PROYEK AKHIR TERAPAN – VC 181819

EVALUASI KERUNTUHAN DINDING PENAHAN TANAH *BASEMENT* JENIS *SECANT PILE* PADA PROYEK THE JAGIR APARTMENT SURABAYA

CHAERUNISA SUPIAN
NRP. 10111610013029

Dosen Pembimbing
Prof. Dr. Ir. INDARTO, DEA
NIP. 19501011 198203 1 002

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

PROYEK AKHIR TERAPAN- VC 181819

EVALUASI KERUNTUHAN DINDING PENAHAN TANAH *BASEMENT* JENIS *SECANT PILE* PADA PROYEK THE JAGIR APARTMENT SURABAYA

CHAERUNISA SUPIAN
NRP. 10111610013029

Dosen Pembimbing
Prof. Dr. Ir. INDARTO, DEA
NIP. **19501011 198203 1 002**

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

APPLIED FINAL PROJECT- VC 181819

EVALUATION THE COLLAPSING OF BASEMENT RETAINING WALL TYPE SECANT PILE AT THE PROJECT OF THE JAGIR APARTMENT SURABAYA

CHAERUNISA SUPIAN
NRP. 10111610013029

Final Project Advisor
Prof. Dr. Ir. INDARTO, DEA
NIP. 19501011 198203 1 002

APPLICABLE UNDERGRADUATE PROGRAM
DEPARTMENT OF CIVIL INFRASTRUCTURE ENGINEERING
FACULTY OF VOCATION
SEPULUH NOPEMBER INSTITUTE OF TECHNOLOGY
SURABAYA 2020

LEMBAR PENGESAHAN

EVALUASI KERUNTUHAN DINDING PENAHAN TANAH *BASEMENT* JENIS *SECANT PILE* PADA PROYEK THE JAGIR APARTMENT SURABAYA

PROYEK AKHIR TERAPAN

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

Surabaya, 20 Agustus 2020
Disusun Oleh :

MAHASISWA

Chaerunisa Supian
NRP. 10111610013029

Disetujui Oleh :
DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. Indarto, DE.
NIP. 19571201 198601 10..

KEMENTERIAN PENDIDIKAN DAN KEBUDAYAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

Berita Acara Sidang Proyek Akhir

Departemen Teknik Infrastruktur Sipil Fakultas Vokasi ITS
Semester Genap 2019-2020
Nomor BA :
Nomor Jadwal : 63

Program Studi : D4 Teknik Sipil (TRPPBS)
Diinput oleh : Mohamad Khoiri, ST., MT., Ph.D.
Bahwa pada hari ini : Selasa, 11-Agt-2020 Pukul : 10:00 s/d 12:00
Di tempat : Online Meeting

Telah dilaksanakan sidang Proposal Tugas Akhir dengan judul:

EVALUASI KERUNTUHAN DINDING PENAHAN TANAH BASEMENT JENIS SECANT PILE PADA PROYEK THE JAGIR APARTMENT SURABAYA

Yang dihadiri dan dipresentasikan oleh mahasiswa :	(Hadir / Tidak Hadir)
10111610013029 CHAERUNISA SUPIAN	Hadir

	Yang dihadiri oleh dosen Pembimbing:	(Hadir / Tidak Hadir)
1	Prof. Dr. Ir. Indarto, DEA.	Hadir
2		Hadir

	Yang dihadiri oleh dosen Penguji:	(Hadir / Tidak Hadir)
1	Mohamad Khoiri, ST., MT., Ph.D.	Hadir
2	Fitria Wahyuni, ST, MT	Hadir
3		

Bahwasanya, musyawarah pembimbing dan penguji pada sidang proyek akhir ini memutuskan:

10111610013029 CHAERUNISA SUPIAN

LULUS, DENGAN REVISI MAYOR

Catatan / revisi / masukan :
Mohamad Khoiri, ST., MT., Ph.D.

a	Kronologis Perencanaan Kondisi Existing
b	Resume Hasil Perbandingan Kondisi Existing dan Redesign
c	Cara Mencari EA dan EI ekivalen untuk struktur plate untuk input data plaxis
d	
e	
f	

Fitria Wahyuni, ST, MT

a Korelasi parameter data tanah
b Penulisan tugas akhir
c
d
e
f

a
b
c
d
e
f

Tindak lanjut :

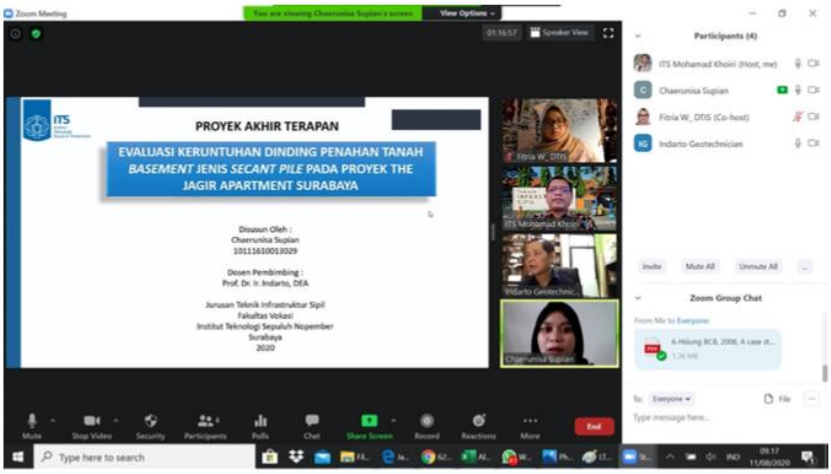
Mahasiswa memperbaiki/merevisi Proyek Akhir sesuai dengan masukan di atas.

Penutup :

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

Lampiran :

Tempelkan screen capture peserta meeting online disini.



KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
Kampus ITS , Jl. Menur 127 Surabaya 60116
Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025
http://www.diplomasipil-its.ac.id

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1. Chaerunisa Supian
NRP : 1. 10111610013029 2
2
Judul Tugas Akhir : Evaluasi Keruntuhan Dinding Penahan Tanah Basement Tanis Secant Pile Pada Proyek Apartemen di Surabaya.

Dosen Pembimbing : Prof. Dr. Ir. Indarto, DEA.

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
1	12 Feb 2020	• Hitung kembali dengan kondisi				
		eksisting menggunakan Plaxis dan Geos				
		• Menggunakan boring log dengan		B	C	K
		NSPT yang paling rendah		☐	☐	☐
2.	19 Feb 2020	• Muka Air Tanah diturunkan				
		paling tidak 0,5 meter dibawah		B	C	K
		galian		☐	☐	☐
		• Modelkan ulang pada Plaxis				
3.	26 Feb 2020	• Presentasi progres di Ruang 16		B	C	K
		• Parameter dengan kondisi		☐	☐	☐
		total (undrained).				
4.	4 Maret 2020	• Materi mengenai Undrained		B	C	K
		A, B, dan C pada Plaxis.		☐	☐	☐
		• Menggunakan Undrained B				
		> C = Cu , γ = 0 , ψ = 0 , mengg-				
		unakan Undrained B karena		B	C	K
		tidak dipertukan konsolidasi.		☐	☐	☐

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

KEMENTRIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
Kampus ITS , Jl. Menur 127 Surabaya 60116
Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025
http://www.diplomasipil-its.ac.id

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1 Chaerunisa Supian 2
NRP : 1 10111610013029 2
Judul Tugas Akhir : Evaluasi Keruntuhan Dinding Penahan Tanah Basement Jenis Secant Pile Pada Proyek Apartemen di Surabaya.
Dosen Pembimbing : Prof. Dr. Ir. Indarto, DEA.

No	Tanggal	Tugas/Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
5.	11 Mar 2020	• Pemodelan pada Plaxis:				
		Kondisi eksisting, perencanaan				
		perbaikan, dan perencanaan		B	C	K
		ulang (Re-design).		☐	☐	☐
		• Nilai rigid pada Plaxis				
		diinput 0,67.				
		• Perbaikan direncanakan		B	C	K
		dengan menambahkan pile		☐	☐	☐
		di belakang dinding.				
		• Re-design direncanakan				
		dengan menambahkan		B	C	K
		perkuatan.		☐	☐	☐
6.	1 April 2020	• Asistensi melalui Zoom				
		setiap hari Rabu.		B	C	K
		• Untuk pemodelan kondisi		☐	☐	☐
		seismic, beban yang				
		dihitung adalah :				
		Beban gempa x Beban Vertikal		B	C	K
		• Beban gempa diperoleh		☐	☐	☐
		dari Beban Vertikal x PGA				

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

KEMENTRIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
Kampus ITS , Jl. Menur 127 Surabaya 60116
Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025
http://www.diplomasipil-its.ac.id

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1 Chaerunisa Supian 2
NRP : 1 10111610013029 2
Judul Tugas Akhir : Evaluasi Keruntuhan Dinding Penahan Tanah Barement Jenis Secant Pile Pada Proyek Apartemen di Surabaya.

Dosen Pembimbing : Prof. Dr. Ir. Indarto, DEA.

No	Tanggal	Tugas/Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
7.	8 April 2020	• Pada perencanaan re-design				
		tidak ada jarak minimal				
		arah vertikal untuk		B	C	K
		pemasangan strut.		☐	☐	☐
		• Panjang dinding dan				
		pemasangan strut harus				
		efektif untuk mengurangi		B	C	K
		displacement.		☐	☐	☐
8.	15 April 2020	• Untuk perencanaan				
		perbaikan yang perting		B	C	K
		slidingnya tidak		☐	☐	☐
		berpengaruh berlebihan untuk				
		area sekitarnya.				
				B	C	K
9.	22 April 2020	• Untuk redesign, hasil		☐	☐	☐
		displacement harus				
		memenuhi defleksi				
		rencana sesuai syarat		B	C	K
		SNI.		☐	☐	☐
		• Beban gempa : PEA x Beban luar				

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

KEMENTRIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
Kampus ITS , Jl. Menur 127 Surabaya 60116
Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025
http://www.diplomasipil-its.ac.id

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1 Chaerunisa Supian 2
NRP : 1 10116100130 29 2
Judul Tugas Akhir : Evaluasi Keruntuhan Dinding Penahan Tanah Basement Jenis Secant Pile Pada Proyek Apartemen di Surabaya.
Dosen Pembimbing : Prof. Dr. Ir. Indarto, DEA.

No	Tanggal	Tugas/Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
10.	6 Mei 2020	• Pada perencanaan perbaikan pile di belakang dinding dimodelkan sebagai Embedded Beam Row pada Plaxis.		B ☐	C ☐	K ☐
		• Pada perencanaan ulang (Re-design), perkuatan dicoba menggunakan Ground Anchor agar displacement memenuhi defleksi rencana sesuai SNI.		B ☐	C ☐	K ☐
		• Untuk pemasangan Ground Anchor, fixed length terletak pada NSPT 725.		B ☐	C ☐	K ☐
				B ☐	C ☐	K ☐
				B ☐	C ☐	K ☐

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

KEMENTRIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
Kampus ITS , Jl. Menur 127 Surabaya 60116
Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025
http://www.diplomasipil-its.ac.id

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1 Chaerunisa Supian 2
NRP : 1 : 0111610013029 2
Judul Tugas Akhir : Evaluasi Keruntuhan Dinding Penahan Tanah Basement Jenis Secant Pile Pada Proyek Apartemen di Surabaya.

Dosen Pembimbing : Prof. Dr. Ir. Indarto, DEA

No	Tanggal	Tugas/Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
11.	13 Mei 2020	• Tskin dan Fmax sebagai				
		Properties embedded beam row				
		dihitung dengan GeoS.		B	C	K
		• Beam untuk menyambung		☐	☐	☐
		node to node anchor				
		menggunakan baja WF.				
				B	C	K
12.	8 Juni 2020	Pertimbangan ulang		☐	☐	☐
		perkuatan yang digunakan				
		untuk redesain				
				B	C	K
13.	8 Juli 2020	Pemodelan kembali		☐	☐	☐
		perkuatan untuk				
		perbaikan.				
				B	C	K
				☐	☐	☐
				B	C	K
				☐	☐	☐

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

EVALUASI KERUNTUHAN DINDING PENAHAN TANAH *BASEMENT* JENIS *SECANT PILE* PADA PROYEK THE JAGIR APARTMENT SURABAYA

Nama Mahasiswa : Chaerunisa Supian
NRP : 10111610013029
Departemen : Diploma IV Departemen Teknik Infrastruktur Sipil FV ITS
Dosen Pembimbing : Prof. Dr. Ir. Indarto, DEA

ABSTRAK

The Jagir Apartment merupakan salah satu gedung hunian berupa apartmen di Surabaya. Gedung ini memeiliki 2 lantai basement yang diperuntukkan sebagai lahan parkir serta area GWT dan STP dengan kedalaman galian sedalam 10.5 meter. Berdasarkan hasil boring hingga kedalaman 60 meter, didapatkan hasil bahwa jenis tanah didominasi oleh jenis tanah lempung berlanau dengan konsistensi soft to medium, serta muka air tanah yang terletak pada permukaan. Maka dari itu, diperlukan dinding penahan tanah untuk mencegah terjadinya kelongsoran pada galian yang cukup dalam dan kondisi tanah yang lunak. Proyek ini memilih secant pile sebagai dinding penahan tanah dengan diameter 0,8 meter, jarak 1.2 meter, dan panjang dinding 23 meter. Pekerjaan dinding penahan tanah menggunakan metode bored pile agar proses pelaksanaannya tidak menimbulkan gangguan suara dan getaran yang berlebihan dikarenakan posisi proyek yang dekat dengan lingkungan warga yaitu area pasar.

Tetapi terdapat masalah yang muncul, yaitu adanya keruntuhan pada dinding penahan tanah yang menyebabkan

bangunan yang berdekatan dengan proyek juga mengalami keruntuhan. Dengan beban sebesar 11.53 kN/m^2, hasil pemodelan menggunakan Plaxis menunjukan defleksi yang cukup besar pada struktur eksisting yaitu 1.083 m dengan safety factor 1.082. Berdasarkan SNI 8460 tahun 2017 bahwa syarat maksimum defleksi yang terjadi adalah 5.25 cm. Sehingga diusulkan perbaikan struktur agar keruntuhan selanjutnya tidak terjadi dengan menambahkan bored pile Ø1000 mm di belakang secant pile yang runtuh serta disambungkan menggunakan strut baja profil WF300x300. Selain itu, diusulkan perencanaan ulang struktur secant pile yang efektif untuk memenuhi syarat SNI yaitu dengan struktur secant pile Ø1000 mm dan panjang 26 meter. Perkuatan yang dipilih adalah 4 lapisan strut baja serta menggunakan metode galian open cut.

Kata kunci : Dinding penahan tanah, secant pile, defleksi.

EVALUATION THE COLLAPSING OF BASEMENT RETAINING WALL TYPE SECANT PILE AT THE PROJECT OF THE JAGIR APARTMENT SURABAYA

Student name	**: Chaerunisa Supian**
NRP	**: 10111610013029**
Department	**: Diploma IV Departemen Teknik Infrastruktur Sipil FV ITS**
Supervisor	**: Prof. Dr. Ir. Indarto, DEA**

ABSTRACT

The Jagir Apartment is one of the residential building of an apartment in Surabaya. This building has 2 basement floors that is allocated as parking lot and GWT and STP area with the depth of the excavation as deep as 10.5 meters. Based on boring results up to a depth of 60 meters, obtained the result that the type of soil is dominated by clay soil with soft to medium consistency, as well as ground water surface that is located on surfaces. Therefore, a soil retaining wall is required to prevent loosening of deep enough excavation and soft soil conditions. The project chose secant pile as a retaining wall with 0.8 meters of diameter with 1.2 meters spacing, and 24 meters of wall length. Ground retaining wall work using the bored pile method, so that the implementation process does not cause noise disturbance and excessive vibration because the project position close to the citizen environment that is the market area.

But there is a problem that arises, that is the collapse of the retaining wall that causing the building adjacent to the project is also experiencing collapse. With a load of 11.53 kN/m2, the modeling using Plaxis indicates a large enough deflection in the existing structure that is 1.083 m with safety factor 1.082. Based

on SNI 8460 - 2017 the maximum requirement of deflection occurs is 5.25 cm. The improvement of the structure is proposed, so that the further collapse does not occur by adding bored pile Ø 1000 mm behind the collapsed secant pile and connected by a profile steel strut WF300x300. Furthermore, replanning is proposed to get qualified structure based on SNI with a secant pile structure Ø 1000 mm and 26 meters length. The chosen of supporting system is 4 layers of steel strut and using the open cut method.

Keyword : Retaining wall, secant pile, deflection.

KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadirat Tuhan Yang Maha Esa, karena atas berkah dan anugrah-Nya penulis dapat menyelesaikan Proyek Akhir dengan judul "Evaluasi Keruntuhan Dinding Penahan Tanah *Basement* Jenis *Secant Pile* Pada Proyek The Jagir Apartment Surabaya" ini dengan baik. Proyek Akhir Terapan ini merupakan implementasi dari ilmu yang telah didapat selama perkuliahan di Program Studi Diploma Departemen Teknik Infrastruktur Sipil, Fakultas Vokasi, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Dalam penyelesaian Proyek Akhir ini penulis menyadari bahwa Proyek Akhir Terapan ini terselesaikan atas bimbingan dan bantuan beberapa pihak. Oleh karena itu penulis mengucapkan terimakasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Bapak Prof. Dr. Ir. Indarto, DEA sebagai dosen pembimbing dalam penyusunan proposal Proyek Akhir terapan ini.
2. Orang tua serta adik saya yang selalu mendo'akan untuk kelancaran dan kesehatan selama masa perkuliahan.
3. Bapak dan Ibu dosen Teknik Infrastruktur Sipil Fakultas Vokasi yang telah membimbing dalam proses perkuliahan selama ini.

Penulis menyadari bahwa Proyek Akhir terapan yang telah dibuat masih jauh dari kesempurnaan, maka kritik dan saran sangat diperlukan dalam penyempuraan Proyek Akhir ini. Penulis berharap Proyek Akhir ini dapat bermanfaat bagi para pembaca.

Surabaya, 14 Juli 2020

Penyusun

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR ISI

ABSTRAK i
ABSTRACT iii
KATA PENGANTAR v
DAFTAR ISI vii
DAFTAR GAMBAR xi
DAFTAR TABEL xv
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 Lokasi 6
BAB II TINJAUAN PUSTAKA 7
2.1 Tanah Lempung 7
2.1.1 Tanah Lempung Berlanau 8
2.1.2 Tanah Lempung Berpasir 8
2.3 *Embedded Walls* 12
2.3.1 Jenis *Embedded Walls* 12
2.4 Konstruksi Perkuatan Dining Penahan Tanah Dengan Strut Baja 13

2.5 Syarat Deformasi Lateral Dinding.....14
2.6 Tekanan Tanah Lateral.....15
2.6.1 Tekanan Tanah Diam (*Earth Pressure At Rest*)..16
2.6.2 Tekanan Tanah Aktif Menurut Rankine.....18
2.6.3 Tekanan Tanah Pasif Menurut Rankine 22
2.7 Stabilitas Dinding Penahan Tanah.....25
2.7.1 Stabilitas Terhadap Geser.....25
2.7.2 Stabilitas Terhadap Guling.....26
2.8 Persyaratan Ketahanan Gempa.....27
2.8.1 Persyaratan Gempa Untuk Dinding Penahan 28
2.10 Persyaratan Penulangan.....31
2.11 Pemodelan Pada Plaxis.....33
2.11.1 Analisis Mohr-Colomb.....33
2.11.2 Analisa Kondisi Undrained 33
BAB III METODOLOGI.....37
3.1 Diagram Alir.....37
3.2 Identifikasi Masalah 39
3.3 Pengumpulan Data 39
3.4 Studi Literatur.....39
3.5 Analisa Data Tanah 40
3.6 Analisa Pembebanan 40
3.7 Analisa *Secant Pile* Eksisting Menggunakan Plaxis 2D 40

3.8 Cek Kriteria *Secant Pile* 41
3.9 Evaluasi *Secant Pile* Eksisting 41
3.9.1 Perencanaan Perbaikan *Secant Pile* Eksisting 41
3.9.2 Desain Alternatif *Secant Pile* Baru 41
BAB IV ANALISA DATA 43
4.1 Analisa Data Tanah 43
4.1.1 Lokasi Uji Tanah 43
4.1.2 Data Nilai SPT Tanah 44
4.2 Data Parameter Tanah 48
4.3 Pembebanan 51
4.3.1 Beban Bangunan 51
4.3.2 Beban Perkerasan Jalan 51
4.3.3 Total Pembebanan 51
4.3.4 Beban Gempa 52
4.4 Analisa Material 53
4.4.1 Detail *Secant Pile* 53
4.4.2 Detail Capping Beam 53
BAB V HASIL DAN PEMBAHASAN 55
5.1 Pemodelan Kondisi Eksisting *Secant Pile* 55
5.1.1 Input Data Pemodelan Eksisting Pada Plaxis 55
5.1.2 Analisa dan Hasil Pemodelan Kondisi Eksisting Pada Plaxis 76
5.2 Pemodelan Perbaikan Keruntuhan *Secant Pile* 79

5.2.1 Perencanaan Panjang Dinding Untuk Perbaikan . 79
5.2.2 Spesifikasi Bahan 98
5.2.3 Geometri Pemodelan Perbaikan Pada Plaxis..... 100
5.2.4 Analisa dan Hasil Pemodelan Kondisi Perbaikan Pada Plaxis 103
5.2.5 Perencanaan Perhitungan Penulangan Perbaikan 106
5.3 Pemodelan Perencanaan Ulang *Secant Pile* Dengan Perkuatan Tambahan 118
5.3.1 Spesifikasi Bahan 118
5.3.2 Geometri *Secant Pile* Hasil Perencanaan Ulang 120
5.3.3 Analisa Hasil Perencanaan Ulang *Secant Pile* .. 124
5.3.4 Kondisi *Seismic Secant Pile* Hasil Perncanaan Ulang 125
5.3.4 Perencanaan Perhitungan Penulangan Redesain 127
BAB VI PENUTUP 137
6.1 Kesimpulan..... 137
6.2 Saran..... 140
DAFTAR PUSTAKA..... 141
BIODATA PENULIS..... 143

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Kelongsoran pada dinding penahan di lapangan.....2
Gambar 1.2 Denah Kedalaman Galian 3
Gambar 1.3 Peta Lokasi Pembangunan The Jagir Apartment 6

Gambar 2.1 Detail Secant Pile.....13
Gambar 2.5 Distribusi tekanan tanah dalam keadaan diam untuk tanah terendam air sebagian 18
Gambar 2.6 Massa tanah.....19
Gambar 2.7 Lingkaran Mohr tekanan aktif.....20
Gambar 2.8 Resultan tenakan tanah aktif 21
Gambar 2.9 Lingkaran Mohr tekanan pasif 23
Gambar 2.10 Resultan tekanan tanah pasif Sumber : Braja M. Das, 1985.....24
Gambar 2.11 Diagram gaya metode Mononobe-Okabe (AASHTO, 2012).....29

Gambar 3.1 Diagram Alir Proyek Akhir 37
Gambar 3.2 Diagram Alir Proyek Akhir (lanjutan).....38

Gambar 4.1 Lokasi titik penyelidikan tanah.....43
Gambar 4.2 Profil lapisan tanah dan grafik N-SPT BH-1 45
Gambar 4.3 Profil lapisan tanah dan grafik N-SPT BH-6 47
Gambar 4.4 Percepatan puncak batuan dasar sesuai peta zonasi gempa Indonesia, Juli 2010. 52

Gambar 5.1 Material dinding.....64
Gambar 5.2 Komponen distributed load pada selection explorer. 65

Gambar 5.3 Hasil pemodelan geometri Eksisting.....65
Gambar 5.4 Generated Mesh kondisi eksisting 66
Gambar 5.5 Lapisan tanah yang digali pada Fase 1.....67
Gambar 5.6 Muka Air Tanah pada Fase 2 68
Gambar 5.7 Lapisan tanah yang digali pada Fase 3.....69
Gambar 5.8 Muka Air Tanah pada Fase 3 70
Gambar 5.9 Lapisan tanah yang digali pada Fase 4.....71
Gambar 5.10 Muka Air Tanah pada Fase 4 72
Gambar 5.11 Lapisan tanah yang digali pada Fase 5.....73
Gambar 5.12 Muka Air Tanah pada Fase 5 74
Gambar 5.13 Connectivity plot untuk memilih nodes 75
Gambar 5.14 Node 4804 untuk load displacement curve 75
Gambar 5.15 Langkah-langkah kalkulasi kondisi eksisting 76
Gambar 5.16 Hasil kalkulasi.....76
Gambar 5.17 Horizontal displacement secant pile eksisting galian 6 meter 77
Gambar 5.18 Safety factor kondisi eksisting 78
Gambar 5.19 Kurva Safety Factor kondisi eksisting 78
Gambar 5.20 Sketsa lapisan tanah 80
Gambar 5.21 Distribusi gaya aktif dan gaya pasif 93
Gambar 5.22 Hasil bearing capacity dari Geo5 99
Gambar 5.23 Embedded pile row properties pada Plaxis 100
Gambar 5.24 Material properties embedded pile row sebagai strut.....100
Gambar 5.25 Pemodelan geomeri perbaikan pada Plaxis.....101
Gambar 5.26 Sketsa 3D perbaikan secant pile.....102
Gambar 5.27 Generated Mesh kondisi perencanaan perbaikan 102
Gambar 5.28 Langkah-langkah kalkulasi perbaikan 103
Gambar 5.29 Total displacement Ux hasil perbaikan.....103
Gambar 5.30 Displacement secant pile.....104
Gambar 5.31 Displacement bored pile di belakang dinding....104
Gambar 5.32 Safety Factor hasil perbaikan.....105

Gambar 5.33 Kurva Safety Factor hasil perbaikan 105
Gambar 5.34 Momen lentur hasil keluaran Plaxis 107
Gambar 5.35 Gaya aksial hasil keluaran Plaxis 107
Gambar 5.36 General Information 108
Gambar 5.37 Material properties pada SpColumn 109
Gambar 5.38 Input diameter rencana pada SpColumn 109
Gambar 5.39 Input kriteria tulangan pada SpColumn 110
Gambar 5.40 Penampang Secant Pile 110
Gambar 5.41 Input Momen Lentur dan Gaya Aksial Pada SpColumn 111
Gambar 5.42 Diagram P-M 112
Gambar 5.43 Penampang bored pile tulangan 22D22 114
Gambar 5.44 Diagram P-M 114
Gambar 5.45 Shear forces 115
Gambar 5.46 Pemodelan geometri perencanaan ulang dengan menggunakan perkuatan strut 121
Gambar 5.47 Generated Mesh kondisi perencanaan ulang dengan perkuatan strut 121
Gambar 5.48 Sketsa 3D perencanaan ulang dengan strut 122
Gambar 5.49 Node 5198 untuk load displacement curve 123
Gambar 5.50 Langkah-langkah kalkulasi kondisi perencanaan ulang dengan perkuatan strut 123
Gambar 5.51 Total displacement Ux hasil perencanaan ulang dengan strut 124
Gambar 5.52 *Safety Factor* hasil perencaaan ulang dengan *strut* 124
Gambar 5.53 Kurva Safety Factor hasil perencanaan ulang dengan strut 125
Gambar 5.54 Total dispalecement Ux hasil perencanaan ulang kondisi seismic 126
Gambar 5.55 *Safety Factor* hasil perencaaan ulang kondisi seismic 126

Gambar 5.56 Kurva Safety Factor hasil perencanaan ulang kondisi seismic 127
Gambar 5.57 Momen lentur hasil keluaran Plaxis 128
Gambar 5.58 Gaya aksial hasil keluaran Plaxis 128
Gambar 5.59 General Information 129
Gambar 5.60 Material properties pada SpColumn 129
Gambar 5.61 Input diameter rencana pada SpColumn 130
Gambar 5.62 Input kriteria tulangan pada SpColumn 130
Gambar 5.63 Penampang Secant Pile 131
Gambar 5.64 Input Momen Lentur dan Gaya Aksial Pada SpColumn 131
Gambar 5.65 Diagram P-M 132
Gambar 5.66 Penampang secant pile tulangan 22D22 134
Gambar 5.67 Diagram P-M tulangan 22D22 134
Gambar 5.68 Shear forces 135

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Korelasi nilai N-SPT terhadap nilai γsat dan qu.....9
Tabel 2.2 Korelasi Nilai Cu untuk Normally Consolidated Clay Layers.....10
Tabel 2.3 Korelasi jenis tanah dengan nilai k.....10
Tabel 2.4 Nilai Poisson ratio 11
Tabel 2.5 Korelasi empiris modulus elastisitas tanah.....11
Tabel 2.6 Batas maksimum deformasi lateral dinding 14
Tabel 2.7 Distribusi tekanan tanah dalam keadaan diam.....17
Tabel 2.8 Kriteria perancangan gempa berdasarkan peruntukan infrastuktur 28
Tabel 2.9 Nilai faktor keamanan untuk lereng tanah.....30

Tabel 4.1 Nilai SPT dari hasil boring pada BH-1.....44
Tabel 4.2 Nilai SPT dari hasil boring pada BH-6.....46
Tabel 4.3 Tabel data parameter tanah BH-1 49
Tabel 4.4 Tabel perhitungan perkerasan jalan 51

Tabel 5.1 Rekapitulasi tekanan tanah horizontal aktif dan pasif 92
Tabel 5.2 Hasil rekapitulasi momen 96
Tabel 5.3 Spesifikasi Baja 99
Tabel 5.4 Hasil kalkulasi SpColumn 112
Tabel 5.5 Rekapitulasi penulangan.....113
Tabel 5.6 Hasil kalkulasi SpColumn 115
Tabel 5.7 Spesifikasi Strut Baja.....120
Tabel 5.8 Hasil kalkulasi SpColumn 132
Tabel 5.9 Rekapitulasi penulangan.....133
Tabel 5.10 Hasil kalkulasi SpColumn tulangan 22D22.....135

Tabel 6.1 Rekapitulasi hasil evaluasi secant pile.....139

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

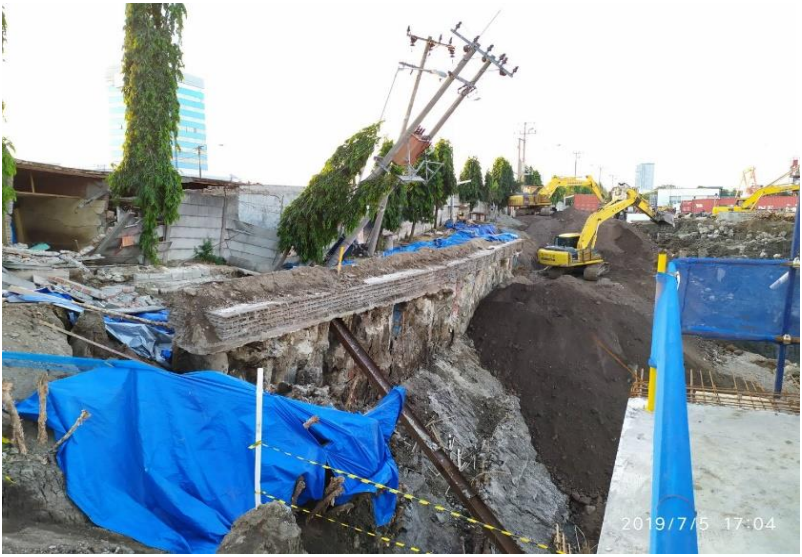
BAB I
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

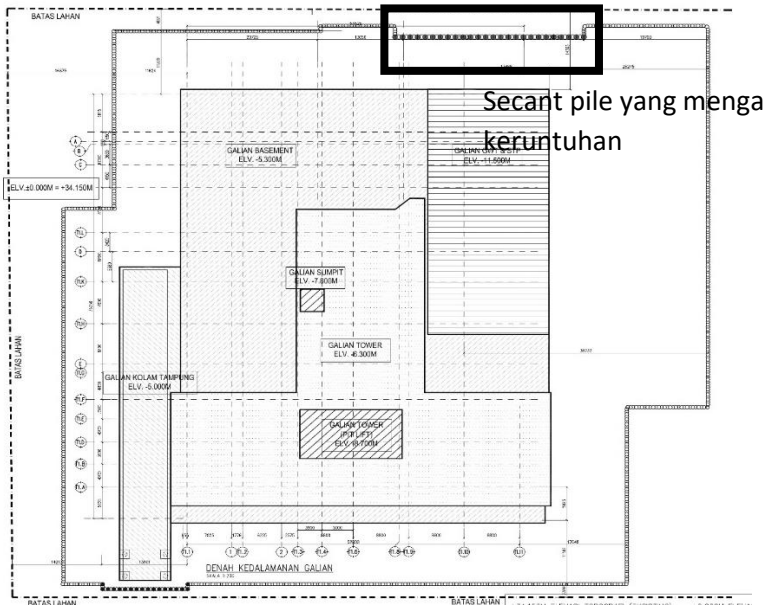
Optimalisasi lahan pada suatu bangunan gedung sangatlah penting pada masa ini dikarenakan lahan yang semakin padat dan mahal. Pembangunan *basement* merupakan pilihan yang tepat dalam mengoptimalkan penggunaan lahan, apalagi di kota besar seperti Surabaya yang merupakan ibukota Jawa Timur dengan kondisi padat penduduk. Dalam mendesain *basement* terdapat beberapa kendala yang harus diperhatikan, seperti kondisi tanah dan muka air tanah. Dalam mengatasi hal tersebut perlu adanya dinding penahan tanah. Konstruksi dinding penahan tanah dimaksudkan untuk menahan tekanan tanah yang bekerja agar tidak tidak terjadi kelongsoran.

The Jagir Apartment adalah salah satu gedung hunian yang berlokasi di Jalan Jagir Wonokromo No. 100, Surabaya. Gedung ini berdiri di atas tanah lunak dengan konsistensi dominan lempung berlanau dan muka air tanah yang terletak di permukaan. Bangunan ini direncanakan memiliki 42 lantai dengan 2 lantai *basement* yang diperuntukkan sebagai lahan parkir, area GWT dan STP. Kedalaman galian *basement* direncanakan hingga -10,50 meter. Agar menghindari adanya kelongsoran pada galian yang cukup dalam dan kondisi tanah yang lunak tersebut maka digunakan dinding penahan tanah berjenis *secant pile* dimensi 800 mm dengan panjang dinding 23 meter. Metode pelaksanaan dinding penahan dilakukan dengan teknik *bored pile* karena proses pengeboran tidak menimbulkan gangguan suara dan getaran yang berlebihan terhadap bangunan sekitarnya, serta tidak ada resiko kenaikan muka air tanah.

Pada pelaksanaannya, dinding penahan tanah *secant pile* tersebut mengalami keruntuhan yang mengakibatkan bangunan di belakang dinding penahan juga mengalami keruntuhan.



Gambar 1.1 Kelongsoran pada dinding penahan di lapangan



Gambar 1.2 Denah Kedalaman Galian
Sumber : PT. Mitra Konstruksi

Dari kondisi tersebut, penulis akan melakukan evaluasi pada dinding penahan tanah *secant pile* eksisting yang mengalami keruntuhan dengan menggunakan perkuatan. Analisa kekuatan dinding penahan dibantu dengan program Plaxis 2D.

1.2 Rumusan Masalah

Dari uraian latar belakang terdapat beberapa permasalahan yang akan dibahas dalam Proyek Akhir ini sebagai berikut :

1. Berapa beban yang bekerja pada dinding penahan tanah?
2. Apa faktor yang menyebabkan keruntuhan pada dinding penahan?
3. Berapa *displacement lateral* yang terjadi?
4. Bagaimana perbaikan yang dilakukan pada kondisi struktur eksisting?
5. Bagaimana kondisi dinding penahan tanah terhadap *displacement lateral* dan stabilitas setelah dilakukan perbaikan?
6. Bagaimana desain alternatif *secant pile* yang efektif pada proyek ini?

1.3 Batasan Masalah

Agar tidak terjadi kerancuan pada penyelesaian masalah pada Proyek Akhir ini, maka terdapat pembatasan pokok-pokok pembahasan sebagai berikut :

1. Persyaratan mengenai dinding penahan mengacu pada SNI-8460 Tahun 2017.
2. Persyaratan pembebanan mengacu pada SNI-1725 Tahun 2016.
3. Persyaratan mengenai gempa pada dinding penahan mengacu pada SNI-8460 Tahun 2017.
4. Tidak membahas Rencana Anggaran Biaya.
5. Tidak membahas perhitungan struktur gedung.
6. Dinding penahan tanah yang dievaluasi yaitu *secant pile* yang menahan galian sedalam 10.5 meter atau *secant pile* yang mengalami keruntuhan.

1.4 Tujuan

Dari permasalahan diatas, adapun tujuan yang ingin dicapai dalam penyusunan Proyek Akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Mengetahui beban yang bekerja pada dinding penahan tanah.
2. Mengetahui faktor penyebab keruntuhan pada dinding penahan.
3. Mengetahui *displacement lateral* yang terjadi pada struktur eksisting.
4. Mengetahui langkah perbaikan yang diberikan pada dinding yang mengalami keruntuhan.
5. Mengtahui kondisi dinding penahan tanah terhadap *displacement lateral* dan stabilitas setelah dilakukan perbaikan.
6. Mengetahui desain alternatif baru *secant pile* yang efektif terhadap beban-beban yang bekerja.

1.5 Manfaat

Evaluasi dalam Proyek Akhir ini dimaksudkan dapat menjadi alternatif dan masukan perbaikan dinding penahan tanah dalam perencanaan lainnya yang memiliki tipikal sama, serta dapat dijadikan referensi bagi pembaca.

1.6 Lokasi

The Jagir Apartmenet berlokasi di Jalan Jagir Wonokromo No. 100, Surabaya. Berikut merupakan peta lokasi pembangunan The Jagir Apartment :

Gambar 1.3 Peta Lokasi Pembangunan The Jagir Apartment

Sumber : PT. Duta Pertiwi

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tanah Lempung

Tanah lempung merupakan agregat partikel-partikel berukuran mikroskopik dan submikroskopik yang berasal dari pembusukan kimiawi unsur-unsur penyusun batuan, dan bersifat plastis dalam selang kadar air sedang sampai luas. Selain itu, permeabilitas lempung sangat rendah (Terzaghi dan Peck, 1987).

Tanah lempung terdiri dari butir-butir yang sangat kecil (< 0.002 mm) dan menunjukkan sifat-sifat plastisitas dan kohesi. Kohesi menunjukkan kenyataan bahwa bagian–bagian itu melekat satu sama lainnya, sedangkan plastisitas adalah sifat yang memungkinkan bentuk bahan itu dirubah-rubah tanpa perubahan isi atau tanpa kembali ke bentuk aslinya, dan tanpa terjadi retakan-retakan atau terpecah-pecah (L.DWesley, 1977).

Sifat-sifat yang dimiliki tanah lempung adalah sebagai berikut :

1. Ukuran butir halus, kurang dari 0,002 mm.
2. Permeabilitas rendah.
3. Kenaikan air kapiler tinggi.
4. Bersifat sangat kohesif.
5. Kadar kembang susut yang tinggi
6. Proses konsolidasi lambat

Sedangkan untuk jenis tanah lempung lunak mempunyai karakteristik yang khusus diantaranya adalah daya dukung yang rendah, kemampatan yang tinggi, indeks plastisitas yang tinggi, kadar air yang relatif tinggi dan mempunyai gaya geser yang kecil. Kondisi tanah seperti itu akan menimbulkan masalah jika dibangun konstruksi diatasnya.

2.1.1 Tanah Lempung Berlanau

Lanau adalah tanah atau butiran penyusun tanah/batuan yang berukuran diantara pasir dan lempung. Sebagian besar lanau tersusun dari butiran-butiran quartz yang sangat halus dan sejumlah partikel berbentuk lempengan-lempengan pipih yang merupakan pecahan dari mineral-mineral mika. Sifat-sifat yang dimiliki tanah lanau adalah sebagai berikut (Das, 1991). :

1. Ukuran butir halus, antara 0,002 – 0,05 mm.
2. Bersifat kohesif.
3. Kenaikan air kapiler yang cukup tinggi, antara 0,76 – 7,6m.
4. Permeabilitas rendah.
5. Potensi kembang susut rendah sampai sedang
6. Proses penurunan lambat.

Lempung berlanau adalah tanah lempung yang mengandung lanau dengan material utamanya adalah lempung. Tanah lempung berlanau merupakan tanah yang memiliki sifat plastisitas sedang dengan Indeks Plastisitas 7-17 dan kohesif.

2.1.2 Tanah Lempung Berpasir

Pasir merupakan partikel penyusun tanah yang sebagian besar terdiri dari mineral *quartz* dan *feldspar*. Sifat-sifat yang dimiliki tanah pasir adalah sebagai berikut (*Das, 1911*) :

1. Ukuran butiran antara 2 mm – 0,0075 mm.
2. Bersifat non kohesif.
3. Kenaikan air kapiler yang rendah, antara 0,12 – 1,2 m.
4. Memiliki nilai koefisien permeabilitas antara 1,0 – 0,001 cm/det.
5. Proses penurunan sedang sampai cepat.

Pada tanah lempung berpasir persentase didominasi oleh partikel lempung dan pasir walaupun

terkadang juga terdapat sedikit kandungan kerikil ataupun lanau. Identifikasi tanah lempung berpasir dapat ditinjau dari ukuran butiran,distribusi ukuran butiran dan observasi secara visual. Sedangkan untuk batas konsistensi tanah digunakan sebagai data pendukung identifikasi karena batas konsistensi tanah lempung berpasir disuatu daerah dengan daerah lainnya akan berbeda tergantung jenis dan jumlah mineral lempung yang terkandung di dalamnya.

2.2 Korelasi Parameter

Korelasi parameter dilakukan sebagai penyokong dalam melakukan input data pada pemodelan. Korelasi parameter diperlukan jika ada parameter pada laisan tanah yang belum ditentukan nilainya karena pada lapisan tersebut *Undisturb Sample* nya tidak dilakukan pengujian laboratorium. Oleh karena itu itu dicari nilai korelasi untuk mengetahui nilai yang belum ditentukan menggunakan data N-SPT yang sudah diperoleh dari hasil *boring* sebagai penunjang input data tanah pada pemodelan Plaxis.

Tabel 2.1 Korelasi nilai N-SPT terhadap nilai γsat dan qu

N-SPT (blows/ft)	Consistency	qu (Unconfined Compression Strength, Ton/ft^2)	γsat (kN/m^3)
< 2	Very soft	< 0.25	16 – 19
2 – 4	Soft	0.25 – 0.50	16 – 19
4 – 8	Medium	0.50 – 1.00	17 – 20
8 - 15	Stiff	1.00 – 2.00	19 – 22
15 – 30	Very Stiff	2.00 – 4.00	19 – 22
> 30	Hard	>4.00	19 - 22

Sumber : Terzaghi and Peck, 1948

Tabel 2.2 Korelasi Nilai Cu untuk *Normally Consolidated Clay Layers*

Konsistensi tanah	Taksiran harga kekuatan geser undrained, Cu		Taksiran harga SPT, harga N	Taksiran harga tahanan conus, qu (dari Sondir)	
	kPa	ton/m^3		kg/cm^3	kPa
Sangat lunak (Very soft)	0 - 12.5	0 - 1.25	0 - 2.5	0 - 10	0 - 1000
Lunak (Soft)	12.5 - 25	1.25 - 2.5	2.5 - 5	10 - 20	1000 - 2000
Menengah (Medium)	25 - 50	2.5 - 5	5 - 10	20 - 40	2000 - 4000
Kaku (Stiff)	50 - 100	5.0 - 10	10 - 20	40 -75	4000 - 7500
Sangat kaku (Very stiff)	100 - 200	10 - 20	20 - 40	75 - 150	7500 - 15000
Keras (Hard)	> 200	> 20	> 40	> 150	> 15000

Sumber : Mochtar, 2012

Tabel 2.3 Korelasi jenis tanah dengan nilai k

Jenis Tanah	**k (m/hari)**
Kerikil bersih	864 – 86400
Pasir Kasar	864 – 8.64
Pasir Halus	8.64 – 0.864
Lanau	0.864 – 0.00864
Lempung	< 0.00086

Sumber : Braja M. Das, 1993

Tabel 2.4 Nilai Poisson ratio

Material	Poisson's ratio (v)
Lempung jenuh	0.4 – 0.5
Lempung tak jenuh	0.1 – 0.3
Lempung berpasir	0.2 – 0.3
Lanau	0.3 – 0.35
Pasir padat Pasir berkerikil	0.2 – 0.4 0.3 – 0.4
Batuan (Rock)	0.1 - 0.4 (bergantung jenis batuan)
Tanah lus	0.1 – 0.3
Es	0.36
Beton	0.15 – 0.25

Sumber : Bowles, 1988

Tabel 2.5 Korelasi empiris modulus elastisitas tanah

Jenis Tanah	E (Kg/m^2)
Lempung : Sangat lunak Lunak Sedang Keras berpasir	 3-30 20-40 45-90 70-200 300-425
Pasir : Berlanau Tidak padat Padat	 50-200 100-250 500-1000
Pasir dan Kerikil : Padat Tidak Padat	 800-2000 500-1400
Lanau	20-200
Loses	150-600
Cadas	1400-14000

Sumber : Bowles, 1997

2.3 *Embedded Walls*

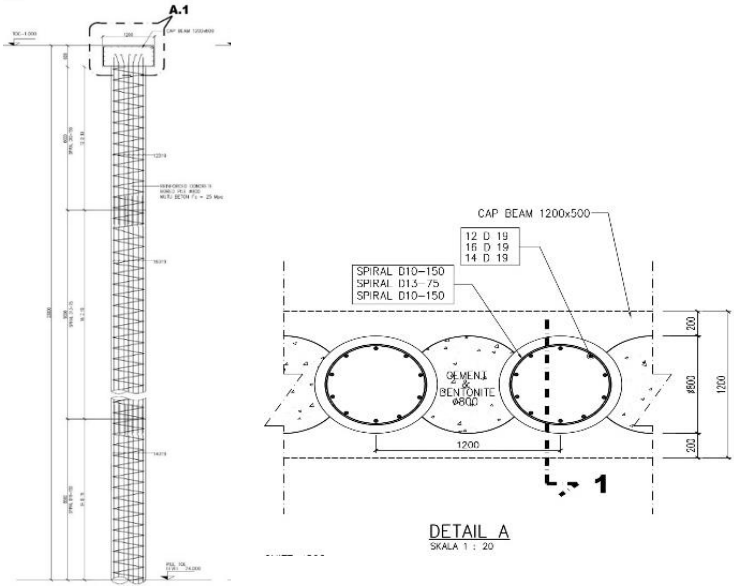
Menurut SNI-8460 Tahun 2017 tentang Persyaratan Perancangan Geoteknik, *Embedded walls* adalah struktur penahan tanah dimana stabilitasnya sebagian atau seluruhnya diperoleh dari tahanan pasif tanah yang terletak di bawah dasar galian. *Embedded walls* ini bisa berbentuk barisan tiang pancang/tiang bor tunggal, baik yang tidak saling bersinggungan, maupun yang saling bersinggungan, bahkan saling berpotongan. Bentuk lain dari embedded walls adalah berupa rangkaian panel/sheet yang disusun saling mengunci sehingga membentuk dinding. Embedded walls hampir selalu dibuat vertikal, karena itu adalah salah satu kelebihan sistem struktur penahan tanah ini, yaitu penghematan ruang.

2.3.1 Jenis *Embedded Walls*

Beberapa tipe *embedded walls* adalah sebagai berikut :

1. Dinding *sheetpile baja,*
2. Dinding *sheetpile* beton, courrugated dan flat,
3. Dinding *soldier pile,*
4. Dinding *contiguous bored pile,*
5. Dinding *secant pile,*
6. Dinding diafragma.

The Jagir Apartment menggunakan dinding penahan tanah *secant pile*. *Secant pile* merupakan *bored pile* yang difungsikan sebagai penahan tanah dan akan menerima gaya dan beban horizontal yang ditimbulkan dari tekanan tanah maupun air yang ditahannya serta bangunan yang ada disebelahnya. Kedalaman dari *secant pile* tergantung dari kondisi tanah, kondisi lereng, ketinggian lereng, perkiraan beban yang dipikul, dan perhitungan kekuatannya.



Gambar 2.1 Detail *Secant Pile*
Sumber : PT. Mitra Konstruksi

2.4 Konstruksi Perkuatan Dining Penahan Tanah Dengan Strut Baja

Menurut SNI 8460 Tahun 2017 Wall to wall strut memiliki bentang yang besar sehingga mengundang bahaya tekuk. Tekuk ke arah horizontal bisa diatasi dengan menggunakan profil baja ganda yang disatukan dengan batang penghubung diagonal. Pada jarak-jarak tertentu, wall to wall strut ini didukung oleh kingpost baja yang dihubungkan dengan strut horizontal menggunakan sambungan sederhana berupa tack weld atau diikat dengan menggunakan rebar kecil, sehingga bobot strut bisa didukung dan strut bisa berputar. Dengan demikian seperti

perletakan sendi, maka panjang tekuk menjadi pendek dan profil baja yang digunakan sebagai strut bisa menjadi lebih kecil secara signifikan.

Persyaratan-persyaratan lain yang harus dipenuhi pada saat perancangan, adalah:

a) Spasi horizontal pada strut horizontal adalah kurang lebih sama dengan jarak kolom (1 bay), sedangkan spasi vertikalnya antara 1- 1,5 kali jarak lantai besmen.
b) Jika dianggap perlu karena menimbulkan gaya strut tambahan, perubahan temperatur dapat diperhitungkan.
c) Gaya prategang sebesar 10% - 25% gaya strut dan > 20 ton harus diberikan pada strut untuk menjamin kontak yang baik antara dinding/waler beam dan strut.

2.5 Syarat Deformasi Lateral Dinding

Batasan deformasi lateral izin dinding penahan tanah dan/atau embedded walls ditentukan oleh kondisi tanah, kedalaman galian serta jarak dan kondisi terhadap gedung terdekat yang besarnya ditentukan dalam rumusan seperti yang tercantum dalam Tabel 2.6

Tabel 2.6 Batas maksimum deformasi lateral dinding

Batas maksimum deformasi lateral pada dinding Keterangan: x = jarak dari batas galian, H = Kedalaman galian, δw = defleksi dinding	**Lokasi gedung dan infrastruktur eksisting terdekat**			
			Zona 3(x/H > 2)	
	Zona 1 (x/H < 1)	Zona 2 (1≤ x/H ≤ 2)	Tanah Tipe A	Tanah Tipe B
Batas izin maksimum deformasi (δw/H)	0,5%	0,7%	0,7%	1,0%

Sumber : SNI 8460-2017, Persyaratan Peracangan Geoteknik.

Keterangan:

a) Tanah Tipe A meliputi: tanah lempung dan lanau overconsolidated (over-consolidated stiff clays dan silts), tanah residual (residual soils), dan tanah pasir dengan kepadatan sedang sampai dengan padat (medium to dense sands).
b) Tipe Tanah B meliputi: tanah lempung dan lanau lunak (soft clays, silts), tanah organik (organic soils) dan tanah timbunan tidak terpadatkan (loose fills).

Pada kondisi eksisting terdapat gedung pertokoan di sekitar dinding penahan tanah dengan jarak sejauh 5 meter. Oleh karena kedalaman galian 10,5 meter, diambil syarat defleksin izin sebesar 0.5%H, sehingga syarat maksimum defleksi yang dapat terjadi adalah 5.25 cm.

2.6 Tekanan Tanah Lateral

Tekanan tanah lateral adalah gaya yang ditimbulkan akibat adanya dorongan terhadap struktur penahan tanah. Tekanan tanah lateral merupakan sebuah parameter yang sangat diperlukan dalam perhitungan stabilitas dinding penahan tanah. Tekanan lateral dapat dibagi menjadi tiga kondisi, yaitu :

- Tekanan tanah dalam keadaan diam (K_0), terjadi jika dinding penahan tanah tidak bergerak, yang dimana massa tanah berada dalam keadaan keseimbangan elastis (*elastic equilibrium*).
- Tekanan tanah aktif (Ka), terjadi jika dinding menekan ke arah tanah hingga runtuh. Massa tanah dalam keadaan keseimbangan plastis (*plastic equilibrium).*
- Tekanan tanah pasif (Kp), terjadi jika dinding menjauhi tanah hingga terjadi keruntuhan. Massa tanah juga dalam kondisi keseimbangan plastis (*plastic equilibrium*).

2.6.1 Tekanan Tanah Diam (*Earth Pressure At Rest*)

Bila dinding penahan dalam keadaan diam, yaitu bila dinding tidak bergerak ke salah satu arah baik ke kanan maupun ke kiri dari posisi awal, maka massa tanah akan berada dalam keadaan keseimbangan elastis (*elastic equilibrium*). Rasio tekanan arah horizontal dan tekanan arah vertikal dinamakan koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam (*coeficient of earth pressure at rest*), K_0. Untuk tanah berbutir, koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam dapat diwakili oleh hubungan empiris yang diperkenalkan oleh Jaky (1994).

$$K_0 = 1 - \sin \varnothing \qquad (2.1)$$

Brooker dan Ireland (1965) menyarankan agar menggunakan persamaan berikut ini untuk menghitung harga K_0 dari tanah lempung yang terkonsolidasi normal (*normally consolidated*) :

$$K_0 = 0{,}95 - \sin \varnothing \qquad (2.2)$$

Sudut $\varnothing$ adalah sudut geser tanah dalam keadaan air teralirkan (*drained*). Untuk tanah lempung yang terkonsolidasi lebih (overconsolidated), koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam (at rest) dapat diperkirakan sebagai berikut :

$$K_{0(overconsolidated)} = K_{0(normally\ consolidated)} \qquad (2.3)$$

Dimana :
OCR = *Overconsolidation ratio* (rasio terkonsolidasi lebih)

Rasio terkonsolidasi lebih ini didefinisikan sebagai berikut :

$$\text{OCR} = \frac{\text{tekanan pra konsolidasi}}{\text{tekanan efektif akibat lapisan tanah diatasnya}} \quad (2.4)$$

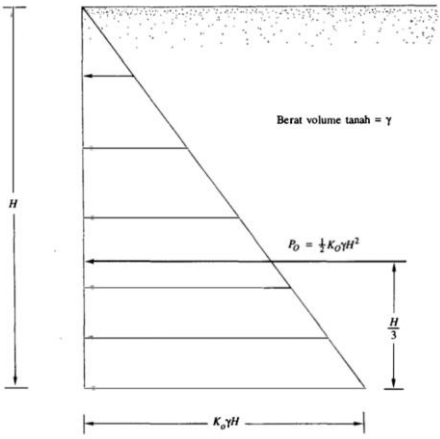
Untuk tanah lempung yang terkonsolidasi normal, persamaan empiris yang lain untuk K_0 telah diperkenalkan oleh Alpan (1967) :

$$K_0 = 0{,}19 + 0{,}233 \log(\text{PI}) \quad (2.5)$$

Dimana :
PI = Indeks plastis

Gambar 2.9 menunjukan distribusi tekanan tanah dalam keadaan diam yang bekerja pada dinding penahan setinggi H. Gaya total per satuan lebar dinding, P_0, adalah sama dengan luas dari diagram tekanan tanah. Jadi,

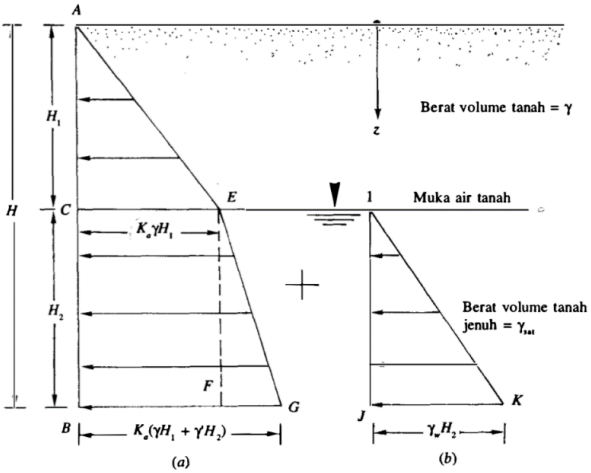
$$P_0 = \frac{1}{2} K_0 \gamma H^2 \quad (2.6)$$



Tabel 2.7 Distribusi tekanan tanah dalam keadaan diam
Sumber : Braja M. Das, 1985

Kondisi di atas berlaku pada tanah yang berada di atas muka air tanah. Jika sebagian dari massa tanah di bawah muka air tanah, maka air akan memberikan tekanan lateral pada dinding, sehingga diagram tegangan akan berubah menjadi:

$$P_0 = \frac{1}{2}K_0\gamma {H_1}^2 + K_0\gamma H_1 H_2 + \frac{1}{2}K_0\gamma {H_2}^2 \qquad (2.7)$$



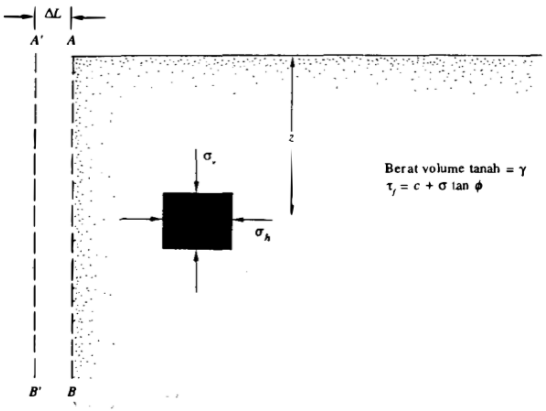
Gambar 2.2 Distribusi tekanan tanah dalam keadaan diam untuk tanah terendam air sebagian
Sumber : Braja M. Das, 1985

2.6.2 Tekanan Tanah Aktif Menurut Rankine

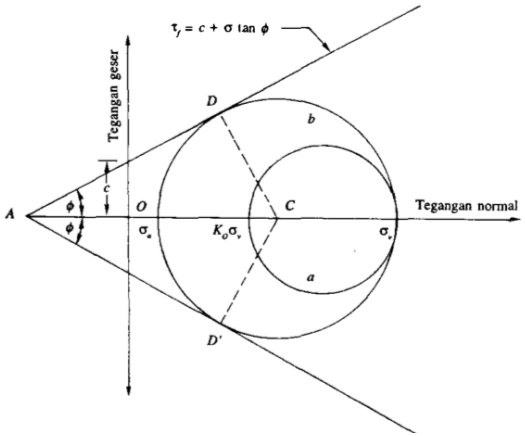
Teori Rankine membahas tentang tekanan tanah lateral. Teori ini mendasarkan pada beberapa asumsi, salah satu asumsi yang penting adalah bahwa antara permukaan dinding dengan tanah tidak ada lekatan ataupun gesekan (licin). Perhitungan tekanan tanah lateral dengan teori Rankine adalah terbatas pada dinding vertikal dan resultan tekanan diasumsikan terjadi pada sepertiga tinggi diukur

dari dasar dinding, sedangkan arah resultan tekanan adalah sejajar dengan perrnukaan tanah.

Tegangan-tegangan dalam elemen tanah mengikuti prinsip lingkaran Mohr a. Akan tetapi, bila dinding penahan dijinkan bergerak menjauhi massa tanah secara perlahan-lahan, maka tegangan utama arah horisontal akan berkurang secara terus menerus. Akhirnya mencapai kondisi keseimbangan plastis bila kondisi tegangan di dalam elemen tanah dapat diwakili oleh lingkaran Mohr b. Keadaan tersebut di atas dinamakan sebagai "kondisi aktif menurut Rankine (*Rankine's Active State*). Tekanan σ_a yang bekerja pada bidang vertikal (yang merupakan bidang utama) adalah tekanan tanah aktif menurut Rankine (*Rankine's active earth pressure*).



Gambar 2.3 Massa tanah
Sumber : Braja M. Das 1985



Gambar 2.4 Lingkaran Mohr tekanan aktif
Sumber : Braja M. Das, 1985

Besar gaya-gaya yang bekerja pada gambar diatas adalah sebagai berikut :

$$\sigma_a = \sigma_v \, tan^2\left(45 + \frac{\emptyset}{2}\right) - 2c \, \tan\left(45 + \frac{\emptyset}{2}\right) \quad (2.8)$$

$$\sigma_a = \gamma z \, tan^2\left(45 + \frac{\emptyset}{2}\right) - 2c \, \tan\left(45 + \frac{\emptyset}{2}\right) \quad (2.9)$$

Dimana :

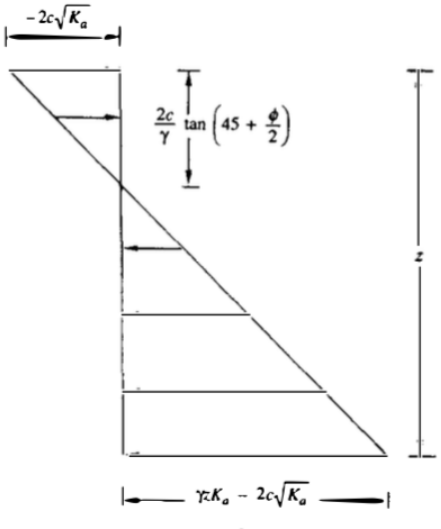
σ_a = tekanan lateral tanah aktif
σ_v = tekanan efektif tanah
c = kohesi tanah
γ = Berat volume tanah
φ = sudut geser tanah
Ka = Koefisien tanah aktif
z = kedalaman tanah dihitung dari puncak dinding penahan

Ka dari persamaan diatas dinamakan sebagai koefisien tekanan tanah aktif menurut Rankine yang dapat dihitung dengan :

$$\text{Ka} = tan^2\left(45 - \frac{\emptyset}{2}\right) \quad (2.10)$$

Maka besar tekanan lateral saat terjadi keruntuhan mengikuti persamaan :

$$\sigma_a = \gamma z\, Ka + 2c\,\sqrt{Ka} \quad (2.11)$$



Gambar 2.5 Resultan tenakan tanah aktif
Sumber : Braja M. Das, 1985

Total tekanan tanah yang bekerja akibat beban luar dan pengaruh air dapat dideksripsikan sebagai berikut :

$$P_a = 0{,}5\ \gamma\ z\ Ka + 2c\sqrt{Ka} \quad (2.12)$$

Tekanan tanah diatas berlaku pada tanah yang ditanah merupakan tanah datar. Jika permukaan tanah yang ditahan memiliki sifat tanah miring, maka rumus mencari koefisien tekanan tanah aktif (Ka) sebagai berikut :

$$Ka = Cos\ \alpha \frac{Cos\ \alpha - \sqrt{Cos^2\alpha - Cos^2\emptyset}}{Cos\ \alpha + \sqrt{Cos^2\alpha - Cos^2\emptyset}} \quad (2.13)$$

Dimana :
$\emptyset$ = Sudut geser tanah
α = Sudut elevasi tanah dipermukaan atas dinding
Ka = Koefisien tekanan tanah aktif

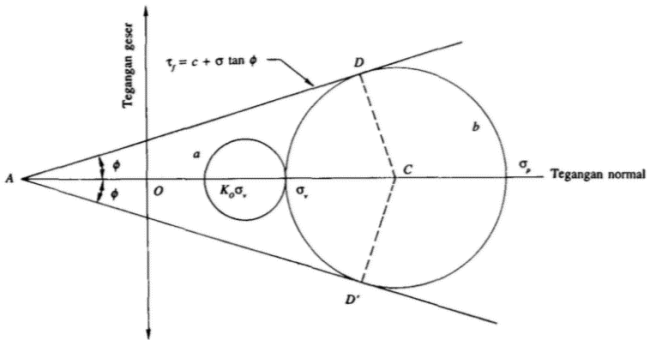
Sehingga total tekanan tanah yang bekerja dirumuskan sebagai berikut :

$P_a = 0{,}5\ \gamma\ z^2$ Ka (2.14)

Dimana :
P_a = Total tekanan tanah aktif
γ = Berat volume tanah
z = Kedalaman tanah dihitung dari puncak dinding penahan
Ka = Koefisien tekanan tanah aktif

2.6.3 Tekanan Tanah Pasif Menurut Rankine

Menurut Rankine tekanan tanah pasif jika tekanan yang bekerja mengakibatkan dinding mendekati tanah yang ditahan. Keadaan tegangan awal pada suatu elemen tanah diwakili oleh lingkaran Mohr a. Apabila tembok didorong secara perlahan-lahan ke arah dalam massa tanah, maka tegangan utama σ_h akan bertambah secara terus menerus. Akhirnya akan terjadi suatu keadaan yang menyebabkan kondisi tegangan elemen tanah dapat diwakili oleh lingkaran Mohr b. Pada keadaan ini, keruntuhan tanah akan terjadi yang dikenal sebagai kondisi pasif menurut Rankine (*Rankine's passive state*). Di samping itu tekanan tanah ke samping σ_p, yang merupakan tegangan utama besar dinamakan tekanan tanah pasif menurut Rankine (*Rankine's passive earth pressure*).



Gambar 2.6 Lingkaran Mohr tekanan pasif
Sumber : Braja M. Das, 1985

Besar gaya-gaya yang bekerja pada gambar diatas adalah sebagai berikut :

$$\sigma_p = \sigma_v \, tan^2 \left(45 + \frac{\emptyset}{2}\right) + 2c \, \tan\left(45 + \frac{\emptyset}{2}\right) \qquad (2.15)$$

$$\sigma_p = \gamma z \, tan^2 \left(45 + \frac{\emptyset}{2}\right) + 2c \, \tan\left(45 + \frac{\emptyset}{2}\right) \qquad (2.16)$$

Dimana :

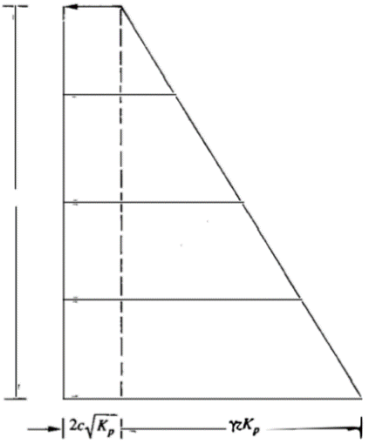
σ_p = tekanan lateral tanah
σ_v = tekanan efektif tanah
c = kohesi tanah
$\emptyset$ = sudut geser tanah
γ = Berat volume tanah
z = kedalaman tanah dihitung dari puncak dinding penahan

Untuk tanah tidak berkohesi (c = 0), Kp dari persamaan diatas dinamakan sebagai koefisien tekanan tanah pasif (Kp) menurut Rankine yang dapat dihitung dengan :

$$\text{Kp} = tan^2 \left(45 + \frac{\emptyset}{2}\right) \qquad (2.17)$$

Maka besar tekanan lateral saat terjadi keruntuhan mengikuti persamaan :

$$\sigma_p = \gamma z\, Kp + 2c\sqrt{Kp} \tag{2.18}$$



Gambar 2.7 Resultan tekanan tanah pasif
Sumber : Braja M. Das, 1985

Total tekanan tanah yang bekerja akibat beban luar dan pengaruh air dapat dideksripsikan sebagai berikut :

$$P_p = 0{,}5\ \gamma\ z\ Kp + 2c\sqrt{Kp} \tag{2.19}$$

Tekanan tanah diatas berlaku pada tanah yang ditanah merupakan tanah datar. Jika permukaan tanah yang ditahan memiliki sifat tanah miring, maka rumus mencari koefisien tekanan tanah pasif (Kp) sebagai berikut :

$$Kp = Cos\ \alpha \frac{Cos\ \alpha + \sqrt{Cos^2\alpha - Cos^2\emptyset}}{Cos\ \alpha - \sqrt{Cos^2\alpha - Cos^2\emptyset}} \tag{2.20}$$

Dimana :
$\emptyset$ = Sudut geser tanah

α = Sudut elevasi tanah dipermukaan atas dinding
Kp = Koefisien tekanan tanah pasif

Sehingga total tekanan tanah yang bekerja dirumuskan sebagai berikut :

$$P_p = 0{,}5\ \gamma\ z^2\ Kp \qquad (2.21)$$

Dimana :
P_p = Total tekanan tanah pasif
γ = Berat volume tanah
z = Kedalaman tanah dihitung dari puncak dinding penahan
Kp = Koefisien tekanan tanah pasif

2.7 Stabilitas Dinding Penahan Tanah

Hal terpenting dari perencanaan dinding penahan tanah adalah memperhatikan tekanan lateral yang terjadi pada dinding. Tekanan lateral yang terjadi dapat menyebabkan terjadinya geser dan guling pada dinding penahan tanah. Oleh karena itu, nilai stabilitas dinding penahan tanah harus diperhitungkan antara lain stabilitas terhadap geser, dan stabilitas terhadap guling.

2.7.1 Stabilitas Terhadap Geser

Menurut Hardiyatmo (2002), stabilitas terhadap geser yaitu perbandingan gaya-gaya yang menahan dan mendorong dinding penahan tanah. Gaya- gaya yang menahan bahaya geser adalah gesekan antara tanah dengan dasar pondasi serta tekanan tanah pasif di depan dinding penahan tanah akibat tanah timbunan. Faktor keamanan terhadap bahaya penggeseran (F_{gs}), didefinisikan sebagai berikut :

$$\left(F_{gs}\right) = \frac{\sum R_h}{\sum P_{ah}} \quad (2.22)$$

- Untuk tanah berjenis granular (c = 0), maka

$\sum R_h$ = W tan δh, dengan δh ≤ ∅ (diambil $\frac{1}{3}$ ∅ sampai $\frac{2}{3}$ ∅) (2.23)

- Untuk tanah kohesif (∅ = 0), maka
  $\sum R_h = C_d B$ (2.24)
- Untuk tanah kohesif c = ∅ (∅ > 0 dan c=0), maka
  $\sum R_h = c_d B$ + W tan δh (2.25)

Dimana :

$\sum R_h$ = tahanan dinding penahan tanah terhadap geser
W = berat total dinding penahan dan tanah diatas pelat pondasi
δh = sudut gesek antara tanah dan dasar pondasi
c_d = kohesi tanah dasar
B = lebar kaki dinding penahan tanah
$\sum P_{ah}$ = jumlah gaya horizontal
f = koefisien gesek antara tanah dasar dan dasar pondasi

2.7.2 Stabilitas Terhadap Guling

Menurut Hardiyatmo (2002), stabilitas terhadap guling merupakan stabilitas yang ditinjau berdasarkan kondisi tanah yang terguling yang diakibatkan oleh tekanan tanah lateral dari tanah urug di belakang dinding penahan tanah. Penyebab utama bahaya guling ini adalah akibat terjadinya momen yang memiliki kecenderungan menggulingkan dinding penahan tanah. Gaya yang menahan guling adalah momen gaya yang ditimbulkan

karena adanya berat sendiri dinding penahan serta momen akibat berat tanah yang ada di atas pelat pondasi. Faktor keamanan terhadap bahaya penggulingan (F_{gl}), didefiniskan sebagai berikut :

$$(F_{gl}) = \frac{\sum M_w}{\sum M_{gl}} \quad (2.26)$$

Dimana :

$\sum M_w$ = W.b_1

$\sum M_{gl} = \sum P_{ah} h_1 + \sum P_{av} B$

$\sum M_w$ = Momen yang melawan guling (kNm)

$\sum M_{gl}$ = Momen yang mengakibatkan guling (kNm)

W = Berat tanah diatas pelat pondasi + berat sendiri dinding penahan (kN)

B = lebar kaki dinding penahan tanah (m)

$\sum P_{ah}$ = jumlah gaya-gaya horizontal (kN)

$\sum P_{av}$ = Jumlah gaya-gaya vertikal (kN)

2.8 Persyaratan Ketahanan Gempa

Kriteria perancangan gempa rencana untuk tiap-tiap infrastruktur diperlihatkan pada Tabel 2.8. Struktur dan komponennya harus memiliki sistem penahan gaya lateral dan vertikal yang mampu memberikan kekuatan, kekakuan, dan kapasitas disipasi energi yang cukup untuk menahan beban gempa rencana sesuai dengan kriteria batas deformasi dan kekuatan yang disyaratkan.

Tabel 2.8 Kriteria perancangan gempa berdasarkan peruntukan infrastuktur

Peruntukan	Umur rencana (tahun)	Probabilitas terlampaui (%)	Periode ulang (tahun)	Kriteria keamanan	Referensi
Bangunan gedung dan non-gedung	50	2	2.500	-	SNI 1726:2012
Jembatan konvensional	75	7	1.000	-	SNI 2833:201x AASHTO (2012)
Dinding penahan Abutmen Jembatan	75	7	1.000	FK>1,5 (terhadap geser saat mengalami beban statik) FK>2 (terhadap guling saat mengalami beban statik) FK>1,1 (terhadap beban pseudostatik)	WSDOT, FHWA-NJ-2005-002
Timbunan oprit				FK>1,1	
Bendungan	100 100	1 50	10.000, *Safety Evaluation Earthquake* (SEE) 145 *Operating Basis Earthquake* (OBE)	• Tidak terjadi aliran air yang tidak terkendali • Deformasi tidak melebihi 0,5 dari tinggi jagaan • Deformasi pada filter tidak boleh melebihi 0,5 tebal filter • *Spillway* tetap berfungsi setelah terjadi gempa rencana Kerusakan minor setelah terjadi gempa rencana	ICOLD No 148, 2016,
Bangunan pelengkap bendungan	50	2	2500	-	
Terowongan	100	10	1.000 tahun		

Sumber : SNI 8460-2017, Persyaratan Peracangan Geoteknik.

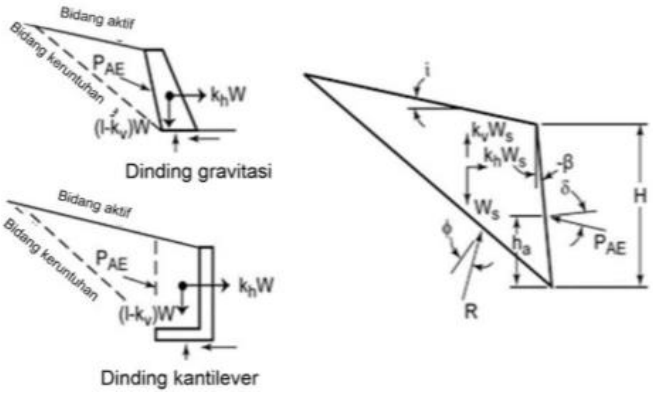
2.8.1 Persyaratan Gempa Untuk Dinding Penahan

Persyaratan gempa untuk dinding penahan mengacu pada AASHTO Bridge Design Specification (2012). Evaluasi gaya gempa pada dinding penahan harus dilakukan menggunakan pendekatan yang sesuai dengan kondisi dan batasan yang disyaratkan oleh masing-masing persamaan sebagai berikut :

a. Pendekatan pseudostatik menggunakan pendekatan Mononobe (1929) dan Okabe (1926) dengan diagram gaya pada Gambar 2.11 dapat dilakukan dengan asumsi:

1) Abutmen bebas berdeformasi sedemikian sehingga memberikan kondisi tekanan aktif. Bila abutmen kaku terkekang dan tidak dapat bergerak, maka tekanan tanah yang diperoleh akan lebih besar dibandingkan dengan hasil analisis MononobeOkabe.

2) Timbunan di belakang abutmen bersifat nonkohesif dengan sudut geser dalam (Φ).
3) Timbunan tidak jenuh sehingga tidak ada pengaruh likuifaksi.



Gambar 2.8 Diagram gaya metode Mononobe-Okabe (AASHTO, 2012)
Sumber : SNI 8460-2017

b. Pendekatan modifikasi Mononabe-Okabe dengan mempertimbangkan kohesi tanah Pendekatan ini menggunakan persamaan Anderson et al. (2008). Pada metode ini diasumsikan:
   1) Koefisien seismik vertikal (kv) = 0,
   2) Koefisien seismik horizontal (kh) = PGA yang telah disesuaikan dengan kondisi situs,
   3) Bila deformasi tanah permanen sebesar 1-2 inci diizinkan pada saat desain kejadian seismik, maka reduksi 50% dari koefisien seismik horizontal dapat diberlakukan.

2.9 Faktor Keamanan

Faktor keamanan lereng yang disyaratkan untuk analisis kestabilan lereng tanah diperlihatkan pada Tabel 2.9 dengan didasarkan pada pertimbangan biaya dan konsekuensi kegagalan lereng terhadap tingkat ketidakpastian kondisi analisis.

Tabel 2.9 Nilai faktor keamanan untuk lereng tanah

Biaya dan konsekuensi dari kegagalan lereng	Tingkat ketidakpastian kondisi analisis	
	Rendah[a]	Tinggi[b]
Biaya perbaikan sebanding dengan biaya tambahan untuk merancang lereng yang lebih konservatif	1,25	1,5
Biaya perbaikan lebih besar dari biaya tambahan untuk merancang lereng yang lebih konservatif	1,5	2,0 atau lebih

[a]Tingkat ketidakpastian kondisi analisis dikategorikan rendah, jika kondisi geologi dapat dipahami, kondisi tanah seragam, penyelidikan tanah konsisten, lengkap dan logis terhadap kondisi di lapangan.

[b]Tingkat ketidakpastian kondisi analisis dikategorikan tinggi, jika kondisi geologi sangat kompleks, kondisi tanah bervariasi, dan penyelidikan tanah tidak konsisten dan tidak dapat diandalkan.

Sumber : SNI 8460-2017

Sementara itu, faktor keamanan lereng terhadap gempa menurut SNI 8460 Tahun 2017 disyaratkan minimum sebesar 1.1.

2.10 Persyaratan Penulangan

Menurut SNI 2847-2013, Pasal 10.9.1 bahwa luas tulangan longitudinal untuk komponen struktur tekan non-komposit tidak boleh kurang dari 0,01 Ag atau lebih dari 0,08 Ag.

Pada beberapa kondisi, diperlukan control terhadap tulangan transversal dalam menahan gaya geser yang bekerja. Syarat pemakaian tulangan transversal mengacu pada SNI 2847-2013 :

1. Ketentuan Desain
   - Vn = Vc + Vs (2.27)

   Dimana :

   Vn = beban geser nominal = Vu / φ

   Vc = Kuat geser yang disumbangkan oleh beton

   Vs = Kuat geser yang disumbangkan oleh tulangan geser

   φ = factor reduksi kapasitas untuk geser = 0,75 (SNI 2847 – 2013 Pasal 9.3)

2. Kuat Geser Beton

   Pada kasus ini terjadi dalam kondisi dibebani oleh geser, lentur, dan aksial tekan, maka :
   - $Vc = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}\left(1 + \frac{Nu}{14Ag}\right).b_w.d$ (2.28)

3. Kondisi perencanaan
   - Kondisi 1

     Bila $V_u \leq 0.50\varphi.Vc$, maka tidak perlu tulangan geser
   - Kondisi 2

     Bila $0.50\varphi.Vc \leq V_u \leq \varphi V_c$, perlu tulangan geser minimum.

Beban geser minimum yang dipikul tulangan

$$V_{smin} = \frac{b_w.d}{3} \quad (2.29)$$

Luas tulangan geser minimum

$$A_{vmin} = \frac{b_w.s}{3fy} \quad (2.30)$$

Spasi tulangan geser maksimum

$$S_{maks} \leq \frac{d}{2} \leq 60\ cm \quad (2.31)$$

- Kondisi 3

  Bila $.Vc \leq V_u \leq \varphi(V_c + V_{smin})$, perlu tulangan geser minimum.

  Beban geser minimum yang dipikul tulangan

  $$V_{smin} = \frac{b_w.d}{3} \quad (2.32)$$

  $$V_{smaks} = \frac{2\sqrt{fc'}.b_w.d}{3} \quad (2.33)$$

  Luas tulangan geser minimum

  $$A_{vmin} = \frac{b_w.s}{3fy} \quad (2.34)$$

  Spasi tulangan geser maksimum

  $$S_{maks} \leq \frac{d}{2} \leq 60\ cm \quad (2.35)$$

- Kondisi 4

  Bila $\varphi(V_c + V_{smin}) < V_u \leq \varphi\left(Vc + \frac{1}{3}\sqrt{fc'}b_w.d\right)$, maka perlu tulangan geser.

  Beban geser minimum yang dipikul tulangan

  $$\varphi.Vs_{perlu} = Vu - \varphi.Vc \quad (2.36)$$

  Luas tulangan geser minimum

  $$A_{vmin} = \frac{Vs\ x\ S}{fy\ x\ d} \quad (2.37)$$

  Spasi tulangan geser maksimum

  $$S_{maks} \leq \frac{d}{2} \leq 60\ cm \quad (2.38)$$

- Kondisi 5
  Bila $\varphi\left(Vc+\frac{1}{3}\sqrt{fc'}b_w.d\right) < V_u \leq \varphi\left(Vc+\frac{2}{3}\sqrt{fc'}b_w.d\right)$, maka perlu tulangan geser.
  Beban geser minimum yang dipikul tulangan
  $\varphi.Vs_{perlu} = Vu - \varphi.Vc$ (2.39)
  Luas tulangan geser minimum
  $A_{vmin} = \frac{Vs\ x\ S}{fy\ x\ d}$ (2.40)
  Spasi tulangan geser maksimum
  $S_{maks} \leq \frac{d}{4} \leq 60\ cm$ (2.41)

2.11 Pemodelan Pada Plaxis

2.11.1 Analisis Mohr-Colomb

Mohr-Coloumb merupakan model linear elastic dan plastic sempurna yang melibatkan lima buah parameter, yaitu :

- Modulus kekakuan tanah (Modulus Young), E dan Rasio Poisson (v), yang memodelkan elastisitas tanah,
- Kohesi (c), dab sudut geser tanah (φ), yang memodelkan perilaku plastis tanah, dan
- Sudut dilatansi (ψ), yang memodelkan perilaku dilatansi tanah.

Model ini cukup baik sebagai tingkat pertama (first order) pendekatan perilaku tanah dan batuan. Disini setiap lapisan tanah dianggap mempunyai kekakuan yang konstan atau meningkat secara linear terhadap kedalaman.

2.11.2 Analisa Kondisi Undrained

Definisi kondisi undrained memiliki arti bahwa ketika adanya beban pada tanah maka tidak ada aliran air dari pori dan tidak ada perubahan volume tanah. Kondisi undrained berlaku bila permeabilitas tanah rendah, beban yang bekerja sangat cepat seperti timbunan. Perilaku

jangka pendek tanah undrained bersifat kritis sedangkan jangka panjang bersifat tidak kritis. Terdapat tiga cara analisa undrained dalam pemodelan Plaxis, yaitu :

1. Undrained A
   - Perhitungan dilakukan dalam analisa tegangan efektif. Dipergunakan parameter kuat geser efektif dan parameter kekakuan efektif.
   - Dihasilkan tegangan air pori . Tepat tidaknya perhitungan tergantung kepada pilihan model dan parameter tanah
   - Kuat geser undrained S_u, bukan parameter masukan tetapi merupakan hasil dari model konstitutif yang digunakan. Kuat geser undrained ini harus diperiksa terhadap data kuat geser undrained yang sesungguhnya.
   - Type perilaku dipilih *undrained (Undrained A)*
   - Kuat geser tegangan efektif : c',f', ψ'
   - Kekakuan tanah effektif : $E'_{50,}$ n'

2. Undrained B
   - Type perilaku dipilih *undrained (Undrained B)*
   - Kuat geser tanah tegangan total : $c = c_u$, ,$\varphi = 0$, $\psi = 0$
   - Kekakuan tanah effektif : $E'_{50,}$ n'
   - Perhitungan dilakukan dalam analisa tegangan efektif. Dipergunakan parameter kekakuan effektif dan parameter kuat geser undrained
   - Dihasilkan tegangan air pori, namun sangat tidak akurat.
   - Kuat geser Cu dan Su merupakan parameter input. Sehingga tidak menghasilkan kesalahan dalam perhitungan kestabilan undrained.

- Walaupun perhitungan konsolidasi dapat dilakukan dalam model undrained B ini, namun jarang dilakukan karena tegangan air pori yang dihitung bisa sangat menyimpang.
- Kondisi ini tidak akan menghasilkan peningkatan kuat geser undrained. Artinya jika dipaksakan melakukan analisa konsolidasi, nilai kuat geser undrained di tahap berikutnya harus diubah secara manual.

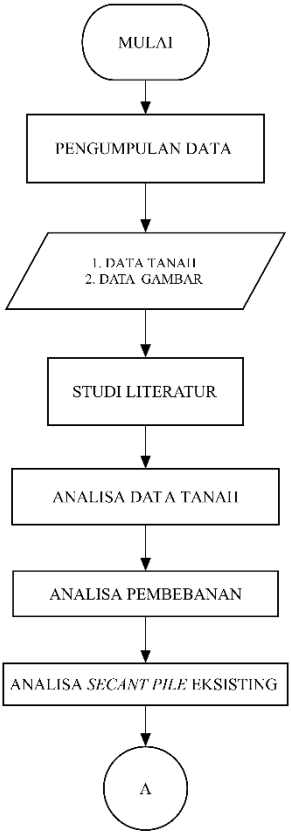
3. Undrained C
   Pada umumnya kondisi ini diterapkan pada tanah pasir ketika metode A dan B sudah tidak lagi memungkinkan untuk digunakan. Berikut merupakan parameter input Undrained C :
   - Kuat geser memakai kondisi tegangan total yaitu, $c = Cu$, $\varphi = 0$, $\psi = 0$
   - Kekakuan tanah dalam kondisi efektif, yaitu Eu dan $vu = 0{,}495$

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

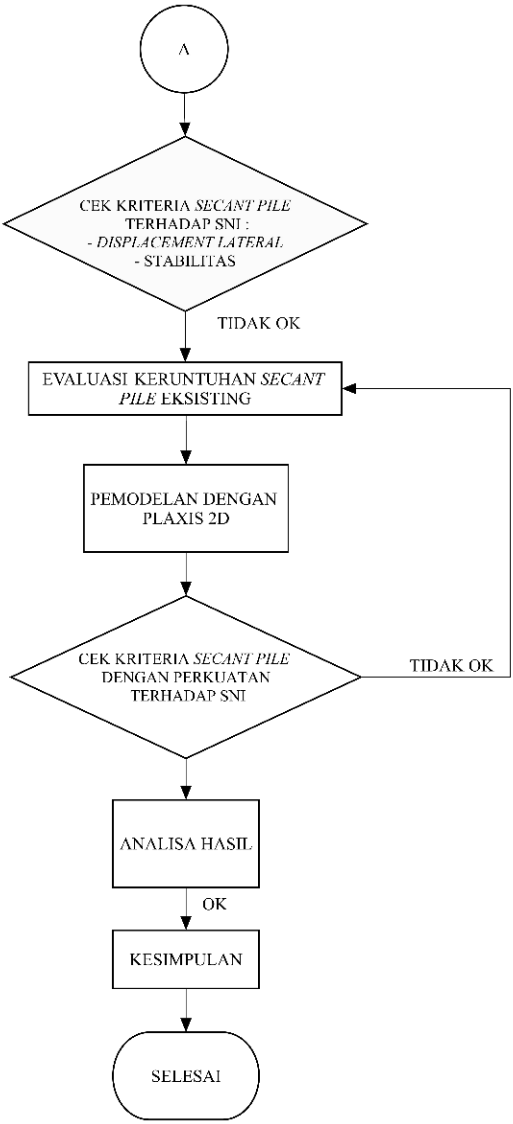
BAB III
METODOLOGI

3.1 Diagram Alir

Gambar 3.1 merupakan bagan alir dalam penulisan Proyek Akhir Evaluasi Dinding Penahan Tanah *Basement* Jenis *Secant Pile* Pada Proyek The Jagir Apartment Surabaya.



Gambar 3.1 Diagram Alir Proyek Akhir



Gambar 3.2 Diagram Alir Proyek Akhir (lanjutan)

Berikut merupakan penjelasan mengenai Gambar 3.1 dan Gambar 3.2 Diagram Alir Proyek Akhir :

3.2 Identifikasi Masalah

Identifikasi masalah dilakukan untuk mengetahui masalah yang ada di sekitar untuk diangkat menjadi sebuah topik dalam Proyek Akhir. Untuk mengetahui masalah yang ingin diselesaikan, maka perlu dilakukan survey atau riset skala kecil agar permasalahan dapat diangkat untuk topik Proyek Akhir ini. Pada proyek The Jagir Apartment terdapat permasalahan yang diperlukan penyelesaian, yaitu adanya keruntuhan pada dinding penahan tanah *basement* jenis *secant pile*. Oleh karena itu hal ini perlu penyelesaian yang akan dibahas pada topik Proyek Akhir ini.

3.3 Pengumpulan Data

Pengumpulan data dilakukan untuk menentukan sekiranya data apa saja yang dibutuhkan untuk menyelesaikan masalah yang terjadi. Data yang diperlukan untuk Proyek Akhir ini adalah :

1. Data tanah
   Data tanah yang diperlukan untuk Proyek Akhir ini adalah data N-SPT yang dilihat dari hasil *boring log* dan hasil tes laboratorium.
2. Data gambar
   Data gambar yang diperlukan antara lain : Detail *secant pile* eksisting, denah kedalaman galian, denah lantai, denah potongan bangunan, dan denah tampak.

3.4 Studi Literatur

Maksud dari studi literatur adalah mengumpulkan materi-materi yang akan digunakan sebagai pedoman penyelesaian Proyek Akhir. Materi-materi tersebut dapat diperoleh dari buku, jurnal, maupun Proyek Akhir dengan topik serupa.

3.5 Analisa Data Tanah

Pada analisa data tanah, hal yang pertama kali dilakukan adalah penentuan dan penggambaran lapisan tanah sesuai dengan hasil *boring log*. Penentuan lapisan ini dimodelkan pada program bantu Plaxis agar dapat mengetahui kondisi tanah eksisting. Setelah selesai mengidentifikasi lapisan tanah, hal selanjutnya adalah menentukan parameter-parameter tanah pada tiap lapisan dari hasil uji laboratorium. Namun, untuk lapisan tanah yang tidak diuji *Undisturb Sample*-nya, maka parameter tanah didapatkan dari korelasi terhadap tabel-tabel analisa para ahli.

3.6 Analisa Pembebanan

Analisa pembebanan diperlukan untuk mengetahui beban apa saja yang bekerja dan berapa beban yang harus ditahan oleh dinding pnahan tanah. Pembebanan dinding penahan tanah sesuai kondisi eksisting terdiri dari :

- Terdapat beban jalan yaitu beban dari Jalan Jagir Wonokromo berupa beban perkerasan.
- Beban pertokoan dari Pasar Jagir di samping proyek. Yang didapatkan adalah beban bangunan.

3.7 Analisa *Secant Pile* Eksisting Menggunakan Plaxis 2D

Analisa stabilitas dinding penahan dilakukan untuk mengetahui penyebab keruntuhan yang terjadi pada dinding. Pada evaluasi perencanaan pada Proyek Akhir ini, dilakukan analisa stabilitas dinding penahan tanah yang akan dimodelkan pada program bantu Plaxis. Output dari Plaxis ini berupa *displacement lateral* dan stabilitas dinding *secant pile.*

3.8 Cek Kriteria *Secant Pile*

Dilihat dari hasil *output* Plaxis, dapat diketahui fakor yang mengakibatkan keruntuhan pada dinding penahan tanah eksisting. Faktor tersebut dapat berupa *displacement lateral* dan stabilitas, dimana nilai minimumnya dapat dikorelasikan dengan syarat yang ada pada SNI 8460 Tahun 2017.

3.9 Evaluasi *Secant Pile* Eksisting

3.9.1 Perencanaan Perbaikan *Secant Pile* Eksisting

Perencanaaan perbaikan dilakukan untuk meminimalisir perubahan rencana eksisting. Pada perencanaan ini akan diperoleh metode agar *secant pile* yang sudah runtuh bisa tetap berfungsi dengan ditambahkannya struktur penahan untuk menahan keruntuhan kembali yang terjadi.

3.9.2 Desain Alternatif *Secant Pile* Baru

Perencanaan alternatif desain *secant pile* baru akan digunakan sebagai perbandingan dengan metode perbaikan. Perencanaan desain baru akan direncanakan dengan menggunakan perkuatan atau sistem penunjang. Hasil yang akan dibandingkan adalah *displacement* yang terjadi.

3.10 Cek Kriteria *Secant Pile* Dengan Perkuatan

Setelah menambahkan perkuatan, *secant pile* harus dicek kembali terhadap kriteria menurut SNI. Perencanaan perkuatan akan diulang hingga kriteria yang ditinjau pada *secant pile* dapat memenuhi syarat SNI.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IV
ANALISA DATA

4.1 Analisa Data Tanah

4.1.1 Lokasi Uji Tanah

Untuk mengetahui profil tanah yang akan dianalisis dan didesain, maka harus dilakukan penyelidikan tanah. Pada proyek ini, penyelidikan nilai SPT dilakukan pada dua *bore hole*, yaitu BH-1 dan BH-6 yang dapat dilihat pada Gambar 4.1.

Gambar 4.1 Lokasi titik penyelidikan tanah
Sumber : Testana Engineering, 2017

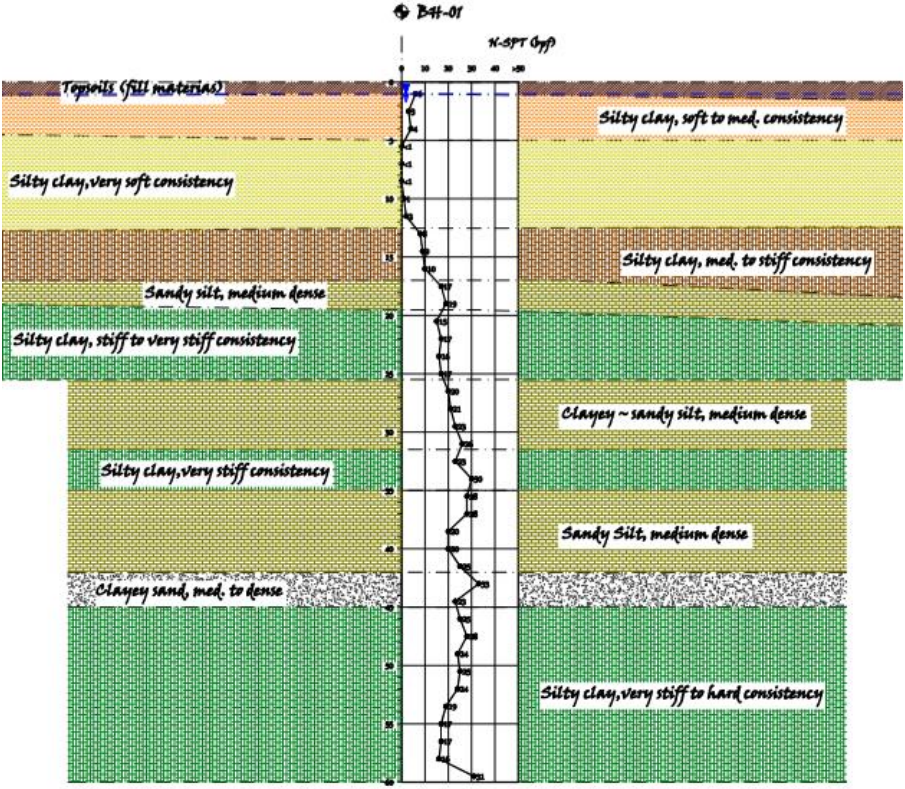
Uji SPT dilakukan hingga kedalaman 60 meter pada kedua titik, dengan muka air tanah berada pada permukaan tanah berdasarkan hasil pengamatan lapangan.

4.1.2 Data Nilai SPT Tanah

Dari hasil penyelidikan tanah yang dilakukan, dihasilkan nilai SPT dari setiap hasil *boring*. Nilai SPT ini kemudian akan digunakan untuk mengahasilkan parameter-parameter tanah yang dibutuhkan. Berikut merupakan lapisan tanah pada BH-1 dan BH-6 yang dapat dilihat pada Tabel 4.1 dan Tabel 4.2.

Tabel 4.1 Nilai SPT dari hasil *boring* pada BH-1

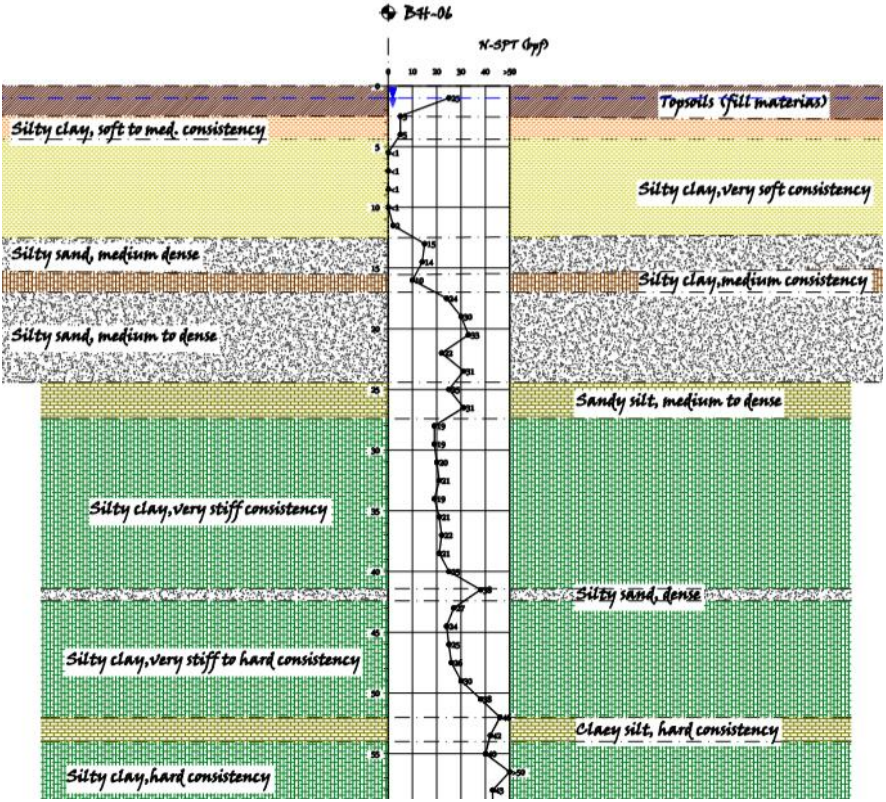
Layer	Kedalaman (m)	Jenis Tanah	Konsistensi	N-SPT
1	0 - 5	Silty CLAY	Soft to medium	4
2	5 - 12,5	Silty CLAY	Very soft	1
3	12,5 - 17,0	Silty CLAY	Medium to stiff	9
4	17,0 - 19,5	Sandy SILT	Medium dense	18
5	19,5 - 25,5	Silty CLAY	Stiff to very stiff	16
6	25,5 - 31,5	Clayey Sandy SILT	Medium dense	23
7	31,5 - 35,0	Silty CLAY	Very stiff	26
8	35,0 - 42,0	Sandy SILT	Medium dense	24
9	42,0 - 45,0	Clayey SAND	Medium to dense	28
10	45,0 - 60,0	Silty CLAY	Very stiff to hard	23



Gambar 4.2 Profil lapisan tanah dan grafik N-SPT BH-1
Sumber : Testana Engineering, 2017

Tabel 4.2 Nilai SPT dari hasil boring pada BH-6

Layer	**Kedalaman** (m)	**Jenis Tanah**	**Konsistensi**	**N-SPT**
1	0 - 4,5	Silty CLAY	Soft to medium	12
2	4,5 - 12,5	Silty CLAY	Very soft	1
3	12,5 - 15,5	Silty SAND	Medium dense	14
4	15,5 - 17,0	Silty CLAY	Medium	10
5	17,0 - 24,5	Silty SAND	Medium to dense	28
6	24,5 - 27,5	Silty SAND	Medium to dense	28
7	27,5 - 41,5	Silty CLAY	Very stiff	20
8	41,5 - 42,5	Silty SAND	Dense	38
9	42,5 - 52,0	Silty CLAY	Very stiff to hard	29
10	52,0 - 54,0	Clayey SILT	Hard	44
11	54,0 - 60,0	Silty CLAY	Hard	44



Gambar 4.3 Profil lapisan tanah dan grafik N-SPT BH-6
Sumber : Testana Engineering, 2017

4.2 Data Parameter Tanah

Penentuan parameter tanah diperoleh melalui hasil pengujian laboratorium dengan melakukan korelasi terhadap tabel dari para ahli dan korelasi empirik dari hasil nilai SPT terhadap hasil uji laboratorium. Untuk menginput data tanah pada program Plaxis, parameter tanah yang diperlukan adalah :

- γs = Berat volume tanah
- γsat = Berat volume tanah jenuh air
- Cu = Kohesi tanah pada kondisi tegangan total
- φ = Sudut gesek
- E = Modulus Young kondisi *undrained*
- δ = *Angle of friction struc soil* (Sudut dilantansi)
- v = Nilai *poisson's ratio*

Pada Proyek Akhir ini digunakan data tanah dari hasil *boring* BH-1 dikarenakan kondisi tanah pada BH-1 cenderung lebih buruk dibandingkan BH-6 dilihat dari hasil pengujian tanah.

Tabel 4.3 Tabel data parameter tanah BH-1

Layer	Kedalaman	Jenis Tanah	Kondisi	Konsistensi	N-SPT	γs	γsat	Cu	φ	E	δ	v	k
	m					kN/m^3	kN/m^3	kPa	degree	kPa	degree		
1	0 - 5	Silty CLAY	Undrained	Soft to medium	4	15.50	17.00	25	0	11000	0	0.2	0.000864
2	5 - 12,5	Silty CLAY	Undrained	Very soft	1	14.90	16.00	12.5	0	7000	0	0.2	0.000864
3	12,5 - 17,0	Silty CLAY	Undrained	Medium to stiff	9	16.20	19.42	50	0	15000	0	0.2	0.000864
4	17,0 - 19,5	Sandy SILT	Undrained	Medium dense	18	16.90	19.60	100	0	17000	0	0.32	0.00864
5	19,5 - 25,5	Silty CLAY	Undrained	Stiff to very stiff	16	16.86	19.20	90	0	16000	0	0.2	0.000864
6	25,5 - 31,5	Clayey Sandy SILT	Undrained	Medium dense	23	17.95	20.60	140	0	18000	0	0.32	0.00864
7	31,5 - 35,0	Silty CLAY	Undrained	Very stiff	26	18.43	21.20	175	0	20000	0	0.2	0.000864
8	35,0 - 42,0	Sandy SILT	Undrained	Medium dense	24	17.80	20.80	150	0	19000	0	0.32	0.00864
9	42,0 - 45,0	Clayey SAND	Undrained	Medium to dense	28	18.24	21.60	190	0	42500	0	0.32	0.00864
10	45,0 - 60,0	Silty CLAY	Undrained	Very stiff to hard	23	17.62	20.60	140	0	18000	0	0.2	0.000864

Untuk parameter E (modulus) mengacu pada tabel Bowles, 1997. Penentuan nilai E dimbil dari jenis tanah dan konsistensi tanah masing-masing lapisan. Seperti contoh, untuk tanah *silty clay*, berdasarkan tabel Bowles 1997 bahwa nilai modulus terbesar berada pada tanah berkonsistensi *hard* dengan nilai E sebesar 200 kg/cm^2 sehingga dicari tanah *silty clay* pada hasil boring dengan konsistensi yang paling keras berdasarkan nilai SPT dan diasumsikan bahwa nilai E pada tanah tersebut bernilai 200 kg/ cm2. Untuk tanah *silty clay* lainnya diambil interpolasi berdasarkan N-SPT. Contoh perhitungannya sebagai berikut :

N-SPT 26 (Lapisan 7) = 20000

N-SPT 24 (Lapisan 8) = x

$$\frac{x}{20000} = \frac{24}{26}$$

$$x = \frac{24}{26}\ x\ 20000$$

$$x = 18461 \approx 19000$$

Sehingga nilai E pada lapisan 8 bernilai 19000 kPa.

4.3 Pembebanan

4.3.1 Beban Bangunan

Beban bangunan yang ada di dekat struktur penahan tanah sejauh 5 meter adalah beban bangunan yang berupa toko sebesar 4,79 kN/m^2 berdasarkan SNI 1727 Tahun 2013 tentang Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain.

4.3.2 Beban Perkerasan Jalan

Terdapat akses jalan dibelakang dinding, sehingga beban harus diperhitungkan. Beban perkerasan jalan mengacu pada SNI 1725 Tahun 2016 dan Keputusan Menteri Pekerjaan Umum No. 378/KPTS/1987 yang dapat dilihat pada Tabel 4.4.

Tabel 4.4 Tabel perhitungan perkerasan jalan

Lapisan	Tebal	Berat Jenis	Beban
	m	kN/m^3	kN/m^2
Aspal	0.1	22	2.2
Base Course	0.1	22.7	2.27
Subbase Course	0.1	22.7	2.27
Jumlah (kN/m^2)			**6.74**

4.3.3 Total Pembebanan

Total pembebanan = Beban bangunan + beban perkerasan jalan

Total pembebanan = 4.79 kN/m^2 + 6.74 kN/m^2

= 11.53 kN/m^2

4.3.4 Beban Gempa

Sesuai dengan peta hazard gempa Indonesia 2010, yang telah diterbitkan oleh Kementrian Pekerjaan Umum pada bulan Juli 2010, sebagai acuan dasar dalam perencanaan dan perancangan infrastruktur tahan gempa, dimana percepatan batuan dasar untuk daerah lokasi proyek meningkat menjadi 0.10 g s/d 0.15 g, seperti pada gambar berikut

Gambar 4.4 Percepatan puncak batuan dasar sesuai peta zonasi gempa Indonesia, Juli 2010.
Sumber : Testana Engineering, 2017

Percepatan gempa di permukaan tanah untuk wilayah Surabaya dapat diambil sebesar 0.175 g. Beban gempa diinput untuk mengetahui kondisi struktur ketika terjadi gempa. Pada Proyek Akhir ini beban gempa akan dihitung sesuai dengan pendekatan modifikasi Mononabe-Okabe yang sudah dijelaskan pada BAB 2.8.1. yaitu :

- Koefisien seismik vertikal (kv) = 0
- Koefisien seismic horizontal (kh) = disesuaikan dengan nilai PGA
- PGA = kh = 0.175
- Beban Gempa = (PGA x Beban Luar) + Beban Luar
  = (0.175 x 11.53 kN/m^2) + 11.53 kN/m^2
  = 13.5 kN/m^2

4.4 Analisa Material

4.4.1 Detail *Secant Pile*

- Diameter : 0.8 meter.
- Spesi : 1.2 meter.
- Panjang dinding : 23 meter.
- Mutu Beton (fc') : 25 MPa.
- Mutu baja tulangan (fy) : 400 MPa.
- Selimut Beton : 50 mm.

4.4.2 Detail Capping Beam

- Mutu beton (fc') : 25 MPa
- d : 0.6 meter

"Halaman ini sengaja dikosongkan"

BAB V
HASIL DAN PEMBAHASAN

5.1 Pemodelan Kondisi Eksisting *Secant Pile*

Dinding pada kondisi eksisting sudah mengalami keruntuhan dan akan dimodelkan ulang pada Program Plaxis 2D untuk mengecek *displacement* yang terjadi guna membandingkan hasil *displacement* di lapangan dan dengan menggunakan Plaxis. Selain itu akan dihitung juga angka keamanannya.

Dari masalah yang terjadi maka akan diusulkan solusi atas keruntuhan yang terjadi. Evaluasi yang akan diusulkan terdari dari dua opsi, yaitu perbaikan dan redesain atau perencanaan ulang. Untuk perbaikan direncanakan dengan memasang *bored pile* di belakang *secant pile* yang disupport dengan sistem penunjang yaitu strut berupa baja WF. Sedangkan untuk redesain direncanakan menggunakan perkuatan yaitu dengan penambahan berupa lapisan *strut* pada fase galian, dimana strut dipasang sepanjang 4.5 meter.

5.1.1 Input Data Pemodelan Eksisting Pada Plaxis

1. Soil Stratigraphy

- Buat *borehole* pada kordinat x = 0 hingga jendela *Modify soil layers* muncul.
- Pada tab *Soil layers* dibuat kedalaman masing-masing lapisan dengan *top level* pada 60 meter dan bottom level pada 0 meter.
- Atur *head* pada *borehole* sebesar 60.00.

Klik tombol *Materials* pada jendela *Modify soil layers.*

- Soil and Interfaces

Klik tombol *New* di jendela *Material sets* untuk membuat kumpulan data baru. Berikut merupakan data lapisan tanah yang akan diinput :

- Silty Clay (0-5 meter)

General

Material model	: Mohr-Coulomb
Material type	: Undrained (B)
γunsat	: 15.50 kN/m^3
γsat	: 17 kN/m^3

Parameter

E	: 11000 kN/m^2
v	: 0.2
c	: 25 kN/m^2
φ (phi)	: 0°
ψ (psi)	: 0°

Groundwater

kx,ky	: 0.000864

Interfaces

R*inter*	: 1

- Silty Clay (5-12.5 meter)

General

Material model	: Mohr-Coulomb
Material type	: Undrained (B)
γunsat	: 14.90 kN/m^3
γsat	: 16.00 kN/m^3

Parameter

E	: 7000 kN/m^2
v	: 0.2
c	: 12.5 kN/m^2
φ (phi)	: 0°
ψ (psi)	: 0°

Groundwater
kx,ky : 0.000864
Interfaces
R*inter* : 1

- Layer 3 (Silty Clay)
  General
  Material model : Mohr-Coulomb
  Material type : Undrained (B)
  γunsat : 16.20 kN/m^3
  γsat : 19.42 kN/m^3
  Parameter
  E : 15000 kN/m^2
  v : 0.2
  c : 50 kN/m^2
  φ (phi) : 0°
  ψ (psi) : 0°
  Permeability
  kx,ky : 0.000864
  Interfaces
  R*inter* : 1

- Sandy Silt (17-19.5 meter)
  General
  Material model : Mohr-Coulomb
  Material type : Undrained (B)
  γunsat : 16.90 kN/m^3
  γsat : 19.60 kN/m^3
  Parameter
  E : 17000 kN/m^2
  v : 0.32
  c : 100 kN/m^2
  φ (phi) : 0°

ψ (psi) : 0°

Permeability

kx,ky : 0.00864

Interfaces

R*inter* : 1

- Silty Clay (19.5-25.5 meter)

General

Material model : Mohr-Coulomb

Material type : Undrained (B)

γunsat : 16.86 kN/m^3

γsat : 19.20 kN/m^3

Parameter

E : 16000 kN/m^2

v : 0.2

c : 90 kN/m^2

φ (phi) : 0°

ψ (psi) : 0°

Permeability

kx,ky : 0.000864

Interfaces

R*inter* : 1

- Clayey Sandy Silt (25.5-31.5 meter)

General

Material model : Mohr-Coulomb

Material type : Undrained (B)

γunsat : 17.95 kN/m^3

γsat : 20.60 kN/m^3

Permeability

kx,ky : 0.00864

Parameter

E : 18000 kN/m^2

v : 0.32
c : 140 kN/m^2
φ (phi) : 0°
ψ (psi) : 0°
Interfaces
R*inter* : 1

- Silty Clay (31.5-35 meter)
  General
  Material model : Mohr-Coulomb
  Material type : Undrained (B)
  γunsat : 18.43 kN/m^3
  γsat : 21.20 kN/m^3
  Parameter
  E : 20000 kN/m^2
  v : 0.32
  c : 175 kN/m^2
  φ (phi) : 0°
  δ (psi) : 0°
  Permeability
  kx,ky : 0.000864
  Interfaces
  R*inter* : 1

- Sandy Silt (35-42 meter)
  General
  Material model : Mohr-Coulomb
  Material type : Undrained (B)
  γunsat : 17.80 kN/m^3
  γsat : 20.80 kN/m^3
  Parameter
  E : 19000 kN/m^2
  v : 0.32

c : 150 kN/m^2
φ (phi) : 0°
ψ (psi) : 0°

Permeability

kx,ky : 0.00864

Interfaces

R*inter* : 1

- Clayey Sand (42-45 meter)

General

Material model : Mohr-Coulomb
Material type : Undrained (B)
γunsat : 18.24 kN/m^3
γsat : 21.60 kN/m^3

Parameter

E : 42500 kN/m^2
v : 0.32
c : 190 kN/m^2
φ (phi) : 0°
ψ (psi) : 0°

Permeability

kx,ky : 0.00864

Interfaces

R*inter* : 1

- Silty Clay (45-60 meter)

General

Material model : Mohr-Coulomb
Material type : Undrained (B)
γunsat : 17.62 kN/m^3
γsat : 20.60 kN/m^3

Parameter

E : 18000 kN/m^2

v	: 0.2
c	: 140 kN/m^2
φ (phi)	: 0°
ψ (psi)	: 0°
Permeability	
kx,ky	: 0.000864
Interfaces	
R*inter*	: 1

- Setelah parameter tanah yang diperlukan sudah didefinisikan, lalu menentukan data dari lapisan tanah yang sesuai dengan cara men-*drag* pada layer-layer tanah yang sudah dibuat.

2. Definition of Structural Elements

a. Mendefinisikan Dinding

- Klik tab *Structures* pada jendela kerja untuk memproses elemen structural.
- Klik *Create structure* lalu pilih *create plate* untuk memodelkan *capping beam* sepanjang 0.6 meter dan *Secant Pile* sepanjang 23 meter.
- Klik *show material* pada *toolbar*, lalu set tipe menjadi *plates*. Klik *New* untuk membuat struktur dan untuk menginput properties.

b. Plates

1. Capping Beam

Untuk memasukan properties *capping beam* diperlukan perhitungan EA (kekakuan normal) dan EI (kekakuan lentur) sebagai berikut :

E beton normal sebesar $4700\sqrt{fc'}$ sesuai dengan SNI Beton 2847 tahun 2013 pasal 8.5.1.

- E Beton = $4700\sqrt{fc'}$
  = $4700\sqrt{25}$ MPa
  = 23500 MPa
  = 23500000 kN/m^2
- Luas penampang (A) = d x l
  = 0.6 m x 1 m
  = 0.6 m^2
- Momen Inersia (I) = $\frac{1}{12}$ x l x d^3
  = $\frac{1}{12}$ x 1 m x 0.6^3
  = 0.018 m^4
- EA = E x A
  = 23500000 kN/m^2 x 0.6 m^2
  = 14100000 kN/m
- EI = E x I
  = 23500000 kN/m^2 x 0.018 m^4
  = 423000 kN.m^2/m
- Berat capping beam
  w = d x l x bj beton
  = 0.6 m x 1 meter x 24 kN/m^3
  = 14.4 kN

2. Secant Pile

Untuk memasukan properties *secant pile* diperlukan perhitungan EA (kekakuan normal) dan EI (kekakuan lentur) sebagai berikut :

E beton normal sebesar $4700\sqrt{fc'}$ sesuai dengan SNI Beton 2847 tahun 2013 pasal 8.5.1.

- E Beton $= 4700\ \sqrt{fc'}$
  $= 4700\ \sqrt{25}$ MPa
  $= 23500$ MPa
  $= 23500000$ kN/m^2

- Luas penampang (A) $= \pi \times r^2$
  $= \pi \times (0.4\ m)^2$
  $= 0.5024\ m^2$

- Momen Inersia (I) $= \frac{1}{64} \times \pi \times d^4$
  $= \frac{1}{64} \times \pi \times (0.8\ m)^4$
  $= 0.02\ m4$

Dikarenakan jarak antara *primary pile* sejauh 1.2 meter, maka I = $\frac{0.02}{1.2}$ = 0.017

- EA = $\frac{Luas\ lingkaran\ x\ E\ beton}{Spacing}$

  = $\frac{0.5024\ x\ 23500000}{1.2}$ = 9838666.67 kN/m

- EI = $Inersia\ x\ E\ beton$

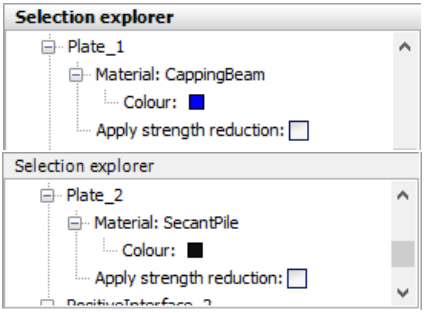
  = $0.017\ x$ 23500000

  = 399500 kN.m^2/m

- Berat secant pile
  w = d x l x bj beton
  = 0.698 x 24 kN/m^3
  = 16.752 kN

  Dimana nilai d merupakan nilai tebal *plate* dalam satuan meter.

- Setelah material struktur sudah didefinisikan, atur material plate pada *selection explorer* seperti pada Gambar 5.1



Gambar 5.1 Material dinding

- Klik kanan pada dinding lalu klik *create* dan pilih *Positive interface* dan *Negative Interface* secara bergantian.

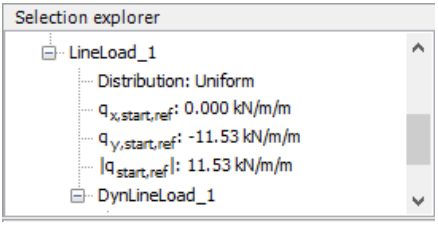
c. Mendefinisikan galian

- Klik *create line* pada *toolbar.*
- Tahapan galian dimulai dengan penggalian hingga elevasi -1.8 meter, setelah itu dilanjutkan tahap galian ke dua hingga 4.4 meter. Galian selanjutnya sedalam 6 meter. Untuk mengurangi adanya tekanan tanah yang tinggi, maka galian tahap akhir menggunakan metode

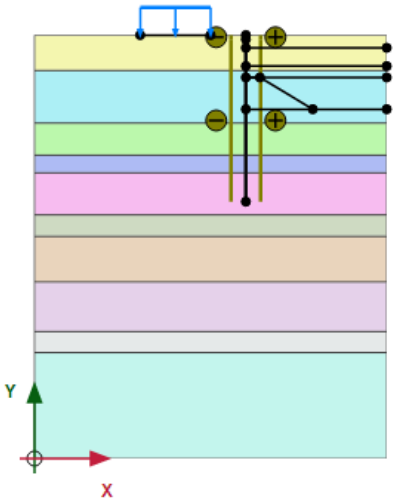
galian *open cut* (terasering) hingga kedalaman 10.5 meter.

d. Mendefinisikan Beban

- Klik *create load* pada *toolbar*, lalu pilih *Create Line Load* .
- Pada *Selection Explorer* masukkan beban sebesar 11.53 kN/m^2.



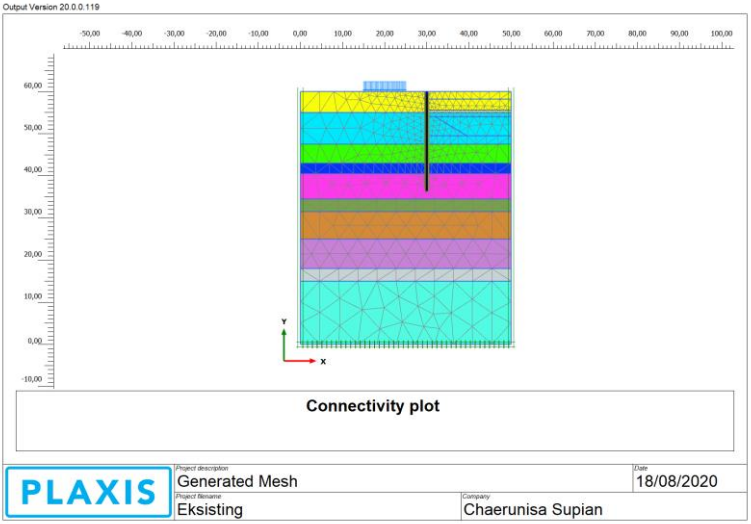
Gambar 5.2 Komponen *distributed load* pada *selection explorer*.



Gambar 5.3 Hasil pemodelan geometri Eksisting

3. Mesh Generation

- Setelah semua material terdefinisi, lalu dilanjutkan pada mode *Mesh* dengan memilih *Create the mesh* dan menggunakan opsi default *Element distribution*.
- Hasil dari *generate mesh* bisa dilihat dengan memilih opsi *view mesh* seperti pada Gambar 5.4.



Gambar 5.4 *Generated Mesh* kondisi eksisting

4. Calculations

Terdapat beberapa tahap perhitungan pada kalkulasi ini. Fase yang dibuat pada proses kalkulasi mempresentasikan tahapan kerja pada kondisi lapangan. Berikut merupakan proses pemodelan fase kalkulasi yang akan diperhitungkan :

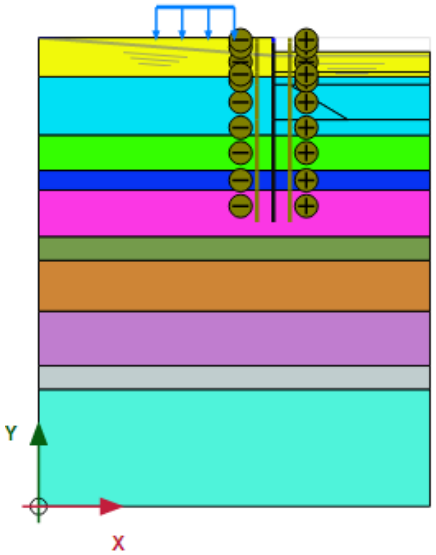
- Klik *Staged construction* pada tab untuk mendefinisikan fase-fase kalkulasi.

1. Fase 1 : Instalasi dinding dan mengaktifkan beban

- Klik *Add phase* pada *phases explorer*. Klik fase yang sudah dibuat lalu atur properties dari fase tersebut. Untuk fase 1 *pore pressure calculation type* yang dipilih adalah *phereatic*.
- Klik kanan pada dinding dan beban yang akan diaktifkan lalu pilih *active,* secara bergantian.

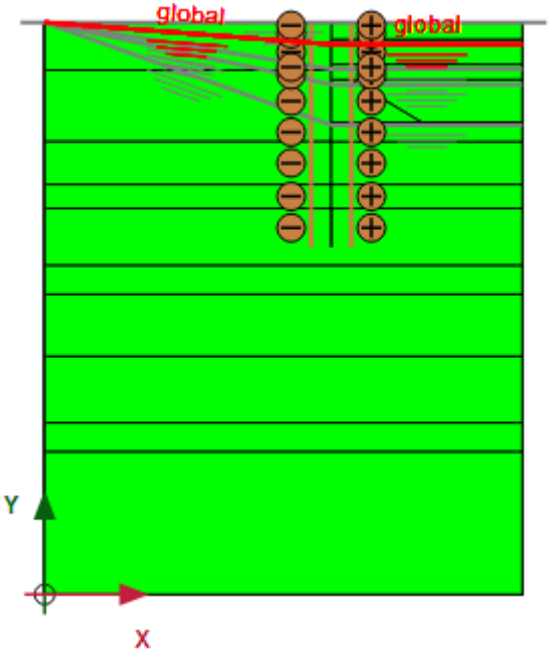
2. Fase 2 : Galian 1.8 meter

- Klik *Add phase* pada *phases explorer*. Klik fase yang sudah dibuat lalu atur properties dari fase tersebut. Untuk fase 2 *pore pressure calculation type* yang dipilih adalah *Steady state groud water flow.*
- Pada gambar kerja, klik kanan area galian 1.8 meter lalu pilih opsi *Deactive* seperti pada Gambar 5.5.



Gambar 5.5 Lapisan tanah yang digali pada Fase 1

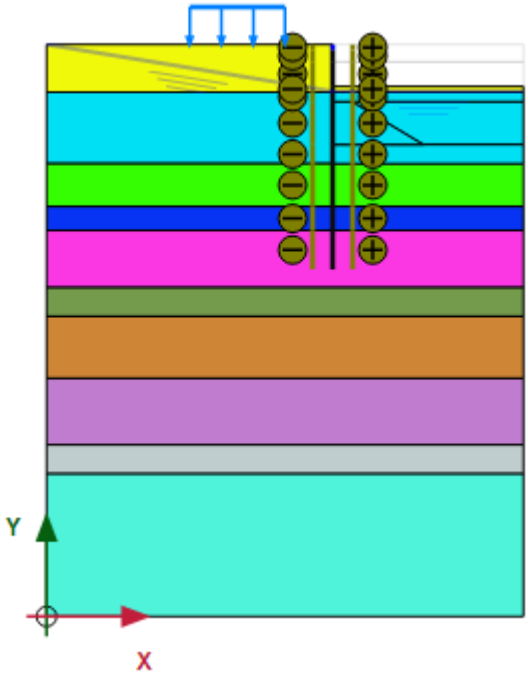
- Pilih *flow conditions* pada tab untuk mengatur muka air tanah menjadi 50 cm dibawah galian yaitu 2.3 meter. Lalu klik kanan pada garis muka air tanah yang sudah dibuat, kemudian pilih *make global* seperti pada Gambar 5.6.



Gambar 5.6 Muka Air Tanah pada Fase 2

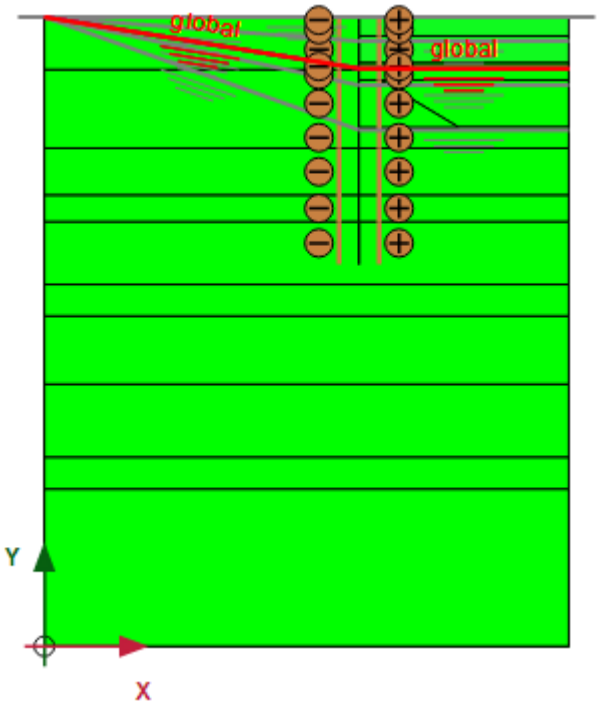
3. Fase 3 : Galian 4.4 meter

- Klik *Add phase* pada *phases explorer*. Klik fase yang sudah dibuat lalu atur properties dari fase tersebut. Untuk fase 3 *pore pressure calculation type* yang dipilih adalah *Steady state groud water flow.*
- Pada gambar kerja, klik kanan area galian 4.4 meter lalu pilih opsi *Deactive* seperti pada Gambar 5.7.



Gambar 5.7 Lapisan tanah yang digali pada Fase 3

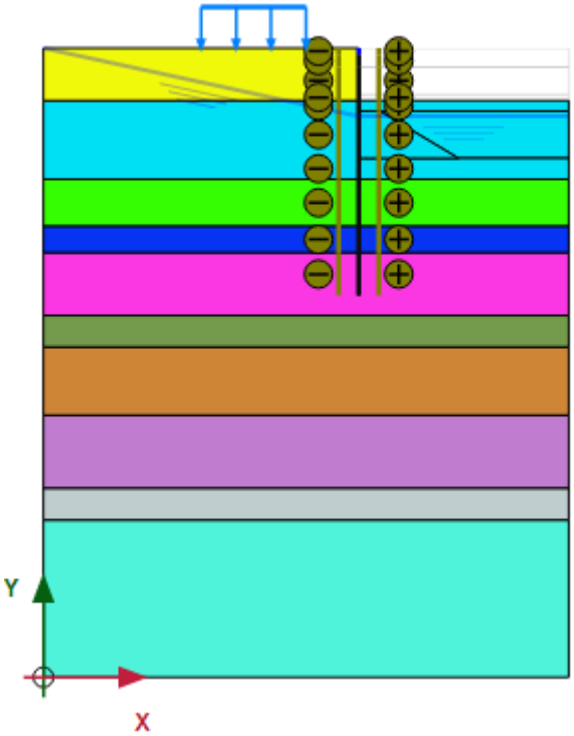
- Pilih *flow conditions* pada tab untuk mengatur muka air tanah menjadi 50 cm dibawah galian yaitu 4.9 meter. Lalu klik kanan pada garis muka air tanah yang sudah dibuat, kemudian pilih *make global* seperti pada Gambar 5.8.



Gambar 5.8 Muka Air Tanah pada Fase 3

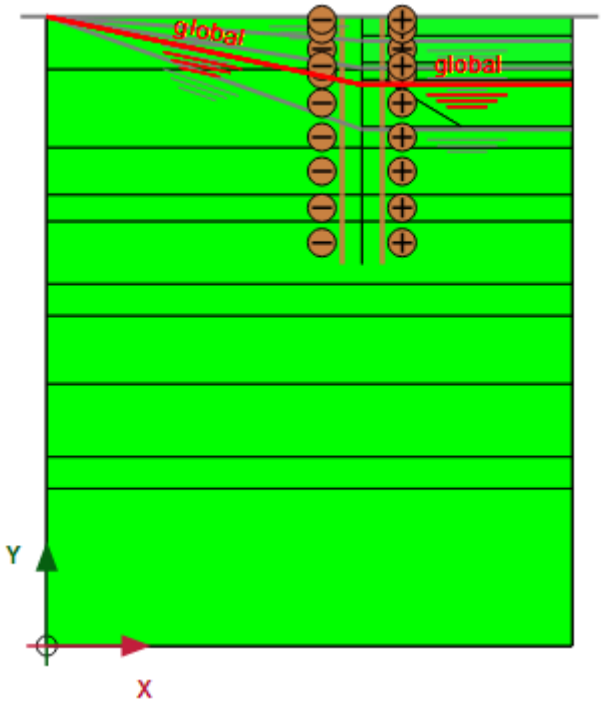
4. Fase 4 : Galian 6 meter

- Klik *Add phase* pada *phases explorer*. Klik fase yang sudah dibuat lalu atur properties dari fase tersebut. Untuk fase 4 *pore pressure calculation type* yang dipilih adalah *Steady state groud water flow.*
- Pada gambar kerja, klik kanan area galian 6 meter lalu pilih opsi *Deactive* seperti pada Gambar 5.9.



Gambar 5.9 Lapisan tanah yang digali pada Fase 4

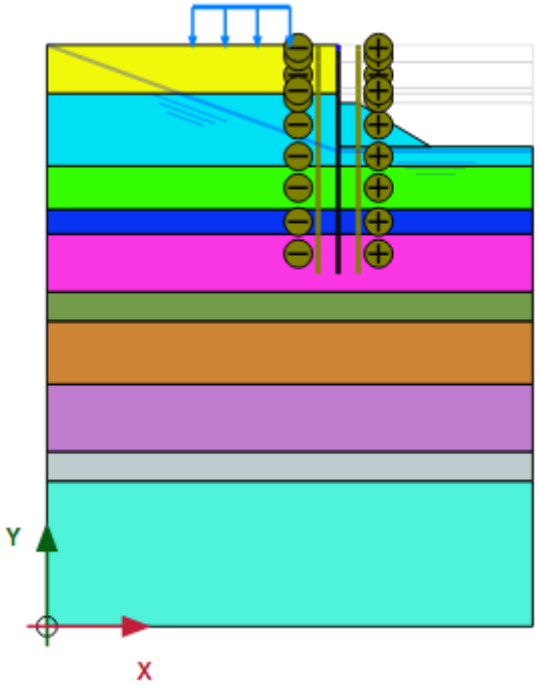
- Pilih *flow conditions* pada tab untuk mengatur muka air tanah menjadi 50 cm dibawah galian yaitu 6.5 meter. Lalu klik kanan pada garis muka air taah yang sudah dibuat, kemudian pilih *make global* seperti pada Gambar 5.10.



Gambar 5.10 Muka Air Tanah pada Fase 4

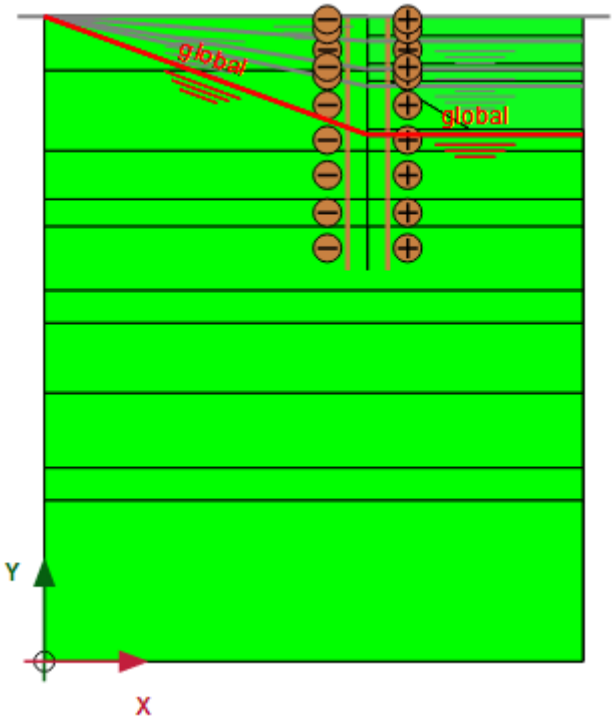
5. Fase 5 : Galian 10.5 meter

- Klik *Add phase* pada *phases explorer*. Klik fase yang sudah dibuat lalu atur properties dari fase tersebut. Untuk fase 5 *pore pressure calculation type* yang dipilih adalah *Steady state groud water flow.*
- Pada gambar kerja, klik kanan area galian 10.5 meter lalu pilih opsi *Deactive* seperti pada Gambar 5.11.



Gambar 5.11 Lapisan tanah yang digali pada Fase 5

- Pilih *flow conditions* pada tab untuk mengatur muka air tanah menjadi 50 cm dibawah galian yaitu 11 meter. Lalu klik kanan pada garis muka air tanah yang sudah dibuat, kemudian pilih *make global* seperti pada Gambar 5.12.

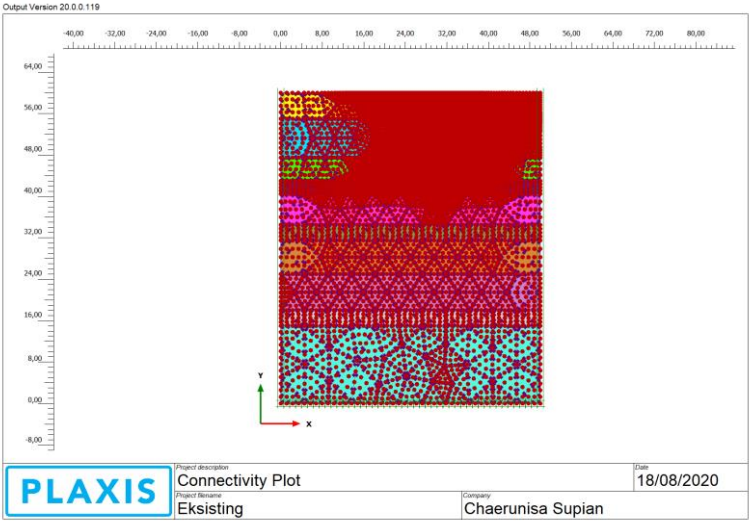


Gambar 5.12 Muka Air Tanah pada Fase 5

6. Fase 6

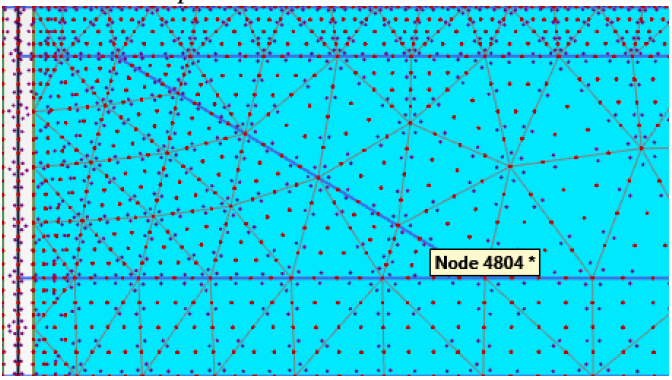
Setelah semua fase telah selesai didefinisikan, dibuat fase terakhir untuk mendapatkan nilai *Safety Factor*.

- Klik *Add phase* pada *phases explorer*. Klik fase yang sudah dibuat lalu atur properties dari fase tersebut. Untuk fase 6 (*Safety Factor*) *Calculation type* yang dipilih adalah *Safety*.
- Klik *Select point for curves* hingga jendela *connectivity plot* muncul seperti Gambar 5.13.



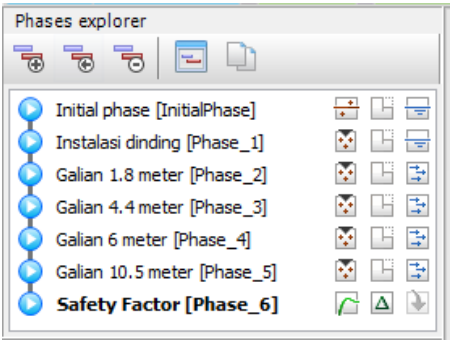
Gambar 5.13 Connectivity plot untuk memilih nodes

- Pilih node yang diperkirakan memiliki defleksi besar. Dipilih titik node yang paling kritis yaitu pada node didekat dinding pada akhir galian seperti pada Gambar 5.14. Lalu klik *update*.



Gambar 5.14 Node 4804 untuk load displacement curve

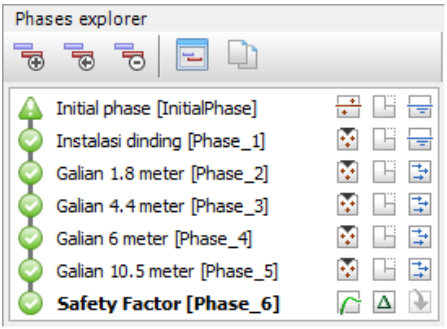
Setelah semua fase sudah selesai didefinisikan seperti pada Gambar 5.15, kemudian klik *calculate* untuk memulai perhitungan.



Gambar 5.15 Langkah-langkah kalkulasi kondisi eksisting

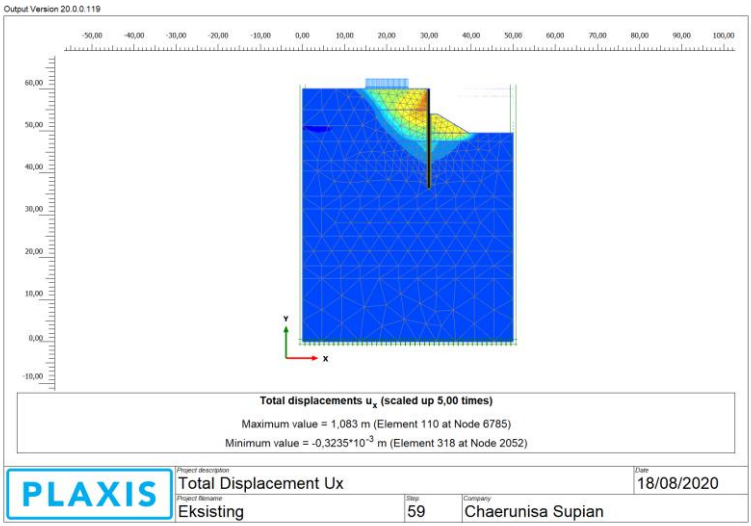
5.1.2 Analisa dan Hasil Pemodelan Kondisi Eksisting Pada Plaxis

Setelah dilakukan proses kalkulasi, dihasilkan deformasi atau gaya-gaya yang terjadi pada dinding. Berikut merupakan hasil kalkulasi dari fase-fase yang sudah didefinisikan :



Gambar 5.16 Hasil kalkulasi

Dari hasil kalkulasi diatas dapat dilihat bahwa pada fase galian 10.5 meter sudah terjadi *displacement* yang cukup besar yaitu 1.083 meter seperti yang dapat dilihat pada Gambar 5.17 dimana keadaan dinding penahan tanah sudah tidak stabil dan terjadi keruntuhan.

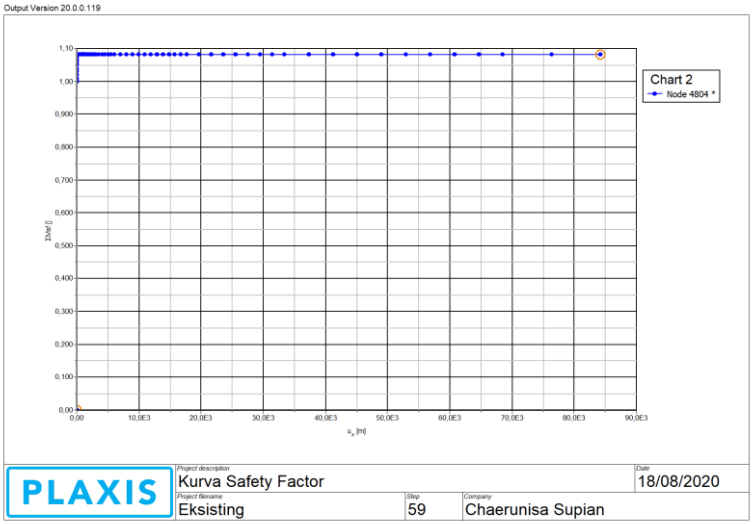


Gambar 5.17 *Horizontal displacement secant pile* eksisting galian 6 meter

Safety factor yang dihasilkan pada kondisi eksisting adalah sebesar 1.082.

Reached values	
Reached total time	0,000 day
CSP - Relative stiffness	-0,07049E-12
ForceX - Reached total forc	0,000 kN
ForceY - Reached total forc	0,000 kN
Pmax - Reached max pp	635,7 kN/m²
ΣM_{stage} - Reached phase p	0,000
ΣM_{weight} - Reached weight	1,000
ΣM_{sf} - Reached safety fact	1,082

Gambar 5.18 Safety factor kondisi eksisting



Gambar 5.19 Kurva *Safety Factor* kondisi eksisting

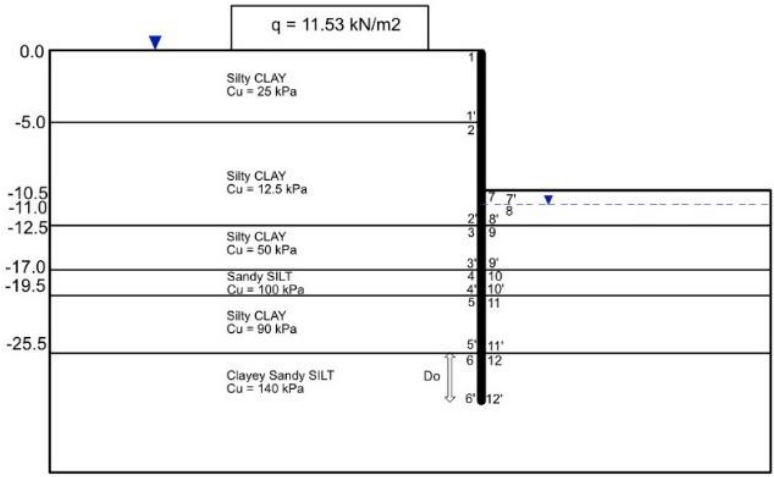
Hasil *displacement* kondisi eksisting pada Plaxis menunjukkan kesamaan kondisi dengan yang terjadi di lapangan, yaitu dinding tidak bisa menahan beban dan gaya yang terjadi. Melihat kondisi tersebut, maka akan dilakukan usulan solusi atas masalah yang terjadi.

5.2 Pemodelan Perbaikan Keruntuhan *Secant Pile*

Kondisi eksisting yang menunjukkan keruntuhan sesuai dengan hasil *output* Plaxis maupun kondisi lapangan membutuhkan evaluasi agar dinding dapat berfungsi kembali sebagai struktur penahan. Direncanakan evaluasi terhadap dinding berupa perbaikan dengan memasang *bored pile* di belakang *secant pile* yang di*support* dengan sistem penunjang. *Bored Pile* dimodelkan sebagai *embedded pile row*, serta sistem penunjang juga dimodelkan sebagai *embedded pile row* yang menghubungkan *secant pile* eksisting dengan pile di belakang dinding. Sistem penunjang berupa *strut* berfungsi untuk menghubungkan balok memanjang berupa profil WF yang dipasang pada *secant pile* dan *bored pile* di belakang dinding. Beban yang akan di*input* berupa beban dalam kondisi kritis, yaitu beban sementara (beban gempa) sebesar 13.5 kN/m^2. Untuk panjang *bored pile* akan direncanakan terlebih dahulu.

5.2.1 Perencanaan Panjang Dinding Untuk Perbaikan

Pada perencanaan panjang dinding perhitungan akan danalisa per titik. Kedalaman penetrasi (Do) diasumsikan berada pada kedalaman dibawah 25.5 meter. Muka Air Tanah di depan galian berada pada kealaman 11 meter.



Gambar 5.20 Sketsa lapisan tanah

a) Tekanan Arah Vertikal dan Arah Horizontal

- Tekanan Tanah Aktif

- Titik 1

  z = 0 m

  σ_v = σ'_v = q = 11.53 kN/m^2

  $\sigma_{ha} = \sigma_v \, tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) - 2c \, \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$

  σ_{ha} = 11.53 (1) – 2 (25)(1)

  σ_{ha} = -38.47 kN/m^2

- Titik 1’

  z = -5,0 m

  σ_v = q + (z-z$_1$) γ

  σ'_v = 11.53 kN/m^2 + (5,0 – 0 m)(15,5 kN/m^3)

  σ'_v = 89.03 kN/m^2

  $\sigma_{ha} = \sigma_v \, tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) - 2c \, \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$

  σ_{ha} = 89,03 (1) – 2 (25)(1)

  σ_{ha} = 39,03 kN/m^2

- Titik 2
  z = -5,0 m
  σ_v = $\sigma'_{v1,}$ + (z-$z_{1,}$) γ
  σ'_v = 89.03 kN/m^2 + (5,0 m – 5,0 m)(14,90 kN/m^3)
  σ'_v = 89.03 kN/m^2
  σ_{ha} = $\sigma_v \, tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2}\right) - 2c \, \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$
  σ_{ha} = 89.03 (1) – 2 (12.5)(1)
  σ_{ha} = 64.03 kN/m^2

- Titik 2'
  z = -12,5 m
  σ_v = σ'_2 + (z-z_2) γ
  σ'_v = 89.03 kN/m^2 + (12,5 m – 5,0 m)(14,90 kN/m^3)
  σ'_v = 200,78 kN/m^2
  σ_{ha} = $\sigma_v \, tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2}\right) - 2c \, \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$
  σ_{ha} = 200,78 (1) – 2 (12.5)(1)
  σ_{ha} = 175.78 kN/m^2

- Titik 3
  z = -12,5 m
  σ_v = $\sigma'_{2,}$ + (z-$z_{2,}$) γ
  σ'_v = 200.78 kN/m^2 + (12,5 m – 12,5 m)(16,20 kN/m^3)
  σ'_v = 200.78 kN/m^2
  σ_{ha} = $\sigma_v \, tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2}\right) - 2c \, \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$
  σ_{ha} = 200.78 (1) – 2 (50)(1)
  σ_{ha} = 100.78 kN/m^2

- Titik 3'
  z = -17 m
  σ_v = σ'_3 + (z-z_3) γ
  σ'_v = 200.78 kN/m^2 + (17 m – 12,5 m)(16,20 kN/m^3)
  σ'_v = 273.68 kN/m^2
  $\sigma_{ha} = \sigma_v \, tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) - 2c \, \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$
  σ_{ha} = 273.68 (1) – 2 (50)(1)
  σ_{ha} = 173.68 kN/m^2

- Titik 4
  z = -17 m
  σ_v = $\sigma'_{3'}$ + (z-$z_{3'}$) γ
  σ'_v = 273.68 kN/m^2 + (17 m – 17 m)(16,90 kN/m^3)
  σ'_v = 273.68 kN/m^2
  $\sigma_{ha} = \sigma_v \, tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) - 2c \, \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$
  σ_{ha} = 273.68 (1) – 2 (100)(1)
  σ_{ha} = 73.68 kN/m^2

- Titik 4'
  z = -19.5 m
  σ_v = σ'_4 + (z-z_4) γ
  σ'_v = 273.68 kN/m^2 + (19.5 m – 17 m)(16,90 kN/m^3)
  σ'_v = 315.93 kN/m^2
  $\sigma_{ha} = \sigma_v \, tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) - 2c \, \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$
  σ_{ha} = 315.93 (1) – 2 (100)(1)
  σ_{ha} = 115.93 kN/m^2

- Titik 5
  z = -19.5 m
  σ_v = $\sigma'_{4'}$ + (z-$z_{4'}$) γ
  σ'_v = 315.93 kN/m^2 + (19.5 m – 19.5 m)(16,86 kN/m^3)
  σ'_v = 315.93 kN/m^2
  $\sigma_{ha} = \sigma_v \, tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) - 2c \, \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$
  σ_{ha} = 315.93 (1) – 2 (90)(1)
  σ_{ha} = 135.93 kN/m^2

- Titik 5'
  z = -25.5 m
  σ_v = $\sigma'_{5'}$ + (z-$z_{5'}$) γ
  σ'_v = 315.93 kN/m^2 + (25.5 m – 19.5 m)(16.86 kN/m^3)
  σ'_v = 417.09 kN/m^2
  $\sigma_{ha} = \sigma_v \, tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) - 2c \, \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$
  σ_{ha} = 417.09 (1) – 2 (90)(1)
  σ_{ha} = 237.93 kN/m^2

- Titik 6
  z = -25.5 m
  σ_v = $\sigma'_{5'}$ + (z-$z_{5'}$) γ
  σ'_v = 417.09 kN/m^2 + (25.5 m – 25.5.5 m)(17.95 kN/m^3)
  σ'_v = 417.09 kN/m^2
  $\sigma_{ha} = \sigma_v \, tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) - 2c \, \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$
  σ_{ha} = 417.09 (1) – 2 (140)(1)
  σ_{ha} = 137.93 kN/m^2

- Titik 6'

  $z = D_0 \text{ m} + 25.5$

  $\sigma_v = \sigma'_6 + (z\text{-}z_6)\,\gamma$

  $\sigma'_v = 417.09 \text{ kN/m}^2 + (D_0 \text{ m})(17.95 \text{ kN/m}^3)$

  $\sigma'_v = 417.09 \text{ kN/m}^2 + 17.95D_o \text{ kN/m}^2$

  $\sigma_{ha} = \sigma_v \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) - 2c \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$

  $\sigma_{ha} = 417.09 + 17.95D_o - 2\,(140)(1)$

  $\sigma_{ha} = 17.95D_0 \text{ kN/m}^2 - 137.09 \text{ kN/m}^2$

- **Tekanan Tanah Pasif**

- Titik 7

  $z = (10.5 \text{ m} - 10.5 \text{ m}) = 0 \text{ m}$

  $\sigma'_v = 0 \text{ kN/m}^2$

  $\sigma_{hp} = \sigma_v \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$

  $\sigma_{hp} = 2\,(12.5)(1)$

  $\sigma_{hp} = 25 \text{ kN/m}^2$

- Titik 7'

  $z = (11 \text{ m} - 10.5 \text{ m}) = 0.5 \text{ m}$

  $\sigma_v = \sigma'_v$

  $\sigma'_v = H_8.\,\gamma$

  $\sigma'_v = 0.5 \text{ m } (14.9 \text{ kN/m}^3)$

  $\sigma'_v = 7.45 \text{ kN/m}^2$

  $\sigma_{hp} = \sigma_v \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$

  $\sigma_{hp} = 7.45\,(1) + 2(12.5)(1)$

  $\sigma_{hp} = 32.45 \text{ kN/m}^2$

- Titik 8

  z = (11 m – 10.5 m) = 0.5 m

  σ_v = $\sigma'_{v8'}$ + (z-$z_{8'}$) γ

  σ'_v = 7.45 kN/m^2 + (0.5 m – 0.5 m)(14.90 kN/m^3)

  σ'_v = 7.45 kN/m^2

  $\sigma_{hp} = \sigma_v \, tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \, \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$

  σ_{hp} = 7.45 (1) + 2(12.5)(1)

  σ_{hp} = 32.45 kN/m^2

- Titik 8'

  z = (12.5 m – 10.5 m) = 2.0 m

  σ_v = σ'_{v9} + (z-z_9) γ

  σ'_v = 7.45 kN/m^2 + (2.0 m – 0.5 m)(14.90 kN/m^3)

  σ'_v = 29.8 kN/m^2

  $\sigma_{hp} = \sigma_v \, tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \, \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$

  σ_{hp} = 29.8 (1) + 2(12.5)(1)

  σ_{hp} = 54.8 kN/m^2

- Titik 9

  z = (12.5 m – 10.5 m) = 2.0 m

  σ_v = $\sigma'_{v9'}$ + (z-$z_{9'}$) γ

  σ'_v = 29.8 kN/m^2 + (2.0 m – 2.0 m)(16.20 kN/m^3)

  σ'_v = 29.8 kN/m^2

  $\sigma_{hp} = \sigma_v \, tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \, \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$

  σ_{hp} = 29.8 (1) + 2(50)(1)

  σ_{hp} = 129.8 kN/m^2

- Titik 9'
  z = (17.0 m – 10.5 m) = 6.5 m
  σ_v = σ'_{v10} + (z-z_{10}) γ
  σ'_v = 29.8 kN/m^2 + (6.5 m – 2.0 m)(16.20 kN/m^3)
  σ'_v = 102.7 kN/m^2
  $\sigma_{hp} = \sigma_v \, tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \, \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$
  σ_{hp} = 102.7 (1) + 2(50)(1)
  σ_{hp} = 202.7 kN/m^2

- Titik 10
  z = (17.0 m – 10.5 m) = 6.5 m
  σ_v = $\sigma'_{v10'}$ + (z-$z_{10'}$) γ
  σ'_v = 102.7 kN/m^2 + (6.5 m – 6.5 m)(16.90 kN/m^3)
  σ'_v = 102.7 kN/m^2
  $\sigma_{hp} = \sigma_v \, tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \, \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$
  σ_{hp} = 102.7 (1) + 2(100)(1)
  σ_{hp} = 302.7 kN/m^2

- Titik 10'
  z = (19.5 m – 10.5 m) = 9.0 m
  σ_v = σ'_{v11} + (z-z_{11}) γ
  σ'_v = 102.7 kN/m^2 + (9.0 m – 6.5 m)(16.90 kN/m^3)
  σ'_v = 144.95 kN/m^2
  $\sigma_{hp} = \sigma_v \, tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \, \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$
  σ_{hp} = 144.95 (1) + 2(100)(1)
  σ_{hp} = 344.95 kN/m^2

- Titik 11

  z = (19.5 m – 10.5 m) = 9.0 m

  $\sigma_v = \sigma'_{v11'} + (z\text{-}z_{11'})\,\gamma$

  σ'_v = 144.95 kN/m^2 + (9.0 m – 9.0 m)(16.86 kN/m^3)

  σ'_v = 144.95 kN/m^2

  $\sigma_{hp} = \sigma_v\, tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c\ \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$

  σ_{hp} = 144.95 (1) + 2(90)(1)

  σ_{hp} = 324.95 kN/m^2

- Titik 11'

  z = (25.5 m – 10.5 m) = 15.0 m

  $\sigma_v = \sigma'_{v12} + (z\text{-}z_{12})\,\gamma$

  σ'_v = 144.95 kN/m^2 + (15.0 m – 9.0 m)(16.86 kN/m^3)

  σ'_v = 246.11 kN/m^2

  $\sigma_{hp} = \sigma_v\, tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c\ \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$

  σ_{hp} = 246.11 (1) + 2(90)(1)

  σ_{hp} = 426.11 kN/m^2

- Titik 12

  z = (25.5 m – 10.5 m) = 15.0 m

  $\sigma_v = \sigma'_{v12'} + (z\text{-}z_{12'})\,\gamma$

  σ'_v = 246.11 kN/m^2 + (15.0 m – 15.0 m)(17.95 kN/m^3)

  σ'_v = 246.11 kN/m^2

  $\sigma_{hp} = \sigma_v\, tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c\ \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$

  σ_{hp} = 246.11 (1) + 2(140)(1)

  σ_{hp} = 526.11 kN/m^2

- Titik 12'
  z = (D_0 m + 15 m)
  σ_v = σ'_{v13} + (z-z_{13}) γ
  σ'_v = 246.11 kN/m^2 + (D_0 m)(17.95 kN/m^3)
  σ'_v = 17.95D_0 kN/m^2 + 246.11 kN/m^2
  σ_{hp} = $\sigma_v \, tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \, \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$
  σ_{hp} = 17.95D_0 + 246.11 (1) + 2(140)(1)
  σ_{hp} = 17.95D_0 kN/m^2 + 526.11 kN/m^2

b) Tekanan Air Pori (u)

- Titik 1
  z = 0.0 m
  u = 0 kN/m
- Titik 1'
  z = z.γ_w
  u = 5,0 x 9,8 kN/m^3
  u = 49 kN/m^2
- Titik 2
  z = z.γ_w
  u = 5,0 x 9,8 kN/m^3
  u = 49 kN/m^2

- Titik 2'
  z = z.γ_w
  u = 12,5 x 9,8 kN/m^3
  u = 122,5 kN/m^2

- Titik 3
  z = z.γ_w
  u = 12,5 x 9,8 kN/m^3
  u = 122,5 kN/m^2

- Titik 3’
  z = z.γ_w
  u = 17 x 9,8 kN/m^3
  u = 166.6 kN/m^2

- Titik 4
  z = z.γ_w
  u = 17,0 x 9,8 kN/m^3
  u = 166,6 kN/m^2

- Titik 4’
  z = z.γ_w
  u = 19,5 x 9,8 kN/m^3
  u = 191,1 kN/m^2

- Titik 5
  z = z.γ_w
  u = 19,5 x 9,8 kN/m^3
  u = 191,1 kN/m^2

- Titik 5’
  z = z.γ_w
  u = 25,5 x 9,8 kN/m^3
  u = 249,9 kN/m^2

- Titik 6
  z = z.γ_w
  u = 25,5 x 9,8 kN/m^3
  u = 249,9 kN/m^2

- Titik 6’
  z = z.γ_w
  u = (D_0 + 22.5) x 9,8 kN/m^3
  u = 9,8D_0 kN/m^2 + 220.5 kN/m^2

- Titik 7

z = (10,5 – 10,5) = 0 m
u = 0 kN/m , z < H_w

- Titik 7’

z = (11 – 10,5) = 0,5 m
u = 0 kN/m , z = H_w

- Titik 8

z = (11 – 10,5) = 0,5 m
u = 0 kN/m , z = H_w

- Titik 8’

z = (12,5 m – 10,5 m) = 2,0 m
u = (z – H_w) γ_w
u = (2,0 m – 0,5 m) 9,8 kN/m^3
u = 14,7 kN/m^2

- Titik 9

z = (12,5 m – 10,5 m) = 2,0 m
u = (z – H_w) γ_w
u = (2,0 m – 0,5 m) 9,8 kN/m^3
u = 14,7 kN/m^2

- Titik 9’

z = (17,0 m – 10,5 m) = 6,5 m
u = (z – H_w) γ_w
u = (6,5 m – 0,5 m) 9,8 kN/m^3
u = 58,8 kN/m^2

- Titik 10

z = (17,0 m – 10,5 m) = 6,5 m
u = (z – H_w) γ_w
u = (6,5 m – 0,5 m) 9,8 kN/m^3
u = 58,8 kN/m^2

- Titik 10’

z = (19,5 m – 10,5 m) = 9,0 m
u = $(z - H_w)\ \gamma_w$
u = (9,0 m – 0,5 m) 9,8 kN/m^3
u = 83,3 kN/m^2

- Titik 11

z = (19,5 m – 10,5 m) = 9,0 m
u = $(z - H_w)\ \gamma_w$
u = (9,0 m – 0,5 m) 9,8 kN/m^3
u = 83,3 kN/m^2

- Titik 11’

z = (25,5 m – 10,5 m) =15,0 m
u = $(z - H_w)\ \gamma_w$
u = (15,0 m – 0,5 m) 9,8 kN/m^3
u = 142,1 kN/m^2

- Titik 12

z = (25,5 m – 10,5 m) =15,0 m
u = $(z - H_w)\ \gamma_w$
u = (15,0 m – 0,5 m) 9,8 kN/m^3
u = 142,1 kN/m^2

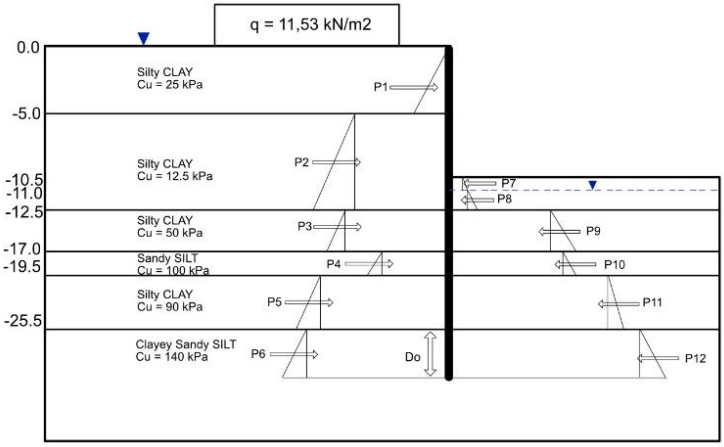
- Titik 12’

z = (D_0 m +15 m) =21,0 m
u = $(z - H_w)\ \gamma_w$
u = (D_0 m +15 m – 0,5 m) 9,8 kN/m^3
u = 9,8D_0 kN/m^2 + 142.1 kN/m^2

Tabel 5.1 Rekapitulasi tekanan tanah horizontal aktif dan pasif

Titik		σ_h	u	σ_{htotal}
		kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2
1	Aktif	-38.47	0	-38.47
1’		39.03	49	88.03
2		64.03	49	113.03
2’		175.78	122.5	298.28
3		100.78	122.5	223.28
3’		173.68	166.6	340.28
4		73.68	166.6	240.28
4’		115.93	191.1	307.03
5		135.93	191.1	327.03
5’		237.93	249.9	487.83
6		137.93	249.9	387.83
6’		$17.95D_0$– 137.09	$9.8D_0$ + 220.5	$27.75D_0$ + 83.41
7	Pasif	25	0	25
7’		32.45	0	32.45
8		32.45	0	32.45
8’		54.8	14.7	69.5
9		129.8	14.7	144.5
9’		202.7	58.8	261.5
10		302.7	58.8	361.5
10’		344.95	83.3	428.25
11		324.95	83.3	408.25
11’		426.11	142.1	568.21
12		526.11	142.1	668.21
12’		17.95 D_0 + 526.11	$9{,}8D_0$ + 142.1	$27.75D_0$ + 668.21

c) Perhitungan Gaya Aktif dan Gaya Pasif Akibat Tekanan Tanah Lateral



Gambar 5.21 Distribusi gaya aktif dan gaya pasif

- P1
  H = 5 m
  P1 = 1/2H (σha_1, – σha_1)
  P1 = ½(5 m)(88.03 kN/m^2 – 0)
  P1 = 220.08 kN/m

- P2
  H = 7.5 m
  P2 = H.σha_2 + 1/2H (σha_2, – σha_2)
  P2 = (7.5 m)(113.03 kN/m^2) + 1/2(7.5 m)(298.28 kN/m^2 – 113.03 kN/m^2)
  P2 = 847.73 kN/m + 694.69 kN/m
  P2 = 1542.42 kN/m

- P3
  H = 4.5 m
  P3 = H.σha_3 + 1/2H ($\sigma ha_{3'}$ – σha_3)
  P3 = (4.5 m)(223.28 kN/m^2) + 1/2(4.5 m)(340.28 kN/m^2 – 223.28 kN/m^2)
  P3 = 1004.76 kN/m + 263.25 kN/m
  P3 = 1268.01 kN/m

- P4
  H = 2.5 m
  P4 = H.σha_4 + 1/2H ($\sigma ha_{4'}$ – σha_4)
  P4 = (2.5 m)(240.28 kN/m^2) + 1/2(2.5 m)(307.03 kN/m^2 – 240.28 kN/m^2)
  P4 = 600.7 kN/m + 83.44 kN/m
  P4 = 684.14 kN/m

- P5
  H = 6 m
  P5 = H.σha_5 + 1/2H ($\sigma ha_{5'}$ – σha_5)
  P5 = (6 m)(327.03 kN/m^2) + 1/2(6 m)(487.83 kN/m^2 –327.03 kN/m^2)
  P5 = 1962.18 kN/m + 482.4 kN/m
  P5 = 2444.58 kN/m

- P6
  H = D_0 m
  P6 = H.σha_6 + 1/2H ($\sigma ha_{6'}$ – σha_6)
  P6 = (D_0 m)(387.83 kN/m^2) + 1/2(D_0 m)(27.75D_0 + 83.41 kN/m^2 – 387.83 kN/m^2)
  P6 = 387.83D_0 kN/m^2 + ½ (D_0 m) (27.75Do – 304.42 kN/m^2)
  P6 = 387.83D_0 kN/m^2 + 13.88 D_0^2 – 152.21 D_0 kN/m^2
  P6 = 13.88 D_0^2 kN/m^2 + 235.62 D_0 kN/m^2

- P7
  H = 0.5 m
  P7 = H. σhp_7 + 1/2H ($\sigma hp_{7'}$ – σhp_7)
  P7 = (0.5m)(25 kN/m^2) + 1/2(0.5m)(32.45 kN/m^2 – 25 kN/m^2)
  P7 = 12.5 kN/m + 1.86 kN/m
  P7 = 14.36 kN/m

- P8
  H = 1.5 m
  P8 = H. σhp_8 + 1/2H ($\sigma hp_{8'}$ – σhp_8)
  P8 = (1.5 m)(32.45 kN/m^2) + 1/2(1.5m)(69.5 kN/m^2 – 32.45 kN/m^2)
  P8 = 16.23 kN/m + 27.79 kN/m
  P8 = 44.02 kN/m

- P9
  H = 4.5 m
  P9 = H. σhp_9 + 1/2H ($\sigma hp_{9'}$ – σhp_9)
  P9 = (4.5 m)(144.5 kN/m^2) + 1/2(4.5m)(261.5 kN/m^2 – 144.5 kN/m^2)
  P9 = 650.25 kN/m + 263.25 kN/m
  P9 = 913.5 kN/m

- P10
  H = 2.5 m
  P10 = H. σhp_{10} + 1/2H ($\sigma hp_{10'}$ – σhp_{10})
  P10 = (2.5 m)(361.5 kN/m^2) + 1/2(2.5m)(428.25 kN/m^2 – 361.5 kN/m^2)
  P10 = 903.75 kN/m + 83.44 kN/m
  P10 = 987.19 kN/m

- P11
  H = 6.0 m
  P11 = H. σhp_{11} + 1/2H ($\sigma hp_{11'} - \sigma hp_{11}$)
  P11 = (6.0 m)(408.25 kN/m^2) + 1/2(6.0 m)(568.21 kN/m^2 – 408.25 kN/m^2)
  P11 = 2449.5 kN/m + 479.88 kN/m
  P11 = 2929.38 kN/m

- P12
  H = D_0 m
  P12 = H. σhp_{12} + 1/2H ($\sigma hp_{12'} - \sigma hp_{12}$)
  P12 = (D_0 m)(668.21 kN/m^2) + 1/2(D_0 m)(27.75D_0 + 668.21 kN/m^2 – 668.21 kN/m^2)
  P12 = 13.88D_0^2 kN/m^2 + 668.21 D_0 kN/m^2

d) Perhitungan Kesetimbangan Gaya

Yang diperhitungan dalam analisa kesetimbangan gaya adalah gaya-gaya yang bekerja pada dinding berdiri bebas. Momen yang terjadi dihasilkan dari gaya horizontal dikalikan dengan panjang lengan terhadap titik terbawah galian.

Tabel 5.2 Hasil rekapitulasi momen

Gaya	Besar Gaya	Lengan	Momen
	kN/m	m	kN
P1	220.08	7.16	1575.77
P2	847.73	1.75	1483.53
	694.69	0.5	347.35
P3	1004.76	4.25	4270.23
	263.25	5.0	1316.25
P4	600.7	7.75	4655.43
	83.44	8.16	680.87
P5	1962.18	12.0	23546.16

	482.4	13.0	6271.2
P6	$387.83D_0$	$0,5D_0 + 15$	$193.92D_0^{2+} 5817.45D_0$
	$13.88D_0^2 - 235.62\ D_0$	$0,6D_0 + 15$	$8.33D_0^3 + 349.5\ D_0^2 – 3534.3D_0$
ΣMomen Aktif			$8.33D_0^3 + 543.42D_0^2 + 9351.75D_0 + 44146.79$
P7	12.5	0.25	3.13
	1.86	0.3	0.56
P8	16.23	1.25	20.29
	27.79	1.50	41.69
P9	650.25	4.25	2763.56
	263.25	5	1316.25
P10	903.75	7.75	7004.06
	83.44	8.16	680.87
P11	2449.5	12.0	29394
	479.88	13.0	6238.44
P12	$668.21D_0$	$0,5D_0 + 15$	$334.105^2 + 10023.15D_0$
	$13.88D_0^2$	$0,6D_0 + 15$	$8.33D_0^3 + 208.2D_0^2$
ΣMomen Pasif			$8.33D_0^3 + 542.31D_0^2 + 10023.15D_0 + 47462.85$

Berikut merupakan persamaan kesetimbangan gaya untuk mendapatkan persamaan momen :

$8.33D_0^3 + 543.42D_0^2 + 9351.75D_0 + 44146.79 – (8.33D_0^3 + 542.31D_0^2 + 10023.15D_0 + 47462.85) = 0$

$1.1D_0^2 – 671.4D_0 -3316.06 = 0$

Persamaan momen yang telah diperoleh digunakan untuk mencari nilai Do dengan menggunakan fungsi *goal seek* pada Ms. Excel. Diperoleh nilai Do sebesar -4.9.

Kedalaman penetrasi dinding :

Do' = 1.5 (25.5 – H galian +Do)
= 15.15 meter

Panjang total dinding = Do'+ H galian
= 15.15 + 10.5
= 25.65 ≈ 26 meter.

Diperoleh panjang dinding sebesar 26 meter.

5.2.2 Spesifikasi Bahan

5.2.2.1 Spesifikasi Material *Bored Pile* di Belakang Dinding Penahan

Setelah melakukan perhitungan panjang dinding, Panjang dinding desain yang digunakan direncanakan 26 meter. Spesifikasi lain *Pile* adalah sebagai berikut :

- Diameter dinding : 1 meter.
- *Spacing* : 1.2 meter
- Mutu Beton : 25 MPa.

Pada Plaxis, *pile* dimodelkan sebagai *embedded pile row* dimana dibutuhkan properties berupa *axial resistence* yaitu Tmax dan *base resistance* berupa Fmax. Kedua elemen tersebut diperoleh dari hasil perhitungan Geo5 seperti pada Gambar 5.22.

Verification of bearing capacity : NAVFAC DM 7.2
Analysis carried out with automatic selection of the most unfavourable load cases.
Factor determining critical depth k_{dc} = 1.00

Verification of compressive pile:
Most unfavorable load case No. 1. (Load No. 1)

Pile skin bearing capacity R_s = 4095.85 kN
Pile base bearing capacity R_b = 989.60 kN

Pile bearing capacity R_c = 5085.45 kN
Ultimate vertical force V_d = 0.00 kN

Gambar 5.22 Hasil *bearing capacity* dari Geo5

Pada plaxis, Tmax yang dibutuhkan adalah per meter panjang, sehingga hasil yang diperoleh sebesar 4095.85 dibagi 26 meter, didapatkan hasil sebesar 157.5 kN/m.

5.2.2.2 Spsifikasi Sistem Penunjang

Tabel 5.3 Spesifikasi Baja

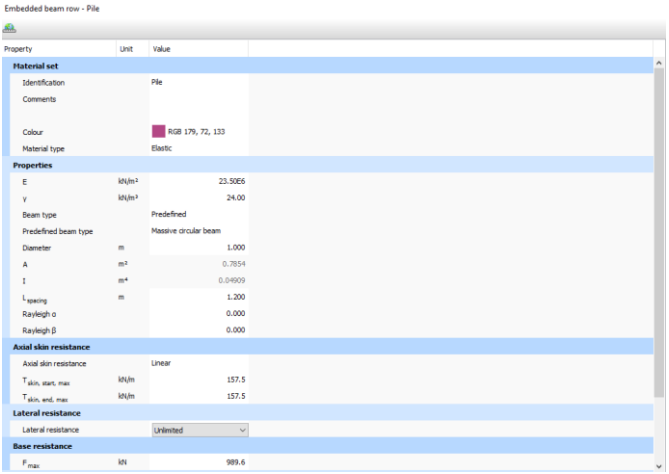
Section Index	Weight	Depth of Section	Flange Width	Thickness		Corner Radius	Sectional Area	Jx
				Web	Flange			
mm	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	cm^2	cm^2
300 x 300	94	300	300	10	15	18	119.8	20.400

Sumber : Rudy Gunawan, 1987

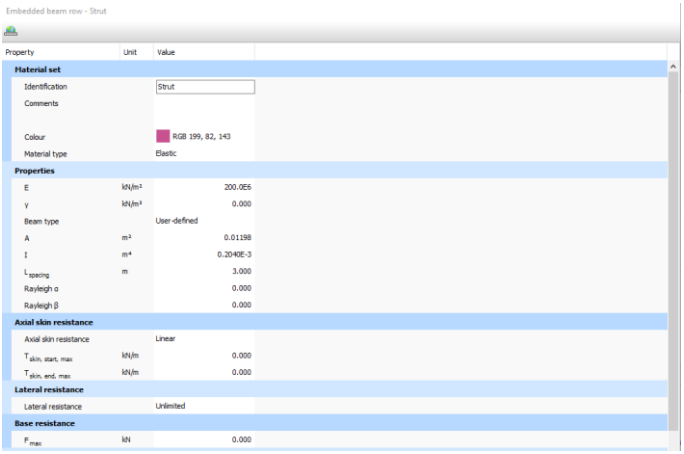
- Dimensi : 300 x 300
- Elevasi :
  - Strut 1 : 1 meter.
  - Strut 2 : 3 meter.
  - Strut 3 : 5 meter.
- Sectional Area : 119.8 cm^2
- *Spacing* : 3 meter.
- E Baja : 200.000 MPa
- EA : 2396000 kN/m

5.2.3 Geometri Pemodelan Perbaikan Pada Plaxis

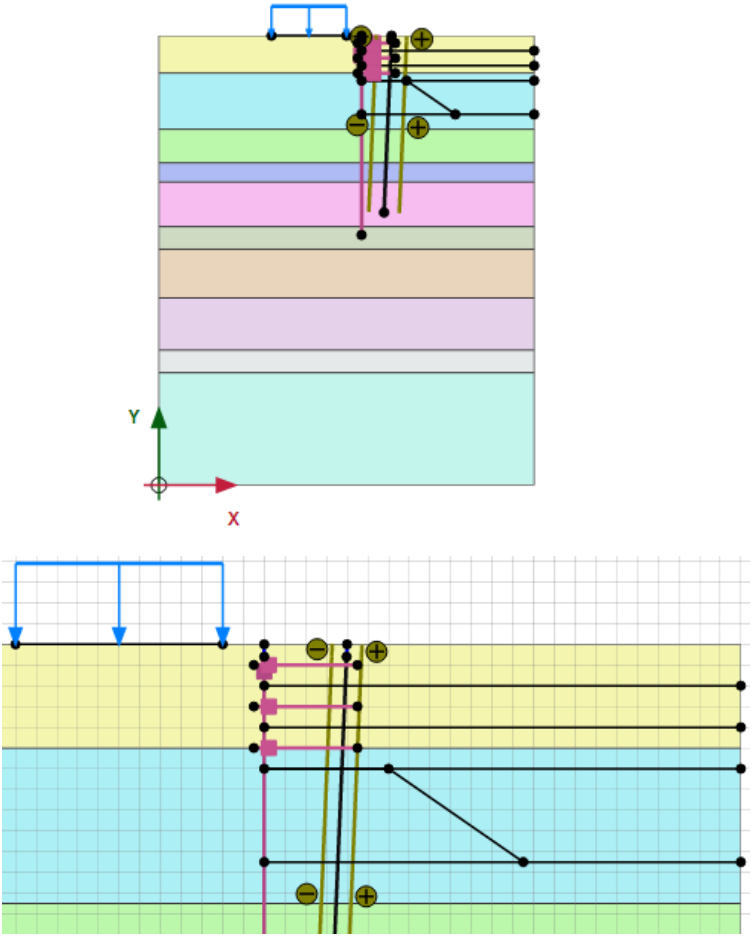
Berikut merupakan input properties material pada Plaxis untuk perencanaan perbaikan.



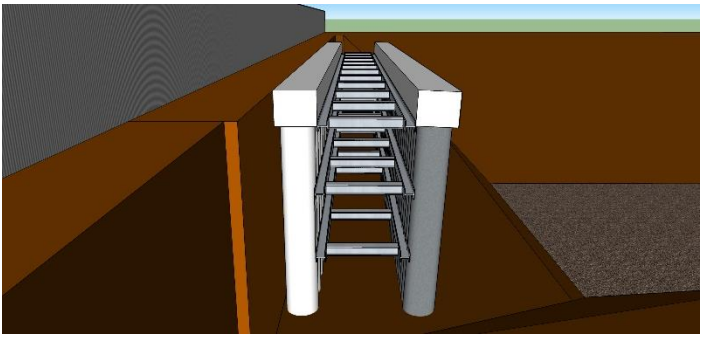
Gambar 5.23 *Embedded pile row properties* pada Plaxis



Gambar 5.24 *Material properties embedded pile row* sebagai *strut*

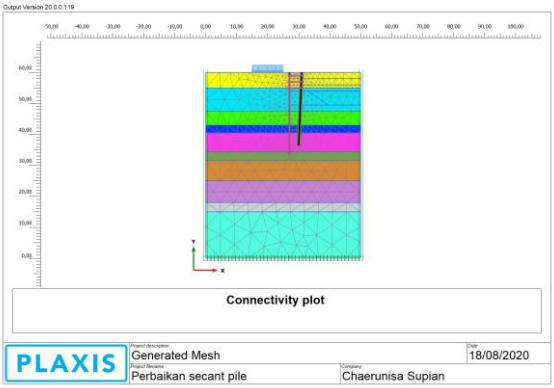


Gambar 5.25 Pemodelan geomeri perbaikan pada Plaxis



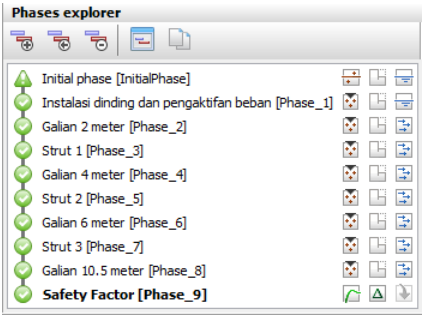
Gambar 5.26 Sketsa 3D perbaikan *secant pile*
Sumber : Dokumen Pribadi, 2020

Secant pile eksisting dimodelkan sesuai dengan kemiringan yang ditinjau dari *displacement* yang terjadi di lapangan, yaitu 1 meter. *Capping beam* dipasang sedalam 0.6 meter. Sistem penunjang berupa *strut* dimodelkan sebagai *embedded pile row* yang menghubungkan kedua pile dengan balok memanjang yang berupa baja. Pada kondisi lapangan *strut* dipasang pada kedalaman 1 meter, 3 meter, dan 5 meter.



Gambar 5.27 *Generated Mesh* kondisi perencanaan perbaikan

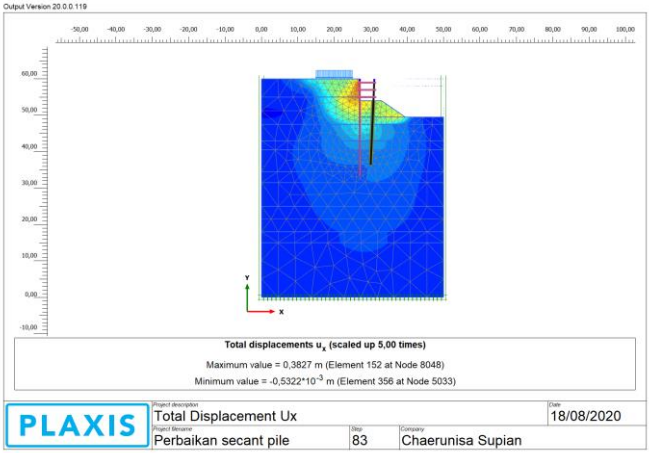
Selanjutnya adalah menentukan angka keamanan dinding pada fase terakhir. Tipe kalkulasi yang dipilih adalah *phi/c reduction*. Setelah semua fase telah selesai didefinisikan maka perhitungan dapat dilakukan.



Gambar 5.28 Langkah-langkah kalkulasi perbaikan

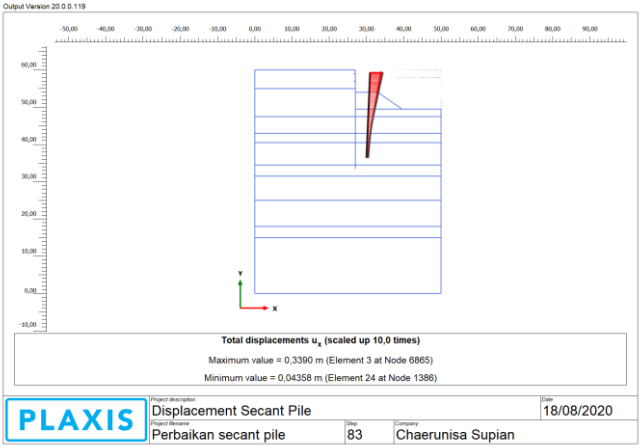
5.2.4 Analisa dan Hasil Pemodelan Kondisi Perbaikan Pada Plaxis

Setelah dilakukan proses kalkulasi, diperoleh total displacement Ux sebesar 0.3827 m.

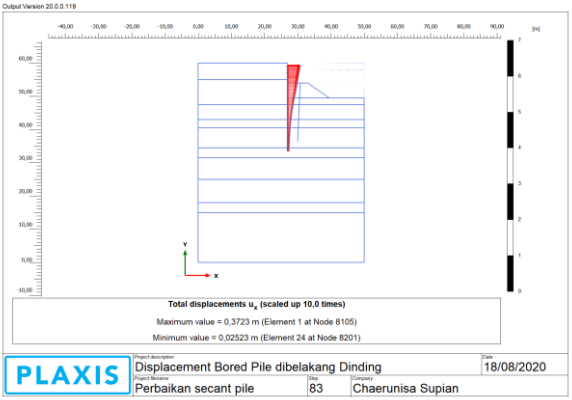


Gambar 5.29 *Total displacement Ux* hasil perbaikan

Untuk *displacement secant pile* sendiri dihasilkan sebesar 0.3390 m, sedangkan displacement *bored pile* dibelakang dinding adalah 0.3723 m seperti yang dapat dilihat pada gambar berikut



Gambar 5.30 *Displacement secant pile*

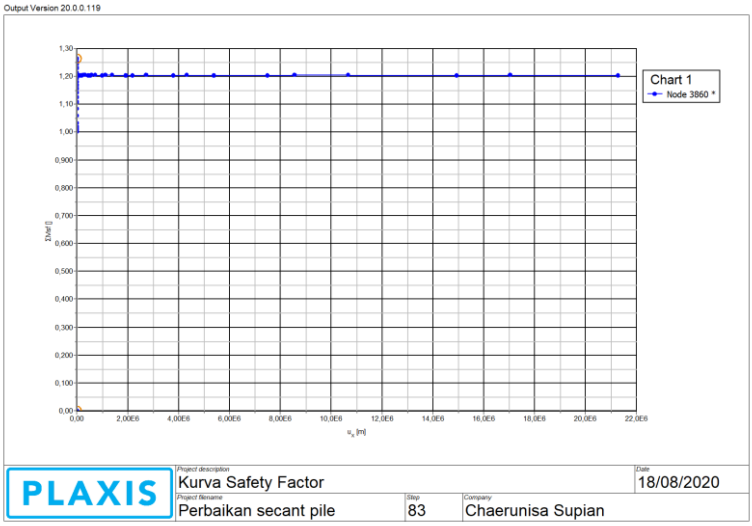


Gambar 5.31 *Displacement bored pile* di belakang dinding

Berikut merupakan nilai faktor keamanan dinding sebesar 1.203

Reached values	
Reached total time	0,000 day
CSP - Relative stiffness	-0,02860E-15
ForceX - Reached total forc	0,000 kN
ForceY - Reached total forc	0,000 kN
Pmax - Reached max pp	487,2 kN/m²
ΣM_{stage} - Reached phase p	0,000
ΣM_{weight} - Reached weight	1,000
ΣM_{sf} - Reached safety fact	1,203

Gambar 5.32 *Safety Factor* hasil perbaikan



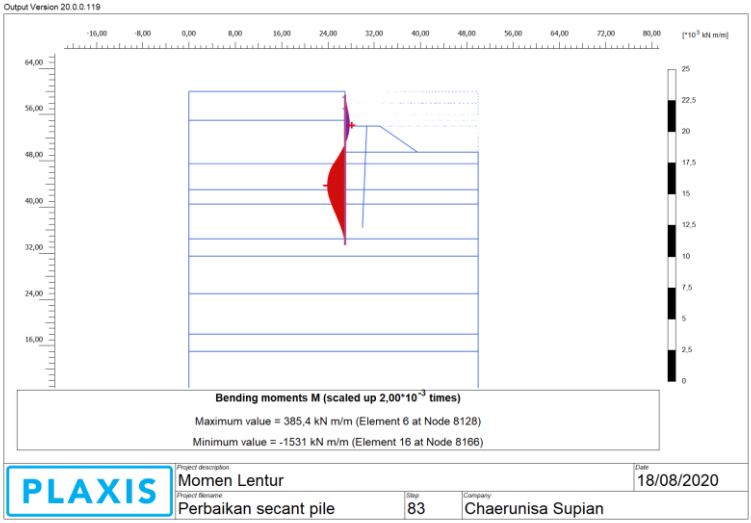
Gambar 5.33 Kurva *Safety Factor* hasil perbaikan

5.2.5 Perencanaan Perhitungan Penulangan Perbaikan

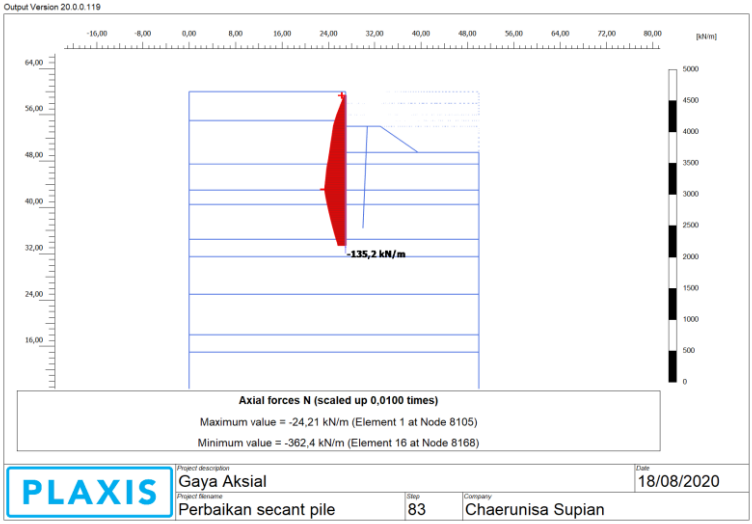
Pada perencanaan tulangan *pile* di belakang dinding menggunakan asumsi awal tulangan eksisting yaitu 16D19. Sesuai perhitungan Plaxis, momen lentur yang dihasilkan sebesar 385.4 kNm/m dan gaya aksial sebesar -362.4 kN/m. Kapasitas penampang *pile* akan dihitung pada *software* SPColoumn. Berikut merupakan spesifikasi *pile* :

- Diamater *pile* = 1000 mm
- fc’ = 25 MPa
- fy tulangan utama = 400 MPa
- fy tulangan sengkang = 400 MPa
- Tulangan utama eksisting = 16 D19
- Tulangan sengkang eksisting = D10 - 150
- Selimut beton = 50 mm
- Faktor reduksi geser = 0.75
- Faktor reduksi lentur = 0.70

Berikut merupakan hasil momen lentur dan gaya aksial yang merupakan *output* Plaxis.



Gambar 5.34 Momen lentur hasil keluaran Plaxis

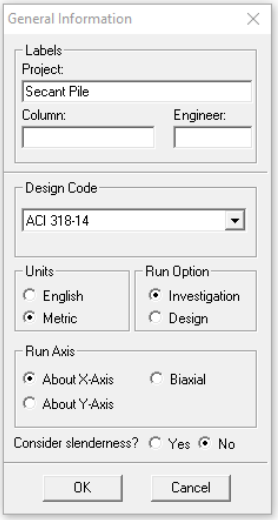


Gambar 5.35 Gaya aksial hasil keluaran Plaxis

Hasil momen lentur dan gaya aksial yang diperoleh dari Plaxis akan digunakan unuk mengecek kapasitas tulangan yang akan diproses dengan program bantu SpColumn. Berikut merupakan langkah-langkah perhitungan penulangan dengan SpColumn untuk mendapatkan kebutuhan tulangan yang efektif.

1. Input Project

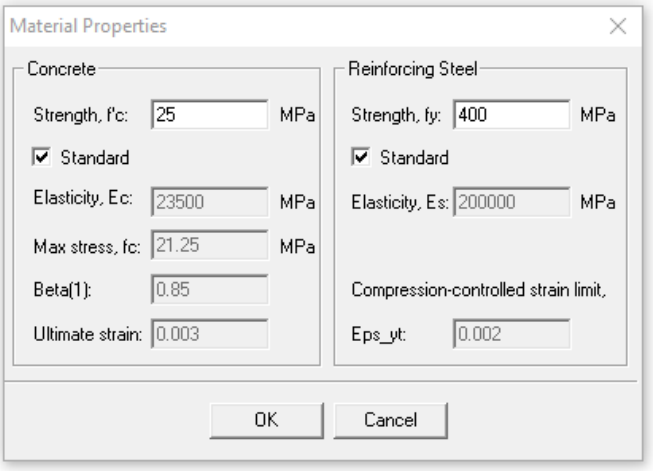
   Pada tab *input* pilih *general information* untuk memulai dalam mebuat *project* baru. Design Code mengacu pada ACI 318-14. Untuk *Units* yang dipilih adalah opsi *Metric* dan *Run Option* berupa *Investigation*. *Run Axis* yang dipilih adalah *About X-Axis*.



Gambar 5.36 General Information

2. Material Properties

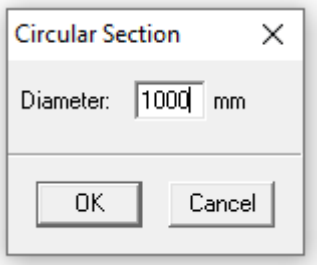
   Properties yang diinput adalah properties dari material beton dan juga tulangan dengan memilih tab *input* dan pilih opsi *Material properties*.



Gambar 5.37 Material properties pada SpColumn

3. Penampang Secant Pile

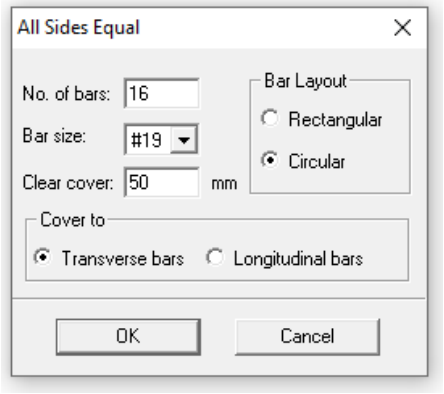
Untuk memilih standar penulangan yang digunakan, dipilih pada tab *option* lalu klik *reinforcement* dan pilih opsi ASTM A615M. Lalu membuat penampang *secant pile* dengan memilih menu *input* lalu klik opsi *section* dan pilih *circular*. Input diameter rencana pada section properties



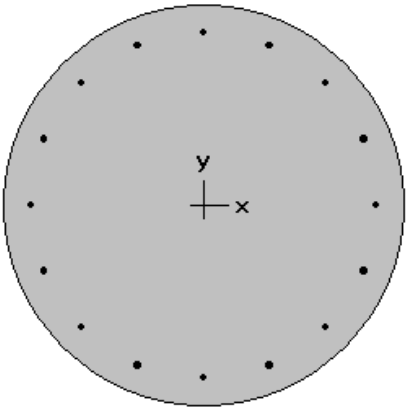
Gambar 5.38 Input diameter rencana pada SpColumn

4. Input Kriteria Tulangan

   Untuk menginput keriteria tulangan yang direncanakan, Klik tab *Input* lalu pilih *Reinforcement* dan klik *All Side Equal.*



Gambar 5.39 Input kriteria tulangan pada SpColumn

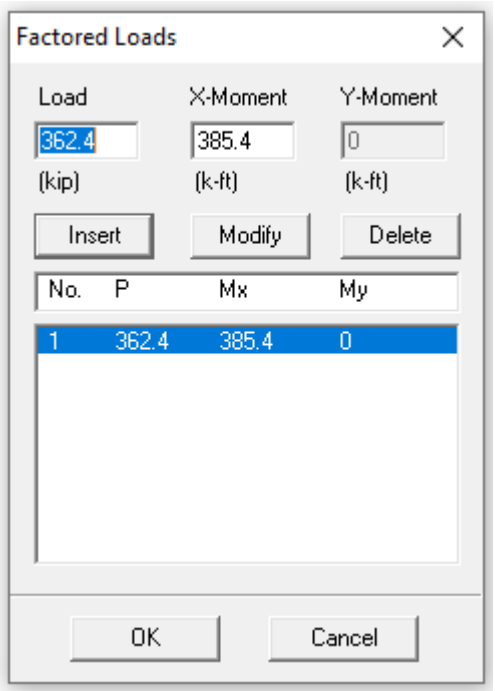


1000 mm diam.
0.58% reinf.

Gambar 5.40 Penampang Secant Pile

5. Input Momen Lentur dan Gaya Aksial

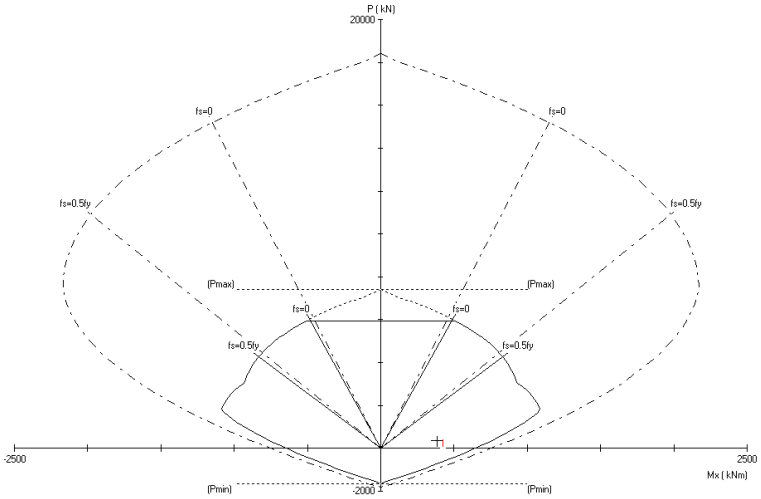
Klik *Input* pada tab menu lalu pilih *Loads* dan Klik opsi *Factored*. Momen lentur yang dihasilkan dari *output* Plaxis diinput pada *box X-Moment*, sedangkan gaya aksial yang sudah diperoleh diinput pada *box Load.*



Gambar 5.41 Input Momen Lentur dan Gaya Aksial Pada SpColumn

6. Hasil Perhitungan

Untuk memulai perhitungan pilih *solve* pada tab menu lalu klik opsi *execute*. Berkut merupakan hasil perhitungan kapasitas penampang menggunakan SpColumn.



Gambar 5.42 Diagram P-M

Tabel 5.4 Hasil kalkulasi SpColumn

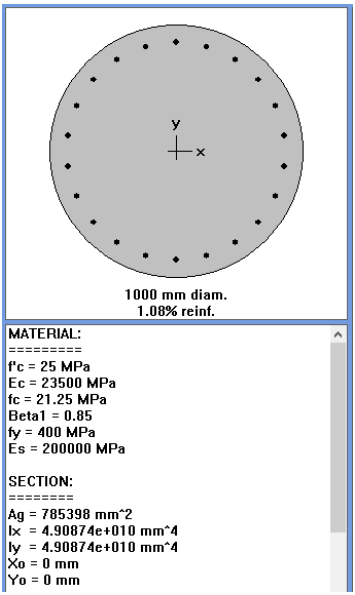
No	P_u	M_{ux}	ϕM_{nx}	$\phi M_n/M_u$
	kN	kNm	kNm	
1	362.4	385.4	756.5	1.963

Menurut hasil perhitungan SpColumn diperoleh hasil ρ sebesar 0.58%, dimana sesuai persyaratan SNI ρ harus sebesar 1% - 8%, sehingga tulangan 16D19 tidak memenuhi kriteria desain. Oleh karena tulangan eksising tidak dapat memenuhi kriteria terhadap gaya dalam yang bekerja, sehingga diusulkan desain tulangan yang efektif dalam menahan gaya dalam.

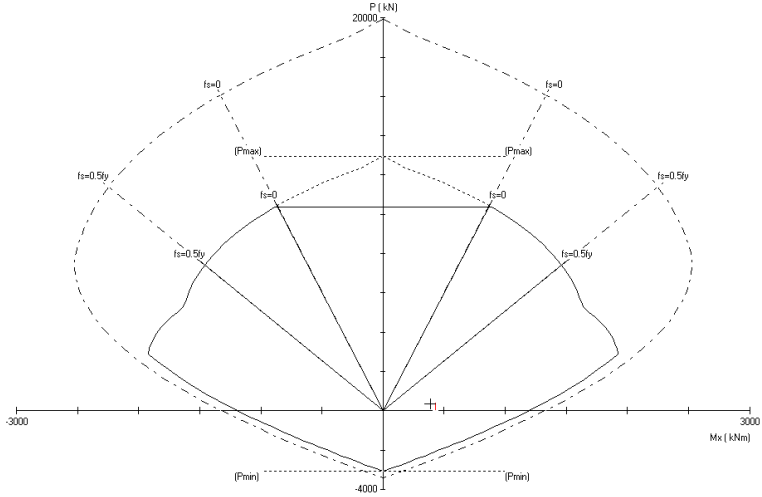
Tabel 5.5 Rekapitulasi penulangan

No	Tulangan Utama		Momen Lentur	Beban Aksial	ρ		ϕMn/Mu	
	n	D	kNm/m	kN/m	Hasil	Keterangan	Hasil	Keterangan
1	16	19	385.4	-362.4	0.58%	Not Ok	1.963	Ok
2	18	19			0.65%	Not Ok	2.172	Ok
3	20	19			0.72%	Not Ok	2.390	Ok
3	22	19			0.80%	Not Ok	2.592	Ok
4	16	22			0.79%	Not Ok	2.570	Ok
5	18	22			0.89%	Not Ok	2.849	Ok
6	20	22			0.99%	Not Ok	3.141	Ok
7	22	22			1.08%	Ok	3.384	Ok

Berikut merupakan hasil perhitungan SpColumn dengan tulangan 22D22 menunjukkan hasil yang memenuhi kriteria desain.



Gambar 5.43 Penampang *bored pile* tulangan 22D22

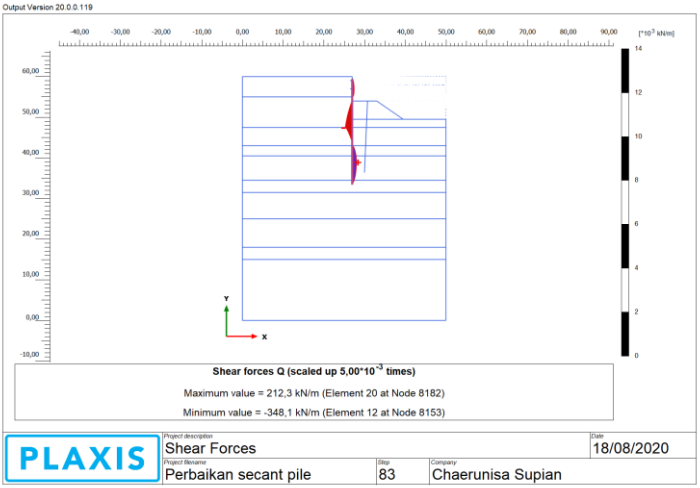


Gambar 5.44 Diagram P-M

Tabel 5.6 Hasil kalkulasi SpColumn

No	P_u	M_{ux}	ϕM_{nx}	$\phi M_n/M_u$
	kN	kNm	kNm	
1	362.4	385.4	1304.17	3.384

Setelah mendapatkan desain tulangan lentur, selanjutnya adalah melakukan perhitungan terhadap tulangan geser yang berfungsi sebagai pengikat yang memberikan perkuatan. Nilai gaya geser diperoleh dari *output* Plaxis.



Gambar 5.45 Shear forces

Nilai Vu = -348.1 kN/m

- Syarat kuat tekan beton

  $\sqrt{fc'} \leq 8{,}3$ MPa

  $\sqrt{25} \leq 8{,}3$ MPa

  5 MPa ≤ 8,3 MPa (Memenuhi)

- Nilai kuat geser oleh beton

  $Vc = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}\left(1 + \frac{Vu}{14(Ag)}\right).b_w.d$

  $Vc = \frac{1}{6}\sqrt{25}\left(1 + \frac{348100}{14(785398)}\right).1000.(1000 - 50 - (0.5(22)))$

  $Vc = 0.83\ (1 + 0.032).1000.(939)$

  Vc = 804309.84 N

- Perhitungan tulangan geser minimum
  Tulangan geser rencana mengacu pada tulangan geser eksisting yaitu Ø10 – 150.
  1. Kondisi 1
     $V_u \leq 0.50\varphi.Vc$
     348100 N $\leq 0.50\ x\ 0.75\ x\ 804309.84$
     348100 N $\leq$ 301616.19 N (Tidak memenuhi)

  2. Kondisi 2
     $0.50\varphi.Vc \leq V_u \leq \varphi V_c$
     0.5 x 0.75 x 804309.84 $\leq$ 348100 $\leq$ 0.75 x 804309.84
     301616.19 $\leq$ 348100 $\leq$ 603232.38 (Memenuhi)

     Kondisi 2 menjukan bahwa struktur memerlukan tulangan geser minimum yang diperhitungkan sebagai berikut :

     $V_{smaks} = \frac{2\sqrt{fc'}.b_w.d}{3}$

     $V_{smaks} = \frac{2\sqrt{25}\text{ x }1000\text{ x }939}{3}$

     $V_{smaks} = 9390000$ N

     - Spasi tulangan geser maksimum

$$S_{maks} \leq \frac{d}{2} \leq 60 \text{ cm}$$

$$S_{maks} \leq \frac{939}{2} \leq 600 \text{ mm}$$

$150 \leq 469.5 \leq 600$ mm (Memenuhi)

- Luas tulangan geser perlu minimum

$$A_{vmin} = \frac{bw.\,d}{3(fy)}$$

$$A_{vmin} = \frac{1000\ (150)}{3(400)}$$

$Av_{min} = 125mm^2$

- Tulangan geser pakai
  Tulangan eksisting yang direncanakan adalah Ø10 – 150, maka

$$Av_{pakai} = \frac{1}{4}\pi d^2 x\ n$$

$$Av_{pakai} = \frac{1}{4}\pi(10)^2 x\ 2$$

$$Av_{pakai} = 157.08 \text{ mm}^2$$

Syarat $Av_{pakai} \geq Av_{min}$

$157.08\ mm^2 \quad \geq 125$ (Memenuhi)

Sehingga digunakan tulangan transversal Ø10 – 150.

5.3 Pemodelan Perencanaan Ulang *Secant Pile* Dengan Perkuatan Tambahan

Diusulkan perencanaan ulang terhadap struktur *secant pile* yang dinilai lebih efektif dan memenuhi syarat desain SNI. Pada perencanaan ulang ini akan dilakukan perencanaan dimensi dan panjang kedalaman penetrasi dinding terhadap kondisi lapangan. Perkuatan tambahan yang dipilih yaitu penambahan beberapa lapisan *strut* pada saat fase galian. Konstruksi strut dipasang sepanjang 4.5 meter. Melihat kondisi galian yang cukup lebar, sehingga tidak memungkinkan untuk dipasang *strut* melintang dari ujung galian ke ujung galian lainnya, sehingga diusulkan penambahan tiang baja yang dipancang sebagai penopang *strut* yang spesifikasinya seperti gambar pada lampiran.

5.3.1 Spesifikasi Bahan

5.3.1.1 Spesifikasi Material *Secant Pile* Redesain

Evaluasi panjang *secant pile* desain yang digunakan sesuai dengan perhitungan yang telah dilakukan pada bab 5.2.1, yaitu sepanjang 26 meter. Spesifikasi lain dinding penahan tanah sebagai berikut :

- Diameter dinding : 1 meter.
- *Spacing* : 1.2 meter.
- Perhitungan EA dan EI

  Untuk memasukan properties *secant pile* diperlukan perhitungan EA (kekakuan normal) dan EI (kekakuan lentur) sebagai berikut :

  E beton normal sebesar $4700\sqrt{fc'}$ sesuai dengan SNI Beton 2847 tahun 2013 pasal 8.5.1.

  - E Beton $= 4700\sqrt{fc'}$
    $= 4700\sqrt{25}$ MPa
    $= 23500$ MPa

= 23500000 kN/m^2

- Luas penampang (A) = π x r^2
  = π x (0.5 m)^2
  = 0.785 m^2

- Momen Inersia (I) = $\frac{1}{64}$ x π x d^4
  = $\frac{1}{64}$ x π x (1 m)^4
  = 0.049 $m4$

  Dikarenakan jarak antara *primary pile* sejauh 1.2 meter, maka I = $\frac{0.049}{1.2}$ = 0.041

- EA = $\frac{Luas\ lingkaran\ x\ E\ beton}{Spacing}$

  = $\frac{0.785\ x\ 23500000}{1.2}$ = 15372916.67 kN/m

- EI = $Inersia\ x\ E\ beton$

  = 0.041 x 23500000

  = 963500 kN.m^2/m

- Berat secant pile
  w = d x l x bj beton
  = 0.8672 x 24 kN/m^3
  = 20.81 kN

5.3.1.2 Spsifikasi Perkuatan Tambahan Berupa Strut Baja

Strut dipasang sebanyak 4 layer. Spesifikasi *strut* yang digunakan sebagai berikut :

Tabel 5.7 Spesifikasi *Strut* Baja

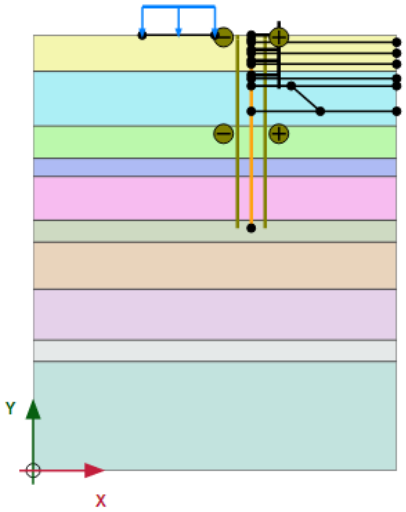
Section Index	Weight	Depth of Section	Flange Width	Thickness		Corner Radius	Sectional Area
				Web	Flange		
mm	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	cm^2
300 x 300	94	300	300	10	15	18	119.8

Sumber : Rudy Gunawan, 1987

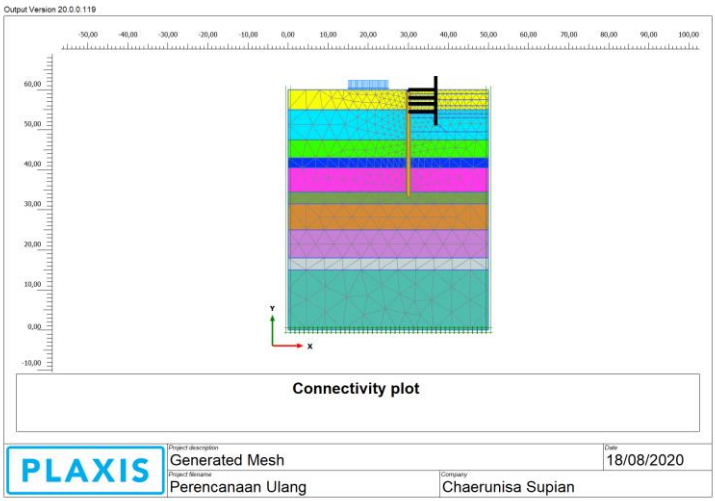
- Dimensi : 300 x 300
- Elevasi pemasangan strut :
  - Strut 1 : 0 meter (pada *capping beam*)
  - Strut 2 : 2 meter.
  - Strut 3 : 3.5 meter.
  - Strut 4 : 5.5 meter.
- Sectional Area : 119.8 cm^2
- *Spacing* : 1 meter.
- *Equivalent Length* : 4.5 meter.
- EA : 2396000 kN.

5.3.2 Geometri *Secant Pile* Hasil Perencanaan Ulang

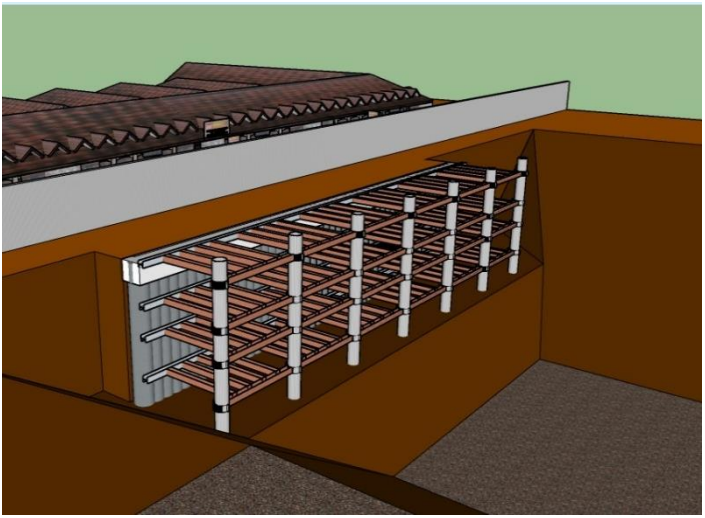
Pemodelan yang dilakukan adalah pemodelan dinding dengan *plate*, dan *strutting* berupa *fixed-end* anchor. Input material dinding dan spesifikasi perkuatan sesuai dengan spesifikasi bahan yang sudah dibahas sebelumnya.



Gambar 5.46 Pemodelan geometri perencanaan ulang dengan menggunakan perkuatan *strut*



Gambar 5.47 *Generated Mesh* kondisi perencanaan ulang dengan perkuatan *strut*

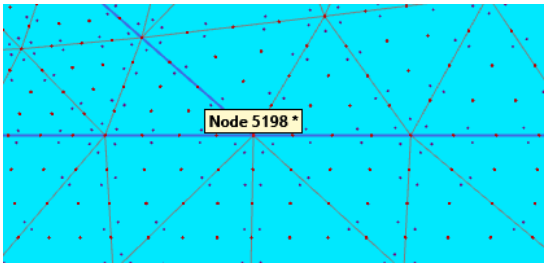


Gambar 5.48 Sketsa 3D perencanaan ulang dengan *strut*
Sumber : Dokumen Pribadi, 2020

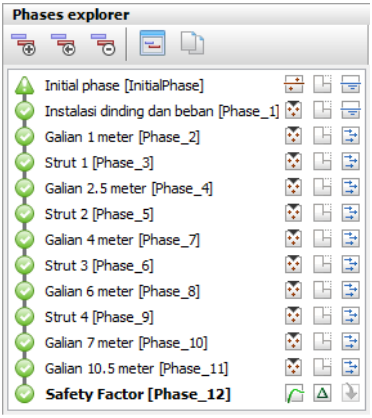
Pada kondisi evaluasi ini terdapat perbedaan fase galian yang dilakukan guna mengurangi hasil *displacement* yang besar di awal galian. Kondisi awal muka air tanah yang dimodelkan sesuai dengan kondisi awal di lapangan yaitu berada pada permukaan tanah asli. Galian pertama dimulai dengan kedalaman galian -1.0 meter, selanjutnya dipasang *strut* pada permukaan awal galian. Setelah *strut* terpasang, galian dilanjutkan hingga elevasi -2.50 meter, lalu dilakukan pemasangan konstruksi *strut* kembali pada elevasi -2.0 meter. Setelah itu dilakukan galian kembali hingga kedalaman -4.0 meter lalu dipasangkan *strut* pada elevasi -3.50 meter. Setelah itu penggalian dilanjutkan hingga kedalaman 6 meter yang dilanjutkan dengan pemasangan *strut* terakhir pada kedalaman 5.5 meter. Penggalian dilanjutkan hingga kedalaman 7 meter, dan galian terakhir hingga kedalaman

10.5 meter dimana penggalian yang digunakan pada kedalaman tersebut adalah metode *open cut* atau terasering untuk meminimalisir *displacement*. Muka air tanah diturunkan 0.5 meter setiap galian unuk menjaga kestabilan galian.

Untuk menentukan angka keamanan dinding terhadap kelongsoran maka ditambahkan fase terakhir dengan tipe kalkukasi *phi/c reduction.* Kalkukasi dilakukan setelah seluruh fase telah selesai didefinisikan.



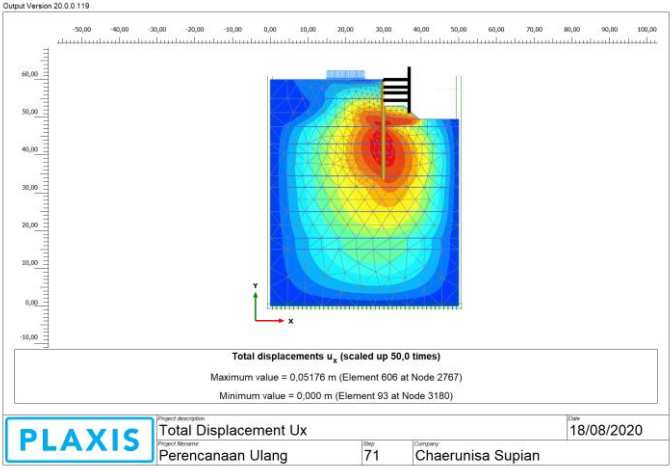
Gambar 5.49 Node 5198 untuk *load displacement curve*



Gambar 5.50 Langkah-langkah kalkulasi kondisi perencanaan ulang dengan perkuatan *strut*

5.3.3 Analisa Hasil Perencanaan Ulang *Secant Pile*

Setelah dilakukan proses kalkulasi, dihasilkan total displacement Ux pada tahap akhir galian sebesar 0.05176 meter.

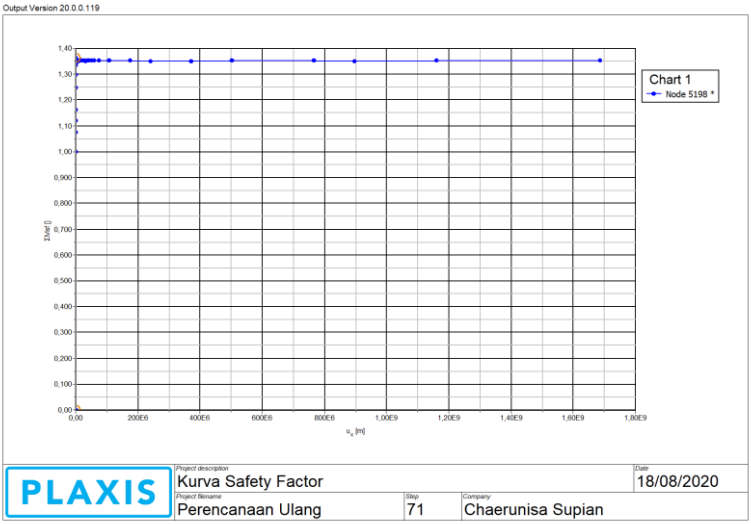


Gambar 5.51 *Total displacement Ux* hasil perencanaan ulang dengan *strut*

Setelah memilih titik node pada *secant pile* di akhir galian, diperoleh faktor keamanan sebesar 1.352 seperti pada gambar berikut.

Reached values	
Reached total time	0,000 day
CSP - Relative stiffness	-0,05668E-15
ForceX - Reached total forc	0,000 kN
ForceY - Reached total forc	0,000 kN
Pmax - Reached max pp	180,9 kN/m²
ΣM_{stage} - Reached phase p	0,000
ΣM_{weight} - Reached weight	1,000
ΣM_{sf} - Reached safety fact	1,352

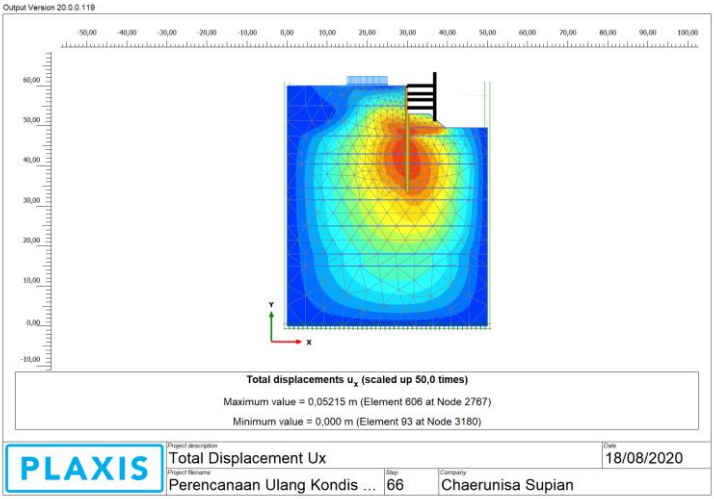
Gambar 5.52 *Safety Factor* hasil perencaaan ulang dengan *strut*



Gambar 5.53 Kurva *Safety Factor* hasil perencanaan ulang dengan *strut*

5.3.4 Kondisi *Seismic Secant Pile* Hasil Perncanaan Ulang

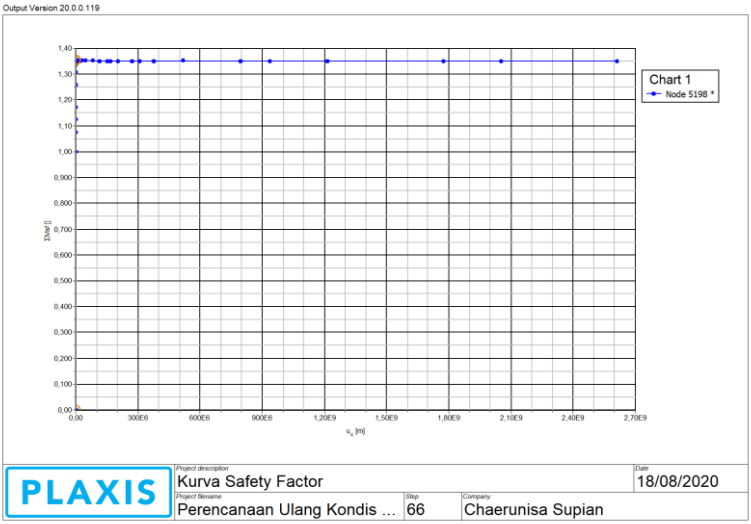
Kondisi *seismic* perlu dihitung dan dimodelkan agar dapat diketahui perilaku dinding ketika terbebani oleh beban kritis yaitu beban ketika terjadi gempa. Beban gempa sudah dihitung seperti yang tertera pada BAB 4.3.4 yaitu diperoleh hasil sebesar 13.5 kN/m^2. Dihasilkan *total displacement* Ux sebesar 0.05215 meter dan Safety Factor sebesar 1.351.



Gambar 5.54 Total dispalecement Ux hasil perencanaan ulang kondisi seismic

Reached values	
Reached total time	0,000 day
CSP - Relative stiffness	1,971E-18
ForceX - Reached total forc	0,000 kN
ForceY - Reached total forc	0,000 kN
Pmax - Reached max pp	184,6 kN/m²
ΣM_{stage} - Reached phase p	0,000
ΣM_{weight} - Reached weight	1,000
ΣM_{sf} - Reached safety fact	1,351

Gambar 5.55 *Safety Factor* hasil perencaaan ulang kondisi seismic



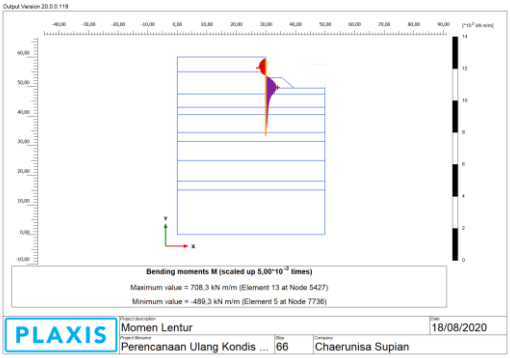
Gambar 5.56 Kurva *Safety Factor* hasil perencanaan ulang kondisi seismic

5.3.4 Perencanaan Perhitungan Penulangan Redesain

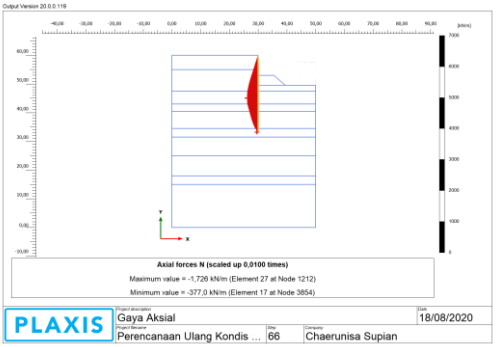
Dalam menghitung kapasitas penampang diperlukan desain terhadap tulangan yang digunakan. Kontrol awal menggunakan tulangan ekisting. Hasil keluaran momen yang digunakan dalam perhitungan penulangan menggunakan momen dari hasil perhitungan kondisi seismic, karena kondisi *seismic* menunjukkan kondisi maksimum dinding. Sesuai perhitungan Plaxis, momen lentur kritis terjadi pada kedalaman -10.5 meter dari ujung dinding sebesar 708.3 kNm/m sehingga tulangan eksisting yang dikontrol yaitu 16D19. Sedangkan gaya aksial maksimum didapatkan sebesar -377 kN/m. Kapasitas penampang dihitung menggunakan *software* SPColoumn. Berikut merupakan spesifikasi *secant pile* :

- Diamater *secant pile* = 1000 mm
- fc’ = 25 MPa
- fy tulangan utama = 400 MPa
- fy tulangan sengkang = 400 MPa
- Tulangan utama eksisting = 16 D19
- Tulangan sengkang eksisting = D10 - 150
- Selimut beton = 50 mm
- Faktor reduksi geser = 0.75
- Faktor reduksi lentur = 0.70

Berikut merupakan hasil momen lentur dan gaya aksial yang merupakan *output* Plaxis.



Gambar 5.57 Momen lentur hasil keluaran Plaxis



Gambar 5.58 Gaya aksial hasil keluaran Plaxis

Hasil momen lentur dan gaya aksial yang diperoleh dari Plaxis akan digunakan unuk mengecek kapasitas tulangan yang akan diproses dengan program bantu SpColumn. Berikut merupakan langkah-langkah perhitungan penulangan dengan SpColumn untuk mendapatkan kebutuhan tulangan yang efektif.

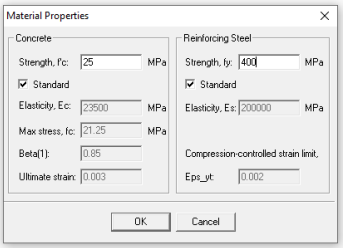
1. Input Project

   Design Code mengacu pada ACI 318-14 dan untuk *Units* yang dipilih adalah opsi *Metric*.

Gambar 5.59 General Information

2. Material Properties

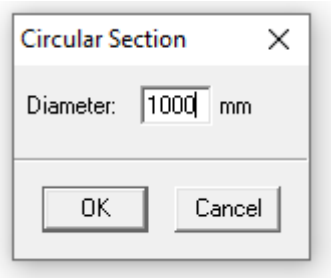
   Input material beton dan juga tulangan pada *Material Properties*.



Gambar 5.60 Material properties pada SpColumn

3. Penampang Secant Pile

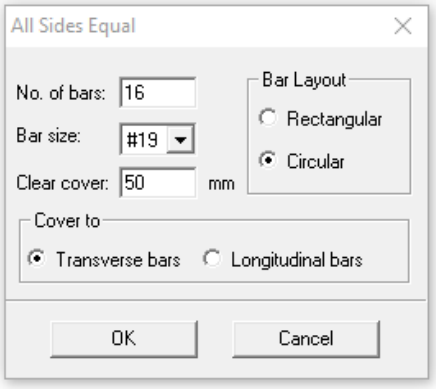
Standar penulangan yang dipilih adalah ASTM A615M. Lalu menginput diameter rencana *secant pile*.



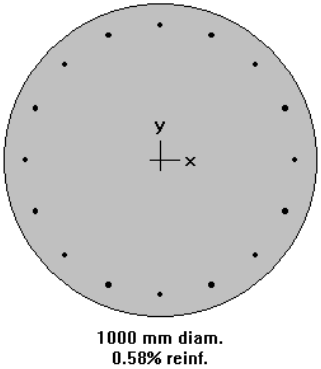
Gambar 5.61 Input diameter rencana pada SpColumn

4. Input Kriteria Tulangan

Untuk menginput keriteria tulangan yang direncanakan, Klik tab *Input* lalu pilih *Reinforcement* dan klik *All Side Equal*.



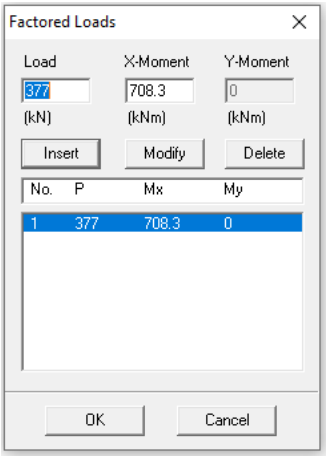
Gambar 5.62 Input kriteria tulangan pada SpColumn



Gambar 5.63 Penampang Secant Pile

5. Input Momen Lentur dan Gaya Aksial

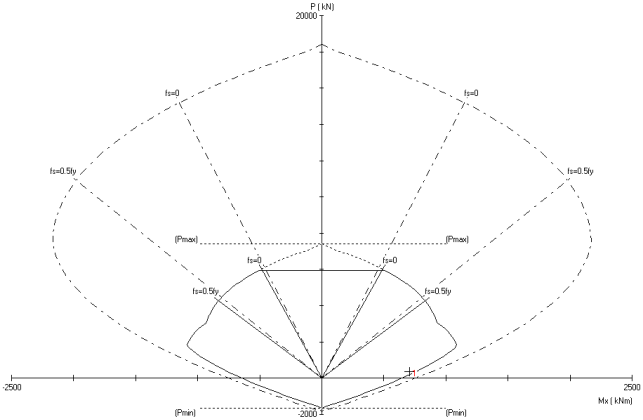
Momen lentur dan gaya aksial yang dimasukkan merupakan hasil keluaran Plaxis. Momen lentur yang dihasilkan dari *output* Plaxis diinput pada *box X-Moment*, sedangkan gaya aksial yang sudah diperoleh diinput pada *box Load.*



Gambar 5.64 Input Momen Lentur dan Gaya Aksial Pada SpColumn

6. Hasil Perhitungan

Setelah semua elemen sudah selesai didefinisikan, maka perhitungan dapat diselesaikan dengan memilih *solve* pada tab menu lalu pilih opsi *execute*. Berikut merupakan hasil perhitungan kapasitas penampang menggunakan SpColumn.



Gambar 5.65 Diagram P-M

Tabel 5.8 Hasil kalkulasi SpColumn

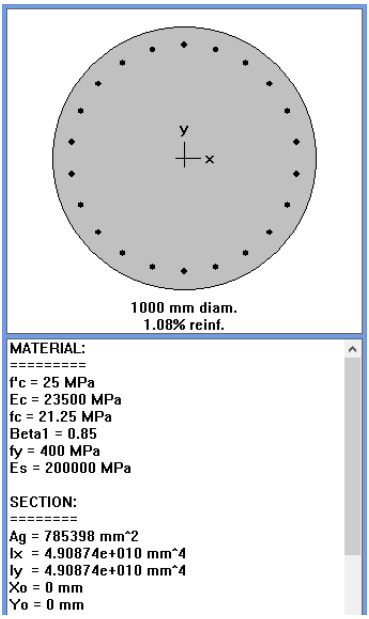
No	P_u	M_{ux}	ϕM_{nx}	$\phi M_n/M_u$
	kN	kNm	kNm	
1	377	708.3	760.71	1.074

Menurut hasil perhitungan SpColumn diperoleh hasil ρ sebesar 0.58%, dimana sesuai persyaratan SNI ρ harus sebesar 1% - 8%, sehingga tulangan 16D19 tidak memenuhi kriteria desain. Oleh karena tulangan eksising tidak dapat memenuhi kriteria terhadap gaya dalam yang bekerja, sehingga diusulkan desain tulangan yang efektif dalam menahan gaya dalam.

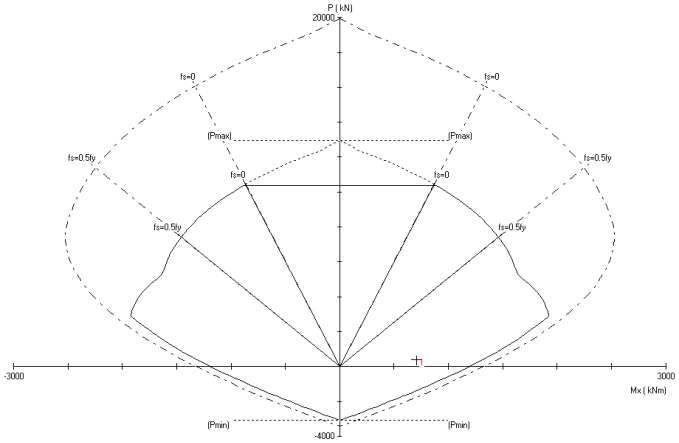
Tabel 5.9 Rekapitulasi penulangan

No	Tulangan Utama		Momen Lentur	Beban Aksial	ρ		ϕMn/Mu	
	n	D	kN/m	kN/m	Hasil	Ket.	Hasil	Ket.
1	16	19	708.3	-377	0.58%	Not Ok	1.074	Ok
2	18	19			0.65%	Not Ok	1.188	Ok
3	20	19			0.72%	Not Ok	1.307	Ok
3	22	19			0.80%	Not Ok	1.416	Ok
4	16	22			0.79%	Not Ok	1.404	Ok
5	18	22			0.89%	Not Ok	1.556	Ok
6	20	22			0.99%	Not Ok	1.716	Ok
7	22	22			1.08%	Ok	1.847	Ok

Berikut merupakan hasil perhitungan SpColumn dengan tulangan 22D22 menunjukkan hasil yang memenuhi kriteria desain.



Gambar 5.66 Penampang secant pile tulangan 22D22

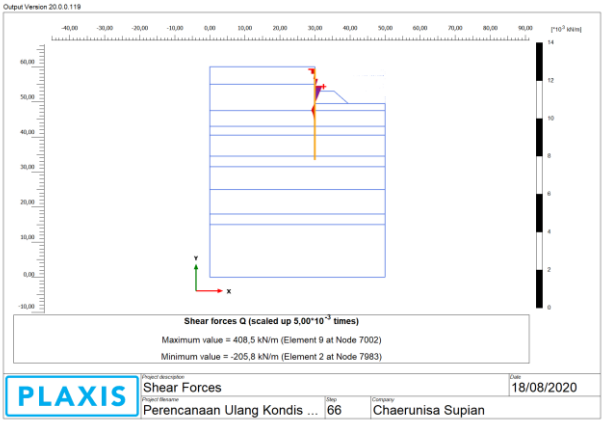


Gambar 5.67 Diagram P-M tulangan 22D22

Tabel 5.10 Hasil kalkulasi SpColumn tulangan 22D22

No	P_u	M_{ux}	ϕM_{nx}	$\phi M_n/M_u$
	kN	kNm	kNm	
1	377	708.3	1308.53	1.847

Setelah mendapatkan desain tulangan lentur, selanjutnya adalah melakukan perhitungan terhadap tulangan geser yang berfungsi sebagai pengikat yang memberikan perkuatan. Nilai gaya geser diperoleh dari *output* Plaxis.



Gambar 5.68 Shear forces

Nilai Vu = -205.8 kN/m

- Syarat kuat tekan beton
  $\sqrt{f c'} \leq 8{,}3$ MPa

  $\sqrt{25} \leq 8{,}3$ MPa

  5 MPa $\leq$ 8,3 MPa (Memenuhi)

- Nilai kuat geser oleh beton

  Vc = $\frac{1}{6}\sqrt{fc'}\left(1+\frac{Vu}{14(Ag)}\right).b_w.d$

  Vc = $\frac{1}{6}\sqrt{25}\left(1+\frac{205800}{14(785398)}\right).1000.(1000-50-(0.5(22)))$

  Vc = $0.83\ (1+0.019).1000.(939)$

  Vc = 794178.03 N

- Perhitungan tulangan geser minimum
  Tulangan geser rencana mengacu pada tulangan geser eksisting yaitu Ø10 – 150.
  1. Kondisi 1
     $V_u \leq 0.50\varphi.Vc$
     205800 N $\leq 0.50\ x\ 0.75\ x\ 794178.03$
     205800 N $\leq$ 297816.76 N (Memenuhi)

Kondisi 1 menunjukkan tidak memerlukan tulangan geser, tetapi tulangan geser tetap diperlukan untuk mengikat tulangan longitudinal. Tulangan geser yang digunakan mengacu pada perencanaan tulangan geser eksisting dengan diameter dan jarak tulangan yang diambil adalah yang paling efektif yaitu Ø10 – 150.

BAB VI
PENUTUP

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil pemodelan dan perhitungan yang telah dilakukan pada Proyek Akhir ini, diperoleh kesimpulan sebagai berikut :

1. Beban sebesar 11.53 kN/m^2 untuk kondisi permanen yang berasal dari beban bangunan, dan beban perkerasan jalan. Pada kondisi sementara yaitu beban kondisi gempa dengan nilai PGA setempat sebesar 0.175 menghasilkan beban sementara sebesar 13.5 kN/m^2.

2. Beberapa faktor yang menyebabkan keruntuhan dinding penahan tanah adalah karakteristik tanah yang digali merupakan tanah yang sangat lunak, serta dinding penahan tidak ditunjang dengan sistem perkuatan. Faktor lain adalah tingginya muka air tanah pada area galian, sehingga menyebabkan besarnya tekanan lateral yang mendorong dinding.

3. Berdasarkan hasil pemodelan kondisi eksisting yang telah dilakukan pada program Plaxis, *horizontal displacement* yang terjadi pada galian 10.5 meter sebesar 1.083 meter menggunakan beban permanen. Hasil *horizontal displacement* tersebut melebihi syarat yang ditentukan, dimana menurut SNI 8460-2017 syarat maksimum *horizontal displacement* yang terjadi adalah 5.25 cm, sehingga diniding penahan tanah sudah tidak stabil dan terjadi keruntuhan.

4. Solusi yang diusulkan untuk perbaikan adalah dengan memasang *bored pile* di belakang *secant pile* yang di*support* dengan sistem penunjang. *Pile* berdiameter 1 meter dengan *spacing* 1.2 meter dan panjang 26 meter sesuai dengan perhitungan yang sudah dilakukan. Sistem penunjang adalah *strut* berupa profil baja WF 300x300 yang menghubungkan antara *bored pile* dengan *secant pile* yang runtuh. *Strut* tersebut dipasang sebanyak 3 layer dimana kedua ujung *strut* tersebut menempel pada balok memanjang yang juga berupa profil baja WF 300x300. Pada galian 6 meter hingga 10.5 meter digunakan metode penggalian *open cut* dengan perbandingan kemiringan 1V : 1.4H.

5. Setelah dilakukan pemodelan, diperoleh *horizontal displacement bored pile* di belakang dinding sebesar 0.3723 meter. Dengan usulan perbaikan ini, penambahan maksimum *horizontal displacement secant pile* sebesar 0.3390 m. Dengan desain tersebut, faktor keamanan yang dihasilkan sebesar 1.203.

6. Desain alternatif baru dinding penahan tanah adalah *secant pile* diameter 1 meter dengan panjang 26 meter. Selain itu ditambahkan sistem perkuatan yaitu *strut* yang dipasang 4 layer berupa profil baja WF 300x300 dengan *spacing* 1 meter. Metode penggalian menggunakan sistem *open cut* dari elevasi -6 meter hingga -10.5 meter dengan perbandingan kemiringan 1V : 1.6H. Setelah dilakukan pemodelan, diperoleh hasil *horizontal displacement* sebesar 0.05176 meter dengan beban permanen dan 0.05215 meter dengan beban sementara. Usulan redesain dinding menunjukan hasil *horizontal displacement* yang sudah memenuhi syarat yaitu $\leq$ 5.25 cm.

Tabel 6.1 Rekapitulasi hasil evaluasi secant pile

Secant Pile	Panjang Dinding	Diameter	Displacement	Safety Factor	Syarat Displacement
	m	m	m		
Eksisting	23	0.8	1.083	1.082	Berdasarkan SNI 8460-2017 bahwa maksimum displacement sebesar 5.25 cm.
Perbaikan	26	1	0.3723	1.203	
Redesain kondisi permanen	26	1	0.05176	1.352	
Redesain kondisi seismic	26	1	0.05215	1.351	

6.2 Saran

1. Perlu mengkaji ulang karakteristik tanah yang termasuk tanah lunak. Hal tersebut akan mempengaruhi metode galian dan pemilihan perkuatan untuk menghindari adanya keruntuhan yang terjadi.
2. Pelaksanaan struktur dinding penahan tanah harus dilakukan sesuai gambar rencana dengan tujuan agar struktur dinding penahan menutupi seluruh area galian dan mengikat satu sama lain.

DAFTAR PUSTAKA

Das, B. M. (1995). *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geteknis) Jilid 1*. (N. E. Mochtar, & I. B. Mochtar, Trans.) Jakarta: ERLANGGA.

Das, B. M. (n.d.). *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis) Jilid 2*. (N. E. Mochtar, & I. B. Mochtar, Trans.) Jakarta: Erlangga.

Hardiatmo, H. C. (2008). *Teknik Fondasi II (4th Edition).* Jakarta.

SNI 8460-2017 Persyaratan Perancangan Geoteknik.

SNI 1725-2016 Persyaratan Pembebanan Untuk Jembatan.

Surendro, B. (2015). *Rekayasa Fondasi.* Yograkarta: Graha Ilmu.

Wesley, D. L. (2010). *Mekanika Tanah, Untuk Tanah Endapan dan Residu.* (D. L. Wesley, & S. Pranyoto, Trans.) Yogyakarta: Andi.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BIODATA PENULIS

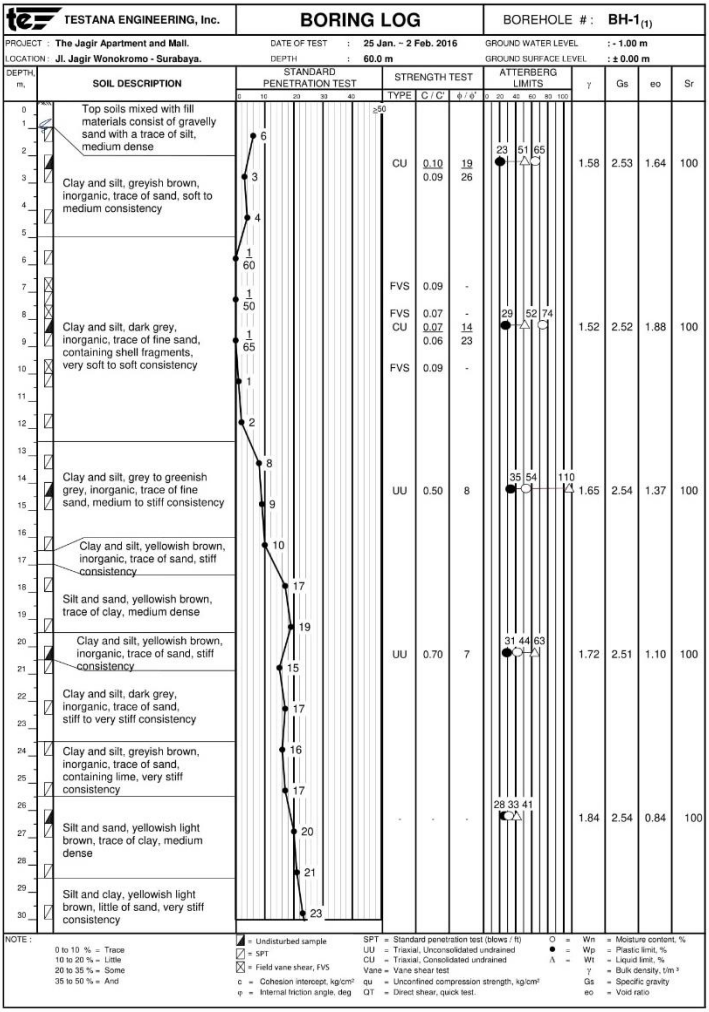
Penulis bernama lengkap Chaerunisa Supian merupakan anak pertama dari dua bersaudara. Penulis lahir pada tanggal 9 Januari Tahun 1998 di Bogor, Jawa Barat. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN Sukadamai 3 Bogor, SMP Negeri 1 Bogor, melanjutkan di SMA Negeri 3 Bogor, dan diterima di Departemen Teknik Infrastruktur Sipil pada tahun 2016 dengan NRP 10111610013029.

Selain aktif dalam bidang akademik, penulis juga aktif dalam bidang kemahasiswaan, yaitu menjadi Staff PSDM UKM UKAFO Tahun 2017/2018, menjadi Sekretaris Departemen Internal HMDS Tahun 2018/2019, dan beberapa kegiatan kepanitiaan selama sebagai mahasiswa. Penulis juga memiliki pengalaman kerja praktik di PT. Pulauintan Bajaperkasa Konstruksi Proyek Gedung Administrasi Perkuliahan Universitas Pembangunan Jaya Tangerang Selatan, dan PT. Pulauintan Bajaperkasa Konstruksi Proyek Apartemen Belleview Manyar Surabaya.

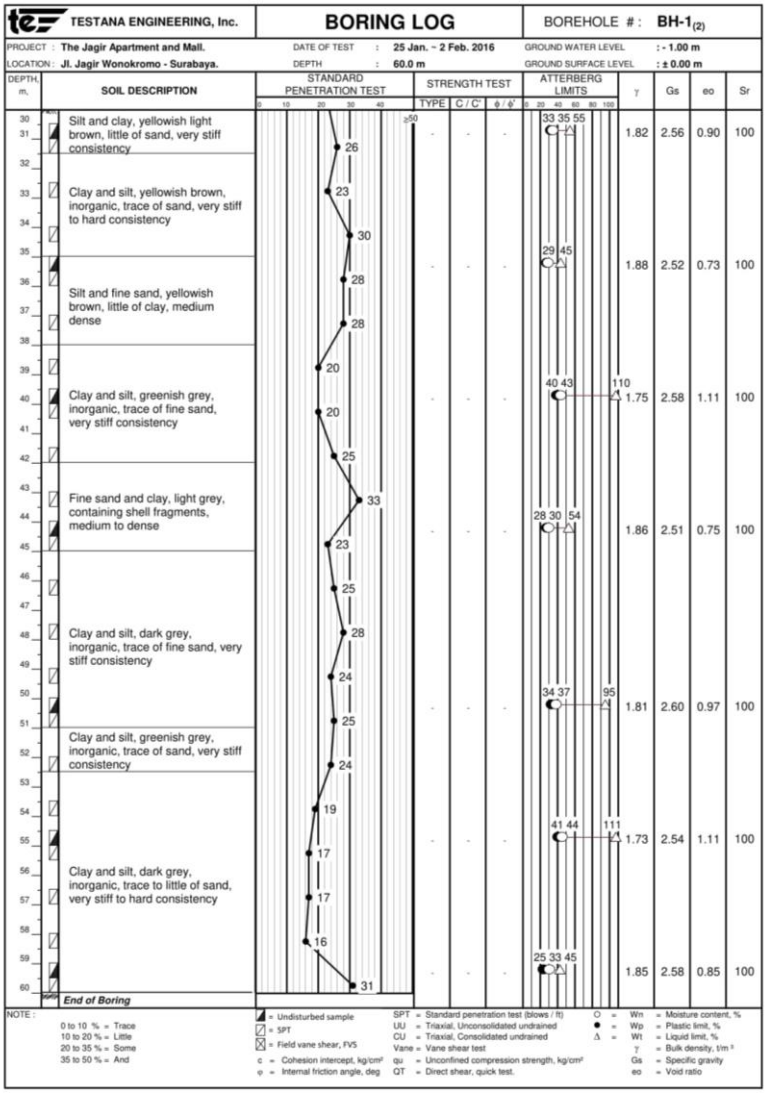
"Halaman ini sengaja dikosongkan"

LAMPIRAN

Lampiran 1. Hasil pengujian *boring*



To be Continued


TESTANA ENGINEERING, Inc.
BORING LOG
BOREHOLE # : BH-1(2)
PROJECT : The Jagir Apartment and Mall.
LOCATION : Jl. Jagir Wonokromo - Surabaya.
DATE OF TEST : 25 Jan. ~ 2 Feb. 2016
DEPTH : 60.0 m
GROUND WATER LEVEL : - 1.00 m
GROUND SURFACE LEVEL : ± 0.00 m
DEPTH m.
SOIL DESCRIPTION
STANDARD PENETRATION TEST
STRENGTH TEST
TYPE
C / C'
ϕ / ϕ'
ATTERBERG LIMITS
γ
Gs
eo
Sr
Silt and clay, yellowish light brown, little of sand, very stiff consistency
Clay and silt, yellowish brown, inorganic, trace of sand, very stiff to hard consistency
Silt and fine sand, yellowish brown, little of clay, medium dense
Clay and silt, greenish grey, inorganic, trace of fine sand, very stiff consistency
Fine sand and clay, light grey, containing shell fragments, medium to dense
Clay and silt, dark grey, inorganic, trace of fine sand, very stiff consistency
Clay and silt, greenish grey, inorganic, trace of sand, very stiff consistency
Clay and silt, dark grey, inorganic, trace to little of sand, very stiff to hard consistency
End of Boring
NOTE :
0 to 10 % = Trace
10 to 20 % = Little
20 to 35 % = Some
35 to 50 % = And
= Undisturbed sample
= SPT
= Field vane shear, FVS
c = Cohesion intercept, kg/cm²
φ = Internal friction angle, deg
SPT = Standard penetration test (blows / ft)
UU = Triaxial, Unconsolidated undrained
CU = Triaxial, Consolidated undrained
Vane = Vane shear test
qu = Unconfined compression strength, kg/cm²
QT = Direct shear, quick test.
Wn = Moisture content, %
Wp = Plastic limit, %
Wt = Liquid limit, %
γ = Bulk density, t/m³
Gs = Specific gravity
eo = Void ratio

Lampiran 2. Spesifikasi tiang baja redesain

STEEL PIPE PILES

ERW : Electric Resistance Welded

ISO 9001 : 2008
OHSAS 18001 : 2007
CERTIFIED

Specification

Nominal Size	Outside Diameter		Wall Thickness	Mass	Cross Sectional Area	Moment of Inertia	Radius of Gyration	Elastis Modulus	Plastic Modulus	Torsional Modulus	Torsional Inertia	Superficial Area
inch	*inch*	*mm*	*t mm*	*M Kg/m*	*A cm2*	*I cm4*	*I cm*	*Z cm3*	*S cm3*	*J cm4*	*C cm3*	*O m2/m*
16	16.000	406,4	6,00	59,20	75,50	15128	14,2	745	962	30257	1489	1,28
			6,35	62,60	79,80	15961	14,2	785	1016	31922	1571	1,28
			7,11	70,00	89,10	17771	14,1	875	1134	35542	1749	1,28
			7,92	77,80	99,10	19677	14,1	968	1258	39354	1937	1,28
			8,74	85,70	109,10	21582	14,1	1062	1382	43164	2124	1,28
			9,00	88,20	112,40	22193	14,1	1092	1422	44385	2184	1,28
			9,52	93,10	118,60	23372	14,0	1150	1500	46745	2300	1,28
			11,13	108,40	138,10	27000	14,0	1329	1739	54000	2657	1,28
			11,90	115,70	147,40	28703	14,0	1413	1853	57405	2825	1,28
			12,00	116,70	148,70	28937	14,0	1424	1867	57874	2848	1,28
			12,70	123,20	157,00	30450	13,9	1499	1969	60901	2997	1,28
			14,00	135,40	172,50	33244	13,9	1636	2157	66487	3272	1,28
			16,00	154,00	196,10	37430	13,8	1842	2440	74860	3684	1,28
18	18.000	457,2	6,00	66,80	85,00	21647	16,0	947	1222	43294	1894	1,44
			6,35	70,60	89,90	22845	15,94	999	1291	456920	1999	1,44
			7,11	78,90	1005,00	25452	15,92	1113	1440	50903	2227	1,44
			7,92	87,70	117,70	28200	15,89	1234	1599	56400	2467	1,44
			8,74	96,60	123,10	30952	15,86	1354	1758	61904	2708	1,44
			9,00	99,50	127,00	31835	15,8	1393	1808	63668	2785	1,44
			9,52	105,10	133,80	33541	15,83	1467	1908	67082	2934	1,44
			11,13	122,40	155,90	38798	15,78	1697	2215	77597	3394	1,44
			11,90	130,60	166,40	41272	15,75	1805	2360	82544	3611	1,44
			12,00	131,80	167,80	41612	15,7	1820	2379	83225	3641	1,44
			12,70	139,10	177,30	43814	15,72	1917	2510	87628	3833	1,44
			14,00	152,90	194,80	47885	15,68	2095	2751	95770	4189	1,44
			16,00	174,00	221,70	54005	15,61	2362	3116	108011	4725	1,44
20	20.000	508,0	6,00	74,30	94,60	29811	17,7	1174	1512	59623	2347	1,60
			6,35	78,50	100,00	31469	17,7	1239	1598	62938	2478	1,60
			7,11	87,80	111,80	35077	17,7	1381	1784	70154	2762	1,60
			7,92	97,60	124,40	38886	17,7	1531	1981	77772	3062	1,60
			8,74	107,60	137,00	42704	17,7	1681	2179	85407	3362	1,60
			9,00	110,70	141,10	43928	17,6	1730	2241	87857	3459	1,60
			9,52	117,00	149,00	46300	17,6	1823	2366	92599	3646	1,60
			11,13	136,30	173,60	53614	17,6	2111	2748	107229	4222	1,60
			11,90	145,50	185,40	57062	17,5	2247	2929	114123	4493	1,60
			12,00	146,80	187,00	57536	17,5	2265	2953	115072	4530	1,60
			12,70	155,00	197,50	60609	17,5	2386	3116	121217	4772	1,60
			14,00	170,50	217,20	66298	17,5	2610	3417	132595	5220	1,60
			16,00	194,00	247,20	74871	17,4	2948	3874	149742	5895	1,60
24	24.000	609,6	6,00	89,30	113,80	51821	21,3	1700	2186	103641	3400	1,91
			6,35	94,40	120,30	54721	21,33	1795	2311	109442	3591	1,91
			7,11	105,60	134,50	61041	21,30	2003	2581	122081	4005	1,91
			7,92	117,50	149,60	67723	21,27	2222	2867	135446	4444	1,91
			9,52	140,80	179,40	80763	21,22	2650	3428	161526	5299	1,91
			11,13	164,20	209,20	93673	21,16	3073	3987	187345	6146	1,91
			11,90	175,30	223,30	99772	21,14	3273	4252	199544	6547	1,91
			12,00	176,80	225,30	100612	21,1	3301	4286	201223	6602	1,91
			12,70	186,90	238,00	106058	21,11	3480	4526	212117	6959	1,91
			14,00	205,50	261,80	116164	21,06	3811	4967	232328	7622	1,91
			16,00	234,10	298,20	131449	20,99	4313	5639	262898	8625	1,91

Chemical Composition : Phosphorous (P) 0.050 % max

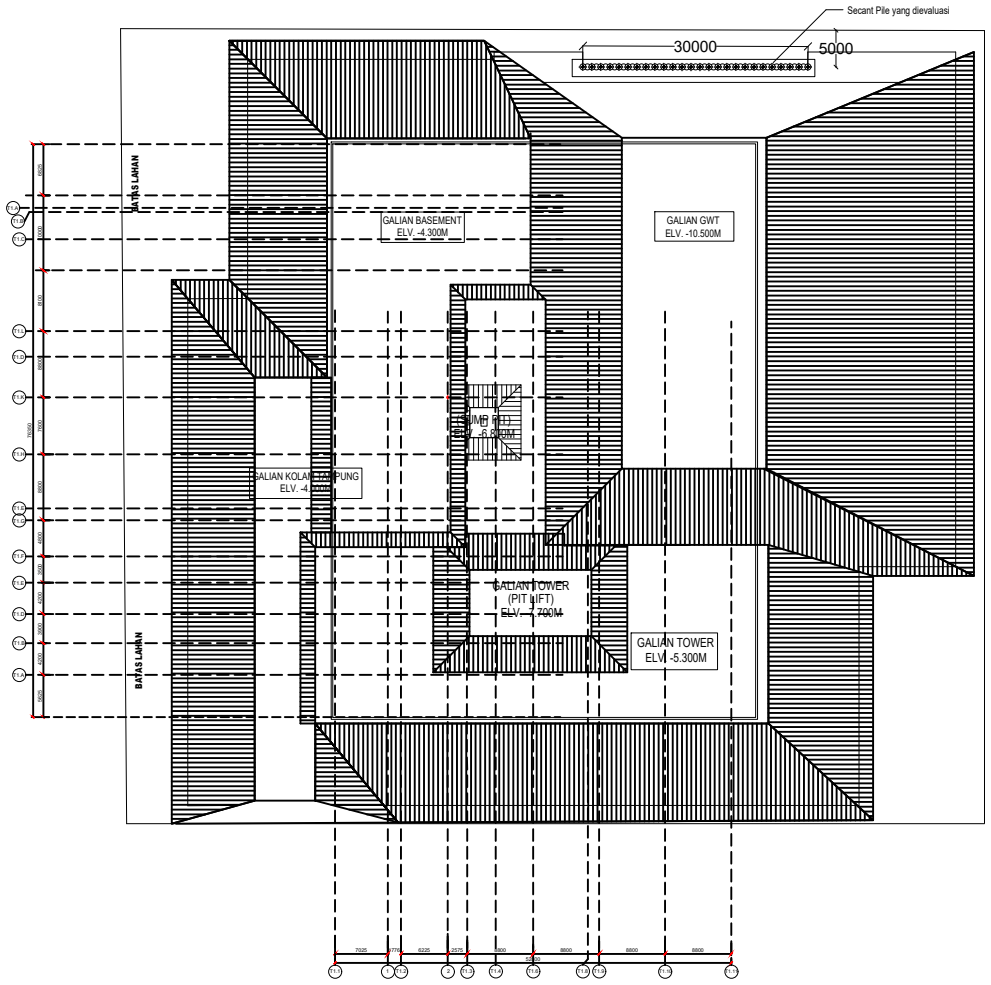
Mechanical Properties:

	Yield Strength (min)	Tensile Strength (min)	Elongation (min)	Gauge Length
Grade 1	30 000 psi (205 Mpa) 21.1 kg/mm2	50 000 psi (345 MPa) 35.2 kg/mm2	30%	2 inch
Grade 2	35 000 psi (240 Mpa) 24.6 kg/mm2	60 000 psi (415 MPa) 42.2 kg/mm2	25%	2 inch
Grade 3	45 000 psi (310 Mpa) 31.6 kg/mm2	66 000 psi (455 MPa) 46.4 kg/mm2	20%	2 inch

Pipe Length : 6 meter per joint / 12 meter per joint
Length Tolerance : ± 2%
Wall Thickness Tolerance : Plus (+) (not specified)
Minus (-) 12.5 % max
Outside Diameter Tolerance : ± 1%

Marking : bpi ASTM A252-2/E 8" x 6.35 mm x 6000 mm 28,26 Kg/M

Note: For other thicknesses can be produced by order



DENAH GALIAN

SKALA 1:1000

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL PROYEK AKHIR

EVALUASI KERUNTUHAN DINDING PENAHAN TANAH BASEMENT JENIS SECANT PILE PADA PROYEK THE JAGIR APARTMENT SURABAYA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. INDARTO, DEA
NIP. 19501011 198203 1 002

MAHASISWA

CHAERUNISA SUPIAN
10111610013029

NAMA GAMBAR

DENAH GALIAN

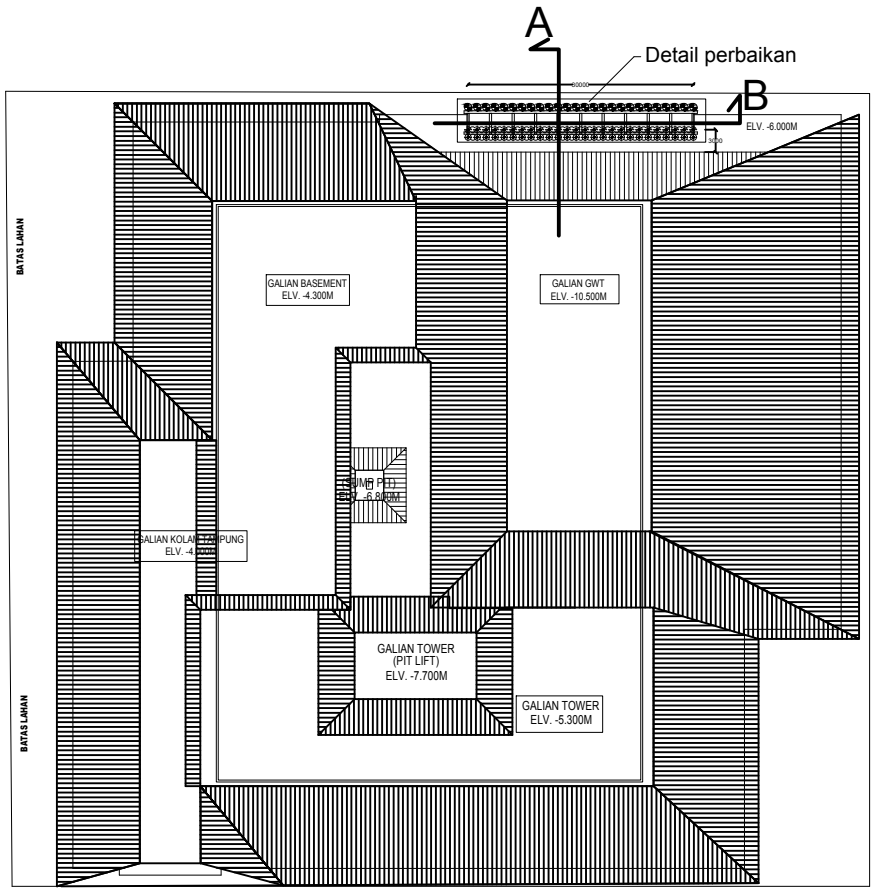
KETERANGAN

Fungsi bangunan : Apartemen
Lokasi bangunan : Surabaya

Mutu bahan
- Beton
  Mutu beton secant pile fc' = 25 MPa
- Baja tulangan
  U40 (Ulir) - D>10 (D10, D13, D16, DST)
  U50 - WIREMESH

BAJA PROFIL = ST.37
ANGKUR = ST.37
BAUT = A.325

KODE	NO.GBR	JML.GBR
ARS	01	11



DENAH PERBAIKAN

SKALA 1:1000

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL PROYEK AKHIR

EVALUASI KERUNTUHAN DINDING PENAHAN TANAH BASEMENT JENIS SECANT PILE PADA PROYEK THE JAGIR APARTMENT SURABAYA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. INDARTO, DEA
NIP. 19501011 198203 1 002

MAHASISWA

CHAERUNISA SUPIAN
10111610013029

NAMA GAMBAR

DENAH PERBAIKAN

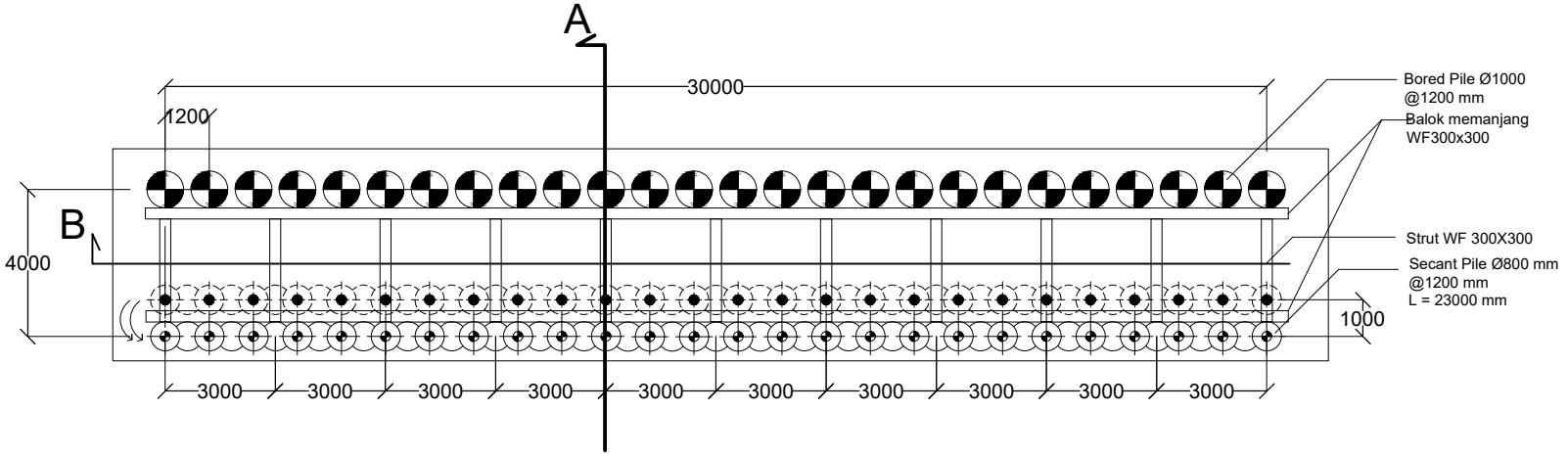
KETERANGAN

Fungsi bangunan : Apartemen
Lokasi bangunan : Surabaya

Mutu bahan
- Beton
  Mutu beton secant pile fc' = 25 MPa
- Baja tulangan
  U40 (Ulir) - D>10 (D10, D13, D16, DST)
  U50 - WIREMESH

BAJA PROFIL = ST.37
ANGKUR = ST.37
BAUT = A.325

KODE	NO.GBR	JML.GBR
ARS	02	11



DETAIL DENAH PERBAIKAN

SKALA 1:200

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL PROYEK AKHIR

EVALUASI KERUNTUHAN DINDING PENAHAN TANAH BASEMENT JENIS SECANT PILE PADA PROYEK THE JAGIR APARTMENT SURABAYA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. INDARTO, DEA
NIP. 19501011 198203 1 002

MAHASISWA

CHAERUNISA SUPIAN
10111610013029

NAMA GAMBAR

DETAIL DENAH PERBAIKAN

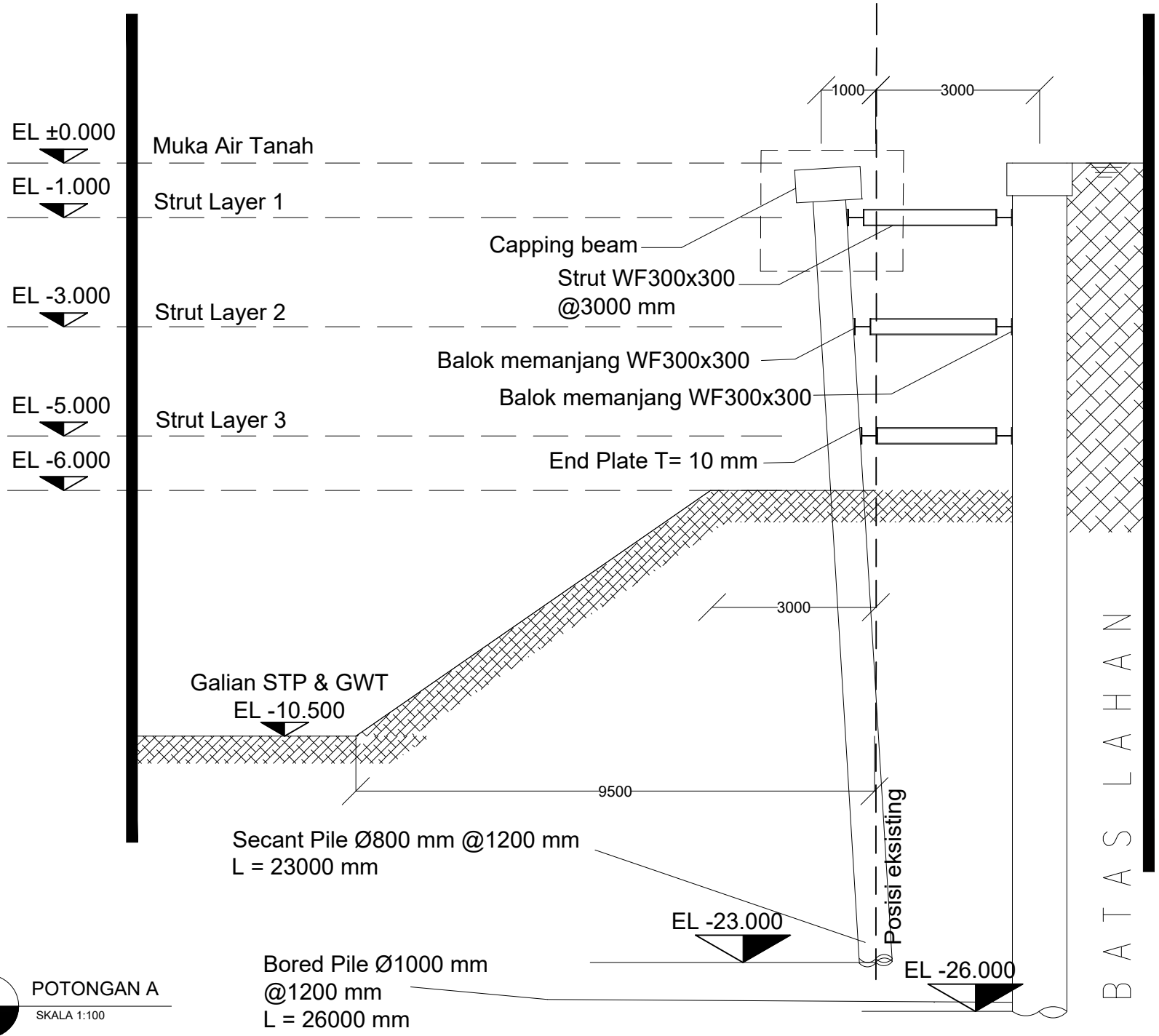
KETERANGAN

Fungsi bangunan : Apartemen
Lokasi bangunan : Surabaya

Mutu bahan
- Beton
  Mutu beton secant pile fc' = 25 MPa
- Baja tulangan
  U40 (Ulir) - D>10 (D10, D13, D16, DST)
  U50 - WIREMESH

BAJA PROFIL = ST.37
ANGKUR = ST.37
BAUT = A.325

KODE	NO.GBR	JML.GBR
STR	03	11



POTONGAN A

SKALA 1:100

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL PROYEK AKHIR

EVALUASI KERUNTUHAN DINDING PENAHAN TANAH BASEMENT JENIS SECANT PILE PADA PROYEK THE JAGIR APARTMENT SURABAYA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. INDARTO, DEA
NIP. 19501011 198203 1 002

MAHASISWA

CHAERUNISA SUPIAN
10111610013029

NAMA GAMBAR

POTONGAN A

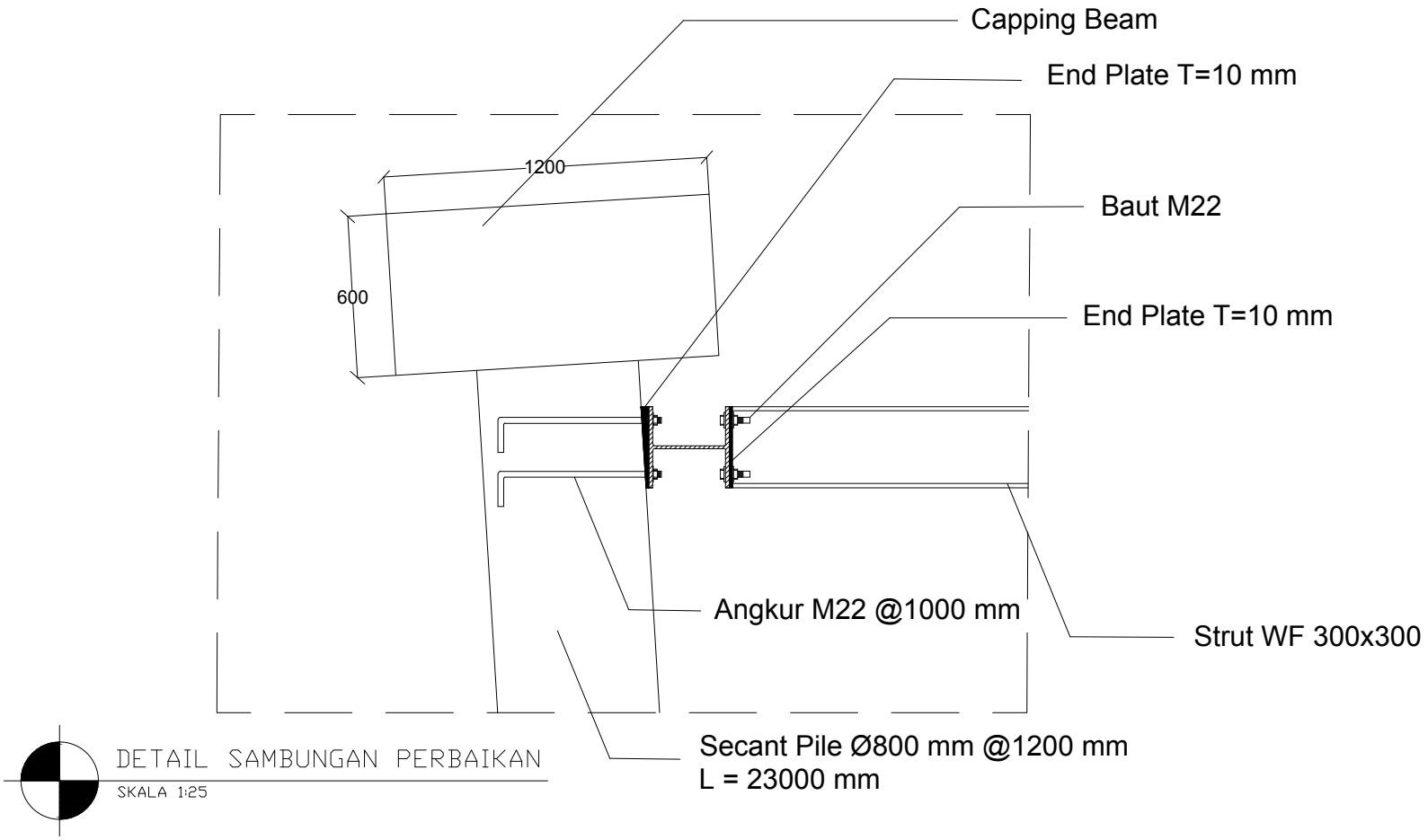
KETERANGAN

Fungsi bangunan : Apartemen
Lokasi bangunan : Surabaya

Mutu bahan
- Beton
  Mutu beton secant pile fc' = 25 MPa
- Baja tulangan
  U40 (Ulir) - D>10 (D10, D13, D16, DST)
  U50 - WIREMESH

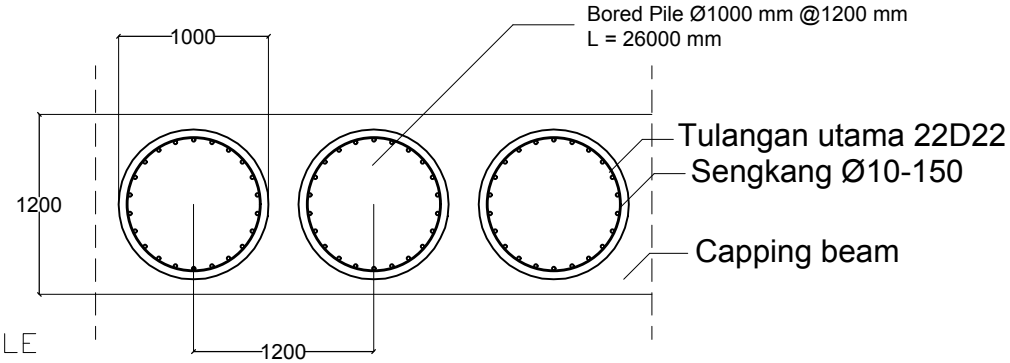
BAJA PROFIL = ST.37
ANGKUR = ST.37
BAUT = A.325

KODE	NO.GBR	JML.GBR
STR	04	11



DETAIL SAMBUNGAN PERBAIKAN

SKALA 1:25



DETAIL PILE

SKALA 1:50

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI KERUNTUHAN DINDING PENAHAN TANAH BASEMENT JENIS SECANT PILE PADA PROYEK THE JAGIR APARTMENT SURABAYA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. INDARTO, DEA
NIP. 19501011 198203 1 002

MAHASISWA

CHAERUNISA SUPIAN
10111610013029

NAMA GAMBAR

DETAIL PERBAIKAN

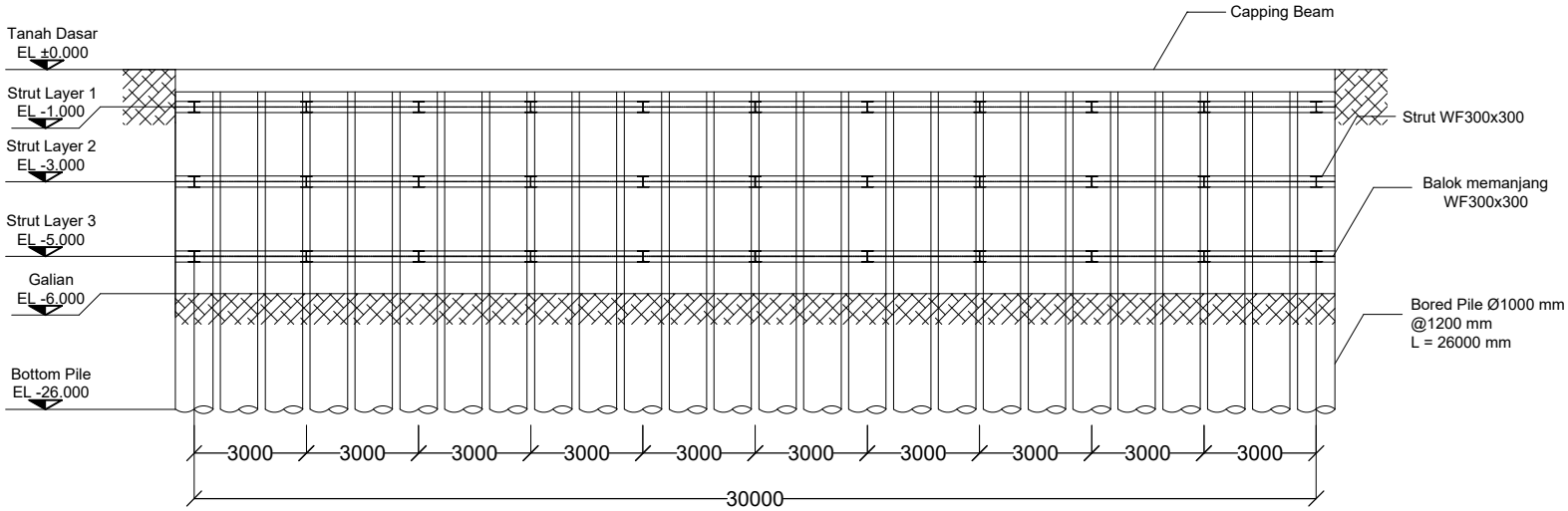
KETERANGAN

Fungsi bangunan : Apartemen
Lokasi bangunan : Surabaya

Mutu bahan
- Beton
  Mutu beton secant pile fc' = 25 MPa
- Baja tulangan
  U40 (Ulir) - D>10 (D10, D13, D16, DST)
  U50 - WIREMESH

BAJA PROFIL = ST.37
ANGKUR = ST.37
BAUT = A.325

KODE	NO.GBR	JML.GBR
STR	05	11



POTONGAN B

SKALA 1:200

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL PROYEK AKHIR

EVALUASI KERUNTUHAN DINDING PENAHAN TANAH BASEMENT JENIS SECANT PILE PADA PROYEK THE JAGIR APARTMENT SURABAYA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. INDARTO, DEA
NIP. 19501011 198203 1 002

MAHASISWA

CHAERUNISA SUPIAN
10111610013029

NAMA GAMBAR

POTONGAN B

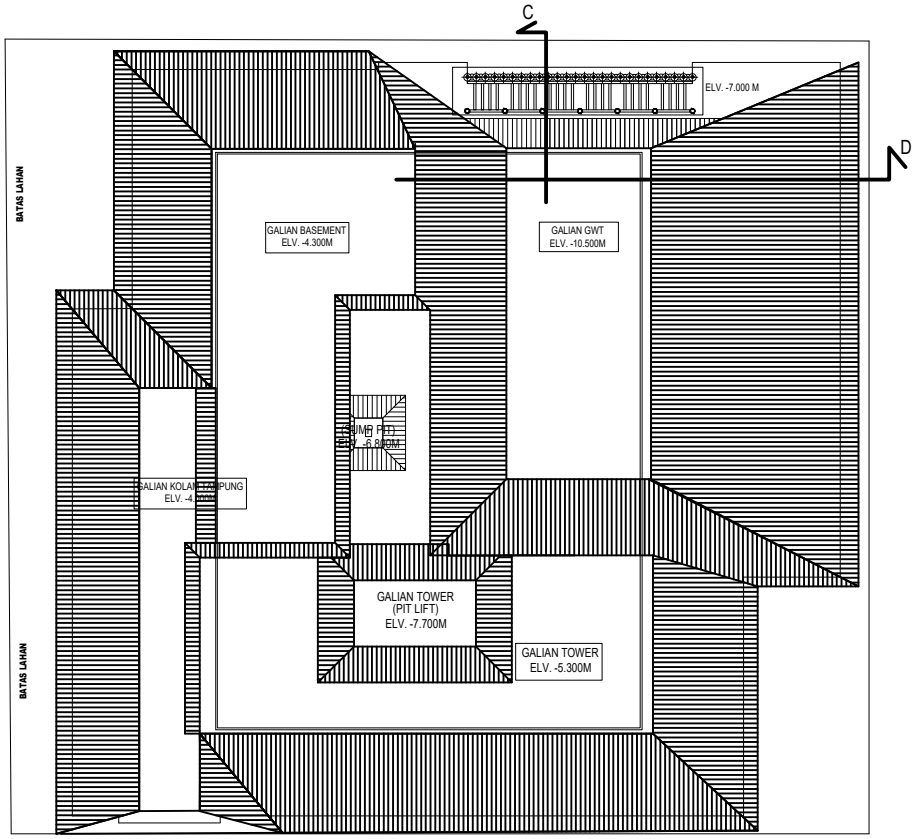
KETERANGAN

Fungsi bangunan : Apartemen
Lokasi bangunan : Surabaya

Mutu bahan
- Beton
  Mutu beton secant pile fc' = 25 MPa
- Baja tulangan
  U40 (Ulir) - D>10 (D10, D13, D16, DST)
  U50 - WIREMESH

BAJA PROFIL = ST.37
ANGKUR = ST.37
BAUT = A.325

KODE	NO.GBR	JML.GBR
STR	06	11



DENAH REDESAIN

SKALA 1:1000

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL PROYEK AKHIR

EVALUASI KERUNTUHAN DINDING PENAHAN TANAH BASEMENT JENIS SECANT PILE PADA PROYEK THE JAGIR APARTMENT SURABAYA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. INDARTO, DEA
NIP. 19501011 198203 1 002

MAHASISWA

CHAERUNISA SUPIAN
10111610013029

NAMA GAMBAR

DENAH REDESAIN

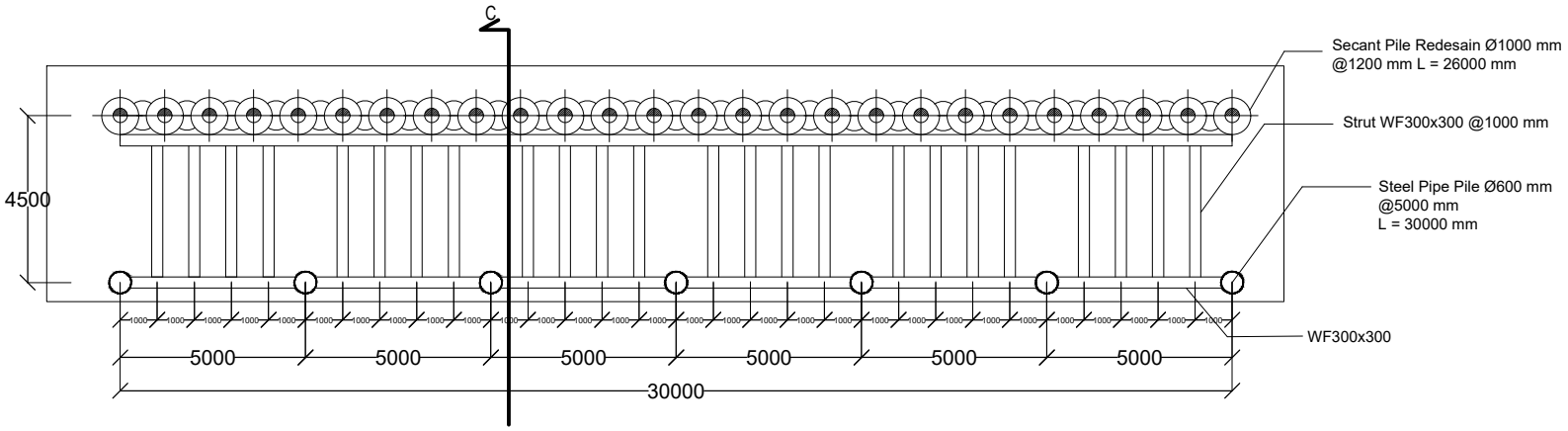
KETERANGAN

Fungsi bangunan : Apartemen
Lokasi bangunan : Surabaya

Mutu bahan
- Beton
  Mutu beton secant pile fc' = 25 MPa
- Baja tulangan
  U40 (Ulir) - D>10 (D10, D13, D16, DST)
  U50 - WIREMESH

BAJA PROFIL = ST.37
ANGKUR = ST.37
BAUT = A.325

KODE	NO.GBR	JML.GBR
ARS	07	11



DETAIL DENAH REDESAIN

SKALA 1:200

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL PROYEK AKHIR

EVALUASI KERUNTUHAN DINDING PENAHAN TANAH BASEMENT JENIS SECANT PILE PADA PROYEK THE JAGIR APARTMENT SURABAYA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. INDARTO, DEA
NIP. 19501011 198203 1 002

MAHASISWA

CHAERUNISA SUPIAN
10111610013029

NAMA GAMBAR

DETAIL DENAH
REDESAIN

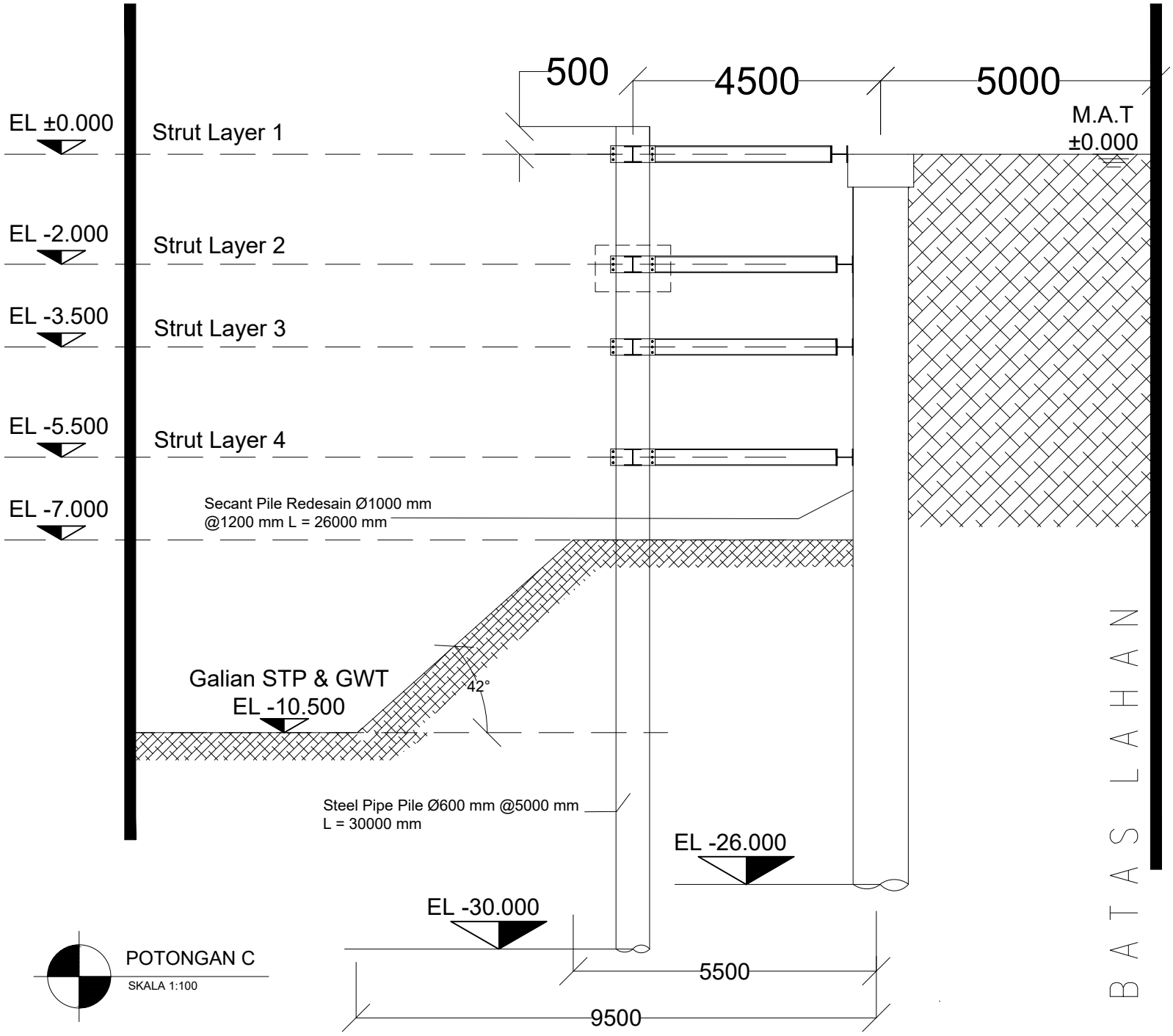
KETERANGAN

Fungsi bangunan : Apartemen
Lokasi bangunan : Surabaya

Mutu bahan
- Beton
  Mutu beton secant pile fc' = 25 MPa
- Baja tulangan
  U40 (Ulir) - D>10 (D10, D13, D16, DST)
  U50 - WIREMESH

BAJA PROFIL = ST.37
ANGKUR = ST.37
BAUT = A.325

KODE	NO.GBR	JML.GBR
STR	08	11



POTONGAN C

SKALA 1:100

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL PROYEK AKHIR

EVALUASI KERUNTUHAN DINDING PENAHAN TANAH BASEMENT JENIS SECANT PILE PADA PROYEK THE JAGIR APARTMENT SURABAYA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. INDARTO, DEA
NIP. 19501011 198203 1 002

MAHASISWA

CHAERUNISA SUPIAN
10111610013029

NAMA GAMBAR

POTONGAN C

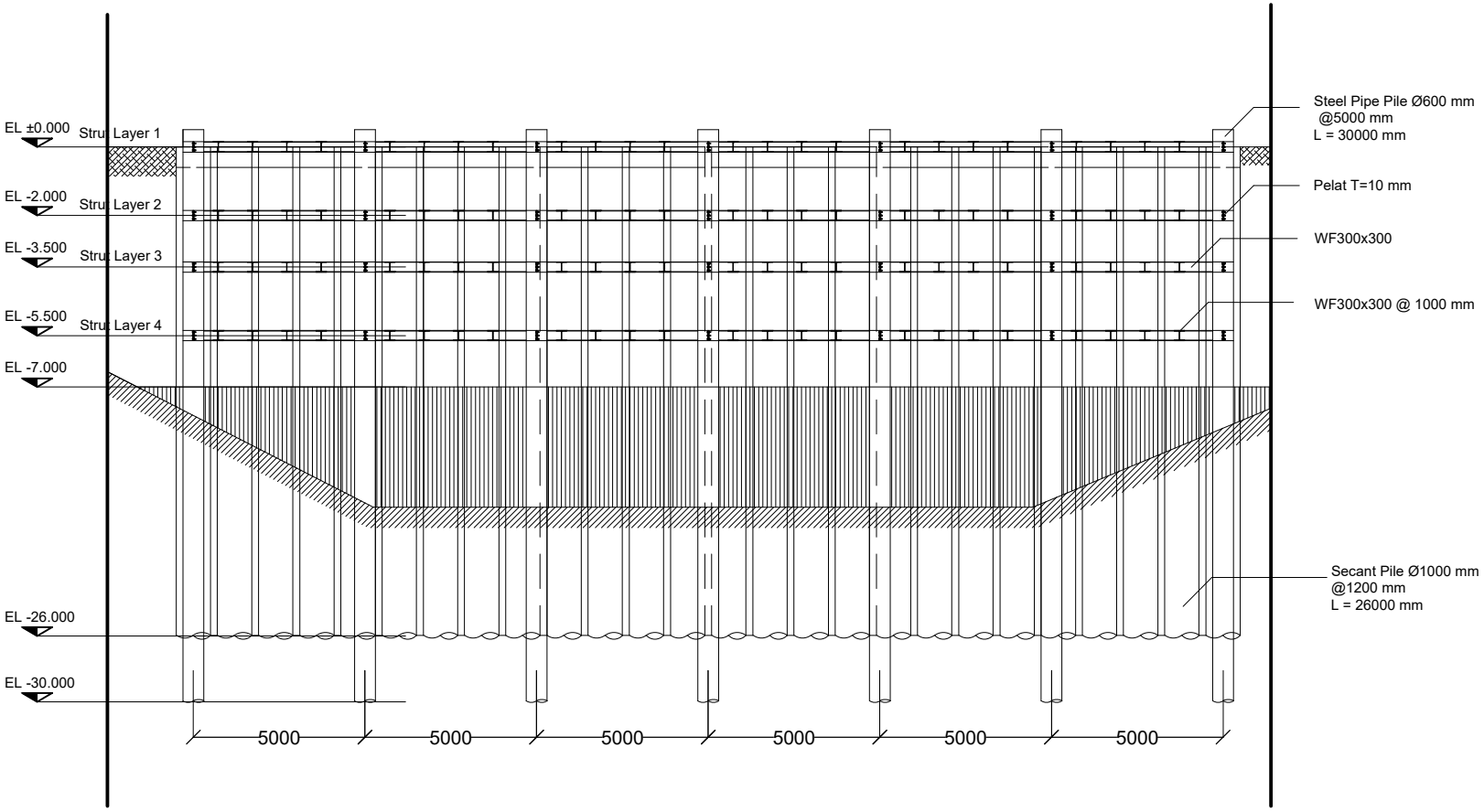
KETERANGAN

Fungsi bangunan : Apartemen
Lokasi bangunan : Surabaya

Mutu bahan
- Beton
  Mutu beton secant pile fc' = 25 MPa
- Baja tulangan
  U40 (Ulir) - D>10 (D10, D13, D16, DST)
  U50 - WIREMESH

BAJA PROFIL = ST.37
ANGKUR = ST.37
BAUT = A.325

KODE	NO.GBR	JML.GBR
STR	09	11



POTONGAN D

SKALA 1:200

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL PROYEK AKHIR

EVALUASI KERUNTUHAN DINDING PENAHAN TANAH BASEMENT JENIS SECANT PILE PADA PROYEK THE JAGIR APARTMENT SURABAYA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. INDARTO, DEA
NIP. 19501011 198203 1 002

MAHASISWA

CHAERUNISA SUPIAN
10111610013029

NAMA GAMBAR

POTONGAN D

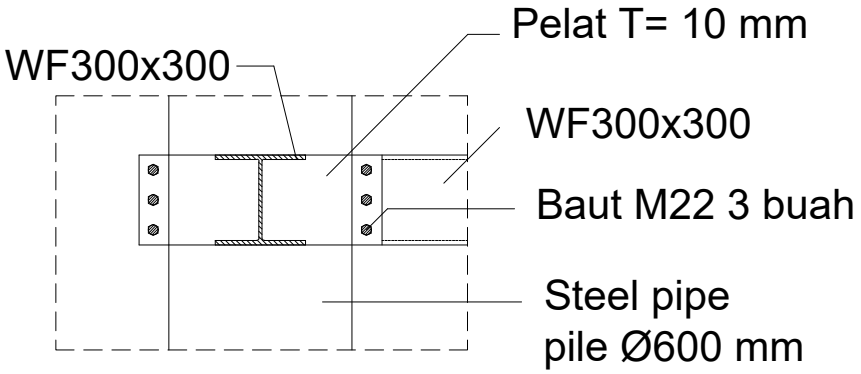
KETERANGAN

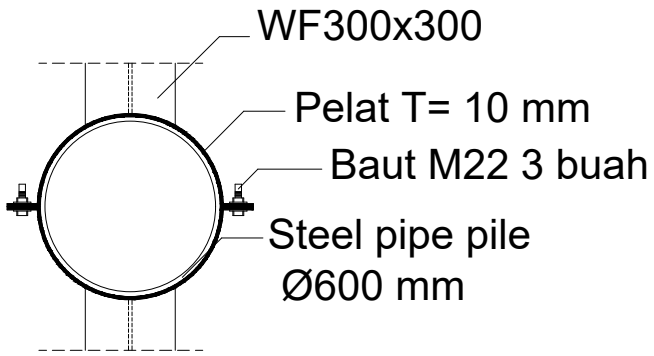
Fungsi bangunan : Apartemen
Lokasi bangunan : Surabaya

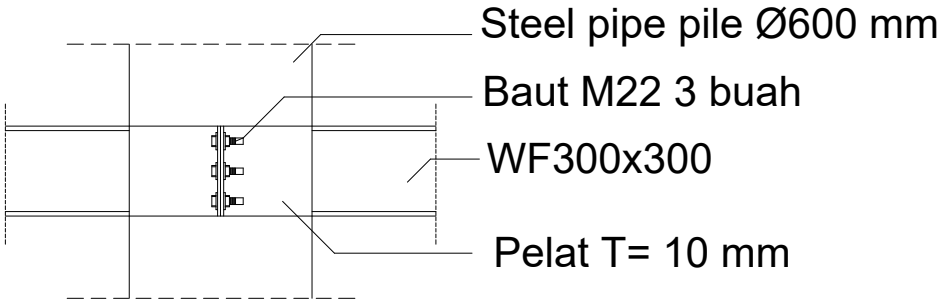
Mutu bahan
- Beton
  Mutu beton secant pile fc' = 25 MPa
- Baja tulangan
  U40 (Ulir) - D>10 (D10, D13, D16, DST)
  U50 - WIREMESH

BAJA PROFIL = ST.37
ANGKUR = ST.37
BAUT = A.325

KODE	NO.GBR	JML.GBR
STR	10	11

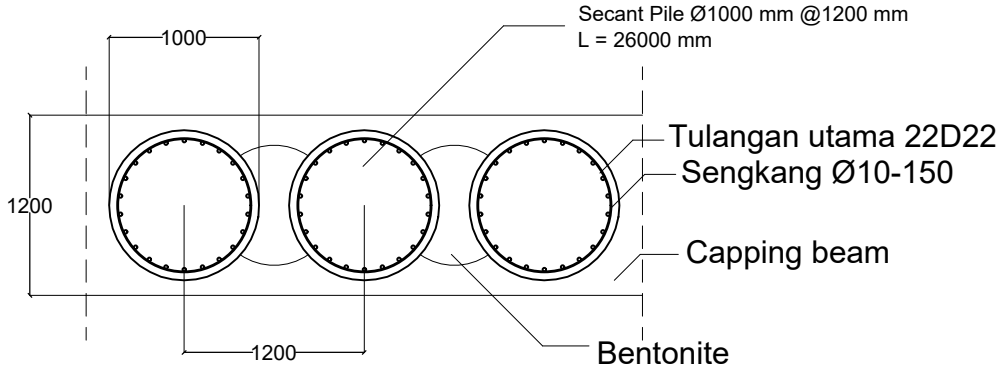






DETAIL SAMBUNGAN REDESAIN

SKALA 1:25



DETAIL SECANT PILE REDESAIN

SKALA 1:50

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL PROYEK AKHIR

EVALUASI KERUNTUHAN DINDING PENAHAN TANAH BASEMENT JENIS SECANT PILE PADA PROYEK THE JAGIR APARTMENT SURABAYA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. INDARTO, DEA
NIP. 19501011 198203 1 002

MAHASISWA

CHAERUNISA SUPIAN
10111610013029

NAMA GAMBAR

DETAIL REDESAIN

KETERANGAN

Fungsi bangunan : Apartemen
Lokasi bangunan : Surabaya

Mutu bahan
- Beton
  Mutu beton secant pile fc' = 25 MPa
- Baja tulangan
  U40 (Ulir) - D>10 (D10, D13, D16, DST)
  U50 - WIREMESH

BAJA PROFIL = ST.37
ANGKUR = ST.37
BAUT = A.325

KODE	NO.GBR	JML.GBR
STR	11	11