TUGAS AKHIR (RC18-4803)

PERENCANAAN PONDASI BORED PILE DAN SECANT PILE PADA BASEMENT SEBAGAI ALTERNATIF PERENCANAAN EKSISTING DI APARTEMEN TAMANSARI EMERALD CITRALAND SURABAYA

DIAZ RACHMA ISNAENI
NRP. 03111640000023

Dosen Pembimbing I
Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi

Dosen Pembimbing II
Putu Tantri Kumala Sari, ST. MT

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

TUGAS AKHIR (RC18-4803)

PERENCANAAN PONDASI BORED PILE DAN SECANT PILE PADA BASEMENT SEBAGAI ALTERNATIF PERENCANAAN EKSISTING DI APARTEMEN TAMANSARI EMERALD CITRALAND SURABAYA

DIAZ RACHMA ISNAENI
NRP. 03111640000023

Dosen Pembimbing I
Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi

Dosen Pembimbing II
Putu Tantri Kumala Sari, ST. MT

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

FINAL PROJECT (RC18-4803)

DESIGN OF BORED PILE FOUNDATION AND SECANT PILE ON BASEMENT AS AN ALTERNATIVE PLANNING TO EXISTING CONSTRUCTION IN THE APARTMENT TAMANSARI EMERALD CITRALAND SURABAYA

DIAZ RACHMA ISNAENI
NRP. 03111640000023

Academic Supervisor I
Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi

Academic Supervisor II
Putu Tantri Kumala S., ST. MT

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

PERENCANAAN PONDASI *BORED PILE* DAN *SECANT PILE* PADA *BASEMENT* SEBAGAI ALTERNATIF PERENCANAAN EKSISTING DI APARTEMEN TAMANSARI EMERALD CITRALAND SURABAYA

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

Oleh :
DIAZ RACHMA ISNAENI
NRP. 03111640000023

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1.Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi.....(Pembimbing I)

2. Putu Tantri Kumala Sari, ST. MT..... (Pembimbing II)

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

SURABAYA
JULI, 2020

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

PERENCANAAN PONDASI BORED PILE DAN SECANT PILE PADA BASEMENT SEBAGAI ALTERNATIF PERENCANAAN EKSISTING DI APARTEMEN TAMANSARI EMERALD CITRALAND SURABAYA

Nama Mahasiswa : Diaz Rachma Isnaeni
NRP : 03111640000023
Jurusan : Teknik Sipil FTSPK – ITS
Dosen Pembimbing : 1. Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi
2. Putu Tantri Kumala Sari, ST. MT

ABSTRAK

Gedung Apartemen Tamansari Emerald berada di jalan Emerald Mansion TX 3 Citraland, Surabaya dan lokasinya dekat dengan waduk yang berjarak sekitar 10-20 meter. Apartemen Tamansari Emerald terdiri atas 41 lantai dan 1 lantai basement. Pondasinya menggunakan raft foundation dengan pondasi tiang tipe spun pile berdiameter 60 cm. Adapula dinding penahan tanah untuk basement ditanam sedalam 3,55 meter dengan tebal 25 cm tanpa angkur. Jenis tanah pada apartemen ini dominan lempung yang muka air tanahnya berada pada -0,5 meter dari muka tanah. Daya dukung tanah pada proyek tersebut relatif rendah dan memiliki potensi tanah yang kembang susut.

Untuk itu, pada tugas akhir ini perlu dilakukan analisis terhadap perencanaan pondasi dan dinding penahan tanah eksisting dengan memperhatikan kondisi tanah dan lingkungan yang ada. Dilakukan pula perencanaan alternatif yaitu desain bored pile untuk konstruksi pondasi dan secant pile untuk konstruksi penahan tanah yang kemudian akan dibandingkan dengan perencanaan eksisting demi mendapatkan perencanaan terbaik pada Apartemen Tamansari Emerald .

Dari hasil analisis perencanaan eksisting, didapatkan bahwa pada struktur pondasi masih terdapat beberapa aspek yang belum memenuhi. Sedangkan pada dinding penahan tanah, semua aspek yang ditinjau sudah memenuhi. Kemudian, hasil analisis yang didapatkan pada perencanaan alternatif pondasi bored pile,

digunakan pondasi tiang berdiameter 80 cm dengan panjang penanaman tiang -60 m dari permukaan tanah untuk area tower, -46,5 m dari permukaan tanah untuk area podium dengan pilecap tipe C-K, dan -40 m dari permukaan tanah untuk area podium dengan pilecap tipe L. Untuk perencanaan ketebalan dasar basement digunakan perencanaan setebal 3,95 m pada raft di area tower dan setebal 1,2 m pada pilecap di area podium. Sedangkan hasil analisis perencanaan alternatif dinding penahan tanah dengan secant pile, digunakan diameter pada primary pile sebesar 0,8 m dan diameter pada secondary pile sebesar 1 m dengan panjang total 12,65 m.

Sehingga perencanaan terbaik untuk struktur bawah Apartemen Tamansari Emerald ditinjau dari kebutuhan volume materialnya adalah perencanaan alternatif pondasi bored pile dengan total sebanyak 317,179 m^3 untuk material besi tulangan dan 27581,860 m^3 untuk material beton. Dan perencanaan dinding penahan tanah eksisting yaitu dengan kebutuhan volume sebesar 9,895 m^3 untuk material besi tulangan dan 280,260 m^3 untuk material beton.

.

Kata Kunci : Tanah kembang susut, Pondasi, Dinding penahan tanah, Bored pile, Secant pile

DESIGN OF BORED PILE FOUNDATION AND SECANT PILE ON BASEMENT AS AN ALTERNATIVE PLANNING TO EXISTING CONSTRUCTION IN THE APARTMENT TAMANSARI EMERALD CITRALAND SURABAYA

Name : Diaz Rachma Isnaeni
NRP : 03111640000023
Department : Civil Engineering
Supervisor : 1. Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi
2. Putu Tantri Kumala Sari, ST. MT

ABSTRACT

The Tamansari Emerald Apartment is located on Jalan Emerald Mansion TX 3 Citraland, Surabaya and its location is close to reservoir which about 10-20 meters. Tamansari Emerald Apartment has 41 stories and 1 story of basement. The Existing construction of foundation uses raft-pile foundation with a spun pile diameter of 60 cm. The retaining wall construction for basement has 3,55 meters depth and 25 cm thick without anchor. The most dominant type of the soil is clay with water level at -0,5 meters from ground level. The bearing capacity in this location is relatively low and the soil around the construction site has swelling-shrinking potential.

Hence, in this Final Project, The Author will analyze the existing construction of foundation and retaining wall. For the alternative planning, The Author will design bored pile for foundation and secant pile for retaining wall construction that will be compared with the existing construction to get the best planning for Tamansari Emerald Apartment.

From the results of the analysis, in the existing construction of foundation there are several non-standard-confirming aspects. The results of the analysis of existing retaining wall, all of the aspects has been confirmed. Then for the alternative design, the use of bored pile as an alternative foundation with a diameter of 80 cm and the depth of foundation is designed to be -60 meters deep from ground level for the tower area, -46,5 meters

deep from ground level for the podium area with C-K type of pilecap, and -40 meters deep from ground level for the podium area with L type of pilecap. For basement thickness design, a 3,95 meters thick base is used around the raft in conjunction with a 1,2 meters thick base in the pilecaps (podium area). As for the analysis results of the alternative design of retaining wall using secant pile, the wall is designed with a primary diameter of 80 cm and secondary diameter of 100 cm and also 12,65 meters deep.

So, the best option of planning foundation and retaining wall in Tamansari Emerald Apartment from an analysis of building materials requirement are the bored pile as an altenative design of foundation with 317,179 m^3 for concrete steel reinforcement material and 27581,860 m^3 for concrete material. And the existing design of retaining wall with 9,895 m^3 of concrete and 289,260 m^3 of concrete steel reinforcement needed.

Keywords: Swelling soil, Foundation, Retaining Wall, Bored pile, Secant pile

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kepada Allah SWT karena rahmat dan karunia-Nya penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan judul "Perencanaan Pondasi *Bored Pile* dan *Secant pile* pada *Basement* sebagai Alternatif Perencanaan Eksisting di Apartemen Tamansari Emerald Citraland Surabaya" tepat pada waktunya.

Pada kesempatan kali ini, penulis ingin mengucapkan terima kasih pada pihak-pihak yang telah membantu dalam penyelesaian Tugas Akhir ini, baik berupa bimbingan dan juga dukungan moril yang diberikan kepada penulis. Ucapan tersebut dikhususkan kepada:

1. Ibu Aisyah, Bapak Didik, Mas Navir, Mbak Omi, Mbak Yanti, Mbak Tami dan keluarga besar penulis yang selalu memberikan doa, semangat dan dorongan untuk penyelesaian Tugas Akhir ini.
2. Bapak Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi selaku dosen pembimbing yang banyak memberikan bimbingan akademik, ilmu serta kesediaan meluangkan waktunya selama penyusunan Tugas Akhir ini.
3. Ibu Putu Tantri Kumala Sari, ST. MT. selaku dosen pembimbing yang telah membimbing dengan sabar, serta membagikan ilmu dan semangatnya selama penyusunan Tugas Akhir ini.
4. Ibu Prof. Ir. Noor Endah, M. Sc., Ph.D selaku dosen konsultasi selama penulis menyelesaikan proposal Tugas Akhir yang selalu membagikan ilmu serta motivasinya.
5. PT. WIKA Bangunan Gedung Apartemen Tamansari Emerald dan jajaran staffnya, terutama Mas Kurniadi dan Mas Udin yang telah memperbolehkan dan memberikan data-data proyek yang dibutuhkan penulis untuk menyelesaikan Tugas Akhir ini.

6. Rohmahillah Aviskanasya sebagai “teman berjuang” selama menempuh S1 di Teknik Sipil yang selalu sabar mendengarkan keluh kesah, dan selalu membantu, memberikan semangat dalam menyelesaikan Tugas Akhir.
7. Teman-teman seperjuangan bidang geoteknik terutama Dizq, Tsasca, Okto, Dikky, Dila, Damang, Muarif, Sanya dan lainnya, terimakasih telah berjuang sejak penyusunan proposal Tugas Akhir dan selalu berbagi ilmu serta membantu satu sama lain.
8. Azmi, Wong, Coyik, Itak, Eis, Shalva, Qoni, Bilah, Lulu, Fida yang banyak memberikan semangat dan bantuan kepada penulis.
9. Teman-teman angkatan S59 yang selalu memberikan cerita canda tawa dan keluh kesah selama menempuh S1 Teknik Sipil.
10. Keluarga Departemen Sosial Masyarakat LE HMS ITS dan UKM TDC ITS yang telah memberikan pengalaman berjuang bersama dan selalu memberikan semangat satu sama lain.

Penulis menyadari bahwa dalam penulisan Tugas Akhir ini masih banyak kekurangan dari segi isi, bentuk maupun penyajiannya. Oleh sebab itu, penulis sangat menerima kritik dan saran yang bersifat membangun. Penulis juga berharap semoga Tugas Akhir ini bisa bermanfaat bagi orang-orang yang membacanya. Akhir kata, penulis mengucapkan terima kasih.

Surabaya, Juni 2020

Penulis

DAFTAR ISI

ABSTRAK iii
ABSTRACT v
KATA PENGANTAR vii
DAFTAR GAMBAR xiii
DAFTAR TABEL xvii
BAB I PENDAHULUAN 1
1.1. Latar Belakang 1
1.2. Rumusan Masalah 7
1.3. Tujuan 8
1.4. Batasan Masalah 8
1.5. Manfaat Penulisan 8
1.6. Lingkup Studi 9
BAB II TINJAUAN PUSTAKA 11
2.1. Tanah 11
2.1.1. Parameter Tanah dan Korelasinya 13
2.1.2. Pendekatan Statistik 16
2.1.3. Tanah Lempung 17
2.1.4. Tanah Kembang Susut 18
2.2. Pondasi Raft 26
2.2.1. Ketebalan Pelat Pondasi 27
2.2.2. Kontrol *Uplift* 28
2.3. Pondasi Dalam 28
2.3.1. Daya Dukung Pondasi Dalam 29
2.3.2. Kontrol terhadap Pondasi Tiang 36
2.3.3. *Bored Pile* 39
2.4. Konstruksi Penahan Tanah 40
2.4.1. Stabilitas Konstruksi Penahan Tanah 40
2.4.2. *Secant pile* 45
BAB III METODOLOGI 49
3.1. Bagan Alir Perencanaan 49
3.2. Rangkaian Kegiatan Perencanaan 50
3.3. Penjadwalan Pengerjaan Tugas Akhir 53
BAB IV ANALISIS DATA TANAH 55
4.1 Data Tanah 55

4.1.1 Lokasi Data Tanah 55
4.1.2. Data *Standard Penetration Test* (SPT) dan Statigrafinya 55
4.1.6. Analisis Potensi Kembang Susut Tanah 69
BAB V STRUKTUR ATAS 79
5.1. Data Struktur Atas 79
5.1.1. Data Perencanaan 80
5.1.2. Pembebanan 80
5.1.3. Data Hasil Struktur Atas 82
BAB VI PERENCANAAN PONDASI 87
6.1. Analisis Pondasi Eksisting 87
6.1.1. Perhitungan Daya Dukung 88
6.1.2. Kontrol Kapasitas 1 Pondasi Tiang dan Pondasi Tiang dalam Kelompok 114
6.1.3. Kontrol Kuat Bahan Pondasi Tiang 134
6.1.4. Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral dan Momen 135
6.1.5. Kontrol Penurunan Tiang dalam Kelompok 138
6.1.6. Kontrol Uplift pada *Raft* dan *Pilecap* 140
6.2. Perencanaan Alternatif Pondasi 144
6.2.1. Perhitungan Daya Dukung Alternatif Pondasi .. 145
6.2.2. Kontrol Pondasi Tiang (*Bored pile*) dalam Kelompok 172
6.2.3. Kontrol Kapasitas 1 Tiang 179
6.2.4. Kontrol Kuat Bahan *Bored Pile* 184
6.2.5. Kontrol Kekuatan *Bored Pile* terhadap Gaya Lateral dan Momen 187
6.2.6. Kontrol Penurunan Tiang dalam Kelompok 191
6.2.7. Kontrol *Uplift* terhadap *Raft* dan *Pilecap* pada Perencanaan Alternatif 192
6.2.8. Perencanaan Tulangan pada Alternatif Pondasi 194
BAB VII PERENCANAAN DINDING PENAHAN TANAH 207
7.1. Gambaran Umum 207
7.2. Analisis Dinding Penahan Tanah Eksisting 207

7.2.1. Permodelan Dinding Penahan Tanah Eksisting 209
7.2.2. Kontrol Dinding Penahan Tanah Eksisting..... 217
7.3. Perencanaan Alternatif Dinding Penahan Tanah 220
7.3.1. Perencanaan Panjang *Secant pile*..... 221
7.3.2. Permodelan *Secant Pile* pada Plaxis..... 235
7.3.3. Kontrol Alternatif *Secant Pile* 245
7.3.4. Perencanaan Tulangan *Secant pile*..... 248
BAB VIII PERHITUNGAN VOLUME MATERIAL 253
8.1. Gambaran Umum..... 253
8.2. Volume Material Pondasi..... 253
8.2.1. Material Besi Tulangan..... 253
8.2.2. Material Beton 257
8.3. Volume Material Dinding Penahan Tanah..... 260
8.3.1. Volume Material Dinding Penahan Tanah Eksisting..... 260
8.3.2. Volume Material Alternatif Dinding Penahan Tanah *Secant pile*..... 262
BAB IX KESIMPULAN DAN SARAN..... 267
9.1. Kesimpulan 267
9.2. Saran 269
DAFTAR PUSTAKA 271
LAMPIRAN..... 273

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Peta lokasi proyek Apartemen Tamansari Emerald 2
Gambar 1.2 Struktur bangunan Apartemen Tamansari Emerald 3
Gambar 1.3 Detail rencana kedalaman galian. 4
Gambar 1.4 Klasifikasi tanah pada Proyek Tamansari Emerald 6
Gambar 2.1 Profil kadar air tanah pada zona aktif 19
Gambar 2. 2 Lokasi identifikasi tanah lempung ekspansif di Pulau Jawa 20
Gambar 2.3 Klasifikasi tanah Cassagrande yang telah dimodifikasi (Sahu, 2000) 21
Gambar 2.4 Klasifikasi tanah metode Merwe 22
Gambar 2.5 Variasi indeks plastisitas dengan persentase fraksi lempung 23
Gambar 2.6 Klasifikasi potensi pengembangan tanah lempung 24
Gambar 2.7 Pondasi *raft* atau pondasi tikar 26
Gambar 2.8 Mekanisme tranfer beban terhadap pondasi tiang 29
Gambar 2.9 Konfigurasi tiang 34
Gambar 2.10 Penurunan pada pondasi tiang dalam kelompok .. 35
Gambar 2.11 Kurva koefisien variasi (f) untuk pondasi tiang yang menerima beban lateral 37
Gambar 2.12 Koefisien-koefisien untuk pondasi tiang dalam menerima beban lateral 38
Gambar 2.13 Tekanan tanah aktif 41
Gambar 2.14 Tekanan tanah pasif 42
Gambar 2. 15 Pergerakan air dalam tanah 44
Gambar 2.16 Overall Stability 45
Gambar 2.17 Penampang *secant pile* 46
Gambar 2.18 *Secant pile* 46
Gambar 3.1 Diagram alir perencanaan 50
Gambar 3.2 Penjadwalan pengerjaan Tugas Akhir 53
Gambar 4.1 Lokasi titik pengeboran 55
Gambar 4.2 Statigrafi tanah 56
Gambar 4.3 Hubungan antara nilai N-SPT dengan kedalaman tanah 57

Gambar 4.4 Klasifikasi data tanah dasar dengan sistem Cassagrande yang telah dimodifikasi 70
Gambar 4.5 Klasifikasi data tanah dasar dengan sistem Merwe 71
Gambar 4.6 Hasil variasi indeks plastisitas dan persen fraksi lempung terhadap data tanah di lokasi studi.....72
Gambar 4.7 Hasil korelasi antara nilai aktivitas tanah (A) dengan persen fraksi lempung (c) menurut Seed dkk 74
Gambar 5.1 Tampak bangunan Apartemen Tamansari Emerald 79
Gambar 5.2 Denah titik perletakan kolom dan *shearwall* 83
Gambar 6.1 Area Tower dengan kedalaman pondasi tiang mulai pada -7,5 meter 88
Gambar 6.2 Area Podium dengan kedalaman pondasi tiang mulai pada -5 meter 89
Gambar 6. 3 Daya dukung tiang vs kedalaman dengan metode Meyerhof dan Bazaraa pada area tower.....100
Gambar 6.4 Daya dukung tiang vs kedalaman dengan metode Meyerhof dan Bazaraa pada area podium.....101
Gambar 6.5 Daya dukung tiang vs kedalaman dengan metode Luciano Decourt pada area tower 112
Gambar 6.6 Daya dukung tiang vs kedalaman dengan metode Luciano Decourt pada area podium 113
Gambar 6.7 Konfigurasi pondasi tiang 2x2 pada area podium 114
Gambar 6.8 Denah pondasi tiang pada area Tower B 127
Gambar 6.9 Hasil plot nilai Qu dengan f.....135
Gambar 6.10 Hasil plot grafik untuk nilai koefisien defleksi...136
Gambar 6.11 Hasil plot grafik untuk nilai koefisien momen ...138
Gambar 6.12 Penurunan tiang dalam grup pada area Tower....139
Gambar 6.13 Kedalaman galian *raft* pondasi alternatif di area Tower A.....144
Gambar 6.14 Kedalaman galian pilecap pondasi alternatif di area podium.....145

Gambar 6.15 Daya dukung *bored pile* vs kedalaman dengan metode Meyerhof dan Bazaraa pada area tower. 157
Gambar 6.16 Daya dukung *bored pile* vs kedalaman dengan metode Meyerhof dan Bazaraa pada area podium 158
Gambar 6.17 Daya dukung *bored pile* vs kedalaman dengan metode Luciano Decourt pada area tower 170
Gambar 6.18 Daya dukung *bored pile* vs kedalaman dengan metode Luciano Decourt pada area podium 171
Gambar 6.19 Konfigurasi tiang alternatif 172
Gambar 6.20 Pengelompokan tiang tipe D 173
Gambar 6.21 Konfigurasi tiang pada Tower A 180
Gambar 6.22 Konfigurasi tiang pada *pilecap* tipe D 181
Gambar 6.23 Hasil plot nilai Qu dengan f pondasi alternatif ... 187
Gambar 6.24 Hasil plot grafik untuk nilai koefisien defleksi perencanaan alternatif pondasi 188
Gambar 6.25 Hasil plot grafik untuk nilai koefisien momen ... 190
Gambar 6.26 Penurunan tiang dalam grup pada area podium.. 191
Gambar 6.27 *Output* program bantu spColumn perencanaan jumlah tulangan *bored pile* 195
Gambar 6.28 Diagram interaksi P-M *output* spColumn 196
Gambar 6.29 Pembebanan momen lentur *raft* tower A (arah x) 197
Gambar 6.30 Pembebanan momen lentur *raft* tower A (arah y) 199
Gambar 6.31 Pembebanan *pilecap* tipe D (arah x) 201
Gambar 6.32 Pembebanan *pilecap* tipe D (arah y) 203
Gambar 7.1 Denah pemasangan dinding penahan tanah 208
Gambar 7.2 Potongan A-A dinding penahan tanah eksisting. 208
Gambar 7.3 Ilustrasi sederhana dinding penahan tanah eksisting 210
Gambar 7.4 *Input* permodelan pada Plaxis 213
Gambar 7.5 Area kluster kering pada tahap galian 214
Gambar 7.6 Tahapan konstruksi untuk kalkulasi pada Plaxis 214

Gambar 7.7 Nilai *safety factor* dinding penahan tanah eksisting 215
Gambar 7.8 Defleksi maksimum dinding penahan tanah eksisting.....215
Gambar 7.9 Momen maksimum pada dinding penahan tanah eksisting.....216
Gambar 7.10 Jarak lokasi proyek dengan gedung terdekat.....217
Gambar 7.11 Ilustrasi perencanaan kedalaman *secant pile*.....222
Gambar 7.12 Diagram tegangan horizontal perencanaan alternatif dinding penahan tanah.....230
Gambar 7.13 Area galian dengan kondisi kluster kering pada kondisi 1 238
Gambar 7.14 Nilai *safety factor* pada *slope stability* kondisi 1 239
Gambar 7.15 Area galian dengan kondisi kluster kering pada perencanaan *secant pile* kondisi 1 240
Gambar 7.16 Penimbunan tanah pada area galian *open cut* perencanaan *secant pile* kondisi 1 240
Gambar 7.17 Nilai *safety factor* pada perencanaan alternatif *secant pile* kondisi 1 241
Gambar 7.18 Area galian dengan kondisi kluster kering pada kondisi 2 242
Gambar 7.19 Nilai *safety factor* pada *slope stability* kondisi 2 242
Gambar 7.20 Area galian dengan kondisi kluster kering pada perencanaan *secant pile* kondisi 2 243
Gambar 7.21 Penimbunan tanah pada area galian *open cut* perencanaan *secant pile* kondisi 2 244
Gambar 7.22 Nilai *safety factor* pada perencanaan alternatif *secant pile* kondisi 2 244
Gambar 7.23 *Output* program bantu spColumn perencanaan jumlah tulangan *secant pile* 249
Gambar 7.24 Diagram interaksi P-M *output* spColumn.....250

DAFTAR TABEL

Tabel 1.1 Jumlah Penduduk dan Laju Pertumbuhan Penduduk di Provinsi Jawa Timur 2010, 2016, dan 2017 1
Tabel 1.2 Data Tanah Apartemen Tamansari Emerald (BH-1) ... 5
Tabel 1.3 Nilai Atterberg *Limits* pada Tanah Apartemen Tamansari Emerald 6
Tabel 2.1 Batasan-batasan Ukuran Partikel Jenis Tanah 11
Tabel 2.2 Sistem Klasifikasi *Unified* 12
Tabel 2.3 Hubungan Nilai N-SPT dengan Parameter Tanah 13
Tabel 2.4 Hubungan Jenis Tanah dengan Nilai Modulus Young 13
Tabel 2.5 Hubungan Jenis Tanah dengan *Poisson Ratio* 14
Tabel 2.6 Tabel Korelasi Antar Parameter Tanah 14
Tabel 2.7 Nilai Probabilitas (λ) 17
Tabel 2.8 Hasil Identifikasi Potensi Kembang Tanah Lempung Ekspansif di Pulau Jawa 20
Tabel 2.9 Korelasi Tingkat Aktivitas Tanah dengan Potensi Mengembang 23
Tabel 2.10 Hubungan Batas Cair, Indeks Plastisitas dengan Potensi Pengembangan 24
Tabel 2.11 Klasifikasi Derajat Ekspansi 25
Tabel 2.12 Hubungan Tekanan Overburden Tanah dengan Koefisien Koreksi Nilai N-SPT 31
Tabel 2.13 Koefisien Dasar Tiang (α) 32
Tabel 2.14 Koefisien Selimut Tiang (β) 32
Tabel 4.1 Data Tanah BH-1 58
Tabel 4.2 Data Tanah BH-2 58
Tabel 4.3 Data Tanah BH-1 dengan Konsistensi Tanah *Soft* dan *Medium* 59
Tabel 4.4 Analisis Koefisien Variasi Gabungan BH-1 dan BH-2 62
Tabel 4.5 Hasil Analisis Distribusi Statistik Parameter Tanah . 65
Tabel 4.6 Data Parameter Tanah Apartemen Tamansari Emerald 69

Tabel 4.7 Rekapitulasi Data Tanah untuk Analisis Potensi Kembang Susut.....70
Tabel 4.8 Rekapitulasi Klasifikasi Data Tanah dengan Sistem Cassagrande yang Telah Dimodifikasi.....71
Tabel 4.9 Rekapitulasi Klasifikasi Data Tanah dengan Sistem Merwe.....72
Tabel 4.10 Rekapitulasi Hasil Variasi Indeks Plastisitas dengan Persen Fraksi Lempung.....73
Tabel 4.11 Rekapitulasi Nilai Aktivitas Tanah dengan Potensi Pengembangan menurut Skempton.....73
Tabel 4.12 Hasil Rekapitulasi Nilai Aktivitas Tanah dengan Tingkat Pengembangan menurut Seed dkk.....74
Tabel 4.13 Rekapitulasi Uji Tidak Langsung antara LL dan IP dengan Potensi Pengembangan menurut Snethen (1977).....75
Tabel 4.14 Rekapitulasi Nilai Pengembangan dengan Derajat Ekspansi Menurut Seed dkk (1962).....76
Tabel 5.1 Rekapitulasi Gaya-gaya Maksimum pada Area Podium.....84
Tabel 5.2 Rekapitulasi Total Gaya Maksimum yang Bekerja pada Area Tower.....85
Tabel 6.1 Daya Dukung Pondasi Tiang (Diameter 60 cm) Metode Meyerhof dan Bazaraa pada Area Tower.....91
Tabel 6.2 Daya Dukung Pondasi Tiang (Diameter 60 cm) Metode Meyerhof dan Bazaraa pada Area Podium.....95
Tabel 6.3 Daya Dukung Pondasi Tiang (Diameter 60 cm) Metode Luciano Decourt pada Area Tower.....104
Tabel 6.4 Daya Dukung Pondasi Tiang (Diameter 60 cm) Metode Luciano Decourt pada Area Podium.....108
Tabel 6.5 Rekapitulasi Kontrol Kapasitas 1 Tiang Pondasi pada Area Podium.....116
Tabel 6.6 Rekapitulasi Kontrol Kuat Tarik 1 Tiang Pondasi pada Area Podium.....118

Tabel 6.7 Rekapitulasi Hasil Kontrol Pondasi Tiang dalam Kelompok pada Area Podium dengan Efisiensi Converse Labarre 122
Tabel 6.8 Rekapitulasi Hasil Kontrol Pondasi Tiang dalam Kelompok pada Area Podium dengan Efisiensi Los Angeles 123
Tabel 6.9 Rekapitulasi Hasil Kontrol Pondasi Tiang dalam Kelompok pada Area Podium dengan Efisiensi Seiler Keeney 125
Tabel 6.10 Rekapitulasi Kontrol Kapasitas 1 Tiang Pondasi pada Area Tower 129
Tabel 6.11 Rekapitulasi Kontrol Kuat Tarik 1 Tiang Pondasi pada Area Tower 129
Tabel 6.12 Rekapitulasi Hasil Kontrol Pondasi Tiang dalam Kelompok pada Area Tower 132
Tabel 6.17 Rekapitulasi Kontrol *Uplift* pada *Pilecap* 142
Tabel 6.18 Daya Dukung *Bored Pile* Metode Meyerhof dan Bazaraa pada Area Tower 148
Tabel 6.19 Daya Dukung *Bored Pile* Metode Meyerhof dan Bazaraa pada Area Podium 152
Tabel 6.20 Daya Dukung *Bored Pile* Metode Luciano Decourt pada Area Tower 161
Tabel 6.21 Daya Dukung *Bored Pile* Metode Luciano Decourt pada Area Podium 165
Tabel 6.22 Rekapitulasi Beban Berdasarkan Pengelompokan Perencanaan Alternatif Pondasi 175
Tabel 6.23 Jumlah Kebutuhan Tiang dan Konfigurasinya 177
Tabel 6.24 Kontrol Alternatif Pondasi *Bored Pile* dalam Kelompok 179
Tabel 6.25 Rekapitulasi Kontrol Kapasitas 1 Tiang Pondasi *Bored Pile* 183
Tabel 6.26 Rekapitulasi Kontrol Kuat Tarik 1 Tiang Pondasi *Bored Pile* 184

Tabel 6.27 Kontrol Kuat Bahan Pondasi *Bored Pile* terhadap Gaya Aksial.....186
Tabel 6.28 Kontrol Kuat Bahan Pondasi *Bored Pile* terhadap Gaya Momen.....186
Tabel 6.29 Rekapitulasi Kontrol Kekuatan Tiang Alternatif terhadap Defleksi dan Momen Akibat Gaya Lateral 190
Tabel 6.31 Rekapitulasi Kontrol *Uplift* pada *Raft* dan *Pilecap* Perencaaan Alternatif Pondasi.....194
Tabel 6.32 Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan *Pilecap* Alternatif Pondasi 204
Tabel 7.1 Parameter Tanah untuk Permodelan Dinding Penahan Tanah pada Plaxis.....209
Tabel 7.2 Input Data Material Dinding Penahan Tanah Eksisting 211
Tabel 7.3 Input Data Material *Raft* Pondasi Eksisting.....211
Tabel 7.4 Input Data Material Kolom.....212
Tabel 7.5 Rekapitulasi Hasil Output Plaxis pada Dinding Penahan Tanah Eksisting 216
Tabel 7.6 Data Tanah Kondisi *Long Term* 221
Tabel 7.7 Rekapitulasi Nilai Tegangan Horizontal Perencanaan Alternatif.....229
Tabel 7.8 Rekapitulasi Gaya Momen yang Terjadi pada Alternatif Dinding Penahan Tanah.....233
Tabel 7.9 Input Data Material *Secant Pile* pada Plaxis 236
Tabel 7.10 Input Data Material Raft Alternatif Pondasi 236
Tabel 7.11 Rekapitulasi *Output* Permodelan Alternatif *Secant Pile* Berbagai Kondisi 245
Tabel 8.1 Rekapitulasi Volume Besi Tulangan pada Pondasi Tiang (*Bored Pile*).....255
Tabel 8.2 Rekapitulasi Volume Besi Tulangan *Raft* dan *Pilecap* pada Alternatif Pondasi 256
Tabel 8.3 Rekapitulasi Kebutuhan Volume Material Beton pada Pondasi Tiang Alternatif (*Bored Pile*).....258

Tabel 8.4 Rekapitulasi Volume Material Beton pada *Raft* dan *Pilecap* Alternatif Pondasi.....259
Tabel 8.5 Rekapitulasi Total Volume Kebutuhan Material pada Perencanaan Alternatif Pondasi (*Bored Pile*).....259
Tabel 8.6 Rekapitulasi Kebutuhan Volume Material Besi Tulangan pada Dinding Penahan Tanah Eksisting..261
Tabel 8.7 Rekapitulasi Total Volume Kebutuhan Material pada Perencanaan Eksisting Dinding Penahan Tanah 262
Tabel 8.8 Rekapitulasi Kebutuhan Volume Material Beton pada Perencanaan Alternatif dengan *Secant Pile*.....264
Tabel 8.9 Rekapitulasi Total Volume Kebutuhan Material pada Perencanaan Alternatif Dinding Penahan Tanah (*Secant pile*).....264
Tabel 8.10 Rekapitulasi Kebutuhan Volume Material Perencanaan Eksisting dan Alternatif Dinding Penahan Tanah ...265

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB I
PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Kota Surabaya merupakan kota metropolitan kedua setelah Jakarta yang juga merupakan ibukota provinsi Jawa Timur. Luas wilayah Kota Surabaya adalah 52,087 Ha dengan 33,048 Ha luas daratan dan 19,039 Ha wilayah lautan (Emmanuel, 2015). Jumlah penduduk di Surabaya mengalami peningkatan tiap tahunnya seperti yang terlihat pada Data Badan Pusat Statistika Jawa Timur (**Tabel 1.1**). Dari data tersebut dapat dilihat laju pertumbuhan penduduk dari tahun 2010 ke tahun 2017 sebesar 0,52% dan laju pertumbuhan dari tahun 2016 ke tahun 2017 sebesar 0,43%.

Tabel 1.1 Jumlah Penduduk dan Laju Pertumbuhan Penduduk di Provinsi Jawa Timur 2010, 2016, dan 2017

Kabupaten/Kota		Jumlah Penduduk (Ribu)			Laju Pertumbuhan per Tahun (%)	
		2010	2016	2017	2010 - 2017	2016 - 2017
Kabupaten						
28	Pamekasan	798 605	854 194	863 004	1.11	1.03
29	Sumenep	1 044 588	1 076 805	1 081 204	0.49	0.41
Kota						
71	Kediri	269 193	281 978	284 003	0.77	0.72
72	Blitar	132 383	139 117	139 995	0.80	0.63
73	Malang	822 201	856 410	861 414	0.67	0.58
74	Probolinggo	217 679	231 112	233 123	0.98	0.87
75	Pasuruan	186 805	196 202	197 696	0.81	0.76
76	Mojokerto	120 623	126 404	127 279	0.77	0.69
77	Madiun	171 305	175 607	176 099	0.39	0.28
78	Surabaya	2 771 615	2 862 406	2 874 699	0.52	0.43
79	Batu	190 806	202 319	203 997	0.95	0.83
Jawa Timur		**37 565 706**	**39 075 152**	**39 292 972**	**0.64**	**0.56**

(Sumber : Badan Pusat Statistik Provinsi Jawa Timur, 2018)

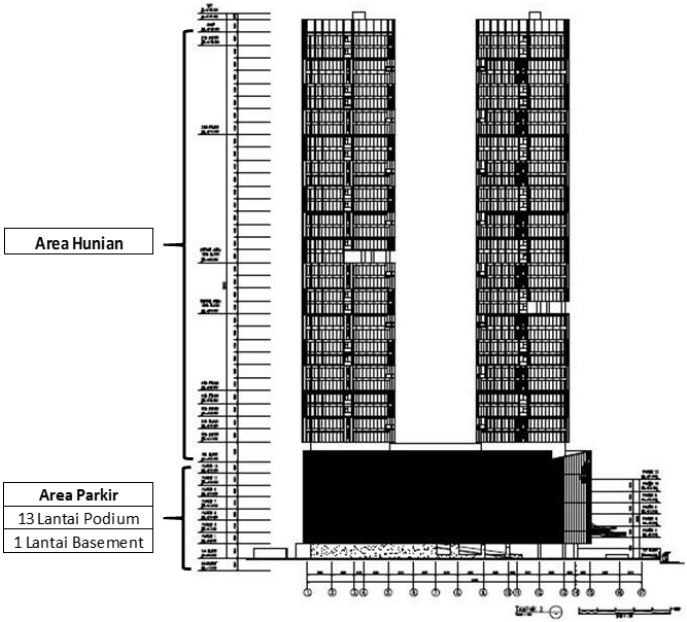
Adanya laju pertumbuhan seperti data di atas menyebabkan kebutuhan lahan untuk pemukiman semakin meningkat namun tidak diimbangi dengan jumlah lahan yang tersedia. Hal ini memicu banyaknya pembangunan gedung-gedung bertingkat tinggi di kota Surabaya. Adapun alternatif sebagai solusi

pengoptimalan lahan yaitu dengan pembangunan gedung arah vertikal ke atas dan ke bawah. Salah satu contohnya adalah pembangunan apartemen dengan memanfaatkan bangunan vertikal arah bawah yaitu *basement*. Oleh sebab itu, kontraktor PT. Wijaya Karya Bangunan Gedung (Persero) Tbk membangun Apartemen Tamansari Emerald. Proyek ini berlokasi tepat setelah pintu masuk perumahan Citraland Surabaya, yaitu di Jalan Emerald Mansion TX 3 (**Gambar 1.1**). Di belakang lokasi apartemen juga terdapat waduk yang hanya berjarak sekitar 10-20 meter dengan permukaan air waduk berada pada kedalaman -5 meter dari muka tanah.

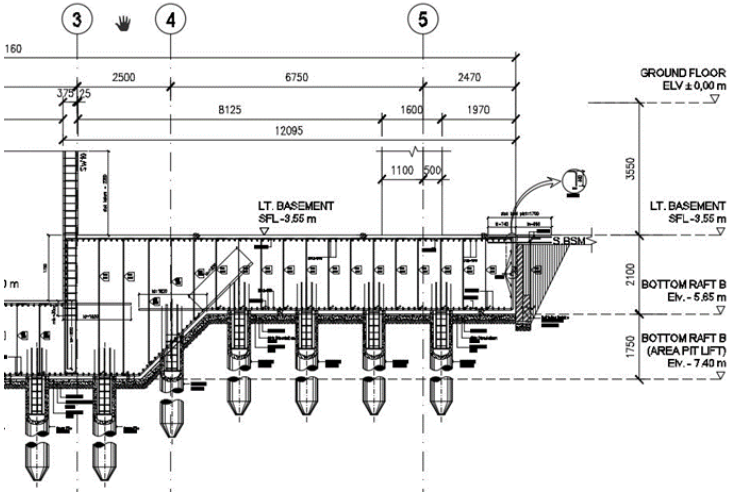
Gambar 1.1 Peta lokasi proyek Apartemen Tamansari Emerald (Sumber : *Google Earth*,2019)

Proyek Apartemen Tamansari Emerald ini akan dibangun dengan 41 lantai yang berfungsi untuk hunian dan lahan parkir

serta 1 lantai untuk *basement* (**Gambar 1.2** atau **Lampiran 1**). Kedalaman galian tanah pada proyek ini adalah 7,4 meter dengan rincian 3,55 meter untuk lantai *basement*, ketebalan plat lantai *basement* yang juga merupakan ketebalan pondasi *raft* adalah 2,1 meter dan ketebalan area pit *lift* dibawah plat lantai *basement* 1,75 meter (**Gambar 1.3** atau **Lampiran 2**). Metode penggalian tanahnya menggunakan metode *bottom up*. Dinding penahan tanah dibangun sedalam lantai *basement* yaitu 3,55 meter dengan ketebalan 25 cm tanpa menggunakan angkur (**Lampiran 3**). Tipe pondasi yang dipakai pada proyek ini yaitu *raft foundation* dengan pondasi tiang menggunakan *spun pile* berdiameter luar 60 cm dan diameter dalam 40 cm yang ditanam sedalam kurang lebih 48 meter dari permukaan tanah. Adapun denah titik-titik pondasi pada proyek Apartemen Tamansari Emerald yang sekaligus merupakan denah pada lantai *basement* ditunjukkan pada **Lampiran 4.**



Gambar 1.2 Struktur bangunan Apartemen Tamansari Emerald
(Sumber : PT. WIKA Bangunan Gedung)



Gambar 1.3 Detail rencana kedalaman galian.
(Sumber : PT. WIKA Bangunan Gedung)

Penyelidikan tanah untuk mengetahui data tanah pada proyek ini dilakukan sebanyak 2 kali pengeboran di lapangan dengan detail kedalaman pengeboran pada BH-1 hingga -60 meter dan pada BH-2 hingga -40 meter dari permukaan tanah (**Lampiran 5**). Berdasarkan data pada BH-1 dapat dilihat bahwa proyek Apartemen Tamansari Emerald dibangun di atas tanah berjenis lempung hingga kedalaman 60 meter (**Tabel 1.2**) dengan daya dukung relatif rendah. Muka air tanah pada daerah sekitar proyek berada pada kedalaman -0,5 meter dari permukaan tanah. Kondisi tanah pada Apartemen Tamansari Emerald berpotensi kembang susut ditinjau dari data tanah hasil uji laboratorium mengenai batas Atterberg yang meliputi nilai indeks plastisitas atau *index plasticity* (IP) dan nilai batas cair atau *liquid limit* (LL) yang dapat dilihat pada **Tabel 1.3**. Data tersebut diperkuat dengan hasil klasifikasi tanah pada proyek adalah tanah lempung anorganik dengan plastisitas tinggi (**Gambar 1.4**). Sifat plastis pada tanah disebabkan oleh air yang terserap pada permukaan partikel lempung yang nantinya akan berpengaruh juga pada volume dan kekuatan tanah. Adanya potensi kembang susut ini akan

berdampak besar terhadap konstruksi di atasnya, antara lain terjadinya *heave* dan retak-retak pada lantai dasar *basement* gedung apartemen. Untuk itu perencanaan bangunan bawah dari Apartemen Tamansari Emerald sangat perlu memperhatikan kondisi tanah tersebut.

Tabel 1.2 Data Tanah Apartemen Tamansari Emerald (BH-1)

Client	: PT. WIKA REALTY	Bor Type	: Rotary Drilling
Project Name	: Apartemen	Start of Date	: 29 Maret 2015
Point No.	: BH-1	Finish of Date	: 03 April 2015
Water Surface	: - meter	Bore Master	: Harno CS
Project Location	: Citraland, Surabaya		

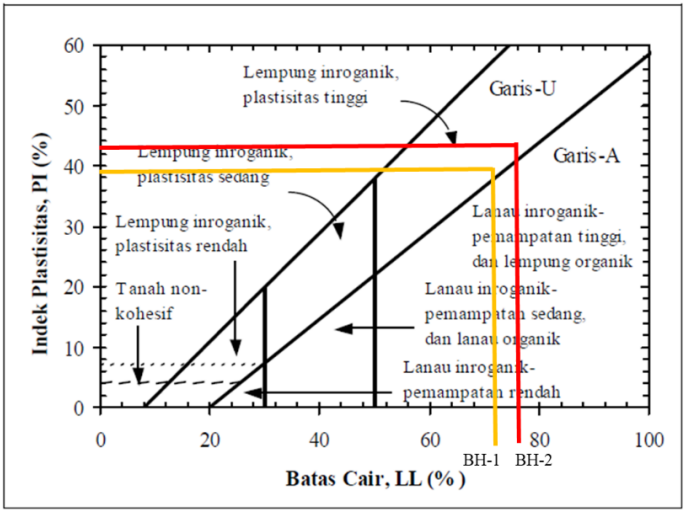
Depth (m)	Jenis Tanah	Konsistensi Tanah	N-SPT	Depth (m)	Jenis Tanah	Konsistensi Tanah	N-SPT
0	Lempung	Soft	0	31	Lempung	Very Stiff	19
1	Lempung	Soft	0	32	Lempung	Very Stiff	19
2	Lempung	Soft	3	33	Lempung	Very Stiff	20
3	Lempung	Soft	4	34	Lempung	Very Stiff	21
4	Lempung	Medium	5	35	Lempung	Very Stiff	22
5	Lempung	Medium	5	36	Lempung	Very Stiff	23
6	Lempung	Medium	5	37	Lempung	Very Stiff	23
7	Lempung	Medium	6	38	Lempung	Very Stiff	23
8	Lempung	Medium	7	39	Lempung	Very Stiff	22.5
9	Lempung	Medium	8	40	Lempung	Very Stiff	22
10	Lempung	Medium	9	41	Lempung	Very Stiff	23.5
11	Lempung	Stiff	10.5	42	Lempung	Very Stiff	25
12	Lempung	Stiff	12	43	Lempung	Very Stiff	25
13	Lempung	Stiff	13	44	Lempung	Very Stiff	25
14	Lempung	Stiff	14	45	Lempung	Very Stiff	27.5
15	Lempung	Stiff	14.5	46	Lempung	Very Stiff	30
16	Lempung	Stiff	15	47	Lempung	Very Stiff	31.5
17	Lempung	Stiff	13.5	48	Lempung	Very Stiff	33
18	Lempung	Stiff	12	49	Lempung	Very Stiff to Hard	31
19	Lempung	Stiff to Very Stiff	15	50	Lempung	Very Stiff to Hard	29
20	Lempung	Stiff to Very Stiff	18	51	Lempung	Very Stiff to Hard	28.5
21	Lempung	Stiff to Very Stiff	17.5	52	Lempung	Very Stiff to Hard	28
22	Lempung	Stiff to Very Stiff	17	53	Lempung	Very Stiff to Hard	31
23	Lempung	Stiff to Very Stiff	17.5	54	Lempung	Very Stiff to Hard	34
24	Lempung	Stiff to Very Stiff	18	55	Lempung	Very Stiff to Hard	29
25	Lempung	Stiff to Very Stiff	17.5	56	Lempung	Very Stiff to Hard	24
26	Lempung	Stiff to Very Stiff	17	57	Lempung	Very Stiff to Hard	28.5
27	Lempung	Stiff to Very Stiff	17.5	58	Lempung	Very Stiff to Hard	33
28	Lempung	Stiff to Very Stiff	18	59	Lempung	Very Stiff to Hard	32.5
29	Lempung	Stiff to Very Stiff	18.5	60	Lempung	Very Stiff to Hard	32
30	Lempung	Stiff to Very Stiff	19				

Sumber : Laboratorium Mekanika Tanah & Batuan Jurusan (Teknik Sipil ITS, 2015)

Tabel 1.3 Nilai Atterberg *Limits* pada Tanah Apartemen Tamansari Emerald

Titik	Depth (m)	ATTERBERG LIMITS		
		LL (%)	PL (%)	IP (%)
BH-1	-5.5	72.1	32.45	39.65
	-10.5	73.33	33.72	39.61
	-15.5	76.63	31.38	45.25
	-20.5	68.89	33.87	35.02
	-30.5	79.27	33.76	45.51
	-60.5	70.71	34.56	36.15
BH-2	-5.5	76.28	33.09	43.19
	-10.5	73.4	32.77	40.63
	-15.5	78.87	34.19	44.68
	-20.5	72.12	30.45	41.67

Sumber : Laboratorium Mekanika Tanah & Batuan Jurusan (Teknik Sipil ITS, 2015)



Gambar 1.4 Klasifikasi tanah pada Proyek Tamansari Emerald (Sumber : Casagrande,1932 dalam Das,1988)

Melihat kondisi eksisting yang telah diuraikan pada paragraf sebelumnya, maka dapat diketahui bahwa perlu adanya

analisis terhadap potensi kembang susut tanah pada proyek juga kondisi eksisting konstruksi penahan tanah dan pondasi serta alternatifnya. Diperlukan analisis terhadap konstruksi dinding penahan tanah eksisting setinggi 3,55 meter tanpa angkur agar kuat menahan tekanan tanah dibelakangnya terutama saat muka air tanah yang tinggi. Selain itu, perencanaan alternatif konstruksi penahan tanah tetap diperlukan dengan menggunakan *secant pile* yang kuat menahan tekanan tanah dibelakangnya utamanya ketika muka air tinggi. Disamping itu, pondasi yang direncanakan perlu dianalisis serta dilakukan perencanaan alternatif menggunakan *bored pile* dengan pondasi yang lebih pendek tapi kuat menahan beban struktur diatasnya. Juga diperlukan perencanaan ulang ketebalan plat dasar *basement* agar tahan terhadap terjadinya *heave* mengingat kondisi tanah di daerah proyek memiliki potensi tanah kembang susut.

1.2. Rumusan Masalah

Permasalahan yang diambil adalah :

1. Apakah tanah pada proyek Apartemen Tamansari Emerald berpotensi kembang susut?
2. Apakah perencanaan eksisting pondasi *raft-pile* dan struktur penahan tanah setinggi 3,55 meter tanpa angkur sudah cukup aman dan kuat menahan beban struktur yang ada?
3. Bagaimana alternatif pondasi *bored pile* yang aman dan kuat menahan beban struktur di atasnya?
4. Bagaimana perencanaan ketebalan plat dasar *basement* yang kuat dan stabil?
5. Bagaimana perencanaan alternatif struktur penahan tanah *secant pile* cukup kuat dengan memperhatikan kondisi tanah yang ada?
6. Apakah perencanaan alternatif pondasi *bored pile* dan struktur penahan tanah *secant pile* lebih baik jika dibandingkan dengan perencanaan eksisting bila ditinjau dari segi volume material yang digunakan?

1.3. Tujuan

1. Mengetahui potensi tanah kembang susut pada proyek Apartemen Tamansari Emerald.
2. Mengetahui hasil analisis eksisting pondasi *raft-pile* dan struktur penahan tanah pada Apartemen Tamansari Emerald Surabaya.
3. Mengetahui alternatif pondasi *bored pile* dan struktur penahan tanah *secant pile* pada Apartemen Tamansari Emerald Surabaya.
4. Mengetahui perencanaan ketebalan plat dasar *basement* yang kuat dan stabil.
5. Menentukan perencanaan yang paling baik ditinjau dari segi volume material.

1.4. Batasan Masalah

1. Data yang digunakan dalam analisis perhitungan merupakan data sekunder.
2. Tidak dilakukan permodelan ulang struktur atas Apartemen Tamansari Emerald sehingga digunakan data sekunder dari perencana struktur proyek.
3. Analisis perhitungan hanya untuk perencanaan struktur penahan tanah dan pondasi.
4. Perbandingan hanya didasarkan pada volume material dan tidak menghitung Rencana Anggaran Biaya (RAB).
5. Tidak merencanakan penjadwalan (*scheduling*) mobilisasi proyek.

1.5. Manfaat Penulisan

Manfaat yang dapat diambil adalah sebagai salah satu referensi mengenai pengoptimalan perencanaan struktur penahan tanah dan pondasi sehingga harapan kedepannya bisa merencanakan satu kesatuan bangunan yang aman dan kuat dengan memperhatikan kondisi lingkungan yang ada.

1.6. Lingkup Studi

a. Pengumpulan Data :

Data yang digunakan dalam perencanaan merupakan data sekunder yang meliputi data tanah, data beban struktur, data *layout* dan *shopdrawing* serta data eksisting.

b. Studi Literatur

Berikut merupakan beberapa literatur yang digunakan sebagai acuan pengerjaan Tugas Akhir :

1. Teori mengenai kembang susut tanah
2. Teori mengenai pondasi *Raft- pile Foundation* dan *Bored pile*
3. Teori mengenai dinding penahan tanah beton bertulang tanpa angkur dan *Secant pile*

c. Analisis Data Tanah :

1. Menganalisis data tanah pada lokasi proyek untuk mendapatkan parameter fisis dan mekanis.
2. Menganalisis potensi kembang susut dengan mengidentifikasi nilai aktivitas tanah dan memperhatikan fluktuasi muka air tanah pada lokasi.

d. Analisis Struktur :

Menganalisis data sekunder yaitu data beban struktur yang diperoleh dari proyek untuk digunakan sebagai perhitungan selanjutnya.

e. Perencanaan Struktur Pondasi

1. Melakukan analisis terhadap struktur pondasi eksisting (*raft-pile foundation*) yaitu:
   - Evaluasi terhadap dimensi dan jumlah pile eksisting
   - Cek stabilitas pondasi yang meliputi :
     - Kontrol terhadap daya dukung tanah
     - Cek *settlement*
     - Kontrol *uplift*
     - Kontrol lateral pada tiang pondasi
2. Melakukan perencanaan alternatif pondasi (*bored pile*) yaitu :

- Merencanakan dimensi, jumlah pile, serta penulangan yang dibutuhkan
- Cek stabilitas pondasi yang meliputi :
  - Kontrol terhadap daya dukung tanah
  - Kontrol kuat bahan
  - Kontrol lateral dan momen pada tiang pondasi

f. Perencanaan Ketebalan Plat *Basement*

Melakukan perencanaan terhadap ketebalan plat basement pada saat perencanaan alternatif pondasi menggunakan *bored pile* yaitu dengan memperhatikan gaya *uplift* dan potensi tanah kembang susut jika ada.

g. Perencanaan Dinding Penahan Tanah

1. Melakukan analisis terhadap struktur penahan tanah eksisting (Beton Bertulang Tanpa Angkur) yaitu :
   - Evaluasi terhadap ketebalan struktur penahan tanah eksisiting
   - Cek stabilitas struktur penahan tanah yang meliputi :
     - Kontrol *heave*
     - Kontrol geser
     - Kontrol daya dukung
     - *Overall stability*
2. Melakukan perencanaan alternatif struktur penahan tanah (*Secant pile*) yaitu:
   - Perencanaan dimensi dan penulangan
   - Cek stabilitas *secant pile* yang meliputi :
     - Kontrol *heave*
     - Kontrol geser
     - Kontrol daya dukung
     - *Overall stability*

h. Perhitungan Volume Material

Melakukan perhitungan volume material untuk mengetahui kebutuhan material pada struktur eksisting dan perencanaan alternatif yang nantinya dilakukan perbandingan terhadap keduanya dan memunculkan perencanaan terpilih.

i. Kesimpulan dan Saran

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Tanah

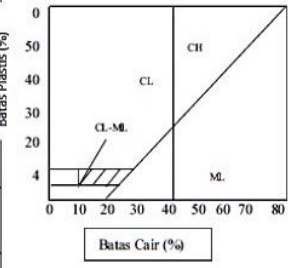
Secara umum, tanah merupakan hasil dari pelapukan batuan yang terdiri atas butiran mineral dan pori-pori. Menurut Das (1988) tanah umumnya dapat disebut sebagai kerikil (*gravel*), pasir (*sand*), lanau (*silt*) atau lempung (*clay*), tergantung pada ukuran partikel yang paling dominan dari tanah tersebut. Adapun rincian batasan-batasan ukuran partikel jenis tanah yang telah berhasil dikembangkan oleh beberapa organisasi, ditunjukkan pada **Tabel 2.1**. Terdapat pula sistem klasifikasi tanah yang merupakan suatu sistem pengaturan beberapa jenis tanah yang berbeda-beda tapi mempunyai sifat serupa dalam kelompok-kelompok serta subkelompoknya. Sebagian besar sistem klasifikasi tanah telah dikembangkan untuk tujuan rekayasa didasarkan pada sifat-sifat indeks tanah yang sederhana seperti distribusi ukuran butiran dan plastisitas tanah (Das,1988). Salah satu sistem klasifikasi tanah yang biasanya digunakan adalah Sistem Klasifikasi Unified, yang secara umum dijabarkan melalui **Tabel 2.2** dengan mengelompokkan tanah ke dalam dua kelompok besar yaitu tanah berbutir kasar dan berbutir halus. Perencanaan pada suatu struktur yang dibangun di atas tanah tentunya juga membutuhkan data-data mengenai parameter tanah untuk mengetahui kekuatan tanahnya.

Tabel 2. 1 Batasan-batasan Ukuran Partikel Jenis Tanah

Nama Golongan	Ukuran Butir (mm)			
	Kerikil	Pasir	Lanau	Lempung
Massachusetts Institute of Technology (MIT)	>2	2 - 0.06	0.06 - 0.002	<0.002
U.S. Department of Agriculture (USDA)	>2	2 - 0.05	0.05 - 0.002	<0.002
American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)	76.2-2	2 - 0.075	0.075 - 0.002	<0.002
Unified Soil Classification System (U.S. Army Corps of Engineers, U.S. Bureau of Reclamation)	76.2 - 4.75	4.75 - 0.075	Halus (yaitu lanau dan lempung) <0.0075	

(Sumber : Das,1988)

Tabel 2. 2 Sistem Klasifikasi *Unified*

Divisi Utama			Simbol	Nama Umum		Kriteria Klasifikasi	
Tanah berbutir kasar ≥ 50% butiran tertahan saringan No. 200	Kerikil 50% ≥ fraksi kasar tertahan saringan No. 4	Kerikil bersih (hanya kerikil)	GW	Kerikil bergradasi-baik dan campuran kerikil-pasir, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butiran halus	Klasifikasi berdasarkan prosentase butiran halus : Kurang dari 5% lolos saringan no.200: GM, GP, SW, SP. Lebih dari 12% lolos saringan no.200 : GM, GC, SM, SC. 5% - 12% lolos saringan No.200 : Batasan klasifikasi yang mempunyai simbol dobel	$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ $Cc = \frac{(D_{30})^2}{D10 \times D60}$ Antara 1 dan 3	
			GP	Kerikil bergradasi-buruk dan campuran kerikil-pasir, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butiran halus		Tidak memenuhi kedua kriteria untuk GW	
		Kerikil dengan Butiran halus	GM	Kerikil berlanau, campuran kerikil-pasir-lanau		Batas-batas *Atterberg* di bawah garis A atau PI < 4	Bila batas *Atterberg* berada didaerah arsir dari diagram plastisitas, maka dipakai dobel simbol
			GC	Kerikil berlempung, campuran kerikil-pasir-lempung		Batas-batas *Atterberg* di bawah garis A atau PI > 7	
	Pasir ≥ 50% fraksi kasar lolos saringan No. 4	Pasir bersih (hanya pasir)	SW	Pasir bergradasi-baik , pasir berkerikil, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butiran halus		$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ $Cc = \frac{(D_{30})^2}{D10 \times D60}$ Antara 1 dan 3	
			SP	Pasir bergradasi-buruk, pasir berkerikil, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butiran halus		Tidak memenuhi kedua kriteria untuk SW	
		Pasir dengan butiran halus	SM	Pasir berlanau, campuran pasir-lanau		Batas-batas *Atterberg* di bawah garis A atau PI < 4	Bila batas *Atterberg* berada didaerah arsir dari diagram plastisitas, maka dipakai dobel simbol
			SC	Pasir berlempung, campuran pasir-lempung		Batas-batas *Atterberg* di bawah garis A atau PI > 7	
Tanah berbutir halus 50% atau lebih lolos ayakan No. 200	Lanau dan lempung batas cair ≤ 50%		ML	Lanau anorganik, pasir halus sekali, serbuk batuan, pasir halus berlanau atau berlempung		Diagram Plastisitas: Untuk mengklasifikasi kadar butiran halus yang terkandung dalam tanah berbutir halus dan kasar. Batas *Atterberg* yang termasuk dalam daerah yang di arsir berarti batasan klasifikasinya menggunakan dua simbol.	
			CL	Lempung anorganik dengan plastisitas rendah sampai dengan sedang lempung berkerikil, lempung berpasir, lempung berlanau, lempung "kurus" (*lean clays*)			
			OL	Lanau-organik dan lempung berlanau organik dengan plastisitas rendah			
	Lanau dan lempung batas cair ≥ 50%		MH	Lanau anorganik atau pasir halus diatomae, atau lanau diatomae, lanau yang elastis			
			CH	Lempung anorganik dengan plastisitas tinggi, lempung "gemuk" (*fat clays*)			
			OH	Lempung organik dengan plastisitas sedang sampai dengan tinggi		Garis A : PI = 0.73 (LL-20)	
Tanah-tanah dengan kandungan organik sangat tinggi			PT	*Peat* (gambut), *muck*, dan tanah-tanah lain dengan kandungan organik tinggi		Manual untuk identifikasi secara visual dapat dilihat di ASTM Designation D-2488	

(Sumber : Das, 1988)

2.1.1. Parameter Tanah dan Korelasinya

Dalam menentukan kelengkapan data-data tanah yang belum diketahui nilainya, maka dilakukan korelasi data tanah terhadap parameter tanah yang ada. Pada perencanaan ini, dilakukan korelasi terhadap konsistensi tanah melalui nilai N-SPT pada **Tabel 2.3**, modulus elastisitas tanah dan *poisson ratio* (**Tabel 2.4** dan **Tabel 2.5**) serta korelasi antar parameter tanah pada **Tabel 2.6.**

Tabel 2.3 Hubungan Nilai N-SPT dengan Parameter Tanah

Cohesionless Soil					
N (blows)	0-3	4-10	11-30	31-50	>50
ϒ (kN/m^3)	-	12-16	14-18	16-20	18-23
Ø (°)	-	25-32	28-36	30-40	>35
State	*Very Loose*	*Loose*	*Medium*	*Dense*	*Very Dense*
Dr (%)	0-15	15-35	35-65	65-85	85-100
Cohessive Soil					
N (blows)	< 4	4-6	6-15	16-25	>25
ϒ (kN/m^3)	14-18	16-18	16-18	16-20	>20
qu (kPa)	25	20-50	30-60	40-200	>100
Consistency	*Very Soft*	*Soft*	*Medium*	*Stiff*	*Hard*

(Sumber : Bowles, 1984)

Tabel 2. 4 Hubungan Jenis Tanah dengan Nilai Modulus Young

Jenis Tanah	**Es (ksi)**	**Es (kg/cm^2)**
Clay		
Very Soft	0.05-0.4	3-30
Soft	0.2-0.6	20-40
Medium	0.6-1.2	45-90
Hard	1-3	70-200
Sandy	4-6	300-425
Glacial Fill	1.5-22	100-1600
Loose	2-8	150-600
Sand		
Silty	1-3	50-200
Loose	1.5-3.5	100-250
Dense	7-12	500-1000
Sand and Gravel		
Dense	14-28	800-200
Loose	7-20	500-1400
Shales	20-2000	1400-14000
Silt	0.3-3	20-200

(Sumber : Bowles 1984 dalam Sari, 2017)

Tabel 2.5 Hubungan Jenis Tanah dengan *Poisson Ratio*

Material	Poisson ratio (v)
Sand	
Dense	0.3-0.4
Loose	0.2-0.25
Fine (e = 0.4-0.7)	0.25
Coarse (e=0.4-0.7)	0.15

(Sumber : Bowles 1984 dalam Sari, 2017)

Tabel 2.6 Tabel Korelasi Antar Parameter Tanah

Nature des sols	compacité (G =2.7)						consolidation								
	Ɣd		e*	n	Wsat	Ɣsat	K			Cv		σ		m_v = I/E	
	gr/cm³	lb cb.ft			%	gr/cm³	cm/s	ft/year	lugeon*	cm²/s	ft²/year	bars	psi	cm²/kg	ft²/ton
	0.5	31.25	4.4	0.8	163	1.31	1 x 10^{-9}	1.03 x 10^{-3}	1 x 10^{-4}	1 x 10^{-5}		0.01	0.142	100	97.6
	0.6	37.5	3.5	0.78	129.6	1.38						0.05	0.71	20	19.5
	0.7	43.75	2.86	0.74	105.8	1.44	1 x 10^{-8}	1.03 x 10^{-2}	1 x 10^{-3}	1 x 10^{-4}	3.4				
	0.8	50	2.38	0.7	88	1.5				2	6.8	0.1	1.42	10	9.76
	0.9	56.25	2	0.67	74.1	1.57	1 x 10^{-7}	1.03 x 10^{-1}	1 x 10^{-2}	3	10.1	0.5	7.05	2	1.95
										4	13.5	1	14.2	1	0.976
molles	1.0	62.5	1.7	0.63	63	1.63	1 x 10^{-6}	1.03	0.1	5	16.9	2	28.4	0.5	0.488
	1.1	68.75	1.45	0.59	53.9	1.69	2	2.06		6	20.3	3	42.6	0.33	0.325
Argiles	1.2	75	1.25	0.56	46.3	1.76	3	3.1		7	23.6	4	56.9	0.25	0.244
	1.3	81.25	1.08	0.52	39.9	1.82	4	4.13		8	27	5	71	0.2	0.195
	1.4	87.5	0.93	0.48	34.4	1.88	5	5.17		9	30.4	6	85.3	0.17	0.163
moyennes	1.5	93.75	0.8	0.44	29.6	1.94	6	6.2		1 x 10^{-3}	33.8 x 10^{1}	7	99.5	0.14	0.144
	1.6	100	0.69	0.41	25.5	2.01	7	7.24				8	113	0.12	0.122
étroite	1.7	106.25	0.59	0.37	21.8	2.07	8	8.26				9	127	0.11	0.111
	1.8	112.5	0.5	0.33	18.5	2.13	9	9.3		1 x 10^{-2}	33.8 x 10^{2}	10	142	0.1	0.0976
Sables, graviers	1.9	118.75	0.42	0.3	15.6	2.2	1 x 10^{-5}	10.33	1			11	156	0.091	0.0887
à granulo							1 x 10^{-4}	1.03 x 10^{2}	10	1 x 10^{-1}	33.8 x 10^{3}	12	170	0.083	0.0815
étendue	2.0	125	0.35	0.26	13	2.26	1 x 10^{-3}	1.03 x 10^{3}	100			13	185	0.077	0.075
	2.1	131.25	0.29	0.22	10.6	2.32	1 x 10^{-2}	1.03 x 10^{4}	1000			14	199	0.071	0.07
	2.2	137.5	0.23	0.19	8.4	2.39	1 x 10^{-1}	1.03 x 10^{5}	10000			15	213	0.064	0.065
	2.3	143.75	0.17	0.15	64	2.45						20	284	0.05	0.0488
	2.4	150	0.13	0.11	4.63	2.51						50	710	0.02	0.0195
	2.5	156.25	0.08	0.074	2.96	2.57						100	1420	0.01	9.76 x 10^{-3}
	2.6	162.5	0.038	0.037	1.42	2.64						500	7100	0.002	1.95 x 10^{-3}
	2.7	168.75	0	0	0	2.7						1000	14200	0.001	9.76 x 10^{-4}

(Sumber : Biarez dalam Wahyudi, 1999)

Adapula rumusan empiris untuk mendapatkan beberapa parameter tanah lainnya seperti pada persamaan 2.1 – 2.5 berikut ini :

a. Berat jenis tanah (Gs)

Menurut Das (2007), rumusan empiris berat jenis tanah adalah sebagai berikut :

$$Gs = \gamma_d \times \frac{(1 + e)}{\gamma_w} \qquad (2.1)$$

Dimana :

Gs = Berat jenis tanah
γ_d = Berat volume tanah kering (t/m^3)
γ_w = Berat volume air (t/m^3)
e = Angka pori

b. Kadar air (Wc)
Menurut Das (2007), rumusan empiris kadar air tanah adalah sebagai berikut :

$$Wc = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_d} - 1 \quad (2.2)$$

Dimana :
Wc = Kadar air tanah (%)
γ_{sat} = Berat volume tanah jenuh (t/m^3)
γ_d = Berat volume tanah kering (t/m^3)

c. Derajat kejenuhan (Sr)
Menurut Das (2007) serta modul ajar mekanika tanah, rumusan empiris untuk mendapatkan nilai derajat kejenuhan adalah sebagai berikut :

$$Sr = \frac{Wc \times Gs}{e} \quad (2.3)$$

Dimana :
Sr = Derajat kejenuhan (%)
Wc = Kadar air tanah (%)
Gs = Berat jenis tanah
e = Angka pori

d. Indeks pemampatan (Cc)
Menurut Wahyudi (2005), rumusan empiris untuk mendapatkan nilai Cc dengan tanah yang bersifat organik adalah sebagai berikut :

$$Cc = 0{,}0115Wc \quad (2.4)$$

Dimana :
Cc = Indeks pemampatan
Wc = Kadar air tanah

e. Indeks mengembang (Cs)
Menurut Wahyudi (2005), rumusan empiris indeks mengembang tanah adalah sebagai berikut :

$$Cs = \frac{1}{5}\ s.d\ \frac{1}{10}Cc \quad (2.5)$$

Dimana :

Cs = Indeks mengembang

Cc = Indeks pemampatan

2.1.2. Pendekatan Statistik

Pada data tanah yang ada, perlu dilakukan statigrafi tanah untuk mengetahui pengelompokan nilai N-SPT pada masing-masing titik bor. Untuk memastikan nilai sebaran data N-SPT yang ada sudah benar berdasarkan konsistensi tanahnya, perlu dilakukan analisis terhadap nilai koefisien variasi (CV). Nilai ini dapat diterima kebenarannya apabila hasil analisis sebaran data yang ada memiliki nilai < 30%, dan jika nilai koefisien variasi tersebut melebihi 30% maka perlu dilakukan pengelompokan yang lebih kecil lagi terhadap data N-SPT. Menurut ITS (2008) dalam Septiandri (2019) berikut merupakan persamaan yang digunakan untuk mendapatkan nilai koefisien variasi :

- Koefisien Variasi (CV)

$$CV = \frac{\text{standar deviasi}}{\text{rata-rata}} \quad (2.6)$$

Dimana :

Standar Deviasi (STD) :

$$STD = \sqrt{\frac{\sum(NSPT_i - rata^2)^2}{\text{jumlah data}}} \quad (2.7)$$

Rata-rata ($\overline{X}$)

$$\overline{X} = \frac{\sum N - SPT}{\text{jumlah data}} \quad (2.8)$$

Pendekatan statistik juga perlu dilakukan terhadap parameter tanah lainnya untuk memastikan kebenaran pengelompokan nilai suatu data. Cara yang digunakan dalam pengujian ini yaitu menggunakan selang kepercayaan dengan dipilih derajat kepercayaan sebesar 95%. Bentuk umum selang kepercayaan adalah Batas bawah < Parameter Tanah < Batas Atas. Persamaan umum yang digunakan adalah sebagai berikut :

$$\overline{X} - \frac{STD}{\sqrt{\text{jumlah data}}}\lambda < (\mu) < \overline{X} + \frac{STD}{\sqrt{\text{jumlah data}}}\lambda \qquad (2.9)$$

Dimana :

$\overline{X}$ = Rata-rata

STD = Standar deviasi

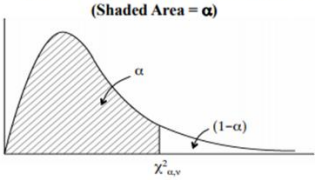
λ = Derajat kebebasan (Pengali). Didapatkan dari **Tabel 2.7**

(μ) = Nilai parameter tanah

Tabel 2.7 Nilai Probabilitas (λ)

Percentile Values ($\chi^2_{\alpha,\nu}$) for the Chi-squared Distribution with ν Degrees of Freedom

(Shaded Area = α)



ν	α												
	0.995	0.99	0.975	0.95	0.90	0.75	0.50	0.25	0.10	0.05	0.025	0.01	0.005
1	7.8794	6.6349	5.0239	3.8415	2.7055	1.3233	0.4549	0.1015	0.0158	0.0039	0.0010	0.0002	0.0000
2	10.5966	9.2103	7.3778	5.9915	4.6052	2.7726	1.3863	0.5754	0.2107	0.1026	0.0506	0.0201	0.0100
3	12.8382	11.3449	9.3484	7.8147	6.2514	4.1083	2.3660	1.2125	0.5844	0.3518	0.2158	0.1148	0.0717
4	14.8603	13.2767	11.1433	9.4877	7.7794	5.3853	3.3567	1.9226	1.0636	0.7107	0.4844	0.2971	0.2070
5	16.7496	15.0863	12.8325	11.0705	9.2364	6.6257	4.3515	2.6746	1.6103	1.1455	0.8312	0.5543	0.4117
6	18.5476	16.8119	14.4494	12.5916	10.6446	7.8408	5.3481	3.4546	2.2041	1.6354	1.2373	0.8721	0.6757
7	20.2777	18.4753	16.0128	14.0671	12.0170	9.0371	6.3458	4.2549	2.8331	2.1673	1.6899	1.2390	0.9893
8	21.9550	20.0902	17.5345	15.5073	13.3616	10.2189	7.3441	5.0706	3.4895	2.7326	2.1797	1.6465	1.3444
9	23.5894	21.6660	19.0228	16.9190	14.6837	11.3888	8.3428	5.8988	4.1682	3.3251	2.7004	2.0879	1.7349

Sumber : *Chi square distribution table*. onlinepubs.trb.org/ onlinepubs/nchrp/cd-22/manual/v2appendixc.pdf. Diakses 7 Juni 2020

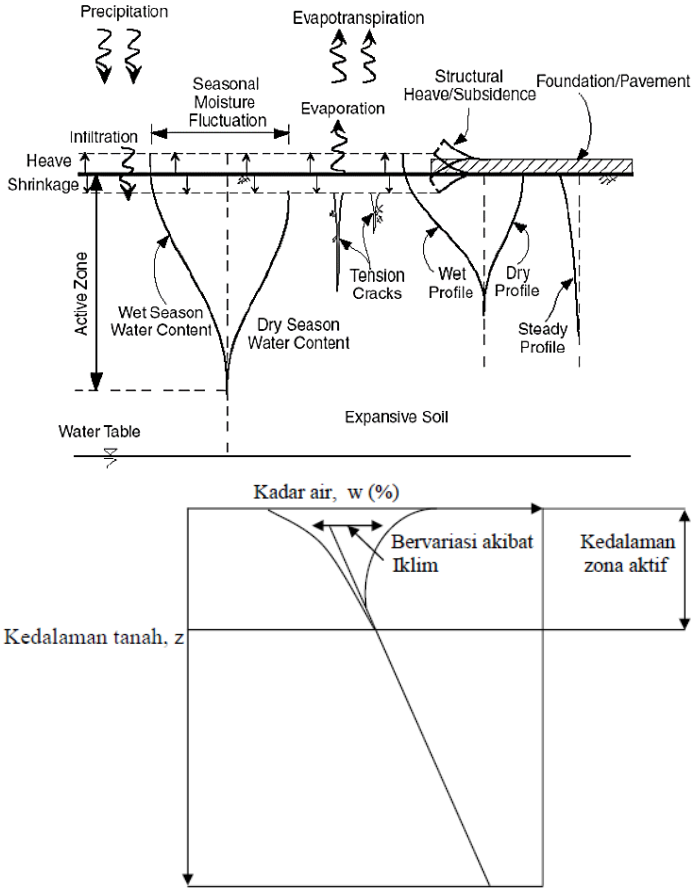
2.1.3. Tanah Lempung

Tanah lempung merupakan salah satu jenis tanah yang memiliki sifat plastisitas tinggi dan kohesif. Karakteristik tanah lempung biasanya memiliki daya dukung yang relatif rendah, sudut geser relatif kecil, nilai pemampatannya relatif besar dan berlangsung lama. Secara fisik menurut Das (1988), lempung (*clays*) sebagian besar terdiri dari partikel mikroskopis dan submikroskopis (tidak dapat dilihat dengan jelas bila hanya dengan mikroskopis biasa) yang berbentuk lempengan-lempengan pipih dan merupakan partikel dari mika, mineral-mineral lempung (*clay*

minerals), dan mineral-mineral halus lain. Lempung didefinisikan sebagai golongan partikel yang berukuran kurang dari 0,002 mm (= 2 mikron). Berdasarkan jenis mineralnya, tanah lempung ada yang memiliki karakteristik dapat mengalami penyusutan dan pengembangan yang dipengaruhi oleh kadar air.

2.1.4. Tanah Kembang Susut

Tanah kembang susut adalah tanah lempung yang memiliki sifat mengembang dan menyusut bila terjadi penambahan kadar air. Apabila kadar air pada tanah tersebut bertambah banyak maka tanah akan mengembang (*swelling*) dan daya dukung tanahnya berkurang. Begitu pula sebaliknya apabila kadar air pada tanah tersebut berkurang maka tanah akan menyusut (*shrinking*) bahkan hingga permukaan tanahnya pecah-pecah dan daya dukungnya meningkat. Tanah lempung dengan kadar air yang rendah memiliki kemungkinan pengembangan yang lebih tinggi dibanding dengan lempung berkadar air tinggi. Hal tersebut bisa terjadi karena lempung dengan kadar air tanah yang rendah lebih berpotensi untuk menyerap air. Victorine dkk (1997) dalam Sudijanto (2015) menyatakan bahwa perubahan volume tanah lempung jarang terjadi pada tanah dengan elevasi yang cukup dalam, perubahan volume hanya terjadi pada tanah dengan kedalaman yang memiliki pengaruh terhadap perubahan kadar air akibat perubahan iklim. Kedalaman suatu profil tanah yang mengalami fluktuasi kadar air sehingga mungkin terjadi perubahan volume didefinisikan sebagai zona aktif (**Gambar 2.1**). Zona aktif dapat dievaluasi dengan merencanakan kadar air terhadap kedalaman dengan mengambil sampel sepanjang musim kemarau. Tanah pada kedalaman dengan kadar air yang mendekati konstan disebut sebagai batas kedalaman dari zona aktif.



Gambar 2.1 Profil kadar air tanah pada zona aktif
(Sumber : Ning Lu & Likos 2004 dalam Sucipto, 2016 dan Victorine dkk 1997 dalam Sudijanto, 2015)

Susunan tanah lempung yang memiliki sifat kembang susut ini terbentuk dari beberapa mineral utama yaitu *montmorillonite*, *illite* dan *kaolinite* (Harianto dkk, 2016). Sifat kembang susut yang dimiliki tanah lempung berhubungan erat dengan kadar mineralnya terutama pada *monmorillonite* dan *illite*

yang memiliki potensi kembang susut lebih besar daripada mineral lainnya.

Menurut Sudijanto (2015) pernah dilakukan identifikasi tanah lempung ekspansif yang ada di Pulau Jawa oleh Sudijanto pada tahun 2007 dengan lokasi identifikasi mulai dari Jawa Timur sampai Jawa Barat (**Gambar 2.2**) dengan hasil identifikasi tersaji pada **Tabel 2.8** :

Gambar 2. 2 Lokasi identifikasi tanah lempung ekspansif di Pulau Jawa
(Sumber : Sudijanto, 2015)

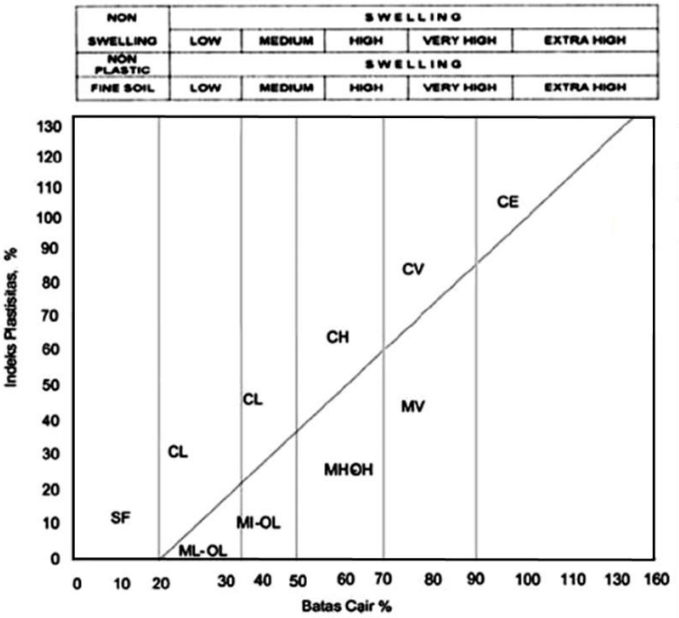
Tabel 2.8 Hasil Identifikasi Potensi Kembang Tanah Lempung Ekspansif di Pulau Jawa

No	Lokasi Sampel	Batas Konsistensi Tanah				Potensi Kembang
		LL (%)	PL (%)	SL (%)	IP (%)	
1	Citraland, Surabaya	104.56	46.78	37.9	57.78	Tinggi
2	Menganti, Gresik	55	19.2	11.56	35.8	Sedang
3	Drigu, Probolinggo	66.75	35.25	16.15	31.5	Sedang
4	Mojowarno, Jombang	79.24	41.65	12.3	37.59	Sedang
5	Caruban, Madiun	72	24	15.5	48	Tinggi
6	Saradan, Nganjuk	87.37	29.39	16.2	57.98	Tinggi
7	Padangan, Bojonegoro	85	30	9.06	55	Tinggi
8	Soko, Ngawi	101	29.77	10.7	71.23	Sangat Tinggi
9	Tembalang, Semarang	87.5	21.55	15.15	59.95	Tinggi
10	Purwodadi, Grobogan	89.17	37.16	15.1	51.15	Tinggi
11	Pedan, Klaten	91.3	29.55	14.1	61.75	Sangat Tinggi
12	Wates, Jogjakarta	81.1	28.1	10.46	53	Tinggi
13	Bungursari, Purwakarta	96.2	22.35	25.9	73.85	Sangat Tinggi
14	Dawuhan, Subang	105.25	28.75	42.5	76.5	Sangat Tinggi
15	Cikampek, Karawang	63.17	27.52	15.1	35.65	Tinggi
16	Ciwastra, Bandung	99.1	31.65	18.55	67.45	Tinggi

(Sumber : Sudijanto, 2015)

Besar potensi kembang susut yang terjadi pada tanah dapat diidentifikasi dengan menggunakan beberapa metode, antara lain :

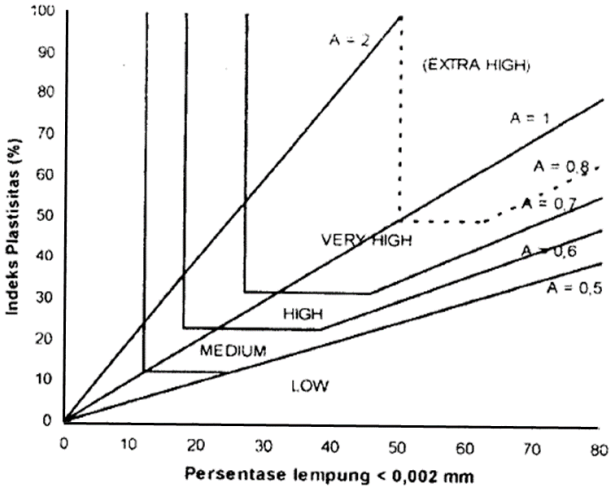
a. Klasifikasi awal tanah dasar sistem Cassagrande dengan menggunakan grafik Cassagrande yang telah dimodifikasi Sahu (2000) dalam Sudijanto (2015). Pada grafik ini, hasil uji batas Atterberg digambarkan dalam grafik hubungan antara batas cari (LL) dengan indeks plastisitas (IP). Dari penggambaran tersebut dikelompokkan menjadi 6 kelompok untuk potensi pengembangan tanah seperti yang terlihat pada **Gambar 2.3**.



Gambar 2.3 Klasifikasi tanah Cassagrande yang telah dimodifikasi (Sahu, 2000)
(Sumber : Sudijanto, 2015)

b. Klasifikasi awal tanah dasar sistem Merwe (1964) dalam Sudijanto (2015) ini didasarkan pada kandungan lempung dan indeks plastisitas yang digambar dalam sebuah grafik.

Hasil dari grafik tersebut memperlihatkan kelompok potensi kembang seperti yang terlihat pada **Gambar 2.4** berikut :



Gambar 2.4 Klasifikasi tanah metode Merwe
(Sumber : Merwe 1964 dalam Sudijanto, 2015)

c. Variasi indeks plastisitas (IP) dengan persentase fraksi lempung < 0,002 mm (c) menurut Skempton (1956) dalam Sudijanto (2014) digambarkan dalam sebuah grafik pada **Gambar 2.5** yang memperlihatkan bahwa aktivitas tanah (A) merupakan fungsi dari jenis mineral lempung yang dikandungnya. Adapula nilai aktivitas tanah yang dapat dicari dengan rumusan berikut ini :

$$\text{Aktivitas (Ac)} = \frac{\text{IP}}{\text{c} - \text{n}} \qquad (2.10)$$

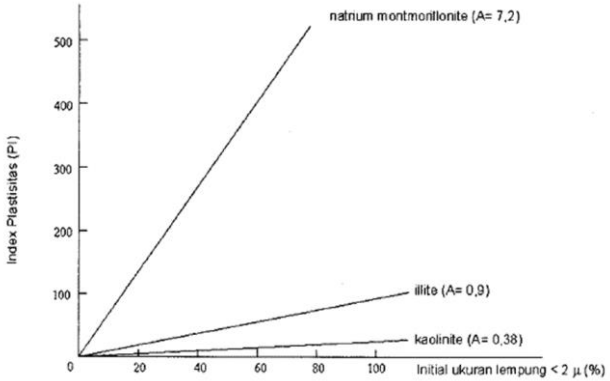
Dimana :

c = Persentase fraksi lempung <0,002 mm

n = 5 untuk tanah asli, 10 untuk tanah buatan

Dari hasil nilai aktivitas tanah tersebut Skempton (1953) dalam Yuliet dkk (2011) membuat korelasi tingkat

aktivitas tanah dengan potensi mengembang seperti pada **Tabel 2.9**.



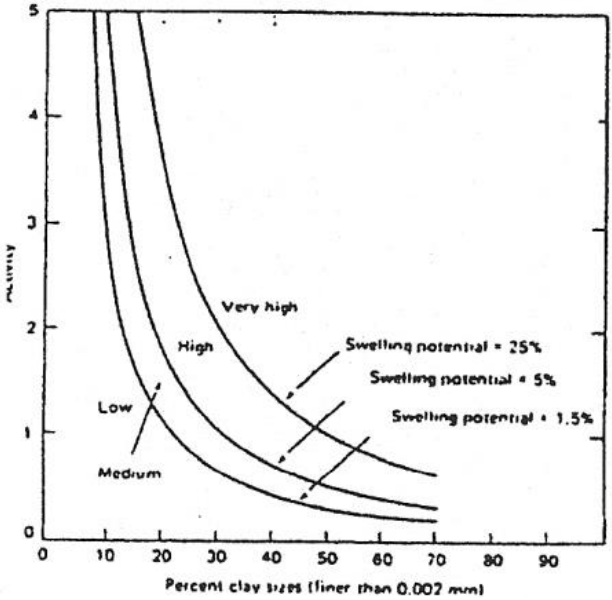
Gambar 2.5 Variasi indeks plastisitas dengan persentase fraksi lempung
(Sumber : Skempton 1956 dalam Sudijanto, 2015)

Tabel 2. 9 Korelasi Tingkat Aktivitas Tanah dengan Potensi Mengembang

Tingkat Keaktifan	Potensi Pengembangan
< 0.75	Rendah
0.75 - 1.25	Sedang
1.25 - 2	Tinggi
> 2	Sangat Tinggi

(Sumber : Skempton 1953 dalam Yuliet dkk, 2011)

d. Hubungan antara aktivitas tanah (A) dengan persen fraksi lempung (c) yang dibuat oleh Seed dkk (1962)" dalam Sudijanto (2015) yaitu menentukan nilai aktivitas tanah yang kemudian diplotkan dalam grafik klasifikasi tanah lempung dengan penggolongan berdasarkan besar potensi kembang susutnya (**Gambar 2.6**)



Gambar 2.6 Klasifikasi potensi pengembangan tanah lempung
(Sumber : Seed 1962 dalam Sudijanto, 2015)

e. Pengujian dengan cara tidak langsung atau biasanya dipakai indeks dasar tanah seperti batas cair (LL) dan indeks plastisitas (IP) untuk mengevaluasi potensi kembang susut tanah. Snethen (1977) dalam Mantulangi (2014) memberikan hubungan antara LL dan IP dengan potensi pengembangan (**Tabel 2.10**)

Tabel 2.10 Hubungan Batas Cair, Indeks Plastisitas dengan Potensi Pengembangan

Batas Cair (LL) (%)	Indeks Plastisitas (IP) (%)	Potensi Pengembangan	Klasifikasi Potensi Pengembangan
> 60	> 35	> 1.5	Tinggi
50 - 60	25 - 35	0.5 - 1.5	Sedang
< 50	< 25	< 0.5	Rendah

(Sumber : Snethen 1977 dalam Mantulangi, 2014)

f. Persen pengembangan oleh Seed dkk (1962) dalam Hadiyatmo (2010) dengan rumusan yang telah dikembangkan untuk hubungan empiris antara potensi pengembangan dan indeks plastisitas sebagai berikut :

$$S = (2{,}16 \times 10^{-3})(IP)^{2{,}44} \quad (2.11)$$

Dimana :

S = Potensi pengembangan (%)

IP = Indeks plastisitas (%)

Adapula klasifikasi yang diusulkan oleh Seed, dkk (1962) yang ditunjukkan dalam **Tabel 2.11**.

Tabel 2.11 Klasifikasi Derajat Ekspansi

Derajat Ekspansi	Potensi Pengembangan, S (%)
Rendah	0 - 1.5
Sedang	1.5 - 5
Tinggi	5 - 25
Sangat Tinggi	> 25

(Sumber : Seed, dkk 1962 dalam Hardiyatmo, 2002)

Setelah dianalisis mengenai besar potensi kembang susut tanah, perlu juga dihitung besar tekanan tanah akibat sifat kembang susutnya. Berikut merupakan beberapa rumusan empiris yang digunakan untuk menentukan besar *swelling pressure* (Ps) dari tanah.

- David dan Komornik (1969) dalam Tu (2015) :

$$\text{Log Ps} = -2{,}132 + 0{,}0208(\text{LL}) + 6{,}65 \times 10^{-4}(\gamma\text{d}) - 0{,}0269(\text{wc}) \quad (2.12)$$

- Dedier (1973) dalam Mowafy (1978) :

$$\text{Log Ps} = 0{,}0294\text{c} - 1{,}923 \quad (2.13)$$

- Rabba (1975) dalam Mowafy (1978) :

$$\text{Log Ps} = 2{,}5\ (\gamma\text{d} + 0{,}006\text{c}) - 4 \quad (2.14)$$

- Vijayvergiya & Ghazzaly (1973) dalam Al-Rawas (2005) :

$$\text{Log Ps} = (0{,}4(\text{LL}) - wc - 0.4)/12 \quad (2.15)$$

- Erzin & Erol (2004) dalam Tu (2015) :

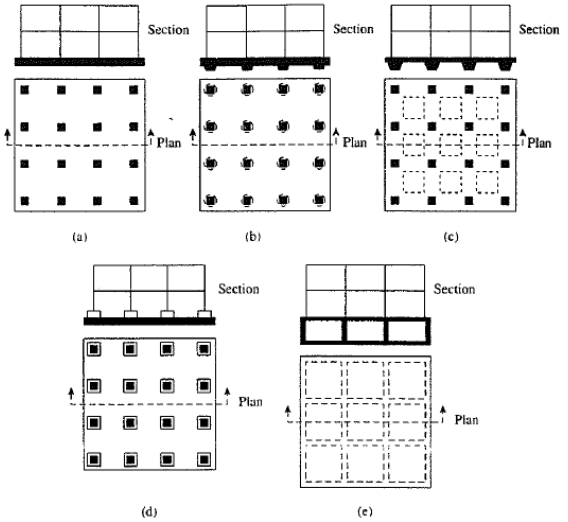
$$\text{Log Ps} = -5{,}020 + 0{,}01383(\text{IP}) + 2{,}356(\gamma\text{d}) \quad (2.16)$$

Dimana :

Ps = Tekanan mengembang / *swelling pressure* (t/m^2)
LL = Batas cair (%)
ϒd = Berat volume kering (t/m^2)
Wc = Kadar air (%)
c = Fraksi lempung < 0,002 mm (%)
IP = Indeks plastisitas (%)

2.2. Pondasi Raft

Pondasi *raft* (*raft foundation*) atau yang biasanya juga disebut dengan pondasi tikar (*mat foundation*) merupakan salah satu jenis dari pondasi dangkal yang seluruh konstruksinya dibangun diatas lantai beton yang luas. Berikut merupakan bentuk dari pondasi *raft* seperti yang ada pada **Gambar 2.7.**



Gambar 2.7 Pondasi *raft* atau pondasi tikar
(Sumber : Das, 2007)

Secara umum, yang dinamakan pondasi dangkal adalah pondasi yang mempunyai perbandingan antara kedalaman dengan lebar sekitar kurang dari empat. Apabila perbandingan antara

kedalaman dengan lebar pondasi lebih besar dari empat, pondasi tersebut diklasifikasikan sebagai pondasi dalam (Das, 1993)

2.2.1. Ketebalan Pelat Pondasi

Mengacu pada SNI 2847:2013 dalam Hartono (2014), ketebalan pelat pondasi direncanakan sebagai berikut:

a. Analisis Pembebanan
   Perhitungan pembebanan dalam merencanakan pelat didasarkan pada beban hidup dan beban mati dengan menggunakan kombinasi pembebanan berikut :
   $Qu = 1{,}2D + 1{,}4L$
b. Penulangan Pelat
   Sebelum melakukan analisis terhadap kebutuhan tulangan, diperlukan *preliminary design* terhadap dimensi pelat rencana untuk mengetahui jenis penulangan tersebut termasuk dalam pelat 1 arah atau 2 arah. Setelah mengetahui jenis arah penulangan perlu juga menganalisis:
   - Momen yang terjadi pada pelat
     $M = P.x$ (2.17)
     Dimana :
     P = beban yang diterima pelat (ton)
     x = bentang bersih (m)
   - Perhitungan kebutuhan tulangan
     Diperlukan nilai rasio kebutuhan tulangan dengan perumusan :
     $$\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{fy}}\right) \quad (2.18)$$
     Dimana :
     $m = \frac{fy}{0{,}85\ fc'}$
     $Rn = \frac{Mu}{\emptyset x b x d^2}$
     Kemudian nilai rasio kebutuhan tulangan dibandingkan dengan nilai rasio tulangan minimum (ρ_{min}) dan rasio

tulangan maksimum (ρ_{max}) yang mengacu pada SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1 dengan ketentuan sebagai berikut :

$\rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{max}$

Lalu perlu menentukan luas tulangan utama (As) serta jarak antar tulangan (s) dengan perumusan :

$As_{perlu} = \rho_{perlu} \times b \times d$ (2.19)

$s = \frac{1000 \times As_{tulangan}}{m}$ (2.20)

dengan syarat : s ≤ 3h atau 450 mm (SNI 2847:2013 pasal 10.5.4) dengan nilai s dipilih yang terkecil.

2.2.2. Kontrol *Uplift*

Kontrol *uplift* ini dilakukan dengan meninjau bagian bawah pelat pondasi (*raft* ataupun *pilecap*) terhadap gaya angkat tanah dengan menggunakan persamaan :

$$Fb = \frac{Wstruktur + \frac{Qs}{3}}{Hw \times \gamma w \times A} \quad (2.21)$$

Dimana :

Fb = faktor keamanan terhadap gaya angkat ≥1,2

$W_{struktur}$ = berat struktur di atas tanah galian

Qs = *skin friction* dinding penahan tanah

= $q_{si} \times A_{si} = \sum_{i=0}^{i=i}(\frac{Nsi}{3} + 1) \times A_{si}$ (Luciano DeCourt, 1982) dalam Kurniawan (2017)

Hw = tinggi muka air tanah

ϒw = berat jenis air tanah

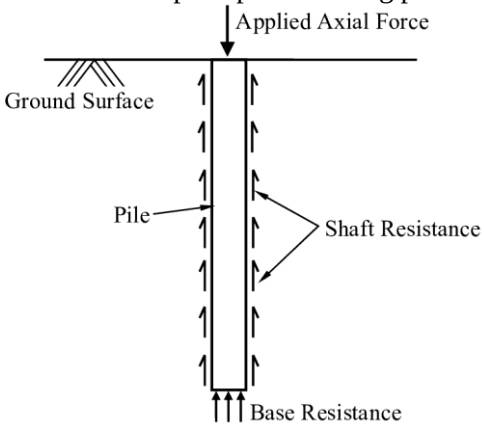
A = luas pelat pondasi

2.3. Pondasi Dalam

Pondasi dalam biasanya direncanakan utuk menahan beban konstruksi yang cukup besar dengan kondisi tanah keras yang terletak sangat dalam.

2.3.1. Daya Dukung Pondasi Dalam

Daya dukung pondasi dalam dapat digambarkan melalui mekanisme transfer beban pada pondasi tiang pada **Gambar 2.8**.



Gambar 2.8 Mekanisme tranfer beban terhadap pondasi tiang
Sumber : *load transfer mechanism*. *www.researchgate.net/figure/*. Diakses 5 Desember 2019

Pondasi dalam biasanya menggunakan tiang yang berfungsi untuk meneruskan beban konstruksi atas ke lapisan tanah paling bawah. Beban konstruksi atas ditahan oleh pondasi dalam melalui dua kategori kekuatan. Pertama dari lekatan antara tanah dengan tiang sepanjang kedalaman pondasi (*friction*) yang terjadi pada selimut pondasi. Kedua dari kekuatan ujung tiang.

a. Daya Dukung Pondasi berdasarkan Data SPT

- Metode Meyerhof dan Bazaraa

  Penggunaan data SPT dari pengujian lapangan tidak bisa digunakan langsung dalam perencanaan daya dukung pondasi dalam, sehingga perlu adanya koreksi terhadap data tersebut. Berikut merupakan perhitungan koreksi data SPT:

  1. Koreksi terhadap muka air tanah (MAT)

  - Untuk tanah pasir halus, pasir berlanau dan pasir berlempung yang berada dibawah muka air tanah

dengan N>15, nilai N dikoreksi dengan persamaan berikut ini lalu diambil nilai yang terkecil. Berikut merupakan persamaan terhadap koreksi nilai N :

N_1 = 15 + ½(N-15) (Terzaghi & Peck, 1960) (2.22)

N_1 = 0,6N (Bazara, 1967) (2.23)

- Untuk tanah lempung, lanau dan pasir kasar dengan nilai N≤15, maka tidak perlu dikoreksi sehingga N_1=N

2. Koreksi terhadap tekanan *overburden* dari tanah

Hasil koreksi sebelumnya (N_1) masih perlu dikoreksi lagi terhadap pengaruh tekanan vertikal efektif pada lapisan tanah dimana harga N tersebut didapatkan dengan menggunakan persamaan berikut (Bazaraa, 1967) :

- Jika $\sigma'_0 \leq 7{,}5$ ton/m^2

$$N2 = \frac{4N1}{1+0{,}4\sigma'_0} \quad (2.24)$$

- Jika $\sigma'_0 > 7{,}5$ ton/m^2

$$N2 = \frac{4N1}{3{,}25+0{,}1p'_0} \quad (2.25)$$

Dimana :

σ'_0 = tekanan *overburden* efektif pada kedalaman tanah yang ditinjau (ton/m^2)

Ketentuan nilai N_2 harus kurang dari atau sama dengan dari $2N_1$ ($N_2 \leq 2N_1$). Tetapi apabila nilai koreksi yang didapat yaitu $N_2 > 2N_1$, maka digunakan $N_2 = 2N_1$.

Nilai daya dukung dapat dihitung dengan rumus :

$$Qult = Qp + Qs$$
$$= Cn_{ujung} \times A + \sum Cl_i \times As_i \quad (2.26)$$

Dengan :

Cn_{ujung} = 40$\bar{N}$ (ton/m^2); $\bar{N}$ = nilai rata-rata N_2 dari 4D dibawah ujung hingga 8D diatas ujung tiang

Cl_i = fs_i = hambatan geser selimut tiang pada segmen i
= N/2 untuk tanah lempung/lanau
= N/5 untuk tanah pasir

As_i = luas selimut tiang pada tiap lapisan i
= $O_i \times h_i$ dengan O_i adalah keliling pondasi tiang.

- Metode Luciano Decourt

  Hampir sama seperti metode Meyerhof dan Bazaraa, pada metode ini perlu dilakukan pula koreksi terhadap nilai SPT pengujian lapangan. Terdapat 2 koreksi Nspt, yaitu koreksi terhadap MAT seperti pada metode Meyerhof dengan menggunakan rumus empiris dari Terzaghi dan adapula koreksi terhadap tegangan *overburden* dengan menggunakan faktor koreksi dari Seed, dkk dimana :

  $N1 = C_N \times N$ (2.27)

  Dengan :

  N = nilai N-SPT

  C_N = koefisien koreksi yang tergantung dari harga tekanan *overburden* dari tanah yang memperhatikan **Tabel 2.12** berikut.

Tabel 2.12 Hubungan Tekanan Overburden Tanah dengan Koefisien Koreksi Nilai N-SPT

$\sigma'v$ (t/m^2)	3	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
C_N	1.6	1.22	0.95	0.78	0.65	0.57	0.5	0.45	0.42	0.4	0.39

(Sumber : Wahyudi, 1999)

Dimana koreksi terhadap MAT dengan koreksi terhadap *overburden* tidak dapat digabung, melainkan hanya digunakan salah satu koreksi saja yang dianggap paling menentukan atau kritis.

$$Qult = Qp + Qs$$
$$= \alpha(Np \times K) \times Ap + \beta(\frac{Ns}{3} + 1) \times As \quad (2.28)$$

Dimana :

Np = Harga rata-rata SPT disekitar 4D diatas hingga 4D dibawah dasar pondasi (D = diameter)

K = Koefisien karakteristik tanah :

12 t/m^2 = 117,7 kPa, untuk lempung

20 t/m^2 = 196 kPa, untuk lanau berlempung

25 t/m^2 = 245 kPa, untuk lanau berpasir

40 t/m^2 = 392 kPa, untuk pasir

Ap = Luas penampang dasar tiang
Ns = Harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam dengan batasan : $3 \leq N \leq 50$
α = Koefisien dasar tiang (**Tabel 2.13**)
β = Koefisien selimut tiang (**Tabel 2.14**)

Tabel 2.13 Koefisien Dasar Tiang (α)

Pile / Soil	Driven Pile	Bored Pile	Bored Pile (Bentonite)	Continuous Hollow Auger	Root Piles	Injected Piles (high pressure)
Clay	1	0.85	0.85	0.3	0.85	1
Intermediate Soil	1	0.6	0.6	0.3	0.6	1
Sands	1	0.5	0.5	0.3	0.5	1

(Sumber : Decourt dkk 1996 dalam Afriyanto, 2014)

Tabel 2.14 Koefisien Selimut Tiang (β)

Pile / Soil	Driven Pile	Bored Pile	Bored Pile (Bentonite)	Continuous Hollow Auger	Root Piles	Injected Piles (high pressure)
Clay	1	0.8	0.9	1	1.5	3
Intermediate Soil	1	0.65	0.75	1	1.5	3
Sands	1	0.5	0.65	1	1.5	3

(Sumber : Decourt dkk 1996 dalam Afriyanto, 2014)

b. Daya Dukung Pondasi dalam Kelompok

Daya dukung *ultimate* pondasi tiang dalam kelompok ditinjau dari *end bearing piles* dan *friction piles*. Dalam kategori *end bearing*, daya dukung *ultimate* pondasi tiang bisa didapatkan dengan menganggap daya dukung satu tiang yang didapatkan dikali dengan banyaknya pondasi tiang yang dibutuhkan. Sedangkan dalam kategori *friction piles*, daya dukungnya ada faktor reduksi yang didapatkan dari perumusan berikut ini :

Converse-Labarre menurut Poulus dan David :

$$Eff = 1 - \arctan\frac{D}{s} \times \left(\frac{(n-1)x\ m+(m-1)x\ n}{90 \times m \times n}\right) \quad (2.29)$$

Los Angeles :

$$Eff = 1 - \frac{D}{\pi.s.n.m} \times (n(m-1)+m(n-1) +\sqrt{2}(n-1)(m-1)) \quad (2.30)$$

Seiler-Keeney :

$$Eff = (1- \frac{36s}{(75s^2-7)} \text{ x } (\frac{m+n-2}{m+n-1})) + \frac{0,3}{m+n} \quad (2.31)$$

Dimana :

Eff = faktor reduksi
D = diameter pondasi tiang
S = jarak antar pusat pondasi tiang
m = jumlah baris pondasi tiang
n = jumlah kolom pondasi tiang

Maka perhitungan daya dukung tiang dalam kelompok adalah sebagai berikut :

Q_k = n x Pijin x Eff (2.32)

Dimana :

Q_k = daya dukung pondasi tiang dalam kelompok
n = jumlah pondasi tiang
Pijin = daya dukung ijin tiang tunggal
Eff = efisiensi tiang dalam kelompok

c. Beban yang Diterima Tiang

Pada perencanaan pondasi tiang dalam kelompok, terdapat kondisi dimana 1 tiang memikul beban maksimum maupun sebaliknya. Berikut merupakan perhitungan besar gaya yang bekerja pada tiap 1 tiang dalam kelompok :

$$P_{maks,min} = \frac{V}{n} \pm \frac{My.X}{\sum X^2} \pm \frac{Mx.Y}{\sum Y^2} \quad (2.33)$$

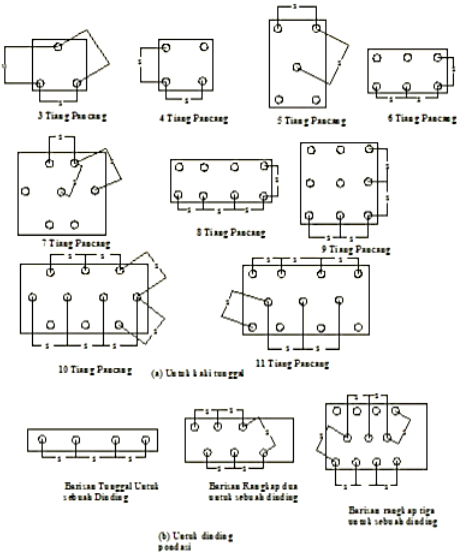
Dimana :

V = beban struktur
n = jumlah tiang

d. Konfigurasi Tiang

Penyusunan pondasi tiang sangat berpengaruh terhadap dimensi *poer*, yang secara tidak langsung juga tergantung dari jarak tiang. Apabila jarak tiang terlalu lebar, maka luas denah *pile cap* akan bertambah besar dan berakibat volume beton bertambah besar yang nantinya menyebabkan biaya konstruksi menjadi bertambah. Diperlukan penyusunan pondasi tiang secara optimal agar tidak boros dalam penggunaan materialnya. **Gambar 2.9** berikut merupakan

contoh susunan tiang (Hardiyatmo, 2003) dalam (Hartono, 2016) :



Gambar 2.9 Konfigurasi tiang

Sumber : Bowless (1991). Konfigurasi tiang. *docplayer.info/64374027.* Diakses 11 Desember 2019

e. Penurunan Tiang dalam Kelompok

Penurunan yang dihitung dalam kelompok tiang pada tanah lempung disebut dengan penurunan konsolidasi yang dirumuskan oleh Terzaghi sebagai berikut :

$$Sc = \frac{Cc \times H}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_0}\right) \quad (2.34)$$

Dimana :

Sc = penurunan/pemampatan konsolidasi lapisan tanah yang ditinjau.
H = tebal lapisan tanah
e_0 = angka pori
Cc = indeks kompresi (*compression index*)
σ'_0 = tegangan *overburden* efektif

$\Delta\sigma$ = besar penambahan tegangan vertikal pada titik yang ditinjau akibat penambahan beban luar.

Penurunan konsolidasi menurut Terzaghi memiliki 2 kriteria yaitu :

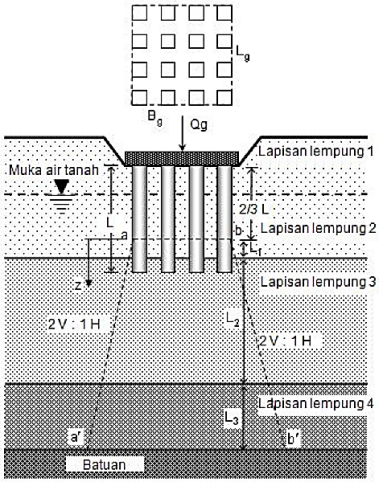
- Pondasi tiang dalam grup akan mengalami konsolidasi dimulai dari kedalaman $\frac{2}{3}$ L dari bagian atas tiang seperti pada **Gambar 2.10**.
- Beban (Qg) mengalami distribusi tegangan dengan kemiringan garis yang ada pada **Gambar 2.10** menggunakan perbandingan 2:1 (2 vertikal : 1 horizontal) dengan peningkatan tegangan ($\Delta\sigma$) pada bagian tengah di tiap lapisan tanah.

$$\Delta\sigma = \frac{Qg}{(B_g+zi)(L_g+zi)} \quad (2.35)$$

Dimana :

Bg & Lg = lebar dan panjang kelompok tiang

zi = jarak dari z = 0 sampai bagian tengah lapis i



Gambar 2.10 Penurunan pada pondasi tiang dalam kelompok
Sumber : https://docplayer.info/52214401-Bab-ii-landasan-teori.html. Diakses 4 Februari 2020

f. Ketebalan *Poer*
Desain perencanaan ketebalan *poer* dapat dihitung dengan menggunakan perumusan yang sama dengan perencanaan ketebalan pondasi yang diatur dalam SNI 2847:2013.

2.3.2. Kontrol terhadap Pondasi Tiang

a. Kontrol Kuat Bahan Pondasi Tiang
Kekuatan bahan dari pondasi tiang juga perlu dikontrol terhadap beban yang akan diterima oleh pondasi. Kontrol kekuatannya dapat melalui nilai momen *crack* bahan dari pondasi tiang dengan nilai momen yang akan terjadi akibat beban luar. Nilai momen *crack* didapatkan dari analisis perhitungan program bantu spColumn atau perhitungan manual. Berikut merupakan perumusan terhadap kontrol kuat bahan :

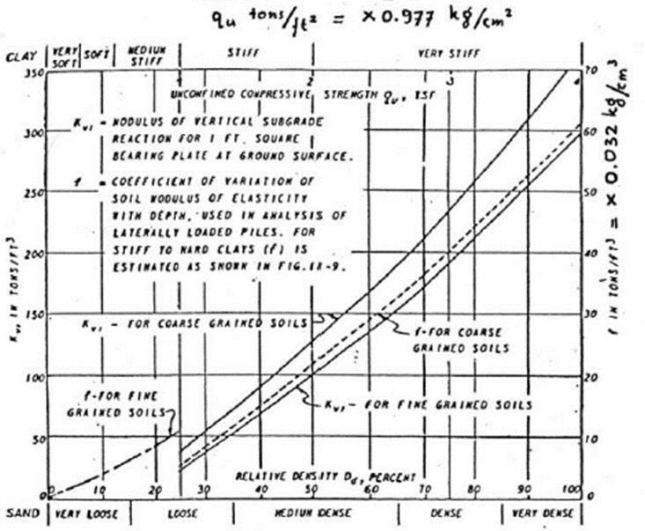
$$M_{\text{pondasi tiang}} < M_{crack} \quad (2.36)$$

b. Kontrol Lateral pada Pondasi Tiang
Pondasi tiang didesain tidak hanya tahan terhadap gaya vertikal namun juga harus mampu menahan gaya lateral. Dalam NAFVAC DM-7 terdapat langkah-langkah perhitungan kontrol gaya lateral dengan kondisi pondasi tiang yang letak *poer*nya menempel diatas permukaan tanah dan bersifat kaku. Berikut merupakan detail langkah-langkahnya :

1. Menghitung faktor kekakuan relatif (*relative stiffness factor*)

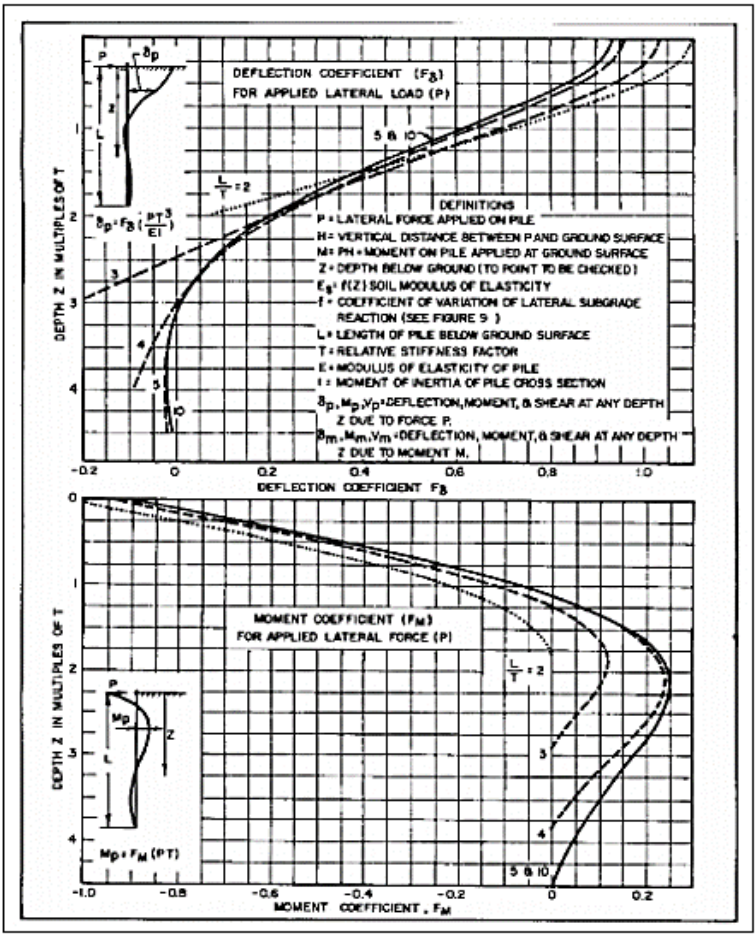
$$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{0,2} \quad (2.37)$$

Dimana :
E = modulus elastisitas pondasi tiang
I = momen inersia tiang
f = koefisien variasi modulus tanah, didapatkan dari **Gambar 2.11** berikut :



Gambar 2.11 Kurva koefisien variasi (f) untuk pondasi tiang yang menerima beban lateral
(Sumber : NAVFAC DM-7, 1971)

2. Menentukan koefisien defleksi serta koefisien momen
   Nilai koefisien defleksi dan momen ditentukan berdasarkan pada **Gambar 2.12** :



Gambar 2.12 Koefisien-koefisien untuk pondasi tiang dalam menerima beban lateral
(Sumber : NAVFAC DM-7, 1971)

3. Menghitung gaya geser maksimum
   Gaya geser maksimum dianggap terjadi pada ujung atas pada pondasi tiang dan besar nilainya didapatkan melalui perumusan :

$$P = \frac{PT}{n} \quad (2.38)$$

Dimana :

P = besar gaya geser 1 pondasi tiang

PT = besar gaya geser total yang bekerja

n = jumlah pondasi tiang

4. Menghitung defleksi dan besar momen

Perhitungan defleksi dan momen didapatkan dengan mengacu pada **Gambar 2.13** dan ditinjau terhadap arah x dan arah y. berikut merupakan perumusannya :

$$\delta p = F\delta\left(\frac{PT}{EI}\right)^3 \quad (2.39)$$

$$Mp = F_M\,(PT) \quad (2.40)$$

2.3.3. *Bored Pile*

Pondasi tiang bor atau *bored pile* adalah salah satu jenis pondasi dalam yang berbentuk tiang dan pemasangannya dilakukan dengan mengebor tanah pada awal pengerjaannya. *Bored pile* dipasang ke dalam tanah dengan cara mengebor tanah terlebih dahulu, kemudian diisi tulangan dan dicor beton. Tiang ini biasanya dipakai pada tanah yang stabil dan kaku, sehingga lubang yang akan dibentuk dengan alat bor tetap stabil. Desain pada pondasi tiang bor terdiri dari perencanaan terhadap dimensi dan penulangannya.

a. Dimensi Pondasi

Pada umumnya, *bored pile* berbentuk lingkaran. Dalam perencanaan dimensi dari *bored pile* dapat ditentukan melalui perhitungan diameternya melalui perumusan sebagai berikut :

$$Ds = \sqrt{\frac{Qw}{\left(\frac{\pi}{4}\right).0{,}25.f'c}} \quad (2.41)$$

Dimana :

Ds = diameter *bored pile*

Qw = beban kerja yang diterima pondasi tiang

f'c = mutu beton

b. Penulangan *Bored Pile*

Perhitungan tulangan pada *bored pile* mirip seperti perhitungan penulangan kolom hanya saja yang membedakan adalah penampang pada *bored pile* berbentuk lingkaran. Analisis kebutuhan tulangan *bored pile* dapat menggunakan program bantu spColumn. Kebutuhan tulangan pada *bored pile* digunakan rasio tulangan minimal 1% dari luas penampang tiang dan dipasang sedikitnya 10 ft pada bagian atas tiang. Adapula beban aksial ijin menurut SNI 2847:2013 pada *bored pile* adalah sebagai berikut:

$P_{allowable} = 0{,}85(f'c)$ (2.42)

Dimana :

f'c = Mutu beton (Mpa)

2.4. Konstruksi Penahan Tanah

Konstruksi penahan tanah berfungsi sebagai konstruksi yang dapat menahan kelongsoran tebing, perbedaan elevasi permukaan tanah, tekanan tanah aktif, tekanan air serta beban-beban lain yang bekerja. Konstruksi penahan tanah memiliki berbagai macam tipe, seperti dinding penahan tanah, turap, *secant pile*, dan lain-lain. Dalam perencanaan konstruksi penahan tanah yang kuat, maka perlu diketahui gaya horizontal yang disebabkan oleh tekanan tanah arah horizontal terhadap konstruksi penahan tanah. Selain itu stabilitasnya juga perlu ditinjau terhadap bahaya *heave*, geser, serta kelongsoran daya dukung.

2.4.1. Stabilitas Konstruksi Penahan Tanah

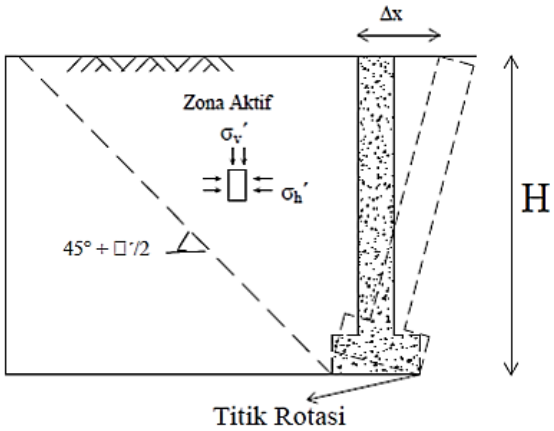
a. Tekanan Tanah Lateral

Analisis terhadap tekanan tanah lateral pada umumnya ditinjau pada saat kondisi keseimbangan plastis di dalam tanah. Menurut Das (1993), keseimbangan plastis adalah suatu keadaan yang menyebabkan tiap-tiap titik di dalam massa tanah menuju proses ke suatu keadaan runtuh.

Rankie (1857) telah menyelidiki keadaan tegangan tanah yang berada pada kondisi keseimbangan plastis.

- Tekanan Tanah Aktif

Tekanan tanah aktif terjadi pada saat konstruksi penahan tanah mulai bergerak menjauhi tanah (**Gambar 2.13**). Tekanan tanah horizontal bisa didapatkan melalui tekanan tanah vertikal terlebih dahulu dengan mengalikan berat volume tanah dengan kedalaman yang ditinjau. Kemudian tekanan tanah tersebut perlu dievaluasi dengan menggunakan koefisien tanah Ka sebagai fungsi pengubah dari tekanan tanah vertikal menjadi tekanan tanah horizontal.



Gambar 2.13 Tekanan tanah aktif
Sumber : Tekanan Tanah Lateral.
https://docplayer.info/70692332-Tekanan-tanah-lateral.html.
Diakses 11 Desember 2019

Berikut merupakan perumusan tekanan tanah aktif :

$\sigma a = Ka.\gamma.h$ (2.43)

Dengan :

Permukaan tanah datar :

$Ka = \frac{1-\sin\emptyset}{1+\sin\emptyset} = \tan^2(45-\frac{\emptyset}{2})$ (2.44)

Permukaan tanah miring :

$$Ka = \left(\frac{\cos\emptyset}{1+\sqrt{\frac{\sin\emptyset.\sin(\emptyset-\delta)}{\cos\delta}}}\right)^2 \quad (2.45)$$

Dimana :

ø = sudut geser tanah

δ = kemiringan tanah

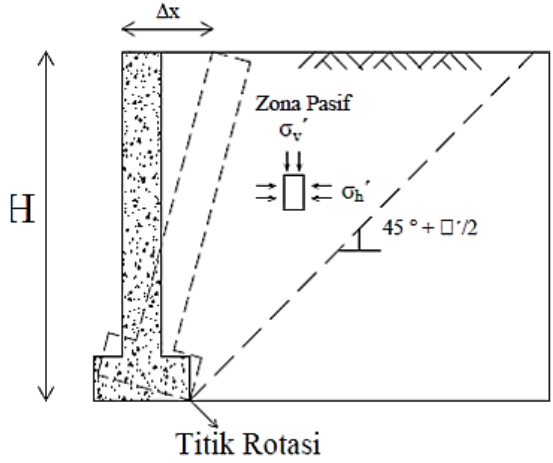
h = kedalaman tanah yang ditinjau

Adapula nilai kohesi sebagai besar lekatan antara butiran tanah yang berpengaruh dalam mengurangi tekanan tanah aktif. Nilainya yaitu sebesar $2c\sqrt{Ka}$ dengan c merupakan nilai kohesi tanah. Sehingga perumusannya menjadi :

$$\sigma a = Ka.\gamma.h-2c\sqrt{Ka} \quad (2.46)$$

- Tekanan Tanah Pasif

Tekanan tanah pasif terjadi pada saat konstruksi penahan tanah bergerak terdorong kearah tanah yang ditahan (**Gambar 2.14**). Tekanan tanah pasif arahnya berkebalikan dengan arah tekanan tanah aktif.



Gambar 2.14 Tekanan tanah pasif
Sumber : Tekanan Tanah Lateral. *https://docplayer.info/70692332-Tekanan-tanah-lateral.html.* Diakses 11 Desember 2019

Berikut merupakan perumusan tekanan tanah aktif :

$\sigma p = Kp.\gamma.h$ (2.47)

Dengan :

Permukaan tanah datar :

$Kp = \frac{1+\sin\emptyset}{1-\sin\emptyset} = \tan^2(45+\frac{\emptyset}{2})$ (2.48)

Permukaan tanah miring :

$Kp = (\frac{\cos\emptyset}{1+\sqrt{\frac{sin\emptyset.\sin(\emptyset+\delta)}{\cos\delta}}})^2$ (2.49)

Dimana :

$\emptyset$ = sudut geser tanah

δ = kemiringan tanah

h = kedalaman tanah yang ditinjau

Adapula nilai kohesi sebagai besar lekatan antara butiran tanah yang berpengaruh dalam mengurangi tekanan tanah aktif. Nilainya yaitu sebesar $2c\sqrt{Kp}$ dengan c merupakan nilai kohesi tanah. Sehingga perumusannya menjadi :

$\sigma p = Kp.\gamma.h+2c\sqrt{Kp}$ (2.50)

- Tekanan Tanah Diam

  Tekanan tanah diam terjadi ketika konstruksi penahan tanah tidak terjadi pergerakan. Berikut merupakan perumusannya :

  $K_o = 1-\sin\emptyset$ (2.51)

  $\sigma_o = K_o.\gamma.h$ (2.52)

  Dimana :

  K_o = koefisien tekanan tanah saat diam

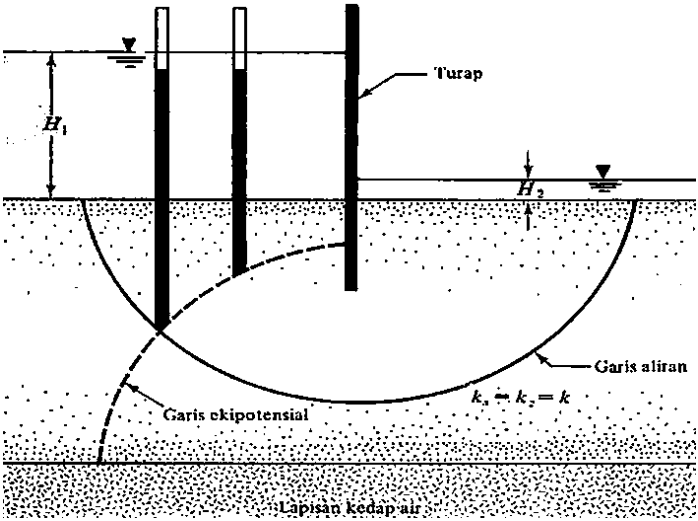
  σ_o = tegangan tanah horizontal tanah saat diam

  $\emptyset$ = sudut geser tanah

b. Kontrol *Heave*

Kedalaman konstruksi penahan tanah yang ditanam dalam tanah perlu diperhitungkan berdasarkan keamanan terhadap aliran air. Adanya perbedaan elevasi antara

daerah aktif dan daerah pasif menyebabkan pergerakan air menuju ke elevasi daerah pasif dimana air tersebut mencari daerah bebasnya. Maka perlu diperhitungkan perencanaan kedalaman konstruksi penahan tanah yang tertanam dalam tanah agar bisa memperjauh pergerakan air dalam menemukan daerah bebasnya (**Gambar 2.15**).



Gambar 2. 15 Pergerakan air dalam tanah
Sumber : jaringan aliran. *https://reader015.docslide.net/reader015*. Diakses 11 Desember 2019

Kedalaman konstruksi penahan tanah dapat dihitung dengan menggunakan rasio nilai gradien hidrolis dengan gradien hidro kritis. Berikut merupakan perumusannya (Kurniawan,2017) :

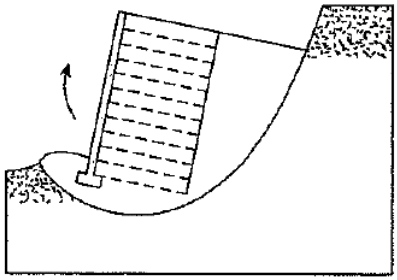
i (gradien hidrolis).SF < iw (gradien hidrolis)

$\frac{\Delta h}{Dc}$ x 1,2 $< \frac{\gamma'}{\gamma w}$ (2.53)

Dimana :

Δh = selisih antara dasar galian dengan kedalaman muka air tanah
Dc = kedalaman pemasangan konstruksi penahan tanah
γ' = berat jenis efektif tanah
γw = berat jenis air

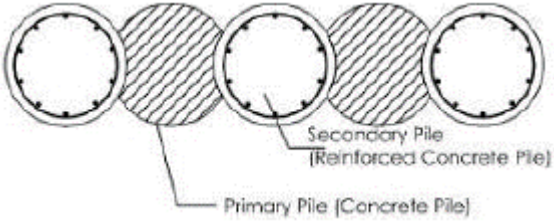
c. *Overall Stability*
Konstruksi penahan tanah juga perlu dilakukan kontrol terhadap kondisi keseluruhan tanah di belakang, tanah di depan serta konstruksinya sendiri. Analisis *overall stability* dapat dilakukan dengan menggunakan program bantu geoteknik yaitu Geo5 ataupun Plaxis. Berikut merupakan gambaran *overall stability* pada konstruksi penahan tanah (**Gambar 2.16**) :



Gambar 2.16 Overall Stability
(Sumber : Das, 2007)

2.4.2. *Secant pile*

Secant pile merupakan salah satu tipe konstruksi penahan tanah yang biasanya langsung dilakukan pengecoran beton ditempat. Perencanaan *secant pile* dapat dilakukan pada lahan yang sempit namun galian bawah tanahnya tetap bisa maksimal. *Secant pile* ini bisa digunakan pada kondisi tanah yang muka airnya cukup tinggi. Berikut merupakan gambaran dari konstruksi *secant pile* (**Gambar 2.17** dan **Gambar 2.18**) :



Gambar 2.17 Penampang *secant pile*
(Sumber : SNI 8460:2017)

Gambar 2.18 *Secant pile*
Sumber : http://konstruksimania.blogspot.com/2012/12. Diakses 3 Juni 2020

Struktur *secant pile* tersusun atas dua tipe *pile* yang rapat dan saling mengisi, yaitu *primary pile* yang materialnya terbuat dari campuran beton tanpa tulangan dengan *bentonite* dan *secondary pile* yang materialnya terbuat dari beton bertulang dengan mutu yang lebih kuat. Pengecoran *primary pile* ini dilakukan terlebih dahulu sebelum pengecoran *secondary pile*. Adapun keuntungan dan kerugian dari struktur *secant pile* sebagai dinding penahan tanah adalah sebagai berikut :

Keuntungan dari struktur *secant pile* :

- Tidak memerlukan lahan yang luas untuk pemasangan selama masa konstruksi.
- Tidak menimbulkan kebisingan suara bagi lingkungan sekitar
- Dapat dipasang pada kondisi tanah yang sulit seperti batuan

Kerugian dari struktur *secant pile* :

- Perlu dilakukan finishing lagi jika akan digunakan sebagai *basement*.

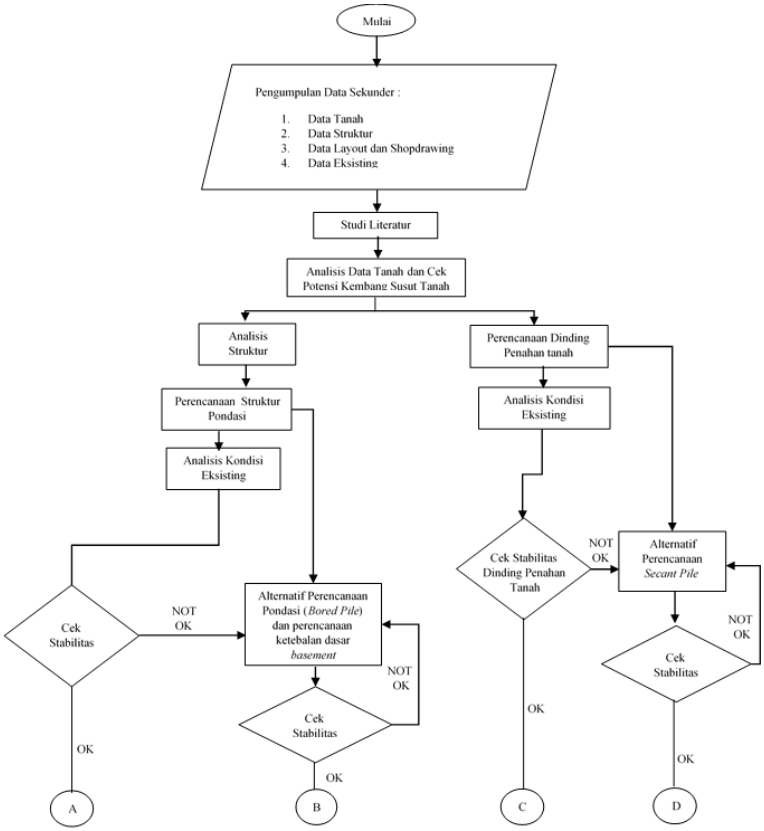
Perencanaan pada struktur *secant pile* dilakukan seperti pada struktur *bored pile* baik perencanaan diameter maupun penulangannya. Untuk lebih detailnya, perencanaan *secant pile* dapat dilihat **pada Sub Bab 2.3.3** mengenai *bored pile* atau juga dapat digunakan program bantu spColumn untuk mendesain tulangan pada struktur penahan tanah *secant pile*.

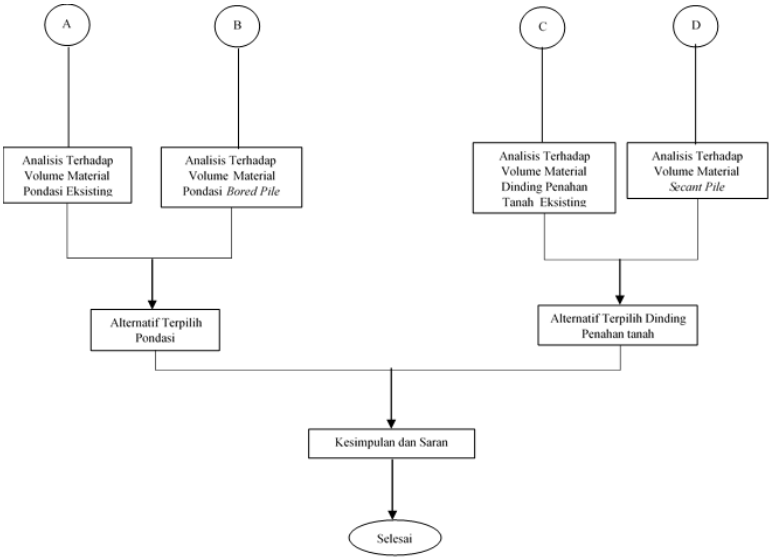
“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB III
METODOLOGI

3.1. Bagan Alir Perencanaan

Tahapan pengerjaan tugas akhir dilakukan berdasarkan diagram alir berikut (**Gambar 3.1**) :





Gambar 3. 1 Diagram alir perencanaan

3.2. Rangkaian Kegiatan Perencanaan

a. Pengumpulan Data

Data- data yang digunakan dalam perencanaan merupakan data sekunder yang diperoleh dari proyek Apartemen Tamansari Emerald yaitu meliputi :

1. Data tanah
2. Data beban struktur
3. Data *layout* dan *shopdrawing* proyek
4. Data eksisting

b. Studi Literatur

Studi literatur dilakukan untuk mendapatkan pemahaman materi secara mendalam pada permasalahan yang ada agar mendapatkan penyelesaian dengan tepat. Oleh karena itu diperlukan literatur yang nantinya digunakan sebagai pedoman perencanaan yang meliputi :

1. Referensi mengenai analisis data tanah

2. Teori mengenai kembang susut tanah
3. Teori mengenai pondasi *Raft Foundation* kombinasi *pile* dan *Bored pile*
4. Teori mengenai dinding penahan tanah beton bertulang tanpa angkur dan *Secant pile*

c. Analisis Data Tanah

Tahap analisis data tanah ini dilakukan untuk mengetahui jenis dan parameter fisis maupun mekanis tanah di lokasi proyek dengan cara melakukan penyelidikan melalui data N-SPT yang selanjutnya dilakukan korelasi data tanah dengan merujuk pada **Tabel 2.3**, **Tabel 2.4**, **Tabel 2.5** dan **Tabel 2.6**. Dilakukan pula penyelidikan mengenai potensi kembang susut tanah pada area tersebut dengan beberapa analisis yang telah dijabarkan pada **Sub Bab 2.1.3**.

d. Analisis Struktur

Analisis struktur pada tahap ini dilakukan untuk mendapatkan beban-beban pada struktur atas yang nantinya akan dipikul oleh pondasi. Pada analisis struktur atas digunakan data sekunder yang didapatkan dari perencana struktur proyek Apartemen Tamansari Emerald untuk perhitungan.

e. Perencanaan Pondasi

Perencanaan pondasi yang akan dilakukan adalah analisis terhadap pondasi eksisting yaitu *raft- pile foundation* serta perencanaan pondasi alternatif yaitu *bored pile*. Perencanaan pondasi didasarkan pada hasil analisis data sekunder struktur atas yang telah dilakukan sebelumnya. Berikut merupakan analisis serta perencanaan pondasi yang akan dilakukan :

1. Analisis Kondisi Eksisting *Raft Foundation* dengan kombinasi *pile*

   Melakukan analisis dan evaluasi terhadap dimensi pondasi, jumlah *pile* serta kedalaman pondasi terhadap

daya dukungnya (**Sub bab 2.2.2**). Kemudian dilakukan cek stabilitas yang meliputi pengecekan *settlement* (**Sub bab 2.2.3 dan 2.2.4**), kontrol terhadap *uplift* (**Sub bab 2.2.5**), serta kontrol lateral pada tiang pondasi (**Sub bab 2.3.2**).

2. Perencanaan Alternatif *Bored Pile*
   Melakukan perencanaan terhadap dimensi, jumlah *pile*, serta penulangan yang dibutuhkan. Selanjutnya dilakukan cek stabilitas dengan memperhatikan daya dukung tanah (**Sub bab 2.3.1**), kontrol kuat bahan pondasi tiang serta kontrol lateral yang terjadi pada tiang (**Sub bab 2.3.2**). Serta dilakukan pula perencanaan terhadap ketebalan dasar *basement* yang kuat dalam menahan *uplift* akibat tanah dibawahnya dan potensi tanah yang kembang susut jika ada.

f. Perencanaan Dinding Penahan Tanah

Perencanaan yang akan dilakukan adalah analisis terhadap dinding penahan tanah eksisting yaitu cor beton bertulang tanpa angkur serta perencanaan *secant pile* sebagai alternatif dinding penahan tanah.

1. Analisis Kondisi Eksisting Dinding Penahan Tanah (Beton Bertulang tanpa Angkur)
   Melakukan analisis dan evaluasi terhadap ketebalan serta konstruksi keseluruhan dinding penahan tanah eksisting apakah sudah cukup kuat menahan tekanan tanah dibelakangnya dengan cara permodelan menggunakan program bantu untuk mengetahui deformasi yang terjadi. Dilakukan pula cek stabilitas dinding penahan tanah eksisting dengan melakukan kontrol *heave*, geser, daya dukung hingga *overall stability* (Sub bab 2.4.1).
2. Perencanaan Alternatif *Secant pile*
   Melakukan perencanaan terhadap dimensi dan kedalaman jepit dinding *secant pile* serta melakukan

permodelan dengan menggunakan program bantu untuk mengetahui deformasi yang terjadi. Kemudian dilakukan cek stabilitas *secant pile* terhadap gaya momen dan *heave* yang terjadi (Sub bab 2.4.1).

g. Perhitungan Volume Material
Perhitungan volume material dilakukan untuk mengetahui banyaknya kebutuhan material pada masing-masing perencanaan eksisting dengan perencanaan alternatif baik pondasi maupun struktur penahan tanah yang nantinya akan dilakukan perbandingan hingga memunculkan perencanaan terpilih.

h. Kesimpulan dan Saran
Pada tahap ini diambil kesimpulan dari hasil analisis dan perencanaan yang dilakukan. Terdapat pula saran-saran oleh penulis selama proses pengerjaan proposal agar pembaca dapat menghindari kesalahan dalam pengerjaan.

3.3. Penjadwalan Pengerjaan Tugas Akhir

Tugas akhir dilakukan berdasarkan penjadwalan sebagai berikut (**Gambar 3.2**) :

NO.	JADWAL KEGIATAN	WAKTU PENGERJAAN TUGAS AKHIR																											
		DESEMBER				JANUARI				FEBRUARI				MARET				APRIL				MEI				JUNI			
		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
1	Pengumpulan Data Sekunder																												
2	Studi Literatur																												
3	Perumusan Masalah																												
4	Pengerjaan Proposal dan Revisi																												
5	Analisis Data Tanah dan Cek Potensi kembang Susut Tanah																												
6	Analisis Struktur Atas																												
7	Analisis Perencanaan Pondasi Eksisting																												
8	Perencanaan Alternatif Pondasi *bored Pile* dan Perencanaan Ketebalan Dasar *Basement*																												
9	Perhitungan Volume Material Pondasi Eksisting dan Alternatif *Bored Pile*																												
10	Analisis Perencanaan Dinding Penahan Tanah Eksisting																												
11	Perencanaan Alternatif Dinding Penahan Tanah *Secant Pile*																												
12	Perhitungan Volume Material Dinding Penahan Tanah Eksisting dan Alternatif *Secant Pile*																												
13	Penulisan Tugas Akhir																												
14	Evaluasi																												
15	Kesimpulan																												
16	Persiapan Tugas Akhir																												

Gambar 3.2 Penjadwalan pengerjaan Tugas Akhir

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IV
ANALISIS DATA TANAH

4.1 Data Tanah

4.1.1 Lokasi Data Tanah

Data tanah yang digunakan adalah data laboratorium hasil penyelidikan tanah di Proyek Apartemen Tamansari Emerald yang dilakukan oleh tim Laboratorium Mekanika Tanah dan Batuan Jurusan Teknik Sipil ITS, Surabaya pada tahun 2015. Data yang didapatkan berupa data SPT dan parameter tanah lainnya. Data SPT yang tersedia berjumlah dua titik pengeboran dengan jarak antara titik bor 1 dan titik bor 2 sejauh 45 meter yang lokasinya seperti pada **Gambar 4.1**

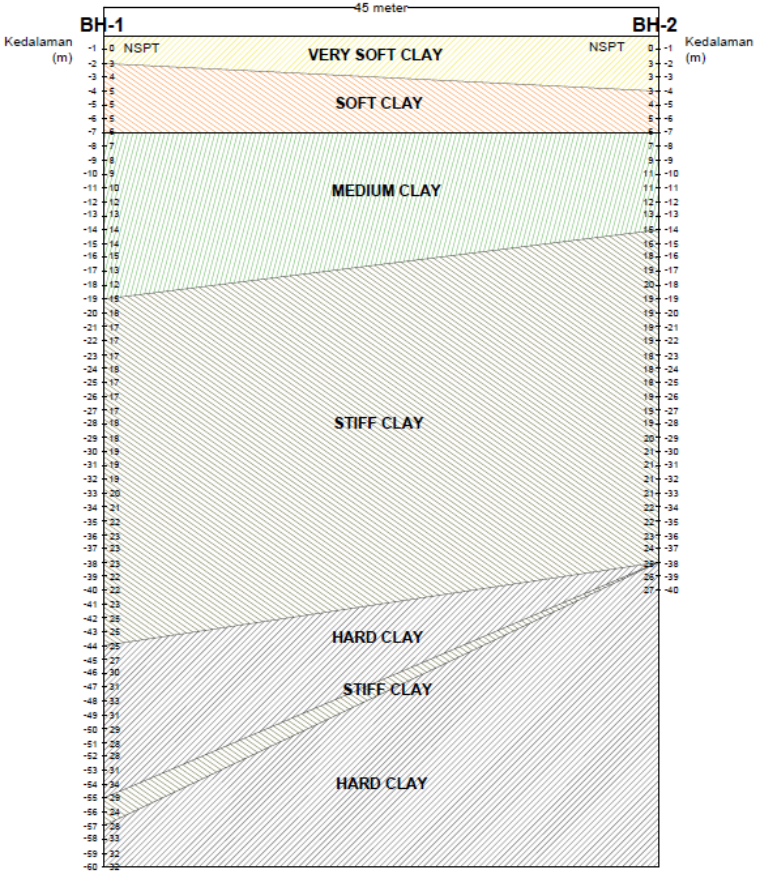
Gambar 4.1 Lokasi titik pengeboran
Sumber : Laboratorium Mekanika Tanah & Batuan Jurusan Teknik Sipil ITS (2015)

Berdasarkan gambar diatas, lokasi bangunan gedung Apartemen Tamansari Emerald berada pada bagian yang diberi garis berwarna putih.

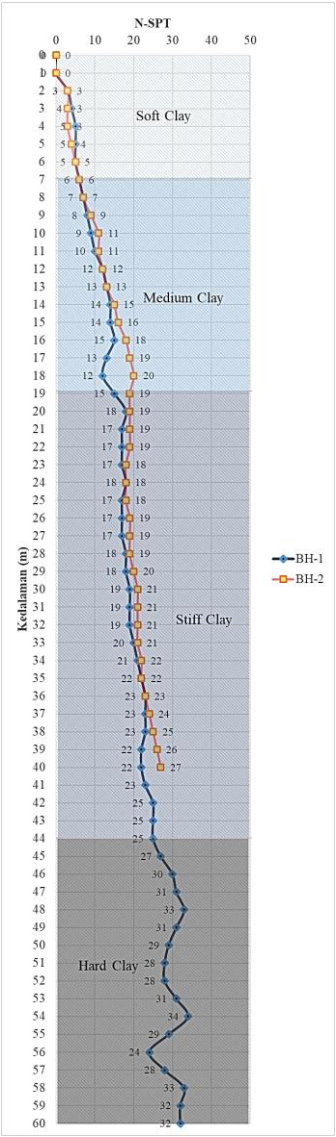
4.1.2. Data *Standard Penetration Test* (SPT) dan Statigrafinya

Dua titik pengeboran tanah memiliki nilai N-SPT dan kedalaman tanah lunak yang hampir sama seperti yang dapat

dilihat pada Statigrafi Tanah (**Gambar 4.2**) serta pada grafik nilai N-SPT dari kedua *bore hole* (BH) (**Gambar 4.3**). Pada kedua data *bore hole* tersebut juga terdapat beberapa nilai parameter tanah yang diperlukan dalam perencanaan, seperti nilai berat volume tanah jenuh (γ_{sat}), tanah kering (γ_d), dan tanah basah (γ_t), Gs, *void ratio* (e), Gs, *water content* (Wc), *porosity* (n), Cc, Cv, Cs, *liquid limit* (LL), *plastic limit* (PL), *index plasticity* (IP), Ø, Cu (**Tabel 4.1**) dan (**Tabel 4.2**)



Gambar 4. 2 Statigrafi tanah



Gambar 4. 3 Hubungan antara nilai N-SPT dengan kedalaman tanah

Tabel 4. 1 Data Tanah BH-1

Depth (m)	Volumetric + Gravimetric								Consolidation		
	Gs	e	Sr	Wc	n	Ɣt	Ɣd	Ɣsat	Pp	Cc	Cv
	-	-	(%)	(%)	(%)	(t/m^3)	(t/m^3)	(t/m^3)	(kg/cm^2)	-	(cm^2/kg)
-5.5	2.609	1.389	80.76	43	58.14	1.562	1.092	1.674	1.07	0.767	0.00084
-10.5	2.658	1.375	82.17	42.51	57.89	1.595	1.119	1.698	1.11	0.895	0.00095
-15.5	2.671	1.325	83.98	41.66	56.99	1.627	1.149	1.719	*	*	*
-20.5	2.587	1.265	82.45	40.32	55.85	1.603	1.142	1.701	*	*	*
-30.5	2.688	1.198	86.21	38.42	54.5	1.693	1.223	1.768	*	*	*
-60.5	2.712	1.124	87.54	36.28	52.92	1.74	1.277	1.806			

Depth (m)	Sieve Analysis			Atterberg Limits			Strength			Permeability
	G	S	S +Cl	LL	PL	IP	Ø	C	Cu	
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(°)	(kg/cm^2)	(kg/cm^2)	*
-5.5	0	9.26	90.74	72.1	32.45	39.65	0	*	0.24	*
-10.5	0	8.92	2	73.33	33.72	39.61	0	*	0.49	*
-15.5	0	11.23	88.77	76.63	31.38	45.25	0	*	0.78	*
-20.5	0	6.29	93.71	68.89	33.87	35.02	0	*	0.86	*
-30.5	0	6.01	93.99	79.27	33.76	45.51	0	*	0.91	*
-60.5	0	8.65	91.35	70.71	34.56	36.15	0	*	1.53	*

(Sumber : Laboratorium Mekanika Tanah & Batuan Jurusan Teknik Sipil ITS, 2015)

Tabel 4. 2 Data Tanah BH-2

Depth (m)	Volumetric + Gravimetric								Consolidation		
	Gs	e	Sr	Wc	n	Ɣt	Ɣd	Ɣsat	Pp	Cc	Cv
	-	-	(%)	(%)	(%)	(t/m^3)	(t/m^3)	(t/m^3)	(kg/cm^2)	-	(cm^2/kg)
-5.5	2.587	1.328	78.21	40.15	57.04	1.557	1.111	1.682	1.11	0.88	0.00009
-10.5	2.643	1.243	80.43	37.83	55.42	1.624	1.178	1.733	1.12	0.634	0.00095
-15.5	2.654	1.228	86.75	40.14	55.12	1.669	1.191	1.742	*	*	*
-20.5	2.618	1.121	91.24	39.07	52.85	1.717	1.234	1.763	*	*	*

Depth (m)	Sieve Analysis			Atterberg Limits			Strength			Permeability
	G	S	S +Cl	LL	PL	IP	Ø	C	Cu	
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(°)	(kg/cm^2)	(kg/cm^2)	*
-5.5	0	8.75	91.25	76.28	33.09	43.19	0	*	0.26	*
-10.5	0	9.75	90.25	73.4	32.77	40.63	0	*	0.52	*
-15.5	0	8.19	91.81	78.87	34.19	44.68	0	*	0.87	*
-20.5	0	8.27	91.73	72.12	30.45	41.67	0	*	0.94	*

(Sumber : Laboratorium Mekanika Tanah & Batuan Jurusan Teknik Sipil ITS, 2015)

Perlu juga dilakukan pengecekan terhadap variasi nilai N-SPT dari kedua data *bore hole* untuk mengetahui keseragaman antar dua data tersebut. Apabila nilai N-SPT dari kedua *bore hole* sebagian besar seragam, maka kedua data tersebut dapat dijadikan satu dengan mencari nilai rata-rata dan hasil rata-rata tersebut dapat digunakan sebagai data perencanaan. Namun apabila sebagian besar data tidak seragam, maka pada kedua data tersebut dilakukan zonasi dengan tetap memakai dua data titik

bor yang ada untuk nantinya digunakan sebagai data perencanaan. Perlu dilakukan juga metode korelasi parameter tanah lainnya untuk data tanah yang tidak diketahui parameter tanahnya.

4.1.3 Analisis Koefisien Variasi (CV) Data Tanah

Pada data tanah yang ada, dilakukan pengecekan koefisien variasi untuk masing-masing nilai N-SPT pada titik bor dengan tetap memperhatikan konsistensi tanah menurut Bowless (**Tabel 2.3**). Rentang nilai koefisien variasi yang digunakan dalam analisis perhitungan kali ini adalah < 20%.

Contoh analisis koefisien variasi yang dilakukan adalah menggunakan data pada **Tabel 4.3** sebagai berikut :

Tabel 4. 3 Data Tanah BH-1 dengan Konsistensi Tanah *Soft* dan *Medium*

Depth (m)	Jenis Tanah	N-SPT	Konsistensi Tanah
0	Lempung	0	Soft
1	Lempung	0	Soft
2	Lempung	3	Soft
3	Lempung	4	Soft
4	Lempung	5	Soft
5	Lempung	5	Soft
6	Lempung	5	Soft
7	Lempung	6	Medium
8	Lempung	7	Medium
9	Lempung	8	Medium
10	Lempung	9	Medium
11	Lempung	10	Medium

(Sumber : Laboratorium Mekanika Tanah & Batuan Jurusan Teknik Sipil ITS, 2015)

Dari tabel diatas, dilakukan analisis koefisien variasi (CV) dengan rumusan sebagai berikut :

- Kedalaman 0 - 6 meter :

CV (%) $= \frac{\text{standar deviasi}}{\text{rata-rata}}$, dengan :

Rata-rata $= \frac{\sum \text{N-SPT}}{\text{jumlah data}} = \frac{22}{5} = 4{,}4$

St. deviasi $= \sqrt{\frac{\sum(\text{NSPT}_i - \text{rata}^2)^2}{\text{jumlah data}}} = \sqrt{\frac{3,2}{5}} = 0,8$

Maka nilai koefisien variasinya adalah :

CV (%) $= \frac{0,8}{4,4} = 18,18\ \% < 20\%$ (OK)

- Kedalaman 7 – 11 meter :

CV (%) $= \frac{\text{standar deviasi}}{\text{rata}-\text{rata}}$, dengan :

Rata-rata $= \frac{\sum \text{N}-\text{SPT}}{\text{jumlah data}} = \frac{40}{5} = 8$

St. deviasi $= \sqrt{\frac{\sum(\text{NSPT}_i - \text{rata}^2)^2}{\text{jumlah data}}} = \sqrt{\frac{10}{5}} = 1,414$

Maka nilai koefisien variasinya adalah :

CV (%) $= \frac{1,414}{8} = 17,675\ \% < 20\%$ (OK)

Hasil analisis koefisien variasi dari BH-1 dan BH-2 tersaji dalam **Lampiran 6** dan **Lampiran 7**.

Dari hasil analisis kofisien variasi kedua *bore hole* tersebut, dilakukan pula analisis koefisien variasi gabungan untuk mendapatkan satu data yang akan digunakan sebagai data perencanaan.

Berikut merupakan contoh analisis gabungan kedua *bore hole* terhadap nilai koefisien variasi dengan menggunakan data pada **Lampiran 6** dan **Lampiran 7** serta tetap memperhatikan **Tabel 2.3** korelasi tanah menurut Bowless :

- Analisis 1

Digunakan data :

BH-1 (kedalaman 0-2 meter) dengan nilai NSPT : 3

BH-2 (kedalaman 0-4 meter) dengan nilai NSPT : 3

CV (%) $= \frac{\text{standar deviasi}}{\text{rata}-\text{rata}}$, dengan :

Jumlah data $= 4$

Rata-rata $= \frac{\sum \text{N}-\text{SPT}}{\text{jumlah data}} = \frac{12}{4} = 3$

St. deviasi $= \sqrt{\frac{\sum(\text{NSPT}_i - \text{rata}^2)^2}{\text{jumlah data}}} = \sqrt{\frac{0}{4}} = 0$

Maka nilai koefisien variasinya adalah :

CV (%) $= \frac{0}{3} = 0\ \% < 20\%$ (OK)

Dengan nilai NSPT rata-rata tiap kedalaman dari kedua bore hole adalah 3, maka konsistensi tanah menurut Bowless yaitu *very soft.*

- Analisis 2

Digunakan data :

BH-1 (kedalaman 3-7 meter) dengan nilai NSPT : 4-6

BH-2 (kedalaman 5-7 meter) dengan nilai NSPT : 4-6

CV (%) $= \frac{\text{standar deviasi}}{\text{rata-rata}}$, dengan :

Jumlah data $= 8$

Rata-rata $= \frac{\sum \text{N-SPT}}{\text{jumlah data}} = \frac{40}{8} = 5$

St. deviasi $= \sqrt{\frac{\sum(\text{NSPT}_i - \text{rata}^2)^2}{\text{jumlah data}}} = \sqrt{\frac{4}{8}} = 0{,}707$

Maka nilai koefisien variasinya adalah :

CV (%) $= \frac{0{,}707}{5} = 14{,}142\ \% < 20\%$ (OK)

Dengan nilai NSPT rata-rata tiap kedalaman dari kedua *bore hole* adalah antara 4-6, maka konsistensi tanah menurut Bowless yaitu *soft.*

Berikut merupakan hasil analisis koefisien variasi gabungan kedua *bore hole* (**Tabel 4.4**) :

Tabel 4. 4 Analisis Koefisien Variasi Gabungan BH-1 dan BH-2

Depth (m)	BH-1		BH-2		Mean	Standar Deviasi	Koefisien Variasi (CV)	N-SPT (Pakai)	Konsistensi Tanah (Pakai)
	N-SPT	Konsistensi Tanah	N-SPT	Konsistensi Tanah					
0	0	Soft Clay	0	Soft Clay	3.000	0.000	0.000%	0	Very Soft Clay
1	0	Soft Clay	0	Soft Clay				0	
2	3	Soft Clay	3	Soft Clay				3	
3	4	Soft Clay	3	Soft Clay				3	
4	5	Soft Clay	3	Soft Clay				3	
5	5	Soft Clay	4	Soft Clay	5.000	0.707	14.142%	4	Soft Clay
6	5	Soft Clay	5	Soft Clay				5	
7	6	Soft Clay	6	Soft Clay				6	
8	7	Medium Clay	7	Medium Clay	8.333	1.106	13.266%	7	Medium Clay
9	8	Medium Clay	9	Medium Clay				8	
10	9	Medium Clay	11	Medium to Stiff Clay				9	
11	10	Medium Clay	11	Medium to Stiff Clay				10	
12	12	Medium to Stiff Clay	12	Medium to Stiff Clay	13.077	1.385	10.588%	12	Medium Clay
13	13	Medium to Stiff Clay	13	Medium to Stiff Clay				13	
14	14	Medium to Stiff Clay	15	Medium to Stiff Clay				14	
15	14	Medium to Stiff Clay	16	Stiff Clay				14	
16	15	Medium to Stiff Clay	18	Stiff Clay				15	
17	13	Medium to Stiff Clay	19	Stiff Clay				13	
18	12	Medium to Stiff Clay	20	Stiff Clay				12	
19	15	Medium to Stiff Clay	19	Stiff Clay				15	
20	18	Stiff Clay	19	Stiff Clay	20.102	2.468	12.278%	18	Stiff Clay
21	17	Stiff Clay	19	Stiff Clay				18	
22	17	Stiff Clay	19	Stiff Clay				18	
23	17	Stiff Clay	18	Stiff Clay				17	
24	18	Stiff Clay	18	Stiff Clay				18	
25	17	Stiff Clay	18	Stiff Clay				17	
26	17	Stiff Clay	19	Stiff Clay				18	
27	17	Stiff Clay	19	Stiff Clay				18	
28	18	Stiff Clay	19	Stiff Clay				18	
29	18	Stiff Clay	20	Stiff Clay				19	
30	19	Stiff Clay	21	Stiff Clay				20	
31	19	Stiff Clay	21	Stiff Clay				20	
32	19	Stiff Clay	21	Stiff Clay				20	
33	20	Stiff Clay	21	Stiff Clay				20	
34	21	Stiff Clay	22	Stiff Clay				21	
35	22	Stiff Clay	22	Stiff Clay				22	
36	23	Stiff Clay	23	Stiff Clay				23	
37	23	Stiff Clay	24	Stiff Clay				23	
38	23	Stiff Clay	25	Stiff Clay				24	
39	22	Stiff Clay	26	Hard Clay				22	
40	22	Stiff Clay	27	Hard Clay				22	
41	23	Stiff Clay						23	
42	25	Stiff Clay						25	
43	25	Stiff Clay						25	
44	25	Stiff Clay						25	

45	27	Hard Clay					27	
46	30	Hard Clay					30	
47	31	Hard Clay					31	
48	33	Hard Clay					33	
49	31	Hard Clay					31	
50	29	Hard Clay					29	
51	28	Hard Clay					28	
52	28	Hard Clay		29.611	2.649	8.945%	28	Hard Clay
53	31	Hard Clay					31	
54	34	Hard Clay					34	
55	29	Hard Clay					29	
56	24	Hard Clay					24	
57	28	Hard Clay					28	
58	33	Hard Clay					33	
59	32	Hard Clay					32	
60	32	Hard Clay					32	

Sumber : Hasil Analisis

Hasil analisis koefisien variasi NSPT diatas selanjutnya dapat digunakan sebagai patokan untuk menentukan parameter tanah lainnya.

4.1.4 Analisis Parameter Tanah dengan Distribusi Statistik

Analisis parameter tanah ini didasarkan pada keseragaman data antar karakteristik tanah dari titik bor satu dengan titik bor lain yang sudah dibuktikan berdasarkan analisis koefisien variasi pada sub bab sebelumnya. Kemudian akan digunakan 1 data untuk parameter tanah lainnya menggunakan metode distribusi statistik dengan angka kepercayaan 95%.

Berikut merupakan contoh analisis nilai berat volume tanah saat kondisi jenuh (γ_{sat}) dari beberapa data yang karakteristik tanahnya seragam :

- Pada kedalaman 5-7 meter

  Jumlah data = 2

  Derajat kebebasan (v) = jumlah data – 1 = 2 – 1 = 1

  Tingkat kesalahan (α) = 0,05

  Pengali (λ) = 0,0039

  Rata-rata $= \frac{\sum \gamma_{sat}}{\text{jumlah data}} = \frac{1{,}674+1{,}682}{2} = 1{,}678$

  Standar deviasi $= \sqrt{\frac{\sum(\gamma_{sat_i} - \text{rata}^2)^2}{\text{jumlah data}}} = 0{,}004$

Batas atas = Rata-rata + $\frac{\text{St. deviasi}}{\sqrt{\text{jumlah data}}}\lambda$

= 1,678 + $\frac{0,004}{\sqrt{2}}$(0,0039)

= 1,678 t/m^3

Batas bawah = Rata-rata - $\frac{\text{St. deviasi}}{\sqrt{\text{jumlah data}}}\lambda$

= 1,678 - $\frac{0,004}{\sqrt{2}}$(0,0039)

= 1,678 t/m^3

γ_{sat} = Batas bawah + 0,1(Batas atas –Batas bawah)

= 1,678 + 0,1(1,678 – 1,678)

= 1,678 t/m^3

Pada parameter data tanah lainnya dengan kedalaman tertentu juga dilakukan cara yang sama. Berikut merupakan hasil analisis rekapitulasi parameter data tanah disajikan pada **Tabel 4.5** :

Tabel 4. 5 Hasil Analisis Distribusi Statistik Parameter Tanah

γt (t/m³)								
Range of Depth m	**Jumlah Data (n)**	**v** n-1	**λ**	**Mean** t/m³	**Standart Deviasi**	**Batas Atas** t/m³	**Batas Bawah** t/m³	**γt** t/m³
4	0	0						
7	2	1	0.0039	1.560	0.0025	1.560	1.559	1.559
11	1	0	0	1.595	0	1.595	1.595	1.595
19	2	1	0.0039	1.6255	0.0015	1.6255041	1.625	1.625
44	4	3	0.3518	1.671	0.0425	1.674	1.667	1.668
60	1	0	0.3518	1.74	0	1.74	1.74	1.740
γd (t/m³)								
Range of Depth m	**Jumlah Data (n)**	**v** n-1	**λ**	**Mean** t/m³	**Standart Deviasi**	**Batas Atas** t/m³	**Batas Bawah** t/m³	**γd** t/m³
4	0	0						
7	2	1	0.0039	1.102	0.0095	1.102	1.101	1.101
11	1	0	0	1.119	0	1.119	1.119	1.119
19	2	1	0.0039	1.1635	0.0145	1.16354	1.163	1.163
44	4	3	0.3518	1.198	0.0357	1.201	1.194	1.195
60	1	0	0.3518	1.277	0	1.277	1.277	1.277
γsat (t/m³)								
Range of Depth m	**Jumlah Data (n)**	**v** n-1	**λ**	**Mean** t/m³	**Standart Deviasi**	**Batas Atas** t/m³	**Batas Bawah** t/m³	**γsat** t/m³
4	0	0						
7	2	1	0.0039	1.678	0.004	1.678	1.678	1.678
11	1	0	0	1.698	0	1.698	1.698	1.698
19	2	1	0.0039	1.726	0.007	1.7260193	1.726	1.726
44	4	3	0.3518	1.744	0.0264	1.746	1.741	1.742
60	1	0	0.3518	1.806	0	1.806	1.806	1.806
Gs								
Range of Depth m	**Jumlah Data (n)**	**v** n-1	**λ**	**Mean**	**Standart Deviasi**	**Batas Atas**	**Batas Bawah**	**Gs**
4	0	0						
7	2	1	0.0039	2.598	0.011	2.598	2.598	2.598
11	1	0	0	2.658	0	2.658	2.658	2.658
19	2	1	0.0039	2.657	0.014	2.6570386	2.657	2.657
44	4	3	0.3518	2.637	0.0379	2.640	2.633	2.634
60	1	0	0.3518	2.712	0	2.712	2.712	2.712
e								
Range of Depth m	**Jumlah Data (n)**	**v** n-1	**λ**	**Mean**	**Standart Deviasi**	**Batas Atas**	**Batas Bawah**	**e**
4	0	0						
7	2	1	0.0039	1.359	0.0305	1.359	1.358	1.358
11	1	0	0	1.375	0	1.375	1.375	1.375
19	2	1	0.0039	1.284	0.041	1.2841131	1.284	1.284
44	4	3	0.3518	1.203	0.0530	1.208	1.198	1.199
60	1	0	0.3518	1.124	0	1.124	1.124	1.124
wc (%)								
Range of Depth m	**Jumlah Data (n)**	**v** n-1	**λ**	**Mean** %	**Standart Deviasi**	**Batas Atas** %	**Batas Bawah** %	**wc** %
4	0	0						
7	2	1	0.0039	41.575	1.425	41.579	41.571	41.572
11	1	0	0	42.51	0	42.51	42.51	42.510
19	2	1	0.0039	39.745	1.915	39.750281	39.740	39.741
44	4	3	0.3518	39.488	0.7799	39.556	39.419	39.433
60	1	0	0.3518	36.28	0	36.28	36.28	36.280

Pp (Kg/cm^2)								
Range of Depth m	**Jumlah Data (n)**	**v** n-1	**λ**	**Mean** Kg/cm^2	**Standart Deviasi**	**Batas Atas** Kg/cm^2	**Batas Bawah** Kg/cm^2	**Pp** Kg/cm^2
4	0	0						
7	2	1	0.0039	1.090	0.02	1.090	1.090	1.090
11	1	0	0	1.11	0	1.11	1.11	1.110
19	1	0	0	1.12	0	1.12	1.120	1.120
44	0	0						
60	0	0						
Cc (Kg/cm^2)								
Range of Depth m	**Jumlah Data (n)**	**v** n-1	**λ**	**Mean** Kg/cm^2	**Standart Deviasi**	**Batas Atas** Kg/cm^2	**Batas Bawah** Kg/cm^2	**Cc** Kg/cm^2
4	0	0						
7	2	1	0.0039	0.824	0.0565	0.824	0.823	0.823
11	1	0	0	0.895	0	0.895	0.895	0.895
19	1	0	0	0.634	0	0.634	0.634	0.634
44	0	0						
60	0	0						
Cv (cm^2/Kg)								
Range of Depth m	**Jumlah Data (n)**	**v** n-1	**λ**	**Mean** cm^2/Kg	**Standart Deviasi**	**Batas Atas** cm^2/Kg	**Batas Bawah** cm^2/Kg	**Cv** cm^2/Kg
4	0	0						
7	2	1	0.0039	0.000463	0.0003775	0.000464	0.000461	0.000462
11	1	0	0	0.00095	0	0.00095	0.00095	0.00095
19	1	0	0	0.00095	0	0.00095	0.00095	0.00095
44	0	0						
60	0	0						
S (%)								
Range of Depth m	**Jumlah Data (n)**	**v** n-1	**λ**	**Mean** %	**Standart Deviasi**	**Batas Atas** %	**Batas Bawah** %	**S** %
4	0	0						
7	2	1	0.0039	9.005	0.255	9.006	9.004	9.004
11	1	0	0	8.92	0	8.92	8.92	8.920
19	2	1	0.0039	10.49	0.74	10.492041	10.488	10.488
44	4	3	0.3518	7.190	1.0451	7.282	7.098	7.116
60	1	0	0.3518	8.65	0	8.65	8.65	8.650
S + Cl (%)								
Range of Depth m	**Jumlah Data (n)**	**v** n-1	**λ**	**Mean** %	**Standart Deviasi**	**Batas Atas** %	**Batas Bawah** %	**S + Cl** %
4	0	0						
7	2	1	0.0039	90.995	0.255	90.996	90.994	90.994
11	1	0	0	2	0	2	2	2.000
19	2	1	0.0039	89.51	0.74	89.512041	89.508	89.508
44	4	3	0.3518	92.810	1.0451	92.902	92.718	92.736
60	1	0	0.3518	91.35	0	91.35	91.35	91.350
Sr (%)								
Range of Depth m	**Jumlah Data (n)**	**v** n-1	**λ**	**Mean** %	**Standart Deviasi**	**Batas Atas** %	**Batas Bawah** %	**Sr** %
4	0	0						
7	2	1	0.0039	79.485	1.275	79.489	79.481	79.482
11	1	0	0	82.17	0	82.17	82.17	82.170
19	2	1	0.0039	82.205	1.775	82.209895	82.200	82.201
44	4	3	0.3518	86.663	3.1189	86.937	86.388	86.443
60	1	0	0.3518	87.54	0	87.54	87.54	87.540

LL (%)								
Range of Depth m	**Jumlah Data (n)**	**v** n-1	**λ**	**Mean** %	**Standart Deviasi**	**Batas Atas** %	**Batas Bawah** %	**LL** %
4	0	0						
7	2	1	0.0039	74.190	2.09	74.196	74.184	74.185
11	1	0	0	73.33	0	73.33	73.33	73.330
19	2	1	0.0039	75.015	1.615	75.0194537	75.011	75.011
44	4	3	0.3518	74.788	4.4344	75.178	74.397	74.475
60	1	0	0.3518	70.71	0	70.71	70.71	70.710
PL (%)								
Range of Depth m	**Jumlah Data (n)**	**v** n-1	**λ**	**Mean** %	**Standart Deviasi**	**Batas Atas** %	**Batas Bawah** %	**PL** %
4	0	0						
7	2	1	0.0039	32.770	0.32	32.771	32.769	32.769
11	1	0	0	33.72	0	33.72	33.72	33.720
19	2	1	0.0039	32.075	0.695	32.0769166	32.073	32.073
44	4	3	0.3518	33.068	1.5194	33.201	32.934	32.961
60	1	0	0.3518	34.56	0	34.56	34.56	34.560
IP (%)								
Range of Depth m	**Jumlah Data (n)**	**v** n-1	**λ**	**Mean** %	**Standart Deviasi**	**Batas Atas** %	**Batas Bawah** %	**IP** %
4	0	0						
7	2	1	0.0039	41.420	1.77	41.425	41.415	41.416
11	1	0	0	39.61	0	39.61	39.61	39.610
19	2	1	0.0039	42.94	2.31	42.9463703	42.934	42.935
44	4	3	0.3518	41.720	4.1237	42.083	41.357	41.430
60	1	0	0.3518	36.15	0	36.15	36.15	36.150
Cu (Kg/cm^2)								
Range of Depth m	**Jumlah Data (n)**	**v** n-1	**λ**	**Mean** Kg/cm^2	**Standart Deviasi**	**Batas Atas** Kg/cm^2	**Batas Bawah** Kg/cm^2	**Cu** Kg/cm^2
4	0	0						
7	2	1	0.0039	0.250	0.01	0.250	0.250	0.250
11	1	0	0	0.49	0	0.49	0.49	0.490
19	2	1	0.0039	0.65	0.13	0.6503585	0.6496	0.650
44	4	3	0.3518	0.895	0.0320	0.898	0.892	0.893
60	1	0	0.3518	1.53	0	1.53	1.53	1.53
n (%)								
Range of Depth m	**Jumlah Data (n)**	**v** n-1	**λ**	**Mean** %	**Standart Deviasi**	**Batas Atas** %	**Batas Bawah** %	**n** %
4	0	0						
7	2	1	0.0039	57.590	0.55	57.592	57.588	57.589
11	1	0	0	57.89	0	57.89	57.89	57.890
19	2	1	0.0039	56.205	0.785	56.2071648	56.203	56.203
44	4	3	0.3518	54.580	1.1072	54.677	54.483	54.502
60	1	0	0.3518	52.92	0	52.92	52.92	52.920

Sumber : Hasil Analisis

Berdasarkan tabel di atas, didapatkan hasil analisis beberapa parameter pada masing-masing kedalaman yang diketahui dari data tanah hasil pengujian laboratorium untuk digunakan 1 data sebagai perencanaan. Kemudian akan dilakukan

korelasi data tanah dengan tabel dan rumusan empiris yg tersaji pada **Sub bab 2.1.1** pada kedalaman yang data tanahnya belum diketahui.

4.1.5 Korelasi Data Tanah

Korelasi data tanah digunakan untuk mencari pendekatan nilai parameter tanah yang tidak ada pada data pengujian laboratorium. Korelasi ini dilakukan berdasarkan nilai N-SPT dan parameter tanah yang telah diketahui. Pada hasil analisis sebelumnya, distribusi statistik dilakukan mulai pada kedalaman 5-7 meter karena pada kedalaman tersebut sudah memiliki data hasil pengujian laboratorium. Sedangkan, untuk data tanah dari 0-4 meter tidak ada data hasil pengujian laboratorium. Sehingga korelasi data tanah ini dilakukan hanya pada kedalaman yang tidak memiliki data tanah sebelumnya, yaitu pada kedalaman 0-4 meter. Tabel korelasi yang digunakan sebagai taksiran nilai berat volume tanah jenuh (γ_{sat}) dari nilai N-SPT adalah tabel menurut Bowless (**Tabel 2.3**). Sedangkan untuk parameter tanah seperti berat volume tanah kering (γ_d), *void ratio* (e), *porosity* (n), serta Cv digunakan tabel korelasi menurut Biarez (**Tabel 2.6**) dengan tetap memperhatikan data tanah di kedalaman bawahnya yang sesuai dengan pengujian laboratorium. Digunakan pula rumusan empiris untuk parameter tanah lainnya seperti Gs, Wc, IP, Cc, Cs, Cu, dan C'

Berikut merupakan contoh korelasi data tanah :

- γ_{sat} pada kedalaman 0 – 4 meter dengan nilai NSPT = 3, digunakan **Tabel 2.3**

$$\frac{x-x_1}{x_2-x_1} = \frac{y-y_1}{y_2-y_1}$$

$$\frac{3-0}{3{,}9-0} = \frac{y-1{,}4}{1{,}8-1{,}4}$$

$$y - 1{,}4 = \frac{3 \times 0{,}4}{3{,}9}$$

$$y = 1{,}4 + \frac{3 \times 0{,}4}{3{,}9}$$

$y = 1{,}676$ (sehingga, $\gamma_{sat} = 1{,}676$ t/m^3)

- γ_d pada kedalaman 0 – 4 meter dengan nilai γ_{sat} = 1,676 t/m^3, digunakan **Tabel 2.6**

$$\frac{x-x_1}{x_2-x_1} = \frac{y-y_1}{y_2-y_1}$$

$$\frac{1,676-1,63}{1,69-1,63} = \frac{y-1}{1,1-1}$$

$$y-1 = \frac{0,046 \times 0,1}{0,06}$$

$$y = 1 + \frac{0,046 \times 0,1}{0,06}$$

y = 1,077 (sehingga, γ_d = 1,077 t/m^3)

Rekapitulasi hasil korelasi parameter tanah yang akan digunakan untuk data perencanaan tersaji pada **Tabel 4.6**.

Tabel 4.6 Data Parameter Tanah Apartemen Tamansari Emerald

Depth (m)	N-SPT Rata-rata	Konsistensi Tanah (Pakai)	Volumetric + Gravimetric								Consolidation			
			Gs	e	Sr	Wc	n	Yt	Yd	Ysat	Pp	Cc	Cv	Cs
			-	-	(%)	(%)	(%)	(t/m^3)	(t/m^3)	(t/m^3)	(kg/cm^2)	-	(cm^2/kg)	-
0-4	3	Very Soft Clay	2.701	1.508	99.645	55.653	59.933		1.077	1.676		0.640	0.00048	0.128
4-7	5	Soft Clay	2.598	1.358	79.482	41.572	57.589	1.559	1.101	1.678	1.090	0.823	0.00046	0.165
7-11	9	Medium Clay	2.658	1.375	82.170	42.510	57.890	1.595	1.119	1.698	1.110	0.895	0.00095	0.179
11-19	14	Medium Clay	2.657	1.284	82.201	39.741	56.203	1.625	1.163	1.726	1.120	0.634	0.00095	0.127
19-44	21	Stiff Clay	2.634	1.199	86.443	39.433	54.502	1.668	1.195	1.742		0.150	0.00045	0.030
44-60	30	Hard Clay	2.712	1.124	87.540	36.280	52.920	1.740	1.277	1.806		0.141		0.028

Depth (m)	N-SPT Rata-rata	Konsistensi Tanah (Pakai)	Sieve Analysis			Atterberg Limits			Strength				
			G	S	S +Cl	LL	PL	IP	Ø	Ø'	C	Cu	C'
			(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(°)	(°)	(kg/cm^2)	(kg/cm^2)	(kg/cm^2)
0-4	3	Very Soft Clay	0			74.185	32.769	41.42	2.70	1.80	*	0.153	0.102
4-7	5	Soft Clay	0	9.004	90.994	74.185	32.769	41.42	4.55	3.03		0.250	0.167
7-11	9	Medium Clay	0	8.92	2	73.33	33.720	39.61	8.59	5.73		0.490	0.327
11-19	14	Medium Clay	0	10.488	89.508	75.011	32.073	42.93	13.68	9.12		0.650	0.433
19-44	21	Stiff Clay	0	7.116	92.736	74.475	32.961	41.43	20.67	13.78		0.893	0.595
44-60	30	Hard Clay	0	8.65	91.35	70.71	34.560	36.15	29.61	19.74		1.530	1.020

Sumber : Hasil Analisis

4.1.6. Analisis Potensi Kembang Susut Tanah

Berdasarkan data tanah pada **Tabel 4.6**, dilakukan juga analisis terhadap potensi kembang susut tanah di lokasi Apartemen Tamansari Emerald di daerah Citraland, Surabaya. Meskipun biasanya kembang susut tanah hanya terjadi pada bagian permukaan saja dikarenakan sering mengalami perubahan kadar air akibat cuaca, data tanah yang akan dianalisis sampai kedalaman 60 meter. Hal ini dilakukan sebagai bentuk pengecekan. Pada **Sub bab 2.1.4** telah dijelaskan beberapa cara dalam menganalisis potensi tanah kembang susut. Rekapitulasi

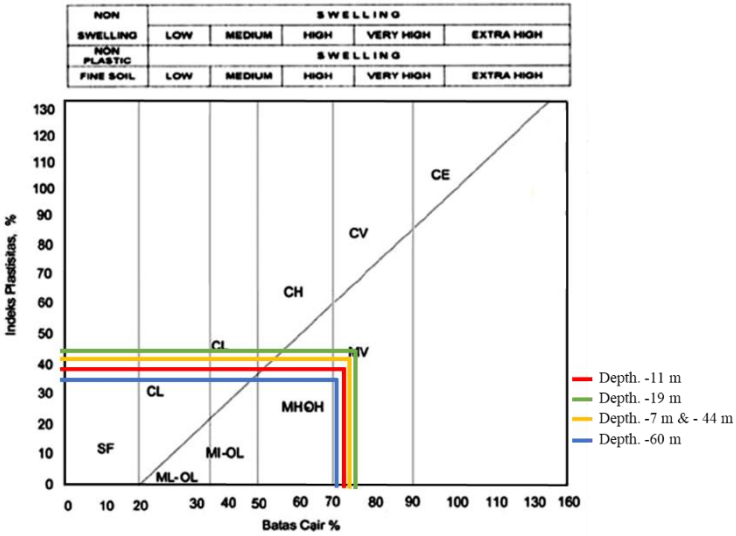
data tanah yang dibutuhkan dalam analisis potensi kembang susut tanah dapat dilihat pada **Tabel 4.7**. Berikut pembahasannya :

Tabel 4.7 Rekapitulasi Data Tanah untuk Analisis Potensi Kembang Susut

Depth	Persen fraksi lempung (c)	Atterberg Limits		
		LL	PL	IP
m	%	%	%	%
-7	65.310	74.185	32.769	41.416
-11	65.290	73.330	33.720	39.610
-19	63.222	75.011	32.073	42.935
-44	65.989	74.475	32.961	41.430
-60	63.570	70.710	34.560	36.150

Sumber : Hasil Analisis

a. Klasifikasi tanah dengan sistem Cassagrande
Hasil *plotting* data tanah pada **Tabel 4.7** dengan **Gambar 2.3** pada **Sub bab 2.1.4** adalah sebagai berikut (**Gambar 4.4** dan **Tabel 4.8**) :



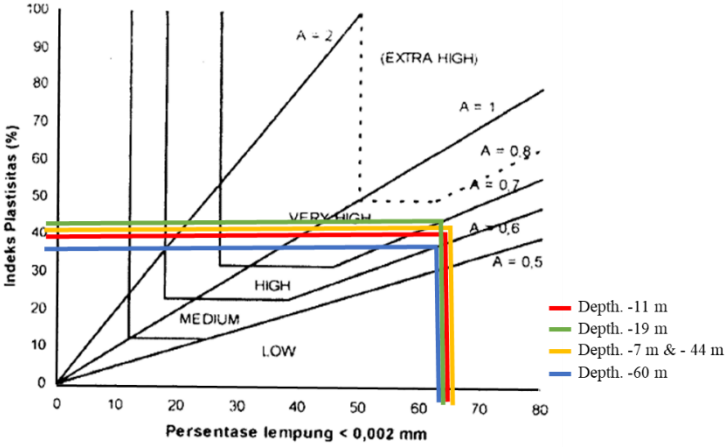
Gambar 4.4 Klasifikasi data tanah dasar dengan sistem Cassagrande yang telah dimodifikasi

Tabel 4.8 Rekapitulasi Klasifikasi Data Tanah dengan Sistem Cassagrande yang Telah Dimodifikasi

Depth m	**LL** (%)	**IP** (%)	**Tingkat Mengembang**	**Keterangan Garis**
-7	74.185	41.416	Tinggi	KUNING
-11	73.330	39.610	Tinggi	MERAH
-19	75.011	42.935	Tinggi	HIJAU
-44	74.475	41.430	Tinggi	KUNING
-60	70.710	36.150	Tinggi	BIRU

Berdasarkan rekapitulasi **Tabel 4.8** didapatkan hasil klasifikasi sistem Cassagrande yang telah dimodifikasi Suhu (2010) dalam Sudijanto (2014) bahwa tingkat pengembangan tanah di lokasi studi tergolong tinggi.

b. Klasifikasi data tanah dengan sistem Merwe
Hasil data tanah yang diplotkan pada **Gambar 2.4** adalah sebagai berikut (**Gambar 4.5** dan **Tabel 4.9**) :



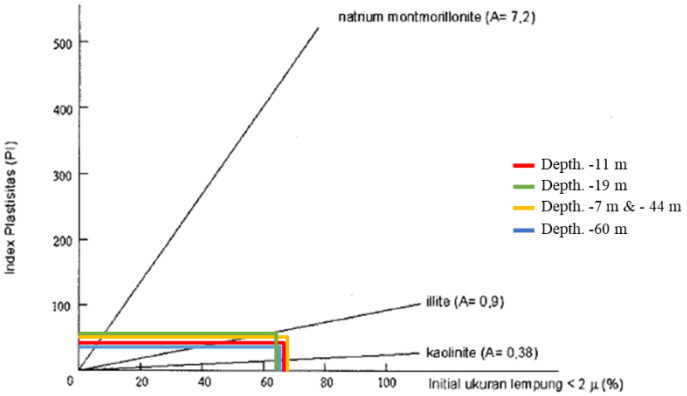
Gambar 4.5 Klasifikasi data tanah dasar dengan sistem Merwe

Tabel 4.9 Rekapitulasi Klasifikasi Data Tanah dengan Sistem Merwe

Depth m	**c** (%)	**IP** (%)	**Tingkat Mengembang**	**Keterangan Garis**
-7	65.310	41.416	Tinggi	KUNING
-11	65.290	39.610	Tinggi	MERAH
-19	63.222	42.935	Tinggi	HIJAU
-44	65.989	41.430	Tinggi	KUNING
-60	63.570	36.150	Tinggi	BIRU

Berdasarkan **Tabel 4.9** didapatkan hasil klasifikasi sistem Merwe, bahwa tanah pada lokasi studi tingkat mengembangnya tergolong tinggi.

c. Variasi indeks plastisitas (IP) dengan persentase fraksi lempung < 0,002 mm (c) serta korelasi nilai aktivitas (A) dengan besar potensi pengembangan menurut Skempton. Hasil data tanah yang diplotkan terhadap **Gambar 2.5** dapat dilihat sebagai berikut (**Gambar 4.6** dan **Tabel 4.10**) :



Gambar 4.6 Hasil variasi indeks plastisitas dan persen fraksi lempung terhadap data tanah di lokasi studi

Tabel 4.10 Rekapitulasi Hasil Variasi Indeks Plastisitas dengan Persen Fraksi Lempung

Depth m	**c** (%)	**IP** (%)	**Jenis Mineral Lempung**	**Keterangan Garis**
-7	65.310	41.416	Illite	KUNING
-11	65.290	39.610	Illite	MERAH
-19	63.222	42.935	Illite	HIJAU
-44	65.989	41.430	Illite	KUNING
-60	63.570	36.150	Illite	BIRU

Berdasarkan hasil rekapitulasi dari **Gambar 4.6** dan **Tabel 4.10** dapat dilihat bahwa jenis mineral yang menyusun tanah lempung pada lokasi studi adalah Illite dengan nilai aktivitas tanah < 0,9.

Contoh perhitungan nilai aktivitas tanah adalah sebagai berikut :

- Kedalaman hingga 7 meter :

$$\text{Aktivitas (Ac)} = \frac{\text{IP}}{\text{c}-5} = \frac{41{,}416\%}{65{,}310\%-5} = 0{,}69$$

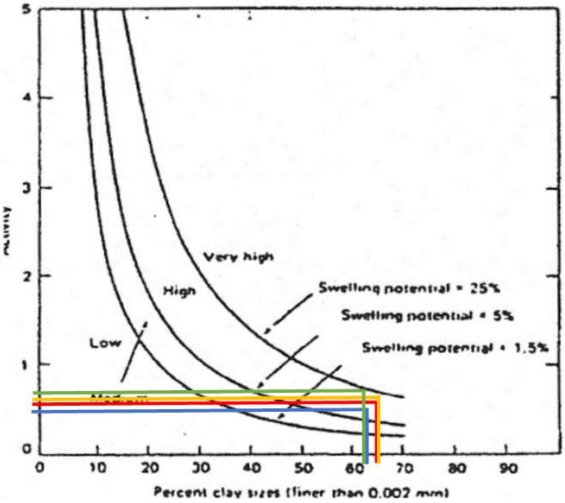
Hasil perhitungan nilai aktivitas dan korelasinya dengan potensi mengembang yang didasarkan pada **Tabel 2.9** menurut Skempton adalah sebagai berikut (**Tabel 4.11**) :

Tabel 4.11 Rekapitulasi Nilai Aktivitas Tanah dengan Potensi Pengembangan menurut Skempton

Depth m	**c** (%)	**IP** (%)	**Aktivitas (Ac)**	**Potensi Pengembangan**
-7	65.310	41.416	0.69	Rendah
-11	65.290	39.610	0.66	Rendah
-19	63.222	42.935	0.74	Rendah
-44	65.989	41.430	0.68	Rendah
-60	63.570	36.150	0.62	Rendah

Berdasarkan tabel diatas, dapat dilihat bahwa potensi pengembangan tanah di lokasi studi menurut Skempton (1953) tergolong rendah.

d. Hubungan antara nilai aktivitas tanah (A) dengan persen fraksi lempung (c) menurut Seed dkk (1962).
Hasil data tanah yang diplotkan terhadap **Gambar 2.6** dapat dilihat sebagai berikut (**Gambar 4.7** dan **Tabel 4.12**) :



Gambar 4.7 Hasil korelasi antara nilai aktivitas tanah (A) dengan persen fraksi lempung (c) menurut Seed dkk

Tabel 4.12 Hasil Rekapitulasi Nilai Aktivitas Tanah dengan Tingkat Pengembangan menurut Seed dkk

Depth m	c (%)	IP (%)	Aktivitas (Ac)	Tingkat Mengembang	Keterangan Garis
-7	65.310	41.416	0.69	Tinggi	KUNING
-11	65.290	39.610	0.66	Tinggi	MERAH
-19	63.222	42.935	0.74	Tinggi	HIJAU
-44	65.989	41.430	0.68	Tinggi	KUNING
-60	63.570	36.150	0.62	Tinggi	BIRU

Berdasarkan **Tabel 4.12** hasil korelasi nilai aktivitas (A) dengan potensi pengembangan tanah menurut Seed dkk, bahwa tanah pada lokasi studi tingkat pengembangannya tergolong tinggi.

e. Pengujian dengan cara tidak langsung, dengan indeks dasar tanah yaitu batas cair (LL) dan indeks plastisitas (IP) menurut Snethen (1977).
Hasil data tanah yang diplotkan terhadap **Tabel 2.10** dapat dilihat bahwa data indeks plastisitas pada lokasi studi hingga kedalaman - 60 meter nilainya > 35% dan nilai batas cairnya > 60%, sehingga klasifikasi terhadap potensi pengembangan tanah tergolong tinggi dengan nilai potensi pengembangan > 1,5. Berikut merupakan hasil rekapitulasinya (**Tabel 4.13**) :

Tabel 4.13 Rekapitulasi Uji Tidak Langsung antara LL dan IP dengan Potensi Pengembangan menurut Snethen (1977)

Depth	Atterberg Limits			Potensi Pengembangan	Klasifikasi Potensi Pengembangan
	LL	PL	IP		
m	%	%	%	%	
-7	74.185	32.769	41.416	> 1.5	Tinggi
-11	73.330	33.720	39.610	> 1.5	Tinggi
-19	75.011	32.073	42.935	> 1.5	Tinggi
-44	74.475	32.961	41.430	> 1.5	Tinggi
-60	70.710	34.560	36.150	> 1.5	Tinggi

f. Nilai persen pengembangan menurut Seed dkk (1962).
Contoh perhitungan nilai persen pengembangan tanah adalah sebagai berikut :

- Kedalaman hingga 7 meter :

$$S = (2{,}16 \times 10^{-3})(\text{IP})^{2{,}44}$$
$$S = (2{,}16 \times 10^{-3})(41{,}416)^{2{,}44}$$
$$S = 19{,}070\ \%$$

Berdasarkan hasil perhitungan, dapat dilihat bahwa nilai persen pengembangan tanah sebesar 19,070 % dimana masuk dalam rentang 5 – 25 % yang artinya memiliki derajat ekspansi tinggi. Berikut merupakan rekapitulasi hasil nilai persen pengembangan terhadap derajat ekspansi (**Tabel 4.14**).

Tabel 4.14 Rekapitulasi Nilai Pengembangan dengan Derajat Ekspansi Menurut Seed dkk (1962)

Depth m	IP %	Potensi Pengembangan (S) %	Derajat Ekspansi
-7	41.416	19.070	Tinggi
-11	39.610	17.104	Tinggi
-19	42.935	20.821	Tinggi
-44	41.430	19.085	Tinggi
-60	36.150	13.685	Tinggi

Berdasarkan 6 metode analisis potensi kembang susut tanah yang dilakukan di atas, 5 metode diantaranya menyebutkan bahwa tanah pada lokasi studi memiliki potensi kembang susut tanah yang tergolong tinggi. Hanya 1 metode yaitu analisis menurut Skempton (1953) dengan menggunakan nilai aktivitas dengan persen fraksi lempung yang menyatakan bahwa potensi tanah pada lokasi studi tergolong rendah. Hal ini perlu diperhatikan dalam perencanaan bangunan struktur diatasnya, terutama pada pelat *basement*.

Dikarenakan pada lokasi studi terdapat potensi kembang susut tanah yang cukup tinggi, maka perlu dilakukan perhitungan tekanan mengembang (*swelling pressure*) terhadap tanah dibawah *basement* untuk mengetahui besar gaya tekan oleh tanah. Perhitungan ini nantinya akan ditambahkan pada saat kontrol *uplift* pada pelat pondasi. Berikut merupakan perhitungannya :

- *Swelling pressure* menurut Komornik dan David (1969) dalam Tu (2015)

  Log Ps $= -2{,}132 + 0{,}0208(LL) + 6{,}65 \times 10^{-4}(\gamma d) - 0{,}0269(wc)$

  $= -2{,}132 + 0{,}0208\left(\frac{74{,}185+73{,}333}{2}\right) + 6{,}65 \times 10^{-4}\ \left(\frac{1{,}101+1{,}119}{2}\right) - 0{,}0269\left(\frac{41{,}572+42{,}51}{2}\right)$

  $= -1{,}728$

  Ps $= 10^{-1{,}728}$

  $= 0{,}019\ t/m^2$

- *Swelling pressure* menurut Dedier (1973) dalam Mowafy (1978) :

  Log Ps = 0,0294(c) -1,923

  $= 0{,}0294(\frac{65{,}31+65{,}29}{2})$-1,923

  = -1,903

  Ps = $10^{-1{,}903}$

  = 0,0125 kg/cm^2

  = 0,125 t/m^2

- *Swelling pressure* menurut Rabba (1975) dalam Mowafy (1978) :

  Log Ps = 2,5(γd + 0,006(c))-4

  $= 2{,}5((\frac{1{,}101+1{,}119}{2}) + 0{,}006(\frac{65{,}31+65{,}29}{2})) - 4$

  = -0,245

  Ps = $10^{-0{,}245}$

  = 0,569 t/m^2

- *Swelling pressure* menurut Vijayvergiya & Ghazzaly (1973) dalam Al-Rawas (2005) :

  Log Ps = (0,4(LL) – wc – 0,4)/12

  $= (0{,}4(\frac{74{,}185+73{,}333}{2}) - \frac{41{,}572+42{,}51}{2} - 0{,}4)/12$

  = -1,078

  Ps = $10^{-1{,}078}$

  = 0,084 t/m^2

- *Swelling pressure* menurut Erzin dan Erol (2004) dalam Tu (2015) :

  Log Ps = -5,020 + 0,01383(IP) + 2,356(γd)

  $= -5{,}020 + 0{,}01383(\frac{41{,}416+39{,}610}{2}) + 2{,}356(\frac{1{,}101+1{,}119}{2})$

  = -1,844

  Ps = $10^{-1{,}844}$

  = 0,014 t/m^2

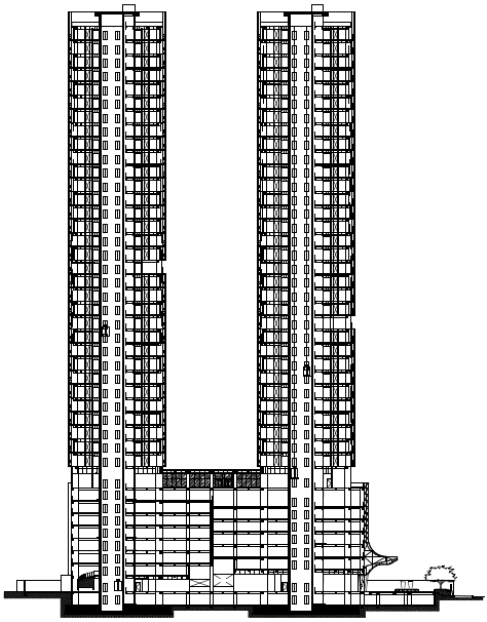
Berdasarkan beberapa perhitungan diatas, digunakan *swelling pressure* menurut Rabba (1975) karena didapatkan nilai *swelling pressure* paling besar diantara yang lainnya yaitu sebesar 0,569 t/m^2 untuk selanjutnya dipakai analisis terhadap kontrol *uplift* pondasi.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V
STRUKTUR ATAS

5.1. Data Struktur Atas

Data struktur atas dibutuhkan dalam perencanaan agar struktur bawah yang akan direncanakan kuat menahan beban yang bekerja pada Apartemen Tamansari Emerald. Pada analisis kali ini tidak dilakukan permodelan ulang pada struktur atas gedung apartemen namun data yang digunakan adalah data struktur sekunder yang diperoleh dari perencana struktur dengan perencanaan awal mengacu pada peraturan yang berlaku. Bangunan struktur gedung Apartemen Tamansari Emerald terlihat seperti pada **Gambar 5.1** berikut :



Gambar 5.1 Tampak bangunan Apartemen Tamansari Emerald
Sumber : PT. WIKA Bangunan Gedung

5.1.1. Data Perencanaan

Perencanaan Gedung Apartemen Tamansari Emerald oleh perencana struktur digunakan beton bertulang pada keseluruhan struktur gedung. Data bangunan yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Tipe Bangunan : Gedung Apartemen
- Lokasi : Citraland, Surabaya
- Ketinggian Lantai :
  - Lt. *Basement* : 3,5 m
  - Area *Lobby* : 4 m
  - Parkir Lt.1 – Lt. 7 : 3,2 m
  - Lt. 9 - Lt.41 : 3,5 m
- Mutu Beton (f'c) :
  - Balok : 25 Mpa
  - Pelat : 25 Mpa
  - Kolom dan *Shear wall* : 30 s.d 40 Mpa
  - Pondasi tiang : 40 Mpa
- Mutu Baja (fy) :
  - Tulangan Baja Polos : 240 Mpa
  - Tulangan Baja Ulir : 390 Mpa

5.1.2. Pembebanan

Pembebanan yang dipakai oleh perencana struktur dalam memodelkan struktur bangunan apartemen ini terdiri dari beban mati, beban hidup dan beban hujan yang mengacu pada SNI Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung (SNI 2847:2013), serta beban gempa yang mengacu pada Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726:2012). Berikut merupakan beban-beban yang bekerja pada lokasi studi :

1. Beban Mati

   Beban mati pada perencanaan gedung ini terdiri atas berat sendiri masing-masing elemen struktur antara lain berat pelat, balok, kolom dan struktur atap. Dasar dari perhitungan beban mati ini adalah dimensi elemen

struktur dikali dengan berat jenis bahan konstruksi yang dapat dilihat sebagai berikut :

- Beban dinding bata ringan : 108 kg/m^2
- Beban dinding ACP : 5,6 kg/m^2
- Finishing lantai dan plafond : 150 kg/m^2

2. Beban Hidup

   Beban hidup lantai yang bekerja pada struktur apartemen ini berupa beban terbagi rata yang disesuaikan dengan masing-masing fungsi ruangan. Berikut merupakan penjabarannya :

   - Beban hidup lantai ruang hunian : 200 kg/m^2
   - Beban hidup lantai parkir : 300 kg/m^2
   - Beban hidup lantai taman (atap podium) : 480 kg/m^2
   - Beban hidup lantai kolam : 1200 kg/m^2

3. Beban Gempa

   Beban gempa yang didasarkan dari fungsi *response spectrum* pada wilayah gempa untuk daerah Surabaya-Jawa Timur dengan kelas situs tanah lunak, didapatkan :

   - Nilai Ss : 0,663
   - Nilai S1 : 0,248
   - Nilai Fa : 1,38
   - Nilai Fv : 3,01

4. Kombinasi Beban

   Perlu dilakukan kombinasi pembebanan untuk mendapatkan beban maksimum yang mungkin terjadi pada saat beban bekerja. Konfigurasi kombinasi pembebanan didasarkan pada SNI 1726:2012 sebagai berikut :

   - 1,4D
   - 1,2D + 1,6L + 0,5 (Lr atau R)
   - 1,2D + 1,6 (Lr atau R) + (L atau 0,5W)
   - 1,2D + 1,0W + L + 0,5 (Lr atau R)

- 1,2D + 1,0E + L
- 0,9D + 1,0W
- 0,9D + 1,0E

Pada perencanaan pondasi, digunakan pendekatan *elastic* dimana *safety factor* (SF=3), dengan kombinasi pembebanan berdasar pada *working load* :

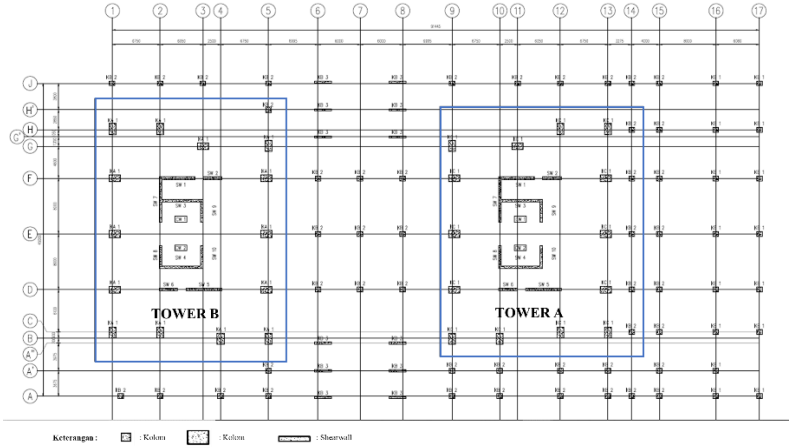
- D
- D + L
- D + (Lr atau R)
- D + 0,75L + 0,75 (Lr atau R)
- D + (0,6W atau 0,7E)
- D + 0,75 (0,6W atau 0,7E) + 0,75L + 0,75 (Lr atau R)
- 0,6D + 0,6W
- 0,6D + 0,7E

Dimana :

D = *Dead load* (Beban Mati)
L = *Life Load* (Beban Hidup)
E = *Earthquake Load* (Beban Gempa)
Lr = *Life Roof* (Beban Atap)
R = *Rainfall Load* (Beban Hujan)
W = *Wind Load* (Beban Angin)

5.1.3. Data Hasil Struktur Atas

Data hasil permodelan struktur atas yang didapatkan dari perencana merupakan gaya-gaya reaksi yang terjadi pada masing-masing perletakan dengan berbagai kombinasi yang digunakan. Denah titik-titik perletakan (kolom) dapat dilihat pada **Gambar 5.2**.



Gambar 5.2 Denah titik perletakan kolom dan *shearwall*

Hasil dari permodelan struktur ini dibagi menjadi 2 area, yaitu Area Podium dan Area Tower. Pada Area Podium dimana berdasarkan **Gambar 5.2** areanya berada di luar garis berwarna biru, gaya-gaya reaksi hasil permodelan strukturnya merupakan gaya yang terjadi pada masing-masing titik perletakan (kolom). Sedangkan Area Tower dimana pada **Gambar 5.2** berlokasi di area bagian dalam dari garis warna biru, gaya-gaya reaksi hasil analisis yang didapatkan sudah berupa total semua gaya yang bekerja pada kolom dan *shearwall* di area tersebut. Data hasil permodelan struktur atas yang dicantumkan adalah hasil dari salah satu kombinasi yang menyebabkan gaya-gaya maksimum terjadi pada struktur bangunan apartemen. Berikut merupakan rekapitulasi gaya-gaya maksimum yang bekerja pada masing-masing area (**Tabel 5.1** dan **Tabel 5.2**) :

Tabel 5. 1 Rekapitulasi Gaya-gaya Maksimum pada Area Podium

As	P ton	Mx ton.m	My ton.m	Fx ton	Fy ton
J1	211.89	8.88	4.44	2.523	4.528
J2	315.82	11.31	0.36	0.032	8.057
J3	424.14	55	3.28	3.112	12.754
J5	438.2	1.55	11.8	2.680	1.472
A4	466.18	13.68	5.03	0.791	3.450
A5	367.47	0.68	1.48	0.182	1.192
A2	441.27	60.2	6.39	3.501	8.069
A1	252.2	23	5.7	1.721	4.015
A'13	62.29	0.71	7.84	6.116	1.485
A'15	75.3	0.86	10.86	2.486	1.134
F6	571.57	2.2	2.21	1.210	0.465
F7	535.9	25.47	0.19	0.526	0.545
F8	522.42	3.14	0.29	1.164	0.540
F15	65.09	1.65	8.48	0.001	0.000
F16	79	2.08	12.24	7.095	2.474
E6	659.54	0.22	3.5	0.904	0.284
E7	587.93	0.21	0.15	0.216	0.210
E8	599.86	0.03	0.66	0.955	0.221
E15	70.06	0.06	9.22	0.000	0.000
E16	82.17	1.36	11.97	7.762	0.144
D6	652.1	0.41	0.95	0.529	1.362
D7	567.44	26.79	0.12	0.022	1.494
D8	595.88	0.16	0.79	0.675	1.452
D15	61.39	3.85	8.21	0.000	0.000
D16	71.9	5.96	9.9	6.954	2.399
A6	402.78	3.94	43.08	0.820	2.812
A8	412.29	3.88	93.06	0.072	2.460
A9	361.46	0.58	0.73	0.936	2.401
A10	424.59	2.09	2.29	0.090	1.542
A12	428.17	4.07	2.11	1.910	2.102
A13	281.84	7.39	1.57	1.890	2.102
A14	211.19	16.93	3.67	1.761	2.560
A15	27.42	0.81	1.97	0.482	1.878
A16	29.89	1.64	2.5	4.612	9.612
J6	341.5	5.1	43.85	1.106	2.228
J8	342.46	6.9	16.97	4.399	16.132
J9	388.33	52.75	2.81	5.223	16.375
J12	304.14	12.05	2.4	0.073	8.438
J11	381.69	54.54	5.08	0.682	8.478
J13	237.6	10.13	0.01	0.000	0.000
J14	164.87	4.59	3.69	1.997	7.012
J15	31.18	7.32	3.78	0.000	0.000

As	P ton	Mx ton.m	My ton.m	Fx ton	Fy ton
J16	37.93	6.25	5.94	4.541	9.341
H15	31.18	7.32	7.38	3.466	3.731
H16	37.93	6.25	5.94	7.886	5.753
C15	50.46	1.1	6.75	0.000	0.000
C16	60.97	1.53	8.66	8.942	4.736
C17	72.6	5.47	0.34	6.761	2.261
A17	59.21	5.73	0.5	4.156	7.048
D17	34.9	4.36	4.48	6.662	1.418
E17	41.21	1.29	4.17	7.032	0.145
F17	40.95	0.99	3.07	6.700	1.306
H17	38.68	0.54	3.66	7.013	3.192
J17	20.79	1.84	2.64	4.403	7.894
A'5	43.62	1.69	1.24	4.882	3.028
A'6	528.74	10.9	1.31	0.822	1.652
A'8	533.43	14.49	58.9	0.094	1.217
A'9	52.35	9.01	0.63	1.104	1.503
A'10	59.85	1.7	7	1.216	2.747
A'12	58.49	4.14	5.69	5.756	2.516
H'6	467	1.45	69.69	0.432	2.811
H'8	471.15	3.98	25.82	0.176	3.200
H6	549.25	1.36	16.53	0.432	2.811
H8	526.23	0.98	22.72	0.000	0.000
B6	651.43	4.37	15.45	0.815	1.911
B8	617.74	2.64	20.85	0.108	2.641

Sumber : Perencana Struktur

Tabel 5. 2 Rekapitulasi Total Gaya Maksimum yang Bekerja pada Area Tower

As	P ton	Mx ton.m	My ton.m	Fx ton	Fy ton
Tower A	47451.81	259.858	580.685	882.825	412.020
Tower B	45998.02	327.6	427.9498	946.989	419.870

Sumber : Perencana Struktur

Dengan :

P = Beban aksial pondasi (ton)
Mx = Momen arah x (ton.m)
My = Momen arah y (ton.m)
Fx = Gaya horizontal arah x (ton)
Fy = Gaya horizontal arah y (ton)

Hasil data-data beban pada **Tabel 5.1** dan **Tabel 5.2** kemudian akan digunakan untuk analisis serta perencanaan pondasi pada lokasi studi.

BAB VI
PERENCANAAN PONDASI

6.1. Analisis Pondasi Eksisting

Pondasi eksisting yang digunakan pada Apartemen Tamansari Emerald adalah pondasi *raft on pile* dimana digunakan *prestressed concrete spun pile* produksi PT. WIKA (Wijaya Karya) Beton berdiameter 60 cm dengan spesifikasi sebagai berikut :

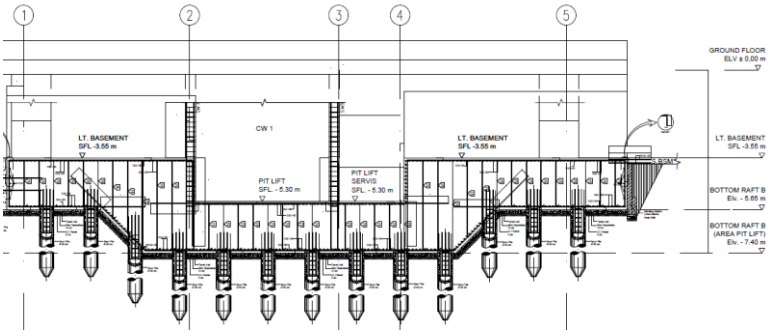
- *Outside diameter* = 600 mm
- *Thickness wall* = 100 mm
- *Unit weight* = 393 kg/m
- *Class* = A1
- *Moment Crack* = 17 tm
- *Allowable axial load* = 252,7 ton
- Mutu beton (f'c) = 40 Mpa

Spesifikasi lebih lengkap dapat dilihat pada brosur PT. WIKA Beton pada **Lampiran 8**.

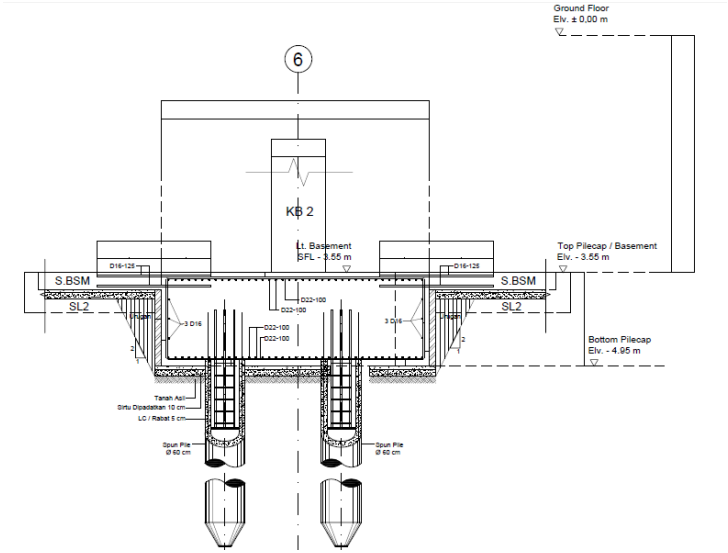
Pada kondisi eksisting pondasi ditanam hingga kedalaman – 48 meter dari permukaan tanah, sehingga pada area tower panjang pondasi tertanam yaitu sepanjang 40,5 meter sedangkan pada area podium panjang pondasi tertanam sepanjang 43 meter. Pada Sub bab ini, tidak dilakukan kontrol terhadap daya dukung dari pondasi *raft* nya sendiri sebagai pondasi dangkal dikarenakan daya dukung pada pondasi *raft* dianggap sangat kecil dalam membantu tanah menahan struktur diatasnya. Selain itu juga dipilih kondisi paling kritis dimana daya dukung hanya ditumpu oleh pondasi dalam saja. Analisis pondasi eksisting yang akan dilakukan meliputi perhitungan daya dukung pondasi dalam, kontrol kapasitas 1 pondasi tiang, kontrol pondasi tiang dalam grup, kontrol spesifikasi bahan, kontrol momen dan lateral tiang, serta kontrol penurunan pondasi tiang dalam grup yang dibagi menjadi dua area, yaitu area tower dan area podium. Analisis lebih detail akan dibahas pada sub bab selanjutnya.

6.1.1. Perhitungan Daya Dukung

Perhitungan daya dukung pondasi dalam dilakukan untuk mengetahui besar daya dukung tiap kedalaman tanah yang juga dipengaruhi oleh dimensi pondasi tiang itu sendiri. Pada perhitungan daya dukung pondasi eksisting, dilakukan hanya pada diameter pondasi berukuran 60 cm saja karena dimensi tersebut yang digunakan pada kondisi eksisting lokasi studi. Data yang digunakan dalam perhitungan daya dukung ini adalah data tanah yang berupa nilai N-SPT. Dilakukan dua kali perhitungan daya dukung, yang pertama pada area tower dimana pondasi tiang mulai ditanam pada kedalaman -7,5 meter (**Gambar 6.1**). Perhitungan kedua dilakukan pada area podium dimana pondasi tiang mulai ditanam pada kedalaman -5 meter (**Gambar 6.2**). Analisis daya dukung juga dilakukan dengan dua metode yaitu, metode Meyerhof dan Bazaraa serta Metode Luciano Decourt dengan cara seperti yang sudah ditulis pada **Sub Bab 2.3.1**.



Gambar 6.1 Area Tower dengan kedalaman pondasi tiang mulai pada -7,5 meter



Gambar 6.2 Area Podium dengan kedalaman pondasi tiang mulai pada -5 meter

6.1.1.1. Metode Meyerhof dan Bazaraa

Berikut merupakan contoh perhitungan pondasi tiang di area tower pada kedalaman tanah 20 meter dengan jenis tanah lempung dan dimensi pondasi tiang sebesar 60 cm :

- Nilai N-SPT = 18
- Koreksi terhadap muka air tanah
  Jenis tanah pada lokasi studi adalah lempung, sehingga Nilai N-SPT tidak perlu dikoreksi terhadap muka air tanah.
  N-SPT = 18
- Koreksi terhadap tekanan *overburden* tanah
  Dikarenakan pada jenis tanah lempung tidak ada koreksi terhadap muka air tanah, maka nilai N-SPT perlu dikoreksi terhadap tekanan *overburden* tanah, dimana dianggap kondisi ini adalah kondisi yang paling menentukan.

$\sigma'_0 = \sum \sigma'_{0(diatasnya)} + (\gamma' x\ h)$
$\sigma'_0 = 8{,}81 + (0{,}742 \times 0{,}25)$
$\sigma'_0 = 8{,}99\ t/m^2$
Nilai $\sigma'_0 > 7{,}5\ t/m^2$, sehingga nilai N-SPT perlu dikoreksi dengan rumusan :

$$N_{corr} = \frac{4N_1}{3{,}25+0{,}1\sigma'_0} = \frac{4(18)}{3{,}25+0{,}1(8{,}99)} = 17{,}35$$

N koreksi terhadap tekanan overburden perlu dibandingkan dengan 2 kali nilai N-SPT yang kemudian digunakan nilai terkecil dari perbandingan keduanya.
2N-SPT= 2(18) = 36
$N_{(pakai)} = 17{,}35$

- Nilai N rata-rata 4D ke bawah dan 8D ke atas
  4D = 4(0,6) = 2,4 meter (20 + 2,4 = 22,4 meter)
  8D = 8(0,6) = 4,8 meter (20 – 4,8 = 15,2 meter)
  $N_{rata-rata} = 15{,}7$
- Menghitung kekuatan ujung tiang (Qp)
  $Qp = 40\ N_{rata-rata} \times Ap$
  $Qp = 40(15{,}7) \times \frac{\pi}{4}(0{,}6)^2$
  $Qp = 177{,}52$ ton
- Menghitung hambatan geser selimut tiang (Qs)
  $fsi = N_{(pakai)} / 2$ (karena jenis tanah lempung)
  $fsi = 15{,}7 / 2$
  $fsi = 8{,}68$
  $Rsi = fsi \times As$
  $Rsi = fsi \times \pi \times d \times h_{increment}$
  $Rsi = 8{,}68 \times \pi \times 0{,}6 \times 0{,}25$
  $Rsi = 4{,}09$
  $Qs = \sum Rsi_{(diatasnya)} + Rsi$
  $Qs = 200{,}8 + 4{,}09$
  $Qs = 204{,}89$ ton
- Menghitung Qultimate (Qult)
  $Qult = Qp + Qs$
  $Qult = 177{,}52 + 204{,}89$
  $Qult = 382{,}42$ ton

- Menghitung Qijin
  Qijin = Qult/SF (dengan SF = 3)
  Qijin = 382,42/3
  Qijin = 127,47 ton

Hasil perhitungan daya dukung pondasi tiang di area Tower dengan perhitungan dimulai pada elevasi -7,5 meter dan area podium dengan perhitungan dimulai pada elevasi -5 meter tercantum pada **Tabel 6.1**, **Tabel 6.2** serta pada **Gambar 6.3** dan **Gambar 6.4** berikut :

Tabel 6. 1 Daya Dukung Pondasi Tiang (Diameter 60 cm) Metode Meyerhof dan Bazaraa pada Area Tower

Kedalaman (m)	N	Jenis Tanah	Qp ton	Qs (ton)	Q_{ult} (ton)	$Q_{ijin} = Q_{ult}/SF$ (ton)
7.50	6.50	Lempung	172.47	3.06	175.54	58.51
7.75	6.75	Lempung	175.30	6.24	181.54	60.51
8.00	7.00	Lempung	178.13	9.54	187.67	62.56
8.25	7.25	Lempung	180.96	12.96	193.91	64.64
8.50	7.50	Lempung	183.78	16.49	200.28	66.76
8.75	7.75	Lempung	186.61	20.15	206.76	68.92
9.00	8.00	Lempung	189.43	23.92	213.35	71.12
9.25	8.25	Lempung	192.08	27.80	219.88	73.29
9.50	8.50	Lempung	194.58	31.81	226.38	75.46
9.75	8.75	Lempung	196.94	35.93	232.87	77.62
10.00	9.00	Lempung	198.93	40.17	239.10	79.70
10.25	9.25	Lempung	200.62	44.53	245.15	81.72
10.50	9.50	Lempung	202.05	49.01	251.06	83.69
10.75	9.75	Lempung	203.26	53.60	256.86	85.62
11.00	10.00	Lempung	204.28	58.32	262.60	87.53
11.25	10.50	Lempung	205.15	63.14	268.29	89.43
11.50	11.00	Lempung	205.88	68.03	273.91	91.30
11.75	11.50	Lempung	206.49	72.97	279.45	93.15
12.00	12.00	Lempung	206.86	77.95	284.81	94.94
12.25	12.25	Lempung	207.02	82.89	289.91	96.64
12.50	12.50	Lempung	209.07	87.77	296.84	98.95
12.75	12.75	Lempung	210.77	92.60	303.37	101.12
13.00	13.00	Lempung	212.23	97.39	309.62	103.21
13.25	13.25	Lempung	213.46	102.14	315.60	105.20
13.50	13.50	Lempung	214.47	106.85	321.31	107.10
13.75	13.75	Lempung	215.24	111.52	326.76	108.92
14.00	14.00	Lempung	215.46	116.15	331.61	110.54
14.25	14.00	Lempung	215.14	120.67	335.81	111.94
14.50	14.00	Lempung	214.28	125.07	339.36	113.12
14.75	14.00	Lempung	212.91	129.38	342.29	114.10
15.00	14.00	Lempung	211.14	133.58	344.72	114.91
15.25	14.25	Lempung	208.97	137.76	346.73	115.58
15.50	14.50	Lempung	206.41	141.93	348.34	116.11
15.75	14.75	Lempung	203.48	146.07	349.55	116.52

Kedalaman (m)	N	Jenis Tanah	Qp ton	Qs (ton)	Q_{ult} (ton)	$Q_{ijin} = Q_{ult}/SF$ (ton)
16.00	15.00	Lempung	200.63	150.19	350.82	116.94
16.25	14.50	Lempung	197.85	154.09	351.95	117.32
16.50	14.00	Lempung	195.25	157.78	353.03	117.68
16.75	13.50	Lempung	192.82	161.27	354.09	118.03
17.00	13.00	Lempung	190.56	164.57	355.13	118.38
17.25	12.75	Lempung	188.66	167.73	356.39	118.80
17.50	12.50	Lempung	187.09	170.78	357.87	119.29
17.75	12.25	Lempung	185.85	173.72	359.57	119.86
18.00	12.00	Lempung	184.66	176.54	361.21	120.40
18.25	12.75	Lempung	183.51	179.53	363.04	121.01
18.50	13.50	Lempung	182.40	182.68	365.08	121.69
18.75	14.25	Lempung	181.32	185.99	367.31	122.44
19.00	15.00	Lempung	180.27	189.46	369.73	123.24
19.25	15.75	Lempung	179.39	193.09	372.47	124.16
19.50	16.50	Lempung	178.65	196.87	375.52	125.17
19.75	17.25	Lempung	178.07	200.80	378.87	126.29
20.00	18.00	Lempung	177.52	204.89	382.42	127.47
20.25	18.00	Lempung	176.90	208.96	385.86	128.62
20.50	18.00	Lempung	176.19	213.01	389.21	129.74
20.75	18.00	Lempung	175.40	217.05	392.45	130.82
21.00	18.00	Lempung	174.71	221.07	395.78	131.93
21.25	18.00	Lempung	174.44	225.07	399.51	133.17
21.50	18.00	Lempung	174.59	229.05	403.63	134.54
21.75	18.00	Lempung	175.13	233.01	408.14	136.05
22.00	18.00	Lempung	175.88	236.96	412.84	137.61
22.25	17.75	Lempung	176.72	240.84	417.56	139.19
22.50	17.50	Lempung	177.65	244.64	422.29	140.76
22.75	17.25	Lempung	178.67	248.37	427.04	142.35
23.00	17.00	Lempung	179.92	252.04	431.96	143.99
23.25	17.25	Lempung	180.96	255.74	436.71	145.57
23.50	17.50	Lempung	181.80	259.48	441.28	147.09
23.75	17.75	Lempung	182.43	263.26	445.70	148.57
24.00	18.00	Lempung	182.78	267.08	449.86	149.95
24.25	17.75	Lempung	182.84	270.83	453.66	151.22
24.50	17.50	Lempung	182.62	274.50	457.12	152.37
24.75	17.25	Lempung	182.12	278.12	460.24	153.41
25.00	17.00	Lempung	181.34	281.66	463.00	154.33
25.25	17.25	Lempung	180.57	285.24	465.82	155.27
25.50	17.50	Lempung	179.81	288.86	468.67	156.22
25.75	17.75	Lempung	179.05	292.52	471.57	157.19
26.00	18.00	Lempung	178.38	296.21	474.59	158.20
26.25	18.00	Lempung	177.80	299.89	477.69	159.23
26.50	18.00	Lempung	177.31	303.55	480.86	160.29
26.75	18.00	Lempung	176.90	307.20	484.10	161.37
27.00	18.00	Lempung	176.58	310.83	487.41	162.47
27.25	18.00	Lempung	176.43	314.45	490.88	163.63
27.50	18.00	Lempung	176.45	318.06	494.51	164.84
27.75	18.00	Lempung	176.65	321.65	498.30	166.10
28.00	18.00	Lempung	176.94	325.23	502.17	167.39
28.25	18.25	Lempung	177.14	328.84	505.98	168.66
28.50	18.5	Lempung	177.26	332.49	509.74	169.91

Kedalaman (m)	N	Jenis Tanah	Qp ton	Qs (ton)	Q_{ult} (ton)	$Q_{ijin} = Q_{ult}/SF$ (ton)
28.75	18.75	Lempung	177.29	336.17	513.46	171.15
29.00	19	Lempung	177.23	339.89	517.12	172.37
29.25	19.25	Lempung	177.27	343.64	520.91	173.64
29.50	19.5	Lempung	177.39	347.43	524.82	174.94
29.75	19.75	Lempung	177.60	351.25	528.85	176.28
30.00	20	Lempung	177.90	355.10	533.01	177.67
30.25	20	Lempung	178.12	358.94	537.06	179.02
30.50	20	Lempung	178.26	362.77	541.02	180.34
30.75	20	Lempung	178.31	366.58	544.88	181.63
31.00	20	Lempung	178.35	370.37	548.72	182.91
31.25	20	Lempung	178.47	374.15	552.63	184.21
31.50	20	Lempung	178.67	377.92	556.59	185.53
31.75	20	Lempung	178.95	381.68	560.62	186.87
32.00	20	Lempung	179.30	385.42	564.72	188.24
32.25	20	Lempung	179.73	389.14	568.87	189.62
32.50	20	Lempung	180.23	392.86	573.09	191.03
32.75	20	Lempung	180.81	396.56	577.37	192.46
33.00	20	Lempung	181.46	400.24	581.71	193.90
33.25	20.25	Lempung	182.11	403.96	586.07	195.36
33.50	20.5	Lempung	182.74	407.71	590.46	196.82
33.75	20.75	Lempung	183.37	411.50	594.87	198.29
34.00	21	Lempung	183.92	415.31	599.23	199.74
34.25	21.25	Lempung	184.39	419.16	603.55	201.18
34.50	21.5	Lempung	184.77	423.04	607.81	202.60
34.75	21.75	Lempung	185.08	426.95	612.03	204.01
35.00	22	Lempung	185.38	430.89	616.27	205.42
35.25	22.25	Lempung	185.76	434.86	620.62	206.87
35.50	22.5	Lempung	186.21	438.86	625.07	208.36
35.75	22.75	Lempung	186.73	442.89	629.62	209.87
36.00	23	Lempung	187.10	446.96	634.06	211.35
36.25	23	Lempung	187.34	451.01	638.35	212.78
36.50	23	Lempung	187.44	455.04	642.48	214.16
36.75	23	Lempung	187.40	459.06	646.46	215.49
37.00	23	Lempung	187.36	463.07	650.43	216.81
37.25	23.25	Lempung	187.33	467.10	654.43	218.14
37.50	23.5	Lempung	187.30	471.17	658.47	219.49
37.75	23.75	Lempung	187.26	475.27	662.53	220.84
38.00	24	Lempung	187.31	479.39	666.69	222.23
38.25	23.5	Lempung	187.34	483.41	670.75	223.58
38.50	23	Lempung	187.37	487.34	674.71	224.90
38.75	22.5	Lempung	187.40	491.17	678.56	226.19
39.00	22	Lempung	187.48	494.90	682.38	227.46
39.25	22	Lempung	187.63	498.62	686.25	228.75
39.50	22	Lempung	187.85	502.32	690.17	230.06
39.75	22	Lempung	188.12	506.02	694.14	231.38
40.00	22	Lempung	188.33	509.70	698.02	232.67
40.25	22.25	Lempung	188.45	513.41	701.86	233.95
40.50	22.5	Lempung	188.51	517.15	705.66	235.22
40.75	22.75	Lempung	188.50	520.92	709.42	236.47
41.00	23	Lempung	188.42	524.72	713.13	237.71
41.25	23.5	Lempung	188.33	528.58	716.92	238.97

Kedalaman (m)	N	Jenis Tanah	Qp ton	Qs (ton)	Q_{ult} (ton)	$Q_{ijin} = Q_{ult}/SF$ (ton)
41.50	24	Lempung	188.25	532.52	720.78	240.26
41.75	24.5	Lempung	188.18	536.53	724.71	241.57
42.00	25	Lempung	188.23	540.61	728.84	242.95
42.25	25	Lempung	188.34	544.67	733.01	244.34
42.50	25	Lempung	188.52	548.72	737.23	245.74
42.75	25	Lempung	188.75	552.76	741.50	247.17
43.00	25	Lempung	189.10	556.78	745.88	248.63
43.25	25	Lempung	189.78	560.79	750.58	250.19
43.50	25	Lempung	190.80	564.79	755.59	251.86
43.75	25	Lempung	192.15	568.78	760.93	253.64
44.00	25	Lempung	193.70	572.75	766.45	255.48
44.25	25.5	Lempung	195.31	576.79	772.10	257.37
44.50	26	Lempung	196.97	580.89	777.87	259.29
44.75	26.5	Lempung	198.69	585.06	783.76	261.25
45.00	27	Lempung	200.54	589.30	789.84	263.28
45.25	27.75	Lempung	202.43	593.64	796.07	265.36
45.50	28.5	Lempung	204.38	598.08	802.45	267.48
45.75	29.25	Lempung	206.37	602.62	808.99	269.66
46.00	30	Lempung	208.17	607.26	815.43	271.81
46.25	30.25	Lempung	209.70	611.93	821.63	273.88
46.50	30.5	Lempung	210.97	616.61	827.58	275.86
46.75	30.75	Lempung	211.97	621.33	833.30	277.77
47.00	31	Lempung	212.72	626.06	838.78	279.59
47.25	31.5	Lempung	213.34	630.86	844.19	281.40
47.50	32	Lempung	213.83	635.71	849.54	283.18
47.75	32.5	Lempung	214.20	640.63	854.83	284.94
48.00	33	Lempung	214.51	645.60	860.12	286.71
48.25	32.5	Lempung	214.76	650.49	865.25	288.42
48.50	32	Lempung	214.95	655.28	870.23	290.08
48.75	31.5	Lempung	215.08	659.98	875.06	291.69
49.00	31	Lempung	215.21	664.60	879.81	293.27
49.25	30.5	Lempung	215.21	669.12	884.33	294.78
49.50	30	Lempung	215.08	673.56	888.64	296.21
49.75	29.5	Lempung	214.82	677.91	892.73	297.58
50.00	29	Lempung	214.61	682.17	896.78	298.93
50.25	28.75	Lempung	214.39	686.38	900.78	300.26
50.50	28.5	Lempung	214.16	690.54	904.70	301.57
50.75	28.25	Lempung	213.91	694.66	908.57	302.86
51.00	28	Lempung	213.64	698.72	912.37	304.12
51.25	28	Lempung	213.49	702.77	916.27	305.42
51.50	28	Lempung	213.46	706.81	920.27	306.76
51.75	28	Lempung	213.53	710.84	924.37	308.12
52.00	28	Lempung	213.26	714.85	928.11	309.37
52.25	28.75	Lempung	212.58	718.96	931.54	310.51
52.50	29.5	Lempung	211.48	723.17	934.65	311.55
52.75	30.25	Lempung	209.98	727.46	937.45	312.48
53.00	31	Lempung	208.08	731.85	939.94	313.31
53.25	31.75	Lempung	206.03	736.34	942.36	314.12
53.50	32.5	Lempung	203.82	740.91	944.73	314.91
53.75	33.25	Lempung	201.47	745.58	947.04	315.68

Kedalaman (m)	N	Jenis Tanah	Qp ton	Qs (ton)	Q_{ult} (ton)	$Q_{ijin} = Q_{ult}/SF$ (ton)
54.00	34	Lempung	199.47	750.34	949.80	316.60
54.25	32.75	Lempung	197.82	754.90	952.73	317.58
54.50	31.5	Lempung	196.54	759.29	955.82	318.61
54.75	30.25	Lempung	195.60	763.48	959.08	319.69
55.00	29	Lempung	195.06	767.49	962.56	320.85
55.25	27.75	Lempung	194.87	771.32	966.19	322.06
55.50	26.5	Lempung	195.02	774.96	969.98	323.33
55.75	25.25	Lempung	195.51	778.42	973.93	324.64
56.00	24	Lempung	196.00	781.70	977.70	325.90
56.25	25	Lempung	196.44	785.11	981.54	327.18
56.50	26	Lempung	196.82	788.64	985.46	328.49
56.75	27	Lempung	197.15	792.30	989.44	329.81
57.00	28	Lempung	197.48	796.08	993.56	331.19
57.25	29.25	Lempung	197.63	800.02	997.65	332.55
57.50	30.5	Lempung	197.61	804.12	1001.72	333.91
57.75	31.75	Lempung	197.41	808.37	1005.78	335.26
58.00	33	Lempung	196.93	812.78	1009.71	336.57
58.25	32.75	Lempung	196.26	817.14	1013.39	337.80
58.50	32.5	Lempung	195.36	821.45	1016.81	338.94
58.75	32.25	Lempung	194.21	825.72	1019.93	339.98
59.00	32	Lempung	192.79	829.95	1022.74	340.91
59.25	32	Lempung	191.63	834.16	1025.79	341.93
59.50	32	Lempung	190.78	838.36	1029.15	343.05
59.75	32	Lempung	190.28	842.55	1032.83	344.28
60.00	32	Lempung	190.17	846.73	1036.90	345.63

Sumber : Hasil Analisis

Tabel 6. 2 Daya Dukung Pondasi Tiang (Diameter 60 cm) Metode Meyerhof dan Bazaraa pada Area Podium

Kedalaman (m)	N	Jenis Tanah	Qp ton	Qs (ton)	Q_{ult} (ton)	$Q_{ijin} = Q_{ult}/SF$ (ton)
5.00	4	Lempung	115.92	1.88	117.81	39.27
5.25	4.25	Lempung	118.75	3.89	122.64	40.88
5.50	4.5	Lempung	121.58	6.01	127.59	42.53
5.75	4.75	Lempung	124.41	8.25	132.65	44.22
6.00	5	Lempung	127.23	10.60	137.84	45.95
6.25	5.25	Lempung	130.06	13.08	143.14	47.71
6.50	5.5	Lempung	132.72	15.67	148.39	49.46
6.75	5.75	Lempung	135.05	18.38	153.43	51.14
7.00	6	Lempung	137.10	21.21	158.30	52.77
7.25	6.25	Lempung	138.92	24.15	163.07	54.36
7.50	6.5	Lempung	140.54	27.21	167.75	55.92
7.75	6.75	Lempung	141.99	30.39	172.39	57.46
8.00	7.00	Lempung	143.30	33.69	177.00	59.00
8.25	7.25	Lempung	144.49	37.11	181.60	60.53
8.50	7.50	Lempung	145.56	40.64	186.21	62.07
8.75	7.75	Lempung	148.88	44.24	193.12	64.37

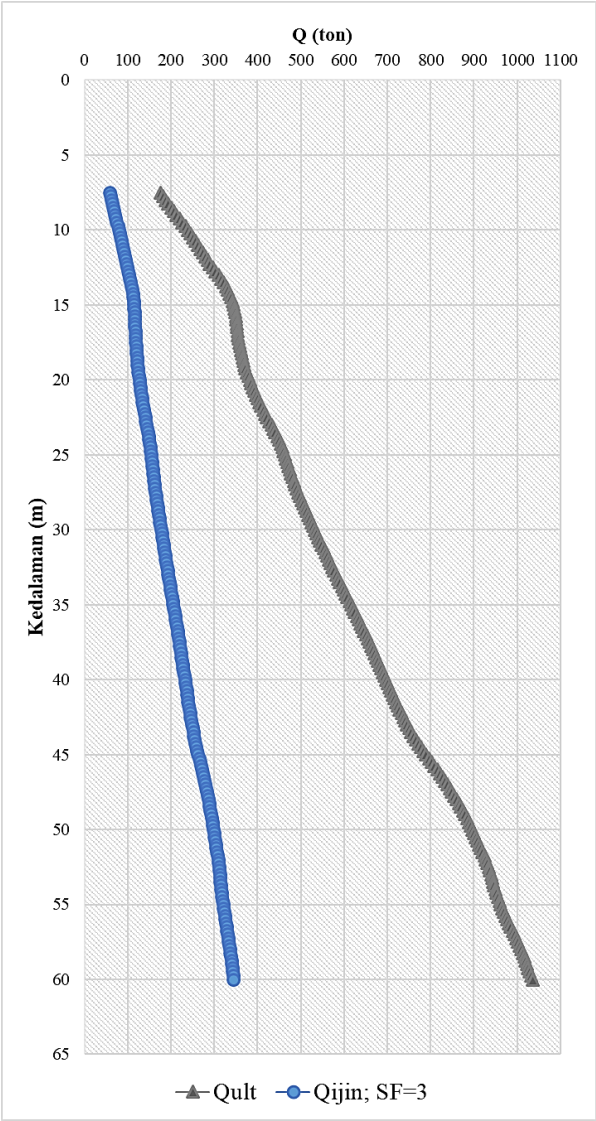
Kedalaman (m)	N	Jenis Tanah	Qp ton	Qs (ton)	Q_{ult} (ton)	$Q_{ijin} = Q_{ult}/SF$ (ton)
9.00	8.00	Lempung	147.60	47.83	195.43	65.14
9.25	8.25	Lempung	148.70	51.41	200.12	66.71
9.50	8.50	Lempung	149.85	54.99	204.84	68.28
9.75	8.75	Lempung	151.03	58.56	209.59	69.86
10.00	9.00	Lempung	154.23	62.12	216.35	72.12
10.25	9.25	Lempung	157.22	65.68	222.90	74.30
10.50	9.50	Lempung	159.99	69.23	229.22	76.41
10.75	9.75	Lempung	162.54	72.78	235.33	78.44
11.00	10.00	Lempung	164.88	76.33	241.21	80.40
11.25	10.50	Lempung	167.01	79.95	246.96	82.32
11.50	11.00	Lempung	168.92	83.65	252.57	84.19
11.75	11.50	Lempung	170.62	87.41	258.04	86.01
12.00	12.00	Lempung	172.01	91.25	263.25	87.75
12.25	12.25	Lempung	173.07	95.07	268.14	89.38
12.50	12.50	Lempung	173.83	98.87	272.70	90.90
12.75	12.75	Lempung	174.28	102.67	276.95	92.32
13.00	13.00	Lempung	174.53	106.45	280.98	93.66
13.25	13.25	Lempung	174.58	110.22	284.80	94.93
13.50	13.50	Lempung	174.47	113.98	288.45	96.15
13.75	13.75	Lempung	174.32	117.73	292.05	97.35
14.00	14.00	Lempung	173.97	121.46	295.44	98.48
14.25	14.00	Lempung	173.42	125.13	298.54	99.51
14.50	14.00	Lempung	172.66	128.72	301.37	100.46
14.75	14.00	Lempung	171.70	132.24	303.93	101.31
15.00	14.00	Lempung	170.63	135.69	306.32	102.11
15.25	14.25	Lempung	169.45	139.14	308.59	102.86
15.50	14.50	Lempung	168.17	142.58	310.75	103.58
15.75	14.75	Lempung	166.78	146.05	312.83	104.28
16.00	15.00	Lempung	165.66	149.56	315.22	105.07
16.25	14.50	Lempung	164.67	152.94	317.61	105.87
16.50	14.00	Lempung	163.81	156.19	319.99	106.66
16.75	13.50	Lempung	163.08	159.30	322.38	107.46
17.00	13.00	Lempung	162.50	162.29	324.79	108.26
17.25	12.75	Lempung	162.18	165.21	327.39	109.13
17.50	12.50	Lempung	162.14	168.06	330.20	110.07
17.75	12.25	Lempung	162.36	170.84	333.20	111.07
18.00	12.00	Lempung	162.57	173.55	336.12	112.04
18.25	12.75	Lempung	162.78	176.41	339.19	113.06
18.50	13.50	Lempung	162.98	179.44	342.41	114.14
18.75	14.25	Lempung	163.16	182.61	345.78	115.26
19.00	15.00	Lempung	163.34	185.94	349.28	116.43
19.25	15.75	Lempung	163.62	189.42	353.04	117.68
19.50	16.50	Lempung	163.98	193.05	357.04	119.01
19.75	17.25	Lempung	164.44	196.83	361.28	120.43
20.00	18.00	Lempung	164.90	200.76	365.66	121.89
20.25	18.00	Lempung	165.25	204.67	369.92	123.31
20.50	18.00	Lempung	165.49	208.57	374.06	124.69
20.75	18.00	Lempung	165.59	212.44	378.04	126.01
21.00	18.00	Lempung	165.68	216.30	381.99	127.33
21.25	18.00	Lempung	166.05	220.15	386.20	128.73
21.50	18.00	Lempung	166.70	223.98	390.68	130.23

Kedalaman (m)	N	Jenis Tanah	Qp ton	Qs (ton)	Q_{ult} (ton)	$Q_{ijin} = Q_{ult}/SF$ (ton)
21.75	18.00	Lempung	167.63	227.79	395.42	131.81
22.00	18.00	Lempung	168.65	231.59	400.24	133.41
22.25	17.75	Lempung	169.69	235.32	405.01	135.00
22.50	17.50	Lempung	170.74	238.98	409.71	136.57
22.75	17.25	Lempung	171.79	242.57	414.36	138.12
23.00	17.00	Lempung	173.02	246.10	419.12	139.71
23.25	17.25	Lempung	174.05	249.66	423.71	141.24
23.50	17.50	Lempung	174.88	253.26	428.14	142.71
23.75	17.75	Lempung	175.52	256.90	432.42	144.14
24.00	18.00	Lempung	175.87	260.58	436.45	145.48
24.25	17.75	Lempung	175.96	264.19	440.15	146.72
24.50	17.50	Lempung	175.77	267.73	443.51	147.84
24.75	17.25	Lempung	175.32	271.21	446.53	148.84
25.00	17.00	Lempung	174.60	274.63	449.23	149.74
25.25	17.25	Lempung	173.89	278.08	451.97	150.66
25.50	17.50	Lempung	173.18	281.57	454.75	151.58
25.75	17.75	Lempung	172.48	285.09	457.57	152.52
26.00	18.00	Lempung	171.86	288.65	460.51	153.50
26.25	18.00	Lempung	171.33	292.20	463.53	154.51
26.50	18.00	Lempung	170.88	295.73	466.61	155.54
26.75	18.00	Lempung	170.51	299.25	469.76	156.59
27.00	18.00	Lempung	170.22	302.76	472.98	157.66
27.25	18.00	Lempung	170.11	306.25	476.36	158.79
27.50	18.00	Lempung	170.16	309.73	479.89	159.96
27.75	18.00	Lempung	170.37	313.20	483.57	161.19
28.00	18.00	Lempung	170.67	316.65	487.32	162.44
28.25	18.25	Lempung	170.89	320.14	491.03	163.68
28.50	18.5	Lempung	171.03	323.66	494.69	164.90
28.75	18.75	Lempung	171.08	327.21	498.30	166.10
29.00	19	Lempung	171.05	330.81	501.86	167.29
29.25	19.25	Lempung	171.11	334.43	505.54	168.51
29.50	19.5	Lempung	171.25	338.09	509.34	169.78
29.75	19.75	Lempung	171.48	341.78	513.26	171.09
30.00	20	Lempung	171.80	345.50	517.30	172.43
30.25	20	Lempung	172.03	349.21	521.24	173.75
30.50	20	Lempung	172.18	352.91	525.09	175.03
30.75	20	Lempung	172.25	356.59	528.85	176.28
31.00	20	Lempung	172.32	360.26	532.58	177.53
31.25	20	Lempung	172.46	363.92	536.38	178.79
31.50	20	Lempung	172.67	367.57	540.24	180.08
31.75	20	Lempung	172.96	371.20	544.16	181.39
32.00	20	Lempung	173.32	374.82	548.14	182.71
32.25	20	Lempung	173.76	378.42	552.18	184.06
32.50	20	Lempung	174.27	382.01	556.28	185.43
32.75	20	Lempung	174.85	385.59	560.44	186.81
33.00	20	Lempung	175.50	389.16	564.66	188.22
33.25	20.25	Lempung	176.14	392.76	568.90	189.63
33.50	20.5	Lempung	176.78	396.39	573.17	191.06
33.75	20.75	Lempung	177.41	400.05	577.46	192.49
34.00	21	Lempung	177.96	403.75	581.71	193.90
34.25	21.25	Lempung	178.43	407.47	585.91	195.30

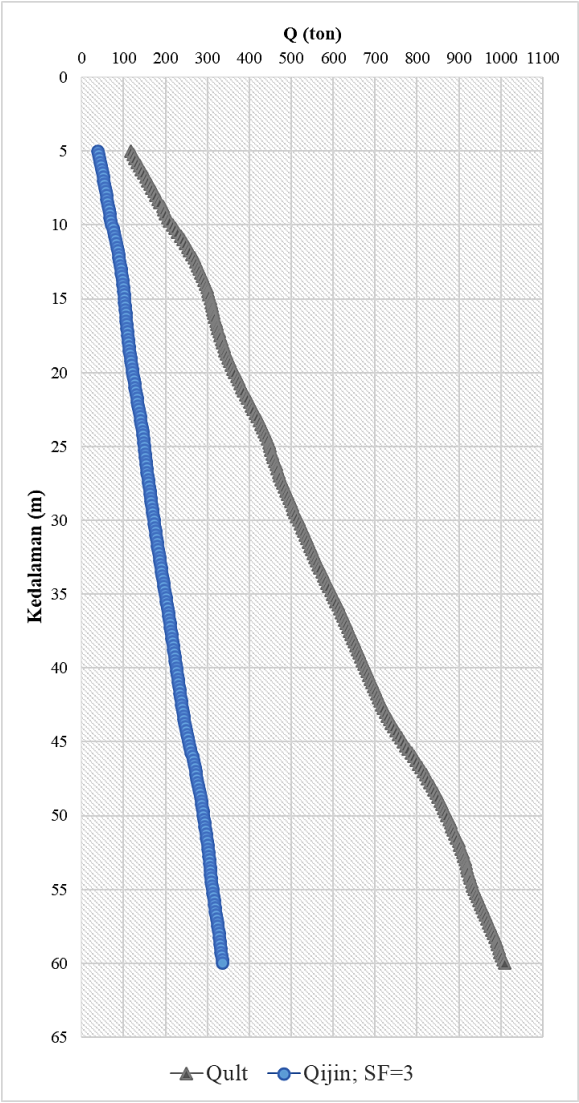
Kedalaman (m)	N	Jenis Tanah	Qp ton	Qs (ton)	Q_{ult} (ton)	$Q_{ijin} = Q_{ult}/SF$ (ton)
34.50	21.5	Lempung	178.83	411.23	590.06	196.69
34.75	21.75	Lempung	179.15	415.01	594.16	198.05
35.00	22	Lempung	179.46	418.83	598.30	199.43
35.25	22.25	Lempung	179.85	422.68	602.53	200.84
35.50	22.5	Lempung	180.30	426.56	606.86	202.29
35.75	22.75	Lempung	180.83	430.46	611.29	203.76
36.00	23	Lempung	181.21	434.40	615.61	205.20
36.25	23	Lempung	181.46	438.32	619.79	206.60
36.50	23	Lempung	181.58	442.23	623.81	207.94
36.75	23	Lempung	181.56	446.13	627.69	209.23
37.00	23	Lempung	181.54	450.02	631.56	210.52
37.25	23.25	Lempung	181.53	453.93	635.45	211.82
37.50	23.5	Lempung	181.51	457.87	639.38	213.13
37.75	23.75	Lempung	181.50	461.84	643.34	214.45
38.00	24	Lempung	181.56	465.84	647.40	215.80
38.25	23.5	Lempung	181.61	469.75	651.36	217.12
38.50	23	Lempung	181.66	473.56	655.21	218.40
38.75	22.5	Lempung	181.70	477.27	658.97	219.66
39.00	22	Lempung	181.80	480.89	662.69	220.90
39.25	22	Lempung	181.97	484.50	666.47	222.16
39.50	22	Lempung	182.19	488.09	670.29	223.43
39.75	22	Lempung	182.48	491.68	674.16	224.72
40.00	22	Lempung	182.70	495.25	677.95	225.98
40.25	22.25	Lempung	182.84	498.85	681.69	227.23
40.50	22.5	Lempung	182.91	502.48	685.40	228.47
40.75	22.75	Lempung	182.92	506.14	689.06	229.69
41.00	23	Lempung	182.86	509.83	692.69	230.90
41.25	23.5	Lempung	182.80	513.59	696.38	232.13
41.50	24	Lempung	182.74	517.41	700.15	233.38
41.75	24.5	Lempung	182.68	521.30	703.98	234.66
42.00	25	Lempung	182.75	525.26	708.01	236.00
42.25	25	Lempung	182.88	529.21	712.09	237.36
42.50	25	Lempung	183.06	533.14	716.21	238.74
42.75	25	Lempung	183.30	537.07	720.37	240.12
43.00	25	Lempung	183.67	540.98	724.64	241.55
43.25	25	Lempung	184.35	544.88	729.23	243.08
43.50	25	Lempung	185.36	548.76	734.12	244.71
43.75	25	Lempung	186.69	552.64	739.32	246.44
44.00	25	Lempung	188.21	556.50	744.71	248.24
44.25	25.5	Lempung	189.79	560.43	750.22	250.07
44.50	26	Lempung	191.42	564.42	755.84	251.95
44.75	26.5	Lempung	193.12	568.47	761.59	253.86
45.00	27	Lempung	194.93	572.59	767.52	255.84
45.25	27.75	Lempung	196.79	576.81	773.60	257.87
45.50	28.5	Lempung	198.70	581.13	779.82	259.94
45.75	29.25	Lempung	200.66	585.54	786.20	262.07
46.00	30	Lempung	202.42	590.06	792.48	264.16
46.25	30.25	Lempung	203.93	594.60	798.52	266.17
46.50	30.5	Lempung	205.18	599.16	804.34	268.11
46.75	30.75	Lempung	206.17	603.74	809.92	269.97
47.00	31	Lempung	206.91	608.35	815.26	271.75

Kedalaman (m)	N	Jenis Tanah	Qp ton	Qs (ton)	Q_{ult} (ton)	$Q_{ijin} = Q_{ult}/SF$ (ton)
47.25	31.5	Lempung	207.53	613.02	820.55	273.52
47.50	32	Lempung	208.03	617.74	825.78	275.26
47.75	32.5	Lempung	208.41	622.53	830.94	276.98
48.00	33	Lempung	208.73	627.37	836.10	278.70
48.25	32.5	Lempung	208.99	632.13	841.12	280.37
48.50	32	Lempung	209.19	636.79	845.98	281.99
48.75	31.5	Lempung	209.33	641.37	850.71	283.57
49.00	31	Lempung	209.47	645.87	855.34	285.11
49.25	30.5	Lempung	209.49	650.27	859.76	286.59
49.50	30	Lempung	209.38	654.59	863.97	287.99
49.75	29.5	Lempung	209.14	658.83	867.97	289.32
50.00	29	Lempung	208.96	662.98	871.94	290.65
50.25	28.75	Lempung	208.76	667.09	875.85	291.95
50.50	28.5	Lempung	208.55	671.14	879.69	293.23
50.75	28.25	Lempung	208.32	675.15	883.47	294.49
51.00	28	Lempung	208.08	679.11	887.19	295.73
51.25	28	Lempung	207.95	683.06	891.01	297.00
51.50	28	Lempung	207.94	686.99	894.93	298.31
51.75	28	Lempung	208.03	690.92	898.95	299.65
52.00	28	Lempung	207.78	694.83	902.61	300.87
52.25	28.75	Lempung	207.13	698.84	905.97	301.99
52.50	29.5	Lempung	206.08	702.93	909.01	303.00
52.75	30.25	Lempung	204.64	707.12	911.76	303.92
53.00	31	Lempung	202.80	711.40	914.20	304.73
53.25	31.75	Lempung	200.81	715.78	916.59	305.53
53.50	32.5	Lempung	198.68	720.24	918.92	306.31
53.75	33.25	Lempung	196.40	724.79	921.18	307.06
54.00	34	Lempung	194.46	729.43	923.89	307.96
54.25	32.75	Lempung	192.87	733.89	926.76	308.92
54.50	31.5	Lempung	191.63	738.16	929.79	309.93
54.75	30.25	Lempung	190.73	742.25	932.98	310.99
55.00	29	Lempung	190.23	746.16	936.39	312.13
55.25	27.75	Lempung	190.05	749.90	939.95	313.32
55.50	26.5	Lempung	190.21	753.45	943.66	314.55
55.75	25.25	Lempung	190.70	756.83	947.53	315.84
56.00	24	Lempung	191.20	760.03	951.22	317.07
56.25	25	Lempung	191.64	763.35	954.99	318.33
56.50	26	Lempung	192.02	766.80	958.82	319.61
56.75	27	Lempung	192.36	770.37	962.73	320.91
57.00	28	Lempung	192.69	774.06	966.76	322.25
57.25	29.25	Lempung	192.85	777.91	970.77	323.59
57.50	30.5	Lempung	192.85	781.91	974.76	324.92
57.75	31.75	Lempung	192.67	786.06	978.73	326.24
58.00	33	Lempung	192.21	790.36	982.57	327.52
58.25	32.75	Lempung	191.56	794.62	986.18	328.73
58.50	32.5	Lempung	190.69	798.84	989.52	329.84
58.75	32.25	Lempung	189.58	803.01	992.58	330.86
59.00	32	Lempung	188.20	807.13	995.33	331.78
59.25	32	Lempung	187.08	811.25	998.33	332.78
59.50	32	Lempung	186.26	815.35	1001.61	333.87
59.75	32	Lempung	185.77	819.44	1005.22	335.07
60.00	32	Lempung	185.67	823.53	1009.20	336.40

Sumber : Hasil Analisis



Gambar 6. 3 Daya dukung tiang vs kedalaman dengan metode Meyerhof dan Bazaraa pada area tower



Gambar 6.4 Daya dukung tiang vs kedalaman dengan metode Meyerhof dan Bazaraa pada area podium

6.1.1.2. Metode Luciano Decourt

Berikut merupakan contoh perhitungan pondasi tiang di area tower pada kedalaman tanah 20 meter dengan jenis tanah lempung dan dimensi pondasi tiang sebesar 60 cm :

- Nilai N-SPT = 18
- Koreksi N-SPT terhadap muka air tanah
  Jenis tanah pada lokasi studi adalah lempung, sehingga nilai N-SPT tidak perlu dikoreksi terhadap muka air tanah.
  Nilai N-SPT = 18
- Koreksi N-SPT terhadap tekanan *overburden* tanah menurut Seed dkk.
  Dikarenakan pada jenis tanah lempung tidak ada koreksi terhadap muka air tanah, maka nilai N-SPT perlu dikoreksi terhadap tekanan *overburden* tanah, dimana dianggap kondisi ini adalah kondisi yang paling menentukan.
  $\sigma'_0 = \sum \sigma'_{0(diatasnya)} + (\gamma' x\ h)$
  $\sigma'_0 = 8{,}81 + (0{,}742 \times 0{,}25)$
  $\sigma'_0 = 8{,}99\ t/m^2$
  Dengan hasil diatas, dilakukan interpolasi terhadap nilai C_N. Dimana nilai *overburden* yang didapatkan berada diantara range 5-10 t/m^2 dengan nilai C_N antara 1,22–0,95
  $\frac{x-x_1}{x_2-x_1} = \frac{y-y_1}{y_2-y_1}$
  $\frac{8{,}99-5}{10-5} = \frac{y-1{,}22}{0{,}95-1{,}22}$
  $y - 1{,}22 = \frac{3{,}99 \times (-0{,}27)}{5}$
  $y = 1{,}22 + \frac{3.99 \times (-0{,}27)}{5}$
  $y = 1{,}004$; didapatkan nilai C_N sebesar 1,004
  $N_1 = C_N \times N$
  $N_1 = 1{,}004 \times 18$
  $N_1 = 18{,}08$
  $N_{(pakai)} = 18{,}08$

- Nilai N rata-rata 4D ke bawah dan 4D ke atas (Np)
  4D = 4(0,6) = 2,4 meter (20 + 2,4 = 22,4 meter dan 20 - 2,4 = 17,6 meter)
  Np = 16,25
- Menghitung kekuatan ujung tiang (Qp)
  Qp = Np x K x Ap ;(K = 12 t/m^2 untuk tanah lempung)
  Qp = 16,25 x 12 x $\frac{\pi}{4}(0,6)^2$
  Qp = 55,15 ton
- Menghitung kekuatan akibat selimut tiang (Qs)
  Ns = Nrata-rata sepanjang tiang terbenam
  Ns = 15,67
  As = π x d x h_{tiang}
  As = π x 0,6 x (20-7,5)
  As = 23,562 m^2
  Qs = ($\frac{Ns}{3}$ + 1) x As
  Qs = ($\frac{15,67}{3}$ + 1) x 23,562
  Qs = 146,67 ton
- Menghitung Qultimate (Qult)
  Qult = Qp + Qs
  Qult = 55,15 + 146,67
  Qult = 201,82 ton
- Menghitung Qijin
  Qijin = Qult/SF (dengan SF = 3)
  Qijin = 201,82/3
  Qijin = 67,274 ton

Hasil perhitungan daya dukung pondasi tiang di area Tower dengan perhitungan dimulai pada elevasi -7,5 meter dan area Podium dengan perhitungan dimulai pada elevasi -5 meter tercantum pada **Tabel 6.3**, **Tabel 6.4** serta pada **Gambar 6.5** dan **Gambar 6.6** berikut :

Tabel 6. 3 Daya Dukung Pondasi Tiang (Diameter 60 cm) Metode Luciano Decourt pada Area Tower

Kedalaman (m)	N	Jenis Tanah	Qp ton	Qs (ton)	Q_L ton	Qijin = Qu/SF ton
7.50	6.50	Lempung	41.39	0.00	41.39	13.798
7.75	6.75	Lempung	42.07	2.136	44.21	14.736
8.00	7.00	Lempung	42.75	4.335	47.09	15.695
8.25	7.25	Lempung	43.43	6.597	50.03	16.676
8.50	7.50	Lempung	44.11	8.922	53.03	17.677
8.75	7.75	Lempung	44.79	11.310	56.10	18.699
9.00	8.00	Lempung	45.55	13.760	59.31	19.770
9.25	8.25	Lempung	46.38	16.273	62.66	20.886
9.50	8.50	Lempung	47.27	18.850	66.12	22.041
9.75	8.75	Lempung	48.15	21.488	69.63	23.212
10.00	9.00	Lempung	49.64	24.190	73.83	24.611
10.25	9.25	Lempung	51.06	26.955	78.02	26.005
10.50	9.50	Lempung	52.40	29.782	82.18	27.392
10.75	9.75	Lempung	53.64	32.673	86.32	28.772
11.00	10.00	Lempung	54.80	35.626	90.43	30.143
11.25	10.50	Lempung	55.87	38.700	94.57	31.523
11.50	11.00	Lempung	56.84	41.898	98.74	32.913
11.75	11.50	Lempung	57.71	45.218	102.93	34.310
12.00	12.00	Lempung	58.43	48.604	107.03	35.678
12.25	12.25	Lempung	58.99	51.990	110.98	36.992
12.50	12.50	Lempung	59.44	55.372	114.81	38.271
12.75	12.75	Lempung	59.80	58.747	118.55	39.517
13.00	13.00	Lempung	60.12	62.113	122.23	40.744
13.25	13.25	Lempung	60.39	65.465	125.86	41.953
13.50	13.50	Lempung	60.62	68.802	129.43	43.142
13.75	13.75	Lempung	60.74	72.121	132.86	44.286
14.00	14.00	Lempung	60.58	75.417	135.99	45.331
14.25	14.00	Lempung	60.15	78.642	138.79	46.263
14.50	14.00	Lempung	59.52	81.794	141.31	47.104
14.75	14.00	Lempung	58.77	84.922	143.69	47.897
15.00	14.00	Lempung	57.96	88.029	145.99	48.662
15.25	14.25	Lempung	57.09	91.161	148.25	49.416
15.50	14.50	Lempung	56.16	94.316	150.48	50.159
15.75	14.75	Lempung	55.18	97.496	152.68	50.892
16.00	15.00	Lempung	54.34	100.698	155.04	51.681
16.25	14.50	Lempung	53.65	103.790	157.44	52.481
16.50	14.00	Lempung	53.10	106.773	159.88	53.292
16.75	13.50	Lempung	52.76	109.648	162.41	54.136
17.00	13.00	Lempung	52.61	112.418	165.03	55.009
17.25	12.75	Lempung	52.60	115.125	167.73	55.908
17.50	12.50	Lempung	52.72	117.770	170.49	56.831
17.75	12.25	Lempung	52.92	120.354	173.27	57.758
18.00	12.00	Lempung	53.06	122.878	175.93	58.644
18.25	12.75	Lempung	53.13	125.506	178.64	59.546
18.50	13.50	Lempung	53.15	128.238	181.39	60.464
18.75	14.25	Lempung	53.27	131.071	184.34	61.447
19.00	15.00	Lempung	53.48	134.003	187.48	62.494
19.25	15.75	Lempung	53.79	137.031	190.82	63.607
19.50	16.50	Lempung	54.21	140.153	194.36	64.787
19.75	17.25	Lempung	54.67	143.367	198.04	66.014
20.00	18.00	Lempung	55.15	146.670	201.82	67.274

Kedalaman (m)	N	Jenis Tanah	Qp ton	Qs (ton)	Q_L ton	Qijin = Qu/SF ton
20.25	18.00	Lempung	55.64	149.947	205.58	68.528
20.50	18.00	Lempung	56.13	153.195	209.33	69.776
20.75	18.00	Lempung	56.45	156.416	212.86	70.955
21.00	18.00	Lempung	56.66	159.610	216.27	72.091
21.25	18.00	Lempung	56.78	162.775	219.55	73.185
21.50	18.00	Lempung	56.80	165.919	222.72	74.240
21.75	18.00	Lempung	56.73	169.046	225.78	75.259
22.00	18.00	Lempung	56.49	172.155	228.65	76.216
22.25	17.75	Lempung	56.09	175.211	231.30	77.100
22.50	17.50	Lempung	55.52	178.214	233.74	77.913
22.75	17.25	Lempung	54.93	181.164	236.10	78.699
23.00	17.00	Lempung	54.39	184.063	238.46	79.485
23.25	17.25	Lempung	53.90	186.980	240.88	80.295
23.50	17.50	Lempung	53.46	189.915	243.38	81.126
23.75	17.75	Lempung	53.07	192.867	245.94	81.980
24.00	18.00	Lempung	52.69	195.836	248.52	82.842
24.25	17.75	Lempung	52.30	198.753	251.06	83.686
24.50	17.50	Lempung	51.92	201.620	253.54	84.513
24.75	17.25	Lempung	51.58	204.435	256.01	85.337
25.00	17.00	Lempung	51.27	207.201	258.47	86.158
25.25	17.25	Lempung	51.01	209.983	260.99	86.998
25.50	17.50	Lempung	50.79	212.781	263.57	87.856
25.75	17.75	Lempung	50.52	215.594	266.12	88.706
26.00	18.00	Lempung	50.26	218.422	268.68	89.559
26.25	18.00	Lempung	49.99	221.233	271.22	90.407
26.50	18.00	Lempung	49.72	224.025	273.74	91.248
26.75	18.00	Lempung	49.52	226.801	276.33	92.108
27.00	18.00	Lempung	49.41	229.558	278.97	92.989
27.25	18.00	Lempung	49.37	232.298	281.67	93.889
27.50	18.00	Lempung	49.40	235.020	284.42	94.807
27.75	18.00	Lempung	49.43	237.724	287.16	95.719
28.00	18.00	Lempung	49.43	240.411	289.84	96.613
28.25	18.25	Lempung	49.39	243.113	292.50	97.500
28.50	18.50	Lempung	49.31	245.831	295.14	98.382
28.75	18.75	Lempung	49.24	248.565	297.81	99.269
29.00	19.00	Lempung	49.17	251.314	300.49	100.163
29.25	19.25	Lempung	49.11	254.079	303.19	101.063
29.50	19.50	Lempung	49.05	256.858	305.91	101.969
29.75	19.75	Lempung	48.99	259.652	308.64	102.880
30.00	20.00	Lempung	48.93	262.460	311.39	103.798
30.25	20.00	Lempung	48.88	265.253	314.13	104.711
30.50	20.00	Lempung	48.83	268.030	316.86	105.620
30.75	20.00	Lempung	48.75	270.793	319.54	106.513
31.00	20.00	Lempung	48.66	273.541	322.20	107.399
31.25	20.00	Lempung	48.56	276.274	324.83	108.278
31.50	20.00	Lempung	48.46	278.991	327.45	109.150
31.75	20.00	Lempung	48.35	281.694	330.05	110.016
32.00	20.00	Lempung	48.24	284.382	332.62	110.874
32.25	20.00	Lempung	48.12	287.054	335.18	111.726
32.50	20.00	Lempung	48.00	289.712	337.71	112.570
32.75	20.00	Lempung	47.91	292.355	340.26	113.421
33.00	20.00	Lempung	47.85	294.982	342.83	114.278
33.25	20.25	Lempung	47.83	297.621	345.45	115.150
33.50	20.50	Lempung	47.84	300.271	348.11	116.036
33.75	20.75	Lempung	47.88	302.932	350.81	116.938
34.00	21.00	Lempung	47.93	305.602	353.53	117.845

Kedalaman (m)	N	Jenis Tanah	Qp ton	Qs (ton)	Q_L ton	Qijin = Qu/SF ton
34.25	21.25	Lempung	47.99	308.283	356.27	118.757
34.50	21.50	Lempung	48.05	310.974	359.02	119.673
34.75	21.75	Lempung	48.11	313.673	361.78	120.595
35.00	22.00	Lempung	48.21	316.386	364.59	121.531
35.25	22.25	Lempung	48.34	319.113	367.45	122.484
35.50	22.50	Lempung	48.50	321.856	370.36	123.452
35.75	22.75	Lempung	48.66	324.612	373.28	124.425
36.00	23.00	Lempung	48.75	327.383	376.13	125.377
36.25	23.00	Lempung	48.75	330.143	378.90	126.299
36.50	23.00	Lempung	48.68	332.893	381.57	127.191
36.75	23.00	Lempung	48.53	335.632	384.16	128.054
37.00	23.00	Lempung	48.36	338.360	386.72	128.905
37.25	23.25	Lempung	48.16	341.102	389.26	129.754
37.50	23.50	Lempung	47.94	343.857	391.80	130.599
37.75	23.75	Lempung	47.69	346.625	394.31	131.438
38.00	24.00	Lempung	47.44	349.406	396.84	132.281
38.25	23.50	Lempung	47.18	352.129	399.31	133.104
38.50	23.00	Lempung	46.92	354.793	401.72	133.906
38.75	22.50	Lempung	46.69	357.400	404.09	134.698
39.00	22.00	Lempung	46.51	359.949	406.46	135.487
39.25	22.00	Lempung	46.38	362.488	408.87	136.291
39.50	22.00	Lempung	46.31	365.017	411.32	137.107
39.75	22.00	Lempung	46.25	367.536	413.79	137.929
40.00	22.00	Lempung	46.17	370.045	416.21	138.738
40.25	22.25	Lempung	46.06	372.566	418.63	139.542
40.50	22.50	Lempung	45.93	375.099	421.03	140.342
40.75	22.75	Lempung	45.85	377.645	423.49	141.164
41.00	23.00	Lempung	45.82	380.203	426.03	142.009
41.25	23.50	Lempung	45.85	382.795	428.65	142.883
41.50	24.00	Lempung	45.94	385.420	431.36	143.786
41.75	24.50	Lempung	46.02	388.080	434.10	144.701
42.00	25.00	Lempung	46.15	390.773	436.93	145.643
42.25	25.00	Lempung	46.33	393.457	439.79	146.597
42.50	25.00	Lempung	46.56	396.130	442.69	147.563
42.75	25.00	Lempung	46.80	398.793	445.60	148.533
43.00	25.00	Lempung	47.09	401.447	448.54	149.513
43.25	25.00	Lempung	47.42	404.089	451.51	150.505
43.50	25.00	Lempung	47.80	406.722	454.52	151.507
43.75	25.00	Lempung	48.19	409.345	457.53	152.511
44.00	25.00	Lempung	48.55	411.958	460.50	153.501
44.25	25.50	Lempung	48.87	414.601	463.48	154.492
44.50	26.00	Lempung	49.17	417.276	466.45	155.482
44.75	26.50	Lempung	49.49	419.981	469.47	156.489
45.00	27.00	Lempung	49.84	422.716	472.56	157.520
45.25	27.75	Lempung	50.24	425.501	475.74	158.581
45.50	28.50	Lempung	50.68	428.336	479.01	159.672
45.75	29.25	Lempung	51.16	431.220	482.38	160.792
46.00	30.00	Lempung	51.59	434.152	485.74	161.914
46.25	30.25	Lempung	51.98	437.091	489.07	163.023
46.50	30.50	Lempung	52.32	440.037	492.36	164.120
46.75	30.75	Lempung	52.58	442.989	495.57	165.189
47.00	31.00	Lempung	52.74	445.948	498.69	166.230
47.25	31.50	Lempung	52.82	448.933	501.75	167.250
47.50	32.00	Lempung	52.80	451.944	504.75	168.249
47.75	32.50	Lempung	52.68	454.980	507.66	169.219
48.00	33.00	Lempung	52.46	458.040	510.50	170.168

Kedalaman (m)	N	Jenis Tanah	Qp ton	Qs (ton)	Q_L ton	Qijin = Qu/SF ton
48.25	32.50	Lempung	52.16	461.052	513.21	171.071
48.50	32.00	Lempung	51.77	464.015	515.79	171.929
48.75	31.50	Lempung	51.34	466.929	518.27	172.758
49.00	31.00	Lempung	50.90	469.794	520.69	173.564
49.25	30.50	Lempung	50.43	472.612	523.05	174.349
49.50	30.00	Lempung	49.95	475.382	525.34	175.112
49.75	29.50	Lempung	49.43	478.105	527.54	175.846
50.00	29.00	Lempung	48.93	480.780	529.72	176.572
50.25	28.75	Lempung	48.46	483.428	531.89	177.296
50.50	28.50	Lempung	48.01	486.048	534.06	178.019
50.75	28.25	Lempung	47.66	488.640	536.30	178.768
51.00	28.00	Lempung	47.42	491.205	538.63	179.543
51.25	28.00	Lempung	47.29	493.761	541.05	180.350
51.50	28.00	Lempung	47.26	496.308	543.57	181.189
51.75	28.00	Lempung	47.33	498.847	546.18	182.060
52.00	28.00	Lempung	47.35	501.376	548.73	182.909
52.25	28.75	Lempung	47.31	503.951	551.27	183.755
52.50	29.50	Lempung	47.22	506.572	553.80	184.599
52.75	30.25	Lempung	47.06	509.237	556.30	185.433
53.00	31.00	Lempung	46.82	511.946	558.77	186.257
53.25	31.75	Lempung	46.51	514.700	561.21	187.071
53.50	32.50	Lempung	46.13	517.497	563.63	187.876
53.75	33.25	Lempung	45.65	520.336	565.99	188.663
54.00	34.00	Lempung	45.26	523.218	568.48	189.493
54.25	32.75	Lempung	44.95	526.003	570.95	190.317
54.50	31.50	Lempung	44.72	528.694	573.41	191.138
54.75	30.25	Lempung	44.51	531.292	575.80	191.935
55.00	29.00	Lempung	44.34	533.796	578.14	192.713
55.25	27.75	Lempung	44.21	536.209	580.42	193.474
55.50	26.50	Lempung	44.12	538.529	582.65	194.218
55.75	25.25	Lempung	44.07	540.758	584.83	194.944
56.00	24.00	Lempung	43.95	542.896	586.84	195.614
56.25	25.00	Lempung	43.74	545.098	588.84	196.281
56.50	26.00	Lempung	43.47	547.364	590.83	196.944
56.75	27.00	Lempung	43.28	549.694	592.97	197.656
57.00	28.00	Lempung	43.18	552.086	595.27	198.423
57.25	29.25	Lempung	43.19	554.559	597.75	199.250
57.50	30.50	Lempung	43.30	557.110	600.41	200.137
57.75	31.75	Lempung	43.51	559.740	603.25	201.082
58.00	33.00	Lempung	43.71	562.449	606.16	202.052
58.25	32.75	Lempung	44.05	565.135	609.18	203.061
58.50	32.50	Lempung	44.56	567.797	612.35	204.118
58.75	32.25	Lempung	45.04	570.437	615.48	205.158
59.00	32.00	Lempung	45.49	573.054	618.54	206.181
59.25	32.00	Lempung	45.91	575.665	621.57	207.190
59.50	32.00	Lempung	46.28	578.269	624.55	208.182
59.75	32.00	Lempung	46.56	580.868	627.43	209.142
60.00	32.00	Lempung	46.72	583.461	630.18	210.061

Sumber : Hasil Analisis

Tabel 6. 4 Daya Dukung Pondasi Tiang (Diameter 60 cm) Metode Luciano Decourt pada Area Podium

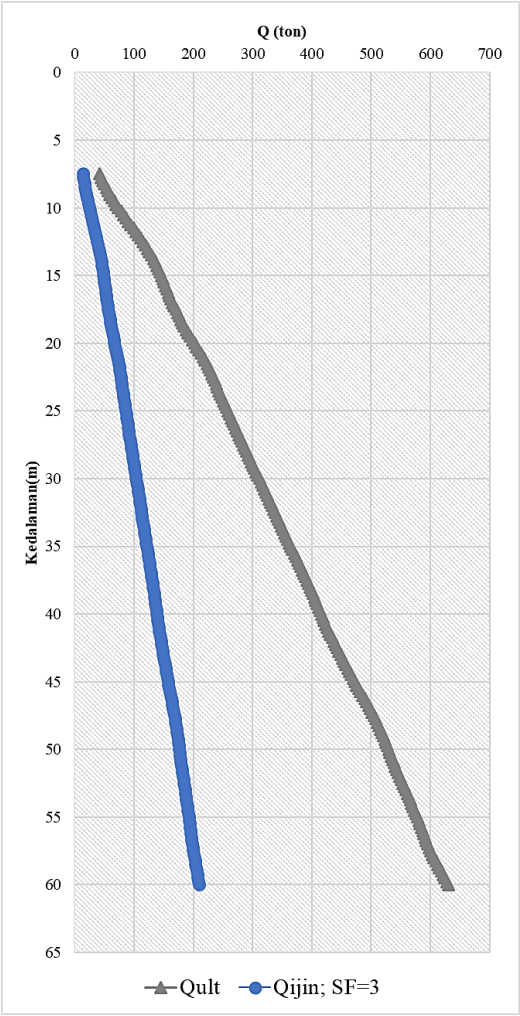
Kedalaman (m)	N	Jenis Tanah	Qp ton	Qs (ton)	Q_L ton	Qijin ton
5.00	4	Lempung	27.82	0	27.82	9.274
5.25	4.25	Lempung	28.50	1.5079645	30.01	10.003
5.50	4.5	Lempung	29.18	3.0787608	32.26	10.753
5.75	4.75	Lempung	29.86	4.712389	34.57	11.523
6.00	5	Lempung	30.54	6.408849	36.95	12.315
6.25	5.25	Lempung	31.21	8.1681409	39.38	13.128
6.50	5.5	Lempung	31.89	9.9902646	41.88	13.961
6.75	5.75	Lempung	32.57	11.87522	44.45	14.816
7.00	6	Lempung	33.25	13.823008	47.07	15.691
7.25	6.25	Lempung	33.93	15.833627	49.76	16.588
7.50	6.5	Lempung	35.29	17.907078	53.19	17.731
7.75	6.75	Lempung	36.64	20.043361	56.69	18.896
8.00	7	Lempung	37.80	22.242476	60.05	20.016
8.25	7.25	Lempung	38.90	24.504423	63.41	21.136
8.50	7.5	Lempung	39.94	26.829201	66.77	22.256
8.75	7.75	Lempung	40.91	29.216812	70.12	23.375
9.00	8	Lempung	41.86	31.667254	73.53	24.510
9.25	8.25	Lempung	42.80	34.180528	76.98	25.660
9.50	8.5	Lempung	43.71	36.756634	80.47	26.822
9.75	8.75	Lempung	44.59	39.395572	83.98	27.995
10.00	9	Lempung	45.38	42.097342	87.48	29.158
10.25	9.25	Lempung	46.07	44.69738	90.77	30.256
10.50	9.5	Lempung	46.67	47.307788	93.98	31.325
10.75	9.75	Lempung	47.35	49.92586	97.28	32.427
11.00	10	Lempung	48.00	52.548908	100.55	33.516
11.25	10.5	Lempung	48.60	55.223075	103.82	34.608
11.50	11	Lempung	49.16	57.943206	107.10	35.700
11.75	11.5	Lempung	49.67	60.704107	110.38	36.792
12.00	12	Lempung	50.09	63.500553	113.59	37.863
12.25	12.25	Lempung	50.41	66.281381	116.69	38.898
12.50	12.5	Lempung	50.64	69.043789	119.68	39.894
12.75	12.75	Lempung	50.96	71.784984	122.75	40.916
13.00	13	Lempung	51.30	74.663751	125.97	41.989
13.25	13.25	Lempung	51.66	77.569021	129.23	43.077
13.50	13.5	Lempung	52.04	80.500022	132.54	44.179
13.75	13.75	Lempung	52.38	83.455985	135.83	45.278
14.00	14	Lempung	52.54	86.436139	138.98	46.327
14.25	14	Lempung	52.54	89.396178	141.94	47.314
14.50	14	Lempung	52.39	92.335992	144.72	48.241
14.75	14	Lempung	52.14	95.25548	147.39	49.130
15.00	14	Lempung	51.84	98.154553	149.99	49.997
15.25	14.25	Lempung	51.50	101.07528	152.57	50.858
15.50	14.5	Lempung	50.93	104.01689	154.95	51.649
15.75	14.75	Lempung	50.27	106.97865	157.25	52.416
16.00	15	Lempung	49.69	109.95979	159.65	53.216
16.25	14.5	Lempung	49.19	112.83737	162.03	54.008
16.50	14	Lempung	48.77	115.61272	164.38	54.793
16.75	13.5	Lempung	48.47	118.28718	166.76	55.586
17.00	13	Lempung	48.30	120.86212	169.16	56.387
17.25	12.75	Lempung	48.25	123.37819	171.63	57.209
17.50	12.5	Lempung	48.35	125.8361	174.18	58.061
17.75	12.25	Lempung	48.53	128.23651	176.76	58.921
18.00	12	Lempung	48.66	130.58013	179.24	59.748
18.25	12.75	Lempung	48.76	133.01902	181.78	60.592
18.50	13.5	Lempung	48.81	135.55102	184.36	61.453
18.75	14.25	Lempung	48.96	138.17395	187.13	62.377

Kedalaman (m)	N	Jenis Tanah	Qp ton	Qs (ton)	Q_L ton	Qijin ton
19.00	15	Lempung	49.21	140.88562	190.09	63.364
19.25	15.75	Lempung	49.55	143.68335	193.24	64.413
19.50	16.5	Lempung	50.00	146.56487	196.56	65.521
19.75	17.25	Lempung	50.49	149.55522	200.04	66.681
20.00	18	Lempung	50.99	152.63636	203.62	67.875
20.25	18	Lempung	51.49	155.70026	207.19	69.065
20.50	18	Lempung	52.01	158.74689	210.76	70.252
20.75	18	Lempung	52.36	161.77623	214.13	71.377
21.00	18	Lempung	52.61	164.78824	217.40	72.467
21.25	18	Lempung	52.78	167.78291	220.57	73.522
21.50	18	Lempung	52.87	170.76021	223.63	74.543
21.75	18	Lempung	52.87	173.72013	226.59	75.531
22.00	18	Lempung	52.72	176.66264	229.38	76.461
22.25	17.75	Lempung	52.39	179.55407	231.94	77.314
22.50	17.5	Lempung	51.90	182.39487	234.29	78.097
22.75	17.25	Lempung	51.37	185.1855	236.55	78.851
23.00	17	Lempung	50.88	187.92639	238.80	79.601
23.25	17.25	Lempung	50.42	190.68345	241.10	80.368
23.50	17.5	Lempung	50.00	193.45617	243.46	81.153
23.75	17.75	Lempung	49.62	196.24408	245.86	81.953
24.00	18	Lempung	49.23	199.0467	248.28	82.759
24.25	17.75	Lempung	48.86	201.80002	250.66	83.553
24.50	17.5	Lempung	48.49	204.50453	253.00	84.332
24.75	17.25	Lempung	48.17	207.16067	255.33	85.110
25.00	17	Lempung	47.89	209.76892	257.66	85.886
25.25	17.25	Lempung	47.65	212.39133	260.04	86.681
25.50	17.5	Lempung	47.46	215.02742	262.48	87.494
25.75	17.75	Lempung	47.23	217.67671	264.90	88.301
26.00	18	Lempung	46.99	220.33871	267.33	89.111
26.25	18	Lempung	46.76	222.98311	269.75	89.915
26.50	18	Lempung	46.53	225.62148	272.15	90.718
26.75	18	Lempung	46.37	228.24638	274.62	91.540
27.00	18	Lempung	46.28	230.8578	277.14	92.381
27.25	18	Lempung	46.27	233.45574	279.72	93.241
27.50	18	Lempung	46.32	236.04019	282.36	94.121
27.75	18	Lempung	46.37	238.61115	284.98	94.995
28.00	18	Lempung	46.39	241.16862	287.56	95.853
28.25	18.25	Lempung	46.38	243.74105	290.12	96.706
28.50	18.5	Lempung	46.33	246.32809	292.66	97.553
28.75	18.75	Lempung	46.29	248.92936	295.22	98.405
29.00	19	Lempung	46.23	251.54449	297.78	99.259
29.25	19.25	Lempung	46.18	254.17311	300.35	100.117
29.50	19.5	Lempung	46.12	256.81485	302.94	100.979
29.75	19.75	Lempung	46.06	259.46935	305.53	101.844
30.00	20	Lempung	46.00	262.13622	308.14	102.713
30.25	20	Lempung	45.94	264.7881	310.73	103.576
30.50	20	Lempung	45.88	267.425	313.30	104.434
30.75	20	Lempung	45.78	270.04689	315.83	105.275
31.00	20	Lempung	45.69	272.65379	318.35	106.116
31.25	20	Lempung	45.61	275.24568	320.86	106.952
31.50	20	Lempung	45.53	277.82257	323.35	107.784
31.75	20	Lempung	45.45	280.38444	325.83	108.611
32.00	20	Lempung	45.37	282.93129	328.30	109.434
32.25	20	Lempung	45.30	285.46313	330.76	110.253
32.50	20	Lempung	45.22	287.97995	333.20	111.067
32.75	20	Lempung	45.18	290.48173	335.66	111.888

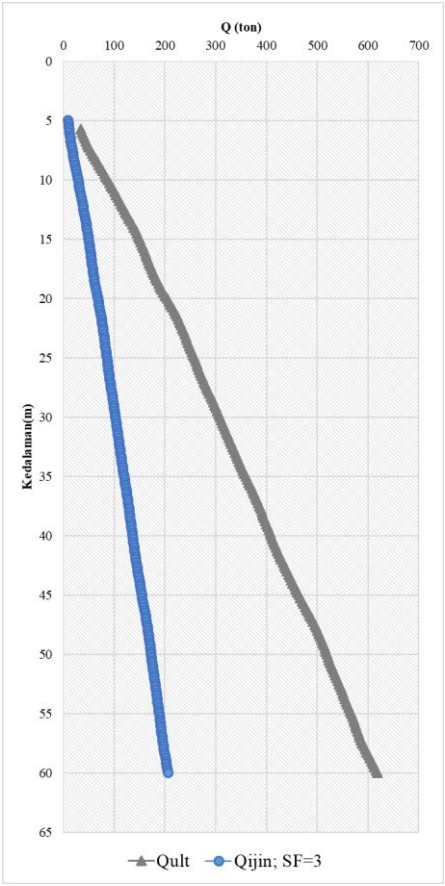
Kedalaman (m)	N	Jenis Tanah	Qp ton	Qs (ton)	Q_L ton	Qijin ton
33.00	20	Lempung	45.17	292.96849	338.14	112.714
33.25	20.25	Lempung	45.20	295.48152	340.68	113.560
33.50	20.5	Lempung	45.26	298.01004	343.27	114.423
33.75	20.75	Lempung	45.35	300.55382	345.90	115.301
34.00	21	Lempung	45.44	303.11264	348.56	116.186
34.25	21.25	Lempung	45.55	305.68627	351.23	117.077
34.50	21.5	Lempung	45.65	308.27448	353.93	117.975
34.75	21.75	Lempung	45.76	310.87705	356.64	118.880
35.00	22	Lempung	45.90	313.49374	359.40	119.799
35.25	22.25	Lempung	46.08	316.12433	362.20	120.734
35.50	22.5	Lempung	46.28	318.76859	365.05	121.684
35.75	22.75	Lempung	46.47	321.4263	367.90	122.632
36.00	23	Lempung	46.58	324.09721	370.67	123.558
36.25	23	Lempung	46.60	326.7575	373.36	124.453
36.50	23	Lempung	46.54	329.40716	375.95	125.317
36.75	23	Lempung	46.41	332.04619	378.45	126.151
37.00	23	Lempung	46.24	334.67459	380.92	126.972
37.25	23.25	Lempung	46.05	337.31551	383.36	127.788
37.50	23.5	Lempung	45.83	339.96872	385.79	128.598
37.75	23.75	Lempung	45.58	342.63399	388.21	129.405
38.00	24	Lempung	45.34	345.3111	390.65	130.215
38.25	23.5	Lempung	45.09	347.93171	393.02	131.007
38.50	23	Lempung	44.84	350.4963	395.34	131.779
38.75	22.5	Lempung	44.62	353.00531	397.63	132.542
39.00	22	Lempung	44.45	355.45919	399.91	133.303
39.25	22	Lempung	44.33	357.90288	402.23	134.077
39.50	22	Lempung	44.26	360.33638	404.60	134.865
39.75	22	Lempung	44.21	362.75967	406.97	135.657
40.00	22	Lempung	44.14	365.17641	409.31	136.438
40.25	22.25	Lempung	44.04	367.60606	411.64	137.215
40.50	22.5	Lempung	43.91	370.04841	413.96	137.987
40.75	22.75	Lempung	43.84	372.50328	416.35	138.782
41.00	23	Lempung	43.82	374.97045	418.79	139.598
41.25	23.5	Lempung	43.86	377.47117	421.33	140.443
41.50	24	Lempung	43.94	380.00502	423.95	141.316
41.75	24.5	Lempung	44.03	382.57163	426.60	142.200
42.00	25	Lempung	44.16	385.17057	429.33	143.110
42.25	25	Lempung	44.33	387.75939	432.09	144.031
42.50	25	Lempung	44.55	390.33808	434.89	144.963
42.75	25	Lempung	44.78	392.90664	437.69	145.896
43.00	25	Lempung	45.06	395.46507	440.52	146.840
43.25	25	Lempung	45.37	398.01337	443.38	147.793
43.50	25	Lempung	45.72	400.55154	446.27	148.756
43.75	25	Lempung	46.08	403.07957	449.16	149.720
44.00	25	Lempung	46.41	405.59747	452.01	150.671
44.25	25.5	Lempung	46.73	408.1448	454.87	151.624
44.50	26	Lempung	47.02	410.72112	457.74	152.579
44.75	26.5	Lempung	47.33	413.326	460.65	153.551
45.00	27	Lempung	47.68	415.959	463.64	154.546
45.25	27.75	Lempung	48.08	418.63946	466.72	155.572
45.50	28.5	Lempung	48.52	421.36673	469.89	156.628
45.75	29.25	Lempung	49.00	424.14015	473.14	157.714
46.00	30	Lempung	49.44	426.95908	476.40	158.801
46.25	30.25	Lempung	49.84	429.78416	479.63	159.875
46.50	30.5	Lempung	50.20	432.62491	482.82	160.941
46.75	30.75	Lempung	50.47	435.47533	485.94	161.980

Kedalaman (m)	N	Jenis Tanah	Qp ton	Qs (ton)	Q_L ton	Qijin ton
47.00	31	Lempung	50.65	438.33525	488.98	162.994
47.25	31.5	Lempung	50.74	441.2236	491.97	163.989
47.50	32	Lempung	50.75	444.14007	494.89	164.965
47.75	32.5	Lempung	50.66	447.08435	497.74	165.915
48.00	33	Lempung	50.48	450.05612	500.54	166.845
48.25	32.5	Lempung	50.22	452.97998	503.20	167.732
48.50	32	Lempung	49.87	455.85625	505.72	168.575
48.75	31.5	Lempung	49.48	458.68524	508.17	169.390
49.00	31	Lempung	49.07	461.46725	510.54	170.180
49.25	30.5	Lempung	48.64	464.2026	512.84	170.947
49.50	30	Lempung	48.18	466.89159	515.08	171.692
49.75	29.5	Lempung	47.69	469.53454	517.22	172.407
50.00	29	Lempung	47.21	472.13175	519.34	173.113
50.25	28.75	Lempung	46.75	474.70169	521.45	173.816
50.50	28.5	Lempung	46.31	477.2445	523.56	174.520
50.75	28.25	Lempung	45.99	479.76035	525.75	175.250
51.00	28	Lempung	45.77	482.24938	528.02	176.008
51.25	28	Lempung	45.66	484.7296	530.39	176.798
51.50	28	Lempung	45.66	487.20099	532.86	177.620
51.75	28	Lempung	45.76	489.66355	535.42	178.474
52.00	28	Lempung	45.81	492.11729	537.93	179.309
52.25	28.75	Lempung	45.80	494.61477	540.42	180.140
52.50	29.5	Lempung	45.75	497.15552	542.90	180.968
52.75	30.25	Lempung	45.62	499.74946	545.37	181.790
53.00	31	Lempung	45.42	502.3899	547.81	182.603
53.25	31.75	Lempung	45.15	505.07655	550.22	183.408
53.50	32.5	Lempung	44.80	507.80914	552.61	184.204
53.75	33.25	Lempung	44.37	510.58738	554.95	184.984
54.00	34	Lempung	44.01	513.411	557.42	185.808
54.25	32.75	Lempung	43.74	516.14236	559.88	186.627
54.50	31.5	Lempung	43.55	518.78192	562.33	187.443
54.75	30.25	Lempung	43.37	521.33014	564.70	188.235
55.00	29	Lempung	43.24	523.7875	567.03	189.010
55.25	27.75	Lempung	43.14	526.15446	569.29	189.764
55.50	26.5	Lempung	43.07	528.43148	571.50	190.499
55.75	25.25	Lempung	43.03	530.61903	573.65	191.216
56.00	24	Lempung	42.92	532.71757	575.63	191.878
56.25	25	Lempung	42.72	534.87874	577.60	192.534
56.50	26	Lempung	42.45	537.10215	579.55	193.185
56.75	27	Lempung	42.27	539.38744	581.66	193.886
57.00	28	Lempung	42.19	541.73424	583.92	194.640
57.25	29.25	Lempung	42.20	544.15876	586.36	195.454
57.50	30.5	Lempung	42.32	546.66056	588.98	196.326
57.75	31.75	Lempung	42.53	549.23916	591.77	197.257
58.00	33	Lempung	42.73	551.89409	594.63	198.208
58.25	32.75	Lempung	43.07	554.52637	597.59	199.198
58.50	32.5	Lempung	43.56	557.13608	600.70	200.234
58.75	32.25	Lempung	44.04	559.72332	603.76	201.254
59.00	32	Lempung	44.48	562.29406	606.78	202.259
59.25	32	Lempung	44.89	564.86077	609.76	203.252
59.50	32	Lempung	45.26	567.42344	612.69	204.228
59.75	32	Lempung	45.54	569.98207	615.52	205.175
60.00	32	Lempung	45.71	572.53668	618.25	206.083

Sumber : Hasil Analisis



Gambar 6. 5 Daya dukung tiang vs kedalaman dengan metode Luciano Decourt pada area tower



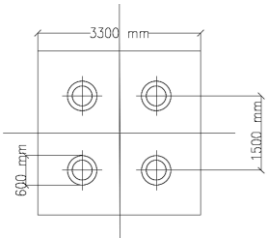
Gambar 6. 6 Daya dukung tiang vs kedalaman dengan metode Luciano Decourt pada area podium

Berdasarkan kedua rumusan mengenai pondasi dalam diatas yaitu metode Meyerhof dan Bazaraa serta Luciano Decourt, didapatkan bahwa perhitungan daya dukung menggunakan Luciano Decourt menghasilkan nilai paling kritis sehingga dalam analisis selanjutnya akan digunakan metode ini sebagai acuan dalam perencanaan.

6.1.2. Kontrol Kapasitas 1 Pondasi Tiang dan Pondasi Tiang dalam Kelompok

Setelah didapatkan nilai daya dukung pada tiap kedalaman, perlu juga dianalisis terhadap besar beban aksial yang diterima, kuat tarik oleh 1 pondasi tiang serta kontrol pondasi tiang dalam kelompok. Berikut merupakan pembahasannya :

1. Pada Area Podium :
   - Kontrol Kapasitas 1 Pondasi Tiang :
     Pada area tower, tipe pondasi yang digunakan adalah pondasi dalam dimana terdapat beberapa tipe *pilecap* dengan konfigurasi tiang 1 x 1, 2 x 1 dan 2 x 2. Penanaman pondasi tiang pada lokasi studi di area podium dilakukan hingga kedalaman -48 meter (panjang pondasi 43 meter) sehingga digunakan Qijin hasil perhitungan diameter 60 cm pada area podium menggunakan metode Luciano Decourt sebesar 166,845 ton dan sebesar 278,7 ton menggunakan metode Meyerhof dan Bazaraa. Jarak antar tiang pada area podium adalah 150 cm. Berikut merupakan contoh perhitungan kontrol kapasitas serta kontrol kuat tarik 1 tiang pada area podium dengan menggunakan **titik F6** dengan konfigurasi tiang 2x2 yang terlihat pada **Gambar 6.7**.



Gambar 6.7 Konfigurasi pondasi tiang 2x2 pada area podium

Data beban yang digunakan untuk perhitungan ini berdasarkan **Tabel 5.1**.

P = 571,57 ton

Mx = 2,2 tm

My = 2,21 tm
n = 4 buah

Berdasarkan **Gambar 6.7** bisa didapatkan nilai X_{maks} dan Y_{maks} serta $\sum X^2$ dan $\sum Y^2$ sebagai berikut :

X_{maks} = 0,75 m
Y_{maks} = 0,75 m

$$P_{maks} = \frac{P}{n} + \frac{My.X}{\sum X^2} + \frac{Mx.Y}{\sum Y^2}$$

$$P_{maks} = \frac{571,57}{4} + \frac{2,21(0.75)}{2x0,75^2} + \frac{2,2(0,75)}{2x0,75^2}$$

P_{maks} = 144,363 ton

$$P_{min} = \frac{571,57}{4} - \frac{2,21(0.75)}{2x0,75^2} - \frac{2,2(0,75)}{2x0,75^2}$$

P_{min} = 141,423 ton

a. Kontrol P_{maks} 1 tiang :
   - Luciano Decourt
     $P_{maks} < Q_{ijin}$
     144,363 < 166,845 (OK)
   - Meyerhof dan Bazaraa
     $P_{maks} < Q_{ijin}$
     144,363 < 278,70 (OK)

b. Kontrol P_{min} 1 tiang :

Pada spesifikasi pondasi tiang, besar *unit weight* yang pada pondasi eksisting sebesar 393 kg/m, sehingga perhitungan berat sendiri pondasi adalah *unit weight* dikali dengan panjang pondasi tiang.

W_{tiang} = 393 x 43 = 16899 kg = 16,899 ton

- Luciano Decourt
  Qs = 450,056 ton; SF = 3
  $Qs_{ijin} = \frac{450,056}{3}$ + 16,889 = 166,918 ton
  $P_{min} < Qs_{ijin}$
  141,423 < 166,918 (OK)
- Meyerhof dan Bazaraa
  Qs = 627,37 ton; SF = 3
  $Qs_{ijin} = \frac{627,37}{3}$ + 16,889 = 226,02 ton

P_{min} < Qs_{ijin}

141,423 < 226,02 (OK)

Pada analisis ini, nilai P_{maks} merupakan besar nilai beban maksimum yang diterima oleh 1 pondasi tiang sehingga perlu dikontrol terhadap daya dukung ijin tiang yang telah dihitung pada sub bab sebelumnya untuk mengecek apakah pada kondisi eksisting pondasi sudah mampu menahan beban aksial maksimum 1 tiang. Sedangkan nilai P_{min} merupakan besar gaya tarik yang diterima oleh 1 tiang sehingga perlu dikontrol terhadap nilai daya dukung tanah dengan hanya memperhitungkan kekuatan geser di sekeliling tiang dengan tanah (Qs) yang ditambah dengan berat sendiri pondasi untuk menahan pondasi tiang agar tidak tertarik. Berikut merupakan rekapitulasi hasil kontrol kapasitas 1 tiang pondasi dengan Qijin serta rekapitulasi hasil kontrol kuat tarik 1 tiang pondasi pada semua titik di area podium (**Tabel 6.5** dan **Tabel 6.6)**.

Tabel 6.5 Rekapitulasi Kontrol Kapasitas 1 Tiang Pondasi pada Area Podium

As	N	P	Mx	My	P/n	Mx.y/ ($\sum y^2$)	My.x/ ($\sum x^2$)	1 tiang						
								Pmax	Pijin	Pijin	SF	Ket.	SF	Ket.
	buah	ton	ton.m	ton.m					Luciano Decourt	Meyerhof	Luciano Decourt		Meyerhof	
J1	1	211.89	8.88	4.44	211.890	0.000	0.000	211.890	166.845	278.70	0.787	NOT OK	1.315	OK
J2	2	315.82	11.31	0.36	157.910	0.000	0.240	158.150	166.845	278.70	1.055	OK	1.762	OK
J3	3	424.14	55	3.28	141.380	41.463	2.187	185.030	166.845	278.70	0.902	NOT OK	1.506	OK
J5	3	438.2	1.55	11.8	146.067	1.169	7.867	155.102	166.845	278.70	1.076	OK	1.797	OK
A4	3	466.18	13.68	5.03	155.393	10.313	3.353	169.060	166.845	278.70	0.987	NOT OK	1.649	OK
A5	2	367.47	0.68	1.48	183.735	0.000	0.987	184.722	166.845	278.70	0.903	NOT OK	1.509	OK
A2	3	441.27	60.2	6.39	147.090	45.384	4.260	196.734	166.845	278.70	0.848	NOT OK	1.417	OK
A1	2	252.2	23	5.7	126.100	0.000	3.800	129.900	166.845	278.70	1.284	OK	2.146	OK
A'13	1	62.29	0.71	7.84	62.290	0.000	0.000	62.290	166.845	278.70	2.679	OK	4.474	OK
A'15	1	75.3	0.86	10.86	75.300	0.000	0.000	75.300	166.845	278.70	2.216	OK	3.701	OK
F6	4	571.57	2.2	2.21	142.893	0.733	0.737	144.363	166.845	278.70	1.156	OK	1.931	OK
F7	3	535.9	25.47	0.19	178.633	19.201	0.127	197.961	166.845	278.70	0.843	NOT OK	1.408	OK
F8	3	522.42	3.14	0.29	174.140	2.367	0.193	176.701	166.845	278.70	0.944	NOT OK	1.577	OK
F15	1	65.09	1.65	8.48	65.090	0.000	0.000	65.090	166.845	278.70	2.563	OK	4.282	OK
F16	1	79	2.08	12.24	79.000	0.000	0.000	79.000	166.845	278.70	2.112	OK	3.528	OK
E6	4	659.54	0.22	3.5	164.885	0.073	1.167	166.125	166.845	278.70	1.004	OK	1.678	OK
E7	4	587.93	0.21	0.15	146.983	0.070	0.050	147.103	166.845	278.70	1.134	OK	1.895	OK
E8	4	599.86	0.03	0.66	149.965	0.010	0.220	150.195	166.845	278.70	1.111	OK	1.856	OK
E15	1	70.06	0.06	9.22	70.060	0.000	0.000	70.060	166.845	278.70	2.381	OK	3.978	OK
E16	1	82.17	1.36	11.97	82.170	0.000	0.000	82.170	166.845	278.70	2.030	OK	3.392	OK
D6	4	652.1	0.41	0.95	163.025	0.137	0.317	163.478	166.845	278.70	1.021	OK	1.705	OK
D7	4	567.44	26.79	0.12	141.860	8.930	0.040	150.830	166.845	278.70	1.106	OK	1.848	OK
D8	4	595.88	0.16	0.79	148.970	0.053	0.263	149.287	166.845	278.70	1.118	OK	1.867	OK
D15	1	61.39	3.85	8.21	61.390	0.000	0.000	61.390	166.845	278.70	2.718	OK	4.540	OK
D16	1	71.9	5.96	9.9	71.900	0.000	0.000	71.900	166.845	278.70	2.321	OK	3.876	OK

As	N	P	Mx	My	P/n	Mx.y/ ($\sum y^2$)	My.x/ ($\sum x^2$)	1 tiang						
								Pmax	Pijin	Pijin	SF	Ket.	SF	Ket.
	buah	ton	ton.m	ton.m					Luciano Decourt	Meyerhof	Luciano Decourt		Meyerhof	
A6	3	402.78	3.94	43.08	134.260	2.970	0.000	137.230	166.845	278.70	1.216	OK	2.031	OK
A8	3	412.29	3.88	93.06	137.430	2.925	0.000	140.355	166.845	278.70	1.189	OK	1.986	OK
A9	2	361.46	0.58	0.73	180.730	0.000	0.487	181.217	166.845	278.70	0.921	NOT OK	1.538	OK
A10	3	424.59	2.09	2.29	141.530	1.576	1.527	144.632	166.845	278.70	1.154	OK	1.927	OK
A12	3	428.17	4.07	2.11	142.723	3.068	1.407	147.198	166.845	278.70	1.133	OK	1.893	OK
A13	2	281.84	7.39	1.57	140.920	0.000	1.047	141.967	166.845	278.70	1.175	OK	1.963	OK
A14	1	211.19	16.93	3.67	211.190	0.000	0.000	211.190	166.845	278.70	0.790	NOT OK	1.320	OK
A15	1	27.42	0.81	1.97	27.420	0.000	0.000	27.420	166.845	278.70	6.085	OK	10.164	OK
A16	1	29.89	1.64	2.5	29.890	0.000	0.000	29.890	166.845	278.70	5.582	OK	9.324	OK
J6	2	341.5	5.1	43.85	170.750	0.000	29.233	199.983	166.845	278.70	0.834	NOT OK	1.394	OK
J8	2	342.46	6.9	16.97	171.230	0.000	11.313	182.543	166.845	278.70	0.914	NOT OK	1.527	OK
J9	3	388.33	52.75	2.81	129.443	39.767	1.873	171.084	166.845	278.70	0.975	NOT OK	1.629	OK
J12	2	304.14	12.05	2.4	152.070	0.000	1.600	153.670	166.845	278.70	1.086	OK	1.814	OK
J11	3	381.69	54.54	5.08	127.230	41.117	3.387	171.733	166.845	278.70	0.972	NOT OK	1.623	OK
J13	2	237.6	10.13	0.01	118.800	0.000	0.007	118.807	166.845	278.70	1.404	OK	2.346	OK
J14	1	164.87	4.59	3.69	164.870	0.000	0.000	164.870	166.845	278.70	1.012	OK	1.690	OK
J15	1	31.18	7.32	3.78	31.180	0.000	0.000	31.180	166.845	278.70	5.351	OK	8.938	OK
J16	1	37.93	6.25	5.94	37.930	0.000	0.000	37.930	166.845	278.70	4.399	OK	7.348	OK
H15	1	31.18	7.32	7.38	31.180	0.000	0.000	31.180	166.845	278.70	5.351	OK	8.938	OK
H16	1	37.93	6.25	5.94	37.930	0.000	0.000	37.930	166.845	278.70	4.399	OK	7.348	OK
C15	1	50.46	1.1	6.75	50.460	0.000	0.000	50.460	166.845	278.70	3.306	OK	5.523	OK
C16	1	60.97	1.53	8.66	60.970	0.000	0.000	60.970	166.845	278.70	2.737	OK	4.571	OK
C17	1	72.6	57.47	0.34	72.600	0.000	0.000	72.600	166.845	278.70	2.298	OK	3.839	OK
A17	1	59.21	57.3	0.5	59.210	0.000	0.000	59.210	166.845	278.70	2.818	OK	4.707	OK
D17	1	34.9	4.36	4.48	34.900	0.000	0.000	34.900	166.845	278.70	4.781	OK	7.986	OK
E17	1	41.21	1.29	4.17	41.210	0.000	0.000	41.210	166.845	278.70	4.049	OK	6.763	OK
F17	1	40.95	0.99	3.07	40.950	0.000	0.000	40.950	166.845	278.70	4.074	OK	6.806	OK
H17	1	38.68	0.54	3.66	38.680	0.000	0.000	38.680	166.845	278.70	4.313	OK	7.205	OK
J17	1	20.79	1.84	2.64	20.790	0.000	0.000	20.790	166.845	278.70	8.025	OK	13.406	OK
A'5	1	43.62	1.69	1.24	43.620	0.000	0.000	43.620	166.845	278.70	3.825	OK	6.389	OK
A'6	4	528.74	10.9	1.31	132.185	3.633	0.437	136.255	166.845	278.70	1.225	OK	2.045	OK
A'8	4	533.43	14.49	58.9	133.358	4.830	19.633	157.821	166.845	278.70	1.057	OK	1.766	OK
A'9	1	52.35	9.01	0.63	52.350	0.000	0.000	52.350	166.845	278.70	3.187	OK	5.324	OK
A'10	1	59.85	1.7	7	59.850	0.000	0.000	59.850	166.845	278.70	2.788	OK	4.657	OK
A'12	1	58.49	4.14	5.69	58.490	0.000	0.000	58.490	166.845	278.70	2.853	OK	4.765	OK
H'6	3	467	1.45	69.69	155.667	1.093	46.460	203.220	166.845	278.70	0.821	NOT OK	1.371	OK
H'8	3	471.15	3.98	25.82	157.050	3.000	17.213	177.264	166.845	278.70	0.941	NOT OK	1.572	OK
H6	4	549.25	1.36	16.53	137.313	0.453	5.510	143.276	166.845	278.70	1.165	OK	1.945	OK
H8	4	526.23	0.98	22.72	131.558	0.327	7.573	139.458	166.845	278.70	1.196	OK	1.998	OK
B6	4	651.43	4.37	15.45	162.858	1.457	5.150	169.464	166.845	278.70	0.985	NOT OK	1.645	OK
B8	4	617.74	2.64	20.85	154.435	0.880	6.950	162.265	166.845	278.70	1.028	OK	1.718	OK

Berdasarkan rekapitulasi hasil kontrol kapasitas 1 tiang pada area podium dengan daya dukung ijin tanah menggunakan metode Luciano Decourt serta Meyerhof dan Bazaraa, dapat dilihat bahwa terdapat 16 titik perletakan yang nilainya melebihi daya dukung ijin tiang pada metode Luciano Decourt dengan SF =3. Sedangkan pada kontrol terhadap daya dukung ijin tiang menggunakan metode Meyerhof, gaya pada semua titik aman ditumpu.

Tabel 6.6 Rekapitulasi Kontrol Kuat Tarik 1 Tiang Pondasi pada Area Podium

As	N	P	Mx	My	P/n	Mx.y/ ($\sum y^2$)	My.x/ ($\sum x^2$)	Kontrol 1 tiang tarik						
								Pmin	Qs	Qs	SF	Ket.	SF	Ket.
	buah	ton	ton.m	ton.m					Luciano Decourt	Meyerhof	Luciano Decourt		Meyerhof	
J1	1	211.89	8.88	4.44	211.890	0.000	0.000	211.890	166.918	226.02	0.788	NOT OK	1.067	OK
J2	2	315.82	11.31	0.36	157.910	0.000	0.240	157.670	166.918	226.02	1.059	OK	1.434	OK
J3	3	424.14	55	3.28	141.380	41.463	2.187	97.730	166.918	226.02	1.708	OK	2.313	OK
J5	3	438.2	1.55	11.8	146.067	1.169	7.867	137.031	166.918	226.02	1.218	OK	1.649	OK
A4	3	466.18	13.68	5.03	155.393	10.313	3.353	141.727	166.918	226.02	1.178	OK	1.595	OK
A5	2	367.47	0.68	1.48	183.735	0.000	0.987	182.748	166.918	226.02	0.913	NOT OK	1.237	OK
A2	3	441.27	60.2	6.39	147.090	45.384	4.260	97.446	166.918	226.02	1.713	OK	2.319	OK
A1	2	252.2	23	5.7	126.100	0.000	3.800	122.300	166.918	226.02	1.365	OK	1.848	OK
A'13	1	62.29	0.71	7.84	62.290	0.000	0.000	62.290	166.918	226.02	2.680	OK	3.629	OK
A'15	1	75.3	0.86	10.86	75.300	0.000	0.000	75.300	166.918	226.02	2.217	OK	3.002	OK
F6	4	571.57	2.2	2.21	142.893	0.733	0.737	141.423	166.918	226.02	1.180	OK	1.598	OK
F7	3	535.9	25.47	0.19	178.633	19.201	0.127	159.305	166.918	226.02	1.048	OK	1.419	OK
F8	3	522.42	3.14	0.29	174.140	2.367	0.193	171.579	166.918	226.02	0.973	NOT OK	1.317	OK
F15	1	65.09	1.65	8.48	65.090	0.000	0.000	65.090	166.918	226.02	2.564	OK	3.472	OK
F16	1	79	2.08	12.24	79.000	0.000	0.000	79.000	166.918	226.02	2.113	OK	2.861	OK
E6	4	659.54	0.22	3.5	164.885	0.073	1.167	163.645	166.918	226.02	1.020	OK	1.381	OK
E7	4	587.93	0.21	0.15	146.983	0.070	0.050	146.863	166.918	226.02	1.137	OK	1.539	OK
E8	4	599.86	0.03	0.66	149.965	0.010	0.220	149.735	166.918	226.02	1.115	OK	1.509	OK
E15	1	70.06	0.06	9.22	70.060	0.000	0.000	70.060	166.918	226.02	2.382	OK	3.226	OK
E16	1	82.17	1.36	11.97	82.170	0.000	0.000	82.170	166.918	226.02	2.031	OK	2.751	OK
D6	4	652.1	0.41	0.95	163.025	0.137	0.317	162.572	166.918	226.02	1.027	OK	1.390	OK
D7	4	567.44	26.79	0.12	141.860	8.930	0.040	132.890	166.918	226.02	1.256	OK	1.701	OK
D8	4	595.88	0.16	0.79	148.970	0.053	0.263	148.653	166.918	226.02	1.123	OK	1.520	OK
D15	1	61.39	3.85	8.21	61.390	0.000	0.000	61.390	166.918	226.02	2.719	OK	3.682	OK
D16	1	71.9	5.96	9.9	71.900	0.000	0.000	71.900	166.918	226.02	2.322	OK	3.144	OK
A6	3	402.78	3.94	43.08	134.260	2.970	0.000	131.290	166.918	226.02	1.271	OK	1.722	OK
A8	3	412.29	3.88	93.06	137.430	2.925	0.000	134.505	166.918	226.02	1.241	OK	1.680	OK
A9	2	361.46	0.58	0.73	180.730	0.000	0.487	180.243	166.918	226.02	0.926	NOT OK	1.254	OK
A10	3	424.59	2.09	2.29	141.530	1.576	1.527	138.428	166.918	226.02	1.206	OK	1.633	OK
A12	3	428.17	4.07	2.11	142.723	3.068	1.407	138.248	166.918	226.02	1.207	OK	1.635	OK
A13	2	281.84	7.39	1.57	140.920	0.000	1.047	139.873	166.918	226.02	1.193	OK	1.616	OK
A14	1	211.19	16.93	3.67	211.190	0.000	0.000	211.190	166.918	226.02	0.790	NOT OK	1.070	OK
A15	1	27.42	0.81	1.97	27.420	0.000	0.000	27.420	166.918	226.02	6.087	OK	8.243	OK
A16	1	29.89	1.64	2.5	29.890	0.000	0.000	29.890	166.918	226.02	5.584	OK	7.562	OK
J6	2	341.5	5.1	43.85	170.750	0.000	29.233	141.517	166.918	226.02	1.179	OK	1.597	OK
J8	2	342.46	6.9	16.97	171.230	0.000	11.313	159.917	166.918	226.02	1.044	OK	1.413	OK
J9	3	388.33	52.75	2.81	129.443	39.767	1.873	87.803	166.918	226.02	1.901	OK	2.574	OK
J12	2	304.14	12.05	2.4	152.070	0.000	1.600	150.470	166.918	226.02	1.109	OK	1.502	OK
J11	3	381.69	54.54	5.08	127.230	41.117	3.387	82.727	166.918	226.02	2.018	OK	2.732	OK
J13	2	237.6	10.13	0.01	118.800	0.000	0.007	118.793	166.918	226.02	1.405	OK	1.903	OK
J14	1	164.87	4.59	3.69	164.870	0.000	0.000	164.870	166.918	226.02	1.012	OK	1.371	OK
J15	1	31.18	7.32	3.78	31.180	0.000	0.000	31.180	166.918	226.02	5.353	OK	7.249	OK
J16	1	37.93	6.25	5.94	37.930	0.000	0.000	37.930	166.918	226.02	4.401	OK	5.959	OK
H15	1	31.18	7.32	7.38	31.180	0.000	0.000	31.180	166.918	226.02	5.353	OK	7.249	OK
H16	1	37.93	6.25	5.94	37.930	0.000	0.000	37.930	166.918	226.02	4.401	OK	5.959	OK
C15	1	50.46	1.1	6.75	50.460	0.000	0.000	50.460	166.918	226.02	3.308	OK	4.479	OK
C16	1	60.97	1.53	8.66	60.970	0.000	0.000	60.970	166.918	226.02	2.738	OK	3.707	OK
C17	1	72.6	57.47	0.34	72.600	0.000	0.000	72.600	166.918	226.02	2.299	OK	3.113	OK
A17	1	59.21	57.3	0.5	59.210	0.000	0.000	59.210	166.918	226.02	2.819	OK	3.817	OK
D17	1	34.9	4.36	4.48	34.900	0.000	0.000	34.900	166.918	226.02	4.783	OK	6.476	OK
E17	1	41.21	1.29	4.17	41.210	0.000	0.000	41.210	166.918	226.02	4.050	OK	5.485	OK
F17	1	40.95	0.99	3.07	40.950	0.000	0.000	40.950	166.918	226.02	4.076	OK	5.519	OK
H17	1	38.68	0.54	3.66	38.680	0.000	0.000	38.680	166.918	226.02	4.315	OK	5.843	OK
J17	1	20.79	1.84	2.64	20.790	0.000	0.000	20.790	166.918	226.02	8.029	OK	10.872	OK
A'5	1	43.62	1.69	1.24	43.620	0.000	0.000	43.620	166.918	226.02	3.827	OK	5.182	OK
A'6	4	528.74	10.9	1.31	132.185	3.633	0.437	128.115	166.918	226.02	1.303	OK	1.764	OK
A'8	4	533.43	14.49	58.9	133.358	4.830	19.633	108.894	166.918	226.02	1.533	OK	2.076	OK
A'9	1	52.35	9.01	0.63	52.350	0.000	0.000	52.350	166.918	226.02	3.188	OK	4.318	OK
A'10	1	59.85	1.7	7	59.850	0.000	0.000	59.850	166.918	226.02	2.789	OK	3.776	OK
A'12	1	58.49	4.14	5.69	58.490	0.000	0.000	58.490	166.918	226.02	2.854	OK	3.864	OK

As	N	P	Mx	My	P/n	Mx.y/ ($\sum y^2$)	My.x/ ($\sum x^2$)	Kontrol 1 tiang tarik						
								Pmin	Qs	Qs	SF	Ket.	SF	Ket.
	buah	ton	ton.m	ton.m					Luciano Decourt	Meyerhof	Luciano Decourt		Meyerhof	
H'6	3	467	1.45	69.69	155.667	1.093	52.655	101.919	166.918	226.02	1.638	OK	2.218	OK
H'8	3	471.15	3.98	25.82	157.050	3.000	19.508	134.541	166.918	226.02	1.241	OK	1.680	OK
H6	4	549.25	1.36	16.53	137.313	0.453	6.245	130.615	166.918	226.02	1.278	OK	1.730	OK
H8	4	526.23	0.98	22.72	131.558	0.327	8.583	122.648	166.918	226.02	1.361	OK	1.843	OK
B6	4	651.43	4.37	15.45	162.858	1.457	5.837	155.564	166.918	226.02	1.073	OK	1.453	OK
B8	4	617.74	2.64	20.85	154.435	0.880	7.877	145.678	166.918	226.02	1.146	OK	1.552	OK

Berdasarkan rekapitulasi hasil kontrol tarik 1 tiang pada area podium dengan daya dukung sepanjang selimut tiang ijin (Qs_{ijin}) tanah menggunakan metode Luciano Decourt serta Meyerhof dan Bazaraa, dapat dilihat bahwa terdapat 5 titik yang kuat tariknya melebihi Qs_{ijin} pada metode Luciano Decourt dengan SF =3. Sedangkan pada kontrol terhadap metode Meyerhof, kuat tarik 1 tiang memenuhi Qs_{ijin} tiang pondasi sehingga aman terhadap gaya tarik tiang.

- Kontrol Pondasi Tiang dalam Kelompok :
  Setelah dilakukan kontrol kapasitas 1 tiang pada area podium, perlu juga dilakukan kontrol pondasi tiang dalam kelompok. Pada perencanaan pondasi tiang dalam kelompok perlu dikoreksi dahulu terhadap nilai efisiensinya. Berikut merupakan contoh perhitungan efisiensi pada area podium dengan menggunakan contoh perhitungan di *pilecap* konfigurasi 2 x 2 :
  Efisiensi pada area podium (*Pilecap* konfigurasi 2x2 di titik F6) :
  D = 0,6 m
  S = 1,5 m
  m = 2
  n = 2
  P = 571,570 ton
  P_{max}= 144,363 ton

a. Converse Labarre :

$$Eff = 1 - \arctan\frac{D}{s} \times \left(\frac{(n-1)\times m + (m-1)\times n}{90 \times m \times n}\right)$$

Eff = 1- arc $\tan\frac{0,6}{1,5}$ x $(\frac{(2-1)x\ 2+(2-1)x\ 2}{90\ x\ 2\ x\ 2})$

Eff = 0,996

Maka besar daya dukung tiang dalam kelompok pada *Pilecap* konfigurasi 2x2 di titik F6 dengan efisiensi Converse Labarre adalah sebagai berikut :

$Q_{ijin(grup)} = P_{ijin}$ x Eff

Daya dukung ijin metode Luciano Decourt :

$Q_{ijin(grup)}$ = 166,845 x 0,996

$Q_{ijin(grup)}$ = 166,14 ton

Kontrol :

P_{max}	<	$Q_{ijin(grup)}$
144,363 ton	<	166,14 ton (OK)

Daya dukung ijin metode Meyerhof dan Bazaraa :

$Q_{ijin(grup)}$ = 278,7 x 0,996

$Q_{ijin(grup)}$ = 277,523 ton

Kontrol :

P_{max}	<	$Q_{ijin(grup)}$
144,363 ton	<	277,523 ton (OK)

b. Los Angeles :

Eff = 1- $\frac{D}{\pi.s.n.m}$ x (n(m-1)+m(n-1) +$\sqrt{2}$(n-1)(m-1))

Eff = 1- $\frac{0,6}{\pi(1,5)(2)(2)}$x(2(2-1)+2(2-1)+$\sqrt{2}$(2-1)(2-1))

Eff = 0,914

Maka besar daya dukung tiang dalam kelompok pada *Pilecap* konfigurasi 2x2 di titik F6 dengan efisiensi Los Angeles adalah sebagai berikut :

$Q_{ijin(grup)} = P_{ijin}$ x Eff

Daya dukung ijin metode Luciano Decourt :

$Q_{ijin(grup)}$ = 166,845 x 0,914

$Q_{ijin(grup)}$ = 152,468 ton

Kontrol :

P_{max}	<	$Q_{ijin(grup)}$
144,363 ton	<	152,468 ton (OK)

Daya dukung ijin metode Meyerhof dan Bazaraa :

$Q_{ijin(grup)}$ = 278,7 x 0,914
$Q_{ijin(grup)}$ = 254,685 ton
Kontrol :

P_{max}	<	$Q_{ijin(grup)}$
144,363 ton	<	254,685 ton (OK)

c. Seiler Keeney :

$$Eff = (1- \frac{36s}{(75s^2-7)} \text{ x } (\frac{m+n-2}{m+n-1}))+ \frac{0,3}{m+n}$$

$$Eff = (1- \frac{36(1,5)}{(75(1,5)^2-7)} \text{ x } (\frac{2+2-2}{2+2-1}))+ \frac{0,3}{2+2}$$

Eff = 0,852

Maka besar daya dukung tiang dalam kelompok pada *Pilecap* konfigurasi 2x2 di titik F6 dengan efisiensi Seiler Keeney adalah sebagai berikut :

$Q_{ijin(grup)} = P_{ijin}$ x Eff

Daya dukung ijin metode Luciano Decourt :

$Q_{ijin(grup)}$ = 166,845 x 0,852
$Q_{ijin(grup)}$ = 142,225 ton
Kontrol :

P_{max}	<	$Q_{ijin(grup)}$
144,363 ton	<	142,225 ton (NOT OK)

Daya dukung ijin metode Meyerhof dan Bazaraa :

$Q_{ijin(grup)}$ = 278,7 x 0,852
$Q_{ijin(grup)}$ = 237,574 ton
Kontrol :

P_{max}	<	$Q_{ijin(grup)}$
144,363 ton	<	237,574 ton (OK)

Cara yang sama juga digunakan dalam perhitungan daya dukung ijin tiang dalam kelompok pada semua titik. Hasil rekapitulasi kontrol pondasi tiang dalam kelompok terhadap beban yang ditumpu dengan menggunakan berbagai metode diatas akan disajikan pada **Tabel 6.7**, **Tabel 6.8** dan **Tabel 6.9**.

Tabel 6.7 Rekapitulasi Hasil Kontrol Pondasi Tiang dalam Kelompok pada Area Podium dengan Efisiensi Converse Labarre

As	N	Grup							
		Eff	Pmax	Pijin	Pijin	SF	Ket.	SF	Ket.
	buah	Converse Labarre		Luciano Decourt	Meyerhof	Luciano Decourt		Meyerhof	
J1	1	1.000	211.890	166.845	278.701	0.787	NOT OK	1.315	OK
J2	2	0.998	158.150	166.492	278.112	1.053	OK	1.759	OK
J3	3	0.996	185.030	166.257	277.719	0.899	NOT OK	1.501	OK
J5	3	0.996	155.102	166.257	277.719	1.072	OK	1.791	OK
A4	3	0.996	169.060	166.257	277.719	0.983	NOT OK	1.643	OK
A5	2	0.998	184.722	166.492	278.112	0.901	NOT OK	1.506	OK
A2	3	0.996	196.734	166.257	277.719	0.845	NOT OK	1.412	OK
A1	2	0.998	129.900	166.492	278.112	1.282	OK	2.141	OK
A'13	1	1.000	62.290	166.845	278.701	2.679	OK	4.474	OK
A'15	1	1.000	75.300	166.845	278.701	2.216	OK	3.701	OK
F6	4	0.996	144.363	166.140	277.523	1.151	OK	1.922	OK
F7	3	0.996	197.961	166.257	277.719	0.840	NOT OK	1.403	OK
F8	3	0.996	176.701	166.257	277.719	0.941	NOT OK	1.572	OK
F15	1	1.000	65.090	166.845	278.701	2.563	OK	4.282	OK
F16	1	1.000	79.000	166.845	278.701	2.112	OK	3.528	OK
E6	4	0.996	166.125	166.140	277.523	1.000	OK	1.671	OK
E7	4	0.996	147.103	166.140	277.523	1.129	OK	1.887	OK
E8	4	0.996	150.195	166.140	277.523	1.106	OK	1.848	OK
E15	1	1.000	70.060	166.845	278.701	2.381	OK	3.978	OK
E16	1	1.000	82.170	166.845	278.701	2.030	OK	3.392	OK
D6	4	0.996	163.478	166.140	277.523	1.016	OK	1.698	OK
D7	4	0.996	150.830	166.140	277.523	1.102	OK	1.840	OK
D8	4	0.996	149.287	166.140	277.523	1.113	OK	1.859	OK
D15	1	1.000	61.390	166.845	278.701	2.718	OK	4.540	OK
D16	1	1.000	71.900	166.845	278.701	2.321	OK	3.876	OK
A6	3	0.996	137.230	166.257	277.719	1.212	OK	2.024	OK
A8	3	0.996	140.355	166.257	277.719	1.185	OK	1.979	OK
A9	2	0.998	181.217	166.492	278.112	0.919	NOT OK	1.535	OK
A10	3	0.996	144.632	166.257	277.719	1.150	OK	1.920	OK
A12	3	0.996	147.198	166.257	277.719	1.129	OK	1.887	OK
A13	2	0.998	141.967	166.492	278.112	1.173	OK	1.959	OK
A14	1	1.000	211.190	166.845	278.701	0.790	NOT OK	1.320	OK
A15	1	1.000	27.420	166.845	278.701	6.085	OK	10.164	OK
A16	1	1.000	29.890	166.845	278.701	5.582	OK	9.324	OK
J6	2	0.998	199.983	166.492	278.112	0.833	NOT OK	1.391	OK
J8	2	0.998	182.543	166.492	278.112	0.912	NOT OK	1.524	OK
J9	3	0.996	171.084	166.257	277.719	0.972	NOT OK	1.623	OK
J12	2	0.998	153.670	166.492	278.112	1.083	OK	1.810	OK
J11	3	0.996	171.733	166.257	277.719	0.968	NOT OK	1.617	OK
J13	2	0.998	118.807	166.492	278.112	1.401	OK	2.341	OK
J14	1	1.000	164.870	166.845	278.701	1.012	OK	1.690	OK
J15	1	1.000	31.180	166.845	278.701	5.351	OK	8.938	OK
J16	1	1.000	37.930	166.845	278.701	4.399	OK	7.348	OK

As	N	Grup							
		Eff	Pmax	Pijin	Pijin	SF	Ket.	SF	Ket.
	buah	Converse Labarre		Luciano Decourt	Meyerhof	Luciano Decourt		Meyerhof	
H15	1	1.000	31.180	166.845	278.701	5.351	OK	8.938	OK
H16	1	1.000	37.930	166.845	278.701	4.399	OK	7.348	OK
C15	1	1.000	50.460	166.845	278.701	3.306	OK	5.523	OK
C16	1	1.000	60.970	166.845	278.701	2.737	OK	4.571	OK
C17	1	1.000	72.600	166.845	278.701	2.298	OK	3.839	OK
A17	1	1.000	59.210	166.845	278.701	2.818	OK	4.707	OK
D17	1	1.000	34.900	166.845	278.701	4.781	OK	7.986	OK
E17	1	1.000	41.210	166.845	278.701	4.049	OK	6.763	OK
F17	1	1.000	40.950	166.845	278.701	4.074	OK	6.806	OK
H17	1	1.000	38.680	166.845	278.701	4.313	OK	7.205	OK
J17	1	1.000	20.790	166.845	278.701	8.025	OK	13.406	OK
A'5	1	1.000	43.620	166.845	278.701	3.825	OK	6.389	OK
A'6	4	0.996	136.255	166.140	277.523	1.219	OK	2.037	OK
A'8	4	0.996	157.821	166.140	277.523	1.053	OK	1.758	OK
A'9	1	1.000	52.350	166.845	278.701	3.187	OK	5.324	OK
A'10	1	1.000	59.850	166.845	278.701	2.788	OK	4.657	OK
A'12	1	1.000	58.490	166.845	278.701	2.853	OK	4.765	OK
H'6	3	0.996	203.220	166.257	277.719	0.818	NOT OK	1.367	OK
H'8	3	0.996	177.264	166.257	277.719	0.938	NOT OK	1.567	OK
H6	4	0.996	143.276	166.140	277.523	1.160	OK	1.937	OK
H8	4	0.996	139.458	166.140	277.523	1.191	OK	1.990	OK
B6	4	0.996	169.464	166.140	277.523	0.980	NOT OK	1.638	OK
B8	4	0.996	162.265	166.140	277.523	1.024	OK	1.710	OK

Tabel 6.8 Rekapitulasi Hasil Kontrol Pondasi Tiang dalam Kelompok pada Area Podium dengan Efisiensi Los Angeles

As	N	Grup							
		Eff	Pmax	Pijin	Pijin	SF	Ket.	SF	Ket.
	buah	Los Angeles		Luciano Decourt	Meyerhof	Luciano Decourt		Meyerhof	
J1	1	1.000	211.890	166.845	278.701	0.787	NOT OK	1.315	OK
J2	2	0.968	158.150	161.534	269.830	1.021	OK	1.706	OK
J3	3	0.932	185.030	155.490	259.733	0.840	NOT OK	1.404	OK
J5	3	0.932	155.102	155.490	259.733	1.003	OK	1.675	OK
A4	3	0.932	169.060	155.490	259.733	0.920	NOT OK	1.536	OK
A5	2	0.968	184.722	161.534	269.830	0.874	NOT OK	1.461	OK
A2	3	0.932	196.734	155.490	259.733	0.790	NOT OK	1.320	OK
A1	2	0.968	129.900	161.534	269.830	1.244	OK	2.077	OK
A'13	1	1.000	62.290	166.845	278.701	2.679	OK	4.474	OK
A'15	1	1.000	75.300	166.845	278.701	2.216	OK	3.701	OK
F6	4	0.914	144.363	152.468	254.685	1.056	OK	1.764	OK
F7	3	0.932	197.961	155.490	259.733	0.785	NOT OK	1.312	OK
F8	3	0.932	176.701	155.490	259.733	0.880	NOT OK	1.470	OK
F15	1	1.000	65.090	166.845	278.701	2.563	OK	4.282	OK
F16	1	1.000	79.000	166.845	278.701	2.112	OK	3.528	OK
E6	4	0.914	166.125	152.468	254.685	0.918	NOT OK	1.533	OK
E7	4	0.914	147.103	152.468	254.685	1.036	OK	1.731	OK

As	N	Grup							
		Eff	Pmax	Pijin	Pijin	SF	Ket.	SF	Ket.
	buah	Los Angeles		Luciano Decourt	Meyerhof	Luciano Decourt		Meyerhof	
E8	4	0.914	150.195	152.468	254.685	1.015	OK	1.696	OK
E15	1	1.000	70.060	166.845	278.701	2.381	OK	3.978	OK
E16	1	1.000	82.170	166.845	278.701	2.030	OK	3.392	OK
D6	4	0.914	163.478	152.468	254.685	0.933	NOT OK	1.558	OK
D7	4	0.914	150.830	152.468	254.685	1.011	OK	1.689	OK
D8	4	0.914	149.287	152.468	254.685	1.021	OK	1.706	OK
D15	1	1.000	61.390	166.845	278.701	2.718	OK	4.540	OK
D16	1	1.000	71.900	166.845	278.701	2.321	OK	3.876	OK
A6	3	0.932	137.230	155.490	259.733	1.133	OK	1.893	OK
A8	3	0.932	140.355	155.490	259.733	1.108	OK	1.851	OK
A9	2	0.968	181.217	161.534	269.830	0.891	NOT OK	1.489	OK
A10	3	0.932	144.632	155.490	259.733	1.075	OK	1.796	OK
A12	3	0.932	147.198	155.490	259.733	1.056	OK	1.765	OK
A13	2	0.968	141.967	161.534	269.830	1.138	OK	1.901	OK
A14	1	1.000	211.190	166.845	278.701	0.790	NOT OK	1.320	OK
A15	1	1.000	27.420	166.845	278.701	6.085	OK	10.164	OK
A16	1	1.000	29.890	166.845	278.701	5.582	OK	9.324	OK
J6	2	0.968	199.983	161.534	269.830	0.808	NOT OK	1.349	OK
J8	2	0.968	182.543	161.534	269.830	0.885	NOT OK	1.478	OK
J9	3	0.932	171.084	155.490	259.733	0.909	NOT OK	1.518	OK
J12	2	0.968	153.670	161.534	269.830	1.051	OK	1.756	OK
J11	3	0.932	171.733	155.490	259.733	0.905	NOT OK	1.512	OK
J13	2	0.968	118.807	161.534	269.830	1.360	OK	2.271	OK
J14	1	1.000	164.870	166.845	278.701	1.012	OK	1.690	OK
J15	1	1.000	31.180	166.845	278.701	5.351	OK	8.938	OK
J16	1	1.000	37.930	166.845	278.701	4.399	OK	7.348	OK
H15	1	1.000	31.180	166.845	278.701	5.351	OK	8.938	OK
H16	1	1.000	37.930	166.845	278.701	4.399	OK	7.348	OK
C15	1	1.000	50.460	166.845	278.701	3.306	OK	5.523	OK
C16	1	1.000	60.970	166.845	278.701	2.737	OK	4.571	OK
C17	1	1.000	72.600	166.845	278.701	2.298	OK	3.839	OK
A17	1	1.000	59.210	166.845	278.701	2.818	OK	4.707	OK
D17	1	1.000	34.900	166.845	278.701	4.781	OK	7.986	OK
E17	1	1.000	41.210	166.845	278.701	4.049	OK	6.763	OK
F17	1	1.000	40.950	166.845	278.701	4.074	OK	6.806	OK
H17	1	1.000	38.680	166.845	278.701	4.313	OK	7.205	OK
J17	1	1.000	20.790	166.845	278.701	8.025	OK	13.406	OK
A'5	1	1.000	43.620	166.845	278.701	3.825	OK	6.389	OK
A'6	4	0.914	136.255	152.468	254.685	1.119	OK	1.869	OK
A'8	4	0.914	157.821	152.468	254.685	0.966	NOT OK	1.614	OK
A'9	1	1.000	52.350	166.845	278.701	3.187	OK	5.324	OK
A'10	1	1.000	59.850	166.845	278.701	2.788	OK	4.657	OK
A'12	1	1.000	58.490	166.845	278.701	2.853	OK	4.765	OK
H'6	3	0.932	203.220	155.490	259.733	0.765	NOT OK	1.278	OK
H'8	3	0.932	177.264	155.490	259.733	0.877	NOT OK	1.465	OK
H6	4	0.914	143.276	152.468	254.685	1.064	OK	1.778	OK
H8	4	0.914	139.458	152.468	254.685	1.093	OK	1.826	OK
B6	4	0.914	169.464	152.468	254.685	0.900	NOT OK	1.503	OK
B8	4	0.914	162.265	152.468	254.685	0.940	NOT OK	1.570	OK

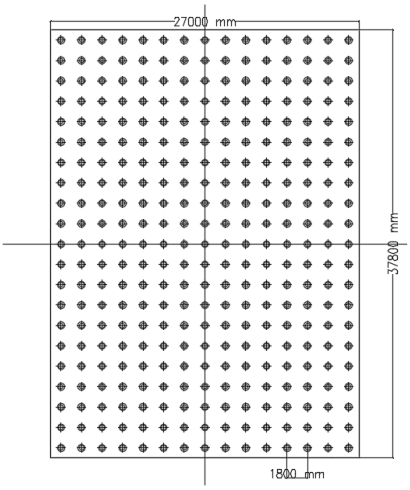
Tabel 6.9 Rekapitulasi Hasil Kontrol Pondasi Tiang dalam Kelompok pada Area Podium dengan Efisiensi Seiler Keeney

As	N	Grup							
		Eff	Pmax	Pijin	Pijin	SF	Ket.	SF	Ket.
	buah	Seiler Keeney		Luciano Decourt	Meyerhof	Luciano Decourt		Meyerhof	
J1	1	1.000	211.890	166.845	278.701	0.787	NOT OK	1.315	OK
J2	2	0.933	158.150	155.679	260.049	0.984	NOT OK	1.644	OK
J3	3	0.885	185.030	147.726	246.763	0.798	NOT OK	1.334	OK
J5	3	0.885	155.102	147.726	246.763	0.952	NOT OK	1.591	OK
A4	3	0.885	169.060	147.726	246.763	0.874	NOT OK	1.460	OK
A5	2	0.933	184.722	155.679	260.049	0.843	NOT OK	1.408	OK
A2	3	0.885	196.734	147.726	246.763	0.751	NOT OK	1.254	OK
A1	2	0.933	129.900	155.679	260.049	1.198	OK	2.002	OK
A'13	1	1.000	62.290	166.845	278.701	2.679	OK	4.474	OK
A'15	1	1.000	75.300	166.845	278.701	2.216	OK	3.701	OK
F6	4	0.852	144.363	142.225	237.574	0.985	NOT OK	1.646	OK
F7	3	0.885	197.961	147.726	246.763	0.746	NOT OK	1.247	OK
F8	3	0.885	176.701	147.726	246.763	0.836	NOT OK	1.397	OK
F15	1	1.000	65.090	166.845	278.701	2.563	OK	4.282	OK
F16	1	1.000	79.000	166.845	278.701	2.112	OK	3.528	OK
E6	4	0.852	166.125	142.225	237.574	0.856	NOT OK	1.430	OK
E7	4	0.852	147.103	142.225	237.574	0.967	NOT OK	1.615	OK
E8	4	0.852	150.195	142.225	237.574	0.947	NOT OK	1.582	OK
E15	1	1.000	70.060	166.845	278.701	2.381	OK	3.978	OK
E16	1	1.000	82.170	166.845	278.701	2.030	OK	3.392	OK
D6	4	0.852	163.478	142.225	237.574	0.870	NOT OK	1.453	OK
D7	4	0.852	150.830	142.225	237.574	0.943	NOT OK	1.575	OK
D8	4	0.852	149.287	142.225	237.574	0.953	NOT OK	1.591	OK
D15	1	1.000	61.390	166.845	278.701	2.718	OK	4.540	OK
D16	1	1.000	71.900	166.845	278.701	2.321	OK	3.876	OK
A6	3	0.885	137.230	147.726	246.763	1.076	OK	1.798	OK
A8	3	0.885	140.355	147.726	246.763	1.053	OK	1.758	OK
A9	2	0.933	181.217	155.679	260.049	0.859	NOT OK	1.435	OK
A10	3	0.885	144.632	147.726	246.763	1.021	OK	1.706	OK
A12	3	0.885	147.198	147.726	246.763	1.004	OK	1.676	OK
A13	2	0.933	141.967	155.679	260.049	1.097	OK	1.832	OK
A14	1	1.000	211.190	166.845	278.701	0.790	NOT OK	1.320	OK
A15	1	1.000	27.420	166.845	278.701	6.085	OK	10.164	OK
A16	1	1.000	29.890	166.845	278.701	5.582	OK	9.324	OK
J6	2	0.933	199.983	155.679	260.049	0.778	NOT OK	1.300	OK
J8	2	0.933	182.543	155.679	260.049	0.853	NOT OK	1.425	OK
J9	3	0.885	171.084	147.726	246.763	0.863	NOT OK	1.442	OK
J12	2	0.933	153.670	155.679	260.049	1.013	OK	1.692	OK
J11	3	0.885	171.733	147.726	246.763	0.860	NOT OK	1.437	OK
J13	2	0.933	118.807	155.679	260.049	1.310	OK	2.189	OK
J14	1	1.000	164.870	166.845	278.701	1.012	OK	1.690	OK
J15	1	1.000	31.180	166.845	278.701	5.351	OK	8.938	OK
J16	1	1.000	37.930	166.845	278.701	4.399	OK	7.348	OK
H15	1	1.000	31.180	166.845	278.701	5.351	OK	8.938	OK
H16	1	1.000	37.930	166.845	278.701	4.399	OK	7.348	OK

As	N	Grup							
		Eff	Pmax	Pijin	Pijin	SF	Ket.	SF	Ket.
	buah	Seiler Keeney		Luciano Decourt	Meyerhof	Luciano Decourt		Meyerhof	
C15	1	1.000	50.460	166.845	278.701	3.306	OK	5.523	OK
C16	1	1.000	60.970	166.845	278.701	2.737	OK	4.571	OK
C17	1	1.000	72.600	166.845	278.701	2.298	OK	3.839	OK
A17	1	1.000	59.210	166.845	278.701	2.818	OK	4.707	OK
D17	1	1.000	34.900	166.845	278.701	4.781	OK	7.986	OK
E17	1	1.000	41.210	166.845	278.701	4.049	OK	6.763	OK
F17	1	1.000	40.950	166.845	278.701	4.074	OK	6.806	OK
H17	1	1.000	38.680	166.845	278.701	4.313	OK	7.205	OK
J17	1	1.000	20.790	166.845	278.701	8.025	OK	13.406	OK
A'5	1	1.000	43.620	166.845	278.701	3.825	OK	6.389	OK
A'6	4	0.852	136.255	142.225	237.574	1.044	OK	1.744	OK
A'8	4	0.852	157.821	142.225	237.574	0.901	NOT OK	1.505	OK
A'9	1	1.000	52.350	166.845	278.701	3.187	OK	5.324	OK
A'10	1	1.000	59.850	166.845	278.701	2.788	OK	4.657	OK
A'12	1	1.000	58.490	166.845	278.701	2.853	OK	4.765	OK
H'6	3	0.885	203.220	147.726	246.763	0.727	NOT OK	1.214	OK
H'8	3	0.885	177.264	147.726	246.763	0.833	NOT OK	1.392	OK
H6	4	0.852	143.276	142.225	237.574	0.993	NOT OK	1.658	OK
H8	4	0.852	139.458	142.225	237.574	1.020	OK	1.704	OK
B6	4	0.852	169.464	142.225	237.574	0.839	NOT OK	1.402	OK
B8	4	0.852	162.265	142.225	237.574	0.876	NOT OK	1.464	OK

Berdasarkan hasil rekapitulasi **Tabel 6.7 - Tabel 6.9** didapatkan kontrol pondasi tiang dalam kelompok dengan berbagai rumus efisiensi dan daya dukung ijin metode Luciano Decourt masih terdapat beberapa titik yang belum cukup kuat dalam menahan beban aksialnya jika digunakan SF =3. Sedangkan pada daya dukung ijin tiang dalam kelompok metode Meyerhof dan Bazaraa, semua beban aksial dapat ditumpu. Dilakukan pula kontrol kapasitas 1 tiang serta kontrol pondasi tiang dalam kelompok pada area podium dengan pembagian beban 100% gempa arah X + 30% gempa arah Y dan sebaliknya yang hasilnya tercantum pada **Lampiran 9 - Lampiran 12**. Dari hasil analisis dengan pembagian beban tersebut, juga didapatkan masih ada beberapa titik yang belum cukup kuat dalam menahan beban aksial ketika menggunakan perhitungan daya dukung metode Luciano Decourt (SF=3).

2. Area Tower :
   - Kontrol Kapasitas 1 Pondasi Tiang :
     Pada area tower, tipe pondasi yang digunakan adalah pondasi *raft on pile* dimana pada Tower A terdapat sebanyak 320 buah *pile* yang menumpu, sedangkan pada Tower B terdapat sebanyak 315 *pile*. Penanaman pondasi tiang pada lokasi studi di area tower dilakukan hingga kedalaman -48 meter (panjang pondasi 40,5 meter) sehingga digunakan Qijin hasil perhitungan diameter 60 cm menggunakan metode Luciano Decourt dengan nilai sebesar 170,168 ton, serta dengan metode Meyerhof dan Bazaraa sebesar 286,71 ton. Jarak antar tiang pada area tower adalah 180 cm. Berikut merupakan contoh perhitungan kontrol kapasitas serta kontrol kuat tarik 1 tiang pada area Tower B dengan denah pondasi terlihat pada **Gambar 6.8**.



Gambar 6.8 Denah pondasi tiang pada area Tower B

Berdasarkan **Gambar 6.8** dapat dilihat bahwa pada area Tower B memiliki titik pusat yang digambarkan dari perpotongan dua garis hitam. Guna garis hitam pada

gambar tersebut adalah untuk mengetahui eksentrisitas dari gaya-gaya yang terjadi pada area Tower B sehingga bisa didapatkan beban maksimum yang diterima oleh 1 tiang. Perhitungan kapasitas dan kuat tarik 1 tiang pada area tower B adalah sebagai berikut :

Data beban yang digunakan untuk perhitungan ini berdasarkan **Tabel 5.2**.

P = 45998,02 ton
Mx = 327,6 tm
My = 427,95 tm
n = 315 buah

Berdasarkan **Gambar 6.8** bisa didapatkan nilai X_{maks} dan Y_{maks} serta $\sum X^2$ dan $\sum Y^2$ sebagai berikut :

X_{maks} = 12,6 m
Y_{maks} = 18 m
$\sum X^2$ = 18144 m
$\sum Y^2$ = 34927,2 m

$$P_{maks} = \frac{P}{n} + \frac{My.X}{\sum X^2} + \frac{Mx.Y}{\sum Y^2}$$

$$P_{maks} = \frac{45998,02}{315} + \frac{427,95(12,6)}{18144} + \frac{327,6(18)}{34927,2}$$

P_{maks} = 146,491 ton

$$P_{min} = \frac{45998,02}{315} - \frac{683,33(12,6)}{18144} - \frac{327,6(18)}{34927,2}$$

P_{min} = 145,559 ton

a. Kontrol P_{maks} 1 tiang :
   - Luciano Decourt
     P_{maks} < Q_{ijin}
     146,491 ton < 160,610 ton (OK)
   - Meyerhof dan Bazaraa
     P_{maks} < Q_{ijin}
     146,491 ton < 286,710 ton (OK)

b. Kontrol P_{min} 1 tiang :

Pada spesifikasi pondasi tiang, besar *unit weight* yang pada pondasi eksisting sebesar 393 kg/m, sehingga

perhitungan berat sendiri pondasi adalah *unit weight* dikali dengan panjang pondasi tiang.

W_{tiang} = 393 x 40,5 = 15916,5 kg = 15,9165 ton

- Luciano Decourt

  Qs = 458,040 ton; SF = 3

  $Qs_{ijin} = \frac{458,040}{3} + 15,9165 = 168,597$ ton

  $P_{min} < Qs_{ijin}$

  145,559 < 168,597 (OK)

- Meyerhof dan Bazaraa

  Qs = 645,6 ton; SF = 3

  $Qs_{ijin} = \frac{645,6}{3} + 15,9165 = 231,12$ ton

  $P_{min} < Qs_{ijin}$

  145,559 < 231,12 (OK)

Cara yang sama juga dilakukan pada perhitungan Tower A. Berikut merupakan rekapitulasi hasil kontrol kapasitas 1 tiang pondasi dengan Qijin serta kontrol tarik 1 tiang pada area tower tercantum pada **Tabel 6.10** dan **Tabel 6.11**.

Tabel 6.10 Rekapitulasi Kontrol Kapasitas 1 Tiang Pondasi pada Area Tower

As	N	P/n	Mx.y/ ($\sum y^2$)	My.x/ ($\sum x^2$)	1 tiang						
					Pmax	Pijin	Pijin	SF	Ket.	SF	Ket.
	buah					Luciano Decourt	Meyerhof	Luciano Decourt		Meyerhof	
Tower A	320	148.287	0.129	0.356	148.772	170.168	286.71	1.144	OK	1.927	OK
Tower B	315	146.025	0.169	0.297	146.491	170.168	286.71	1.162	OK	1.957	OK

Berdasarkan rekapitulasi diatas, didapatkan pada area Tower A dan Tower B kapasitas 1 tiang pondasi dapat menumpu beban maksimal yang terjadi.

Tabel 6.11 Rekapitulasi Kontrol Kuat Tarik 1 Tiang Pondasi pada Area Tower

As	N	P/n	Mx.y/ ($\sum y^2$)	My.x/ ($\sum x^2$)	Kontrol 1 tiang tarik						
					Pmin	Qs	Qs	SF	Ket.	SF	Ket.
	buah					Luciano Decourt	Meyerhof	Luciano Decourt		Meyerhof	
Tower A	320	148.287	0.129	0.356	147.802	168.597	231.12	1.141	OK	1.564	OK
Tower B	315	146.025	0.169	0.297	145.559	168.597	231.12	1.158	OK	1.588	OK

Berdasarkan rekapitulasi diatas, didapatkan pada area Tower A dan Tower B besar kuat tarik 1 tiang pondasi semuanya memenuhi Qs_{ijin} sehingga aman terhadap gaya tarik tiang.

- Kontrol Pondasi Tiang dalam Kelompok :
  Seperti kontrol yang dilakukan pada area podium, dilakukan pula kontrol terhadap pondasi tiang dalam kelompok pada area tower. Berikut merupakan contoh perhitungan yang dilakukan pada Tower B :
  Efisiensi pada area tower B :
  D = 0,6 m
  S = 1,8 m
  m = 21
  n = 15
  Pmax = 146,491 ton

a. Converse Labarre :

$$Eff = 1 - \arctan\frac{D}{s} \times \left(\frac{(n-1)x\ m+(m-1)x\ n}{90 \times m \times n}\right)$$

$$Eff = 1 - \arctan\frac{0,6}{1,8} \times \left(\frac{(21-1)x\ 15+(15-1)x\ 21}{90 \times 21 \times 15}\right)$$

Eff = 0,993

Maka besar daya dukung tiang dalam kelompok pada Tower B dengan efisiensi Converse Labarre adalah sebagai berikut :

$Q_{ijin(grup)} = Q_{ijin} \times Eff$

Daya dukung ijin metode Luciano Decourt :

$Q_{ijin(grup)} = 170,168 \times 0,993$

$Q_{ijin(grup)} = 169,020$ ton

Kontrol :

$P_{max} < Q_{ijin(grup)}$

146,025 ton < 169,020 ton (OK)

Daya dukung ijin metode Meyerhof dan Bazaraa :

$Q_{ijin(grup)} = 286,71 \times 0,993$

$Q_{ijin(grup)} = 284,773$ ton

Kontrol :

P_{max} < $Q_{ijin(grup)}$
146,491 ton < 284,773 ton (OK)

b. Los Angeles :

$Eff = 1- \frac{D}{\pi.s.n.m} x\ (n(m-1)+m(n-1) +\sqrt{2}(n-1)(m-1))$

$Eff = 1- \frac{0,6}{\pi(1,8)(21)(15)} x(21(15-1)+15(21-1)+\sqrt{2}(21-1)(15-1))$

Eff = 0,883

Maka besar daya dukung tiang dalam kelompok pada Tower B dengan efisiensi Los Angeles adalah sebagai berikut :

$Q_{ijin(grup)} = Q_{ijin} x\ Eff$

Daya dukung ijin metode Luciano Decourt :

$Q_{ijin(grup)} = 170,168 x\ 0,883$

$Q_{ijin(grup)} = 141,796$ ton

Kontrol :

P_{max} < $Q_{ijin(grup)}$
146,025 ton < 141,796 ton (NOT OK)

Daya dukung ijin metode Meyerhof dan Bazaraa :

$Q_{ijin(grup)} = 286,71 x\ 0,883$

$Q_{ijin(grup)} = 238,903$ ton

Kontrol :

P_{max} < $Q_{ijin(grup)}$
146,491 ton < 238,903 ton (OK)

c. Seiler Keeney :

$Eff = (1- \frac{36s}{(75s^2-7)} x\ (\frac{m+n-2}{m+n-1}))+ \frac{0,3}{m+n}$

$Eff = (1- \frac{36(1,8)}{(75(1,8)^2-7)} x\ (\frac{15+21-2}{15+21-1}))+ \frac{0,3}{15+21}$

Eff = 0,742

Maka besar daya dukung tiang dalam kelompok pada Tower B dengan efisiensi Seiler Keeney adalah sebagai berikut :

$Q_{ijin(grup)} = Q_{ijin} x\ Eff$

Daya dukung ijin metode Luciano Decourt :

$Q_{ijin(grup)}$ = 170,168 x 0,742
$Q_{ijin(grup)}$ = 126,197 ton
Kontrol :
P_{max} < $Q_{ijin(grup)}$
146,491 ton < 126,197 ton (NOT OK)
Daya dukung ijin metode Meyerhof dan Bazaraa :
$Q_{ijin(grup)}$ = 286,71 x 0,742
$Q_{ijin(grup)}$ = 212,621 ton
Kontrol :
P_{max} < $Q_{ijin(grup)}$
146,491 ton < 212,621 ton (OK)

Dengan cara yang sama, dilakukan perhitungan terhadap Tower A. Hasil rekapitulasi kontrol pondasi tiang dalam kelompok terhadap beban yang ditumpu dengan menggunakan berbagai metode diatas akan disajikan pada **Tabel 6.12**.

Tabel 6.12 Rekapitulasi Hasil Kontrol Pondasi Tiang dalam Kelompok pada Area Tower

As	N	Grup							
		Eff	Pmax	Pijin	Pijin	SF	Ket.	SF	Ket.
	buah	Converse Labarre		Luciano Decourt	Meyerhof	Luciano Decourt		Meyerhof	
Tower A	320	0.993	148.772	169.019	284.771	1.136	OK	1.914	OK
Tower B	315	0.993	146.491	169.020	284.773	1.154	OK	1.944	OK
As	N	Grup							
		Eff	Pmax	Pijin	Pijin	SF	Ket.	SF	Ket.
	buah	Los Angeles		Luciano Decourt	Meyerhof	Luciano Decourt		Meyerhof	
Tower A	320	0.833	148.772	141.757	238.838	0.953	NOT OK	1.605	OK
Tower B	315	0.833	146.491	141.796	238.903	0.968	NOT OK	1.631	OK
As	N	Grup							
		Eff	Pmax	Pijin	Pijin	SF	Ket.	SF	Ket.
	buah	Seiler Keeney		Luciano Decourt	Meyerhof	Luciano Decourt		Meyerhof	
Tower A	320	0.742	148.772	126.197	212.621	0.848	NOT OK	1.429	OK
Tower B	315	0.742	146.491	126.197	212.621	0.861	NOT OK	1.451	OK

Berdasarkan hasil rekapitulasi **Tabel 6.12** didapatkan kontrol pondasi tiang dalam kelompok dengan daya dukung ijin metode Luciano Decourt pada area Tower A

dan Tower B masih belum cukup kuat dalam menahan beban aksialnya jika ditinjau menggunakan efisiensi Los Angeles dan Seiler Keeney. Sedangkan pada daya dukung ijin metode Meyerhof dan Bazaraa, semua beban pada Tower A dan Tower B sudah aman ditumpu.

Seperti pada area podium, dilakukan pula kontrol kapasitas 1 tiang serta kontrol pondasi tiang dalam kelompok pada area tower dengan pembagian beban 100% gempa arah X + 30% gempa arah Y dan sebaliknya yang hasilnya tercantum pada **Lampiran 13** dan **Lampiran 14**. Dari hasil analisis dengan pembagian beban tersebut, juga didapatkan pada area Tower A dan Tower B masih belum cukup kuat dalam menahan beban aksial jika menggunakan efisiensi Los Angeles maupun Seiler Keeney dan perhitungan daya dukung ijinnya menggunakan metode Luciano Decourt.

Dari analisis yang telah dilakukan, didapatkan bahwa masih ada beberapa titik yang belum memenuhi baik ketika dikontrol terhadap kapasitas 1 tiang maupun terhadap kelompok tiang. Contohnya untuk kontrol kapasitas terhadap 1 tiang pondasi, pada area podium masih ada 16 titik yang tidak memenuhi Pijin menurut perhitungan Luciano Decourt. Kemudian, pada kontrol pondasi tiang dalam kelompok dilakukan perhitungan dengan 3 cara efisiensi dimana pada perhitungan efisiensi tiang dalam kelompok masih terdapat beberapa titik belum memenuhi syarat karena beban struktur yang diterima masih lebih besar daripada daya dukung tiang dalam kelompok metode Luciano Decourt. Seperti pada perhitungan dengan Converse Labarre terdapat 16 titik pada area podium belum memenuhi. Pada perhitungan efisiensi dengan Los Angeles terdapat 20 titik pada area podium serta pada Tower A dan B belum memenuhi. Pada perhitungan dengan Seiler Keeney terdapat 28 titik serta pada Tower A dan B juga belum memenuhi. Beberapa titik yang belum memenuhi tersebut

menggunakan daya dukung ijin metode Luciano Decourt dengan SF = 3.

Saran yang dapat diberikan untuk hasil dari kontrol pondasi seperti yang telah dijelaskan di atas yaitu dengan memperpanjang pondasi hingga daya dukung memenuhi. Namun pada analisis ini, daya dukung dengan metode Luciano Decourt hingga kedalaman 60 meter yang mana merupakan kedalaman terdalam pada data tanah masih belum dapat menahan 2 titik perletakan struktur diatasnya. Apabila terjadi hal yang serupa yaitu hingga kedalaman tanah berkonsistensi keras secara perhitungan masih belum memenuhi daya dukungnya, maka disarankan untuk melakukan perencanaan ulang terhadap pondasi. Perencanaan ulang yang dimaksud adalah dengan mendesain konfigurasi tiang dalam kelompok seperti memperbesar jarak antar pondasi tiang, menambah jumlah pondasi tiang dan juga memperbesar diameter pondasi tiang.

6.1.3. Kontrol Kuat Bahan Pondasi Tiang

Pondasi eksisting gedung ini digunakan pondasi dari PT. WIKA (Wijaya Karya) Beton dengan spesifikasi *spun pile* seperti pada **Sub bab 6.1**. Kontrol kuat bahan dilakukan terhadap gaya aksial. Berikut merupakan perhitungannya :

- Kontrol Gaya Aksial

  Pada kontrol ini dilakukan terhadap daya dukung tanah maksimum hasil perhitungan (P_{maks}) yang nantinya akan dibandingkan dengan *allowable axial load* ($P_{all\ bahan}$) dari spesifikasi tiang produsen. Nilai P_{maks} harus lebih kecil daripada $P_{all\ bahan}$.

  Syarat kekuatan beban aksial :

  $P_{maks} < P_{all\ bahan}$

  Metode Luciano Decourt :

  170,168 ton < 252,7 ton (OK)

  Metode Meyerhof :

  286,71 ton < 252,7 ton (NOT OK)

6.1.4. Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral dan Momen

Pondasi eksisting juga harus mampu menahan gaya lateral dan gaya momennya. Kontrol perhitungan ini didasarkan pada NAFVAC DM-7 (1971). Berikut merupakan langkah - langkah perhitungan kontrol defleksi lateral dan kontrol momen.

D = 0,6 m

Cu = 0,49 kg/cm^2

a. Menghitung faktor kekakuan relatif

T = $(\frac{EI}{f})^{0,2}$

Dengan :

E = 4700(f'c)^{0,5}

E = 4700(40)^{0,5}

E = 29725,41 kg/cm^2 = 297254,1 t/m^2

I = $\frac{\pi}{64}(D_{luar}{}^4 - D_{dalam}{}^4)$

I = $\frac{\pi}{64}(60^4 - (60\text{-}10\text{-}10)^4)$

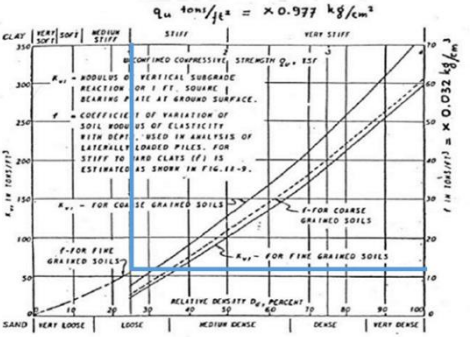
I = 510508,806 cm^4 = 0,00510509 m^4

Nilai f didapatkan dari grafik pada **Gambar 2.11** dengan memplotkan nilai Qu pada data tanah

Qu = 2 x Cu

Qu = 2 x 0,49 = 0,98 kg/cm^2 = 1,003 t/ft^2

Hasil plot nilai Qu terhadap grafik tersebut dapat dilihat pada **Gambar 6.9**.



Gambar 6.9 Hasil plot nilai Qu dengan f

Nilai f dari grafik sebesar 12,3 ton/ft^3 = 0,3936 kg/cm^3. Sehingga, nilai T adalah :

T = $\left(\frac{29725{,}41(510508{,}806)}{0{,}3936}\right)^{0{,}2}$

T = 130,983 cm = 1,31 m

b. Menghitung defleksi tiang

Berdasarkan SNI 8460:2017 besar defleksi ijin tiang adalah 12 mm. Sebelum menghitung defleksi pada tiang, terlebih dahulu perlu menentukan koefisien defleksi pada **Gambar 2.12** dengan area yang mengalami defleksi terbesar adalah area permukaan. Perlu juga meninjau nilai L/T untuk mendapatkan koefisien defleksi. Nilai L merupakan panjang tiang pondasi dan T merupakan nilai kekakuan relatif. Berikut merupakan langkah-langkahnya :

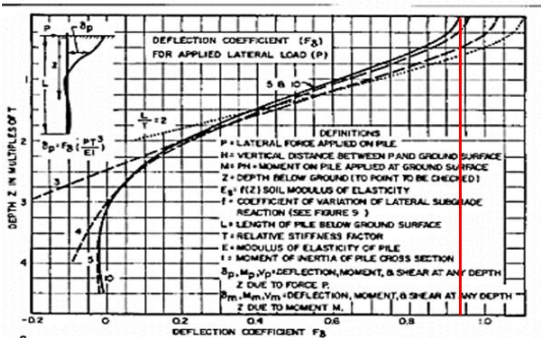
Pada area tower :

L/T = 40,5/1,31 = 30,920

Pada area podium :

L/T = 42,25/1,31 = 32,256

Dari kedua nilai diatas didapatkan nilai L/T > 10 sehingga pada saat nilai tersebut diplot pada grafik, dipakai nilai L/T = 10. Berikut merupakan hasil plot grafik untuk mendapatkan koefisien defleksi (**Gambar 6.10**)



Gambar 6.10 Hasil plot grafik untuk nilai koefisien defleksi

Dengan demikian didapatkan nilai koefisien defleksi (Fδ) sebesar 0,94. Maka contoh perhitungan besar defleksi pada tiang adalah sebagai berikut :

$\delta p = F\delta \frac{PT^3}{EI}$

Nilai P adalah besar gaya lateral maksimum pada 1 tiang. Pada perhitungan ini dilakukan terhadap gaya lateral maksimum (V) arah x dan arah y. Contoh perhitungan dilakukan pada titik H16 dimana memiliki nilai gaya lateral maksimum dari semua titik yang ada yaitu sebesar Vx = 7,886 ton dan nilai Vy = 5,753 ton yang terdapat pada pilecap dengan jumlah 1 tiang.

$P = \frac{Vmax}{n}$

$Px = \frac{7,886}{1} = 7,886$ ton

$Py = \frac{5,753}{1} = 5,753$ ton

Maka, nilai defleksi yang terjadi adalah :

$\delta px = F\delta \frac{PT^3}{EI}$

$= 0,94 \frac{(7,886)(1,31)^3}{(297254,1)(0,00510509)}$

$= 0,010977$ m

$= 10,977$ mm < 12 mm (OK)

$\delta px = F\delta \frac{PT^3}{EI}$

$= 0,94 \frac{(5,753)(1,31)^3}{(297254,1)(0,00510509)}$

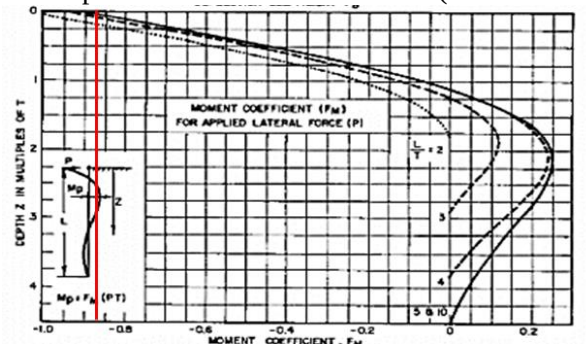
$= 0,008009$ m

$= 8,009$ mm < 12 mm (OK)

c. Menghitung besar momen

Selain menghitung defleksi, juga perlu dilakukan perhitungan terhadap momen 1 tiang yang nantinya dikontrol terhadap momen crack (M_{crack}). Cara yang sama seperti defleksi, terlebih dahulu ditentukan koefisien momen pada **Gambar 2.12**. Untuk nilai L/T juga sama seperti nilai pada saat mencari koefisien

defleksi. Berikut merupakan hasil plot untuk mendapatkan nilai koefisien momen (**Gambar 6.11**).



Gambar 6.11 Hasil plot grafik untuk nilai koefisien momen

Dengan demikian didapatkan nilai koefisien momen (Fm) sebesar 0,86. Maka contoh perhitungan besar momen pada tiang adalah sebagai berikut :

Mp = Fm.PT

Nilai P adalah besar gaya lateral pada 1 tiang seperti pada perhitungan defleksi sebelumnya.

Nilai momen yang terjadi adalah :

Mp = Fm.PT

Mpx = 0,86(7,886)(1,31)

= 8,883 tm < 17 tm (OK)

Mpy = 0,86(5,753)(1,31)

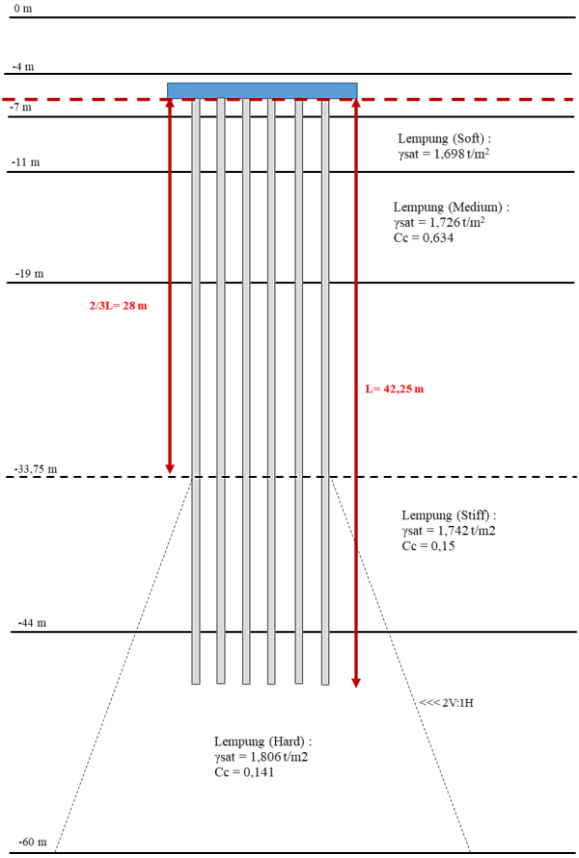
= 6,481 tm < 17 tm (OK)

Perhitungan defleksi dan momen akibat gaya lateral juga dilakukan pada semua titik perletakan bangunan apartemen Tamansari Emerald yang dirangkum dalam **Lampiran 15**.

6.1.5. Kontrol Penurunan Tiang dalam Kelompok

Pengecekan terhadap kontrol pondasi tiang dalam kelompok, utamanya pada tanah jenis lempung perlu dilakukan. Pondasi tiang dalam kelompok akan mengalami konsolidasi pada saat kedalaman 2/3 L dari bagian atas tiang. Berikut merupakan sketsa gambar distribusi tegangan beban terhadap pengaruh

penurunan dalam tiang kelompok pada area Tower (**Gambar 6.12**).



Gambar 6.12 Penurunan tiang dalam grup pada area Tower

Pada perhitungan ini, penurunan ditinjau hanya terhadap beban maksimum pada masing-masing kelompok tiang seperti *raft* dan *pilecap* dengan jumlah tiang 4, 3, dan 2. Namun, dikarenakan letak 2/3L dari panjang tiang pondasi sudah mencapai lapisan tanah lempung keras, maka penurunan yang terjadi sangat kecil atau bahkan tidak terjadi penurunan.

6.1.6. Kontrol Uplift pada *Raft* dan *Pilecap*

Kontrol yang dilakukan dalam perencanaan pondasi tidak hanya pada pondasi tiang saja, namun pada bagian *raft* dan *pilecap*nya saja juga perlu di evaluasi. Kontrol *uplift* dilakukan untuk meninjau bagian pelat pondasi terhadap gaya angkat tanah, baik karena air maupun karena potensi kembang susut. Berikut adalah perhitungan kontrol pada pondasi eksisting :

a. Kontrol *uplift* pada area tower

$$Fs = \frac{Wstruktur+\frac{Qs}{3}}{(Hw\times\gamma w\times A)+Ps}$$

Dengan Ps adalah *swelling pressure* yang telah dianalisis pada **Sub bab 4.1.6**. berikut merupakan perhitungan terhadap gaya *uplift* pada *raft* di area tower.

Pada Tower A :

Kedalaman *raft* di Tower A berada pada -3,55 hingga -7,5 meter dari permukaan.

P_{raft} = 28,8 m

L_{raft} = 36 m

t = 3,85 m

W_{raft} = A x t x $\gamma_{beton\ bertulang}$

= (28,8 x 36) x 3,85 x 2,4

= 9580,032 ton

As = Keliling raft x t

= ((2 x 28,8)+(2 x 36)) x 3,85

= 498,96 m^2

$Qs = (\frac{Nsi}{3} + 1)$ x As

$= (\frac{5}{3} + 1)$ x 498,96

= 1330,6 ton

Ps = 0,569 t/m^2

$$Fs = \frac{Wstruktur+\frac{Qs}{3}}{(Hw\times\gamma w\times A)+Ps}$$

$$Fs = \frac{9580{,}32+\frac{1330{,}6}{3}}{(3{,}85\times1\times28{,}8\times36)+(0{,}569\times28{,}8\times36)}$$

Fs = 2,188 > 1,5 (OK)

Cara yang sama juga digunakan pada perhitungan kontrol *uplift* di Tower B, dan didapatkan nilai *safety factor* (Fs)

pada Tower B sebesar 2,189. Artinya pada *raft* di Tower B aman menahan gaya *uplift* yang terjadi dan telah melebihi Fs ijin dengan nilai sebesar 1,5 (SNI 8460:2017).

b. Kontrol *uplift* pada area podium

Pada *Pilecap* dengan 4 tiang pada titik E6 :

Kedalaman *pilecap* berada pada -3,55 hingga -5 meter dari permukaan.

$P_{pilecap}$ = 3,3 m

$L_{pilecap}$ = 3,3 m

$W_{pilecap}$ = A x t x $\gamma_{beton\ bertulang}$

= (3,3 x 3,3) x 1,45 x 2,4

= 37,897 ton

As = Keliling pilecap x t

= ((2 x 3,3) + (2 x 3,3)) x 1,45

= 19,14 m^2

$Qs = (\frac{Nsi}{3} + 1) \times As$

$= (\frac{4}{3} + 1) \times 19{,}14$

= 44,66 ton

Ps = 0,569 t/m^2

$Fs = \frac{Wstruktur + \frac{Qs}{3}}{(Hw \times \gamma w \times A) + Ps}$

$Fs = \frac{37{,}897 + \frac{44{,}66}{3}}{(1{,}45 \times 1 \times 3{,}3 \times 3{,}3) + (0{,}569 \times 3{,}3 \times 3{,}3)}$

Fs = 2,401 > 1,5 (OK)

Cara yang sama juga digunakan pada perhitungan kontrol *uplift* di semua *pilecap* area podium. Berikut rekapitulasi hasil kontrol *uplift* pada seluruh *raft* dan *pilecap* (**Tabel 6.17**).

Tabel 6.13 Rekapitulasi Kontrol *Uplift* pada *Pilecap*

As	B	L	t	A	Keliling	Nsi	W	Qs	Ps	SF	SF_{ijin}	Ket.
	m	m	m	m^2	m	-	ton	ton	t/m^2			
Tower A	28.8	36	3.85	1036.8	129.6	5	9580.032	1330.56	0.569	2.188	1.5	OK
Tower B	27	37.8	3.85	1020.6	129.6	5	9430.344	1330.56	0.569	2.189	1.5	OK
J1	1.8	1.8	1.45	3.24	7.2	4	11.275	24.36	0.569	2.965	1.5	OK
J2	1.8	3.3	1.45	5.94	10.2	4	20.671	34.51	0.569	2.683	1.5	OK
J3	3.1	3.3	1.45	7.6852	10.94	4	26.744	37.01367	0.569	2.519	1.5	OK
J5	3.1	3.3	1.45	7.6852	10.94	4	26.744	37.01367	0.569	2.519	1.5	OK
A4	3.1	3.3	1.45	7.6852	10.94	4	26.744	37.01367	0.569	2.519	1.5	OK
A5	1.8	3.3	1.45	5.94	10.2	4	20.671	34.51	0.569	2.683	1.5	OK
A2	3.1	3.3	1.45	7.6852	10.94	4	26.744	37.01367	0.569	2.519	1.5	OK
A1	1.8	3.3	1.45	5.94	10.2	4	20.671	34.51	0.569	2.683	1.5	OK
H15	1.8	1.8	1.45	3.24	7.2	4	11.275	24.36	0.569	2.965	1.5	OK
H16	1.8	1.8	1.45	3.24	7.2	4	11.275	24.36	0.569	2.965	1.5	OK
F6	3.3	3.3	1.45	10.89	13.2	4	37.897	44.66	0.569	2.401	1.5	OK
F7	3.1	3.3	1.45	7.6852	10.94	4	26.744	37.01367	0.569	2.519	1.5	OK
F8	3.1	3.3	1.45	7.6852	10.94	4	26.744	37.01367	0.569	2.519	1.5	OK
F15	1.8	1.8	1.45	3.24	7.2	4	11.275	24.36	0.569	2.965	1.5	OK
F16	1.8	1.8	1.45	3.24	7.2	4	11.275	24.36	0.569	2.965	1.5	OK
E6	3.3	3.3	1.45	10.89	13.2	4	37.897	44.66	0.569	2.401	1.5	OK
E7	3.3	3.3	1.45	10.89	13.2	4	37.897	44.66	0.569	2.401	1.5	OK
E8	3.3	3.3	1.45	10.89	13.2	4	37.897	44.66	0.569	2.401	1.5	OK
E5	1.8	1.8	1.45	3.24	7.2	4	11.275	24.36	0.569	2.965	1.5	OK
E16	1.8	1.8	1.45	3.24	7.2	4	11.275	24.36	0.569	2.965	1.5	OK
D6	3.3	3.3	1.45	10.89	13.2	4	37.897	44.66	0.569	2.401	1.5	OK
D7	3.3	3.3	1.45	10.89	13.2	4	37.897	44.66	0.569	2.401	1.5	OK
D8	3.3	3.3	1.45	10.89	13.2	4	37.897	44.66	0.569	2.401	1.5	OK
D15	1.8	1.8	1.45	3.24	7.2	4	11.275	24.36	0.569	2.965	1.5	OK
D16	1.8	1.8	1.45	3.24	7.2	4	11.275	24.36	0.569	2.965	1.5	OK
A6	3.1	3.3	1.45	7.6852	10.94	4	26.744	37.01367	0.569	2.519	1.5	OK
A8	3.1	3.3	1.45	7.6852	10.94	4	26.744	37.01367	0.569	2.519	1.5	OK
A9	1.8	3.3	1.45	5.94	10.2	4	20.671	34.51	0.569	2.683	1.5	OK
A10	3.1	3.3	1.45	7.6852	10.94	4	26.744	37.01367	0.569	2.519	1.5	OK
A12	3.1	3.3	1.45	7.6852	10.94	4	26.744	37.01367	0.569	2.519	1.5	OK
A13	1.8	3.3	1.45	5.94	10.2	4	20.671	34.51	0.569	2.683	1.5	OK
A14	1.8	1.8	1.45	3.24	7.2	4	11.275	24.36	0.569	2.965	1.5	OK
A15	1.8	1.8	1.45	3.24	7.2	4	11.275	24.36	0.569	2.965	1.5	OK
A16	1.8	1.8	1.45	3.24	7.2	4	11.275	24.36	0.569	2.965	1.5	OK
J6	1.8	3.3	1.45	5.94	10.2	4	20.671	34.51	0.569	2.683	1.5	OK
J8	1.8	3.3	1.45	5.94	10.2	4	20.671	34.51	0.569	2.683	1.5	OK
J9	3.1	3.3	1.45	7.6852	10.94	4	26.744	37.01367	0.569	2.519	1.5	OK

As	B m	L m	t m	A m^2	Keliling m	Nsi -	W ton	Qs ton	Ps t/m^2	SF	SF_{ijin}	Ket.
J12	1.8	3.3	1.45	5.94	10.2	4	20.671	34.51	0.569	2.683	1.5	OK
J11	3.1	3.3	1.45	7.6852	10.94	4	26.744	37.01367	0.569	2.519	1.5	OK
J13	1.8	3.3	1.45	5.94	10.2	4	20.671	34.51	0.569	2.683	1.5	OK
J14	1.8	1.8	1.45	3.24	7.2	4	11.275	24.36	0.569	2.965	1.5	OK
J15	1.8	1.8	1.45	3.24	7.2	4	11.275	24.36	0.569	2.965	1.5	OK
J16	1.8	1.8	1.45	3.24	7.2	4	11.275	24.36	0.569	2.965	1.5	OK
H15	1.8	1.8	1.45	3.24	7.2	4	11.275	24.36	0.569	2.965	1.5	OK
H16	1.8	1.8	1.45	3.24	7.2	4	11.275	24.36	0.569	2.965	1.5	OK
C15	1.8	1.8	1.45	3.24	7.2	4	11.275	24.36	0.569	2.965	1.5	OK
C16	1.8	1.8	1.45	3.24	7.2	4	11.275	24.36	0.569	2.965	1.5	OK
C17	1.8	1.8	1.45	3.24	7.2	4	11.275	24.36	0.569	2.965	1.5	OK
A17	1.8	1.8	1.45	3.24	7.2	4	11.275	24.36	0.569	2.965	1.5	OK
D17	1.8	1.8	1.45	3.24	7.2	4	11.275	24.36	0.569	2.965	1.5	OK
E17	1.8	1.8	1.45	3.24	7.2	4	11.275	24.36	0.569	2.965	1.5	OK
F17	1.8	1.8	1.45	3.24	7.2	4	11.275	24.36	0.569	2.965	1.5	OK
H17	1.8	1.8	1.45	3.24	7.2	4	11.275	24.36	0.569	2.965	1.5	OK
J17	1.8	1.8	1.45	3.24	7.2	4	11.275	24.36	0.569	2.965	1.5	OK
A'5	1.8	1.8	1.45	3.24	7.2	4	11.275	24.36	0.569	2.965	1.5	OK
A'6	3.3	3.3	1.45	10.89	13.2	4	37.897	44.66	0.569	2.401	1.5	OK
A'8	3.3	3.3	1.45	10.89	13.2	4	37.897	44.66	0.569	2.401	1.5	OK
A'9	1.8	1.8	1.45	3.24	7.2	4	11.275	24.36	0.569	2.965	1.5	OK
A'10	1.8	1.8	1.45	3.24	7.2	4	11.275	24.36	0.569	2.965	1.5	OK
A'12	1.8	1.8	1.45	3.24	7.2	4	11.275	24.36	0.569	2.965	1.5	OK
H'6	3.1	3.3	1.45	7.6852	10.94	4	26.744	37.01367	0.569	2.519	1.5	OK
H'8	3.1	3.3	1.45	7.6852	10.94	4	26.744	37.01367	0.569	2.519	1.5	OK
H6	3.3	3.3	1.45	10.89	13.2	4	37.897	44.66	0.569	2.401	1.5	OK
H8	3.3	3.3	1.45	10.89	13.2	4	37.897	44.66	0.569	2.401	1.5	OK
B6	3.3	3.3	1.45	10.89	13.2	4	37.897	44.66	0.569	2.401	1.5	OK
B8	3.3	3.3	1.45	10.89	13.2	4	37.897	44.66	0.569	2.401	1.5	OK
B15	1.8	1.8	1.45	3.24	7.2	4	11.275	24.36	0.569	2.965	1.5	OK
B16	1.8	1.8	1.45	3.24	7.2	4	11.275	24.36	0.569	2.965	1.5	OK

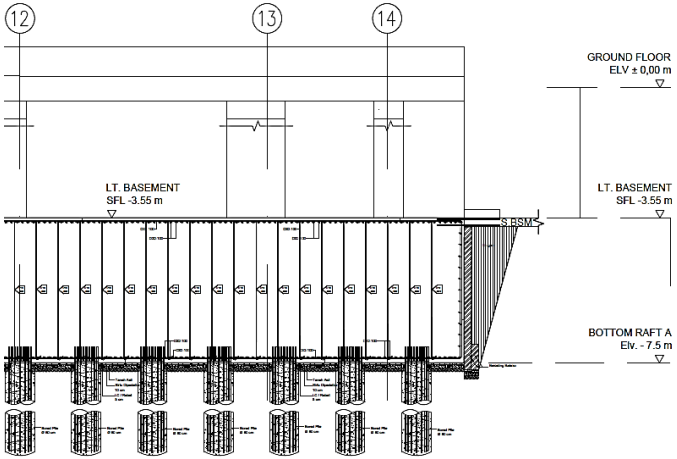
Pada rekapitulasi diatas dapat dilihat bahwa pada *raft* dan seluruh *pilecap* aman dalam menahan gaya angkat tanah.

Dari ulasan diatas, didapatkan bahwa pondasi eksisting pada gedung Apartemen Tamansari Emerald masih ada yang belum memenuhi beberapa kontrol jika ditinjau dengan perhitungan daya dukung metode Luciano Decourt yang menggunakan SF=3, namun bila dilihat secara keseluruhan untuk nilai SF nya sudah lebih dari 1. Pada sub bab selanjutnya akan dilakukan perencanaan alternatif lain dari pondasi sehingga bisa dijadikan pilihan sebagai perencanaan pondasi yang aman apabila metode perencanaan pondasi pada kondisi eksisting tidak dapat dilakukan.

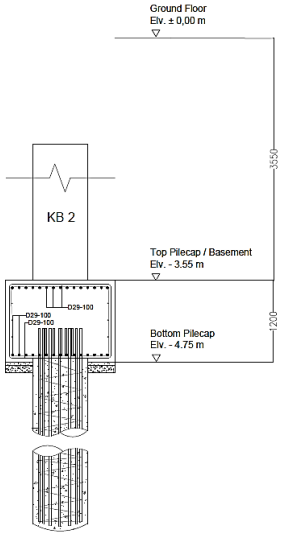
6.2. Perencanaan Alternatif Pondasi

Pada perencanaan alternatif pondasi digunakan pondasi tiang tipe *bored pile* dengan mutu beton (f'c) sebesar 40 Mpa. Dalam perencanaan ini, nantinya akan dibagi menjadi 2 area yaitu area tower yang akan menggunakan sistem *raft on pile* pada pondasinya dan area podium yang akan menggunakan beberapa pilecap dengan konfigurasi tiang yang baru.

Dengan menyesuaikan kedalaman *basement* pada gedung Apartemen Tamansari Emerald sedalam - 3,55 meter dari permukaan tanah, direncanakan ketebalan *pilecap* pada area podium sebesar 1,2 meter dan ketebalan *raft* pada area tower sebesar 3,95 meter. Berdasarkan perencanaan tersebut dapat dilihat bahwa penanaman *bored pile* ini dilakukan mulai pada kedalaman -7,5 meter dari permukaan tanah untuk area tower (**Gambar 6.13**), dan -4,75 meter dari permukaan tanah untuk area podium (**Gambar 6.14**).



Gambar 6.13 Kedalaman galian *raft* pondasi alternatif di area Tower A



Gambar 6.14 Kedalaman galian pilecap pondasi alternatif di area podium

Pada sub bab ini dilakukan perhitungan terhadap pondasi dalam dengan melakukan beberapa kontrol seperti pada sub bab analisis pondasi eksisting. Analisis lebih lanjut akan dibahas pada sub bab selanjutnya.

6.2.1. Perhitungan Daya Dukung Alternatif Pondasi

Hasil analisis pondasi eksisting dengan diameter pondasi tiang 60 cm, didapatkan bahwa masih ada beberapa kontrol yang belum memenuhi. Berdasarkan hasil tersebut, pada perencanaan alternatif pondasi kali ini digunakan perencanaan diameter pondasi tiang yang lebih besar dari pondasi tiang eksisting untuk perhitungan daya dukungnya. Dilakukan juga dua kali perhitungan daya dukung tiang untuk area tower dan area podium dengan menggunakan metode Meyerhof dan Bazaraa serta metode Luciano Decourt. Berikut merupakan contoh perhitungannya.

6.2.1.1. Metode Meyerhof dan Bazaraa

Berikut merupakan contoh perhitungan *bored pile* di area tower pada kedalaman tanah 24 meter dengan jenis tanah lempung dan dimensi pondasi tiang sebesar 80 cm :

a. Nilai N-SPT = 18
b. Koreksi terhadap muka air tanah
   Jenis tanah pada lokasi studi adalah lempung, sehingga Nilai N-SPT tidak perlu dikoreksi terhadap muka air tanah.
   N-SPT = 18
c. Koreksi terhadap tekanan *overburden* tanah
   Dikarenakan pada jenis tanah lempung tidak ada koreksi terhadap muka air tanah, maka nilai N-SPT perlu dikoreksi terhadap tekanan *overburden* tanah, dimana dianggap kondisi ini adalah kondisi yang paling menentukan.
   $\sigma'_0 = \sum \sigma'_{0(diatasnya)} + (\gamma' x\ h)$
   $\sigma'_0 = 11{,}77 + (0{,}742 \times 0{,}25)$
   $\sigma'_0 = 11{,}96\ t/m^2$
   Nilai $\sigma'_0 > 7{,}5\ t/m^2$, sehingga nilai N-SPT perlu dikoreksi dengan rumusan :
   $N_{corr} = \frac{4N_1}{3{,}25+0{,}1\sigma'_0} = \frac{4(18)}{3{,}25+0{,}1(11{,}96)} = 16{,}19$
   N koreksi terhadap tekanan overburden perlu dibandingkan dengan 2 kali nilai N-SPT yang kemudian digunakan nilai terkecil dari perbandingan keduanya.
   2N-SPT= 2(18) = 36
   $N_{(pakai)} = 16{,}19$
d. Nilai N rata-rata 4D ke bawah dan 8D ke atas
   4D = 4(0,8) = 3,2 meter (24 + 3,2 = 27,2 meter)
   8D = 8(0,8) = 6,4 meter (24 – 6,4 = 17,6 meter)
   $N_{rata-rata} = 15{,}63$
e. Menghitung kekuatan ujung tiang (Qp)
   $Qp = 40\ N_{rata-rata} \times Ap$
   $Qp = 40(15{,}63) \times \frac{\pi}{4}(0{,}8)^2$

Qp = 314,36 ton

f. Menghitung hambatan geser selimut tiang (Qs)
   fsi = $N_{(pakai)}$ / 2 (karena jenis tanah lempung)
   fsi = 16,19 / 2
   fsi = 8,1
   Rsi = fsi x As
   Rsi = fsi x π x d x $h_{increment}$
   Rsi = 8,1 x π x 0,8 x 0,25
   Rsi = 5,09
   Qs = $\sum Rsi_{(diatasnya)}$ + Rsi
   Qs = 356,1 + 5,09
   Qs = 356,1 ton
g. Menghitung Qultimate (Qult)
   Qult = Qp + Qs
   Qult = 314,36 + 356,1
   Qult = 670,46 ton
h. Menghitung Qijin
   Qijin = Qult/SF (dengan SF = 3)
   Qijin = 670,46/3
   Qijin = 223,49 ton

Hasil perhitungan daya dukung pondasi tiang di area Tower dengan perhitungan dimulai pada elevasi -7,5 meter dan area podium dengan perhitungan dimulai pada elevasi -4,75 meter tercantum pada **Tabel 6.18**, **Tabel 6.19** serta pada **Gambar 6.15** dan **Gambar 6.16** berikut :

Tabel 6.14 Daya Dukung *Bored Pile* Metode Meyerhof dan Bazaraa pada Area Tower

Kedalaman (m)	N-SPT	Jenis Tanah	Ø 80		Ø 100	
			Qult	Qijin	Qult	Qijin
			(ton)			
7.50	6.50	Lempung	330.81	110.27	538.66	179.55
7.75	6.75	Lempung	340.08	113.36	550.90	183.63
8.00	7.00	Lempung	349.49	116.50	562.95	187.65
8.25	7.25	Lempung	358.75	119.58	574.18	191.39
8.50	7.50	Lempung	367.90	122.63	584.76	194.92
8.75	7.75	Lempung	376.97	125.66	594.82	198.27
9.00	8.00	Lempung	385.54	128.51	604.47	201.49
9.25	8.25	Lempung	393.72	131.24	613.79	204.60
9.50	8.50	Lempung	401.61	133.87	622.87	207.62
9.75	8.75	Lempung	409.26	136.42	631.77	210.59
10.00	9.00	Lempung	416.73	138.91	640.53	213.51
10.25	9.25	Lempung	424.09	141.36	648.82	216.27
10.50	9.50	Lempung	431.35	143.78	656.74	218.91
10.75	9.75	Lempung	438.56	146.19	664.35	221.45
11.00	10.00	Lempung	445.50	148.50	671.74	223.91
11.25	10.50	Lempung	452.23	150.74	679.25	226.42
11.50	11.00	Lempung	458.71	152.90	686.81	228.94
11.75	11.50	Lempung	465.00	155.00	694.42	231.47
12.00	12.00	Lempung	471.31	157.10	702.07	234.02
12.25	12.25	Lempung	477.51	159.17	708.86	236.29
12.50	12.50	Lempung	483.63	161.21	714.87	238.29
12.75	12.75	Lempung	489.65	163.22	720.21	240.07
13.00	13.00	Lempung	495.11	165.04	724.94	241.65
13.25	13.25	Lempung	500.09	166.70	729.35	243.12
13.50	13.50	Lempung	504.62	168.21	733.47	244.49
13.75	13.75	Lempung	508.77	169.59	737.34	245.78
14.00	14.00	Lempung	515.17	171.72	741.00	247.00
14.25	14.00	Lempung	520.91	173.64	745.14	248.38
14.50	14.00	Lempung	525.98	175.33	749.73	249.91
14.75	14.00	Lempung	530.43	176.81	754.73	251.58
15.00	14.00	Lempung	534.84	178.28	760.11	253.37
15.25	14.25	Lempung	539.32	179.77	765.96	255.32
15.50	14.50	Lempung	543.86	181.29	772.24	257.41
15.75	14.75	Lempung	548.47	182.82	781.51	260.50
16.00	15.00	Lempung	553.13	184.38	790.85	263.62
16.25	14.50	Lempung	557.59	185.86	799.46	266.49
16.50	14.00	Lempung	561.84	187.28	807.34	269.11
16.75	13.50	Lempung	565.90	188.63	814.52	271.51
17.00	13.00	Lempung	569.41	189.80	821.00	273.67
17.25	12.75	Lempung	572.44	190.81	826.90	275.63
17.50	12.50	Lempung	575.03	191.68	832.24	277.41
17.75	12.25	Lempung	577.16	192.39	837.02	279.01

Kedalaman (m)	N-SPT	Jenis Tanah	Ø 80		Ø 100	
			Qult	Qijin	Qult	Qijin
			(ton)			
18.00	12.00	Lempung	578.99	193.00	841.25	280.42
18.25	12.75	Lempung	580.88	193.63	845.24	281.75
18.50	13.50	Lempung	582.85	194.28	848.98	282.99
18.75	14.25	Lempung	585.10	195.03	852.48	284.16
19.00	15.00	Lempung	587.52	195.84	855.73	285.24
19.25	15.75	Lempung	590.11	196.70	859.03	286.34
19.50	16.50	Lempung	592.84	197.61	862.37	287.46
19.75	17.25	Lempung	595.72	198.57	865.92	288.64
20.00	18.00	Lempung	598.97	199.66	869.68	289.89
20.25	18.00	Lempung	602.37	200.79	873.09	291.03
20.50	18.00	Lempung	605.91	201.97	876.43	292.14
20.75	18.00	Lempung	609.75	203.25	879.70	293.23
21.00	18.00	Lempung	613.66	204.55	882.88	294.29
21.25	18.00	Lempung	617.63	205.88	886.26	295.42
21.50	18.00	Lempung	621.64	207.21	889.83	296.61
21.75	18.00	Lempung	625.53	208.51	893.58	297.86
22.00	18.00	Lempung	629.53	209.84	897.50	299.17
22.25	17.75	Lempung	633.55	211.18	901.36	300.45
22.50	17.50	Lempung	637.61	212.54	905.38	301.79
22.75	17.25	Lempung	642.13	214.04	909.54	303.18
23.00	17.00	Lempung	646.98	215.66	913.82	304.61
23.25	17.25	Lempung	652.30	217.43	918.41	306.14
23.50	17.50	Lempung	658.07	219.36	923.07	307.69
23.75	17.75	Lempung	664.12	221.37	927.82	309.27
24.00	18.00	Lempung	670.46	223.49	932.64	310.88
24.25	17.75	Lempung	676.93	225.64	937.50	312.50
24.50	17.50	Lempung	683.51	227.84	942.94	314.31
24.75	17.25	Lempung	689.61	229.87	948.93	316.31
25.00	17.00	Lempung	695.35	231.78	955.46	318.49
25.25	17.25	Lempung	700.86	233.62	962.68	320.89
25.50	17.50	Lempung	706.16	235.39	970.39	323.46
25.75	17.75	Lempung	711.23	237.08	978.59	326.20
26.00	18.00	Lempung	716.09	238.70	987.25	329.08
26.25	18.00	Lempung	720.67	240.22	996.14	332.05
26.50	18.00	Lempung	724.96	241.65	1004.52	334.84
26.75	18.00	Lempung	729.36	243.12	1012.40	337.47
27.00	18.00	Lempung	733.73	244.58	1019.78	339.93
27.25	18.00	Lempung	738.10	246.03	1026.66	342.22
27.50	18.00	Lempung	742.46	247.49	1033.06	344.35
27.75	18.00	Lempung	746.80	248.93	1038.97	346.32
28.00	18.00	Lempung	751.14	250.38	1044.40	348.13
28.25	18.25	Lempung	755.52	251.84	1049.43	349.81
28.50	18.50	Lempung	759.96	253.32	1054.54	351.51
28.75	18.75	Lempung	764.58	254.86	1059.72	353.24
29.00	19.00	Lempung	769.37	256.46	1064.97	354.99
29.25	19.25	Lempung	774.32	258.11	1070.41	356.80
29.50	19.50	Lempung	779.45	259.82	1076.05	358.68
29.75	19.75	Lempung	784.50	261.50	1081.88	360.63
30.00	20.00	Lempung	789.59	263.20	1087.89	362.63
30.25	20.00	Lempung	794.65	264.88	1094.02	364.67
30.50	20.00	Lempung	799.68	266.56	1100.40	366.80

Kedalaman (m)	N-SPT	Jenis Tanah	Ø 80		Ø 100	
			Qult	Qijin	Qult	Qijin
			(ton)			
30.75	20.00	Lempung	804.91	268.30	1107.04	369.01
31.00	20.00	Lempung	810.34	270.11	1113.92	371.31
31.25	20.00	Lempung	815.97	271.99	1121.06	373.69
31.50	20.00	Lempung	821.79	273.93	1128.16	376.05
31.75	20.00	Lempung	827.58	275.86	1135.21	378.40
32.00	20.00	Lempung	833.34	277.78	1142.21	380.74
32.25	20.00	Lempung	839.07	279.69	1149.06	383.02
32.50	20.00	Lempung	844.76	281.59	1156.03	385.34
32.75	20.00	Lempung	850.53	283.51	1163.12	387.71
33.00	20.00	Lempung	856.29	285.43	1170.34	390.11
33.25	20.25	Lempung	862.10	287.37	1177.88	392.63
33.50	20.50	Lempung	867.94	289.31	1185.45	395.15
33.75	20.75	Lempung	873.84	291.28	1193.05	397.68
34.00	21.00	Lempung	879.87	293.29	1200.68	400.23
34.25	21.25	Lempung	886.03	295.34	1208.00	402.67
34.50	21.50	Lempung	892.34	297.45	1215.14	405.05
34.75	21.75	Lempung	898.67	299.56	1222.10	407.37
35.00	22.00	Lempung	904.75	301.58	1228.89	409.63
35.25	22.25	Lempung	910.58	303.53	1235.74	411.91
35.50	22.50	Lempung	916.16	305.39	1242.64	414.21
35.75	22.75	Lempung	921.48	307.16	1249.61	416.54
36.00	23.00	Lempung	926.75	308.92	1256.62	418.87
36.25	23.00	Lempung	931.90	310.63	1263.73	421.24
36.50	23.00	Lempung	936.93	312.31	1270.80	423.60
36.75	23.00	Lempung	941.94	313.98	1277.84	425.95
37.00	23.00	Lempung	947.03	315.68	1284.83	428.28
37.25	23.25	Lempung	952.26	317.42	1291.97	430.66
37.50	23.50	Lempung	957.62	319.21	1299.25	433.08
37.75	23.75	Lempung	963.12	321.04	1306.67	435.56
38.00	24.00	Lempung	968.84	322.95	1314.24	438.08
38.25	23.50	Lempung	974.61	324.87	1321.52	440.51
38.50	23.00	Lempung	980.43	326.81	1328.64	442.88
38.75	22.50	Lempung	986.29	328.76	1335.59	445.20
39.00	22.00	Lempung	992.03	330.68	1342.39	447.46
39.25	22.00	Lempung	997.75	332.58	1349.17	449.72
39.50	22.00	Lempung	1003.46	334.49	1355.94	451.98
39.75	22.00	Lempung	1009.06	336.35	1362.69	454.23
40.00	22.00	Lempung	1014.53	338.18	1369.42	456.47
40.25	22.25	Lempung	1019.95	339.98	1376.42	458.81
40.50	22.50	Lempung	1025.31	341.77	1383.68	461.23
40.75	22.75	Lempung	1030.62	343.54	1391.21	463.74
41.00	23.00	Lempung	1036.03	345.34	1398.99	466.33
41.25	23.50	Lempung	1041.62	347.21	1407.21	469.07
41.50	24.00	Lempung	1047.37	349.12	1415.74	471.91
41.75	24.50	Lempung	1053.29	351.10	1424.56	474.85
42.00	25.00	Lempung	1059.46	353.15	1433.69	477.90
42.25	25.00	Lempung	1065.77	355.26	1442.78	480.93
42.50	25.00	Lempung	1072.21	357.40	1451.82	483.94
42.75	25.00	Lempung	1078.90	359.63	1460.82	486.94
43.00	25.00	Lempung	1085.64	361.88	1469.77	489.92
43.25	25.00	Lempung	1092.45	364.15	1478.78	492.93

Kedalaman (m)	N-SPT	Jenis Tanah	Ø 80		Ø 100	
			Qult	Qijin	Qult	Qijin
			(ton)			
43.50	25.00	Lempung	1099.33	366.44	1487.85	495.95
43.75	25.00	Lempung	1106.17	368.72	1496.98	498.99
44.00	25.00	Lempung	1113.07	371.02	1506.17	502.06
44.25	25.50	Lempung	1120.11	373.37	1515.14	505.05
44.50	26.00	Lempung	1127.32	375.77	1524.00	508.00
44.75	26.50	Lempung	1134.96	378.32	1532.77	510.92
45.00	27.00	Lempung	1142.70	380.90	1541.45	513.82
45.25	27.75	Lempung	1150.59	383.53	1550.09	516.70
45.50	28.50	Lempung	1158.64	386.21	1558.57	519.52
45.75	29.25	Lempung	1166.66	388.89	1566.91	522.30
46.00	30.00	Lempung	1174.64	391.55	1575.11	525.04
46.25	30.25	Lempung	1182.49	394.16	1583.12	527.71
46.50	30.50	Lempung	1190.20	396.73	1591.31	530.44
46.75	30.75	Lempung	1197.69	399.23	1599.67	533.22
47.00	31.00	Lempung	1205.04	401.68	1608.20	536.07
47.25	31.50	Lempung	1212.29	404.10	1617.07	539.02
47.50	32.00	Lempung	1219.45	406.48	1626.04	542.01
47.75	32.50	Lempung	1226.43	408.81	1635.10	545.03
48.00	33.00	Lempung	1233.32	411.11	1644.27	548.09
48.25	32.50	Lempung	1239.90	413.30	1653.57	551.19
48.50	32.00	Lempung	1246.18	415.39	1662.90	554.30
48.75	31.50	Lempung	1252.35	417.45	1672.26	557.42
49.00	31.00	Lempung	1258.63	419.54	1681.64	560.55
49.25	30.50	Lempung	1265.03	421.68	1691.04	563.68
49.50	30.00	Lempung	1271.54	423.85	1700.36	566.79
49.75	29.50	Lempung	1278.17	426.06	1709.59	569.86
50.00	29.00	Lempung	1284.91	428.30	1718.74	572.91
50.25	28.75	Lempung	1291.81	430.60	1727.10	575.70
50.50	28.50	Lempung	1298.88	432.96	1734.90	578.30
50.75	28.25	Lempung	1305.93	435.31	1742.15	580.72
51.00	28.00	Lempung	1312.37	437.46	1748.85	582.95
51.25	28.00	Lempung	1318.23	439.41	1755.07	585.02
51.50	28.00	Lempung	1323.53	441.18	1760.79	586.93
51.75	28.00	Lempung	1328.19	442.73	1766.04	588.68
52.00	28.00	Lempung	1332.20	444.07	1770.81	590.27
52.25	28.75	Lempung	1335.71	445.24	1776.11	592.04
52.50	29.50	Lempung	1338.73	446.24	1781.74	593.91
52.75	30.25	Lempung	1341.43	447.14	1787.69	595.90
53.00	31.00	Lempung	1344.47	448.16	1793.95	597.98
53.25	31.75	Lempung	1347.87	449.29	1800.62	600.21
53.50	32.50	Lempung	1351.62	450.54	1807.59	602.53
53.75	33.25	Lempung	1355.62	451.87	1814.86	604.95
54.00	34.00	Lempung	1359.96	453.32	1822.42	607.47
54.25	32.75	Lempung	1364.26	454.75	1829.27	609.76
54.50	31.50	Lempung	1368.52	456.17	1835.62	611.87
54.75	30.25	Lempung	1373.07	457.69	1841.47	613.82
55.00	29.00	Lempung	1377.47	459.16	1846.83	615.61
55.25	27.75	Lempung	1381.73	460.58	1851.79	617.26
55.50	26.50	Lempung	1385.83	461.94	1856.24	618.75
55.75	25.25	Lempung	1389.79	463.26	1860.20	620.07
56.00	24.00	Lempung	1393.67	464.56	1863.66	621.22

Kedalaman (m)	N-SPT	Jenis Tanah	Ø 80		Ø 100	
			Qult	Qijin	Qult	Qijin
			(ton)			
56.25	25.00	Lempung	1397.89	465.96	1867.20	622.40
56.50	26.00	Lempung	1402.44	467.48	1871.12	623.71
56.75	27.00	Lempung	1407.24	469.08	1875.43	625.14
57.00	28.00	Lempung	1412.17	470.72	1880.13	626.71
57.25	29.25	Lempung	1417.42	472.47	1885.29	628.43
57.50	30.50	Lempung	1422.99	474.33	1890.92	630.31
57.75	31.75	Lempung	1428.81	476.27	1897.03	632.34
58.00	33.00	Lempung	1434.87	478.29	1903.64	634.55
58.25	32.75	Lempung	1440.91	480.30	1910.43	636.81
58.50	32.50	Lempung	1446.94	482.31	1917.28	639.09
58.75	32.25	Lempung	1452.67	484.22	1924.22	641.41
59.00	32.00	Lempung	1458.07	486.02	1931.25	643.75
59.25	32.00	Lempung	1463.16	487.72	1938.45	646.15
59.50	32.00	Lempung	1467.92	489.31	1945.68	648.56
59.75	32.00	Lempung	1472.30	490.77	1952.95	650.98
60.00	32.00	Lempung	1476.27	492.09	1960.27	653.42

Tabel 6.15 Daya Dukung *Bored Pile* Metode Meyerhof dan Bazaraa pada Area Podium

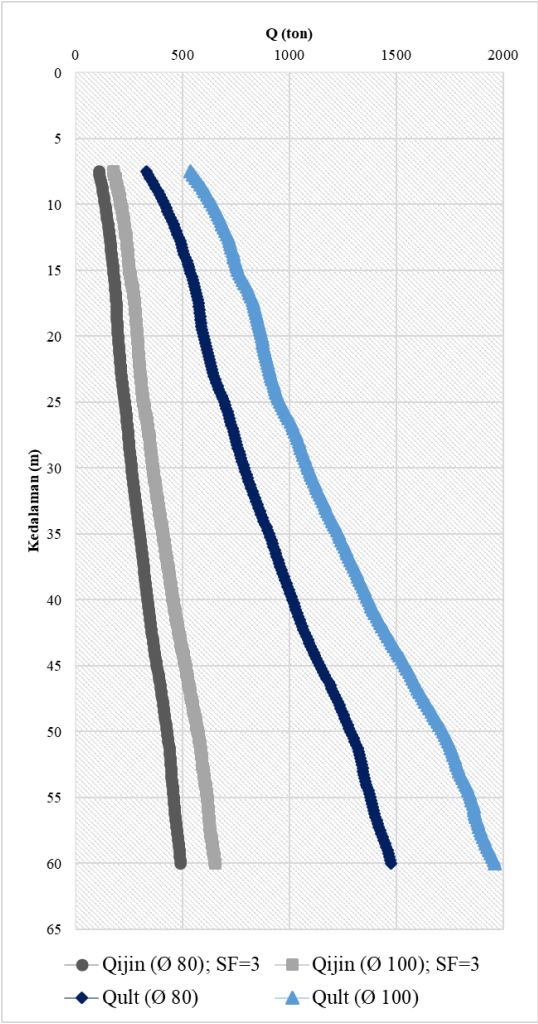
Kedalaman (m)	N-SPT	Jenis Tanah	Ø 80		Ø 100	
			Qult	Qijin	Qult	Qijin
			(ton)			
4.75	3.75	Lempung	199.52	66.51	345.68	115.23
5	4	Lempung	213.63	71.21	355.37	118.46
5.25	4.25	Lempung	221.68	73.89	364.55	121.52
5.5	4.5	Lempung	229.25	76.42	373.32	124.44
5.75	4.75	Lempung	236.42	78.81	381.76	127.25
6	5	Lempung	243.30	81.10	389.97	129.99
6.25	5.25	Lempung	249.95	83.32	397.98	132.66
6.5	5.5	Lempung	256.42	85.47	405.85	135.28
6.75	5.75	Lempung	262.77	87.59	413.62	137.87
7	6	Lempung	269.03	89.68	421.32	140.44
7.25	6.25	Lempung	275.23	91.74	429.39	143.13
7.5	6.5	Lempung	281.40	93.80	437.79	145.93
7.75	6.75	Lempung	287.55	95.85	446.48	148.83
8	7	Lempung	293.97	97.99	455.44	151.81
8.25	7.25	Lempung	300.64	100.21	464.33	154.78
8.5	7.5	Lempung	307.45	102.48	473.08	157.69
8.75	7.75	Lempung	314.31	104.77	481.60	160.53
9	8	Lempung	320.99	107.00	489.91	163.30
9.25	8.25	Lempung	327.50	109.17	498.04	166.01
9.5	8.5	Lempung	333.87	111.29	506.00	168.67
9.75	8.75	Lempung	340.11	113.37	513.81	171.27
10	9	Lempung	346.23	115.41	521.47	173.82
10.25	9.25	Lempung	352.24	117.41	528.79	176.26
10.5	9.5	Lempung	358.15	119.38	535.79	178.60
10.75	9.75	Lempung	363.96	121.32	542.51	180.84
11	10	Lempung	369.56	123.19	548.97	182.99

Kedalaman (m)	N-SPT	Jenis Tanah	Ø 80		Ø 100	
			Qult	Qijin	Qult	Qijin
			(ton)			
11.25	10.5	Lempung	381.99	127.33	555.53	185.18
11.5	11	Lempung	390.24	130.08	562.23	187.41
11.75	11.5	Lempung	398.19	132.73	569.15	189.72
12	12	Lempung	405.97	135.32	576.28	192.09
12.25	12.25	Lempung	413.51	137.84	582.97	194.32
12.5	12.5	Lempung	420.87	140.29	589.27	196.42
12.75	12.75	Lempung	428.06	142.69	595.19	198.40
13	13	Lempung	434.69	144.90	609.46	203.15
13.25	13.25	Lempung	440.76	146.92	618.39	206.13
13.5	13.5	Lempung	446.28	148.76	626.80	208.93
13.75	13.75	Lempung	451.25	150.42	634.69	211.56
14	14	Lempung	455.79	151.93	642.05	214.02
14.25	14	Lempung	459.83	153.28	649.40	216.47
14.5	14	Lempung	463.37	154.46	656.74	218.91
14.75	14	Lempung	466.41	155.47	664.06	221.35
15	14	Lempung	469.56	156.52	671.37	223.79
15.25	14.25	Lempung	473.05	157.68	678.76	226.25
15.5	14.5	Lempung	476.91	158.97	686.27	228.76
15.75	14.75	Lempung	481.17	160.39	693.93	231.31
16	15	Lempung	485.83	161.94	701.75	233.92
16.25	14.5	Lempung	490.64	163.55	708.97	236.32
16.5	14	Lempung	495.60	165.20	715.62	238.54
16.75	13.5	Lempung	500.72	166.91	721.82	240.61
17	13	Lempung	505.64	168.55	727.78	242.59
17.25	12.75	Lempung	510.44	170.15	733.58	244.53
17.5	12.5	Lempung	515.11	171.70	739.24	246.41
17.75	12.25	Lempung	519.48	173.16	744.74	248.25
18	12	Lempung	523.56	174.52	750.10	250.03
18.25	12.75	Lempung	527.66	175.89	755.53	251.84
18.5	13.5	Lempung	531.78	177.26	761.05	253.68
18.75	14.25	Lempung	536.10	178.70	766.65	255.55
19	15	Lempung	540.50	180.17	772.33	257.44
19.25	15.75	Lempung	544.98	181.66	778.37	259.46
19.5	16.5	Lempung	549.53	183.18	784.55	261.52
19.75	17.25	Lempung	554.16	184.72	790.86	263.62
20	18	Lempung	559.08	186.36	797.33	265.78
20.25	18	Lempung	564.08	188.03	803.41	267.80
20.5	18	Lempung	569.16	189.72	809.32	269.77
20.75	18	Lempung	574.46	191.49	815.05	271.68
21	18	Lempung	579.74	193.25	820.62	273.54
21.25	18	Lempung	585.01	195.00	826.28	275.43
21.5	18	Lempung	590.26	196.75	832.04	277.35
21.75	18	Lempung	595.35	198.45	837.90	279.30
22	18	Lempung	600.46	200.15	843.86	281.29
22.25	17.75	Lempung	605.47	201.82	849.69	283.23
22.5	17.5	Lempung	610.37	203.46	855.57	285.19
22.75	17.25	Lempung	615.54	205.18	861.49	287.16
23	17	Lempung	620.89	206.96	867.44	289.15
23.25	17.25	Lempung	626.54	208.85	873.60	291.20
23.5	17.5	Lempung	632.48	210.83	879.79	293.26
23.75	17.75	Lempung	638.60	212.87	885.95	295.32

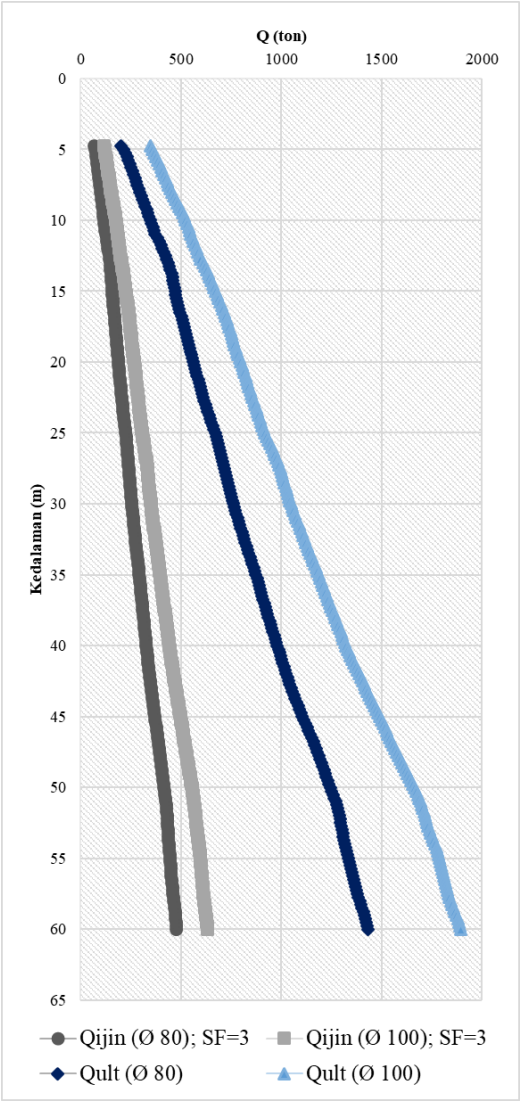
Kedalaman (m)	N-SPT	Jenis Tanah	Ø 80		Ø 100	
			Qult	Qijin	Qult	Qijin
			(ton)			
24	18	Lempung	644.89	214.96	892.02	297.34
24.25	17.75	Lempung	651.22	217.07	897.96	299.32
24.5	17.5	Lempung	657.58	219.19	904.25	301.42
24.75	17.25	Lempung	663.48	221.16	910.87	303.62
25	17	Lempung	669.04	223.01	917.84	305.95
25.25	17.25	Lempung	674.38	224.79	925.30	308.43
25.5	17.5	Lempung	679.52	226.51	933.11	311.04
25.75	17.75	Lempung	684.44	228.15	941.25	313.75
26	18	Lempung	689.16	229.72	949.74	316.58
26.25	18	Lempung	693.61	231.20	958.35	319.45
26.5	18	Lempung	697.80	232.60	966.47	322.16
26.75	18	Lempung	702.07	234.02	974.11	324.70
27	18	Lempung	706.34	235.45	981.28	327.09
27.25	18	Lempung	710.59	236.86	987.98	329.33
27.5	18	Lempung	714.83	238.28	994.20	331.40
27.75	18	Lempung	719.06	239.69	999.97	333.32
28	18	Lempung	723.28	241.09	1005.27	335.09
28.25	18.25	Lempung	727.55	242.52	1010.20	336.73
28.5	18.5	Lempung	731.87	243.96	1015.19	338.40
28.75	18.75	Lempung	736.36	245.45	1020.26	340.09
29	19	Lempung	741.02	247.01	1025.39	341.80
29.25	19.25	Lempung	745.83	248.61	1030.70	343.57
29.5	19.5	Lempung	750.81	250.27	1036.21	345.40
29.75	19.75	Lempung	755.73	251.91	1041.89	347.30
30	20	Lempung	760.67	253.56	1047.77	349.26
30.25	20	Lempung	765.59	255.20	1053.74	351.25
30.5	20	Lempung	770.48	256.83	1059.96	353.32
30.75	20	Lempung	775.57	258.52	1066.43	355.48
31	20	Lempung	780.84	260.28	1073.14	357.71
31.25	20	Lempung	786.31	262.10	1080.09	360.03
31.5	20	Lempung	791.96	263.99	1086.99	362.33
31.75	20	Lempung	797.59	265.86	1093.86	364.62
32	20	Lempung	803.18	267.73	1100.69	366.90
32.25	20	Lempung	808.75	269.58	1107.35	369.12
32.5	20	Lempung	814.28	271.43	1114.15	371.38
32.75	20	Lempung	819.89	273.30	1121.06	373.69
33	20	Lempung	825.49	275.16	1128.09	376.03
33.25	20.25	Lempung	831.13	277.04	1135.42	378.47
33.5	20.5	Lempung	836.81	278.94	1142.79	380.93
33.75	20.75	Lempung	842.54	280.85	1150.19	383.40
34	21	Lempung	848.40	282.80	1157.62	385.87
34.25	21.25	Lempung	854.40	284.80	1164.75	388.25
34.5	21.5	Lempung	860.52	286.84	1171.70	390.57
34.75	21.75	Lempung	866.68	288.89	1178.49	392.83
35	22	Lempung	872.58	290.86	1185.11	395.04
35.25	22.25	Lempung	878.25	292.75	1191.78	397.26
35.5	22.5	Lempung	883.68	294.56	1198.51	399.50
35.75	22.75	Lempung	888.86	296.29	1205.29	401.76
36	23	Lempung	893.99	298.00	1212.13	404.04
36.25	23	Lempung	899.00	299.67	1219.06	406.35
36.5	23	Lempung	903.90	301.30	1225.95	408.65

Kedalaman (m)	N-SPT	Jenis Tanah	Ø 80		Ø 100	
			Qult	Qijin	Qult	Qijin
			(ton)			
36.75	23	Lempung	908.78	302.93	1232.80	410.93
37	23	Lempung	913.74	304.58	1239.62	413.21
37.25	23.25	Lempung	918.83	306.28	1246.58	415.53
37.5	23.5	Lempung	924.05	308.02	1253.68	417.89
37.75	23.75	Lempung	929.40	309.80	1260.92	420.31
38	24	Lempung	934.97	311.66	1268.30	422.77
38.25	23.5	Lempung	940.58	313.53	1275.39	425.13
38.5	23	Lempung	946.25	315.42	1282.34	427.45
38.75	22.5	Lempung	951.96	317.32	1289.12	429.71
39	22	Lempung	957.55	319.18	1295.76	431.92
39.25	22	Lempung	963.12	321.04	1302.38	434.13
39.5	22	Lempung	968.68	322.89	1308.98	436.33
39.75	22	Lempung	974.13	324.71	1315.57	438.52
40	22	Lempung	979.46	326.49	1322.14	440.71
40.25	22.25	Lempung	984.74	328.25	1328.97	442.99
40.5	22.5	Lempung	989.97	329.99	1336.05	445.35
40.75	22.75	Lempung	995.14	331.71	1343.39	447.80
41	23	Lempung	1000.42	333.47	1350.98	450.33
41.25	23.5	Lempung	1005.86	335.29	1359.00	453.00
41.5	24	Lempung	1011.47	337.16	1367.31	455.77
41.75	24.5	Lempung	1017.23	339.08	1375.92	458.64
42	25	Lempung	1023.24	341.08	1384.82	461.61
42.25	25	Lempung	1029.39	343.13	1393.67	464.56
42.5	25	Lempung	1035.67	345.22	1402.49	467.50
42.75	25	Lempung	1042.19	347.40	1411.26	470.42
43	25	Lempung	1048.76	349.59	1419.99	473.33
43.25	25	Lempung	1055.40	351.80	1428.78	476.26
43.5	25	Lempung	1062.09	354.03	1437.63	479.21
43.75	25	Lempung	1068.76	356.25	1446.54	482.18
44	25	Lempung	1075.48	358.49	1455.50	485.17
44.25	25.5	Lempung	1082.35	360.78	1464.25	488.08
44.5	26	Lempung	1089.38	363.13	1472.91	490.97
44.75	26.5	Lempung	1096.82	365.61	1481.47	493.82
45	27	Lempung	1104.36	368.12	1489.93	496.64
45.25	27.75	Lempung	1112.05	370.68	1498.37	499.46
45.5	28.5	Lempung	1119.89	373.30	1506.66	502.22
45.75	29.25	Lempung	1127.70	375.90	1514.80	504.93
46	30	Lempung	1135.48	378.49	1522.80	507.60
46.25	30.25	Lempung	1143.13	381.04	1530.63	510.21
46.5	30.5	Lempung	1150.64	383.55	1538.63	512.88
46.75	30.75	Lempung	1157.94	385.98	1546.79	515.60
47	31	Lempung	1165.10	388.37	1555.13	518.38
47.25	31.5	Lempung	1172.17	390.72	1563.78	521.26
47.5	32	Lempung	1179.16	393.05	1572.53	524.18
47.75	32.5	Lempung	1185.97	395.32	1581.38	527.13
48	33	Lempung	1192.68	397.56	1590.32	530.11
48.25	32.5	Lempung	1199.10	399.70	1599.41	533.14
48.5	32	Lempung	1205.23	401.74	1608.51	536.17
48.75	31.5	Lempung	1211.25	403.75	1617.65	539.22
49	31	Lempung	1217.39	405.80	1626.81	542.27

Kedalaman (m)	N-SPT	Jenis Tanah	Ø 80		Ø 100	
			Qult	Qijin	Qult	Qijin
			(ton)			
49.25	30.5	Lempung	1223.63	407.88	1635.99	545.33
49.5	30	Lempung	1229.99	410.00	1645.09	548.36
49.75	29.5	Lempung	1236.46	412.15	1654.11	551.37
50	29	Lempung	1243.04	414.35	1663.05	554.35
50.25	28.75	Lempung	1249.79	416.60	1671.22	557.07
50.5	28.5	Lempung	1256.68	418.89	1678.86	559.62
50.75	28.25	Lempung	1263.57	421.19	1685.95	561.98
51	28	Lempung	1269.86	423.29	1692.51	564.17
51.25	28	Lempung	1275.59	425.20	1698.60	566.20
51.5	28	Lempung	1280.78	426.93	1704.21	568.07
51.75	28	Lempung	1285.33	428.44	1709.36	569.79
52	28	Lempung	1289.26	429.75	1714.04	571.35
52.25	28.75	Lempung	1292.71	430.90	1719.24	573.08
52.5	29.5	Lempung	1295.67	431.89	1724.76	574.92
52.75	30.25	Lempung	1298.33	432.78	1730.58	576.86
53	31	Lempung	1301.32	433.77	1736.72	578.91
53.25	31.75	Lempung	1304.66	434.89	1743.26	581.09
53.5	32.5	Lempung	1308.33	436.11	1750.09	583.36
53.75	33.25	Lempung	1312.26	437.42	1757.20	585.73
54	34	Lempung	1316.52	438.84	1764.61	588.20
54.25	32.75	Lempung	1320.73	440.24	1771.33	590.44
54.5	31.5	Lempung	1324.91	441.64	1777.56	592.52
54.75	30.25	Lempung	1329.37	443.12	1783.30	594.43
55	29	Lempung	1333.69	444.56	1788.57	596.19
55.25	27.75	Lempung	1337.86	445.95	1793.44	597.81
55.5	26.5	Lempung	1341.88	447.29	1797.83	599.28
55.75	25.25	Lempung	1345.77	448.59	1801.73	600.58
56	24	Lempung	1349.58	449.86	1805.15	601.72
56.25	25	Lempung	1353.71	451.24	1808.62	602.87
56.5	26	Lempung	1358.17	452.72	1812.47	604.16
56.75	27	Lempung	1362.87	454.29	1816.69	605.56
57	28	Lempung	1367.69	455.90	1821.29	607.10
57.25	29.25	Lempung	1372.81	457.60	1826.34	608.78
57.5	30.5	Lempung	1378.25	459.42	1831.85	610.62
57.75	31.75	Lempung	1383.93	461.31	1837.83	612.61
58	33	Lempung	1389.85	463.28	1844.29	614.76
58.25	32.75	Lempung	1395.75	465.25	1850.93	616.98
58.5	32.5	Lempung	1401.64	467.21	1857.63	619.21
58.75	32.25	Lempung	1407.23	469.08	1864.41	621.47
59	32	Lempung	1412.51	470.84	1872.57	624.19
59.25	32	Lempung	1417.48	472.49	1878.64	626.21
59.5	32	Lempung	1422.13	474.04	1884.19	628.06
59.75	32	Lempung	1426.42	475.47	1889.19	629.73
60	32	Lempung	1430.31	476.77	1893.57	631.19



Gambar 6.15 Daya dukung *bored pile* vs kedalaman dengan metode Meyerhof dan Bazaraa pada area tower



Gambar 6.16 Daya dukung *bored pile* vs kedalaman dengan metode Meyerhof dan Bazaraa pada area podium

6.2.1.2. Metode Luciano Decourt

Berikut merupakan contoh perhitungan *bored pile* di area tower pada kedalaman tanah 24 meter dengan jenis tanah lempung dan dimensi pondasi tiang sebesar 80 cm :

a. Nilai N-SPT = 18
b. Koreksi N-SPT terhadap muka air tanah
   Jenis tanah pada lokasi studi adalah lempung, sehingga nilai N-SPT tidak perlu dikoreksi terhadap muka air tanah.
   Nilai N-SPT = 18
c. Koreksi N-SPT terhadap tekanan *overburden* tanah menurut Seed dkk.
   Dikarenakan pada jenis tanah lempung tidak ada koreksi terhadap muka air tanah, maka nilai N-SPT perlu dikoreksi terhadap tekanan *overburden* tanah, dimana dianggap kondisi ini adalah kondisi yang paling menentukan.
   $\sigma'_0 = \sum \sigma'_{0(diatasnya)} + (\gamma' x\ h)$
   $\sigma'_0 = 11,77 + (0,742 \times 0,25)$
   $\sigma'_0 = 11,96\ t/m^2$
   Dengan hasil diatas, dilakukan interpolasi terhadap nilai C_N. Dimana nilai *overburden* yang didapatkan berada diantara range 10-15 t/m^2 dengan nilai C_N antara 0,95–0,78

$$\frac{x-x_1}{x_2-x_1} = \frac{y-y_1}{y_2-y_1}$$

$$\frac{11,96-10}{15-10} = \frac{y-0,95}{0,78-0,95}$$

$$y - 0,95 = \frac{1,96 \times (-0,17)}{5}$$

$$y = 0,95 + \frac{1,96 \times (-0,17)}{5}$$

   $y = 0,88$; didapatkan nilai C_N sebesar 0,88
   $N_1 = C_N \times N$
   $N_1 = 0,88 \times 18$
   $N_1 = 15,9$
   $N_{(pakai)} = 15,9$

d. Nilai N rata-rata 4D ke bawah dan 4D ke atas (Np)
   4D = 4(0,8) = 2,4 meter (24 + 3,2 = 27,2 meter dan 24 - 3,2 = 20,8 meter)
   Np = 15,58
e. Menghitung kekuatan ujung tiang (Qp)
   Qp = α x Np x K x Ap
   Dengan :
   α = 0,85 (*bored pile*)
   K = 12 t/m^2 untuk tanah lempung
   Qp = 0,85 x 15,58 x 12 x $\frac{\pi}{4}(0,8)^2$
   Qp = 79,87 ton
f. Menghitung kekuatan akibat selimut tiang (Qs)
   Ns = Nrata-rata sepanjang tiang terbenam
   Ns = 15,89
   As = π x d x h_{tiang}
   As = π x 0,8 x (24-7,5)
   As = 41,47 m^2
   β = 0,8 (*bored pile*)
   Qs = β x ($\frac{Ns}{3}$ + 1) x As
   Qs = 0,8 x ($\frac{15,89}{3}$ + 1) x 41,47
   Qs = 208,89 ton
g. Menghitung Qultimate (Qult)
   Qult = Qp + Qs
   Qult = 79,87 + 209,89
   Qult = 288,76 ton
h. Menghitung Qijin
   Qijin = Qult/SF (dengan SF = 3)
   Qijin = 288,76/3
   Qijin = 96,252 ton

Hasil perhitungan daya dukung pondasi tiang di area Tower dengan perhitungan dimulai pada elevasi -7,5 meter dan area Podium dengan perhitungan dimulai pada elevasi -4,75 meter tercantum pada **Tabel 6.20**, **Tabel 6.21** serta pada **Gambar 6.17** dan **Gambar 6.18** berikut :

Tabel 6.16 Daya Dukung *Bored Pile* Metode Luciano Decourt pada Area Tower

Kedalaman (m)	N-SPT	Jenis Tanah	Ø 80		Ø 100	
			Qult	Qijin	Qult	Qijin
			(ton)			
7.50	6.50	Lempung	66.65	22.22	109.52	36.51
7.75	6.75	Lempung	69.96	23.32	114.47	38.16
8.00	7.00	Lempung	73.46	24.49	119.46	39.82
8.25	7.25	Lempung	77.13	25.71	124.32	41.44
8.50	7.50	Lempung	80.95	26.98	129.06	43.02
8.75	7.75	Lempung	84.82	28.27	133.72	44.57
9.00	8.00	Lempung	88.61	29.54	138.30	46.10
9.25	8.25	Lempung	92.34	30.78	142.83	47.61
9.50	8.50	Lempung	96.04	32.01	147.30	49.10
9.75	8.75	Lempung	99.69	33.23	151.74	50.58
10.00	9.00	Lempung	103.33	34.44	156.15	52.05
10.25	9.25	Lempung	106.94	35.65	160.45	53.48
10.50	9.50	Lempung	110.55	36.85	164.66	54.89
10.75	9.75	Lempung	115.15	38.38	168.88	56.29
11.00	10.00	Lempung	119.64	39.88	173.12	57.71
11.25	10.50	Lempung	124.09	41.36	177.54	59.18
11.50	11.00	Lempung	128.55	42.85	182.15	60.72
11.75	11.50	Lempung	133.04	44.35	188.25	62.75
12.00	12.00	Lempung	137.56	45.85	194.37	64.79
12.25	12.25	Lempung	142.03	47.34	200.22	66.74
12.50	12.50	Lempung	146.44	48.81	205.80	68.60
12.75	12.75	Lempung	150.79	50.26	211.10	70.37
13.00	13.00	Lempung	154.92	51.64	216.12	72.04
13.25	13.25	Lempung	158.81	52.94	220.93	73.64
13.50	13.50	Lempung	162.46	54.15	225.52	75.17
13.75	13.75	Lempung	165.88	55.29	229.89	76.63
14.00	14.00	Lempung	169.12	56.37	234.05	78.02
14.25	14.00	Lempung	172.13	57.38	238.17	79.39
14.50	14.00	Lempung	174.82	58.27	242.27	80.76
14.75	14.00	Lempung	177.25	59.08	246.40	82.13
15.00	14.00	Lempung	179.63	59.88	250.56	83.52
15.25	14.25	Lempung	182.10	60.70	254.80	84.93
15.50	14.50	Lempung	184.72	61.57	259.04	86.35
15.75	14.75	Lempung	187.51	62.50	263.25	87.75
16.00	15.00	Lempung	190.45	63.48	267.44	89.15
16.25	14.50	Lempung	193.42	64.47	271.34	90.45
16.50	14.00	Lempung	196.41	65.47	275.06	91.69
16.75	13.50	Lempung	199.42	66.47	278.61	92.87
17.00	13.00	Lempung	202.30	67.43	281.98	93.99
17.25	12.75	Lempung	205.12	68.37	285.25	95.08
17.50	12.50	Lempung	207.92	69.31	288.42	96.14
17.75	12.25	Lempung	210.73	70.24	291.51	97.17
18.00	12.00	Lempung	213.46	71.15	294.53	98.18
18.25	12.75	Lempung	216.31	72.10	297.64	99.21
18.50	13.50	Lempung	219.21	73.07	300.92	100.31
18.75	14.25	Lempung	222.17	74.06	304.38	101.46
19.00	15.00	Lempung	225.14	75.05	307.92	102.64

Kedalaman (m)	N-SPT	Jenis Tanah	Ø 80		Ø 100	
			Qult	Qijin	Qult	Qijin
			(ton)			
19.25	15.75	Lempung	228.11	76.04	311.65	103.88
19.50	16.50	Lempung	231.26	77.09	315.50	105.17
19.75	17.25	Lempung	234.58	78.19	319.46	106.49
20.00	18.00	Lempung	238.15	79.38	323.53	107.84
20.25	18.00	Lempung	241.86	80.62	327.44	109.15
20.50	18.00	Lempung	245.64	81.88	331.42	110.47
20.75	18.00	Lempung	249.49	83.16	335.45	111.82
21.00	18.00	Lempung	253.33	84.44	339.54	113.18
21.25	18.00	Lempung	257.15	85.72	343.78	114.59
21.50	18.00	Lempung	260.74	86.91	348.12	116.04
21.75	18.00	Lempung	264.12	88.04	352.56	117.52
22.00	18.00	Lempung	267.37	89.12	357.09	119.03
22.25	17.75	Lempung	270.46	90.15	361.62	120.54
22.50	17.50	Lempung	273.39	91.13	365.89	121.96
22.75	17.25	Lempung	276.16	92.05	369.89	123.30
23.00	17.00	Lempung	278.73	92.91	373.64	124.55
23.25	17.25	Lempung	281.19	93.73	377.23	125.74
23.50	17.50	Lempung	283.68	94.56	380.66	126.89
23.75	17.75	Lempung	286.20	95.40	383.94	127.98
24.00	18.00	Lempung	288.76	96.25	387.07	129.02
24.25	17.75	Lempung	291.27	97.09	390.01	130.00
24.50	17.50	Lempung	293.74	97.91	392.96	130.99
24.75	17.25	Lempung	296.16	98.72	395.90	131.97
25.00	17.00	Lempung	298.57	99.52	398.85	132.95
25.25	17.25	Lempung	301.04	100.35	401.89	133.96
25.50	17.50	Lempung	303.62	101.21	405.01	135.00
25.75	17.75	Lempung	306.30	102.10	408.22	136.07
26.00	18.00	Lempung	309.08	103.03	411.49	137.16
26.25	18.00	Lempung	311.92	103.97	414.74	138.25
26.50	18.00	Lempung	314.75	104.92	418.03	139.34
26.75	18.00	Lempung	317.55	105.85	421.35	140.45
27.00	18.00	Lempung	320.29	106.76	424.72	141.57
27.25	18.00	Lempung	322.97	107.66	428.11	142.70
27.50	18.00	Lempung	325.68	108.56	431.43	143.81
27.75	18.00	Lempung	328.41	109.47	434.68	144.89
28.00	18.00	Lempung	331.17	110.39	437.85	145.95
28.25	18.25	Lempung	334.00	111.33	440.99	147.00
28.50	18.50	Lempung	336.80	112.27	444.21	148.07
28.75	18.75	Lempung	339.57	113.19	447.50	149.17
29.00	19.00	Lempung	342.33	114.11	450.88	150.29
29.25	19.25	Lempung	345.06	115.02	454.37	151.46
29.50	19.50	Lempung	347.82	115.94	457.87	152.62
29.75	19.75	Lempung	350.59	116.86	461.38	153.79
30.00	20.00	Lempung	353.41	117.80	464.91	154.97
30.25	20.00	Lempung	356.26	118.75	468.40	156.13
30.50	20.00	Lempung	359.12	119.71	471.92	157.31
30.75	20.00	Lempung	362.00	120.67	475.46	158.49
31.00	20.00	Lempung	364.91	121.64	479.03	159.68
31.25	20.00	Lempung	367.83	122.61	482.63	160.88
31.50	20.00	Lempung	370.73	123.58	486.26	162.09

Kedalaman (m)	N-SPT	Jenis Tanah	Ø 80		Ø 100	
			Qult	Qijin	Qult	Qijin
			(ton)			
31.75	20.00	Lempung	373.60	124.53	489.92	163.31
32.00	20.00	Lempung	376.46	125.49	493.61	164.54
32.25	20.00	Lempung	379.31	126.44	497.29	165.76
32.50	20.00	Lempung	382.13	127.38	500.91	166.97
32.75	20.00	Lempung	384.94	128.31	504.47	168.16
33.00	20.00	Lempung	387.70	129.23	507.96	169.32
33.25	20.25	Lempung	390.44	130.15	511.47	170.49
33.50	20.50	Lempung	393.20	131.07	514.99	171.66
33.75	20.75	Lempung	395.98	131.99	518.52	172.84
34.00	21.00	Lempung	398.80	132.93	522.06	174.02
34.25	21.25	Lempung	401.67	133.89	525.51	175.17
34.50	21.50	Lempung	404.59	134.86	528.90	176.30
34.75	21.75	Lempung	407.55	135.85	532.23	177.41
35.00	22.00	Lempung	410.47	136.82	535.52	178.51
35.25	22.25	Lempung	413.35	137.78	538.83	179.61
35.50	22.50	Lempung	416.19	138.73	542.17	180.72
35.75	22.75	Lempung	419.00	139.67	545.54	181.85
36.00	23.00	Lempung	421.82	140.61	548.93	182.98
36.25	23.00	Lempung	424.64	141.55	552.35	184.12
36.50	23.00	Lempung	427.42	142.47	555.80	185.27
36.75	23.00	Lempung	430.17	143.39	559.28	186.43
37.00	23.00	Lempung	432.90	144.30	562.79	187.60
37.25	23.25	Lempung	435.65	145.22	566.39	188.80
37.50	23.50	Lempung	438.42	146.14	570.05	190.02
37.75	23.75	Lempung	441.21	147.07	573.75	191.25
38.00	24.00	Lempung	444.04	148.01	577.51	192.50
38.25	23.50	Lempung	446.83	148.94	581.17	193.72
38.50	23.00	Lempung	449.59	149.86	584.71	194.90
38.75	22.50	Lempung	452.31	150.77	588.14	196.05
39.00	22.00	Lempung	454.94	151.65	591.47	197.16
39.25	22.00	Lempung	457.52	152.51	594.75	198.25
39.50	22.00	Lempung	460.10	153.37	597.97	199.32
39.75	22.00	Lempung	462.67	154.22	601.15	200.38
40.00	22.00	Lempung	465.22	155.07	604.27	201.42
40.25	22.25	Lempung	467.79	155.93	607.43	202.48
40.50	22.50	Lempung	470.34	156.78	610.68	203.56
40.75	22.75	Lempung	472.88	157.63	614.01	204.67
41.00	23.00	Lempung	475.45	158.48	617.41	205.80
41.25	23.50	Lempung	478.08	159.36	620.96	206.99
41.50	24.00	Lempung	480.86	160.29	624.60	208.20
41.75	24.50	Lempung	483.79	161.26	628.35	209.45
42.00	25.00	Lempung	486.89	162.30	632.20	210.73
42.25	25.00	Lempung	490.11	163.37	636.02	212.01
42.50	25.00	Lempung	493.40	164.47	639.93	213.31
42.75	25.00	Lempung	496.75	165.58	643.93	214.64
43.00	25.00	Lempung	500.11	166.70	648.02	216.01
43.25	25.00	Lempung	503.48	167.83	652.22	217.41
43.50	25.00	Lempung	506.84	168.95	656.47	218.82
43.75	25.00	Lempung	510.17	170.06	660.75	220.25
44.00	25.00	Lempung	513.51	171.17	665.08	221.69

Kedalaman (m)	N-SPT	Jenis Tanah	Ø 80		Ø 100	
			Qult	Qijin	Qult	Qijin
			(ton)			
44.25	25.50	Lempung	516.91	172.30	669.39	223.13
44.50	26.00	Lempung	520.32	173.44	673.64	224.55
44.75	26.50	Lempung	523.76	174.59	677.84	225.95
45.00	27.00	Lempung	527.12	175.71	681.99	227.33
45.25	27.75	Lempung	530.43	176.81	686.10	228.70
45.50	28.50	Lempung	533.75	177.92	690.16	230.05
45.75	29.25	Lempung	537.06	179.02	694.16	231.39
46.00	30.00	Lempung	540.39	180.13	698.09	232.70
46.25	30.25	Lempung	543.67	181.22	701.94	233.98
46.50	30.50	Lempung	546.91	182.30	705.77	235.26
46.75	30.75	Lempung	550.12	183.37	709.58	236.53
47.00	31.00	Lempung	553.30	184.43	713.37	237.79
47.25	31.50	Lempung	556.50	185.50	717.20	239.07
47.50	32.00	Lempung	559.64	186.55	721.07	240.36
47.75	32.50	Lempung	562.74	187.58	724.97	241.66
48.00	33.00	Lempung	565.82	188.61	728.91	242.97
48.25	32.50	Lempung	568.80	189.60	732.87	244.29
48.50	32.00	Lempung	571.64	190.55	736.78	245.59
48.75	31.50	Lempung	574.37	191.46	740.65	246.88
49.00	31.00	Lempung	577.03	192.34	744.48	248.16
49.25	30.50	Lempung	579.65	193.22	748.26	249.42
49.50	30.00	Lempung	582.26	194.09	751.98	250.66
49.75	29.50	Lempung	584.86	194.95	755.61	251.87
50.00	29.00	Lempung	587.46	195.82	759.18	253.06
50.25	28.75	Lempung	590.08	196.69	762.48	254.16
50.50	28.50	Lempung	592.69	197.56	765.59	255.20
50.75	28.25	Lempung	595.30	198.43	768.50	256.17
51.00	28.00	Lempung	597.72	199.24	771.23	257.08
51.25	28.00	Lempung	599.98	199.99	773.78	257.93
51.50	28.00	Lempung	602.17	200.72	776.15	258.72
51.75	28.00	Lempung	604.30	201.43	778.32	259.44
52.00	28.00	Lempung	606.36	202.12	780.30	260.10
52.25	28.75	Lempung	608.42	202.81	782.40	260.80
52.50	29.50	Lempung	610.48	203.49	784.73	261.58
52.75	30.25	Lempung	612.52	204.17	787.30	262.43
53.00	31.00	Lempung	614.76	204.92	790.11	263.37
53.25	31.75	Lempung	617.18	205.73	793.17	264.39
53.50	32.50	Lempung	619.76	206.59	796.48	265.49
53.75	33.25	Lempung	622.50	207.50	800.05	266.68
54.00	34.00	Lempung	625.42	208.47	803.87	267.96
54.25	32.75	Lempung	628.38	209.46	807.60	269.20
54.50	31.50	Lempung	631.34	210.45	811.21	270.40
54.75	30.25	Lempung	634.32	211.44	814.71	271.57
55.00	29.00	Lempung	637.18	212.39	818.09	272.70
55.25	27.75	Lempung	639.92	213.31	821.37	273.79
55.50	26.50	Lempung	642.47	214.16	824.55	274.85
55.75	25.25	Lempung	644.85	214.95	827.60	275.87
56.00	24.00	Lempung	647.06	215.69	830.53	276.84
56.25	25.00	Lempung	649.28	216.43	833.53	277.84
56.50	26.00	Lempung	651.50	217.17	836.53	278.84

Kedalaman (m)	N-SPT	Jenis Tanah	Ø 80		Ø 100	
			Qult	Qijin	Qult	Qijin
			(ton)			
56.75	27.00	Lempung	653.73	217.91	839.54	279.85
57.00	28.00	Lempung	655.88	218.63	842.55	280.85
57.25	29.25	Lempung	658.03	219.34	845.57	281.86
57.50	30.50	Lempung	660.36	220.12	848.60	282.87
57.75	31.75	Lempung	662.88	220.96	851.61	283.87
58.00	33.00	Lempung	665.60	221.87	854.60	284.87
58.25	32.75	Lempung	668.43	222.81	857.42	285.81
58.50	32.50	Lempung	671.39	223.80	860.36	286.79
58.75	32.25	Lempung	674.51	224.84	863.43	287.81
59.00	32.00	Lempung	677.82	225.94	866.66	288.89
59.25	32.00	Lempung	681.37	227.12	870.08	290.03
59.50	32.00	Lempung	684.88	228.29	873.75	291.25
59.75	32.00	Lempung	688.33	229.44	877.69	292.56
60.00	32.00	Lempung	691.73	230.58	881.95	293.98

Tabel 6.17 Daya Dukung *Bored Pile* Metode Luciano Decourt pada Area Podium

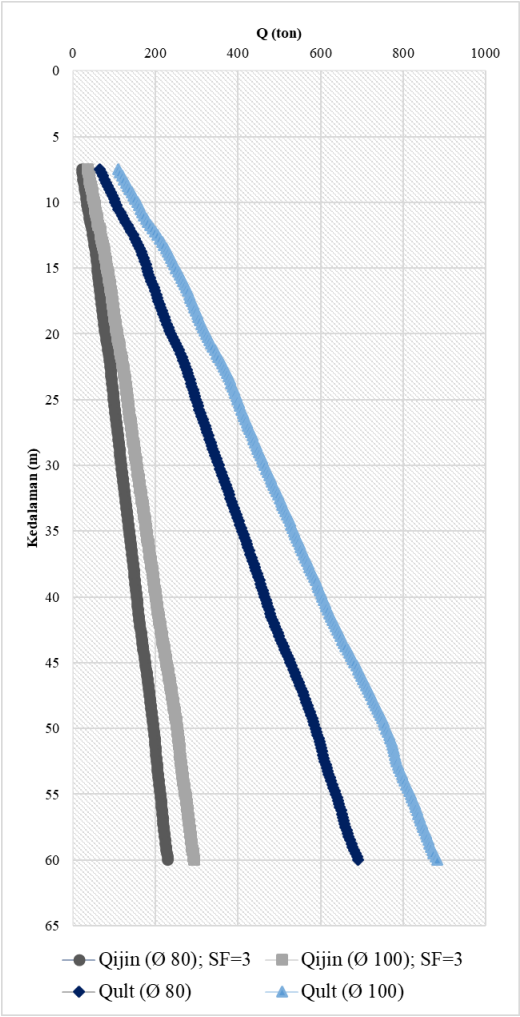
Kedalaman (m)	N-SPT	Jenis Tanah	Ø 80		Ø 100	
			Qult	Qijin	Qult	Qijin
			(ton)			
4.75	3.75	Lempung	41.90	13.97	70.87	23.62
5	4	Lempung	44.11	14.70	73.93	24.64
5.25	4.25	Lempung	46.70	15.57	77.41	25.80
5.5	4.5	Lempung	49.43	16.48	80.96	26.99
5.75	4.75	Lempung	52.25	17.42	84.52	28.17
6	5	Lempung	55.10	18.37	88.08	29.36
6.25	5.25	Lempung	57.95	19.32	91.65	30.55
6.5	5.5	Lempung	60.80	20.27	95.22	31.74
6.75	5.75	Lempung	63.66	21.22	98.79	32.93
7	6	Lempung	66.52	22.17	102.37	34.12
7.25	6.25	Lempung	69.40	23.13	106.06	35.35
7.5	6.5	Lempung	72.29	24.10	109.84	36.61
7.75	6.75	Lempung	75.21	25.07	113.70	37.90
8	7	Lempung	80.27	26.76	117.65	39.22
8.25	7.25	Lempung	84.19	28.06	121.67	40.56
8.5	7.5	Lempung	88.15	29.38	125.76	41.92
8.75	7.75	Lempung	92.16	30.72	129.91	43.30
9	8	Lempung	96.19	32.06	136.89	45.63
9.25	8.25	Lempung	100.22	33.41	142.42	47.47
9.5	8.5	Lempung	104.22	34.74	147.91	49.30
9.75	8.75	Lempung	108.20	36.07	153.36	51.12
10	9	Lempung	112.15	37.38	158.78	52.93
10.25	9.25	Lempung	116.07	38.69	164.08	54.69
10.5	9.5	Lempung	119.94	39.98	169.26	56.42
10.75	9.75	Lempung	123.78	41.26	174.32	58.11
11	10	Lempung	127.51	42.50	179.25	59.75
11.25	10.5	Lempung	131.19	43.73	184.19	61.40
11.5	11	Lempung	134.80	44.93	189.12	63.04
11.75	11.5	Lempung	138.36	46.12	194.03	64.68

Kedalaman (m)	N-SPT	Jenis Tanah	Ø 80		Ø 100	
			Qult	Qijin	Qult	Qijin
			(ton)			
12	12	Lempung	141.91	47.30	198.93	66.31
12.25	12.25	Lempung	145.43	48.48	203.61	67.87
12.5	12.5	Lempung	148.96	49.65	208.07	69.36
12.75	12.75	Lempung	152.53	50.84	212.32	70.77
13	13	Lempung	155.97	51.99	216.34	72.11
13.25	13.25	Lempung	159.29	53.10	220.21	73.40
13.5	13.5	Lempung	162.49	54.16	223.97	74.66
13.75	13.75	Lempung	165.59	55.20	227.64	75.88
14	14	Lempung	168.63	56.21	231.23	77.08
14.25	14	Lempung	171.58	57.19	234.92	78.31
14.5	14	Lempung	174.36	58.12	238.71	79.57
14.75	14	Lempung	177.00	59.00	242.60	80.87
15	14	Lempung	179.69	59.90	246.61	82.20
15.25	14.25	Lempung	182.47	60.82	250.79	83.60
15.5	14.5	Lempung	185.34	61.78	255.07	85.02
15.75	14.75	Lempung	188.32	62.77	259.45	86.48
16	15	Lempung	191.41	63.80	263.94	87.98
16.25	14.5	Lempung	194.47	64.82	268.20	89.40
16.5	14	Lempung	197.51	65.84	272.25	90.75
16.75	13.5	Lempung	200.52	66.84	276.09	92.03
17	13	Lempung	203.38	67.79	279.73	93.24
17.25	12.75	Lempung	206.12	68.71	283.23	94.41
17.5	12.5	Lempung	208.80	69.60	286.58	95.53
17.75	12.25	Lempung	211.43	70.48	289.78	96.59
18	12	Lempung	214.00	71.33	292.85	97.62
18.25	12.75	Lempung	216.68	72.23	295.93	98.64
18.5	13.5	Lempung	219.40	73.13	299.08	99.69
18.75	14.25	Lempung	222.18	74.06	302.31	100.77
19	15	Lempung	224.96	74.99	305.62	101.87
19.25	15.75	Lempung	227.76	75.92	309.11	103.04
19.5	16.5	Lempung	230.72	76.91	312.72	104.24
19.75	17.25	Lempung	233.86	77.95	316.44	105.48
20	18	Lempung	237.23	79.08	320.27	106.76
20.25	18	Lempung	240.73	80.24	323.98	107.99
20.5	18	Lempung	244.31	81.44	327.75	109.25
20.75	18	Lempung	247.97	82.66	331.58	110.53
21	18	Lempung	251.61	83.87	335.47	111.82
21.25	18	Lempung	255.25	85.08	339.52	113.17
21.5	18	Lempung	258.68	86.23	343.65	114.55
21.75	18	Lempung	261.92	87.31	347.88	115.96
22	18	Lempung	265.05	88.35	352.21	117.40
22.25	17.75	Lempung	268.01	89.34	356.53	118.84
22.5	17.5	Lempung	270.83	90.28	360.62	120.21
22.75	17.25	Lempung	273.49	91.16	364.47	121.49
23	17	Lempung	275.97	91.99	368.09	122.70
23.25	17.25	Lempung	278.33	92.78	371.57	123.86
23.5	17.5	Lempung	280.71	93.57	374.90	124.97
23.75	17.75	Lempung	283.12	94.37	378.08	126.03
24	18	Lempung	285.54	95.18	381.12	127.04
24.25	17.75	Lempung	287.92	95.97	383.97	127.99

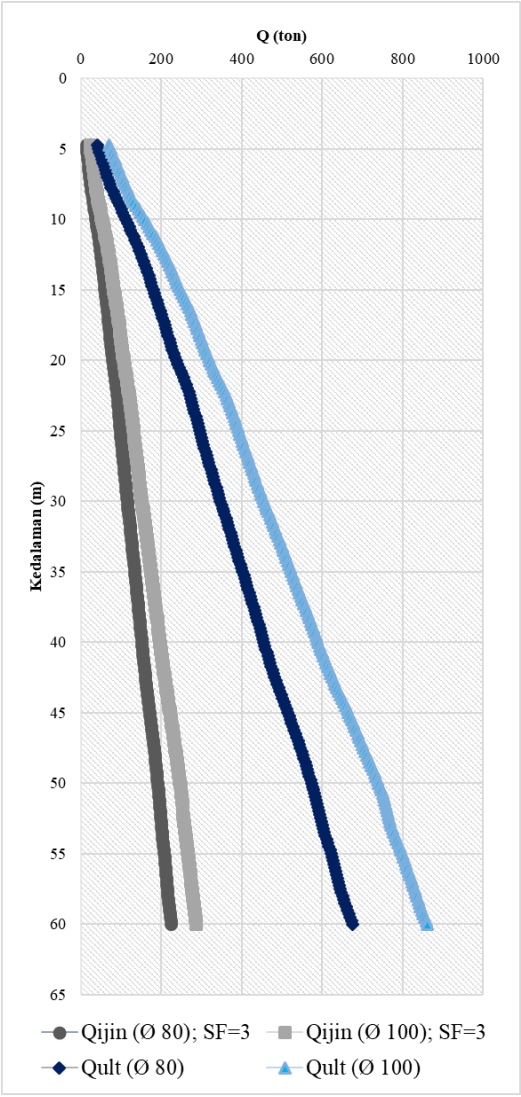
Kedalaman (m)	N-SPT	Jenis Tanah	Ø 80		Ø 100	
			Qult	Qijin	Qult	Qijin
			(ton)			
24.5	17.5	Lempung	290.25	96.75	386.81	128.94
24.75	17.25	Lempung	292.54	97.51	389.64	129.88
25	17	Lempung	294.81	98.27	392.45	130.82
25.25	17.25	Lempung	297.14	99.05	395.32	131.77
25.5	17.5	Lempung	299.57	99.86	398.27	132.76
25.75	17.75	Lempung	302.10	100.70	401.28	133.76
26	18	Lempung	304.73	101.58	404.36	134.79
26.25	18	Lempung	307.42	102.47	407.42	135.81
26.5	18	Lempung	310.09	103.36	410.53	136.84
26.75	18	Lempung	312.74	104.25	413.67	137.89
27	18	Lempung	315.34	105.11	416.85	138.95
27.25	18	Lempung	317.89	105.96	420.06	140.02
27.5	18	Lempung	320.47	106.82	423.21	141.07
27.75	18	Lempung	323.08	107.69	426.30	142.10
28	18	Lempung	325.71	108.57	429.32	143.11
28.25	18.25	Lempung	328.41	109.47	432.31	144.10
28.5	18.5	Lempung	331.08	110.36	435.38	145.13
28.75	18.75	Lempung	333.73	111.24	438.54	146.18
29	19	Lempung	336.35	112.12	441.77	147.26
29.25	19.25	Lempung	338.96	112.99	445.12	148.37
29.5	19.5	Lempung	341.58	113.86	448.49	149.50
29.75	19.75	Lempung	344.22	114.74	451.87	150.62
30	20	Lempung	346.92	115.64	455.28	151.76
30.25	20	Lempung	349.63	116.54	458.65	152.88
30.5	20	Lempung	352.36	117.45	462.06	154.02
30.75	20	Lempung	355.12	118.37	465.48	155.16
31	20	Lempung	357.89	119.30	468.93	156.31
31.25	20	Lempung	360.69	120.23	472.40	157.47
31.5	20	Lempung	363.46	121.15	475.90	158.63
31.75	20	Lempung	366.22	122.07	479.41	159.80
32	20	Lempung	368.96	122.99	482.95	160.98
32.25	20	Lempung	371.69	123.90	486.47	162.16
32.5	20	Lempung	374.41	124.80	489.94	163.31
32.75	20	Lempung	377.11	125.70	493.36	164.45
33	20	Lempung	379.78	126.59	496.72	165.57
33.25	20.25	Lempung	382.43	127.48	500.11	166.70
33.5	20.5	Lempung	385.11	128.37	503.51	167.84
33.75	20.75	Lempung	387.81	129.27	506.93	168.98
34	21	Lempung	390.56	130.19	510.37	170.12
34.25	21.25	Lempung	393.36	131.12	513.72	171.24
34.5	21.5	Lempung	396.20	132.07	517.03	172.34
34.75	21.75	Lempung	399.10	133.03	520.30	173.43
35	22	Lempung	401.96	133.99	523.52	174.51
35.25	22.25	Lempung	404.79	134.93	526.77	175.59
35.5	22.5	Lempung	407.57	135.86	530.05	176.68
35.75	22.75	Lempung	410.32	136.77	533.35	177.78
36	23	Lempung	413.08	137.69	536.68	178.89
36.25	23	Lempung	415.83	138.61	540.04	180.01
36.5	23	Lempung	418.53	139.51	543.43	181.14
36.75	23	Lempung	421.20	140.40	546.84	182.28
37	23	Lempung	423.84	141.28	550.27	183.42

Kedalaman (m)	N-SPT	Jenis Tanah	Ø 80		Ø 100	
			Qult	Qijin	Qult	Qijin
			(ton)			
37.25	23.25	Lempung	426.50	142.17	553.78	184.59
37.5	23.5	Lempung	429.17	143.06	557.34	185.78
37.75	23.75	Lempung	431.85	143.95	560.94	186.98
38	24	Lempung	434.57	144.86	564.58	188.19
38.25	23.5	Lempung	437.25	145.75	568.11	189.37
38.5	23	Lempung	439.90	146.63	571.52	190.51
38.75	22.5	Lempung	442.50	147.50	574.82	191.61
39	22	Lempung	445.03	148.34	578.01	192.67
39.25	22	Lempung	447.51	149.17	581.15	193.72
39.5	22	Lempung	449.98	149.99	584.25	194.75
39.75	22	Lempung	452.44	150.81	587.29	195.76
40	22	Lempung	454.90	151.63	590.28	196.76
40.25	22.25	Lempung	457.37	152.46	593.32	197.77
40.5	22.5	Lempung	459.82	153.27	596.43	198.81
40.75	22.75	Lempung	462.26	154.09	599.63	199.88
41	23	Lempung	464.74	154.91	602.89	200.96
41.25	23.5	Lempung	467.27	155.76	606.30	202.10
41.5	24	Lempung	469.94	156.65	609.80	203.27
41.75	24.5	Lempung	472.75	157.58	613.39	204.46
42	25	Lempung	475.73	158.58	617.09	205.70
42.25	25	Lempung	478.83	159.61	620.77	206.92
42.5	25	Lempung	481.98	160.66	624.55	208.18
42.75	25	Lempung	485.20	161.73	628.40	209.47
43	25	Lempung	488.43	162.81	632.35	210.78
43.25	25	Lempung	491.68	163.89	636.41	212.14
43.5	25	Lempung	494.91	164.97	640.52	213.51
43.75	25	Lempung	498.12	166.04	644.67	214.89
44	25	Lempung	501.34	167.11	648.86	216.29
44.25	25.5	Lempung	504.62	168.21	653.03	217.68
44.5	26	Lempung	507.92	169.31	657.15	219.05
44.75	26.5	Lempung	511.24	170.41	661.21	220.40
45	27	Lempung	514.49	171.50	665.22	221.74
45.25	27.75	Lempung	517.69	172.56	669.20	223.07
45.5	28.5	Lempung	520.89	173.63	673.11	224.37
45.75	29.25	Lempung	524.09	174.70	676.97	225.66
46	30	Lempung	527.31	175.77	680.77	226.92
46.25	30.25	Lempung	530.48	176.83	684.49	228.16
46.5	30.5	Lempung	533.63	177.88	688.20	229.40
46.75	30.75	Lempung	536.73	178.91	691.89	230.63
47	31	Lempung	539.83	179.94	695.57	231.86
47.25	31.5	Lempung	542.94	180.98	699.29	233.10
47.5	32	Lempung	546.00	182.00	703.05	234.35
47.75	32.5	Lempung	549.02	183.01	706.85	235.62
48	33	Lempung	552.03	184.01	710.69	236.90
48.25	32.5	Lempung	554.94	184.98	714.56	238.19
48.5	32	Lempung	557.73	185.91	718.39	239.46
48.75	31.5	Lempung	560.40	186.80	722.19	240.73
49	31	Lempung	563.02	187.67	725.95	241.98
49.25	30.5	Lempung	565.58	188.53	729.68	243.23
49.5	30	Lempung	568.15	189.38	733.34	244.45

Kedalaman (m)	N-SPT	Jenis Tanah	Ø 80		Ø 100	
			Qult	Qijin	Qult	Qijin
			(ton)			
49.75	29.5	Lempung	570.71	190.24	736.94	245.65
50	29	Lempung	573.27	191.09	740.48	246.83
50.25	28.75	Lempung	575.84	191.95	743.76	247.92
50.5	28.5	Lempung	578.41	192.80	746.84	248.95
50.75	28.25	Lempung	580.97	193.66	749.74	249.91
51	28	Lempung	583.36	194.45	752.44	250.81
51.25	28	Lempung	585.58	195.19	754.98	251.66
51.5	28	Lempung	587.74	195.91	757.32	252.44
51.75	28	Lempung	589.83	196.61	759.47	253.16
52	28	Lempung	591.87	197.29	761.42	253.81
52.25	28.75	Lempung	593.89	197.96	763.50	254.50
52.5	29.5	Lempung	595.92	198.64	765.81	255.27
52.75	30.25	Lempung	597.94	199.31	768.35	256.12
53	31	Lempung	600.15	200.05	771.12	257.04
53.25	31.75	Lempung	602.54	200.85	774.15	258.05
53.5	32.5	Lempung	605.10	201.70	777.42	259.14
53.75	33.25	Lempung	607.81	202.60	780.95	260.32
54	34	Lempung	610.71	203.57	784.73	261.58
54.25	32.75	Lempung	613.63	204.54	788.43	262.81
54.5	31.5	Lempung	616.57	205.52	792.01	264.00
54.75	30.25	Lempung	619.52	206.51	795.49	265.16
55	29	Lempung	622.35	207.45	798.85	266.28
55.25	27.75	Lempung	625.08	208.36	802.13	267.38
55.5	26.5	Lempung	627.62	209.21	805.29	268.43
55.75	25.25	Lempung	629.98	209.99	808.34	269.45
56	24	Lempung	632.18	210.73	811.29	270.43
56.25	25	Lempung	634.38	211.46	814.26	271.42
56.5	26	Lempung	636.59	212.20	817.24	272.41
56.75	27	Lempung	638.80	212.93	820.22	273.41
57	28	Lempung	640.92	213.64	823.20	274.40
57.25	29.25	Lempung	643.03	214.34	826.19	275.40
57.5	30.5	Lempung	645.32	215.11	829.18	276.39
57.75	31.75	Lempung	647.78	215.93	832.15	277.38
58	33	Lempung	650.45	216.82	835.10	278.37
58.25	32.75	Lempung	653.22	217.74	837.87	279.29
58.5	32.5	Lempung	656.13	218.71	840.75	280.25
58.75	32.25	Lempung	659.19	219.73	843.76	281.25
59	32	Lempung	662.43	220.81	846.93	282.31
59.25	32	Lempung	665.92	221.97	850.31	283.44
59.5	32	Lempung	669.37	223.12	853.91	284.64
59.75	32	Lempung	672.77	224.26	857.79	285.93
60	32	Lempung	676.11	225.37	861.98	287.33



Gambar 6.17 Daya dukung *bored pile* vs kedalaman dengan metode Luciano Decourt pada area tower

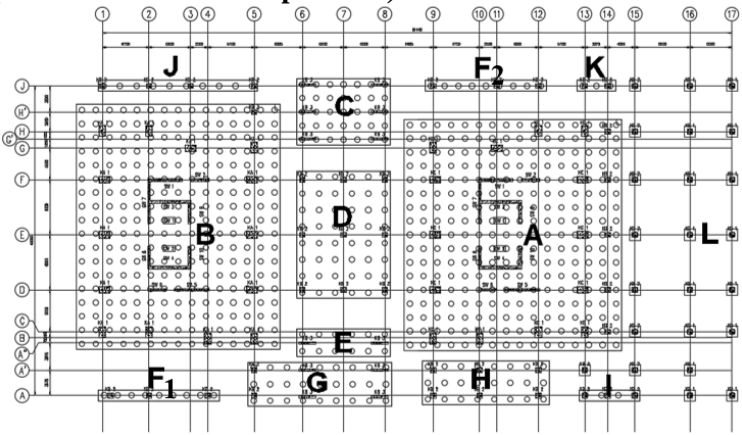


Gambar 6.18 Daya dukung *bored pile* vs kedalaman dengan metode Luciano Decourt pada area podium

Dari hasil perhitungan daya dukung dengan dua metode diatas, dipilih *bored pile* berdiameter 80 cm berdasarkan perhitungan metode Luciano Decourt sebagai perencanaan alternatif pondasi gedung Apartemen Tamansari Emerald. Hal tersebut dipakai karena hasil perhitungan daya dukung *bored pile* diameter 80 dengan metode Luciano Decourt adalah yang paling kritis. Analisis lebih detail mengenai perencanaan alternatif pondasi akan dibahas pada sub bab selanjutnya.

6.2.2. Kontrol Pondasi Tiang (*Bored pile*) dalam Kelompok

Pada perencanaan alternatif ini dilakukan beberapa konfigurasi tiang dalam kelompok sesuai dengan pembagian area pada lokasi studi, yaitu area Tower dan area Podium dengan berdasar pada pembagian kolom-kolom yang akan dipikulnya (**Gambar 6.19** dan **Lampiran 16**).



Gambar 6.19 Konfigurasi tiang alternatif

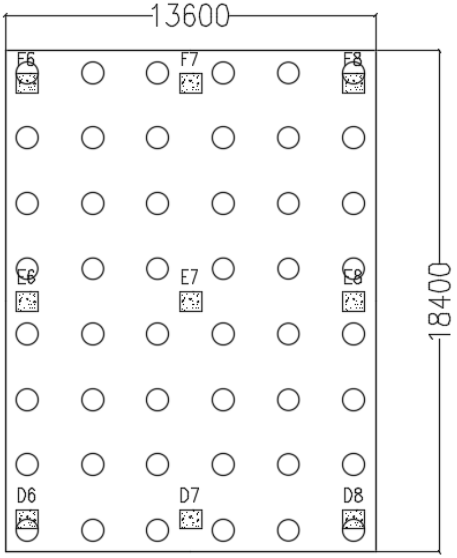
Penanaman tiang juga disesuaikan dengan pembagian area pada lokasi studi dengan tujuan agar pemakaian pondasi *bored pile* lebih efisien namun tetap aman. Dari **Gambar 6.19** area Tower A dan B direncanakan penanaman *bored pile* hingga kedalaman -60 meter dari permukaan tanah (panjang tiang 52,5 meter) dengan daya dukung sebesar 230,58 ton. Pada area

Podium direncanakan 2 macam kedalaman yaitu pertama pada *pilecap* tipe C, D, E, F, G, H, I, J, K penanaman *bored pile* direncanakan hingga kedalaman -46,5 meter dari permukaan tanah (panjang tiang 41,75 meter) dengan besar daya dukung 177,88 ton. Kedua, pada *pilecap* L dilakukan penanaman tiang hingga kedalaman -40 meter dari permukaan tanah (panjang tiang 35,25 meter) dengan daya dukung sebesar 151,63 ton.

Untuk mengetahui jumlah tiang yang dibutuhkan dalam menahan beban struktur atas, cara yang digunakan adalah membagi beban aksial struktur atas (P_n) dengan daya dukung ijin 1 tiang (P_{ijin}).

$$n = \frac{P_n}{P_{ijin}}$$

Berikut merupakan contoh perhitungan kebutuhan tiang dalam kelompok pada area podium (*pilecap* tipe D) yang juga disesuaikan dengan posisi antar kolom yang akan ditumpu seperti pada **Gambar 6.20**.



Gambar 6.20 Pengelompokan tiang tipe D

Beban struktur atas yang ditumpu *pilecap* tipe D :

Titik F6 = 571,57 ton
Titik F7 = 535,9 ton
Titik F8 = 522,42 ton
Titik E6 = 659,54 ton
Titik E7 = 587,93 ton
Titik E8 = 599,86 ton
Titik D6 = 652,1 ton
Titik D7 = 567,44 ton
Titik D8 = 595,88 ton +
Total (P_n) = 5292,64 ton

P_{ijin} pada tiang *pilecap* tipe D sebesar 177,88 ton

$$n = \frac{5292,64}{177,88}$$

n = 29,75 ≈ 30 buah. Namun karena menyesuaikan jarak antar kolom pada Tipe D yang cukup jauh, maka jumlah tiang yang digunakan sebanyak 48 buah.

Jarak antar tiang serta jarak antara tiang ke tepi *pilecap* juga direncanakan sesuai dengan ketentuan sebagai berikut :

- Jarak antar tiang
  2,5D ≤ S ≤ 3D
  2,5(0,8) ≤ S ≤ 3(0,8)
  2 m ≤ S ≤ 2,4 m
  Jarak antar tiang yang digunakan adalah 2 m dan 2,4 m
- Jarak tiang ke tepi *pilecap*
  1D ≤ S_1 ≤ 2D
  1(0,8) ≤ S_1 ≤ 2(0,8)
  0,8 m ≤ S_1 ≤ 1,6 m
  Jarak tiang ke tepi *pilecap* yang digunakan adalah 1 m.

Perhitungan yang sama juga dilakukan pada semua titik perletakan di area Apartemen Tamansari Emerald. Rekapitulasi beban-beban yang diterima oleh perencanaan alternatif pondasi serta rekapitulasi jumlah kebutuhan, konfigurasi tiang dan dimensi *pilecap* rencana akan dicantumkan pada **Tabel 6.22** dan **Tabel 6.23**.

Tabel 6.18 Rekapitulasi Beban Berdasarkan Pengelompokan Perencanaan Alternatif Pondasi

Tipe Pilecap	As	Beban (P) ton	Mx tm	My tm	Fx ton	Fy ton
A	Tower A	47451.81	259.858	580.685	882.825	412.020
B	Tower B	45998.02	327.6	427.9498	946.989	419.870
C	J6	341.5	5.1	43.85	1.106	2.228
	J8	342.46	6.9	16.97	4.399	16.132
	H'6	467	1.45	69.69	0.432	2.811
	H'8	471.15	3.98	25.82	0.176	3.200
	H6	549.25	1.36	16.53	2.919	1.181
	H8	526.23	0.98	22.72	0.000	0.000
	Total	2697.59	19.77	195.58	9.031	25.553
D	F6	571.57	2.2	2.21	1.210	0.465
	F7	535.9	25.47	0.19	0.526	0.545
	F8	522.42	3.14	0.29	1.164	0.540
	E6	659.54	0.22	3.5	0.904	0.284
	E7	587.93	0.21	0.15	0.216	0.210
	E8	599.86	0.03	0.66	0.955	0.221
	D6	652.1	0.41	0.95	0.529	1.362
	D7	567.44	26.79	0.12	0.022	1.494
	D8	595.88	0.16	0.79	0.675	1.452
	Total	5292.64	58.63	8.86	6.202	6.572
E	B6	651.43	4.37	15.45	0.815	1.911
	B8	617.74	2.64	20.85	0.108	2.641
	Total	1269.17	7.01	36.3	0.922	4.552
F_1	A1	252.2	23	5.7	1.721	4.015
	A2	441.27	60.2	6.39	3.501	8.069
	A4	466.18	13.68	5.03	0.791	3.450
	Total	1159.65	96.88	17.12	6.013	15.534
F_2	J9	388.33	52.75	2.81	5.223	16.375
	J11	381.69	54.54	5.08	0.073	8.438
	J12	304.14	12.05	2.4	0.682	8.478
	Total	1074.16	119.34	10.29	5.978	33.291
G	A'5	43.62	1.69	1.24	4.882	3.028
	A'6	528.74	10.9	1.31	0.822	1.652
	A'8	533.43	14.49	58.9	0.094	1.217
	A5	367.47	0.68	1.48	0.182	1.192
	A6	402.78	3.94	43.08	0.820	2.812
	A8	412.29	3.88	93.06	0.072	2.460
	Total	2288.33	35.58	199.07	6.873	12.362
H	A'9	52.35	9.01	0.63	1.104	1.503
	A'10	59.85	1.7	7	1.216	2.747
	A'12	58.49	4.14	5.69	5.756	2.516
	A9	361.46	0.58	0.73	0.936	2.401
	A10	424.59	2.09	2.29	0.090	1.542
	A12	428.17	4.07	2.11	1.910	2.102
	Total	1384.91	21.59	18.45	11.010	12.810

Tipe Pilecap	As	Beban (P) ton	Mx tm	My tm	Fx ton	Fy ton
I	A13	281.84	7.39	1.57	1.890	2.102
	A14	211.19	16.93	3.67	1.781	2.560
	A15	27.42	0.81	1.97	0.482	1.878
	Total	520.45	25.13	7.21	4.153	6.540
J	J1	211.89	8.88	4.44	2.523	4.528
	J2	315.82	11.31	0.36	0.033	8.057
	J3	424.14	55	3.28	3.112	12.753
	J5	438.2	1.55	11.8	2.680	1.472
	Total	1390.05	76.74	19.88	8.348	26.811
K	J13	237.6	10.13	0.01	0.000	0.000
	J14	164.87	4.59	3.69	1.997	7.012
	Total	402.47	14.72	3.7	1.997	7.012
L	H15	31.18	7.32	7.38	3.466	3.731
	H16	37.93	6.25	5.94	7.886	5.753
	H17	38.68	0.54	3.66	7.013	3.192
	F15	65.09	1.65	8.48	0.001	0.000
	F16	79	2.08	12.24	7.095	2.474
	F17	40.95	0.99	3.07	6.700	1.306
	E15	70.06	0.06	9.22	0.000	0.000
	E16	82.17	1.36	11.97	7.762	0.144
	E17	41.21	1.29	4.17	7.032	0.145
	D15	61.39	3.85	8.21	0.000	0.000
	D16	71.9	5.96	9.9	6.954	2.399
	D17	34.9	4.36	4.48	6.662	1.418
	C15	50.46	1.1	6.75	0.000	0.000
	C16	60.97	1.53	8.66	8.942	4.736
	C17	72.6	5.47	0.34	6.761	2.261
	A'16	56.5	6.22	10.64	0.362	0.854
	A16	29.89	1.64	2.5	4.612	9.612
	A17	59.21	5.73	0.5	4.156	7.048
	A'13	62.29	0.71	7.84	6.116	1.485
	A'15	75.3	0.86	10.86	2.486	1.134
	J15	31.18	7.32	3.78	0.000	0.000
	J16	37.93	6.25	5.94	4.541	9.341
	J17	20.79	1.84	2.64	4.403	7.894

Tabel 6.19 Jumlah Kebutuhan Tiang dan Konfigurasinya

Tipe Pilecap		Total Beban (P) ton	Qijin ton	Jumlah tiang pakai	Konfigurasi Tiang		Jarak antar tiang (S) m	Jarak tiang ke tepi (S_1) m	Dimensi Pilecap	
					kolom (m)	baris (n)			P m	L m
Tipe A		47451.81	230.58	272	16	17	2	0.8	31.6	33.6
Tipe B		45998.02	230.58	270	15	18	2	0.8	29.6	35.6
Tipe C		2697.59	177.88	35	7	5	2	0.8	13.6	9.6
Tipe D		5292.64	177.88	48	6	8	2.4	0.8	13.6	18.4
Tipe E		1269.17	177.88	12	6	2	2.4	0.8	13.6	4
Tipe F		1159.65	177.88	9	9	1	2	0.8	17.6	1.6
Tipe G		2288.33	177.88	27	9	3	2.4	0.8	20.8	6.4
Tipe H		1384.91	177.88	24	8	3	2.4	0.8	18.4	6.4
Tipe I		520.45	177.88	4	4	1	2.4	0.8	8.8	1.6
Tipe J		1390.05	177.88	10	10	1	2.4	0.8	23.2	1.6
Tipe K		402.47	177.88	3	3	1	2	0.8	5.6	1.6
Tipe L	H15	31.18	151.63	1	1	1	2	0.8	1.6	1.6
	H16	37.93	151.63	1	1	1	2	0.8	1.6	1.6
	H17	38.68	151.63	1	1	1	2	0.8	1.6	1.6
	F15	65.09	151.63	1	1	1	2	0.8	1.6	1.6
	F16	79	151.63	1	1	1	2	0.8	1.6	1.6
	F17	40.95	151.63	1	1	1	2	0.8	1.6	1.6
	E15	70.06	151.63	1	1	1	2	0.8	1.6	1.6
	E16	82.17	151.63	1	1	1	2	0.8	1.6	1.6
	E17	41.21	151.63	1	1	1	2	0.8	1.6	1.6
	D15	61.39	151.63	1	1	1	2	0.8	1.6	1.6
	D16	71.9	151.63	1	1	1	2	0.8	1.6	1.6
	D17	34.9	151.63	1	1	1	2	0.8	1.6	1.6
	C15	50.46	151.63	1	1	1	2	0.8	1.6	1.6
	C16	60.97	151.63	1	1	1	2	0.8	1.6	1.6
	C17	72.6	151.63	1	1	1	2	0.8	1.6	1.6
	A'16	56.5	151.63	1	1	1	2	0.8	1.6	1.6
	A16	29.89	151.63	1	1	1	2	0.8	1.6	1.6
	A17	59.21	151.63	1	1	1	2	0.8	1.6	1.6
	A'13	62.29	151.63	1	1	1	2	0.8	1.6	1.6
	A'15	75.3	151.63	1	1	1	2	0.8	1.6	1.6
	J15	31.18	151.63	1	1	1	2	0.8	1.6	1.6
	J16	37.93	151.63	1	1	1	2	0.8	1.6	1.6
	J17	20.79	151.63	1	1	1	2	0.8	1.6	1.6

Pada analisis pondasi tiang dalam kelompok, daya dukung aksial pondasi harus dikoreksi terlebih dahulu terhadap efisiensinya. Berikut merupakan contoh perhitungan efisiensi tiang dalam kelompok pada Tower A.

Perhitungan efisiensi pada Tower A :

D = 0,8 m

S = 2 m

m = 16

n = 17
P = 47451,81 ton
P_{ijin} = 230,58 ton

a. Converse Labarre :

$$Eff = 1 - \arctan\frac{D}{s} \times \left(\frac{(n-1)x\ m+(m-1)x\ n}{90\ x\ m\ x\ n}\right)$$

$$Eff = 1 - \arctan\frac{0,8}{2} \times \left(\frac{(17-1)x\ 16+(16-1)x\ 17}{90\ x\ 16\ x\ 17}\right)$$

Eff = 0,992

b. Los Angeles :

$$Eff = 1 - \frac{D}{\pi.s.n.m} \times (n(m-1)+m(n-1)+\sqrt{2}(n-1)(m-1))$$

$$Eff = 1 - \frac{0,8}{\pi(2)(17)(16)} x(17(16-1)+16(17-1)+\sqrt{2}(17-1)(16-1))$$

Eff = 0,801

c. Seiler Keeney :

$$Eff = \left(1 - \frac{36s}{(75s^2-7)} \times \left(\frac{m+n-2}{m+n-1}\right)\right) + \frac{0,3}{m+n}$$

$$Eff = \left(1 - \frac{36(2)}{(75(2)^2-7)} \times \left(\frac{16+17-2}{16+17-1}\right)\right) + \frac{0,3}{16+17}$$

Eff = 0,771 (menentukan)

Berdasarkan perhitungan efisiensi di atas didapatkan hasil efisiensi Seiler Keeney adalah yang terkecil, sehingga direncanakan daya dukung tiang dalam kelompok dengan menggunakan efisiensi tersebut.

$Q_{ijin(grup)} = P_{ijin}$ x Eff x n
$Q_{ijin(grup)}$ = 230,58 x 0,771 x 272
$Q_{ijin(grup)}$ = 48356,828 ton
$Q_{ijin(grup)}$ > P
48356,828 ton > 47451,81 ton (OK)

Nilai $Q_{ijin(grup)}$ dikontrol terhadap beban struktur yang ditumpu pondasi (P), apabila $Q_{ijin(grup)}$ > P maka pondasi tiang dalam kelompok mampu menumpu beban yang terjadi. Cara yang sama juga digunakan dalam perhitungan daya dukung ijin tiang dalam kelompok pada semua titik. Hasil rekapitulasi kontrol pondasi tiang dalam kelompok terhadap beban yang ditumpu dengan menggunakan berbagai metode diatas akan disajikan pada **Tabel 6.24.**

Tabel 6.20 Kontrol Alternatif Pondasi *Bored Pile* dalam Kelompok

Tipe Pilecap		Total Beban (P) ton	Qijin ton	Jumlah tiang pakai	Efisiensi tiang dalam grup			Qijin grup								
					Conv. Labare	Los Angele	Seiler K.	Conv. Labarre ton	Los Angeles ton	Seiler Keeney ton	Conv. Labarre SF	Ket.	Los Angeles SF	Ket.	Seiler Keeney SF	Ket.
Tipe A		47451.81	230.58	272	0.992	0.801	0.771	62218.524	50233.546	48356.828	1.311	OK	1.059	OK	1.019	OK
Tipe B		45998.02	230.58	270	0.992	0.801	0.771	61761.272	49872.628	48001.263	1.343	OK	1.084	OK	1.044	OK
Tipe C		2697.59	177.88	35	0.993	0.833	0.802	6182.022	5184.508	4990.508	2.292	OK	1.922	OK	1.850	OK
Tipe D		5292.64	177.88	48	0.994	0.855	0.834	8485.876	7297.133	7118.766	1.603	OK	1.379	OK	1.345	OK
Tipe E		1269.17	177.88	12	0.995	0.898	0.863	2124.331	1916.793	1842.607	1.674	OK	1.510	OK	1.452	OK
Tipe F		1159.65	177.88	9	0.996	0.943	0.812	1594.863	1510.288	1299.225	1.375	OK	1.302	OK	1.120	OK
Tipe G		2288.33	177.88	27	0.994	0.873	0.840	4775.928	4192.774	4035.113	2.087	OK	1.832	OK	1.763	OK
Tipe H		1384.91	177.88	24	0.994	0.874	0.844	4245.482	3733.022	3604.359	3.066	OK	2.695	OK	2.603	OK
Tipe I		520.45	177.88	4	0.997	0.960	0.908	709.594	683.192	645.709	1.363	OK	1.313	OK	1.241	OK
Tipe J		1390.05	177.88	10	0.997	0.952	0.844	1773.031	1693.825	1501.816	1.276	OK	1.219	OK	1.080	OK
Tipe K		402.47	177.88	3	0.997	0.958	0.911	532.122	510.978	486.228	1.322	OK	1.270	OK	1.208	OK
Tipe L	H15	31.18	151.63	1	1.000	1.000	1.000	151.633	151.633	151.633	4.863	OK	4.863	OK	4.863	OK
	H16	37.93	151.63	1	1.000	1.000	1.000	151.633	151.633	151.633	3.998	OK	3.998	OK	3.998	OK
	H17	38.68	151.63	1	1.000	1.000	1.000	151.633	151.633	151.633	3.920	OK	3.920	OK	3.920	OK
	F15	65.09	151.63	1	1.000	1.000	1.000	151.633	151.633	151.633	2.330	OK	2.330	OK	2.330	OK
	F16	79	151.63	1	1.000	1.000	1.000	151.633	151.633	151.633	1.919	OK	1.919	OK	1.919	OK
	F17	40.95	151.63	1	1.000	1.000	1.000	151.633	151.633	151.633	3.703	OK	3.703	OK	3.703	OK
	E15	70.06	151.63	1	1.000	1.000	1.000	151.633	151.633	151.633	2.164	OK	2.164	OK	2.164	OK
	E16	82.17	151.63	1	1.000	1.000	1.000	151.633	151.633	151.633	1.845	OK	1.845	OK	1.845	OK
	E17	41.21	151.63	1	1.000	1.000	1.000	151.633	151.633	151.633	3.680	OK	3.680	OK	3.680	OK
	D15	61.39	151.63	1	1.000	1.000	1.000	151.633	151.633	151.633	2.470	OK	2.470	OK	2.470	OK
	D16	71.9	151.63	1	1.000	1.000	1.000	151.633	151.633	151.633	2.109	OK	2.109	OK	2.109	OK
	D17	34.9	151.63	1	1.000	1.000	1.000	151.633	151.633	151.633	4.345	OK	4.345	OK	4.345	OK
	C15	50.46	151.63	1	1.000	1.000	1.000	151.633	151.633	151.633	3.005	OK	3.005	OK	3.005	OK
	C16	60.97	151.63	1	1.000	1.000	1.000	151.633	151.633	151.633	2.487	OK	2.487	OK	2.487	OK
	C17	72.6	151.63	1	1.000	1.000	1.000	151.633	151.633	151.633	2.089	OK	2.089	OK	2.089	OK
	A'16	56.5	151.63	1	1.000	1.000	1.000	151.633	151.633	151.633	2.684	OK	2.684	OK	2.684	OK
	A16	29.89	151.63	1	1.000	1.000	1.000	151.633	151.633	151.633	5.073	OK	5.073	OK	5.073	OK
	A17	59.21	151.63	1	1.000	1.000	1.000	151.633	151.633	151.633	2.561	OK	2.561	OK	2.561	OK
	A'13	62.29	151.63	1	1.000	1.000	1.000	151.633	151.633	151.633	2.434	OK	2.434	OK	2.434	OK
	A'15	75.3	151.63	1	1.000	1.000	1.000	151.633	151.633	151.633	2.014	OK	2.014	OK	2.014	OK
	J15	31.18	151.63	1	1.000	1.000	1.000	151.633	151.633	151.633	4.863	OK	4.863	OK	4.863	OK
	J16	37.93	151.63	1	1.000	1.000	1.000	151.633	151.633	151.633	3.998	OK	3.998	OK	3.998	OK
	J17	20.79	151.63	1	1.000	1.000	1.000	151.633	151.633	151.633	7.294	OK	7.294	OK	7.294	OK

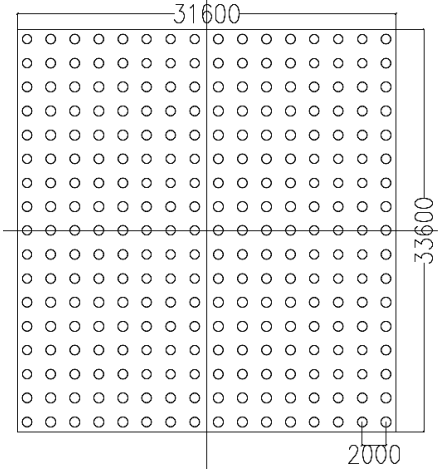
Berdasarkan analisis kontrol tiang dalam kelompok, perencanaan alternatif pondasi *bored pile* sudah aman menumpu beban yang terjadi.

6.2.3. Kontrol Kapasitas 1 Tiang

Setelah dilakukan analisis kontrol terhadap tiang dalam kelompok, perlu dilakukan analisis 1 pondasi tiang karena terdapat kondisi dimana 1 tiang memikul beban maksimum maupun sebaliknya. Pada kontrol 1 tiang ini tidak hanya ditinjau dari beban aksial yang bekerja, namun juga ditinjau dari besar momen yang terjadi pada tiang tersebut. Pada analisis ini, nilai P_{maks} harus lebih kecil dari Q_{ijin} tiang agar tiang yg direncanakan mampu menahan beban yang bekerja. Sedangkan nilai P_{min} yang merupakan besar gaya tarik oleh 1 tiang harus lebih kecil dari

nilai kekuatan geser di sekeliling tiang dengan tanah (Qs) yang ditambah dengan berat sendiri *bored pile* untuk menahan pondasi tiang agar tidak tertarik. Berikut merupakan contoh perhitungan kontrol 1 tiang pada Tower A dan pilecap tipe D.

a. Analisis 1 tiang terhadap Tower A (**Gambar 6.21**) :



Gambar 6.21 Konfigurasi tiang pada Tower A

P = 47451,81 ton
Mx = 259,858 tm
My = 580,69 tm
n = 272 buah
Q_{ijin} = 230,576 ton

Berdasarkan **Gambar 6.21** bisa didapatkan nilai X_{maks} dan Y_{maks} serta $\sum X^2$ dan $\sum Y^2$ sebagai berikut :

X_{maks} = 15 m
Y_{maks} = 16 m
$\sum X^2$ = 23120 m
$\sum Y^2$ = 26112 m

$$P_{maks} = \frac{P}{n} + \frac{My.X}{\sum X^2} + \frac{Mx.Y}{\sum Y^2}$$

$$P_{maks} = \frac{47451,81}{272} + \frac{580,69(15)}{23120} + \frac{259,858(16)}{26112}$$

P_{maks} = 174,991 ton

$P_{min}=\frac{47451,81}{272}-\frac{580,69(15)}{23120}-\frac{259,858(16)}{26112}$

P_{min} = 173,919 ton

- Kontrol P_{maks} 1 tiang :

  P_{maks} < Q_{ijin}

  174,991 ton < 230,576 ton (OK)

- Kontrol P_{min} 1 tiang :

  W_{tiang} = ¼ π x d^2 x P_{tiang} x γ_{beton}

  = ¼ π $(0,8)^2$(52,5)(2,4)

  = 63,335 ton

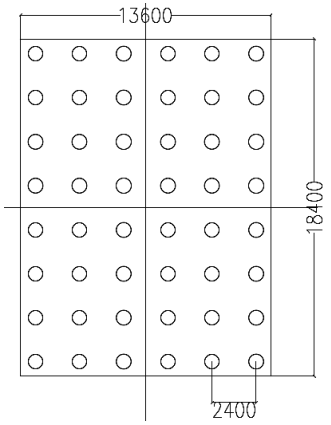
  Qs = 622,36 ton; SF = 3

  Qs_{ijin} = $\frac{622,36}{3}$ + 63,335 = 270,787 ton

  P_{min} < Qs_{ijin}

  173,919 ton < 270,787 (OK)

b. Analisis 1 tiang terhadap *pilecap* tipe D (**Gambar 6.22**) :



Gambar 6.22 Konfigurasi tiang pada *pilecap* tipe D

P = 5292,64 ton
Mx = 58,63 tm
My = 8,86 tm
n = 48 buah

Q_{ijin} = 177,88 ton

Berdasarkan **Gambar 6.22** bisa didapatkan nilai X_{maks} dan Y_{maks} serta $\sum X^2$ dan $\sum Y^2$ sebagai berikut :

X_{maks} = 6 m

Y_{maks} = 8,4 m

$\sum X^2$ = 806,4 m

$\sum Y^2$ = 1451,52 m

$$P_{maks} = \frac{P}{n} + \frac{My.X}{\sum X^2} + \frac{Mx.Y}{\sum Y^2}$$

$$P_{maks} = \frac{5292,64}{48} + \frac{8,86(6)}{806,4} + \frac{58,63(8,4)}{1451,52}$$

P_{maks} = 110,669 ton

$$P_{min} = \frac{5292,64}{48} - \frac{8,86(6)}{806,4} - \frac{58,63(8,4)}{1451,52}$$

P_{min} = 109,858 ton

- Kontrol P_{maks} 1 tiang :

  P_{maks} < Q_{ijin}

  110,669 ton < 177,88 ton (OK)

- Kontrol P_{min} 1 tiang :

  $W_{tiang} = ¼ \pi \times d^2 \times P_{tiang} \times \gamma_{beton}$

  $= ¼ \pi (0,8)^2(41,75)(2,4)$

  = 50,366 ton

  Qs = 459,473 ton; SF = 3

  $Qs_{ijin} = \frac{459,473}{3}$ + 50,366 = 203,524 ton

  P_{min} < Qs_{ijin}

  109,858 ton < 203,524 ton (OK)

Dengan cara yang sama dilakukan perhitungan terhadap semua titik untuk kontrol kapasitas beban maksimum 1 tiang serta kontrol kuat tarik 1 tiang. Rekapitulasi hasil kontrolnya akan dicantumkan pada **Tabel 6.25** dan **Tabel 6.26**.

Tabel 6.21 Rekapitulasi Kontrol Kapasitas 1 Tiang Pondasi *Bored Pile*

Tipe Pilecap		Total Beban (P) ton	Konfigurasi Tiang		Kontrol kapasitas 1 tiang								
			kolom (m)	baris (n)	Mx tm	My tm	P/n	Mx.y/ ($\sum y^2$)	My.x/ ($\sum x^2$)	Pmax ton	Qijin ton	SF	Ket.
Tipe A		47451.81	16	17	259.858	580.685	174.455	0.159	0.377	174.991	230.576	1.318	OK
Tipe B		45998.02	15	18	327.6	427.95	170.363	0.192	0.297	170.852	230.576	1.350	OK
Tipe C		2697.59	7	5	19.77	195.58	77.074	0.282	2.096	79.452	177.875	2.239	OK
Tipe D		5292.64	6	8	58.63	8.86	110.263	0.339	0.066	110.669	177.875	1.607	OK
Tipe E		1269.17	6	2	7.01	36.3	105.764	0.487	1.080	107.331	177.875	1.657	OK
Tipe F		1159.65	9	1	96.88	17.12	128.850	0.000	0.978	129.828	177.875	1.370	OK
Tipe G		2288.33	9	3	35.58	199.07	84.753	0.824	3.160	88.736	177.875	2.005	OK
Tipe H		1384.91	8	3	21.59	18.45	57.705	0.562	0.382	58.648	177.875	3.033	OK
Tipe I		520.45	4	1	25.13	7.21	130.113	0.000	0.901	131.014	177.875	1.358	OK
Tipe J		1390.05	10	1	76.74	19.88	139.005	0.000	0.452	139.457	177.875	1.275	OK
Tipe K		402.47	3	1	14.72	3.7	134.157	0.000	0.925	135.082	177.875	1.317	OK
Tipe L	H15	31.18	1	1	7.32	7.38	31.180	0.000	0.000	31.180	151.633	4.863	OK
	H16	37.93	1	1	6.25	5.94	37.930	0.000	0.000	37.930	151.633	3.998	OK
	H17	38.68	1	1	0.54	3.66	38.680	0.000	0.000	38.680	151.633	3.920	OK
	F15	65.09	1	1	1.65	8.48	65.090	0.000	0.000	65.090	151.633	2.330	OK
	F16	79	1	1	2.08	12.24	79.000	0.000	0.000	79.000	151.633	1.919	OK
	F17	40.95	1	1	0.99	3.07	40.950	0.000	0.000	40.950	151.633	3.703	OK
	E15	70.06	1	1	0.06	9.22	70.060	0.000	0.000	70.060	151.633	2.164	OK
	E16	82.17	1	1	1.36	11.97	82.170	0.000	0.000	82.170	151.633	1.845	OK
	E17	41.21	1	1	1.29	4.17	41.210	0.000	0.000	41.210	151.633	3.680	OK
	D15	61.39	1	1	3.85	8.21	61.390	0.000	0.000	61.390	151.633	2.470	OK
	D16	71.9	1	1	5.96	9.9	71.900	0.000	0.000	71.900	151.633	2.109	OK
	D17	34.9	1	1	4.36	4.48	34.900	0.000	0.000	34.900	151.633	4.345	OK
	C15	50.46	1	1	1.1	6.75	50.460	0.000	0.000	50.460	151.633	3.005	OK
	C16	60.97	1	1	1.53	8.66	60.970	0.000	0.000	60.970	151.633	2.487	OK
	C17	72.6	1	1	57.47	0.34	72.600	0.000	0.000	72.600	151.633	2.089	OK
	A'16	56.5	1	1	6.22	10.64	56.500	0.000	0.000	56.500	151.633	2.684	OK
	A16	29.89	1	1	1.64	2.5	29.890	0.000	0.000	29.890	151.633	5.073	OK
	A17	59.21	1	1	57.3	0.5	59.210	0.000	0.000	59.210	151.633	2.561	OK
	A'13	62.29	1	1	0.71	7.84	62.290	0.000	0.000	62.290	151.633	2.434	OK
	A'15	75.3	1	1	0.86	10.86	75.300	0.000	0.000	75.300	151.633	2.014	OK
	J15	31.18	1	1	7.32	3.78	31.180	0.000	0.000	31.180	151.633	4.863	OK
	J16	37.93	1	1	6.25	5.94	37.930	0.000	0.000	37.930	151.633	3.998	OK
	J17	20.79	1	1	1.84	2.64	20.790	0.000	0.000	20.790	151.633	7.294	OK

Tabel 6.22 Rekapitulasi Kontrol Kuat Tarik 1 Tiang Pondasi *Bored Pile*

Tipe Pilecap		Total Beban (P) ton	Kontrol Tarik 1 tiang									
			Mx tm	My tm	P/n	Mx.y/ ($\sum y^2$)	My.x/ ($\sum x^2$)	Pmin ton	Wtiang ton	Qs ton	SF	Ket.
Tipe A		47451.81	259.858	580.685	174.455	0.159	0.377	173.919	63.335	270.787	1.557	OK
Tipe B		45998.02	327.6	427.95	170.363	0.192	0.297	169.874	63.335	270.787	1.594	OK
Tipe C		2697.59	19.77	195.58	77.074	0.282	2.096	74.696	50.366	203.524	2.725	OK
Tipe D		5292.64	58.63	8.86	110.263	0.339	0.066	109.858	50.366	203.524	1.853	OK
Tipe E		1269.17	7.01	36.3	105.764	0.487	1.080	104.197	50.366	203.524	1.953	OK
Tipe F		1159.65	96.88	17.12	128.850	0.000	0.978	127.872	50.366	203.524	1.592	OK
Tipe G		2288.33	35.58	199.07	84.753	0.824	3.160	80.770	50.366	203.524	2.520	OK
Tipe H		1384.91	21.59	18.45	57.705	0.562	0.382	56.761	50.366	203.524	3.586	OK
Tipe I		520.45	25.13	7.21	130.113	0.000	0.901	129.211	50.366	203.524	1.575	OK
Tipe J		1390.05	76.74	19.88	139.005	0.000	0.452	138.553	50.366	203.524	1.469	OK
Tipe K		402.47	14.72	3.7	134.157	0.000	0.925	133.232	50.366	203.524	1.528	OK
Tipe L	H15	31.18	7.32	7.38	31.180	0.000	0.000	31.180	42.525	171.784	5.509	OK
	H16	37.93	6.25	5.94	37.930	0.000	0.000	37.930	42.525	171.784	4.529	OK
	H17	38.68	0.54	3.66	38.680	0.000	0.000	38.680	42.525	171.784	4.441	OK
	F15	65.09	1.65	8.48	65.090	0.000	0.000	65.090	42.525	171.784	2.639	OK
	F16	79	2.08	12.24	79.000	0.000	0.000	79.000	42.525	171.784	2.174	OK
	F17	40.95	0.99	3.07	40.950	0.000	0.000	40.950	42.525	171.784	4.195	OK
	E15	70.06	0.06	9.22	70.060	0.000	0.000	70.060	42.525	171.784	2.452	OK
	E16	82.17	1.36	11.97	82.170	0.000	0.000	82.170	42.525	171.784	2.091	OK
	E17	41.21	1.29	4.17	41.210	0.000	0.000	41.210	42.525	171.784	4.168	OK
	D15	61.39	3.85	8.21	61.390	0.000	0.000	61.390	42.525	171.784	2.798	OK
	D16	71.9	5.96	9.9	71.900	0.000	0.000	71.900	42.525	171.784	2.389	OK
	D17	34.9	4.36	4.48	34.900	0.000	0.000	34.900	42.525	171.784	4.922	OK
	C15	50.46	1.1	6.75	50.460	0.000	0.000	50.460	42.525	171.784	3.404	OK
	C16	60.97	1.53	8.66	60.970	0.000	0.000	60.970	42.525	171.784	2.818	OK
	C17	72.6	57.47	0.34	72.600	0.000	0.000	72.600	42.525	171.784	2.366	OK
	A'16	56.5	6.22	10.64	56.500	0.000	0.000	56.500	42.525	171.784	3.040	OK
	A16	29.89	1.64	2.5	29.890	0.000	0.000	29.890	42.525	171.784	5.747	OK
	A17	59.21	57.3	0.5	59.210	0.000	0.000	59.210	42.525	171.784	2.901	OK
	A'13	62.29	0.71	7.84	62.290	0.000	0.000	62.290	42.525	171.784	2.758	OK
	A'15	75.3	0.86	10.86	75.300	0.000	0.000	75.300	42.525	171.784	2.281	OK
	J15	31.18	7.32	3.78	31.180	0.000	0.000	31.180	42.525	171.784	5.509	OK
	J16	37.93	6.25	5.94	37.930	0.000	0.000	37.930	42.525	171.784	4.529	OK
	J17	20.79	1.84	2.64	20.790	0.000	0.000	20.790	42.525	171.784	8.263	OK

Berdasarkan analisis kontrol 1 tiang pondasi diatas, didapatkan bahwa perencanaan alternatif pondasi *bored pile* aman terhadap beban yang bekerja baik pada gaya aksial maupun gaya tarik.

6.2.4. Kontrol Kuat Bahan *Bored Pile*

Kontrol ini bertujuan untuk mengecek daya dukung tanah yang dipakai agar memenuhi spesifikasi bahan dari pondasi

bored pile. Kontrol kuat bahan ini dilakukan terhadap 2 gaya yang bekerja yaitu gaya aksial dimana akan dibandingkan antara nilai Q_{ijin} dari daya dukung tiang dengan $P_{allowable}$ dari bahan pondasi *bored pile*. Adapula kontrol terhadap gaya momen dimana akan dibandingkan antara gaya momen yang terjadi pada 1 tiang dengan momen *crack* (M_{crack}) dari spesifikasi pondasi. Terlebih dahulu perlu dilakukan perhitungan terhadap $P_{allowable}$ dan M_{crack} dari pondasi *bored pile*.

Mutu beton (f'c) = 40 Mpa

Menurut SNI 2847:2013, besar nilai $P_{allowable}$ dan M_{crack} adalah

$P_{allowable}$ = 0,85f'c
= 0,85(40)
= 34 Mpa
= 3466,98 ton/m^2
= 3466,98 x ¼ π $(0,8)^2$
= 1742,694 ton

M_{crack} = $\frac{fr(Ig)}{yt}$; dimana

fr = $0,62\lambda\sqrt{f'c}$ dengan λ = 1 untuk berat beton normal
= $0,62(1)\sqrt{40}$
= 3,921 Mpa
= 399,847 ton/m^2

Ig = $\pi/_{64}(D^4)$
= $\pi/_{64}(0,8^4)$
= 0,020106 m^4

M_{crack} = $\frac{399,847(0,020106)}{0,8/2}$
= 20,099 tm

Dari spesifikasi bahan yang telah dihitung, dilakukan kontrol dengan gaya-gaya maksimum yang bekerja pada 1 tiang. Berikut merupakan rekapitulasi kontrol terhadap kuat bahan *bored pile* ditinjau dari gaya aksial dan gaya momen (**Tabel 6.27** dan **Tabel 6.28**).

Tabel 6.23 Kontrol Kuat Bahan Pondasi *Bored Pile* terhadap Gaya Aksial

Area	Tipe	D80		
		Q_{ijin}	P_{allow}	Ket.
		ton	ton	
Tower	A	230.576	1742.694	OK
	B	230.576	1742.694	OK
Podium	C	177.875	1742.694	OK
	D	177.875	1742.694	OK
	E	177.875	1742.694	OK
	F	177.875	1742.694	OK
	G	177.875	1742.694	OK
	H	177.875	1742.694	OK
	I	177.875	1742.694	OK
	J	177.875	1742.694	OK
	K	177.875	1742.694	OK
	L	151.633	1742.694	OK

Tabel 6.24 Kontrol Kuat Bahan Pondasi *Bored Pile* terhadap Gaya Momen

Area	Tipe	D80		
		$M_{maks.}$	M_{crack}	Ket.
		tm	tm	
Tower	A	2.135	20.099	OK
	B	1.585	20.099	OK
Podium	C	5.588	20.099	OK
	D	1.221	20.099	OK
	E	3.025	20.099	OK
	F	13.260	20.099	OK
	G	7.373	20.099	OK
	H	0.900	20.099	OK
	I	6.283	20.099	OK
	J	7.674	20.099	OK
	K	4.907	20.099	OK
	L	12.240	20.099	OK

Berdasarkan analisis kontrol kuat bahan diatas, didapatkan bahwa gaya yang terjadi pada semua titik perencanaan alternatif pondasi *bored pile* memenuhi spesifikasi bahannya.

6.2.5. Kontrol Kekuatan *Bored Pile* terhadap Gaya Lateral dan Momen

Kontrol perhitungan ini didasarkan pada NAFVAC DM-7 (1971). Berikut merupakan langkah - langkah contoh perhitungan kontrol defleksi dan kontrol momen akibat gaya lateral pada area Tower.

D = 0,8 m

Cu = 0,49 kg/cm^2

a. Menghitung faktor kekakuan relatif

T = $(\frac{EI}{f})^{0,2}$

Dengan :

E = $4700(f'c)^{0,5}$

E = $4700(40)^{0,5}$

E = 29725,41 kg/cm^2 = 297254,1 t/m^2

I = $\frac{\pi}{64}(D^4)$

I = $\frac{\pi}{64}(80^4)$

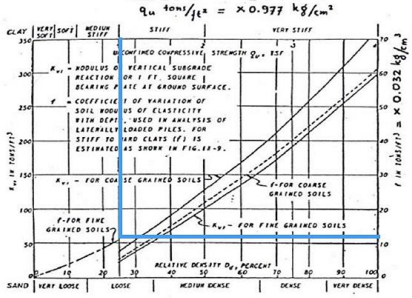
I = 2010619,298 cm^4 = 0,020106 m^4

Nilai f didapatkan dari grafik pada **Gambar 2.11** dengan memplotkan nilai Qu pada data tanah

Qu = 2 x Cu

Qu = 2 x 0,49 = 0,98 kg/cm^2 = 1,003 t/ft^2

Hasil plot nilai Qu terhadap grafik tersebut dapat dilihat pada **Gambar 6.23**.



Gambar 6.23 Hasil plot nilai Qu dengan f pondasi alternatif

Nilai f dari grafik sebesar 12,3 ton/ft^3 = 0,3936 kg/cm^3. Sehingga, nilai T adalah :

T = $\left(\frac{29725{,}41(2010619{,}298)}{0{,}3936}\right)^{0{,}2}$

T = 172,298 cm = 1,723 m

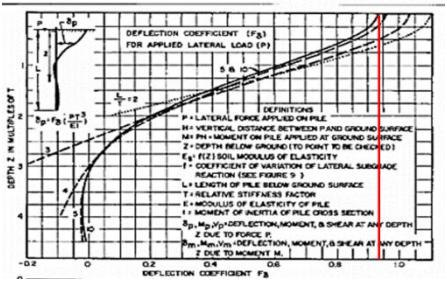
b. Menghitung defleksi tiang

Berdasarkan SNI 8460:2017 besar defleksi ijin tiang adalah 12 mm. dalam perhitungan defleksi tiang terlebih dahulu perlu menentukan koefisien defleksi pada **Gambar 2.12** dengan area yang mengalami defleksi terbesar adalah area permukaan. Ditinjau juga nilai L/T untuk mendapatkan koefisien defleksi. Nilai L merupakan panjang tiang pondasi dan T merupakan nilai kekakuan relatif.

Pada area tower :

L/T = 52,5/1,723 = 30,47

Nilai diatas didapatkan nilai L/T > 10 sehingga pada saat nilai tersebut diplot pada grafik, dipakai nilai L/T = 10. Berikut merupakan hasil plot grafik untuk mendapatkan koefisien defleksi (**Gambar 6.24**)



Gambar 6.24 Hasil plot grafik untuk nilai koefisien defleksi perencanaan alternatif pondasi

Dengan demikian didapatkan nilai koefisien defleksi (Fδ) sebesar 0,94. Maka contoh perhitungan besar defleksi pada tiang adalah sebagai berikut :

$\delta p = F\delta\frac{PT^3}{EI}$

Nilai P adalah besar gaya lateral maksimum pada 1 tiang. Pada perhitungan ini dilakukan terhadap gaya lateral maksimum (V) arah x dan arah y. Contoh perhitungan dilakukan pada Tower A dimana memiliki nilai gaya lateral sebesar Vx = 882,825 ton dan nilai Vy = 412,02 ton yang terdapat pada *pilecap* dengan jumlah 272 tiang.

$P = \frac{Vmax}{n}$

$Px = \frac{882,825}{272} = 3,246$ ton

$Py = \frac{412,020}{272} = 1,515$ ton

Maka, nilai defleksi yang terjadi adalah :

$\delta px = F\delta\frac{PT^3}{EI}$

$= 0,94\frac{(3,246)(1,723)^3}{(297254,1)(0,020106)}$

$= 0,002611$ m

$= 2,611$ mm < 12 mm (OK)

$\delta px = F\delta\frac{PT^3}{EI}$

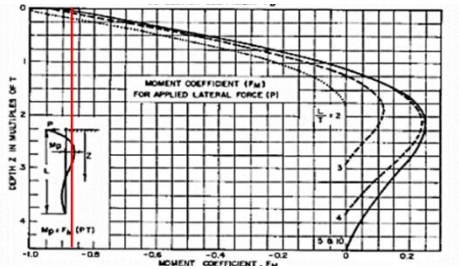
$= 0,94\frac{(1,515)(1,723)^3}{(297254,1)(0,020106)}$

$= 0,001219$ m

$= 1,219$ mm < 12 mm (OK)

c. Menghitung besar momen

Selain menghitung defleksi, juga perlu dilakukan perhitungan terhadap momen 1 tiang yang nantinya dikontrol terhadap momen crack (M_{crack}). Cara yang sama seperti defleksi, terlebih dahulu ditentukan koefisien momen pada **Gambar 2.14**. Untuk nilai L/T juga sama seperti nilai pada saat mencari koefisien defleksi. Berikut merupakan hasil plot untuk mendapatkan nilai koefisien momen (**Gambar 6.25**).



Gambar 6.25 Hasil plot grafik untuk nilai koefisien momen

Dengan demikian didapatkan nilai koefisien momen (Fm) sebesar 0,86. Maka contoh perhitungan besar momen pada tiang adalah sebagai berikut :

Mp = Fm.PT

Nilai P adalah besar gaya lateral pada 1 tiang seperti pada perhitungan defleksi sebelumnya.

Nilai momen yang terjadi adalah :

Mp = Fm.PT

Mpx = 0,86(3,246)(1,723)

= 4,809 tm < 20,099 tm (OK)

Mpy = 0,86(1,515)(1,723)

= 2,245 tm < 20,099 tm (OK)

Perhitungan defleksi dan momen akibat gaya lateral juga dilakukan pada semua titik pada perencanaan alternatif bangunan Apartemen Tamansari Emerald yang dirangkum dalam **Tabel 6.29.**

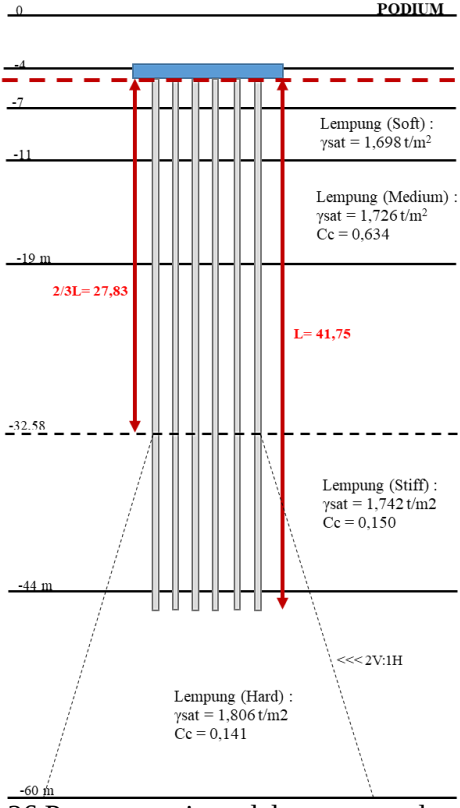
Tabel 6.25 Rekapitulasi Kontrol Kekuatan Tiang Alternatif terhadap Defleksi dan Momen Akibat Gaya Lateral

Area	Tipe	D80			Kontrol Defleksi						Kontrol Momen				
		Fx	Fy	T	L/T	Fδ	δp_x	δp_y	δp_{ijin}	Kontrol Defleksi	Fm	Mpx	Mpy	M_{crack}	Kontrol Momen
		ton	ton	m			mm	mm	mm			tm	tm	tm	
Tower	A	3.246	1.515	1.723	10	0.94	2.611	1.219	12	OK	0.86	4.809	2.245	20.099	OK
	B	3.507	1.555	1.723	10	0.94	2.822	1.251	12	OK	0.86	5.197	2.304	20.099	OK
Podium	C	0.258	0.730	1.918	10	0.94	0.286	0.810	12	OK	0.86	0.426	1.204	20.099	OK
	D	0.129	0.137	1.918	10	0.94	0.143	0.152	12	OK	0.86	0.213	0.226	20.099	OK
	E	0.077	0.379	1.918	10	0.94	0.085	0.421	12	OK	0.86	0.127	0.626	20.099	OK
	F	0.668	3.699	1.918	10	0.94	0.741	4.103	12	OK	0.86	1.102	6.101	20.099	OK
	G	0.255	0.458	1.918	10	0.94	0.282	0.508	12	OK	0.86	0.420	0.755	20.099	OK
	H	0.459	0.534	1.918	10	0.94	0.509	0.592	12	OK	0.86	0.757	0.880	20.099	OK
	I	1.038	1.635	1.918	10	0.94	1.152	1.814	12	OK	0.86	1.712	2.696	20.099	OK
	J	0.835	2.681	1.918	10	0.94	0.926	2.974	12	OK	0.86	1.377	4.422	20.099	OK
	K	3.647	9.415	1.918	10	0.94	4.045	10.445	12	OK	0.86	6.015	15.528	20.099	OK
	L	8.942	9.612	1.918	10	0.94	9.919	10.663	12	OK	0.86	14.747	15.853	20.099	OK

Dari hasil analisis kekuatan *bored pile* terhadap gaya lateral, semua titik pada perencanaan alternatif aman terhadap besar defleksi dan momen yang terjadi.

6.2.6. Kontrol Penurunan Tiang dalam Kelompok

Pondasi tiang dalam kelompok akan mengalami konsolidasi utamanya pada tanah berjenis lempung saat kedalaman 2/3 L dimana L merupakan panjang tiang. Berikut merupakan sketsa gambar distribusi tegangan beban terhadap pengaruh penurunan dalam tiang kelompok pada area Podium (**Gambar 6.26**).



Gambar 6.26 Penurunan tiang dalam grup pada area podium

Pada analisis ini, penurunan ditinjau hanya terhadap beban maksimum pada masing-masing kelompok tiang seperti *raft* dan *pilecap* pada perencanaan alternatif pondasi. Namun dikarenakan letak 2/3L dari panjang tiang yang tertanam sudah sampai pada lapisan lempung keras, maka penurunan yang terjadi sudah sangat kecil atau bahkan tidak terjadi penurunan.

6.2.7. Kontrol *Uplift* terhadap *Raft* dan *Pilecap* pada Perencanaan Alternatif

Pada perencanaan alternatif pondasi kontrol yang dilakukan tidak hanya pada pondasi tiang saja, namun pada bagian *raft* dan *pilecap*nya juga perlu di evaluasi. Kontrol *uplift* dilakukan untuk meninjau kekuatan bagian pelat pondasi terhadap gaya angkat tanah, baik karena air maupun karena potensi kembang susut. Berikut adalah perhitungan kontrol *uplift* pada perencanaan alternatif di area tower A dan *pilecap* tipe D :

a. Kontrol *uplift* pada area tower

$$Fs = \frac{Wstruktur+\frac{Qs}{3}}{(Hw\times\gamma w\times A)+Ps}$$

Dengan Ps adalah *swelling pressure* yang telah dianalisis pada **Sub bab 4.1.6**. Berikut merupakan perhitungan terhadap gaya *uplift* pada *raft* di area tower.

Pada Tower A :

Kedalaman *raft* di Tower A berada pada -3,55 hingga -7,5 meter dari permukaan.

P_{raft} = 31,6 m

L_{raft} = 33,6 m

$W_{struktur}$ = A x $\gamma_{beton\ bertulang}$

= 31,6 x 33,6 x 2,4

= 10065,485 ton

As = Keliling raft x t

= ((2 x 31,6)+(2 x 33,6)) x 3,95

= 515,08 m^2

$Qs = (\frac{Nsi}{3} + 1)$ x As

$= (\frac{5}{3} + 1)$ x 515,08

= 1373,5 ton

Ps = 0,569 t/m^2

$$Fs = \frac{Wstruktur+\frac{Qs}{3}}{(Hw\times\gamma w\times A)+Ps}$$

$$Fs = \frac{10065,485+\frac{1373,5}{3}}{(3,95\times1\times31,6\times33,6)+(0,569\times31,6\times33,6)}$$

Fs = 2,193 > 1,5 (OK)

Cara yang sama juga digunakan pada perhitungan kontrol *uplift* di Tower B, dan didapatkan nilai *safety factor* (Fs) pada Tower B sebesar 2,194. Artinya pada *raft* di Tower B juga aman menahan gaya *uplift* yang terjadi dan telah melebihi Fs ijin dengan nilai sebesar 1,5 (SNI 8460:2017).

b. Kontrol *uplift* pada area podium

Pada *pilecap* tipe D:

Kedalaman *pilecap* berada pada -3,55 hingga -4,75 meter dari permukaan.

$P_{pilecap}$ = 13,6 m

$L_{pilecap}$ = 18,4 m

$W_{struktur}$ = A x $\gamma_{beton\ bertulang}$

= 13,6 x 18,4 x 2,4

= 720,691 ton

As = Keliling pilecap x t

= ((2 x 13,6) + (2 x 18,4)) x 1,2

= 76,8 m^2

$Qs = (\frac{Nsi}{3} + 1) \times As$

$= (\frac{4}{3} + 1) \times 76,8$

= 179,2 ton

Ps = 0,569 t/m^2

$$Fs = \frac{Wstruktur+\frac{Qs}{3}}{(Hw\times\gamma w\times A)+Ps}$$

$$Fs = \frac{720,691+\frac{179,2}{3}}{(1,2\times1\times13,6\times18,4)+(0,569\times13,6\times18,4)}$$

Fs = 1,763 > 1,5 (OK)

Cara yang sama juga digunakan pada perhitungan kontrol *uplift* di semua *pilecap* area podium. Berikut rekapitulasi hasil kontrol *uplift* pada seluruh *raft* dan *pilecap* (**Tabel 6.31**).

Tabel 6.26 Rekapitulasi Kontrol *Uplift* pada *Raft* dan *Pilecap* Perencaaan Alternatif Pondasi

Area	Tipe		B	L	t	A	Keliling	Nsi	W	Qs	Ps	SF	SF_{ijin}	Ket.
			m	m	m	m^2	m	-	ton	ton	t/m^2			
Tower	A		31.6	33.6	3.95	1061.8	130.4	5	10065.485	1373.547	0.569	2.193	1.5	OK
	B		29.6	35.6	3.95	1053.8	130.4	5	9989.645	1373.547	0.569	2.194	1.5	OK
Podium	C		13.6	9.6	1.2	130.56	46.4	4	376.013	129.92	0.569	1.816	1.5	OK
	D		13.6	18.4	1.2	250.24	64	4	720.691	179.2	0.569	1.763	1.5	OK
	E		13.6	4	1.2	54.4	35.2	4	156.672	98.56	0.569	1.969	1.5	OK
	F		17.6	1.6	1.2	28.16	38.4	4	81.101	107.52	0.569	2.348	1.5	OK
	G		20.8	6.4	1.2	133.12	54.4	4	383.386	152.32	0.569	1.844	1.5	OK
	H		18.4	6.4	1.2	117.76	49.6	4	339.149	138.88	0.569	1.850	1.5	OK
	I		8.8	1.6	1.2	14.08	20.8	4	40.550	58.24	0.569	2.407	1.5	OK
	J		23.2	1.6	1.2	37.12	49.6	4	106.906	138.88	0.569	2.333	1.5	OK
	K		5.6	1.6	1.2	8.96	14.4	4	25.805	40.32	0.569	2.476	1.5	OK
	L	H15	1.6	1.6	1.2	2.56	6.4	4	7.373	17.92	0.569	2.947	1.5	OK
		H16	1.6	1.6	1.2	2.56	6.4	4	7.373	17.92	0.569	2.947	1.5	OK
		H17	1.6	1.6	1.2	2.56	6.4	4	7.373	17.92	0.569	2.947	1.5	OK
		F15	1.6	1.6	1.2	2.56	6.4	4	7.373	17.92	0.569	2.947	1.5	OK
		F16	1.6	1.6	1.2	2.56	6.4	4	7.373	17.92	0.569	2.947	1.5	OK
		F17	1.6	1.6	1.2	2.56	6.4	4	7.373	17.92	0.569	2.947	1.5	OK
		E15	1.6	1.6	1.2	2.56	6.4	4	7.373	17.92	0.569	2.947	1.5	OK
		E16	1.6	1.6	1.2	2.56	6.4	4	7.373	17.92	0.569	2.947	1.5	OK
		E17	1.6	1.6	1.2	2.56	6.4	4	7.373	17.92	0.569	2.947	1.5	OK
		D15	1.6	1.6	1.2	2.56	6.4	4	7.373	17.92	0.569	2.947	1.5	OK
		D16	1.6	1.6	1.2	2.56	6.4	4	7.373	17.92	0.569	2.947	1.5	OK
		D17	1.6	1.6	1.2	2.56	6.4	4	7.373	17.92	0.569	2.947	1.5	OK
		C15	1.6	1.6	1.2	2.56	6.4	4	7.373	17.92	0.569	2.947	1.5	OK
		C16	1.6	1.6	1.2	2.56	6.4	4	7.373	17.92	0.569	2.947	1.5	OK
		C17	1.6	1.6	1.2	2.56	6.4	4	7.373	17.92	0.569	2.947	1.5	OK
		A'16	1.6	1.6	1.2	2.56	6.4	4	7.373	17.92	0.569	2.947	1.5	OK
		A16	1.6	1.6	1.2	2.56	6.4	4	7.373	17.92	0.569	2.947	1.5	OK
		A17	1.6	1.6	1.2	2.56	6.4	4	7.373	17.92	0.569	2.947	1.5	OK
		A'13	1.6	1.6	1.2	2.56	6.4	4	7.373	17.92	0.569	2.947	1.5	OK
		A'15	1.6	1.6	1.2	2.56	6.4	4	7.373	17.92	0.569	2.947	1.5	OK
		J15	1.6	1.6	1.2	2.56	6.4	4	7.373	17.92	0.569	2.947	1.5	OK
		J16	1.6	1.6	1.2	2.56	6.4	4	7.373	17.92	0.569	2.947	1.5	OK
		J17	1.6	1.6	1.2	2.56	6.4	4	7.373	17.92	0.569	2.947	1.5	OK

Berdasarkan kontrol yang dilakukan terhadap gaya *uplift*, dapat dilihat bahwa perencanaan alternatif pondasi sudah aman dalam menahan gaya angkat ke atas oleh tanah.

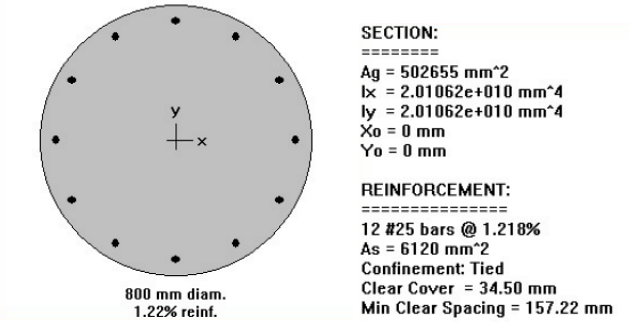
6.2.8. Perencanaan Tulangan pada Alternatif Pondasi

Pada sub bab kali ini akan dibahas mengenai perencanaan kebutuhan tulangan pada alternatif pondasi, baik

terhadap pondasi tiang (*bored pile*) maupun pada *pilecap*. Analisis lebih detail akan dibahas pada sub bab selanjutnya.

6.2.8.1. Perencanaan Tulangan pada *Bored Pile*

Bored pile sebagai alternatif pondasi direncanakan dengan mutu beton (f'c) sebesar 40 Mpa dan mutu tulangan baja (fy) sebesar 390 Mpa. Perencanaan tulangan utama pada *bored pile* dilakukan dengan menggunakan program bantu spColumn. Pada perencanaan *bored pile* berdiameter 80 cm, didapatkan jumlah kebutuhan tulangannya adalah 12D25 dengan besar rasio tulangan 1,218% dimana sudah memenuhi batas rasio tulangan ijin menurut SNI 2847:2013 yaitu antara 1%-6%. Berikut merupakan output dari spColumn (**Gambar 6.27**).



Gambar 6.27 *Output* program bantu spColumn perencanaan jumlah tulangan *bored pile*

Dari output spColumn yang telah didapatkan, juga dilakukan cek terhadap kapasitas dari perencanaan *bored pile* terhadap beban aksial dan momen maksimum yang terjadi. Beban maksimum tersebut didapatkan dari beban yang terjadi dibagi dengan banyak tiang yang menumpu. Berikut merupakan perhitungannya.

- Beban aksial maksimum :

  Beban aksial terbesar terjadi pada area Tower A yaitu

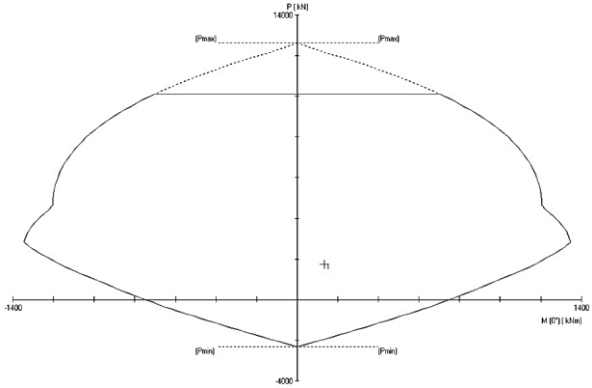
  P = 47451,81 ton

  $P_{maks\ 1\ tiang}$ = P/n

  = 47451,81/272

= 174,455 ton
= 1744,55 kN

- Momen maksimum :
  Momen maksimum terjadi pada area podium di pilecap tipe F
  M_{maks} = 119,34 tm
  $M_{maks\ 1\ tiang}$ = M_{maks}/n
  = 119,34/9
  = 13,26 tm
  = 132,6 kNm
  Beban-beban tersebut kemudian di*input* kedalam spColumn, dan didapatkan hasil bahwa gaya maksimum yang terjadi mampu diterima oleh *bored pile* rencana. Berikut merupakan output dari spColumn (**Gambar 6.28**).



Gambar 6.28 Diagram interaksi P-M *output* spColumn

Pada **Gambar 6.28** dapat dilihat bahwa posisi beban maksimum yang di*input* (bersimbol +) masih berada di bagian dalam diagram interaksi beban aksial dan momen *bored pile* rencana. Artinya, perencanaan alternatif *bored pile* dapat menumpu beban maksimum yang terjadi.

Berdasarkan SNI 2847:2013 perlu adanya pengecekan terhadap kapasitas beban aksial pada *bored pile* dengan syarat tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil dari analisis struktur. Berikut merupakan perhitungannya.

$ØPn_{maks}$= 0,8Ø(0,85 x f'c (A_g-A_{st})) + (fy.A_{st})
= 0,8(0,65)(0,85 x 40 (502655-6120)) + (390x6120)
= 11165536 N
= 1116,554 ton

$ØPn_{maks}$ > $P_{maks\ 1\ tiang}$
1116,554 ton > 174,455 ton (OK)

Berdasarkan analisis diatas dapat dilihat bahwa perencanaan alternatif dengan *bored pile* diameter 80 cm memenuhi syarat dan dapat digunakan.

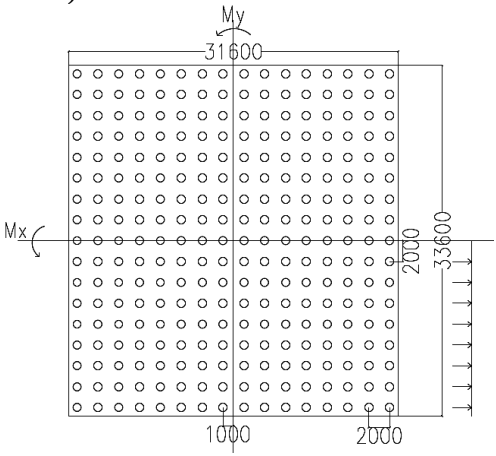
6.2.8.2. Perencanaan Tulangan pada *Pilecap*

Setelah dilakukan perencanaan terhadap pondasi tiang bored pile, direncanakan juga kebutuhan tulangan pada masing-masing *raft* dan *pilecap*. Berikut merupakan contoh perhitungan tulangan pada *raft* di area tower serta *pilecap* tipe D di area podium.

a. Perencanaan tulangan pada raft di area tower A

- Penulangan arah X

  Berikut merupakan penggambaran beban-beban yang bekerja pada *raft* tower A sebagai gaya momen lentur arah x (**Gambar 6.29**)



Gambar 6.29 Pembebanan momen lentur *raft* tower A (arah x)

Data perencanaan :

Tebal *raft* = 3,95 m = 3950 mm

Pmaks = 174,991 ton

$D_{tulangan}$ = 32 mm

fy = 390 Mpa

f'c = 40 Mpa

Selimut beton = 60 mm

P = 174,991 x 16

= 2799,858 ton

Momen yang bekerja :

M = P.x

= 2799,858 x (2+4+6+8+10+12+14+16)

= 201589,808 tm

= 2015898077,232 Nmm

dx = 3950 – 60 – ½(32) = 3874 mm

dy = 3950 – 60 – 32 – ½(32) = 3842 mm

ρ_{min} = 0,002

Mencari ρ_{perlu} :

$$m = \frac{fy}{0{,}85(f'c)} = \frac{390}{0{,}85(40)} = 11{,}471$$

$$Rn = \frac{Mn}{0{,}9\,(b.dx)} = \frac{2015898077{,}232}{0{,}9\,(33600)(3874)^2} = 0{,}0044$$

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

$$= \frac{1}{11{,}471}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(11{,}471)(0{,}0044)}{390}}\right)$$

= 0,0000114

ρ_{perlu} < ρ_{min}, maka dipakai ρ_{min} = 0,002

Tulangan yang dibutuhkan :

As = ρ x b x dx

= 0,002 x 1000 x 3874 = 7748 mm^2

Digunakan tulangan D32 dengan As = 804,248 mm^2

Jumlah tulangan perlu = $\frac{7748}{804{,}248}$ = 10 buah

Jarak antar tulangan = $\frac{1000}{10}$ = 100 mm

Digunakan tulangan arah x (per meter) adalah D32-100

Cek :

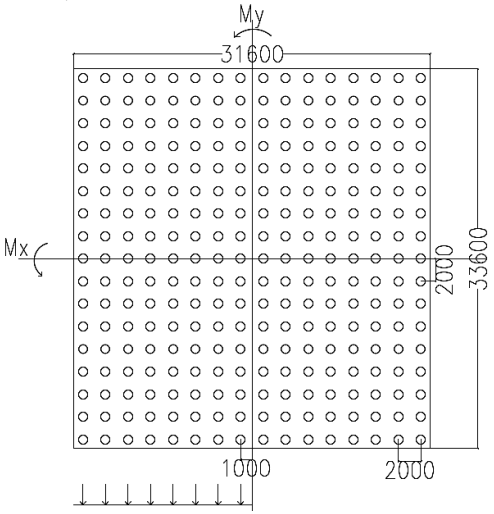
As_{pakai}= ¼ $\pi d^2(\frac{1000}{100})$ = 8042,477 mm^2

As_{pakai} > As_{perlu}

8042,477 mm^2 > 7748 mm^2 (OK)

- Penulangan arah Y

  Berikut merupakan penggambaran beban-beban yang bekerja pada *raft* tower A sebagai gaya momen lentur arah Y (**Gambar 6.30**)



Gambar 6.30 Pembebanan momen lentur *raft* tower A (arah y)

Data perencanaan :

Tebal *raft* = 3,95 m = 3950 mm

Pmaks = 174,991 ton

$D_{tulangan}$ = 32 mm

fy = 390 Mpa

f'c = 40 Mpa

Selimut beton = 60 mm

P = 174,991 x 17

= 2974,849 ton

Momen yang bekerja :

M = P.x
= 2974,849 x (1+3+5+7+9+11+13+15)
= 190390,374 tm
= 1903903739,608 Nmm

dx = 3950 – 60 – ½(32) = 3874 mm

dy = 3950 – 60 – 32 – ½(32) = 3842 mm

ρ_{min} = 0,002

Mencari ρ_{perlu} :

$m = \frac{fy}{0{,}85(f'c)} = \frac{390}{0{,}85(40)} = 11{,}471$

$Rn = \frac{Mn}{0{,}9\,(b.dy)} = \frac{1903903739{,}608}{0{,}9\,(31600)(3842)^2} = 0{,}0045$

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

$= \frac{1}{11{,}471}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(11{,}471)(0{,}0045)}{390}}\right)$

= 0,0000116

ρ_{perlu} < ρ_{min}, maka dipakai ρ_{min} = 0,002

Tulangan yang dibutuhkan :

As_{perlu} = ρ x b x dy
= 0,002 x 1000 x 3842 = 7684 mm^2

Digunakan tulangan D32 dengan As = 804,248 mm^2

Jumlah tulangan perlu = $\frac{7684}{804{,}248}$ = 10 buah

Jarak antar tulangan = $\frac{1000}{10}$ = 100 mm

Digunakan tulangan arah y (per meter) adalah D32-100

Cek :

$As_{pakai} = ¼\,\pi d^2(\frac{1000}{100})$ = 8042,477 mm^2

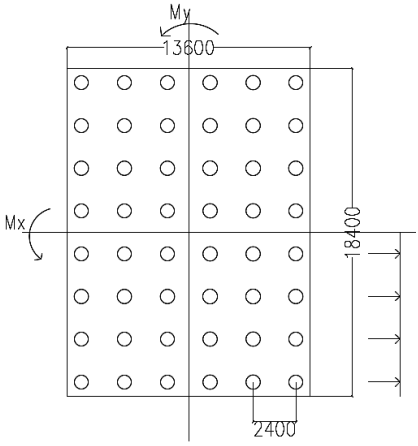
As_{pakai} > As_{perlu}

8042,477 mm^2 > 7684 mm^2 (OK)

b. Perencanaan tulangan pada pilecap tipe D di area podium

- Penulangan arah X

Berikut merupakan penggambaran beban-beban yang bekerja pada *pilecap* tipe D di area podium sebagai gaya momen lentur arah x (**Gambar 6.31**)



Gambar 6.31 Pembebanan *pilecap* tipe D (arah x)

Data perencanaan :

Tebal *pilecap* = 1,2 m = 1200 mm
Pmaks = 110,669 ton
$D_{tulangan}$ = 29 mm
fy = 390 Mpa
f'c = 40 Mpa
Selimut beton = 60 mm
P = 110,669 x 6
= 664,011 ton

Momen yang bekerja :

M = P.x
= 664,011 x (1,2+3,6+6+8,4)
= 12749,017 tm
= 127490169,52 Nmm
dx = 1200 – 60 – ½(29) = 1125,5 mm

dy = 1200 – 60 – 29 – ½(29) = 1096,5 mm

ρ_{min} = 0,002

Mencari ρ_{perlu} :

m $= \frac{fy}{0,85(f'c)} = \frac{390}{0,85(40)} = 11,471$

Rn $= \frac{Mn}{0,9\ (b.dx)} = \frac{127490169,52}{0,9\ (18400)(1125,5)^2} = 0,0061$

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

$= \frac{1}{11,471}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(11,471)(0,0061)}{390}}\right)$

= 0,0000156

$\rho_{perlu} < \rho_{min}$, maka dipakai ρ_{min} = 0,002

Tulangan yang dibutuhkan :

As = ρ x b x dx

= 0,002 x 1000 x 1125,5 = 2251 mm^2

Digunakan tulangan D29 dengan As = 660,52 mm^2

Jumlah tulangan perlu $= \frac{2251}{660,52}$ = 4 buah

Jarak antar tulangan $= \frac{1000}{2}$ = 250 mm

Digunakan tulangan arah x (per meter) adalah D29-100

Cek :

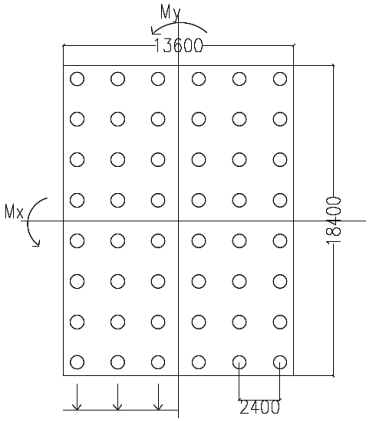
$As_{pakai} = ¼\ \pi d^2(\frac{1000}{100})$ = 6605,199 mm^2

$As_{pakai} > As_{perlu}$

6605,199 mm^2 > 2251 mm^2 (OK)

- Penulangan arah Y

  Berikut merupakan penggambaran beban-beban yang bekerja pada *pilecap* tipe D di area podium sebagai gaya momen lentur arah y (**Gambar 6.32**)



Gambar 6.32 Pembebanan *pilecap* tipe D (arah y)

Data perencanaan :

Tebal *pilecap* = 1,2 m = 1200 mm
Pmaks = 110,669 ton
$D_{tulangan}$ = 29 mm
fy = 390 Mpa
f'c = 40 Mpa
Selimut beton = 60 mm
P = 110,669 x 8
= 885,348 ton

Momen yang bekerja :

M = P.x
= 885,348 x (1,2+3,6+6)
= 9561,763 tm
= 95617627,143 Nmm
dx = 1200 – 60 – ½(29) = 1125,5 mm
dy = 1200 – 60 – 29 – ½(29) = 1096,5 mm
ρ_{min} = 0,002

Mencari ρ_{perlu} :

$$m = \frac{fy}{0{,}85(f'c)} = \frac{390}{0{,}85(40)} = 11{,}471$$

$$Rn = \frac{Mn}{0{,}9\,(b.dy)} = \frac{95617627{,}143}{0{,}9\,(13600)(1096{,}5)^2} = 0{,}0065$$

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

$= \frac{1}{11{,}471}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(11{,}471)(0{,}0065)}{390}}\right)$

$= 0{,}0000167$

$\rho_{perlu} < \rho_{min}$, maka dipakai $\rho_{min} = 0{,}002$

Tulangan yang dibutuhkan :

As = ρ x b x dy

= 0,002 x 1000 x 1096,5 = 2193 mm^2

Digunakan tulangan D29 dengan As = 660,52 mm^2

Jumlah tulangan perlu $= \frac{2193}{660{,}52} = 4$ buah

Jarak antar tulangan $= \frac{1000}{4} = 250$ mm

Digunakan tulangan arah y (per meter) adalah D29-100

Cek :

$As_{pakai} = ¼\ \pi d^2(\frac{1000}{100}) = 6605{,}199\ mm^2$

$As_{pakai} > As_{perlu}$

6605,199 mm^2 > 2193 mm^2 (OK)

Cara yang sama juga digunakan pada semua tipe *pilecap* alternatif pondasi. Rekapitulasi kebutuhan tulangan untuk seluruh *raft* dan *pilecap* akan disajikan dalam **Tabel 6.32**.

Tabel 6.27 Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan *Pilecap* Alternatif Pondasi

Area	Tipe Pilecap	Kebutuhan tulangan pilecap (/m)	
		Arah X	Arah Y
Tower	A	D32 - 100	D32 - 100
	B	D32 - 100	D32 - 100
Podium	C	D29 - 100	D29 - 100
	D	D29 - 100	D29 - 100
	E	D29 - 100	D29 - 100
	F	D29 - 100	D29 - 100
	G	D29 - 100	D29 - 100
	H	D29 - 100	D29 - 100
	I	D29 - 100	D29 - 100
	J	D29 - 100	D29 - 100
	K	D29 - 100	D29 - 100
	L	D29 - 100	D29 - 100

Detail gambar penulangan pada perencanaan alternatif pondasi dapat dilihat pada **Lampiran 17**.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

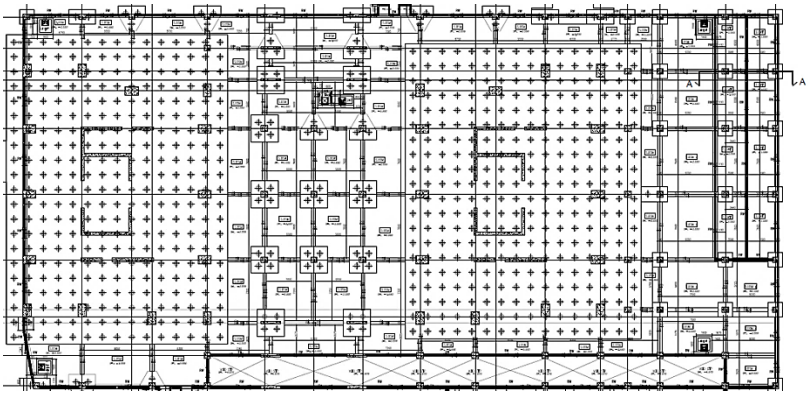
BAB VII
PERENCANAAN DINDING PENAHAN TANAH

7.1. Gambaran Umum

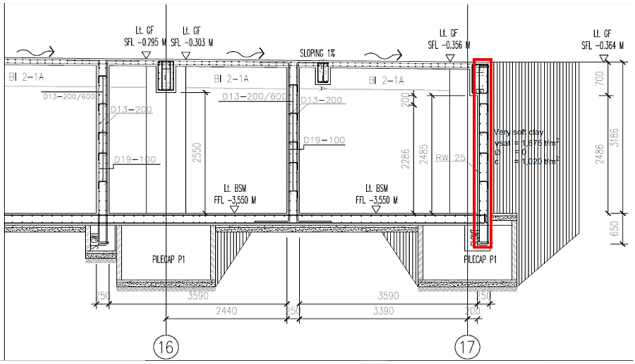
Perencanaan dinding penahan tanah diperlukan karena struktur bangunan Apartemen Tamansari Emerald memiliki 1 lantai *basement*. Perencanaan ini perlu ditinjau dengan melihat kondisi tanah dan lingkungan sekitar apartemen. Metode pelaksanaan galian yang digunakan pada lokasi studi adalah metode *bottom up*. Pada bab ini akan dilakukan analisis kondisi eksisting terhadap dinding penahan tanah yang ada pada Apartemen Tamansari Emerald yaitu berupa dinding penahan dari beton bertulang biasa dengan ketebalan 25 cm. Dilakukan pula perencanaan alternatif dinding penahan tanah dengan menggunakan *secant pile.*

7.2. Analisis Dinding Penahan Tanah Eksisting

Dinding penahan tanah eksisting dipasang mengelilingi struktur bangunan Apartemen Tamansari Emerald seperti yang terlihat pada **Gambar 7.1** dengan keterangan garis yang lebih tebal pada sekeliling bangunan. Analisis dinding penahan tanah eksisting ini dilakukan pada dinding beton bertulang setebal 25 cm dan dipasang sedalam kedalaman *basement* yaitu 3,55 meter dengan panjang penjangkaran dinding yang diteruskan pada pilecap adalah 0,67 meter seperti yang terlihat pada **Gambar 7.2**.



Gambar 7.1 Denah pemasangan dinding penahan tanah



Gambar 7.2 Potongan A-A dinding penahan tanah eksisting

Pada **Gambar 7.2** dapat dilihat bahwa dalam kondisi eksisting, dinding penahan tanah tertanam pada pilecap yang di bagian bawahnya juga terdapat pondasi tiang. Panjang penanaman dinding penahan tanah eksisting pada pilecap sebesar 0,67 m. Pada analisis eksisting ini akan dilakukan permodelan menggunakan Plaxis untuk mengetahui defleksi dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan kontrol terhadap defleksi ijin, momen *crack* dari bahan penyusun, serta kontrol terhadap *heave*.

7.2.1. Permodelan Dinding Penahan Tanah Eksisting

Pada tahap permodelan dengan program bantu Plaxis, perlu dilakukan *input* beberapa data yang terdiri dari data tanah dan data material. Penjelasan lebih detail akan dijelaskan sebagai berikut :

7.2.1.1. Input Data

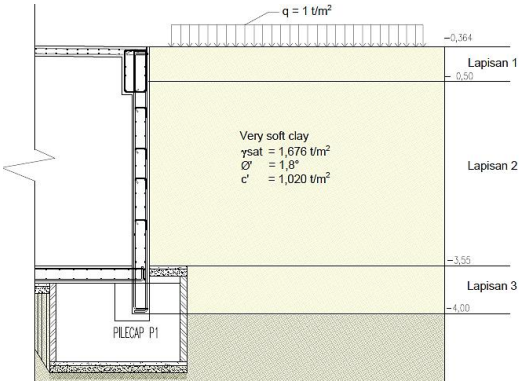
Tahapan awal pada permodelan dinding penahan tanah eksisting menggunakan Plaxis adalah input data, baik data tanah maupun data materialnya. Berikut merupakan penjelasannya :

a. Input Data Tanah

Untuk data tanah yang digunakan dalam permodelan ini tercantum dalam **Tabel 7.1** dimana data tanah yang digunakan adalah *undrained condition* dengan metode A yang menggunakan *effective strength parameters* yaitu c', Ø', dan ψ'. Ilustrasi gambar dinding penahan tanah eksisting juga dapat dilihat pada **Gambar 7.3**.

Tabel 7.1 Parameter Tanah untuk Permodelan Dinding Penahan Tanah pada Plaxis

Parameter	Nama	Nilai								Satuan
Model material	Model	Mohr-Coulomb								-
Lapisan Tanah ke-	-	1	2	3	4	5	6	7	8	-
Jenis perilaku material	Jenis	Undrained	Undrained	Undrained	Undrained	Undrained	Undrained	Undrained	Undrained	-
NSPT Rata-rata	-	3	3	3	5	9	14	21	30	
Deskkripsi Tanah	-	Very Soft Clay	Very Soft Clay	Very Soft Clay	Soft Clay	Medium Clay 1	Medium Clay 2	Stiff Clay	Hard Clay	
Berat isi tanah di atas garis freatik	Υ_{unsat}	15.550	15.550	15.550	15.590	15.950	16.250	16.680	17.400	kN/m^3
Berat isi tanah di bawah garis freatik	Υ_{sat}	16.759	16.759	16.759	16.780	16.980	17.260	17.416	18.060	kN/m^3
Permeabilitas arah horizontal	kx	0	0	0	0	0	0	0	0	m/hari
Permeabilitas arah vertikal	ky	0	0	0	0	0	0	0	0	m/hari
Modulus Young	E_{ref}	3000	3000	3000	3450	5500	7000	15000	20000	kN/m^2
Angka Poisson	ν	0.2	0.2	0.2	0.25	0.3	0.3	0.35	0.35	-
Kohesi	C_{ref}	10.20	10.20	10.20	16.67	32.67	43.31	59.52	102.00	kN/m^2
Sudut geser	Ø'	1.80	1.80	1.80	3.03	5.73	9.12	13.78	19.74	°
Sudut dilatansi	ψ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	°
Faktor reduksi kuat geser antarmuka	R_{inter}	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	-



Gambar 7.3 Ilustrasi sederhana dinding penahan tanah eksisting

b. Input Data Material

Data-data material struktur yang perlu di*input* pada Plaxis dimodelkan 2 dimensi yaitu permodelan *plane strain* dan detail rekapitulasinya akan dijelaskan berikut ini :

- Dinding penahan tanah eksisting

Mutu beton (f'c)	= 30	Mpa
Tebal dinding penahan	= 0,25	m
Modulus Elastisitas (E)	= $4700\sqrt{30}$	
	= 25742,96	Mpa
	= 2574296	t/m^2
Inersia penampang (I)	= 0,0013021	m^4/m
Luas penampang (A)	= 0,25	m^2/m
EA	= 643574,005	t/m
	= 6435740,05	kN/m
EI	= 3351,9479	t/m^2
	= 33519,479	kN/m^2
Berat dinding (W)	= 6	kN/m

Dari penjabaran di atas, dilakukan rekapitulasi untuk *input* data material dinding penahan tanah eksisting pada Plaxis seperti yang tersaji pada **Tabel 7.2**.

Tabel 7.2 Input Data Material Dinding Penahan Tanah Eksisting

Parameter	Nama	Nilai	Satuan
Jenis perilaku	Jenis material	Elastis	-
Kekakuan normal	EA	6435740.05	kN/m
Kekakuan lentur	EI	33519.48	kN/m^2
Tebal ekivalen	d	0.25	m
Berat	w	6	kN/m/m
Angka Poisson	ν	0	-

- Raft Pondasi *Basement* Eksisting
  Mutu beton (f'c) = 40 Mpa
  Tebal dinding penahan = 3,85 m
  Dengan data di atas dan cara perhitungan yang sama seperti *input* data sebelumnya, didapatkan hasil untuk *input* data material *raft* pondasi eksisting pada Plaxis seperti yang tersaji pada **Tabel 7.3**.

Tabel 7.3 Input Data Material *Raft* Pondasi Eksisting

Parameter	Nama	Nilai	Satuan
Jenis perilaku	Jenis material	Elastis	-
Kekakuan normal	EA	114442828.52	kN/m
Kekakuan lentur	EI	141360735.48	kN/m^2
Tebal ekivalen	d	3.85	m
Berat	w	92.4	kN/m/m
Angka Poisson	ν	0	-

- Kolom *Basement*
  Mutu beton (f'c) = 41,5 Mpa
  Tebal kolom = 1,6 m
  Dengan data di atas dan cara perhitungan yang sama seperti *input* data sebelumnya, didapatkan hasil untuk *input* data material *raft* pondasi eksisting pada Plaxis seperti yang tersaji pada **Tabel 7.4**.

Tabel 7.4 Input Data Material Kolom

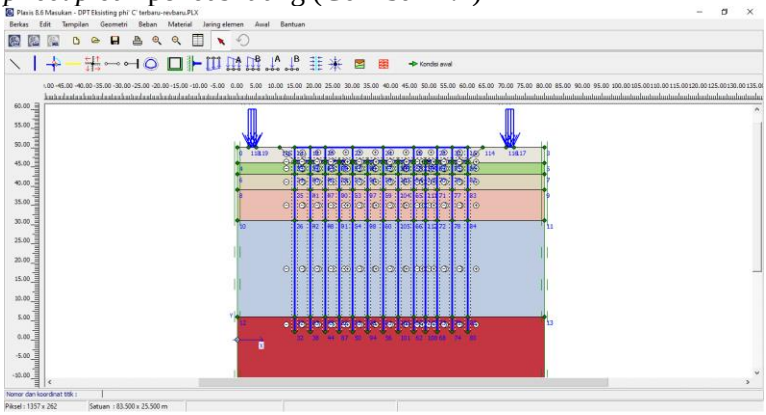
Parameter	Nama	Nilai	Satuan
Jenis perilaku	Jenis material	Elastis	-
Kekakuan normal	EA	48444211.21	kN/m
Kekakuan lentur	EI	10334765.06	kN/m^2
Tebal ekivalen	d	1.60	m
Berat	w	38.4	kN/m/m
Angka Poisson	ν	0	-

- Pondasi Tiang (*Spun pile*)
  Pada permodelan pondasi, perlu dilakukan analisis lebih lanjut terhadap nilai kekakuan normal (EA) serta kekakuan lentur (EI) dimana digunakan analisis gabungan nilai modulus elastisitas (E) antara pondasi dengan tanah. Berikut merupakan penjabarannya :

f'c	= 40	Mpa
D_{luar}	= 0,6	m
D_{dalam}	= 0,4	m
Jarak *spacing*	= 1,8	m
E_{beton}	= 29725410	Kpa
E_{tanah}	= 10500	Kpa
$A_{spun\ pile}$	= 0,157	m^2/m
A_{tanah}	= 0,443	m^2/m
$E_{gabungan}$	$= \frac{E_{beton}(A_{beton})+E_{tanah}(A_{tanah})}{A_{beton}+A_{tanah}}$	
	= 778984,525	t/m^2
I	= 0,000323	m^4/m
EA	= E_{gab} x $A_{spun\ pile}$	
	= 1223626,503	kN/m
EI	= E_{gab} x I	
	= 2515,980	kN/m^2
$D_{ekivalen}$	= 0,157	m
W	= 3,77	kN/m

Setelah dilakukan input data tanah dan material, kemudian dilakukan permodelan struktur pada Plaxis. Berikut

merupakan gambar permodelan eksisting dinding penahan tanah Apartemen Tamansari Emerald dimana pada bagian bawah dinding penahan tanah eksisting, langsung tersambung dengan *pilecap* dan pondasi tiang (**Gambar 7.4**)



Gambar 7.4 *Input* permodelan pada Plaxis

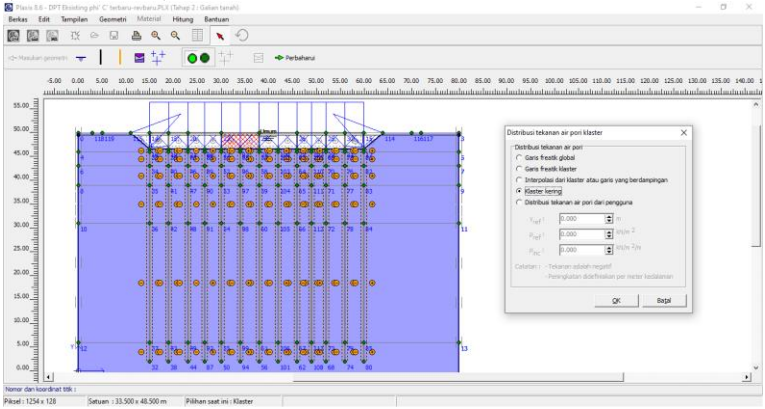
7.2.1.2. Kalkulasi Tahapan Konstruksi

Setelah input data tanah, material dan permodelan selesai, kemudian dilakukan penyusunan tahapan konstruksi *basement* Apartemen Tamansari Emerald dengan metode galian *bottom up*. Berikut merupakan uraian tahapan konstruksinya :

1. Pemasangan pondasi tipe *spun pile* sampai kedalaman rencana.
2. Penggalian tanah sedalam kedalaman basement yaitu 3,55 meter dengan model *opencut* dimana dilakukan penggalian miring dengan jarak horizontal galian sebesar 5 meter.
3. Pemasangan *raft/pilecap* sebagai pelat dasar *basement*.
4. Pemasangan dinding penahan tanah eksisting sepanjang 3,55 meter yang memanjang masuk kedalam *pilecap*.
5. Pemasangan kolom pada *basement.*
6. Pemasangan pelat bagian atas pada *basement.*

Tahapan konstruksi ini sangat menentukan kalkulasi dari program bantu Plaxis. Tidak lupa juga pada tahap galian tanah perlu dilakukan pemilihan area “klaster kering / *dry cluster*”

terhadap area yang digali. Berikut merupakan tampilannya (**Gambar 7.5**)



Gambar 7.5 Area kluster kering pada tahap galian

Kemudian, untuk rekapitulasi tahapan konstruksi pada Plaxis dapat dilihat pada **Gambar 7.6**.

Identifikasi	No. tahap	Mulai dari	Perhitungan	Masukan pembebanan	Waktu	Air	Perta...
Tahap awal	0	0	N/A	N/A	0.00 ...	0	0
Pondasi dan beban	1	0	Analisa plastis	Tahapan konstruksi	0.00 ...	1	
Galian tanah	2	1	Analisa plastis	Tahapan konstruksi	0.00 ...	2	
SF-galian	3	2	Reduksi phi-c	Peningkatan faktor pengali	0.00 ...	2	
Pelat lantai base...	4	2	Analisa plastis	Tahapan konstruksi	0.00 ...	4	
Dinding penahan ...	5	4	Analisa plastis	Tahapan konstruksi	0.00 ...	5	
Kolom basement	6	5	Analisa plastis	Tahapan konstruksi	0.00 ...	6	
Pelat atas	7	6	Analisa plastis	Tahapan konstruksi	0.00 ...	7	
Timbunan	8	7	Analisa plastis	Tahapan konstruksi	0.00 ...	8	
SF-tahap akhir	9	8	Reduksi phi-c	Peningkatan faktor pengali	0.00 ...	8	

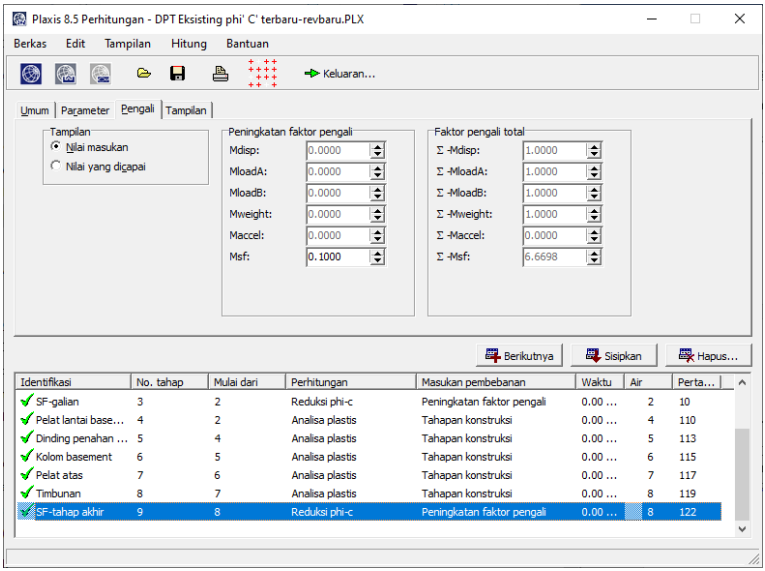
Gambar 7.6 Tahapan konstruksi untuk kalkulasi pada Plaxis

7.2.1.3. *Output* Permodelan Plaxis

Setelah tahapan konstruksi disusun dan dikalkulasi oleh program bantu Plaxis, berikut merupakan *output* yang dihasilkan:

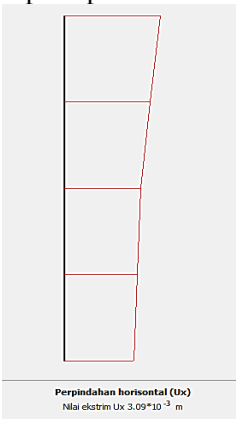
1. *Safety factor* (SF)

   Didapatkan hasil nilai *safety factor* pada tahapan terakhir dinding penahan tanah eksisting sebesar 6,6698. Berikut merupakan hasil nilai *safety factor* pada Plaxis (**Gambar 7.7**)



Gambar 7.7 Nilai *safety factor* dinding penahan tanah eksisting

- Defleksi
  Hasil keluaran oleh Plaxis untuk besar defleksi yang terjadi adalah seperti pada **Gambar 7.8**.



Gambar 7.8 Defleksi maksimum dinding penahan tanah eksisting

- Momen
  Hasil keluaran oleh Plaxis untuk besar defleksi yang terjadi adalah seperti pada **Gambar 7.9**.

Gambar 7.9 Momen maksimum pada dinding penahan tanah eksisting

Besar gaya-gaya hasil output Plaxis dengan menggunakan parameter tanah terkritis akan dirangkum pada **Tabel 7.5** dibawah ini.

Tabel 7.5 Rekapitulasi Hasil Output Plaxis pada Dinding Penahan Tanah Eksisting

Tahapan	SF	Posisi DPT	Output			
			Defleksi	Momen	Geser	Aksial
			mm	kNm	kN	kN
Tahap Galian	2.3194	-	-	-	-	-
Tahap Akhir	6.6698	Kanan	3.09	68.8	87.26	-75.68
		Kiri	2.69	70.41	-88.91	-75.81

Setelah didapatkan hasil nilai dari Plaxis, kemudian akan dilakukan kontrol pada output Plaxis dengan nilai paling kritis yang akan dijelaskan lebih detail pada sub bab selanjutnya.

7.2.2. Kontrol Dinding Penahan Tanah Eksisting

Pada sub bab ini, akan dilakukan analisis lebih detail mengenai kontrol terhadap dinding penahan tanah eksisting. Kontrol yang akan dilakukan meliputi kontrol terhadap defleksi, kontrol momen, kontrol SF serta kontrol panjang penanaman dinding penahan tanah terhadap *heave*.

7.2.2.1. Kontrol Defleksi

Hasil *output* Plaxis pada **Tabel 7.5** menunjukkan bahwa besar defleksi maksimum yang terjadi adalah 3,09 mm. Sedangkan, nilai defleksi ijin menurut SNI 8460:2017 ditentukan oleh kondisi tanah, kedalaman galian (H) serta jarak dengan gedung terdekat(x). Disyaratkan pada jenis tanah lempung lunak dengan nilai x/H > 2, nilai defleksi ijin dinding penahan tanah adalah 1%H. Besar nilai x pada lokasi studi ditunjukkan pada **Gambar 7.10** berikut.

Gambar 7.10 Jarak lokasi proyek dengan gedung terdekat

Berdasarkan **Gambar 7.10** dengan garis orens yang merupakan batas dari kedalaman galian, didapatkan jarak antara kedalaman galian terhadap gedung terdekat adalah 50,16 m. Maka analisis defleksi adalah sebagai berikut.

Defleksi maksimum = 14,95 mm
H = 3,55 m
x/H = 50,16/3,55 = 14,13 > 2
Sehingga,
Defleksi ijin = 1%H
= 1%(3,55)
= 0,0355 m
= 35,5 mm
Kontrol defleksi :
Defleksi maksimum < Defleksi ijin
3,09 mm < 35,55 mm (OK)

Dari analisis diatas didapatkan bahwa besar defleksi yang terjadi pada dinding penahan tanah eksisting memenuhi syarat defleksi ijin.

7.2.2.2. Kontrol Momen

Besar momen maksimum (M_{max}) yang dihasilkan dari Plaxis berdasarkan **Tabel 7.5** yaitu 70,41 kNm. Nilai ini akan dikontrol terhadap besar nilai momen *crack* (M_{crack}) yang dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 dengan memperhatikan material dan dimensi dari dinding penahan tanah eksisting (tebal = 0,25 m). Nilai momen maksimum yang terjadi harus lebih kecil dari nilai momen *crack* dinding penahan tanah. Berikut merupakan contoh perhitungannya.

M_{max} = 70,41 kNm (*output* program bantu Plaxis)
= 7,041 tm

$M_{crack} = \frac{fr\ (Ig)}{yt}$

$fr = 0{,}62\sqrt{f'c}$
$= 0{,}62\sqrt{30}$
$= 3{,}396$ Mpa
$= 415{,}9$ t/m^2

$Ig = \frac{1}{12}$ x b x h^3
$= \frac{1}{12}$ x 1 x 0,25^3

$= 0{,}001302\ m^4$

yt $= ½ \times h$

$= ½ \times 0{,}25$

$= 0{,}125\ m$

$M_{crack} = \frac{(3{,}396)\ (0{,}001302)}{0{,}125}$

$= 3{,}537\ tm$

Kontrol momen :

Momen maksimum	<	Momen *crack*	
7,041 tm	<	3,537 tm	(NOT OK)

Dari analisis diatas, didapatkan bahwa nilai momen yang terjadi pada dinding penahan tanah masih melebihi nilai momen *crack* bahan yang diijinkan, sehingga kuat bahan material belum cukup mampu menahan gaya momen yang terjadi. Namun, hal ini bisa diatasi dengan mempertebal dinding atau memperkuat mutu beton pada dinding serta jika ditinjau secara keseluruhan, bangunan sudah aman karena didapatkan SF yang terjadi pada tahap akhir yaitu sebesar 6,669.

7.2.2.3. Kontrol *Safety Factor* (SF)

Output permodelan Plaxis pada dinding penahan tanah eksisting berdasarkan **Tabel 7.5** didapatkan :

- SF tahap galian = 2,319 > 1 (OK)
- SF tahap akhir = 6,669 > 1 (OK)

Hal ini menunjukkan bahwa stabilitas keseluruhan struktur *basement* dengan dinding penahan tanah eksisting sudah aman karena nilai SF yang terjadi sudah lebih dari 1.

7.2.2.4. Kontrol *Heave*

Kedalaman penanaman dinding penahan tanah juga perlu dikontrol terhadap gejala *hydrodynamic* yang dapat mengganggu kestabilan struktur dinding penahan tanah maupun pelat *basement*. Kontrol *heave* ini dapat dilakukan dengan menghitung nilai gradien hidrolis (i) yang kemudian dibandingkan dengan nilai gradien hidro kritis (i_w). Dimana nantinya nilai gradient

hidrolis harus lebih kecil daripada nilai gradient hidro kritis. Berikut merupakan contoh perhitungannya.

$i \times SF < i_w$

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

$\frac{3{,}55-0{,}5}{0{,}67} \times 1{,}2 < \frac{(1{,}676-1)}{1}$

5,463 < 0,676 (NOT OK)

Berdasarkan hasil analisis diatas, didapatkan bahwa panjang penanaman dinding penahan tanah eksisting belum memenuhi panjang penanaman yang disyaratkan. Namun mengingat kondisi eksisting dinding penahan tanah ditanam dalam *pilecap* yang dibawahnya terdapat pondasi tiang, maka kondisi *heave* tersebut dianggap tidak menjadi masalah karena gaya rembesan air dapat tertahan oleh *pilecap* dan pondasi tiang.

Dari beberapa kontrol yang telah dianalisis, menunjukkan bahwa stabilitas dinding penahan tanah eksisting secara keseluruhan sudah memenuhi syarat, hal ini dapat dilihat dengan nilai SF yang dihasilkan yaitu sebesar 6,669. Defleksi yang terjadi juga sudah memenuhi syarat. Namun kontrol momen dinding penahan tanah, perlu dilakukan penambahan ketebalan dinding atau mutu beton agar dinding penahan tanah mampu menahan gaya momen yang terjadi. Pada sub bab selanjutnya akan dilakukan perencanaan alternatif dinding penahan tanah pada Apartemen Tamansari Emerald untuk dibandingkan terhadap perencanaan eksisting dinding penahan tanah dari segi volume material.

7.3. Perencanaan Alternatif Dinding Penahan Tanah

Pada sub bab ini digunakan *secant pile* sebagai perencanaan alternatif dinding penahan tanah. Untuk menentukan panjang kedalaman penanaman dinding, perlu dilakukan beberapa analisis terhadap kondisi tanah dan lingkungan sekitar terlebih dahulu. Pada sub bab ini, akan dilakukan analisis lebih lanjut mengenai perencanaan *secant pile*.

7.3.1. Perencanaan Panjang *Secant pile*

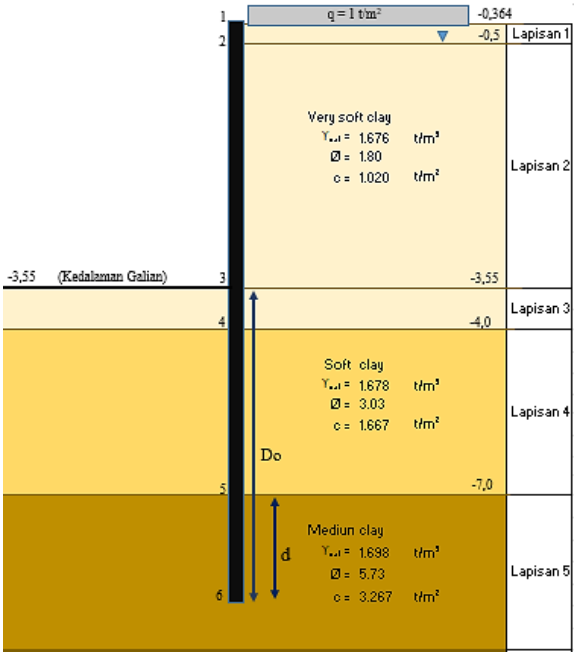
Pada perencanaan ini, dilakukan analisis terhadap panjang kedalaman *secant pile* dengan tinjauan stabilitas tanah disekitar dinding. Analisis perhitungan tekanan lateral dan kesetimbangan gaya akan dilakukan terhadap kondisi *long term* dimana data tanah yang digunakan adalah nilai kohesi yang telah menjadi c' dan nilai sudut geser yang telah menjadi Ø'. Untuk detailnya akan dibahas pada sub bab selanjutnya.

7.3.1.1. Perhitungan Tekanan Lateral dan Analisis Kesetimbangan Gaya

Sama seperti sub bab sebelumnya, tekanan tanah akan dihitung dengan meninjau kondisi tanah, air, maupun beban lalu lintas yang ada pada lokasi studi. Pada perencanaan panjang kebutuhan alternatif dinding penahan tanah digunakan konsep permodelan *free standing* yaitu kondisi kritis selama masa konstruksi dimana asumsinya dinding penahan belum terhubung dengan struktur *basement* yang lain. Dilakukan pula tinjauan terhadap potensi tanah kembang susut pada lokasi studi seperti yang sudah dijelaskan pada **Sub Bab 4.1.6** dengan nilai *swelling pressure* sebesar 0,569 t/m^2. Kemudian untuk detail data tanah yang akan digunakan pada analisis ini dapat dilihat pada **Tabel 7.6**. Ilustrasi sederhana perencanaan kedalaman dinding penahan tanah alternatif untuk perhitungan tekanan lateral tanah juga dapat dilihat pada **Gambar 7.11**.

Tabel 7.6 Data Tanah Kondisi *Long Term*

Lapisan	Nspt	ϒ(t/m^3)	C' (t/m^2)	Ø	Ø'
1	3	1.676	1.020	2.70	1.80
2	3	1.676	1.020	2.70	1.80
3	3	1.676	1.020	2.70	1.80
4	5	1.678	1.667	4.55	3.03
5	9	1.698	3.267	8.59	5.73



Gambar 7.11 Ilustrasi perencanaan kedalaman *secant pile*

Dari gambar diatas dapat dilihat panjang jepit *secant pile* dibawah kedalaman galian tanah (dibawah -3,55 m) diasumsikan sepanjang Do. Dimana dalam panjang Do memiliki variabel d yang perlu ditentukan kedalamannya berdasarkan kesetimbangan gaya yang ada. Berikut merupakan contoh perhitungannya.

Akibat Tanah (tekanan tanah aktif) :

- Lapisan 1 :

  Perhitunga nilai Ka :

  $Ka_1 = \tan^2(45 - \frac{Ø}{2})$

  $= \tan^2(45 - \frac{1,8}{2})$

  $= 0,969$

  Perhitungan tegangan vertikal efektif :

  Titik 1 :

σv_{a1} = q + γh_1
= 1 + 1,676(0)
= 1 t/m^2

Titik 2 :

σv_{a2} = σv_{a1} + γh_2
= 1 + 1,676(0,136)
= 1,228 t/m^2

Perhitungan tekanan tanah aktif :

Adanya potensi tanah kembang susut juga diperhitungkan dalam analisis tekanan tanah aktif sejauh kedalaman galian dinding *basement*. Nilai *swelling pressure* (Ps) = 0,569 t/m^2

C = 1,020 t/m^2

Ps = 0,569 t/m^2

σha_1 = σv_{a1}(Ka) – 2C$\sqrt{Ka}$ + Ps
= 1(0,969) – 2(1,020) $\sqrt{0,969}$ + 0,569
= -0,470 t/m^2

σha_{2atas} = σv_{a2}(Ka) – 2C$\sqrt{Ka}$ + Ps
= 1,228(0,969) – 2(1,020) $\sqrt{0,969}$ + 0,569
= -0,249 t/m^2

- Lapisan 2 :

Perhitungan nilai Ka :

Ka_2 = $\tan^2(45 - \frac{\emptyset}{2})$
= $\tan^2(45 - \frac{1,8}{2})$
= 0,969

Perhitungan tegangan vertikal efektif :

Titik 2 :

σv_{a2} = σv_{a1} + γh_2
= 1 + 1,676(0,136)
= 1,228 t/m^2

Titik 3 :

σv_{a3} = σv_{a2} + γh_3
= 1,228 + 0,676(3,05)

$= 3{,}289\ t/m^2$

Perhitungan tekanan tanah aktif :

C $= 1{,}020\ t/m^2$

Ps $= 0{,}569\ t/m^2$

$\sigma ha_{2bawah} = \sigma v_{a2}(Ka) - 2C\sqrt{Ka} + Ps$

$= 1{,}228(0{,}969) - 2(1{,}020)\sqrt{0{,}969} + 0{,}569$

$= -0{,}249\ t/m^2$

$\sigma ha_{3atas} = \sigma v_{a3}(Ka) - 2C\sqrt{Ka} + Ps$

$= 3{,}289(0{,}969) - 2(1{,}020)\sqrt{0{,}969} + 0{,}569$

$= 1{,}749\ t/m^2$

- Lapisan 3 :

Perhitungan nilai Ka :

$Ka_3 = \tan^2(45 - \frac{\emptyset}{2})$

$= \tan^2(45 - \frac{1{,}8}{2})$

$= 0{,}969$

Perhitungan tegangan vertikal efektif :

Titik 3 :

$\sigma v_{a3} = \sigma v_{a2} + \gamma h_3$

$= 1{,}228 + 0{,}676(3{,}05)$

$= 3{,}289\ t/m^2$

Titik 4 :

$\sigma v_{a4} = \sigma v_{a3} + \gamma h_4$

$= 3{,}289 + 0{,}676(0{,}45)$

$= 3{,}593\ t/m^2$

Perhitungan tekanan tanah aktif :

C $= 1{,}020\ t/m^2$

$\sigma ha_{3bawah} = \sigma v_{a3}(Ka) - 2C\sqrt{Ka}$

$= 3{,}289(0{,}969) - 2(1{,}020)\sqrt{0{,}969}$

$= 1{,}180\ t/m^2$

$\sigma ha_{4atas} = \sigma v_{a4}(Ka) - 2C\sqrt{Ka}$

$= 3{,}593(0{,}969) - 2(1{,}020)\sqrt{0{,}969}$

$= 1{,}475\ t/m^2$

- Lapisan 4 :
  Perhitungan nilai Ka :
  Ka $= \tan^2(45 - \frac{\emptyset}{2})$
  $= \tan^2(45 - \frac{3,03}{2})$
  $= 0,948$
  Perhitungan tegangan vertikal efektif :
  Titik 4 :
  $\sigma v_{a4} = \sigma v_{a3} + \gamma h_4$
  $= 3,289 + 0,676(0,45)$
  $= 3,593\ t/m^2$
  Titik 5 :
  $\sigma v_{a5} = \sigma v_{a4} + \gamma h_5$
  $= 3,593 + 0,678(3)$
  $= 5,627\ t/m^2$
  Perhitungan tekanan tanah aktif :
  C $= 1,667\ t/m^2$
  $\sigma ha_{4bawah} = \sigma v_{a4}(Ka) - 2C\sqrt{Ka}$
  $= 3,593(0,948) - 2(1,667)\sqrt{0,948}$
  $= 0,162\ t/m^2$
  $\sigma ha_{5atas} = \sigma v_{a5}(Ka) - 2C\sqrt{Ka}$
  $= 5,627(0,948) - 2(1,667)\sqrt{0,948}$
  $= 2,091\ t/m^2$
- Lapisan 5 :
  Perhitungan nilai Ka :
  Ka $= \tan^2(45 - \frac{\emptyset}{2})$
  $= \tan^2(45 - \frac{5,727}{2})$
  $= 0,905$
  Perhitungan tegangan vertikal efektif :
  Titik 5 :
  $\sigma v_{a5} = \sigma v_{a4} + \gamma h_5$
  $= 3,593 + 0,678(3)$
  $= 5,627\ t/m^2$

Titik 6 :

$\sigma v_{a6} = \sigma v_{a5} + \gamma h_6$

$= 5,627 + 0,698d \text{ t/m}^2$

Perhitungan tekanan tanah aktif :

$C = 3,267 \text{ t/m}^2$

$\sigma ha_{5bawah} = \sigma v_{a5}(Ka) - 2C\sqrt{Ka}$

$= 5,627(0,905) - 2(3,267)\sqrt{0,905}$

$= -1,123 \text{ t/m}^2$

$\sigma ha_{6atas} = \sigma v_{a6}(Ka) - 2C\sqrt{Ka}$

$= (5,627 + 0,698d)(0,905) - 2(3,267)\sqrt{0,905}$

$= -1,123 + 0,632d \text{ t/m}^2$

Akibat air

- Titik 1 :

  $\sigma w_{a1} = 0 \text{ t/m}^2$ (karena belum ada air)
- Titik 2 :

  $\sigma w_{a2} = \gamma w (hw_1)$

  $= 1(0)$

  $= 0 \text{ t/m}^2$
- Titik 3 :

  $\sigma w_{a3} = \sigma w_{a2} + \gamma w (hw_2)$

  $= 0 + 1 (3,05)$

  $= 3,05 \text{ t/m}^2$
- Titik 4 :

  $\sigma w_{a4} = \sigma w_{a3} + \gamma w (hw_3)$

  $= 3,05 + 1 (0,45)$

  $= 3,5 \text{ t/m}^2$
- Titik 5 :

  $\sigma w_{a5} = \sigma w_{a4} + \gamma w (hw_5)$

  $= 3,5 + 1(3)$

  $= 6,5 \text{ t/m}^2$
- Titik 6 :

  $\sigma w_{a6} = \sigma w_{a5} + \gamma w (hw_6)$

  $= 6,5 + 1 (d)$

  $= 6,5 + d \text{ t/m}^2$

Akibat tanah (tekanan tanah pasif) :

- Lapisan 3 :

  Perhitungan nilai Kp :

  $Kp = \tan^2(45 + \frac{\emptyset}{2})$

  $= \tan^2(45 + \frac{1,8}{2})$

  $= 1,032$

  Perhitungan tegangan vertikal efektif :

  Titik 3 :

  $\sigma v_{p3} = \gamma h_3$

  $= 0,676(0)$

  $= 0\ t/m^2$

  Titik 4 :

  $\sigma v_{p4} = \sigma v_{p3} + \gamma h_4$

  $= 0 + 0,676(0,45)$

  $= 0,304\ t/m^2$

  Perhitungan tekanan tanah pasif :

  $C = 1,020\ t/m^2$

  $\sigma hp_{3bawah} = \sigma v_{p3}(Kp) + 2C\sqrt{Kp}$

  $= 0(1,032) + 2(1,020)\ \sqrt{1,032}$

  $= 2,072\ t/m^2$

  $\sigma hp_{4atas} = \sigma v_{p4}(Kp) + 2C\sqrt{Kp}$

  $= 0,304(1,032) + 2(1,020)\ \sqrt{1,032}$

  $= 2,386\ t/m^2$

- Lapisan 4 :

  Perhitungan nilai Kp :

  $Kp = \tan^2(45 + \frac{\emptyset}{2})$

  $= \tan^2(45 + \frac{3,03}{2})$

  $= 1,054$

  Perhitungan tegangan vertikal efektif :

  Titik 4 :

  $\sigma v_{p4} = \sigma v_{p3} + \gamma h_4$

  $= 0 + 0,676(0,45)$

$= 0{,}304\ t/m^2$

Titik 5 :

$\sigma v_{p5} = \sigma v_{p4} + \gamma h_5$

$= 0{,}304 + 0{,}678(3)$

$= 2{,}338\ t/m^2$

Perhitungan tekanan tanah pasif :

$C = 1{,}667\ t/m^2$

$\sigma hp_{4bawah} = \sigma v_{p4}(Kp) + 2C\sqrt{Kp}$

$= 0{,}304(1{,}054) + 2(1{,}667)\sqrt{1{,}054}$

$= 3{,}743\ t/m^2$

$\sigma hp_{5atas} = \sigma v_{p5}(Kp) + 2C\sqrt{Kp}$

$= 2{,}338(1{,}054) + 2(1{,}667)\sqrt{1{,}054}$

$= 5{,}888\ t/m^2$

- Lapisan 5 :

Perhitungan nilai Kp :

$Kp = \tan^2(45 + \frac{\emptyset}{2})$

$= \tan^2(45 + \frac{5{,}727}{2})$

$= 1{,}105$

Perhitungan tegangan vertikal efektif :

Titik 5 :

$\sigma v_{p5} = \sigma v_{p4} + \gamma h_5$

$= 0{,}304 + 0{,}678(3)$

$= 2{,}338\ t/m^2$

Titik 6 :

$\sigma v_{p6} = \sigma v_{p5} + \gamma h_6$

$= 2{,}338 + 0{,}698(d)$

$= 2{,}338 + 0{,}698d\ t/m^2$

Perhitungan tekanan tanah pasif :

$C = 3{,}267\ t/m^2$

$\sigma hp_{5bawah} = \sigma v_{p5}(Kp) + 2C\sqrt{Kp}$

$= 2{,}338(1{,}105) + 2(3{,}267)\sqrt{1{,}105}$

$= 9{,}453\ t/m^2$

$\sigma hp_{6atas} = \sigma v_{p6}(Kp) + 2C\sqrt{Kp}$

$= (2{,}338 + 0{,}698d)1{,}105 + 2(3{,}267)\sqrt{1{,}105}$

$= 9{,}453 + 0{,}771d\ t/m^2$

Akibat air :

- Titik 4 :

$\sigma w_{a4} = \sigma w_{a3} + \gamma w\ (hw_4)$

$= 0{,}45 + 1(3)$

$= 3{,}45\ t/m^2$

- Titik 5 :

$\sigma w_{a5} = \sigma w_{a4} + \gamma w\ (hw_5)$

$= 3{,}45 + 1(d)$

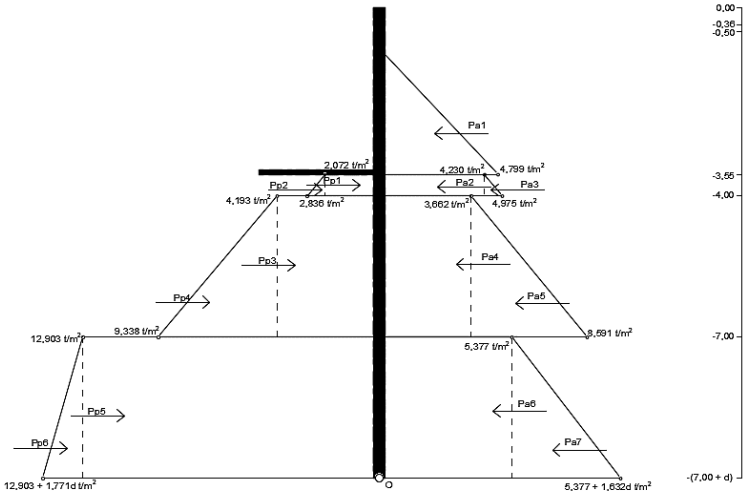
$= 3{,}45 + d\ t/m^2$

Perhitungan yang sama dilakukan pada semua lapisan dan titik tinjau. Hasil perhitungan direkapitulasi dalam sebuah **Tabel 7.7** sebagai berikut :

Tabel 7.7 Rekapitulasi Nilai Tegangan Horizontal Perencanaan Alternatif

Aktif										
Elevasi	**Titik**	**Ket.**	**Ø'**	**ϒ**	**C'**	**Ka**	**Akibat Tanah**		**Akibat Air**	
							σv	**σh**	**σw**	**σh total**
m				**t/m³**	**t/m²**		**t/m²**	**t/m²**	**t/m²**	**t/m²**
-0.364	1	Bawah	1.800	1.676	1.020	0.969	1	-0.470	0	-0.470
-0.5	2	Atas	1.800	1.676	1.020	0.969	1.228	-0.249	0.000	-0.249
		Bawah	1.800	0.676	1.020	0.969	1.228	-0.249	0.000	-0.249
-3.55	3	Atas	1.800	0.676	1.020	0.969	3.289	1.749	3.050	4.799
		Bawah	1.800	0.676	1.020	0.969	3.289	1.180	3.050	4.230
-4	4	Atas	1.800	0.676	1.020	0.969	3.593	1.475	3.500	4.975
		Bawah	3.033	0.678	1.667	0.948	3.593	0.162	3.500	3.662
-7	5	Atas	3.033	0.678	1.667	0.948	5.627	2.091	6.500	8.591
		Bawah	5.727	0.698	3.267	0.905	5.627	-1.123	6.500	5.377
-(7+d)	6	Atas	5.727	0.698	3.267	0.905	5.627+0.689d	-1.123+0.632d	6.5+d	5.377+1.632d
Pasif										
Elevasi	**Titik**	**Ket.**	**Ø'**	**ϒ**	**C'**	**Kp**	**σv**	**σh**	**σw**	**σh total**
m				**t/m³**	**t/m²**		**t/m²**	**t/m²**	**t/m²**	**t/m²**
-3.55	3	Atas	1.800	0.676	1.020	1.032	0.000	2.072	0.000	2.072
		Bawah	1.800	0.676	1.020	1.032	0.000	2.072	0.000	2.072
-4	4	Atas	1.800	0.676	1.020	1.032	0.304	2.386	0.450	2.836
		Bawah	3.033	0.678	1.667	1.054	0.304	3.743	0.450	4.193
-7	5	Atas	3.033	0.678	1.667	1.054	2.338	5.888	3.450	9.338
		Bawah	5.727	0.698	3.267	1.105	2.338	9.453	3.450	12.903
-11	6	Atas	5.727	0.698	3.267	1.105	2.338+0.698d	9.453+0.771d	3.45+d	12.903+1.771d

a. Perhitungan Gaya Horizontal (P)
Setelah didapatkan rekapitulasi hasil tegangan horizontal, kemudian dibuatlah diagram tegangan untuk mempermudah perhitungan gaya-gaya pada perencanaan panjang kedalaman alternatif dinding penahan tanah. Berikut merupakan diagram tegangan horizontal (**Gambar 7.12**).



Gambar 7.12 Diagram tegangan horizontal perencanaan alternatif dinding penahan tanah

Besar gaya horizontal dapat ditentukan dengan cara menghitung luasan diagram tegangan. Berikut merupakan contoh perhitungannya.

Pa_1 = ½ x σha x ha
= ½ x 4,799 x 3,328
= 7,984 ton

Pa_2 = $σha_2$ x ha
= 4,230 x 0,45
= 1,903 ton

Pa_3 = ½ x ($σha_3$ - $σha_2$) x ha

= ½ x (4,975 – 4,230) x 0,45
= 0,168 ton

Pa_4 = σha_4 x ha
= 3,662 x 3
= 10.986 ton

Pa_5 = ½ x (σha_5 – σha_4) x ha
= ½ x (8,591 – 3,662) x 3
= 7,394 ton

Pa_6 = σha_6 x ha
= 5,377 x d
= 5,377d ton

Pa_7 = ½ x (σha_7 – σha_6) x ha
= ½ x ((5,377 + 1,632d) – 5,377) x d
= $0{,}816d^2$ ton

Pp_1 = σhp_1 x hp
= 2,072 x 0,45
= 0,932 ton

Pp_2 = ½ x (σhp_2 – σhp_1) x hp
= ½ x (2,836 – 2,072) x 0,45
= 0,172 ton

Pp_3 = σhp_3 x hp
= 4,193 x 3
= 12,580 ton

Pp_4 = ½ x (σhp_4 – σhp_3) x hp
= ½ x (9,338 – 4,193) x 0,45
= 7,717 ton

Pp_5 = σhp_5 x hp
= 12,903 x d
= 12,903d ton

Pp_6 = ½ x (σhp_6 – σhp_5) x hp
= ½ x ((12,903 + 1,771d) – 12,903) x d
= $0{,}886d^2$ ton

Setelah didapatkan gaya horizontal pada perencanaan alternatif dinding penahan tanah kemudian dapat ditentukan nilai kesetimbangan gaya momen dimana

pada permodelan *free standing* letak titik putar momen berada pada titik O ($\sum$Mo = 0) (**Gambar 7.12**). Berikut merupakan contoh perhitungannya.

Mpa_1 = Pa_1 x ($^1/_3$h + 3,45 + d)
= 7,984 x ($^1/_3$(3,328) + 3,45 + d)
= (36,401+ 7,984d) tm

Mpa_2 = Pa_2 x (½h+ 3 + d)
= 1,903 x (½ (0,45) + 3 + d)
= (6,139 + 1,903d) tm

Mpa_3 = Pa_3 x ($^1/_3$h+3+d)
= 0,168 x ($^1/_3$(0,45) + 3 + d)
= (0,528 + 0,168d) tm

Mpa_4 = Pa_4 x (½ h+d)
= 10,986 x (½(3) + d)
= (16,480 + 10,986d) tm

Mpa_5 = Pa_5 x ($^1/_3$h + d)
= 7,394 x ($^1/_3$(3) + d)
= (7,394 + 7,394d) tm

Mpa_6 = Pa_6 x (½d)
= 5,377d x (½d)
= (2,688d^2) tm

Mpa_7 = Pa_7 x ($^1/_3$d)
= 0,816d^2 x ($^1/_3$d)
= (0,272d^3) tm

Mpp_1 = Pp_1 x (½ h + 3 + d)
= 0,932 x (½ (0,45) + 3 + d)
= (3,007 + 0,932d) tm

Mpp_2 = Pp_2 x ($^1/_3$h + 3 + d)
= 0,172 x ($^1/_3$ (0,45) + 3 + d)
= (0,541 + 0,172d) tm

Mpp_3 = Pp_3 x (½ h+d)
= 12,580 x (½(3) + d)
= (18,869 + 12,580d) tm

Mpp_4 = Pp_4 x ($^1/_3$h + d)
= 7,717 x ($^1/_3$(3) + d)

$= (7{,}717 + 7{,}717d)$ tm

$Mpp_5 = Pp_5 \times (½d)$

$= 12{,}903d \times (½d)$

$= (6{,}452d^2)$ tm

$Mpa_7 = Pa_7 \times (^1/_3 d)$

$= 0{,}886d^2 \times (^1/_3 d)$

$= (0{,}295d^3)$ tm

Dengan cara yang sama, dilakukan perhitungan momen pada masing-masing nilai gaya. Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan momen (**Tabel 7.8**)

Tabel 7.8 Rekapitulasi Gaya Momen yang Terjadi pada Alternatif Dinding Penahan Tanah

Gaya	Nilai Gaya (ton)		Lengan momen ke titik O	Nilai Momen (tm)	
	Arah			Arah	
	+	-		+	-
Pa1	7.984		4.559 +d	36.401 + 7.984d	
Pa2	1.903		3.225 +d	6.139 + 1.903d	
Pa3	0.168		3.15 +d	0.528 + 0.168d	
Pa4	10.986		1.5 +d	16.480 + 10.986d	
Pa5	7.394		1 +d	7.394 + 7.394d	
Pa6	5.377d		d/2	2.688 d^2	
Pa7	0.816d^2		d/3	0.272 d^3	
Pp1		0.932	3.225 +d		3.007 + 0.932d
Pp2		0.172	3.15 +d		0.541 + 0.172d
Pp3		12.580	1.5 +d		18.869 + 12.580d
Pp4		7.717	1 +d		7.717 + 7.717d
Pp5		12.903d	d/2		6.452 d^2
Pp6		0.886d^2	d/3		0.295 d^3

$\sum Mo = 0$

$0 = \sum M_{aktif} - \sum M_{pasif}$

$0 = -0{,}023d^3 - 3{,}763d^2 + 7{,}035d + 36{,}807$

$d_1 = 4{,}132$ m (menentukan)

$d_2 = -2{,}341$ m

$d_3 = -165{,}399$ m

Berdasarkan perhitungan dan persamaan diatas dengan kondisi didapatkan nilai d = 4,132 m

7.3.1.2. Kedalaman Total Kebutuhan *Secant Pile*

Setelah mendapatkan nilai d = 4,132 m, panjang penanaman alternatif dinding penahan tanah (Do) dapat dihitung sebagai berikut.

Do = $h_{lapisan\ 3} + h_{lapisan\ 4} + d$
= 0,45 + 3 + 4,132
= 7,582 m

Karena pada perencanaan dinding penahan tanah alternatif ini tidak menggunakan angkur, maka panjang penanamannya perlu dikali SF rencana sebesar 1,2.

D = 1,2 Do
= 1,2 (7,582)
= 9,098 m

Setelah didapatkan panjang penanaman alternatif dinding penahan tanah, perlu dilakukan kontrol untuk mengetahui panjang penanaman tersebut sudah memenuhi syarat terhadap permodelan *free standing* sebagai berikut.

D > 1,5H

Dimana,

D = panjang penanaman dinding penahan tanah (m)

H = kedalaman galian (m)

Kontrol :

D > 1,5H
9,098 m > 1,5(3,55)
9,098 m > 5,325 m (OK)

Berdasarkan analisis di atas, panjang penanaman dinding penahan tanah sudah memenuhi syarat sehingga total panjang alternatif dinding penahan tanah adalah

L = kedalaman galian + D
= 3,55 + 9,098
= 12,648 ≈ 12,65 m

Maka direncanakan panjang alternatif dinding penahan tanah dengan *secant pile* pada kondisi tanah dengan nilai kohesi yang diperhitungkan adalah 12,65 meter.

7.3.2. Permodelan *Secant Pile* pada Plaxis

Setelah mendapatkan panjang kebutuhan penanaman *secant pile*, perlu juga dilakukan permodelan dengan program bantu Plaxis. Hal ini digunakan untuk mengetahui nilai defleksi dan gaya-gaya yang terjadi pada perencanaan *secant pile*. penjelasannya adalah sebagai berikut :

7.3.2.1. Input Data

Pada permodelan *secant pile* menggunakan Plaxis, diperlukan juga melakukan *input* beberapa data yang terdiri dari data tanah dan data material. Untuk lebih jelasnya akan dijabaran sebagai berikut :

a. Input Data Tanah

Untuk data tanah yang digunakan dalam permodelan ini yaitu sama seperti data tanah pada permodelan eksisting yang tercantum dalam **Tabel 7.1** dimana data tanah yang digunakan adalah *undrained condition* dengan metode A yang menggunakan *effective strength parameters* yaitu c', Ø', dan ψ'.

b. Input Data Material

Permodelan yang dilakukan pada Plaxis yaitu 2 dimensi dimana menggunakan permodelan *plane strain*. Untuk input data material yang akan digunakan pada permodelan alternatif dinding penahan tanah dengan menggunakan *secant pile* akan dijelaskan sebagai berikut :

- *Secant pile*

Pada sub bab sebelumnya telah didapatkan panjang kebutuhan secant pile yaitu 12,65 meter. maka untuk detail material yang akan diinput pada Plaxis akan dilakukan penjabaran sebagai berikut :

$D_{Primary\ Pile}$	= 0,8	m
$D_{Secondary\ Pile}$	= 1	m
$D_{ekivalen}$	= 0,9	m
$P_{Secant\ pile}$	= 12,65	m
f'c	= 40	Mpa

E = $4700\sqrt{40}$
= 29725,41 Mpa
= 2972541 t/m^2
EA = 2972541 x (1 x 0,9)
= 2675286,9 t/m
= 26752869 kN/m
EI = 2972541 x (1/12 x 1 x $0,9^3$)
= 180581,866 t/m^2
= 1805818,66 kN/m^2
W = 21,6 kN/m

Dari hasil analisis diatas maka dilakukan rekapitulasi sesuai input data pada Plaxis untuk *secant pile* yang tercantum pada **Tabel 7.9**.

Tabel 7.9 Input Data Material *Secant Pile* pada Plaxis

Parameter	Nama	Nilai	Satuan
Jenis perilaku	Jenis material	Elastis	-
Kekakuan normal	EA	26752869.01	kN/m
Kekakuan lentur	EI	1805818.66	kN/m^2
Tebal ekivalen	d	0.90	m
Berat	w	21.6	kN/m/m
Angka Poisson	ν	0	-

- Raft Alternatif Pondasi *Basement*

Dengan cara yang sama, perhitungan mengenai input data material raft alternatif tersaji pada **Tabel 7.10**.

Tabel 7.10 Input Data Material Raft Alternatif Pondasi

Parameter	Nama	Nilai	Satuan
Jenis perilaku	Jenis material	Elastis	-
Kekakuan normal	EA	117415369.52	kN/m
Kekakuan lentur	EI	152664441.91	kN/m^2
Tebal ekivalen	d	3.95	m
Berat	w	94.8	kN/m/m
Angka Poisson	ν	0	-

- Pondasi Alternatif (*Bored Pile*)
  Pada permodelan pondasi, perlu dilakukan analisis lebih lanjut terhadap nilai kekakuan normal (EA) serta kekakuan lentur (EI) dimana digunakan analisis gabungan nilai modulus elastisitas (E) antara pondasi dengan tanah. Berikut merupakan penjabarannya :

f'c	= 40	Mpa
D	= 0,8	m
Jarak *spacing*	= 2	m
E_{beton}	= 29725410	Kpa
E_{tanah}	= 10500	Kpa
$A_{bored\ pile}$	= 0,503	m^2/m
A_{tanah}	= 0,297	m^2/m
$E_{gabungan}$	$= \frac{E_{beton}(A_{beton})+E_{tanah}(A_{tanah})}{A_{beton}+A_{tanah}}$	
	= 1868092,86	t/m^2
I	= 0,01058348	m^4/m
EA	$= E_{gab}$ x $A_{bored\ pile}$	
	= 9390058,89	kN/m
EI	$= E_{gab}$ x I	
	= 197709,155	kN/m^2
$D_{ekivalen}$	= 0,503	m
W	= 19,2	kN/m

Untuk material kolom dan pelat *basement*, spesifikasinya sama seperti yang sudah dijabarkan pada sub bab sebelumnya.

Pada permodelan menggunakan program bantu Plaxis untuk meninjau perencanaan alternatif dengan *secant pile*, perlu terlebih dahulu dilakukan pengecekan terhadap *slope stability* pada tahapan galian dikarenakan penggaliannya menggunakan model *open cut*. Dilakukan permodelan dalam 2 kondisi, yaitu :

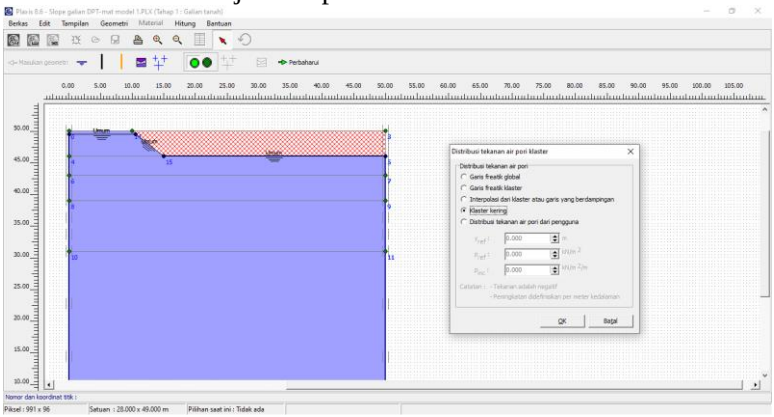
1. Kondisi 1 : Muka air tanah (MAT) menyesuaikan galian.
2. Kondisi 2 : Muka air tanah (MAT) lurus seperti kondisi normal.

Untuk lebih jelasnya, berikut merupakan penjelasan lebih detailnya.

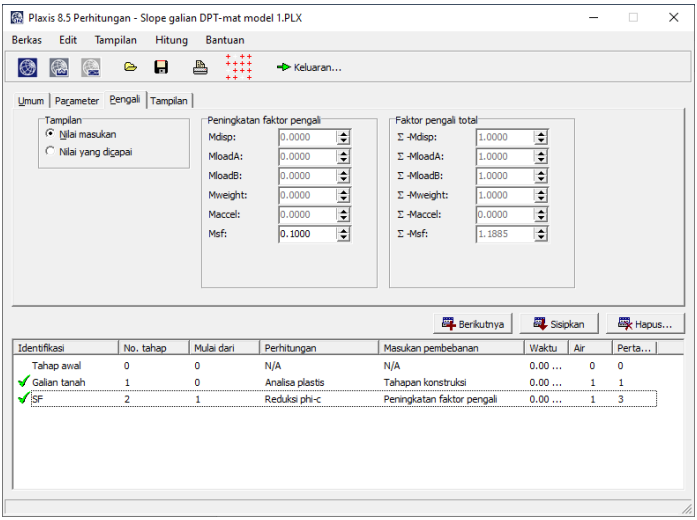
7.3.2.2. Permodelan *Secant pile* Berbagai Kondisi

Permodelan dilakukan terhadap 2 kondisi yang sudah dijelaskan pada sub bab sebelumnya, dimana perlu dilakukan pengecekan *slope stability* pada tahap galian, kemudian dilakukan permodelan dengan pemasangan *secant pile*. berikut penjelasannya.

a. Permodelan Kondisi 1 (MAT menyesuaikan bentuk galian) :
   - Pengecekan *Slope Stability*
     Pada tahap ini, hanya dilakukan tahap galian saja yang kemudian dicek nilai SFnya menggunakan program bantu Plaxis. Tidak lupa juga dilakukan pemilihan "kluster kering" pada area yang digali (**Gambar 7.13**) dan hasil nilai SF ditunjukkan pada **Gambar 7.14**.



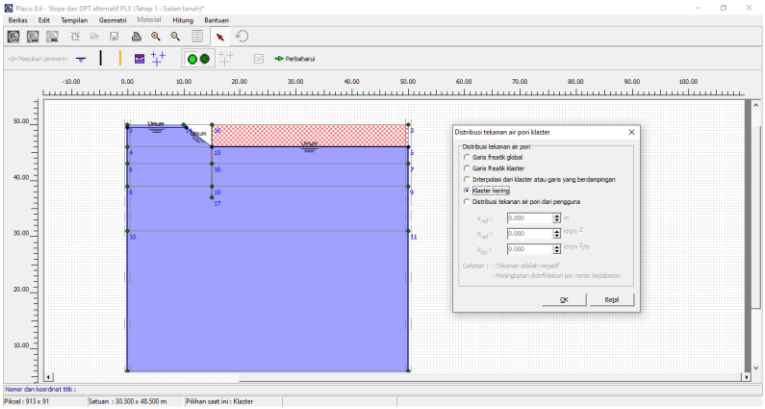
Gambar 7.13 Area galian dengan kondisi kluster kering pada kondisi 1



Gambar 7.14 Nilai *safety factor* pada *slope stability* kondisi 1

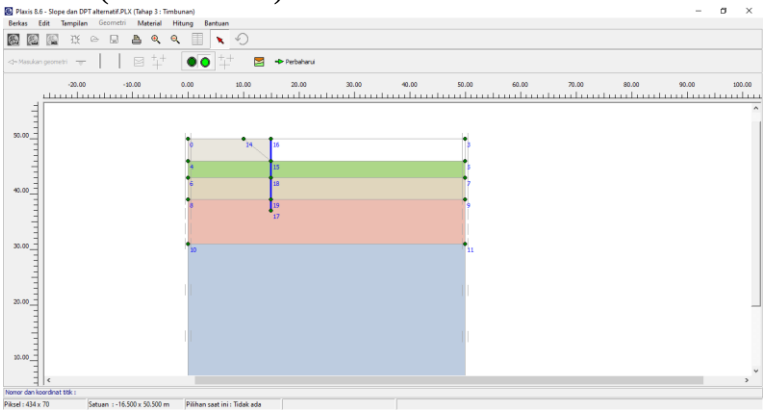
Dari hasil analisis *slope stability* pada tahap galian, didapatkan nilai *safety factor* (SF) sebesar 1,1885 dimana sudah melebihi dari nilai SF kritis (SF=1).

- Permodelan *Secant Pile*
  Setelah dilakukan cek *slope stability* dan hasilnya memenuhi, maka dilakukan peninjauan terhadap perencanaan alternatif dinding penahan tanah dengan *secant pile*. terdapat beberapa tahapan pada permodelan *secant pile* ini, seperti :
  - Tahap galian tanah (**Gambar 7.15**)



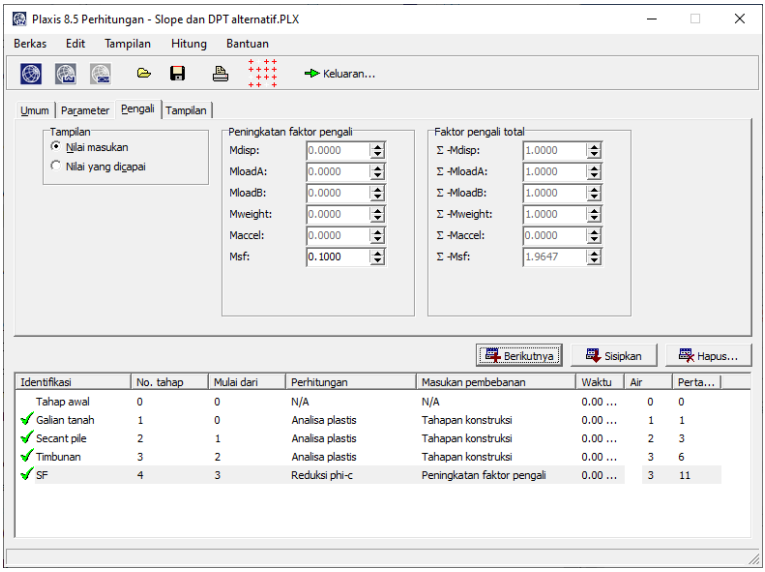
Gambar 7.15 Area galian dengan kondisi kluster kering pada perencanaan *secant pile* kondisi 1

- Tahap pemasangan *secant pile*
- Tahap penimbunan tanah pada area galian *open cut* (**Gambar 7.16**)



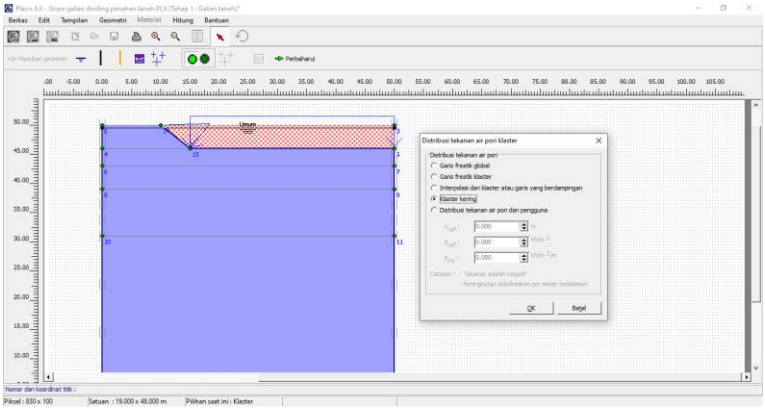
Gambar 7.16 Penimbunan tanah pada area galian *open cut* perencanaan *secant pile* kondisi 1

Hasil analisis perencanaan *secant pile* pada kondisi 1 dimana muka air tanah menyesuaikan bentuk galian, didapatkan nilai SFnya sebesar 1,9647 seperti pada **Gambar 7.17**.

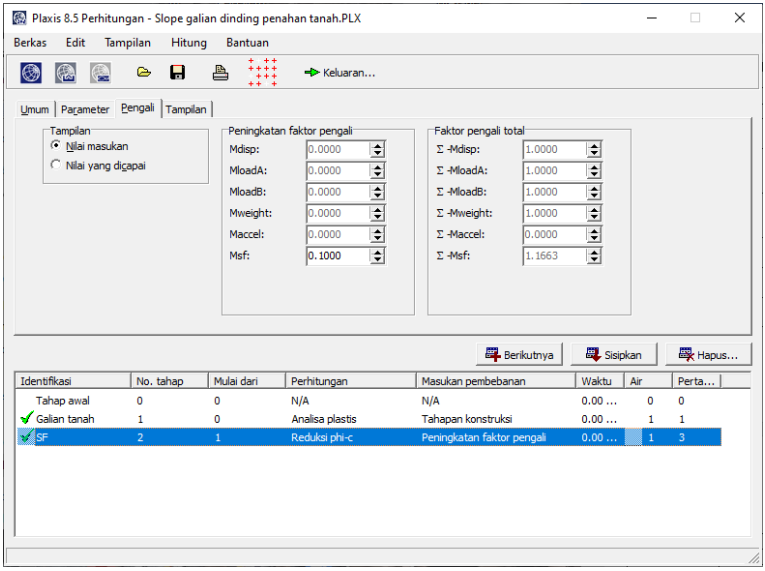


Gambar 7.17 Nilai *safety factor* pada perencanaan alternatif *secant pile* kondisi 1

b. Permodelan Kondisi 2 (MAT lurus seperti kondisi normal) :
   - Pengecekan *Slope Stability*
     Dilakukan hanya tahap galian saja yang kemudian dicek nilai SFnya. Dilakukan juga pemilihan kondisi "kluster kering" pada area yang digali (**Gambar 7.18**) dan hasil nilai SF ditunjukkan pada **Gambar 7.19**.



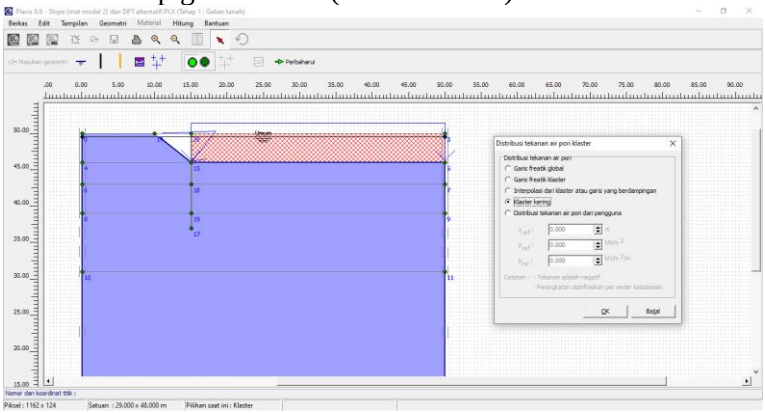
Gambar 7.18 Area galian dengan kondisi kluster kering pada kondisi 2



Gambar 7.19 Nilai *safety factor* pada *slope stability* kondisi 2

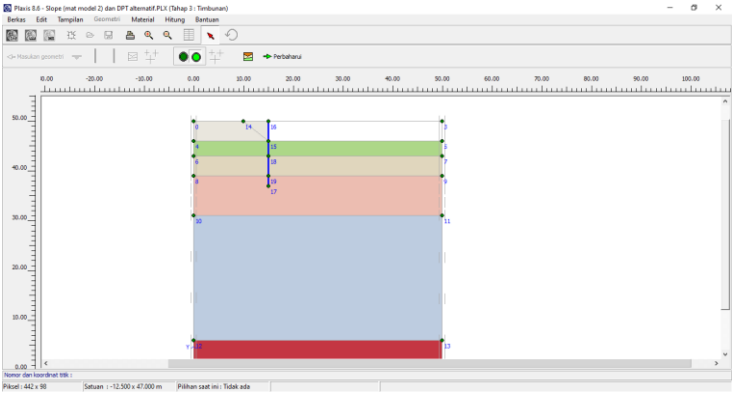
Dari hasil analisis *slope stability* tahap galian, didapatkan nilai *safety factor* (SF) sebesar 1,1663 dimana sudah melebihi dari nilai SF kritis (SF=1).

- Permodelan *Secant Pile*
  Setelah cek *slope stability* pada tahap sebeumnya dan hasilnya memenuhi, kemudian dilakukan peninjauan terhadap perencanaan alternatif dinding penahan tanah dengan *secant pile*. Terdapat beberapa tahapan pada permodelan *secant pile* ini, seperti :
  - Tahap galian tanah (**Gambar 7.20**)



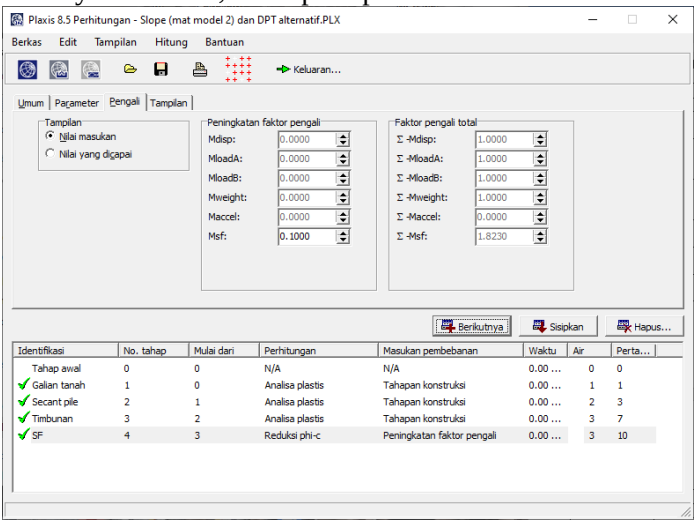
Gambar 7.20 Area galian dengan kondisi kluster kering pada perencanaan *secant pile* kondisi 2

  - Tahap pemasangan *secant pile*
  - Tahap penimbunan tanah pada area galian *open cut* (**Gambar 7.21**)



Gambar 7.21 Penimbunan tanah pada area galian *open cut* perencanaan *secant pile* kondisi 2

Hasil analisis perencanaan *secant pile* pada kondisi 2 dimana muka air tanah lurus seperti kondisi normal, didapatkan nilai SFnya sebesar 1,823 seperti pada **Gambar 7.22**.



Gambar 7.22 Nilai *safety factor* pada perencanaan alternatif *secant pile* kondisi 2

Setelah didapatkan hasil dari kedua kondisi di atas, maka dilakukan rekapitulasi output hasil permodelan Plaxis yang tertera pada **Tabel 7.11**.

Tabel 7.11 Rekapitulasi *Output* Permodelan Alternatif *Secant Pile* Berbagai Kondisi

Output						
Kondisi	Tahapan	SF	Defleksi	Momen	Geser	Aksial
			mm	kNm	kN	kN
1	Tahap Galian	1.1885	-	-	-	-
	Tahap Akhir	1.9647	58.83	72.75	125.95	-318
2	Tahap Galian	1.1663	-	-	-	-
	Tahap Akhir	1.823	64.33	177.63	146.15	-316

7.3.3. Kontrol Alternatif *Secant Pile*

7.3.3.1. Kontrol Defleksi

Nilai defleksi ijin menurut SNI 8460:2017 ditentukan oleh kondisi tanah, kedalaman galian (H) serta jarak dengan gedung terdekat(x). Disyaratkan pada jenis tanah lempung lunak dengan nilai x/H > 2, nilai defleksi ijin dinding penahan tanah adalah 1%H. Besar nilai x pada lokasi studi ditunjukkan pada **Gambar 7.10** dan didapatkan nilai x = 50,16 m.

Maka analisis defleksi adalah sebagai berikut.

Defleksi maksimum :

- Kondisi 1 = 58,83 mm
- Kondisi 2 = 64,33 mm

H = 3,55 m

x/H = 50,16/3,55 = 14,13 > 2

Sehingga,

Defleksi ijin = 1%H

= 1%(3,55)

= 0,0355 m

= 35,5 mm

Kontrol defleksi :

Defleksi maksimum < Defleksi ijin

Kondisi 1 :

58,83 mm < 35,55 mm (NOT OK)

Kondisi 2 :

64,33 mm < 35,55 mm (NOT OK)

Dari analisis diatas didapatkan bahwa besar defleksi yang terjadi pada dinding penahan tanah alternatif pada kedua kondisi masih belum memenuhi syarat defleksi ijin. Namun apabila ditinjau secara keseluruhan, didapatkan nilai stabilisasinya sudah aman yaitu SF > 1.

7.3.3.2. Kontrol Momen

Besar momen maksimum (M_{max}) akan dikontrol terhadap besar nilai momen *crack* (M_{crack}) yang dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 dengan memperhatikan material dan dimensi dari perencanaan *secant pile* (Diameter *secondary pile* = 1 m). Nilai momen maksimum *output* Plaxis harus lebih kecil dari nilai momen *crack* dinding penahan tanah. Berikut merupakan contoh perhitungannya.

M_{max} = 72,75 kNm = 7,275 tm (Kondisi 1)

M_{max} = 177,63 kNm = 17,763 tm (Kondisi 2)

$M_{crack} = \frac{fr\ (Ig)}{yt}$

$fr = 0{,}62\sqrt{f'c}$

$= 0{,}62\sqrt{40}$

$= 3{,}921$ Mpa

$= 392{,}1$ t/m^2

$Ig = \frac{1}{64} \times \pi \times D^4$

$= \frac{1}{64} \times \pi \times 1^4$

$= 0{,}049087$ m^4

$yt = ½ \times h$

$= ½ \times 1$

$= 0{,}5$ m

$M_{crack} = \frac{(392{,}1)\ (0{,}049087)}{0{,}5}$

$= 38{,}497$ tm

Kontrol momen :

Momen maksimum < Momen *crack*

Kondisi 1 :

7,275 tm < 38,497 tm (OK)

Kondisi 2 :

17,763 tm < 38,497 tm (OK)

Dari analisis di atas, didapatkan bahwa nilai momen yang terjadi pada *secant pile* sudah memenuhi terhadap nilai momen dari kuat bahannya.

7.3.3.3. Kontrol *Safety Factor* (SF)

Output permodelan Plaxis pada dinding penahan tanah eksisting berdasarkan **Tabel 7.11** didapatkan :

a. Kondisi 1 :
   - SF tahap galian = 1,1885 > 1 (OK)
   - SF tahap akhir = 1,9647 > 1 (OK)

b. Kondisi 2 :
   - SF tahap galian = 1,1663 > 1 (OK)
   - SF tahap akhir = 1,8230 > 1 (OK)

Hal ini menunjukkan bahwa stabilitas hasil perencanaan alternatif dinding penahan tanah menggunakan *secant pile* sudah aman karena nilai SF yang terjadi sudah lebih dari 1.

7.3.3.4. Kontrol *Heave*

Kedalaman penanaman dinding penahan tanah (Dc) juga perlu dikontrol terhadap kemungkinan *hydrodynamic* yang dapat mengganggu kestabilan struktur *secant pile* maupun pelat *basement*. Kontrol *heave* ini dapat dilakukan dengan menghitung nilai gradien hidrolis (i) yang kemudian dibandingkan dengan nilai gradien hidro kritis (i_w). Dimana nantinya nilai gradien hidrolis harus lebih kecil daripada nilai gradien hidro kritis. Berikut merupakan contoh perhitungannya.

$i \times SF < i_w$

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

Dengan :

Δh = selisih kedalaman galian dengan muka air tanah

Dc = kedalaman penanaman dinding penahan tanah

γ = berat volume rata-rata

$\frac{3,55-0,5}{9,098}$ x 1,2 < $\frac{\frac{(1,676+0,676+0,678+0,698)}{4}}{1}$

0,402 < 0,932 (OK)

Berdasarkan hasil analisis diatas, didapatkan bahwa panjang penanaman *secant pile* sudah cukup panjang untuk menahan gaya akibat *heave* atau rembesan.

Setelah dilakukan kontrol pada analisis di atas dapat dilihat bahwa perencanaan dinding penahan tanah menggunakan *secant pile* dengan diameter *secondary pile* = 1 m dan diameter *primary pile* = 0,8 m sudah memenuhi syarat dan dapat digunakan. Bisa dilihat pula dari nilai SF yang didapatkan, bahwa perencanaan alternatif dinding penahan tanah menggunakan secant pile semua nilai SF nya sudah memenuhi. Kemudian akan dilakukan perhitungan kebutuhan tulangan *secant pile* pada sub bab selanjutnya.

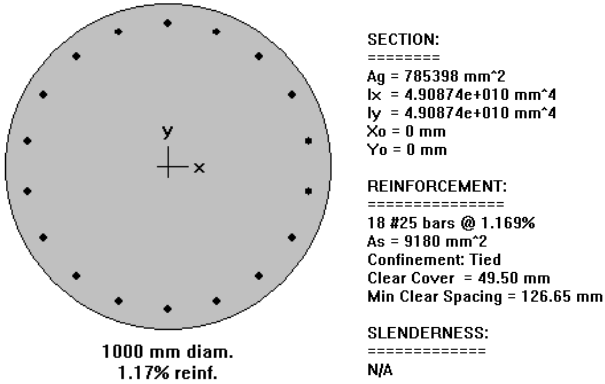
7.3.4. Perencanaan Tulangan *Secant pile*

Data-data yang digunakan dalam merencanakan penulangan pada *secant pile* adalah sebagai berikut :

f'c	= 40	Mpa
fy	= 390	Mpa
Diameter *Primary Pile*	= 0,8	m
Diameter *Secondary Pile*	= 1	m
Spacing Primary Pile	= 1,2	m
Panjang *Secant pile*	= 12,65	m
$D_{tulangan}$	= 25	mm
Selimut beton	= 40	mm

Perencanaan tulangan utama pada secant pile dilakukan pada progam bantu spColumn. Pada perencanaan secant pile dengan diameter secondary pile sebesar 1 m, didapatkan jumlah kebutuhan tulangan adalah 18D25 dengan besar rasio 1,17 % dimana sudah memenuhi batas rasio tulangan ijin menurut SNI

2847:2013 yaitu antara 1%-6%. Berikut merupakan *output* dari spColumn (**Gambar 7.23**)



Gambar 7.23 *Output* program bantu spColumn perencanaan jumlah tulangan *secant pile*

Berdasarkan *output* spColumn yang telah didapatkan, dilakukan juga cek terhadap kapasitas dari perencanaan *secant pile* terhadap beban aksial dan momen maksimum yang terjadi. Berikut merupakan rincian beban-beban maksimumnya :

- Beban aksial maksimum
  Besar beban aksial maksimum adalah 10 kN/m^2 dimana merupakan beban tambahan yang dianggap bekerja di atas permukaan tanah.
- Beban momen maksimum
  Besar momen maksimum didapatkan dari nilai penurunan persamaan kesetimbangan gaya ketika ∑Mo = 0 (**Sub Bab 7.3.1.1**)
  ∑Mo = 0
  ∑Mo = -0,023d^3 - 3,763d^2 + 7,035d + 36,807 = 0
  Mmax terjadi ketika gaya lintang = 0, sehingga :
  ∑M'o = 3(-0,023)d^2 + 2(-3,763)d + 7,035
  0 = -0,07 d^2 – 7,526 + 7,035
  Didapatkan,
  d_1 = 0,927 m (menentukan)

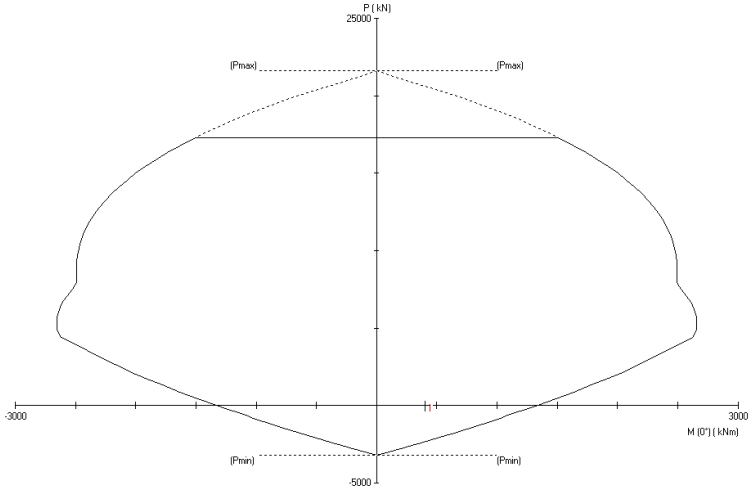
d_2 = -108,3 m

Maka nilai Mmax adalah sebagai berikut :

Mmax = $-0{,}023(0{,}927)^3 - 3{,}763(0{,}927)^2 + 7{,}035(0{,}927) + 36{,}807$

Mmax = 40,076 tm = 400,76 kNm

Dari hasil analisis beban yang akan diterima oleh alternatif dinding penahan tanah, beban-beban tersebut diinput kedalam spColumn dan didapatkan hasil bahwa gaya maksimum yang terjadi sudah mampu diterima oleh penampang alternatif *secant pile*. Berikut merupakan *output* spColumn (**Gambar 7.24**)



Gambar 7.24 Diagram interaksi P-M *output* spColumn

Pada **Gambar 7.24** dapat dilihat bahwa posisi beban maksimum yang di*input* (bersimbol +) masih berada di bagian dalam diagram interaksi beban aksial dan momen *secant pile* rencana. Artinya, perencanaan alternatif *secant pile* dapat menumpu beban maksimum yang terjadi.

Berdasarkan SNI 2847:2013 perlu adanya pengecekan terhadap kapasitas beban aksial pada *secant pile* dengan syarat

tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil dari analisis struktur. Berikut merupakan perhitungannya.

ØPn_{maks}= 0,8Ø(0,85 x f'c (A_g-A_{st})) + (fy.A_{st})

= 0,8(0,65)(0,85 x 40 (502655-9180)) + (390x9180)

= 1230484 N

= 1230,484 ton

ØPn_{maks} > $P_{maks\ 1\ tiang}$

1230,484 ton > 1 ton (OK)

Berdasarkan analisis diatas dapat dilihat bahwa perencanaan alternatif dinding penahan tanah dengan *secant pile* diameter 100 cm pada *secondary pile*nya memenuhi syarat dan dapat digunakan.

Detail gambar perencanaan alternatif dinding penahan tanah pada *basement* dengan menggunakan *secant pile* dapat dilihat pada **Lampiran 18**.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VIII
PERHITUNGAN VOLUME MATERIAL

8.1. Gambaran Umum

Setelah dilakukan analisis struktur eksisting dan perencaaan alternatif terhadap pondasi serta dinding penahan tanah pada Apartemen Tamansari Emerald, pada bab ini akan dibahas lebih detail mengenai analisis volume kebutuhan material yang dibutuhkan. Perhitungan volume material hanya dilakukan pada:

1. Perencanaan Pondasi Alternatif (*Bored Pile*)
   Volume material yang akan dihitung yaitu meliputi material besi tulangan dan beton.
2. Perencanaan Dinding Penahan Tanah, yaitu :
   - Perencanaan Eksisting Dinding Penahan Tanah
   - Perencanaan Alternatif (*Secant Pile*)

   Dengan volume material yang akan dihitung yaitu meliputi material besi tulangan dan beton.

Hal tersebut dilakukan berdasarkan dari analisis kestabilan struktur dari pondasi dan dinding penahan tanah dimana pada struktur pondasi eksisting tidak ikut dilakukan perhitungan volume dikarenakan masih ada analisis yang belum memenuhi syarat stabilitasnya. Sehingga volume material hanya dihitung pada perencanaan struktur yang analisis stabilitasnya sudah aman.

8.2. Volume Material Pondasi

Perhitungan volume material pondasi alternatif menggunakan *bored pile* dilakukan terhadap pondasi tiang serta *raft* dan *pilecap*nya. Gambar rencana sebagai acuan perhitungan volume dapat dilihat pada **Lampiran 17**. Berikut merupakan analisis perhitungan volume materialnya.

8.2.1. Material Besi Tulangan

Analisis kebutuhan material besi tulangan pada perencanaan alternatif pondasi *bored pile* adalah sebagai berikut:

- Perhitungan material besi tulangan terhadap pondasi tiang (*bored pile*) :

  Berdasarkan analisis perencanaan *bored pile* pada bab sebelumnya, digunakan besi tulangan berdiameter 25 mm dengan panjang penanaman *bored pile* bervariasi sesuai pada tipe areanya. Berikut merupakan contoh perhitungan volume besi tulangan pada Tower A.

  Panjang pondasi (P) = 52,5 m
  Jumlah tiang = 272
  Jumlah tulangan/tiang = 12
  Diameter tulangan = 25 mm
  Berat tulangan/m = 3,853 kg/m (SNI 2052:2017)
  Massa jenis besi = 7900 kg/m^3
  Selimut beton = 34,5 mm

  Volume besi dapat dihitung dengan cara membagi nilai antara berat total besi tulangan dengan massa jenisnya.

  $$V_{\text{besi tulangan}} = \frac{\text{berat total tulangan } \textit{bored pile} \text{ tower A}}{\text{Massa jenis besi}}$$

  Dimana,

  $\text{Berat}_{\text{total tulangan}}$ = P-(2xselimut beton) x n_{pile} x $n_{tul/pile}$ x $\text{berat}_{tul/m}$
  = 52,5-(2x0,0345) x 272 x 12 x 3,853
  = 659382,323 kg

  $$V_{\text{besi tulangan}} = \frac{\text{berat total tulangan } \textit{bored pile} \text{ tower A}}{\text{Massa jenis besi}}$$
  $$= \frac{659382{,}323}{7900}$$
  = 83,466 m^3

  Sehingga didapatkan total kebutuhan volume besi tulangan pada pondasi tiang (*bored pile*) adalah sebesar 83,466 m^3. Dengan cara yang sama, perhitungan volume dilakukan di setiap area pada Apartemen Tamansari Emerald. Rekapitulasi perhitungan volume besi tulangan dapat dilihat pada **Tabel 8.1**.

Tabel 8.1 Rekapitulasi Volume Besi Tulangan pada Pondasi Tiang (*Bored Pile*)

Area	Tipe	Bored Pile (tiang)								
		Panjang Pondasi (m)	Jumlah			Diameter Tulangan (mm)	Berat /m (kg/m)	Berat total (kg)	Massa jenis besi (kg/m^3)	Volume (m^3)
			Tipe Pilecap	Pondasi Tiang	Tulangan/pile					
Tower	A	52.50	1	272	12	D25	3.853	659382.323	7900	83.466
	B	52.50	1	270	12	D25	3.853	654533.923	7900	82.852
Podium	C	41.75	1	35	12	D25	3.853	67450.695	7900	8.538
	D	41.75	1	48	12	D25	3.853	92503.810	7900	11.709
	E	41.75	1	12	12	D25	3.853	23125.953	7900	2.927
	F	41.75	2	9	12	D25	3.853	34688.929	7900	4.391
	G	41.75	1	27	12	D25	3.853	52033.393	7900	6.587
	H	41.75	1	24	12	D25	3.853	46251.905	7900	5.855
	I	41.75	1	4	12	D25	3.853	7708.651	7900	0.976
	J	41.75	1	10	12	D25	3.853	19271.627	7900	2.439
	K	41.75	1	3	12	D25	3.853	5781.488	7900	0.732
	L	35.25	23	1	12	D25	3.853	37412.460	7900	4.736
Total Volume Besi Pondasi Tiang (D25) dalam m^3 : 215.208										

Setelah didapatkan nilai volume besi tulangan pada pondasi tiang (*bored pile*) kemudian dilakukan pula perhitungan volume besi tulangan terhadap *raft* dan *pilecap*.

- Perhitungan material besi tulangan terhadap *raft* dan *pilecap* :
  Berdasarkan analisis pada bab sebelumnya, penulangan pada *raft* dan *pilecap* direncanakan dengan 2 variasi diameter tulangan, yaitu D32 untuk *raft* dan D29 untuk *pilecap*. Berikut merupakan contoh perhitungan volume besi tulangan pada *raft* tower A.

  Panjang raft (P) = 31,6 m
  Lebar raft (L) = 33,6 m
  Diameter tulangan(D) = 32 mm
  Jarak antar tulangan = 100 mm
  Selimut beton = 60 mm
  Berat tulangan/m = 6,313 kg/m (SNI 2052:2017)
  Massa jenis besi = 7900 kg/m^3

  Volume besi dapat dihitung dengan cara membagi nilai antara berat total besi tulangan dengan massa jenisnya.

  $$V_{\text{besi tulangan}} = \frac{\text{berat total tulangan } raft \text{ tower A}}{\text{Massa jenis besi}}$$

  Dimana,

  $Berat_{\text{total tulangan}} = (P_{1\text{tul-x}} \times n_{\text{tul-x}}) + (P_{1\text{tul-y}} \times n_{\text{tul-y}}) \times berat_{\text{tul/m}}$
  $P_{1\text{tul-x}} = P_{\text{raft}} - (2 \times \text{selimut beton}) + P_{\text{penjangkaran tulangan}}$
  $= 31{,}6 - (2 \times 0{,}06) + (2 \times 1{,}82)$
  $= 35{,}12$ m

$n_{tul\text{-}x} = 2 \text{ x } \frac{\text{Lraft}}{\text{jarak antar tulangan}}$

$= 2 \text{ x } \frac{33,6}{0,1}$

$= 672$

$P_{1tul\text{-}y} = L_{raft}\text{-}(2\text{xselimut beton}) + P_{penjangkaran\ tulangan}$

$= 33,6 – (2\text{x}0,06) + (2\text{x}1,82)$

$= 37,12$ m

$n_{tul\text{-}x} = 2 \text{ x } \frac{\text{Praft}}{\text{jarak antar tulangan}}$

$= 2 \text{ x } \frac{31,6}{0,1}$

$= 632$

Dalam perhitungan banyak tulangan di atas, dikalikan 2 karena tulangan arah x terdiri dari tulangan atas dan tulanga bawah.

$Berat_{total\ tulangan} = (35,12 \text{ x } 672)+(37,12 \text{ x } 632) \text{ x } 6,313$

$= 297092,81$ kg

Maka volume kebutuhan material besi tulangan adalah

$V_{besi\ tulangan} = \frac{297092,81}{7900} = 37,607\ m^3$

Sehingga didapatkan total kebutuhan volume besi tulangan pada *raft* tower A adalah sebesar 83,466 m^3. Dengan cara yang sama, perhitungan volume dilakukan di setiap area pada Apartemen Tamansari Emerald. Rekapitulasi perhitungan volume besi tulangan *raft* dan *pilecap* dapat dilihat pada **Tabel 8.2**.

Tabel 8.2 Rekapitulasi Volume Besi Tulangan *Raft* dan *Pilecap* pada Alternatif Pondasi

Area	Tipe	Raft & Pilecap											
		Dimensi Raft/Pilecap		Panjang Tulangan (m)		Jumlah			Total Kebutuhan Tulangan (m)	Diameter Tulangan (mm)	Berat/ m (kg/m)	Berat total (kg)	Massa jenis besi (kg/m^3)	Volume (m^3)
		P (m)	L (m)	Arah X	Arah Y	Tipe Pilecap	Tul. Arah X	Tul. Arah Y						
Tower	A	31.6	33.6	35.12	37.12	1	672	632	47060.48	D32	6.313	297092.810	7900	37.607
	B	29.6	35.6	33.12	39.12	1	712	592	46740.48	D32	6.313	295072.650	7900	37.351
Podium	C	13.6	9.6	14.8	10.8	1	192	272	5779.2	D29	5.185	29965.152	7900	3.793
	D	13.6	18.4	14.8	19.6	1	368	272	10777.6	D29	5.185	55881.856	7900	7.074
	E	13.6	4	14.8	5.2	1	80	272	2598.4	D29	5.185	13472.704	7900	1.705
	F	17.6	1.6	18.8	2.8	2	32	352	3174.4	D29	5.185	16459.264	7900	2.083
	G	20.8	6.4	22	7.6	1	128	416	5977.6	D29	5.185	30993.856	7900	3.923
	H	18.4	6.4	19.6	7.6	1	128	368	5305.6	D29	5.185	27509.536	7900	3.482
	I	8.8	1.6	10	2.8	1	32	176	812.8	D29	5.185	4214.368	7900	0.533
	J	23.2	1.6	24.4	2.8	1	32	464	2080	D29	5.185	10784.800	7900	1.365
	K	5.6	1.6	6.8	2.8	1	32	112	531.2	D29	5.185	2754.272	7900	0.349
	L	1.6	1.6	2.8	2.8	23	32	32	4121.6	D29	5.185	21370.496	7900	2.705
Total Volume Besi pada Raft dan Pilecap dalam m^3 :														101.971

Setelah didapatkan volume besi tulangan pada pondasi tiang (*bored pile*) serta pada *raft* dan *pilecap*, kemudian untuk mengetahui total volume kebutuhan tulangan pada perencanaan alternatif pondasi maka dilakukan penjumlahan pada total volume keduanya. Berikut merupakan total kebutuhan volume besi tulangan pada alternatif pondasi.

$Vtotal_{besi\ tulangan}$ = $Vtotal_{besi\ tulangan\ bored\ pile}$ + $Vtotal_{tulangan\ raft\&pilecap}$
= 215,208 + 101,971
= 317,179 m^3

8.2.2. Material Beton

Kebutuhan material beton pada perencanaan alternatif *bored pile* adalah sebagai berikut :

- Perhitungan terhadap Pondasi Tiang (*Bored Pile*)
  Berdasarkan analisis perencanaan *bored pile* pada Bab 6, digunakan pondasi tiang diameter 80 cm dengan kedalaman penanaman tiang bervariasi, sesuai pada tipe areanya. Analisis contoh perhitungan volume kebutuhan beton dapat dilihat rekapitulasinya pada **Tabel 8.3** dan contoh perhitungannya adalah sebagai berikut.
  Volume beton pada pondasi tiang di Tower A :
  Diameter (D) = 0,8 m
  Kedalaman (t) = 52,5 m
  Jumlah pondasi tiang (n) = 272 buah
  Volume beton = Luas alas x t x n – $Volume_{tulangan\ pile\ tower\ A}$
  = ¼ $\pi(0,8)^2(52,5)(272)$ – 83,466
  = 7177,911 – 83,466
  = 7094,445 m^3

Tabel 8.3 Rekapitulasi Kebutuhan Volume Material Beton pada Pondasi Tiang Alternatif (*Bored Pile*)

Area	Tipe	Bored Pile (tiang)				
		Dimensi		Jumlah		Volume
		D (m)	t (m)	Tipe Pilecap	Pondasi Tiang	(m^3)
Tower	A	0.8	52.50	1	272	7094.445
	B	0.8	52.50	1	270	7042.280
Podium	C	0.8	41.75	1	35	725.966
	D	0.8	41.75	1	48	995.611
	E	0.8	41.75	1	12	248.903
	F	0.8	41.75	2	9	373.354
	G	0.8	41.75	1	27	560.031
	H	0.8	41.75	1	24	497.805
	I	0.8	41.75	1	4	82.968
	J	0.8	41.75	1	10	207.419
	K	0.8	41.75	1	3	62.226
	L	0.8	35.25	23	1	402.792
Total Volume Beton Pondasi Tiang :						**18293.799**

- Perhitungan terhadap *Raft* dan *Pilecap*

  Analisis perhitungan *raft* dan *pilecap* didasarkan pada perencanaan alternatif pondasi yang sudah dibahas pada bab sebelumnya, dengan tebal perencanaan *raft* 3,95 m dan tebal pilecap 1,2 m. berikut merupakan cotoh perhitungan volume beton pada *raft* tower A.

  Volume beton *raft* A :

  Panjang raft (P) = 31,6 m

  Lebar raft (L) = 33,6 m

  Tebal raft (t) = 3,95 m

  Volume beton = P x L x t x n - $Volume_{tulangan\ raft\ tower\ A}$

  Volume beton = 31,6 x 33,6 x 3,95 x 1 – 37,607

  = 4193,952 – 37,607 = 4156,345 m^3

  Dengan cara yang sama, perhitungan dilakukan pada setiap tipe *raft* dan *pilecap*. Rekapitulasi volume beton *raft* dan *pilecap* dapat dilihat pada **Tabel 8.4**.

Tabel 8.4 Rekapitulasi Volume Material Beton pada *Raft* dan *Pilecap* Alternatif Pondasi

Area	Tipe	Raft & Pilecap				
		Dimensi			Jumlah Tipe Pilecap	Volume (m^3)
		P (m)	L (m)	t (m)		
Tower	A	31.6	33.6	3.95	1	4156.345
	B	29.6	35.6	3.95	1	4125.001
Podium	C	13.6	9.6	1.2	1	152.879
	D	13.6	18.4	1.2	1	293.214
	E	13.6	4	1.2	1	63.575
	F	17.6	1.6	1.2	2	65.501
	G	20.8	6.4	1.2	1	155.821
	H	18.4	6.4	1.2	1	137.830
	I	8.8	1.6	1.2	1	16.363
	J	23.2	1.6	1.2	1	43.179
	K	5.6	1.6	1.2	1	10.403
	L	1.6	1.6	1.2	23	67.951
Total Volume Beton Raft&Pilecap :						**9288.061**

Setelah didapatkan volume material beton dari pondasi tiang alternatif *bored pile* serta *raft* dan *pilecap*nya, untuk mengetahui total kebutuhan material beton perencanaan alternatif pondasi maka dilakukan penjumlahan pada total volume keduanya. Berikut merupakan contoh perhitungannya.

$Vtotal_{beton} = V_{beton\ bored\ pile} + V_{beton\ raft\&pilecap}$

$= 18293{,}799 + 9288{,}061$

$= 27581{,}86\ m^3$

Berdasarkan analisis perhitungan volume di atas, dilakukan rekapitulasi terhadap hasil total kebutuhan volume material pondasi alternatif *bored pile* yang disajikan pada **Tabel 8.5** berikut.

Tabel 8.5 Rekapitulasi Total Volume Kebutuhan Material pada Perencanaan Alternatif Pondasi (*Bored Pile*)

Jenis Material		Volume (m^3)
Material Besi Tulangan	D25	215.208
	D29	74.958
	D32	27.013
	Total Volume :	**317.179**
Material Beton	**Total Volume :**	**27581.860**

8.3. Volume Material Dinding Penahan Tanah

Perhitungan volume material dinding penahan tanah ini dilakukan pada perencanaan eksisting penahan tanah dan alternatif menggunakan *secant pile* dikarenakan pada analisis stabilitas dinding penahan tanah, baik pada perencanaan eksisting maupun alternatif keduanya sama-sama memenuhi kontrol yang ada. Gambar rencana sebagai acuan perhitungan volume pada perencanaan eksisting dapat dilihat pada **Gambar 7.1** dan **Gambar 7.2**, sedangkan gambar rencana untuk perencanaan alternatif *secant pile* dapat dilihat pada **Lampiran 18**. Perhitungan lebih detailnya akan dibahas pada sub bab selanjutnya.

8.3.1. Volume Material Dinding Penahan Tanah Eksisting

8.3.1.1. Material Besi Tulangan

Volume besi tulangan pada dinding penahan tanah eksisting yang akan dihitung yaitu meliputi tulangan horizontal, tulangan vertikal, dan tulangan geser. Berikut merupakan contoh perhitungan volume besi tulangan arah horizontal pada eksisting dinding penahan tanah (DPT).

$Panjang_{DPT}$ (P) = keliling bangunan apartemen
= 275,03 m
$Lebar_{DPT}$ (L) = panjang pemasangan DPT eksisting
= 3,55+0,67
= 4,22 m
$Tebal_{DPT}$ (t) = 0,25 m
Diameter tulangan(D) = 19 mm
Jarak antar tulangan = 100 mm
Selimut beton = 30 mm
Berat tulangan/m = 2,226 kg/m (SNI 2052:2017)
Massa jenis besi = 7900 kg/m^3

Volume besi dapat dihitung dengan cara membagi nilai antara berat total besi tulangan dengan massa jenisnya.

$$V_{besi\ tulangan} = \frac{\text{berat total tulangan horizontal}}{\text{Massa jenis besi}}$$

Dimana,

$Berat_{total\ tulangan} = (P_{1tul\text{-}horizontal} \times n_{tul\text{-}horizontal}) \times berat_{tul/m}$

$P_{1tul\text{-}horizontal}$ = P_{DPT}-(2xselimut beton)+$P_{penjangkaran}$
= 275,03 – (2x0,03) + (2x0,228)
= 275,424 m

$n_{tul\text{-}horizontal}$ = $2 \times \frac{L(DPT)}{\text{jarak antar tulangan}}$
= $2 \times \frac{4,22}{0,2}$
= 86

Jumlah tulangan dikali 2 karena tulangan arah horizontal terdiri dari tulangan atas dan tulangan bawah.

$Berat_{total\ tulangan}$ = 275,424 x 86 x 2,226
= 52726,0689 kg

Maka volume kebutuhan material besi tulangan arah horizontal adalah

$V_{besi\ tulangan}$ = $\frac{52726,0689}{7900}$
= 6,674 m^3

Didapatkan kebutuhan volume tulangan horizontal pada dinding penahan tanah eksisting sebesar 9,895 m^3. Dengan cara yang sama, perhitungan volume tulangan dilakukan pada tulangan arah vertikal dan tulangan geser. Rekapitulasi hasil volume kebutuhan besi tulangan pada alternatif dinding penahan tanah eksisting disajikan pada **Tabel 8.6**.

Tabel 8.6 Rekapitulasi Kebutuhan Volume Material Besi Tulangan pada Dinding Penahan Tanah Eksisting

Tipe Tulangan	Dimensi Dinding Penahan Tanah Eksisting			Panjang Tulangan (m)	Jumlah Tulangan	Total Kebutuhan Tulangan (m)	Diameter Tulangan (mm)	Berat/m (kg/m)	Berat total (kg)	Massa jenis besi (kg/m^3)	Volume (m^3)
	P (m)	L (m)	t (m)								
Tul. Horizontal	275.028	4.220	0.25	275.424	86	23686.464	D19	2.226	52726.06886	7900	6.674
Tul. Vertikal				4.472	2752	12306.944	D13	1.042	12823.836	7900	1.623
Tul. Geser				0.4	30272	12108.800	D13	1.042	12617.370	7900	1.597
Total Volume Besi pada Dinding Penahan Tanah Eksisting (D19 & D13) dalam m^3 :											9.895

Berdasarkan tabel di atas, didapatkan bahwa total volume kebutuhan besi tulangan pada eksisting dinding penahan tanah adalah sebesar 9,895 m^3

8.3.1.2. Material Beton

Perhitungan volume kebutuhan material beton pada dinding penahan tanah eksisting adalah sebagai berikut.

$Panjang_{DPT}$ (P) = keliling bangunan apartemen
= 275,03 m
$Lebar_{DPTl}$ (L) = panjang pemasangan dinding penahan tanah eksisting
= 3,55 + 0,67
= 4,22 m
$Tebal_{DPT}$ (t) = 0,25 m
Volume beton = P x L x t – $Volume_{besi\ tulangan}$
= 275,028 x 4,22 x 0,25 – 9,895
= 290,155 – 9,895
= 280,260 m^3

Dari analisis di atas, didapatkan bahwa kebutuhan volume material beton pada perencanaan eksisting dinding penahan tanah adalah 280,260 m^3

Berdasarkan analisis yang dilakukan mengenai perhitungan kebutuhan volume material pada perencanaan eksisting dinding penahan tanah, dilakukan rekapitulasi hasil volume materialnya pada **Tabel 8.7**.

Tabel 8.7 Rekapitulasi Total Volume Kebutuhan Material pada Perencanaan Eksisting Dinding Penahan Tanah

Jenis Material		**Volume (m^3)**
Material Besi Tulangan	D19	6.674
	D13	3.220
	Total Volume :	**9.895**
Material Beton	**Total Volume :**	**280.260**

8.3.2. Volume Material Alternatif Dinding Penahan Tanah *Secant pile*

8.3.2.1. Material Besi Tulangan

Volume besi tulangan pada *secant pile* yang akan dihitung adalah volume tulangan utama pada bagian *secondary pile*. Berikut merupakan contoh perhitungan volume besi tulangan pada alternatif *secant pile.*

$Panjang_{secant\ pile}$ (P) = 12,65 m
$Diameter_{secondarysecantpile}$ (d)= 1 m
Jumlah tiang = 230
Jumlah tulangan/tiang = 18
Diameter tulangan = 25 mm
Berat tulangan/m = 3,853 kg/m (SNI 2052:2017)
Massa jenis besi = 7900 kg/m^3
Selimut beton = 40 mm

Volume besi dapat dihitung dengan cara membagi nilai antara berat total besi tulangan dengan massa jenisnya.

$$V_{besi\ tulangan} = \frac{\text{berat total tulangan } \textit{bored pile} \text{ tower A}}{\text{Massa jenis besi}}$$

Dimana,

$Berat_{total\ tulangan}$ = P-(2xselimut beton) x n_{pile} x $n_{tul/pile}$ x $berat_{tul/m}$
= 12,65-(2x0,04) x 230 x 18 x 3,853
= 400699,7 kg

$$V_{besi\ tulangan} = \frac{\text{berat total tulangan } \textit{secant pile}}{\text{Massa jenis besi}}$$
$$= \frac{200483}{7900}$$
= 25,378 m^3

Berdasarkan perhitungan di atas, didapatkan bahwa total volume kebutuhan besi tulangan pada perencanaan alternatif dinding penahan tanah dengan *secant pile* adalah sebesar 25,378 m^3

8.3.2.2. Material Beton

Perhitungan volume kebutuhan material beton pada alternatif dinding penahan tanah dengan *secant pile* adalah sebagai berikut.

Volume beton pada alternatif dinding penahan tanah pada bagian *secondary pile* :

$Diameter_{secondary\ secant\ pile}$ (d) = 1 m
Kedalaman (L) = 12,65 m
Jumlah pondasi tiang (n) = 230 buah
Volume beton = Luas alas x t x n – $Volume_{tulangan\ pile\ tower\ A}$
= ¼ $\pi(1)^2(12,65)(230)$ – 25,378
= 2259,449 m^3

Dari analisis di atas, didapatkan bahwa kebutuhan volume material beton pada perencanaan *secant pile* untuk bagian *secondary pile* adalah 2259,449 m^3. Dengan cara perhitungan yang sama, kebutuhan material beton pada *secant pile* untuk *secondary* dan *primary pile* akan dirangkum pada **Tabel 8.8**.

Tabel 8.8 Rekapitulasi Kebutuhan Volume Material Beton pada Perencanaan Alternatif dengan *Secant Pile*

Tipe Pile	Material Beton					
	Dimensi Dinding Penahan			Jumlah Pile	Volume Besi (m^3)	Volume Beton (m^3)
	P (m)	L (m)	d (m)			
Primary pile	275.028	12.65	0.8	231	0.000	1468.647
Secondary pile	275.028	12.65	1	230	25.378	2259.449
Total Volume Beton pada Secant Pile (m^3) :						**3728.096**

Berdasarkan analisis yang dilakukan mengenai perhitungan kebutuhan volume material pada perencanaan alternatif dinding penahan tanah dengan *secant pile*, dilakukan rekapitulasi hasil volume materialnya baik material tulangan maupun beton yang dirangkum pada **Tabel 8.9**.

Tabel 8.9 Rekapitulasi Total Volume Kebutuhan Material pada Perencanaan Alternatif Dinding Penahan Tanah (*Secant pile*)

Jenis Material	Total Volume (m^3)
Material Besi Tulangan (D25)	25.378
Material Beton	3728.096

Dari analisis yang dilakukan pada struktur dinding penahan tanah eksisitng maupun alternatif, akan dilakukan perbandingan dari kedua nilai volume kebutuhan material. Berikut merupakan rekapitulasinya (**Tabel 8.10**).

Tabel 8.10 Rekapitulasi Kebutuhan Volume Material Perencanaan Eksisting dan Alternatif Dinding Penahan Tanah

Perencanaan	**Jenis Material**		**Volume (m^3)**	**Total Volume (m^3)**
Eksisting (Dinding Beton Bertulang)	Material Besi Tulangan	D19	6.674	9.895
		D13	3.220	
	Material Beton		280.260	280.260
Alternatif (Secant Pile)	Material Besi Tulangan	D25	25.378	25.378
	Material Beton		3728.096	3728.096

Dapat dilihat pada **Tabel 8.10** di atas, apabila ditinjau berdasarkan kebutuhan volume material yang paling hemat maka dipilihlah perencanaan eksisting dengan total volume material besi tulangan 9,895 m^3 dan total volume beton 280,260 m^3. Hal ini dapat terjadi karena pada perencanaan alternatif dinding penahan tanah, digunakan perencanaan paling kritis dimana total panjang *secant pile* berkisar 3 kali lebih panjang dibandingkan dari perencanaan eksisting dinding penahan tanah.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IX
KESIMPULAN DAN SARAN

9.1. Kesimpulan

Berdasarkan rumusan masalah dan analisis perhitungan yang telah dilakukan, maka didapatkan beberapa kesimpulan sebagai berikut :

1. Kondisi tanah pada lokasi studi Apartemen Tamansari Emerald memiliki potensi kembang susut yang cukup tinggi dengan nilai *swelling pressure* yaitu 0,569 t/m^2..
2. Hasil analisis dari perencanaan eksisting pondasi *raft-pile* pada Apartemen Tamansari Emerald didapatkan :
   - Kontrol kapasitas 1 tiang.
     Hasil analisis perencanaan eksisting masih belum memenuhi apabila menggunakan perhitungan daya dukung ijin metode Luciano Decourt (SF=3). Untuk kontrol kapasitas 1 tiang dalam menahan beban aksial maksimum terdapat 16 titik yang belum memenuhi, sedangkan ntuk kontrol kuat tarik maksimum terdapat 5 titik belum memenuhi.
   - Kontrol pondasi tiang dalam kelompok
     Hasil analisis perencanaan eksisting terhadap kontrol pondasi tiang dalam kelompok menggunakan daya dukung ijin metode Luciano Decourt dengan SF=3 dan rumus efisiensi Seiler Keeney terdapat 28 titik belum memenuhi.
   - Kontrol kuat bahan.
     Hasil analisis perencanaan eksisting sudah aman bila ditinjau dengan metode Luciano Decourt, sedangkan tidak memenuhi bila ditinjau dengan metode Meyerhof dan Bazaraa.
   - Kontrol kekuatan tiang terhadap gaya lateral
     Hasil analisis perencanaan eksisting sudah memenuhi.
   - Kontrol penurunan tiang dalam kelompok

Hasil analisis perencanaan eksisting tidak terjadi penurunan karena pondasi tiang sudah mencapai tanah keras.

- Kontrol *uplift* pada raft dan pilecap
  Hasil analisis perencanaan eksisting sudah memenuhi.

Untuk hasil analisis pada dinding penahan tanah eksisting, didapatkan bahwa strukturnya sudah aman dan stabil baik terhadap defleksi, momen, *heave* serta nilai SF secara keseluruhan pada tahap akhir yaitu 6,669.

3. Alternatif pondasi *bored pile* direncanakan berdiameter 80 cm dengan kedalaman bervariasi menyesuaikan area pada lokasi studi dengan rincian :
   - Pada area Tower A dan B pondasi ditanam hingga kedalaman -60 m dari permukaan tanah (panjang pondasi tiang : 52,5 m)
   - Pada area podium dengan *pilecap* tipe C,D,E,F,G,H, I, J, K pondasi ditanam hingga kedalaman -46,5 m dari permukaan tanah (panjang pondasi tiang : 41,75 m)
   - Pada area podium dengan *pilecap* tipe L, pondasi ditanam hingga kedalaman -40 m dari permukaan tanah (panjang tiang : 32,25 m)
4. Perencanaan ketebalan dasar *basement* dilakukan sesuai area pada lokasi studi, yaitu :
   - Pada area tower direncanakan alternatif pondasi *bored pile* dengan menggunakan *raft* setebal 3,95 meter
   - Pada area podium direncanakan alternatif *bored pile* dengan menggunakan *pilecap* setebal 1,2 m.

   Kedua perencanaan ketebalan tersebut telah dikontrol terhadap gaya *uplift* dan penurunan pondasi dengan menyesuaikan kondisi tanah serta potensi kembang susut pada lokasi studi.
5. Alternatif dinding penahan tanah menggunakan *secant pile* direncanakan diameter *primary pile*nya sebesar 0,8

m dan diameter *secondary pile*nya sebesar 1 m dengan total panjang adalah sepanjang 12,65 m dengan rincian panjang kedalaman *basement* yaitu 3,55 m dan panjang penanaman *secant pile* yaitu 9,098 m.

6. Perencanaan struktur bawah yang lebih baik didapatkan pada perencanaan alternatif pondasi menggunakan *bored pile* dengan rincian kebutuhan volume material besi tulangan 317,179 m^3 dan volume material beton 27581,860 m^3 serta pada perencanaan dinding penahan tanah didapatkan perencanaan terbaik dari segi volume material yaitu 9,895 m^3 untuk material besi tulangan dan 280,260 m^3 untuk material beton.

9.2. Saran

Berdasarkan analisis yang telah dilakukan, maka terdapat saran sebagai berikut :

1. Data tanah sebaiknya menggunakan data hasil pengujian laboratorium yang lengkap, sehingga seluruh parameter tanah yang dibutuhkan bisa mewakili kondisi asli yang ada di lapangan.
2. Perlu dilakukan pembaharuan informasi mengenai persyaratan ijin setiap akan merencanakan struktur bawah, baik pada perencanaan pondasi maupun dinding penahan tanah.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR PUSTAKA

Badan Pusat Statistika Jawa Timur, 2018. *Data Pertumbuhan Penduduk BPS Jawa Timur,* Surabaya: Badan Pusat Statistika Jawa Timur.

Badan Standarisasi Nasional, 2013. *SNI 2847:2013 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung.* Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.

Badan Standarisasi Nasional, 2017. *SNI 2052:2017 tentang Baja Tulangan Beton.* Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.

Badan Standarisasi Nasional, 2017. *SNI 8460:2017 tentang Persyaratan Perancangan Geotekik.* Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.

Bowles, J. E., 1984. *Sifat-Sifat Fisis dan Geoteknis Tanah (Mekanika Tanah) Jilid 2.* Jakarta: Erlangga.

Das, B. M., 2006. *Principle of Geothecnical Engineering.* 5th ed. Canada: Thomson.

Das, B. M., 2007. *Principles of Foundation Engineering.* 6th ed. Canada: Thomson.

Das, B. M. (alih bahasa oleh Endah, N. & Mochtar, I. B.), 1988. *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknik) Jilid I.* Surabaya: Erlangga.

Das, B. M. (alih bahasa oleh Endah, N. & Mochtar, I. B.), 1993. *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknik) Jilid II.* Surabaya: Erlangga.

Emmanuel, D. P., 2015. Rezim Pertumbuhan Kota Surabaya Studi tentang Pembangunan dan Revitalisasi Hotel di Surabaya. *Jurnal Politik Muda*, 4(1), pp. 71-78.

Hardiyatmo, H. C., 2002. *Mekanika Tanah I.* 3rd ed. Yogyakarta: Gajah Mada University Press.

Harianto, T. & Masri, A., 2016. *Karakteristik Mekanis Tanah Kembang Susut yang Distabilisasi dengan Limbah Marmer.* Surakarta, s.n.

Mantulangi, A. S., 2014. Kajian Potensi Kembang Susut Tanah Akibat Variasi Kadar Air (Studi Kasus Lokasi Pembangunan Gedung Laboratorium Terpadu Universitas Negeri Gorontalo). *Jurnal Ilmiah Teknik Sipil*, Volume 1.

Mohamedzein, Y. E. -A., Ibrahim, R. & Alsanosi, A., 2006. Prediction of Swelling Pressure oh Expansive Soils Using Neural Networks. In: A. A. Al-Rawas & M. F. Goosen, eds. *Expansive Soil*. Khartoum, Sudan: Taylor & Francis/Balkema, p. 246.

Mowafy, Y., 1978. *Study of Some Engineering Properties of Swelling Soils.* Cairo: s.n.

NAFVAC DM-7, 1971. *Design Manual, Soil Mechanic, Foundation and Earth Structures.* Virginia, USA: Departement of The Naval Facilities Enginneering Command.

Sudijanto, A. T., 2014. *Tanah Ekspansif*. Malang: Graha Ilmu.

Sudijanto, A. T., 2015. *Tanah Ekspansif Karakteristik & Pengukuran Perubahan Volume*. Malang: Graha Ilmu.

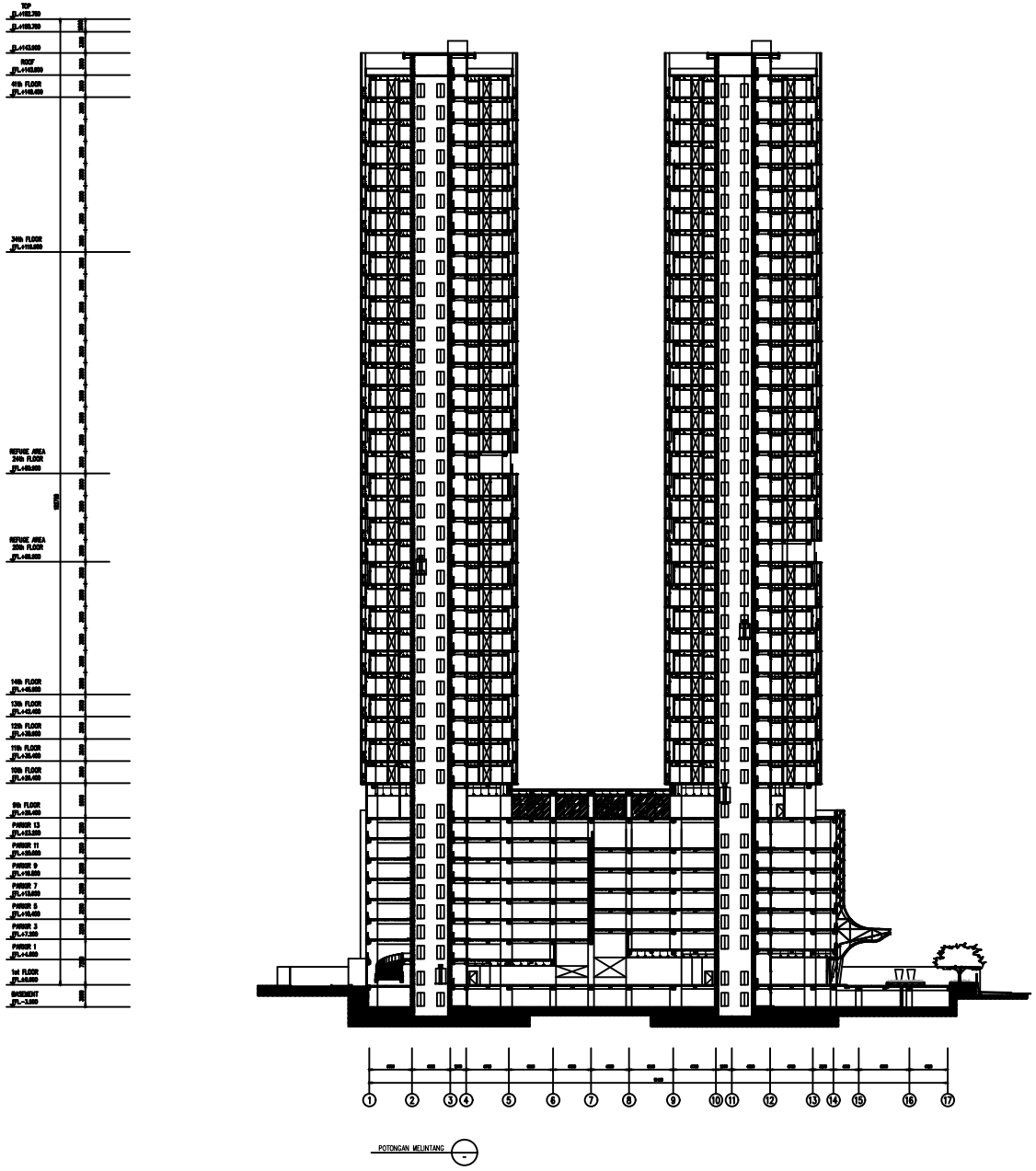
Tu, H., 2015. *Prediction of the Variation of Swelling Pressure and 1-D Heave of Expansive Soils with Respect to Suction.* Ottawa, Canada: s.n.

Wahjudi, H., 1999. *Daya Dukung Pondasi Dalam.* Surabaya: s.n.

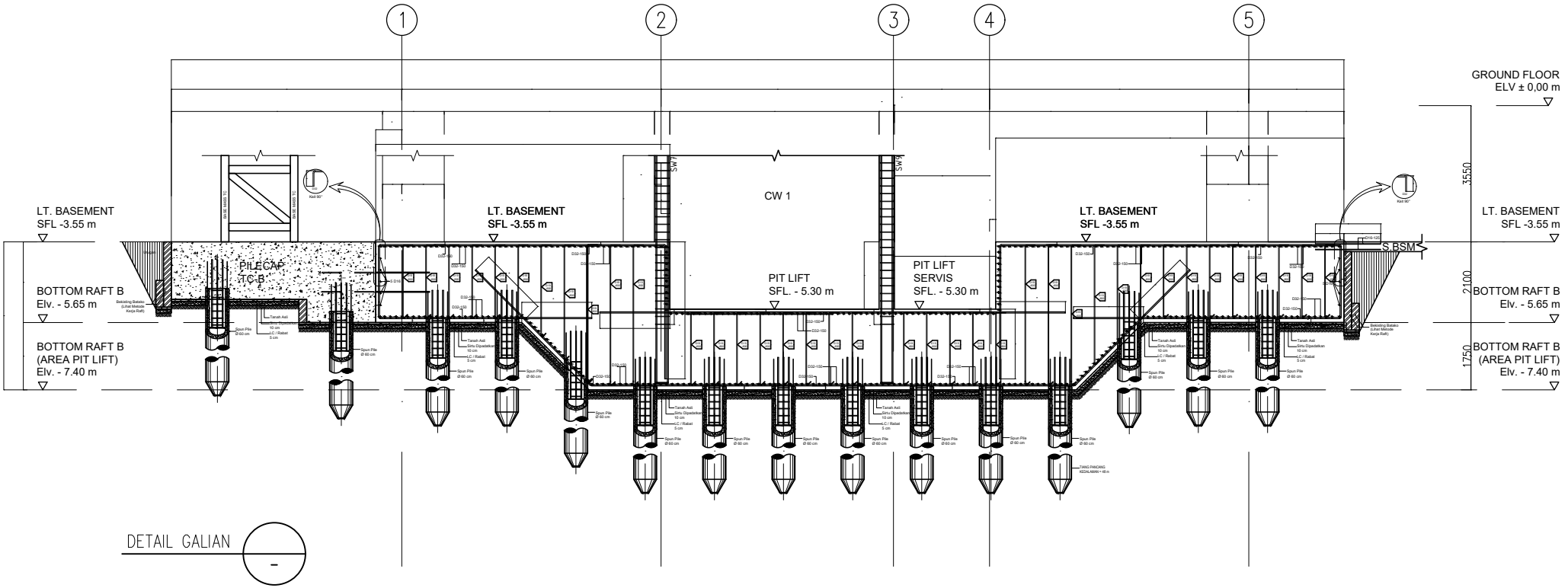
Wahyudi, H., 2005. *Foundation Problem.* Surabaya, Hexa Mitra Mandiri.

Yuliet, R., Hakam, A. & Febrian, G., 2011. Uji Potensi Mengembang pada Tanah Lempung dengan Metoda Free Swelling Test. *Jurnal Rekayasa Sipil*, 7(1).

LAMPIRAN



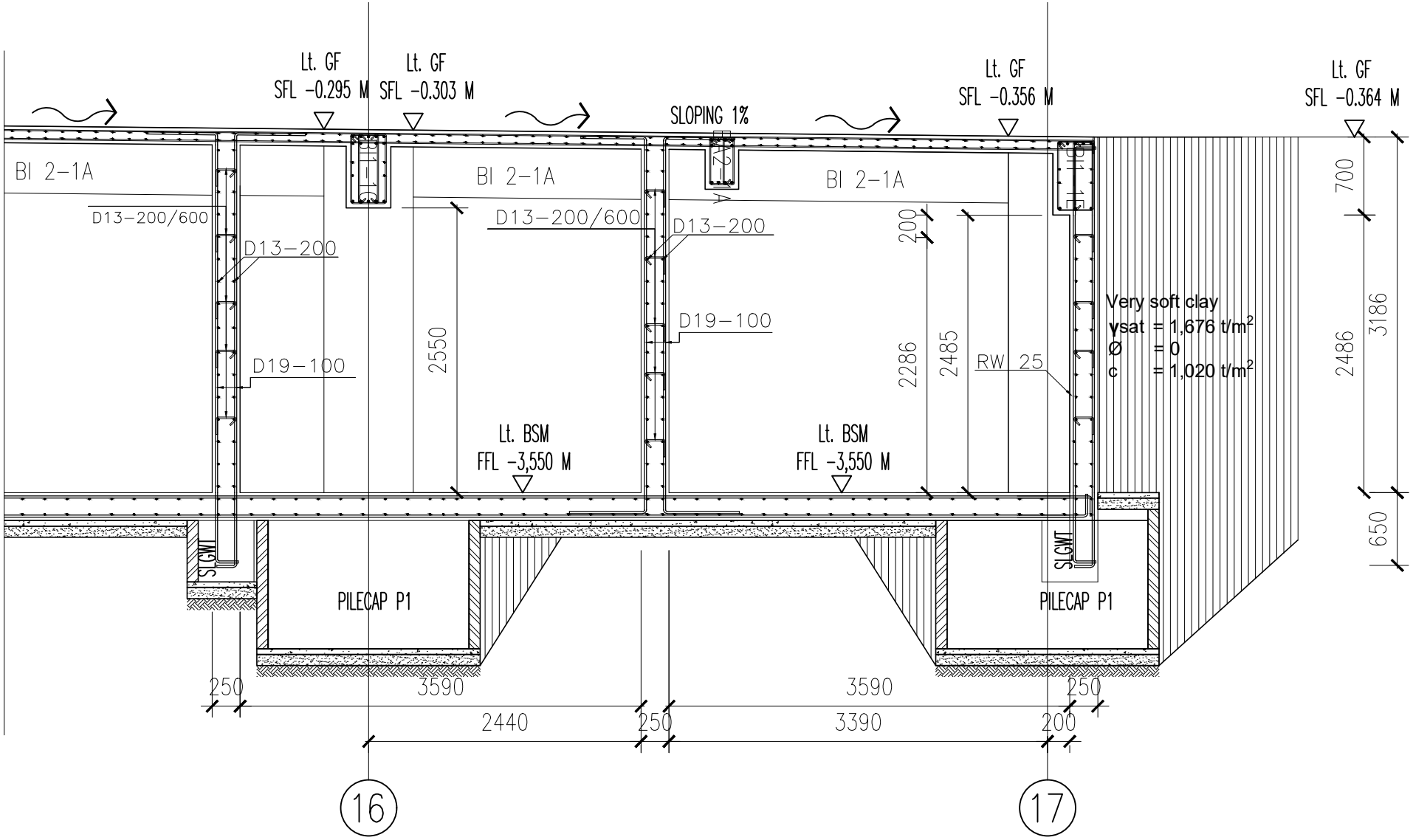
	JUDUL GAMBAR	DOSEN	NAMA MAHASISWA	SKALA	KETERANGAN	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	STRUKTUR BANGUNAN APARTEMEN TAMANSARI EMERALD	Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi Putu Tantri Kumala Sari, ST. MT	DIAZ RACHMA ISNAENI NRP. 03111640000023		LAMPIRAN 1	01	12



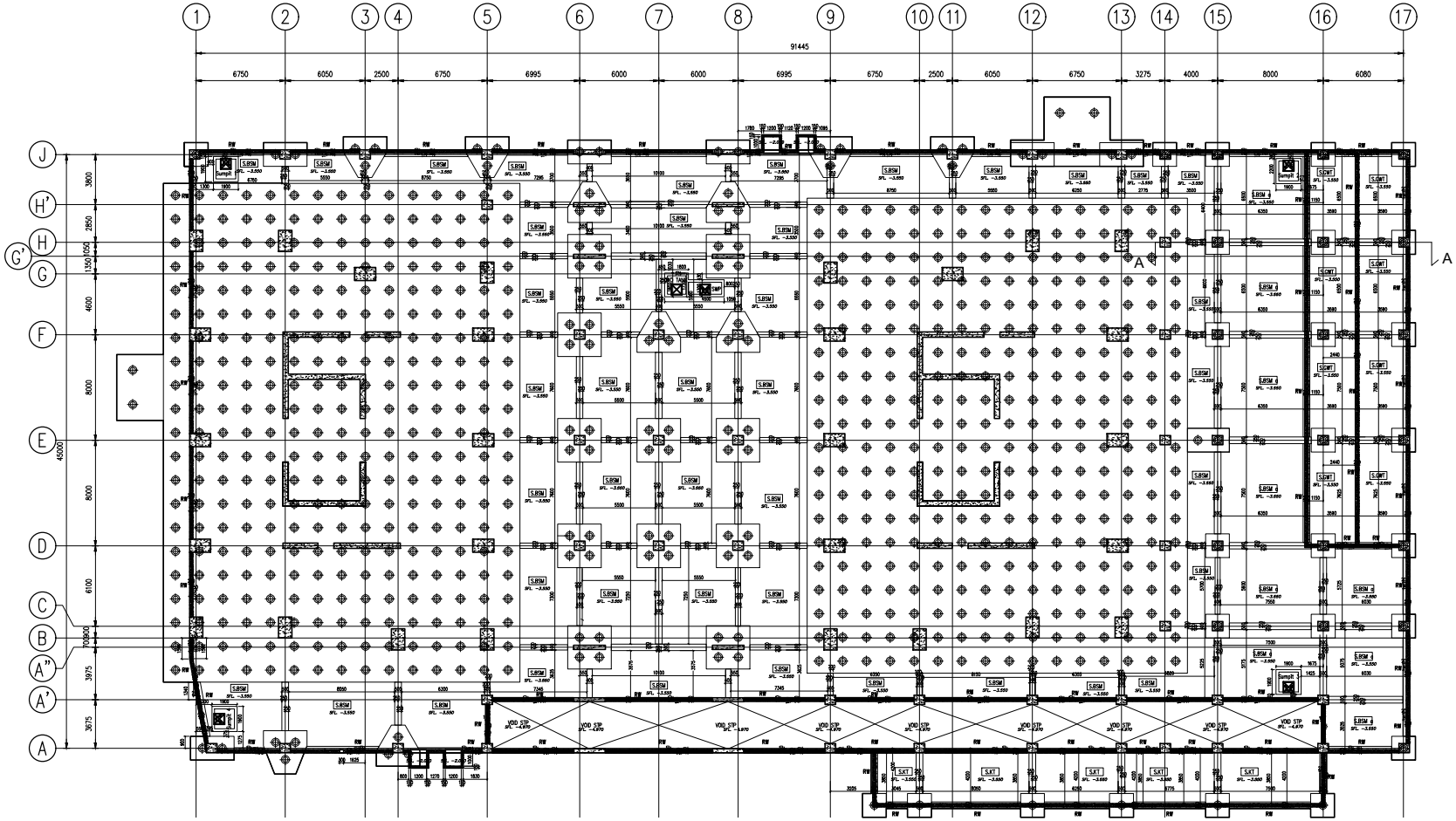
DETAIL GALIAN

-

	JUDUL GAMBAR	DOSEN	NAMA MAHASISWA	SKALA	KETERANGAN	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	DETAIL KEDALAMAN GALIAN PONDASI EKSISTING RAFT TOWER B	Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi Putu Tantri Kumala Sari, ST. MT	DIAZ RACHMA ISNAENI NRP. 03111640000023		LAMPIRAN 2	02	12



	JUDUL GAMBAR	DOSEN	NAMA MAHASISWA	SKALA	KETERANGAN	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	DETAIL POTONGAN DINDING PENAHAN TANAH EKSISTING	Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi Putu Tantri Kumala Sari, ST. MT	DIAZ RACHMA ISNAENI NRP. 03111640000023		LAMPIRAN 3	03	12



DENAH LANTAI BASEMENT

-

	JUDUL GAMBAR	DOSEN	NAMA MAHASISWA	SKALA	KETERANGAN	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	DENAH LANTAI BASEMENT	Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi Putu Tantri Kumala Sari, ST. MT	DIAZ RACHMA ISNAENI NRP. 03111640000023		LAMPIRAN 4	04	12

LAMPIRAN 5.
Data Tanah Apartemen Tamansari Emerald

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS
Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya
Telp. 031 5994251 - 55 Psw. 1140,
Telp/Fax: 031 5928601, e-mail: tanah.its@gmail.com

DRILLING LOG

CLIENT = PT. WIKA REALTY
PROJECT NAME = APARTEMEN
POINT NO. = BH-1
WATER SURFACE = - METER
PROJECT LOCATIC = CITRALAND, SURABAYA

BORE TYPE = ROTARY DRILLING
START OF DATE = 29 MARET 2015
FINISH OF DATE = 03 April 2015
BORE MASTER = HARNO CS

Remarks
UD = Undisturb Sample
CS = Core Sample
SPT = SPT Test

Scale in m	Elevation (LWS) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS		SPT TEST		Standard Penetration Test				N - Value
									Depth in m	Sample Code	Depth in m	Sample Code	N-Value Blows/30 cm	Blows per each 15 cm: 15 cm	15 cm	15 cm	
0.00	0.00	START OF BORING															
1.00	-1.00	-1.00				COKLAT	SOFT	SPT = 3			-2.00	SPT 1	3	1	1	2	3
2.00	-2.00	-2.00									-2.50						
3.00	-3.00	-3.00				ABU-ABU KECOKLATAN	MEDIUM	SPT = 5			-4.00	SPT 2	5	1	2	3	5
4.00	-4.00	-4.00									-4.50						
5.00	-5.00	-5.00				COKLAT			-5.00								
6.00	-6.00	-6.00				ABU-ABU			-5.50	UD 01	-6.00	SPT 3	5	1	2	3	5
7.00	-7.00	-7.00									-6.50						
8.00	-8.00	-8.00					MEDIUM	SPT = 7			-8.00	SPT 4	7	2	3	4	7
9.00	-9.00	-9.00									-8.50						
10.00	-10.00	-10.00							-10.00		-10.00	SPT 5	9	3	4	5	9
11.00	-11.00	-11.00					STIFF	SPT 9 s/d 14	-10.50	UD 02	-10.50						
12.00	-12.00	-12.00				ABU-ABU TERANG					-12.00	SPT 6	12	3	5	7	12
13.00	-13.00	-13.00									-12.50						
14.00	-14.00	-14.00									-14.00	SPT 7	14	4	6	8	14
15.00	-15.00	-15.00			LEMPUNG				-15.00		-14.50						
16.00	-16.00	-16.00					STIFF	SPT 12 s/d 15	-15.50	UD 03	-16.00	SPT 8	15	4	6	9	15
17.00	-17.00	-17.00									-16.50						
18.00	-18.00	-18.00									-18.00	SPT 9	12	4	5	7	12
19.00	-19.00	-19.00									-18.50						
20.00	-20.00	-20.00							-20.00		-20.00	SPT 10	18	4	7	11	18
21.00	-21.00	-21.00							-20.50	UD 04	-20.50						
22.00	-22.00	-22.00									-22.00	SPT 11	17	4	7	10	17
23.00	-23.00	-23.00									-22.50						
24.00	-24.00	-24.00				ABU-ABU	STIFF TO VERY STIFF	SPT 12 s/d 19			-24.00	SPT 12	18	3	7	11	18
25.00	-25.00	-25.00									-24.50						
26.00	-26.00	-26.00									-26.00	SPT 13	17	4	7	10	17
27.00	-27.00	-27.00									-26.50						
28.00	-28.00	-28.00									-28.00	SPT 14	18	4	8	10	18
29.00	-29.00	-29.00									-28.50						
30.00	-30.00	-30.00							-30.00		-30.00	SPT 15	19	5	8	11	19

Scanned with CamScanner

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS
Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya
Telp. 031 5994251 - 55 Psw. 1140,
Telp/Fax: 031 5928601, e-mail: tanah.its@gmail.com

DRILLING LOG

CLIENT = PT. WIKA REALTY
PROJECT NAME = APARTEMEN
UNIT NO. = BH-1
WATER SURFACE = - METER
PROJECT LOCATION = CITRALAND, SURABAYA

BORE TYPE = ROTARY DRILLING
START OF DATE = 29 MARET 2015
FINISH OF DATE = 03 April 2015
BORE MASTER = HARNO CS

Remarks
UD = Undisturb Sample
CS = Core Sample
SPT = SPT Test

Scale in m	Elevation (LWS) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS Depth in m	UD / CS Sample Code	SPT TEST Depth in m	SPT TEST Sample Code	Standard Penetration Test N-Value Blow/30 cm	Blows per each 15 cm 15 cm	15 cm	15 cm	N - Value
31.00	-31.00	-31.00							-30.50	UD 05	-30.50						
32.00	-32.00	-32.00					VERY STIFF	SPT = 19			-32.00 -32.50	SPT 16	29	5	9	11	19
33.00	-33.00	-33.00															
34.00	-34.00	-34.00									-34.00 -34.50	SPT 17	21	5	9	12	21
35.00	-35.00	-35.00					VERY STIFF	SPT 21 s/d 23									
36.00	-36.00	-36.00									-36.00 -36.50	SPT 18	23	6	10	13	23
37.00	-37.00	-37.00															
38.00	-38.00	-38.00									-38.00 -38.50	SPT 19	23	5	10	13	23
39.00	-39.00	-39.00					VERY STIFF	SPT 22 s/d 23									
40.00	-40.00	-40.00									-40.00 -40.50	SPT 20	22	6	10	12	22
41.00	-41.00	-41.00															
42.00	-42.00	-42.00					VERY STIFF	SPT 25 s/d 26			-42.00 -42.50	SPT 21	25	7	11	14	25
43.00	-43.00	-43.00															
44.00	-44.00	-44.00									-44.00 -44.50	SPT 22	26	8	11	15	25
45.00	-45.00	-45.00			LEMPUNG	ABU-ABU											
46.00	-46.00	-46.00					VERY STIFF	SPT 26 s/d 30			-46.00 -46.50	SPT 23	30	10	14	16	30
47.00	-47.00	-47.00															
48.00	-48.00	-48.00									-48.00 -48.50	SPT 24	33	10	15	18	33
49.00	-49.00	-49.00					VERY STIFF TO HARD	SPT 29 s/d 33									
50.00	-50.00	-50.00									-50.00 -50.50	SPT 25	29	7	14	15	29
51.00	-51.00	-51.00															
52.00	-52.00	-52.00					VERY STIFF TO HARD	SPT 28 s/d 34			-52.00 -52.50	SPT 26	28	8	13	15	28
53.00	-53.00	-53.00															
54.00	-54.00	-54.00									-54.00 -54.50	SPT 27	34	10	15	19	34
55.00	-55.00	-55.00															
56.00	-56.00	-56.00					VERY STIFF TO HARD	SPT 24 s/d 33			-56.00 -56.50	SPT 28	24	10	14	10	24
57.00	-57.00	-57.00															
58.00	-58.00	-58.00									-58.00 -58.50	SPT 29	33	10	14	19	33
59.00	-59.00	-59.00															
60.00	-60.00	-60.00					VERY STIFF TO HARD	SPT 32 s/d 33	-60.00 -60.50	UD 06	-60.00 -60.50	SPT 30	32	9	14	18	32

END OF BORING

Scanned with CamScanner

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS
Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya
Telp. 031 5994251 - 55 Psw. 1140
Telp/Fax: 031 5928601, e-mail: tanah.its@gmail.com

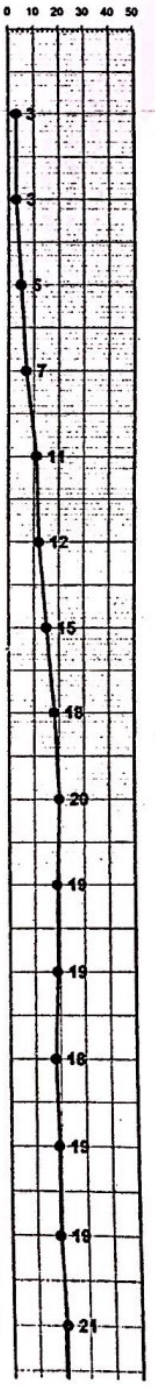
DRILLING LOG

CLIENT = PT. WIKA REALTY
PROJECT NAME = APARTEMEN
JOINT NO. = BH-2
WATER SURFACE = - METER
PROJECT LOCATIC = CITRALAND, SURABAYA

BORE TYPE = ROTARY DRILLING
START OF DATE = 03 April 2015
FINISH OF DATE = 05 April 2015
BORE MASTER = HARNO CS

Remarks
UD = Undisturb Sample
CS = Core Sample
SPT = SPT Test

Scale in m	Elevation (LWS) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS Depth in m	UD / CS Sample Code	SPT TEST Depth in m	SPT TEST Sample Code	Standard Penetration Test: N-Value Blows/30 cm	Blows per each 15 cm: 15 cm	15 cm	15 cm	N - Value
0.00	0.00					START OF BORING											
1.00	-1.00	-1.00															
2.00	-2.00	-2.00					SOFT	SPT = 3			-2.00 / -2.50	SPT 1	3	1	1	2	
3.00	-3.00	-3.00				COKLAT											
4.00	-4.00	-4.00					SOFT TO MEDIUM	SPT 3 s/d 5			-4.00 / -4.50	SPT 2	3	1	1	2	
5.00	-5.00	-5.00							-6.00 / -6.50	UD 01							
6.00	-6.00	-6.00									-6.00 / -6.50	SPT 3	5	1	2	3	5
7.00	-7.00	-7.00					MEDIUM	SPT 5 s/d 7			-8.00 / -8.50	SPT 4	7	2	3	4	7
8.00	-8.00	-8.00															
9.00	-9.00	-9.00															
10.00	-10.00	-10.00					STIFF	SPT 11 s/d 12	-10.00 / -10.50	UD 02	-10.00 / -10.50	SPT 5	11	3	5	6	11
11.00	-11.00	-11.00															
12.00	-12.00	-12.00									-12.00 / -12.50	SPT 6	12	3	5	7	12
13.00	-13.00	-13.00					STIFF	SPT 12 s/d 15			-14.00 / -14.50	SPT 7	15	4	6	9	15
14.00	-14.00	-14.00															
15.00	-15.00	-15.00				LEMPUNG			-15.00 / -15.50	UD 03							
16.00	-16.00	-16.00					VERY STIFF	SPT 18 s/d 20			-16.00 / -16.50	SPT 8	18	4	7	11	18
17.00	-17.00	-17.00															
18.00	-18.00	-18.00				ABU-ABU					-18.00 / -18.50	SPT 9	20	4	8	12	20
19.00	-19.00	-19.00					VERY STIFF	SPT 19 s/d 20									
20.00	-20.00	-20.00							-20.00 / -20.50	UD 04	-20.00 / -20.50	SPT 10	19	4	8	11	19
21.00	-21.00	-21.00															
22.00	-22.00	-22.00					VERY STIFF	SPT 18 s/d 19			-22.00 / -22.50	SPT 11	19	5	8	11	19
23.00	-23.00	-23.00															
24.00	-24.00	-24.00									-24.00 / -24.50	SPT 12	18	4	8	10	18
25.00	-25.00	-25.00					VERY STIFF	SPT 18 s/d 19									
26.00	-26.00	-26.00									-26.00 / -26.50	SPT 13	19	4	9	10	19
27.00	-27.00	-27.00															
28.00	-28.00	-28.00					VERY STIFF	SPT 19 s/d 21			-28.00 / -28.50	SPT 14	19	5	8	11	19
29.00	-29.00	-29.00															
30.00	-30.00	-30.00									-30.00	SPT 15	21	5	8	13	21



Scanned with CamScanner

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS
Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya
Telp. 031 5994251 - 55 Psw. 1140,
Telp/Fax: 031 5928601, e-mail: tanah.its@gmail.com

DRILLING LOG

LIENT = PT. WIKA REALTY
ROJECT NAME = APARTEMEN
OINT NO. = BH-2
ATER SURFACE = - METER
ROJECT LOCATIC = CITRALAND, SURABAYA

BORE TYPE = ROTARY DRILLING
START OF DATE = 03 April 2015
FINISH OF DATE = 05 April 2015
BORE MASTER = HARNO CS

Remarks.
UD = Undisturb Sample
CS = Core Sample
SPT = SPT Test

Scale in m	Elevation (LWS) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS		SPT TEST		Standard Penetration Test				
									Depth in m	Sample Code	Depth in m	Sample Code	N-Value Blows/30 cm	Blows per each 15 cm			N - Value
														15 cm	15 cm	15 cm	0 10 20 30 40 50
31.00	-31.00	-31.00									-30.50						
32.00	-32.00	-32.00					VERY STIFF	SPT 21 s/d 22			-32.00 -32.50	SPT 16	23	6	10	13	21
33.00	-33.00	-33.00															
34.00	-34.00	-34.00									-34.00 -34.50	SPT 17	22	8	10	12	22
35.00	-35.00	-35.00					VERY STIFF	SPT 22 s/d 23									
36.00	-36.00	-36.00			LEMPUNG	ABU-ABU					-36.00 -36.50	SPT 18	23	6	10	13	23
37.00	-37.00	-37.00															
38.00	-38.00	-38.00					VERY STIFF	SPT 23 s/d 25			-38.00 -38.50	SPT 19	25	7	11	14	25
39.00	-39.00	-39.00															
40.00	-40.00	-40.00					VERY STIFF	SPT = 27			-40.00 -40.50	SPT 20	27	6	12	15	27

END OF BORING

Scanned with CamScanner

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS
Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya
Telp. 031 5994251 - 55 Psw. 1140,
Telp/Fax: 031 5928601, e-mail: tanah.its@gmail.com

REKAP HASIL TEST LABORATORIUM

CLIENT : PT. WIKA REALTY
PROJECT : PEMBANGUNAN APARTEMENT
OCATION : CITRA LAND, SURABAYA

BORE POINT : BH-1
BORE MASTER : HARNO, ST

DEPTH	VOLUMETRIC + GRAVIMETRIC								CONSOLIDATION		
(Meter)	Gs	e	Sr	Wc	n	γt	γd	γsat	Pp	Cc	Cv
-5.50	2.609	1.389	80.76	43.00	58.14	1.562	1.092	1.674	1.07	0.767	8.40E-04
-10.50	2.658	1.375	82.17	42.51	57.89	1.595	1.119	1.698	1.11	0.895	9.50E-04
-15.50	2.671	1.325	83.98	41.66	56.99	1.627	1.149	1.719	*	*	*
-20.50	2.587	1.265	82.45	40.32	55.85	1.603	1.142	1.701	*	*	*
-30.50	2.688	1.198	86.21	38.42	54.50	1.693	1.223	1.768	*	*	*
-60.50	2.712	1.124	87.540	36.28	52.92	1.740	1.277	1.806			

DEPTH	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			STRENGTH			PERMEABILITY
(Meter)	G	S	S+Cl	LL	PL	IP	ϕ	C	Cu	
-5.50	0.00	9.26	90.74	72.10	32.45	39.65	0	*	0.24	*
-10.50	0.00	8.92	2.00	73.33	33.72	39.61	0	*	0.49	*
-15.50	0.00	11.23	88.77	76.63	31.38	45.25	0	*	0.78	*
-20.50	0.00	6.29	93.71	68.89	33.87	35.02	0	*	0.86	*
-30.50	0.00	6.01	93.99	79.27	33.76	45.51	0	*	0.91	*
-60.50	0.00	8.65	91.35	70.71	34.56	36.15	0	*	1.53	*

REMARK

G = Gravel (%)
S = Sand (%)
S + Cl = Silt + Clay (%)

LL = Liquid Limit (%)
PL = Plastic Limit (%)
IP = Plastic Index (%)

ϕ = Angle of internal friction (degree)
C = Cohesion (kg/cm^2)
Cu = Cohesion Undrained (kg/cm^2)

Gs = Specific Gravity
e = Void ratio
Sr = Degree of saturation (%)

W_c = Water content (%)
n = Porosity (%)
γ_t = Wet density (gr/cc)

γ_{sat} = Saturated density (gr/cc)
γ_d = Dry density (gr/cc)

Pp = Preconsolidation Pressure (kg/cm^2)
Cc = Commpression Index
Cv = Compression of Consolidation (cm^2/kg)
* = Not test

Scanned with CamScanner

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS
Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya
Telp. 031 5994251 - 55 Psw. 1140,
Telp/Fax: 031 5928601, e-mail: tanah.its@gmail.com

REKAP HASIL TEST LABORATORIUM

CLIENT : PT. WIKA REALTY
PROJECT : PEMBANGUNAN APARTEMEN
OCATION : CITRA LAND, SURABAYA

BORE POINT : BH-2
BORE MASTER : HARNO, ST

DEPTH	VOLUMETRIC + GRAVIMETRIC								CONSOLIDATION		
(Meter)	Gs	e	Sr	Wc	n	γt	γd	γsat	Pp	Cc	Cv
-5.50	2.587	1.328	78.21	40.15	57.04	1.557	1.111	1.682	1.11	0.880	8.50E-05
-10.50	2.643	1.243	80.43	37.83	55.42	1.624	1.178	1.733	1.12	0.634	9.50E-04
-15.50	2.654	1.228	86.75	40.14	55.12	1.669	1.191	1.742	*	*	*
-20.50	2.618	1.121	91.24	39.07	52.85	1.717	1.234	1.763	*	*	*

DEPTH	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			STRENGTH			PERMEABILITY
(Meter)	G	S	S+Cl	LL	PL	IP	ϕ	C	Cu	
-5.50	0.00	8.75	91.25	76.28	33.09	43.19	0	*	0.26	*
-10.50	0.00	9.75	90.25	73.40	32.77	40.63	0	*	0.52	*
-15.50	0.00	8.19	91.81	78.87	34.19	44.68	0	*	0.87	*
-20.50	0.00	8.27	91.73	72.12	30.45	41.67	0	*	0.94	*

REMARK

G = Gravel (%)
S = Sand (%)
S + Cl = Silt + Clay (%)

LL = Liquid Limit (%)
PL = Plastic Limit (%)
IP = Plastic Index (%)

ϕ = Angle of internal friction (degree)
C = Cohession (kg/cm^2)
Cu = Cohesion Undrained (kg/cm^2)

Gs = Specific Gravity
e = Void ratio
Sr = Degree of saturation (%)

W_c = Water content (%)
n = Porosity (%)
γ_t = Wet density (gr/cc)

γ_{sat} = Saturated density (gr/cc)
γ_d = Dry density (gr/cc)

Pp = Preconsolidation Pressure (kg/cm^2)
Cc = Commpression Index
Cv = Compression of Consolidation (cm^2/kg)
* = Not test

Scanned with CamScanner

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS
Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya 60111,
Telp. 031 5994251 – 55, Psw. 1140,
Telp./Fax: 031 592 8601, email : tanah.its@gmail.com

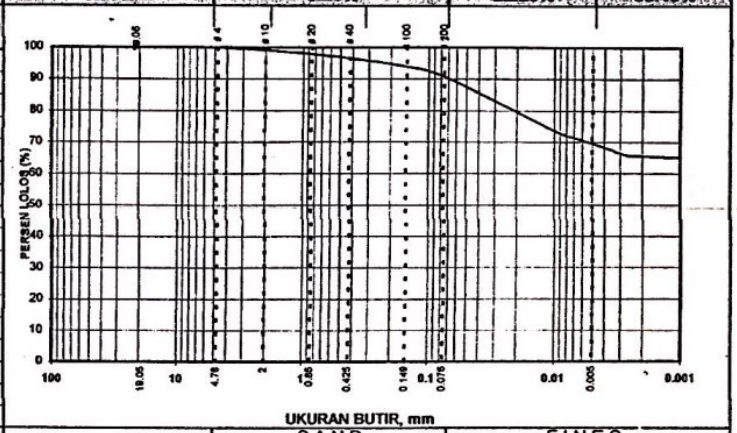
GRAIN SIZE DISTRIBUTION CURVE

KLIEN	= PT.WIKA REALTY	TITIK BOR	= BH-1
PROYEK	= PEMBANGUNAN APARTEMEN	TANGGAL	= 1 MEI 2015
LOKASI	= CITRALAND SURAAYA	LABORANT	= HERY CS

DEPTH	= -5.5	m	
Weight of Soil	= 200	gr	
Weight of Can	= 9.24	gr	

GRAVEL	SAND			FINES	
	COARSE	MEDIUM	FINE	SILT	CLAY
0.00%		9.26%		22.25%	68.49%

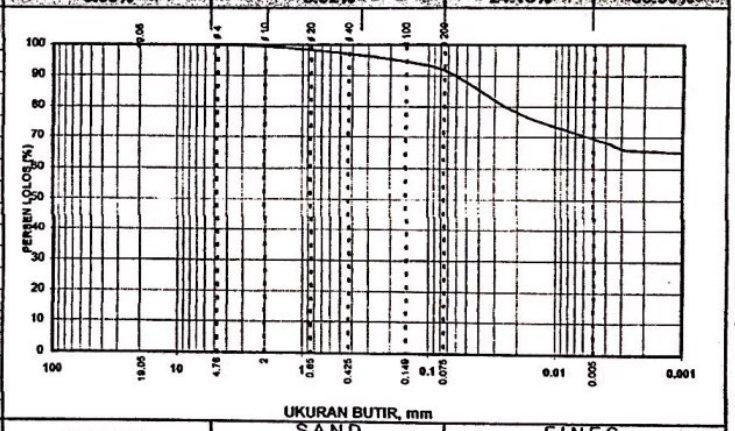
ϕ (mm)	# SIEVE	Weight of Retained (gr)		% Retained	% Passing
50	2"				100
25.4	1"				100
19.05	3/4"				100.00
9.5	3/8"				100.00
4.76	4				100.00
2	10	10.86	1.6	0.81	99.19
0.85	20	11.76	2.5	1.26	97.93
0.425	40	11.90	2.7	1.33	96.60
0.1521	100	14.56	5.3	2.66	93.94
0.075	200	15.64	6.4	3.20	90.74
0.0093					73.08
0.0068					71.24
0.0049					69.41
0.0035					67.57
0.0025					65.74
0.0001					63.90



DEPTH	= -10.5	m	
Weight of Soil	= 200	gr	
Weight of Can	= 9.24	gr	

GRAVEL	SAND			FINES	
	COARSE	MEDIUM	FINE	SILT	CLAY
0.00%		8.92%		24.18%	66.90%

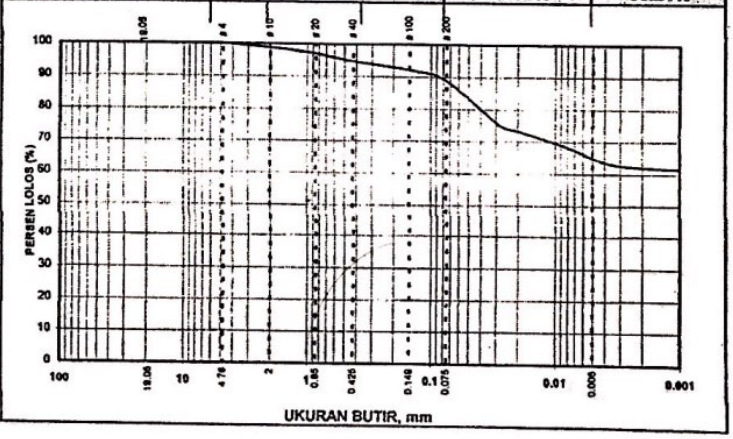
ϕ (mm)	# SIEVE	Weight of Retained (gr)		% Retained	% Passing
50	2"				100
25.4	1"				100.00
19.05	3/4"				100.00
9.5	3/8"				100.00
4.76	4				100.00
2	10	10.38	1.1	0.57	99.43
0.85	20	11.47	2.2	1.12	98.32
0.425	40	11.86	2.6	1.31	97.01
0.1416	100	14.35	5.1	2.56	94.45
0.0692	200	15.98	6.7	3.37	91.08
0.0267					80.73
0.022					78.86
0.0137					75.20
0.0051					69.67
0.0037					67.83
0.0026					65.98
0.0001					64.14



DEPTH	= -15.5	m	
Weight of Soil	= 200	gr	
Weight of Can	= 9.24	gr	

GRAVEL	SAND			FINES	
	COARSE	MEDIUM	FINE	SILT	CLAY
0.00%		11.23%		23.56%	65.21%

ϕ (mm)	# SIEVE	Weight of Retained (gr)		% Retained	% Passing
50	2"				100
25.4	1"				100
19.05	3/4"				100
9.5	3/8"				100.00
4.76	4				100.00
2	10	11.63	2.4	1.20	98.81
0.85	20	12.86	3.6	1.81	97.00
0.425	40	13.64	4.4	2.20	94.80
0.1413	100	14.77	5.5	2.77	92.03
0.075	200	15.76	6.5	3.26	88.77
0.0278					75.09
0.02					73.29
0.0143					71.49
0.0102					69.70
0.0075					67.90
0.0021					62.51
0.0001					60.72



Scanned with CamScanner

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS
Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya 60111,
Telp 031 5994251 – 55, Psw. 1140,
Telp./Fax. 031 592 8601, email : tanah.its@gmail.com

GRAIN SIZE DISTRIBUTION CURVE

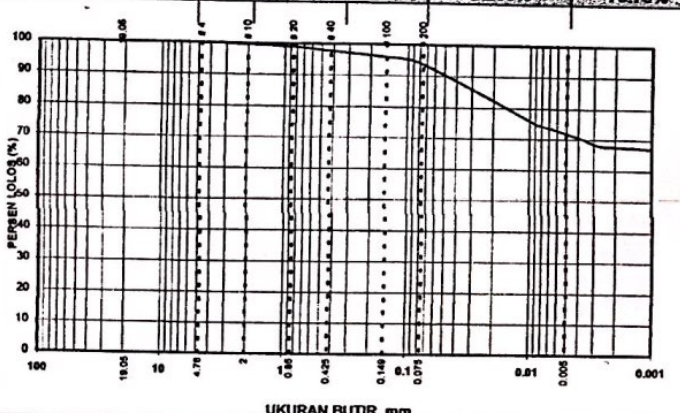
KLIEN = PT.WIKA REALTY
PROYEK = PEMBANGUNAN APARTEMEN
LOKASI = CITRALAND SURAAYA

TITIK BOR = BH-1
TANGGAL = 1 MEI 2015
LABORANT = HERY CS

DEPTH = -20.5 m
Weight of Soil = 200 gr
Weight of Can = 9.24 gr

ϕ (mm)	# SIEVE	Weight of Retained (gr)		% Retained	% Passing
50	2"				100
25.4	1"				100
19.05	3/4"				100.00
9.5	3/8"				100.00
4.76	4				100.00
2	10	9.87	0.6	0.32	99.69
0.85	20	10.76	1.5	0.78	98.93
0.425	40	11.85	2.4	1.21	97.72
0.1521	100	12.74	3.5	1.75	95.97
0.075	200	13.76	4.5	2.26	93.71
0.0093					75.47
0.0068					73.58
0.0040					71.68
0.0035					69.78
0.0025					67.89
0.0091					65.99

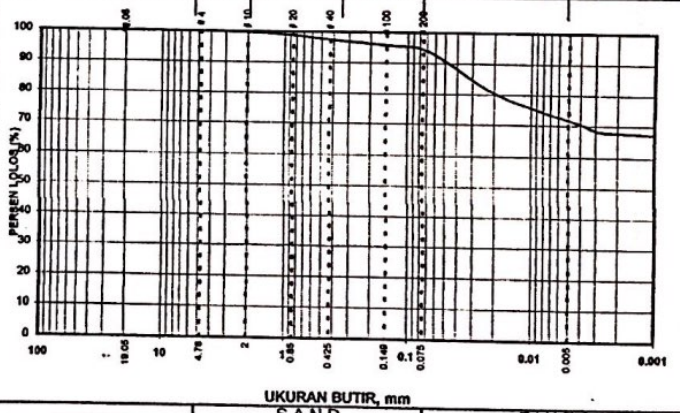
GRAVEL 0.00% | SAND: COARSE, MEDIUM 6.29%, FINE | FINES: SILT 22.98%, CLAY 70.73%



DEPTH = -30.5 m
Weight of Soil = 200 gr
Weight of Can = 9.24 gr

ϕ (mm)	# SIEVE	Weight of Retained (gr)		% Retained	% Passing
50	2"				100
25.4	1"				100.00
19.05	3/4"				100.00
9.5	3/8"				100.00
4.76	4				100.00
2	10	9.85	0.6	0.31	99.70
0.85	20	11.07	1.8	0.92	98.78
0.425	40	11.83	2.6	1.30	97.49
0.1416	100	12.58	3.3	1.67	95.82
0.0662	200	12.89	3.7	1.83	93.99
0.0267					83.31
0.022					81.40
0.0137					77.80
0.0051					71.89
0.0037					69.99
0.0026					68.09
0.0001					66.19

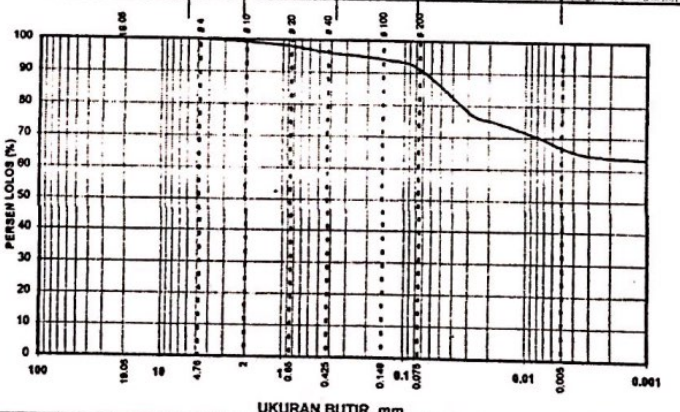
GRAVEL 0.00% | SAND: COARSE, MEDIUM 6.01%, FINE | FINES: SILT 24.95%, CLAY 69.04%



DEPTH = -60.5 m
Weight of Soil = 200 gr
Weight of Can = 9.24 gr

ϕ (mm)	# SIEVE	Weight of Retained (gr)		% Retained	% Passing
50	2"				100
25.4	1"				100
19.05	3/4"				100
9.5	3/8"				100.00
4.76	4				100.00
2	10	10.78	1.5	0.75	99.24
0.85	20	11.66	2.4	1.22	98.02
0.425	40	12.75	3.5	1.76	96.27
0.1413	100	13.44	4.2	2.10	94.17
0.075	200	14.86	5.6	2.81	91.36
0.0278					77.27
0.02					75.42
0.0143					73.58
0.0102					71.73
0.0075					69.88
0.0027					64.33
0.0001					62.48

GRAVEL 0.00% | SAND: COARSE, MEDIUM 8.65%, FINE | FINES: SILT 24.25%, CLAY 67.11%



Scanned with CamScanner

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS
Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya 60111,
Telp. 031 5994251 – 55, Psw. 1140,
Telp./Fax: 031 592 8601, email : tanah.its@gmail.com

GRAIN SIZE DISTRIBUTION CURVE

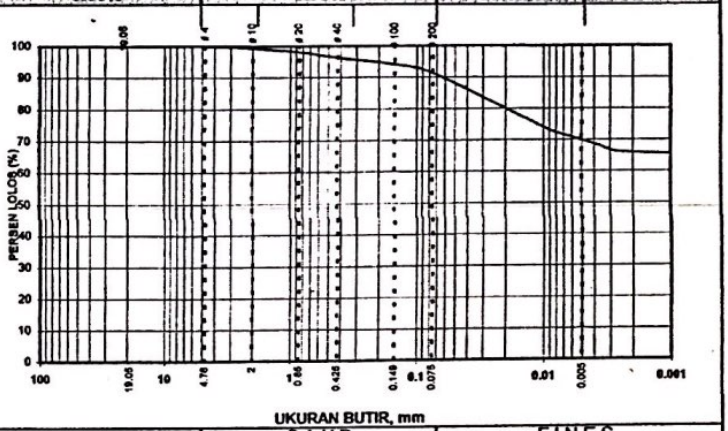
KLIEN = PT.WIKA REALTY
PROYEK = PEMBANGUNAN APARTEMEN
LOKASI = CITRALAND SURAAYA

TITIK BOR = BH-2
TANGGAL = 1 MEI 2015
LABORANT = HERY CS

DEPTH = -5.5 m
Weight of Soil = 200 gr
Weight of Can = 9.24 gr

GRAVEL	SAND			FINES	
	COARSE	MEDIUM	FINE	SILT	CLAY
0.00%		8.75%		22.37%	68.88%

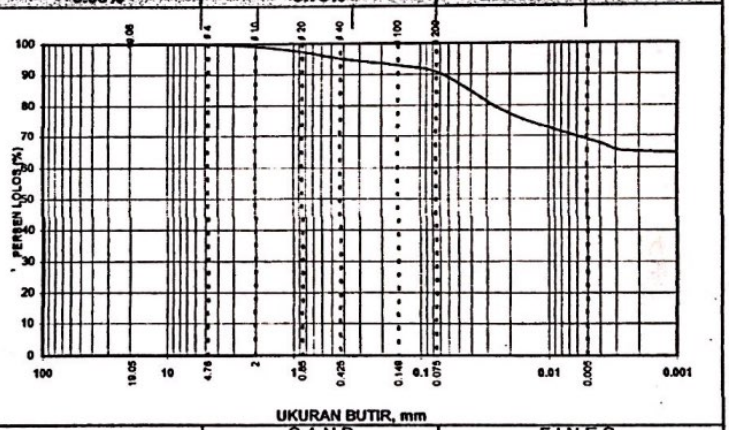
ϕ (mm)	# SIEVE	Weight of Retained (gr)		% Retained	% Passing
50	2"				100
25.4	1"				100
19.05	3/4"				100.00
9.5	3/8"				100.00
4.76	4				100.00
2	10	10.64	1.4	0.70	99.30
0.85	20	11.56	2.3	1.16	98.14
0.425	40	12.87	3.6	1.82	96.33
0.1521	100	13.65	4.4	2.21	94.12
0.075	200	14.96	5.7	2.87	91.25
0.0093					73.49
0.0066					71.65
0.0049					69.80
0.0035					67.95
0.0025					66.11
0.0001					64.26



DEPTH = -10.5 m
Weight of Soil = 200 gr
Weight of Can = 9.24 gr

GRAVEL	SAND			FINES	
	COARSE	MEDIUM	FINE	SILT	CLAY
0.00%		9.75%		23.96%	66.29%

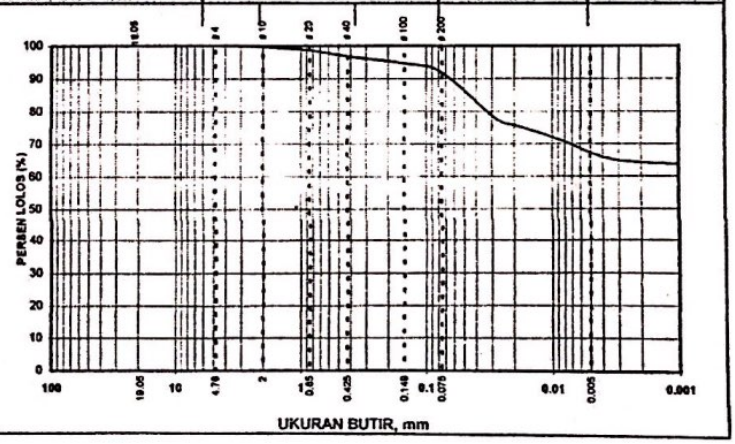
ϕ (mm)	# SIEVE	Weight of Retained (gr)		% Retained	% Passing
50	2"				100
25.4	1"				100.00
19.05	3/4"				100.00
9.5	3/8"				100.00
4.76	4				100.00
2	10	11.09	1.9	0.93	99.08
0.85	20	12.76	3.5	1.76	97.32
0.423	40	13.64	4.4	2.20	95.12
0.1416	100	13.89	4.7	2.33	92.79
0.0682	200	14.32	5.1	2.54	90.25
0.0267					79.99
0.022					78.17
0.0137					74.51
0.0051					69.03
0.0037					67.21
0.0026					65.38
0.0001					63.55



DEPTH = -15.5 m
Weight of Soil = 200 gr
Weight of Can = 9.24 gr

GRAVEL	SAND			FINES	
	COARSE	MEDIUM	FINE	SILT	CLAY
0.00%		8.19%		24.37%	67.44%

ϕ (mm)	# SIEVE	Weight of Retained (gr)		% Retained	% Passing
50	2"				100
25.4	1"				100
19.05	3/4"				100
9.5	3/8"				100.00
4.76	4				100.00
2	10	10.02	0.8	0.39	99.61
0.85	20	11.28	2.0	1.02	98.59
0.425	40	12.77	3.5	1.77	96.83
0.1413	100	13.65	4.4	2.21	94.62
0.075	200	14.85	5.6	2.81	91.82
0.0278					77.66
0.02					75.80
0.0143					73.95
0.0102					72.09
0.0075					70.23
0.0027					64.66
0.0001					62.80



Scanned with CamScanner

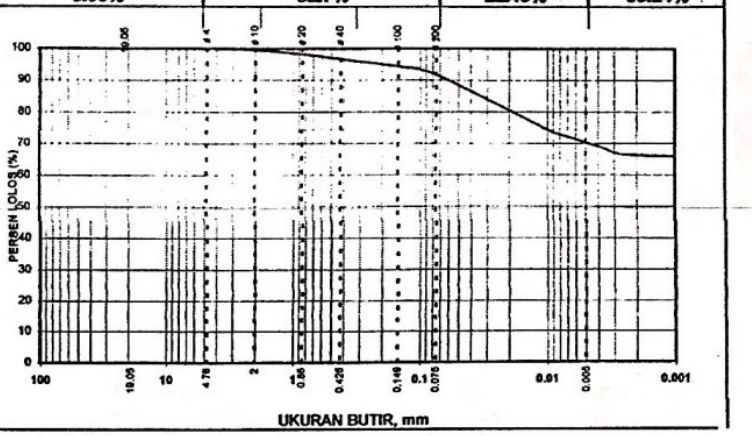
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS
Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya 60111,
Telp. 031 5994251 – 55 Psw 1140,
Telp./Fax. 031 592 8601, email : tanah.its@gmail.com

GRAIN SIZE DISTRIBUTION CURVE

KLIEN	=	PT.WIKA REALTY	TITIK BOR	=	BH-2
PROYEK	=	PEMBANGUNAN APARTEMEN	TANGGAL	=	1 MEI 2015
LOKASI	=	CITRALAND SURAAYA	LABORANT	=	HERY CS
DEPTH	=	-20.5 m			
Weight of Soil	=	200 gr			
Weight of Can	=	9.24 gr			

GRAVEL	SAND			FINES	
	COARSE	MEDIUM	FINE	SILT	CLAY
0.00%		8.27%		22.49%	69.24%

Φ (mm)	# SIEVE	Weight of Retained (gr)		% Retained	% Passing
50	2"				100
25.4	1"				100
19.05	3/4"				100.00
9.5	3/8"				100.00
4.76	4				100.00
2	10	10.02	0.8	0.39	99.61
0.85	20	11.87	2.6	1.32	98.30
0.425	40	12.43	3.2	1.60	96.70
0.1521	100	13.76	4.5	2.26	94.44
0.075	200	14.65	5.4	2.71	91.74
0.0093					73.88
0.0066					72.03
0.0049					70.17
0.0035					68.31
0.0025					66.46
0.0001					64.60



Scanned with CamScanner

Lampiran 6. Analisis Koefisien Variasi BH-1

Depth (m)	Jenis Tanah	N-SPT	Konsistensi Tanah	Mean	Standar Deviasi	Koefisien Variasi (CV) N-SPT
0	Lempung	0	Soft	4.400	0.800	18.18%
1	Lempung	0	Soft	4.400		
2	Lempung	3	Soft	4.400		
3	Lempung	4	Soft	4.400		
4	Lempung	5	Soft	4.400		
5	Lempung	5	Soft	4.400		
6	Lempung	5	Soft	4.667		
7	Lempung	6	Medium	8.000	1.414	17.68%
8	Lempung	7	Medium	8.000		
9	Lempung	8	Medium	8.000		
10	Lempung	9	Medium	8.000		
11	Lempung	10	Medium	8.000		
12	Lempung	12	Medium to Stiff	13.500	1.118	8.28%
13	Lempung	13	Medium to Stiff	13.500		
14	Lempung	14	Medium to Stiff	13.500		
15	Lempung	14	Medium to Stiff	13.500		
16	Lempung	15	Medium to Stiff	13.500		
17	Lempung	13	Medium to Stiff	13.500		
18	Lempung	12	Medium to Stiff	13.500		
19	Lempung	15	Medium to Stiff	13.500		
20	Lempung	18	Stiff	20.200	2.800	13.86%
21	Lempung	17	Stiff	20.200		
22	Lempung	17	Stiff	20.200		
23	Lempung	17	Stiff	20.200		
24	Lempung	18	Stiff	20.200		
25	Lempung	17	Stiff	20.200		
26	Lempung	17	Stiff	20.200		
27	Lempung	17	Stiff	20.200		
28	Lempung	18	Stiff	20.200		
29	Lempung	18	Stiff	20.200		
30	Lempung	19	Stiff	20.200		
31	Lempung	19	Stiff	20.200	2.800	13.86%
32	Lempung	19	Stiff	20.200		
33	Lempung	20	Stiff	20.200		
34	Lempung	21	Stiff	20.200		
35	Lempung	22	Stiff	20.200		
36	Lempung	23	Stiff	20.200		
37	Lempung	23	Stiff	20.200		
38	Lempung	23	Stiff	20.200		
39	Lempung	22	Stiff	20.200		
40	Lempung	22	Stiff	20.200		
41	Lempung	23	Stiff	20.200		
42	Lempung	25	Stiff	20.200		
43	Lempung	25	Stiff	20.200		
44	Lempung	25	Stiff	20.200		
45	Lempung	27	Hard	30.000	2.550	8.50%
46	Lempung	30	Hard	30.000		
47	Lempung	31	Hard	30.000		
48	Lempung	33	Hard	30.000		
49	Lempung	31	Hard	30.000		
50	Lempung	29	Hard	30.000		
51	Lempung	28	Hard	30.000		
52	Lempung	28	Hard	30.000		
53	Lempung	31	Hard	30.000		
54	Lempung	34	Hard	30.000		
55	Lempung	29	Hard	30.000		
56	Lempung	24	Hard	30.000		
57	Lempung	28	Hard	30.000		
58	Lempung	33	Hard	30.000		
59	Lempung	32	Hard	30.000		
60	Lempung	32	Hard	30.000		

Sumber : Hasil Analisis

Lampiran 7. Analisis Koefisien Variasi BH-2

Depth (m)	Jenis Tanah	N-SPT	Konsistensi Tanah	Mean	Standar Deviasi	Koefisien Variasi (CV) N-SPT
0	Lempung	0	Soft	3.600	0.800	18.18%
1	Lempung	0	Soft	3.600		
2	Lempung	3	Soft	3.600		
3	Lempung	3	Soft	3.600		
4	Lempung	3	Soft	3.600		
5	Lempung	4	Soft	3.600		
6	Lempung	5	Soft	3.600		
7	Lempung	6	Medium	7.333	1.247	17.01%
8	Lempung	7	Medium	7.333		
9	Lempung	9	Medium	7.333		
10	Lempung	11	Medium to Stiff	12.400	1.497	12.07%
11	Lempung	11	Medium to Stiff	12.400		
12	Lempung	12	Medium to Stiff	12.400		
13	Lempung	13	Medium to Stiff	12.400		
14	Lempung	15	Medium to Stiff	12.400		
15	Lempung	16	Stiff	20.000	2.062	10.31%
16	Lempung	18	Stiff	20.000		
17	Lempung	19	Stiff	20.000		
18	Lempung	20	Stiff	20.000		
19	Lempung	19	Stiff	20.000	2.062	10.31%
20	Lempung	19	Stiff	20.000		
21	Lempung	19	Stiff	20.000		
22	Lempung	19	Stiff	20.000		
23	Lempung	18	Stiff	20.000		
24	Lempung	18	Stiff	20.000		
25	Lempung	18	Stiff	20.000		
26	Lempung	19	Stiff	20.000		
27	Lempung	19	Stiff	20.000		
28	Lempung	19	Stiff	20.000		
29	Lempung	20	Stiff	20.000		
30	Lempung	21	Stiff	20.000		
31	Lempung	21	Stiff	20.000		
32	Lempung	21	Stiff	20.000		
33	Lempung	21	Stiff	20.000		
34	Lempung	22	Stiff	20.000		
35	Lempung	22	Stiff	20.000		
36	Lempung	23	Stiff	20.000		
37	Lempung	24	Stiff	20.000		
38	Lempung	25	Stiff	20.000		
39	Lempung	26	Hard	26.500	0.5	1.89%
40	Lempung	27	Hard	26.500		

Sumber : Hasil Analisis

LAMPIRAN 8. Brosur Spesifikasi Pondasi Tiang (Eksisting)

PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES **SPECIFICATION**

Concrete Compressive Strength fc' = 52 MPa (Cube 600 kg/cm²)

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm^2)	Section Inertia (cm^4)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack * (ton.m)	Break (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
					C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18
500	90	1,159.25	255,324.30	290	A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
					B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
					C	17.00	34.00	169.00	122.04	6 - 19
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24
1000 ***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
					C	120.00	240.00	555.23	385.70	6 - 24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
					B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24

*Note : *) Crack Moment Based on JIS A 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Piles)*
***) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position*
****) Type of Shoe for Bottom Pile is Mamira Shoe*

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

Lampiran 9. Rekapitulasi Kontrol Kapasitas 1 Tiang Pondasi pada Area Podium dengan Kombinasi Pembebanan 100%X + 30%Y

As	Kombinasi Beban	N	P	Mx	My	P/n	Mx.y/ ($\sum y^2$)	My.x/ ($\sum x^2$)	1 tiang						
									Pmax	Pijin Luciano Decourt	Pijin Meyerhof	SF Luciano Decourt	Ket.	SF Meyerhof	Ket.
		buah	ton	ton.m	ton.m										
J1	100% X + 30% Y	1	211.89	8.88	1.332	211.890	0.000	0.000	211.890	166.845	278.70	0.787	NOT OK	1.315	OK
J2	100% X + 30% Y	2	315.82	11.31	0.108	157.910	0.000	0.072	157.982	166.845	278.70	1.056	OK	1.764	OK
J3	100% X + 30% Y	3	424.14	55	0.984	141.380	41.463	0.656	183.499	166.845	278.70	0.909	NOT OK	1.519	OK
J5	100% X + 30% Y	3	438.2	1.55	3.54	146.067	1.169	2.360	149.595	166.845	278.70	1.115	OK	1.863	OK
A4	100% X + 30% Y	3	466.18	13.68	1.509	155.393	10.313	1.006	166.712	166.845	278.70	1.001	OK	1.672	OK
A5	100% X + 30% Y	2	367.47	0.68	0.444	183.735	0.000	0.296	184.031	166.845	278.70	0.907	NOT OK	1.514	OK
A2	100% X + 30% Y	3	441.27	60.2	1.917	147.090	45.384	1.278	193.752	166.845	278.70	0.861	NOT OK	1.438	OK
A1	100% X + 30% Y	2	252.2	23	1.71	126.100	0.000	1.140	127.240	166.845	278.70	1.311	OK	2.190	OK
A'13	100% X + 30% Y	1	62.29	0.71	2.352	62.290	0.000	0.000	62.290	166.845	278.70	2.679	OK	4.474	OK
A'15	100% X + 30% Y	1	75.3	0.86	3.258	75.300	0.000	0.000	75.300	166.845	278.70	2.216	OK	3.701	OK
F6	100% X + 30% Y	4	571.57	2.2	0.663	142.893	0.733	0.221	143.847	166.845	278.70	1.160	OK	1.937	OK
F7	100% X + 30% Y	3	535.9	25.47	0.057	178.633	19.201	0.038	197.873	166.845	278.70	0.843	NOT OK	1.408	OK
F8	100% X + 30% Y	3	522.42	3.14	0.087	174.140	2.367	0.058	176.565	166.845	278.70	0.945	NOT OK	1.578	OK
F15	100% X + 30% Y	1	65.09	1.65	2.544	65.090	0.000	0.000	65.090	166.845	278.70	2.563	OK	4.282	OK
F16	100% X + 30% Y	1	79	2.08	3.672	79.000	0.000	0.000	79.000	166.845	278.70	2.112	OK	3.528	OK
E6	100% X + 30% Y	4	659.54	0.22	1.05	164.885	0.073	0.350	165.308	166.845	278.70	1.009	OK	1.686	OK
E7	100% X + 30% Y	4	587.93	0.21	0.045	146.983	0.070	0.015	147.068	166.845	278.70	1.134	OK	1.895	OK
E8	100% X + 30% Y	4	599.86	0.03	0.198	149.965	0.010	0.066	150.041	166.845	278.70	1.112	OK	1.857	OK
E15	100% X + 30% Y	1	70.06	0.06	2.766	70.060	0.000	0.000	70.060	166.845	278.70	2.381	OK	3.978	OK
E16	100% X + 30% Y	1	82.17	1.36	3.591	82.170	0.000	0.000	82.170	166.845	278.70	2.030	OK	3.392	OK
D6	100% X + 30% Y	4	652.1	0.41	0.285	163.025	0.137	0.095	163.257	166.845	278.70	1.022	OK	1.707	OK
D7	100% X + 30% Y	4	567.44	26.79	0.036	141.860	8.930	0.012	150.802	166.845	278.70	1.106	OK	1.848	OK
D8	100% X + 30% Y	4	595.88	0.16	0.237	148.970	0.053	0.079	149.102	166.845	278.70	1.119	OK	1.869	OK
D15	100% X + 30% Y	1	61.39	3.85	2.463	61.390	0.000	0.000	61.390	166.845	278.70	2.718	OK	4.540	OK
D16	100% X + 30% Y	1	71.9	5.96	2.97	71.900	0.000	0.000	71.900	166.845	278.70	2.321	OK	3.876	OK
A6	100% X + 30% Y	3	402.78	3.94	12.924	134.260	2.970	0.000	137.230	166.845	278.70	1.216	OK	2.031	OK
A8	100% X + 30% Y	3	412.29	3.88	27.918	137.430	2.925	0.000	140.355	166.845	278.70	1.189	OK	1.986	OK
A9	100% X + 30% Y	2	361.46	0.58	0.219	180.730	0.000	0.146	180.876	166.845	278.70	0.922	NOT OK	1.541	OK
A10	100% X + 30% Y	3	424.59	2.09	0.687	141.530	1.576	0.458	143.564	166.845	278.70	1.162	OK	1.941	OK
A12	100% X + 30% Y	3	428.17	4.07	0.633	142.723	3.068	0.422	146.214	166.845	278.70	1.141	OK	1.906	OK
A13	100% X + 30% Y	2	281.84	7.39	0.471	140.920	0.000	0.314	141.234	166.845	278.70	1.181	OK	1.973	OK
A14	100% X + 30% Y	1	211.19	16.93	1.101	211.190	0.000	0.000	211.190	166.845	278.70	0.790	NOT OK	1.320	OK
A15	100% X + 30% Y	1	27.42	0.81	0.591	27.420	0.000	0.000	27.420	166.845	278.70	6.085	OK	10.164	OK
A16	100% X + 30% Y	1	29.89	1.64	0.75	29.890	0.000	0.000	29.890	166.845	278.70	5.582	OK	9.324	OK

As	Kombinasi Beban	N	P	Mx	My	P/n	Mx.y/ ($\sum y^2$)	My.x/ ($\sum x^2$)	1 tiang						
									Pmax	Pijin Luciano Decourt	Pijin Meyerhof	SF Luciano Decourt	Ket.	SF Meyerhof	Ket.
		buah	ton	ton.m	ton.m										
J6	100% X + 30% Y	2	341.5	5.1	13.155	170.750	0.000	8.770	179.520	166.845	278.70	0.929	NOT OK	1.552	OK
J8	100% X + 30% Y	2	342.46	6.9	5.091	171.230	0.000	3.394	174.624	166.845	278.70	0.955	NOT OK	1.596	OK
J9	100% X + 30% Y	3	388.33	52.75	0.843	129.443	39.767	0.562	169.773	166.845	278.70	0.983	NOT OK	1.642	OK
J12	100% X + 30% Y	2	304.14	12.05	0.72	152.070	0.000	0.480	152.550	166.845	278.70	1.094	OK	1.827	OK
J11	100% X + 30% Y	3	381.69	54.54	1.524	127.230	41.117	1.016	169.363	166.845	278.70	0.985	NOT OK	1.646	OK
J13	100% X + 30% Y	2	237.6	10.13	0.003	118.800	0.000	0.002	118.802	166.845	278.70	1.404	OK	2.346	OK
J14	100% X + 30% Y	1	164.87	4.59	1.107	164.870	0.000	0.000	164.870	166.845	278.70	1.012	OK	1.690	OK
J15	100% X + 30% Y	1	31.18	7.32	1.134	31.180	0.000	0.000	31.180	166.845	278.70	5.351	OK	8.938	OK
J16	100% X + 30% Y	1	37.93	6.25	1.782	37.930	0.000	0.000	37.930	166.845	278.70	4.399	OK	7.348	OK
H15	100% X + 30% Y	1	31.18	7.32	2.214	31.180	0.000	0.000	31.180	166.845	278.70	5.351	OK	8.938	OK
H16	100% X + 30% Y	1	37.93	6.25	1.782	37.930	0.000	0.000	37.930	166.845	278.70	4.399	OK	7.348	OK
C15	100% X + 30% Y	1	50.46	1.1	2.025	50.460	0.000	0.000	50.460	166.845	278.70	3.306	OK	5.523	OK
C16	100% X + 30% Y	1	60.97	1.53	2.598	60.970	0.000	0.000	60.970	166.845	278.70	2.737	OK	4.571	OK
C17	100% X + 30% Y	1	72.6	57.47	0.102	72.600	0.000	0.000	72.600	166.845	278.70	2.298	OK	3.839	OK
A17	100% X + 30% Y	1	59.21	57.3	0.15	59.210	0.000	0.000	59.210	166.845	278.70	2.818	OK	4.707	OK
D17	100% X + 30% Y	1	34.9	4.36	1.344	34.900	0.000	0.000	34.900	166.845	278.70	4.781	OK	7.986	OK
E17	100% X + 30% Y	1	41.21	1.29	1.251	41.210	0.000	0.000	41.210	166.845	278.70	4.049	OK	6.763	OK
F17	100% X + 30% Y	1	40.95	0.99	0.921	40.950	0.000	0.000	40.950	166.845	278.70	4.074	OK	6.806	OK
H17	100% X + 30% Y	1	38.68	0.54	1.098	38.680	0.000	0.000	38.680	166.845	278.70	4.313	OK	7.205	OK
J17	100% X + 30% Y	1	20.79	1.84	0.792	20.790	0.000	0.000	20.790	166.845	278.70	8.025	OK	13.406	OK
A'5	100% X + 30% Y	1	43.62	1.69	0.372	43.620	0.000	0.000	43.620	166.845	278.70	3.825	OK	6.389	OK
A'6	100% X + 30% Y	4	528.74	10.9	0.393	132.185	3.633	0.131	135.949	166.845	278.70	1.227	OK	2.050	OK
A'8	100% X + 30% Y	4	533.43	14.49	17.67	133.358	4.830	5.890	144.078	166.845	278.70	1.158	OK	1.934	OK
A'9	100% X + 30% Y	1	52.35	9.01	0.189	52.350	0.000	0.000	52.350	166.845	278.70	3.187	OK	5.324	OK
A'10	100% X + 30% Y	1	59.85	1.7	2.1	59.850	0.000	0.000	59.850	166.845	278.70	2.788	OK	4.657	OK
A'12	100% X + 30% Y	1	58.49	4.14	1.707	58.490	0.000	0.000	58.490	166.845	278.70	2.853	OK	4.765	OK
H'6	100% X + 30% Y	3	467	1.45	20.907	155.667	1.093	13.938	170.698	166.845	278.70	0.977	NOT OK	1.633	OK
H'8	100% X + 30% Y	3	471.15	3.98	7.746	157.050	3.000	5.164	165.214	166.845	278.70	1.010	OK	1.687	OK
H6	100% X + 30% Y	4	549.25	1.36	4.959	137.313	0.453	1.653	139.419	166.845	278.70	1.197	OK	1.999	OK
H8	100% X + 30% Y	4	526.23	0.98	6.816	131.558	0.327	2.272	134.156	166.845	278.70	1.244	OK	2.077	OK
B6	100% X + 30% Y	4	651.43	4.37	4.635	162.858	1.457	1.545	165.859	166.845	278.70	1.006	OK	1.680	OK
B8	100% X + 30% Y	4	617.74	2.64	6.255	154.435	0.880	2.085	157.400	166.845	278.70	1.060	OK	1.771	OK

Sumber : Hasil Analisis

Lampiran 10. Rekapitulasi Kontrol Kapasitas 1 Tiang Pondasi pada Area Podium dengan Kombinasi Pembebanan 30%X + 100%Y

As	Kombinasi Beban	N	P	Mx	My	P/n	Mx.y/ ($\sum y^2$)	My.x/ ($\sum x^2$)	1 tiang						
									Pmax	Pijin Luciano Decourt	Pijin Meyerhof	SF Luciano Decourt	Ket. Luciano Decourt	SF Meyerhof	Ket. Meyerhof
		buah	ton	ton.m	ton.m										
J1	30% X + 100% Y	1	211.89	2.664	4.44	211.890	0.000	0.000	211.890	166.845	278.70	0.787	NOT OK	1.315	OK
J2	30% X + 100% Y	2	315.82	3.393	0.36	157.910	0.000	0.240	158.150	166.845	278.70	1.055	OK	1.762	OK
J3	30% X + 100% Y	3	424.14	16.5	3.28	141.380	12.439	2.187	156.006	166.845	278.70	1.069	OK	1.786	OK
J5	30% X + 100% Y	3	438.2	0.465	11.8	146.067	0.351	7.867	154.284	166.845	278.70	1.081	OK	1.806	OK
A4	30% X + 100% Y	3	466.18	4.104	5.03	155.393	3.094	3.353	161.841	166.845	278.70	1.031	OK	1.722	OK
A5	30% X + 100% Y	2	367.47	0.204	1.48	183.735	0.000	0.987	184.722	166.845	278.70	0.903	NOT OK	1.509	OK
A2	30% X + 100% Y	3	441.27	18.06	6.39	147.090	13.615	4.260	164.965	166.845	278.70	1.011	OK	1.689	OK
A1	30% X + 100% Y	2	252.2	6.9	5.7	126.100	0.000	3.800	129.900	166.845	278.70	1.284	OK	2.146	OK
A'13	30% X + 100% Y	1	62.29	0.213	7.84	62.290	0.000	0.000	62.290	166.845	278.70	2.679	OK	4.474	OK
A'15	30% X + 100% Y	1	75.3	0.258	10.86	75.300	0.000	0.000	75.300	166.845	278.70	2.216	OK	3.701	OK
F6	30% X + 100% Y	4	571.57	0.66	2.21	142.893	0.220	0.737	143.849	166.845	278.70	1.160	OK	1.937	OK
F7	30% X + 100% Y	3	535.9	7.641	0.19	178.633	5.760	0.127	184.520	166.845	278.70	0.904	NOT OK	1.510	OK
F8	30% X + 100% Y	3	522.42	0.942	0.29	174.140	0.710	0.193	175.043	166.845	278.70	0.953	NOT OK	1.592	OK
F15	30% X + 100% Y	1	65.09	0.495	8.48	65.090	0.000	0.000	65.090	166.845	278.70	2.563	OK	4.282	OK
F16	30% X + 100% Y	1	79	0.624	12.24	79.000	0.000	0.000	79.000	166.845	278.70	2.112	OK	3.528	OK
E6	30% X + 100% Y	4	659.54	0.066	3.5	164.885	0.022	1.167	166.074	166.845	278.70	1.005	OK	1.678	OK
E7	30% X + 100% Y	4	587.93	0.063	0.15	146.983	0.021	0.050	147.054	166.845	278.70	1.135	OK	1.895	OK
E8	30% X + 100% Y	4	599.86	0.009	0.66	149.965	0.003	0.220	150.188	166.845	278.70	1.111	OK	1.856	OK
E15	30% X + 100% Y	1	70.06	0.018	9.22	70.060	0.000	0.000	70.060	166.845	278.70	2.381	OK	3.978	OK
E16	30% X + 100% Y	1	82.17	0.408	11.97	82.170	0.000	0.000	82.170	166.845	278.70	2.030	OK	3.392	OK
D6	30% X + 100% Y	4	652.1	0.123	0.95	163.025	0.041	0.317	163.383	166.845	278.70	1.021	OK	1.706	OK
D7	30% X + 100% Y	4	567.44	8.037	0.12	141.860	2.679	0.040	144.579	166.845	278.70	1.154	OK	1.928	OK
D8	30% X + 100% Y	4	595.88	0.048	0.79	148.970	0.016	0.263	149.249	166.845	278.70	1.118	OK	1.867	OK
D15	30% X + 100% Y	1	61.39	1.155	8.21	61.390	0.000	0.000	61.390	166.845	278.70	2.718	OK	4.540	OK
D16	30% X + 100% Y	1	71.9	1.788	9.9	71.900	0.000	0.000	71.900	166.845	278.70	2.321	OK	3.876	OK
A6	30% X + 100% Y	3	402.78	1.182	43.08	134.260	0.891	0.000	135.151	166.845	278.70	1.235	OK	2.062	OK
A8	30% X + 100% Y	3	412.29	1.164	93.06	137.430	0.878	0.000	138.308	166.845	278.70	1.206	OK	2.015	OK
A9	30% X + 100% Y	2	361.46	0.174	0.73	180.730	0.000	0.487	181.217	166.845	278.70	0.921	NOT OK	1.538	OK
A10	30% X + 100% Y	3	424.59	0.627	2.29	141.530	0.473	1.527	143.529	166.845	278.70	1.162	OK	1.942	OK
A12	30% X + 100% Y	3	428.17	1.221	2.11	142.723	0.920	1.407	145.050	166.845	278.70	1.150	OK	1.921	OK
A13	30% X + 100% Y	2	281.84	2.217	1.57	140.920	0.000	1.047	141.967	166.845	278.70	1.175	OK	1.963	OK
A14	30% X + 100% Y	1	211.19	5.079	3.67	211.190	0.000	0.000	211.190	166.845	278.70	0.790	NOT OK	1.320	OK
A15	30% X + 100% Y	1	27.42	0.243	1.97	27.420	0.000	0.000	27.420	166.845	278.70	6.085	OK	10.164	OK
A16	30% X + 100% Y	1	29.89	0.492	2.5	29.890	0.000	0.000	29.890	166.845	278.70	5.582	OK	9.324	OK

As	Kombinasi Beban	N	P	Mx	My	P/n	Mx.y/ ($\sum y^2$)	My.x/ ($\sum x^2$)	1 tiang						
									Pmax	Pijin Luciano Decourt	Pijin Meyerhof	SF Luciano Decourt	Ket.	SF Meyerhof	Ket.
		buah	ton	ton.m	ton.m										
J6	30% X + 100% Y	2	341.5	1.53	43.85	170.750	0.000	29.233	199.983	166.845	278.70	0.834	NOT OK	1.394	OK
J8	30% X + 100% Y	2	342.46	2.07	16.97	171.230	0.000	11.313	182.543	166.845	278.70	0.914	NOT OK	1.527	OK
J9	30% X + 100% Y	3	388.33	15.825	2.81	129.443	11.930	1.873	143.247	166.845	278.70	1.165	OK	1.946	OK
J12	30% X + 100% Y	2	304.14	3.615	2.4	152.070	0.000	1.600	153.670	166.845	278.70	1.086	OK	1.814	OK
J11	30% X + 100% Y	3	381.69	16.362	5.08	127.230	12.335	3.387	142.952	166.845	278.70	1.167	OK	1.950	OK
J13	30% X + 100% Y	2	237.6	3.039	0.01	118.800	0.000	0.007	118.807	166.845	278.70	1.404	OK	2.346	OK
J14	30% X + 100% Y	1	164.87	1.377	3.69	164.870	0.000	0.000	164.870	166.845	278.70	1.012	OK	1.690	OK
J15	30% X + 100% Y	1	31.18	2.196	3.78	31.180	0.000	0.000	31.180	166.845	278.70	5.351	OK	8.938	OK
J16	30% X + 100% Y	1	37.93	1.875	5.94	37.930	0.000	0.000	37.930	166.845	278.70	4.399	OK	7.348	OK
H15	30% X + 100% Y	1	31.18	2.196	7.38	31.180	0.000	0.000	31.180	166.845	278.70	5.351	OK	8.938	OK
H16	30% X + 100% Y	1	37.93	1.875	5.94	37.930	0.000	0.000	37.930	166.845	278.70	4.399	OK	7.348	OK
C15	30% X + 100% Y	1	50.46	0.33	6.75	50.460	0.000	0.000	50.460	166.845	278.70	3.306	OK	5.523	OK
C16	30% X + 100% Y	1	60.97	0.459	8.66	60.970	0.000	0.000	60.970	166.845	278.70	2.737	OK	4.571	OK
C17	30% X + 100% Y	1	72.6	17.241	0.34	72.600	0.000	0.000	72.600	166.845	278.70	2.298	OK	3.839	OK
A17	30% X + 100% Y	1	59.21	17.19	0.5	59.210	0.000	0.000	59.210	166.845	278.70	2.818	OK	4.707	OK
D17	30% X + 100% Y	1	34.9	1.308	4.48	34.900	0.000	0.000	34.900	166.845	278.70	4.781	OK	7.986	OK
E17	30% X + 100% Y	1	41.21	0.387	4.17	41.210	0.000	0.000	41.210	166.845	278.70	4.049	OK	6.763	OK
F17	30% X + 100% Y	1	40.95	0.297	3.07	40.950	0.000	0.000	40.950	166.845	278.70	4.074	OK	6.806	OK
H17	30% X + 100% Y	1	38.68	0.162	3.66	38.680	0.000	0.000	38.680	166.845	278.70	4.313	OK	7.205	OK
J17	30% X + 100% Y	1	20.79	0.552	2.64	20.790	0.000	0.000	20.790	166.845	278.70	8.025	OK	13.406	OK
A'5	30% X + 100% Y	1	43.62	0.507	1.24	43.620	0.000	0.000	43.620	166.845	278.70	3.825	OK	6.389	OK
A'6	30% X + 100% Y	4	528.74	3.27	1.31	132.185	1.090	0.437	133.712	166.845	278.70	1.248	OK	2.084	OK
A'8	30% X + 100% Y	4	533.43	4.347	58.9	133.358	1.449	19.633	154.440	166.845	278.70	1.080	OK	1.805	OK
A'9	30% X + 100% Y	1	52.35	2.703	0.63	52.350	0.000	0.000	52.350	166.845	278.70	3.187	OK	5.324	OK
A'10	30% X + 100% Y	1	59.85	0.51	7	59.850	0.000	0.000	59.850	166.845	278.70	2.788	OK	4.657	OK
A'12	30% X + 100% Y	1	58.49	1.242	5.69	58.490	0.000	0.000	58.490	166.845	278.70	2.853	OK	4.765	OK
H'6	30% X + 100% Y	3	467	0.435	69.69	155.667	0.328	46.460	202.455	166.845	278.70	0.824	NOT OK	1.377	OK
H'8	30% X + 100% Y	3	471.15	1.194	25.82	157.050	0.900	17.213	175.163	166.845	278.70	0.953	NOT OK	1.591	OK
H6	30% X + 100% Y	4	549.25	0.408	16.53	137.313	0.136	5.510	142.959	166.845	278.70	1.167	OK	1.950	OK
H8	30% X + 100% Y	4	526.23	0.294	22.72	131.558	0.098	7.573	139.229	166.845	278.70	1.198	OK	2.002	OK
B6	30% X + 100% Y	4	651.43	1.311	15.45	162.858	0.437	5.150	168.445	166.845	278.70	0.991	NOT OK	1.655	OK
B8	30% X + 100% Y	4	617.74	0.792	20.85	154.435	0.264	6.950	161.649	166.845	278.70	1.032	OK	1.724	OK

Sumber : Hasil Analisis

Lampiran 11. Rekapitulasi Hasil Kontrol Pondasi Tiang dalam Kelompok pada Area Podium Menggunakan 3 Rumusan Efisiensi dengan Kombinasi Pembebanan 100%X + 30%Y

As	Kombinasi Beban	N	Grup								Grup								Grup							
			Eff	Pmax	Pijin	Pijin	SF	Ket.	SF	Ket.	Eff	Pmax	Pijin	Pijin	SF	Ket.	SF	Ket.	Eff	Pmax	Pijin	Pijin	SF	Ket.	SF	Ket.
		buah	Converse Labarre		Luciano Decourt	Meyerhof	Luciano Decourt		Meyerhof		Los Angeles		Luciano Decourt	Meyerhof	Luciano Decourt		Meyerhof		Seiler Keeney		Luciano Decourt	Meyerhof	Luciano Decourt		Meyerhof	
J1	100% X + 30% Y	1	1.000	211.890	166.845	278.701	0.787	NOT OK	1.315	OK	1.000	211.890	166.845	278.701	0.787	NOT OK	1.315	OK	1.000	211.890	166.845	278.701	0.787	NOT OK	1.315	OK
J2	100% X + 30% Y	2	0.998	157.982	166.492	278.112	1.054	OK	1.760	OK	0.968	157.982	161.534	269.830	1.022	OK	1.708	OK	0.933	157.982	155.679	260.049	0.985	NOT OK	1.646	OK
J3	100% X + 30% Y	3	0.996	156.973	166.257	277.719	1.059	OK	1.769	OK	0.932	156.973	155.490	259.733	0.991	NOT OK	1.655	OK	0.885	156.973	147.726	246.763	0.941	NOT OK	1.572	OK
J5	100% X + 30% Y	3	0.996	147.677	166.257	277.719	1.126	OK	1.881	OK	0.932	147.677	155.490	259.733	1.053	OK	1.759	OK	0.885	147.677	147.726	246.763	1.000	OK	1.671	OK
A4	100% X + 30% Y	3	0.996	159.693	166.257	277.719	1.041	OK	1.739	OK	0.932	159.693	155.490	259.733	0.974	NOT OK	1.626	OK	0.885	159.693	147.726	246.763	0.925	NOT OK	1.545	OK
A5	100% X + 30% Y	2	0.998	183.883	166.492	278.112	0.905	NOT OK	1.512	OK	0.968	183.883	161.534	269.830	0.878	NOT OK	1.467	OK	0.933	183.883	155.679	260.049	0.847	NOT OK	1.414	OK
A2	100% X + 30% Y	3	0.996	164.438	166.257	277.719	1.011	OK	1.689	OK	0.932	164.438	155.490	259.733	0.946	NOT OK	1.580	OK	0.885	164.438	147.726	246.763	0.898	NOT OK	1.501	OK
A1	100% X + 30% Y	2	0.998	126.670	166.492	278.112	1.314	OK	2.196	OK	0.968	126.670	161.534	269.830	1.275	OK	2.130	OK	0.933	126.670	155.679	260.049	1.229	OK	2.053	OK
A'13	100% X + 30% Y	1	1.000	62.290	166.845	278.701	2.679	OK	4.474	OK	1.000	62.290	166.845	278.701	2.679	OK	4.474	OK	1.000	62.290	166.845	278.701	2.679	OK	4.474	OK
A'15	100% X + 30% Y	1	1.000	75.300	166.845	278.701	2.216	OK	3.701	OK	1.000	75.300	166.845	278.701	2.216	OK	3.701	OK	1.000	75.300	166.845	278.701	2.216	OK	3.701	OK
F6	100% X + 30% Y	4	0.996	143.131	166.140	277.523	1.161	OK	1.939	OK	0.914	143.131	152.468	254.685	1.065	OK	1.779	OK	0.852	143.131	142.225	237.574	0.994	NOT OK	1.660	OK
F7	100% X + 30% Y	3	0.996	185.722	166.257	277.719	0.895	NOT OK	1.495	OK	0.932	185.722	155.490	259.733	0.837	NOT OK	1.399	OK	0.885	185.722	147.726	246.763	0.795	NOT OK	1.329	OK
F8	100% X + 30% Y	3	0.996	175.041	166.257	277.719	0.950	NOT OK	1.587	OK	0.932	175.041	155.490	259.733	0.888	NOT OK	1.484	OK	0.885	175.041	147.726	246.763	0.844	NOT OK	1.410	OK
F15	100% X + 30% Y	1	1.000	65.090	166.845	278.701	2.563	OK	4.282	OK	1.000	65.090	166.845	278.701	2.563	OK	4.282	OK	1.000	65.090	166.845	278.701	2.563	OK	4.282	OK
F16	100% X + 30% Y	1	1.000	79.000	166.845	278.701	2.112	OK	3.528	OK	1.000	79.000	166.845	278.701	2.112	OK	3.528	OK	1.000	79.000	166.845	278.701	2.112	OK	3.528	OK
E6	100% X + 30% Y	4	0.996	164.991	166.140	277.523	1.007	OK	1.682	OK	0.914	164.991	152.468	254.685	0.924	NOT OK	1.544	OK	0.852	164.991	142.225	237.574	0.862	NOT OK	1.440	OK
E7	100% X + 30% Y	4	0.996	147.004	166.140	277.523	1.130	OK	1.888	OK	0.914	147.004	152.468	254.685	1.037	OK	1.733	OK	0.852	147.004	142.225	237.574	0.967	NOT OK	1.616	OK
E8	100% X + 30% Y	4	0.996	149.984	166.140	277.523	1.108	OK	1.850	OK	0.914	149.984	152.468	254.685	1.017	OK	1.698	OK	0.852	149.984	142.225	237.574	0.948	NOT OK	1.584	OK
E15	100% X + 30% Y	1	1.000	70.060	166.845	278.701	2.381	OK	3.978	OK	1.000	70.060	166.845	278.701	2.381	OK	3.978	OK	1.000	70.060	166.845	278.701	2.381	OK	3.978	OK
E16	100% X + 30% Y	1	1.000	82.170	166.845	278.701	2.030	OK	3.392	OK	1.000	82.170	166.845	278.701	2.030	OK	3.392	OK	1.000	82.170	166.845	278.701	2.030	OK	3.392	OK
D6	100% X + 30% Y	4	0.996	163.083	166.140	277.523	1.019	OK	1.702	OK	0.914	163.083	152.468	254.685	0.935	NOT OK	1.562	OK	0.852	163.083	142.225	237.574	0.872	NOT OK	1.457	OK
D7	100% X + 30% Y	4	0.996	144.096	166.140	277.523	1.153	OK	1.926	OK	0.914	144.096	152.468	254.685	1.058	OK	1.767	OK	0.852	144.096	142.225	237.574	0.987	NOT OK	1.649	OK
D8	100% X + 30% Y	4	0.996	149.003	166.140	277.523	1.115	OK	1.863	OK	0.914	149.003	152.468	254.685	1.023	OK	1.709	OK	0.852	149.003	142.225	237.574	0.955	NOT OK	1.594	OK
D15	100% X + 30% Y	1	1.000	61.390	166.845	278.701	2.718	OK	4.540	OK	1.000	61.390	166.845	278.701	2.718	OK	4.540	OK	1.000	61.390	166.845	278.701	2.718	OK	4.540	OK
D16	100% X + 30% Y	1	1.000	71.900	166.845	278.701	2.321	OK	3.876	OK	1.000	71.900	166.845	278.701	2.321	OK	3.876	OK	1.000	71.900	166.845	278.701	2.321	OK	3.876	OK
A6	100% X + 30% Y	3	0.996	135.354	166.257	277.719	1.228	OK	2.052	OK	0.932	135.354	155.490	259.733	1.149	OK	1.919	OK	0.885	135.354	147.726	246.763	1.091	OK	1.823	OK
A8	100% X + 30% Y	3	0.996	138.507	166.257	277.719	1.200	OK	2.005	OK	0.932	138.507	155.490	259.733	1.123	OK	1.875	OK	0.885	138.507	147.726	246.763	1.067	OK	1.782	OK
A9	100% X + 30% Y	2	0.998	180.803	166.492	278.112	0.921	NOT OK	1.538	OK	0.968	180.803	161.534	269.830	0.893	NOT OK	1.492	OK	0.933	180.803	155.679	260.049	0.861	NOT OK	1.438	OK
A10	100% X + 30% Y	3	0.996	142.339	166.257	277.719	1.168	OK	1.951	OK	0.932	142.339	155.490	259.733	1.092	OK	1.825	OK	0.885	142.339	147.726	246.763	1.038	OK	1.734	OK
A12	100% X + 30% Y	3	0.996	144.064	166.257	277.719	1.154	OK	1.928	OK	0.932	144.064	155.490	259.733	1.079	OK	1.803	OK	0.885	144.064	147.726	246.763	1.025	OK	1.713	OK
A13	100% X + 30% Y	2	0.998	141.077	166.492	278.112	1.180	OK	1.971	OK	0.968	141.077	161.534	269.830	1.145	OK	1.913	OK	0.933	141.077	155.679	260.049	1.104	OK	1.843	OK
A14	100% X + 30% Y	1	1.000	211.190	166.845	278.701	0.790	NOT OK	1.320	OK	1.000	211.190	166.845	278.701	0.790	NOT OK	1.320	OK	1.000	211.190	166.845	278.701	0.790	NOT OK	1.320	OK
A15	100% X + 30% Y	1	1.000	27.420	166.845	278.701	6.085	OK	10.164	OK	1.000	27.420	166.845	278.701	6.085	OK	10.164	OK	1.000	27.420	166.845	278.701	6.085	OK	10.164	OK
A16	100% X + 30% Y	1	1.000	29.890	166.845	278.701	5.582	OK	9.324	OK	1.000	29.890	166.845	278.701	5.582	OK	9.324	OK	1.000	29.890	166.845	278.701	5.582	OK	9.324	OK
J6	100% X + 30% Y	2	0.998	175.135	166.492	278.112	0.951	NOT OK	1.588	OK	1.000	175.135	166.845	278.701	0.953	NOT OK	1.591	OK	1.000	185.367	166.845	278.701	0.900	NOT OK	1.504	OK
J8	100% X + 30% Y	2	0.998	172.927	166.492	278.112	0.963	NOT OK	1.608	OK	1.000	172.927	166.845	278.701	0.965	NOT OK	1.612	OK	1.000	176.887	166.845	278.701	0.943	NOT OK	1.576	OK
J9	100% X + 30% Y	3	0.996	144.365	166.257	277.719	1.152	OK	1.924	OK	1.000	144.365	166.845	278.701	1.156	OK	1.931	OK	1.000	145.021	166.845	278.701	1.150	OK	1.922	OK
J12	100% X + 30% Y	2	0.998	152.310	166.492	278.112	1.093	OK	1.826	OK	1.000	152.310	166.845	278.701	1.095	OK	1.830	OK	1.000	152.870	166.845	278.701	1.091	OK	1.823	OK
J11	100% X + 30% Y	3	0.996	142.876	166.257	277.719	1.164	OK	1.944	OK	1.000	142.876	166.845	278.701	1.168	OK	1.951	OK	1.000	144.061	166.845	278.701	1.158	OK	1.935	OK
J13	100% X + 30% Y	2	0.998	118.801	166.492	278.112	1.401	OK	2.341	OK	1.000	118.801	166.845	278.701	1.404	OK	2.346	OK	1.000	118.803	166.845	278.701	1.404	OK	2.346	OK
J14	100% X + 30% Y	1	1.000	164.870	166.845	278.701	1.012	OK	1.690	OK	1.000	164.870	166.845	278.701	1.012	OK	1.690	OK	1.000	164.870	166.845	278.701	1.012	OK	1.690	OK
J15	100% X + 30% Y	1	1.000	31.180	166.845	278.701	5.351	OK	8.938	OK	1.000	31.180	166.845	278.701	5.351	OK	8.938	OK	1.000	31.180	166.845	278.701	5.351	OK	8.938	OK

As	Kombinasi Beban	Grup (Efisiensi Converse Labbare)								Grup (Efisiensi Los Angeles)								Grup (Efisiensi Seiler Keeney)							
		Eff	Pmax	Pijin	Pijin	SF	Ket.	SF	Ket.	Eff	Pmax	Pijin	Pijin	SF	Ket.	SF	Ket.	Eff	Pmax	Pijin	Pijin	SF	Ket.	SF	Ket.
		Converse Labarre		Luciano Decourt	Meyerhof	Luciano Decourt		Meyerhof		Los Angeles		Luciano Decourt	Meyerhof	Luciano Decourt		Meyerhof		Seiler Keeney		Luciano Decourt	Meyerhof	Luciano Decourt		Meyerhof	
J16	100% X + 30% Y	1.000	37.930	166.845	278.701	4.399	OK	7.348	OK	1.000	37.930	166.845	278.701	4.399	OK	7.348	OK	1.000	37.930	166.845	278.701	4.399	OK	7.348	OK
H15	100% X + 30% Y	1.000	31.180	166.845	278.701	5.351	OK	8.938	OK	1.000	31.180	166.845	278.701	5.351	OK	8.938	OK	1.000	31.180	166.845	278.701	5.351	OK	8.938	OK
H16	100% X + 30% Y	1.000	37.930	166.845	278.701	4.399	OK	7.348	OK	1.000	37.930	166.845	278.701	4.399	OK	7.348	OK	1.000	37.930	166.845	278.701	4.399	OK	7.348	OK
C15	100% X + 30% Y	1.000	50.460	166.845	278.701	3.306	OK	5.523	OK	1.000	50.460	166.845	278.701	3.306	OK	5.523	OK	1.000	50.460	166.845	278.701	3.306	OK	5.523	OK
C16	100% X + 30% Y	1.000	60.970	166.845	278.701	2.737	OK	4.571	OK	1.000	60.970	166.845	278.701	2.737	OK	4.571	OK	1.000	60.970	166.845	278.701	2.737	OK	4.571	OK
C17	100% X + 30% Y	1.000	72.600	166.845	278.701	2.298	OK	3.839	OK	1.000	72.600	166.845	278.701	2.298	OK	3.839	OK	1.000	72.600	166.845	278.701	2.298	OK	3.839	OK
A17	100% X + 30% Y	1.000	59.210	166.845	278.701	2.818	OK	4.707	OK	1.000	59.210	166.845	278.701	2.818	OK	4.707	OK	1.000	59.210	166.845	278.701	2.818	OK	4.707	OK
D17	100% X + 30% Y	1.000	34.900	166.845	278.701	4.781	OK	7.986	OK	1.000	34.900	166.845	278.701	4.781	OK	7.986	OK	1.000	34.900	166.845	278.701	4.781	OK	7.986	OK
E17	100% X + 30% Y	1.000	41.210	166.845	278.701	4.049	OK	6.763	OK	1.000	41.210	166.845	278.701	4.049	OK	6.763	OK	1.000	41.210	166.845	278.701	4.049	OK	6.763	OK
F17	100% X + 30% Y	1.000	40.950	166.845	278.701	4.074	OK	6.806	OK	1.000	40.950	166.845	278.701	4.074	OK	6.806	OK	1.000	40.950	166.845	278.701	4.074	OK	6.806	OK
H17	100% X + 30% Y	1.000	38.680	166.845	278.701	4.313	OK	7.205	OK	1.000	38.680	166.845	278.701	4.313	OK	7.205	OK	1.000	38.680	166.845	278.701	4.313	OK	7.205	OK
J17	100% X + 30% Y	1.000	20.790	166.845	278.701	8.025	OK	13.406	OK	1.000	20.790	166.845	278.701	8.025	OK	13.406	OK	1.000	20.790	166.845	278.701	8.025	OK	13.406	OK
A'5	100% X + 30% Y	1.000	43.620	166.845	278.701	3.825	OK	6.389	OK	1.000	43.620	166.845	278.701	3.825	OK	6.389	OK	1.000	43.620	166.845	278.701	3.825	OK	6.389	OK
A'6	100% X + 30% Y	0.996	135.949	166.140	277.523	1.222	OK	2.041	OK	0.914	135.949	152.468	254.685	1.122	OK	1.873	OK	0.852	135.949	142.225	237.574	1.046	OK	1.748	OK
A'8	100% X + 30% Y	0.996	144.078	166.140	277.523	1.153	OK	1.926	OK	0.914	144.078	152.468	254.685	1.058	OK	1.768	OK	0.852	144.078	142.225	237.574	0.987	NOT OK	1.649	OK
A'9	100% X + 30% Y	1.000	52.350	166.845	278.701	3.187	OK	5.324	OK	1.000	52.350	166.845	278.701	3.187	OK	5.324	OK	1.000	52.350	166.845	278.701	3.187	OK	5.324	OK
A'10	100% X + 30% Y	1.000	59.850	166.845	278.701	2.788	OK	4.657	OK	1.000	59.850	166.845	278.701	2.788	OK	4.657	OK	1.000	59.850	166.845	278.701	2.788	OK	4.657	OK
A'12	100% X + 30% Y	1.000	58.490	166.845	278.701	2.853	OK	4.765	OK	1.000	58.490	166.845	278.701	2.853	OK	4.765	OK	1.000	58.490	166.845	278.701	2.853	OK	4.765	OK
H'6	100% X + 30% Y	0.996	170.698	166.257	277.719	0.974	NOT OK	1.627	OK	0.932	170.698	155.490	259.733	0.911	NOT OK	1.522	OK	0.885	170.698	147.726	246.763	0.865	NOT OK	1.446	OK
H'8	100% X + 30% Y	0.996	165.214	166.257	277.719	1.006	OK	1.681	OK	0.932	165.214	155.490	259.733	0.941	NOT OK	1.572	OK	0.885	165.214	147.726	246.763	0.894	NOT OK	1.494	OK
H6	100% X + 30% Y	0.996	139.419	166.140	277.523	1.192	OK	1.991	OK	0.914	139.419	152.468	254.685	1.094	OK	1.827	OK	0.852	139.419	142.225	237.574	1.020	OK	1.704	OK
H8	100% X + 30% Y	0.996	134.156	166.140	277.523	1.238	OK	2.069	OK	0.914	134.156	152.468	254.685	1.136	OK	1.898	OK	0.852	134.156	142.225	237.574	1.060	OK	1.771	OK
B6	100% X + 30% Y	0.996	165.859	166.140	277.523	1.002	OK	1.673	OK	0.914	165.859	152.468	254.685	0.919	NOT OK	1.536	OK	0.852	165.859	142.225	237.574	0.858	NOT OK	1.432	OK
B8	100% X + 30% Y	0.996	157.400	166.140	277.523	1.056	OK	1.763	OK	0.914	157.400	152.468	254.685	0.969	NOT OK	1.618	OK	0.852	157.400	142.225	237.574	0.904	NOT OK	1.509	OK

Sumber : Hasil Analisis

Lampiran 12. Rekapitulasi Hasil Kontrol Pondasi Tiang dalam Kelompok pada Area Podium Menggunakan 3 Rumusan Efisiensi dengan Kombinasi Pembebanan 30%X + 100%Y

As	Kombinasi Beban	N	Grup								Grup								Grup							
			Eff	Pmax	Pijin	Pijin	SF	Ket.	SF	Ket.	Eff	Pmax	Pijin	Pijin	SF	Ket.	SF	Ket.	Eff	Pmax	Pijin	Pijin	SF	Ket.	SF	Ket.
		buah	Converse Labarre		Luciano Decourt	Meyerhof	Luciano Decourt		Meyerhof		Los Angeles		Luciano Decourt	Meyerhof	Luciano Decourt		Meyerhof		Seiler Keeney		Luciano Decourt	Meyerhof	Luciano Decourt		Meyerhof	
J1	30% X + 100% Y	1	1.000	211.890	166.845	278.701	0.787	NOT OK	1.315	OK	1.000	211.890	166.845	278.701	0.787	NOT OK	1.315	OK	1.000	211.890	166.845	278.701	0.787	NOT OK	1.315	OK
J2	30% X + 100% Y	2	0.998	158.150	166.492	278.112	1.053	OK	1.759	OK	0.968	158.150	161.534	269.830	1.021	OK	1.706	OK	0.933	158.150	155.679	260.049	0.984	NOT OK	1.644	OK
J3	30% X + 100% Y	3	0.996	156.006	166.257	277.719	1.066	OK	1.780	OK	0.932	156.006	155.490	259.733	0.997	NOT OK	1.665	OK	0.885	156.006	147.726	246.763	0.947	NOT OK	1.582	OK
J5	30% X + 100% Y	3	0.996	154.284	166.257	277.719	1.078	OK	1.800	OK	0.932	154.284	155.490	259.733	1.008	OK	1.683	OK	0.885	154.284	147.726	246.763	0.957	NOT OK	1.599	OK
A4	30% X + 100% Y	3	0.996	161.841	166.257	277.719	1.027	OK	1.716	OK	0.932	161.841	155.490	259.733	0.961	NOT OK	1.605	OK	0.885	161.841	147.726	246.763	0.913	NOT OK	1.525	OK
A5	30% X + 100% Y	2	0.998	184.722	166.492	278.112	0.901	NOT OK	1.506	OK	0.968	184.722	161.534	269.830	0.874	NOT OK	1.461	OK	0.933	184.722	155.679	260.049	0.843	NOT OK	1.408	OK
A2	30% X + 100% Y	3	0.996	164.965	166.257	277.719	1.008	OK	1.684	OK	0.932	164.965	155.490	259.733	0.943	NOT OK	1.574	OK	0.885	164.965	147.726	246.763	0.895	NOT OK	1.496	OK
A1	30% X + 100% Y	2	0.998	129.900	166.492	278.112	1.282	OK	2.141	OK	0.968	129.900	161.534	269.830	1.244	OK	2.077	OK	0.933	129.900	155.679	260.049	1.198	OK	2.002	OK
A'13	30% X + 100% Y	1	1.000	62.290	166.845	278.701	2.679	OK	4.474	OK	1.000	62.290	166.845	278.701	2.679	OK	4.474	OK	1.000	62.290	166.845	278.701	2.679	OK	4.474	OK
A'15	30% X + 100% Y	1	1.000	75.300	166.845	278.701	2.216	OK	3.701	OK	1.000	75.300	166.845	278.701	2.216	OK	3.701	OK	1.000	75.300	166.845	278.701	2.216	OK	3.701	OK
F6	30% X + 100% Y	4	0.996	143.849	166.140	277.523	1.155	OK	1.929	OK	0.914	143.849	152.468	254.685	1.060	OK	1.771	OK	0.852	143.849	142.225	237.574	0.989	NOT OK	1.652	OK
F7	30% X + 100% Y	3	0.996	184.520	166.257	277.719	0.901	NOT OK	1.505	OK	0.932	184.520	155.490	259.733	0.843	NOT OK	1.408	OK	0.885	184.520	147.726	246.763	0.801	NOT OK	1.337	OK
F8	30% X + 100% Y	3	0.996	175.043	166.257	277.719	0.950	NOT OK	1.587	OK	0.932	175.043	155.490	259.733	0.888	NOT OK	1.484	OK	0.885	175.043	147.726	246.763	0.844	NOT OK	1.410	OK
F15	30% X + 100% Y	1	1.000	65.090	166.845	278.701	2.563	OK	4.282	OK	1.000	65.090	166.845	278.701	2.563	OK	4.282	OK	1.000	65.090	166.845	278.701	2.563	OK	4.282	OK
F16	30% X + 100% Y	1	1.000	79.000	166.845	278.701	2.112	OK	3.528	OK	1.000	79.000	166.845	278.701	2.112	OK	3.528	OK	1.000	79.000	166.845	278.701	2.112	OK	3.528	OK
E6	30% X + 100% Y	4	0.996	166.074	166.140	277.523	1.000	OK	1.671	OK	0.914	166.074	152.468	254.685	0.918	NOT OK	1.534	OK	0.852	166.074	142.225	237.574	0.856	NOT OK	1.431	OK
E7	30% X + 100% Y	4	0.996	147.054	166.140	277.523	1.130	OK	1.887	OK	0.914	147.054	152.468	254.685	1.037	OK	1.732	OK	0.852	147.054	142.225	237.574	0.967	NOT OK	1.616	OK
E8	30% X + 100% Y	4	0.996	150.188	166.140	277.523	1.106	OK	1.848	OK	0.914	150.188	152.468	254.685	1.015	OK	1.696	OK	0.852	150.188	142.225	237.574	0.947	NOT OK	1.582	OK
E15	30% X + 100% Y	1	1.000	70.060	166.845	278.701	2.381	OK	3.978	OK	1.000	70.060	166.845	278.701	2.381	OK	3.978	OK	1.000	70.060	166.845	278.701	2.381	OK	3.978	OK
E16	30% X + 100% Y	1	1.000	82.170	166.845	278.701	2.030	OK	3.392	OK	1.000	82.170	166.845	278.701	2.030	OK	3.392	OK	1.000	82.170	166.845	278.701	2.030	OK	3.392	OK
D6	30% X + 100% Y	4	0.996	163.383	166.140	277.523	1.017	OK	1.699	OK	0.914	163.383	152.468	254.685	0.933	NOT OK	1.559	OK	0.852	163.383	142.225	237.574	0.870	NOT OK	1.454	OK
D7	30% X + 100% Y	4	0.996	144.579	166.140	277.523	1.149	OK	1.920	OK	0.914	144.579	152.468	254.685	1.055	OK	1.762	OK	0.852	144.579	142.225	237.574	0.984	NOT OK	1.643	OK
D8	30% X + 100% Y	4	0.996	149.249	166.140	277.523	1.113	OK	1.859	OK	0.914	149.249	152.468	254.685	1.022	OK	1.706	OK	0.852	149.249	142.225	237.574	0.953	NOT OK	1.592	OK
D15	30% X + 100% Y	1	1.000	61.390	166.845	278.701	2.718	OK	4.540	OK	1.000	61.390	166.845	278.701	2.718	OK	4.540	OK	1.000	61.390	166.845	278.701	2.718	OK	4.540	OK
D16	30% X + 100% Y	1	1.000	71.900	166.845	278.701	2.321	OK	3.876	OK	1.000	71.900	166.845	278.701	2.321	OK	3.876	OK	1.000	71.900	166.845	278.701	2.321	OK	3.876	OK
A6	30% X + 100% Y	3	0.996	135.151	166.257	277.719	1.230	OK	2.055	OK	0.932	135.151	155.490	259.733	1.150	OK	1.922	OK	0.885	135.151	147.726	246.763	1.093	OK	1.826	OK
A8	30% X + 100% Y	3	0.996	138.308	166.257	277.719	1.202	OK	2.008	OK	0.932	138.308	155.490	259.733	1.124	OK	1.878	OK	0.885	138.308	147.726	246.763	1.068	OK	1.784	OK
A9	30% X + 100% Y	2	0.998	181.217	166.492	278.112	0.919	NOT OK	1.535	OK	0.968	181.217	161.534	269.830	0.891	NOT OK	1.489	OK	0.933	181.217	155.679	260.049	0.859	NOT OK	1.435	OK
A10	30% X + 100% Y	3	0.996	143.529	166.257	277.719	1.158	OK	1.935	OK	0.932	143.529	155.490	259.733	1.083	OK	1.810	OK	0.885	143.529	147.726	246.763	1.029	OK	1.719	OK
A12	30% X + 100% Y	3	0.996	145.050	166.257	277.719	1.146	OK	1.915	OK	0.932	145.050	155.490	259.733	1.072	OK	1.791	OK	0.885	145.050	147.726	246.763	1.018	OK	1.701	OK
A13	30% X + 100% Y	2	0.998	141.967	166.492	278.112	1.173	OK	1.959	OK	0.968	141.967	161.534	269.830	1.138	OK	1.901	OK	0.933	141.967	155.679	260.049	1.097	OK	1.832	OK
A14	30% X + 100% Y	1	1.000	211.190	166.845	278.701	0.790	NOT OK	1.320	OK	1.000	211.190	166.845	278.701	0.790	NOT OK	1.320	OK	1.000	211.190	166.845	278.701	0.790	NOT OK	1.320	OK
A15	30% X + 100% Y	1	1.000	27.420	166.845	278.701	6.085	OK	10.164	OK	1.000	27.420	166.845	278.701	6.085	OK	10.164	OK	1.000	27.420	166.845	278.701	6.085	OK	10.164	OK
A16	30% X + 100% Y	1	1.000	29.890	166.845	278.701	5.582	OK	9.324	OK	1.000	29.890	166.845	278.701	5.582	OK	9.324	OK	1.000	29.890	166.845	278.701	5.582	OK	9.324	OK
J6	30% X + 100% Y	2	0.998	199.983	166.492	278.112	0.833	NOT OK	1.391	OK	0.968	199.983	161.534	269.830	0.808	NOT OK	1.349	OK	0.933	199.983	155.679	260.049	0.778	NOT OK	1.300	OK
J8	30% X + 100% Y	2	0.998	182.543	166.492	278.112	0.912	NOT OK	1.524	OK	0.968	182.543	161.534	269.830	0.885	NOT OK	1.478	OK	0.933	182.543	155.679	260.049	0.853	NOT OK	1.425	OK
J9	30% X + 100% Y	3	0.996	143.247	166.257	277.719	1.161	OK	1.939	OK	0.932	143.247	155.490	259.733	1.085	OK	1.813	OK	0.885	143.247	147.726	246.763	1.031	OK	1.723	OK
J12	30% X + 100% Y	2	0.998	153.670	166.492	278.112	1.083	OK	1.810	OK	0.968	153.670	161.534	269.830	1.051	OK	1.756	OK	0.933	153.670	155.679	260.049	1.013	OK	1.692	OK
J11	30% X + 100% Y	3	0.996	142.952	166.257	277.719	1.163	OK	1.943	OK	0.932	142.952	155.490	259.733	1.088	OK	1.817	OK	0.885	142.952	147.726	246.763	1.033	OK	1.726	OK
J13	30% X + 100% Y	2	0.998	118.807	166.492	278.112	1.401	OK	2.341	OK	0.968	118.807	161.534	269.830	1.360	OK	2.271	OK	0.933	118.807	155.679	260.049	1.310	OK	2.189	OK
J14	30% X + 100% Y	1	1.000	164.870	166.845	278.701	1.012	OK	1.690	OK	1.000	164.870	166.845	278.701	1.012	OK	1.690	OK	1.000	164.870	166.845	278.701	1.012	OK	1.690	OK
J15	30% X + 100% Y	1	1.000	31.180	166.845	278.701	5.351	OK	8.938	OK	1.000	31.180	166.845	278.701	5.351	OK	8.938	OK	1.000	31.180	166.845	278.701	5.351	OK	8.938	OK

As	Kombinasi Beban	N	Grup								Grup								Grup							
			Eff	Pmax	Pijin	Pijin	SF	Ket.	SF	Ket.	Eff	Pmax	Pijin	Pijin	SF	Ket.	SF	Ket.	Eff	Pmax	Pijin	Pijin	SF	Ket.	SF	Ket.
		buah	Converse Labarre		Luciano Decourt	Meyerhof	Luciano Decourt		Meyerhof		Los Angeles		Luciano Decourt	Meyerhof	Luciano Decourt		Meyerhof		Seiler Keeney		Luciano Decourt	Meyerhof	Luciano Decourt		Meyerhof	
J16	30% X + 100% Y	1	1.000	37.930	166.845	278.701	4.399	OK	7.348	OK	1.000	37.930	166.845	278.701	4.399	OK	7.348	OK	1.000	37.930	166.845	278.701	4.399	OK	7.348	OK
H15	30% X + 100% Y	1	1.000	31.180	166.845	278.701	5.351	OK	8.938	OK	1.000	31.180	166.845	278.701	5.351	OK	8.938	OK	1.000	31.180	166.845	278.701	5.351	OK	8.938	OK
H16	30% X + 100% Y	1	1.000	37.930	166.845	278.701	4.399	OK	7.348	OK	1.000	37.930	166.845	278.701	4.399	OK	7.348	OK	1.000	37.930	166.845	278.701	4.399	OK	7.348	OK
C15	30% X + 100% Y	1	1.000	50.460	166.845	278.701	3.306	OK	5.523	OK	1.000	50.460	166.845	278.701	3.306	OK	5.523	OK	1.000	50.460	166.845	278.701	3.306	OK	5.523	OK
C16	30% X + 100% Y	1	1.000	60.970	166.845	278.701	2.737	OK	4.571	OK	1.000	60.970	166.845	278.701	2.737	OK	4.571	OK	1.000	60.970	166.845	278.701	2.737	OK	4.571	OK
C17	30% X + 100% Y	1	1.000	72.600	166.845	278.701	2.298	OK	3.839	OK	1.000	72.600	166.845	278.701	2.298	OK	3.839	OK	1.000	72.600	166.845	278.701	2.298	OK	3.839	OK
A17	30% X + 100% Y	1	1.000	59.210	166.845	278.701	2.818	OK	4.707	OK	1.000	59.210	166.845	278.701	2.818	OK	4.707	OK	1.000	59.210	166.845	278.701	2.818	OK	4.707	OK
D17	30% X + 100% Y	1	1.000	34.900	166.845	278.701	4.781	OK	7.986	OK	1.000	34.900	166.845	278.701	4.781	OK	7.986	OK	1.000	34.900	166.845	278.701	4.781	OK	7.986	OK
E17	30% X + 100% Y	1	1.000	41.210	166.845	278.701	4.049	OK	6.763	OK	1.000	41.210	166.845	278.701	4.049	OK	6.763	OK	1.000	41.210	166.845	278.701	4.049	OK	6.763	OK
F17	30% X + 100% Y	1	1.000	40.950	166.845	278.701	4.074	OK	6.806	OK	1.000	40.950	166.845	278.701	4.074	OK	6.806	OK	1.000	40.950	166.845	278.701	4.074	OK	6.806	OK
H17	30% X + 100% Y	1	1.000	38.680	166.845	278.701	4.313	OK	7.205	OK	1.000	38.680	166.845	278.701	4.313	OK	7.205	OK	1.000	38.680	166.845	278.701	4.313	OK	7.205	OK
J17	30% X + 100% Y	1	1.000	20.790	166.845	278.701	8.025	OK	13.406	OK	1.000	20.790	166.845	278.701	8.025	OK	13.406	OK	1.000	20.790	166.845	278.701	8.025	OK	13.406	OK
A'5	30% X + 100% Y	1	1.000	43.620	166.845	278.701	3.825	OK	6.389	OK	1.000	43.620	166.845	278.701	3.825	OK	6.389	OK	1.000	43.620	166.845	278.701	3.825	OK	6.389	OK
A'6	30% X + 100% Y	4	0.996	133.712	166.140	277.523	1.243	OK	2.076	OK	0.914	133.712	152.468	254.685	1.140	OK	1.905	OK	0.852	133.712	142.225	237.574	1.064	OK	1.777	OK
A'8	30% X + 100% Y	4	0.996	154.440	166.140	277.523	1.076	OK	1.797	OK	0.914	154.440	152.468	254.685	0.987	NOT OK	1.649	OK	0.852	154.440	142.225	237.574	0.921	NOT OK	1.538	OK
A'9	30% X + 100% Y	1	1.000	52.350	166.845	278.701	3.187	OK	5.324	OK	1.000	52.350	166.845	278.701	3.187	OK	5.324	OK	1.000	52.350	166.845	278.701	3.187	OK	5.324	OK
A'10	30% X + 100% Y	1	1.000	59.850	166.845	278.701	2.788	OK	4.657	OK	1.000	59.850	166.845	278.701	2.788	OK	4.657	OK	1.000	59.850	166.845	278.701	2.788	OK	4.657	OK
A'12	30% X + 100% Y	1	1.000	58.490	166.845	278.701	2.853	OK	4.765	OK	1.000	58.490	166.845	278.701	2.853	OK	4.765	OK	1.000	58.490	166.845	278.701	2.853	OK	4.765	OK
H'6	30% X + 100% Y	3	0.996	202.455	166.257	277.719	0.821	NOT OK	1.372	OK	0.932	202.455	155.490	259.733	0.768	NOT OK	1.283	OK	0.885	202.455	147.726	246.763	0.730	NOT OK	1.219	OK
H'8	30% X + 100% Y	3	0.996	175.163	166.257	277.719	0.949	NOT OK	1.585	OK	0.932	175.163	155.490	259.733	0.888	NOT OK	1.483	OK	0.885	175.163	147.726	246.763	0.843	NOT OK	1.409	OK
H6	30% X + 100% Y	4	0.996	142.959	166.140	277.523	1.162	OK	1.941	OK	0.914	142.959	152.468	254.685	1.067	OK	1.782	OK	0.852	142.959	142.225	237.574	0.995	NOT OK	1.662	OK
H8	30% X + 100% Y	4	0.996	139.229	166.140	277.523	1.193	OK	1.993	OK	0.914	139.229	152.468	254.685	1.095	OK	1.829	OK	0.852	139.229	142.225	237.574	1.022	OK	1.706	OK
B6	30% X + 100% Y	4	0.996	168.445	166.140	277.523	0.986	NOT OK	1.648	OK	0.914	168.445	152.468	254.685	0.905	NOT OK	1.512	OK	0.852	168.445	142.225	237.574	0.844	NOT OK	1.410	OK
B8	30% X + 100% Y	4	0.996	161.649	166.140	277.523	1.028	OK	1.717	OK	0.914	161.649	152.468	254.685	0.943	NOT OK	1.576	OK	0.852	161.649	142.225	237.574	0.880	NOT OK	1.470	OK

Sumber : Hasil Analisis

Lampiran 13. Rekapitulasi Kontrol Kapasitas 1 Tiang Pondasi dengan Kombinasi Pembebanan 100%X + 30%Y dan 30%X +100%Y pada Area Tower

As	Kombinasi Beban	N	P	Mx	My	P/n	Mx.y/ ($\sum y^2$)	My.x/ ($\sum x^2$)	1 tiang						
									Pmax	Pijin Luciano Decourt	Pijin Meyerhof	SF Luciano Decourt	Ket.	SF Meyerhof	Ket.
		buah	ton	ton.m	ton.m										
Tower A	100% X + 30% Y	320	47451.81	259.858	174.206	148.287	0.129	0.107	148.523	170.168	286.705	1.146	OK	1.930	OK
Tower B	100% X + 30% Y	315	45998.02	327.6	128.385	146.025	0.169	0.089	146.283	170.168	286.705	1.163	OK	1.960	OK
Tower A	30% X + 100% Y	320	47451.81	77.9574	580.685	148.287	0.039	0.356	148.681	170.168	286.705	1.145	OK	1.928	OK
Tower B	30% X + 100% Y	315	45998.02	98.28	427.9498	146.025	0.051	0.297	146.373	170.168	286.705	1.163	OK	1.959	OK

Sumber : Hasil Analisis

Lampiran 14. Rekapitulasi Hasil Kontrol Pondasi Tiang dalam Kelompok pada Area Tower Menggunakan 3 Rumusan Efisiensi dengan Kombinasi Pembebanan 100%X + 30%Y dan 300%X + 100%Y

As	Kombinasi Beban	N	Converse Labarre							
			Eff	Pmax	Pijin	Pijin	SF	Ket.	SF	Ket.
		buah	Converse Labarre		Luciano Decourt	Meyerhof	Luciano Decourt		Meyerhof	
Tower A	100% X + 30% Y	320	0.993	148.523	169.019	91126.630	1.138	OK	613.554	OK
Tower B	100% X + 30% Y	315	0.993	146.283	169.020	89703.353	1.155	OK	613.216	OK
Tower A	30% X + 100% Y	320	0.993	148.681	169.019	284.771	1.137	OK	1.915	OK
Tower B	30% X + 100% Y	315	0.993	146.373	169.020	284.773	1.155	OK	1.946	OK
As	Kombinasi Beban	N	Los Angeles							
			Eff	Pmax	Pijin	Pijin	SF	Ket.	SF	Ket.
		buah	Los Angeles		Luciano Decourt	Meyerhof	Luciano Decourt		Meyerhof	
Tower A	100% X + 30% Y	320	0.833	148.523	141.757	238.838	0.954	NOT OK	1.608	OK
Tower B	100% X + 30% Y	315	0.833	146.283	141.796	238.903	0.969	NOT OK	1.633	OK
Tower A	30% X + 100% Y	320	0.833	148.681	141.757	238.838	0.953	NOT OK	1.606	OK
Tower B	30% X + 100% Y	315	0.833	146.373	141.796	238.903	0.969	NOT OK	1.632	OK
As	Kombinasi Beban	N	Seiler Keeney							
			Eff	Pmax	Pijin	Pijin	SF	Ket.	SF	Ket.
		buah	Seiler Keeney		Luciano Decourt	Meyerhof	Luciano Decourt		Meyerhof	
Tower A	100% X + 30% Y	320	0.742	148.523	126.197	212.621	0.850	NOT OK	1.432	OK
Tower B	100% X + 30% Y	315	0.742	146.283	126.197	212.621	0.863	NOT OK	1.453	OK
Tower A	30% X + 100% Y	320	0.742	148.681	126.197	212.621	0.849	NOT OK	1.430	OK
Tower B	30% X + 100% Y	315	0.742	146.373	126.197	212.621	0.862	NOT OK	1.453	OK

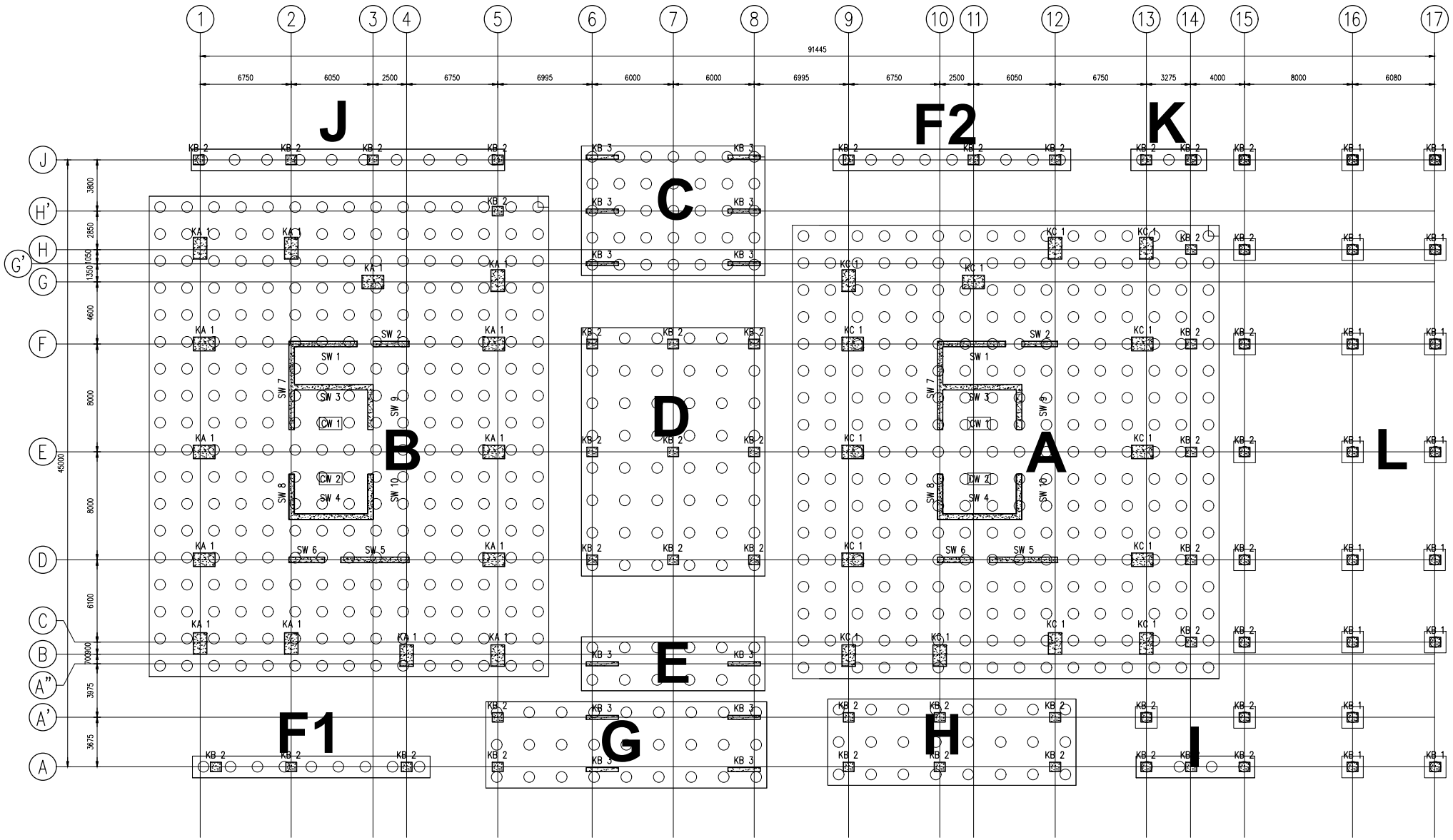
Sumber : Hasil Analisis

Lampiran 15. Rekapitulasi Kontrol Kekuatan Tiang terhadap Defleksi dan Momen Akibat Gaya Lateral

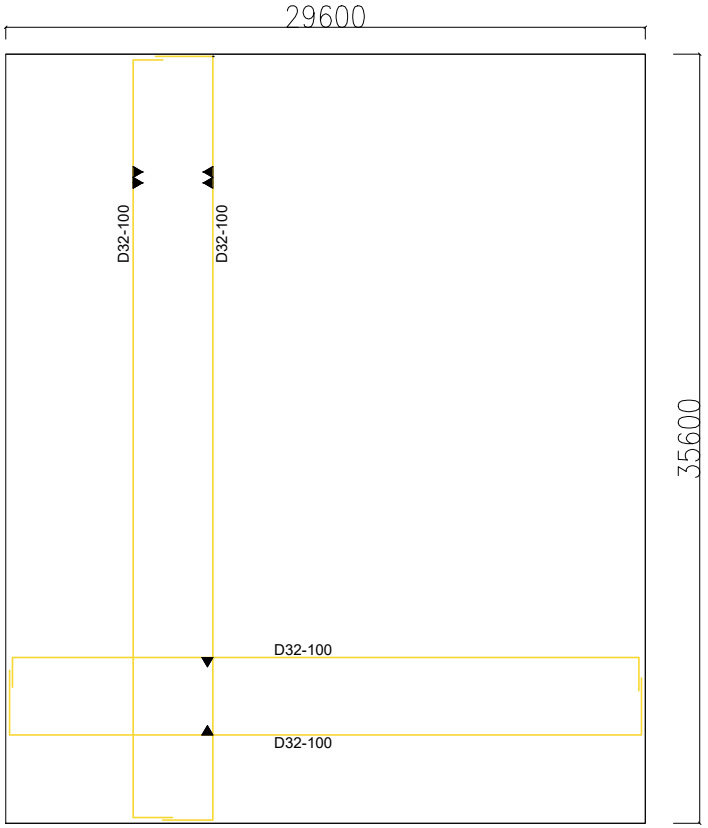
As	N	Fx	Fy	Kontrol Defleksi							Kontrol Momen				
				T	L/T	Fδ	δp_x	δp_y	δp_{ijin}	Kontrol Defleksi	Fm	Mpx	Mpy	M_{crack}	Kontrol Momen
	buah	ton	ton	m			mm	mm	mm			tm	tm	tm	
J1	1	2.523	4.528	2.076	10	0.94	1.398	2.509	12	OK	0.86	4.504	8.084	17	OK
J2	2	0.016	4.029	2.076	10	0.94	0.009	2.232	12	OK	0.86	0.029	7.192	17	OK
J3	3	1.037	4.251	2.076	10	0.94	0.575	2.356	12	OK	0.86	1.852	7.590	17	OK
J5	3	0.893	0.491	2.076	10	0.94	0.495	0.272	12	OK	0.86	1.595	0.876	17	OK
A4	3	0.264	1.150	2.076	10	0.94	0.146	0.637	12	OK	0.86	0.471	2.053	17	OK
A5	2	0.091	0.596	2.076	10	0.94	0.051	0.330	12	OK	0.86	0.163	1.064	17	OK
A2	3	1.167	2.690	2.076	10	0.94	0.647	1.490	12	OK	0.86	2.084	4.802	17	OK
A1	2	0.860	2.008	2.076	10	0.94	0.477	1.113	12	OK	0.86	1.536	3.584	17	OK
A'13	1	6.116	1.485	2.076	10	0.94	3.389	0.823	12	OK	0.86	10.919	2.652	17	OK
A'15	1	2.486	1.134	2.076	10	0.94	1.378	0.628	12	OK	0.86	4.438	2.025	17	OK
F6	4	0.303	0.116	2.076	10	0.94	0.168	0.064	12	OK	0.86	0.540	0.208	17	OK
F7	3	0.175	0.182	2.076	10	0.94	0.097	0.101	12	OK	0.86	0.313	0.324	17	OK
F8	3	0.388	0.180	2.076	10	0.94	0.215	0.100	12	OK	0.86	0.693	0.321	17	OK
F15	1	0.001	0.000	2.076	10	0.94	0.001	0.000	12	OK	0.86	0.002	0.000	17	OK
F16	1	7.095	2.474	2.076	10	0.94	3.932	1.371	12	OK	0.86	12.667	4.416	17	OK
E6	4	0.226	0.071	2.076	10	0.94	0.125	0.039	12	OK	0.86	0.404	0.127	17	OK
E7	4	0.054	0.052	2.076	10	0.94	0.030	0.029	12	OK	0.86	0.096	0.094	17	OK
E8	4	0.239	0.055	2.076	10	0.94	0.132	0.031	12	OK	0.86	0.426	0.099	17	OK
E15	1	0.000	0.000	2.076	10	0.94	0.000	0.000	12	OK	0.86	0.000	0.000	17	OK
E16	1	7.762	0.144	2.076	10	0.94	4.302	0.080	12	OK	0.86	13.858	0.256	17	OK
D6	4	0.132	0.340	2.076	10	0.94	0.073	0.189	12	OK	0.86	0.236	0.608	17	OK
D7	4	0.006	0.374	2.076	10	0.94	0.003	0.207	12	OK	0.86	0.010	0.667	17	OK
D8	4	0.169	0.363	2.076	10	0.94	0.094	0.201	12	OK	0.86	0.301	0.648	17	OK
D15	1	0.000	0.000	2.076	10	0.94	0.000	0.000	12	OK	0.86	0.000	0.000	17	OK
D16	1	6.954	2.399	2.076	10	0.94	3.854	1.330	12	OK	0.86	12.415	4.283	17	OK
A6	3	0.273	0.937	2.076	10	0.94	0.152	0.519	12	OK	0.86	0.488	1.674	17	OK
A8	3	0.024	0.820	2.076	10	0.94	0.013	0.454	12	OK	0.86	0.043	1.464	17	OK
A9	2	0.468	1.200	2.076	10	0.94	0.259	0.665	12	OK	0.86	0.835	2.143	17	OK
A10	3	0.030	0.514	2.076	10	0.94	0.017	0.285	12	OK	0.86	0.053	0.918	17	OK
A12	3	0.637	0.701	2.076	10	0.94	0.353	0.388	12	OK	0.86	1.137	1.251	17	OK
A13	2	0.945	1.051	2.076	10	0.94	0.524	0.582	12	OK	0.86	1.687	1.876	17	OK
A14	1	1.761	2.560	2.076	10	0.94	0.976	1.418	12	OK	0.86	3.143	4.570	17	OK
A15	1	0.482	1.878	2.076	10	0.94	0.267	1.041	12	OK	0.86	0.861	3.353	17	OK
A16	1	4.612	4.806	2.076	10	0.94	2.556	2.663	12	OK	0.86	8.234	8.580	17	OK

As	N	Fx	Fy	Kontrol Defleksi							Kontrol Momen				
				T	L/T	Fδ	δp_x	δp_y	δp_{ijin}	Kontrol Defleksi	Fm	Mpx	Mpy	M_{crack}	Kontrol Momen
	buah	ton	ton	m			mm	mm	mm			tm	tm	tm	
J6	2	0.553	1.114	2.076	10	0.94	0.307	0.617	12	OK	0.86	0.987	1.989	17	OK
J8	2	2.199	8.066	2.076	10	0.94	1.219	4.470	12	OK	0.86	3.927	14.400	17	OK
J9	3	1.741	5.458	2.076	10	0.94	0.965	3.025	12	OK	0.86	3.108	9.745	17	OK
J12	2	0.036	4.219	2.076	10	0.94	0.020	2.338	12	OK	0.86	0.065	7.532	17	OK
J11	3	0.227	2.826	2.076	10	0.94	0.126	1.566	12	OK	0.86	0.406	5.045	17	OK
J13	2	0.000	0.000	2.076	10	0.94	0.000	0.000	12	OK	0.86	0.000	0.000	17	OK
J14	1	1.997	7.012	2.076	10	0.94	1.106	3.886	12	OK	0.86	3.564	12.518	17	OK
J15	1	0.000	0.000	2.076	10	0.94	0.000	0.000	12	OK	0.86	0.000	0.000	17	OK
J16	1	4.541	4.670	2.076	10	0.94	2.517	2.588	12	OK	0.86	8.107	8.338	17	OK
H15	1	3.466	3.731	2.076	10	0.94	1.921	2.067	12	OK	0.86	6.188	6.660	17	OK
H16	1	7.886	5.753	2.076	10	0.94	4.370	3.188	12	OK	0.86	14.078	10.271	17	OK
C15	1	0.000	0.000	2.076	10	0.94	0.000	0.000	12	OK	0.86	0.000	0.000	17	OK
C16	1	5.961	4.736	2.076	10	0.94	3.303	2.625	12	OK	0.86	10.642	8.456	17	OK
C17	1	6.761	2.261	2.076	10	0.94	3.747	1.253	12	OK	0.86	12.070	4.036	17	OK
A17	1	4.156	7.048	2.076	10	0.94	2.303	3.906	12	OK	0.86	7.419	12.582	17	OK
D17	1	6.662	1.418	2.076	10	0.94	3.692	0.786	12	OK	0.86	11.893	2.531	17	OK
E17	1	7.032	0.145	2.076	10	0.94	3.897	0.080	12	OK	0.86	12.555	0.258	17	OK
F17	1	6.700	1.306	2.076	10	0.94	3.713	0.723	12	OK	0.86	11.962	2.331	17	OK
H17	1	7.013	3.192	2.076	10	0.94	3.886	1.769	12	OK	0.86	12.520	5.698	17	OK
J17	1	4.403	7.894	2.076	10	0.94	2.440	4.375	12	OK	0.86	7.860	14.093	17	OK
A'5	1	4.882	3.028	2.076	10	0.94	2.706	1.678	12	OK	0.86	8.716	5.407	17	OK
A'6	4	0.206	0.413	2.076	10	0.94	0.114	0.229	12	OK	0.86	0.367	0.737	17	OK
A'8	4	0.023	0.304	2.076	10	0.94	0.013	0.169	12	OK	0.86	0.042	0.543	17	OK
A'9	1	1.104	1.503	2.076	10	0.94	0.612	0.833	12	OK	0.86	1.971	2.682	17	OK
A'10	1	1.216	2.747	2.076	10	0.94	0.674	1.522	12	OK	0.86	2.170	4.905	17	OK
A'12	1	5.756	2.516	2.076	10	0.94	3.190	1.394	12	OK	0.86	10.276	4.492	17	OK
H'6	3	0.144	0.937	2.076	10	0.94	0.080	0.519	12	OK	0.86	0.257	1.673	17	OK
H'8	3	0.059	1.067	2.076	10	0.94	0.032	0.591	12	OK	0.86	0.105	1.904	17	OK
H6	4	0.108	0.703	2.076	10	0.94	0.060	0.389	12	OK	0.86	0.193	1.255	17	OK
H8	4	0.000	0.000	2.076	10	0.94	0.000	0.000	12	OK	0.86	0.000	0.000	17	OK
B6	4	0.204	0.478	2.076	10	0.94	0.113	0.265	12	OK	0.86	0.364	0.853	17	OK
B8	4	0.027	0.660	2.076	10	0.94	0.015	0.366	12	OK	0.86	0.048	1.179	17	OK

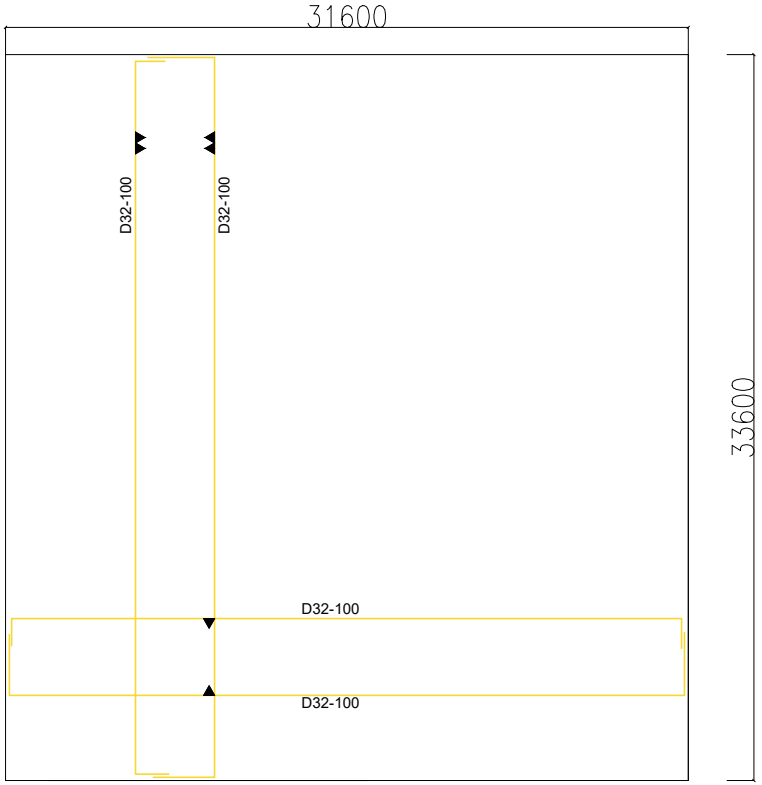
Sumber : Hasil Analisis



	JUDUL GAMBAR	DOSEN	NAMA MAHASISWA	SKALA	KETERANGAN	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	KONFIGURASI TIANG PONDASI ALTERNATIF (BORED PILE)	Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi Putu Tantri Kumala Sari, ST. MT	DIAZ RACHMA ISNAENI NRP. 03111640000023		LAMPIRAN 16	05	12

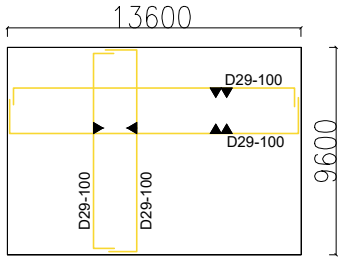


PENULANGAN RAFT B
(ALTERNATIF)

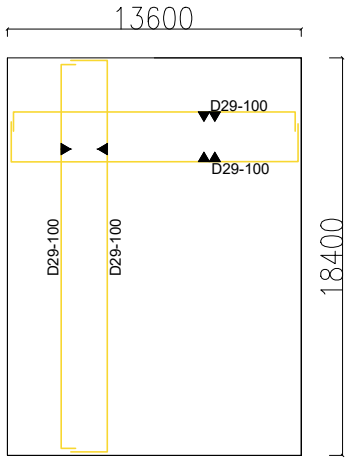


PENULANGAN RAFT A
(ALTERNATIF)

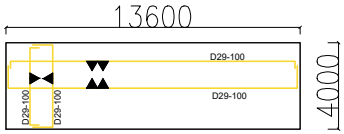
	JUDUL GAMBAR	DOSEN	NAMA MAHASISWA	SKALA	KETERANGAN	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	DETAIL PEMASANGAN TULANGAN PADA RAFT A & RAFT B	Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi Putu Tantri Kumala Sari, ST. MT	DIAZ RACHMA ISNAENI NRP. 03111640000023		LAMPIRAN 17	06	12



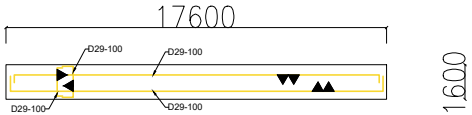
PENULANGAN PILECAP TIPE C
(ALTERNATIF)



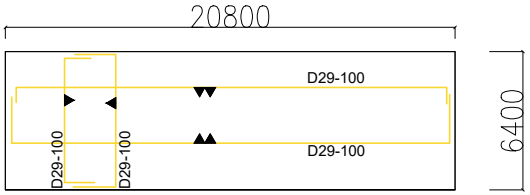
PENULANGAN PILECAP TIPE D
(ALTERNATIF)



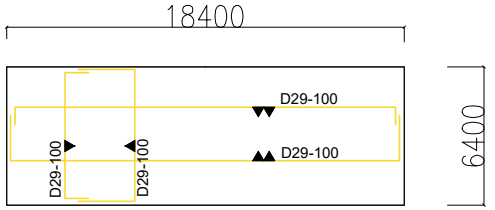
PENULANGAN PILECAP TIPE E
(ALTERNATIF)



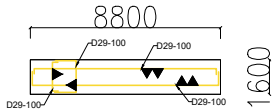
PENULANGAN PILECAP TIPE F1 & F2
(ALTERNATIF)



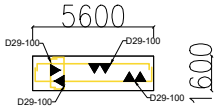
PENULANGAN PILECAP TIPE G
(ALTERNATIF)



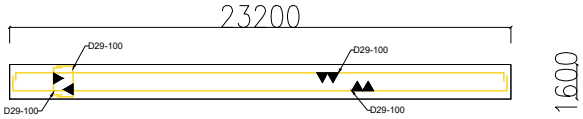
PENULANGAN PILECAP TIPE H
(ALTERNATIF)



PENULANGAN PILECAP TIPE I
(ALTERNATIF)

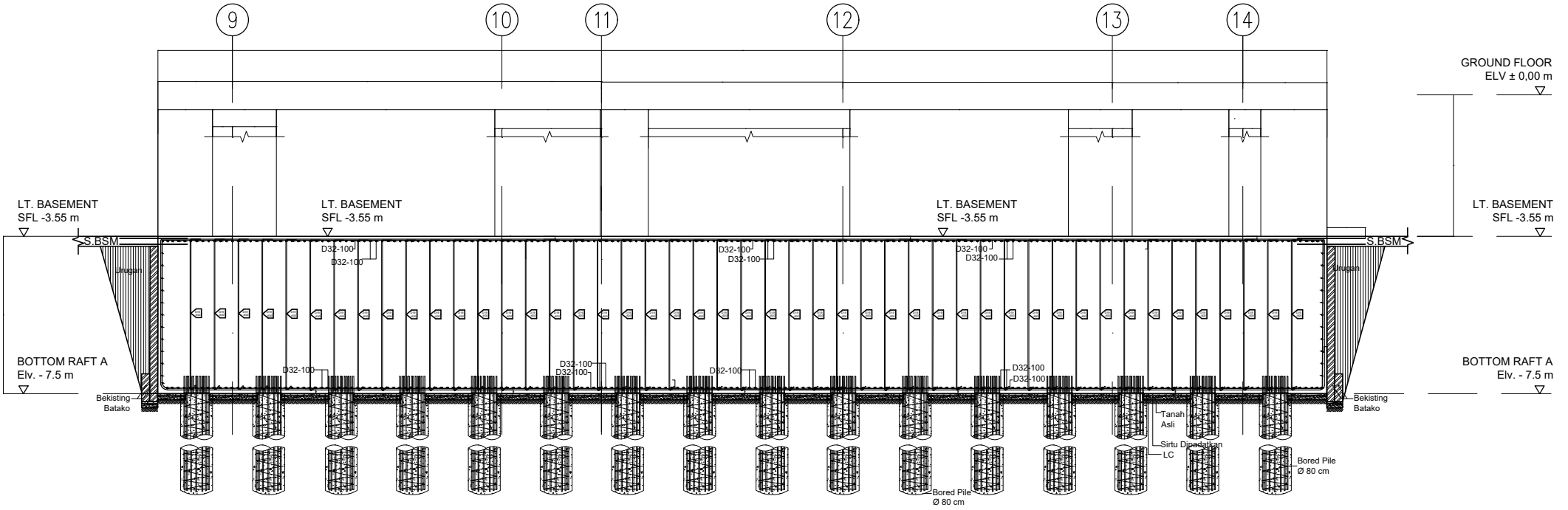


PENULANGAN PILECAP TIPE K
(ALTERNATIF)

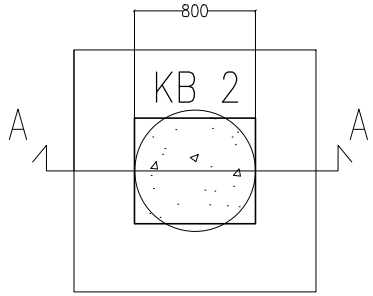


PENULANGAN PILECAP TIPE J
(ALTERNATIF)

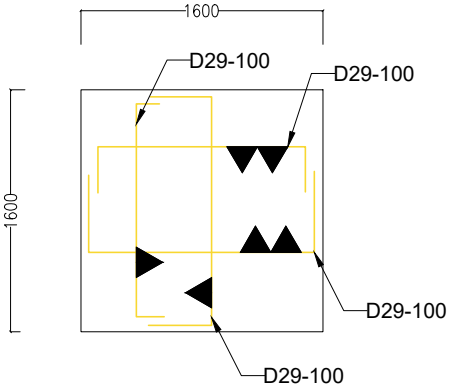
	JUDUL GAMBAR	DOSEN	NAMA MAHASISWA	SKALA	KETERANGAN	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	DETAIL PEMASANGAN TULANGAN PADA PODIUM TIPE C, D, E, F, G, H, I, J, K	Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi Putu Tantri Kumala Sari, ST. MT	DIAZ RACHMA ISNAENI NRP. 03111640000023		LAMPIRAN 17	07	12



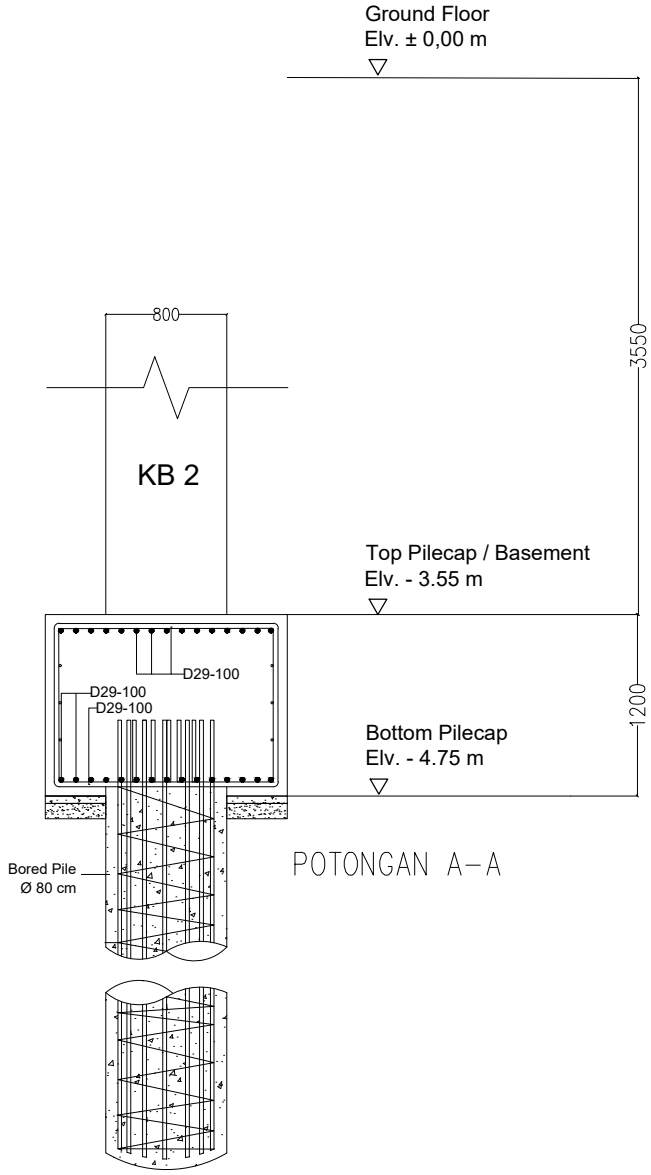
	JUDUL GAMBAR	DOSEN	NAMA MAHASISWA	SKALA	KETERANGAN	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	DETAIL KEDALAMAN GALIAN & PENULANGAN ALTERNATIF PONDASI RAFT PADA TOWER A	Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi Putu Tantri Kumala Sari, ST. MT	DIAZ RACHMA ISNAENI NRP. 03111640000023		LAMPIRAN 17	08	12



TAMPAK ATAS (PILECAP TIPE L)



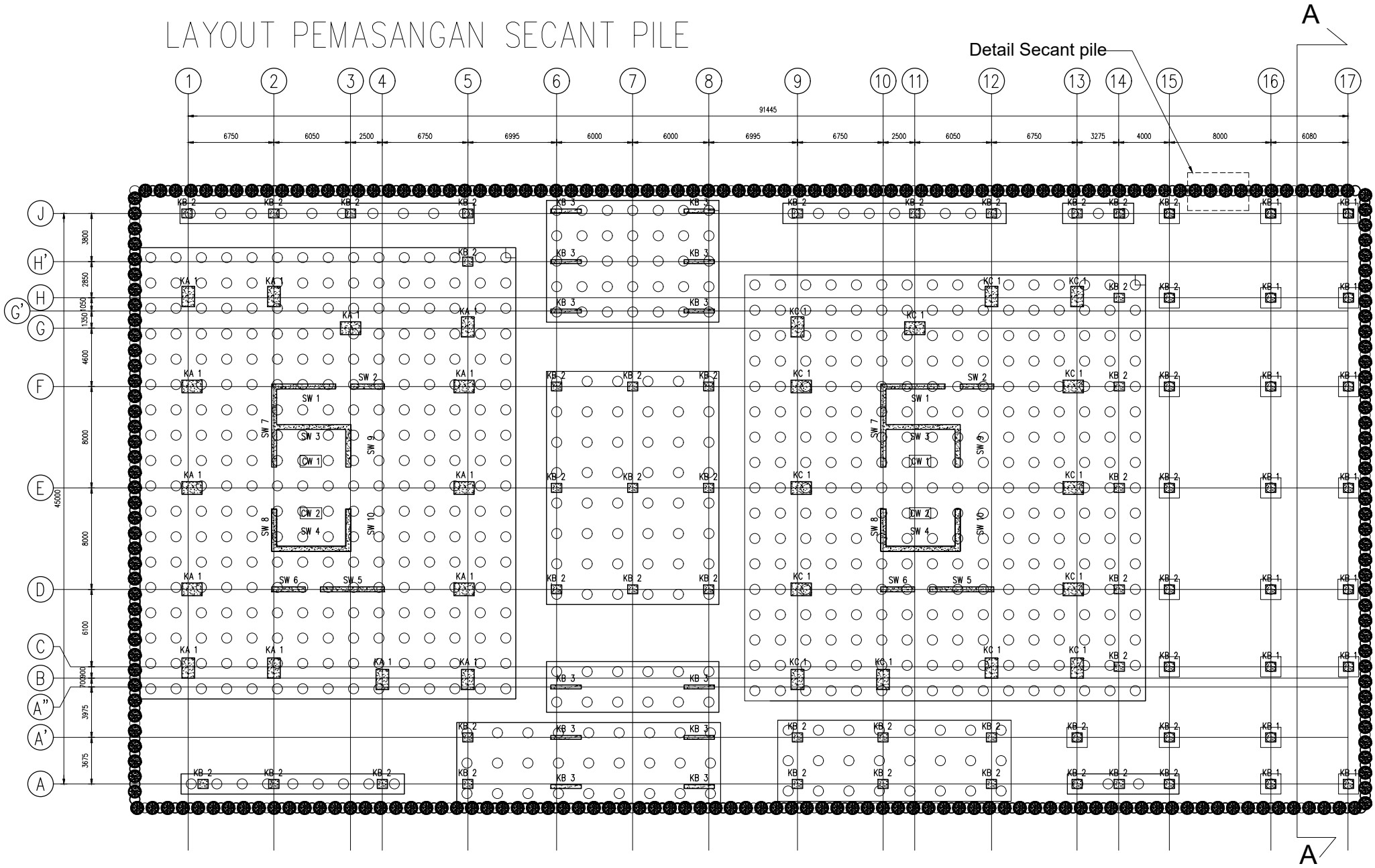
PENULANGAN PILECAP TIPE L (ALTERNATIF)



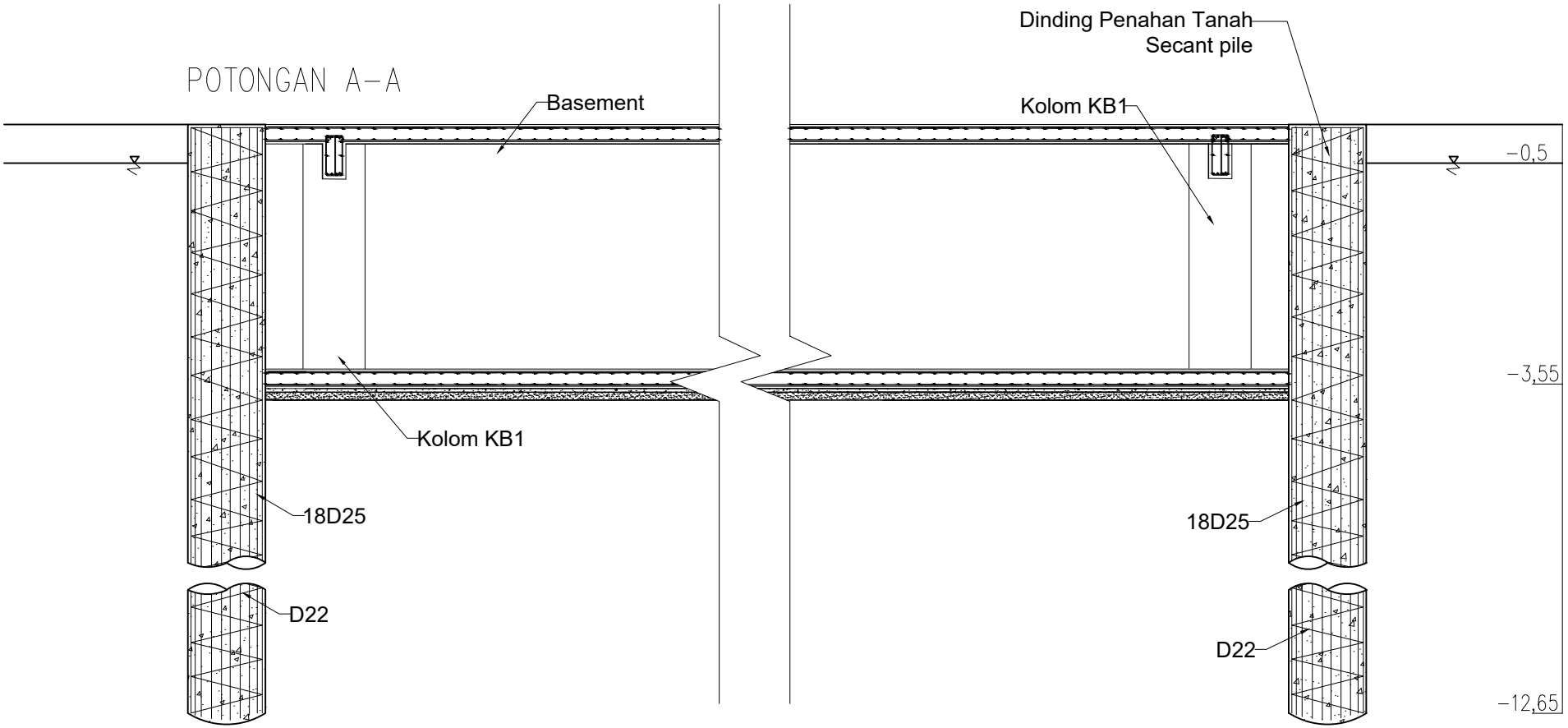
POTONGAN A–A

	JUDUL GAMBAR	DOSEN	NAMA MAHASISWA	SKALA	KETERANGAN	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	DETAIL PENULANGAN PILECAP TIPE L (PONDASI ALTERNATIF)	Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi Putu Tantri Kumala Sari, ST. MT	DIAZ RACHMA ISNAENI NRP. 03111640000023		LAMPIRAN 17	09	12

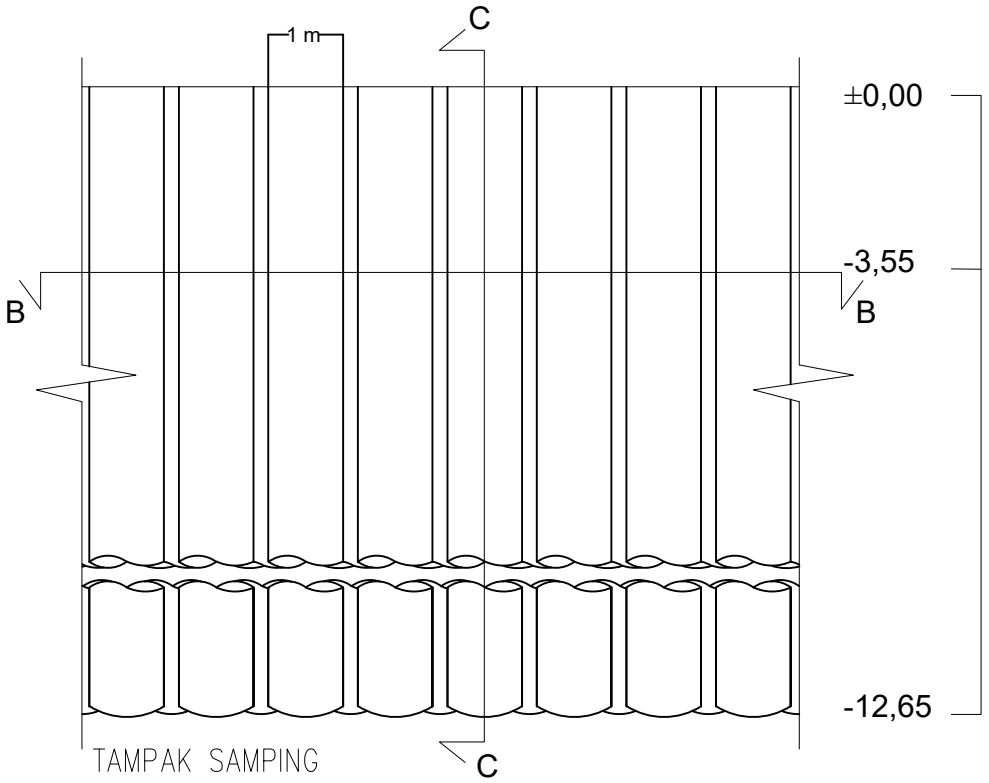
LAYOUT PEMASANGAN SECANT PILE



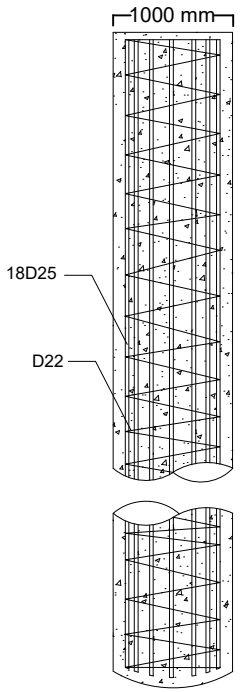
	JUDUL GAMBAR	DOSEN	NAMA MAHASISWA	SKALA	KETERANGAN	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	LAYOUT PEMASANGAN ALTERNATIF SECANT PILE	Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi Putu Tantri Kumala Sari, ST. MT	DIAZ RACHMA ISNAENI NRP. 03111640000023		LAMPIRAN 18	10	12



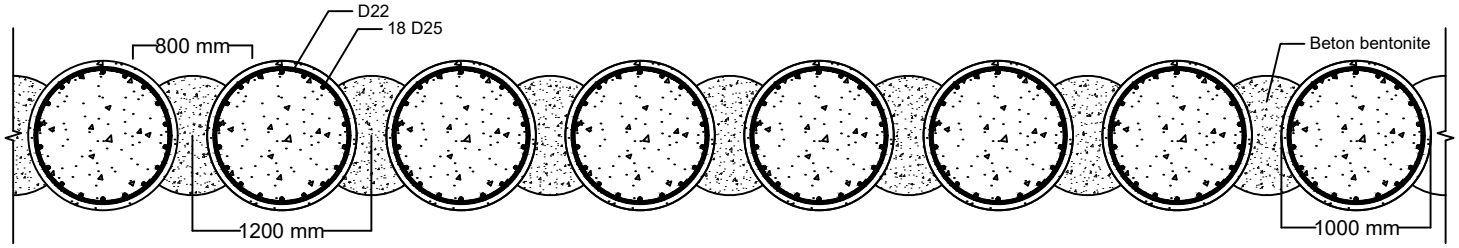
PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	JUDUL GAMBAR	DOSEN	NAMA MAHASISWA	SKALA	KETERANGAN	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
	POTONGAN A–A ALTERNATIF SECANT PILE PADA BASEMENT	Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi Putu Tantri Kumala Sari, ST. MT	DIAZ RACHMA ISNAENI NRP. 03111640000023		LAMPIRAN 18	11	12



TAMPAK SAMPING
SECANT PILE



POTONGAN C–C



POTONGAN B–B

	JUDUL GAMBAR	DOSEN	NAMA MAHASISWA	SKALA	KETERANGAN	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	DETAIL ALTERNATIF SECANT PILE	Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi Putu Tantri Kumala Sari, ST. MT	DIAZ RACHMA ISNAENI NRP. 03111640000023		LAMPIRAN 18	12	12

BIODATA PENULIS

Penulis bernama Diaz Rachma Isnaeni. Lahir di Kota Surabaya, Jawa Timur pada tanggal 20 April 1998. Penulis merupakan anak terakhir dari empat bersaudara. Pendidikan formal yang telah ditempuh penulis yaitu TK Al-Hidayah Surabaya, SDN Kedungturi Taman Sidoarjo, SMPN 1 Taman Sidoarjo, dan SMAN 1 Sidoarjo. Penulis melanjutkan pendidikan sarjana di Departemen Teknik Sipil FTSPK-ITS pada tahun 2016 dan terdaftar dengan NRP 03111640000023.

Di Departemen Teknik Sipil, penulis mengambil Tugas Akhir di bidang Geoteknik. Selama masa perkuliahan, penulis aktif mengikuti beberapa organisasi seperti menjadi pengurus UKM *Technopreneurship Development Centre* (TDC) ITS sebagai staff *Human Resource Development* (HRD) pada tahun 2017 dan sebagai Manager HRD (2018), kemudian penulis juga pernah menjadi pengurus Himpunan Mahasiswa Sipil sebagai Staff Departemen Sosial Masyarakat (2018) dan sebagai Sekretaris Departemen Sosial Masyarakat (2019). Penulis juga sempat mengikuti beberapa kepanitiaan dan seminar yang diselenggarakan di ITS.

Contact Person :
Email : diazrachma@gmail.com