



TUGAS AKHIR - RC18-4803

**ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING PENAHAN  
TANAH DAN PONDASI PADA PROYEK APARTEMEN  
ROYAL BETAWI DI KOTA TANGERANG**

YONATHAN

NRP 03 11 15 40000 024

Dosen Pembimbing I

Ir. Suwarno M.Eng.

Dosen Pembimbing II

Dr. Yudhi Lastiasih, ST, MT

Departemen Teknik Sipil

Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya

2019





TUGAS AKHIR - RC18-4803

**ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING PENAHAN  
TANAH DAN PONDASI PADA PROYEK APARTEMEN  
ROYAL BETAWI DI KOTA TANGERANG**

YONATHAN

NRP 03 11 15 40000 024

Dosen Pembimbing I

Ir. Suwarno M.Eng.

Dosen Pembimbing II

Dr. Yudhi Lastiasih, ST, MT

Departemen Teknik Sipil

Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya

2019



FINAL PROJECT - RC18-4803

**ALTERNATIVE OF RETAINING WALL AND  
FOUNDATION DESIGN FOR BASEMENT  
CONSTRUCTION PROJECT AT APARTEMEN ROYAL  
BETAWI TANGERANG**

YONATHAN

NRP 03 11 15 40000 024

Academic Supervisor I  
Ir. Suwarno M.Eng.

Academic Supervisor II  
Dr. Yudhi Lastiasih, ST, MT

Civil Engineering Department  
Faculty of Civil, Environment, and Geological Engineering  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya  
2019

**ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING  
PENAHAN TANAH DAN PONDASI PADA PROYEK  
APARTEMEN ROYAL BETAWI DI KOTA  
TANGERANG**

**TUGAS AKHIR**

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat

Memperoleh Gelar Sarjana Teknik

pada

Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil

Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

**YONATHAN**

NRP. 0311154000024

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. Ir. Suwarno, M.Eng. ....(Pembimbing I)

2. Dr. Yudhi Laswasti, ST, MT. ....(Pembimbing II)



# **ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING PENAHAN TANAH DAN PONDASI PADA PROYEK APARTEMEN ROYAL BETAWI DI KOTA TANGERANG**

**Nama** : Yonathan  
**NRP** : 03111540000024  
**Departemen** : Teknik Sipil FTSLK – ITS  
**Dosen** : Ir. Suwarno, M.Eng.  
Dr. Yudhi Lastiasih, ST, MT

## ***Abstrak***

*Kota Tangerang merupakan salah satu kota yang dekat dengan Kota Jakarta. Kota Tangerang memiliki luas sekitar 153 km<sup>2</sup> dengan jumlah penduduk pada tahun 2018 sebanyak 3,5 juta (sumber: BPS Kota Tangerang) . Jumlah penduduk Kota Tangerang setiap tahunnya terus meningkat dengan laju pertumbuhan penduduk 2,6 persen setiap tahun (sumber: BPS Kota Tangerang). Meningkatnya jumlah penduduk berbanding lurus dengan kebutuhan akan hunian. Dalam menjawab kebutuhan akan hunian di Kota Tangerang, dibangunlah Apartemen Royal Betawi.*

*Apartemen Royal Betawi merupakan sebuah gedung yang berisikan hunian dan pasar modern yang direncanakan di Jalan Benteng Betawi, Tangerang, Banten. Proyek ini memiliki 7 gedung (tower) dengan 15 lantai tiap gedung. Tempat parkir proyek ini memiliki 1 gedung parkir dengan 3 lantai dan 1 lantai basement.*

*Tanah lunak pada Apartemen Royal Betawi mencapai kedalaman -10.00 m dan muka air tanah sedalam -0.00 m. Basement Apartemen Royal Betawi menggunakan diaphragm wall sebagai dinding penahan tanah. Pondasi borepile yang digunakan pada Apartemen Royal Betawi berdiameter 80 cm dan 100 cm dengan kedalaman 37 m dibawah permukaan tanah.*

*Pada tugas akhir ini dilakukan perencanaan untuk Gedung E pada Apartemen Royal Betawi. Tugas akhir ini akan merencanakan perbaikan tanah berupa preloading dan percepatan pemampatan dengan PVD agar didapatkan ketinggian akhir galian pada elevasi -3.0 m dengan waktu yang singkat. Perencanaan struktur basement dengan tinggi 3 meter dilaksanakan dengan membandingkan tiga jenis dinding penahan tanah, yaitu Secant Pile, Diaphragm Wall, dan Sheet Pile berjangkar. Perencanaan dimulai dengan menghitung kebutuhan panjang serta dimensi dan penulangan dinding penahan tanah, yang kemudian dikontrol terhadap gaya-gaya luar yang terjadi. Kemudian dilanjutkan dengan merencanakan mat foundation dan pondasi tiang pancang. Dimensi pondasi dihitung berdasarkan beban yang dipikul serta gaya-gaya luar yang terjadi. Terakhir akan direncanakan ketebalan pelat lantai yang cukup untuk menahan beban dan gaya uplift oleh air. Tujuan yang ingin dicapai adalah mendapatkan perencanaan basement yang aman dan efisien dari segi biaya konstruksinya.*

*Hasil dari perhitungan perencanaan yaitu galian tidak memerlukan metode perbaikan tanah karena masih memenuhi syarat RSNI Geoteknik dengan penurunan yang terjadi sebesar 51 cm dalam waktu 68 tahun. Alternatif perencanaan dinding penahan tanah menggunakan dinding jenis Secant Pile dengan tebal 0.5 meter dan ditanam hingga kedalaman -6 meter, defleksi maksimum yang terjadi adalah sebesar 1.623 mm, serta biaya konstruksi sebesar Rp784.270.547,-. Untuk pondasinya menggunakan pondasi dalam Group Pile serta lantai basement yang digunakan yaitu memiliki ketebalan 0.6 meter. Total biaya konstruksi yang dibutuhkan untuk alternatif tersebut adalah sebesar Rp9.345.042.677,-.*

**Kata kunci : Basement, secant piles, diaphragm wall, sheet pile, mat foundation, group piles**

# ALTERNATIVE OF RETAINING WALL AND FOUNDATION DESIGN FOR BASEMENT CONSTRUCTION PROJECT AT APARTEMEN ROYAL BETAWI TANGERANG

**Name** : Yonathan  
**ID Numbers** : 03111540000024  
**Department** : Teknik Sipil FTSLK – ITS  
**Academic Supervisors** : Ir. Suwarno, M.Eng.  
Dr. Yudhi Lastiasih, ST, MT

## ***Abstract***

*Tangerang City is one of the cities close to the city of Jakarta. The city of Tangerang has an area of about 153 km<sup>2</sup> with a population in 2018 of 3.5 million (source: BPS Kota Tangerang). The population of Kota Tangerang continues to increase every year with a population growth rate of 2.6 percent each year (source: BPS Kota Tangerang). The increase in population is directly proportional to housing needs. In answering the need for shelter in Kota Tangerang, Apartemen Royal Betawi was built.*

*Apartemen Royal Betawi is a residential and modern market built on Jalan Benteng Betawi, Tangerang, Banten. This project has 7 towers with 15 floors per building. The parking lot of this project has 1 parking building with 3 floors and 1 basement floor.*

*The clay soil in Apartemen Royal Betawi reaches a height of -10.00 m and groundwater level is -0.00 m. Basement of Apartemen Royal Betawi uses a diaphragm wall as a retaining wall. The foundation of Borepile used in Royal Betawi Apartments is 80 cm and 100 cm in diameter with a depth of 37 m below ground level.*

*This final project plan will be applied for the Tower E of Apartemen Royal Betawi. This final project will apply soil*



*improvement method consisting of preloading and acceleration of compression with PVD so that it can reach the end of the excavation at -3.0 m with a short time. The plan of a 3 meter high basement structure is carried out by comparing three types of retaining walls, namely Secant Pile , Diaphragm Wall, and Sheet Pile anchored. Planning begins by calculating the length planning and reinforcement of the retaining wall, which is then controlled for the external forces that occur. Then proceed with finishing the foundation and pile foundation. The foundation dimensions are calculated based on the load borne and the external forces that occur. Lastly, the thickness of the floor plate will be regulated enough to hold the load and uplift force by the water. The goal is to get an alternative design which safe and efficient in terms of material costs.*

*The results of the calculations show that excavation does not require a soil improvement method because it still meets the requirements of Indonesian Geotechnical Code with settlement of 51 cm in 68 years. Alternative planning for retaining walls using Secant Pile walls with a thickness of 0.5 meter and will be placed below -6.0 meters, the maximum deflection that occurs is 1,623 mm, and construction costs of Rp.784.270.547, -. The foundation using Pile Group and the basement floor used has a thickness of 0.6 meters. The total construction cost required for this alternative is Rp.9.345.042.677.*

**Keyword : Basement, secant piles, diaphragm wall, sheet pile, mat foundation, group piles**

## KATA PENGANTAR

Segala puji syukur bagi Tuhan Yang Maha Esa atas anugerah dan rahmat-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini. Laporan Tugas Akhir ini berjudul “Alternatif Perencanaan Dinding Penahan Tanah dan Pondasi pada Apartemen Royal Betawi di Kota Tangerang”. Dalam Laporan Tugas Akhir ini secara garis besar membahas tentang perencanaan dinding penahan tanah dan pondasi yang dapat digunakan sebagai alternatif desain struktur bawah gedung bertingkat. Pada akhir kata, penulis mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Bapak Ir. Suwarno, M.Eng. selaku dosen pembimbing I Laporan Tugas Akhir atas bimbingan, ilmu yang dibagikan dan pengertian yang diberikan.
2. Ibu Dr. Yudhi Lastiasih, ST, MT selaku dosen pembimbing II Laporan Tugas Akhir atas bimbingan, ilmu yang dibagikan dan pengertian yang diberikan.  
Ibu Ir. Ervina Ahyudanari ME, PhD selaku dosen wali.
3. Orangtua penulis yang mendukung dan memberi semangat kepada penulis dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Trijoko Wahyu Adi, S.T., M.T., Ph.D. selaku Ketua Departemen Teknik Sipil FTSLK – ITS
5. Bapak dan Ibu dosen serta staf pengajar Departemen Teknik Sipil FTSLK – ITS.
6. Rekan – rekan mahasiswa serta semua pihak yang telah membantu penyusunan Laporan Tugas akhir ini.

## DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR .....	v
DAFTAR ISI.....	vi
DAFTAR GAMBAR .....	ix
DAFTAR TABEL.....	xi
BAB I.....	1
<b>PENDAHULUAN.....</b>	<b>1</b>
1.1    Latar Belakang Masalah .....	1
1.2    Rumusan Masalah.....	5
1.3    Lingkup Pekerjaan .....	6
1.4    Batasan Masalah .....	6
1.5    Tujuan .....	6
1.6    Manfaat .....	7
BAB II.....	9
<b>TINJAUAN PUSTAKA .....</b>	<b>9</b>
2.1    Konstruksi Basement.....	9
2.2    Korelasi Data Tanah .....	9
2.3    Metode Preloading.....	13
2.4    Metode Percepatan Pemampatan.....	14
2.5    Kontrol Penurunan.....	14
2.6    Tekanan Tanah Lateral .....	16
2.7    Dinding Penahan Tanah.....	19
2.8    Pondasi.....	31
BAB III .....	39

<b>METODOLOGI .....</b>	<b>39</b>
3.1    Bagan Alir.....	39
3.2    Rincian Metodologi .....	40
<b>BAB IV .....</b>	<b>47</b>
<b>ANALISA DATA TANAH .....</b>	<b>47</b>
4.1    Lokasi Titik Pengambilan Sampel.....	47
4.2    Korelasi Parameter Tanah.....	50
4.3    Koreksi Nilai $N_{SPT}$ .....	50
<b>BAB V.....</b>	<b>53</b>
<b>PERENCANAAN PERBAIKAN TANAH.....</b>	<b>53</b>
5.1    Perhitungan <i>Settlement</i> .....	53
5.2    Data Perencanaan.....	53
5.3    Tegangan Overburden Efektif ( $P_o'$ ) .....	54
5.4    Tegangan Vertikal Akibat Beban Timbunan .....	54
5.5    Besarnya Pemampatan Primer ( $S_c$ ).....	55
5.6    Perhitungan Nilai Hinitial dan Hfinal.....	55
5.7    Perhitungan Waktu Pemampatan Konsolidasi.....	57
<b>BAB VI .....</b>	<b>61</b>
<b>PERENCANAAN DINDING PENAHAN TANAH .....</b>	<b>61</b>
6.1    Perencanaan Panjang Dinding .....	61
6.2    Perencanaan <i>Secant Pile</i> .....	65
6.3    Perencanaan <i>Diaphragm Wall</i> .....	83
6.4    Perencanaan Turap Berjangkar .....	89

BAB VII.....	95
<b>PERENCANAAN PONDASI .....</b>	<b>95</b>
7.1    Pembebanan Gedung Apartemen Royal Betawi...	95
7.2    Perencanaan <i>Mat Foundation</i> .....	95
7.3    Perencanaan Pondasi Tiang Pancang.....	99
7.4    Perencanaan Lantai Basement .....	112
BAB VIII.....	119
<b>PENUTUP .....</b>	<b>119</b>
7.5    Kesimpulan .....	119
7.6    Saran .....	120
DAFTAR PUSTAKA .....	121
LAMPIRAN.....	122
BIODATA PENULIS .....	145

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Pulau Jawa, Propinsi Banten.....	1
Gambar 1.2 Kecamatan Cipondoh, Kota Tangerang.....	2
Gambar 2.1 Perubahan – perubahan dalam tekanan air pori .....	15
Gambar 2.2 Hubungan U dan $T_v$ ( $\Delta u_o = \text{tetap}$ ). .....	15
Gambar 2.3 Jenis tekanan tanah berdasarkan arah pergerakan dinding .....	17
Gambar 2.4 <i>Secant Pile Wall</i> .....	20
Gambar 2.5 Proses Konstruksi <i>Diaphragm Wall</i> .....	23
Gambar 2.6 Turap.....	26
Gambar 2.7 Turap tanpa anker .....	27
Gambar 2.8 Turap dengan anker .....	28
Gambar 2.9 Turap pada tanah lunak.....	29
Gambar 2.10 Jenis <i>mat foundation</i> yang biasa digunakan .....	35
Gambar 2.11 Daerah Kritis Untuk Geser Satu Arah .....	37
Gambar 2.12 Daerah Kritis Untuk Geser Dua Arah.....	38
Gambar 3.1 Metodologi.....	39
Gambar 3.2 Nilai SPT Tanah .....	41
Gambar 3.3 Layout Lokasi Proyek.....	42
Gambar 4.1 Lokasi Titik Standart Penetration Test (SPT).....	47
Gambar 4.2 Grafik Nilai N-SPT vs Kedalaman .....	48
Gambar 4.3 Grafik Nilai N-SPT titik DB1 .....	49
Gambar 5.1 Grafik Hubungan Hinitial dan Hfinal .....	57
Gambar 5.2 Grafik Hubungan Hfinal dan $S_c$ .....	57
Gambar 6.1 Diagram Tegangan Horizontal Tanah.....	63
Gambar 6.2 Sifat – sifat material.....	69
Gambar 6.3 <i>Generate Mesh</i> .....	71
Gambar 6.4 <i>Generate Water Pressure</i> .....	72
Gambar 6.5 <i>Generate Initial Stress</i> .....	73
Gambar 6.6 <i>Total Displacement Secant Pile</i> .....	76
Gambar 6.7 Defleksi Horizontal <i>Secant Pile</i> .....	76

Gambar 6.8 Bidang Momen pada Dinding Penahan Tanah. ....	78
Gambar 6.9 Nilai Momen dan Geser Maksimum pada Dinding Penahan Tanah.....	79
Gambar 6.10 Detail <i>Output</i> PCAColumn.....	81
Gambar 6.11 Penampang Secant Pile dan Penulangannya.....	81
Gambar 6.12 <i>Total Displacement Diaphragm Wall</i> .....	84
Gambar 6.13 Defleksi Horizontal <i>Diaphragm Wall</i> .....	85
Gambar 6.14 Mencari Panjang Angkur.....	90
Gambar 6.15 <i>Total Displacement</i> Turap Berjangkar.....	92
Gambar 6.16 Defleksi Horizontal Turap Berjangkar .....	93
Gambar 6.17 Defleksi Horizontal Turap .....	94
Gambar 7.1 Proyeksi 3D Permodelan Apartemen Royal Betawi.....	95
Gambar 7.2 Kedalaman dan Letak Pondasi.....	96
Gambar 7.3 Konfigurasi <i>Pile</i> dan Dimensi <i>Pilecap</i> .....	103
Gambar 7.4 Jarak-Jarak x dan y .....	105
Gambar 7.5 Spesifikasi Tiang Pancang PT. WIKA .....	106
Gambar 7.6 Grafik untuk menentukan nilai f.....	107
Gambar 7.7 Grafik nilai $F_m$ dan $F_\delta$ .....	108
Gambar 7.8 Luasan Daerah Kritis pada <i>Pilecap</i> .....	110
Gambar 7.9 Nilai Momen Suatu Pelat Persegi Terhadap Tipe Tumpuannya Pada Balok (Sumber: PBI 1971) .....	115

## **DAFTAR TABEL**

Tabel 2.1 Konsistensi Tanah (Untuk Tanah Dominan Lanau dan Lempung) .....	12
Tabel 2.2 Korelasi Nilai N-SPT dengan Parameter Tanah (Untuk Tanah Lempung) .....	12
Tabel 2.3 Korelasi Nilai Modulus Young .....	12
Tabel 2.4 Profil Larssen .....	30
Tabel 2.5 Korelasi Faktor Faktor Yang Mempengaruhi Daya Dukung .....	36
Tabel 4.1 Rekapitulasi Data Tanah.....	50
Tabel 4.2 Perhitungan N pada titik DB1 .....	51
Tabel 4.3 Data Perencanaan Perbaikan Tanah .....	53
Tabel 5.1 Nilai Hinitial dan Hfinal Akibat Pemampatan Primer ( $S_c$ ) .....	56
Tabel 5.2 Parameter Untuk Menghitung Lama Pemampatan.....	58
Tabel 6.1 Rekapitulasi nilai $K_a$ dan $K_p$ .....	61
Tabel 6.2 Tegangan Tanah Horizontal Aktif.....	62
Tabel 6.3 Tegangan Tanah Horizontal Pasif .....	63
Tabel 6.4 Gaya Horizontal Aktif .....	64
Tabel 6.5 Gaya Horizontal Pasif.....	64
Tabel 6.6 Rekapitulasi Analisa Kestimbangan Momen.....	65
Tabel 7.1 Nilai $k_1$ untuk Mencari $Z_f$ .....	101
Tabel 7.2 Rekapitulasi Beban yang Diterima <i>Pile</i> .....	105

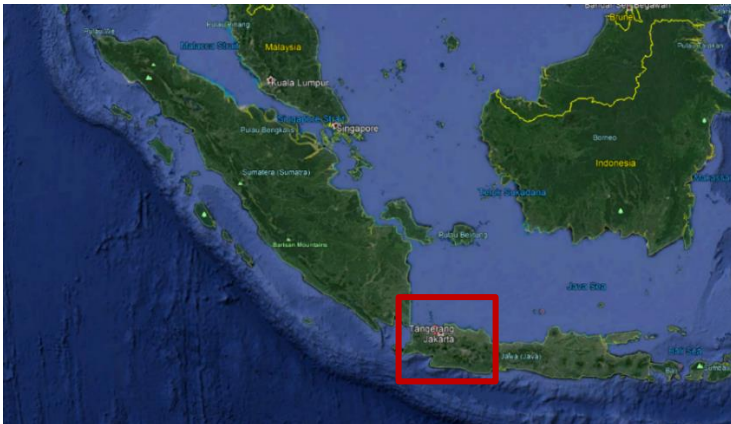




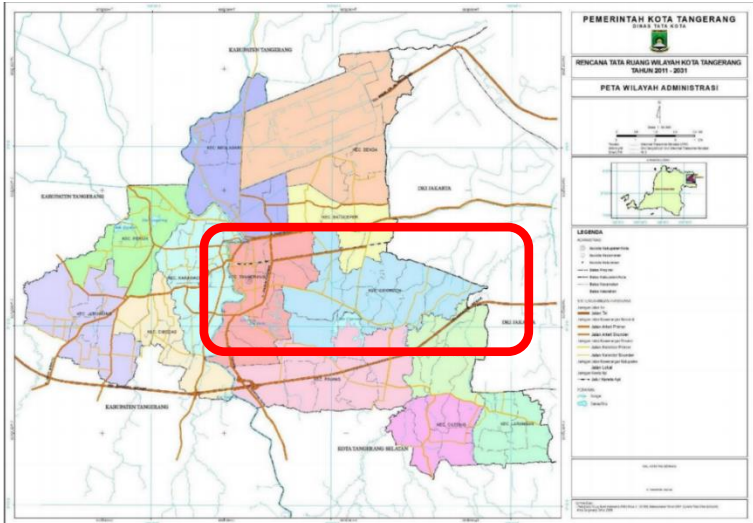
# BAB I PENDAHULUAN

## 1.1 Latar Belakang Masalah

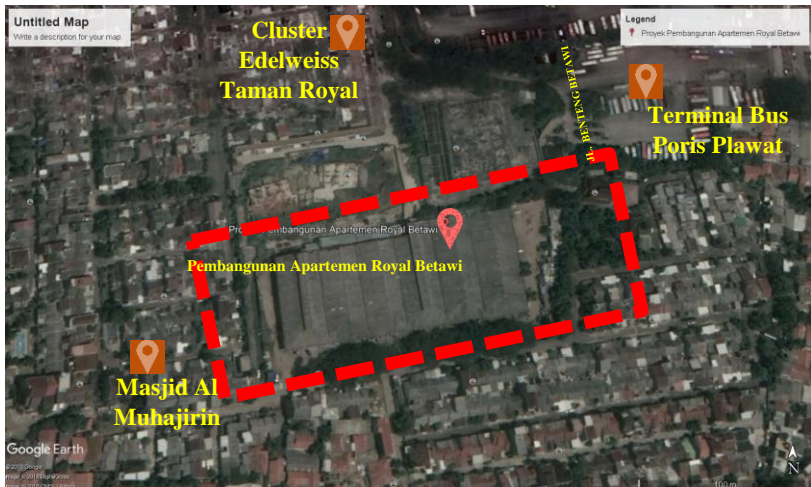
Kota Tangerang (Gambar 1.2) merupakan salah satu kota yang terletak di Propinsi Banten, Pulau Jawa (Gambar 1.1). Kota Tangerang memiliki luas sekitar 153 km<sup>2</sup> dengan jumlah penduduk pada tahun 2018 sebanyak 3,5 juta (sumber: BPS Kota Tangerang). Jumlah penduduk Kota Tangerang setiap tahunnya terus meningkat dengan laju pertumbuhan penduduk 2,6 persen setiap tahun (sumber: BPS Kota Tangerang). Meningkatnya jumlah penduduk berbanding lurus dengan kebutuhan akan hunian. Oleh karena itu, dibangunlah berbagai gedung hunian untuk menjawab permasalahan tersebut.



Gambar 1.1 Pulau Jawa, Propinsi Banten  
( sumber : Google Earth )

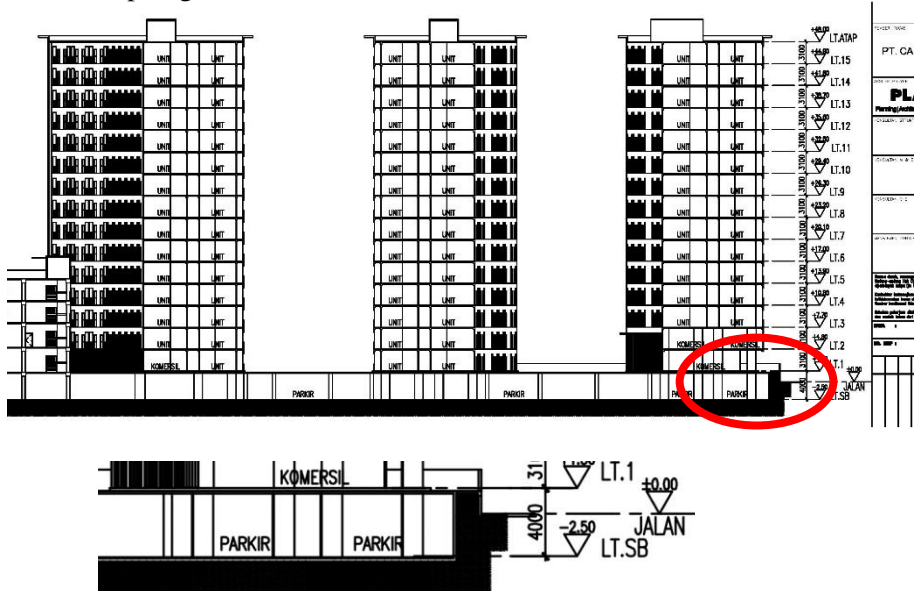


Gambar 1.2 Kecamatan Cipondoh, Kota Tangerang  
(sumber: Pemkot Tangerang)



Gambar 1.3 Lokasi Proyek Apartemen Royal Betawi  
( sumber : Google Earth )

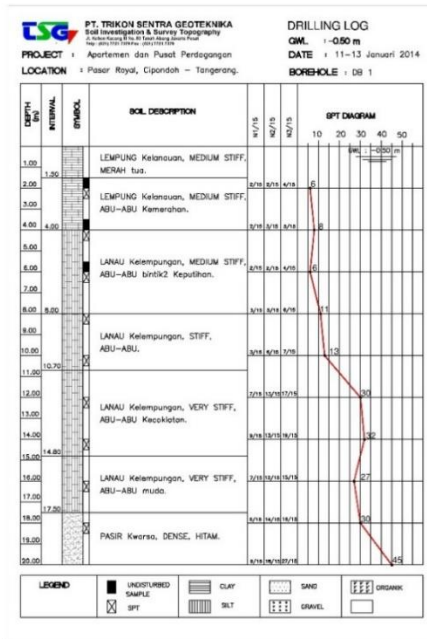
Apartemen Royal Betawi merupakan sebuah gedung yang berisikan hunian dan pasar modern. Proyek ini direncanakan di Jalan Benteng Betawi (Gambar 1.3), Kecamatan Cipondoh (Gambar 1.2), Tangerang, Banten. Proyek ini memiliki 7 gedung (tower) dengan 15 lantai tiap Gedung (**Lampiran Denah LT 1**). Tempat parkir proyek ini memiliki 1 gedung parkir dengan 3 lantai dan 1 lantai basement (Gambar 1.4). Layout dan potongan selengkapnya dapat dilihat pada **Lampiran Denah LT 1** dan **Potongan**. Konsistensi tanah pada proyek ini didominasi dengan tanah *medium stiff* dengan nilai  $N_{SPT}$  6-15 hingga ketebalan mencapai 10 meter dan muka air tanah sedalam - 0,5 m dari permukaan tanah (Gambar 1.2), data tanah selengkapnya dapat dilihat pada **Lampiran 1**. Jenis pondasi yang digunakan adalah *borepile* sedangkan jenis dinding penahan tanah yang digunakan adalah diaphragm wall.



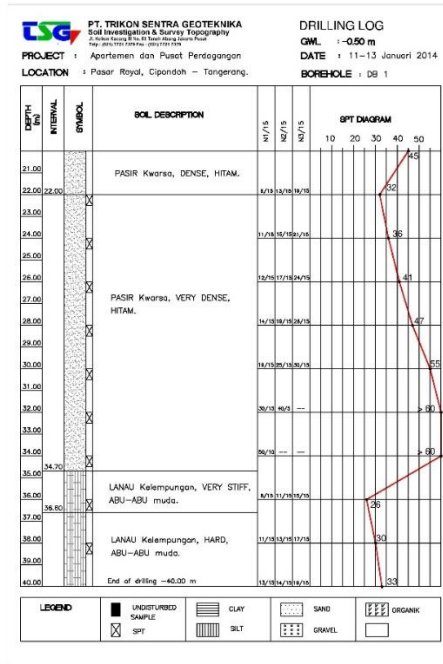
Gambar 1.4 Basement Apartemen Royal Betawi  
(Sumber: PT. Cahaya Baru Raya Realty)

Kondisi eksisting pada Basement Apartement Royal Betawi menggunakan pondasi borepile berdiameter 80 cm dan 100 cm dengan kedalaman 37 m dibawah permukaan tanah dan menggunakan *Diaphragm Wall* untuk dinding penahan tanahnya. Pada tugas akhir kali ini akan dicoba alternative penggunaan pondasi dan dinding penahan tanah yang lain.

Pondasi yang semula *borepile* akan diganti dengan *mat foundation* dan tiang pancang sedangkan dinding penahan tanah yang semula memakai *Diaphragm Wall* akan diganti dengan alternatif turap dan *Secant Piles* yang kemudian akan dibandingkan biaya materialnya sehingga diperoleh perencanaan yang ekonomis dan efisien.



Gambar 1.5 Data Tanah Hasil Bore Log DB1  
( sumber : PT Trikon Sentra Geoteknika)



Gambar 1.5 Data Tanah Hasil Bore Log DB1 (lanjutan)

## 1.2 Rumusan Masalah

Secara umum berdasarkan latar belakang diatas, terdapat beberapa masalah yang harus dibahas antara lain:

1. Bagaimana kondisi tanah Proyek Apartemen Royal Betawi?
2. Berapa besar dan lama pemampatan dari tanah dasar yang harus dihilangkan sebelum pembangunan konstruksi dimulai dan berapa lama berlangsungnya?
3. Berapa  $H_{initial}$  yang harus diletakkan agar dicapai  $H_{akhir}$  pada elevasi -3.0 m sesuai gambar rencana?
4. Berapa kedalaman dan jarak antar PVD yang harus direncanakan agar pemampatan yang harus dihilangkan dapat selesai dengan waktu yang tersedia?

5. Bagaimana desain alternatif perencanaan pondasi yang aman dan ekonomis pada galian kedalaman -3.0 m pada Proyek Apartemen Royal Betawi?
6. Bagaimana desain alternatif dinding penahan tanah *diaphragm wall*, *secant piles* dan *sheet piles* yang aman, efisien, dan ekonomis pada Proyek Apartemen Royal Betawi?
7. Berapa Harga Material yang dibutuhkan dari setiap perencanaan?
8. Alternatif manakah yang dipilih berdasarkan perbandingan rencana anggaran biaya?

### **1.3 Lingkup Pekerjaan**

1. Merencanakan perbaikan tanah menggunakan PVD dan *preloading*.
2. Merencanakan desain alternatif *mat foundation*.
3. Merencanakan desain *diaphragm wall*.
4. Merencanakan desain alternatif dinding penahan tanah *sheet piles* dengan angkur.
5. Merencanakan desain alternatif dinding penahan tanah *secant piles*.
6. Menghitung Harga Material.

### **1.4 Batasan Masalah**

1. Data tanah adalah data sekunder.
2. Tidak membahas metode pelaksanaan.
3. Tidak merencanakan struktur atas gedung.

### **1.5 Tujuan**

Tujuan dari tugas akhir ini adalah untuk mendapatkan perencanaan pondasi dan dinding penahan tanah pada proyek Apartemen Royal Betawi yang aman, efisien, dan ekonomis.

## **1.6 Manfaat**

Manfaat dari tugas akhir ini adalah:

1. Sebagai referensi untuk proyek sejenis dalam proses perencanaannya,
2. Sebagai referensi literatur untuk pengerjaan tugas akhir dengan topik sejenis di masa mendatang.



*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Konstruksi Basement**

Basemen (basement) atau biasa disebut ruang bawah tanah, adalah bagian dari suatu bangunan yang terletak di bawah tanah, baik sebagian maupun seluruhnya. Basement biasanya difungsikan sebagai lokasi untuk menempatkan utilitas dari suatu bangunan, seperti pemanas air (water heater), sistem distribusi elektrik, atau tempat parkir. Struktur basement umumnya terdiri dari dinding penahan tanah (retaining wall), dan pondasi, baik berupa pondasi dalam maupun pondasi dangkal. Retaining wall berfungsi untuk menahan tanah diluar basement agar tidak menimbun ruangan didalam basement, sedangkan pondasi berfungsi untuk menyalurkan beban yang diterima ke tanah.

#### **2.2 Korelasi Data Tanah**

##### **2.2.1 Koreksi Data Tanah N-SPT**

Data Uji Penetrasi Standar (SPT) adalah salah satu metode yang digunakan untuk mengetahui kedalaman, sifat, dan daya dukung lapisan tanah. Uji SPT diatur pada SNI 4153:2008, yang mengacu kepada ASTM D 1586-84. Pengujian SPT dilaksanakan dengan memukul tabung belah dinding tebal ke dalam tanah dan mengukur jumlah pukulan untuk memasukkan tabung sedalam 300 mm secara vertikal. Pemukul tabung berupa palu seberat 63,5 kg yang dijatuhkan dari ketinggian 75 mm. Pengujian dibagi menjadi tiga tahap, yaitu masing-masing setebal 150 mm untuk masing-masing tahap. Tahap pertama untuk menentukan kedudukan, sementara jumlah pukulan untuk tahap kedua dan ketiga dijumlahkan untuk memperoleh nilai N atau perlawanan SPT (dinyatakan dalam pukulan/0,3 m).

Hasil dari uji SPT yang berupa jumlah pukulan  $N$  tidak dapat langsung digunakan. Nilai  $N$  harus di analisa dan dikoreksi terlebih dahulu untuk dapat digunakan di dalam perencanaan.

Pada data  $N$ -SPT proyek Apartemen Royal Betawi ini, analisa dilakukan dengan mengoreksi data tanah.

### 1. Koreksi Data Tanah $N$ -SPT

Koreksi ini dilakukan untuk jenis tanah pasir halus, pasir berlempung, maupun pasir berlanau yang memiliki nilai  $N$ -SPT  $> 15$  dan berada di bawah muka air tanah. Koreksi dilakukan karena pada saat tabung belah menembus tanah akan timbul tegangan air pori yang cukup besar sehingga harga  $N$  yang diperoleh lebih tinggi dari yang seharusnya. Koreksi dilakukan dengan memilih harga  $N_1$  terkecil dari dua rumus berikut:

$$N_1 = 15 + \frac{1}{2} (N - 15) \quad (\text{Terzaghi \& Peck, 1960}) \quad (2.1)$$

$$N_1 = 0,6 N \quad (\text{Bazaara, 1967}) \quad (2.2)$$

dimana,

$N_1$  = NSPT hasil koreksi

$N$  = NSPT lapangan

Untuk jenis tanah lempung, lanau, dan pasir kasar dengan nilai NSPT  $< 15$  tidak dilakukan koreksi sehingga nilai  $N_1 = NSPT$ . Apabila nilai NSPT  $> 15$ , maka tidak dilakukan koreksi baik terhadap muka air tanah maupun terhadap overburden pressure tanah.

### 2. Koreksi Terhadap *Overburden Pressure* dari Tanah

Hasil koreksi terhadap muka air tanah ( $N_{SPT}$ ) dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan vertikal efektif (overburden pressure) pada lapisan tanah dimana harga  $N_{SPT}$  tersebut

didapatkan. Digunakan rumusan overburden pressure sebagai berikut :

Untuk  $p_o \leq 75 \text{ kN/m}^2$  :

$$N_2 = 4N_1 / (1+0.04p_o) \quad (\text{Bazaara, 1967}) \quad (2.3a)$$

Untuk  $p_o \geq 75 \text{ kN/m}^2$  :

$$N_2 = 4N_1 / (3,25+0.01p_o) \quad (\text{Bazaara, 1967}) \quad (2.3b)$$

Setelah didapatkan nilai  $N_2$ , maka dilakukan pengecekan kembali terhadap nilai  $N_2$  dimana  $N_2 \leq 2 N_1$ . Apabila  $N_2 > 2 N_1$ , maka  $N_2 = N_1$  .

### 2.2.2 Korelasi Nilai Parameter Tanah

Dalam perencanaan, diperlukan data parameter tanah seperti kohesi ( $C$ ), berat volume tanah ( $\gamma$ ) saturated ataupun dry, dan sudut geser tanah ( $\phi$ ). Sumber utama data parameter tanah adalah hasil dari uji laboratorium. Apabila pada kenyataannya tidak dimungkinkan untuk dilaksanakan uji laboratorium, maka dapat diperoleh data parameter tanah dengan cara mengkorelasikan nilai N-SPT dengan tabel korelasi dari hasil penelitian para ahli pada kasus – kasus sebelumnya. Untuk mendapatkan data-data tersebut digunakan tabel korelasi antara N-SPT dengan parameterparameter tersebut seperti terlihat pada Tabel 2.1. sampai Tabel 2.3.

Tabel 2.1 Konsistensi Tanah (Untuk Tanah Dominan Lanau dan Lempung)

Sumber : Mochtar (2006), revised (2012)

Konsistensi tanah	Taksiran harga kekuatan geser undrained, $C_u$		Taksiran harga SPT, harga N	Taksiran harga tahanan conus, $q_c$ (dari Sondir)	
	kPa	ton/ m <sup>2</sup>		kg/cm <sup>2</sup>	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

Tabel 2.2 Korelasi Nilai N-SPT dengan Parameter Tanah (Untuk Tanah Lempung)  
(Sumber : Bowles, 1984)

	Cohesive Soil				
N (blows)	<4	4-6	6-15	16-25	>25
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	14-18	16-18	16-18	16-20	>20
$q_u$ (kPa)	<25	20-50	30-60	40-200	>100
Consistency	very soft	soft	medium	stiff	hard

Tabel 2.3 Korelasi Nilai Modulus Young  
(Sumber : Bowles, 1984)

Tanah	$E_s$	
	Ksf	MPa
<b>Lempung</b>		
Sangat lunak	50–250	2–15
Lunak	100–500	5–25
Sedang	300–1000	15–50
Keras	1000–2000	50–100
Berpasir	500–5000	25–250
<b>Laci es</b>		
Lepas	200–3200	10–153
Padat	3000–15000	144–720
Sangat padat	10000–30000	478–1440
Tanah lus (loss)	300–1200	15–60
<b>Pasir</b>		
Berlanau	150–450	5–20
Lepas	200–500	10–25
Padat	1000–1700	50–81
<b>Pasir dan kerikil</b>		
Lepas	1000–3000	50–150
Padat	2000–4000	100–200
Serpith	3000–300000	150–5000
<b>Lanau</b>	40–400	2–20

## 2.3 Metode Preloading

Pra Pembebanan (Preloading) merupakan suatu metode perbaikan tanah dengan cara menempatkan timbunan pada lokasi yang akan distabilisasi dengan berat sekurang-kurangnya sama dengan berat struktur (beban permanen) di masa mendatang. Akibat dari pembebanan tersebut, lapisan tanah akan mengalami pemampatan. Pemampatan tanah disebabkan oleh peristiwa keluarnya air pori sehingga butiran tanah mendekat satu sama lain, sehingga tanah menjadi padat. Dengan mengecilnya angka pori, naiknya berat volume tanah dan parameter kuat geser tanah maka daya dukung tanah ikut meningkat.

### 2.3.1 Penambahan Tegangan Tanah akibat Timbunan ( $\Delta p$ )

Penambahan tegangan ini biasanya diakibatkan oleh beban yang terjadi di atas permukaan tanah dasar sebesar  $\Delta p$ . Dikarenakan besar pembebanan yang akan diterima tiap lapisan tanah dasar akan berbeda, sehingga diperlukan peninjauan terhadap besarnya pembebanan ini. Besar beban luar yang berupa timbunan dapat ditentukan dengan persamaan beban trapesium. Besarnya  $\Delta p$  pada kedalaman  $z$  adalah

$$\Delta p = I_z \times q \quad (2.4)$$

$$q = H \times \gamma_{\text{timbunan}} \quad (2.5)$$

Dimana :

$I_z$  :Faktor pengaruh kedalaman terhadap dasar timbunan, besarnya nilai pengaruh didapatkan dengan menggunakan bantuak grafik osterberg.

$q$  : Beban timbunan

$H$  : tinggi timbunan

## **2.4 Metode Percepatan Pemampatan**

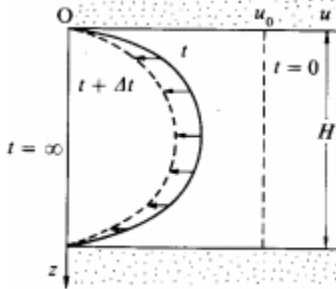
Pada tanah lempung dan lanau proses pemampatan tanah terjadi sangat lama, bahkan dapat berlangsung hingga puluhan bahkan ratusan tahun. Hal ini dikarenakan pada jenis tanah ini memiliki derajat kejenuhan yang tinggi dan permeabilitas yang rendah. Sehingga diperlukanya perbaikan tanah untuk dapat mempercepat terjadinya keluarnya air pori dalam tanah. Salah satu upaya yang dapat dilakukan adalah dengan memperbesar permeabilitas tanah dengan menggunakan *vertical drain*.

### **2.4.1 Menentukan Kedalaman PVD**

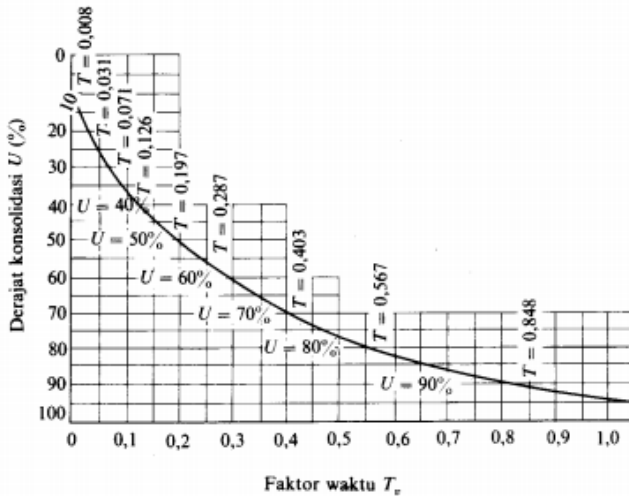
Besarnya kedalaman PVD (Preabricated Vertical Drain) terpasang yang diperlukan adalah sedalam kedalaman lapisan tanah yang terkonsolidasi compressible, biasanya dengan nilai  $n\text{-spt} = 0\text{-}10$  atau tanah sedang medium stiff.

## **2.5 Kontrol Penurunan**

Tujuan dari kontrol penurunan adalah menentukan besar penurunan akhir dari struktur atau pembagian planimetri penurunan dan juga untuk mencari selang waktu terjadinya penurunan itu. Penurunan langsung adalah penurunan yang langsung terjadi sewaktu gaya-gaya luar bekerja, yakni termasuk perubahan elastis pondasi dan juga hampir seluruh penurunan pada tanah berpasir adalah termasuk dalam penurunan langsung. Dalam tanah kohesif jenuh maka penurunan karena konsolidasi berlangsung setelah tedadinya penurunan langsung. Karena tanah pondasi tersusun dari berbagai lapisan, maka pada jumlah penurunan adalah jumlah keseluruhan penurunan. Penurunan pada tanah kohesif jenuh yang amat sering menimbulkan persoalan besar. Gambar 2.1 menjelaskan perubahan yang terjadi dalam tekanan air pori dan Gambar 2.2 menjelaskan hubungan antara derajat konsolidasi dengan faktor waktu.



Gambar 2.1 Perubahan – perubahan dalam tekanan air pori



Gambar 2.2 Hubungan  $U$  dan  $T_v$  ( $\Delta u_0 = \text{tetap}$ ).

(sumber: Sosrodarsono, 2000)

Untuk mendapatkan besarnya nilai penurunan (settlement), dapat digunakan rumus.

$$\text{Bila } (\sigma'_0 + \Delta\sigma) \leq \sigma'_c$$



$$S_{c\sim} = \frac{H}{1+e_o} \left[ C_s \log \left( \frac{\sigma_o' + \Delta\sigma}{\sigma_o'} \right) \right] \quad (2.6)$$

Bila  $(\sigma_o' + \Delta\sigma) > \sigma_c'$

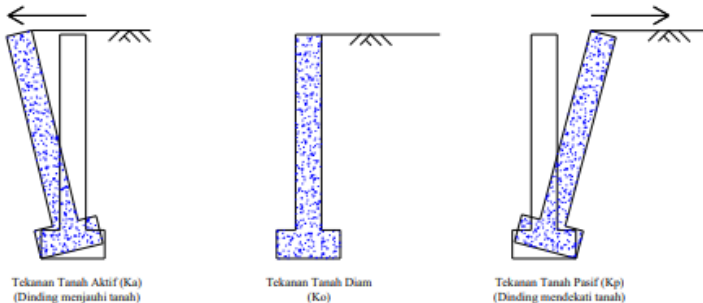
$$S_{c\sim} = \left[ \frac{H}{1+e_o} C_s \log \frac{\sigma_c'}{\sigma_o'} \right] + \left[ \frac{H}{1+e_o} C_c \log \frac{\sigma_o' + \Delta\sigma}{\sigma_c'} \right] \quad (2.7)$$

## 2.6 Tekanan Tanah Lateral

Tekanan lateral tanah adalah tekanan oleh tanah pada bidang horizontal. Contoh aplikasi teori tekanan lateral adalah untuk desain-desain seperti dinding penahan tanah, dinding basement, terowongan, dll. Tekanan lateral tanah dapat dibagi menjadi 3 kategori, yaitu:

1. Jika dinding tidak bergerak K menjadi koefisien tekanan tanah diam (K0)
2. Jika dinding bergerak menekan ke arah tanah hingga runtuh, koefisien K mencapai nilai maksimum yang dinamakan tekanan tanah pasif (Kp)
3. Jika dinding menjauhi tanah, hingga terjadi keruntuhan, nilai K mencapai minimum yang dinamakan tekanan tanah aktif (Ka)

Gambar 2.3 mendeskripsikan tentang arah pergerakan dinding menurut tekanan lateral yang bekerja.



Gambar 2.3 Jenis tekanan tanah berdasarkan arah pergerakan dinding  
(Sumber: Weber, 2010)

Beberapa teori tentang tekanan tanah aktif dan pasif, serta tekanan tanah diam adalah teori Rankine dan Coulomb. Pada bab ini hanya akan dibahas teori Rankine. Adapun penjelasan mengenai teori Rankine tersebut adalah sebagai berikut:

### **Teori Rankine (1857)**

Teori Rankine berasumsi bahwa:

- Tidak ada adhesi atau friksi antara dinding dengan tanah (friksi sangat kecil sehingga diabaikan).
- Tekanan lateral terbatas hanya untuk dinding vertikal  $90^\circ$ .
- Kelongsoran (pada urugan) terjadi sebagai akibat dari pergeseran tanah yang ditentukan oleh sudut geser tanah ( $\phi'$ ).
- Tekanan lateral bervariasi linier terhadap kedalaman dan resultan tekanan yang berada pada sepertiga tinggi dinding, diukur dari dasar dinding.

- Resultan gaya bersifat paralel terhadap permukaan urugan.

### 2.6.1 Tekanan Tanah Aktif Menurut Rankine

Suatu dinding penahan tanah dalam keseimbangan menahan tekanan tanah horizontal. Tekanan ini dapat dievaluasi dengan menggunakan koefisien tanah  $K_a$ . Jadi bila berat suatu tanah sampai kedalaman  $H$  maka tekanan tanahnya adalah  $\gamma H$  dengan  $\gamma$  adalah berat volume tanah, dan arah dari tekanan tersebut adalah arahnya vertical ke atas. Sedangkan untuk mendapatkan tekanan horizontal maka  $K_a$  adalah konstanta yang fungsinya mengubah tekanan vertical tersebut menjadi tekanan horizontal. Oleh karena itu tekanan horizontal dapat dituliskan sebagai berikut:

$$\sigma_a = K_a \times \gamma \times H \quad (2.8)$$

Dimana harga  $K_a$ :

$$K_a = \tan^2 (45 - Q_2) \quad (2.9)$$

Selain itu, kohesi sebagai lekatan antara butiran tanah juga memiliki pengaruh mengurangi tekanan aktif tanah yaitu sebesar  $2c\sqrt{K_a}$ , sehingga perumusan menjadi:

$$\sigma_a = K_a \times \gamma \times H - 2 \times c \times \sqrt{K_a} \quad (2.10)$$

dimana  $c$  = kohesi tanah

### 2.6.2 Tekanan Tanah Pasif ( $K_p$ ) Menurut Rankine

Dalam hal tertentu suatu dinding penahan tanah dapat terdorong kearah tanah yang ditahan. Hal itu disebut sebagai

tekanan tanah pasif. Arah dari tekanan tanah pasif berlawanan dengan arah tekanan tanah aktif. Rumusan tekanan horizontal pasif dapat dituliskan sebagai berikut:

$$\sigma_p = K_p \times \gamma \times H \quad (2.11)$$

Dimana harga  $K_p$  :

$$K_p = \tan^2(45^\circ + Q_2) = \frac{1}{K_a} \quad (2.12)$$

Dalam kasus tekanan lateral pasif, kohesi (lekatan antar butiran tanah) mempunyai pengaruh memperbesar tekanan pasif tanah sebesar  $2c\sqrt{K_p}$ , sehingga perumusan menjadi:

$$\sigma_p = K_p \times \gamma \times H + 2 \times c \times \sqrt{K_p} \quad (2.13)$$

Dimana  $c$  = kohesi

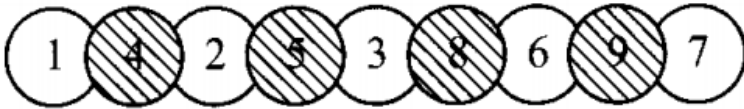
## 2.7 Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah adalah suatu struktur yang didesain untuk menjaga dan mempertahankan dua muka elevasi tanah yang berbeda (Coduto, 2001). Dinding penahan tanah berfungsi untuk menahan dan mencegah tanah dari kelongsoran akibat gaya lateral suatu tanah maupun air. Menurut O'Rourke dan Jones (1990) (Gambar 2.1), dinding penahan tanah dapat diklasifikasikan menjadi dua kategori yaitu *externally stabilized systems* dan *internally stabilized systems* serta *hybrid system* yang merupakan gabungan dari kedua sistem tersebut. Dalam Tugas Akhir ini kategori yang digunakan adalah *externally stabilized systems*.

### 2.7.1 Secant Pile

Secant pile atau bisa juga dikenal dengan nama retaining wall beruntun adalah jenis penahan tanah yang jarak antar pile nya saling berdekatan dan bersinggungan satu sama lain yang berguna untuk menahan tekanan tanah lateral. Keuntungan dari secant pile adalah tidak membutuhkan area

yang luas untuk membuat konstruksi dan menahan rembesan air serta dapat diterapkan pada tanah dengan kondisi muka air tinggi. Adapun kekurangannya adalah waktu pengerjaan yang lebih lama dan kesulitan dalam proses pemasangan yang lebih tinggi.



Gambar 2.4 *Secant Pile Wall*  
(Sumber : Chang-Yu Ou, 2006)

Pada Gambar 2.4 dijelaskan urutan pengerjaan secant pile dimana setelah pile nomor 1, 2, dan 3 selesai dikerjakan, sebelum mengental, pile nomor 4, 5, dan 6 dibuat dengan cara memotong tiang bor yang sebelumnya telah ada. Adapun langkah – langkah perencanaan dinding penahan tanah dengan secant pile adalah sebagai berikut.

#### 1. Menentukan Diameter *Bored Pile*

Penentuan diameter bored pile akan melalui proses trial and error karena perhitungannya akan mempertimbangkan kekakuan dari penampang dinding yang digunakan. Semakin besar penampang, maka akan menghasilkan deformasi yang semakin kecil yang menimbulkan tekanan tanahnya semakin besar untuk di belakang dinding dan semakin kecil untuk di depan dinding. Batasan deformasi maksimum berdasarkan SNI 8460 2017, dibatasi sebesar 0,5% dari tinggi galian.

#### 2. Penulangan Bored Pile

Untuk mencari tulangan utama merujuk pada SNI 2847:2013 lampiran B

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f_c \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \quad (2.14)$$

dimana,

$\rho_b$  = rasio tulangan berimbang

$f'c$  = kuat tekan beton yang disyaratkan

$f_y$  = tegangan leleh baja

Faktor harus diambil sebesar 0,85 untuk beton dengan nilai kuat tekan  $f'c$  lebih kecil daripada atau sama dengan 30 MPa. Untuk beton dengan nilai kuat tekan di atas 30 MPa harus direduksi sebesar 0,05 untuk setiap kelebihan 7 MPa di atas 30 MPa, namun tidak boleh diambil kurang dari 0,65. Rasio tulangan maksimum menurut SNI 2847:2013 lampiran B (10.3.3) dibatasi sebesar :

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b \quad (2.15)$$

atau menurut SNI 2847:2013 pasal (21.5.2.1) :

$$\rho_{max} = 0,025 \quad (2.16)$$

Rasio tulangan minimum menurut SNI 2847:2013 pasal (10.5.1) dibatasi sebesar :

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (2.17)$$

Penulangan geser direncanakan dengan kriteria perencanaan lentur sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.1.1.

$$\phi V_n \geq V_u \quad (2.18)$$

dimana,

$\phi V_n$  = kuat geser penampang

$V_u$  = geser ultimate yang ditahan oleh penampang

Kuat geser nominal dari penampang merupakan gabungan kuat geser beton ( $V_c$ ) dan tulangan ( $V_s$ ) sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.2.1.1 dan pasal 11.4.5.3.

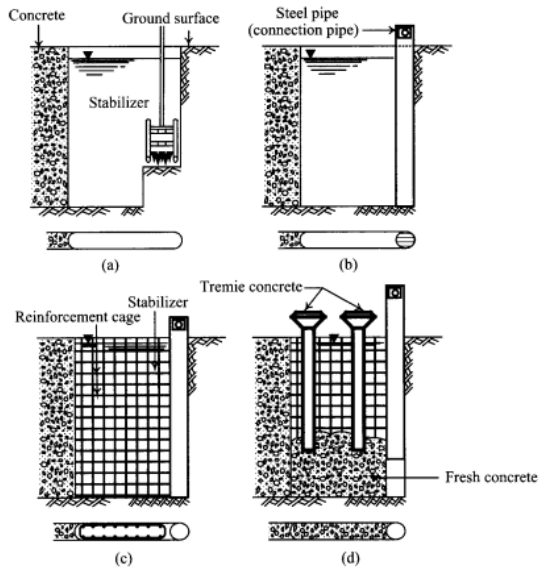
$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d \quad (2.19)$$

$$V_s = 0,33 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d \quad (2.20)$$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 11.5.6.2 jarak maksimum antar sengkang yang tidak memerlukan sengkang terutup tidak boleh melebihi  $s = d/2 \leq 300 \text{ mm}$

### **2.7.2 Diaphragm Wall**

Perencanaan diaphragm wall terdiri dari perencanaan ketebalan dinding serta penulangan dinding. Penentuan ketebalan dinding menggunakan analisa stress and deformation. Menurut Chang-Yu Ou (2006), ketebalan diaphragm wall dapat diasumsikan sebesar 3-5%  $H_e$  (kedalaman dinding) pada saat pre elementary design. Setelah penentuan ketebalan diaphragm wall, maka dilakukan perhitungan penulangan menggunakan metode LRFD. Perencanaan utama penulangannya meliputi tulangan vertikal, tulangan horizontal, dan tulangan geser seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.5. Perhitungan kebutuhan tulangan dilakukan berdasarkan momen lentur dan gaya geser terbesar yang didapat dari analisa tegangan menggunakan program bantu.



Gambar 2.5 Proses Konstruksi *Diaphragm Wall*  
(sumber : Chang-Yu Ou, 2006)

Dasar teori yang digunakan sebagai berikut:

1. Tulangan vertikal utama nilai momen penahan lentur nominal dapat dicari melalui rumusan berikut ini:

$$MR = \frac{1}{\phi} \rho_{max} \times f_y \left( 1 - 0.59 \frac{\rho_{max} \times f_y}{f'_c} \right) b d^2 \quad (2.21)$$

Dimana:

d = jarak dari sisi tertekan ke as tulangan tarik (m)

$\rho_{max}$  = rasio penulangan maksimum = 0,75 $\rho_b$

$f'_c$  = mutu beton (kg/m<sup>2</sup>)

$f_y$  = mutu tulangan (kg/m<sup>2</sup>)



Rasio tulangan dalam keadaan balanced dapat dihitung menggunakan rumusan:

$$\rho b = \frac{0,85 \times f'c \beta_1}{f_y} \times \frac{6120}{6120 + f_y} \quad (2.22)$$

Saat  $M_u \leq \phi MR$  Perencanaan penulangan yang perlu direncanakan hanya tulangan tarik saja seperti berikut ini :

Menentukan rasio kekuatan material:

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c} \quad (2.23)$$

Menentukan rasio penulangan

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{\frac{2m \times M_n}{f_y \times b \times d^2}} \right) \quad (2.24)$$

Menentukan luas tulangan yang diperlukan

$$A_s = \rho \times b \times d \quad (2.25)$$

Saat  $M_u > \phi MR$  Kondisi ini menjelaskan bahwa tulangan tarik sudah mencapai tegangan maksimumnya, dimana momen penahan nominal masih lebih kecil daripada bending momennya. Kondisi ini mengakibatkan perlunya perencanaan penulangan tekan sebagai berikut :

Mencari nilai a

$$a = \frac{T_1}{0,85 f'c b} \quad (2.26)$$

Menghitung bending moment tulangan tekan

$$M_2 = M_n - T_1 \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.27)$$

Menentukan luasan tulangan yang diperlukan

$$A_s = \rho_1 b d + \frac{M_2}{(f_y (d-d'))} \quad (2.28)$$

2. Tulangan horisontal diperlukan karena adanya efek susut beton oleh temperatur dan perhitungannya menggunakan persamaan berikut ini :

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0,002 A_g, \text{ untuk } f_y < 4200 \text{ kg/cm}^2 \\
 A_s &= 0,0018 A_g, \text{ untuk } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\
 A_s &= 0,0018 \left( \frac{4200}{f_y} \right) A_g, \text{ untuk } f_y > 4200 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

### 3. Tulangan Geser

Tulangan geser direncanakan apabila  $V_u \geq V_c = \phi 0,53 \sqrt{f'_{c} b d}$  dimana  $\phi = 0,85$ . Apabila jarak horisontal antar dua tulangan geser sama dengan asumsi  $b = 100 \text{ cm}$ , maka :

$$A_v = \frac{100 A_b}{S_h} \quad (2.29)$$

dimana,

$A_v$  = luasan total seluruh tulangan geser pada jarak horisontal

$A_b$  = luasan bagian dari sebuah tulangan geser

$S_h$  = jarak horisontal antar tulangan geser

sehingga kekuatan geser nominal pada tiga tulangan geser dapat dihitung sebagai berikut :

$$VS1 = \frac{A_v f_y d}{S_v} \quad (2.30)$$

$$VS2 = \frac{A_v f_y d}{S_v} \sin \alpha \quad (2.31)$$

$$VS3 = \frac{A_v f_y d}{S_v} \sin \beta \quad (2.32)$$

dimana,

$VS1$  = kekuatan geser nominal tulangan utama

$VS2$  = kekuatan geser nominal tulangan miring tipe 2

$VS3$  = kekuatan geser nominal tulangan miring tipe 3

$S_v$  = jarak vertikal antar tulangan

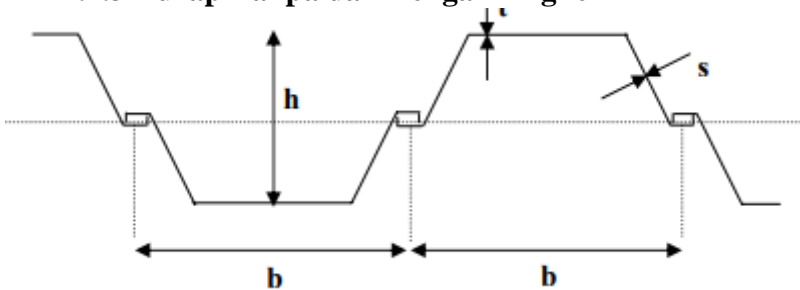
$\alpha$  = sudut antara tulangan miring dengan tulangan horizontal

$\beta$  = sudut antara tulangan miring dengan tulangan vertikal

Kekuatan geser nominal seluruh tulangan geser pada diaphragm wall dapat dihitung sebagai berikut :

$$V_n = V_c + VS1 + VS2 + VS3 \quad (2.33)$$

### 2.7.3 Turap Tanpa dan Dengan Angker



Gambar 2.6 Turap

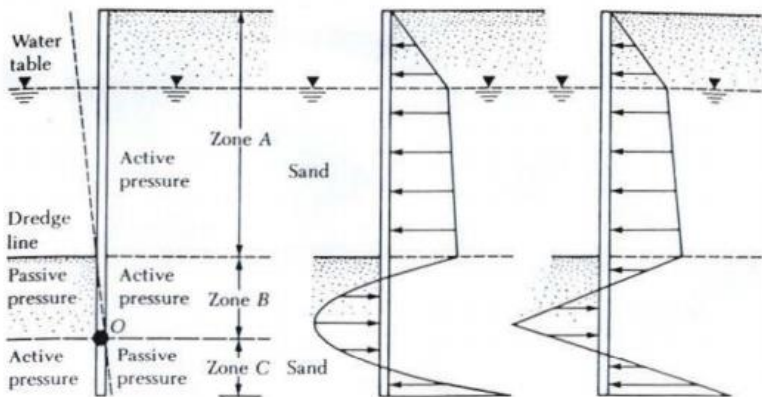
Tiang-tiang turap (sheet piles) sering digunakan untuk membangun sebuah dinding yang berfungsi sebagai penahan tanah, yang bisa berupa konstruksi berskala besar maupun kecil. Sebagai contoh pada gambar 2.6, terlihat konstruksi dinding turap (sheet pile walls) yang mengarah ke pantai yang dapat berupa sebuah dermaga atau sebuah fasilitas dok kapal. Dinding turap, oleh karena fungsinya sebagai penahan tanah, maka konstruksi ini digolongkan juga sebagai jenis lain dari dinding penahan tanah (retaining walls). Perbedaan mendasar antara dinding turap dan dinding penahan tanah terletak pada keuntungan penggunaan dinding turap pada kondisi tidak diperlukannya pengeringan air (dewatering). Terdapat beberapa jenis tiang turap yang biasa digunakan: (a) tiang

turap kayu, (b) tiang turap beton pracetak (precast concrete sheet piles), dan (c) tiang turap baja.

Pada prinsipnya, perencanaan dinding turap dapat dibagi menjadi dua jenis, yaitu: dinding *cantilever* (*cantilver walls*) dan dinding berjangkar (*anchored walls*). Turap dengan dinding cantilever, sebagaimana dinyatakan dalam namanya adalah tiang yang ujungnya tertahan oleh tanah sehingga seolah-olah tergantung. Stabilitas turap jenis ini sangat tergantung pada panjang penanaman tiang. Sedangkan turap berjangkar, disamping ujungnya tertanam, di sekitar ujung lainnya dipasang jangkar yang akan memberikan gaya tarik melawan kecenderungan tiang turap terdorong ke arah yang berlawanan dengan tanah.

### 1. Turap Tanpa Angker

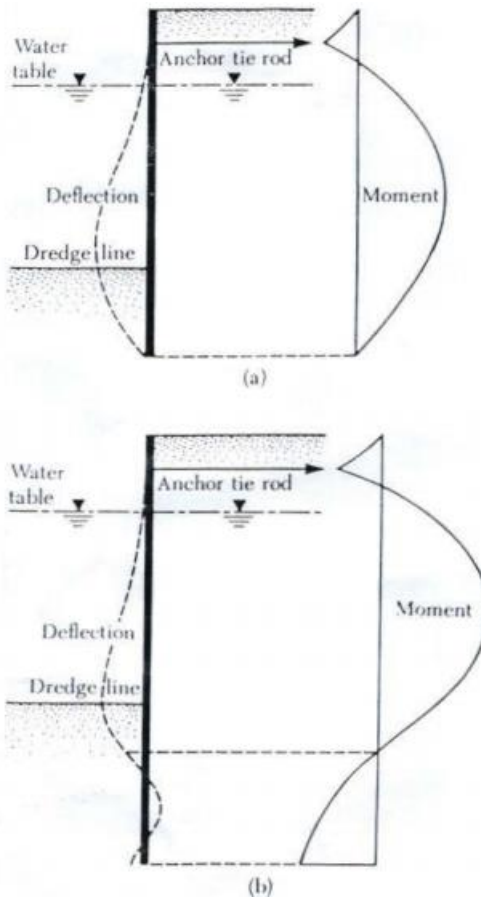
Turap dianggap stabil karena penjepitan didalam tanah mencukupi



Gambar 2.7 Turap tanpa angker

### 2. Turap Dengan Angker

Turap dianggap kurang stabil karena penjepitan didalam tanah kurang



Gambar 2.8 Turap dengan angker

Turap dengan angker pada tanah lunak diperlihatkan seperti gambar dibawah ini.

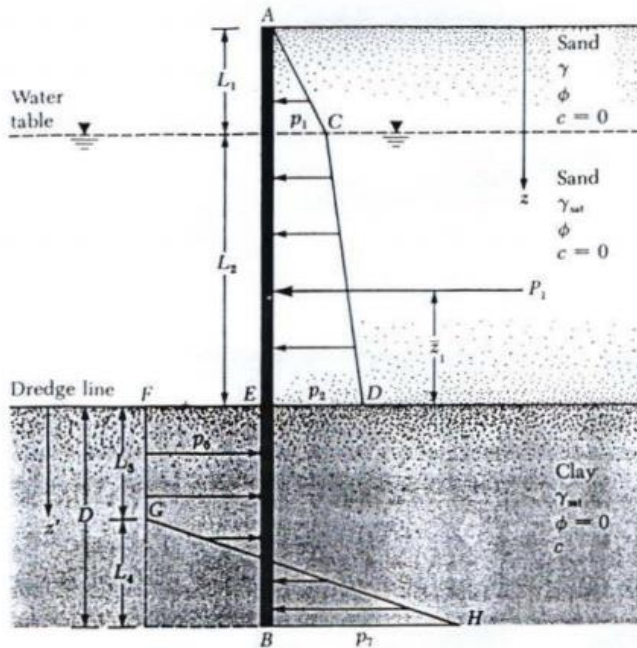


Figure Cantilever sheet pile penetrating clay

### Gambar 2.9 Turap pada tanah lunak

Dengan menggunakan persamaan didapatkan rumus untuk mencari  $D$ , yaitu kedalaman teoritis penetrasi oleh turap pada tanah lunak.

$$D^2[4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] - 2DP_1 - \frac{P_1(P_1 + 12c\bar{z}_1)}{(\gamma L_1 + \gamma' L_2) + 2c} = 0 \quad (2.34)$$

Untuk menentukan momen maksimum digunakan rumus.

$$M_{max} = P1 (z' + z1) - \frac{P6 z'^2}{2} \quad (2.35)$$

Untuk menentukan profil turap digunakan turap baja dengan profil larssen. Penentuan ukuran dan geometri profil turap baja didasarkan pada Widerstands Moment yang tersedia pada tabel profil Larssen.

$$W = \frac{\Sigma M_{total}}{\sigma t} \quad (2.36)$$

Dimana W adalah Widerstands Moment dengan satuan panjang. Kemudian melihat tabel profil larssen

Profil	wy	weight	Width	Height	Web thickness	Back thickness	Weight
	cm*	kg/linear metres	mm	mm	mm	mm	
			(b)	(h)	(s)	(t)	
LARSEN 703	1210	67.5	700	400	8	9.5	96.5
LARSEN 703 K	1300	72.1	700	400	9	10	103
LARSEN 703 K/10/10	1540	75.6	700	400	10	10	108
LARSEN 704	1600	80.5	700	440	9.5	10.2	115
LARSEN 600	510	56.4	600	150	9.5	9.5	94
LARSEN 600 K	540	59.4	600	150	10	10	99
LARSEN 601	745	46.3	600	310	6.4	7.5	77
LARSEN 602	830	53.4	600	310	8	8.2	89
LARSEN 603	1200	64.8	600	310	8.2	9.7	108
LARSEN 603 K	1240	68.1	600	310	9	10	113
LARSEN 603 K/10/10	1260	69.6	600	310	10	10	116
LARSEN 604	1620	74.5	600	380	9	10.5	124
LARSEN 605	2020	83.5	600	420	9	12.5	139
LARSEN 605 K	2030	86.7	600	420	10	12.2	144
LARSEN 606	2500	94.4	600	435	9.2	15.6	157
LARSEN 606 K	2540	97.5	600	435	10	15.6	162
LARSEN 607	3200	114.4	600	435	9.8	21.5	191
LARSEN 607 K	3220	115.2	600	435	10	21.5	192
LARSEN 607 n	3200	114	600	452	10.6	19.0	190
LARSEN 22 10/10	1100	65	500	340	10.0	10.0	130
LARSEN 23	2000	77.5	500	420	10	11.5	155
LARSEN 24	2500	87.5	500	420	10	15.6	175
LARSEN 24/12	2550	92.7	500	420	12	15.6	185
LARSEN 25	3040	103	500	420	11.5	20	206
LARSEN 43	1660	83	500	420	12	12	166
LARSEN 430	6450	83	500	420	12	12	235

Tabel 2.4 Profil Larssen

Untuk menentukan diameter angkur perlu melihat daya dukung angkur pada brosur.

$$\sigma_{angkur} = \frac{T}{A} \quad (2.37)$$

$\sigma_{angkur}$  = daya dukung angkur dilihat dari brosur

Untuk menentukan tinggi balok angkur Teng (1962) mengusulkan persamaan untuk menghitung kapasitas ultimit blok angkur pendek didekat permukaan tanah untuk jenis tanah granuler sebagai berikut.

$$T \leq L (P_p - P_a) + \frac{1}{3} K_0 \gamma (\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a}) H^3 \operatorname{tg} \varphi \quad (2.38)$$

dengan

T = kapasitas ultimit blok angkur pendek

L = panjang blok angkur

$P_a$  dan  $P_p$  = tekanan aktif dan pasif total

$K_0$  = koefisien tekanan tanah saat diam (diambil = 0.4)

$\gamma$  = berat volume tanah

$K_p$ ,  $K_a$  = koefisien tekanan tanah pasif dan aktif

H = kedalaman dasar blok angkur terhadap permukaan tanah

$\varphi$  = sudut gesek dalam tanah

Letak angkur harus terletak pada zone tanah yang stabil. Blok angkur bekerja penuh jika:

1. daerah aktif turap yang akan runtuh tidak memotong bidang longsor blok angkur;

2. blok angkur terletak dibawah garis yang ditarik dari ujung bawah turap yang membuat sudut  $\varphi$  terhadap horizontal.

## 2.8 Pondasi

Pondasi adalah suatu konstruksi struktur/bangunan (sub structure) pada bagian bawah (dasar) yang berfungsi meneruskan beban secara merata dari struktur/bangunan di atasnya kelapisan



tanah tanpa mengakibatkan Keruntuhan tanah, dan Penurunan (settlement) tanah/pondasi yang berlebihan.

### 2.8.1 Pondasi Dalam

Pondasi dalam adalah pondasi yang ditanam didalam tanah dengan kedalaman tertentu yang berfungsi meneruskan beban bangunan ke dasar tanah. Pondasi dalam biasanya dipasang pada kedalaman lebih dari 10 m di bawah elevasi permukaan tanah.

Perhitungan daya dukung pondasi tiang pancang berdasarkan data SPT terdiri dari gabungan antara tahanan ujung serta lekatan lokal (Meyerhof, 1956). Rumusan untuk menentukan daya dukung ultimate ujung tiang adalah: Untuk tanah lempung atau lanau:

$$Q_u = 40 N_{av} A_p + \sum_{i=1}^n \frac{N_i}{2} A_{si} \quad (2.39)$$

Untuk Tanah pasir:

$$Q_u = 40 N_{av} A_p + \sum_{i=1}^n \frac{N_i}{5} A_{si} \quad (2.40)$$

Dimana:  $N_{av}$  = harga rata-rata N2 (4D dibawah ujung sampai dengan 8D diatas ujung tiang)  $A_p$  = luas area ujung tiang  $N_i$  = harga N pada segmen ke-i  $A_{si}$  = luas selimut tiang pada segmen ke-i.

#### 1. Perhitungan Daya Dukung Tiang Kelompok

Untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan apa yang disebut koefisien efisiensi ( $\mu$ ). Daya dukung pondasi kelompok menurut Seiler-Keeney Formula menggunakan persamaan

$$\mu = 1 - \frac{\arctan(r/s)}{90^\circ} \left( 2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \quad (2.41)$$

Sehingga besar daya dukung tiang kelompok adalah

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times \text{efisiensi}$$

#### 2. Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Pancang

Untuk menghitung besarnya beban maksimum 1 tiang dapat menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$P_{\text{maks}} = \frac{\sum F_V}{n} \pm \frac{M_x \cdot Y_{\text{maks}}}{I_y \cdot \sum Y^2} \pm \frac{M_y \cdot X_{\text{maks}}}{I_x \cdot \sum X^2} \quad (2.42)$$

### 3. Ketahanan Pondasi Tiang Pancang Terhadap Gaya Lateral

Selain didesain mampu menahan gaya vertikal, pondasi tiang pancang juga harus didesain untuk mampu menahan gaya lateral yang bekerja padanya. Langkah-langkah perhitungan yang dipakai untuk kontrol gaya lateral yang mampu diterima oleh pondasi tiang pancang dalam pengerjaan Tugas Akhir ini diambil dari NAFVAC DM-7 (1971).

- Menghitung faktor kekakuan relatif (relative stiffness factor)

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{f}} \quad (2.43)$$

- Menghitung Defleksi

Besar defleksi dan momen yang dihitung ditinjau dari arah x dan arah y dengan defleksi maksimum sebesar 2,54 cm dan momen maksimum berdasarkan momen crack tiang pancang yang direncanakan. Gaya geser maksimum dianggap terjadi pada ujung atas tiang pancang, yang besarnya untuk 1 tiang pancang adalah:

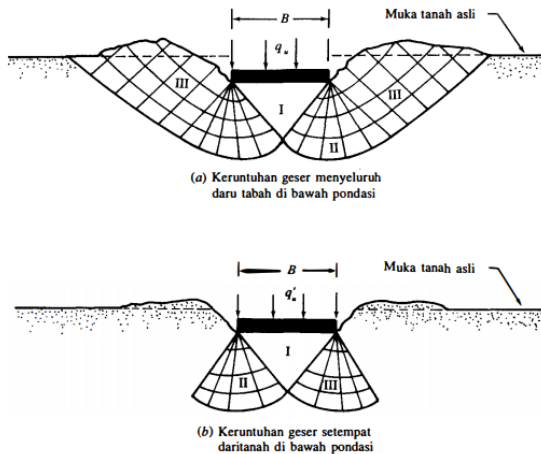
$$P = \frac{PT}{n} \quad (2.44)$$

$$\delta_p = F_\delta \times \frac{PT^3}{EI} \quad (2.45)$$

$$M_{p\text{max}} = P \times F_m \times T \quad (2.46)$$

## 2.8.2 Pondasi Dangkal

Pondasi dangkal adalah pondasi yang menerima beban secara langsung dan diletakkan dengan kedalaman kurang atau sama dengan pondasi (Terzaghi).

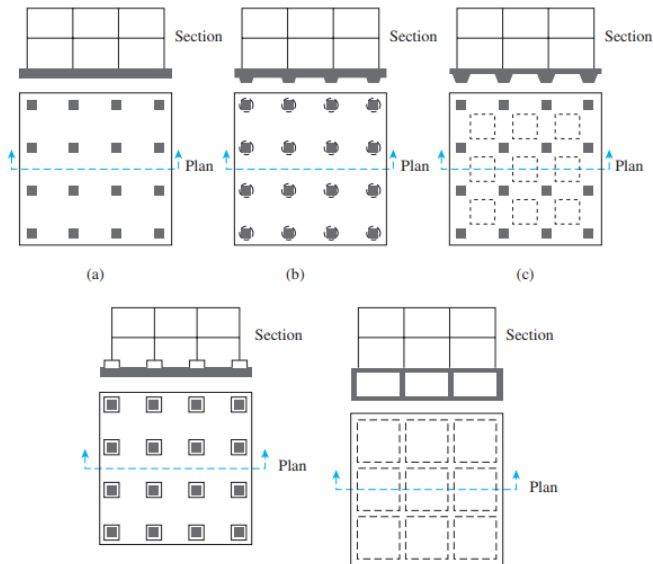


Gambar 2.10 Bentuk keruntuhan daya dukung dalam tanah dibawah pondasi dangkal

(Sumber : Mekanika Tanah Jilid 2 by Braja M Das)

### 1. Mat foundation

*Mat foundation* merupakan pondasi tapak yang menumpu lebih dari satu kolom. Pondasi tersebut dapat meliputi seluruh atau hanya sebagian dari daerah pondasi. Gambar 2.7 menggambarkan beberapa konfigurasi rakit yang mungkin digunakan untuk bangunan-bangunan. Sebuah *mat foundation* dapat digunakan dimana tanah dasar memiliki daya dukung yang rendah atau beban kolom begitu besar, sehingga lebih dari 50 persen dari luas, ditutupi oleh pondasi telapak sebar konvensional. Jenis – jenis *mat foundation* dapat dilihat pada Gambar 2.10 sedangkan faktor yang mempengaruhi daya dukung pondasi dangkal dapat dilihat pada Tabel 2.5



Gambar 2.11 Jenis *mat foundation* yang biasa digunakan  
(sumber : Braja M. Das, 2007)

Perhitungan daya dukung maksimum *mat foundation* (qult) dilakukan dalam satuan tegangan dapat dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$q_{ult} = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma D N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0,5 \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (2.47)$$

$N_\gamma, N_c, N_q$  = Faktor daya dukung pondasi ( Tabel 2.4 )

$$F_{cs} = 1 + \left( \frac{B}{L} \right) \left( \frac{N_q}{N_c} \right)$$

$$F_{qs} = 1 + \left( \frac{B}{L} \right) \tan \Phi$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0,4 \left( \frac{B}{L} \right)$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \Phi}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \left(\frac{D}{B}\right)$$

$$F_{yd} = 1$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90}\right)$$

$$F_{yi} = \left(1 - \frac{\beta}{\Phi}\right)$$

$\beta$  = sudut inklinasi

L = Panjang Pondasi (m)

Tabel 2.5 Korelasi Faktor Faktor Yang Mempengaruhi Daya Dukung  
(Sumber: Kumbhojkar, 1993)

$\phi'$	$N_e$	$N_q$	$N_y^a$	$\phi'$	$N_e$	$N_q$	$N_y^a$
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

### **Analisa Kapasitas *Mat foundation***

Untuk menentukan tebal pondasi pada perencanaan *mat foundation* adalah dengan mengasumsikan tebal terlebih

dahulu, setelah tebal pondasi diasumsi direncanakan pemodelan struktur menggunakan program bantu SAP 2000, dimensi balok, kolom, pelat dan beban yang bekerja yang akan direncanakan pada program bantu tersebut telah dihitung sebelumnya pada preliminary design. Hasil yang diperoleh dari program bantu SAP kemudian dilakukan kontrol geser yang terjadi pada pondasi hingga mendapatkan hasil sesuai peraturan. Tebal pelat *mat foundation* ini harus diproporsikan untuk menahan beban terfaktor dan reaksi yang diakibatkannya 21 (SNI 2847-2013 pasal 15.10). Untuk kontrol geser pada *mat foundation* ini menggunakan rumus yang digunakan pada pondasi tapak.

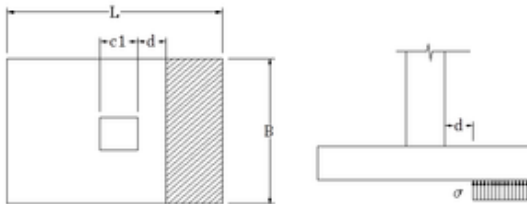
### Kontrol Geser

Kontrol geser pada mat foundation ini menggunakan rumus yang digunakan pada pondasi tapak.

### Geser Satu Arah

Pada SNI 2847-11.3 Untuk pondasi dengan aksi lentur satu arah, daerah kritis berada pada jarak “d” dari sisi luar kolom untuk detail gambar dapat dilihat pada Gambar 2.11 . Besar nilai d yang diijinkan pada kasus adalah

$$d = \frac{3 Vu_1}{\phi \sqrt{f'_c} b o} \quad (2.48)$$



Gambar 2.12 Daerah Kritis Untuk Geser Satu Arah

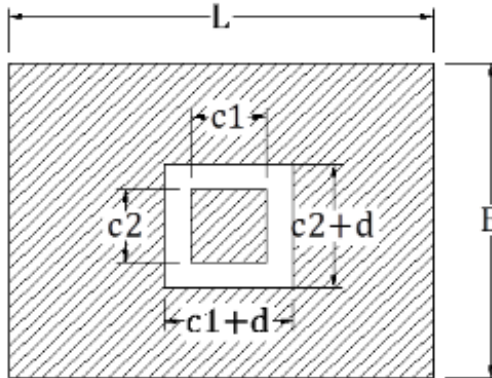
### Geser Dua Arah

Pada SNI 2847 11.11.2 Untuk aksi dua arah, masing-masing penampang kritis yang diperiksa harus ditempatkan sedemikian seperti pada Gambar 2.12 daerah geser 2 arah, untuk mengetahui besar kuat geser ijin digunakan persamaan x-x, kemudian dipilih nilai d yang terbesar.

$$d1 = \frac{6 Vu2}{\phi \sqrt{f'c} bo} \quad (2.49)$$

$$d2 = \frac{6 Vu2}{\phi \left(\frac{8}{\beta c} + 1\right) \sqrt{f'c} bo} \quad (2.50)$$

$$d3 = \frac{12 Vu2}{\phi \left(\frac{\alpha sd}{ho} + 2\right) \sqrt{f'c} bo} \quad (2.51)$$



Gambar 2.13 Daerah Kritis Untuk Geser Dua Arah

### Kontrol Uplift

Kontrol akibat uplift pressure dilakukan pada bagian lantai basement yang bersentuhan langsung dengan tanah

pada lapisan terdalam galian struktur bawah tanah. Kestabilan terhadap gaya uplift pressure diperlukan agar struktur tidak terangkat ke atas. Dalam perencanaan kali ini pondasi bored pile selain sebagai penahan gaya lateral kebawah yang di sebabkan oleh berat struktur, juga akan berfungsi sebagai penahan gaya lateral ke atas akibat gaya angkat air. Kontrol terhadap gaya uplift dapat dihitung menggunakan persamaan berikut ini:

$$Fb = \frac{(W + \sum \gamma t ht) + Qs/3}{Hw \gamma_w A} \quad (2.52)$$

Dimana:

$Fb$  = faktor keamanan terhadap uplift pressure ( $Fb \geq 1,2$ )

$W$  = berat struktur

$\gamma t$  = berat jenis tanah kedap air

$ht$  = tebal lapisan tanah kedap air

$Qs$  = skin friction

$w$  = tinggi muka air tanah

$\gamma_w$  = berat jenis air

$A$  = luasan lantai basement

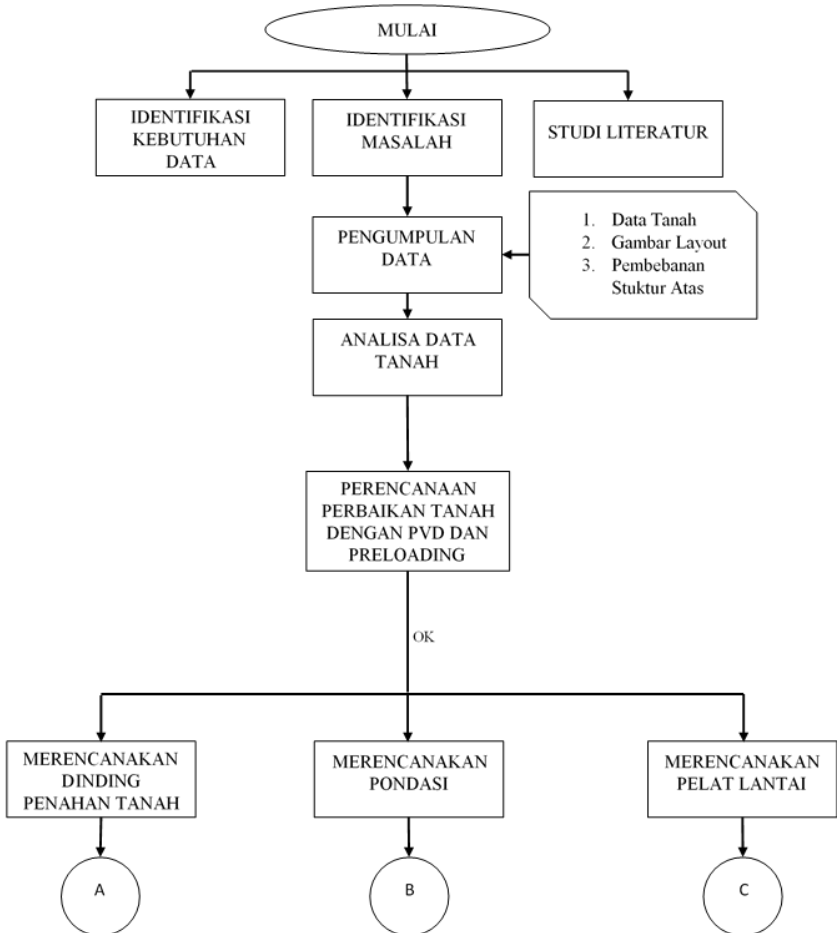


*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

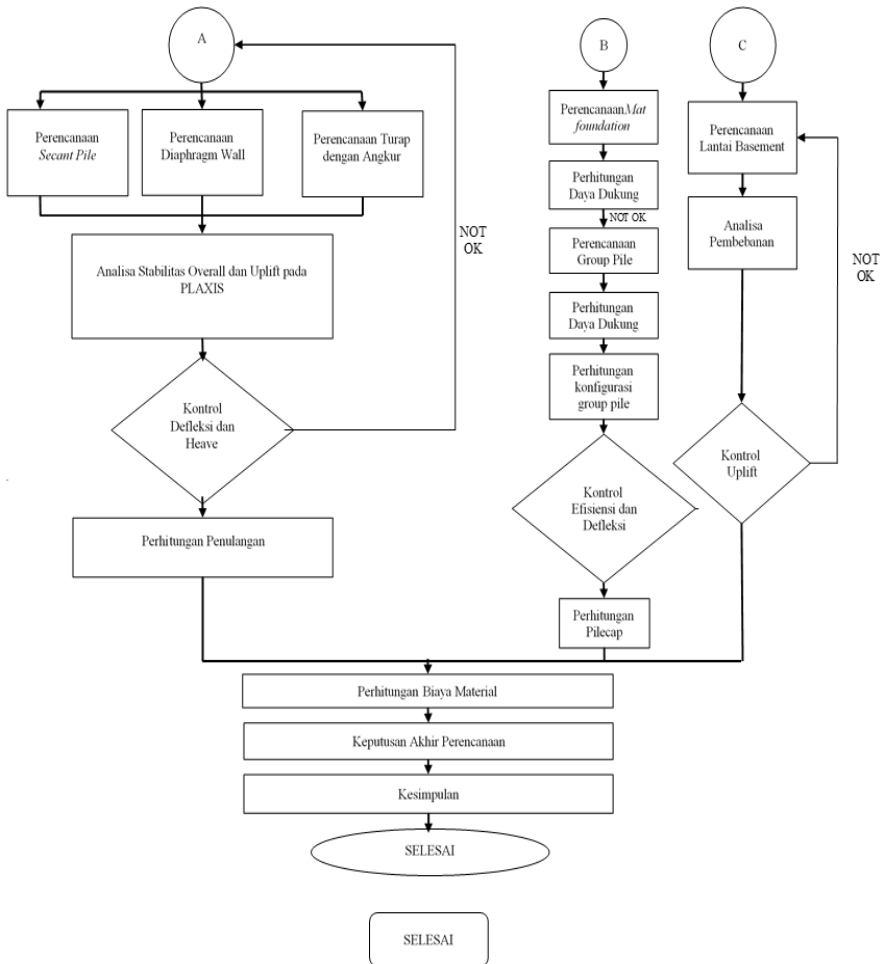
## BAB III METODOLOGI

### 3.1 Bagan Alir

Bagan alir metodologi tugas akhir ini dapat dilihat pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1 Metodologi



Gambar 3.1 Metodologi (lanjutan)

## 3.2 Rincian Metodologi

### 1. Identifikasi Kebutuhan Data

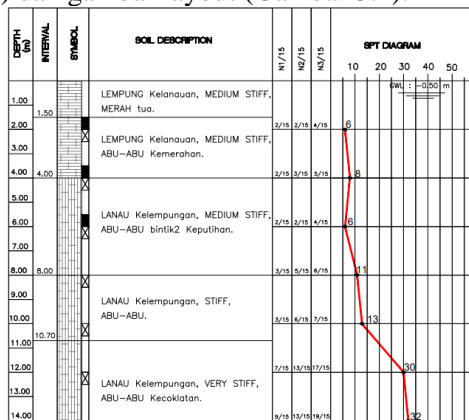
Identifikasi Kebutuhan Data adalah sebuah proses untuk menentukan sekiranya data apa saja yang diperlukan untuk memecahkan masalah yang terjadi. Dalam prakteknya, perlu dilakukan juga konsultasi dengan ahli atau orang yang berpengalaman dengan topik permasalahan supaya mempermudah dan mempercepat proses pengerjaan Tugas Akhir.

## 2. Studi Literatur

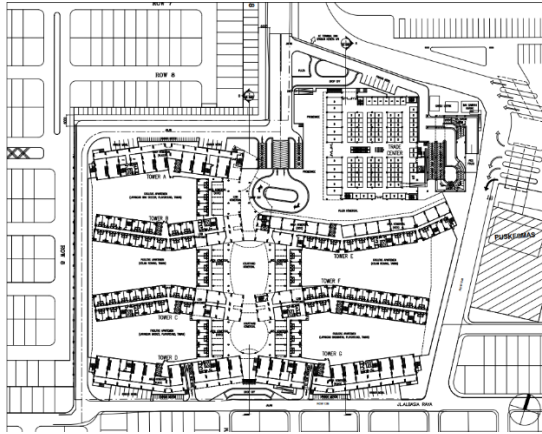
Studi Literatur yang dimaksud adalah mengumpulkan materi – materi yang akan digunakan sebagai pedoman dalam perencanaan. Bisa dari jurnal, text book, catatan kuliah, maupun Tugas Akhir dengan topik serupa.

## 3. Pengumpulan Data

Pengumpulan Data adalah proses pengambilan data – data yang diperlukan untuk memecahkan masalah yang terjadi. Data – data yang dimaksud pada Tugas Akhir ini adalah data tanah (Gambar 3.2) dan gambar layout (Gambar 3.4).



Gambar 3.2 Nilai SPT Tanah



Gambar 3.3 Layout Lokasi Proyek

#### **4. Analisa Data Tanah**

Dalam pelaksanaannya data tanah tidak bisa langsung digunakan dalam perencanaan, tetapi harus dilakukan koreksi terhadap beberapa faktor. Selain itu, dalam Analisa Data Tanah juga dilakukan analisa parameter tanah untuk mengetahui karakter dan klasifikasi tanah yang didapat dari data tanah dengan cara melakukan korelasi dari data yang ada terhadap parameter data tanah yang dibutuhkan.

#### **5. Kontrol Terhadap Penurunan**

Kontrol kemungkinan adanya penurunan, dimana tidak boleh melewati batas penurunan maksimum.

#### **6. Perencanaan Perbaikan Tanah**

Perencanaan perbaikan tanah menggunakan metode percepatan pemampatan dan pembebanan awal. Metode percepatan pemampatan menggunakan PVD (*prefabricated vertical drain*) dan metode pembebanan awal menggunakan *surchARGE*.

## 7. Perencanaan Dinding Penahan Tanah

Perencanaan dinding penahan tanah adalah perencanaan secara rinci untuk setiap jenis dinding penahan tanah yang dibandingkan. Perencanaan yang dimaksud adalah preliminary design, pembebanan akibat tekanan tanah dan bangunan sekitar, analisa stabilitas dinding dan heave, perhitungan dimensi dan penulangan, serta kontrol dinding terhadap momen defleksi

- Preliminary Design

Perencanaan awal atau preliminary design merupakan penentuan rancangan kedalaman turap awal yang bertujuan untuk mempermudah proses perhitungan. Parameter – parameter perencanaan awal ini dapat diperoleh dari perencanaan sebelumnya atau dari sumber – sumber literatur yang sumbernya dapat dipercaya.

- Pembebanan Akibat Tekanan Tanah dan Bangunan Sekitar

Adalah pemberian beban-beban yang nantinya akan ditahan oleh turap. Beban-beban yang dimaksud antara lain beban tanah lateral, tekanan air tanah, serta beban akibat bangunan-bangunan yang berada di sebelah dinding penahan.

- Analisa Stabilitas Dinding dan Heave

Analisa stabilitas dinding dan heave merupakan tahap perencanaan yang bertujuan untuk mendapatkan hasil analisa dari perencanaan kedalaman turap awal yang dilakukan. Apabila didapat hasil tidak memenuhi syarat, maka harus dilakukan perbaikan atau modifikasi terhadap perencanaan awal sehingga didapatkan hasil analisa yang memenuhi syarat.

- Perhitungan Dimensi dan Penulangan

Berdasarkan hasil dari perhitungan stabilitas dinding, maka dapat dihitung kebutuhan dimensi

(ketebalan) dan penulangan untuk setiap jenis dinding penahan tanah yang dibandingkan.

- **Kontrol Defleksi**

Defleksi dinding penahan tanah perlu diperhitungkan karena apabila defleksi melewati dari batas izin maka akan menyebabkan kegagalan struktural. Dalam perencanaan ini defleksi dari dinding penahan tanah dikontrol dengan menggunakan program bantu Plaxis v8.2 maupun SAP2000.

## **8. Perencanaan Struktur Bawah**

Perencanaan struktur bawah adalah perencanaan secara rinci untuk pondasi yang digunakan dan lantai basement. Perencanaan yang dimaksud adalah analisa pembebanan, penentuan dimensi, perhitungan penulangan, serta kontrol terhadap gaya luar dan uplift. awal ini dapat diperoleh dari perencanaan sebelumnya atau dari sumber – sumber literatur yang sumbernya dapat dipercaya.

- **Pembebanan Akibat Tekanan Tanah dan Bangunan Sekitar**

Pemberian beban-beban yang nantinya akan ditahan oleh turap. Beban-beban yang dimaksud antara lain beban tanah lateral, tekanan air tanah, serta beban akibat bangunan-bangunan yang berada di sebelah dinding penahan.

- **Pra-Design dan Analisa Pembebanan**

Pra-design yaitu menentukan desain awal dari pondasi yang nantinya akan di analisa terhadap gaya yang bekerja. Analisa pembebanan merupakan tahap perencanaan yang bertujuan untuk mendapatkan gambaran beban yang akan dipikul oleh struktur bawah sehingga dapat menentukan dimensi yang dibutuhkan.

- **Analisa Stabilitas dan Settlement**  
Adalah penentuan kedalaman pondasi agar mencapai tanah keras serta memperhitungkan kemungkinan terjadinya penurunan tanah (settlement).
- **Penentuan Dimensi dan Penulangan**  
Adalah tahap dimana dimensi dan penulangan pondasi ditentukan berdasarkan beban ultimate dari struktur atas yang didapatkan. Penentuan dimensi dan penulangan menganut paham efisiensi, yaitu murah namun tetap kuat.
- **Kontrol Terhadap Gaya Uplift**  
Ketebalan lantai basement yang telah direncanakan akan di kontrol terhadap gaya uplift di bawahnya dimana lantai harus kuat menahan tekanan air agar air tidak mendorong struktur basement keatas.

## **9. Perhitungan Harga Material**

Setelah semua perhitungan selesai, maka akan dilakukan perhitungan harga material untuk masing-masing alternatif perencanaan yang akan digunakan.

## **10. Keputusan Akhir Perencanaan**

Keputusan Akhir Perencanaan adalah pemilihan dinding penahan tanah yang telah dihitung sebelumnya melalui perbandingan dari segi stabilitas, efektifitas dan segi ekonomis dari segi material tiap alternatif. Keluaran atau output dari sub bab ini adalah hasil dan gambar perencanaan menggunakan dinding penahan tanah yang terpilih.

## **11. Kesimpulan**

Pada bab ini terdapat kesimpulan dari perencanaan yang telah dilakukan sebelumnya. Selain itu terdapat pula saran – saran

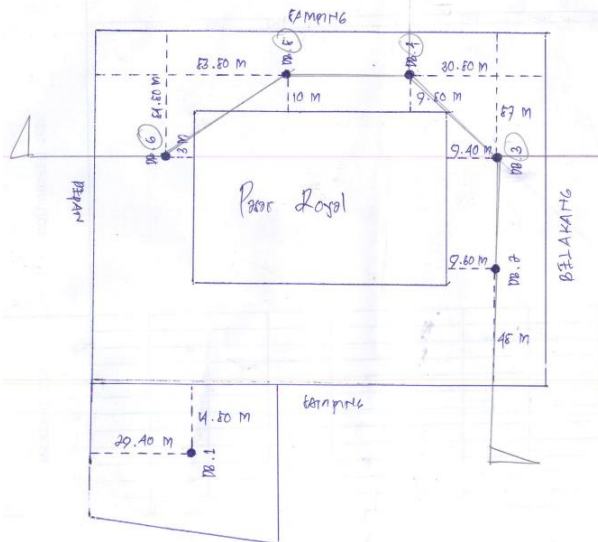


yang didapatkan oleh penulis selama proses pengerjaan tugas akhir, supaya pembaca dapat menghindari kesalahan – kesalahan atau bahkan melakukan penelitian lebih lanjut mengenai topik yang serupa.

## BAB IV ANALISA DATA TANAH

### 4.1 Lokasi Titik Pengambilan Sampel

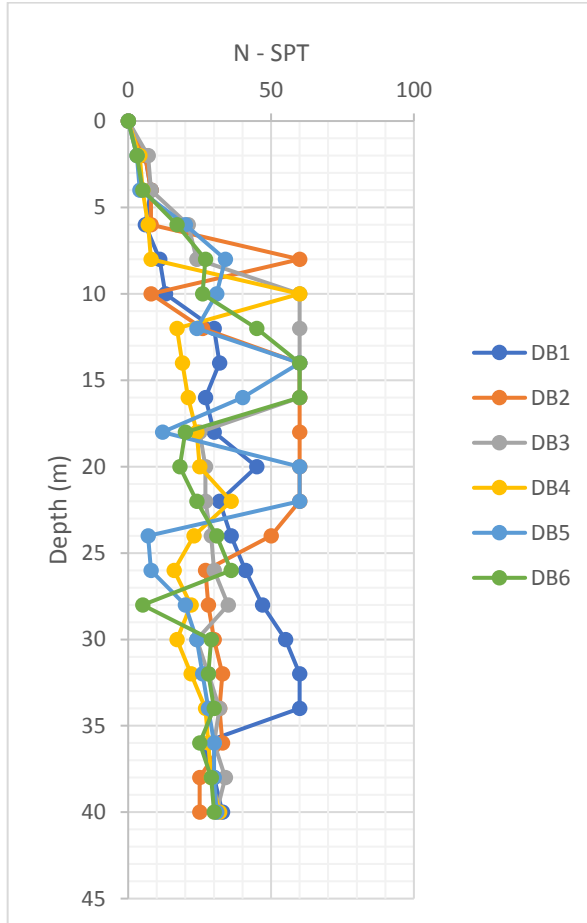
Data tanah yang digunakan dalam Tugas Akhir ini adalah data tanah yang didapat oleh PT. Trikon Sentra Geoteknika, yang dilakukan pada lokasi proyek pembangunan basement Apartemen Royal Betawi, Tangerang. Data-data tersebut berupa data Standart Penetration Test (SPT). Data SPT yang diperoleh yaitu sebanyak 6 titik dengan kedalaman bor masing-masing 40 meter, yang dapat dilihat selengkapnya pada **Lampiran 1**. Titik - titik lokasi pengambilan sampel tanah dapat dilihat pada Gambar 4.1. Grafik nilai N-SPT dan kedalaman dapat dilihat pada Gambar 4.2



Gambar 4.1 Lokasi Titik Standart Penetration Test (SPT)

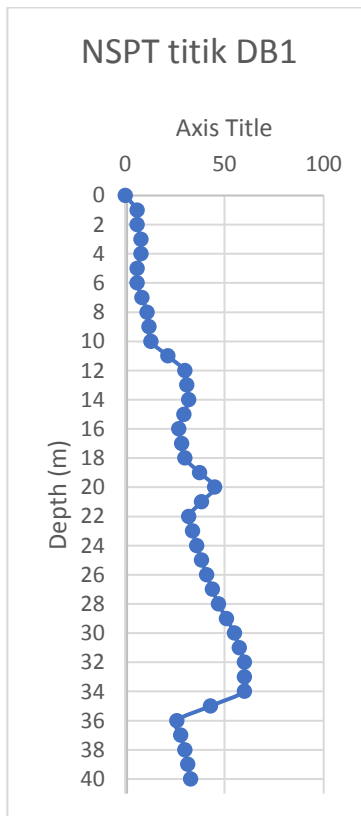
Dari keenam titik bor, dipilih 1 (satu) data hasil penyelidikan untuk dipakai dalam Tugas Akhir ini. Pemilihan data

berdasarkan tanah yang memiliki lapisan *compressible* paling dalam.



Gambar 4.2 Grafik Nilai N-SPT vs Kedalaman

Dari hasil pengamatan tiap titik bor. Didapatkan bahwa tanah pada lokasi DB1 yang memiliki lapisan *compressible* dengan kedalaman tanah *compressible* mencapai 11 m, sehingga dalam perencanaan titik DB1 dapat diambil sebagai 1 titik bor yang paling kritis. Grafik N-SPT titik DB1 dapat dilihat pada Gambar 4.3.



Gambar 4.3 Grafik Nilai N-SPT titik DB1

## 4.2 Korelasi Parameter Tanah

Data borlog hanya menyediakan nilai N-SPT, sehingga diperlukan parameter-parameter data tanah berupa  $\gamma$  tanah,  $\phi$  (sudut geser) tanah,  $C_u$  (kohesivitas tanah),  $E$  (Modulus Young) dan  $\nu$  (Poisson Ratio). Untuk melengkapi parameter-parameter data tanah tersebut, maka diperlukan metode korelasi. Nilai kohesi undrained ( $C_u$ ), dapat dikorelasikan terhadap tingkat konsistensi tanah lempung sesuai dengan tabel 2.1, sedangkan nilai kohesivitas tanah efektif ( $C'$ ) sama dengan 2/3 dari nilai  $C_u$ . Nilai berat jenis tanah jenuh ( $\gamma_{sat}$ ) dapat dikorelasikan terhadap tingkat konsistensi tanah dan nilai N-SPT sesuai dengan Tabel 2.2. Nilai Modulus Young ( $E$ ) dapat dikorelasikan berdasarkan jenis tanah sesuai tabel 2.3 sedangkan nilai berat jenis tanah kering ( $\gamma_d$ ) dapat dikorelasikan berdasarkan nilai berat jenis jenuh ( $\gamma_{sat}$ ) sesuai dengan tabel 2.4. Nilai berat jenis tanah ( $\gamma_t$ ) dapat dicari dengan menjumlahkan nilai berat jenis tanah jenuh ( $\gamma_{sat}$ ) dan nilai berat jenis tanah kering ( $\gamma_d$ ) lalu dibagi dengan 2. Nilai sudut geser ( $\Phi$ ) dikorelasikan dari beberapa data parameter tanah.

Dibawah ini akan diberikan contoh korelasi parameter tanah pada lapis 1:

Tabel 4.1 Rekapitulasi Data Tanah

Depth		Type of Soil	NSPT rata-rata	$\gamma_{sat}$	e	E	$\nu$	$\phi$	Cu		C'
				t/m <sup>3</sup>		Mpa			t/m <sup>2</sup>	Kpa	Kpa
0	-	4 Silty Clay	7	1,6184	1,75	7,2	0,35	12,87719	2,8	28	18,66667
4	-	6 Clayey Silt	6	1,5972	1,90	6,6	0,35	12,31579	2,4	24	16
6	-	10 Clayey Silt	12	1,7244	1,36	10,2	0,35	15,68421	4,8	48	32
10	-	18 Clayey Silt	29	2	0,71	20,4	0,3	25,22807	11,6	116	77,33333
18	-	28 Sand	40	1,826087	1,08	8,413043	0,35	36,73913	0	0	0
28	-	34 Sand	58	2,13913	0,5	8,569565	0,35	40	0	0	0
34	-	40 Clayey Silt	29	2	0,71	20,4	0,3	25,22807	11,6	116	77,33333

## 4.3 Koreksi Nilai N<sub>spt</sub>

Untuk perencanaan pondasi dalam, nilai N-SPT yang didapatkan dari hasil tes dilapangan tidak dapat langsung digunakan. Data tersebut harus dikoreksi terlebih dahulu. Terzaghi

& Peck (1960) serta Bazaraa (1967) merumuskan koreksi nilai  $N_{SPT}$  terhadap muka air tanah dan overburden pressure.

Tanah yang dikoreksi terhadap muka air tanah adalah tanah berjenis pasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung dengan nilai  $N_{SPT} > 15$ . Apabila nilai  $N_{SPT} < 15$  maka koreksi terhadap muka air tidak perlu dilakukan. Pada tanah di lokasi proyek, muka air berada di kedalaman -0,5 meter, sehingga semua tanah berjenis pasir harus dikoreksi. Apabila nilai  $N_2$  lebih besar dari  $2N_1$ , maka yang menjadi  $N$  pakai adalah nilai  $2N_1$ . Dalam hal ini  $N$  pakai adalah  $N_2$ . Berikut adalah perhitungan  $N$  pakai sampai kedalaman 11 meter dari permukaan tanah untuk titik DB1 yang disajikan pada Tabel 4.2. Perhitungan secara keseluruhan dapat dilihat pada **Lampiran 2**.

Dibawah ini akan diberikan contoh koreksi nilai  $N_{SPT}$

Tabel 4.2 Perhitungan  $N$  pada titik DB1

DEPTH (m)	interval	NSPT	Jenis Lapisan		P/L	gamma sat	gamma'	0.5 Po (KN/m)	Po (KN/)	N1	N2	2N1	N2 pakai
0	0	0	lempung berlanau	medium	L	12,857143	3,04714	0	0	0	0	0	0
1	1	6			L	14,571429	4,76143	7,2857	14,57	6	15,162	12	12
2	1	6			L	14,571429	4,76143	7,2857	21,86	6	12,805	12	12
3	1	7			L	14,857143	5,04714	7,4286	29,29	7	12,895	14	12,895
4	1	8			L	15,142857	5,33286	7,5714	36,86	8	12,933	16	12,933
5	1	7	lanau berlempung	Medium	L	14,857143	5,04714	7,4286	44,29	7	10,103	14	10,103
6	1	6			L	14,571429	4,76143	7,2857	51,57	6	7,8358	12	7,8358
7	1	8,5			L	15,285714	5,47571	7,6429	59,21	8,5	10,093	17	10,093
8	1	11			L	16	6,19	8	67,21	11	11,929	22	11,929
9	1	12			L	16,285714	6,47571	8,1429	75,36	12	14,435	24	14,435
10	1	13			L	16,571429	6,76143	8,2857	83,64	13	15,599	26	15,599

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## BAB V PERENCANAAN PERBAIKAN TANAH

### 5.1 Perhitungan *Settlement*

Perhitungan pemampatan tanah akibat konsolidasi primer pada perencanaan ini berdasarkan kondisi over consolidated dengan pertimbangan kondisi tanah yang dipengaruhi oleh fluktuasi muka air. Hasil yang didapat dari perhitungan nilai pemampatan tanah ( $S_c$ ), akan diperoleh besarnya tinggi awal ( $H_{initial}$ ) dan tinggi akhir ( $H_{final}$ ).

Setelah dilakukan galian, kedalaman tanah compressible yang tadinya sedalam 11m menjadi 8m, sehingga  $H_{final}$  yang dikehendaki berada pada elevasi -3.0 m . Untuk mendapatkan grafik  $H_{initial}$  dan  $H_{final}$  dilakukan perhitungan pemampatan dengan variasi beban timbunan sehingga mendapatkan besarnya  $H_{final}$  yang sesuai dengan perencanaan.

### 5.2 Data Perencanaan

Berikut ini data perencanaan untuk menghitung besarnya  $S_c$ .

Tabel 4.3 Data Perencanaan Perbaikan Tanah

No	Tebal Lapisan	z	eo	Cs	Cc	Y
1	1	0,5	2,7	0,337813	2,7025	1,457143
2	1	1,5	2,46	0,303313	2,4265	1,485714
3	1	2,5	2,325714	0,284009	2,272071	1,514286
4	1	3,5	2,46	0,303313	2,4265	1,485714
5	1	4,5	2,7	0,337813	2,7025	1,457143
6	1	5,5	2,217143	0,268402	2,147214	1,528571
7	1	6,5	1,85	0,215625	1,725	1,6
8	1	7,5	1,7	0,194063	1,5525	1,628571

Asumsi beban timbunan ( $Q$ ) = 2,4, 8, 10, dan 16 ton/m

Fluktuasi muka air = 1,5m



### 5.3 Tegangan Overburden Efektif ( $P_o'$ )

Berikut perhitungan tegangan overburden efektif tanah ( $P_o'$ ) pada lapisan 1.

$$\begin{aligned} P_o'(z-1) &= \gamma' \times (h - z) \\ &= (1,457143-1) \times (1-0,5) \\ &= 0,228571 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Untuk tegangan overburden efektif pada seluruh lapisan compressible dilakukan perhitungan yang sama yang kemudian ditambahkan tegangan pada setiap lapisan atasnya, untuk hasil tegangan overburden efektif tanah dapat dilihat pada **Lampiran 3**.

### 5.4 Tegangan Vertikal Akibat Beban Timbunan

Untuk mendapatkan besarnya tegangan tanah vertikal akibat beban timbunan ( $\Delta p$ ) yang diterima suatu titik pada kedalaman tertentu perlu adanya nilai koefisien pengaruh I berdasarkan grafik Oosterberg pada bab 2 sebelumnya. Faktor-faktor yang mempengaruhi besarnya tegangan vertikal akibat beban timbunan adalah lebar timbunan, kedalaman timbunan, tinggi timbunan serta beban timbunan. Berikut perhitungan tegangan vertikal akibat beban timbunan pada kedalaman 0-1 dengan beban timbunan sebesar 16 t/m<sup>2</sup>.

$$\begin{aligned} Q \text{ timbunan} &= 16 \text{ t/m}^2 \\ H \text{ timbunan} &= 9 \text{ m} \\ \text{Kemiringan} &= 1:1,5 \\ \gamma \text{ timbunan} &= 1,85 \text{ t/m}^3 \\ a &= 13,5 \text{ m} \\ b &= 10,5 \text{ m} \\ z &= 0,5 \text{ m} \end{aligned}$$

Dari nilai  $a/z$  dan  $b/z$  yang telah didapat kemudin di plot kedalam grafik Oosterberg untuk mendapatkan besar nilai faktor I, untuk titik tinjau tegangan pada kedalaman 0,5 adalah 0,5. Sehingga besar nilai penambahan tegangan vertikal akibat beban timbunan pada kedalaman 0,5 adalah:

$$\Delta p = q \text{ timb} \times I = 16 \times 0,5 \times 2 = 16 \text{ t/m}^2$$

Hasil perhitungan penambahan tegangan vertikal akibat beban timbunan dengan beban timbunan yang bervariasi dari seluruh lapisan compressible dapat dilihat pada **Lampiran 3**.

### 5.5 Besar Pemampatan Primer ( $S_c$ )

Perhitungan besar pemampatan primer pada lapisan tanah pada kasus tanah Over Consolidated (OC Soil) adalah dengan menggunakan rumus pada persamaan (2.6) dan (2.7) pada bab 2.

$$\begin{aligned} P'_c &= P \text{ fluktuasi} + P_o \\ &= 1,5 \times 1 + 0,228571 \text{ t/m}^2 \\ &= 1,72857 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Besar pemampatan pada lapisan tanah 1 dengan  $Q = 16$  t/m<sup>2</sup> adalah:

$$\begin{aligned} S_c &= \left[ \frac{1}{1 + 2,7} \times 0,337 \times \log \frac{1,73}{0,228} \right] + \left[ \frac{1}{1 + 2,7} \times 2,7025 \log \frac{0,2285 + 16}{1,73} \right] \\ &= 0,79061 \text{ m} \end{aligned}$$

Untuk hasil besar pemampatan primer dengan beban timbunan yang bervariasi dari seluruh lapisan compressible dapat dilihat pada **Lampiran 3**.

### 5.6 Perhitungan Nilai Hinitial dan Hfinal

Setelah mendapatkan nilai pemampatan primer dari semua variasi beban timbunan, kemudian dilakukan perhitungan untuk mencari nilai dari Hinitial dan Hfinal. Berikut ini merupakan contoh perhitungan mencari Hinitial dan Hfinal dengan beban timbunan  $q = 16$  t/m<sup>2</sup>

$$H_{initial} = \frac{q + S_c(\gamma_{timb} (\gamma_{sat\ timb} - \gamma_w))}{\gamma_{timb}}$$

$$\begin{aligned} H_{initial} &= \frac{16 + 4,14 (1,85 (2 - 1))}{1,85} \\ &= 17,902 \text{ m} \end{aligned}$$

Dengan cara yang sama dilakukan perhitungan kembali untuk variasi dari beban timbunan sehingga mendapatkan hasil

Hfinal sesuai dengan perencanaan. Besar H final pada iterasi pertama adalah sebagai berikut:

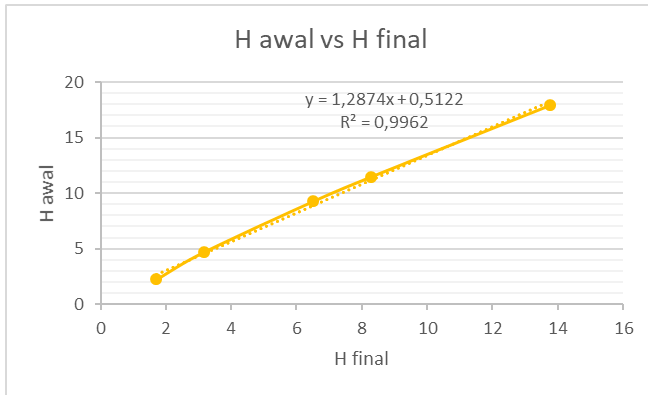
$$\begin{aligned} H_{\text{final}} &= H_{\text{initial}} - S_c \text{ timb} \\ &= 17,902 - 4,14 \\ &= 13,76 \text{ m} \end{aligned}$$

H final rencana pada pembangunan struktur apartemen ini adalah 0 meter pada elevasi -3.0 m, pada percobaan perhitungan pertama besar H final belum memenuhi besar H final rencana, oleh sebab itu perlu ada perhitungan ulang seperti pada perhitungan sebelumnya sehingga menghasilkan besar H final yang diinginkan. Variasi beban timbunan serta hasil Hfinal dapat dilihat pada Tabel 5.1

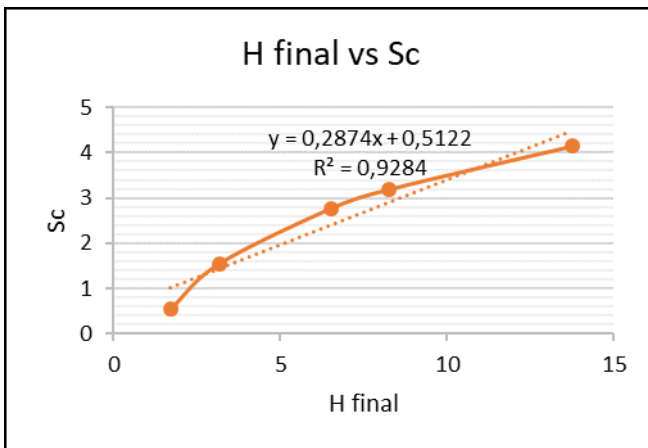
Tabel 5.1 Nilai Hinitial dan Hfinal Akibat Pemampatan Primer (Sc)

Beban (Q) (t/m <sup>2</sup> )	Settlement akibat q (m)	H awal (m)	H final (m)
2	0,535812865	2,246184	1,710371424
4	1,541875638	4,708429	3,166553709
8	2,760016054	9,268115	6,50809943
10	3,189483097	11,46544	8,275955083
16	4,140627725	17,90245	13,76182285

Nilai Hinitial yang dipakai pada saat perencanaan dapat diambil dari grafik hubungan antara Hinitial dan Hfinal (Gambar 5.1). Besar Hinitial yang dipakai berdasarkan grafik adalah sebesar 0,5122 m. Dengan tinggi Hinitial yang telah direncanakan, maka menentukan besar penurunan (Sc) juga perlu dilakukan interpolasi (Gambar 5.2), sehingga besar penurunan yang didapat jika H initial pakai 0,5122 m adalah 0,5122 m.



Gambar 5.1 Grafik Hubungan Hinitial dan Hfinal



Gambar 5.2 Grafik Hubungan Hfinal dan Sc

## 5.7 Perhitungan Waktu Pemampatan Konsolidasi

Setelah didapatkan besar pemampatan konsolidasi primer akibat beban timbunan, dilakukan perhitungan waktu konsolidasi yang dibutuhkan untuk menyelesaikan seluruh pemampatan akibat konsolidasi primer tersebut. Hal ini bertujuan untuk mengetahui

waktu yang dibutuhkan tanah memampat sehingga menjadikannya parameter untuk mempercepat pemampatan menggunakan Prebabricated Vertical Drain (PVD) atau tidak.

Tabel 5.2 Parameter Untuk Menghitung Lama Pemampatan

No	Cv (cm <sup>2</sup> /dt)	Tebal lap (m)	z (m)	Ysat (kN/m <sup>3</sup> )	eo	Cc	Cs
1	0,00018333	1	0,5	14,85714	2,46	2,7025	0,337813
2	0,00021429	1	0,5	15,14286	2,33	2,4265	0,303313
3	0,00018333	1	0,5	14,85714	2,46	2,272071	0,284009
4	0,00013333	1	0,5	14,57143	2,70	2,4265	0,303313
5	0,00024286	1	0,5	15,28571	2,22	2,7025	0,337813
6	0,00040000	1	0,5	16	1,85	2,147214	0,268402
7	0,00050000	1	0,5	16,28571	1,70	1,725	0,215625
8	0,00055000	1	0,5	16,57143	1,58	1,5525	0,194063

Karena setiap lapisan tanah memiliki nilai Cv yang berbeda, maka nilai Cv yang digunakan adalah Cv gabungan.

$$\text{HDR} = \sum \text{lapisan compressible} = 8 \text{ m}$$

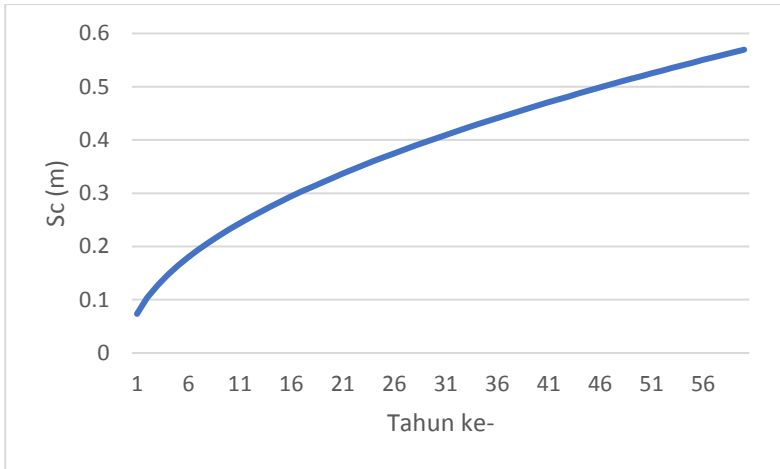
$$\sum H/\sqrt{Cv} = 504,156$$

$$\begin{aligned} \text{Maka, } Cv \text{ gab} &= \frac{8^2}{504,156^2} \\ &= 0,0002518 \text{ cm}^2/\text{s} \\ &= 0,01522867 \text{ m}^2/\text{w} \\ &= 0,79406703 \text{ m}^2/\text{y} \end{aligned}$$

$$Tv = 0,848 \text{ (lihat Gambar 2.11)}$$

$$T90 = \frac{Tv \times \text{Hdr}^2}{Cv} = \frac{0,848 \times 8^2}{0,794} = 68,35 \text{ tahun}$$

Karena waktu pemampatan yang terjadi sangat lama yaitu 68,35 tahun, perlu dilakukan pengecekan besarnya settlement untuk perencanaan 50 tahun. Besarnya pemampatan yang terjadi dari tahun pertama hingga tahun kelimpuluh dapat dilihat pada Gambar 5.3.



Gambar 5.3 Grafik hubungan penurunan dengan waktu

Grafik menunjukkan bahwa untuk perencanaan 50 tahun tanah memampat sebesar 51 cm dengan pemampatan 7,3 cm pada tahun pertama. Bila dibandingkan dengan RSNI Geoteknik pasal 9.2.4.3 bahwa batas penurunan izin untuk bangunan gedung adalah 15 cm maka tidak diperlukan percepatan pemampatan.

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## BAB VI

### PERENCANAAN DINDING PENAHAN TANAH

#### 6.1 Perencanaan Panjang Dinding

Dari tabel 4.1 rekapitulasi data tanah, dapat direncanakan besarnya tekanan tanah lateral setiap lapisan seperti pada sub bab 2.6. Tekanan aktif disebabkan oleh tanah yang menggulingkan dinding penahan tanah, sedangkan tekanan pasif disebabkan oleh tanah yang menahan. Berikut ini akan disajikan contoh perhitungannya.

Mencari koefisien tekanan tanah aktif dan pasif pada kedalaman 4 meter, maka

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{8,6}{2} \right) = 0,7402$$

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{8,6}{2} \right) = 1,35093$$

Rekapitulasi nilai  $K_a$  dan  $K_p$  tiap lapis tanah dapat dilihat pada Tabel 6.1.

Tabel 6.1 Rekapitulasi nilai  $K_a$  dan  $K_p$

Kedalaman	N-SPT rata - rata	Jenis Tanah	$\phi_1'$	$K_a$	$K_p$	$\gamma_{sat}$	$c'$
1 sd 4	7	Silty Clay	8,584795	0,740231	1,35093	1,6184	1,903477
4 sd 6	6	Clayey Silt	8,210526	0,750071	1,333207	1,5972	1,631552
6 sd 10	12	Clayey Silt	10,45614	0,692788	1,443443	1,7244	3,263104
10 sd 18	29	Clayey Silt	16,81871	0,551176	1,814303	2	7,885835
18 sd 28	40	Sand	24,49275	0,413849	2,41634	1,826087	0
28 sd 34	58	Sand	26,66667	0,380454	2,628442	2,13913	0
34 sd 41	29	Clayey Silt	16,81871	0,551176	1,814303	2	7,885835

Menghitung tekanan tanah vertikal aktif dan pasif pada kedalaman 4 meter dengan beban awal 1 t/m<sup>2</sup> sebagai beban kerja, maka

$$\sigma'_v \text{ aktif} = 1 + \gamma' 1 \times 4 \text{ m} = 3,4736 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma'_v \text{ pasif} = 1 + \gamma' 4 \times 1 \text{ m} = 1,6184 \text{ t/m}^2$$

Berat jenis yang dipakai adalah berat jenis efektif karena walaupun data borlog muka air tanah tidak terdeteksi, air hujan



tetap bisa masuk dan menjadi beban tekanan lateral pada dinding basement. Setelah itu, akan dicari nilai  $O_{ha}$  dan  $O_{hp}$  dengan menggunakan persamaan rumus 2-10 dan 2-13.

$$\sigma_{ha} = \sigma'_{va} \times K_a - 2C\sqrt{Ka} = -0,704 \text{ t/m}^2 = 0 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{hp} = \sigma'_{vp} \times K_p + 2C\sqrt{Kp} = 7,33 \text{ t/m}^2$$

Karena terdapat hasil  $\sigma_h$  aktif terdapat nilai negatif (-), maka gaya yang terjadi pada titik tersebut dianggap 0. Tanah tidak mempunyai gaya tarik, hanya gaya tekan.

Untuk perhitungan tegangan tanah horizontal yang diakibatkan oleh air dapat dilihat perhitungan dibawah.

$$\sigma'_{wa} = \gamma_w \times H_w = 1 \times 4 = 4 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma'_{wp} = \gamma_w \times H_w = 1 \times 1 = 1 \text{ t/m}^2$$

Rekapitulasi perhitungan tegangan tanah, tegangan air, dan tegangan total selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 6.2 dan Tabel 6.3.

Tabel 6.2 Tegangan Tanah Horizontal Aktif

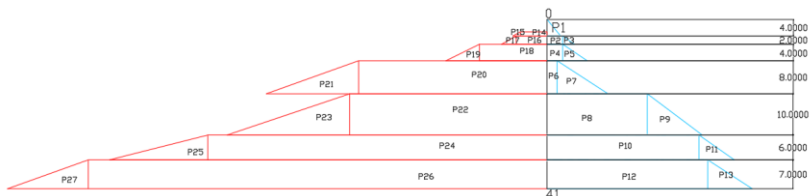
Lapis	Tebal	Titik	H	y'	ov'	$\phi_1'$	c'	Ka	oha	yw	Ua	oh total
	m		m	t/m3	t/m2				t/m2			t/m2
1	4	1	0	0,6184	1	8,584795	1,903477	0,740231	-2,53515	1	0	-2,53515
		2a	4	0,6184	3,4736	8,584795	1,903477	0,740231	-0,70411	1	4	3,295889
2	2	2b	4	0,5972	3,4736	8,210526	1,631552	0,750071	-0,22062	1	4	3,779382
		3a	6	0,5972	4,668	8,210526	1,631552	0,750071	0,675267	1	6	6,675267
3	4	3b	6	0,7244	4,668	10,45614	3,263104	0,692788	-2,19808	1	6	3,801918
		4a	10	0,7244	7,5656	10,45614	3,263104	0,692788	-0,19066	1	10	9,809341
4	8	4b	10	1	7,5656	16,81871	7,885835	0,551176	-7,5391	1	10	2,460896
		5a	18	1	15,5656	16,81871	7,885835	0,551176	-3,1297	1	18	14,8703
5	10	5b	18	0,826087	15,5656	24,49275	0	0,413849	6,441809	1	18	24,44181
		6a	28	0,826087	23,82647	24,49275	0	0,413849	9,860562	1	28	37,86056
6	6	6b	28	1,13913	23,82647	26,66667	0	0,380454	9,064865	1	28	37,06487
		7a	34	1,13913	30,66125	26,66667	0	0,380454	11,66518	1	34	45,66518
7	7	7b	34	1	30,66125	16,81871	7,885835	0,551176	5,190663	1	34	39,19066
		8	41	1	37,66125	16,81871	7,885835	0,551176	9,048894	1	41	50,048894

Tabel 6.3 Tegangan Tanah Horizontal Pasif

Lapis	Tebal	Titik	H	y'	ov'	$\phi^1$	c'	Kp	ohp	yw	Ua	oh total
	m		m	t/m3	t/m2				t/m2			t/m2
8	1	1'	0	0,6184	1	8,584795	1,903477	1,35093	6,493861	1	0	6,493861
		2a	1	0,6184	1,6184	8,584795	1,903477	1,35093	7,329276	1	1	8,329276
9	2	2b	1	0,5972	1,6184	8,210526	1,631552	1,333207	6,508056	1	1	7,508056
		3a	3	0,5972	2,8128	8,210526	1,631552	1,333207	8,100438	1	3	11,10044
10	4	3b	3	0,7244	2,8128	10,45614	3,263104	1,443443	13,48032	1	3	16,48032
		4a	7	0,7244	5,7104	10,45614	3,263104	1,443443	17,66284	1	7	24,66284
11	8	4b	7	1	5,7104	16,81871	7,885835	1,814303	38,97498	1	7	45,97498
		5a	15	1	13,7104	16,81871	7,885835	1,814303	53,48941	1	15	68,48941
12	10	5b	15	0,826087	13,7104	24,49275	0	2,41634	33,12899	1	15	48,12899
		6a	25	0,826087	21,97127	24,49275	0	2,41634	53,09005	1	25	78,09005
13	6	6b	25	1,13913	21,97127	26,66667	0	2,628442	57,7502	1	25	82,7502
		7a	31	1,13913	28,80605	26,66667	0	2,628442	75,71503	1	31	106,715
14	7	7b	31	1	28,80605	16,81871	7,885835	1,814303	80,87749	1	31	111,8775
		8	38	1	35,80605	16,81871	7,885835	1,814303	93,57761	1	38	131,5776

### 6.1.1 Perhitungan Gaya Horizontal (P)

Setelah mendapatkan tegangan horizontal pada setiap titik, maka selanjutnya dibuat diagram tegangan untuk kemudian dicari nilai gaya horizontalnya. Besaran gaya horizontal yang terjadi pada dinding dapat diperoleh dengan menghitung luasan bangun setiap diagram. Diagram tegangan horizontal dapat dilihat pada Gambar 6.1.



Gambar 6.1 Diagram Tegangan Horizontal Tanah

Contoh perhitungan gaya horizontal (P), luasan dibagi dua yaitu luasan persegi dan luasan segitiga.

P aktif

$$\begin{aligned}
 P1 &= \sigma_h \times \frac{h}{2} \\
 &= 3,295 \times \frac{4}{2} = 6,59178 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

P pasif

$$P_{14} = \sigma_h \times h$$

$$= 6,49 \times 1 = 7,56 \text{ ton}$$

$$P_{15} = \sigma_h \times \frac{h}{2}$$

$$= (8,33 - 6,49) \times \frac{1}{2} = 0,92 \text{ ton}$$

Hasil perhitungan gaya horizontal aktif dan pasif dapat dilihat pada Tabel 6.4 dan 6.5.

Tabel 6.4 Gaya Horizontal Aktif

Lapis	Tebal (m)	Titik	P□	PΔ
1	4	1	0	0
		2a	0	6,591777
2	2	2b	0	0
		3a	7,558764	2,895885
3	4	3b	0	0
		4a	15,20767	12,01485

Tabel 6.5 Gaya Horizontal Pasif

Lapis	Tebal (m)	Titik	P□	PΔ
8	1	1'	0	0
		2a	6,493861	0,917708
9	2	2b	0	0
		3a	15,01611	3,592383
10	4	3b	0	0
		4a	65,9213	16,36504

### 6.1.2 Analisa Kestimbangan Gaya

Setelah mengetahui gaya-gaya horizontal yang bekerja pada dinding penahan tanah, kemudian dilakukan analisa kestimbangan gaya.

Momen yang terjadi adalah gaya horizontal (P) dikalikan dengan jarak antara titik tangkap bidang horizontal ke titik putar. Berikut contoh perhitungannya:

Misal  $D_0 = 1,5 \text{ m}$ , maka

Maktif,

$$M_{\text{lapis1}} = P_1 \times \left( \frac{1}{3} h + D \right) = 6,59 \times \left( \frac{1}{3} \times 4 + 0,5 \right) = 12,08 \text{ tm}$$

Mpasif,

$$M_{\text{lapis8}} = P14 \times \left(\frac{1}{2}h + D\right) + P15 \times \left(\frac{1}{3}h + D\right)$$

$$= 6,49 \times (0,5 + 1) + 0,92 \times \left(\frac{1}{3} \times 1 + 0,5\right) = 7,26 \text{ tm}$$

Dari hasil perhitungan kesetimbangan gaya dengan  $D0 = 1,5 \text{ m}$ , hasil menunjukkan bahwa dinding belum setimbang (tidak 0), maka dengan menggunakan fitur “goal seek” pada excel didapat kesetimbangan momen dengan  $D0 = 2,119 \text{ m}$ . Rekapitulasi hasil analisa kesetimbangan momen dapat dilihat pada Tabel 6.6.

Tabel 6.6 Rekapitulasi Analisa Kesetimbangan Momen

D0 pada lapis : 2,1192258 m			
$\Sigma$ Maktif		$\Sigma$ Mpasif	
Lapis	Momen	Lapis	Momen
1	16,166723	8	11,84805
2	4,8345779	9	9,153219
<b>Total Momen</b>	<b>21,001301</b>		<b>21,00127</b>
Kesetimbangan			
0,000			

### 6.1.3 Panjang Dinding Total

Panjang dinding total dapat diperoleh dengan menjumlahkan kedalaman penetrasi dinding (D) dengan tinggi galian, yaitu 3 m. Kedalaman penetrasi dinding (D) diperoleh dengan mengalika  $D0$  dengan SF sebesar 1,5.

$$D = D0 \times SF = 2,12 \times 1,5 = 3,18 \text{ m}$$

$$\text{Total Panjang} = \text{Galian} + D = 3 + 3,18 = 6,2 \text{ m}$$

## 6.2 Perencanaan *Secant Pile*

### 6.2.1 Preliminary design

Sebelum melakukan permodelan *Secant Pile* pada program bantu PLAXIS v8.0, terlebih dahulu ditentukan data tanah, dimensi pondasi, dimensi dinding, dimensi kolom, dan dimensi plat yang kemudian akan di kontrol stabilitasnya.

- Secant Pile

Berdasarkan perhitungan panjang kedalaman dinding penahan tanah diatas, digunakan kedalaman instalasi *Secant Pile* ini yaitu 6,2 meter. Kemudian preliminary design untuk jenis dinding ini adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 F'c &= 40 \text{ MPa} \\
 Fy &= 400 \text{ MPa} \\
 D \text{ Secant Pile} &= 0,5 \text{ m} \\
 EA &= 5833611,7 \text{ kN} \\
 EI &= 91150,18 \text{ kN} - \text{m}^2 \\
 d &= 0,433 \text{ m (dari PLAXIS)} \\
 W &= (\gamma c - \gamma_{soil}) \times d = 3,59 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

- Pelat

Pada perencanaan ini, selain berfungsi sebagai lantai *basement*, pelat-pelat lantai tersebut juga berfungsi untuk menahan tekanan lateral yang terjadi pada dinding *basement*.

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal plat} &= 0,5 \text{ m} \\
 EA &= 14862705 \text{ kN} \\
 EI &= 309639,69 \text{ kN} - \text{m}^2 \\
 W &= 4,15 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

- Kolom

Pada perencanaan ini, dimensi kolom diperoleh dari hasil analisa SAP2000.

$$\begin{aligned}
 p \times l &= 1,2 \times 0,45 = 0,54 \text{ m}^2 \\
 EA &= 16051721,4 \text{ kN} \\
 EI &= 270872,8 \text{ kN} - \text{m}^2 \\
 W &= 3,735 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

- Pondasi Tiang Pancang

$$\begin{aligned}
 D &= 0,6 \text{ m} \\
 S \text{ (jarak antar tiang)} &= 1,5 \text{ m} \\
 EA &= 5600267,2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} EI &= 189009 \text{ kN-m}^2 \\ W &= 5,2788 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- **Pembebanan**

Beban-beban yang terjadi adalah beban mati dari struktur serta beban akibat bangunan di sekitar galian dinding. Beban hidup berupa berat gedung 1 lantai yang di ekivalensikan sebesar 1 t/m atau 10 kN/m.

## 6.2.2 Permodelan pada PLAXIS

Salah satu kelebihan dari program bantu PLAXIS adalah dimungkinkannya permodelan sesuai dengan urutan pekerjaan yang sebenarnya (stage construction), maka kita dapat merencanakan kedalaman dinding tanpa mengabaikan deformasi yang terjadi pada saat tanah tersebut baru digali sebagian. Berikut langkah – langkah penggunaan program bantu PLAXIS:

1. *Input* atau masukan

PLAXIS adalah sebuah program bantu berbasis 2D atau garis. Jadi, secara garis besar, input di program bantu ini adalah berupa garis-garis geometri untuk membuat lapisan tanah serta model strukturalnya dan mendefinisikan material tanah dan strukturnya. Langkah-langkah memodelkan geometri tanah dan struktur adalah sebagai berikut:

- Pilih “new project”, akan muncul jendela General Setting
- Pada tab Project bagian General, pilih Plane strain untuk Model nya dan 15-Node untuk Elements nya.
- Pada tab Dimensions bagian Units, pilih jenis unit yang akan digunakan, dalam perencanaan kali ini digunakan satuan meter (m) untuk length, kilonewton (kN) untuk force, dan hari (day) untuk time. Untuk bagian Geometry

dimensions, digunakan untuk menentukan luasan bidang gambar yang akan dikerjakan. Dalam perencanaan ini digunakan ukuran-ukuran batas kiri, kanan, bawah, dan atas secara berurutan -55 m, 75 m, -5 m, dan 50 m. Sementara untuk Grid, digunakan jarak antar titik yaitu 1 m.

- Selanjutnya akan digambar geometri tanah menggunakan alat Geometry Line dengan cara menarik garis dari titik - titik koordinat yang membentuk lapisan tanah sesuai kondisi pada lapangan.
- Kemudian membuat struktur yang akan ditinjau kemudian menggunakan alat Plate. Struktur berupa dinding penahan tanah, balok, kolom, dan pondasi bangunan.
- Setelah bentuk bangunan selesai, dimasukkan beban luar menggunakan alat Distributed Load dengan cara menarik garis ke samping selebar beban yang terjadi. Untuk memasukkan nilai bebannya, pilih alat Selection, kemudian klik 2 kali pada bagian bawah gambar beban yang telah dibuat tadi, masukkan besar beban sebesar 10 kN/m<sup>2</sup>.
- Selanjutnya adalah menambahkan interaksi antara dinding penahan tanah dan tanah dengan menggunakan alat Interfaces. Tarik garis interfaces dari ujung atas dinding menuju kebawah, kemudian kembali ke ujung atas.
- Berikutnya adalah mendefinisikan parameter tiap lapisan tanah dan parameter struktural yang dapat dilakukan dengan membuka jendela Material

- Pada bagian Soil & Interfaces, klik New, kemudian pada tab General bagian Material Set, diisi dengan MohrCoulomb untuk Material model, dan Undrained untuk Material type. Untuk bagian General properties, diisi dengan nilai  $\gamma_{sat}$  dan  $\gamma_{unsat}$  sesuai dengan parameter tanahnya. Pada bagian Permeability tidak perlu diisi karena perencanaan ini tidak memperhitungkan permeabilitas tanah.
- Untuk tab Parameters, bagian Stiffness diisi dengan nilai elastisitas tanah (E) dan nilai Poisson's Ratio ( $\nu$ ) sesuai parameter tanahnya. Bagian Strength juga diisi sesuai dengan c dan  $\phi$  sesuai parameter tanah, sementara bagian Alternatives akan secara otomatis terisi dengan sendirinya setelah menginput semua parameter tanah sebelumnya.
- Pada tab Parameters, diisi nilai Rinter dengan merujuk kepada nilai interaksi antara material dinding dan material tanah yang disarankan oleh buku manual PLAXIS seperti pada Gambar 6.2.

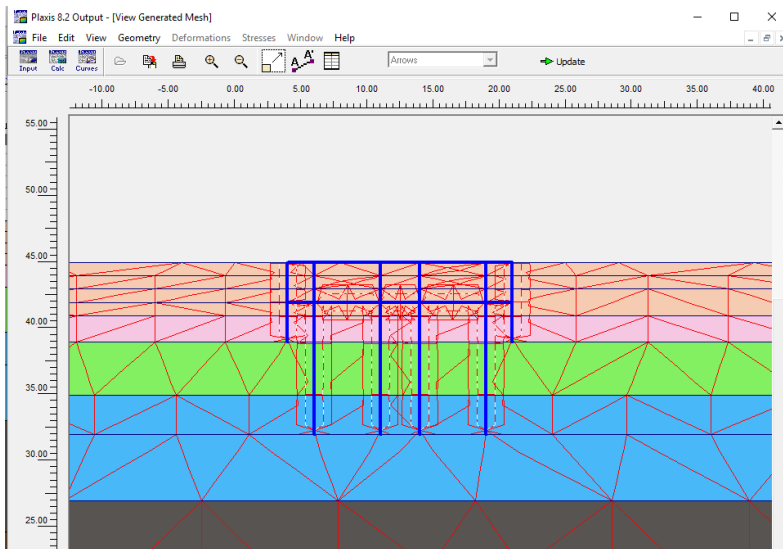
Parameter	Nama	Lapisan lempung	Lapisan pasir	Satuan
Model material	<i>Model</i>	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	-
Jenis perilaku material	<i>Jenis</i>	Terdrainase	Terdrainase	-
Berat isi tanah di atas garis freatik	$\gamma_{unsat}$	16	17	kN/m <sup>3</sup>
Berat isi tanah di bawah garis freatik	$\gamma_{sat}$	18	20	kN/m <sup>3</sup>
Permeabilitas arah horisontal	$k_x$	0.001	1.0	m/hari
Permeabilitas arah vertikal	$k_y$	0.001	1.0	m/hari
Modulus Young (konstan)	$E_{ref}$	10000	40000	kN/m <sup>2</sup>
Angka Poisson	$\nu$	0.35	0.3	-
Kohesi (konstan)	$c_{ref}$	5.0	1.0	kN/m <sup>2</sup>
Sudut geser	$\phi$	25	32	°
Sudut dilatasi	$\psi$	0.0	2.0	°
Faktor reduksi kuat geser antarmuka	$R_{inter}$	0.5	0.67	-

Gambar 6.2 Sifat – sifat material  
(Sumber: Plaxis Versi 8 Manual Latihan)



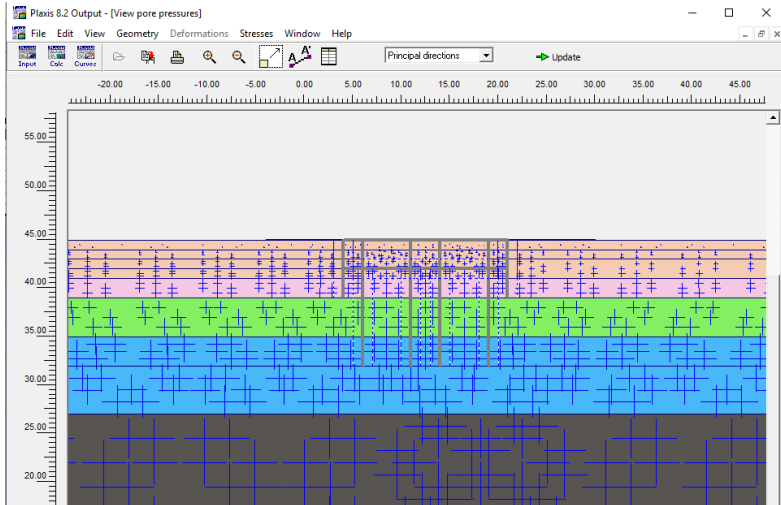
- Ulangi langkah-langkah diatas untuk setiap lapisan tanah yang akan digunakan dalam perencanaan.
- Untuk input material struktural, terdapat pada jendela Material bagian Plates. Klik New dan pada bagian Material type gunakan tipe material Elastic.
- Pada bagian Properties, masukkan nilai EA, EI, dan W sesuai parameter struktur yang telah dipaparkan diatas. Untuk nilai Poisson's Ratio serta Rayleigh  $\alpha$  dan Rayleigh  $\beta$  dibiarkan default saja.
- Ulangi langkah-langkah diatas untuk setiap jenis material struktur yang akan digunakan dalam perencanaan.
- Setelah semua material tanah dan struktur didefinisikan, selanjutnya tekan dan tarik setiap jenis material kedalam bidang geometri, kemudian lepaskan diatas bidang yang dipilih. Bidang akan berubah warna mengikuti warna dari material yang telah didefinisikan tadi. Untuk bidang plate akan berkedip warna merah ketika berhasil memasukkan materialnya.
- Setelah itu, definisikan kekakuan pada setiap ujung geometri dengan menggunakan alat Standart Fixities. Akan muncul garis putus-putus warna hijau jika telah melakukan definisi kekakuan.
- Langkah berikutnya adalah membuat pola titik-jaring dengan menggunakan alat Generate Mesh. Kemudian klik Update ketika telah muncul jendela baru seperti pada

Gambar 6.3 untuk kembali ke ruang kerja PLAXIS.



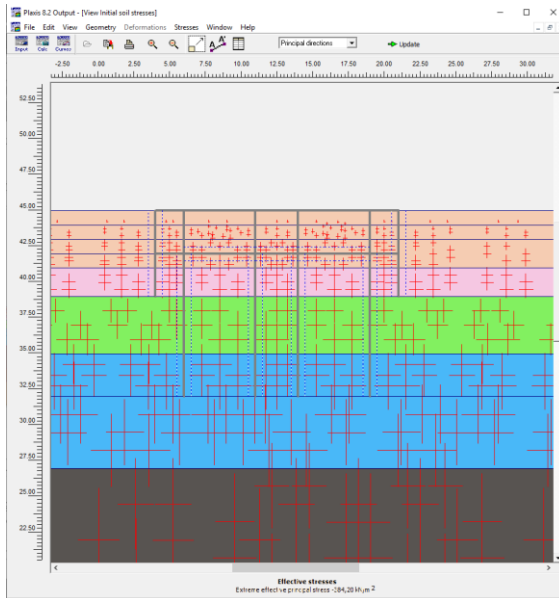
Gambar 6.3 *Generate Mesh*

- Selanjutnya klik Initial Condition, lalu klik alat Phreatic Level untuk memasukkan elevasi M.A.T, tarik garis dari ujung kiri ke ujung kanan geometri. Kemudian klik alat Generate water pressure dan pilih Generate by phreatic level hingga muncul gambar tegangan air pori seperti yang terdapat pada Gambar 6.4.



Gambar 6.4 Generate Water Pressure

- Selanjutnya klik alat Initial pore pressure bagian kanan, lalu klik Generate initial stress. Atur nilai  $\Sigma M$ -Weight sebesar 1, lalu klik OK hingga muncul seperti pada Gambar 6.5. Kemudian klik Update untuk kembali ke bidang kerja.



Gambar 6.5 Generate Initial Stress

- Setelah semua telah dilakukan, langkah selanjutnya adalah klik Calculate untuk masuk ke tahapan kalkulasi atau perhitungan. Setelah mengklik Calculate, PLAXIS akan meminta untuk meng-save file nya di direktori yang diinginkan. PLAXIS akan tertutup dan akan membuka jendela baru yaitu jendela Calculations.

## 2. Calculation atau perhitungan

Tahap ini merupakan tahapan bagi program bantu PLAXIS untuk menghitung kondisi-kondisi yang telah dimasukkan dalam program input diatas. Berikut langkahlangkah menggunakan PLAXIS tahap calculation:

- Pada jendela calculation, klik Next untuk menambahkan fase baru. Pada fase pertama ini dimaksudkan untuk konstruksi

bangunannya. Pada tab General bagian Phase, isikan dengan nama fasenya. Pada tab Calculation type diisi dengan Plastic.

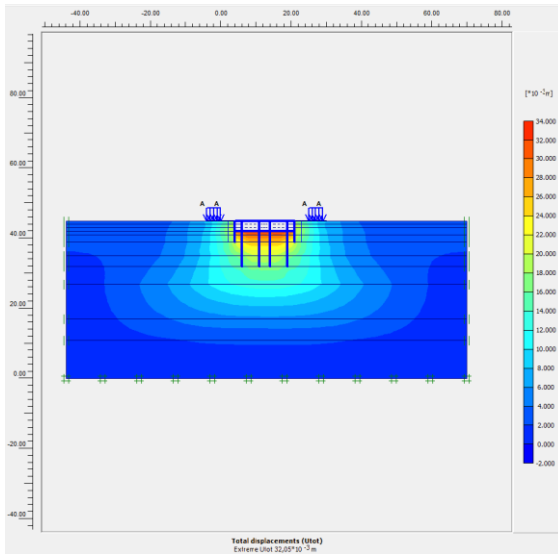
- Pindahkan kursor ke tab Parameter, kemudian klik Define. Akan terbuka kembali jendela bidang kerja input. Klik pada setiap struktur bangunan dan beban luar.
- Kemudian klik pada bidang tanah bagian dalam struktur untuk memodelkan galian. Warna tanah akan hilang apabila telah di klik, yang artinya daerah tersebut dimodelkan sebagai galian.
- Selanjutnya klik alat Water pressure, pilih setiap bidang tanah yang digali yang berada dibawah M.A.T, kemudian klik kanan lalu pilih Cluster Dry. Hal ini dimaksudkan untuk mengeringkan air yang berada di daerah galian tanah. Pilih OK dan klik Generate water pressure untuk menggenerasi kembali tegangan air pori yang telah berubah karena air bagian dalam galian telah dikeringkan. Pilih Update untuk kembali ke jendela calculation
- Selanjutnya pilih Next untuk menambahkan fase baru. Fase baru ini digunakan untuk mencari nilai Safety Factor (SF). Pada bagian Calculation type, ganti menjadi Phi/c reduction.
- Setelah semua fase dimodelkan, pilih alat Select point for curves, lalu tentukan satu atau dua titik tinjau. Setelah itu klik Update untuk kembali ke jendela calculation.
- Pada jendela calculation, klik alat Calculate untuk memulai proses kalkulasi atau

perhitungan. Tunggu hingga proses selesai. Jika telah selesai, maka jendela output atau keluaran akan bisa dibuka.

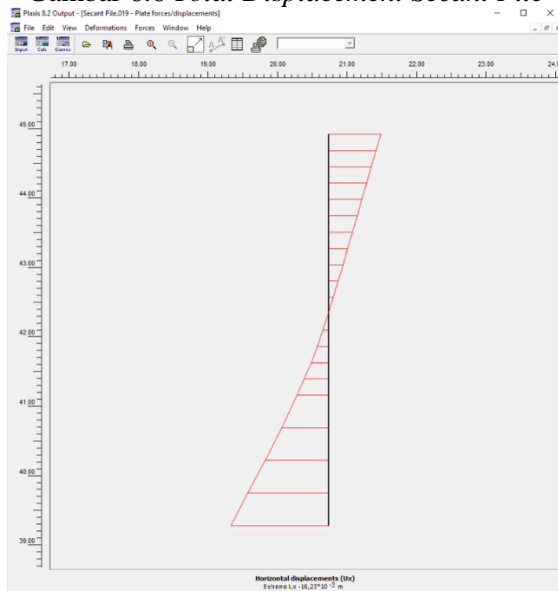
- Untuk melihat nilai safety factor yang tercapai setelah proses kalkulasi, dapat ditemukan pada tab Multipliers bagian Total multipliers. Nilai SF dilambangkan dengan  $\Sigma$ Msf.

### *3. Output*

Jendela output atau keluaran adalah jendela yang berfungsi menampilkan segala hasil perhitungan terhadap bangunan yang telah dimodelkan. Untuk melihat hasil deformasi tanah, dapat diketahui dengan membuka tab Deformations lalu memilih Deformed mesh. Untuk melihat perpindahan total, buka tab Deformation lalu pilih Total displacement seperti pada Gambar 6.6. Untuk melihat defleksi horizontal yang terjadi pada dinding penahan tanah, dapat diketahui dengan cara mengklik dua kali pada dinding penahan tanah kemudian pada tab Deformation pilih Horizontal displacement seperti yang terlihat pada Gambar 6.7.



Gambar 6.6 Total Displacement Secant Pile



Gambar 6.7 Defleksi Horizontal Secant Pile

Berdasarkan hasil permodelan pada program bantu PLAXIS v8.2 diatas, SF pada kondisi kritis diperoleh sebesar 1,418 sedangkan nilai defleksi yang terjadi pada dinding penahan tanah Secant Pile adalah 16.23 mm atau 1.623 cm. Nilai defleksi ijin untuk struktur dinding penahan tanah adalah 1 inci atau sebesar 2,54 cm. Maka dapat disimpulkan bahwa desain dari *Secant Pile* diatas dapat digunakan sebagai perencanaan.

### 6.2.3 Perhitungan Daya Dukung Tanah

Perhitungan daya dukung tanah dilakukan dengan menghitung berat sendiri dinding penahan tanah, kemudian membandingkan dengan daya dukung izin tanah. Berikut perhitungannya:

$$\begin{aligned} P &= \gamma \text{ beton} \times A \text{ pile} \times H \text{ pile} \\ &= 2,4 \times 0,25 \times 3,14 \times 0,5^2 \times 6 \\ &= 2,826 \text{ ton} \end{aligned}$$

Cek Qijin tanah pada kedalaman 6m.

$$Q_{ijin} \text{ 6m} = 167,56 \text{ kN} = 16,56 \text{ ton}$$

Diperoleh bahwa Qijin tanah pada kedalaman 6 m lebih besar dari P, sehingga tanah mampu untuk menahan berat struktur *Secant Pile*.

### 6.2.4 Kontrol Terhadap *Heaving*

Tegangan efektif yang berkurang (overburden pressure) akibat proses penggalian dikhawatirkan adanya lapisan lempung lunak mengalir kedalam lubang galian dan akan menimbulkan penggelembungan tanah oleh air (heave) (Suwarno, 2007). Oleh karena itu perlu di kontrol nilai safety factor (SF) dari kedalaman dinding terhadap tinggi muka air, dimana nilai SF yang harus dipenuhi adalah sebesar 1,25.

$$D = D_{total} - H_{galian}$$



$$= 6 - 3 = 3 \text{ m}$$

$$H1 = 3 \text{ m}$$

$$H2 = 0 \text{ m}$$

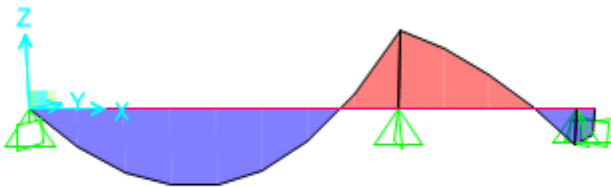
$$\gamma' = 1,618 - 1 = 0,618 \text{ t/m}^3$$

$$\begin{aligned} SF &= \frac{\gamma' x D}{0,36 (H1-H2)\gamma_w} = \frac{0,618 x 3}{0,36 x (3-0) x 1} \\ &= 1,7 \end{aligned}$$

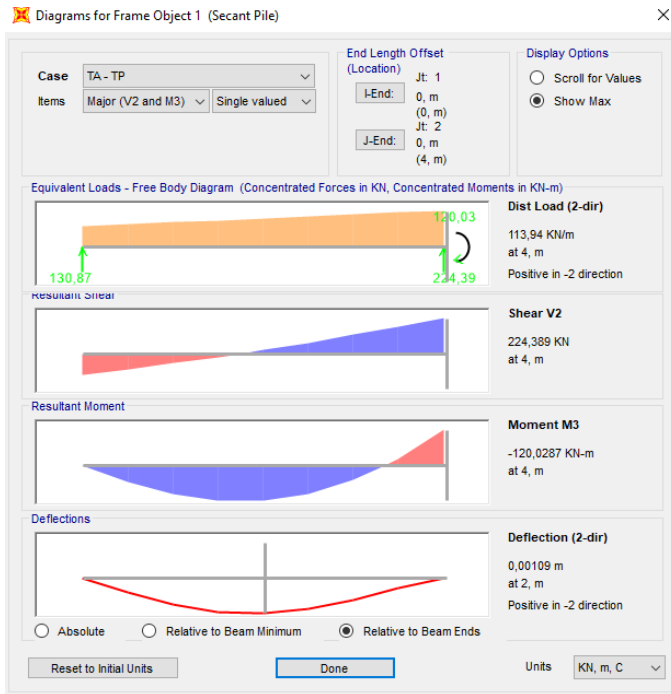
Karena nilai SF yang diperoleh dari hasil perhitungan lebih besar dari SF yang disyaratkan yaitu 1.25, sehingga dalam perencanaan tidak akan terjadi heaving pada tanah di depan dinding penahan tanah *Secant Pile*.

### 6.2.5 Perhitungan Kebutuhan Penulangan

Perencanaan perhitungan kebutuhan tulangan untuk dinding penahan tanah *secant pile* ini menggunakan program bantu SAP2000 v19.2.1 untuk memodelkan dinding dan gaya-gaya yang bekerja untuk kemudian mencari momen yang terjadi pada diaphragm wall. Gambar 6.8 menunjukkan bentuk bidang momen pada dinding, dan Gambar 6.9 menunjukkan nilai momen maksimum yang terjadi.



Gambar 6.8 Bidang Momen pada Dinding Penahan Tanah.



Gambar 6.9 Nilai Momen dan Geser Maksimum pada Dinding Penahan Tanah

Kemudian menghitung kebutuhan penulangan menggunakan program bantu PCAColumn v3.63. Program bantu ini membutuhkan input berupa nilai gaya axial dan gaya momen yang terjadi pada tangent pile. Dengan menggunakan nilai gayagaya yang diperoleh dari program bantu SAP2000, maka berikut langkah-langkah perhitungannya:

### 1. Input

- Pada tab input, pilih General Information. Pada Label, isikan sesuai keinginan, kemudian untuk Units, gunakan satuan Metric, Run Axis gunakan Biaxial, Design

Code digunakan ACI 318-02, sedangkan Run Option gunakan Design, serta Consider slenderness pilih No.

- Kemudian input parameter material pada Material Properties. Pada bagian Concrete isikan  $f^c$  dan  $f_y$  sesuai material tangent pile yang digunakan pada perhitungan sebelumnya yaitu  $f^c = 40$  MPa dan  $f_y = 400$  MPa. Serta Es diisi dengan 200000 MPa. Untuk parameter lainnya akan terisi secara otomatis.
- Selanjutnya definisikan bentuk penampang menggunakan alat Section lalu pilih Circular. Isikan dengan diameter tangent pile yang direncanakan.
- Berikutnya definisikan kriteria tulangan yang akan digunakan. Pilih alat Reinforcement kemudian All Side Equal. Masukkan jumlah tulangan minimal dan maksimal yang diinginkan berikut ukuran tulangannya. Kemudian definisikan pula kriteria desain tulangannya pada bagian Design Criteria. Isikan Column Type dengan Structural, Bar Selection dengan Minimum area of steel, dan spacing between bars dengan 40 mm.
- Input beban dengan menggunakan menu Loads kemudian pilih Factored lalu masukkan nilai beban aksial dan momen sesuai output SAP2000, yaitu 224,39 kN dan 120,03 kN m
- Untuk melakukan kalkulasi, pilih alat Solve lalu Execute atau tekan *shorkey* F5.

## 2. Output

Hasil kalkulasi penulangan tangent pile dapat dilihat pada Gambar 6.10. Kemudian Gambar 6.11 menunjukkan potongan penampang *secant pile* beserta tulangannya yang

merupakan hasil perhitungan program bantu PCAColumn. Berdasarkan kedua gambar tersebut, dapat disimpulkan untuk dinding penahan tanah jenis tangent pile, digunakan penulangan 8 D19 sebagai tulangan utama.

```

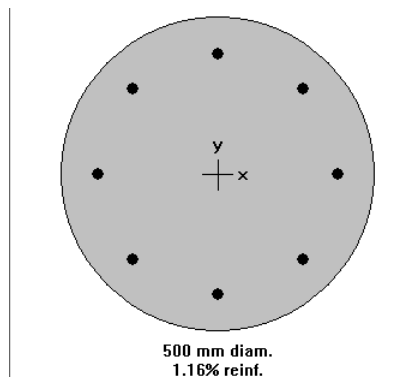
MATERIAL:
=====
f'c = 40 MPa
Ec = 29725.4 MPa
fc = 34 MPa
Beta1 = 0.759934
fy = 400 MPa
Es = 200000 MPa

SECTION:
=====
Ag = 196350 mm^2
Ix = 3.06796e+009 mm^4
Iy = 3.06796e+009 mm^4
Xo = 0 mm
Yo = 0 mm

REINFORCEMENT:
=====
8 #19 bars @ 1.157%
As = 2272 mm^2
Confinement: Tied
Clear Cover = 49.5 mm
Min Spacing = 127.047 mm

```

Gambar 6.10 Detail *Output* PCAColumn



Gambar 6.11 Penampang Secant Pile dan Penulangannya

- Perencanaan Tulangan Geser

Secara teori, apabila nilai gaya geser ( $V_u$ ) lebih kecil dari gaya geser nominal ( $V_c$ ), maka penulangan geser tidak perlu direncanakan. Namun pada prakteknya tulangan geser tetap harus dipasang untuk mengikat tulangan vertikal agar tetap pada posisinya (Chang Yu-Ou, 2006).

$$V_u = 224,39 \text{ kN}$$

$$V_c = 1/6 \times \sqrt{40} \times 10^3 \times 0,25 \times 3,14 \times 0,5^2 \\ = 177,313 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 177,313 = 132,985 \text{ kN}$$

Karena  $V_u > \phi V_c$ , maka dinding perlu direncanakan tulangan geser.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 121,872 \text{ kN}$$

Digunakan tulangan d10

$$A_v = 0,25 \times 3,14 \times (10^2) = 157 \text{ mm}^2$$

$$S = 257,648 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan geser D10 - 250

### 6.2.6 Perhitungan Harga Material *Secant Pile*

Berikut rincian perhitungan harga material untuk konstruksi *secant pile*.

$$\text{Dimensi dpt} = \phi \times t = 0,5 \times 6$$

$$\text{Volume beton} = \frac{\pi}{4} 0,5^2 \times 6 = 1,178 \text{ m}^3$$

$$\text{Tulangan utama} = 8\text{D}19 - 125$$

$$\text{Volume tul. Utama} = 8 \times 6 \times \frac{\pi}{4} 0,019^2 = 0,01361 \text{ m}^3$$

$$\text{Tulangan geser} = 24\text{D}10 - 250$$

$$\text{Volume tul. Geser} = 24 \times \pi \times 0,5 \times \frac{\pi}{4} 0,010^2 \\ = 2,961 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\text{Volume Tulangan} = 0,01361 + 2,961 \times 10^{-3} \\ = 0,016571 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Jenis Baja} &= 7850 \text{ kg/m}^3 \\ \text{Berat Tulangan} &= \text{Volume tulangan} \times \text{BJ baja} \\ &= 0,016571 \times 7850 = 130,1 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Harga Beton 40 MPa (/m}^3) &= \text{Rp}955.000 \\ \text{Harga tulangan (/kg)} &= \text{Rp}16.826 \\ \text{Keliling dinding} &= 236,65 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total biaya material} &= 236,65 \times (1,178 \times \text{Rp}955.000 + \\ &130,1 \times \text{Rp}16.826) \\ &= \text{Rp}784.270.547,8 \end{aligned}$$

## 6.3 Perencanaan *Diaphragm Wall*

### 6.3.1 *Preliminary Design*

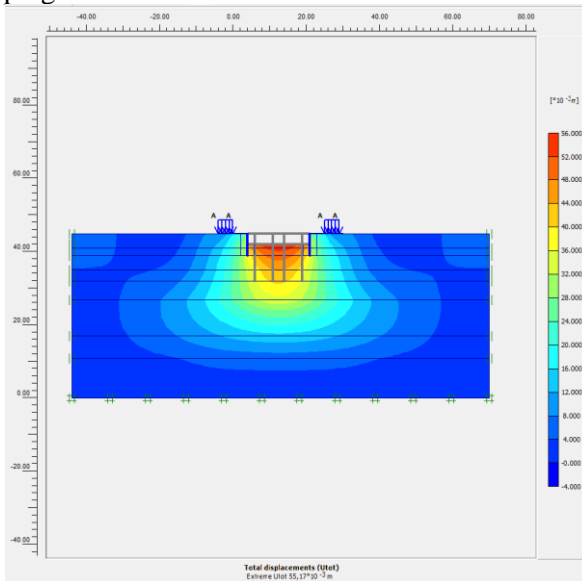
Sebelum melakukan permodelan *Diaphragm Wall* pada program bantu PLAXIS v8.0, terlebih dahulu ditentukan dimensi dan data dinding untuk input PLAXIS. Dimensi kolom, dimensi plat, dan dimensi pondasi sama seperti perencanaan *secant pile*.

$$\begin{aligned} \text{Tebal diaphragm wall} &= 0,5 \text{ m} \\ A &= 0,5 \text{ m}^2 \\ I &= 0,0104 \text{ m}^4 \\ F'_c &= 40 \text{ MPa} \\ F_y &= 400 \text{ MPa} \\ E &= 29725410 \text{ kN/m}^2 \\ EA &= 14862705 \\ EI &= 309639,68 \\ d &= 0,6 \text{ m (dari PLAXIS)} \\ W &= 4,98 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

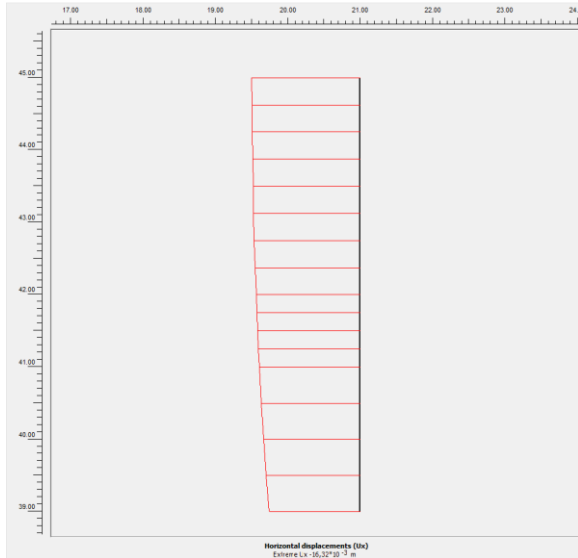
Kemudian untuk pembebanan sama seperti saat permodelan *Secant Pile*.

### 6.3.2 Analisa Stabilitas

Analisa stabilitas akan dilakukan dengan menggunakan program bantu PLAXIS v8.2. Hasil analisa stabilitas berupa deformasi tanah maksimal serta defleksi dinding penahan tanah. Langkah-langkah input pada program bantu untuk dinding penahan tanah diaphragm wall sama dengan pada perencanaan secant pile diatas, yang membedakan hanyalah parameter material Plate nya. Berikut hasil permodelan diaphragm wall pada program bantu PLAXIS, dimana Gambar 6.12 menunjukkan kondisi total displacement dari diaphragm wall, dan Gambar 6.13 menunjukkan defleksi dari diaphragm wall.



Gambar 6.12 *Total Displacement Diaphragm Wall*



Gambar 6.13 Defleksi Horizontal *Diaphragm Wall*

Berdasarkan hasil permodelan pada program bantu PLAXIS v8.2, SF yang diperoleh sebesar 1,497 dan nilai defleksi yang terjadi pada dinding penahan tanah diaphragm wall adalah 16.32 mm atau 1.63 cm. Nilai defleksi ijin untuk struktur dinding penahan tanah adalah 1 inci atau sebesar 2,54 cm. Maka dapat disimpulkan bahwa desain dari diaphragm wall diatas dapat digunakan sebagai perencanaan.

### 6.3.3 Perhitungan Daya Dukung Tanah

Perhitungan daya dukung tanah dilakukan dengan menghitung berat sendiri dinding penahan tanah, kemudian membandingkan dengan daya dukung izin tanah. Berikut perhitungannya:

$$\begin{aligned}
 P &= \gamma \text{ beton} \times A \text{ pile} \times H \text{ pile} \\
 &= 2,4 \times 0,5 \times 1 \times 6 \\
 &= 7,2 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Cek Qijin tanah pada kedalaman 6m.

$$Q_{ijin} \text{ 6m} = 514,13 \text{ kN} = 52,42 \text{ ton}$$



Diperoleh bahwa Qijin tanah pada kedalaman 6 m lebih besar dari P, sehingga tanah mampu untuk menahan berat struktur *Diaphragm Wall*.

### 6.3.4 Kontrol Terhadap *Heaving*

Karena kadalaman *diaphragm wall* dan *secant pile* sama, maka angka keamanan terhadap *heaving* pun juga sama. Sehingga, *diaphragm wall* juga aman dari *heaving*.

### 6.3.5 Perhitungan Penulangan

Perencanaan perhitungan kebutuhan tulangan untuk dinding penahan tanah *diaphragm wall* ini menggunakan program bantu SAP2000 v19.2.1 untuk memodelkan dinding dan gaya-gaya yang bekerja untuk kemudian mencari momen yang terjadi pada *diaphragm wall*. Karena kedalaman penanaman *diaphragm wall* sama dengan kedalaman penanaman *secant pile*, maka gaya aksial dan momen yang diterima juga sama.

$$\begin{aligned}
 \text{Mu} &= 120,21 \text{ kN m} \\
 h &= 500 \text{ mm} \\
 F'c &= 40 \text{ MPa} \\
 Fy &= 400 \text{ MPa} \\
 \text{D tulangan} &= d13 \\
 As &= 132,665 \text{ mm}^2 \\
 \text{Selimut Beton} &= 50 \text{ mm} \\
 Dx &= h - \text{selimut} - (0,5 \times \text{Dtulangan}) \\
 &= 500 - 50 - 0,5 \times 13 \\
 &= 443,5 \\
 \beta 1 &= 0,83571
 \end{aligned}$$

#### 1. Penulangan Vertikal (lentur)

Mencari nilai  $\rho$  pakai :

$$\begin{aligned}\rho b &= \frac{0,85 \times 0,83571 \times 40}{400} \times \frac{600}{600+400} \\ &= 0,03197 \\ \rho_{\max} &= 0,75 \times 0,03197 = 0,02397 \\ \rho_{\min} &= 0,002 \text{ (SNI 2847 2013)} \\ m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'c} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 15,68 \\ R_n &= \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{120,21}{0,75 \times 500 \times 443,5^2} = 1,63 \\ \rho &= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m R_n}{f_y}} \right) = 0,00423 \\ \text{Maka } \rho \text{ pakai} &= 0,00423\end{aligned}$$

Menghitung As perlu tiap meter :

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00423 \times 1000 \times 443,5 \\ &= 1877,62 \text{ mm}^2 \\ S_{\max} &= 450 \text{ mm}^2 \\ N &= \text{As} / \text{Ag} = 14,15 = 15 \text{ buah} \\ \text{Stulangan} &= 1000/132,6 = 66,67 = 70 \text{ mm}\end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan vertikal pada diaphragm wall dengan konfigurasi 15 D13-70.

## 2. Penulangan Horizontal (bagi)

Dinding penahan tanah dengan deformasi satu arah tidak memerlukan penulangan horizontal (Chang Yu-Ou, 2006). Namun tetap direncanakan tulangan horizontal dengan As perlu 50% dari tulangan vertikal (lentur). Sehingga diperoleh konfigurasi penulangan 7 D13-140.

## 3. Penulangan Shear (geser)

Secara teori, apabila nilai gaya geser ( $V_u$ ) lebih kecil dari gaya geser nominal ( $V_c$ ), maka penulangan geser tidak perlu direncanakan. Namun pada prakteknya tulangan geser

tetap harus dipasang untuk mengikat tulangan vertikal agar tetap pada posisinya (Chang Yu-Ou, 2006).

$$V_u = 224,39 \text{ kN}$$

$$V_c = 1/6 \times \sqrt{40} \times 1000 \times 443,5 = 467,49$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 467,49 = 350,618 \text{ kN}$$

Karena nilai  $V_u < \phi V_c$ , maka tidak perlu direncanakan tulangan geser, namun tetap dipasang tulangan geser praktis dengan ukuran  $\Phi 10$  untuk mengikat tulangan yang lain.

### 6.3.6 Perhitungan Harga Material *Diaphragm Wall*

Berikut rincian perhitungan harga material untuk konstruksi *diaphragm wall*.

$$\text{Dimensi dpt} = p \times l \times t = 1 \times 0,5 \times 6$$

$$\text{Volume beton} = 3 \text{ m}^3$$

$$\text{Tulangan utama} = 15\text{D}13 - 75$$

$$\text{Volume tul. Utama} = 15 \times 6 \times \frac{\pi}{4} 0,013^2 = 0,0119 \text{ m}^3$$

$$\text{Tulangan bagi} = 7\text{D}13 - 140$$

$$\text{Volume tul. bagi} = 7 \times 1 \times \frac{\pi}{4} 0,013^2 = 9,29 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\text{Tulangan geser} = 13\text{D}10 - 450$$

$$\begin{aligned} \text{Volume tul. Geser} &= 13 \times 1 \times (0,5 + 1) \times \frac{\pi}{4} 0,010^2 \\ &= 0,00153 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume Tulangan} &= 0,0119 + 9,29 \times 10^{-4} + 0,00153 \\ &= 0,004359 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\text{Berat Jenis Baja} = 7850 \text{ kg/m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Tulangan} &= \text{Volume tulangan} \times \text{BJ baja} \\ &= 0,004359 \times 7850 = 34,218 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Harga Beton } 40 \text{ MPa } (/m^3) = \text{Rp}955.000$$

$$\text{Harga tulangan } (/kg) = \text{Rp}16.826$$

$$\text{Keliling dinding} = 236,65 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\text{Total biaya material} &= 236,65 \times (3 \times \text{Rp}955.000 + \\ &\quad 34,218 \times \text{Rp}16.826) \\ &= \text{Rp}814.253.976\end{aligned}$$

## 6.4 Perencanaan Turap Berjangkar

### 6.4.1 Perhitungan Kedalaman Dinding Turap

#### Berjangkar

Perhitungan kedalaman dinding sama seperti perhitungan pada sub-bab 6.1, hanya saja titik putar dinding berada pada letak jangkar.

Pada perencanaan ini direncanakan jangkar dengan kedalaman 0,5 m.

Misal  $D_0 = 0,5$  m, maka

Maktif,

$$M_{\text{lapis1}} = P_1 \times \left(\frac{2}{3} 3,5 - 0,5\right) = 12,084 \text{ tm}$$

Mpasif,

$$\begin{aligned}M_{\text{lapis8}} &= P_{14} \times (0,25 + 2) + P_{15} \times \left(\frac{2}{3} 0,5 + 3\right) \\ &= 11,799 \text{ tm}\end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan kesetimbangan gaya dengan  $D_0 = 0,5$  m, hasil menunjukkan bahwa dinding sudah setimbang.

Selanjutnya untuk menghitung gaya yang ditahan angkur adalah sebagai berikut,

$$\begin{aligned}P_{\text{aktif}} &= P_{\text{pasif}} + T \\ T &= 6,59 - 3,71 = 2,886 \text{ ton}\end{aligned}$$

Menghitung diameter angkur,

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{angkur}} &= 3700 \text{ kg/cm}^2 \\ \phi_{\text{angkur}} &= \sqrt{\frac{T \times 1000}{\frac{1}{4} \pi (\sigma)}} = \sqrt{\frac{2,886 \times 1000}{\frac{1}{4} \pi 3700}} = 2 \text{ cm}\end{aligned}$$

maka digunakan tulangan D10

Menghitung panjang blok angkur,

$$H = 0,75 \text{ m}$$

$$H = 0,5 \text{ m}$$

$$K_o = 0,4$$

$$H/h = 1,5 < 2, \text{ maka } h = 0,75 \text{ m}$$

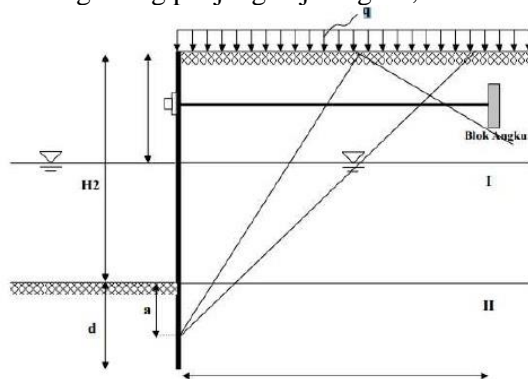
$$P_a = 6,59 \text{ ton}$$

$$P_p = 3,71 \text{ ton}$$

$$T_{ult} = 1,2 \times T = 1,2 \times 2,886 = 3,46 \text{ ton}$$

Maka didapat panjang blok angkur (L) = 1.2 m

Menghitung panjang baja angkur,



Gambar 6.14 Mencari Panjang Angkur

$$a = \frac{2}{3} \times d = \frac{2}{3} \times 4 = 2,33$$

$$\text{asumsi sudut} = 40^\circ$$

$$\text{maka panjang angkur (L)} = 3,63 \text{ m}$$

maka panjang angkur dipasang 4m.

### 6.4.2 Permodelan pada PLAXIS

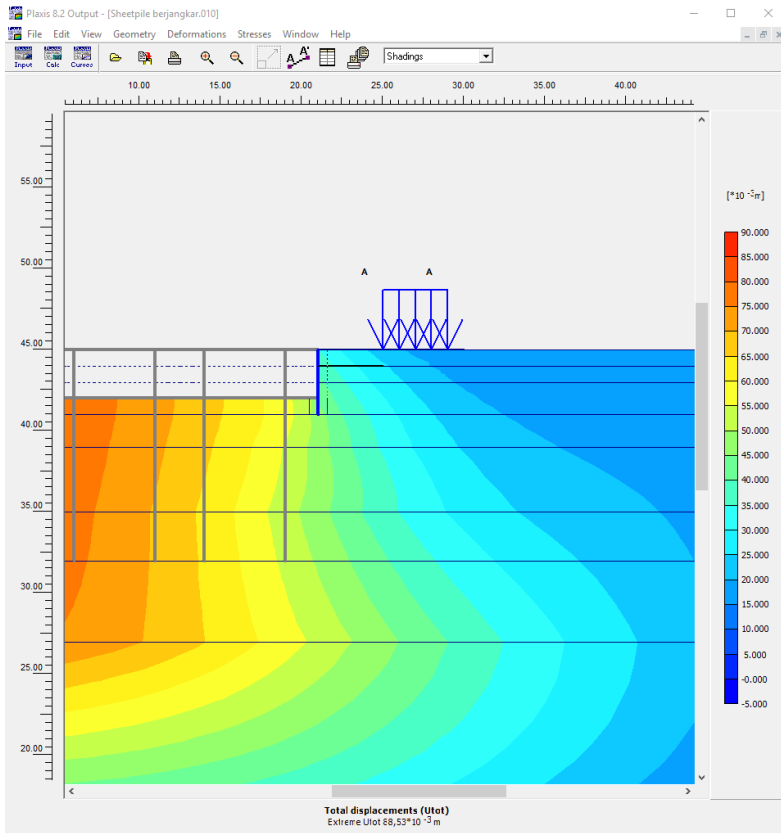
Sebelum melakukan permodelan turap pada program bantu PLAXIS v8.0, terlebih dahulu ditentukan dimensi dan data dinding untuk input PLAXIS. Dimensi kolom, dimensi plat, dan dimensi pondasi sama seperti perencanaan *secant pile*. Profil turap yang digunakan adalah profil W-325B PT. WIKA BETON. Brosur dapat dilihat pada **Lampiran 4**.

Profil PC Sheetpile	= W-325 B
A	= 0,1315 m <sup>2</sup>
I	= 0,00134 m <sup>4</sup>
F'c	= 40 MPa
Fy	= 400 MPa
E	= 36406043,45 kN/m <sup>2</sup>
EA	= 4787394,714
EI	= 48858,36
W	= 3,29 kN/m (dari brosur)

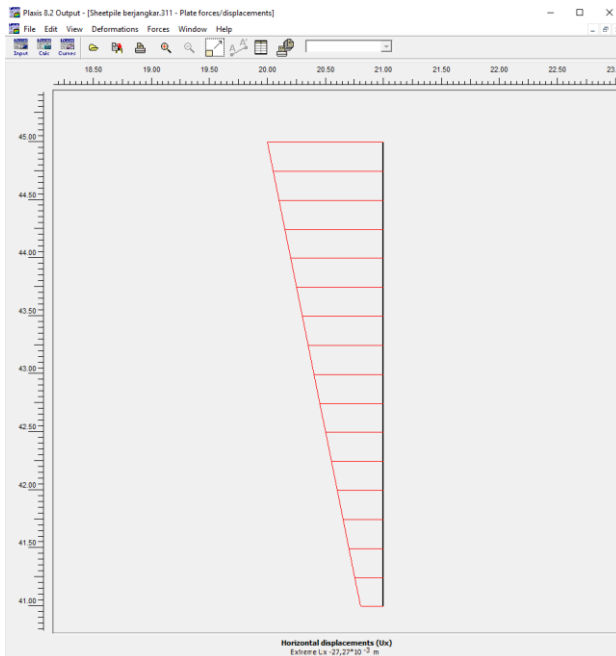
Kemudian untuk pembebanan sama seperti saat permodelan *Secant Pile*.

### 6.4.3 Analisa Stabilitas

Analisa stabilitas akan dilakukan dengan menggunakan program bantu PLAXIS v8.2. Hasil analisa stabilitas berupa deformasi tanah maksimal serta defleksi dinding penahan tanah. Langkah-langkah input pada program bantu untuk dinding penahan tanah diapraghm wall sama dengan pada perencanaan *secant pile* diatas, yang membedakan hanyalah parameter material Plate nya. Berikut hasil permodelan diapraghm wall pada program bantu PLAXIS, dimana Gambar 6.15 menunjukkan kondisi total displacement dari turap berjangkar, dan Gambar 6.16 menunjukkan defleksi dari turap berjangkar.



Gambar 6.15 Total Displacement Turap Berjangkar



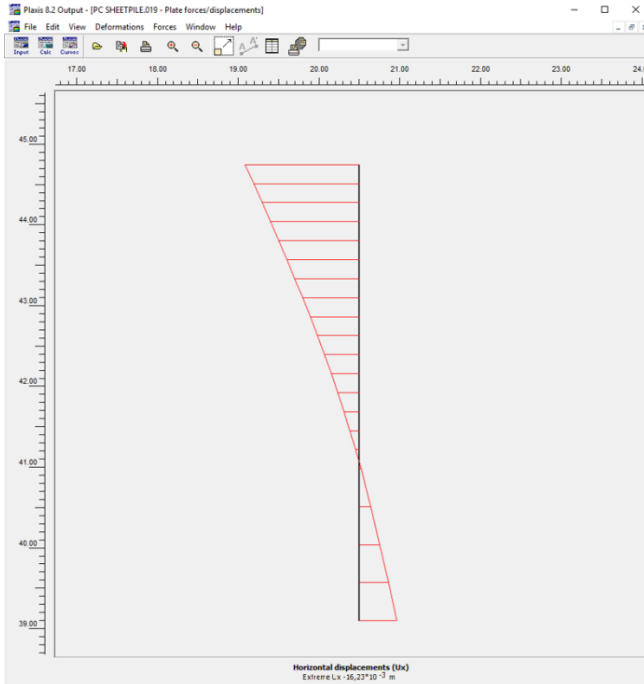
Gambar 6.16 Defleksi Horizontal Turap Berjankar

Berdasarkan hasil permodelan pada program bantu PLAXIS v8.2, SF yang diperoleh sebesar 1,571 dan nilai defleksi yang terjadi pada dinding penahan tanah diaphragm wall adalah 27.27 mm atau 2.73 cm. Nilai defleksi ijin untuk struktur dinding penahan tanah adalah 1 inci atau sebesar 2,54 cm. Maka dapat disimpulkan bahwa desain dari turap berjankar diatas tidak dapat digunakan sebagai perencanaan. Karena faktor keamanan turap sudah memenuhi syarat SF 1.5 dan hanya defleksi saja yang melebihi ijin, maka direncanakan turap tanpa jankar dengan kedalaman 6 m.

Hasil analisa PLAXIS pada turap tanpa jankar dengan kedalaman 6 m didapat SF = 1,36 dan defleksi yang terjadi sebesar 16.23 mm atau 1.62 cm. Gambar 6.17 menunjukkan defleksi yang terjadi pada turap tanpa jankar. Maka dapat



disimpulkan bahwa desain dari turap tanpa jangkar diatas dapat digunakan sebagai perencanaan.



Gambar 6.17 Defleksi Horizontal Turap

#### 6.4.1 Perhitungan Daya Dukung Tanah

Perhitungan daya dukung tanah dilakukan dengan menghitung berat sendiri dinding penahan tanah, kemudian membandingkan dengan daya dukung izin tanah. Berikut perhitungannya:

$$\begin{aligned}
 P &= \gamma \text{ beton} \times A \text{ pile} \times H \text{ pile} \\
 &= 2,4 \times 0,1315 \times 6 \\
 &= 1,8936 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Cek Qijin tanah pada kedalaman 6m.

$$Q_{ijin} \text{ 6m} = 514,13 \text{ kN} = 52,42 \text{ ton}$$

Diperoleh bahwa Qijin tanah pada kedalaman 6 m lebih besar dari P, sehingga tanah mampu untuk menahan berat struktur turap.

#### **6.4.2 Kontrol Terhadap *Heaving***

Karena kadalaman turap dan *secant pile* sama, maka angka keamanan terhadap *heaving* pun juga sama. Sehingga, turap juga aman dari *heaving*.

#### **6.4.3 Perhitungan Harga Material *Group Pile***

Berikut rincian perhitungan harga material untuk konstruksi *group pile*.

Jenis <i>Sheetpile</i>	= W-325 B
Panjang Tertanam	= 6 m
Keliling dinding	= 236,65 m
Kebutuhan jml <i>sheetpile</i>	= 237 buah

Harga *Sheetpile* PT. WIKA /m = Rp831.250

Total biaya material = 6 x 237x Rp831.250

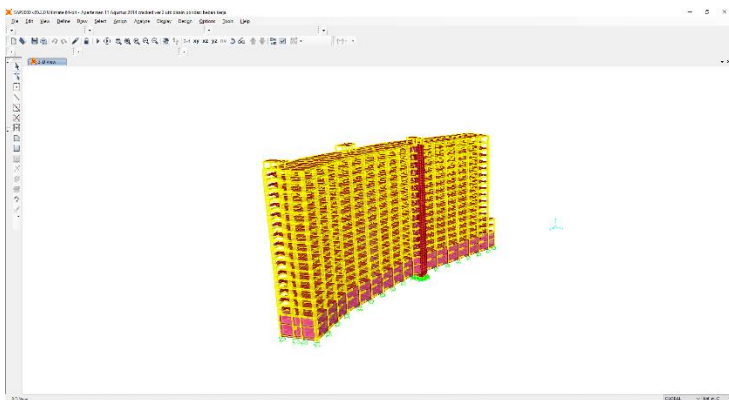
= Rp1.182.037.500



## BAB VII PERENCANAAN PONDASI

### 7.1 Pembebanan Gedung Apartemen Royal Betawi

Pembebanan gedung Apartemen Royal Betawi sangat diperlukan dalam perencanaan pondasi. Pembebanan struktur atas gedung Apartemen Royal Betawi didapatkan dari hasil analisa SAP2000. Beban yang didapatkan adalah beban kolom lantai basement dengan kombinasi beban  $D + L$  untuk merencanakan tegangan-tegangan yang terjadi pada pondasi serta penurunan pondasi sedangkan kombinasi  $1,2D + L + Gempa$  untuk merencanakan geser dan penulangan pada pondasi tika. Untuk perhitungan beban struktur gedung Apartemen Royal Betawi kombinasi  $D + L$  dan  $1,2D + L + Gempa$  selengkapnya dapat dilihat pada **Lampiran 5**. Gambar 7.1 menampilkan proyeksi 3 dimensi dari permodelan struktur atas pada program bantu SAP2000.



Gambar 7.1 Proyeksi 3D Permodelan Apartemen Royal Betawi

### 7.2 Perencanaan *Mat Foundation*

#### 7.2.1 Analisa Daya Dukung *Mat Foundation*

Perhitungan dan analisa *mat foundation* yang dilakukan menggunakan sumber dari buku “Priciple Of Foundation

Engineering” ( Braja das, 2011 ). Sesuai dengan sub bab 2.8.2, persamaan perhitungan daya dukung tanah yang digunakan adalah Persamaan 2-38.

$$Q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0,5\gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Nilai  $N_q$ ,  $N_c$ , dan  $N_\gamma$  dapat dicari dengan ditentukan pada tabel 2.5. *Mat foundation* terletak pada lapisan tanah pertama, dengan kedalaman 3 meter, nilai  $\phi = 9,39^\circ$ ,  $\gamma = 1.6184 \text{ t/m}^3$ , dan nilai  $c' = 18,67 \text{ kPa}$ . Letak dan kedalaman pondasi dapat dilihat pada Gambar 7.2 yang tiap lapis tanah ditandai dengan warna berbeda.



Gambar 7.2 Kedalaman dan Letak Pondasi

$$Nq = 2,69$$

$$Nc = 9,61$$

$$N\gamma = 0,44$$

Faktor bentuk pondasi dapat ditentukan dengan rumus berikut :

$$Fcs = 1 + \frac{B}{L} \times \frac{Nq}{Nc} = 1,126$$

$$Fqs = 1 + \frac{B}{L} \times \tan \emptyset = 1,074$$

$$F\gamma_s = 1 - 0,4 \frac{B}{L} = 0,82$$

Faktor kedalaman pondasi dapat ditentukan dengan perumusan berikut :

$$Fqd = 1 + 2 \tan \emptyset (1 - \sin \emptyset)^2 \left(\frac{Df}{B}\right) = 1,04$$

$$Fcd = Fqd - \frac{1 - Fqd}{Nc \tan \emptyset} = 1,063$$

$$F\gamma_d = 1$$

Karena beban tegak lurus dan tidak membentuk sudut, maka:

$$Fci = Fqi = F\gamma_i = 1$$

Untuk nilai q atau term kedalaman surcharge yang digunakan adalah

$$q = (\gamma' l \times h1) = (1,6184 - 1) \times 3 = 1,8552 \text{ ton/m}^2$$

Maka,

$$\begin{aligned} Qult = & 1,9 \times 9,61 \times 1,126 \times 1,063 \times 1 + 1,85 \times 2,69 \times \\ & 1,074 \times 1,04 \times 1 + 0,5 \times 1,6184 \times 18 \times 0,44 \times 0,82 \\ & \times 1 \times 1 \end{aligned}$$

$$Qult = 10,83 \text{ ton/m}^2$$

$$Qijin = Qult/SF = Qult/3 = 3,61 \text{ ton/m}^2$$

## 7.2.2 Perhitungan Tegangan Akibat Beban

Kombinasi pembebanan struktur atas yang digunakan untuk perhitungan tegangan tanah adalah kombinasi D + L.

$$q = \frac{\Sigma P}{A} \pm \frac{M_y X}{I_y} \pm \frac{M_x Y}{I_x}$$

dimana:

$\Sigma P$  = total joint reaction = 9666,63 ton

A = Luas pondasi = 40 x 18 = 720 m<sup>2</sup>

I<sub>y</sub> = Momen Inersia sumbu y = 96000 m<sup>4</sup>

I<sub>x</sub> = Momen Inersia sumbu x = 19440 m<sup>4</sup>

X = Jarak titik pusat pondasi ke titik tinjau terhadap sumbu X

Y = Jarak titik pusat pondasi ke titik tinjau terhadap sumbu Y

M<sub>y</sub> =  $\Sigma P X e_x$

M<sub>x</sub> =  $\Sigma P X e_y$

Dimana,

$$e_x = \frac{\Sigma (P \times X)}{\Sigma P} - \frac{\text{Panjang pondasi}}{2} = 0,4456 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{\Sigma (P \times Y)}{\Sigma P} - \frac{\text{lebar pondasi}}{2} = -0,833 \text{ m}$$

Nilai e<sub>y</sub> negatif artinya eksentrisitas berada di sebelah bawah titik pusat pondasi. Maka momen pada sumbu X dan Y dapat dihitung sebagai berikut,

$$M_y = 9666,63 \times 0,4456 = 4307,222 \text{ tm}$$

$$M_x = 9666,63 \times (-0,833) = - 8054,12 \text{ tm}$$

Sehingga besarnya tegangan adalah,

$$q = \frac{9666,63}{720} \pm \frac{4307,222 (20)}{96000} \pm \frac{(-8054,12) \times (-18)}{19440}$$

$$q = 21,78 \text{ ton/m}^2 > q_{\text{ijin}} = 3,61 \text{ ton/m}^2 \text{ (NOT OK)}$$

Karena nilai tegangan maksimum yang terjadi melebihi tegangan ijin. Maka *mat foundation* tidak dapat digunakan sebagai alternatif perencanaan.

## 7.3 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

### 7.3.1 Analisa Daya Dukung Tiang Pancang

Pada perencanaan pondasi ini akan dilakukan perhitungan daya dukung tanah terhadap tiang berdasarkan nilai SPT. Perhitungan koreksi N-SPT telah dibahas pada sub-bab 4.3. Perhitungan daya dukung menggunakan rumusan Meyerhof. Dimana rumusan tersebut meyakini bahwa daya dukung izin diperoleh dari penjumlahan daya dukung ujung tiang ( $Q_p$ ) dan daya dukung selimut tiang ( $Q_s$ ).

### 7.3.2 Perhitungan Nilai $Q_p$

Menurut Meyerhof,  $Q_p$  adalah diperoleh dari 40 dikalikan dengan  $\bar{N}$  dan luasan ujung tiang ( $A_{ujung}$ ). Nilai  $\bar{N}$  adalah nilai rata-rata  $N_2$  sepanjang  $4D$  dibawah ujung tiang sampai dengan  $8D$  diatas ujung tiang. Contoh perhitungan  $Q_p$  untuk posisi elevasi -10 meter adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 D &= 0,6 \text{ m} \\
 A_{ujung} &= 0,25 \times 3,14 \times (0,6)^2 \\
 &= 0,2827 \text{ m}^2 \\
 4D &= 4 \times 0,6 = 2,4 \text{ m} \\
 8D &= 8 \times 0,6 = 4,8 \text{ m} \\
 \bar{N} &= N_2 \text{ rata-rata dari kedalaman } 6 - 12\text{m} \\
 &= 17,16 \\
 Q_p &= 40 \times \bar{N} \times A_{ujung} \\
 &= 40 \times 17,16 \times 0,2827 \\
 &= 196,13 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



### 7.3.3 Perhitungan Nilai Qs

Qs adalah nilai tahanan berdasarkan lekatan tanah pada elevasi tersebut. Perhitungan Qs untuk elevasi -10 meter adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} D &= 0,6 \text{ m} \\ N &= 13 \\ F_s &= 13/2 = 6,5 \quad (\text{tanah lempung}) \\ A_s &= \pi \times D \times h \\ &= 1,885 \text{ m}^2 \\ Q_s &= F_s \times A_s \\ &= 123 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kemudian Qs akan di akumulasikan dengan nilai Qs di kedalaman sebelumnya, sehingga nilai Qs di kedalaman -10 m adalah 768,12 kN.

### 7.3.4 Perhitungan Nilai Qu dan Qijin

Nilai Qu diperoleh dari penjumlahan nilai Qp dan Qs. Sementara Qijin adalah nilai Qu yang dibagi dengan safety factor (SF) yaitu sebesar 3. Berikut perhitungannya untuk nilai Qu dan Qijin pada elevasi -10 meter.

$$\begin{aligned} Q_{p \text{ -10m}} &= 196,13 \text{ kN} \\ Q_{s \text{ -10m}} &= 796,39 \text{ kN} \\ Q_{u \text{ -10m}} &= Q_p + Q_s = 992,53 \text{ kN} \\ Q_{ijin \text{ -10m}} &= 990,51/3 = 330,84 \text{ kN} \end{aligned}$$

Perhitungan nilai-nilai  $\bar{N}$ , Qp, Qs, Qu dan Qijin pada setiap elevasi selengkapnya, dapat dilihat pada **Lampiran 3**.

### 7.3.5 Menentukan Titik Jepit Pondasi (Zf)

Zf adalah posisi titik jepit tanah terhadap tiang pondasi. Dalam SAP2000, posisi Zf akan dimodelkan sebagai kolom yang menjorok kebawah sepanjang Zf, kemudian perletakan

akan diletakkan dibawah titik tersebut. Nilai  $Z_f$  dapat diperoleh dengan cara berikut:

$$D = 0,6 \text{ m}$$

$$F'_c = 40 \text{ MPa}$$

$$E = 29725410 \text{ kN/m}^2$$

$$I = 1/64 \times \pi \times D^4 = 0,006362 \text{ m}^4$$

$$Z_f = 1,4 R \text{ (OC soil, clay)}$$

$$R = \sqrt[4]{EI/KD}$$

$$K = k_1 / 1,5$$

Nilai  $k_1$  dapat dilihat pada Tabel 7.1.

Tabel 7.1 Nilai  $k_1$  untuk Mencari  $Z_f$

Consistency	Stiff	Very Stiff	Hard
$C_u$ kN/m <sup>2</sup> Tons/ft <sup>2</sup>	100 - 200 1 - 2	200 - 400 2 - 4	> 400 > 4
Range of $k_1$ MN/m <sup>3</sup> Tons/ft <sup>3</sup>	18 - 36 50 - 100	36 - 72 100 - 200	> 72 > 200
Recommended $k_1$ MN/m <sup>3</sup> Tons/ft <sup>3</sup>	27 75	54 150	> 108 > 300

$$K_1 = 27 \text{ MN/m}^3 = 27000 \text{ kN/m}^3$$

$$K = 27000 / 1,5 = 18000 \text{ kN/m}^3$$

$$R = \sqrt[4]{29725410 \times 0,006362 / 18000 \times 0,6}$$

$$= 2,125 \times 10^{-5}$$

$$Z_f = 1,4 \times 2,125 \times 10^{-5} = 2,976 \times 10^{-5} \text{ m}$$

Karena nilai  $Z_f$  sangatlah kecil, maka titik jepit pondasi dianggap nol.

### 7.3.6 Hasil Analisa Pembebanan SAP2000

Pembebanan struktur atas pada SAP2000 menggunakan 3 kombinasi pembebanan sesuai SNI 2847 – 2012 yaitu “D + L”, “D + L + Gempa X”, dan “D + L +

Gempa Y". Untuk beban gempa menggunakan respon spektrum dari Kota Tangerang.

Untuk menghitung daya dukung pondasi digunakan hasil kombinasi pembebanan yang paling maksimum, dalam tugas akhir ini digunakan Pu sebesar 574,41 ton dari kombinasi pembebanan "D + L". Hasil analisa pembebanan pada SAP2000 selengkapnya dapat dilihat pada **Lampiran 6**

### 7.3.7 Perencanaan Pondasi *Group Pile*

- Menentukan Jumlah Tiang Minimum

$$Pu = 574,4 \text{ ton (Analisa SAP2000)}$$

$$D = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Kedalaman Pile} = 25 \text{ m}$$

$$Q_{ult-28m} = 470 \text{ ton}$$

$$SF = 3$$

$$P_{ijin} = Q_u/SF = 156 \text{ ton}$$

$$\text{Jumlah tiang min} = 3,6 = 4 \text{ buah}$$

- Konfigurasi Tiang

Gambar 7.3 mengilustrasikan konfigurasi pile dan dimensi *pilecap*.

$$D = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Jarak X} = 2,5 D = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Jarak Y} = 2,5 D = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Jarak pile ke tepi} = D = 0,6$$

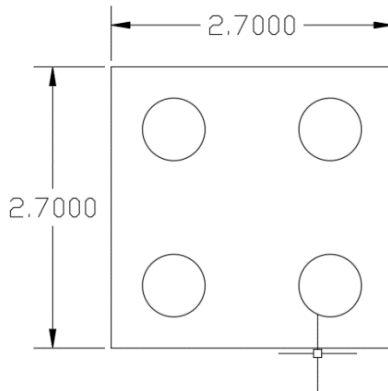
$$\text{Jumlah pile arah X} = 2 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah pile arah Y} = 2 \text{ buah}$$

$$\text{Total Pile} = 4 \text{ buah}$$

$$\text{Panjang } pilecap = 0,6 + 1,5 + 0,6 = 2,7 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } pilecap = 0,6 + 1,5 + 0,6 = 2,7 \text{ m}$$



Gambar 7.3 Konfigurasi *Pile* dan Dimensi *Pilecap*

- Perhitungan Efisiensi *Group Pile*

$$R \text{ pile} = D/2 = 0,6/2 = 0,3 \text{ m}$$

$$S = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah pile arah X} = 2 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah pile arah Y} = 2 \text{ buah}$$

$$\mu = 1 - \frac{\arctan(r/s)}{90^\circ} \left( 2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

$$\begin{aligned} \mu &= 1 - \frac{\arctan(0,3/1,5)}{90^\circ} \left( 2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \right) \\ &= 0,9978 \end{aligned}$$

$$\text{Pijin 1 tiang} = \text{Pijin} \times \mu = 156,35 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tiang minimum} &= P_u / \text{Pijin 1 tiang} \\ &= 3,67 = 4 \text{ buah} \end{aligned}$$

Hasil jumlah tiang minimum setelah tereduksi oleh nilai efisiensi tidak lebih besar dari jumlah pile pada perencanaan konfigurasi, sehingga dimensi *pilecap* diatas dapat digunakan.

- Beban yang Diterima pada Tiap *Pile*

Tabel 7.2 menampilkan rekapitulasi beban yang diterima pada setiap pile akibat dari gaya aksial dan momen yang terjadi. Gambar 7.4 adalah ilustrasi jarak-jarak x dan y.

$$X1 = 0,75$$

$$X2 = 0$$

$$X3 = 0,75$$

$$\Sigma nx^2 = 2,25$$

$$Ya = 0,75$$

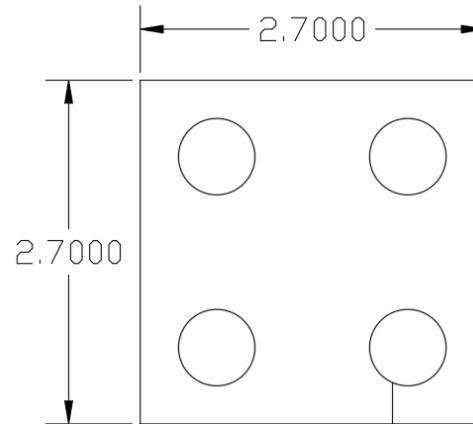
$$Yb = 0$$

$$Yc = 0,75$$

$$\Sigma ny^2 = 2,25$$

Tabel 7.2 Rekapitulasi Beban yang Diterima *Pile*

No tiang	S PV	My	Sx <sup>2</sup>	xmax	Mx	Sy <sup>2</sup>	ymax	Pmax	Pmin	Pijin	Kontrol
1	143,6036751	41,1329453	2,25	0,75	55,91309	2,25	0,75	150,459	136,7482	156,3517	OK
2	143,6036751	41,1329453	2,25	0,75	55,91309	2,25	0,75	150,459	136,7482	156,3517	OK
3	143,6036751	41,1329453	2,25	0,75	55,91309	2,25	0,75	150,459	136,7482	156,3517	OK
4	143,6036751	41,1329453	2,25	0,75	55,91309	2,25	0,75	150,459	136,7482	156,3517	OK



Gambar 7.4 Jarak-Jarak x dan y

- Kontrol Kekuatan Profil Pile  
Berdasarkan brosur yang diterbitkan oleh PT. Wijaya Karya (Gambar 7.5), direncanakan tiang pancang beton dengan spesifikasi sebagai berikut:

$$D = 0,6$$

$$\text{Tebal} = 0,1$$

$$F'c = 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Kelas} = C$$

$$P_{\text{allow}} = 229,5 \text{ ton}$$

$$M_{\text{crack}} = 29 \text{ tm}$$

Classification								
Outside Diameter (mm)	Wall Thickness (mm)	Class	Concrete Cross Section (cm <sup>2</sup> )	Unit Weight (Kg/m)	Length L (m)	Bending Moment (Ton.m)		Allowable Axial Load (Ton)
						Crack	Ultimate	
300	60	A2	452	113	6 - 13	2.50	3.75	72.60
		A3				3.00	4.50	70.75
		B				3.50	6.30	67.50
350	65	A1	582	145	6 - 15	4.00	8.00	65.40
		A3				3.50	5.25	93.10
		B				4.20	6.30	89.50
400	75	A2	766	191	6 - 16	5.00	9.00	86.40
		A3				6.00	12.00	85.00
		B				7.50	13.50	114.40
450	80	A1	930	232	6 - 16	9.00	18.00	111.50
		A2				5.50	8.25	121.10
		A3				6.50	9.75	117.60
500	90	A1	1159	290	6 - 16	10.00	20.00	143.30
		A2				11.00	19.80	139.10
		A3				12.50	25.00	134.90
600	100	A1	1571	393	6 - 16	17.00	34.00	169.00
		A2				19.00	28.50	249.00
		A3				22.00	33.00	243.20
800	120	A1	2564	641	6 - 24	29.00	58.00	229.50
		A2				40.70	63.60	415.00
		A3				46.20	84.40	406.20
1000	140	A1	3782	946	6 - 24	51.00	97.80	398.20
		A2				55.70	108.20	390.80
		A3				70.60	129.80	367.60
1000	140	A1	3782	946	6 - 24	82.30	139.80	604.80
		A2				83.30	170.90	590.60
		A3				105.70	199.70	575.00
1000	140	A1	3782	946	6 - 24	123.60	229.90	552.90
		A2						
		A3						

Gambar 7.5 Spesifikasi Tiang Pancang PT. WIKA

### Kontrol beban aksial,

$$P_{\text{allow}} > P_{\text{beban}}$$

$$229,5 > 150,459 \quad (\text{OK})$$

### Kontrol defleksi,

$$E = 298254 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 7850 \text{ cm}^4$$

Berdasarkan grafik pada Gambar 7.6, untuk jenis tanah silt and clay dengan konsistensi very stiff, diperoleh:

$$f = 240 \text{ t/ft}^3 = 7,68 \text{ kg/cm}^3$$

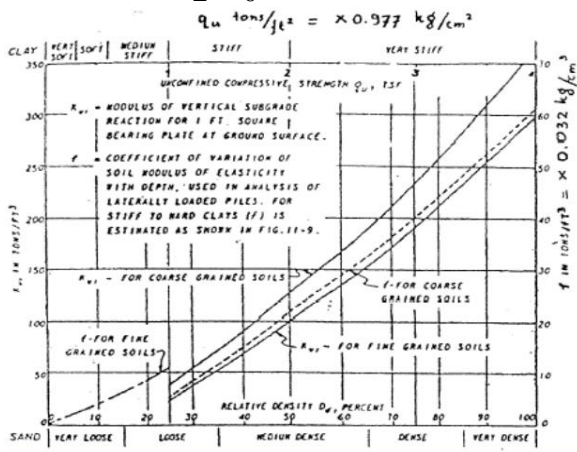
maka faktor kekakuan relatif,

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{f}} = \sqrt[5]{\frac{298254 \times 7850}{7,68}} = 49,72 \text{ cm}$$

$$\frac{\text{Kedalaman pile}}{T} = \frac{2400}{49,72} = 48,27 = 50$$

$$Z = 0$$

$$q_u \text{ tons/ft}^2 = \times 0,977 \text{ kg/cm}^2$$



Gambar 7.6 Grafik untuk menentukan nilai  $f$

Mencari nilai koefisien momen akibat gaya lateral  $P$  ( $F_m$ ) dan  $F_\delta$  dengan menggunakan grafik pada Gambar 7.7. maka diperoleh,

$$F_m = 1$$

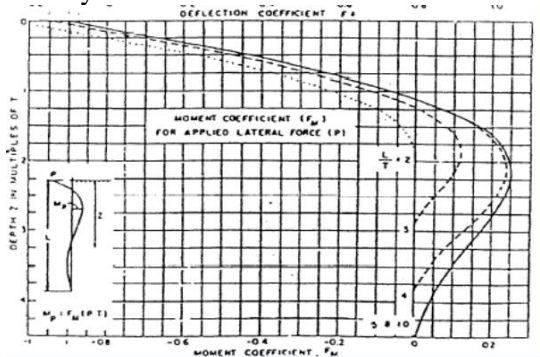
$$F_\delta = 0,9$$

$$P = P_{\max}/n = \frac{49,62 \text{ ton}}{4 \text{ tiang}} = 12,4 \text{ ton}$$



$$\delta_p = F_\delta \times \frac{PT^3}{EI} = 1 \times \frac{12400 \times 50^3}{298254 \times 7850} = 0,58 \text{ cm}$$

Defleksi yang terjadi adalah 0.58 cm, lebih kecil dari defleksi maksimum pada pile yang diijinkan yaitu 1 inch atau 2.54 cm.



Gambar 7.7 Grafik nilai F<sub>m</sub> dan F<sub>δ</sub>

### Kontrol momen crack

$$M_{pmax} = P \times F_m \times T = 12400 \times 1 \times 49,72 = 555003 \text{ kg cm} = 5,55 \text{ tm}$$

$$M_{pmax} = 5,55 < M_{crack} = 29 \text{ tm} \quad (\text{OK})$$

Momen yang terjadi adalah 5,55 tm, lebih kecil dari M<sub>crack</sub> maksimum tiang pancang PT.WIKA yaitu 29 tm.

### 7.3.8 Perhitungan Harga Material Group Pile

Berikut rincian perhitungan harga material untuk konstruksi *group pile*.

Jenis tiang = φ0,6 kelas C panjang 16m

Panjang Tertanam = 25 m

N<sub>titik</sub> = 51 titik

Tiang/titik = 4 buah

Total panjang tiang = 25 x 69 x 4 = 6624 m

Kebutuhan jml tiang =  $\frac{6624 \text{ m}}{16 \text{ m}} = 414 \text{ tiang}$

Harga tiang PT. WIKA /16m= Rp6.700.000  
 Biaya Pancang/m = Rp96.237  
 Biaya sambungan las/titik = Rp672.552

Total biaya material = (414 x Rp6.700.000) +  
 (6624 x Rp96.237) +  
 (69 x Rp672.552)  
 = Rp3.457.679.976

### 7.3.9 Perencanaan *Pilecap*

Data perencanaan:

Lebar *pilecap* = 2,7 m  
 Panjang *pilecap* = 2,7 m  
 Tebal *pilecap* = 1 m  
 Diameter pile = 0.6 m  
 Jumlah pile (n) = 4 buah  
 Pn = 520,847 ton  
 Beban berfaktor (Pu)= 574,414 ton  
 Pallow pile = 229.5 ton  
 Mutu beton (f'c) = 40 MPa  
 Mutu baja (fy) = 250 MPa

$W_n \text{ Pilecap} = \gamma_{\text{beton}} * \text{vol. pilecap}$   
 $= 2,4 \times (2,7 \times 2,7 \times 1)$   
 $= 17,496 \text{ ton}$

$P_n \text{ Pilecap} = \frac{P_n + W_n \text{ pilecap}}{n}$   
 $= \frac{520,847 + 17,496}{4} = 134,58 \text{ ton}$

$P_n \text{ Pilecap} = 134,58 < P_{\text{allow}} \text{ tiang} = 229,5 \quad (\text{OK})$

Asumsi  $\phi$  tulangan = D32

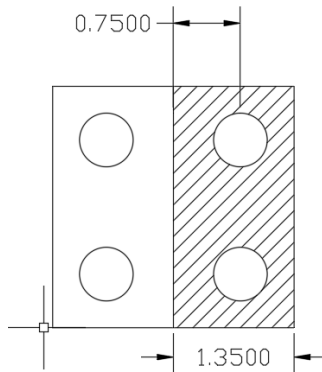
$$A_g = 0,25 \times 3,14 \times 32^2 = 804,84 \text{ mm}^2$$

$$\text{Selimut} = 75 \text{ mm}$$

$$d = H \text{ pilecap} - \text{selimut} - \frac{1}{2} \phi_{\text{tul}} = 0,941 \text{ m}$$

1. Perencanaan tulangan utama

Gambar 7.8 adalah ilustrasi daerah kritis (critical section) pada *pilecap* dengan 4 pile.



Gambar 7.8 Luasan Daerah Kritis pada *Pilecap*

$$P_u \text{ Pilecap} = \frac{P_u + 1,2 \times W_n \text{ Pilecap}}{n}$$

$$= \frac{574,414 + 1,2 \times 17,496}{4} = 148,85 \text{ ton}$$

$$M_u = n \times P_u \text{ pilecap} \times X - W_u \times X$$

$$= 2 \times 148,85 \times 0,75 - 2,4 \times 0,75 \times 2,7 \times 1,35/2$$

$$= 220,36 \text{ tm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{220,36}{0,9 \times 2700 \times 941^2} = 0,1024 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{250}{0,85 \times 40} = 7,35$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{7,35} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 7,35 \times 0,1024}{250}} \right) = 0,00082$$

$$\rho_{\min} = 1,4 / f_y = 1,4 / 250 = 0,0056$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0056$$

Menghitung  $A_s$  perlu:

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho_{\text{pakai}} \times b \times d = 0,0056 \times 2700 \times 941 \\ &= 14227,92 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$S_{\max} = 450 \text{ mm} \quad (\text{SNI 03-2847-2013})$$

$$n_{\text{tulangan}} = A_s / A_g = 14227,92 / 804,84 = 18 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} S_{\text{tulangan}} &= B_{\text{pilecap}} / n_{\text{tulangan}} = (2700 - 75 \times 2) / 18 \\ &= 141,67, \text{ dipakai } 140 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan lentur pada *pilecap* dengan konfigurasi 18 D32-140.

## 2. Perencanaan tulangan bagi

Dibutuhkan luasan tulangan untuk penulangan bagi yaitu setengah dari luasan penulangan tulangan utama

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= 50\% \times A_s \text{ tul. utama} = 0,5 \times 14227,92 \\ &= 7113,96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$S_{\max} = 450 \text{ mm}$$

$$n_{\text{tulangan}} = A_s / A_g = 9 \text{ buah}$$

$$S_{\text{tulangan}} = B_{\text{pilecap}} / n_{\text{tulangan}} = 283,33$$

Maka dipasang tulangan bagi pada *pilecap* dengan konfigurasi 9 D32-280.

## 3. Perencanaan tulangan geser

$$V_u = P_u = 5633,063 \text{ kN}$$

$$V_c = 1/6 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d = 2678,133 \text{ kN}$$

Karena nilai  $V_u > V_c$ , maka direncanakan tulangan geser.

$$\text{Asumsi } \phi \text{ tulangan} = D28$$

$$V_s = (V_u / \phi) - V_c = 4832617,716 \text{ N}$$

$$A_v = 0,25 \times 3,14 \times 28^2 = 615,44 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{615,44 \times 250 \times 2700}{4832617,716} = 86,67 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan sengkang D28-85.

### 7.3.10 Perhitungan Harga Material *Pilecap*

Berikut rincian perhitungan harga material untuk konstruksi *pilecap*.

$$\begin{aligned} \text{Dimensi } \textit{pilecap} &= p \times l \times t = 2,7 \times 2,7 \times 1 \\ \text{Volume beton} &= 7,29 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\text{Tulangan utama} = 18\text{D}32 - 140$$

$$\text{Volume tul. Utama} = 18 \times 2,7 \times \frac{\pi}{4} 0,032^2 = 0,039 \text{ m}^3$$

$$\text{Tulangan bagi} = 9\text{D}32 - 280$$

$$\text{Volume tul. bagi} = 9 \times 2,7 \times \frac{\pi}{4} 0,032^2 = 0,0195 \text{ m}^3$$

$$\text{Tulangan geser} = 31\text{D}28 - 85$$

$$\begin{aligned} \text{Volume tul. Geser} &= 31 \times 2 \times (1 + 2,7) \times \frac{\pi}{4} 0,028^2 \\ &= 0,14125 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume Tulangan} &= 0,039 + 0,0195 + 0,14125 \\ &= 0,19975 \end{aligned}$$

$$\text{Berat Jenis Baja} = 7850 \text{ kg/m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Tulangan} &= \text{Volume tulangan} \times \text{BJ baja} \\ &= 0,19975 \times 7850 = 1944,25 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Harga Beton } 40 \text{ MPa } (/m^3) = \text{Rp}955.000$$

$$\text{Harga tulangan } (/kg) = \text{Rp}16.826$$

$$n \text{ (jumlah } \textit{pilecap}) = 69$$

$$\begin{aligned} \text{Total biaya material} &= 69 \times (\text{Rp}955.000 \times 7,29 + \\ &\quad \text{Rp}16.826 \times 1944,25) \\ &= \text{Rp}4.114.021.704 \end{aligned}$$

## 7.4 Perencanaan Lantai Basement

Lantai basement akan di desain ketebalan serta kebutuhan penulangannya agar kuat dan dapat menahan gaya uplift yang

dapat mengangkat struktur basement kearah atas. Berikut ini adalah perhitungan dari gaya uplift yang terjadi dibawah struktur basement.

### 7.4.1 Kontrol Gaya Uplift

Gaya uplift adalah gaya angkat oleh air yang terjadi pada bagian bawah struktur basement. Perhitungan dilakukan dengan mencari kapasitas tarik tiang pancang yang kemudian dibandingkan dengan gaya uplift yang terjadi.

$$\begin{aligned}
 \text{Posisi muka air tanah} &= 0 \text{ m} \\
 \text{Tinggi galian} &= 3 \text{ m} \\
 \text{Head air} &= 3 \text{ m} \\
 \text{Luas lantai} &= 1318,4892 \text{ m}^2 \\
 \text{Uplift} &= \gamma_w \times \text{head} \times A = 1 \times 3 \times 1318,4892 \\
 &= 3955,5 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Untuk menghitung kapasitis tarik tiang pancang, diperlukan data data sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{FS} &= 1,5 \\
 \text{b pilecap} &= 2,7 \text{ m} \\
 \text{l pilecap} &= 2,7 \text{ m} \\
 \text{Le} &= 1,5 \text{ m} \\
 \text{Cu} &= 4,54
 \end{aligned}$$

Maka perhitungan kapasitas tarik tiang pancang dapat dilihat pada perhitungan dibawah.

$$\begin{aligned}
 W &= b \times l \times Le \times \gamma' = 2,7 \times 2,7 \times 1,5 \times (2,314-1) \\
 &= 14,37 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 (P_g)_{\text{all}} &= \frac{1}{FS} \times [2x (b + l) \times L \times cu] + W \\
 &= \frac{1}{1,5} \times [2x (2,7 + 2,7) \times 1,5 \times 4,54] + 14,37 \\
 &= 63,46 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$(P_g)_{\text{all}} = n \times P_{\text{all}} = 72 \times 6,46 = 4378,921 \text{ ton}$$

$$\text{Uplift} = 3955,5 < P_g = 4378,921 \quad (\text{OK})$$

Dari perhitungan diperoleh bahwa gaya uplift yang terjadi lebih kecil dari kapasitas tarik tiang pancang, sehingga disimpulkan struktur tidak terangkat ke atas akibat gaya angkat air.

#### 7.4.2 Perencanaan Penulangan Pelat Lantai

Pada pelat lantai, beban yang bekerja pada pelat hanyalah beban dari berat mati beton itu sendiri serta beban akibat uplift. Beban kendaraan sengaja tidak dimasukkan agar dapat memodelkan kondisi paling kritis saat basement dalam keadaan kosong. Berikut perhitungan penulangan pelat lantai.

$$Q_{\text{uplift}} = \gamma_w \times \text{head} = 1 \times 3 = 3 \text{ t/m}^2$$

$$W_{\text{beton}} = \gamma_{\text{beton}} \times H = 2,4 \times 1 = 2,4 \text{ t/m}^2$$

Kombinasi pembebanan menggunakan 1.4D karena tidak ada beban hidup akibat kendaraan.

$$DL = 2,4 \text{ t/m}^2$$

$$LL = 0 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{\text{total}} = 1,4 DL - Q_{\text{uplift}} = 1,4 \times (2,4) - 3 = 0,36 \text{ t/m}^2$$

Beban yang terjadi pada pelat searah dengan gravitasi sehingga posisi tulangan lentur nantinya akan terletak pada bagian bawah pelat. Kemudian perhitungan kebutuhan tulangan akan dibagi per dimensi pelat lantainya, berikut contoh perhitungan pada pelat lantai dengan dimensi 6,4 x 4,8 meter:

$$B_{\text{pelat}} = 4,8 \text{ m}$$

$$L_{\text{pelat}} = 6,4 \text{ m}$$

$$H_{\text{pelat}} = 600 \text{ mm}$$

$$B_{\text{balok}} = 30 \text{ cm}$$

$$f'_c = 40 \text{ MPa}$$

$$f_y = 250 \text{ MPa}$$

$$\text{Tulangan} = D13$$

$$\text{Selimut} = 75 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} dx &= H_{\text{pelat}} - \text{Selimut} - \frac{1}{2} D = 600 - 75 - \frac{1}{2} (13) \\ &= 518,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$dy = H_{\text{pelat}} - \text{Selimut} - D - \frac{1}{2} D$$

$$= 600 - 75 - 13 - \frac{1}{2}(13) = 505.5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'c-28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(f'c-28)}{7}$$

$$= 0.7643$$

$L_x = 480 \text{ cm}$

$L_y = 640 \text{ cm}$

$\beta = L_y / L_x = 1,3$  (two-way slab)

Dengan menggunakan koefisien momen pada PBI 1971 Tabel 13.3.1 (Gambar 7.9), didapatkan persamaan momen untuk nilai  $\beta = 1,3$  yaitu sebagai berikut:

$M_{lx} = 0.001 * qLx^2 * X$

$M_{tx} = 0.001 * qLx^2 * X$

$M_{ly} = -0.001 * qLx^2 * X$

$M_{ty} = -0.001 * qLx^2 * X$

S

**Tabel 13.3.1**  
Momen di dalam pelat persegi yang menempu pada keempat tepinya akibat beban terbagi rata

		$l_x/l_y$	$l_y/l_x$																
			1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	>2.5
I		Mlx = +0,001 ql <sup>2</sup> X	44	52	59	66	73	78	84	88	93	97	100	103	106	108	110	112	125
		Mty = +0,001 ql <sup>2</sup> X	44	45	45	44	44	43	41	40	39	38	37	36	35	34	33	32	25
II		Mly = +0,001 ql <sup>2</sup> X	21	25	28	31	34	36	37	38	40	40	41	41	41	42	42	42	42
		Mty = -0,001 ql <sup>2</sup> X	21	21	20	19	18	17	16	14	13	12	12	11	11	11	10	10	8
III		Mlx = +0,001 ql <sup>2</sup> X	28	33	38	42	45	48	51	53	55	57	58	59	59	60	61	61	63
		Mty = -0,001 ql <sup>2</sup> X	28	28	28	27	26	25	23	23	22	21	19	18	17	17	16	16	13
IV A		Mly = +0,001 ql <sup>2</sup> X	68	77	85	92	98	103	107	111	113	116	118	119	120	121	122	122	125
		Mty = -0,001 ql <sup>2</sup> X	68	72	74	76	77	77	78	78	78	78	79	79	79	79	79	79	79
IV B		Mlx = +0,001 ql <sup>2</sup> X	22	28	34	42	49	55	62	68	74	80	85	89	93	97	100	103	125
		Mty = -0,001 ql <sup>2</sup> X	32	35	37	39	40	41	41	41	40	39	38	37	36	35	35	35	25
V A		Mly = +0,001 ql <sup>2</sup> X	70	79	87	94	100	105	109	112	115	117	119	120	121	122	123	123	125
		Mty = -0,001 ql <sup>2</sup> X	70	74	77	79	81	82	83	84	84	84	84	84	83	83	83	83	83
V B		Mlx = +0,001 ql <sup>2</sup> X	31	38	45	53	60	66	72	78	83	88	92	96	99	102	105	108	125
		Mty = -0,001 ql <sup>2</sup> X	37	39	41	41	42	42	41	41	40	39	38	37	36	35	34	33	25
V I A		Mly = +0,001 ql <sup>2</sup> X	84	92	99	104	109	112	115	117	119	121	122	122	123	123	124	124	125
		Mty = -0,001 ql <sup>2</sup> X	84	92	98	103	108	111	114	117	119	120	121	122	122	123	123	124	125
V I B		Mlx = +0,001 ql <sup>2</sup> X	21	26	31	36	40	43	46	49	51	53	55	56	57	58	59	60	63
		Mty = -0,001 ql <sup>2</sup> X	26	27	28	28	27	26	25	23	22	21	20	20	19	19	18	18	13
V I I		Mly = +0,001 ql <sup>2</sup> X	55	65	74	82	89	94	99	103	106	110	114	116	117	118	119	120	125
		Mty = -0,001 ql <sup>2</sup> X	60	65	69	72	74	76	77	78	78	78	78	78	78	78	78	78	79
V I I I		Mlx = +0,001 ql <sup>2</sup> X	26	29	32	35	36	38	39	40	40	41	41	42	42	42	42	42	42
		Mty = -0,001 ql <sup>2</sup> X	21	20	19	18	17	15	14	13	12	12	11	11	10	10	10	10	8
V I I I I		Mly = +0,001 ql <sup>2</sup> X	60	66	71	74	77	79	80	82	83	83	83	83	83	83	83	83	83
		Mty = -0,001 ql <sup>2</sup> X	55	57	57	57	58	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57

= Testak bebas  
 = Tumpu

Gambar 7.9 Nilai Momen Suatu Pelat Persegi Terhadap Tipe Tumpuannya Pada Balok (Sumber: PBI 1971)



## 1. Penulangan tumpuan dan lapangan arah X

Nilai X

$$Mlx (+) = 31$$

$$Mtx (-) = 69$$

$$X \text{ pakai} = 69$$

$$\beta = 1,3$$

$$Mlx = 0.001 \times 0,36 \times 0,48^2 \times 69 = 0,5723 \text{ tm}$$

$$= 5723136 \text{ N mm}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} = 0,073371429$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,074 = 0,055$$

maka digunakan batas  $\rho_{max}$  dan  $\rho_{min}$ ,

$$\rho_{max} = 0,025 \quad (\text{SNI 03 2847-2013})$$

$$\rho_{min} = 0,002 \quad (\text{SNI 03 2847-2013})$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{250}{0,85 \times 40} = 7,353$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{5723136}{0,75 \times 1000 \times 518,5^2} = 0,029$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m Rn}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{7,353} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 7,353 \times 0,029}{250}} \right)$$

$$= 0,000115119$$

Maka digunakan  $\rho = 0.002$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0.002 \times 1000 \times 518,5$$

$$= 1037 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan konfigurasi tulangan 8 D13-125 per meternya.

## 2. Penulangan tumpuan dan lapangan arah Y

Nilai X

$$Mlx (+) = 19$$

$$Mtx (-) = 57$$

$$\begin{aligned}
 X_{\text{pakai}} &= 57 \\
 \beta &= 1,3 \\
 Mly &= 0,001 \times 0,36 \times 0,48^2 \times 57 = 0,473 \text{ tm} \\
 &= 4727808 \text{ N mm} \\
 \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} = 0,073371429 \\
 \rho_{\text{max}} &= 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,074 = 0,055 \\
 &\text{maka digunakan batas } \rho_{\text{max}} \text{ dan } \rho_{\text{min}}, \\
 \rho_{\text{max}} &= 0,025 \quad (\text{SNI 03 2847-2013}) \\
 \rho_{\text{min}} &= 0,002 \quad (\text{SNI 03 2847-2013})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{250}{0,85 \times 40} = 7,353 \\
 R_n &= \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{4727808}{0,75 \times 1000 \times 518,5^2} = 0,025 \\
 \rho &= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{7,353} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 7,353 \times 0,029}{250}} \right) \\
 &= 0,000100047
 \end{aligned}$$

Maka digunakan  $\rho = 0.002$

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d = 0.002 \times 1000 \times 518,5 \\
 &= 1037 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Maka digunakan konfigurasi tulangan 8 D13-125 per meternya.

### 7.4.3 Perhitungan Harga Material Pelat Lantai

Berikut rincian perhitungan harga material untuk konstruksi pelat lantai.

$$\begin{aligned}
 \text{Dimensi pelat} &= p \times l \times t = 6,4 \times 4,8 \times 0,6 \\
 \text{Volume beton} &= 30,72 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tulangan arah X} &= 8\text{D}13 - 125 \\
 \text{Tulangan arah Y} &= 8\text{D}13 - 125 \\
 \text{Berat Jenis Baja} &= 7850 \text{ kg/m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume Tulangan} &= (8 \times 6,4) \times \frac{\pi}{4} 0,013^2 + (8 \times 4,8) \times \\ &\quad \times \frac{\pi}{4} 0,013^2 = 0,01189 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Tulangan} &= \text{Volume tulangan} \times \text{BJ baja} \\ &= 0,01189 \times 7850 = 93,36 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Harga Beton 40 MPa (/m}^3\text{)} = \text{Rp}955.000$$

$$\text{Harga tulangan (/kg)} = \text{Rp}16.826$$

$$n \text{ (jumlah pelat)} = 32$$

$$\begin{aligned} \text{Total biaya material} &= 32 \times (\text{Rp}955.000 \times 30,72 + \\ &\quad \text{Rp}16.826 \times 93,36) \\ &= \text{Rp}989.070.449 \end{aligned}$$

## **BAB VIII PENUTUP**

### **7.5 Kesimpulan**

Berdasarkan perencanaan yang telah dilakukan pada bab-bab sebelumnya, dapat ditarik kesimpulan-kesimpulan sebagai berikut:

1. Tanah pada lokasi proyek yang terdiri atas tanah lempung dengan konsistensi *medium stiff* berada pada kedalaman 0 hingga 11 m dibawah permukaan tanah. Elevasi muka air tanah berada pada + 0.00 m.
2. Besar pemampatan yang terjadi sebesar 0,5122 m atau 51 cm dan membutuhkan waktu memampat selama 68 tahun.
3. Besar penurunan yang terjadi setiap tahun tidak melebihi penurunan ijin 15 cm, maka  $H_{initial}$  adalah 0 m.
4. Tidak membutuhkan PVD karena penurunan yang terjadi masih diijinkan menurut SNI Geoteknik.
5. Alternatif perencanaan *mat foundation* tidak mampu menahan beban dari struktur atas dikarenakan daya dukung yang rendah. Oleh karena itu, digunakan pondasi tiang pancang *spun pile* D600 kelas C dari PT.WIKA berupa *group pile*. *Grup pile* terdiri dari 4 tiang pancang dengan dimensi *pilecap* 2,7 x 2,7 m yang dipancang dari elevasi -3.0 m hingga elevasi -28.0 m. Penulangan *pilecap* untuk tulangan utama adalah 18D32-140, tulangan bagi 9D32-280, dan tulangan geser D28-85. Pelat basement yang digunakan memiliki dimensi 6,4 x 4,8 x 1 dengan tulangan arah X dan Y menggunakan 8D13-125.
6. Panjang dinding tertanam untuk ketiga jenis dinding dengan SF 1,5 adalah 6 m.

Dimensi *secant pile* yang digunakan untuk perencanaan menggunakan diameter 0,5 m dengan konfigurasi tulangan utama 8D19-125 dan tulangan geser D10-250. Defleksi yang terjadi adalah sebesar 1,624 cm.

Dimensi *diaphragm wall* yang digunakan untuk perencanaan menggunakan ketebalan 0,5 m dengan konfigurasi tulangan utama 15D13-75, tulangan bagi 7D13-140, dan tulangan geser D10-450. Defleksi yang terjadi adalah sebesar 1,633 cm.

*Sheetpile* yang digunakan untuk perencanaan adalah tanpa jangkar, hal ini dikarenakan perencanaan sheetpile berjangkar dengan kedalaman 4 m memiliki defleksi melebihi ijin yaitu 3,4 cm. Profil *sheetpile* yang digunakan adalah W-325 B dari PT.WIKA BETON. Defleksi yang terjadi adalah sebesar 1,62 cm.

#### 7. Rekapitulasi Harga Material

Pondasi Tiang Pancang	= Rp3.457.679.976
Pilecap	= Rp4.114.021.704
Pelat lantai	= Rp989.070.449
Dinding	
• <i>Secant Pile</i>	= Rp784.270.547,8
• <i>Diaphragm wall</i>	= Rp814.253.976
• <i>PC Sheetpile</i>	= Rp1.182.037.500

8. Maka alternatif dinding yang digunakan adalah menggunakan *secant pile*. Sehingga total biaya yang dibutuhkan adalah sebesar Rp9.345.042.677

## 7.6 Saran

Beberapa saran dari hasil perencanaan yang telah dilakukan adalah:

1. Data tanah yang digunakan untuk perencanaan sebaiknya menggunakan analisa laboratorium untuk menentukan parameter-parameter tanah yang dibutuhkan untuk perencanaan dibandingkan hanya menggunakan tabel untuk mengkorelasi.

## DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Indonesia, 2017. *Persyaratan Perancangan Geoteknik (RSNI 3 8460-2017)*. Jakarta: BSNI.
- Badan Standardisasi Nasional, 2008. *Cara Uji Penetrasi Lapangan Dengan SPT (SNI 4153:2008)*. Jakarta: BSNI.
- Badan Standardisasi Nasional, 2013. *Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung (SNI 2847:2013)*. Jakarta: BSNI.
- Das, B. M., 1995. *Mekanika Tanah (Prinsip - Prinsip Rekayasa Geoteknis)*. 1 ed. Surabaya: Penerbit Erlangga.
- Das, B. M., 2011. *Principles of Foundation Engineering*. 7 ed. Washington: Global Learning.
- Djarwadi, D., 2017. *Keruntuhan Hidraulik*. Semarang: Himpunan Teknik Tanah Indonesia.
- McCormac, J., 2014. *Design of Reinforced Concrete*. Ninth ed. Wiley: s.n.
- Ou, C. Y., 1954. *Deep Excavation Theory and Practice*. Leiden: Taylor & Francis/Balkema.
- Sosrodarsono, S., 2000. *Mekanika Tanah & Teknik Pondasi*. 7 ed. Jakarta: PT. Pradnya Paramita.
- SUGITO, 2007. *Modul SAP2000 15.0*. Jakarta: SUGITO.
- Thedy, 2016. *Studi Desain Pondasi Tiang Bor dan Diaphragm Wall Gedung World Financial Tower Lingkar Mega Kuningan Jakarta Selatan*. Bandung: ITB.
- Tomlinson, M., 2001. *Foundation Design And Construction*. 7 ed. London: Pearson Education.
- Wahyudi, H., 1999. *Daya Dukung Pondasi Dalam*. Surabaya: ITS.
- Wahyudi, H., 1999. *Daya Dukung Pondasi Dangkal*. Surabaya: ITS.

**LAMPIRAN**

Lampiran 1 Data Borelog DB-1



**PT. TRIKON SENTRA GEOTEKNIKA**  
 Soil Investigation & Survey Topography  
 Jl. Kebon Kacang III No. 53 Tanah Abang Jakarta Pusat  
 Telp : (021) 7721 7379 Fax : (021) 7721 7379

**DRILLING LOG**

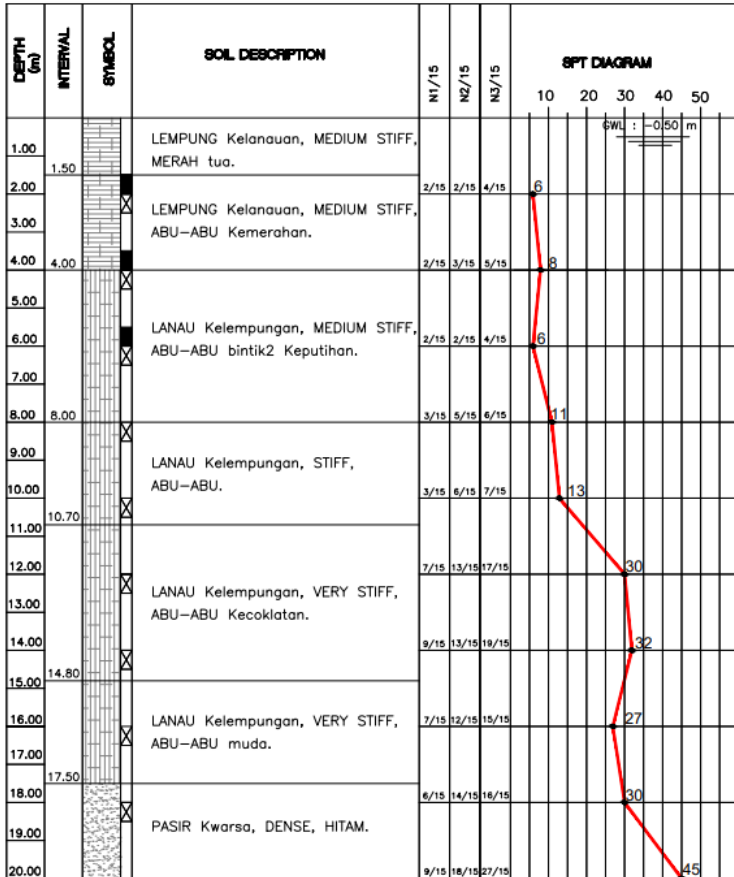
**GWL** : -0.50 m

**DATE** : 11-13 Januari 2014

**PROJECT** : Apartemen dan Pusat Perdagangan

**BOREHOLE** : DB 1

**LOCATION** : Pasar Royal, Cipondoh – Tangerang.



LEGEND					
	UNDISTURBED SAMPLE		CLAY		SAND
	SPT		SILT		GRAVEL
			ORGANIK		





Data Borelog DB-2



**PT. TRIKON SENTRA GEOTEKNIKA**  
 Soil Investigation & Survey Topography  
 Jl. Kebon Kacang 55 No. 82 Tanah Abang, Jakarta Pusat  
 Telp : (021) 7721 7379 Fax : (021) 7721 7379

**DRILLING LOG**

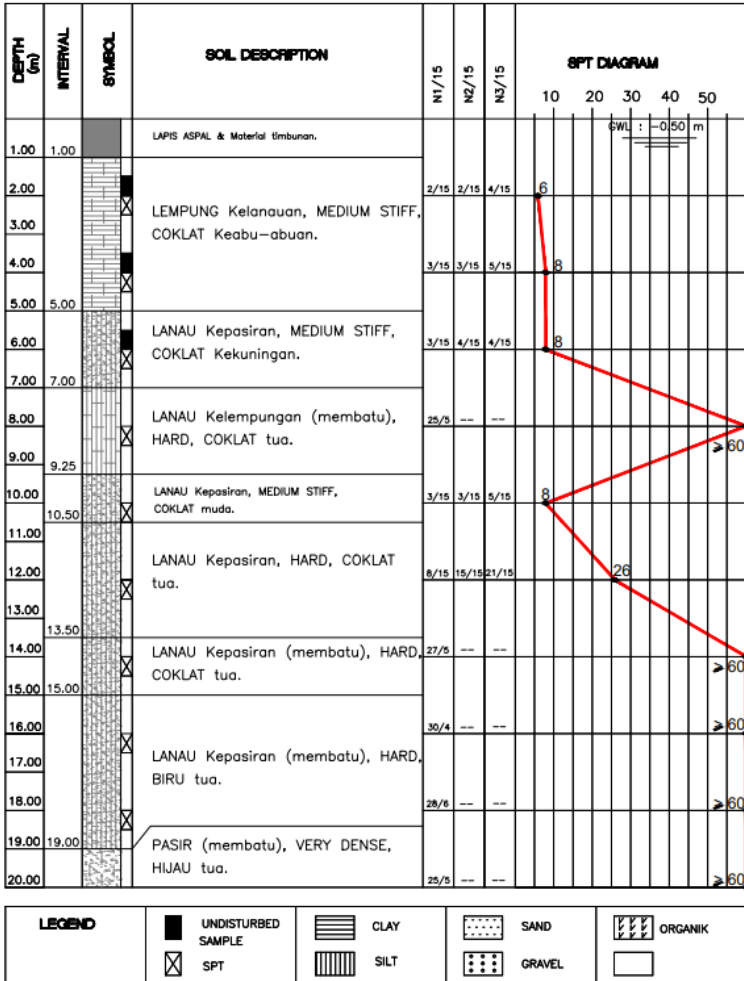
**GWL : -0.50 m**

**PROJECT :** Apartemen dan Pusat Perdagangan

**DATE :** 18-21 Januari 2014

**LOCATION :** Pasar Royal, Cipondoh – Tangerang.

**BOREHOLE :** DB 2





Data Borelog DB-3



**PT. TRIKON SENTRA GEOTEKNIKA**  
 Soil Investigation & Survey Topography  
 Jl. Kebon Kacang 01 No. 53 Tanah Abang Jakarta Pusat  
 Telp. (021) 7251 1279 Fax. (021) 7251 1278

**DRILLING LOG**

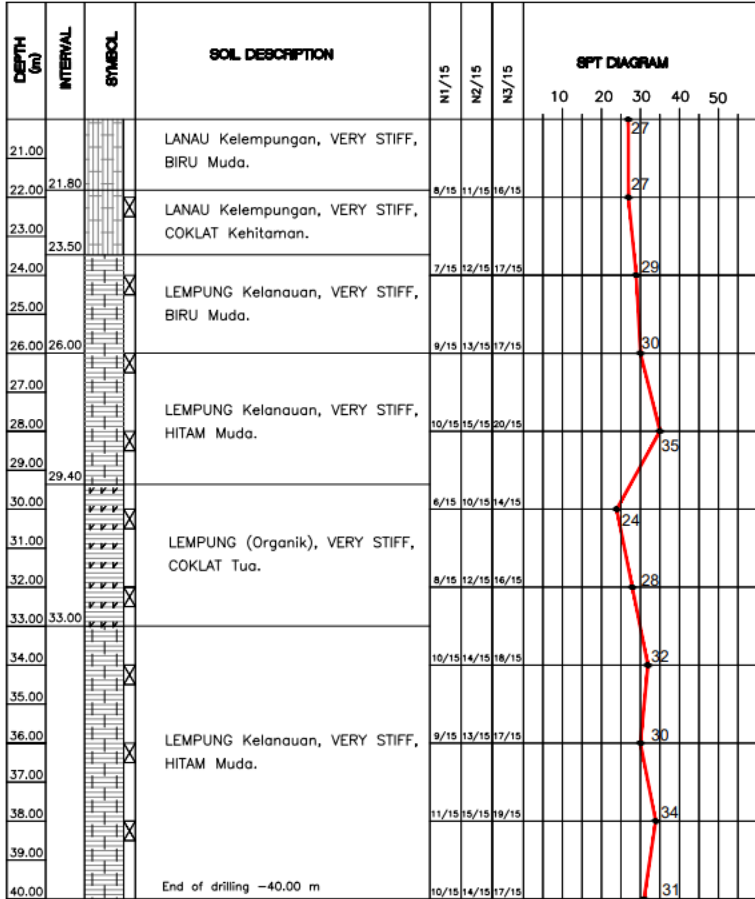
**GWL** : -0.60 m

**DATE** : 23-25 Januari 2014

**PROJECT** : Apartemen dan Pusat Perdagangan

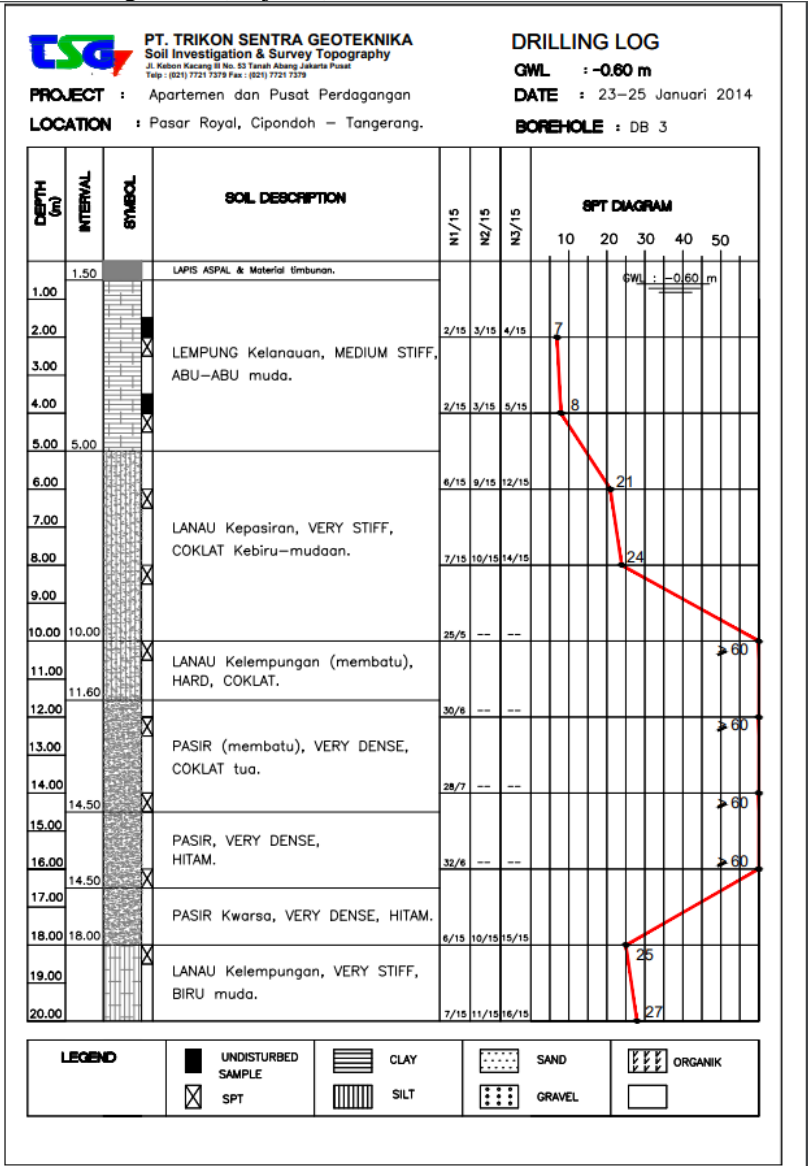
**LOCATION** : Pasar Royal, Cipondoh – Tangerang.

**BOREHOLE** : DB 3



LEGEND			
	UNDISTURBED SAMPLE		CLAY
	SPT		SAND
			GRAVEL
			ORGANIK

Data Borelog DB-3 (lanjutan)





Data Borelog DB-4 (lanjutan)



**PT. TRIKON SENTRA GEOTEKNIKA**  
Soil Investigation & Survey Topography  
Jl. Kebun Kacang 11 No. 83 Tanah Abang Jakarta Pusat  
Telp : (021) 7251 7379 Fax : (021) 7251 7379

**DRILLING LOG**

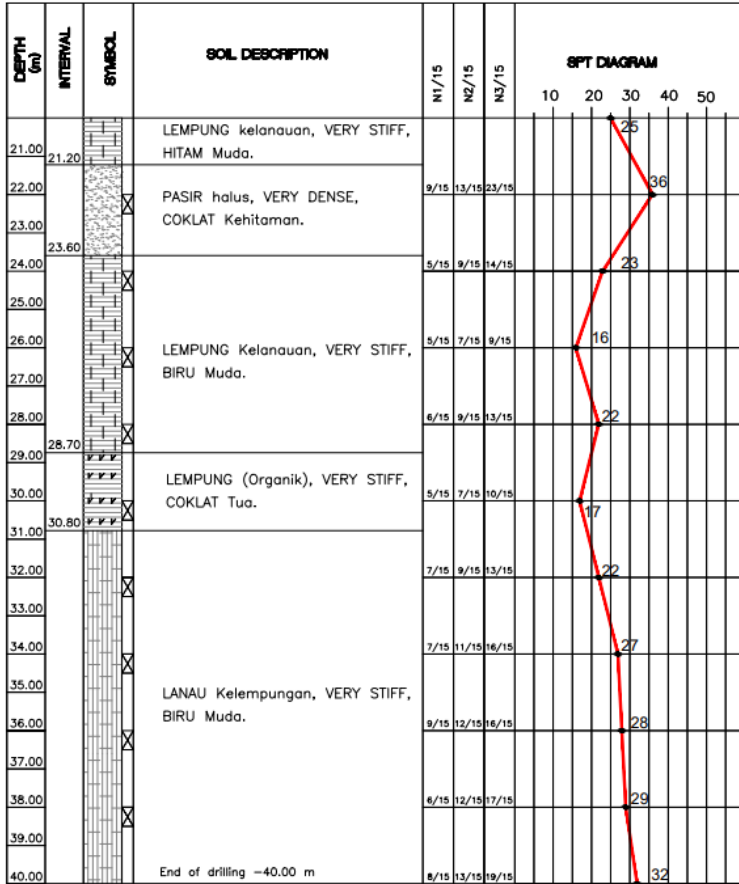
**GWL** : -0.50 m

**DATE** : 26-28 Januari 2014

**PROJECT** : Apartemen dan Pusat Perdagangan

**LOCATION** : Pasar Royal, Cipondoh – Tangerang.

**BOREHOLE** : DB 4



LEGEND	
[Symbol]	UNDISTURBED SAMPLE
[Symbol]	SPT
[Symbol]	CLAY
[Symbol]	SILT
[Symbol]	SAND
[Symbol]	GRAVEL
[Symbol]	ORGANIK
[Symbol]	

Data Borelog DB-5



**PT. TRIKON SENTRA GEOTEKNIKA**  
 Soil Investigation & Survey Topography  
 Jl. Kebon Kacang III No. 53 Tanah Abang Jakarta Pusat  
 Telp. (021) 7721 7278 Fax. (021) 7721 7279

**DRILLING LOG**

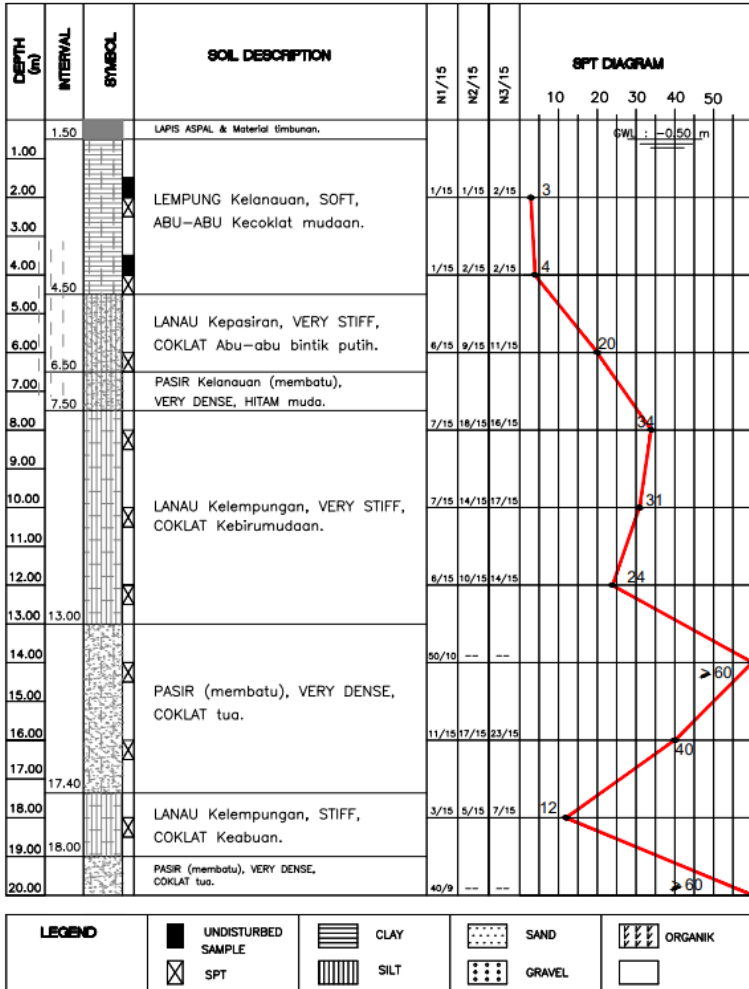
**GWL** : -0.50 m

**DATE** : 29-31 Januari 2014

**PROJECT** : Apartemen dan Pusat Perdagangan

**BOREHOLE** : DB 5

**LOCATION** : Pasar Royal, Cipondoh - Tangerang.





Data Borelog DB-5 (lanjutan)



**PT. TRIKON SENTRA GEOTEKNIKA**  
 Soil Investigation & Survey Topography  
 Jl. Kelton Kacang III No. 53 Tanah Abang Jakarta Pusat  
 Telp : (021) 7721 7379 Fax : (021) 7721 7379

**DRILLING LOG**

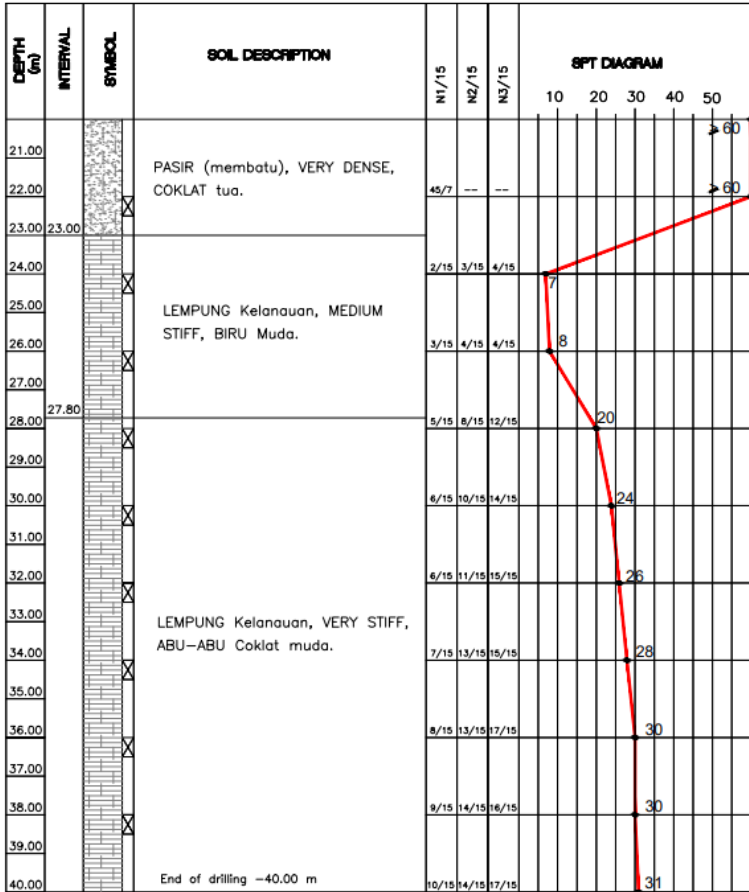
**GWL** : -0.50 m

**DATE** : 29-31 Januari 2014

**PROJECT** : Apartemen dan Pusat Perdagangan

**BOREHOLE** : DB 5

**LOCATION** : Pasar Royal, Cipondoh – Tangerang.



LEGEND			
	UNDISTURBED SAMPLE		CLAY
	SPT		SILT
	SAND		GRAVEL
	ORGANIK		

Data Borelog DB-6



**PT. TRIKON SENTRA GEOTEKNIKA**  
Soil Investigation & Survey Topography  
Jl. Kebon Kacang III No. 53 Tanah Abang Jakarta Pusat  
Telp : (021) 7721 7379 Fax : (021) 7721 7379

**DRILLING LOG**

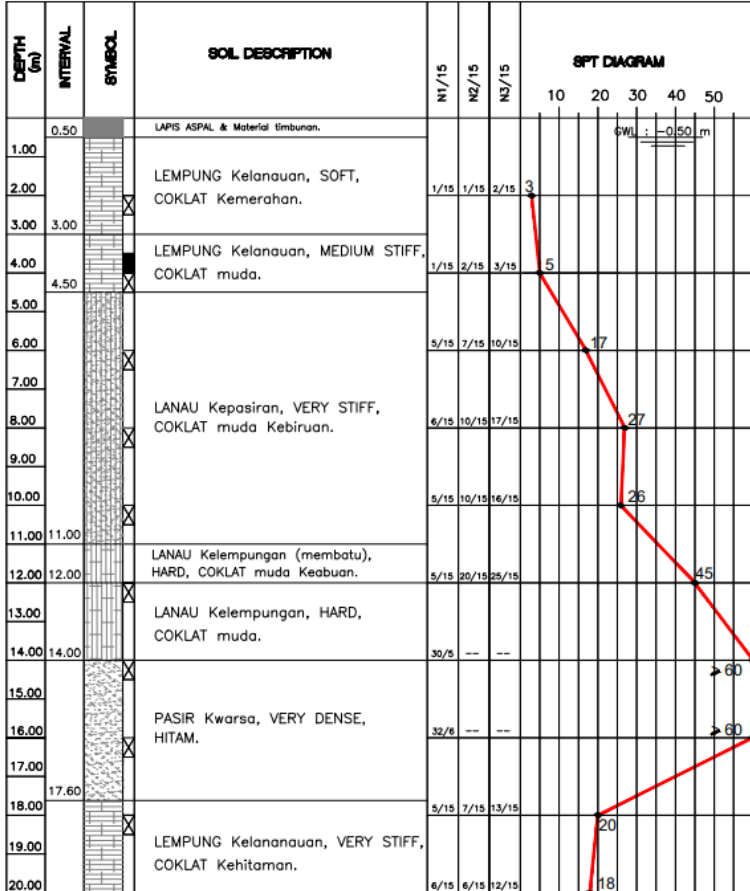
**GWL** : -0.50 m

**DATE** : 02-04 Februari 2014

**PROJECT** : Apartemen dan Pusat Perdagangan

**LOCATION** : Pasar Royal, Cipondoh – Tangerang.

**BOREHOLE** : DB 6



LEGEND			
■	UNDISTURBED SAMPLE	▨	CLAY
⊗	SPT	▩	SILT
▨	SAND	▩	GRAVEL
▨	ORGANIK	□	

## Data Borelog DB-6 (lanjutan)



**PT. TRIKON SENTRA GEOTEKNIKA**  
Soil Investigation & Survey Topography  
Jl. Kibory Kicang II No. 53 Tanah Abang Jakarta Pusat  
Telp : (021) 7721 7379 Fax : (021) 7721 7379

**DRILLING LOG**

GWL : -0.50 m

DATE : 02-04 Pebruari 2014

PROJECT : Apartemen dan Pusat Perdagangan

LOCATION : Pasar Royal, Cipondoh - Tangerang.

BOREHOLE : DB 6

DEPTH (m)	INTERVAL	SYMBOL	SOIL DESCRIPTION	N1/15	N2/15	N3/15	SPT DIAGRAM								
							10	20	30	40	50				
21.00	21.40		LEMPUNG Kelanauan, VERY STIFF, COKLAT Kehitaman.					18							
22.00		⊗	LANAU Kelempungan, VERY STIFF, COKLAT Keputihan.	6/15	9/15	15/15			24						
23.00	23.00		LANAU Kelempungan, HARD, COKLAT Keabuan.												
24.00		⊗			9/15	14/15	17/15								
25.00		⊗													
26.00		⊗			10/15	16/15	20/15								
27.00	27.50		LEMPUNG Kelanauan, MEDIUM STIFF, BIRU Muda.												
28.00		⊗			2/15	2/15	3/15	5							
29.00	29.00		LEMPUNG Kelanauan, VERY STIFF, COKLAT Muda.												
30.00		⊗			8/15	12/15	17/15								
31.00															
32.00		⊗			7/15	13/15	15/15								
33.00															
34.00		⊗			8/15	14/15	16/15								
35.00			LEMPUNG Kelanauan, VERY STIFF, COKLAT Muda.												
36.00		⊗			7/15	11/15	14/15								
37.00															
38.00		⊗			8/15	13/15	16/15								
39.00			End of drilling -40.00 m												
40.00					10/15	13/15	17/15								

LEGEND			
UNDISTURBED SAMPLE	CLAY	SAND	ORGANIK
SPT	SILT	GRAVEL	

**Lampiran 2 Koreksi nilai  $N_{SPT}$**

DEPTH (m)	interval	NSPT	Jenis Lapisan		P/L	gamma sat (KN/m3)	gamma'	0.5 Po (KN/m2)	Po (KN/m2)	N1	N2	2N1
0	0	0	lempung berlanau	medium	L	12,85714	3,047143	0	0	0	0	0
1	1	6			L	14,57143	4,761429	7,285714	7,285714	6	18,58407	12
2	1	6			L	14,57143	4,761429	7,285714	7,285714	6	12,80488	12
3	1	7			L	14,85714	5,047143	7,428571	36,57143	7	11,36891	14
4	1	8	lanau berlempung	Medium	L	15,14286	5,332857	7,571429	51,57143	8	10,44776	16
5	1	7			L	14,85714	5,047143	7,428571	66,57143	7	7,644306	14
6	1	6			L	14,57143	4,761429	7,285714	81,28571	6	7,204426	12
7	1	8,5			L	15,28571	5,475714	7,642857	96,21429	8,5	10,16074	17
8	1	11	lanau berlempung	Very Stiff	L	16	6,19	8	111,8571	11	13,088	22
9	1	12			L	16,28571	6,475714	8,142857	128	12	14,20959	24
10	1	13			L	16,57143	6,761429	8,285714	144,4286	13	15,31922	26
11	1	21,5			L	19	9,19	9,5	162,2143	21,5	25,20358	43
12	1	30	lanau berlempung	Very Stiff	L	21,42857	11,61857	10,71429	182,4286	30	34,96067	60
13	1	31			L	21,71429	11,90429	10,85714	204	31	35,90041	62
14	1	32			L	22	12,19	11	225,8571	32	36,82545	64
15	1	29,5			L	21,28571	11,47571	10,64286	247,5	29,5	33,73838	59
16	1	27	Pasir Kwarsa	Dense	L	20,57143	10,76143	10,28571	268,4286	27	30,69552	54
17	1	28,5			L	21	11,19	10,5	289,2143	28,5	32,21054	57
18	1	30			L	21,42857	11,61857	10,71429	310,4286	30	33,70381	60
19	1	37,5			P	23,57143	13,76143	11,78571	179,6429	22,5	26,2418	45
20	1	45	Pasir Kwarsa	Dense	P	25,71429	15,90429	12,85714	192,5	27	31,37255	54
21	1	38,5			P	23,85714	14,04714	11,92857	204,4286	23,1	26,74827	46,2
22	1	32			P	22	12,19	11	215,4286	19,2	22,16176	38,4
23	1	34			P	22,57143	12,76143	11,28571	226,7143	20,4	23,47044	40,8
24	1	36	Pasir Kwarsa	Very Dense	P	23,14286	13,33286	11,57143	238,2857	21,6	24,76861	43,2
25	1	38,5			P	23,85714	14,04714	11,92857	250,2143	23,1	26,39838	46,2
26	1	41			P	24,57143	14,76143	12,28571	262,5	24,6	28,01423	49,2
27	1	44			P	25,42857	15,61857	12,71429	275,2143	26,4	29,95563	52,8
28	1	47	Pasir Kwarsa	Very Dense	P	26,28571	16,47571	13,14286	288,3571	28,2	31,8792	56,4
29	1	51			P	27,42857	17,61857	13,71429	302,0714	30,6	34,45877	61,2
30	1	55			P	28,57143	18,76143	14,28571	316,3571	33	37,01256	66
31	1	57,5			P	29,28571	19,47571	14,64286	331	34,5	38,53672	69
32	1	60	Pasir Kwarsa	Very Dense	P	30	20,19	15	346	36	40,04449	72
33	1	60			P	30	20,19	15	361	36	39,87815	72
34	1	60			P	30	20,19	15	376	36	39,71318	72
35	1	43			Lempung Berlanau	VERY STIFF	L	25,14286	15,33286	12,57143	750	43
36	1	26	L	20,28571			10,47571	10,14286	772,7143	26	25,85319	52
37	1	28	L	20,85714			11,04714	10,42857	793,2857	28	27,70024	56
38	1	30	L	21,42857			11,61857	10,71429	814,4286	30	29,52445	60
39	1	31,5	L	VERY STIFF	L	21,85714	12,04714	10,92857	836,0714	31,5	30,83647	63
40	1	33			L	22,28571	12,47571	11,14286	858,1429	33	32,13131	66

**Lampiran 3** Perhitungan Qijin Pondasi Tiang Pancang

DEPTH (m)	Jenis Lapisan	N rata-rata	fsi (ton/m <sup>2</sup> )	fsi (KN/m <sup>2</sup> )	Asi	fsi*asi	Qs = $\Sigma$ fsi*asi	Qp atau Q ujung	Qu (KN)	Q ijin (KN)
0	lempung berlanau	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1		0	0	0	0	0	0	0	0	0
2		0	0	0	0	0	0	0	0	0
3		0	0	0	0	0	0	0	0	0
4		6	4	40	1.884956	75.39822	75.39822	67.8584	143.2566	47.75221
5	lanau berlempung	8.210663	3.5	35	1.884956	65.97345	141.3717	92.86041	234.2321	78.07736
6		10.70783	3	30	1.884956	56.54867	197.9203	121.1027	319.023	106.341
7		13.11989	4.25	42.5	1.884956	80.11061	278.0309	148.3824	426.4134	142.1378
8		15.46012	5.5	55	1.884956	103.6726	381.7035	174.8498	556.5533	185.5178
9		16.631	6	60	1.884956	113.0973	494.8008	188.0921	682.893	227.631
10		18.93516	6.5	65	1.884956	122.5221	617.323	214.1516	831.4745	277.1582
11	lanau berlempung	22.53182	10.75	107.5	1.884956	202.6327	819.9557	254.8289	1074.785	358.2615
12		25.7854	15	150	1.884956	282.7433	1102.699	291.626	1394.325	464.775
13		28.30963	15.5	155	1.884956	292.1681	1394.867	320.1743	1715.041	571.6805
14		30.47937	16	160	1.884956	301.5929	1696.46	344.7135	2041.174	680.3912
15		32.96045	14.75	147.5	1.884956	278.0309	1974.491	372.7739	2347.265	782.4216
16		34.56288	13.5	135	1.884956	254.469	2228.96	390.897	2619.857	873.2857
17		34.03984	14.25	142.5	1.884956	268.6062	2497.566	384.9815	2882.548	960.8492
18	33.24913	15	150	1.884956	282.7433	2780.309	376.0389	3156.348	1052.116	
19	Pasir Kwarsa	31.63874	7.5	75	1.884956	141.3717	2921.681	357.8257	3279.507	1093.169
20		29.81031	9	90	1.884956	169.646	3091.327	337.1466	3428.474	1142.825
21		28.6099	7.7	77	1.884956	145.1416	3236.469	323.5704	3560.039	1186.68
22		27.35692	6.4	64	1.884956	120.6372	3357.106	309.3995	3666.505	1222.168

## Perhitungan Qijin Pondasi Tiang Pancang (lanjutan)

DEPTH (m)	Jenis Lapisan	N rata-rata	fsi (ton/m <sup>2</sup> )	fsi (KN/m <sup>2</sup> )	Asi	fsi*asi	Qs = $\sum fsi*asi$	Qp atau Q ujung	Qu (KN)	Q ijin (KN)
23	Pasir Kwarsa	26.10092	6.8	68	1.884956	128.177	3485.283	295.1944	3780.477	1260.159
24		26.35548	7.2	72	1.884956	135.7168	3621	298.0735	3919.073	1306.358
25		26.15046	7.7	77	1.884956	145.1416	3766.141	295.7547	4061.896	1353.965
26		26.88878	8.2	82	1.884956	154.5664	3920.708	304.105	4224.813	1408.271
27	Pasir Kwarsa	28.65944	8.8	88	1.884956	165.8761	4086.584	324.1306	4410.714	1470.238
28		30.60932	9.4	94	1.884956	177.1858	4263.77	346.1833	4609.953	1536.651
29		32.59163	10.2	102	1.884956	192.2655	4456.035	368.6027	4824.638	1608.213
30		34.55623	11	110	1.884956	207.3451	4663.38	390.8217	5054.202	1684.734
31	Pasir Kwarsa	36.26401	11.5	115	1.884956	216.7699	4880.15	410.1362	5290.286	1763.429
32		37.66829	12	120	1.884956	226.1947	5106.345	426.0183	5532.363	1844.121
33		39.88395	12	120	1.884956	226.1947	5332.539	451.0768	5783.616	1927.872
34		39.02517	12	120	1.884956	226.1947	5558.734	441.3643	6000.098	2000.033
35	Lempung Berlanau	38.00393	21.5	215	1.884956	405.2655	5963.999	429.8143	6393.814	2131.271
36		37.25997	13	130	1.884956	245.0442	6209.044	421.4003	6630.444	2210.148
37		36.42184	14	140	1.884956	263.8938	6472.938	411.9213	6884.859	2294.953
38		35.82689	15	150	1.884956	282.7433	6755.681	405.1925	7160.873	2386.958
39		35.82689	15.75	157.5	1.884956	296.8805	7052.561	405.1925	7457.754	2485.918
40		32.61936	16.5	165	1.884956	311.0177	7363.579	368.9163	7732.495	2577.498

### Lampiran 4 Perhitungan Settlement

muka air fluktuasi		1,5 m			Q (asumsi) = 2 t/m									
	Yw	1 t/m <sup>3</sup>			h= Q/Ytimbunan				1,081081 m					
No	tebal Lapisan	z	eo	Cs	Cc	Y	po (t/m <sup>2</sup> )	pc (t/m <sup>2</sup> )	akibat timbunan					
									I	Δp	Δp+po	Sc	Sc Cumulative	
1	1	0,5	2,7	0,337813	2,7025	1,457143	0,228571	1,728571	0,5	2	2,228571	0,160815	0,160815112	
2	1	1,5	2,46	0,303313	2,4265	1,485714	0,714286	2,214286	0,49	1,96	2,674286	0,100563	0,261377658	
3	1	2,5	2,325714	0,284009	2,272071	1,514286	1,228571	2,728571	0,49	1,96	3,188571	0,075818	0,337195727	
4	1	3,5	2,46	0,303313	2,4265	1,485714	1,714286	3,214286	0,48	1,92	3,634286	0,061336	0,398531298	
5	1	4,5	2,7	0,337813	2,7025	1,457143	2,171429	3,671429	0,48	1,92	4,091429	0,055183	0,453714217	
6	1	5,5	2,217143	0,268402	2,147214	1,528571	2,7	4,2	0,46	1,84	4,54	0,038572	0,49228644	
7	1	6,5	1,85	0,215625	1,725	1,6	3,3	4,8	0,44	1,76	5,06	0,026178	0,518464188	
8	1	7,5	1,7	0,194063	1,5525	1,628571	3,928571	5,428571	0,415	1,66	5,588571	0,017349	0,535812865	
Muka Air Fluktuasi =		1,5 m			Q (asumsi) = 4 t/m									
					h= Q/Ytimbunan				2,162162 m					
No	tebal Lapisan	z	eo	Cs	Cc	Y	po (t/m <sup>2</sup> )	pc (t/m <sup>2</sup> )	akibat timbunan					
									I	Δp	Δp+po	Sc	Sc Cumulative	
1	1	0,5	2,7	0,337813	2,7025	1,457143	0,228571	1,728571	0,5	4	4,228571	0,36399	0,363989875	
2	1	1,5	2,46	0,303313	2,4265	1,485714	0,714286	2,214286	0,49	3,92	4,634286	0,268016	0,632005467	
3	1	2,5	2,325714	0,284009	2,272071	1,514286	1,228571	2,728571	0,49	3,92	5,148571	0,217982	0,849987488	
4	1	3,5	2,46	0,303313	2,4265	1,485714	1,714286	3,214286	0,48	3,84	5,554286	0,190522	1,040509043	
5	1	4,5	2,7	0,337813	2,7025	1,457143	2,171429	3,671429	0,48	3,84	6,011429	0,177236	1,21774469	
6	1	5,5	2,217143	0,268402	2,147214	1,528571	2,7	4,2	0,46	3,68	6,38	0,137195	1,354939436	
7	1	6,5	1,85	0,215625	1,725	1,6	3,3	4,8	0,44	3,52	6,82	0,10464	1,459579782	
8	1	7,5	1,7	0,194063	1,5525	1,628571	3,928571	5,428571	0,415	3,32	7,248571	0,082296	1,541875638	

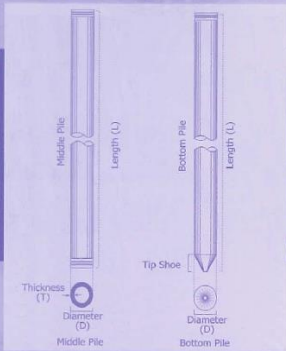

### Perhitungan *Settlement* (lanjutan)

Muka Air Fluktuasi =		1,5 m		Q (asumsi) =			8 t/m						
				h= Q/Ytimbunan			4,324324 m						
No	bal Lapis	z	eo	Cs	Cc	Y	po (t/m <sup>2</sup> )	pc (t/m <sup>2</sup> )	akibat timbunan				
									i	Δp	Δp+po	Sc	Sc Cumulative
1	1	0,5	2,7	0,337813	2,7025	1,457143	0,228571	1,728571	0,5	8	8,228571	0,575173	0,575172554
2	1	1,5	2,46	0,303313	2,4265	1,485714	0,714286	2,214286	0,49	7,84	8,554286	0,454702	1,029875024
3	1	2,5	2,325714	0,284009	2,272071	1,514286	1,228571	2,728571	0,49	7,84	9,068571	0,385944	1,415819042
4	1	3,5	2,46	0,303313	2,4265	1,485714	1,714286	3,214286	0,48	7,68	9,394286	0,350583	1,766402319
5	1	4,5	2,7	0,337813	2,7025	1,457143	2,171429	3,671429	0,48	7,68	9,851429	0,333923	2,100325645
6	1	5,5	2,217143	0,268402	2,147214	1,528571	2,7	4,2	0,46	7,36	10,06	0,269197	2,369522688
7	1	6,5	1,85	0,215625	1,725	1,6	3,3	4,8	0,44	7,04	10,34	0,214033	2,583555975
8	1	7,5	1,7	0,194063	1,5525	1,628571	3,928571	5,428571	0,415	6,64	10,56857	0,17646	2,760016054
Muka Air Fluktuasi =		1,5 m		Q (asumsi) =			10 t/m						
				h= Q/Ytimbunan			5,405405 m						
No	bal Lapis	z	eo	Cs	Cc	Y	po (t/m <sup>2</sup> )	pc (t/m <sup>2</sup> )	akibat timbunan				
									i	Δp	Δp+po	Sc	Sc Cumulative
1	1	0,5	2,7	0,337813	2,7025	1,457143	0,228571	1,728571	0,5	10	10,22857	0,644189	0,644188954
2	1	1,5	2,46	0,303313	2,4265	1,485714	0,714286	2,214286	0,49	9,8	10,51429	0,517536	1,161725167
3	1	2,5	2,325714	0,284009	2,272071	1,514286	1,228571	2,728571	0,49	9,8	11,02857	0,444001	1,605726336
4	1	3,5	2,46	0,303313	2,4265	1,485714	1,714286	3,214286	0,48	9,6	11,31429	0,407223	2,012949016
5	1	4,5	2,7	0,337813	2,7025	1,457143	2,171429	3,671429	0,48	9,6	11,77143	0,390406	2,403354562
6	1	5,5	2,217143	0,268402	2,147214	1,528571	2,7	4,2	0,46	9,2	11,9	0,317885	2,721239867
7	1	6,5	1,85	0,215625	1,725	1,6	3,3	4,8	0,44	8,8	12,1	0,255351	2,976591342
8	1	7,5	1,7	0,194063	1,5525	1,628571	3,928571	5,428571	0,415	8,3	12,22857	0,212892	3,189483097
Muka Air Fluktuasi =		1,5 m		Q (asumsi) =			16 t/m						
				h= Q/Ytimbunan			8,648649 m						
No	bal Lapis	z	eo	Cs	Cc	Y	po (t/m <sup>2</sup> )	pc (t/m <sup>2</sup> )	akibat timbunan				
									i	Δp	Δp+po	Sc	Sc Cumulative
1	1	0,5	2,7	0,337813	2,7025	1,457143	0,228571	1,728571	0,5	16	16,22857	0,79061	0,7906099
2	1	1,5	2,46	0,303313	2,4265	1,485714	0,714286	2,214286	0,49	15,68	16,39429	0,652826	1,443435918
3	1	2,5	2,325714	0,284009	2,272071	1,514286	1,228571	2,728571	0,49	15,68	16,90857	0,570791	2,014227417
4	1	3,5	2,46	0,303313	2,4265	1,485714	1,714286	3,214286	0,48	15,36	17,07429	0,532556	2,546783312
5	1	4,5	2,7	0,337813	2,7025	1,457143	2,171429	3,671429	0,48	15,36	17,53143	0,516757	3,063540327
6	1	5,5	2,217143	0,268402	2,147214	1,528571	2,7	4,2	0,46	14,72	17,42	0,428346	3,491885917
7	1	6,5	1,85	0,215625	1,725	1,6	3,3	4,8	0,44	14,08	17,38	0,350538	3,84242374
8	1	7,5	1,7	0,194063	1,5525	1,628571	3,928571	5,428571	0,415	13,28	17,20857	0,298204	4,140627725



## Lampiran 5 Brosur *Spunpile dan Pc Sheetpile*

**Shape and Dimension**

**Classification**

Outside Diameter (mm)	Wall Thickness (mm)	Class	Concrete Cross Section (cm <sup>2</sup> )	Unit Weight (Kg/m)	Length L (m)	Bending Crack (Ton.m)	Moment Ultimate (Ton.m)	Allowable Axial Load (Ton)
300	60	A2	452	113	6 - 13	2.50	3.75	72.60
		A3				3.00	4.50	70.75
		B				3.50	6.30	67.50
		C				4.00	8.00	65.40
350	65	A1	582	145	6 - 15	3.50	5.25	93.10
		A3				4.20	6.30	89.50
		B				5.00	9.00	86.40
		C				6.00	12.00	85.00
400	75	A2	766	191	6 - 16	5.50	8.25	121.10
		A3				6.50	9.75	117.60
		B				7.50	13.50	114.40
		C				9.00	18.00	111.50
450	80	A1	930	232	6 - 16	7.50	11.25	149.50
		A2				8.50	12.75	145.80
		A3				10.00	15.00	143.80
		B				11.00	19.80	139.10
C	12.50	25.00	134.90					
500	90	A1	1159	290	6 - 16	10.50	15.75	185.30
		A2				12.50	18.75	181.70
		A3				14.00	21.00	178.20
		B				15.00	27.00	174.90
C	17.00	34.00	169.00					
600	100	A1	1571	393	6 - 16	17.00	25.50	252.70
		A2				19.00	28.50	249.00
		A3				22.00	33.00	243.20
		B				25.00	45.00	238.30
C	29.00	58.00	229.50					
800	120	A1	2564	641	6 - 24	40.70	63.60	415.00
		A2				46.20	84.40	406.20
		A3				51.00	97.80	398.20
		B				55.70	108.20	390.80
C	70.60	129.80	367.60					
1000	140	A1	3782	946	6 - 24	75.00	117.90	614.00
		A2				82.30	139.80	604.80
		A3				93.30	170.90	590.60
		B				105.70	199.70	575.00
C	123.60	229.90	552.90					

## Brosur *Spunpile* dan *Pc Sheetpile* (lanjutan)




### DESCRIPTION

Type of Sheet Piles : CPC Sheet Piles : Corrugated Prestressed Concrete Sheet Piles  
 FBC Sheet Piles : Flat Prestressed Concrete Sheet Piles  
 FRC Sheet Piles : Flat Reinforced Concrete Sheet Piles

Method of Installation : Dynamic Pile Driving :  
 1. Vibro Hammer (corrugated type) + Water Jet (special requirement)  
 2. Diesel Hammer (flat type)

### DESIGN & MANUFACTURING REFERENCE

Design	JS A 5326 - 1988 JS A 5325 - 1981 SNI 03-2847 - 2002	Prestressed Concrete Sheet Piles Reinforced Concrete Sheet Piles Indonesian Standard Code for Concrete
Manufacturing	JS A 5326 - 1988 JS A 5325 - 1981 WB - PRD - PS - 16	Prestressed Concrete Sheet Piles Reinforced Concrete Sheet Piles Production Manufacturing Procedure

### PRODUCT SHAPE & SPECIFICATION | CORRUGATED PRESTRESSED CONCRETE SHEET PILES



**W-325**



**W-350**



**W-400**



**W-450**



**W-500**



**W-600**

### CPC SHEET PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength:  $f_c = 82 \text{ MPa}$  (Cube 700 Ag/cm<sup>2</sup>)

Type	Width (mm)	Cross Section (cm <sup>2</sup> )	Section Inertia (cm <sup>4</sup> )	Unit Weight (kg/m)	Class	Moment Crack (ton.m)	Length* (m)
W-325	996	1,315	134,264	329	A	11,90	8 - 15
					B	13,30	8 - 16
W-350	996	1,468	160,432	368	A	15,60	9 - 17
					B	17,20	10 - 18
W-400	996	1,598	248,691	400	A	20,10	10 - 18
					B	23,40	11 - 20
W-450	996	1,835	353,163	490	A	28,00	11 - 20
					B	30,70	12 - 21
W-500	996	1,818	462,373	455	A	35,20	12 - 22
					B	40,40	13 - 24
W-600	996	2,078	765,907	520	A	50,60	14 - 25
					B	59,60	15 - 27

Note: \* Length of Concrete Corrugated Sheet Piles may exceed usual standard whenever lifted in certain position

## Lampiran 6 Output Pembebanan SAP2000

COMB1 = D + L			1kn	=	0,101972	ton
No	Frame	Joint	F3 (KN)	F3 (ton)	Mx (kN m)	My (kN m)
1	28041	16643	1685,848	171,9093	22,26669	-14,052
2	28042	16644	3602,659	367,3703	-19,4489	1,564112
3	28140	16688	3546,071	361,6	37,16976	-9,93323
4	14223	8428	2860,116	291,6518	12,02199	-1,87225
5	28046	16652	3345,164	341,113	2,038584	2,042499
6	28045	16651	4240,589	432,4213	19,37027	-5,75705
7	28044	16650	3964,347	404,2524	-1,96206	-1,82431
8	28043	16649	2080,797	212,183	-12,799	-0,02472
9	28047	16657	1027,553	104,7817	-9,89629	-15,7594
10	28048	16658	4240,18	432,3797	-15,7905	6,932651
11	28049	16659	4374,075	446,0332	10,6262	-2,2805
12	28050	16660	3267,364	333,1797	3,511336	1,108717
13	28052	16666	4413,169	450,0196	108,8958	-29,0331
14	28051	16665	4415,672	450,2749	7,772185	-1,24342
15	28941	16975	4271,171	435,5398	-16,9857	4,815828
16	28940	16974	1066,677	108,7712	0,0249	24,7358
17	28053	16671	2397,161	244,4433	1,801932	5,223402
18	28054	16672	4290,062	437,4662	-13,3377	6,224047
19	28055	16673	4451,091	453,8867	15,38363	-3,28078
20	28056	16674	3772,437	384,6829	-6,97636	-1,05923
21	28805	16969	4141,665	422,3338	51,32608	-13,3363
22	28804	16968	4382,593	446,9018	9,268689	-1,04909
23	28803	16967	4214,794	429,7909	-19,7414	6,794285
24	28802	16966	2770,783	282,5422	-12,5778	-7,58691
25	28057	5777	2370,599	241,7347	-42,9812	61,50771
26	28058	6703	2231,306	227,5308	19,24131	-1,275
27	28059	16681	3584,29	365,4972	3,698361	-1,45267
28	28060	16682	3788,643	386,3355	28,26324	-7,21002
29	28062	16687	3177,573	324,0235	26,7592	-1,19635
30	28061	16686	3260,667	332,4967	0,632656	8,23168
31	27969	16641	3181,99	324,4739	18,68643	-3,3123
32	27968	16640	3413,542	348,0857	1,269987	-2,17451
33	27967	16639	3757,168	383,1259	-60,4201	0,532042
34	28141	16689	2790,568	284,5598	-40,8879	3,515155
35	27963	16631	2689,649	274,2689	40,35652	5,805246
36	27964	16632	4624,441	471,5635	-70,3193	4,349168
37	27965	16633	4370,899	445,7093	14,40896	3,37328
38	27966	16634	3977,14	405,5569	52,17291	1,166549
39	27962	16626	4071,992	415,2292	84,21394	-1,63691
40	27961	16625	4334,374	441,9848	16,65856	0,38694
41	27960	16624	4610,216	470,1129	-67,2507	0,362511
42	27959	16623	2719,382	277,3009	42,90469	-2,53325
43	29151	17731	2843,675	289,9752	-40,5272	4,032401
44	29150	17730	4358,466	444,4415	81,61022	1,992012
45	11707	7626	3297,971	336,3007	12,38074	-0,18895
46	29386	5776	2771,846	282,6507	23,23311	9,033941
47	29405	17751	3574,801	364,5296	149,3129	-0,32815
48	11706	7619	3704,16	377,7206	-14,3107	0,891202
49	29148	17728	4541,791	463,1355	68,42437	0,451372
50	29149	17729	2889,085	294,6058	-46,3751	1,471896
51	27955	16609	2811,812	286,7261	49,1483	-3,70242
52	27956	16610	4603,903	469,4692	-63,227	-1,32743
53	27957	16611	4263,618	434,7697	18,93061	-0,62379
54	27958	16612	2973,115	303,1745	6,235628	-0,21762
55	27954	16604	2510,966	256,0482	1,954434	1,901636
56	28040	16642	3268,804	333,3264	15,34531	5,231418
57	27953	16603	3429,939	349,7578	-47,4196	9,532646
58	10855	6529	1955,631	199,4196	58,4029	-7,31652
59	10858	6530	3313,111	337,8445	13,46371	-9,03954
60	10947	6701	3539,926	360,9733	-51,2503	-14,9967
61	27952	16602	2947,523	300,5648	4,025724	-6,90414
62	10739	6155	2999,609	305,8761	34,90414	-4,44099
63	10740	6156	5107,745	520,847	-72,9175	-4,33937
64	10741	6157	4643,568	473,514	13,99679	-5,03449
65	10742	6158	2496,768	254,6004	-1,99116	-5,59081
66	10338	3955	2480,784	252,9705	-4,88201	-4,30221
67	10337	3892	4452,661	454,0468	13,33488	-13,3046
68	10336	3891	4988,503	508,6876	-77,3918	-14,67
69	10335	3889	2855,31	291,1617	34,46697	-7,06494
70	10332	3872	2297,151	234,2451	10,76348	-2,93062
71	10333	3873	2320,312	236,6069	-21,9337	-26,042
72	10391	4149	2272,516	231,733	4,323181	-18,6139
73	10334	3874	2166,237	220,8955	-18,2201	-2,01776

COMB3 = D + L + Gempa X						
No	Frame	Joint	F3 (kN)	F3 (ton)	Mx (kN m)	My (kN m)
1	28041	16643	2727,481	278,1267	172,5036	185,6101
2	28042	16644	4449,787	453,7537	127,3458	139,1195
3	28140	16688	5011,452	511,0278	184,0579	120,6152
4	14223	8428	3398,95	346,5977	160,8958	137,3462
5	28046	16652	4436,073	452,3552	142,3619	156,8565
6	28045	16651	4752,841	484,6567	158,621	127,5344
7	28044	16650	4460,215	454,817	132,9296	127,9015
8	28043	16649	3380,158	344,6815	160,9143	177,4286
9	28047	16657	1132,067	115,4391	163,6455	108,494
10	28048	16658	4403,184	449,0015	141,8884	169,663
11	28049	16659	4529,034	461,8347	168,1221	160,1185
12	28050	16660	3948,538	402,6403	159,7255	182,1444
13	28052	16666	4905,689	500,2429	335,8247	193,5345
14	28051	16665	4894,356	499,0873	222,1342	196,4524
15	28941	16975	4609,306	470,0202	196,1115	203,834
16	28940	16974	1187,979	121,1406	229,7484	213,7699
17	28053	16671	3122,067	318,3634	272,6316	308,8135
18	28054	16672	4749,069	484,2721	239,426	242,659
19	28055	16673	5141,799	524,3195	276,7744	231,1976
20	28056	16674	4527,562	461,6846	241,3739	242,9266
21	28805	16969	4970,522	506,8541	363,0115	265,257
22	28804	16968	4940,07	503,7488	323,5885	283,5644
23	28803	16967	4455,494	454,3356	289,7058	308,7349
24	28802	16966	3524,255	359,3753	316,8221	352,8497
25	28057	5777	3505,269	357,4393	186,3735	229,7524
26	28058	6703	3521,789	359,1239	161,4407	82,9359
27	28059	16681	4468,261	455,6375	358,7734	302,5101
28	28060	16682	4222,575	430,5844	335,4282	268,791
29	28062	16687	3820,679	389,6023	281,3064	263,8082
30	28061	16686	3538,219	360,7993	234,5452	269,299
31	27969	16641	3803,623	387,863	152,0925	201,1437
32	27968	16640	4155,291	423,7233	140,1922	201,9178
33	27967	16639	4220,427	430,3654	86,1181	241,3525
34	28141	16689	4460,241	454,8197	190,8463	336,7357
35	27963	16631	3064,951	312,5392	189,1791	403,3749
36	27964	16632	4878,362	497,4563	62,5195	250,276
37	27965	16633	4611,866	470,2812	143,7838	217,0363
38	27966	16634	4376,795	446,3105	182,2883	215,651
39	27962	16626	4586,753	467,7204	216,5086	229,3572
40	27961	16625	4499,551	458,8282	141,2662	222,3573
41	27960	16624	4890,812	498,7259	57,6483	251,7527
42	27959	16623	2957,16	301,5475	182,569	399,9606
43	29151	17731	3062,528	312,2921	86,4166	394,537
44	29150	17730	5015,065	511,3962	201,9263	247,2167
45	11707	7626	4471,689	455,9871	139,6205	207,8336
46	29386	5776	4082,865	416,3379	79,373	49,828
47	29405	17751	5404,623	551,1202	333,3758	220,3378
48	11706	7619	5092,001	519,2415	156,3913	196,6213
49	29148	17728	5077,485	517,7613	209,2044	229,4381
50	29149	17729	3187,702	325,0563	89,5957	370,8177
51	27955	16609	3058,44	311,8752	185,509	334,2633
52	27956	16610	4765,057	485,9024	73,2012	205,8418
53	27957	16611	4446,823	453,4514	162,7019	182,1619
54	27958	16612	3250,363	331,446	167,3805	191,9563
55	27954	16604	2874,023	293,0699	154,4332	197,8383
56	28040	16642	3706,542	377,9635	149,7488	174,74
57	27953	16603	3986,345	406,4956	82,8921	181,0688
58	10855	6529	4220,325	430,355	402,1092	201,0868
59	10858	6530	3969,921	404,8208	251,9312	141,9
60	10947	6701	3914,014	399,1198	185,2311	138,0546
61	27952	16602	3418,256	348,5664	160,6631	266,6141
62	10739	6155	3335,811	340,1593	290,8793	214,5489
63	10740	6156	5332,57	543,7728	159,9461	153,3169
64	10741	6157	4924,398	502,1507	247,4428	148,6705
65	10742	6158	2769,827	282,4448	257,9463	231,5295
66	10338	3955	3120,095	318,1623	289,5052	191,9813
67	10337	3892	4710,188	480,3073	272,6811	131,4381
68	10336	3891	5353,426	545,8996	183,7919	136,8346
69	10335	3889	3188,421	325,1297	312,3582	211,4904
70	10332	3872	3837,818	391,35	417,5217	192,276
71	10333	3873	2799,413	285,4617	418,693	108,5045
72	10391	4149	2863,931	292,0408	424,2937	105,1726
73	10334	3874	4585,693	467,6123	347,6522	142,7021

COMB4 = D + L + Gempa Y						
No	Frame	Joint	F3 (KN)	F3 (ton)	Mx (kN m)	My (kN m)
1	28041	16643	2993,374	305,2403	474,11	133,5398
2	28042	16644	3918,733	399,601	408,2258	127,6227
3	28140	16688	5070,295	517,0281	470,5761	114,2543
4	14223	8428	3749,097	382,3029	451,792	122,4507
5	28046	16652	4593,114	468,369	433,8906	126,5327
6	28045	16651	4969,329	506,7324	452,0049	118,0676
7	28044	16650	4351,37	443,7179	418,8718	119,4322
8	28043	16649	3375,328	344,1889	508,0228	152,3178
9	28047	16657	1308,805	133,4615	433,7053	107,0537
10	28048	16658	4677,584	476,9826	409,0209	131,8032
11	28049	16659	4819,379	491,4417	438,6304	122,6709
12	28050	16660	4207,15	429,0115	426,2015	126,6514
13	28052	16666	5359,223	546,4907	548,3181	106,8484
14	28051	16665	5044,005	514,3473	430,4632	126,5111
15	28941	16975	4789,176	488,3619	401,8236	131,0201
16	28940	16974	1302,583	132,827	433,6925	163,1725
17	28053	16671	3215,163	327,8566	459,889	151,2749
18	28054	16672	4930,236	502,746	403,3665	134,9608
19	28055	16673	5213,364	531,6172	438,4599	131,0803
20	28056	16674	4861,933	495,781	428,0556	139,7987
21	28805	16969	5511,81	562,0503	519,9212	144,6709
22	28804	16968	5134,07	523,5314	471,2634	159,7622
23	28803	16967	4590,587	468,1113	441,8757	159,0995
24	28802	16966	4127,91	420,9312	500,2826	130,5295
25	28057	5777	4745,635	483,9219	245,1368	154,9095
26	28058	6703	4815,357	491,0316	229,0046	73,3892
27	28059	16681	5469,906	557,7773	544,747	174,0835
28	28060	16682	4768,33	486,2361	506,1383	144,4589
29	28062	16687	4062,089	414,2193	455,9494	131,813
30	28061	16686	3820,347	389,5684	430,6837	146,8123
31	27969	16641	4081,895	416,239	437,6836	65,7379
32	27968	16640	3996,52	407,5331	416,8313	68,2116
33	27967	16639	4125,192	420,6541	363,6387	86,479
34	28141	16689	3816,174	389,1429	481,5733	125,3574
35	27963	16631	3300,348	336,5431	481,0416	159,0088
36	27964	16632	5135,103	523,6367	332,089	92,4837
37	27965	16633	4874,101	497,0218	418,4218	77,2558
38	27966	16634	4781,379	487,5668	467,9804	73,5954
39	27962	16626	4992,878	509,1338	504,3216	76,4765
40	27961	16625	4794,142	488,8682	417,0115	76,9691
41	27960	16624	5179,875	528,2022	330,001	90,2353
42	27959	16623	3338,632	340,447	475,2312	152,5878
43	29151	17731	3479,522	354,8138	373,3664	154,0218
44	29150	17730	5633,063	574,4147	471,9477	90,0216
45	11707	7626	4578,159	466,844	414,4242	71,5025
46	29386	5776	4594,739	468,5347	149,1173	23,6772
47	29405	17751	4603,905	469,4694	535,6685	74,5436
48	11706	7619	4717,413	481,044	335,1424	70,0477
49	29148	17728	5531,591	564,0674	413,995	83,8081
50	29149	17729	3574,503	364,4992	327,5252	143,5522
51	27955	16609	3494,617	356,3531	380,58	127,6003
52	27956	16610	5124,849	522,5911	239,8169	74,4678
53	27957	16611	4671,804	476,3932	326,9131	63,0831
54	27958	16612	3537,352	360,7109	313,7467	64,3987
55	27954	16604	3330,438	339,6114	297,6633	67,6057
56	28040	16642	3913,821	399,1002	286,806	64,1828
57	27953	16603	3832,663	390,8243	212,6848	73,3595
58	10855	6529	2859,148	291,553	419,2253	73,2883
59	10858	6530	3742,559	381,6362	260,6522	55,7998
60	10947	6701	4172,887	425,5176	190,7859	53,5999
61	27952	16602	3575,135	364,5637	311,9774	108,867
62	10739	6155	3589,803	366,0594	306,1481	120,1231
63	10740	6156	5601,603	571,2067	165,6214	70,9602
64	10741	6157	5094,387	519,4848	247,9877	65,0425
65	10742	6158	2992,848	305,1867	254,911	97,0837
66	10338	3955	3076,466	313,7134	227,1522	86,9029
67	10337	3892	4922,723	501,9799	222,062	54,2557
68	10336	3891	5480,465	558,854	131,8733	58,6859
69	10335	3889	3569,498	363,9889	268,2471	113,1974
70	10332	3872	3936,26	401,3883	209,2324	97,4855
71	10333	3873	2867,732	292,4284	199,0341	38,1913
72	10391	4149	2530,614	258,0518	222,6745	40,6624
73	10334	3874	3486,752	355,5511	177,89	70,2535

## BIODATA PENULIS



Penulis lahir di kota Jakarta pada tanggal 7 Januari 1997 dengan nama lengkap Yonathan William. Penulis merupakan anak edua dari 3 bersaudara. Pendidikan formal yang telah ditempuh oleh penulis antara lain TK Katolik Santo Budhaya Agustinus, SD Negeri Medang Lestari, SMP Katolik Strada Slamet Riyadi, dan SMA Negeri 8 Tangerang. Setelah lulus dari SMA Negeri 8 Tangerang, penulis diterima di Departemen Teknik Sipil FTSLK-ITS Surabaya pada tahun 2015 melalui jalur SNMPTN dan terdaftar dengan NRP 03111540000024. Pada masa perkuliahan penulis aktif dalam berorganisasi di bidang kemahasiswaan dan kerohanian. Penulis menjadi pengurus Nazara PMK ITS dan staf Kementerian Perekonomian BEM ITS pada tahun kedua, serta staf Divisi DPK PMK ITS pada tahun ketiga dan keempat. Penulis tertarik pada bidang Geoteknik khususnya pada konstruksi struktur bawah tanah, oleh karena itu penulis mengambil topik Tugas Akhir mengenai perencanaan dinding penahan tanah dan pondasi. Penulis berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi para pembaca serta bagi penulis sendiri. Apabila pembaca ingin berkorespondensi dengan penulis, dapat menghubungi melalui email: [yonathanaws@gmail.com](mailto:yonathanaws@gmail.com).