf



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

VOLUME TULANGAN CAPPING BEAM TEPI							
ELEMEN STRUKTUR	TIPE TULANGAN	DIAMETER	Quantity	PANJANG TULANGAN	SPASI	VOLUME TULANGAN	BERAT TULANGAN
CAPPING BEAM TEPI	D16 (CB.1.4)	16 mm	124	9.27 m	250 mm	0.23 m ³	1825.02 kgf
CAPPING BEAM TEPI	D16 (CB.1.5)	16 mm	124	7.65 m	250 mm	0.19 m ³	1505.74 kgf
CAPPING BEAM TEPI	D22 (CB.1.1)	22 mm	6	65.92 m		0.15 m ³	1225.50 kgf
CAPPING BEAM TEPI	D22 (CB.1.2)	22 mm	6	65.92 m		0.15 m ³	1225.50 kgf
CAPPING BEAM TEPI	D25 (CB.1.3)	25 mm	7	131.84 m		0.47 m ³	3743.29 kgf
TOTAL: 12				280.59 m		1.19 m ³	9525.05 kgf

VOLUME TULANGAN CAPPING BEAM TENGAH							
ELEMEN STRUKTUR	TIPE TULANGAN	DIAMETER	Quantity	PANJANG TULANGAN	SPASI	VOLUME TULANGAN	BERAT TULANGAN
CAPPING BEAM TENGAH	D16 (CB.2.4)	16 mm	123	4.26 m	250 mm	0.10 m ³	832.82 kgf
CAPPING BEAM TENGAH	D16 (CB.2.5)	16 mm	124	1.76 m	250 mm	0.04 m ³	346.87 kgf
CAPPING BEAM TENGAH	D16 (CB.2.6)	16 mm	124	3.34 m	250 mm	0.08 m ³	658.27 kgf
CAPPING BEAM TENGAH	D22 (CB.2.1)	22 mm	5	33.04 m		0.06 m ³	511.87 kgf
CAPPING BEAM TENGAH	D22 (CB.2.2)	22 mm	8	33.04 m		0.10 m ³	818.99 kgf
CAPPING BEAM TENGAH	D25 (CB.2.3)	25 mm	5	66.08 m		0.17 m ³	1340.13 kgf
TOTAL: 8				141.53 m		0.56 m ³	4508.94 kgf

1. fc' beton = 35 Mpa
2. fy lentur = 400 Mpa
3. fy sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR
**Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile**

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

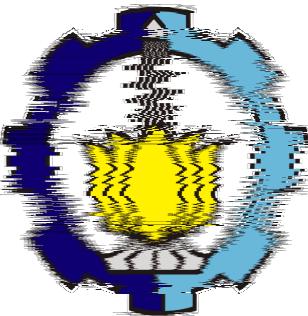
DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

Kusuma Indrasurya
10111610013071

NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
S24	STR



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

VOLUME TULANGAN BOTTOM SLAB						
ELEMEN STRUKTUR	TIPE TULANGAN	DIAMETER	Quantity	SPASI	VOLUME TULANGAN	BERAT TULANGAN
BOTTOM SLAB	D13 (BS.6.1)	13 mm	270	600 mm	0.04 m ³	323.07 kgf
BOTTOM SLAB	D13 (BS.6.2)	13 mm	270	600 mm	0.04 m ³	323.07 kgf
BOTTOM SLAB	D13 (BS.6.3)	13 mm	44	600 mm	0.01 m ³	52.65 kgf
BOTTOM SLAB	D16 (BS.5.1)	16 mm	148	100 mm	0.97 m ³	7753.25 kgf
BOTTOM SLAB	D16 (BS.5.3)	16 mm	77	100 mm	0.03 m ³	275.36 kgf
BOTTOM SLAB	D22 (BS.1.1)	22 mm	72	100 mm	0.26 m ³	2045.73 kgf
BOTTOM SLAB	D22 (BS.1.2)	22 mm	72	100 mm	0.26 m ³	2045.73 kgf
BOTTOM SLAB	D22 (BS.3.1)	22 mm	198	100 mm	0.35 m ³	2774.12 kgf
BOTTOM SLAB	D22 (BS.3.2)	22 mm	198	100 mm	0.92 m ³	7361.95 kgf
BOTTOM SLAB	D22 (BS.3.3)	22 mm	198	100 mm	0.35 m ³	2785.27 kgf
BOTTOM SLAB	D22 (BS.5.2)	22 mm	140	100 mm	1.79 m ³	14297.55 kgf
BOTTOM SLAB	D22 (BS.5.4)	22 mm	66	100 mm	0.06 m ³	460.12 kgf
BOTTOM SLAB	D25 (BS.2.1)	25 mm	72	100 mm	0.34 m ³	2694.54 kgf
BOTTOM SLAB	D25 (BS.2.2)	25 mm	72	100 mm	0.34 m ³	2701.36 kgf
BOTTOM SLAB	D25 (BS.4.1)	25 mm	198	100 mm	0.47 m ³	3745.40 kgf
BOTTOM SLAB	D25 (BS.4.2)	25 mm	198	100 mm	1.20 m ³	9637.28 kgf
BOTTOM SLAB	D25 (BS.4.3)	25 mm	198	100 mm	0.47 m ³	3746.13 kgf
TOTAL: 161			2491		7.87 m ³	63022.57 kgf

SPESIFIKASI BANGUNAN

1. fc' beton = 35 Mpa
2. fy lentur = 400 Mpa
3. fy sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR
Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

DOSEN PEMBIMBING II

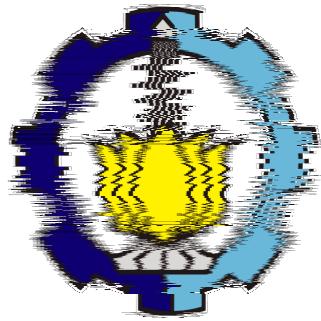
Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

Kusuma Indrasurya
10111610013071

NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
------------	-------------

S25	STR
-----	-----



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

- 1. fc' beton = 35 Mpa
- 2. fy lentur = 400 Mpa
- 3. fy sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR

Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

Kusuma Indrasurya
10111610013071

NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
---------------	----------------

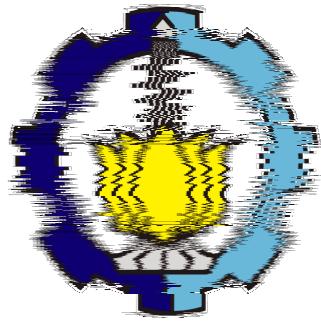
S26	STR
-----	-----

VOLUME TULANGAN TOP SLAB

ELEMEN STRUKTUR	TIPE TULANGAN	DIAMETER	Quantity	SPASI	VOLUME TULANGAN	BERAT TULANGAN
TOP PRECAST PENGAKU	D13 (TP.1.3)	13 mm	504	500 mm	0.08 m ³	649.06 kgf
TOP PRECAST	D13 (TP.2.3)	13 mm	648	500 mm	0.10 m ³	834.50 kgf
TOP OVERTOPPING	D19 (TO.3)	19 mm	168	100 mm	1.58 m ³	12684.59 kgf
TOP OVERTOPPING	D19 (TO.2.1)	19 mm	7	100 mm	0.07 m ³	528.52 kgf
TOP OVERTOPPING	D19 (TO.2.2)	19 mm	6	100 mm	0.06 m ³	453.02 kgf
TOP OVERTOPPING	D19 (TO.2.3)	19 mm	7	100 mm	0.07 m ³	528.52 kgf
TOP PRECAST PENGAKU	D19 (TP.1.1)	19 mm	248	100 mm	0.78 m ³	6236.17 kgf
TOP PRECAST PENGAKU	D19 (TP.1.2)	19 mm	408	150 mm	0.43 m ³	3434.26 kgf
TOP PRECAST	D19 (TP.2.1)	19 mm	300	100 mm	0.94 m ³	7556.08 kgf
TOP PRECAST	D19 (TP.2.2)	19 mm	612	150 mm	0.51 m ³	4098.66 kgf
TOP OVERTOPPING	D25 (TO.1.1)	25 mm	263	100 mm	0.75 m ³	6027.15 kgf
TOP OVERTOPPING	D25 (TO.1.2)	25 mm	263	100 mm	1.60 m ³	12801.03 kgf
TOP OVERTOPPING	D25 (TO.1.3)	25 mm	263	100 mm	0.75 m ³	6027.15 kgf
TOTAL: 227			3697		7.73 m ³	61858.72 kgf

VOLUME TULANGAN DINDING

ELEMEN STRUKTUR	TIPE TULANGAN	DIAMETER	Quantity	SPASI	VOLUME TULANGAN	BERAT TULANGAN
WALL	D13 (W.1.3)	13 mm	160	100 mm	0.67 m ³	5360.53 kgf
WALL	D13 (W.2.3)	13 mm	2016	100 mm	0.16 m ³	1267.45 kgf
WALL	D22 (W.1.1)	22 mm	1824	50 mm	1.15 m ³	9212.10 kgf
WALL	D22 (W.1.2)	22 mm	1826	50 mm	2.89 m ³	23140.38 kgf
WALL	D22 (W.2.1)	22 mm	384	50 mm	0.25 m ³	1961.45 kgf
WALL	D22 (W.2.2)	22 mm	384	50 mm	0.64 m ³	5104.29 kgf
TOTAL: 156			6594		5.75 m ³	46046.20 kgf



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

- 1. fc' beton = 35 Mpa
- 2. fy lentur = 400 Mpa
- 3. fy sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR

Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

Kusuma Indrasurya
10111610013071

NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
S27	ARS

VOLUME REPLACEMENT TANAH DASAR

ELEMEN TANAH	FUNGSI	MATERIAL	KETEBALAN	LUAS	VOLUME
LEAN CONCRETE 100mm	REPLACEMENT TANAH DASAR	Beton fc' 10 Mpa	100 mm	303 m ²	60.54 m ³
LPB 200mm	REPLACEMENT TANAH DASAR	Gravel	200 mm	303 m ²	121.09 m ³
SIRTU 300mm	REPLACEMENT TANAH DASAR	Sand	300 mm	303 m ²	181.63 m ³

VOLUME BETON SECANT PILE

ELEMEN STRUKTUR	MATERIAL	VOLUME
PRIMARY PILE D70 TENGAH	Beton fc' 35 Mpa	60.14 m ³
PRIMARY PILE D70 TEPI	Beton fc' 35 Mpa	263.83 m ³
SECONDARY PILE D60	Beton fc' 10 Mpa	172.62 m ³
TOTAL: 254		496.58 m ³

VOLUME BETON CAPPING BEAM

ELEMEN STRUKTUR	MATERIAL	PANJANG	VOLUME
CAPPING BEAM TENGAH	Beton fc' 35 Mpa	33040	34.48 m ³
CAPPING BEAM TEPI	Beton fc' 35 Mpa	33040	43.70 m ³
CAPPING BEAM TEPI	Beton fc' 35 Mpa	33040	43.70 m ³
TOTAL: 3			121.88 m ³

VOLUME PELAT BETON

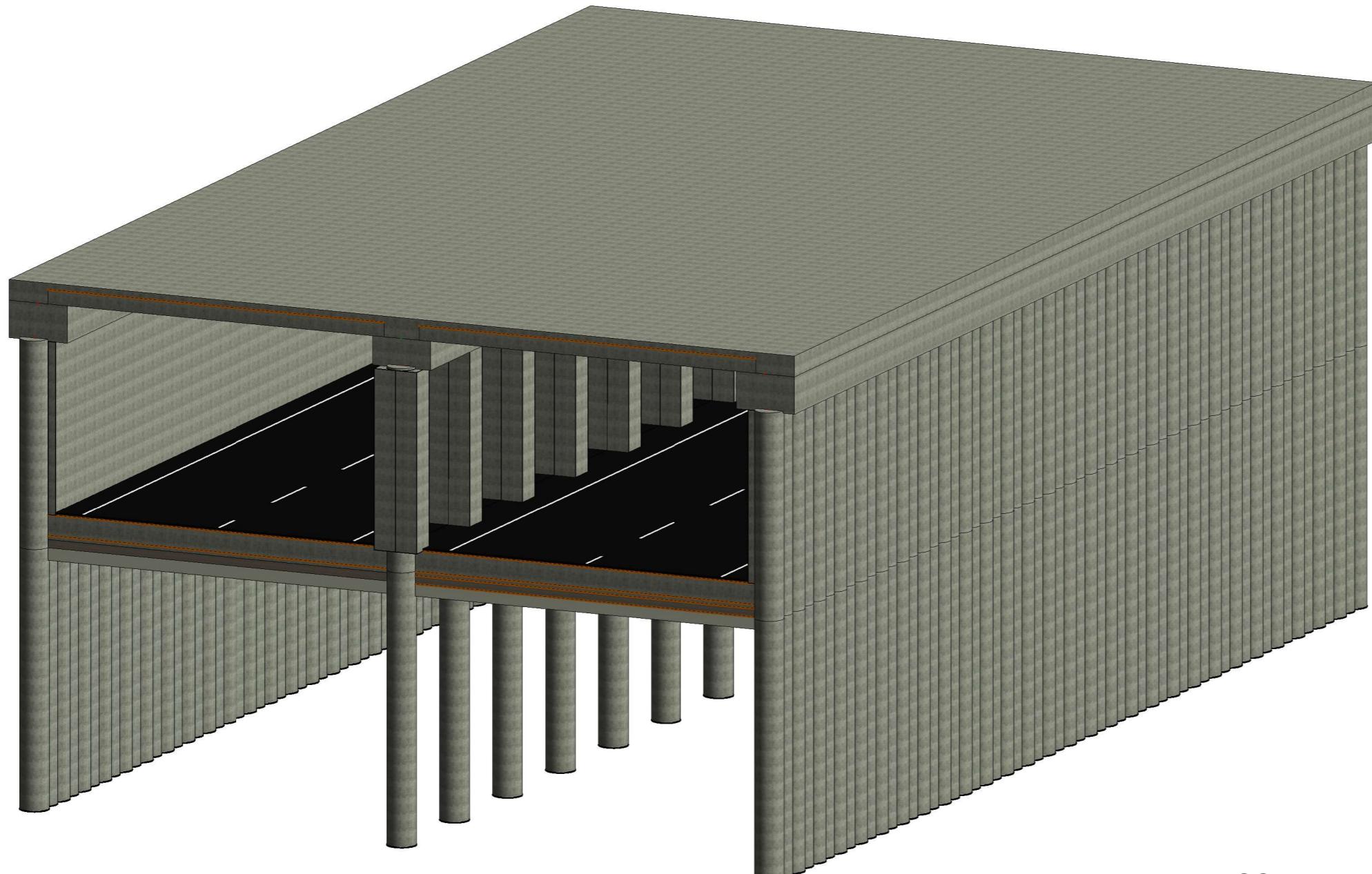
ELEMEN STRUKTUR	FUNGSI	MATERIAL	KETEBALAN	LUAS AREA	VOLUME
BOTTOM SLAB	Struktural	Beton fc' 35 Mpa	500 mm	303 m ²	302.72 m ³
Top Overtopping	Struktural	Beton fc' 35 Mpa		1427 m ²	133.98 m ³
Top Precast	Struktural	Beton fc' 35 Mpa Precast	350 mm	26 m ²	109.62 m ³
Top Precast Pengaku	Struktural	Beton fc' 35 Mpa Precast	350 mm	33 m ²	91.35 m ³

VOLUME BETON DINDING

ELEMEN STRUKTUR	MATERIAL	VOLUME
Dinding Tengah	Beton fc' 35 Mpa	20.20 m ³
Dinding Tepi	Beton fc' 35 Mpa	76.17 m ³

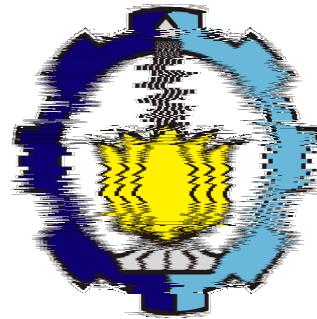
REBAR SCHEDULE

ELEMEN STRUKTUR	PANJANG TULANGAN	Quantity	VOLUME TULANGAN	BERAT TULANGAN
BOTTOM SLAB	1114.18 m	2491	7.873 m ³	63022.57 kgf
CAPPING BEAM TENGAH	141.53 m	518	0.563 m ³	4508.94 kgf
CAPPING BEAM TEPI	280.59 m	548	1.190 m ³	9525.05 kgf
PRIMARY PILE TENGAH	6130.73 m	540	1.373 m ³	10993.53 kgf
PRIMARY PILE TEPI	29347.14 m	2610	8.223 m ³	65823.66 kgf
TOP OVERTOPPING	154.99 m	977	4.878 m ³	39049.99 kgf
TOP PRECAST	303.42 m	1560	1.560 m ³	12489.24 kgf
TOP PRECAST PENGAKU	208.13 m	1160	1.289 m ³	10319.49 kgf
WALL	469.85 m	6594	5.752 m ³	46046.20 kgf
TOTAL: 3714	38150.57 m	16998	32.703 m ³	261778.67 kgf



1

3D UNDERPASS



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
PROGRAM SARJANA TERAPAN
TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

SPESIFIKASI BANGUNAN

1. fc' beton = 35 Mpa
2. fy lentur = 400 Mpa
3. fy sengkang = 400 Mpa

MATA KULIAH

PROYEK AKHIR

JUDUL PROYEK AKHIR

Desain Alternatif Proyek Underpass
Yogyakarta International Airport
Dengan Struktur Secant Pile

FUNGSI BANGUNAN

Jalan Umum (Underpass)

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Chomaedhi, CES.Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

Kusuma Indrasurya
10111610013071

NO. LEMBAR	KODE GAMBAR
S28	STR