



TUGAS AKHIR – RC18-4803

**EVALUASI PONDASI TIANG PANCANG EKSISTING
PADA TERMINAL PENUMPANG IPPI, ENDE, NUSA
TENGARA TIMUR DAN PERENCANAAN
PONDASI MENERUS**

FITRIYATUL KARIMAH
NRP. 0311154000005

Dosen Pembimbing I :
Musta'in Arif, ST., MT.

Dosen Pembimbing II :
Dr. Yudhi Lastiasih, ST., MT.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2019



TUGAS AKHIR – RC18-4803

**EVALUASI PONDASI TIANG PANCANG EKSISTING
PADA TERMINAL PENUMPANG IPPI, ENDE, NUSA
TENGARA TIMUR DAN PERENCANAAN
PONDASI MENERUS**

FITRIYATUL KARIMAH
NRP. 0311154000005

Dosen Pembimbing I :
Musta'in Arif, ST., MT.

Dosen Pembimbing II :
Dr. Yudhi Lastiasih, ST., MT.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2019



FINAL PROJECT – RC18-4803

**EVALUATION OF EXISTING DRIVEN PILE ON
IPPI PASSENGER TERMINAL, ENDE, EAST NUSA
Tenggara AND CONTINUOUS FOUNDATION
DESIGN**

FITRIYATUL KARIMAH
NRP. 0311154000005

Academic Supervisor I :
Musta'in Arif, ST., MT.

Academic Supervisor II :
Dr. Yudhi Lastiasih, ST., MT.

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering, Environmental, and Geo Engineering
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2019

**EVALUASI PONDASI TIANG PANCANG EKSTING
PADA TERMINAL PENUMPANG IPPI, ENDE, NUSA
TENGGARA TIMUR DAN PERENCANAAN PONDASI
MENERUS**

TUGAS AKHIR

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

Oleh :

FITRIYATUL KARIMAH

Nrp. 03111540000005

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir

Musta'in Arif, ST., MT

Dr. Yudhi Lastiasih, ST., MT



**SURABAYA
JULI, 2019**

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

EVALUASI PONDASI TIANG PANCANG EKSISTING PADA TERMINAL PENUMPANG IPPI, ENDE, NUSA TENGGARA TIMUR DAN PERENCANAAN PONDASI MENERUS

Nama Mahasiswa : Fitriyatul Karimah
NRP : 0311154000005
Departemen : Teknik Sipil FTSLK – ITS
Dosen Pembimbing: 1. Musta'in Arif, ST. MT
2. Dr. Yudhi Lastiasih, ST., MT.

Abstrak

Pondasi mempunyai peranan penting dalam suatu bangunan, dimana pondasi digunakan untuk menempatkan bangunan dan meneruskan beban dari struktur atas ke dalam tanah. Sehingga dalam pembangunan suatu gedung atau bangunan diperlukan jenis pondasi tertentu yang mampu menahan beban struktur di atasnya agar dapat berdiri kokoh dan aman. Begitu pula pada pelaksanaan proyek pembangunan Terminal Penumpang Pelabuhan Ippi di Ende Nusa Tenggara Timur yang menggunakan pondasi tiang berbentuk persegi berukuran 0,25 m x 0,25 m dengan kedalaman 3 – 4 meter untuk menahan beban gedung dan menyalurkannya ke dalam tanah. Akan tetapi pada saat pemancangan tiang, hasil kalendering dan PDA jauh di atas perhitungan analitis perencana sehingga proses konstruksi dihentikan dan struktur atas belum dilaksanakan.

Atas dasar hal tersebut, maka dirasa perlu untuk melakukan pengecekan ulang daya dukung tanah di lapangan untuk disesuaikan dengan hasil kalendering dan PDA. Selain itu, akan dilakukan proses evaluasi kebutuhan pondasi tiang pancang dan juga perencanaan pondasi menerus dari batu kali sebagai pilihan alternatif.

Adapun hasil penyelidikan tanah yang ada, didapatkan jenis tanah dominan pasir dengan konsistensi Loose to Dense dari kedalaman 0 – 45 meter (Sumber : Data Proyek). Daya dukung tanah pada kedalaman 4 meter berdasarkan perhitungan Metode

Meyerhof sebesar $Q_{ult} = 56,256$ ton, sedangkan untuk perhitungan Metode Luciano Decourt sebesar $Q_{ult} = 42,333$ ton. Selain itu daya dukung tanah berdasarkan tes PDA dan tes kalendering di lapangan didapatkan nilai rata-rata sebesar $Q_{ult} = 144,423$ ton. setelah dilakukan evaluasi didapati beberapa titik membutuhkan penambahan tiang agar dapat menahan beban di atasnya. Jumlah penambahan tiang diambil dari jumlah kebutuhan terbanyak dari beberapa tinjauan evaluasi dan didapatkan penambahan tiang sebanyak 97 buah yang membutuhkan biaya sebesar Rp 580.081.896, sedangkan untuk alternatif pondasi menerus batu kali didapatkan dimensi $B = 1,5$ meter dan tinggi pondasi = 1 meter pada bangunan yang sama hanya membutuhkan biaya sebesar Rp 486.755.827.

Kata kunci: Daya Dukung Tanah, Tes Kalendering, Tes PDA, Pondasi Tiang Pancang, Evaluasi, Pondasi Menerus Batu Kali.

**EVALUATION OF EXISTING DRIVEN PILE ON IPPI
PASSENGER TERMINAL, ENDE, EAST NUSA
TENGARA AND CONTINUOUS FOUNDATION DESIGN**

Student Name : Fitriyatul Karimah
NRP : 0311154000005
Department : Civil Engineering FTSLK – ITS
Academic Superv. : 1. Musta'in Arif, ST. MT
2. Dr. Yudhi Lastiasih, ST., MT.

Abstract

The foundation has an important role in a building, where the foundation is used to place the building and carry the load from the upper structure into the ground. Hence, in the construction of a structure or a building a certain type of foundation is needed so that the foundation itself will be able to withstand the burden of the structure above so that the structure can stand firmly and safely. The same applies to the construction of the Ippi Passenger Terminal project in Ende, East Nusa Tenggara which uses 0.25 m x 0.25 m square pillar foundation with a depth of 3-4 meters to hold the load of the building and channel it to the ground. However at the time of pile erection, the results of the calendering method and PDA are far above the analytical calculation of the planner so that the construction process is terminated and the upper structure has not been constructed.

On this basis, it is necessary to re-check the bearing capacity of the soil in the field to match the results of the calendering method and PDA. In addition, there will be an evaluation process on the pile foundation requirements as well as planning the continuous foundation of river stone as an alternative choice.

The results of the investigation of soil, the area is dominated with sand-type soil with a Loose to Dense consistency

on the depth of 0 - 45 meters (Source: Project Data). The carrying capacity of the soil at a depth of 4 meters, the calculation using the Meyerhof Method shows the value of $Q_{ult} = 56.256$ tons, while the result using the Luciano Decourt Method is $Q_{ult} = 42.333$ tons. In addition, the bearing capacity of the soil based on PDA tests and calendering tests in the field obtained an average value of $Q_{ult} = 144,423$ tons. After an evaluation is being conducted, it shows that several points requires the addition of piles in order to be able to withstand the load above them. The number of additional piles was taken from the highest number of required addition from several evaluation reviews and it can be concluded that the addition needed is 97 piles which needed a cost of Rp 580.081.896, while for the alternative continuous foundation using river stone, B dimensions needed = 1.5 meters and foundation height = 1 meter on the same building only costs Rp. 486,755,827.

Keywords : Soil Bearing Capacity, Calendering Test, PDA Test, Driven Pile, Evaluation, Stone Continuous Foundation.

KATA PENGANTAR

Segala puji dan syukur kepada Allah SWT, karena dengan rahmat serta hidayahnya penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan judul “**Evaluasi Pondasi Tiang Pancang Eksisting Pada Terminal Penumpang Ippi, Ende, Nusa Tenggara Timur Dan Perencanaan Pondasi Menerus**” tepat pada waktunya.

Penulis menyadari bahwa Tugas Akhir ini tidak akan mampu diselesaikan tanpa arahan, bantuan, bimbingan serta dukungan dari berbagai pihak. Untuk itu, penulis mengucapkan terima kasih kepada:

1. Orang tua (Bpk Moh. Qomaruddin dan Ibu Siti Rochmah), saudara (Mas Afandi, Mbak Hilda, Mbak Feti, Fara, Doni, Meli, Firda, Nabila, dan Bagus), paman (Man Ahadi dan Man Qosim) serta Keluarga Besar Bani Hasyim yang tiada hentinya selalu mendukung dan mendoakan dalam penyelesaian Tugas Akhir ini.
2. Bapak Musta'in Arif, ST. MT., selaku dosen pembimbing I yang telah banyak memberikan bimbingan akademik dalam penyelesaian Tugas Akhir ini.
3. Ibu Dr. Yudhi Lastiasih, ST., MT. selaku dosen pembimbing II yang telah banyak memberikan bimbingan akademik, teknik penulisan, dan motivasi dalam penyelesaian Tugas Akhir ini.
4. Bapak/Ibu dosen bidang geoteknik yang telah memberikan ilmu mengenai bidang geoteknik serta seluruh dosen dan karyawan Departemen Teknik Sipil ITS yang telah memberikan ilmu dan bimbingan selama menjalani perkuliahan di Teknik Sipil ITS.
5. Teman-teman Kopassus S-58, khususnya keluarga Kos 39A dan member grup “Geotek Bersatu” yang telah memberikan semangat, motivasi, dan juga membantu dalam pengerjaan Tugas Akhir ini.
6. Teman-teman Departemen Sosial Masyarakat LE HMS FTSP ITS (Mbak Afida, Mbak Ardel, Kak Ros, Isna, Aming, Basysyar, Dino, Avi, Diaz, Rida, Damang, Wongski, dan

Oishi) yang telah menemani dan memberikan semangat dan juga pengalaman yang luar biasa.

7. Sahabat Meet and Greet, terutama Avisyah Damayanty, Nurun Nahdliyah, Rana Rafidah, dan Rosadila Rahmawati Widoproyo yang selalu memberikan semangat kepada penulis.
8. Sahabat RIWEMS, yakni Muchlishotul Amalia, Khalimatussa'diah, Widiya Lestari Ayu Wulandari, Khoiratus Zaidah, dan Akhsanu Amala yang senantiasa memberi dukungan serta doanya kepada penulis.
9. Semua pihak yang selalu memberi dukungan untuk penulis, baik selama perkuliahan maupun selama penyusunan Tugas Akhir ini.

Penulis menyadari bahwa Tugas Akhir ini masih belum sempurna, maka dari itu penulis mengharapkan kritik dan saran yang membangun demi kesempurnaan Tugas Akhir ini. Akhir kata penulis mengharapkan, semoga Tugas Akhir ini dapat memenuhi harapan dan bermanfaat bagi kita semua, khususnya civitas akademika Teknik Sipil ITS.

Surabaya, Juli 2019

Penulis
Fitriyatul Karimah

DAFTAR ISI

<i>Abstrak</i>	iii
<i>Abstract</i>	v
KATA PENGANTAR.....	vii
DAFTAR ISI.....	ix
DAFTAR GAMBAR	xiii
DAFTAR TABEL	xv
BAB I.....	1
PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Perumusan Masalah.....	7
1.3 Tujuan	8
1.4 Batasan Masalah.....	8
1.5 Manfaat	8
BAB II.....	9
TINJAUAN PUSTAKA.....	9
2.1 Terminal Penumpang.....	9
2.2 Pembebanan Bangunan.....	9
2.3 Penentuan Parameter Tanah	9
2.4 Perencanaan Pondasi Dalam.....	10
2.4.1 Perumusan Daya Dukung Pondasi Tiang.....	11
2.4.2 Daya Dukung Pondasi Tiang Berdasarkan Hasil SPT	12
2.4.3 Daya Dukung Pondasi Tiang Berdasarkan Hasil Tes PDA	15
2.4.4 Daya Dukung Pondasi Tiang Berdasarkan Hasil Tes Kalendering	17
2.4.5 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Kelompok (<i>Pile Group</i>)	18

2.4.6	Perhitungan Tekanan pada Tiang Pancang Kelompok.....	19
2.4.7	Daya Dukung Pondasi Tiang Kelompok (<i>Pile Group</i>)	22
2.4.8	Kapasitas Lateral Pondasi Tiang	22
2.5	Daya Dukung Pondasi Dangkal	32
2.6	Perencanaan Pondasi Menerus Batu Kali	36
2.6.1	Pondasi Batu Kali	39
2.6.2	Perencanaan Dimensi Pondasi	40
BAB III	43
METODOLOGI	43
3.1	Alur Metodologi	43
3.2	Uraian Tahapan Perencanaan.....	44
BAB IV	47
PEMBAHASAN	47
4.1	Data Tanah	47
4.1.1	Pengambilan Data Tanah	47
4.1.2	Pengolahan Data Tanah	48
4.1.3	Analisis Data Tanah.....	49
4.1.4	Rangkuman Data Tanah.....	49
4.2	Analisis Struktur Atas.....	50
4.2.1	Data Bangunan	50
4.2.2	Pembebanan.....	50
4.2.3	Penentuan Titik Jepit (Z_f)	51
4.2.4	Reaksi Perletakan dari Output Program	52
4.3	Evaluasi Pondasi Eksisting	54
4.3.1	Data Tiang Pancang yang Digunakan	54
4.3.2	Kapasitas Lateral Material Tiang Pancang yang Digunakan	54

4.3.3	Daya Dukung Tiang Pancang	61
4.4	Evaluasi Penambahan Pondasi Tiang Pancang Eksisting	69
4.4.1	Perhitungan Jumlah Tiang Pancang	70
4.4.2	Perhitungan Grup Tiang Pancang	75
4.4.3	Perhitungan Efisiensi Grup Tiang Pancang	75
4.4.4	Daya Dukung Grup Tiang Pancang	77
4.4.5	Kontrol Beban Maksimum Satu Tiang Pancang .	78
4.4.6	Kontrol Momen Tiang Pancang	80
4.4.7	Perencanaan Pile Cap	84
4.5	Perencanaan Pondasi Menerus Batu Kali	87
4.5.1	Perhitungan Daya Dukung	87
4.5.2	Kontrol Daya Dukung Pondasi Menerus	89
4.5.3	Kontrol Tahanan Geser dan Penurunan Ijin	94
4.6	Perhitungan Sloof	96
4.7	Estimasi Biaya Kebutuhan Material	98
4.6.1	Rekap Volume Pekerjaan	99
4.6.2	Estimasi Rencana Anggaran Biaya Material	100
BAB V		101
KESIMPULAN DAN SARAN		101
5.1	Kesimpulan	101
5.2	Saran	102
DAFTAR PUSTAKA		103
BIODATA PENULIS		xv

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Peta Ende Nusa Tenggara Timur.....	2
Gambar 1.2 Denah lantai dasar Terminal Penumpang Ippi.....	3
Gambar 1.3 Tampak depan bangunan Terminal Penumpang Ippi	3
Gambar 1.4 Modelisasi 3D bangunan terminal penumpang di SAP 2000	4
Gambar 1.5 Lokasi titik pengujian SPT	4
Gambar 1.6 Hasil NSPT dengan konsistensi tanah dominan pasir	6
Gambar 1.7 Konfigurasi pondasi bangunan Terminal Pelabuhan Ippi.....	7
Gambar 2.1 Mekanisme tranfer beban pondasi tiang	11
Gambar 2.2 Pola-pola tiang pancang kelompok (Pile Group)...	18
Gambar 2.3 Beban normal sentris pada tiang pancang kelompok	19
Gambar 2.4 Beban normal eksentris pada kelompok tiang pancang	20
Gambar 2.5 Beban sentris dan momen arah x dan y	21
Gambar 2.6 Koefisien variasi (f) untuk tiang pancang yang menerima beban lateral	24
Gambar 2.7 Koefisien-koefisien untuk tiang pancang yang menerima beban lateral pada kondisi II.....	25
Gambar 2.8 Prosedur desain untuk masing-masing kondisi.....	26
Gambar 2.9 Grafik Tahanan Lateral Ultimit untuk Tiang Ujung Pendek.....	29
Gambar 2.10 Grafik Tahanan Lateral Ultimit untuk Tiang Ujung Panjang.....	29
Gambar 2.11 Tiang Ujung Jepit pada Tiang Pendek.....	30
Gambar 2.12 Tiang Ujung Jepit pada Tiang Panjang.....	30
Gambar 2.13 Tiang Ujung Jepit pada Tiang Sedang.....	31
Gambar 2.14 Bentuk Keruntuhan dalam Analisa Daya Dukung Tanah	33

Gambar 2.15 Penampang Melintang Pondasi	37
Gambar 2.16 Pondasi menerus yang diletakkan pada sebagian tanah keras dan sebagian tanah lunak	38
Gambar 2.17 Pondasi menerus mengikuti panjang denah	38
Gambar 2.18 Pondasi bertangga yang tidak diperkenankan	38
Gambar 2.19 Gambar potongan pondasi menerus batu kali	40
Gambar 3.1 Diagram alir metodologi	43
Gambar 4.1 Denah Titik Penyelidikan Tanah	47
Gambar 4.2 Grafik hubungan N_{SPT} dan kedalaman tanah T-4 s/d T-6 Ippi	48
Gambar 4.3 Grafik untuk mencari nilai f	55
Gambar 4.4 Grafik untuk mencari nilai F_m	56
Gambar 4.5 Grafik untuk mencari nilai H_u	60
Gambar 4.6 Grafik kedalaman vs daya dukung Metode Meyerhof	63
Gambar 4.7 Grafik kedalaman vs daya dukung Metode Luciano	66
Gambar 4.8 Posisi titik tes kalendering	67
Gambar 4.9 Posisi titik tes PDA	69
Gambar 4.10 Contoh konfigurasi grup tiang pancang dengan jumlah tiang 4 buah	76
Gambar 4.11 Grafik untuk mencari nilai f	81
Gambar 4.12 Grafik untuk mencari nilai F_m	82
Gambar 4.13 Perencanaan pondasi menerus batu kali	88
Gambar 4.14 Ilustrasi pembebanan pondasi menerus	89
Gambar 4.15 Perencanaan dimensi batu kali $B = 1,5$ m	90
Gambar 4.16 Perencanaan dimensi batu kali $B = 1,5$ m	91
Gambar 4.17 Diagram Penulangan Lentur Sloof	96

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Hubungan NSPT dengan Kepadatan, Relative Density, qc dan \emptyset Pada Tanah Pasir	10
Tabel 2.2 Koefisien Koreksi C_N	14
Tabel 2.3 Koefisien Dasar Tiang α (Decourt & Quaresma, 1978; Decoutr dkk, 1996).....	15
Tabel 2.4 Koefisien Selimut Tiang β (Decourt & Quaresma, 1978; Decoutr dkk, 1996).....	15
Tabel 2.5 Nilai Faktor Redaman untuk Metode CASE	17
Tabel 2.6 Harga-harga nh untuk Cohessionless Soil (Terzaghi)	32
Tabel 2.7 Faktor Daya Dukung Terzaghi	33
Tabel 2.8 Faktor Daya Dukung Terzaghi (Lanjutan)	34
Tabel 2.9 Faktor Pengaruh untuk Pondasi	36
Tabel 4.1 Rekap Parameter Tanah Hasil Korelasi	50
Tabel 4.2 Beberapa Reaksi Perletakan SAP2000 untuk Pondasi Menerus Batu Kali	53
Tabel 4.3 Beberapa Reaksi Perletakan SAP2000 untuk Pondasi Tiang Pancang	53
Tabel 4.4 Rekap Perhitungan H_u	60
Tabel 4.5 Hasil Tes PDA	69
Tabel 4.6 Konfigurasi Tiang Pancang Eksisting pada Terminal Penumpang Ippi, Ende, Nusa Tenggara Timur.....	70
Tabel 4.7 Hasil Rata-rata Daya Dukung Tes Kalendering dan PDA	71
Tabel 4.8 Hasil Evaluasi Konfigurasi Berdasarkan Tinjauan Lateral	73
Tabel 4.9 Hasil Evaluasi Konfigurasi Berdasarkan Tinjauan Aksial dari Data Kalendering dan PDA.....	73
Tabel 4.10 Hasil Evaluasi Konfigurasi Berdasarkan Tinjauan Aksial dari Data uji SPT Metode Luciano	74
Tabel 4.11 Rekap Evaluasi Jumlah Kebutuhan Tiang Pancang ..	74
Tabel 4.12 Rekap Perhitungan Efisiensi Grup Tiang Pancang...	77

Tabel 4.13 Hasil Revisi Evaluasi Konfigurasi Setelah Kontrol	
Grup Tiang Pancang	84
Tabel 4.14 Perhitungan Gaya Pondasi Menerus	92
Tabel 4.15 Rekap Volume Penambahan Pondasi Tiang.....	99
Tabel 4.16 Rekap Volume Pondasi Batu Kali.....	99
Tabel 4.17 Estimasi Biaya Penambahan Tiang Pancang.....	100
Tabel 4.18 Estimasi Biaya Pondasi Batu Kali.....	100

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Pembangunan Nasional sedang gencar-gencarnya dilakukan di Indonesia, terutama di Wilayah Indonesia bagian Timur. Sebagaimana tertuang di Undang-Undang Dasar tahun 1945 telah ditegaskan bahwa tujuan Negara Indonesia adalah untuk melindungi segenap bangsa Indonesia dan seluruh tumpah darah Indonesia, memajukan kesejahteraan umum, mencerdaskan kehidupan bangsa, dan ikut melaksanakan ketertiban dunia. Oleh karena itu, untuk mencapai tujuan tersebut, pemerintah Indonesia melakukan Pembangunan Nasional yang salah satunya adalah pembangunan di bidang ekonomi.

Pembangunan di bidang Ekonomi ditujukan untuk mendongkrak perekonomian masyarakat sekitar wilayah tersebut. Seperti halnya di Ende, Nusa Tenggara Timur, Kementerian Perhubungan, Ditjen Perhubungan Laut terus mendorong pertumbuhan perekonomian di Provinsi NTT melalui penyediaan sarana dan prasarana transportasi yang handal. Penyelenggaraan transportasi laut memegang peranan sangat strategis dalam Sistem Transportasi Nasional (Sistranas). Sesuai Peraturan Presiden Nomor 58 Tahun 2017 tentang Perubahan atas Peraturan Presiden Nomor 3 Tahun 2016, salah satu Proyek Strategis Nasional (PSN) sub sektor perhubungan laut adalah pengembangan Pelabuhan Ippi, Nusa Tenggara Timur.

Pelabuhan Ippi merupakan satu dari tiga pelabuhan kawasan di bawah pengelolaan Pelabuhan Tenau, Kupang, yang dikelola Pelindo III dimana pelabuhan ini terletak di Kabupaten Ende. Secara geografis, Kabupaten Ende Nusa Tenggara Timur terletak di bagian tengah Pulau Flores dan berbatasan langsung dengan Laut Flores pada sisi utara dan Laut Sawu pada sisi selatan yang dapat dilihat pada **Gambar 1.1**. Hal ini tentunya sangat mendukung pengembangan sektor perdagangan melalui jalur laut.

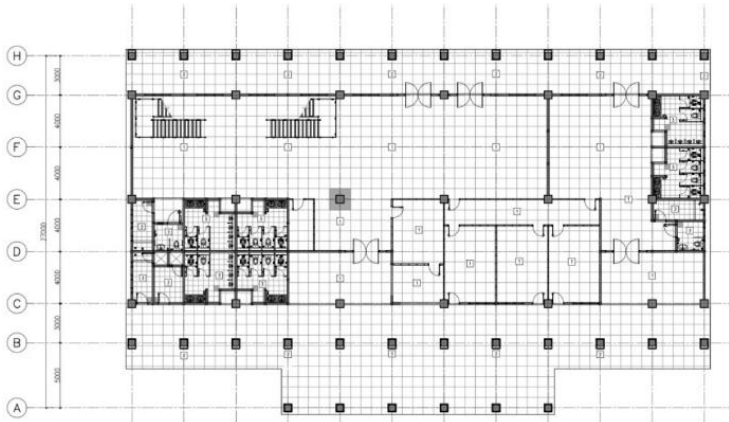


Gambar 1.1 Peta Ende Nusa Tenggara Timur
(Sumber : Google Maps)

Oleh sebab itu, Pelindo III dan Pemerintah Kabupaten Ende, Nusa Tenggara Timur meningkatkan status Pelabuhan Ippi dari pelabuhan kawasan menjadi pelabuhan cabang. Akan tetapi pada kenyataannya kondisi pelabuhan yang tersedia, dalam hal ini Pelabuhan Ippi sangat tidak memadai untuk melakukan kegiatan perekonomian tersebut. Selain keadaan dermaganya yang hanya beroperasi pada saat musim angin barat, berdasarkan laporan masyarakat sekitar kondisi terminal penumpang juga menjadi sorotan ketidaklayakan pelabuhan tersebut. Untuk itu, pada Maret 2017 pembangunan terminal penumpang tersebut dimulai.

Terminal Penumpang Ippi direncanakan mampu menampung 750 orang dan terdiri dari dua lantai yang digunakan sebagai ruang tunggu penumpang. Denah lantai dasar terminal penumpang Ippi dapat dilihat pada **Gambar 1.2**, tampak depan terminal dapat dilihat pada **Gambar 1.3**, dan permodelan struktur terminal di SAP dapat dilihat pada **Gambar 1.4**. Sebelum melakukan proses konstruksi, telah dilakukan uji SPT pada lahan tempat pembangunan terminal penumpang. Titik pengujian SPT dapat dilihat pada **Gambar 1.5**. Dari hasil tes tersebut diketahui bahwa kondisi tanahnya didominasi oleh tanah pasir dengan konsistensi *loose to dense* berwarna hitam kecokelatan dimana nilai SPT 10

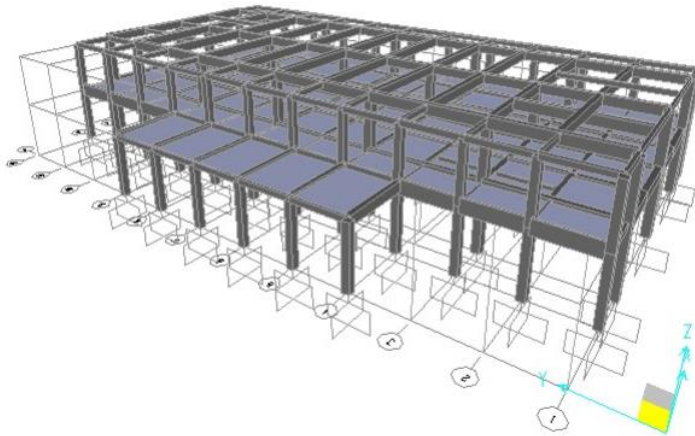
s/d 60 dari kedalaman 3 meter hingga kedalaman 45 meter. Rekapitan hasil SPT dapat dilihat pada **Gambar 1.6**.



Gambar 1.2 Denah lantai dasar Terminal Penumpang Ippi
(Sumber : Data Proyek)



Gambar 1.3 Tampak depan bangunan Terminal Penumpang Ippi
(Sumber : Data Proyek)



Gambar 1.4 Modelisasi 3D bangunan terminal penumpang di SAP 2000
(Sumber : Data Proyek)



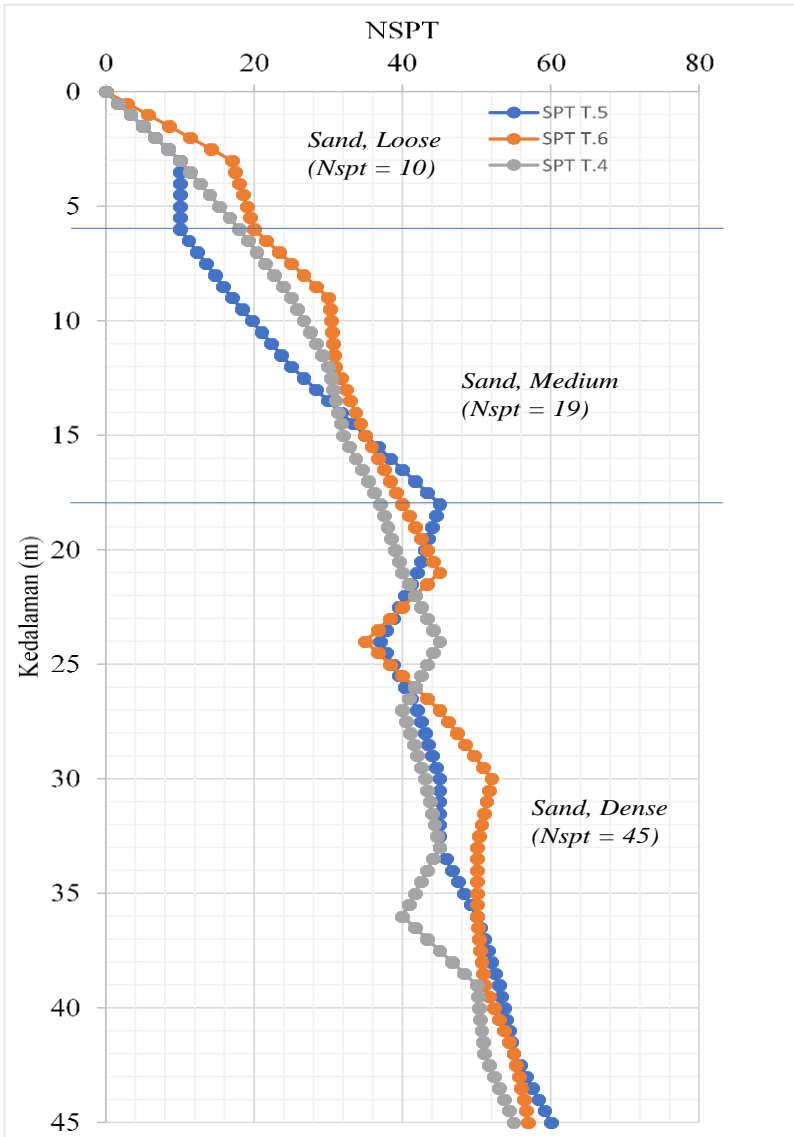
Gambar 1.5 Lokasi titik pengujian SPT
(Sumber : Data Proyek)

Mengacu pada hasil SPT, maka pada bangunan terminal digunakan pondasi tiang dengan kedalaman 4 meter berdimensi 0,25 m x 0,25 m, dengan jumlah pondasi sebanyak 87 tiang yang akan dipasang pada 51 titik kolom. Akan tetapi pada saat pemancangan tiang, hasil kalendering dan tes PDA jauh di atas

perhitungan analitis perencana. Walaupun berdasarkan perhitungan perencana, penggunaan tiang pancang dengan konfigurasi seperti pada **Gambar 1.7**, sudah mampu menahan beban struktur bangunan terminal penumpang Pelabuhan Ippi tersebut. Oleh karena adanya perbedaan yang besar antara hasil perhitungan teoritis dan hasil uji lapangan, maka terjadi keraguan atas keakuratan perhitungan perencanaan kebutuhan pondasi Terminal Penumpang Ippi. Sehingga, pembangunan terminal penumpang tersebut diberhentikan sementara dan konstruksi struktur atas belum dilaksanakan.

Berdasarkan kondisi yang diuraikan tersebut di atas, maka dalam tugas akhir ini akan dilakukan analisis terhadap daya dukung tanah yang sesungguhnya untuk disesuaikan dengan hasil kalendering di lapangan yang selanjutnya akan dilakukan evaluasi konfigurasi pondasi tiang pancang eksisting untuk menganalisis penambahan kebutuhan tiang pancang jika memang dibutuhkan. Selain itu, akan dilakukan perencanaan pondasi menerus batu kali sebagai alternatif pondasi.

Pemilihan alternatif ini dikarenakan pondasi batu kali merupakan jenis pondasi yang digunakan untuk jenis-jenis bangunan yang sederhana, seperti bangunan yang berlantai satu atau dua. Mengingat kondisi hasil dari data NSPT yang telah dilakukan, pondasi menerus batu kali dirasa cocok untuk dijadikan salah satu alternatif dari pondasi pada Terminal Penumpang Ippi, Ende, Nusa Tenggara Timur ini. Selain itu pondasi batu kali dirasa cukup ekonomis dan cukup mudah dalam proses pengerjaannya. Oleh karena itu, dalam Tugas Akhir ini akan dianalisis perbandingan harga antara penambahan tiang pancang dan harga pengerjaan pondasi menerus batu kali.



Gambar 1.6 Hasil NSPT dengan konsistensi tanah dominan pasir
(Sumber : Data Proyek)

	A	B	C	D	E	F	G	H
12		1 pile 25x25 12,36 ton 83	2 pile 25x25 26,62ton 84		2 pile 25x25 42,25 ton 81		2 pile 25x25 30,51 ton 86	1 pile 25x25 10,51 ton 118
11		1 pile 25x25 16,65 ton 82	3 pile 25x25 48,08 ton 85		4 pile 25x25 75,58ton 82		2 pile 25x25 53,38 ton 89	1 pile 25x25 12,64 ton 114
10			1 pile 25x25 18,40 ton 84					1 pile 25x25 42,25 ton 114
9	1 pile 25x25 8,18 ton 71	1 pile 25x25 21,67 ton 80	3 pile 25x25 65,59 ton 86		4 pile 25x25 105,59ton 83		2 pile 25x25 72,72 ton 100	1 pile 25x25 13,03 ton 113
8	1 pile 25x25 11,78 ton 79	1 pile 25x25 26,18 ton 79						1 pile 25x25 14,39 ton 112
7	1 pile 25x25 11,91 ton 89	1 pile 25x25 25,01 ton 78	3 pile 25x25 64,04 ton 87		4 pile 25x25 101,77ton 84		2 pile 25x25 70,79 ton 101	1 pile 25x25 13,01 ton 111
6	1 pile 25x25 11,77 ton 88	1 pile 25x25 26,30 ton 77						1 pile 25x25 14,43 ton 110
5	1 pile 25x25 11,92 ton 87	1 pile 25x25 24,93 ton 76	3 pile 25x25 64,11 ton 88		4 pile 25x25 101,87ton 85		2 pile 25x25 70,78 ton 102	1 pile 25x25 13,01 ton 109
4	1 pile 25x25 8,03 ton 86	1 pile 25x25 22,86 ton 75						1 pile 25x25 14,38 ton 108
3		1 pile 25x25 16,75 ton 74	3 pile 25x25 67,71 ton 89		4 pile 25x25 108,68ton 86		2 pile 25x25 72,83 ton 103	1 pile 25x25 12,95 ton 107
2		1 pile 25x25 16,44 ton 73						1 pile 25x25 14,82 ton 106
1		1 pile 25x25 12,50 ton 72	2 pile 25x25 42,39 ton 90		2 pile 25x25 64,96ton 87		2 pile 25x25 43,07 ton 104	1 pile 25x25 9,33 ton 105

Gambar 1.7 Konfigurasi pondasi bangunan Terminal Pelabuhan Ippi

(Sumber : Data Proyek)

1.2 Perumusan Masalah

Dari pemaparan latar belakang di atas dapat ditarik beberapa rumusan masalah yaitu :

- 1) Bagaimana kondisi tanah dan daya dukung tanah di lapangan yang sebenarnya?
- 2) Berapa beban rencana yang harus dipikul oleh pondasi dan bagaimana kondisi pondasi tiang eksisting?
- 3) Bagaimana usulan penambahan tiang pondasi supaya dapat memikul beban rencana?
- 4) Bagaimana desain pondasi telapak menerus dari batu kali yang dapat diterapkan untuk menahan beban struktur bangunan terminal penumpang tersebut?
- 5) Dari kedua alternatif yang direncanakan (penambahan pondasi tiang pancang eksisting yang diusulkan dan

pondasi telapak menerus batu kali), Berapakah perbandingan harga antara keduanya?

1.3 Tujuan

Tujuan yang ingin dicapai adalah mendapatkan alternatif pondasi yang ekonomis dan mampu menahan beban struktur bangunan terminal penumpang Ippi, Ende, Nusa Tenggara Timur.

1.4 Batasan Masalah

Pada tugas akhir ini dibatasi oleh beberapa hal pembahasan yaitu :

- 1) Tidak merencanakan struktur atas bangunan terminal penumpang Pelabuhan Ippi, Ende, Nusa Tenggara Timur
- 2) Tidak merencanakan dermaga termasuk pondasi pada Pelabuhan Ippi, Ende, Nusa Tenggara Timur
- 3) Data yang digunakan adalah data sekunder
- 4) Tidak menghitung daya dukung PDA secara analitis
- 5) Hanya memperhitungkan estimasi biaya material

1.5 Manfaat

Mengingat pentingnya pembangunan terminal penumpang Pelabuhan Ippi, Ende, Nusa Tenggara Timur dalam upaya mendongkrak perekonomian di Provinsi Nusa Tenggara Timur, maka manfaat dari Tugas Akhir ini adalah sebagai referensi perencanaan pondasi dan juga alternatif pondasi telapak menerus dari batu kali yang dapat diterapkan pada terminal penumpang Pelabuhan Ippi, Ende, Nusa Tenggara Timur agar pembangunan terminal penumpang tersebut dapat dilanjutkan dan segera dioperasikan.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Terminal Penumpang

Terminal Penumpang merupakan suatu tempat yang sering kali disebut ruang tunggu penumpang yang hendak melakukan perjalanan. Bangunan ini biasanya dirancang bertingkat dua dengan perkiraan dapat menampung 750 penumpang. Beban yang bekerja pada bangunan tersebut tergantung pada fungsi bangunan dan fasilitas penunjang yang harus ada pada bangunan tersebut.

2.2 Pembebanan Bangunan

Evaluasi konfigurasi dan perencanaan pondasi menerus pada Tugas Akhir ini dilakukan untuk bangunan terminal penumpang yang terdiri dari 2 lantai. Kombinasi pembebanan yang dipakai untuk perencanaan Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

1. $U = D$
2. $U = D + L \rightarrow$ (untuk perhitungan pondasi)
3. $U = D + L + 0,7E_x + 0,3E_y$

Dimana :

D = Beban Mati

L = Beban Hidup

E = Beban Gempa

2.3 Penentuan Parameter Tanah

Perhitungan daya dukung tanah membutuhkan beberapa parameter tanah, namun dalam perencanaan tugas akhir ini data yang didapatkan hanya data hasil NSPT sehingga perlu adanya korelasi antara parameter tanah dengan NSPT. Berdasarkan data SPT diketahui bahwa konsistensi tanah didominasi oleh tanah pasir maka korelasi NSPT dengan parameter tanah dapat dilihat dalam pada **Tabel 2.1**

Tabel 2.1 Hubungan NSPT dengan Kepadatan, *Relative Density*, q_c dan ϕ Pada Tanah Pasir

Kondisi Kepadatan	Relative Density (Kepadatan Relatif) Dr	Taksiran Harga SPT, Harga N	Perkiraan Harga ϕ	Perkiraan Berat Volume Jenuh γ_{sat}
	%		($^\circ$)	t/m^3
Renggang (<i>Very Loose</i>)	0 - 15	0 - 4	0 - 28	< 1,6
Renggang (<i>Loose</i>)	15 - 35	4 - 10	28 - 30	1,5 - 2
Menengah (<i>Medium</i>)	35 - 65	10 - 30	30 - 36	1,75 - 2
Rapat (<i>Dense</i>)	65 - 85	30 - 50	36 - 41	1,75 - 2,25
Sangat Rapat (<i>Very Dense</i>)	85 - 100	> 60	41	1,75 - 2,25

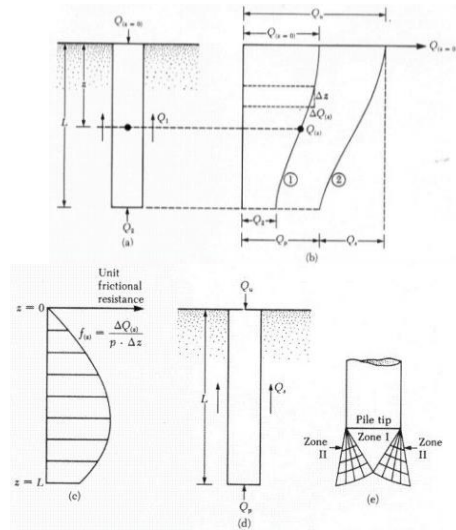
(Sumber : Mochtar, 2009)

2.4 Perencanaan Pondasi Dalam

Menurut Tomlinson (1980), fungsi pondasi dalam adalah sebagai berikut :

1. Meneruskan beban-beban konstruksi di atas tanah ke lapisan tanah yang mempunyai daya dukung yang besar.
2. Menahan gaya gesekan ke atas.
3. Manahan gaya lateral

Adapun salah satu jenis dari pondasi dalam adalah pondasi tiang. Pondasi tiang digunakan untuk mendukung beban apabila lapisan tanah kuat terletak sangat dalam. Mekanisme transfer beban dari pondasi tiang ke tanah dapat dilihat pada **Gambar 2.1**



Gambar 2.1 Mekanisme transfer beban pondasi tiang
(Sumber : Sardjono Hs., 1988)

2.4.1 Perumusan Daya Dukung Pondasi Tiang

Perhitungan daya dukung pondasi tiang pancang menggunakan metode konvensional adalah perhitungan daya dukung menggunakan angka keamanan (SF) yang telah ditentukan terlebih dahulu. Angka keamanan yang biasa digunakan adalah 2,5 atau 3. Namun pada perencanaan tugas akhir ini digunakan angka keamanan 2,5. Secara umum perumusan kapasitas daya dukung pondasi tiang dapat dirumuskan seperti berikut :

$$Q_{ult} = Q_s + Q_p \quad (2.1)$$

Dimana :

Q_{ult} = Daya dukung *ultimate* pondasi tiang.

Q_s = Daya dukung terhadap gesekan sepanjang keliling tiang (*friction*)

Q_p = Daya dukung ujung tiang (*end bearing capacity*)

2.4.2 Daya Dukung Pondasi Tiang Berdasarkan Hasil SPT

Dalam penulisan Tugas Akhir ini akan digunakan perhitungan daya dukung tiang menggunakan Metode Meyerhof dan Metode Luciano Decourt. Namun hasil uji SPT tidak dapat digunakan secara langsung untuk perhitungan daya dukung pondasi tiang. Untuk itu data yang diperoleh dari lapangan perlu dilakukan koreksi seperti berikut :

- Metode Meyerhof

1) Koreksi terhadap muka air tanah

Untuk tanah pasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung yang berada di bawah muka air tanah dan hanya bila $N > 15$:

- $$N_1 = 15 + 1/2(N - 15)$$

(Terzaghi & Peck, 1960) (2.2)

- $$N_1 = 0,6N$$

(Bazaraa, 1967) (2.3)

Nilai N_1 yang digunakan adalah nilai minimum. Untuk tanah lempung, lanau, dan pasir kasar dan bila $N \leq 15$, maka tidak ada koreksi, sehingga $N_1 = N$.

2) Koreksi terhadap tekanan overburden dari tanah

Hasil koreksi N_1 perlu dikoreksi lagi untuk pengaruh terhadap tekanan vertikal efektif pada lapisan tanah dimana harga N tersebut didapatkan (Bazaraa, 1967),

- Bila $p'_o \leq 7,5 \text{ ton/m}^2$

$$N_2 = \frac{4N_1}{1 + 0,4p'_o}$$
 (2.4)

- Bila $p'_o > 7,5 \text{ ton/m}^2$

$$N_2 = \frac{4N_1}{3,25 + 0,1p'_o}$$
 (2.5)

Dimana :

P'_o = Tenakan tanah vertikal efektif pada lapisan tanah atau kedalaman yang ditinjau (ton/m^2)

Nilai N_2 harus lebih kecil dari $2N_1$. Namun jika nilai koreksi $N_2 > 2N_1$, maka $N_2 = 2N_1$. Nilai daya dukung dapat dihitung dengan rumus :

$$Q_{ult} = C_{n_{ujung}} \times A_{ujung} + \sum C_{li} \times A_{si} \quad (2.6)$$

Dimana :

$$C_{n_{ujung}} = 40\bar{N} \text{ (ton/m}^2\text{)}$$

$$A_{ujung} = \text{Luas ujung tiang (m}^2\text{)}$$

$C_{li} = f_{si} = \text{Hambatan geser selimut tiang pada segmen } i$

○ Untuk lempung/lanau, $f_{si} = N_i/2 \text{ (ton/m}^2\text{)}$

○ Untuk tanah pasir, $f_{si} = N_i/5 \text{ (ton/m}^2\text{)}$

$$A_{si} = \text{Luas selimut tiang pada segmen } i = O_i \times h_i \text{ (m}^2\text{)}$$

$$O_i = \text{Keliling tiang (m)}$$

\bar{N} = Harga rata-rata $N_{2 \text{ 4D}}$ di bawah ujung sampai dengan $8D$ di atas ujung tiang.

Sehingga dapat dirumuskan seperti berikut :

$$Q_{ult} = 40\bar{N} \times A_{ujung} + \sum_{i=1}^n \frac{N_i}{2 \text{ atau } 5} \times A_{si} \quad (2.7)$$

$$Q_{ijin} = \frac{Q_{ult}}{SF} \quad (2.8)$$

- Metode Luciano Decourt

1) Koreksi terhadap muka air tanah

Harga N untuk lempung atau pasir berlanau (*silty sands*) di bawah muka air tanah harus dikoreksi menjadi N' berdasarkan perumusan sebagai berikut : (Terzaghi dan Peck) :

• $N' = 15 + 1/2(N-15)$, untuk $N > 15$ (2.9)

• $N' = 1,25N$, untuk *gravel* atau *sandy gravel* (2.10)

Dimana N adalah jumlah pukulan kenyataan di lapangan untuk di bawah muka air tanah ($N_{measured}$)

2) Koreksi terhadap tekanan overburden dari tanah

Seed, dkk dilain hal menyajikan faktor koreksi C_N untuk mengoreksi harga N lapangan hasil tes, dimana :

$$N_1 = C_N \cdot N \quad (2.11)$$

Besarnya koefisien koreksi C_N ini tergantung dari harga overburden atau tegangan vertikal efektif tanah ($\sigma'v$), dengan nilai koreksi seperti pada **Tabel 2.2**. Perlu diketahui bahwa nilai koreksi ini tidak disyaratkan untuk nilai SPT pada *clays*. Koreksi ini hanya sesuai untuk granular material, atau $c' = 0$.

Tabel 2.2 Koefisien Koreksi C_N

σ'_v (kPa)	30	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500
C_N	1,60	1,22	0,95	0,78	0,65	0,57	0,50	0,45	0,42	0,40	0,39

(Sumber : Herman Wahyudi, 1999)

Koreksi dari Seed ini tidak dapat digabung dengan koreksi dari Terzaghi dan Peck ataupun lainnya. Jadi pakai salah satu saja yang dianggap paling tepat sesuai dengan kondisi lapangan atau yang terkritis.

Luciano Decourt (1996) menyajikan metode sebagai berikut :

$$Q_L = Q_P + Q_S \quad (2.12)$$

$$Q_P = q_P \cdot A_P = \alpha \cdot \bar{N}_P \cdot K \cdot A_P \quad (2.13)$$

$$Q_S = q_S \cdot A_S = \beta \cdot \left(\frac{\bar{N}_S}{3} + 1 \right) \cdot A_S \quad (2.14)$$

Dimana :

Q_L = Daya dukung tanah maksimum pondasi (ton)

Q_P = *Resistance ultimate* di dasar pondasi (ton)

Q_S = *Resistance ultimate* akibat tekanan lateral (ton)

\bar{N}_P = Harga rata-rata SPT di sekitar 4B di atas hingga 4B di bawah dasar tiang pondasi (B = diameter pondasi)
 $= \sum_{i=1}^n \frac{N_i}{n}$

K = Koefisien karakteristik tanah di dasar pondasi (t/m²)

12 t/m² = 117,7 kPa, untuk lempung

20 t/m² = 196 kPa, untuk lempung berlanau

25 t/m² = 245 kPa, untuk pasir berlanau

40 t/m² = 392 kPa, untuk pasir

A_P = Luas penampang dasar tiang (m²)

q_P = Tegangan di ujung tiang (t/m²)

q_S = Tegangan akibat lekatan lateral (t/m²)

\bar{N}_S = Harga rata-rata sepanjang tiang yang terbenam dengan batasan : $3 \leq N \leq 50$, khusus untuk aspek *friction*

- As = Keliling x panjang tiang yang terbenam (luas selimut)
 α = Koefisien dasar tiang
 β = Koefisien selimut tiang

Tabel 2.3 Koefisien Dasar Tiang α (Decourt & Quaresma, 1978; Decour dkk, 1996)

Soil / Pile	Driven pile	Bored pile	Bored pile (bentonite)	Continuous hollow auger	Root pile	Injected pile (high pressure)
Clay	1.0	0.85	0.85	0.30	0.85	1.0
Intermediate Soils	1.0	0.60	0.60	0.30	0.60	1.0
Sands	1.0	0.50	0.50	0.30	0.50	1.0

(Sumber :Herman Wahyudi, 1999)

Tabel 2.4 Koefisien Selimut Tiang β (Decourt & Quaresma, 1978; Decour dkk, 1996)

Soil / Pile	Driven pile	Bored pile	Bored pile (bentonite)	Continuous hollow auger	Root pile	Injected pile (high pressure)
Clay	1.0	0.80	0.90	1.0	1.5	3.0
Intermediate Soils	1.0	0.65	0.75	1.0	1.5	3.0
Sands	1.0	0.50	0.60	1.0	1.5	3.0

(Sumber : Herman Wahyudi, 1999)

2.4.3 Daya Dukung Pondasi Tiang Berdasarkan Hasil Tes PDA

Pelaksanaan pengujian pembebanan pada tiang pancang dengan metode PDA tes untuk mengetahui dengan pasti daya dukung tiang struktur. *Pile Dynamic Analyzer* merupakan suatu metode pengujian daya dukung tiang pancang dengan memanfaatkan rambatan gelombang. Rambatan gelombang pada tiang pancang direkam oleh suatu komputer yang dilengkapi dengan aplikasi khusus yang dirancang untuk menganalisa refraksi, sefleksi, dan disperse gelombang. Komputer pengolah data gelombang untuk mendapatkan informasi daya dukung total tiang

Pengujian tiang cara dinamis dilakukan dengan menempatkan 2 pasang sensor secara berlawanan. Satu pasang

sensor terdiri dari pengukur regangan (*strain transducer*) dan pengukur percepatan (*accelerometer*) yang dipasang dibawah kepala tiang (minimum jarak dari kepala tiang ke transducer $1,5D - 2D$, dimana D adalah diameter tiang) sehingga ada jarak bebas pada saat tumbukan. Akibat tumbukan hammer pada kepala tiang, sensor akan menangkap gerakan yang timbul dan mengubahnya menjadi sinyal listrik yang kemudian direkam dan diproses dengan *Pile Driving Analyzer* (PDA) model PAX. Hasil rekaman PDA dianalisa lebih lanjut dengan software CAPWAP. CAPWAP (*Case Pile Wave Analysis Program*) adalah program aplikasi analisa numerik yang menggunakan masukan data gaya (*force*) dan kecepatan (*velocity*) yang diukur oleh PDA. Kegunaan program ini adalah untuk memperkirakan distribusi dan besarnya gaya perlawanan tanah total sepanjang tiang berdasarkan modelisasi sistem tiang-tanah yang dibuat dan memisahkannya menjadi bagian perlawanan dinamis dan statis.

Perkiraan daya dukung aksial tiang (R_u) dilakukan dengan '*case method*'. Berdasarkan kurva 'F' dan 'V' yang diperoleh, diperkirakan daya dukung aksial tiang yang diuji terdiri dari tahanan ujung (*end bearing*) dan lengketan (*shaft friction*). Prosedur analisis Metode CASE adalah sebagai berikut :

1. Menghitung cepat rambat gelombang dalam beton (c)

$$c^2 = E/\rho \quad (2.15)$$

Dimana :

c = Cepat rambat gelombang dalam material tiang
(m/det)

E = Modulus elastisitas material tiang (N/m^2)

ρ = Massa jenis material tiang (kg/m^3)

2. Menghitung impedansi tiang (Z)

$$Z = EA/c \quad (2.16)$$

Dimana :

Z = Impedansi tiang ($N.m/det$)

A = Luas penampang tiang (m^2)

3. Menghitung tahanan total tiang (R_{t1})

$$R_{t1} = 0,5(F_{t1} + F_{t2}) + 0,5Z(v_{t1} - v_{t2}) \quad (2.17)$$

Dimana :

R_{tl} = Tahanan total tiang (N)

F_{t1} = Gaya yang terukur pada saat t1 (N)

F_{t2} = Gaya yang terukur pada saat t2 (N)

v_{t1} = Kecepatan yang terukur pada saat t1 (m/det)

v_{t2} = Kecepatan yang terukur pada saat t2 (m/det)

4. Menghitung tahanan maksimum tiang (RMX)

$$RMX = R_{tl} - J_c(v_{t1}Z + F_{t1} - R_{tl}) \quad (2.18)$$

Dimana :

RMX = Tahanan maksimum tiang (N)

J_c = Faktor redaman (**Tabel 2.5**)

Tabel 2.5 Nilai Faktor Redaman untuk Metode CASE

Jenis Tanah pada Ujung Tiang	Faktor Redaman (J_c)
Pasir murni	0,40 – 0,50
Pasir berlanau	0,50 – 0,70
Lanau	0,60 – 0,80
Lempung berlanau	0,70 – 0,90
Lempung	0,90 – 1,20
Lempung (untuk tiang diameter besar)	1,20 – 1,50

(Sumber : Wai et al., 2006)

2.4.4 Daya Dukung Pondasi Tiang Berdasarkan Hasil Tes Kalendering

Kapasitas daya dukung tiang pancang dapat diperkirakan dengan menggunakan rumus dinamis (Hilley) seperti berikut :

$$R_u = \frac{E_h \times W_r \times H_r}{S + 0,5 \times K} \times \frac{W_r + n^2 \times W_p}{W_r + W_p} \quad (2.19)$$

Dimana :

R = Kapasitas daya dukung batas (ton)

E_h = Faktor efisiensi hammer = 0,75

W_r = Berat hammer (ton)

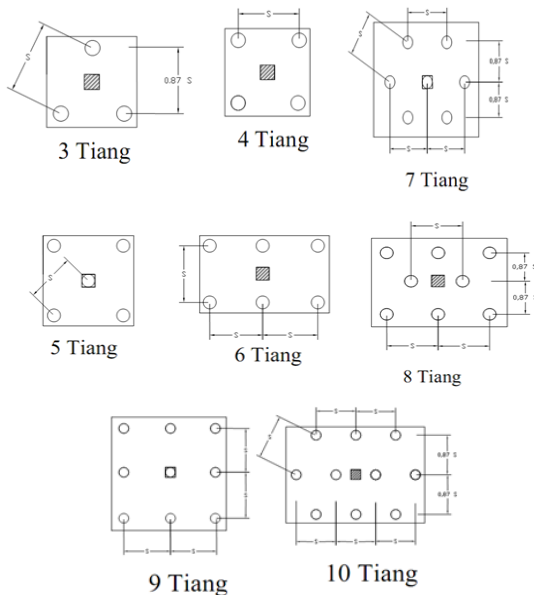
H_r = Tinggi jatuh palu (cm)

S = Final set per blow (cm)

- K = Kompresi elastis antara pile
 n = Koefisien restitusi batalan kayu
 Wp = Berat tiang pancang/pile

2.4.5 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Kelompok (*Pile Group*)

Pada keadaan sebenarnya sangat jarang ditemukan tiang pancang tunggal (*Single Pile*), akan tetapi kita tentu sering menemui pondasi tiang pancang bentuk kelompok (*Pile Group*) seperti yang ditunjukkan pada **Gambar 2.2**. Untuk mempersatukan tiang-tiang pancang tersebut dalam satu kelompok tiang biasanya diberi poer (*footing*) di atas tiang tersebut. Daya dukung kelompok tiang sangat bergantung pada penentuan bentuk pola dari susunan tiang pancang kelompok dan jarak antara satu tiang dengan tiang lainnya.



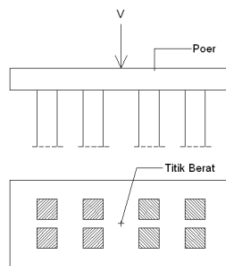
Gambar 2.2 Pola-pola tiang pancang kelompok (*Pile Group*)
 (Sumber : Bowles, J. E., 1991)

Susunan tiang sangat berpengaruh terhadap luas denah poer, yang secara tidak langsung tergantung dari jarak tiang. Bila jarak tiang kurang teratur atau terlalu lebar, maka luas denah pilecap akan bertambah besar dan berakibat volume beton menjadi bertambah besar sehingga biaya konstruksi membengkak.

Tiang pancang yang direncanakan dalam jumlah lebih dari satu dan disusun dengan memiliki jarak tertentu antartiangnya, biasanya jarak antar dua tiang kelompok disyaratkan minimum 0,60 m dan maksimum 2,00 m atau kurang lebih $2,5D - 3D$. Hal ini dikarenakan apabila jarak antartiang kurang dari $2,5D$ kemungkinan tanah di sekitar kelompok tiang akan naik terlalu berlebihan karena terdesak oleh tiang-tiang yang dipancang terlalu berdekatan dan juga kemungkinan terangkatnya tiang-tiang yang telah dipancang lebih dulu. Selain itu apabila jarak antar tiang lebih dari $3D$ maka hal tersebut tentu tidak ekonomis karena akan memperbesar ukuran/dimensi dari poer (*footing*).

2.4.6 Perhitungan Tekanan pada Tiang Pancang Kelompok

Beban yang bekerja pada kelompok tiang pancang dinamakan bekerja secara sentris apabila titik tangkap resultan beban-beban yang bekerja berimpit dengan titik berat kelompok tiang pancang tersebut. Dalam hal ini beban yang diterima oleh tiap-tiap tiang pancang dapat diilustrasikan pada **Gambar 2.3**.



Gambar 2.3 Beban normal sentris pada tiang pancang kelompok

(Sumber : Sardjono Hs., 1988)

$$N = \frac{V}{n} \quad (2.20)$$

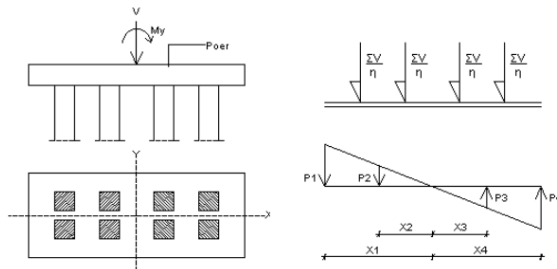
Dimana :

N = Beban yang diterima oleh tiap-tiap tiang pancang (ton)

V = Resultante gaya-gaya normal yang bekerja secara sentris (ton)

n = Banyaknya tiang pancang (buah)

Selain itu, kelompok tiang pancang mungkin menerima beban normal eksentris sehingga dapat menimbulkan momen pada salah satu sumbu kerja. Beban normal eksentris pada kelompok tiang pancang dapat dilihat pada **Gambar 2.4**.



Gambar 2.4 Beban normal eksentris pada kelompok tiang pancang

(Sumber : Sardjono Hs., 1988)

Reaksi total atau beban aksial pada masing-masing tiang adalah jumlah dari reaksi akibat beban-beban V dan M_y , yaitu :

$$Q_i = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x^2} \quad (2.21)$$

Dimana :

Q_i = Beban aksial pada tiang ke-i (ton)

V = Jumlah beban vertikal yang bekerja pada pusat tiang pancang kelompok (ton)

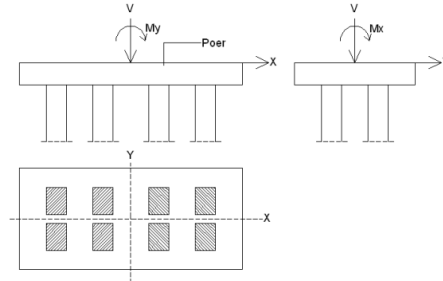
n = Banyaknya tiang pancang (buah)

M_y = Momen terhadap sumbu y (ton.m)

x_i = Absis atau jarak ke pusat berat total ke sumbu as tiang ke-i (m)

$\sum x^2$ = jumlah kuadrat jarak tiang-tiang ke pusat berat total kelompok (m^2)

Kemudian, kelompok tiang pancang juga mungkin menerima beban normal sentris dan momen yang bekerja pada dua arah (x dan y) seperti yang terlihat pada **Gambar 2.5**.



Gambar 2.5 Beban sentris dan momen arah x dan y
(Sumber : Sardjono Hs., 1988)

Untuk menghitung tekanan aksial pada masing-masing tiang adalah sebagai berikut :

$$Q_i = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y^2} \quad (2.22)$$

Dimana :

- Q_i = beban aksial pada tiang ke-i (ton)
- V = jumlah beban vertikal yang bekerja pada pusat tiang kelompok (ton)
- n = banyaknya tiang pancang (buah)
- M_x = momen terhadap sumbu x (ton.m)
- M_y = momen terhadap sumbu y (ton.m)
- x_i = jarak tiang pancang terhadap titik berat tiang kelompok pada arah X (m)
- y_i = jarak tiang pancang terhadap titik berat tiang kelompok pada arah Y (m)
- $\sum x^2$ = jumlah kuadrat jarak tiang-tiang ke pusat berat total kelompok (m^2)
- $\sum y^2$ = jumlah kuadrat jarak tiang-tiang ke pusat berat total kelompok (m^2)

Beban yang diterima oleh tiap-tiap tiang tersebut harus dikontrol dengan kekuatan daya dukung dari tiap-tiap tiang

$$Q_{ijin} = \frac{Q_u}{SF} \quad (2.23)$$

Dengan :

Q_{ijin} = Beban ijin yang dapat bekerja pada tiang pancang (ton)

Q_u = Beban maksimum yang dapat diterima oleh tiang Pancang (ton)

SF = Faktor keamanan = 2,5

2.4.7 Daya Dukung Pondasi Tiang Kelompok (*Pile Group*)

Daya dukung satu tiang pancang dalam grup dapat ditentukan dengan mengalikan daya dukung 1 tiang pancang dan efisiensi.

$$Q_g = Ce.n.Q_{ijin} \quad (2.24)$$

Dimana :

Q_g = Beban maksimum kelompok tiang yang mengakibatkan keruntuhan (ton)

Ce = Efisiensi kelompok tiang.

n = Jumlah tiang dalam kelompok (buah)

Q_{ijin} = Beban maksimum ijin tiang tunggal (ton)

Nilai efisiensi tiang pancang grup dapat ditentukan berdasarkan persamaan *Converse-Labarre* sebagai berikut :

$$Ce = 1 - \left\{ 1 - \left(\frac{\arctan(d/s)}{90^\circ} \right) x \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \right\} \quad (2.25)$$

Dengan :

Ce = Efisiensi kelompok tiang

m = Jumlah baris tiang (buah)

n = Jumlah tiang dalam satu baris (buah)

d = Diameter tiang (m)

s = Jarak pusat ke pusat tiang (m)

2.4.8 Kapasitas Lateral Pondasi Tiang

Pondasi tiang harus didesain mampu menahan gaya vertikal, selain itu juga harus didesain mampu menahan gaya

lateral yang bekerja padanya. Perumusan yang dipakai dalam perhitungan kapasitas lateral yang mampu diterima oleh pondasi tiang adalah sebagai berikut :

a. Metode NAFVAC DM 7.02

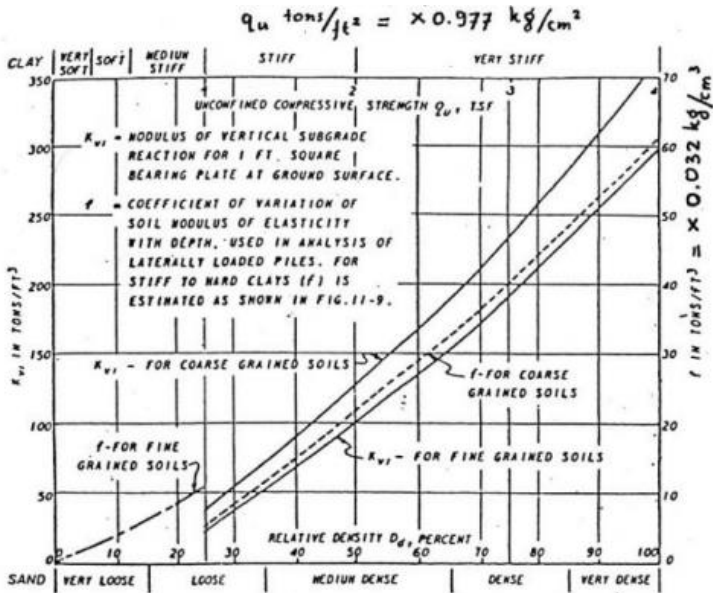
Menurut NAFVAC DM 7.02 (1971), gaya lateral yang bekerja pada pondasi tiang pancang dibedakan atas tiga kondisi, yaitu :

1. Tiang pancang yang poernya flexible atau tiang pancang yang terjepit diujungnya
2. Tiang pancang dengan poer kaku menempel diatas permukaan tanah
3. Tiang pancang dengan poer kaku terletak pada suatu ketinggian.

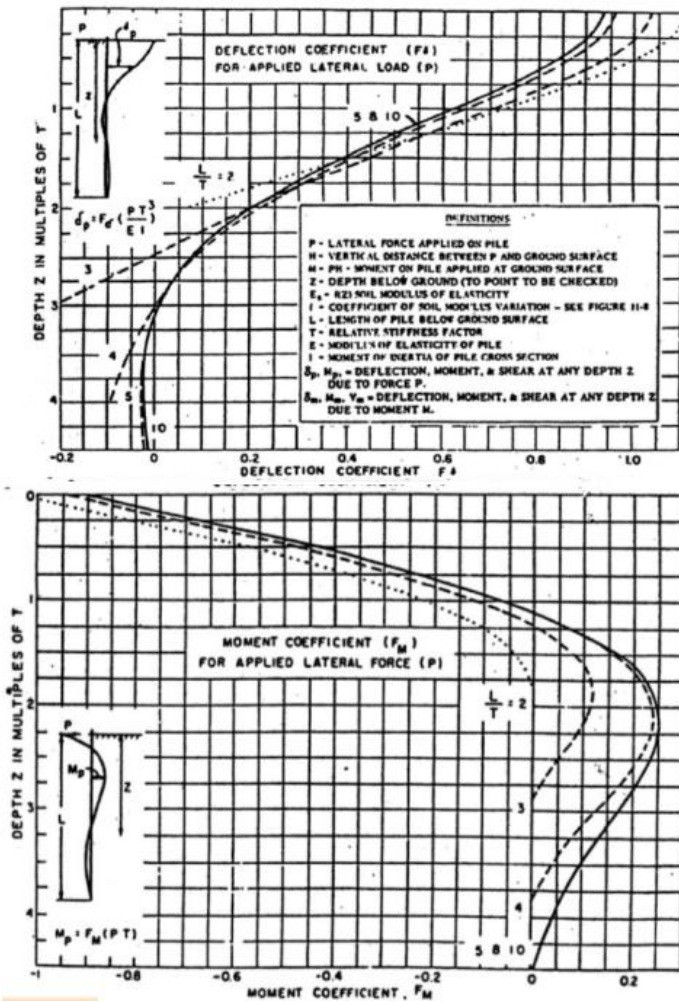
Untuk tiang pancang dengan poer kaku prosedur perhitungannya sebagai berikut :

1. Menghitung faktor kekakuan relatif (*relative stiffness factor*)
Untuk mencari besarnya nilai f didapat dari grafik pemampatan langsung untuk pondasi dalam pada **Gambar 2.6**.
2. Menentukan nilai koefisien defleksi ($F\delta$) dan koefisien momen (Fm) berdasarkan **Gambar 2.7**. Daerah yang mengalami defleksi yang paling besar adalah pada area permukaan, sehingga untuk mencari koefisien defleksi ($F\delta$) dan koefisien momen (Fm) dapat di plot menggunakan **Gambar 2.7**.
3. Menghitung defleksi dan besarnya momen yang terjadi berdasarkan rumusan berikut :

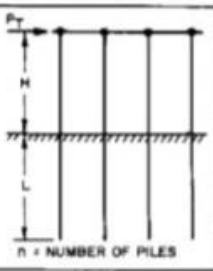

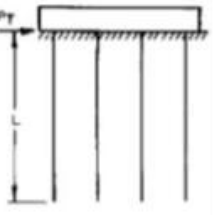

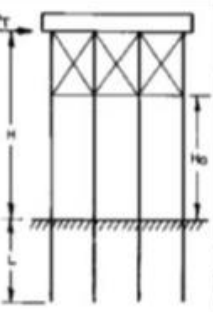

Besar defleksi dan momen yang dihitung ditinjau dari arah x dan arah y dengan batasan nilai defleksi maksimum sebesar 1 inch (2,54 cm) dan batasan momen maksimum yang terjadi berdasarkan momen crack tiang pancang yang direncanakan.



Gambar 2.6 Koefisien variasi (f) untuk tiang pancang yang menerima beban lateral
(Sumber : NAFVAC DM 7-02, 1971)



Gambar 2.7 Koefisien-koefisien untuk tiang pancang yang menerima beban lateral pada kondisi II
 (Sumber : NAFVAC DM – 7.02, 1971)

CASE I. FLEXIBLE CAP, ELEVATED POSITION		
CONDITION	LOAD AT GROUND LINE	DESIGN PROCEDURE
 <p>$n = \text{NUMBER OF PILES}$</p>	<p>FOR EACH PILE:</p> $P = \frac{P_T}{n}$ $M = PH$  <p>DEFLECTED POSITION</p>	<p>FOR DEFINITION OF PARAMETERS SEE FIGURE 12</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. COMPUTE RELATIVE STIFFNESS FACTOR. $T = \left(\frac{EI}{k} \right)^{1/3}$ 2. SELECT CURVE FOR PROPER $\frac{L}{T}$ IN FIGURE 11. 3. OBTAIN COEFFICIENTS F_B, F_M, F_V AT DEPTHS DESIRED. 4. COMPUTE DEFLECTION, MOMENT AND SHEAR AT DESIRED DEPTHS USING FORMULAS OF FIGURE 11. <p>NOTE: "f" VALUES FROM FIGURE 9 AND CONVERT TO LB/IN³.</p>
CASE II. PILES WITH RIGID CAP AT GROUND SURFACE		
		<ol style="list-style-type: none"> 1. PROCEED AS IN STEP 1, CASE I. 2. COMPUTE DEFLECTION AND MOMENT AT DESIRED DEPTHS USING COEFFICIENTS F_B, F_M AND FORMULAS OF FIGURE 12. 3. MAXIMUM SHEAR OCCURS AT TOP OF PILE AND EQUALS $P = \frac{P_T}{n}$ IN EACH PILE.
CASE III. RIGID CAP, ELEVATED POSITION		
	<p>DEFLECTED POSITION</p> 	<ol style="list-style-type: none"> 1. ASSUME A HINGE AT POINT A WITH A BALANCING MOMENT M APPLIED AT POINT A. 2. COMPUTE SLOPE θ_2 ABOVE GROUND AS A FUNCTION OF M FROM CHARACTERISTICS OF SUPERSTRUCTURE. 3. COMPUTE SLOPE θ_1 FROM SLOPE COEFFICIENTS OF FIGURE 13 AS FOLLOWS: $\theta_1 = F_\theta \left(\frac{PT^2}{EI} \right) + F_\theta \left(\frac{MT}{EI} \right)$ 4. EQUATE $\theta_1 = \theta_2$ AND SOLVE FOR VALUE OF M. 5. KNOWING VALUES OF P AND M, SOLVE FOR DEFLECTION, SHEAR, AND MOMENT AS IN CASE I. <p>NOTE: IF GROUND SURFACE AT PILE LOCATION IS INCLINED, LOAD P TAKEN BY EACH PILE IS PROPORTIONAL TO $1/H_0^3$.</p>

Gambar 2.8 Prosedur desain untuk masing-masing kondisi
 (Sumber : Design Manual, NAFVAC DM – 7.02, 1971)

b. Metode Tomlinson

Formula gaya lateral ultimit pada pondasi tiang seperti berikut :

- Gaya lateral ultimit pada pondasi tiang ujung bebas

$$H_u = \frac{M_u}{(e+Z_f)} \quad (2.26)$$

- Gaya lateral ultimit pada pondasi tiang ujung jepit

$$H_u = \frac{2M_u}{(e+Z_f)} \quad (2.27)$$

Dimana :

H_u = gaya lateral ultimit (ton)

M_u = momen ultimit (tm)

e = jarak dari muka tanah ke ujung kepala pondasi (m)

Z_f = titik fixity (gaya geser sama dengan nol dan terjadi momen maksimum, m)

c. Metode Broms (Tiang dalam Tanah Granuler)

Untuk tiang dalam tanah granuler ($c=0$), Broms (1964) menganggap sebagai berikut :

1. Tekanan tanah aktif yang bekerja di belakang tiang diabaikan,
2. Distribusi tekanan tanah oasif di sepanjang tiang bagian depan sama dengan 3 kali tekanan tanah pasif Rankine,
3. Bentuk penampang tiang tidak berpengaruh terhadap tekanan tanah ultimit atau tahanan lateral ultimit, dan
4. Tahanan lateral sepenuhnya termobilisasi pada gerakan tiang yang diperhitungkan.

Pondasi tiang dalam tanah granuler modulus tanah dapat diangao bertambah secara linier dengan kedalamannya. Faktor kekakuan untuk modulus tanah yang tidak konstan (T), dapat dihitung dengan persamaan :

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{nh}} \quad (2.28)$$

Dimana :

T = *Stiffness factor* (m)

E = Modulus elastisitas tiang pancang (Mpa)

$$= 4700 \sqrt{f'c}$$

I = Momen inersia tiang pancang (m⁴)

nh = Koefisien modulus variation (Terzaghi).

Nilai nh tersaji pada **Tabel 2.6**.

Untuk menentukan kriteria tiang pendek atau tiang panjang, tiang ujung jepit dianggap sebagai tiang pendek (kaku), bila $L < 2T$ dan tiang ujung jepit dianggap sebagai tiang panjang (tidak kaku), bila $L > 4T$ dengan L adalah panjang pondasi.

Untuk tiang ujung jepit yang elastis (tiang panjang), keruntuhan tiang akan berupa translasi. Beban lateral ultimit dinyatakan dengan persamaan sebagai berikut :

$$H_u = (3/2)\gamma d L^2 K_p \quad (2.29)$$

Dengan :

H_u = Beban lateral ultimit (kN)

γ = Berat volume tanah (kN/m³)

d = Diameter tiang (m)

L = Panjang tiang (m)

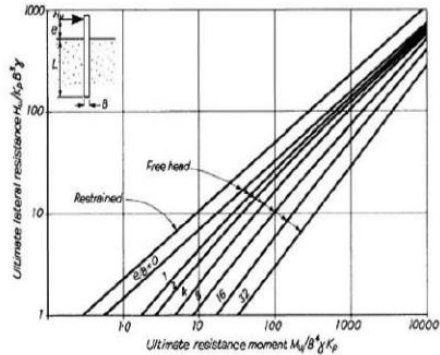
K_p = Koefisien tanah pasif = $tg^2(45 + \frac{\phi}{2})$

Tahanan lateral ultimit tiang dalam tanah granuler dapat dilihat pada **Gambar 2.9** dan **Gambar 2.10**

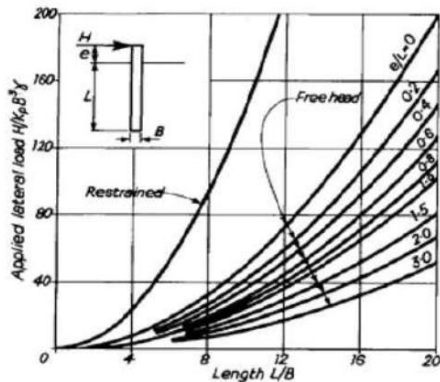
Persamaan (2.28) diplot dalam grafik ditunjukkan dalam **Gambar 2.11**. Gambar tersebut hanya berlaku jika momen negatif yang bekerja pada kepala tiang lebih kecil dari tahanan momen tiang (M_y). Momen (negatif) yang terjadi pada kepala tiang, dihitung dengan menggunakan persamaan di bawah ini :

$$M_{maks} = (2/3) H_u L = \gamma d L^3 K_p \quad (2.30)$$

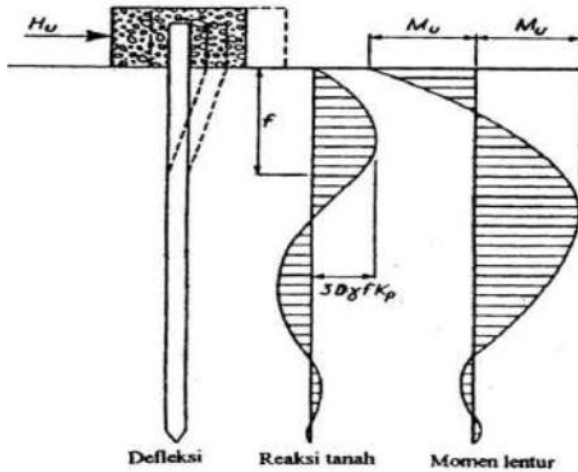
Jika $M_{maks} > M_y$, maka keruntuhan tiang dapat diharapkan akan berbentuk seperti yang ditunjukkan dalam **Gambar 2.7**. Keseimbangan horizontal tiang pada **Gambar 2.10**, dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut :



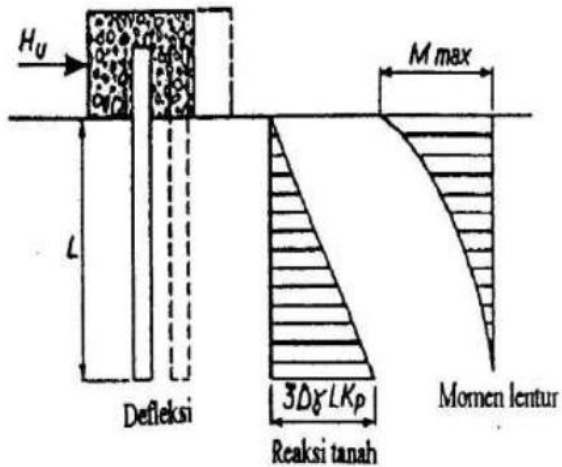
Gambar 2.9 Grafik Tahanan Lateral Ultimit untuk Tiang Ujung Pendek
(Sumber : Hardiyatmo, 2015)



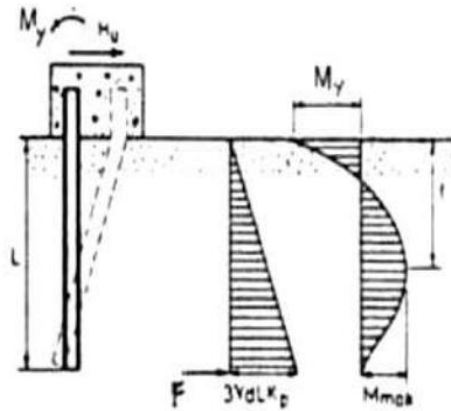
Gambar 2.10 Grafik Tahanan Lateral Ultimit untuk Tiang Ujung Panjang
(Sumber : Hardiyatmo, 2015)



Gambar 2.11 Tiang Ujung Jepit pada Tiang Pendek
(Sumber : Hardiyatmo, 2015)



Gambar 2.12 Tiang Ujung Jepit pada Tiang Panjang
(Sumber : Hardiyatmo, 2015)



Gambar 2.13 Tiang Ujung Jepit pada Tiang Sedang
(Sumber : Hardiyatmo, 2015)

$$F = (3/2) \gamma d L^3 K_p - H_u \quad (2.31)$$

Momen terhadap kepala tiang (pada permukaan tanah) dengan mensubstitusikan F pada Persamaan (2.31), maka diperoleh (untuk $M_{maks} > M_y$) persamaan sebagai berikut :

$$M_y = (1/2) \gamma d L^3 K_p - H_u L \quad (2.32)$$

Harga M_y dalam perhitungan pondasi tiang menahan gaya lateral merupakan momen maksimum yang mampu ditahan tiang (*ultimate bending moment*). Persamaan 2.31 hanya dipakai jika momen maksimum pada kedalaman f lebih kecil daripada M_y . Jarak f dinyatakan dengan persamaan sebagai berikut :

$$F = 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{d K_p \gamma}} \quad (2.33)$$

Untuk kasus yang lain, jika tiang berkelakuan seperti yang ditunjukkan pada **Gambar 2.9** (momen maksimum mencapai M_y di dua lokasi), H_u dapat diperoleh dengan menggunakan persamaan berikut :

$$H_u = \frac{2 My}{e + 2\frac{f}{3}} \quad (2.34)$$

Nilai-nilai n_h untuk tanah granuler ($c=0$) dapat dilihat pada **Tabel 2.6**.

Tabel 2.6 Harga-harga n_h untuk *Cohesionless Soil* (Terzaghi)

<i>Relative Density</i>	<i>Loose</i>	<i>Medium Dense</i>	<i>Dense</i>
n_h , untuk <i>dry</i> atau <i>moist soil</i>			
MN/m ³	2,5	7,5	20
Tons/ft ³	7	21	56
n_h , untuk <i>submerged soil</i>			
MN/m ³	1,4	5	12
Tons/ft ³	4	14	34

(Sumber : Herman Wahyudi, 1999)

2.5 Daya Dukung Pondasi Dangkal

Daya dukung tanah menyatakan tahanan geser untuk melawan penurunan akibat pembebanan, yaitu tahanan geser yang dapat dikerahkan oleh tanah di sepanjang bidang-bidang gesernya. Perencanaan pondasi harus memperhatikan adanya keruntuhan geser dan penurunan yang berlebihan. Untuk itu, perlu dipenuhi dua persyaratan yaitu syarat kestabilan dan penurunan. Dalam mengevaluasi daya dukung tanah, Terzaghi (1943) mengembangkan teori plastis Prandtl (1921). Mekanisme keruntuhan pondasi memanjang yang terletak pada kedalaman D_f dan mempunyai dasar yang kasar dianalisis dengan anggapan bahwa keruntuhan yang terjadi pada kondisi keruntuhan geser umum seperti terlihat pada **Gambar 2.14**. Baji tanah ABD pada zona I adalah di dalam zona elastis. Bidang-bidang AD dan BD membentuk sudut β terhadap horizontal. Area pada zona II merupakan zona radial, sedang zona III merupakan zona pasif Rankine. Lengkung DE dan DG dianggap sebagai lengkung spiral logaritmis, bagian EF dan

Tabel 2.8 Faktor Daya Dukung Terzaghi (Lanjutan)

10	9,6	2,7	1,2	8	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19,0	8,3	5,7
34	52,6	36,5	35,0	23,7	11,7	9,0
35	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7
48	258,3	287,9	780,1	66,8	50,5	60,4
50	347,6	415,1	1153,2	81,3	65,6	87,1

(Sumber : Hardiyatmo, H. C., 2002)

Untuk bentuk pondasi persegi perhitungan daya dukung adalah sebagai berikut :

$$q_u = \left(1 - 0,2 \frac{B}{L}\right) \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) c N_c + \gamma D N_q \quad (2.36)$$

Besarnya faktor-faktor koefisien daya dukung dapat dicari melalui

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \cdot e^{\pi \tan \phi} \quad (2.37)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi \quad (2.38)$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi \quad (2.39)$$

Tegangan izin adalah batas tegangan yang diperbolehkan terjadi pada suatu pondasi dangkal dengan memperhitungkan factor keamanan SF dengan persamaan sebagai berikut :

$$Q_{izin} = Q_{ult}/SF \quad (2.40)$$

dimana $SF \geq 3$ sesuai SNI 8460-2017 pasal 9.2.3.1.

Besarnya distribusi tegangan yang terjadi di bawah pondasi akibat kombinasi beban (M, V, H) dapat dicari menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$q = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x \cdot Y}{I_y} \pm \frac{M_y \cdot X}{I_x} \quad (2.41)$$

Dimana:

q = Tegangan kontak yang terjadi (t/m²)

P = Total gaya aksial (ton)

A = Luas penampang dasar pondasi (m²)

M_x, M_y = Total Momen sumbu x, y (ton.meter)

I_x, I_y = Momen Inersia sumbu x, y (m⁴)

X, Y = Jarak dari titik pusat pondasi ke titik yang ditinjau (m)

Besarnya q_{izin} harus lebih besar daripada tegangan yang terjadi di bawah pondasi akibat kombinasi beban yang dapat dilihat pada Persamaan 2.42 berikut :

$$q_{izin} \geq q \quad (2.42)$$

- Kontrol Geser dan Penurunan Izin

Ketahanan terhadap geser (*sliding resistance*) harus minimum 1,5 kali lebih besar (static) dan 1,1 (seismic) akibat gaya geser yang disebabkan oleh beban rencana. Tahanan geser yang diperhitungkan adalah base shear dan tahanan pasif. Namun, tahanan pasif harus diabaikan kecuali dapat dipastikan bahwa tekanan pasif dapat dipastikan tetap ada selama umur rencana (Pasal 9.3.3 SNI 8460-2017).

Besarnya penurunan total dan beda penurunan yang diizinkan ditentukan berdasarkan toleransi struktur atas dan bangunan sekitar yang harus ditinjau berdasarkan masing-masing kasus tersendiri dengan mengacu pada integritas, stabilitas dan fungsi dari struktur di atasnya. Penurunan izin < 15 cm (Pasal 9.2.4.3 SNI 8460-2017).

Untuk tanah berjenis pasir, pemampatan yang terjadi adalah pemampatan segera. Besarnya pemampatan segera dapat dihitung menggunakan Persamaan 2.43 berikut

$$S_i = P \cdot B \cdot \frac{1 - \mu^2}{E} I_p \quad (2.43)$$

Dimana :

P = Beban terbagi rata

B = Lebar pondasi (m)

μ = *Poisson Ratio*

E = *Modulus Young*

I_p = Faktor pengaruh

Besarnya faktor pengaruh dapat dilihat pada **Tabel 2.9**

Tabel 2.9 Faktor Pengaruh untuk Pondasi

Bentuk	Panjang	I_p					
	Lebar	Lentur					Kaku
		Pusat	Pojok	Tengah sisi terpendek	Tengah sisi terpanjang	Rata-rata	Rata-rata
Bulat	-	1.0	0.64	0.64	0.64	0.85	0.88
Bujur sangkar	1	1.12	0.56	0.76	0.76	0.95	0.82
Empat persegi panjang	1.5	1.36	0.67	0.89	0.97	1.15	1.06
	2.0	1.52	0.76	0.98	1.12	1.30	1.20
	3.0	1.78	0.88	1.11	1.35	1.52	-
	5.0	2.10	1.05	1.27	1.68	1.83	1.70
	10.0	2.53	1.26	1.49	2.12	2.25	2.10
	100.0	4.00	2.00	2.20	3.60	3.70	3.40
	1000.0	5.47	2.75	2.94	5.03	5.15	-
	10000.0	6.90	3.50	3.70	6.50	6.60	-

(Sumber : Janbu Et Al, 1956)

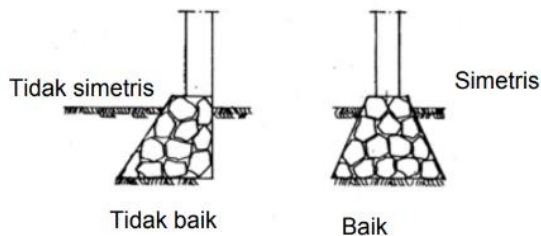
2.6 Perencanaan Pondasi Menerus Batu Kali

Pondasi menerus biasanya digunakan untuk mendukung beban memanjang atau beban garis, baik untuk mendukung beban dinding atau kolom dengan jarak yang dekat dan fungsional kolom tidak terlalu mendukung beban berat. Pondasi menerus dibuat dalam bentuk memanjang dengan potongan persegi ataupun trapesium. Di atas pondasi batu perlu dipasang balok sloof beton bertulang yang berfungsi sebagai balok pengikat dan juga dapat meratakan beban dinding. Untuk dinding yang memikul beban agak berat atau karena daya dukung tanah kecil digunakan pondasi jalur pelat beton. Untuk menambah ketahanan bangunan terhadap gempa, pondasi sebaiknya dibuat menerus pada sekeliling bangunan tanpa terputus. Penggunaan bahan pondasi ini biasanya

sesuai dengan kondisi lingkungan atau bahan yang tersedia di daerah setempat.

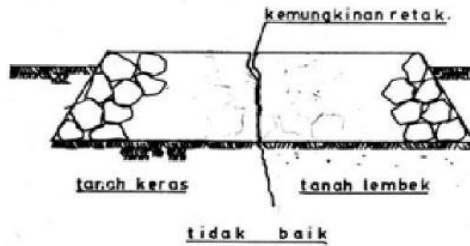
Berdasarkan Pedoman Teknis Rumah dan Bangunan Gedung Tahan Gempa, terdapat beberapa ketentuan-ketentuan dalam perencanaan pondasi seperti berikut :

1. Pondasi harus ditempatkan di tanah yang keras
2. Penampang melintang pondasi harus simetris seperti terlihat pada **Gambar 2.10**

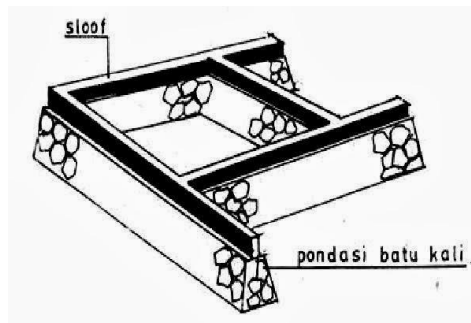


Gambar 2.15 Penampang Melintang Pondasi
(Sumber : *Pedoman Teknis Rumah dan Bangunan Gedung Tahan Gempa, 2006*)

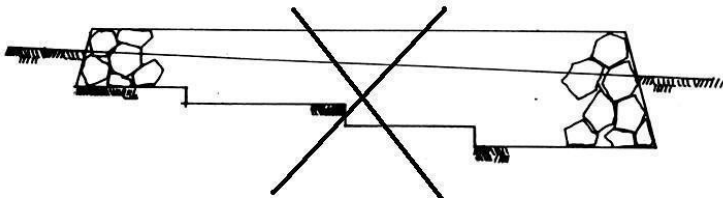
3. Harus dihindarkan penempatan pondasi pada sebagian tanah keras dan sebagian tanah lunak, seperti terlihat pada **Gambar 2.11**
4. Sangat disarankan menggunakan pondasi menerus, mengikuti panjang denah bangunan, seperti ditunjukkan oleh **Gambar 2.12**
5. Pondasi dibuat menerus pada kedalaman yang sama, pondasi bertangga seperti ditunjukkan oleh **Gambar 2.13** berikut tidak diperkenankan.



Gambar 2.16 Pondasi menerus yang diletakkan pada sebagian tanah keras dan sebagian tanah lunak
(Sumber : Pedoman Teknis Rumah dan Bangunan Gedung Tahan Gempa, 2006)



Gambar 2.17 Pondasi menerus mengikuti panjang denah
(Sumber : Pedoman Teknis Rumah dan Bangunan Gedung Tahan Gempa, 2006)



Gambar 2.18 Pondasi bertangga yang tidak diperkenankan
(Sumber : Pedoman Teknis Rumah dan Bangunan Gedung Tahan Gempa, 2006)

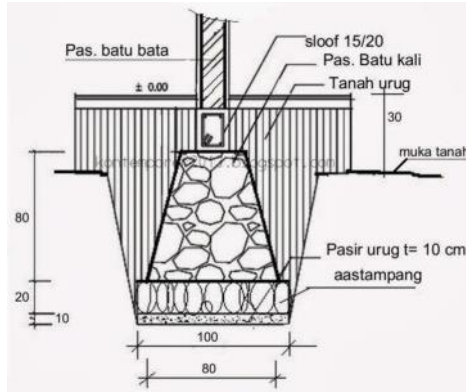
2.6.1 Pondasi Batu Kali

Pondasi batu kali merupakan jenis pondasi yang digunakan untuk jenis-jenis bangunan yang sederhana, biasanya jenis pondasi ini digunakan untuk jenis bangunan yang berlantai satu, dimana tanah tersebut merupakan jenis kondisi yang keras yang terletak sangat dekat ditambah lagi tanah tersebut susah digali karena kondisinya berbatuan. Pondasi yang bahanya dari batu kali sangat cocok, karena bila batu kali ditanam dalam tanah kualitasnya tidak berubah. Pada umumnya bentuk pondasi batu kali dibuat trapesium dengan lebar bagian atas paling sedikit 25-30 cm. Perkiraan tersebut dikarenakan bila disamakan dengan lebar dinding dikhawatirkan dalam pelaksanaan pemasangan pondasi tidak tepat dan akan sangat mempengaruhi kedudukan dinding pada pondasi sehingga dapat dikatakan pondasi tidak seseuai lagi dengan fungsinya. Sedangkan untuk lebar bagian bawah trapesium tergantung perhitungan dari beban di atasnya, tetapi pada umumnya dapat dibuat sekitar 70 – 80 cm atau 1 – 1,5 m tergantung kontur tanah.

Pasangan batu kali diusahakan tidak saling bersentuhan dan selalu ada perekat/ spesi diantaranya hingga rapat. Celah – celah yang besar antara batu diisi dengan batu kecil yang cocok padatnya, dan pada pasangan batu kali sudah harus disiapkan anker besi untuk sloof dan kolom, ini dilakukan untuk mengikat sloof dan kolom pada pondasi sehingga menjadi satu kesatuan. Kedalaman anker minimal 30 cm dan harus dicor dan panjang besi yang muncul di atasnya minimal 75 cm.

Sloof diberikan pada atas pondasi, tujuannya untuk mengikat bangunan dan mendistribusikan beban bangunan dari atasnya kepada pondasi sehingga diharapkan tidak terjadi penurunan yang tidak bersamaan. Pada umumnya sloof dibuat dari beton bertulang cor dengan ukuran 15 cm x 20 cm dan di anker pada pondasi. Setelah pekerjaan pembuatan sloof selesai maka dilakukan pengurugan tanah pada samping – samping pondasi bekas galian, dengan tujuan untuk melindungi pondasi

dari faktor cuaca dan dapat pula memberikan daya dukung tanah yang cukup untuk menahan beban bangunan di atasnya.



Gambar 2.19 Gambar potongan pondasi menerus batu kali
(Sumber : *Pedoman Teknis Rumah dan Bangunan Gedung Tahan Gempa, 2006*)

2.6.2 Perencanaan Dimensi Pondasi

Pondasi didesain agar memiliki kapasitas dukung tanah yang ada. Daya dukung pondasi merupakan kombinasi dari kekuatan gesekan tanah terhadap pondasi (tergantung pada jenis tanah, massa jenisnya, nilai kohesi adhesinya, kedalamannya, dsb), kekuatan tanah dimana ujung pondasi itu berdiri, dan juga pada bahan pondasi itu sendiri.

Beban yang bekerja pada suatu pondasi dapat diproyeksikan menjadi :

1. Beban horizontal/beban geser, contohnya beban akibat gaya tekan tanah, transfer beban akibat gaya angin pada dinding.
2. Beban vertikal/beban tekan dan beban tarik, contohnya:
 - Beban mati, contoh berat sendiri bangunan
 - Beban hidup, contoh beban penghuni, air hujan dan salju
 - Gaya gempa

- Gaya angkat air
3. Momen
 4. Torsi

Pondasi bangunan adalah konstruksi yang paling terpenting pada suatu bangunan. Karena pondasi berfungsi sebagai penahan seluruh beban (hidup dan mati) yang berada di atasnya dan gaya – gaya dari luar.

Untuk bangunan tidak bertingkat tidak disyaratkan adanya hitungan konstruksi untuk rangka bangunan dan rangka atapnya tapi untuk pondasinya harus tetap dilakukan hitungan konstruksi untuk menentukan kekuatannya. Hitungan pondasi harus dibuat dan direncanakan pada keadaan yang paling aman bagi konstruksi bangunan tersebut, artinya beban bangunan yang dipakai harus yang terbesar dan sebaliknya kekuatan daya dukung tanah di bawah pondasi dipakai yang terkecil. Apabila tidak dilakukan penyelidikan tanah untuk mengetahui kekuatannya, maka daya dukung tanah yang boleh dipakai sebesar-besarnya adalah 1 kg/cm^2 ($= 10 \text{ t/m}^2$). Kemampuan daya dukung tanah yang dipakai adalah yang terletak langsung di bawah pondasi.

Untuk menghitung berat konstruksi dari bangunan dan bahannya, dapat digunakan Peraturan Muatan Indonesia, NI – 18, terdiri dari :

1. Berat pasangan bata dengan perekat 1kp : 1pc : 2ps adalah 1.700 kg/m^3 . Bila dipakai perekat 1pc : 2ps : beratnya 2.000 kg/m^3 . Untuk pasangan bata dengan perekat campuran kapur dan semen atau sebagian pakai perekat kapur dan sebagian lagi dengan perekat semen dapat dipakai berat rata-rata $= 1.800 \text{ kg/m}^3$. Berat ini sudah termasuk plesterannya, jadi tebal pasangan bata yang dipakai adalah :
 - 15 cm untuk pasangan $\frac{1}{2}$ batu
 - 30 cm untuk pasangan 1 bata

Kurang dari ukuran tersebut, Kolom praktis dapat dianggap sebagai berat pasangan bata.

2. Untuk balok sloof dan balok keliling dari konstruksi beton bertulang dipakai berat = 2.400 kg/m³.
3. Penutup atap dari genteng+usuk+reng = 50 kg/m², bila termasuk gordingnya dipakai berat = 110 kg/m². Penutup atap sirap+usuk+reng = 40 kg/m². Penutup asbes+gording = 50 kg/m². Berat kuda-kuda kayu = 60 kg/m.
4. Berat plafond eternit+penggantung = 20 kg/m².
5. Berat pondasi batu kali = 2.200 kg/m³.
6. Tanah kering – udara lembab = 1.700 kg/m³, tanah basah = 2.000 kg/m³, berat ini berlaku juga untuk pasir.

Berat lantai tidak diperhitungkan sebagai beban pondasi karena langsung didukung oleh tanah di bawahnya.

$$F = \frac{P}{\sigma_t} \quad (2.44)$$

Keterangan:

P = Beban bangunan yang didukung oleh pondasi, yaitu:

1. Berat pasangan bata termasuk kolom praktisnya
2. Berat atap
3. Berat plafond
4. Berat balok sloof, dan balok keliling atas
5. Berat sendiri pondasi
6. Berat tanah di atas pondasi

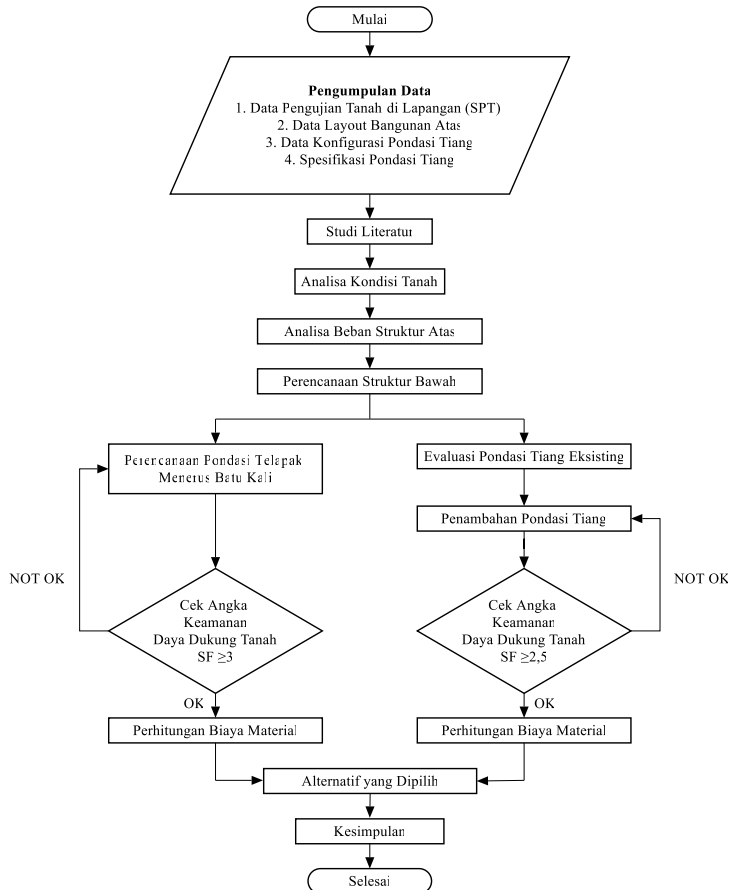
σ_t = kemampuan daya dukung tanah yang diijinkan untuk dipakai mendukung beban bangunan di atasnya.

F = ukuran luas dasar pondasi yang direncanakan akan dipakai. Untuk pondasi menerus hanya ditinjau setiap 1 m panjang pondasi, jadi yang dimaksud F disini adalah = lebar pondasi x 1 m

BAB III METODOLOGI

3.1 Alur Metodologi

Penyelesaian Tugas Akhir berjudul judul “Evaluasi Pondasi Tiang Pancang Eksisting Pada Terminal Penumpang Ippi, Ende, Nusa Tenggara Timur Dan Perencanaan Pondasi Menerus” akan dilakukan dengan tahapan seperti pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1 Diagram alir metodologi
(Sumber : Penulis)

3.2 Uraian Tahapan Perencanaan

Langkah-langkah pengerjaan Tugas Akhir ini dapat diuraikan sebagai berikut:

1. Pengumpulan Data

Pada proses pengumpulan data ini dimaksudkan untuk mengumpulkan beberapa data yang dibutuhkan dalam proses perencanaan. Adapun data yang dibutuhkan dalam penyelesaian tugas akhir ini diantaranya adalah

- a. Data Pengujian Tanah di Lapangan (SPT) pada Terminal Penumpang Ippi
- b. Data layout bangunan atas untuk menentukan beban yang bekerja pada Terminal Penumpang Ippi
- c. Data konfigurasi pondasi yang sudah direncanakan oleh perencana
- d. Spesifikasi pondasi tiang yang digunakan

2. Studi Literatur

Studi literatur dilakukan untuk mendapatkan pemahaman terhadap masalah dari beberapa referensi atau teori yang berhubungan dengan pembahasan masalah Tugas Akhir. Referensi tersebut dapat diperoleh dari literatur, buku, ataupun jurnal yang memuat perhitungan daya dukung tanah, perhitungan pondasi tiang, pengoperasian software SAP 2000, dan perhitungan alternatif pondasi telapak menerus batu kali.

3. Analisa Kondisi Tanah

Analisa data tanah dilakukan untuk mengklasifikasikan lapisan-lapisan tanah di bawah bangunan Terminal Penumpang. Perhitungan daya dukung tanah di setiap lapisan. Analisa ini digunakan untuk menentukan kedalaman pondasi tiang yang akan dipasang.

4. Analisa Beban Struktur Atas

Analisa terhadap beban dilakukan agar dapat diketahui daya dukung yang bekerja pada pondasi dengan

kondisi tanah yang sudah ada. Analisa tersebut digunakan dalam penentuan beban struktur atas yang bekerja. Analisa beban struktur atas terdiri dari :

- a. Beban mati
Beban dari semua bagian dari suatu struktur yang bersifat tetap
 - b. Beban hidup
Beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung
 - c. Beban gempa
Beban yang berasal dari gerakan tanah yang dikombinasi dengan sifat dinamis struktur. Beban gempa dihitung menggunakan cara analitis seperti pada SNI 1726 – 2012
5. Perencanaan Struktur Bawah
Perencanaan struktur bawah yang dilakukan pada Tugas Akhir ini adalah perencanaan pondasi untuk menahan beban yang bekerja di atasnya. Dalam perencanaan ini terdapat dua jenis perencanaan, yaitu perencanaan pondasi tiang dan pondasi tika.
 6. Perencanaan Pondasi Menerus
Alternatif yang digunakan agar lebih ekonomis yaitu dengan perencanaan pondasi telapak menerus dari batu kali. Perencanaan alternatif tersebut membutuhkan data spesifikasi material dan rumus-rumus yang akan digunakan dalam perencanaan dimensi pondasi.
 7. Evaluasi Pondasi Tiang Eksisting
Pada proses evaluasi tiang pancang eksisting ini dilakukan proses pengumpulan data yang berkaitan dengan pemasangan pondasi tiang yang telah diaplikasikan di lapangan. Dalam proses ini, evaluasi dapat dilakukan dengan menambahkan beberapa tiang pancang.

8. Penambahan Pondasi Tiang
Dalam perencanaan penambahan pondasi tiang dilakukan analisa kebutuhan tiang untuk menentukan jumlah tiang. Hasil perhitungan tersebut dikontrol terhadap gaya yang bekerja akibat struktur terminal dan dikontrol terhadap *safety factor*-nya. Analisa kebutuhan tiang meliputi :
 - a. Menentukan diameter pondasi tiang
 - b. Menentukan kedalaman pondasi tiang
 - c. Perhitungan jumlah tiang
 - d. Konfigurasi tiang
 - e. Efisiensi
 - f. Daya dukung pondasi tiang dalam kelompok
 - g. *Safety factor*
 - h. Perhitungan beban maksimum tiang
9. Perhitungan Biaya Material
Perhitungan kebutuhan biaya material untuk masing – masing alternatif, yakni penambahan tiang dan pondasi menerus batu kali.
10. Penentuan Alternatif yang Dipilih Berdasarkan Biaya
Dari beberapa alternatif yang ditawarkan akan dipilih alternatif yang ekonomis serta dapat dipastikan mampu menahan beban yang bekerja di atasnya.
11. Kesimpulan
Penyimpulan hasil perencanaan dalam Tugas Akhir.

BAB IV PEMBAHASAN

4.1 Data Tanah

4.1.1 Pengambilan Data Tanah

Data tanah untuk pengerjaan Tugas Akhir ini didapat dari kontraktor proyek pembangunan Terminal Penumpang Pelabuhan Ippi. Lokasi proyek berada di Ippi, Ende, Nusa Tenggara Timur. Penyelidikan tanah di lapangan dilakukan menggunakan *Standard Penetration Test (SPT)* dan *Bore Log* sampai dengan kedalaman 45 meter pada 3 titik di area lokasi rencana pembangunan seperti terlihat pada **Gambar 4.1**.

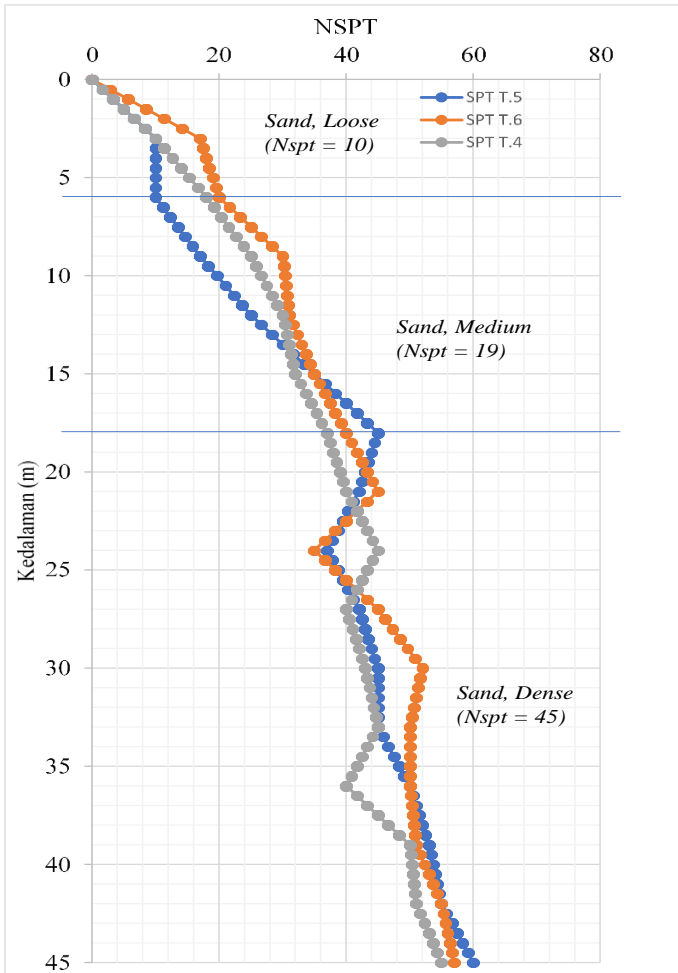


Gambar 4.1 Denah Titik Penyelidikan Tanah
(Sumber : Data Proyek)

Titik penyelidikan tanah dilakukan di lokasi pembangunan yaitu T-4 Ippi, T-5 Ippi, dan T-6 Ippi. Interval pengamatan kondisi tanah dilakukan setiap 3 meter dari kedalaman 3 meter sampai kedalaman 45 meter. Selain data SPT dan *Bore Log*, terdapat juga data hasil kalendering dan Tes *Pile Driving Analysis (PDA Test)* yang dilakukan di beberapa titik pemancangan pondasi. Data inilah yang akan dijadikan sebagai salah satu parameter evaluasi pondasi eksisting. Hasil penyelidikan SPT, data kalendering, serta data tes PDA dapat dilihat pada **LAMPIRAN A**.

4.1.2 Pengolahan Data Tanah

Data hasil *Standard Penetration Test (SPT)* dibuat perbandingan grafik hubungan N_{SPT} dan kedalaman tanah seperti terlihat pada **Gambar 4.2**



Gambar 4.2 Grafik hubungan N_{SPT} dan kedalaman tanah T-4 s/d T-6 Ippi

Dari perbandingan NSPT pada **Gambar 4.2**, maka dipilih data penyelidikan tanah dengan kondisi paling kritis yaitu T-5 Ippi. Data tanah T-5 Ippi ini akan digunakan sebagai data tanah untuk perencanaan dan pengerjaan Tugas Akhir ini.

4.1.3 Analisis Data Tanah

Data tanah yang berasal dari proyek untuk Tugas Akhir ini hanya berupa data NSPT dan *Bore Log*, sehingga diperlukan analisis untuk mencari data parameter tanah yang lain dengan cara korelasi sesuai jenis tanah dan NSPT.

Penentuan parameter tanah berdasarkan nilai NSPT, jenis tanah, dan konsistensi tanah. Nilai berat volume tanah γ_t dan γ_{sat} ditentukan dari korelasi Mochtar, 2009 (**Tabel 2.1**).

Contoh perhitungan untuk layer tanah kedalaman 0 – 6 meter.

- Jenis tanah dan konsistensi = *Sand Loose*
- N_{SPT} rata-rata = 10
- $N_{SPT} = 0 \rightarrow \gamma_{sat} = 1,6 \text{ (t/m}^3\text{)}$ (Batas bawah)
- $N_{SPT} = 60 \rightarrow \gamma_{sat} = 2,25 \text{ (t/m}^3\text{)}$ (Batas atas)

Dengan menggunakan interpolasi, didapatkan :

$$\gamma_{sat}(N_{SPT}=10) = 1,6 + \frac{10-0}{60-0} (2,25 - 1,6) = 1,580 \text{ (t/m}^3\text{)}$$

- $N_{SPT} = 0 \rightarrow \phi = 0^\circ$ (Batas bawah)
- $N_{SPT} = 60 \rightarrow \phi = 41^\circ$ (Batas atas)

Dengan menggunakan interpolasi, didapatkan :

$$\phi(N_{SPT}=10) = 0 + \frac{10-0}{60-0} (41 - 0) = 29^\circ$$

- $N_{SPT} = 0 \rightarrow Dr = 0\%$ (Batas bawah)
- $N_{SPT} = 60 \rightarrow Dr = 100\%$ (Batas atas)

Dengan menggunakan interpolasi, didapatkan :

$$Dr(N_{SPT}=10) = 0 + \frac{10-0}{60-0} (100 - 0) = 24\%$$

4.1.4 Rangkuman Data Tanah

Hasil korelasi antarhubungan parameter tanah yang diperoleh dapat dilihat pada **Tabel 4.1**. Parameter-parameter ini digunakan untuk evaluasi konfigurasi tiang pancang eksisting dan perencanaan pondasi batu kali.

Tabel 4.1 Rekap Parameter Tanah Hasil Korelasi

Kedalaman (m)			Deskripsi Tanah	Kondisi Kepadatan	NSPT rata ²	γ_{sat} (t/m ³)	ϕ (°)	Dr (%)
0	-	6	Pasir	Loose	10	1,580	29	24
6	-	13	Pasir	Medium	19	1,701	31	37
13	-	45	Pasir	Dense	45	2,049	37	77

4.2 Analisis Struktur Atas

4.2.1 Data Bangunan

Data bangunan yang akan digunakan untuk permodelan struktur gedung adalah sebagai berikut :

- Fungsi : Terminal penumpang
- Lebar bangunan : 27 m
- Panjang bangunan : 44 m
- Luas bangunan : 1068 m²
- Lokasi bangunan : Ippi, Ende, NTT
- Jumlah lantai : 2 lantai
- Tinggi lantai pertama : 4,5 m
- Tinggi lantai kedua : 4 m
- Tinggi atap : 10,6 m

4.2.2 Pembebanan

Beban yang bekerja pada suatu struktur akan ditentukan berdasarkan jenisnya, sesuai dengan berat elemen struktur, benda tak bergerak dalam bangunan, benda bergerak, dan beban lain. Berikut rekapitulasi pembebanan yang digunakan untuk struktur terminal ini.

a. Beban Mati (PPIUG 1983 Tabel 2.1)

1. Berat sendiri struktur : 2400 kg/m³
2. Tegel : 24 kg/m²
3. Tembok setengah bata : 250 kg/m²
4. Spesi 2 cm : 42 kg/m²

5. *Plafond* : 11 kg/m²
 6. *Ducting & Plumbing* : 30 kg/m
- b. Beban Hidup
- Lantai ruang tunggu : 250 kg/m²
 - Lantai atap : 100 kg/m²
- c. Kombinasi Pembebanan
- Kombinasi pembebanan yang dipakai untuk perencanaan Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :
1. $U = D$
 2. $U = D + L \rightarrow$ (untuk perhitungan pondasi)
 3. $U = D + L + 0,7E_x + 0,3E_y$

Dimana :

D = Beban mati

L = Beban hidup

E = Beban gempa

4.2.3 Penentuan Titik Jepit (Zf)

Nilai titik jepit Zf ini dipakai untuk perencanaan pondasi dalam menentukan letak titik pada tiang pancang yang mengalami penjepitan. Hal ini dilakukan dikarenakan pada kondisi aktualnya tumpuan jepit tiang pancang tidak terletak tepat di bagian atas tiang pancang, tempat menempelnya struktur atas, namun pada jarak tertentu di bawah permukaan tanah. Hal ini disebabkan oleh karakteristik tanah yang berbeda sehingga menyebabkan letak titik jepit tiang pancang berbeda.

Posisi titik jepit tanah terhadap sebuah tiang pondasi (Zf) ditentukan dengan menggunakan persamaan berikut :

$$Z_f = 1,8T$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{nh}}$$

Dengan :

$$E = 4700\sqrt{f'c}$$

Dipakai tiang pancang WIKA tipe *square piles* berukuran 25x25 cm dengan mutu $f'c = 52$ Mpa, sehingga

$$\begin{aligned}
 E &= 4700\sqrt{f'c} \\
 &= 30459,4813 \text{ MPa} = 304.594,813 \text{ kg/cm}^2 \\
 I &= \frac{1}{12}bh^3 \\
 &= \frac{1}{12} \cdot (25) \cdot (25)^3 = 32.552 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

Tanah pada lokasi pembangunan terminal penumpang berupa tanah non-kohefif yaitu tanah berpasir ukuran halus sampai kasar, sesuai Tabel 2.6 berdasarkan Terzaghi pada buku Herman Wahyudi, 1999 maka diambil nilai $nh = 1400 \text{ kN/m}^3 = 14 \text{ kg/cm}^3$. Sehingga :

$$\begin{aligned}
 T &= \sqrt[5]{\frac{EI}{nh}} \\
 &= \sqrt[5]{\frac{304.594,813 \times 32.552}{14}} = 58,889 \text{ cm} = 0,589 \text{ m} \\
 Z_f &= 1,8T \\
 &= 1,8 \cdot 0,589 \\
 &= 1,060 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Jadi letak titik jepit berada pada jarak 1,06 m dari permukaan tanah atau sisi teratas tiang pancang (dengan asumsi sisi teratas tiang pancang tepat pada elevasi +0,00m)

4.2.4 Reaksi Perletakan dari Output Program

Reaksi perletakan diambil dari permodelan struktur menggunakan program bantu SAP2000, diperoleh besarnya reaksi perletakan untuk proses perencanaan pondasi dengan asumsi tumpuan jepit dari kombinasi beban tidak berfaktor 1D + 1L. Contoh nilai reaksi perletakan struktur Gedung Terminal Penumpang Pelabuhan Ippi, Ende, NTT dapat dilihat pada Tabel 4.2. Rekap beban total hasil analisa struktur yang lainnya dapat dilihat pada **LAMPIRAN B**.

Tabel 4.2 Beberapa Reaksi Perletakan SAP2000 untuk Pondasi Menerus Batu Kali

Joint	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
9	0,636	0,444	6,384	-0,560	0,940	-0,003
12	1,260	-0,140	12,159	0,305	1,865	-0,002
15	1,197	-0,075	11,582	0,208	1,773	-0,001
18	1,268	-0,084	11,800	0,220	1,878	-0,001
21	1,220	-0,033	11,987	0,144	1,809	0,000
24	0,740	-0,560	6,743	0,924	1,100	0,001
27	0,053	0,293	4,249	-0,339	0,077	-0,006
30	2,158	-0,191	19,451	0,380	3,198	-0,004

Tabel 4.3 Beberapa Reaksi Perletakan SAP2000 untuk Pondasi Tiang Pancang

Joint	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
1	0,564	0,424	7,040	-0,842	1,015	0,000
2	0,920	0,014	12,288	-0,096	1,659	0,001
3	0,961	0,056	12,094	-0,173	1,731	0,001
4	0,907	0,048	11,882	-0,158	1,630	0,002
5	0,954	0,099	12,492	-0,252	1,715	0,002
6	0,474	-0,352	6,680	0,568	0,840	0,003
7	-0,061	0,100	5,750	-0,259	-0,111	0,000
9	0,081	0,146	7,818	-0,343	0,143	0,001

4.3 Evaluasi Pondasi Eksisting

4.3.1 Data Tiang Pancang yang Digunakan

Tiang pancang yang digunakan digunakan pada Proyek Pembangunan Terminal Penumpang Ippi ini adalah tiang pancang dari WIKA tipe *square piles* berukuran 25x25 cm dengan spesifikasi sebagai berikut :

Size (mm)	Cross Section (cm ²)	Section Inertia (cm ⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)
					Crack (ton.m)	Ultimate (ton.m)	
250x250	625	32,552	156	B	2,52	4,33	79,62

Parameter bahan beton yang digunakan :

$$E = 4700 \sqrt{f'c}$$

Dipakai tiang pancang WIKA tipe *square piles* dengan mutu $f'c = 52$ Mpa, sehingga

$$\begin{aligned} E &= 4700 \sqrt{52} \\ &= 304594,813 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

4.3.2 Kapasitas Lateral Material Tiang Pancang yang Digunakan

Perhitungan kapasitas lateral material tiang pancang ditinjau dengan menggunakan 3 metode, yaitu NAVFAC DM 7.02, Tomlinson, dan Brom's. Dari perhitungan ketiga metode tersebut akan dipilih nilai yang paling kecil dengan pertimbangan kondisi paling kritis, mengingat daerah Ende NTT merupakan daerah rawan gempa.

a. Metode NAVFAC DM 7.02

Langkah-langkah perhitungan kapasitas lateral tiang pancang adalah sebagai berikut :

- Perhitungan faktor relatif T yang dirumuskan sebagai berikut :

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}}$$

$$E = 304594,813 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 32.552 \text{ cm}^4$$

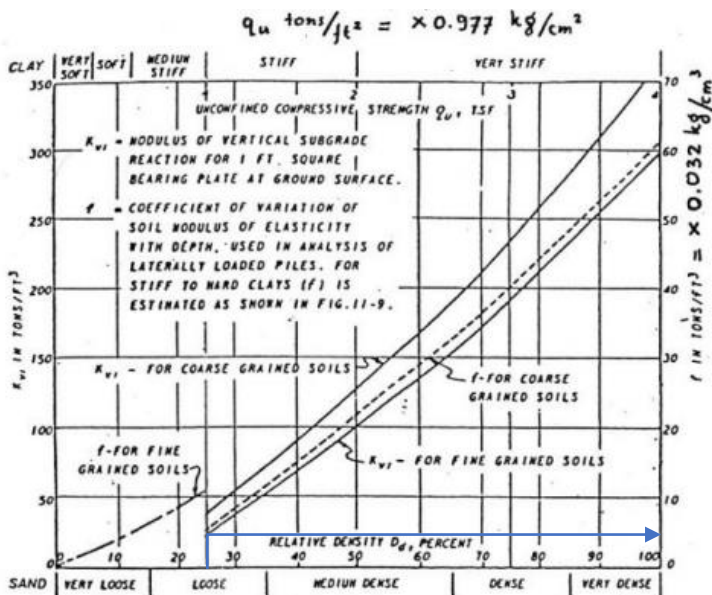
$$S = D = 25 \text{ cm}$$

Berdasarkan hasil tes SPT, tanah di lapangan tergolong pasir dengan konsistensi Loose (NSPT=10), maka diambil nilai :

$$D_r = 24 \%$$

Nilai f ditentukan dengan menggunakan grafik pada **Gambar 2.6**. Untuk jenis tanah *sand* dan $D_r = 24 \%$ ditarik garis ke atas sampai menyentuh kurva f - for coarse grained soils dan didapatkan $f = 5 \text{ tons/ft}^3$.

$$\begin{aligned} f &= 5 \text{ tons/ft}^3 \text{ (konversi ke kg/cm}^3\text{)} \\ &= 5 \cdot 0,032 \\ &= 0,16 \text{ kg/cm}^3 \end{aligned}$$



Gambar 4.3 Grafik untuk mencari nilai f
(Sumber : NAFVAC DM 7-02, 1971)

$$T = \left(\frac{304594,813 \cdot 32552}{0,16} \right)^{\frac{1}{5}}$$

$$= 144,024 \text{ cm}$$

$$= 1,44 \text{ m}$$

- Mencari nilai koefisien momen (F_m)

Bagian tiang pancang yang mengalami pergeseran (defleksi) paling besar adalah bagian yang dekat dengan permukaan tanah. Perhitungan koefisien momen ditentukan dengan menggunakan grafik pada **Gambar 2.7**

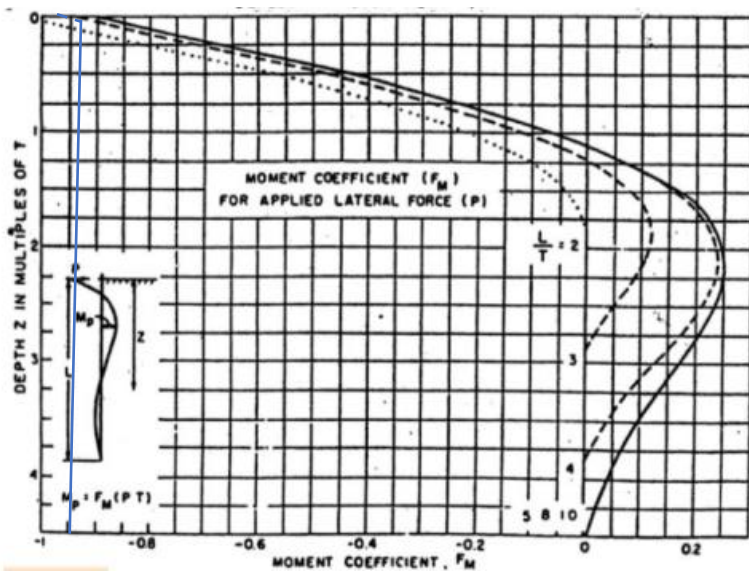
Data yang dibutuhkan :

$$L = 4 \text{ m}$$

$$T = 1,44 \text{ m}$$

$$L/T = 4/1,44$$

$$= 2,778$$



Gambar 4.4 Grafik untuk mencari nilai F_m

(Sumber : NAFVAC DM 7-02, 1971)

Untuk nilai $L/T = 2,778$, digunakan kurva $L/T = 2$ dan 3 pada Gambar 2.7. Nilai Z diasumsikan 0 karena bagian yang memiliki potensi defleksi terbesar adalah pada ujung paling dekat dengan permukaan. Dengan menghubungkan nilai Z dengan kurva L/T menggunakan interpolasi antara $L/T = 2$ dan $L/T = 3$, maka didapatkan nilai $F_m = 0,94$ untuk $L/T = 2,778$.

Sehingga gaya horizontal yang mampu dipikul oleh 1 buah tiang pancang adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Ph &= \frac{Mu}{Fm \cdot T} \\ Hu &= \frac{4,33}{0,94 \cdot 1,21} \\ Hu &= 3,198 \text{ ton} \end{aligned}$$

b. Metode Tomlinson

Berdasarkan data jenis tanah pada SPT didapatkan jenis tanah yang seragam yaitu tanah berbutir pasir, sehingga nilai Z_f ditentukan dengan rumus sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Z_f &= 1,8T \\ E &= 304594,813 \text{ kg/cm}^2 \\ I &= 32.552 \text{ cm}^4 \\ n_h &= 1400 \text{ kN/m}^3 \\ &= 14 \text{ kg/cm}^3 \\ T &= \left(\frac{EI}{n_h} \right)^{\frac{1}{5}} \\ &= \left(\frac{304594,813 \cdot 32552}{14} \right)^{\frac{1}{5}} = 58,89 \text{ cm} \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned} Z_f &= 1,8T \\ &= 1,8 \cdot 58,89 \\ &= 106 \text{ cm} = 1,06 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_u &= \frac{2Mu}{(e+Z_f)} \\
 &= \frac{2 \cdot 4,33}{(0+1,06)} \\
 &= 8,17 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

c. Metode Broms

Langkah-langkah perhitungan kapasitas lateral tiang pancang adalah sebagai berikut :

- Menentukan kriteria jenis tiang panjang atau pendek
Menentukan kriteria tiang pada tanah berpasir (tanah granular). Nilai koefisien modulus variation (n_h) ditentukan berdasarkan **Tabel 2.6** (Terzaghi).

$$\begin{aligned}
 n_h &= 1400 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 14 \text{ kg/cm}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T &= \left(\frac{EI}{n_h} \right)^{\frac{1}{5}} \\
 &= \left(\frac{304594,813 \cdot 32552}{14} \right)^{\frac{1}{5}} = 58,89 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$2T = 2 \times 58,89 = 117,78 \text{ cm} = 1,178 \text{ m}$$

$$4T = 4 \times 58,89 = 235,56 \text{ cm} = 2,356 \text{ m}$$

$$L = 4 \text{ m}$$

Ketetuan :

$$L > 4T$$

$$4 \text{ m} > 2,356 \text{ m}$$

Sehingga tiang termasuk dalam kategori tiang panjang ujung jepit (tidak kaku). Untuk tiang ujung jepit yang elastis (tiang panjang), keruntuhan tiang akan berupa translasi.

- Menentukan beban lateral maksimum pada tiang

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\varphi = 29^\circ$$

$$\begin{aligned} K_p &= \tan^2\left(45 + \frac{29}{2}\right) \\ &= 2,882 \end{aligned}$$

Cek keruntuhan tanah akibat beban lateral tiang :

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \gamma d L^3 K_p \\ &= 1,580 \cdot 0,25 \cdot 4^3 \cdot 2,882 \\ &= 48,821 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Momen maksimum yang mampu ditahan tiang berdasarkan spesifikasi material tiang pancang yang digunakan (*ultimate bending moment*).

$$M_y = 4,33 \text{ ton.m}$$

Ketentuan :

$$\begin{aligned} M_{\max} &> M_y \\ 48,821 \text{ ton.m} &> 4,33 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Karena $M_{\max} > M_y$, maka tidak terjadi keruntuhan tanah. Sehingga beban lateral ultimate ditentukan oleh kekuatan bahan tiang dalam menahan momen M_y . Momen terhadap kepala tiang (pada permukaan tanah) untuk $M_{\max} > M_y$ dapat menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$M_y = 0,5 \gamma d L^3 K_p - H_u L$$

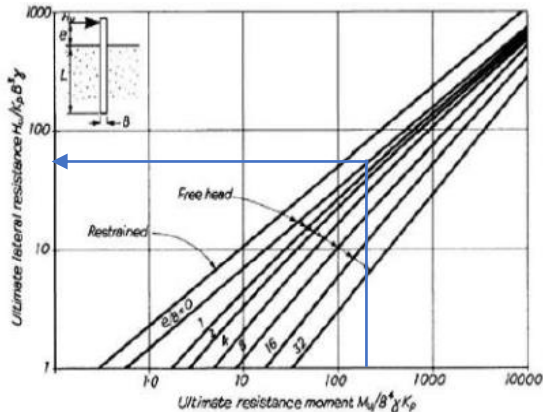
Maka diperoleh :

$$\begin{aligned} H_u &= 0,5 \gamma d L^2 K_p - \frac{M_y}{L} \\ &= 0,5 \cdot 1,580 \cdot 0,25 \cdot 4^2 \cdot 2,882 - \frac{4,33}{4} \\ &= 5,892 \text{ ton} \end{aligned}$$

Apabila perhitungan H_u menggunakan grafik tiang panjang

$$\frac{M_y}{d^4 \gamma K_p} = \frac{4,33}{0,25^4 \cdot 1,580 \cdot 2,882} = 243,371$$

Garis yang digunakan adalah garis jepit ($e/B=0$), sehingga dengan menarik garis antara nilai $\frac{My}{d^3\gamma K_p}$ ke garis jepit kemudian ditarik garis ke kiri pada sumbu y ($\frac{H_u}{d^3\gamma K_p}$). Maka didapatkan nilai $\frac{H_u}{d^3\gamma K_p} = 83$.



Gambar 4.5 Grafik untuk mencari nilai H_u
(Sumber : Hardiyatmo, 2015)

$$\begin{aligned} H_u &= 83 \gamma d^3 K_p \\ &= 83 \cdot 1,580 \cdot 0,25^3 \cdot 2,882 \\ &= 5,907 \text{ ton} \end{aligned}$$

Sehingga dari perhitungan 3 metode di atas, diperoleh rekap hasil perhitungan H_u yang dapat dilihat pada **Tabel 4.4**

Tabel 4.4 Rekap Perhitungan H_u

Metode	H_u (ton)	SF	Hijin (ton)
NAFVAC DM 7-02	3,198	2,5	1,279
Tomlinson	8,170	2,5	3,268
Broms	5,892	2,5	2,363

Maka untuk perhitungan kapasitas lateral dari material tiang pancang diambil nilai Hijin paling kritis yaitu dari metode NAFVAC DM 7.02, dimana nilai Hijin = 1,279 ton.

4.3.3 Daya Dukung Tiang Pancang

a. Daya dukung berdasarkan data SPT

Perhitungan daya dukung berdasarkan data SPT dan borlog dengan cara Meyerhof dan Luciano Decourt. Hasil perhitungan daya dukung berdasarkan data SPT dapat dilihat pada LAMPIRAN C.

Berikut adalah contoh perhitungan daya dukung aksial pondasi tiang pada kedalaman 5 meter dengan menggunakan pondasi tiang berbentuk persegi ukuran 0,25 m x 0,25 m

- Metode Meyerhof

$$\text{NSPT} = 10$$

$$\text{Jenis Tanah} = \text{Pasir}$$

- Koreksi terhadap muka air tanah (untuk NSPT > 15)
Dikarenakan jenis tanah pasir dengan NSPT < 15, maka tidak perlu koreksi muka air tanah.

$$N_1 = N - \text{SPT} = 10$$

- Koreksi terhadap overburden tanah

$$\gamma_{\text{sat}} = 1,580 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = 1,580 - 1,0 = 0,580 \text{ t/m}^3$$

Titik tinjau berada di tengah lapisan setebal 0,5 meter.

$$\sigma'_0 = \sigma'_{0(\text{kum})} + \gamma' d = 2,799 + 0,580 \times 0,5 = 3,089 \text{ t/m}^2$$

Dikarenakan tekanan vertikal efektif pada lapisan tersebut kurang dari 7,5 ton/m², maka N₁ perlu dikoreksi berdasarkan rumus 2 sebagai berikut :

$$N_2 = \frac{4N_1}{1+0,4p'_o} = \frac{4 \times 10}{1+0,4(3,089)} = 17,891$$

$$2 N_1 = 2 \times 10 = 20$$

Karena $N_2 = 17,891 < 2N_1 = 20$, maka N yang dipakai adalah $N_{\text{corr}} = 17,891$

- N rata-rata 8D ke atas dan 4D ke bawah

$$8D = 8(0,25) = 2,0 \text{ m}$$

$$4D = 4(0,25) = 1,0 \text{ m}$$

$$N \text{ rata-rata} = 18,563$$

- Menghitung tahanan ujung

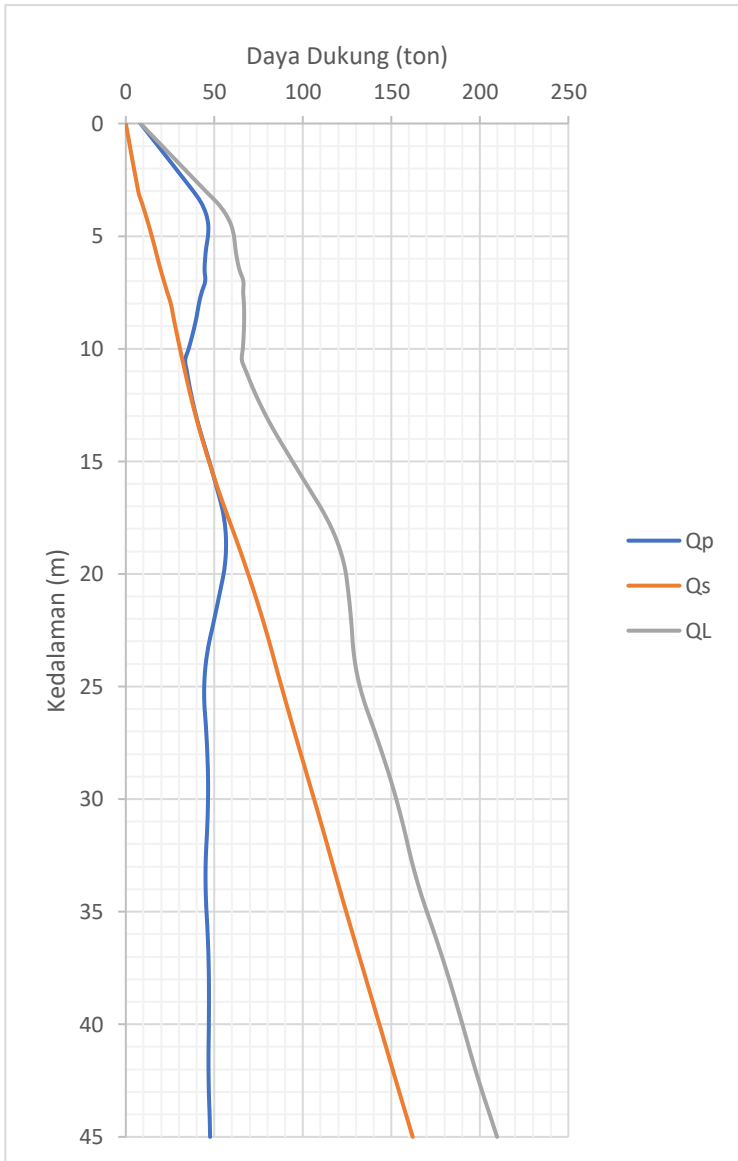
$$Q_{\text{ujung}} = Q_p = 40 \cdot N_{\text{rata-rata}} \cdot A_{\text{ujung}}$$

- $$= 40 \cdot 18,563 \cdot 0,25^2$$
- $$= 46,408 \text{ ton}$$
- Menghitung hambatan geser selimut
 - f_{si} = N_{corr}/5 (jenis tanah pasir)
 - = 17,891/5
 - = 3,578 ton/m²
 - R_{si} = f_{si} x A_{selimut}
 - = f_{si} x 4 x S x increment
 - = 3,578 x 4 x 0,25 x 0,5
 - = 1,789 ton
 - Q_s = ∑R_{si} = ∑R_{si} sebelumnya + R_{si}
 - = 12,884 + 1,789
 - = 14,673 ton
 - Menghitung Q_{ult}
 - Q_L = Q_p + Q_s
 - = 46,408 + 14,673
 - = 61,081 ton
 - Menghitung Q_{ijin}

Berdasarkan SNI 8460 – 2017 pasal 9.2.3.1. menjelaskan bahwasannya SF besarnya minimum 2,5 untuk pondasi dalam.

 - Q_{ijin} = Q_{ult} / SF
 - = 61,081 / 2,5
 - = 24,432

Perhitungan Q_{ijin} untuk setiap kedalaman untuk pondasi berukuran 25x25 cm dapat dilihat pada **LAMPIRAN C**. Daya dukung tanah dapat dilihat pada **Gambar 4.6**



Gambar 4.6 Grafik kedalaman vs daya dukung Metode Meyerhof

- **Metode Luciano Decourt**

$$\text{NSPT} = 10$$

$$\text{Jenis Tanah} = \text{Pasir}$$

- Koreksi terhadap muka air tanah (untuk NSPT>15) menggunakan koreksi Terzaghi dan Peck
Dikarenakan jenis tanah pasir dengan NSPT<15, maka tidak perlu koreksi muka air tanah.

$$N' = N - \text{SPT} = 10$$

- Koreksi terhadap overburden tanah dari Seed

$$\gamma_{\text{sat}} = 1,580 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = 1,580 - 1,0 = 0,580 \text{ t/m}^3$$

Titik tinjau berada di tengah lapisan setebal 0,5 meter.

$$\sigma'_0 = \sigma'_{0(\text{kum})} + \gamma' d$$

$$= 2,799 + 0,580 \times 0,5 = 3,089 \text{ t/m}^2 = 30,893 \text{ Kpa}$$

$$N1 = C_N \cdot N$$

Berdasarkan **Tabel 2.2** untuk mendapatkan nilai koefisien C_N dilakukan interpolasi

$$\sigma'_0 = 30,893 \text{ Kpa} \rightarrow C_N = \text{interpolasi}$$

$$\sigma'_0 = 30 \text{ Kpa} \rightarrow C_N = 1,6 \text{ (Batas bawah)}$$

$$\sigma'_0 = 50 \text{ Kpa} \rightarrow C_N = 1,22 \text{ (Batas atas)}$$

$$C_N = 1,6 + \frac{(30,893 - 30)}{(50 - 30)} (1,22 - 1,6) = 1,583 \text{ Kpa}$$

$$\text{Sehingga, } N1 = C_N \cdot N = 1,583 \cdot 10 = 15,830$$

Dari dua koreksi tersebut akan dipilih nilai N paling kritis (terkecil). Hasil koreksi muka air didapatkan $N'=10$ dan dari koreksi overburden tanah didapatkan $N1 = 15,830$. Maka, $N_{\text{pakai}} = 10$.

- Menghitung \bar{N}_p (Harga N rata-rata 4B ke atas 4B ke bawah)

$$B = D = S = 0,25 \text{ meter}$$

$$4B = 4 \cdot (0,25) = 1,0 \text{ m}$$

$$\bar{N}_p(\text{kedalaman} = 5\text{m}) = 10$$

- Menghitung \bar{N}_s (Harga N rata-rata tiang yang terbenam dengan batasan $3 \leq N \leq 50$)

$$B = D = S = 0,25 \text{ meter}$$

$$4B = 4 \cdot (0,25) = 1,0 \text{ m}$$

$$\bar{N}_s(\text{kedalaman} = 5\text{m}) = 10$$

- Menentukan nilai K (Koefisien karakteristik tanah di dasar pondasi)

Karena tanah di dasar pondasi adalah tanah berjenis pasir, maka digunakan $K = 40 \text{ t/m}^2$

- Menentukan nilai koefisien dasar tiang (α) dan koefisien selimut tiang (β)

Karena pondasi tiang ini tergolong *driven pile* maka digunakan $\alpha = 1$ dan $\beta = 1$

- Menghitung luas penampang dasar tiang (A_p)

Bentuk dari tiang pancang yang digunakan adalah persegi dengan dimensi $0,25 \times 0,25 \text{ m}$.

$$A_p = S^2 = 0,25^2 = 0,0625 \text{ m}^2$$

- Menghitung luas selimut yang terbenam

$$\begin{aligned} A_s &= \text{Keliling penampang} \times \text{panjang tiang terbenam} \\ &= 4S \times D_f \\ &= 4 \cdot 0,25 \cdot 5 \\ &= 5 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- Menghitung tahanan ujung

$$\begin{aligned} Q_p &= q_p \cdot A_p \\ &= \alpha \cdot \bar{N}_p \cdot K \cdot A_p \\ &= 1 \cdot 10 \cdot 40 \cdot 0,0625 \\ &= 25 \text{ ton} \end{aligned}$$

- Menghitung hambatan geser selimut

$$\begin{aligned} Q_s &= q_s \cdot A_s \\ &= \beta \cdot \left(\frac{\bar{N}_s}{3} + 1 \right) \cdot A_s \\ &= 1 \cdot \left(\frac{10}{3} + 1 \right) \cdot 5 \\ &= 21,667 \text{ ton} \end{aligned}$$

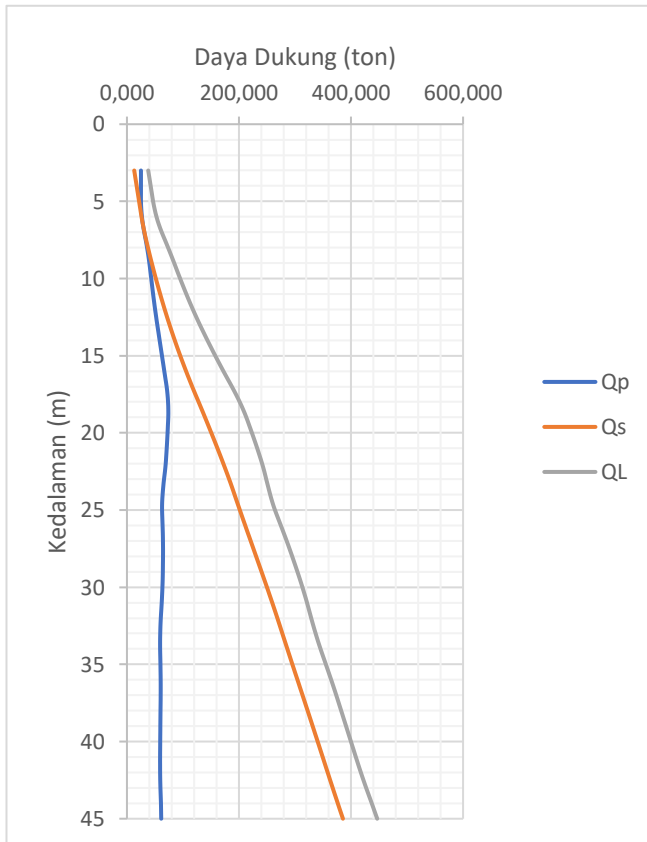
- Menghitung Qult

$$\begin{aligned} Q_L &= Q_p + Q_s \\ &= 25 + 21,667 \\ &= 46,667 \text{ ton} \end{aligned}$$

- Menghitung Qijin
Berdasarkan SNI 8460 – 2017 pasal 9.2.3.1. menjelaskan bahwasannya SF besarnya minimum 2,5 untuk pondasi dalam.

$$\begin{aligned} \text{Qijin} &= \text{Qult} / \text{SF} \\ &= 46,667 / 2,5 \\ &= 18,667 \text{ ton} \end{aligned}$$

Perhitungan Qijin untuk setiap kedalaman untuk pondasi berukuran 25x25 cm dapat dilihat pada **LAMPIRAN C**. Daya dukung tanah dapat dilihat pada **Gambar 4.7**



Gambar 4.7 Grafik kedalaman vs daya dukung Metode Luciano

Dari perhitungan 2 metode daya dukung tersebut, akan diambil nilai kritis untuk dijadikan acuan dalam perhitungan evaluasi. Karena $Q_{ijin} \text{ (Meyerhof)} > Q_{ijin} \text{ (Luciano)}$, maka digunakan nilai daya dukung dari perhitungan metode Luciano Decourt.

b. Daya Dukung Berdasarkan Data Hasil Kalendering

Perhitungan daya dukung data kalendering menggunakan persamaan 2.15. Berdasarkan laporan data proyek, terdapat 7 titik yang dites kalendering yaitu titik E3 – B, E3 – C, E5 – A, E5 – B, E5 – C, F2, dan F3. Posisi titik tes kalendering dapat dilihat pada **Gambar 4.8**.

	A	B	C	D	E	F	G	H
12		1 pile 25x25 12,36 ton 83	2 pile 25x25 26,62ton 84		2 pile 25x25 42,25 ton 91		2 pile 25x25 30,51 ton 86	1 pile 25x25 10,51 ton 100
11		1 pile 25x25 16,65 ton 82	3 pile 25x25 48,08 ton 85		4 pile 25x25 75,58ton 92		2 pile 25x25 53,38 ton 95	1 pile 25x25 12,64 ton 115
10		1 pile 25x25 18,40 ton 81						1 pile 25x25 42,25 ton 114
9	1 pile 25x25 8,18 ton 71	1 pile 25x25 21,67 ton 80	3 pile 25x25 65,59 ton 86		4 pile 25x25 105,59ton 93		2 pile 25x25 72,72 ton 100	1 pile 25x25 13,03 ton 113
8	1 pile 25x25 11,78 ton 70	1 pile 25x25 26,16 ton 79						1 pile 25x25 14,39 ton 112
7	1 pile 25x25 11,91 ton 69	1 pile 25x25 25,01 ton 78	3 pile 25x25 64,04 ton 87		4 pile 25x25 101,77ton 94		2 pile 25x25 70,79 ton 101	1 pile 25x25 13,01 ton 111
6	1 pile 25x25 11,77 ton 68	1 pile 25x25 26,30 ton 77						1 pile 25x25 14,43 ton 110
5	1 pile 25x25 11,92 ton 67	1 pile 25x25 24,93 ton 76	3 pile 25x25 64,11 ton 88		4 pile 25x25 101,57ton 95		2 pile 25x25 70,78 ton 102	1 pile 25x25 13,01 ton 109
4	1 pile 25x25 8,03 ton 66	1 pile 25x25 22,86 ton 75						1 pile 25x25 14,38 ton 108
3		1 pile 25x25 16,75 ton 74	3 pile 25x25 67,71 ton 89		4 pile 25x25 106,8ton 96		2 pile 25x25 72,83 ton 103	1 pile 25x25 12,95 ton 107
2		1 pile 25x25 18,44 ton 73						1 pile 25x25 14,82 ton 106
1		1 pile 25x25 12,50 ton 72	2 pile 25x25 42,39 ton 90		2 pile 25x25 64,96ton 97		2 pile 25x25 43,07 ton 104	1 pile 25x25 9,33 ton 105

Gambar 4.8 Posisi titik tes kalendering

Berikut adalah contoh perhitungan daya dukung dengan menggunakan data hasil kalendering.

$$\begin{aligned}\text{Titik tinjau} &= \text{E3} - \text{B} \\ \text{S (final set/blow)} &= 0,71 \text{ cm}\end{aligned}$$

Data alat :

$$\begin{aligned}\text{Eh} &= 0,75 \\ \text{Wr} &= 1,8 \text{ ton} \\ \text{Wp} &= 0,9 \text{ ton} \\ \text{Hr} &= 100 \text{ cm} \\ \text{n (batalan kayu)} &= 0,5 \\ \text{K} &= 0 \\ \text{SF} &= 2,5\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Ru} &= \frac{\text{Eh} \times \text{Wr} \times \text{Hr}}{\text{S} + 0,5 \times \text{K}} \times \frac{\text{Wr} + \text{n}^2 \times \text{Wp}}{\text{Wr} + \text{Wp}} \\ &= \frac{0,75 \times 1,8 \times 100}{0,71 + 0,5 \times 0} \times \frac{1,8 + 0,5^2 \times 0,9}{1,8 + 0,9} \\ &= 142,606 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Qijin} &= \text{Ru/SF} \\ &= 142,606 / 2,5 \\ &= 57,042 \text{ ton}\end{aligned}$$

Perhitungan rekapan keseluruhan data kalendering dapat dilihat pada **LAMPIRAN C**.

c. Daya Dukung Berdasarkan Data Hasil Tes PDA

Daya dukung hasil tes PDA dalam hal ini tidak diperhitungkan secara analitis menggunakan persamaan yang telah dibahas pada **Subbab 2.4.3**, akan tetapi daya dukung langsung didapatkan dari bacaan alat PDA. Terdapat 3 titik yang dites PDA yaitu titik D11 – D, E11 – B, dan E12-A. Posisi titik tes PDA dapat dilihat pada **Gambar 4.9** serta hasilnya dapat dilihat pada **Tabel 4.5**



Gambar 4.9 Posisi titik tes PDA

Tabel 4.5 Hasil Tes PDA

No. Tiang	Qp (ton)	Qs (ton)	Qu (ton)
D11-D	63,98	58,79	122,77
E11-B	27,19	132,27	159,46
E12-A	35,14	137,41	172,55

4.4 Evaluasi Penambahan Pondasi Tiang Pancang Eksisting

Dari data proyek telah didapatkan jumlah tiang pancang dari perencanaan yaitu sebanyak 87 buah yang dipasang pada 51 titik. Pada **Tabel 4.6** disajikan jumlah tiang pancang eksisting pada

terminal penumpang sebelum dilakukan evaluasi. Dalam Tugas Akhir ini akan dilakukan evaluasi terhadap kebutuhan aksial dan lateral, dimana evaluasi kebutuhan aksial mengacu pada hasil tes PDA, kalendering, dan daya dukung tanah hasil uji SPT. Sedangkan untuk evaluasi kebutuhan lateral mengacu pada spesifikasi material tiang pancang yang digunakan. Di antara kedua tinjauan aksial dan lateral akan dipilih kondisi paling kritis dengan kebutuhan pondasi tiang pancang terbanyak.

Tabel 4.6 Konfigurasi Tiang Pancang Eksisting pada Terminal Penumpang Ippi, Ende, Nusa Tenggara Timur

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
A	-	-	-	1	1	1	1	1	1	-	-	-
B	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
C	2	3	-	3	-	3	-	3	-	3	-	2
E	2	4	-	4	-	4	-	4	-	4	-	2
G	2	2	-	2	-	2	-	2	-	2	-	2
H	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

4.4.1 Perhitungan Jumlah Tiang Pancang

Jika beban aksial/lateral yang diterima perletakkan melebihi daya dukung ijin satu tiang, maka diperlukan lebih dari satu tiang pancang. Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu titik perletakkan (satu kolom) adalah dengan membagi beban aksial/lateral dengan daya dukung ijin satu tiang.

Jumlah tiang pancang rencana atau perkiraan awal sebelum dilakukan perhitungan grup adalah sebagai berikut :

$$n_{\text{perkiraan}} = \frac{P}{Q_{\text{ijin}}}$$

Contoh perhitungan jumlah tiang pancang perkiraan :

1. Tinjauan Lateral

Besarnya gaya lateral yang digunakan dalam perhitungan didapatkan dari nilai absolut terbesar reaksi perletakkan F1 dan F2 yang kemudian akan dibandingkan dengan kapasitas lateral tiang

(Hijin) hasil perhitungan pada **subbab 4.3.2**. Apabila jumlah tiang eksisting belum cukup untuk menahan gaya lateral yang terjadi, maka diperlukan penambahan tiang pada perletakan tersebut dalam hal ini apabila perbandingan kapasitas terhadap kebutuhan kurang dari 1 maka diperlukan penambahan tiang.

- Perletakan Grid B nomor 3 (B3)
 - Gaya Lateral = 1,523 ton
 - Hijin = 1,279 ton
 - n eksisting = 1
 - Kapasitas = $n \cdot \text{Hijin} = 1 \cdot 1,279 = 1,279$ ton
 - $\frac{\text{Kapasitas}}{\text{Kebutuhan}} = \frac{1,279}{1,523} = 0,7$
 - Karena rasio < 1 , maka dibutuhkan penambahan tiang
 - n perkiraan = $\frac{\text{Gaya Lateral}}{\text{Hijin}} = \frac{1,523}{1,279} = 1,190 \approx 2$

Perhitungan keseluruhan evaluasi tinjauan lateral dapat dilihat pada **LAMPIRAN D**.

2. Tinjauan Aksial

Pada evaluasi kebutuhan aksial mengacu pada hasil tes daya dukung tanah di lapangan, dalam hal ini rata-rata hasil PDA dan Kalendering dan daya dukung tanah uji SPT. Apabila jumlah tiang eksisting belum cukup untuk menahan gaya aksial yang terjadi, maka diperlukan penambahan tiang pada perletakan tersebut dalam hal ini apabila perbandingan kapasitas terhadap kebutuhan kurang dari 1 maka diperlukan penambahan tiang.

- a. Acuan daya dukung rata-rata hasil kalendering dan PDA
Perhitungan daya dukung rata-rata hasil kalendering dan PDA dapat dilihat pada **Tabel 4.7**

Tabel 4.7 Hasil Rata-rata Daya Dukung Tes Kalendering dan PDA

Jenis Tes	ID Tiang	Qu (ton)
PDA	D11-D	122,770
PDA	E11-B	159,460
PDA	E12-A	172,550

Tabel 4.7 Hasil Rata-rata Daya Dukung Tes Kalendering dan PDA (Lanjutan)

Kalendering	E3-B	142,606
Kalendering	E3-C	117,733
Kalendering	E5-A	126,563
Kalendering	E5-B	131,494
Kalendering	E5-C	153,409
Kalendering	F2	168,750
Kalendering	F3	148,897
Rata2 Qu		144,423
Qijin (SF=2,5)		57,769

Berikut adalah contoh perhitungan evaluasi kebutuhan tiang pancang :

- Perletakan Grid B nomor 3 (B3)

$$\text{Gaya Aksial} = 19,151 \text{ ton}$$

$$\text{Qijin} = 57,769 \text{ ton}$$

$$n \text{ eksisting} = 1$$

$$\text{Kapasitas} = n \cdot \text{Qijin} = 1 \cdot 57,769 = 57,769 \text{ ton}$$

$$\frac{\text{Kapasitas}}{\text{Kebutuhan}} = \frac{57,769}{19,151} = 3,017$$

Karena rasio > 1 , maka tidak dibutuhkan penambahan tiang

$$n \text{ perkiraan} = \frac{\text{Gaya Aksial}}{\text{Qijin}} = \frac{19,451}{57,769} = 0,337 \approx 1$$

- b. Acuan daya dukung uji SPT Metode Luciano

Berdasarkan perhitungan daya dukung tanah SPT pada kedalaman 4 meter didapatkan nilai Qijin = 16,933 ton. Contoh perhitungan evaluasi kebutuhan tiang pancang adalah sebagai berikut :

- Perletakan Grid B nomor 3 (B3)

$$\text{Gaya Aksial} = 19,151 \text{ ton}$$

$$\text{Qijin} = 16,933 \text{ ton}$$

$$n \text{ eksisting} = 1$$

$$\text{Kapasitas} = n \cdot \text{Qijin} = 1 \cdot 16,933 = 16,933 \text{ ton}$$

$$\frac{\text{Kapasitas}}{\text{Kebutuhan}} = \frac{16,933}{19,151} = 0,884$$

Karena rasio < 1 , maka dibutuhkan penambahan tiang

Tabel 4.10 Hasil Evaluasi Konfigurasi Berdasarkan Tinjauan Aksial dari Data uji SPT Metode Luciano

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
A	-	-	-	1	1	1	1	1	1	-	-	-
B	1	1	2	1	2	2	2	2	2	1	2	1
C	2	4	-	5	-	5	-	5	-	6	-	3
E	3	6	-	8	-	7	-	8	-	8	-	4
G	2	4	-	5	-	5	-	5	-	5	-	3
H	1	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1

Tabel 4.11 disajikan rekap evaluasi jumlah kebutuhan tiang pancang setelah evaluasi, baik ditinjau dari kebutuhan lateral maupun aksial.

Tabel 4.11 Rekap Evaluasi Jumlah Kebutuhan Tiang Pancang

Jumlah Pile Existing (n)	Revisi Jumlah Pile		
	Evaluasi Lateral	Tes PDA dan Kalendering	Lucianno
87	95	87	145

Sehingga berdasarkan hasil evaluasi kebutuhan tiang pancang digunakan jumlah tiang pancang terbanyak dengan pertimbangan kondisi kritis yaitu dari evaluasi berdasarkan daya dukung tanah Metode Luciano dengan kebutuhan tiang sebanyak 145 buah, sehingga dari jumlah dan konfigurasi tiang pancang inilah yang selanjutnya akan dilakukan perhitungan kontrol grup tiang pancang.

Meskipun berdasarkan hasil tes lapangan (tes PDA dan kalendering) sebenarnya jumlah tiang pancang eksisting tidak memerlukan penambahan, namun data yang didapatkan belum cukup untuk mewakili kondisi daya dukung di lapangan karena beberapa hal yakni :

1. Jumlah data hanya 10 (3 PDA dan 7 kalendering) dari total *pile* sebanyak 87 titik.
2. Posisi titik uji hanya berada pada satu wilayah yakni hanya di deretan tengah.
3. Berdasarkan posisi titik tes terdapat beberapa titik yang sebenarnya tidak dipasang *pile*, namun di titik tersebut terdapat hasil tes PDA dan kalendering.

Oleh karena pertimbangan itulah, maka evaluasi yang dilakukan pada pengerjaan Tugas Akhir ini menyertakan evaluasi kebutuhan tiang pancang berdasarkan daya dukung uji SPT.

4.4.2 Perhitungan Grup Tiang Pancang

Dari **subbab 4.4.1** diketahui jumlah perkiraan awal tiang pancang yang dibutuhkan berdasarkan beban yang diterima titik perletakan dan kekuatan daya dukungnya. Pada saat sebuah tiang merupakan bagian dari sebuah grup, daya dukungnya akan mengalami modifikasi karena pengaruh konfigurasi dan jarak antar tiang tersebut.

4.4.3 Perhitungan Efisiensi Grup Tiang Pancang

Daya dukung tiang pancang dalam sebuah grup harus dikoreksi terlebih dahulu dengan apa yang disebut koefisien efisiensi (C_e). Dalam perencanaan Tugas Akhir ini, daya dukung pondasi grup dihitung menurut persamaan Converse-Labarre sebagai berikut :

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

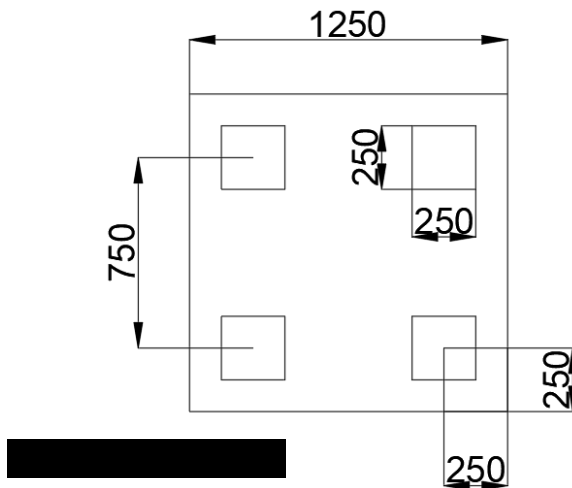
Dengan m = jumlah baris tiang pancang dan n = jumlah kolom tiang pancang. Persamaan Converse-Labarre ideal digunakan untuk tiang pancang grup dengan konfigurasi yang simetris. Jika konfigurasi tiang pancang tidak simetris, maka digunakan nilai C_e dari konfigurasi yang mirip dengan konfigurasi grup tersebut.

Jarak antar tiang pancang (S) dalam perencanaan pondasi ini adalah sebagai berikut :

- Jarak antar tiang pancang (S)
Syarat : $2D \leq S \leq 3D$
 $2 \times 250 \leq S \leq 3 \times 250$
 $500 \leq S \leq 750$
Digunakan jarak antar tiang pancang 750 mm
- Jarak tiang pancang ke tepi (S')
Syarat : $1D \leq S' \leq 2D$
 $1 \times 250 \leq S' \leq 2 \times 250$
 $250 \leq S' \leq 500$
Digunakan jarak tiang pancang ke tepi 500 mm

Pada **Gambar 4.10** disajikan contoh konfigurasi grup untuk 4 buah tiang pancang.

- Jumlah tiang pancang : 4 buah
 Jumlah baris (m) : 2
 Jumlah kolom (n) : 2
 Jarak antartiang (S) : 750 mm
 Diameter tiang (ϕ) : 250 mm



Gambar 4.10 Contoh konfigurasi grup tiang pancang dengan jumlah tiang 4 buah

Sehingga efisiensi grup tiang 4 buah adalah :

$$C_e = 1 - \left\{ 1 - \left(\frac{\arctan(250/750)}{90^\circ} \right) x \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \right) \right\}$$

$$C_e = 0,795$$

Hasil perhitungan efisiensi untuk setiap konfigurasi dapat dilihat pada **Tabel 4.12**.

Tabel 4.12 Rekap Perhitungan Efisiensi Grup Tiang Pancang

Jumlah Pile	ID PC	Xmax (mm)	Ymax (mm)	$\sum X^2$	$\sum Y^2$	Ce
1	PC	0	0	0	0	1
2	PC-1	375	0	0,281	0,000	0,898
3	PC-2	750	0	1,125	0,000	0,863
4	PC-3	375	375	0,563	0,563	0,795
6	PC-4	750	375	2,250	0,844	0,761
8	PC-5	1125	375	5,625	1,125	0,744
5	PC-6	375	375	0,563	0,563	0,795
7	PC-7	750	375	2,250	0,844	0,761
9	PC-8	750	750	3,375	3,375	0,727
10	PC-9	1500	375	11,25	1,406	0,734

4.4.4 Daya Dukung Grup Tiang Pancang

Daya dukung grup tiang pancang dihitung sesuai dengan konfigurasi grup tiang pancang dan jumlah tiang pancang yang dirumuskan sebagai berikut :

$$Q_g = C_e \cdot n \cdot Q_{ijin}$$

Contoh perhitungan digunakan perletakan E51 dengan perkiraan tiang pancang sebanyak 8 buah.

Perletakan E51

Jumlah tiang : 8 buah

$$\begin{aligned}
 \text{Efisiensi (Ce)} & : 0,744 \\
 \text{Qijin (tanah)} & : 16,933 \text{ ton} \\
 \text{Qgrup} & = 16,933 \cdot 8 \cdot 0,761 \\
 & = 100,782 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan dapat dilihat bahwa nilai daya dukung grup lebih kecil jika dibandingkan dengan daya dukung ijin satu tiang yang dikalikan dengan jumlah. Oleh karena itu perlu dilakukan kontrol beban maksimum.

4.4.5 Kontrol Beban Maksimum Satu Tiang Pancang

Dari perhitungan jumlah perkiraan tiang pancang yang direncanakan masih berdasarkan beban aksial dan lateral yang bekerja pada tiang. Oleh karena itu, pada subbab ini akan dilakukan perhitungan kontrol gaya yang bekerja pada satu tiang disebabkan oleh konfigurasi grup tiang pancang yang menyebabkan momen pada reaksi perletakan akan berpengaruh.

Untuk menghitung besarnya beban maksimum 1 tiang pancang dapat menggunakan persamaan 2.18.

$$P_{max} = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y^2}$$

Untuk tanda \pm pada momen yang digunakan karena nilai output SAP 2000 yang ada arah sumbu positif dan negatif untuk nilai momen tiap perletakan. Nilai momen yang digunakan adalah momen dengan nilai absolut terbesar.

Nilai dari Pmax harus lebih kecil dari Qizin tiang pondasi. Pada contoh perhitungan digunakan pondasi perletakan nomor E51.

Perletakan E51

$$\begin{aligned}
 V & = F3 = 122,166 \text{ ton} \\
 n & = 8 \text{ buah} \\
 M_x & = -0,835 \text{ ton.m} \\
 M_y & = -1,475 \text{ ton.m} \\
 X_{max} & = 1125 \text{ mm} = 1,125 \text{ m} \\
 Y_{max} & = 375 \text{ mm} = 0,375 \text{ m} \\
 \sum X^2 & = 5,625 \text{ m}^2 \\
 \sum Y^2 & = 1,125 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$P_{max} = \frac{122,166}{8} \pm \frac{-1,475 \cdot 1,125}{5,625} \pm \frac{-0,835 \cdot 0,375}{1,125}$$

$$= 15,566 \text{ ton}$$

Kontrol P_{max}

$$P_{max} \cdot n \leq Q_g$$

$$15,566 \text{ ton} \cdot 8 \leq 100,782 \text{ ton}$$

$$124, 526 \text{ ton} > 100,782 \text{ ton} \rightarrow \text{NOT OK}$$

Jika hasil kontrol NOT OK, maka perlu dilakukan revisi jumlah tiang pancang dengan menambah jumlah tiang pancang sampai memenuhi persyaratan yang ditunjukkan dengan hasil kontrol OK.

Berikut adalah contoh perhitungan revisi jumlah tiang pancang pada perletakan nomor E51

- Daya dukung grup tiang pancang

Perletakan E51

Jumlah tiang : 10 buah

Efisiensi (C_e) : 0,744

Qijin (tanah) : 16,933 ton

Qgrup = 16,933 . 10 . 0,761

= 124,243 ton

- Kontrol beban maksimum satu tiang pancang

Perletakan E51

V = F3 = 122,166 ton

n = 10 buah

M_x = -0,835 ton.m

M_y = -1,475 ton.m

X_{max} = 1500 mm = 1,500 m

Y_{max} = 375 mm = 0,375 m

$\sum X^2$ = 11,250 m²

$\sum Y^2$ = 1,406 m²

$$P_{max} = \frac{122,166}{10} \pm \frac{-1,475 \cdot 1,500}{11,250} \pm \frac{-0,835 \cdot 0,375}{1,406}$$

$$= 12,413 \text{ ton}$$

Kontrol P_{\max}

$$P_{\max} \cdot n \leq Q_g$$

$$12,413 \text{ ton} \cdot 10 \leq 124,243 \text{ ton}$$

$$124,130 \text{ ton} > 124,243 \text{ ton} \rightarrow \text{OK}$$

Tabel perhitungan lengkap untuk semua titik perletakan dapat dilihat pada **LAMPIRAN D**. Pada **LAMPIRAN D** disajikan perhitungan hasil evaluasi dan juga perhitungan ulang hasil revisi jumlah tiang pancang yang sudah memenuhi syarat untuk masing-masing perletakan.

4.4.6 Kontrol Momen Tiang Pancang

Dari hasil reaksi perletakan yang menghasilkan nilai reaksi horizontal dan momen, dilakukan kontrol kekuatan momen yang terjadi pada tiang pancang.

Langkah perhitungan untuk kontrol momen tiang pancang adalah sebagai berikut dengan contoh yang diambil adalah perletakan **C90**.

1. Perhitungan faktor kekakuan relatif (T)

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}}$$

$$E = 304594,813 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 32.552 \text{ cm}^4$$

$$S = D = 25 \text{ cm}$$

Berdasarkan hasil tes SPT, tanah di lapangan tergolong pasir dengan konsistensi Loose ($NSPT=10$), maka diambil nilai :

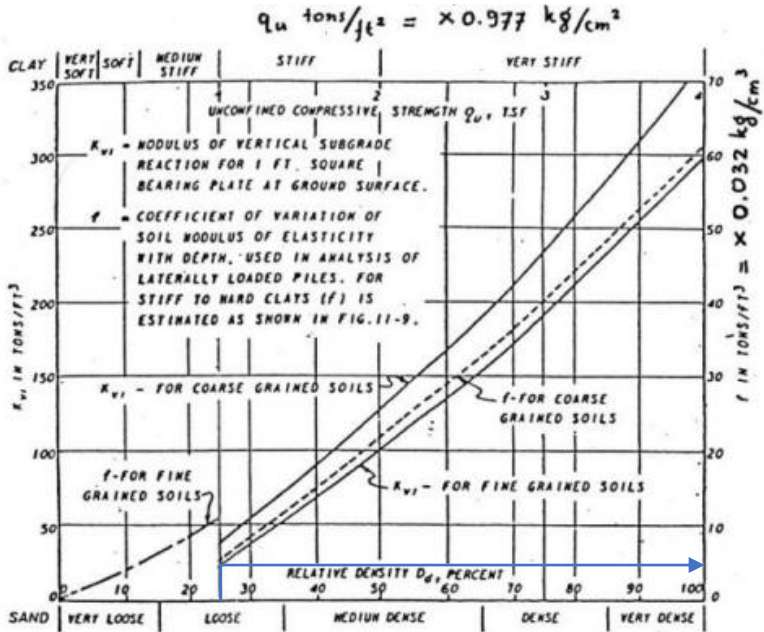
$$D_r = 24 \%$$

Nilai f ditentukan dengan menggunakan grafik pada **Gambar 2.6**. Untuk jenis tanah *sand* dan $D_r = 24 \%$ ditarik garis ke atas sampai menyentuh kurva $f - \text{for coarse grained soils}$ dan didapatkan $f = 5 \text{ tons/ft}^3$.

$$f = 5 \text{ tons/ft}^3 \text{ (konversi ke kg/cm}^3\text{)}$$

$$= 5.0,032$$

$$= 0,16 \text{ kg/cm}^3$$



Gambar 4.11 Grafik untuk mencari nilai f
(Sumber : NAFVAC DM – 7.02, 1971)

$$T = \left(\frac{304594,813 \cdot 32552}{0,16} \right)^{\frac{1}{5}}$$

$$= 144,024 \text{ cm}$$

$$= 1,44 \text{ m}$$

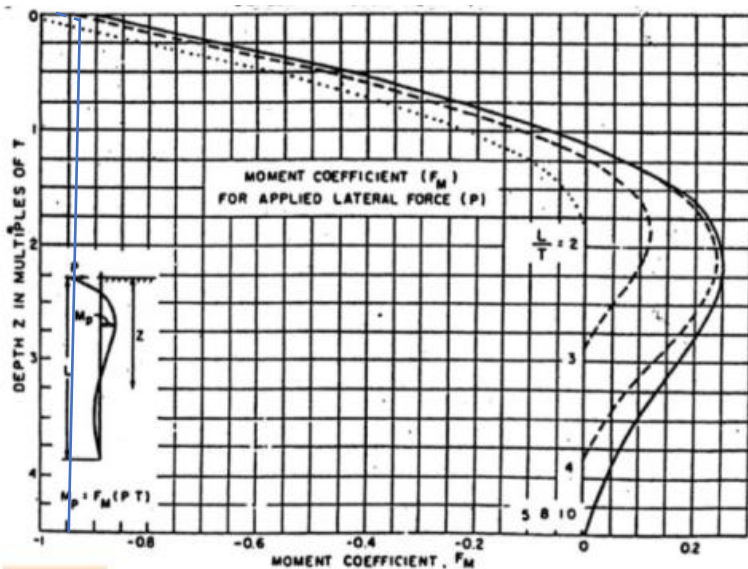
2. Mencari nilai koefisien momen (F_m)

Bagian tiang pancang yang mengalami pergeseran (defleksi) paling besar adalah bagian yang dekat dengan permukaan tanah.

Perhitungan koefisien momen ditentukan dengan menggunakan grafik pada **Gambar 2.7**

Data yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} L &= 4 \text{ m} \\ T &= 1,44 \text{ m} \\ L/T &= 4/1,44 \\ &= 2,778 \end{aligned}$$



Gambar 4.12 Grafik untuk mencari nilai F_m
(Sumber : NAFVAC DM – 7.02, 1971)

Untuk nilai $L/T = 2,778$, digunakan kurva $L/T = 2$ dan 3 pada Gambar 2.7. Nilai Z diasumsikan 0 karena bagian yang memiliki potensi defleksi terbesar adalah pada ujung paling dekat dengan permukaan. Dengan menghubungkan nilai Z dengan kurva L/T menggunakan interpolasi antara $L/T = 2$ dan $L/T = 3$, maka didapatkan nilai $F_m = 0,94$ untuk $L/T = 2,778$.

3. Menghitung besarnya momen

Untuk menghitung besar momen yang bekerja pada tiang pancang, perlu dicari gaya horizontal terbesar (Ph) yang bekerja.

Gaya horizontal terbesar dicari dengan menentukan nilai absolut terbesar dari F_x dan F_y (reaksi perletakan horizontal arah x dan y) dari output SAP2000.

Untuk perletakan **B10**, Ph (arah x) = F_1 yang didapat adalah sebesar 1,523 ton dan Ph (arah y) = F_2 adalah sebesar 0,005 ton. Pada perletakan B10 hasil revisi terdapat 2 buah tiang pancang. Sehingga :

$$Ph \text{ 1 tiang (arah x)} = \frac{1,523}{2} = 0,762 \text{ ton}$$

$$Ph \text{ 1 tiang (arah y)} = \frac{0,005}{2} = 0,002 \text{ ton}$$

Momen maksimum yang terjadi dirumuskan sebagai berikut :

$$M_{\max} = F_m \cdot T \cdot Ph$$

$$M_{\max} \text{ (arah x)} = 0,94 \cdot 1,44 \cdot 0,762 = 1,031 \text{ ton.m}$$

$$M_{\max} \text{ (arah y)} = 0,94 \cdot 1,44 \cdot 0,002 = 0,003 \text{ ton.m}$$

Syarat :

$$M_{\max} \leq M_{\text{crack}}$$

M_{crack} didapatkan dari spesifikasi tiang pancang WIK square dengan $M_{\text{crack}} = 2,520 \text{ ton.m}$, sehingga :

$$M_{\max} \text{ (arah x)} = 1,031 \text{ ton.m} \leq M_{\text{crack}} = 2,520 \text{ ton.m} \rightarrow \text{OK}$$

$$M_{\max} \text{ (arah y)} = 0,003 \text{ ton.m} \leq M_{\text{crack}} = 2,520 \text{ ton.m} \rightarrow \text{OK}$$

Jadi tiang pancang yang digunakan pada titik B10 telah memenuhi persyaratan. Perhitungan untuk semua perletakan dapat dilihat pada **LAMPIRAN D**.

Pada **Tabel 4.13** disajikan hasil revisi evaluasi konfigurasi berdasarkan setelah dilakukan perhitungan kontrol grup tiang pancang.

Tabel 4.13 Hasil Revisi Evaluasi Konfigurasi Setelah Kontrol Grup Tiang Pancang

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
A	-	-	-	1	1	1	1	1	1	-	-	-
B	1	1	2	1	3	2	3	2	2	1	2	1
C	3	6	-	8	-	8	-	8	-	8	-	4
E	3	8	-	10	-	10	-	10	-	10	-	6
G	3	6	-	8	-	6	-	6	-	6	-	3
H	1	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1

4.4.7 Perencanaan Pile Cap

Pile Cap dirancang untuk meneruskan gaya dari struktur atas ke pondasi tiang pancang. Oleh karena itu pile cap harus memiliki kekuatan yang cukup terhadap geser pons dan lentur. Berikut adalah contoh perhitungan pile cap.

Tipe PC – 1

Dimensi poer (B x L)	= 1,25 x 0,7 m
Tebal poer (t)	= 0,5 m
Fy	= 320 Mpa
F'c	= 35 Mpa
Diameter tulangan utama	= 25 mm
Diameter sengkang	= 25 mm
Dimensi kolom	= 400 x 400 mm
β_c	= 400/400 = 1
Selimut beton	= 60 mm
Tinggi efektif balok poer	
Arah x (d_x)	= 500-60-0,5x25 = 427,5 mm
Arah y (d_y)	= 500-60-25-0,5x25 = 402,5 mm
Geser dua arah disekitar kolom,	= 2 x (0,4+0,3)
(bo)	= 1,4 m
Gaya geser, Vu	= 24,177 ton

1. Kontrol Pons

Dalam merencanakan pile cap harus dipenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1. Kuat geser yang disumbangkan beton dirumuskan dengan perumusan sebagai berikut, dimana V_c digunakan yang terkecil.

Batas 1

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'} c b_0 d$$

$$= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) \cdot 1 \cdot \sqrt{35} \cdot 1400 \cdot 427,5 \times 10^{-3} = 1805,795 \text{ kN}$$

Batas 2

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_0} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'} c b_0 d$$

$$= 0,083 \left(\frac{30 \cdot 427,5}{1400} + 2 \right) \cdot 1 \cdot \sqrt{35} \cdot 1400 \cdot 427,5 \times 10^{-3}$$

$$= 3279,958 \text{ Kn}$$

Batas 3

$$V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'} c b_0 d$$

$$= 0,33 \cdot 1 \cdot \sqrt{35} \cdot 1400 \cdot 427,5 \times 10^{-3} = 1168,455 \text{ kN}$$

Berdasarkan perhitungan di atas, didapatkan nilai V_c yang terkecil, maka :

$$\phi V_c = 0,75 \cdot 1168,455 = 876,342 \text{ kN} = 87,634 \text{ ton}$$

Maka, $V_u = 24,177 \text{ ton} < \phi V_c = 87,634 \text{ ton} \rightarrow \text{OK}$

2. Penulangan Lentur

Untuk penulangan lentur, momen pada pile cap didapat dari beban aksial. Momen yang bekerja :

- Penulangan Arah X

$$M_x = 0,380 \text{ tm}$$

Dengan $f'_c = 35 \text{ Mpa}$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_{min} = 0,002$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{320}{0,85 \times 35} = 10,756$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d_x^2} = \frac{0,380}{0,75 \times 1400 \times 427,5^2} = 0,00198$$

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

$$= \frac{1}{10,756} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 10,756 \cdot 0,00198}{320}} \right) = 6,188 \times 10^{-6}$$

$$\rho_{perlu} = 6,188 \times 10^{-6} < \rho_{min} = 0,002 \rightarrow \rho_{pakai} = 0,002$$

Sehingga tulangan yang dibutuhkan adalah :

$$A_{Sperlu} = \rho_{pakai} b d = 0,002 \cdot 1400 \cdot 427,5 = 1197 \text{ mm}^2$$

Dengan jumlah tulangan ($A_{Stulangan} = \frac{1}{4}\pi d^2 = \frac{1}{4}\pi(25)^2 = 490,874 \text{ mm}^2$)

$$n = \frac{A_{Sperlu}}{A_{Stulangan}} = \frac{1197}{490,874} = 2,439 = 4 \text{ buah}$$

Dengan jarak tulangan yang memiliki S maks = 450 mm

$$S = \frac{b}{n} = \frac{1400}{4} = 350 \text{ mm} \rightarrow \text{digunakan } S = 250 \text{ mm}$$

Berdasarkan perhitungan di atas, maka digunakan tulangan lentur D25-250 mm.

- Penulangan Arah Y

$$M_y = 3,198 \text{ tm}$$

Dengan $f'_c = 35 \text{ Mpa}$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_{min} = 0,002$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{320}{0,85 \times 35} = 10,756$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d_x^2} = \frac{3,198}{0,75 \times 1400 \times 427,5^2} = 0,0167$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{10,756} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 10,756 \cdot 0,0167}{320}} \right) = 5,220 \times 10^{-5} \\ \rho_{\text{perlu}} &= 5,220 \times 10^{-5} < \rho_{\text{min}} = 0,002 \rightarrow \rho_{\text{pakai}} = 0,002\end{aligned}$$

Sehingga tulangan yang dibutuhkan adalah :

$$A_{S\text{perlu}} = \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d = 0,002 \cdot 1400 \cdot 427,5 = 1197 \text{ mm}^2$$

Dengan jumlah tulangan ($A_{S\text{tulangan}} = \frac{1}{4}\pi d^2 = \frac{1}{4}\pi(25)^2 = 490,874 \text{ mm}^2$)

$$n = \frac{A_{S\text{perlu}}}{A_{S\text{tulangan}}} = \frac{1197}{490,874} = 2,439 = 4 \text{ buah}$$

Dengan jarak tulangan yang memiliki S maks = 450 mm

$$S = \frac{b}{n} = \frac{1400}{4} = 350 \text{ mm} \rightarrow \text{digunakan } S = 250 \text{ mm}$$

Berdasarkan perhitungan di atas, maka digunakan tulangan lentur D25-250 mm.

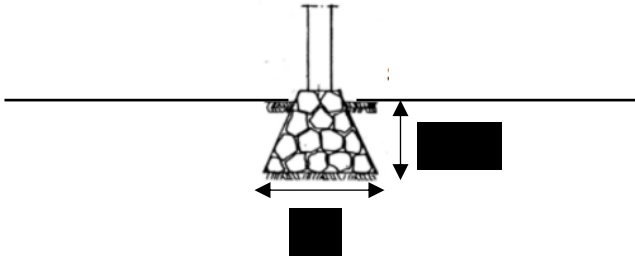
Perhitungan untuk masing-masing tipe pile cap dapat dilihat pada **LAMPIRAN E**.

4.5 Perencanaan Pondasi Menerus Batu Kali

Perencanaan pondasi menerus batu kali dilakukan di atas tanah pasir sesuai data uji SPT. Pemilihan alternatif pondasi menerus batu kali ini dikarenakan tanah dasar pada kasus ini adalah pasir yang memiliki daya sukung yang cukup tinggi dibandingkan dengan tanah lempung.

4.5.1 Perhitungan Daya Dukung

Pada Tugas Akhir ini, perhitungan kapasitas daya dukung tanah di bawah pondasi direncanakan menggunakan rumus daya dukung tanah asli berdasarkan Terzaghi. Berikut disajikan gambaran dari data perencanaan pondasi menerus batu kali pada **Gambar 4.13**



Gambar 4.13 Perencanaan pondasi menerus batu kali

Berdasarkan data tanah pada bab sebelumnya, didapatkan parameter tanah sebagai berikut :

$$\gamma = 1,58 \text{ t/m}^2$$

$$\phi = 29 \text{ derajat}$$

$$c_u = 0 \text{ (Pasir)}$$

Karena $\phi = 29 > 28$, maka keruntuhan diasumsikan *general shear failure*.

Sehingga menggunakan rumus Terzaghi seperti berikut :

$$Q_{ult} = c \cdot N_c + D_f \cdot \gamma \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

Dari **Tabel 2.7** didapatkan nilai koefisien Terzaghi sebagai berikut :

$$\phi = 29 \text{ derajat} \rightarrow N_c = 34,78 ; N_q = 20,54 ; N_\gamma = 17,7$$

Direncanakan terdapat 2 tipe lebar pondasi, yakni ukuran 1 meter dan ukuran 1,5 meter.

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= c \cdot N_c + D_f \cdot \gamma \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \\ (B=1,5\text{m}) &= 0 + (1) \cdot (1,58) \cdot (20,54) + 0,5 \cdot (1,58) \cdot (1,5) \cdot (17,7) \\ &= 53,428 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= c \cdot N_c + D_f \cdot \gamma \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \\ (B=1,0\text{m}) &= 0 + (1) \cdot (1,58) \cdot (20,54) + 0,5 \cdot (1,58) \cdot (1,0) \cdot (17,7) \\ &= 46,436 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

4.5.2 Kontrol Daya Dukung Pondasi Menerus

Kontrol daya dukung pondasi menerus dilakukan dengan membandingkan antara tegangan yang terjadi akibat beban di atas tanah dengan kapasitas daya dukung tanah dasar pondasi. Untuk menghitung tegangan yang terjadi akibat beban struktur (gedung) dapat dilakukan dengan menggunakan 2 metode, yaitu :

1. Mengasumsikan beban pada masing-masing kolom dalam satu strip menjadi satu resultante beban yang kemudian dibagi dengan luas alas pondasi sehingga menjadi beban merata, dengan kata lain dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$Q = \frac{\sum P}{L.B}$$

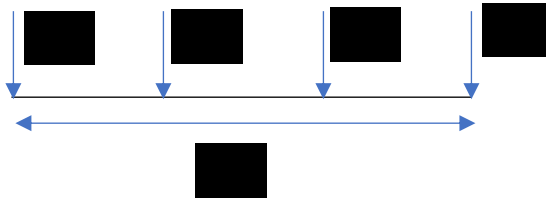
Dengan

Q = Tegangan akibat beban di atas tanah (ton/m²)

$\sum P$ = Jumlah beban pada kolom dalam satu trip (ton)

L = Panjang strip (m)

B = Lebar pondasi (m)



Gambar 4.14 Ilustrasi pembebanan pondasi menerus

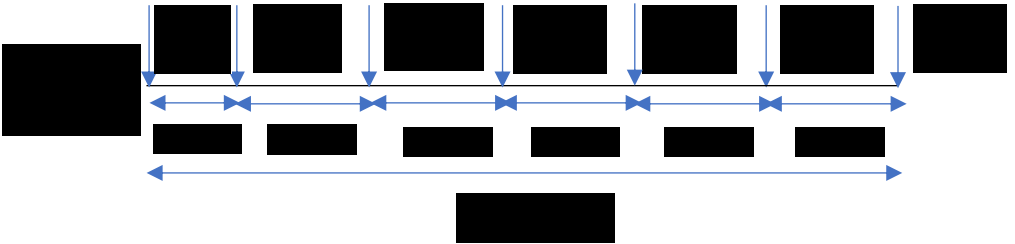
2. Mengasumsikan pondasi menerus seperti *mat foundation*, sehingga langkah-langkah perhitungan daya dukung seperti pada perhitungan *mat foundation*.

Selain itu, dalam perhitungan kontrol daya dukung pondasi menerus perlu dilakukan pembagian strip menjadi 2 tinjauan strip (lajur), yakni lajur arah x dan lajur arah y. Langkah perhitungan daya dukung pondasi menerus adalah sebagai berikut dengan contoh yang diambil adalah Grid

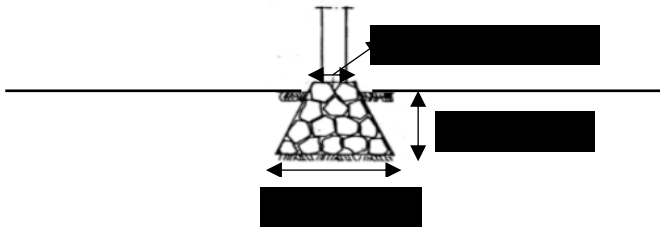
Perhitungan tegangan akibat beban sesuai dengan asumsi kondisi pada penjelasan sebelumnya. Dalam perhitungan tinjauan strip ini berlaku sumbu x dan y.

1. Asumsi beban merata

• Grid E



$$\begin{aligned} \sum P &= 655,882 \text{ ton} \\ B_{\text{pond}} &= 1,5 \text{ m} \\ L_{\text{pond}} &= 44 \text{ m} \\ A &= B \cdot L = 1,5 \cdot 44 = 66 \text{ m}^2 \\ D_f = t_{\text{pond}} &= 1 \text{ m} \\ L_a &= 0,5 \text{ m (Lebar atas)} \\ \gamma_{\text{pond}} &= 2200 \text{ kg/m}^3 = 2,2 \text{ ton/m}^3 \end{aligned}$$



Gambar 4.15 Perencanaan dimensi batu kali B = 1,5 m

$$A_{\text{pond}} = \text{Luas trapesium} = \frac{(L_a + B) \cdot D_f}{2} = \frac{(0,5 + 1,5) \cdot 1}{2} = 1,00 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\text{pond}} = \frac{\gamma_{\text{pond}} \cdot A_{\text{pond}}}{B} = \frac{2,2 \cdot 0,75}{1,5} = 1,467 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma &= (\sum P / A) + \sigma_{\text{pond}} \\ &= (655,882 / 66) + 1,467 \\ &= 9,938 + 1,467 \\ &= 11,404 \text{ t/m}^3 \end{aligned}$$

$$Q_{\text{ult}(B=1,5\text{m})} = 53,428 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned} Q_{ijin} &= Q_{ult}/3 \\ &= 53,428/3 \\ &= 17,809 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Sehingga diperoleh :

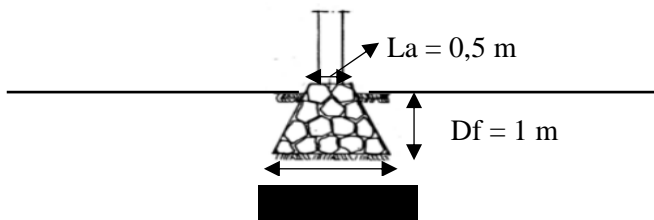
$$\sigma = 11,404 \text{ t/m}^3 < Q_{ijin} = 17,809 \text{ t/m}^2 \text{ (OK)}$$

2. Asumsi strip dengan resultante

• Grid E



$$\begin{aligned} \sum P &= 655,882 \text{ ton} \\ B_{\text{pond}} &= 44 \text{ m} \\ L_{\text{pond}} &= 1,5 \text{ m} \\ A &= B \cdot L = 44 \cdot 1,5 = 66 \text{ m}^2 \\ D_f = t_{\text{pond}} &= 1 \text{ m} \\ L_a &= 0,5 \text{ m (Lebar atas)} \\ \gamma_{\text{pond}} &= 2200 \text{ kg/m}^3 = 2,2 \text{ ton/m}^3 \end{aligned}$$



Gambar 4.16 Perencanaan dimensi batu kali B = 1,5 m

$$\begin{aligned} A_{\text{pond}} &= \text{Luas trapesium} = \frac{(L_a+B) \cdot D_f}{2} = \frac{(0,5+1,5) \cdot 1}{2} = 1,00 \text{ m}^2 \\ \sigma_{\text{pond}} &= \frac{\gamma_{\text{pond}} \cdot A_{\text{pond}}}{B} = \frac{2,2 \cdot 1}{1,5} = 1,467 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Tabel 4.14 Perhitungan Gaya Pondasi Menerus

Joint	P (ton)	Jarak x (m)	Jarak y (m)	F. x (ton.m)	F. y (ton.m)
163	65,283	44	0,5	2872,430	32,641
164	120,882	36	0,5	4351,759	60,441
165	115,085	28	0,5	3222,372	57,542
166	112,466	20	0,5	2249,316	56,233
167	117,919	12	0,5	1415,027	58,959
168	91,812	4	0,5	367,247	45,906
169	32,436	0	0,5	0	16,218
Jumlah		Total		14478,150	327,441

$$X' = \frac{\sum F \cdot x}{\sum P} = \frac{14478,150}{655,882} = 22,074 \text{ m}$$

$$e_x = X' - (B/2) = 22,074 - (44/2) = 0,074 \text{ m}$$

$$Y' = \frac{\sum F \cdot y}{\sum P} = \frac{327,441}{655,882} = 0,5 \text{ m}$$

$$e_y = Y' - (L/2) = 0,5 - (1,0/2) = 0 \text{ m}$$

$$M_x = \sum P \cdot e_y = 655,882 (0) = 0 \text{ ton.m}$$

$$M_y = \sum P \cdot e_x = 655,882 (0,074) = 48,744 \text{ ton.m}$$

$$I_y = (1/12)BL^3 = (1/12) \cdot 44 \cdot 1,5^3 = 12,375 \text{ m}^4$$

$$I_x = (1/12)B^3L = (1/12) \cdot 1,5 \cdot 44^3 = 10648,000 \text{ m}^4$$

Maka besarnya distribusi tegangan yang terjadi di bawah pondasi menggunakan persamaan berikut :

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

$$= \frac{655,882}{66} \pm \frac{0 \cdot Y}{12,375} \pm \frac{48,744 \cdot X}{10648}$$

$$q_{\max(163)} = \frac{655,882}{66} + \frac{48,744(44-22,074)}{10648}$$

$$= 10,038 \text{ t/m}^2$$

$$q_{\max(164)} = \frac{655,882}{66} + \frac{48,744(36-22,074)}{10648}$$

$$= 10,001 \text{ t/m}^2$$

$$q_{\max(165)} = \frac{655,882}{66} + \frac{48,744(28-22,074)}{10648}$$

$$= 9,965 \text{ t/m}^2$$

$$q_{\max(166)} = \frac{655,882}{66} + \frac{48,744(20-22,074)}{10648}$$

$$= 9,928 \text{ t/m}^2$$

$$q_{\max(167)} = \frac{655,882}{66} + \frac{48,744(12-22,074)}{10648}$$

$$= 9,891 \text{ t/m}^2$$

$$q_{\max(168)} = \frac{655,882}{66} + \frac{48,744(4-22,074)}{10648}$$

$$= 9,855 \text{ t/m}^2$$

$$q_{\max(169)} = \frac{655,882}{66} + \frac{48,744(0-22,074)}{10648}$$

$$= 9,837 \text{ t/m}^2$$

Kontrol $q_{\max} + \sigma_{\text{pond}} < Q_{\text{ijin}}$

$$Q_{\text{ult}} = 53,428 \text{ t/m}^2 \rightarrow Q_{\text{ijin}} = Q_{\text{ult}}/3 = 53,428 / 3 = 17,809 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{(163)} = q_{\max(163)} + \sigma_{\text{pond}} = 9,947 + 1,467 = 11,505 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{(164)} = q_{\max(164)} + \sigma_{\text{pond}} = 9,944 + 1,467 = 11,468 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{(165)} = q_{\max(165)} + \sigma_{\text{pond}} = 9,940 + 1,467 = 11,431 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{(166)} = q_{\max(166)} + \sigma_{\text{pond}} = 9,937 + 1,467 = 11,395 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{(167)} = q_{\max(167)} + \sigma_{\text{pond}} = 9,933 + 1,467 = 11,358 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{(168)} = q_{\max(168)} + \sigma_{\text{pond}} = 9,930 + 1,467 = 11,322 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{(169)} = q_{\max(169)} + \sigma_{\text{pond}} = 9,928 + 1,467 = 11,303 \text{ t/m}^2$$

Sehingga diperoleh :

$$\sigma_{(163)} = 11,505 \text{ t/m}^2 < Q_{\text{ijin}} = 17,809 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_{(164)} = 11,468 \text{ t/m}^2 < Q_{\text{ijin}} = 17,809 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_{(165)} = 11,431 \text{ t/m}^2 < Q_{\text{ijin}} = 17,809 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_{(166)} = 11,395 \text{ t/m}^2 < Q_{ijin} = 17,809 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_{(167)} = 11,358 \text{ t/m}^2 < Q_{ijin} = 17,809 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_{(168)} = 11,322 \text{ t/m}^2 < Q_{ijin} = 17,809 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_{(167)} = 11,303 \text{ t/m}^2 < Q_{ijin} = 17,809 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Dari perhitungan kedua metode tersebut didapatkan bahwa untuk Grid A :

1. Asumsi beban merata

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

$$\sigma = 11,404 \text{ t/m}^3 < Q_{ijin} = 17,809 \text{ t/m}^2 \text{ (OK)}$$

2. Asumsi strip dengan resultante

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

$$\sigma_{(163)} = 11,505 \text{ t/m}^2 < Q_{ijin} = 17,809 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_{(164)} = 11,468 \text{ t/m}^2 < Q_{ijin} = 17,809 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_{(165)} = 11,431 \text{ t/m}^2 < Q_{ijin} = 17,809 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_{(166)} = 11,395 \text{ t/m}^2 < Q_{ijin} = 17,809 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_{(167)} = 11,358 \text{ t/m}^2 < Q_{ijin} = 17,809 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_{(168)} = 11,322 \text{ t/m}^2 < Q_{ijin} = 17,809 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_{(167)} = 11,303 \text{ t/m}^2 < Q_{ijin} = 17,809 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Maka, dari perhitungan kedua metode tersebut yang digunakan adalah Grid E yang merupakan strip dengan beban terbesar sebagai kondisi paling kritis. Sehingga untuk memudahkan pekerjaan digunakan lebar pondasi yang seragam, yaitu $B = 1,5 \text{ m}$. Perhitungan untuk semua strip dapat dilihat pada **LAMPIRAN F**.

4.5.3 Kontrol Tahanan Geser dan Penurunan Ijin

Ketahanan terhadap geser (*sliding resistance*) harus minimum 1,5 kali lebih besar (static) dan 1,1 (seismic) akibat gaya geser yang disebabkan oleh beban rencana. Tahanan geser yang diperhitungkan adalah *base shear* dan tahanan pasif. Namun, tahanan pasif harus diabaikan kecuali dapat dipastikan bahwa

tekanan pasif dapat dipastikan tetap ada selama umur rencana (Pasal 9.3.3 SNI 8460-2017).

Dikarenakan gaya geser yang diberikan pada pondasi diakibatkan oleh gaya gempa yang direncanakan besarnya, maka SF yang digunakan adalah 1.1. Berikut adalah contoh kontrol tahanan geser pondasi pada posisi A66

$$F3 = 6,384 \text{ ton}$$

$$\phi = 29^\circ$$

$$\begin{aligned} \text{Tahanan geser} &= \frac{Fz \cdot \tan\phi}{SF} \\ &= \frac{6,384 \cdot \tan(29)}{1,1} \\ &= 3,217 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$F_x = 0,636 \text{ ton} < \text{Tahanan geser} = 3,217 \text{ ton} \rightarrow \text{OK}$$

$$F_y = 0,444 \text{ ton} < \text{Tahanan geser} = 3,217 \text{ ton} \rightarrow \text{OK}$$

Besarnya penurunan total dan beda penurunan yang diizinkan ditentukan berdasarkan toleransi struktur atas dan bangunan sekitar yang harus ditinjau berdasarkan masing-masing kasus tersendiri dengan mengacu pada integritas, stabilitas dan fungsi dari struktur di atasnya. Penurunan izin < 15 cm (Pasal 9.2.4.3 SNI 8460-2017). Dikarenakan tanah dasar pada bangunan terminal penumpang ini berjenis pasir, maka dari itu pemampatan yang terjadi adalah pemampatan segera (*immediate settlement*). Berikut adalah contoh kontrol penurunan segera pondasi pada strip A.

$$\sigma_{\text{strip}} = 4,683 \text{ m}$$

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

$$\mu = 0,3$$

$$E = 12 \text{ Mpa} = 1200 \text{ ton/m}^2$$

$$I_p = 1,06 \text{ (Kaku rata-rata)}$$

$$S_i = 4,683.1,5 \cdot \frac{1-0,3^2}{1200} \cdot 1,06 = 0,00376 \text{ m} = 0,376 \text{ cm}$$

$S_i < \text{Penurunan ijin}$

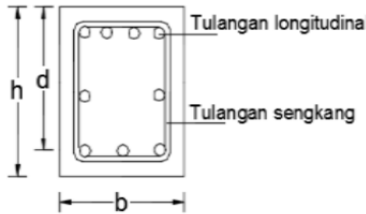
$$0,376 \text{ cm} < 15 \text{ cm} \rightarrow \text{OK!}$$

Perhitungan kontrol geser dan penurunan ijin untuk semua strip dapat dilihat pada **LAMPIRAN F**.

4.6 Perhitungan Sloof

Mmax	= 51,528 kN.m
Dimensi Balok	= 25 x 30
Tebal decking (d')	= 40 mm (SNI 2847 – 2013)
Tulangan longitudinal (ϕ)	= 16 mm
Tulangan sengkang (D)	= 12 mm
Mutu tulangan (f_y)	= 400 MPa
Mutu beton (f'_c)	= 30 MPa
Tebal efektif (d)	= $h - (d' + \phi + 0,5D)$
	= $300 - (40 + 16 + 0,5(12))$
	= 238 mm

Keterangan jarak untuk perhitungan tulangan dapat dilihat pada **Gambar 4.17**



Gambar 4.17 Diagram Penulangan Lentur Sloof

- Menentukan β_1

Jika $f'_c \leq 30 \text{ MPa}$, $\beta_1 = 0,85$

Jika $f'_c > 30 \text{ MPa}$, $\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7}$

Karena $f'_c = 30 \text{ MPa}$, maka $\beta_1 = 0,85$

- Menentukan batas rasio tulangan ρ

$$\begin{aligned}
 - \rho_b &= \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 \rho_b &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\
 \rho_b &= 0,032153 \\
 - \rho_{\max} &= 0,025 \\
 - \rho_{\max} &= 0,75 \rho_b \\
 \rho_{\max} &= 0,75 \cdot 0,032153 \\
 \rho_{\max} &= 0,024384 \\
 - \rho_{\min} &= \frac{0,25 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} \\
 \rho_{\min} &= \frac{0,25 \cdot \sqrt{30}}{400} \\
 \rho_{\min} &= 0,0032423 \\
 - \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{400} \\
 \rho_{\min} &= 0,0035
 \end{aligned}$$

Untuk ρ_{\min} dipilih yang terbesar dan ρ_{\max} dipilih yang terkecil sehingga dipakai :

- $\rho_{\min} = 0,0035$
- $\rho_{\max} = 0,0244$
- Menentukan nilai m

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \cdot f'c} \\
 m &= \frac{400}{0,85 \cdot 30} \\
 m &= 15,69
 \end{aligned}$$

- Menentukan nilai Rn

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d^2}$$

$$\text{Untuk } Mu = M_{\max} = 51,528 \text{ kN.m} = 51528000 \text{ Nmm}$$

dan $\phi = 0,9$ (struktur lentur/tarik)

Sehingga :

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{51528000}{0,9 \cdot 200 \cdot 238^2} \\ &= 5,054 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- Menentukan nilai ρ

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,69 \cdot 5,054}{400}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,014$$

Syarat : $\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{max}}$

$$\rho_{\text{min}} = 0,0035 < \rho_{\text{perlu}} = 0,014 < \rho_{\text{max}} = 0,0244$$

Sehingga dipakai $\rho_{\text{pakai}} = 0,014$

- Menentukan luas tulangan perlu (A_s)

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,014 \cdot 200 \cdot 238$$

$$= 666,4 \text{ mm}^2$$

- Menentukan jumlah tulangan (n)

$$n = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \phi^2}$$

$$n = \frac{666,4}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2}$$

$$n = 3,314 \approx 4 \text{ buah}$$

4.7 Estimasi Biaya Kebutuhan Material

Estimasi biaya kebutuhan material pada Tugas Akhir ini memperhitungkan biaya material untuk penambahan tiang pancang pada evaluasi tiang pancang eksisting dan pondasi menerus dari batu kali. Rekap volume pekerjaan dapat dilihat pada **subbab 4.6.1**, sedangkan estimasi biaya material dapat dilihat pada **subbab 4.6.2**.

4.6.1 Rekap Volume Pekerjaan

Sebelum menghitung rencana anggaran biaya, yang harus dilakukan terlebih dahulu adalah merekap volume pekerjaan dari masing-masing alternatif. Perhitungan volume dibatasi hanya pada perhitungan material. Rekap volume penambahan pondasi tiang dapat dilihat pada **Tabel 4.15**, sedangkan rekap volume pondasi batu kali dapat dilihat pada **Tabel 4.16**.

Tabel 4.15 Rekap Volume Penambahan Pondasi Tiang

No	Jenis Pekerjaan	Satuan	Volume
1	Pekerjaan Pemancangan		
	- Pengadaan Tiang Pancang 25x25	buah	103
2	Pekerjaan Poer (Pile Cap)		
	- Poer 1 tiang (150 kg besi)	m3	2,250
	- Poer 2 tiang (150 kg besi)	m3	3,125
	- Poer 3 tiang (150 kg besi)	m3	3,000
	- Poer 4 tiang (150 kg besi)	m3	0,781
	- Poer 6 tiang (150 kg besi)	m3	7,500
	- Poer 8 tiang (150 kg besi)	m3	10,313
	- Poer 10 tiang (150 kg besi)	m3	8,750
	- Pengaku antar poer balok 25 x 30 cm (200 kg besi)	m3	31,800

Tabel 4.16 Rekap Volume Pondasi Batu Kali

No	Jenis Pekerjaan	Satuan	Volume
1	Pekerjaan Pengurugan	m3	1004,4
2	Pekerjaan Pemasangan Batu Kali Belah (1pc : 1/4kp : 5ps)	m3	63,6
3	Pekerjaan Sloof 25 x 30 cm (200 kg)	m3	31,8

4.6.2 Estimasi Rencana Anggaran Biaya Material

Perhitungan estimasi rencana anggaran biaya pada Tugas Akhir ini berdasarkan HSPK Surabaya tahun 2019. Rencana anggaran biaya material untuk penambahan pondasi tiang dapat dilihat pada **Tabel 4.17**, sedangkan untuk pondasi batu kali dapat dilihat pada **Tabel 4.18**.

Tabel 4.17 Estimasi Biaya Penambahan Tiang Pancang

No	Jenis Pekerjaan	Satuan	Volume	Harga Satuan (Rp)	Total Harga (Rp)
1	Pekerjaan Pemancangan				
	- Pengadaan Tiang Pancang 25x25	buah	97	Rp 3.000.000	Rp 291.000.000
2	Pekerjaan Poer (Pile Cap)				
	- Poer 1 tiang (150 kg besi)	m3	2,250	Rp 3.812.800,00	Rp 8.578.800,00
	- Poer 2 tiang (150 kg besi)	m3	3,125	Rp 3.812.800,00	Rp 11.915.000,00
	- Poer 3 tiang (150 kg besi)	m3	3,000	Rp 3.812.800,00	Rp 11.438.400,00
	- Poer 4 tiang (150 kg besi)	m3	0,781	Rp 3.812.800,00	Rp 2.978.750,00
	- Poer 6 tiang (150 kg besi)	m3	7,500	Rp 3.812.800,00	Rp 28.596.000,00
	- Poer 8 tiang (150 kg besi)	m3	10,313	Rp 3.812.800,00	Rp 39.319.500,00
	- Poer 10 tiang (150 kg besi)	m3	8,750	Rp 3.812.800,00	Rp 33.362.000,00
	- Pengaku antar poer balok 25 x 30 cm (200 kg besi)	m3	31,800	Rp 4.807.970,00	Rp 152.893.446,00
Jumlah (Rp)					Rp 580.081.896

Tabel 4.18 Estimasi Biaya Pondasi Batu Kali

No	Jenis Pekerjaan	Satuan	Volume	Harga Satuan (Rp)	Total Harga (Rp)
1	Pekerjaan Pengurugan	m3	1004,4	Rp 259.500	Rp 260.641.800
2	Pekerjaan Pemasangan Batu Kali Belah (1pc : 1/4kp : 5ps)	m3	63,6	Rp 1.151.267	Rp 73.220.581
3	Pekerjaan Sloof 25 x 30 cm (200 kg)	m3	31,8	Rp 4.807.970	Rp 152.893.446
Jumlah (Rp)					Rp 486.755.827

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil evaluasi dan perencanaan pada Tugas Akhir ini, maka dapat disimpulkan beberapa hal sebagai berikut :

1. Kondisi tanah di lapangan dari hasil uji SPT tergolong tanah dengan konsistensi *Sand Loose to Dense* ($10 \leq \text{NSPT} \leq 60$). Daya dukung tanah pada kedalaman 4 meter berdasarkan perhitungan Metode Meyerhof sebesar $Q_{ult} = 56,256$ ton, sedangkan untuk perhitungan Metode Luciano Decourt sebesar $Q_{ult} = 42,333$ ton. Selain itu daya dukung tanah berdasarkan tes PDA dan tes kalendering di lapangan didapatkan nilai rata-rata sebesar $Q_{ult} = 144,423$ ton.
2. Reaksi perletakan didapatkan dari *output* program bantu SAP yang dapat dilihat pada **LAMPIRAN B** dan setelah dilakukan evaluasi, terdapat beberapa titik yang membutuhkan penambahan tiang, dimana perhitungan evaluasi dapat dilihat pada **LAMPIRAN D**.
3. Berdasarkan perhitungan evaluasi, didapatkan rekapan sebagai berikut :

Jumlah pile eksisting = 87 tiang

Kapasitas lateral = 95 tiang

Hasil tes PDA dan Kalendering = 87 tiang

Hasil daya dukung SPT metode Luciano = 145 tiang

Dalam hal ini penambahan pada masing-masing evaluasi berturut-turut sebanyak 8 tiang, tidak ada penambahan, dan 58 tiang sebelum dilakukan kontrol daya dukung tiang pancang grup. Namun setelah dilakukan kontrol daya dukung tiang dalam grup, didapatkan jumlah tiang yang dibutuhkan yaitu sebanyak 184 tiang, yang artinya diperlukan penambahan tiang sebanyak 97 tiang dari kondisi eksisting. Penambahan tiang tersebut telah memenuhi persyaratan kontrol kapasitas aksial, kapasitas lateral material, dan kontrol momen.

4. Alternatif pondasi batu kali yang dapat digunakan pada pembangunan Terminal penumpang Pelabuhan Ippi, Ende, NTT adalah sebagai berikut :
B = 1,5 m
Df = tinggi pondasi = 1,0 m
Lebar bagian atas = 0,5 m
5. Perbandingan biaya material antara kedua alternatif tersebut tidak terlalu besar. Alternatif pondasi batu kali menunjukkan harga yang lebih murah yaitu sebesar Rp580.081.896, dibandingkan dengan alternatif penambahan pondasi tiang yaitu sebesar Rp486.755.827.

5.2 Saran

Saran untuk perhitungan pondasi dengan metode perencanaan ini adalah sebagai berikut :

1. Untuk menghemat biaya pembangunan Terminal Penumpang Pelabuhan Ippi, Ende, Nusa Tenggara Timur maka sebaiknya menggunakan pondasi menerus batu kali dengan estimasi biaya material sebesar Rp 486.755.827, selain itu dilihat dari proses pengerjaannya pondasi menerus batu kali relatif lebih mudah dibandingkan dengan pondasi tiang pancang.
2. Diperlukan pertimbangan mengenai ketersediaan batu kali di daerah sekitar proyek, karena apabila di daerah sekitar tidak tersedia material batu kali maka biaya pengadaan perlu ditambahkan.
3. Diperlukan perhitungan biaya yang lebih cermat, teliti, dan tepat sesuai harga di pasaran.
4. Perlu mempertimbangkan jenis pondasi dangkal lainnya sebagai alternatif, seperti pondasi cakar ayam, pondasi tikan, dan lainnya.
5. Perlu adanya analisa lebih lanjut terkait potensi likuifaksi, mengingat kondisi tanah di area proyek adalah pasir.

DAFTAR PUSTAKA

- Bowles, J. E. 1983. *Analisa dan Desain Pondasi Jilid II*. Jakarta: Erlangga
- Bowles, J. E. 1992. *Analisa dan Desain Pondasi Jilid I*. Jakarta: Erlangga
- Das, Braja M. (translated by Mochtar N.E., and Mochtar I.B.). 1985. *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknik) Jilid I*. Jakarta: Erlangga.
- Das, Braja M. (translated by Mochtar N.E., and Mochtar I.B.). 1985. *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknik) Jilid II*. Jakarta: Erlangga.
- Das, Braja M. 2011. *Principles of Foundation Engineering 7th Edition*. USA: Cengage Learning.
- Direktorat Jenderal Cipta Karya. 2006. *Pedoman Teknis Rumah dan Bangunan Gedung Tahan Gempa*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Hardiyatmo, H.C. 2002. *Teknik Pondasi 2, Edisi keempat Jilid 2*. Erlangga, Jakarta.
- Hardiyatmo, H. C. 2010. *Analisis dan Perancangan Fondasi*. Yogyakarta: UGM Press.
- Noorlaelasari, Yullianty. 2010. *Modul Ajar Pondasi Dangkal (Pondasi Menerus, Pondasi Setempat, dan Pondasi Rakit/Pelat)*. Bandung: Jurusan Teknik Sipil Politeknik Negeri Bandung.
- Sardjono, H. S. 1991. *Pondasi Tiang Pancang Jilid 2*. Surabaya: Sinar Wijaya.
- SNI 2847-2013. *Tata Cara Perencanaan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung*

Untung, Djoko. 2012. *Bahan Ajar Rekayasa Pondasi dan Timbunan*. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS.

Wahyudi, Herman. 1999. *Daya Dukung Pondasi Dalam*. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS.

Wai, Yekong, Cheng Aik Neoh, dan M. Nuri Salimin. 2006. *Design and Construction of Driven Pile Foundations: 8 Steps to Practice Modern Piling*. Kuala Lumpur: Traswaja Technology.

LAMPIRAN

LAMPIRAN A

- | | |
|-----------------------------|-----------|
| 1. Data Tanah Hasil Uji SPT | [2 – 6] |
| 2. Hasil Tes Kalendering | [7 – 12] |
| 3. Hasil Tes PDA | [13 – 27] |

**DRAFT LAPORAN
PENYELIDIKAN TANAH
(SOIL INVESTIGATION)
DATA N_{SPT}
TITIK BOR : T₄, T₅, T₆**



**PROYEK
PT. PELABUHAN INDONESIA III (PERSERO)
PELABUHAN IPPi - ENDE NTT**

2017



1/16/17

F 3 ✓

F 2 ✓

1- 0.70m
 2- 0.77m
 3- 0.71m
 4- 0.66m
 5- 0.70m
 6- 0.61m
 7- 0.68m

0.68m

0.44m

~~12/15/17~~

1- 0.90m
 2- 0.86m
 3- 0.80m
 4- 0.74m
 5- 0.75m
 6- 0.80m
 7- 0.80m
 8- 0.66m
 9- 0.70m

0.66m

~~12/15/17~~

1/10/17

5 mm



E5C

- 1= 0,6 cm
- 2= 0,7 cm
- 3= 0,6 cm
- 4= 0,8 cm
- 5= 0,8 cm
- 6= 1 cm
- 7= 0,7 cm
- 8= 0,5 cm
- 9= 0,9 cm

- 0,66 cm



1/15/17

F 3 ✓

F 2 ✓

1-0.8cm
 2-0.8cm
 3-0.8cm
 4-0.8cm
 5-0.8cm
 6-0.8cm
 7-0.8cm
 8-0.8cm
 9-0.8cm
 10-0.8cm
 11-0.8cm
 12-0.8cm
 13-0.8cm
 14-0.8cm
 15-0.8cm
 16-0.8cm
 17-0.8cm
 18-0.8cm
 19-0.8cm
 20-0.8cm
 21-0.8cm
 22-0.8cm
 23-0.8cm
 24-0.8cm
 25-0.8cm
 26-0.8cm
 27-0.8cm
 28-0.8cm
 29-0.8cm
 30-0.8cm
 31-0.8cm
 32-0.8cm
 33-0.8cm
 34-0.8cm
 35-0.8cm
 36-0.8cm
 37-0.8cm
 38-0.8cm
 39-0.8cm
 40-0.8cm
 41-0.8cm
 42-0.8cm
 43-0.8cm
 44-0.8cm
 45-0.8cm
 46-0.8cm
 47-0.8cm
 48-0.8cm
 49-0.8cm
 50-0.8cm
 51-0.8cm
 52-0.8cm
 53-0.8cm
 54-0.8cm
 55-0.8cm
 56-0.8cm
 57-0.8cm
 58-0.8cm
 59-0.8cm
 60-0.8cm
 61-0.8cm
 62-0.8cm
 63-0.8cm
 64-0.8cm
 65-0.8cm
 66-0.8cm
 67-0.8cm
 68-0.8cm
 69-0.8cm
 70-0.8cm
 71-0.8cm
 72-0.8cm
 73-0.8cm
 74-0.8cm
 75-0.8cm
 76-0.8cm
 77-0.8cm
 78-0.8cm
 79-0.8cm
 80-0.8cm
 81-0.8cm
 82-0.8cm
 83-0.8cm
 84-0.8cm
 85-0.8cm
 86-0.8cm
 87-0.8cm
 88-0.8cm
 89-0.8cm
 90-0.8cm
 91-0.8cm
 92-0.8cm
 93-0.8cm
 94-0.8cm
 95-0.8cm
 96-0.8cm
 97-0.8cm
 98-0.8cm
 99-0.8cm
 100-0.8cm

0.4cm

1/15/17

1-0.8cm
 2-0.8cm
 3-0.8cm
 4-0.8cm
 5-0.8cm
 6-0.8cm
 7-0.8cm
 8-0.8cm
 9-0.8cm
 10-0.8cm
 11-0.8cm
 12-0.8cm
 13-0.8cm
 14-0.8cm
 15-0.8cm
 16-0.8cm
 17-0.8cm
 18-0.8cm
 19-0.8cm
 20-0.8cm
 21-0.8cm
 22-0.8cm
 23-0.8cm
 24-0.8cm
 25-0.8cm
 26-0.8cm
 27-0.8cm
 28-0.8cm
 29-0.8cm
 30-0.8cm
 31-0.8cm
 32-0.8cm
 33-0.8cm
 34-0.8cm
 35-0.8cm
 36-0.8cm
 37-0.8cm
 38-0.8cm
 39-0.8cm
 40-0.8cm
 41-0.8cm
 42-0.8cm
 43-0.8cm
 44-0.8cm
 45-0.8cm
 46-0.8cm
 47-0.8cm
 48-0.8cm
 49-0.8cm
 50-0.8cm
 51-0.8cm
 52-0.8cm
 53-0.8cm
 54-0.8cm
 55-0.8cm
 56-0.8cm
 57-0.8cm
 58-0.8cm
 59-0.8cm
 60-0.8cm
 61-0.8cm
 62-0.8cm
 63-0.8cm
 64-0.8cm
 65-0.8cm
 66-0.8cm
 67-0.8cm
 68-0.8cm
 69-0.8cm
 70-0.8cm
 71-0.8cm
 72-0.8cm
 73-0.8cm
 74-0.8cm
 75-0.8cm
 76-0.8cm
 77-0.8cm
 78-0.8cm
 79-0.8cm
 80-0.8cm
 81-0.8cm
 82-0.8cm
 83-0.8cm
 84-0.8cm
 85-0.8cm
 86-0.8cm
 87-0.8cm
 88-0.8cm
 89-0.8cm
 90-0.8cm
 91-0.8cm
 92-0.8cm
 93-0.8cm
 94-0.8cm
 95-0.8cm
 96-0.8cm
 97-0.8cm
 98-0.8cm
 99-0.8cm
 100-0.8cm

0.6cm

1/15/17

1/10/17

E5^a ✓

E5^b ✓

1=0,5 cm
2=0,8 cm
3=0,7 cm
4=0,9 cm
5=0,8 cm
6=0,9 cm
7=0,9 cm
8=0,5 cm

0,8 cm

0,6 m



1=0,6 cm
2=0,7 cm
3=0,8 cm
4=1,0 cm
5=0,7 cm
6=0,7 cm
7=0,9 cm
8=0,7 cm
9=1,0 cm

0,77 cm

0,77 cm



0,4 m

ippii

1/16/12

F 3 ✓

F 2 ✓

1- 0.10m
 2- 0.10m
 3- 0.10m
 4- 0.10m
 5- 0.10m
 6- 0.10m
 7- 0.10m
 8- 0.10m
 9- 0.10m
 10- 0.10m

0.24m

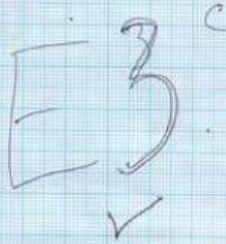
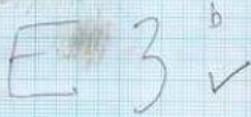
12/16/12

1- 0.10m
 2- 0.10m
 3- 0.10m
 4- 0.10m
 5- 0.10m
 6- 0.10m
 7- 0.10m
 8- 0.10m
 9- 0.10m
 10- 0.10m

0.26m

12/16/12

6/10/17



0,7 m

- | | |
|------------|------------|
| 1 = 0,5 cm | 6 = 0,6 cm |
| 2 = 0,4 cm | 7 = 0,6 cm |
| 3 = 0,8 cm | 8 = 0,8 cm |
| 4 = 1 cm | 9 = 0,8 cm |
| 5 = 0,8 cm | |
| | 0,71 cm |



- | | |
|------------|------------|
| 1 = 0,7 cm | 8 = 0,8 cm |
| 2 = 0,3 cm | 9 = 0,7 cm |
| 3 = 0,8 cm | 9 = 1,1 cm |
| 4 = 1 cm | |
| 5 = 0,9 cm | 0,86 cm |
| 6 = 1 cm | |

0,5 m



**Daya Dukung Teraktifkan Tiang Pondasi
Hasil PDA dan CAPWAP**

No. Tiang	Daya Dukung Teraktifkan Tiang (Ton)			
	PDA	CAPWAP		
		Total	Tahanan Kulit	Tahanan Ujung
As D – 11 D	RA2 = 142	122.77	63.98	58.79
As E – 11 B	RMX = 171	159.46	27.19	132.27
As E – 12 A	RMX = 179	172.55	35.14	137.41

Summary Results

(page 1 of 2)

Test Pile	Pile No.	As D – 11 D	As E – 11 B
	Type	Precast concrete K-500	Precast concrete K-500
	Dimension	25 x 25 cm ²	25 x 25 cm ²
	Cross Sectional Area	625 cm ²	625 cm ²
	Length	6.0 m	6.0 m
	Length below gages	3.5 m	3.0 m
	Embedment depth	3.0 m	2.5 m
	Required Ultimate Capacity		
	Date of installation		
Dynamic Testing	Date of testing	9 October 2017	9 October 2017
	Type of testing	Restrike	Restrike
	Hammer type	Drop Hammer 2.0 ton	Drop Hammer 2.0 ton
Results	Energy Transferred Ratio	55.33 %	50.00 %
	Driving Stresses	CSX = 28.4 MPa TSX = 0.4 MPa	CSX = 30.3 MPa TSX = 2.1 MPa
	Mobilized Capacity	122.77 ton	159.46 ton
	Pile Integrity	100 %	100 %
	Length to damage	–	–
	Note	Good pile	Good pile

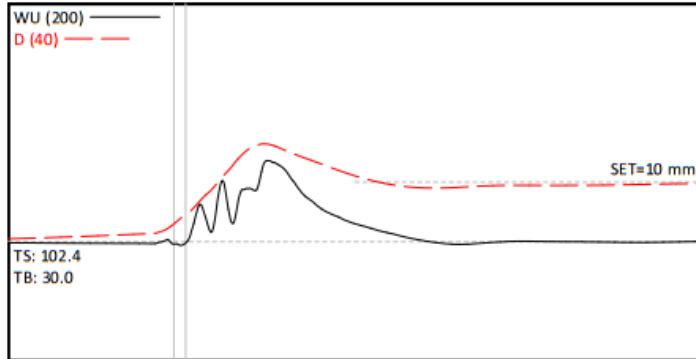
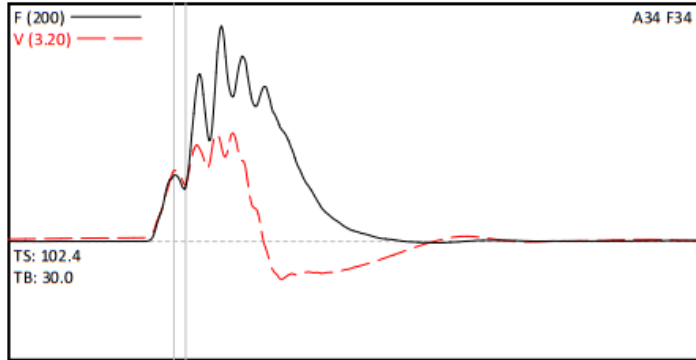
Summary Results

(page 2 of 2)

Test Pile	Pile No.	As E – 12 A
	Type	Precast concrete K-500
	Dimension	25 x 25 cm ²
	Cross Sectional Area	625 cm ²
	Length	6.0 m
	Length below gages	3.5 m
	Embedment depth	3.0 m
	Required Ultimate Capacity	
	Date of installation	
Dynamic Testing	Date of testing	9 October 2017
	Type of testing	Restrike
	Hammer type	Drop Hammer 2.0 ton
Results	Energy Transferred Ratio	28.00 %
	Driving Stresses	CSX = 28.5 MPa TSX = 5.8 MPa
	Mobilized Capacity	172.55 ton
	Pile Integrity	100 %
	Length to damage	–
	Note	Good pile

TERMINAL PENUMPANG IPP1

AS D-11 D

**Project Information**

PROJECT: TERMINAL PENUMPANG IPP1
FILE NAME: AS D-11 D
DESCR: 25X25 CM2
OPERATOR: FIRMAN BUNOWO
FILE: AS D-11 D
10/9/2017 5:55:55 PM
Blow Number 4

Pile Properties

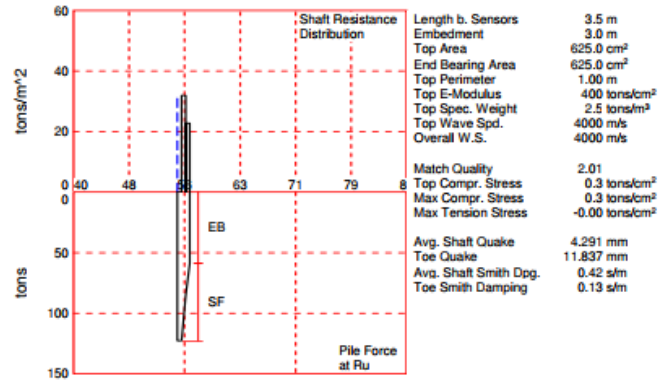
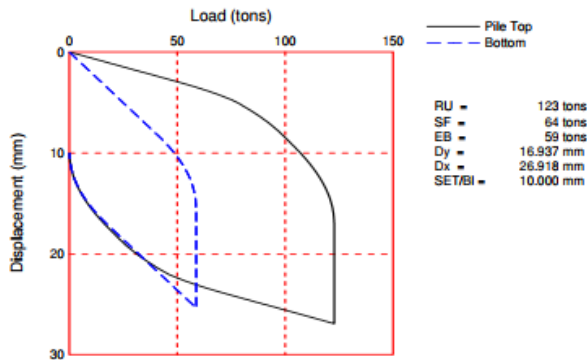
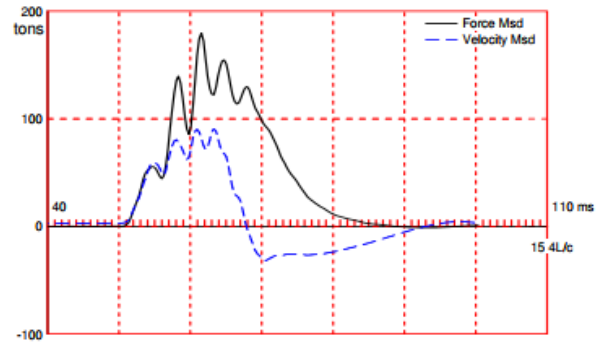
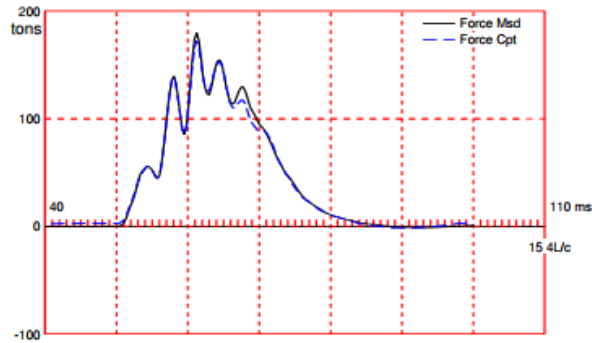
LE 3.5 m
AR 625.00 cm²
EM 4.00 t/cm²
SP 2.45 t/m³
WS 4000.0 m/s
EA/C 62.5 tn-s/m
2L/C 1.70 ms
JC 0.40 []
LP 3.0 m

Quantity Results

EMX 1.66 tn-m
CSX 28.4 MPa
TSX 0.4 MPa
RA2 142 tn
BTA 100.0 (%)
QNV 0.00 []
QNV 0.00 []
QNV 0.00 []
QNV 0.00 []

Sensors

F3: [F042] 93.5 (1)
F4: [H185] 97.3 (1)
A3: [K2233] 336 mv/5000g's (1)
A4: [K3790] 358 mv/5000g's (1)
CLIP: OK



CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 122.77; along Shaft 63.98; at Toe 58.79 tons

Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				122.8					
1	1.2	0.7	0.00	122.8	0.00	0.00	0.00	0.00	4.189
2	2.3	1.8	37.36	85.4	37.36	32.02	32.02	0.42	3.498
3	3.5	3.0	26.62	58.8	63.98	22.82	22.82	0.42	5.404
Avg. Shaft			21.33			21.33	21.33	0.42	4.291
Toe			58.79				940.64	0.13	11.837

Soil Model Parameters/Extensions

	Shaft	Toe
Case Damping Factor	0.43	0.12
Damping Type	Viscous	Sm+Visc
Unloading Quake (% of loading quake)	42	48
Reloading Level (% of Ru)	100	100
Unloading Level (% of Ru)	4	
Resistance Gap (included in Toe Quake) (mm)		0.610
Soil Plug Weight (tons)	0.058	0.019

CAPWAP match quality = 2.01 (Wave Up Match) ; RSA = 0
 Observed: Final Set = 10.000 mm; Blow Count = 100 b/m
 Computed: Final Set = 9.000 mm; Blow Count = 111 b/m
 max. Top Comp. Stress = 0.3 tons/cm² (T= 61.5 ms, max= 1.000 x Top)
 max. Comp. Stress = 0.3 tons/cm² (Z= 1.2 m, T= 61.5 ms)
 max. Tens. Stress = -0.00 tons/cm² (Z= 2.3 m, T= 89.8 ms)
 max. Energy (EMX) = 1.69 tons-m; max. Measured Top Displ. (DMX)=16.423 mm

EXTREMA TABLE

Pile Sgmt No.	Dist. Below Gages m	max. Force tons	min. Force tons	max. Comp. Stress tons/cm ²	max. Tens. Stress tons/cm ²	max. Trnsfd. Energy tons-m	max. Veloc. m/s	max. Displ. mm
1	1.2	173.5	-1.8	0.3	-0.00	1.69	1.5	15.183
2	2.3	162.7	-2.3	0.3	-0.00	1.66	1.7	14.671
3	3.5	105.8	-0.7	0.2	-0.00	0.54	1.7	14.280
Absolute	1.2			0.3			(T = 61.5 ms)	
	2.3				-0.00		(T = 89.8 ms)	

CASE METHOD

J =	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8
RP	59	48	36	25	14					
RX	155	141	137	136	136	135	134	133	132	131
RU	59	48	36	25	14					

RAU = 130 (tons); RAZ = 144 (tons)

Current CAPWAP Ru = 123 (tons); Corresponding J(RP)= 0.00;

RMX requires higher damping; see PDA-W

VMX m/s	TVP ms	VT1*Z tons	FT1 tons	FMX tons	DMX mm	DFN mm	SET mm	EMX tons-m	QUS tons	KEB tons/mm
1.5	54.83	60	56	181	16.423	9.824	10.000	1.67	127	5

PILE PROFILE AND PILE MODEL

Depth m	Area cm ²	E-Modulus tons/cm ²	Spec. Weight tons/m ³	Perim. m
0.0	625.0	399.7	2.450	1.00
3.5	625.0	399.7	2.450	1.00

Toe Area 625.0 cm²

Segmnt Number	Dist. B.G. m	Impedance tons/m/s	Imped. Change %	Slack mm	Tension Eff.	Compression Eff.	Perim. m	Wave Speed m/s	Soil Plug tons	
1	1.2	62.46	0.00	0.00	0.000	-0.00	0.000	1.00	4000.0	0.000
2	2.3	62.46	0.00	0.00	0.000	-0.00	0.000	1.00	4000.0	0.058
3	3.5	62.46	0.00	0.00	0.000	-0.00	0.000	1.00	4000.0	0.000

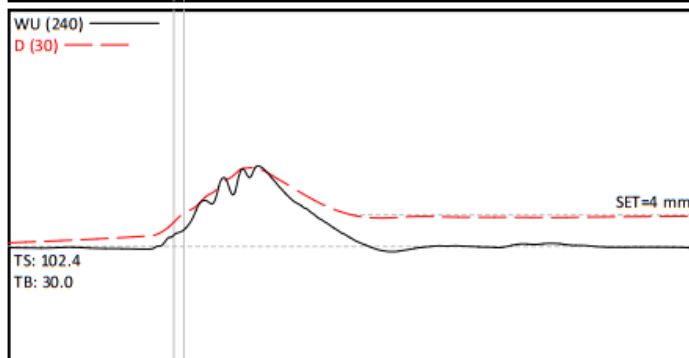
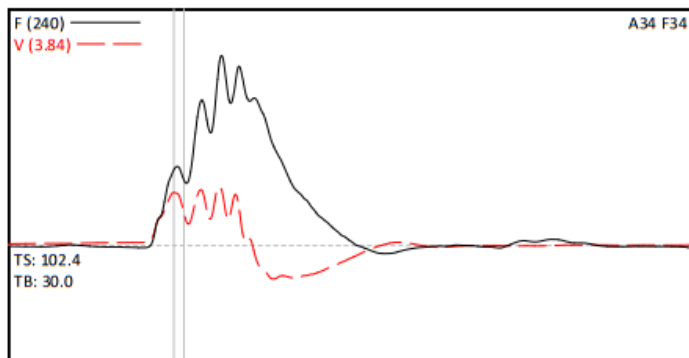
Wave Speed: Pile Top 4000.0, Elastic 4000.0, Overall 4000.0 m/s

Pile Damping 1.00 %, Time Incr 0.292 ms, 2L/c 1.8 ms

Total volume: 0.219 m³ Volume ratio considering added impedance: 1.000

TERMINAL PENUMPANG IPPI

AS E-11 B

Project Information

PROJECT: TERMINAL PENUMPANG IPPI
 FILE NAME: AS E-11 B
 DESCR: 25X25 CM2
 OPERATOR: FIRMAN BUNOWO
 FILE: AS E-11 B
 10/9/2017 4:21:34 PM
 Blow Number 6

Pile Properties

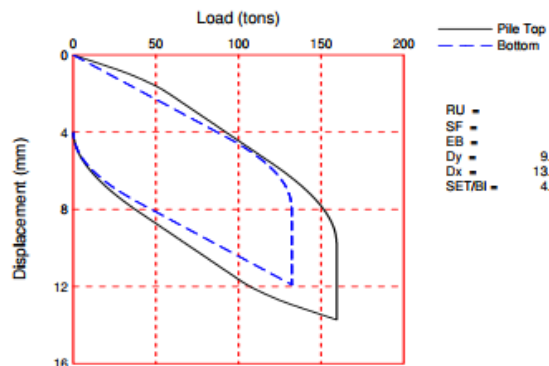
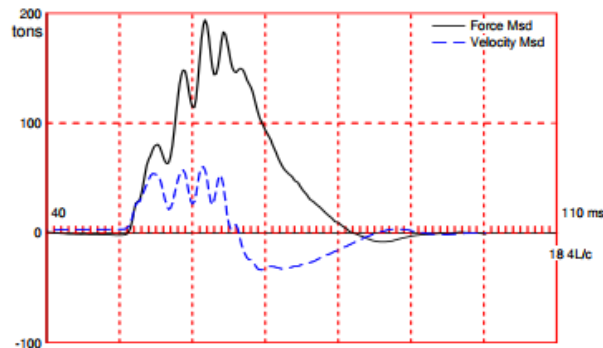
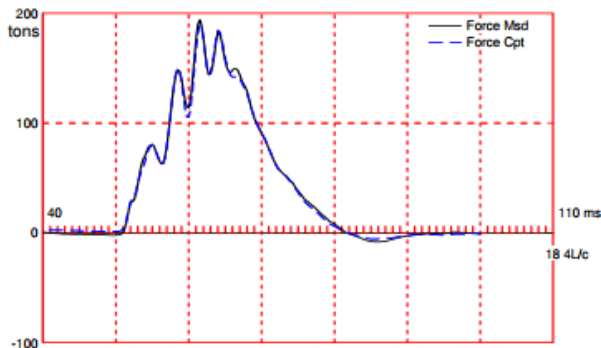
LE 3.0 m
 AR 625.00 cm²
 EM 400 t/cm²
 SP 2.45 t/m³
 WS 4000.0 m/s
 EAVC 62.5 tn-s/m
 2L/C 1.50 ms
 JC 0.40 []
 LP 2.5 m

Quantity Results

EMX 1.00 tn-m
 CSX 30.3 MPa
 TSX 2.1 MPa
 RMX 171 tn
 BTA 100.0 (%)
 QNV 0.00 []
 QNV 0.00 []
 QNV 0.00 []
 QNV 0.00 []

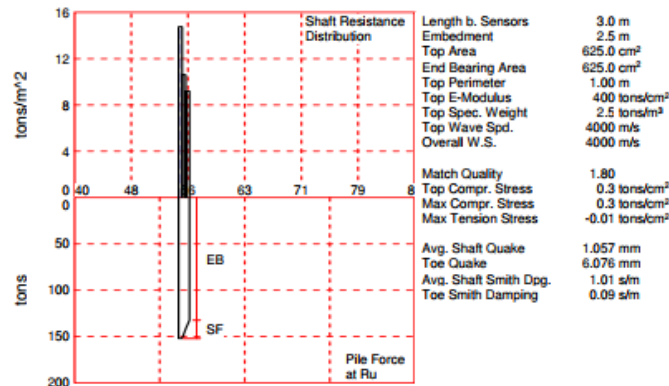
Sensors

F3: [F042] 93.5 (1)
 F4: [H185] 97.3 (1)
 A3: [K2233] 336 mv/5000g's (1)
 A4: [K3790] 358 mv/5000g's (1)
 CLIP: OK



— Pile Top
 - - - Bottom

RU = 159 tons
 SF = 27 tons
 EB = 132 tons
 Dy = 9.727 mm
 Dx = 13.718 mm
 SET/BI = 4.000 mm



Length b. Sensors	3.0 m
Embedment	2.5 m
Top Area	625.0 cm ²
End Bearing Area	625.0 cm ²
Top Perimeter	1.00 m
Top E-Modulus	400 tons/cm ²
Top Spec. Weight	2.5 tons/m ³
Top Wave Spd.	4000 m/s
Overall W.S.	4000 m/s
Match Quality	1.80
Top Compr. Stress	0.3 tons/cm ²
Max Compr. Stress	0.3 tons/cm ²
Max Tension Stress	-0.01 tons/cm ²
Avg. Shaft Quake	1.057 mm
Toe Quake	6.076 mm
Avg. Shaft Smith Dpg.	1.01 s/m
Toe Smith Damping	0.09 s/m

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 159.46; along Shaft 27.19; at Toe 132.27 tons

Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				159.5					
1	1.0	0.5	7.38	152.1	7.38	14.76	14.76	0.78	0.760
2	2.0	1.5	10.60	141.5	17.98	10.60	10.60	0.84	1.212
3	3.0	2.5	9.21	132.3	27.19	9.21	9.21	1.40	1.115
Avg. Shaft			9.06			10.88	10.88	1.01	1.057
Toe			132.27				2116.33	0.09	6.076

Soil Model Parameters/Extensions

	Shaft	Toe
Case Damping Factor	0.44	0.19
Damping Type	Viscous	Smith
Unloading Quake (% of loading quake)	62	74
Reloading Level (% of Ru)	100	100
Unloading Level (% of Ru)	35	
Resistance Gap (Included in Toe Quake) (mm)		0.005
Soil Plug Weight (tons)		0.143

CAPWAP match quality	= 1.80	(Wave Up Match) ; RSA = 0
Observed: Final Set	= 4.000 mm;	Blow Count = 250 b/m
Computed: Final Set	= 3.000 mm;	Blow Count = 333 b/m
max. Top Comp. Stress	= 0.3 tons/cm ²	(T= 62.0 ms, max= 1.000 x Top)
max. Comp. Stress	= 0.3 tons/cm ²	(Z= 1.0 m, T= 62.0 ms)
max. Tens. Stress	= -0.01 tons/cm ²	(Z= 1.0 m, T= 86.0 ms)
max. Energy (EMX)	= 0.99 tons-m;	max. Measured Top Displ. (DMX)=10.017 mm

EXTREMA TABLE

Pile Sgmt No.	Dist. Below Gages m	max. Force tons	min. Force tons	max. Comp. Stress tons/cm ²	max. Tens. Stress tons/cm ²	max. Trnsfd. Energy tons-m	max. Veloc. m/s	max. Displ. mm
1	1.0	195.1	-5.9	0.3	-0.01	0.99	1.0	8.456
2	2.0	184.7	-3.7	0.3	-0.01	0.86	1.0	7.876
3	3.0	164.3	-0.5	0.3	-0.00	0.60	1.1	7.328
Absolute	1.0			0.3			(T = 62.0 ms)	
	1.0				-0.01		(T = 86.0 ms)	

CASE METHOD

J=	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8
RP	82	73	63	53	44					
RX	186	177	170	165	162	162	162	162	162	162
RU	82	73	63	53	44					

RAU = 85 (tons); RA2 = 86 (tons)

Current CAPWAP Ru = 159 (tons); Corresponding J(RP)= 0.00; matches RX20 within 5%

VMX m/s	TVP ms	VT1*Z tons	FT1 tons	FMX tons	DMX mm	DFN mm	SET mm	EMX tons-m	QUS tons	KEB tons/mm
1.0	54.50	54	77	195	10.017	4.003	4.000	1.01	144	22

PILE PROFILE AND PILE MODEL

Depth m	Area cm ²	E-Modulus tons/cm ²	Spec. Weight tons/m ³	Perim. m
0.0	625.0	399.7	2.450	1.00
3.0	625.0	399.7	2.450	1.00

Toe Area

625.0 cm²

Top Segment Length 1.00 m, Top Impedance 62 tons/m/s

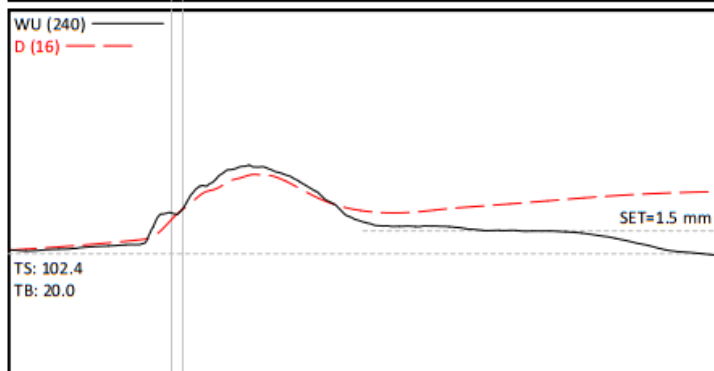
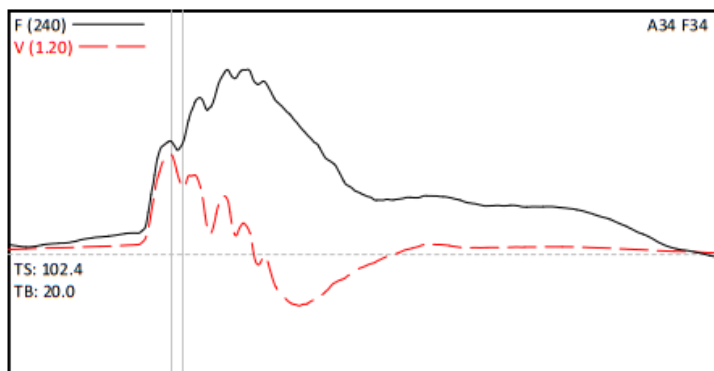
Wave Speed: Pile Top 4000.0, Elastic 4000.0, Overall 4000.0 m/s

Pile Damping 1.00 %, Time Incr 0.250 ms, 2L/c 1.5 ms

Total volume: 0.188 m³; Volume ratio considering added impedance: 1.000

TERMINAL PENUMPANG IPPI

AS E-12 A

Project Information

PROJECT: TERMINAL PENUMPANG IPPI
FILE NAME: AS E-12 A
DESCR: 25X25 CM2
OPERATOR: FIRMAN BUNOWO
FILE: AS E-12 A
10/9/2017 3:42:22 PM
Blow Number 13

Pile Properties

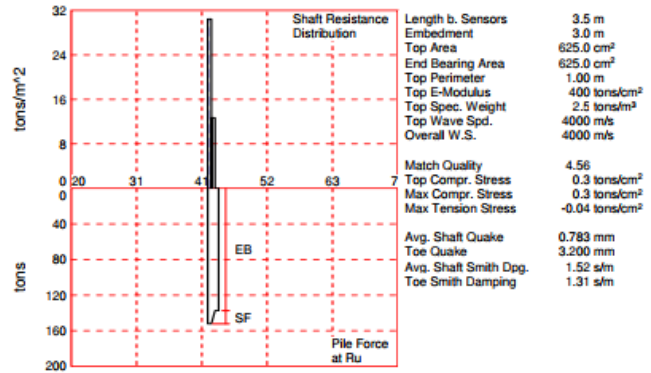
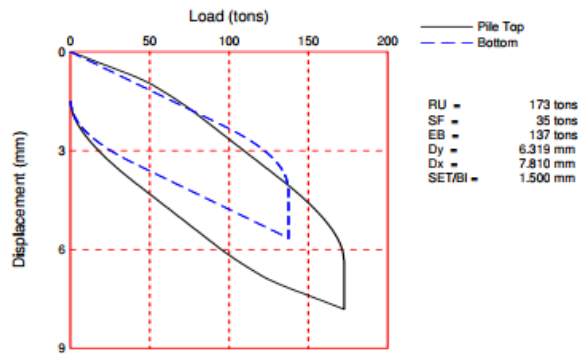
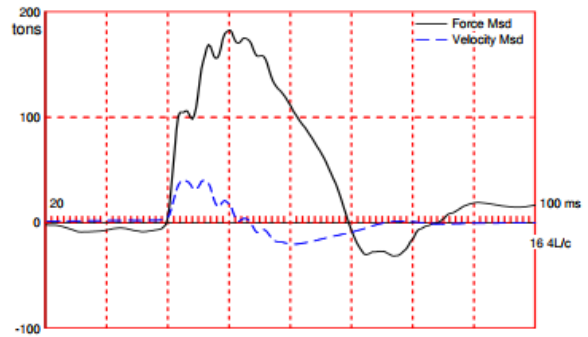
LE 3.5 m
AR 625.00 cm²
EM 400 t/cm²
SP 2.45 t/m³
WS 4000.0 m/s
EAVC 62.5 tn-s/m
2L/C 1.70 ms
JC 0.40 []
LP 3.0 m

Quantity Results

EMX 0.56 tn-m
CSX 28.5 MPa
TSX 5.8 MPa
RMX 179 tn
BTA 100.0 (%)
QNV 0.00 []
QNV 0.00 []
QNV 0.00 []
QNV 0.00 []

Sensors

F3: [F042] 93.5 (1)
F4: [H185] 97.3 (1)
A3: [K2233] 336 mv/5000g's (1)
A4: [K3790] 358 mv/5000g's (1)
CLIP: OK



CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 172.55; along Shaft 35.14; at Toe 137.41 tons

Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				172.5					
1	1.2	0.7	20.32	152.2	20.32	30.48	30.48	1.63	0.640
2	2.3	1.8	14.82	137.4	35.14	12.70	12.70	1.36	0.980
3	3.5	3.0	0.00	137.4	35.14	0.00	0.00	0.00	1.000
Avg. Shaft			11.71			11.71	11.71	1.52	0.783
Toe			137.41				2198.57	1.31	3.200

Soil Model Parameters/Extensions

	Shaft	Toe
Case Damping Factor	0.85	2.89
Damping Type	Viscous	Sm+Visc
Unloading Quake	(% of loading quake)	30
Reloading Level	(% of Ru)	100
Unloading Level	(% of Ru)	3
Soil Plug Weight	(tons)	0.098

CAPWAP match quality	= 4.56	(Wave Up Match) ; RSA = 0
Observed: Final Set	= 1.500 mm;	Blow Count = 667 b/m
Computed: Final Set	= 0.718 mm;	Blow Count = 1393 b/m
max. Top Comp. Stress	= 0.3 tons/cm ²	(T= 50.5 ms, max= 1.000 x Top)
max. Comp. Stress	= 0.3 tons/cm ²	(Z= 1.2 m, T= 50.5 ms)
max. Tens. Stress	= -0.04 tons/cm ²	(Z= 1.2 m, T= 73.2 ms)
max. Energy (EMX)	= 0.59 tons-m;	max. Measured Top Displ. (DMX)= 5.805 mm

EXTREMA TABLE

Pile Sgmt No.	Dist. Below Gages m	max.	min.	max.	max.	max.	max.	max.
		Force tons	Force tons	Comp. Stress tons/cm ²	Tens. Stress tons/cm ²	Trnsfd. Energy tons-m	Veloc. m/s	Disp. mm
1	1.2	186.1	-26.0	0.3	-0.04	0.59	0.7	3.922
2	2.3	165.7	-22.7	0.3	-0.04	0.40	0.7	3.181
3	3.5	149.4	-20.7	0.2	-0.03	0.29	0.7	2.524
Absolute	1.2			0.3				(T = 50.5 ms)
	1.2				-0.04			(T = 73.2 ms)

CASE METHOD

J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RP	108	104	100	96	93	89	85	82	78	74
RX	185	183	182	180	179	177	176	175	173	172
RU	108	104	100	96	93	89	85	82	78	74

RAU = 164 (tons); RA2 = 108 (tons)

Current CAPWAP Ru = 173 (tons); Corresponding J(RP) = 0.00; J(RX) = 0.87

VMX	TVP	VT1*Z	FT1	FMX	DMX	DFN	SET	EMX	QUS	KEB
m/s	ms	tons	tons	tons	mm	mm	mm	tons-m	tons	tons/mm
0.7	42.58	41	104	183	5.805	1.501	1.500	0.64	174	43

PILE PROFILE AND PILE MODEL

Depth m	Area cm ²	E-Modulus tons/cm ²	Spec. Weight tons/m ³	Perim. m
0.0	625.0	399.7	2.450	1.00
3.5	625.0	399.7	2.450	1.00

Toe Area 625.0 cm²

Segmnt Number	Dist. B.G. m	Impedance tons/m/s	Imped. Change %	Slack mm	Tension Eff.	Compression Slack mm	Perim. m	Wave Speed m/s	Soil Plug tons	
1	1.2	62.46	0.00	0.00	0.000	-0.00	0.000	1.00	4000.0	0.000
2	2.3	62.46	0.00	0.00	0.000	-0.00	0.000	1.00	4000.0	0.098
3	3.5	62.46	0.00	0.00	0.000	-0.00	0.000	1.00	4000.0	0.000

Wave Speed: Pile Top 4000.0, Elastic 4000.0, Overall 4000.0 m/s

Pile Damping 3.00 %, Time Incr 0.292 ms, 2L/c 1.8 ms

Total volume: 0.219 m³ Volume ratio considering added impedance: 1.000

LAMPIRAN B

1. Hasil *Output* SAP2000 untuk Pondasi Batu Kali [29 – 30]
2. Hasil *Output* SAP2000 untuk Pondasi Tiang [31 – 32]

Tabel B.1 Hasil *Output* SAP2000 untuk Pondasi Batu Kali

Joint	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
9	0,636	0,444	6,384	-0,560	0,940	-0,003
12	1,260	-0,140	12,159	0,305	1,865	-0,002
15	1,197	-0,075	11,582	0,208	1,773	-0,001
18	1,268	-0,084	11,800	0,220	1,878	-0,001
21	1,220	-0,033	11,987	0,144	1,809	0,000
24	0,740	-0,560	6,743	0,924	1,100	0,001
27	0,053	0,293	4,249	-0,339	0,077	-0,006
30	2,158	-0,191	19,451	0,380	3,198	-0,004
33	0,168	-0,076	5,671	0,209	0,248	-0,003
36	1,130	0,263	24,177	-0,293	1,675	-0,002
39	-0,611	-0,098	19,210	0,243	-0,907	-0,002
42	0,722	-0,082	30,737	0,219	1,071	-0,001
45	-0,655	-0,093	18,598	0,236	-0,970	-0,001
48	0,593	-0,078	29,969	0,214	0,881	0,000
51	-0,280	-0,380	11,842	0,661	-0,411	0,000
54	2,185	-0,015	18,756	0,122	3,247	0,000
57	0,081	-0,208	6,881	0,407	0,128	-0,001
60	-0,088	-0,132	5,270	0,295	-0,121	0,000
75	2,151	3,074	41,091	-4,462	3,187	-0,002
78	3,381	-0,260	79,985	0,484	5,014	-0,002
81	3,240	0,029	75,997	0,056	4,805	-0,001
84	3,523	-0,175	77,938	0,359	5,226	-0,001
87	3,652	0,294	81,161	-0,337	5,420	0,000
90	3,028	-1,763	66,946	2,716	4,499	-0,001
93	1,582	-0,873	24,961	1,395	2,356	-0,002

Tabel B.1 Hasil *Output* SAP2000 untuk Pondasi Batu Kali (Lanjutan)

Joint	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
164	-0,598	-0,495	120,882	0,834	-0,891	-0,001
165	-0,813	-0,093	115,085	0,238	-1,207	-0,001
166	-1,361	-0,328	112,466	0,589	-2,018	0,000
167	-1,414	0,389	117,919	-0,473	-2,095	0,000
168	-1,151	-2,808	91,812	4,269	-1,702	0,000
169	-0,368	-0,990	32,436	1,572	-0,539	0,000
219	-2,192	3,146	41,698	-4,566	-3,258	0,001
220	-2,901	-0,334	75,420	0,596	-4,309	0,000
221	-2,556	-0,250	70,459	0,473	-3,796	0,000
222	-2,361	-0,080	68,040	0,222	-3,504	0,000
223	-2,381	0,007	68,738	0,095	-3,532	0,001
224	-1,935	-1,286	55,634	2,013	-2,868	0,000
225	-1,257	-0,784	23,729	1,269	-1,862	0,001
228	-0,075	0,299	4,215	-0,343	-0,120	0,004
231	-2,285	-0,191	20,023	0,384	-3,395	0,002
234	-0,286	-0,067	6,190	0,202	-0,430	0,001
237	-1,893	-0,055	17,866	0,184	-2,813	0,001
241	-0,345	-0,085	6,937	0,229	-0,515	0,001
244	-1,759	-0,069	17,517	0,207	-2,612	0,001
247	-0,365	-0,079	7,253	0,221	-0,543	0,001
250	-1,759	-0,086	17,613	0,232	-2,610	0,001
253	-0,326	-0,086	7,216	0,232	-0,484	0,002
256	-1,783	-0,042	18,595	0,168	-2,644	0,000
259	-0,187	-0,185	8,446	0,381	-0,276	0,000
262	0,025	-0,177	5,812	0,369	0,039	-0,001

Tabel B.2 Hasil *Output* SAP2000 untuk Pondasi Tiang

Joint	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
1	0,564	0,424	7,040	-0,842	1,015	0,000
2	0,920	0,014	12,288	-0,096	1,659	0,001
3	0,961	0,056	12,094	-0,173	1,731	0,001
4	0,907	0,048	11,882	-0,158	1,630	0,002
5	0,954	0,099	12,492	-0,252	1,715	0,002
6	0,474	-0,352	6,680	0,568	0,840	0,003
7	-0,061	0,100	5,750	-0,259	-0,111	0,000
9	0,081	0,146	7,818	-0,343	0,143	0,001
10	1,523	0,005	19,151	-0,085	2,765	0,000
12	-0,178	0,279	12,987	-0,583	-0,334	0,001
13	0,451	0,043	31,050	-0,154	0,808	0,001
15	-0,477	0,059	19,313	-0,182	-0,883	0,002
16	0,511	0,045	31,146	-0,157	0,912	0,002
18	-0,477	0,067	19,362	-0,197	-0,888	0,003
19	0,864	-0,208	24,469	0,305	1,551	0,003
21	0,097	0,052	5,378	-0,168	0,154	0,004
22	1,744	0,142	20,230	-0,330	3,148	0,004
24	0,027	-0,241	4,327	0,367	0,022	0,005
27	1,655	-2,467	43,089	4,417	2,983	0,002
30	2,728	0,217	85,057	-0,469	4,940	0,003
33	2,450	0,044	77,348	-0,155	4,438	0,002
36	2,451	0,151	77,712	-0,350	4,445	0,002
39	2,339	-0,117	78,092	0,135	4,247	0,001
42	1,896	1,178	62,821	-2,222	3,446	0,001
45	1,101	0,610	25,138	-1,189	2,002	0,002
48	-0,414	-3,939	63,372	7,092	-0,784	0,001

Tabel B.3 Hasil *Output* SAP2000 untuk Pondasi Tiang (Lanjutan)

51	-1,071	0,415	122,166	-0,835	-1,475	0,002
54	-1,033	0,149	113,246	-0,351	-1,902	0,001
57	-0,871	0,048	114,447	-0,170	-1,602	0,001
60	-0,376	-0,128	119,093	0,149	-0,696	0,001
61	-0,223	1,782	92,583	-3,328	-0,414	0,001
62	0,004	0,800	34,323	-1,540	0,002	0,001
63	-1,321	-1,953	38,388	3,473	-2,439	0,000
64	-1,790	0,180	70,050	-0,411	-3,288	0,001
65	-1,715	0,022	68,208	-0,124	-3,146	0,001
66	-1,752	0,016	68,803	-0,116	-3,208	0,001
67	-2,048	-0,015	73,966	-0,060	-3,742	0,000
68	-1,821	0,966	61,668	-1,846	-3,324	0,001
69	-1,132	0,649	25,679	-1,270	-2,067	0,000
70	0,047	0,119	5,803	-0,307	0,077	0,002
71	-0,103	0,146	8,153	-0,356	-0,198	0,001
72	-1,363	0,032	18,789	-0,149	-2,493	0,001
75	-0,226	0,064	7,142	-0,205	-0,426	0,000
78	-1,329	0,070	17,848	-0,216	-2,436	0,000
81	-0,289	0,058	7,616	-0,193	-0,545	0,000
84	-1,321	0,060	17,971	-0,197	-2,426	0,000
87	-0,293	0,054	7,748	-0,184	-0,557	0,001
90	-1,260	0,049	17,900	-0,175	-2,321	0,001
93	-0,243	0,048	7,551	-0,172	-0,473	0,000
106	-1,469	0,132	19,941	-0,325	-2,707	-0,001
107	-0,090	-0,213	5,246	0,303	-0,199	-0,003

LAMPIRAN C

1. Perhitungan Daya dukung Metode Meyerhof [34 – 36]
2. Perhitungan Daya dukung Metode Luciano Decourt [37 – 39]

Tabel C.1 Perhitungan Daya Dukung Metode Meyerhof

Depth (m)	N	L/P	N1	N1=0.6N	N1Pakai	γ_{SAT} (t/m ³)	γ'	P ₀	N2	2N1	N _{Corr}	N rata-rata ujung	Qp/ujung (ton)	fsi (ton/m ²)	Rsi (ton)	Qs = \sum Rsi	QL = Qp + Qs
3	10,000	P	10,000	6,000	10,000	1,580	0,580	1,929	22,581	20,000	20,000	15,233	38,083	4,000	2,000	7,000	45,083
3,5	10,000	P	10,000	6,000	10,000	1,580	0,580	2,219	21,192	20,000	20,000	16,976	42,441	4,000	2,000	9,000	51,441
4	10,000	P	10,000	6,000	10,000	1,580	0,580	2,509	19,964	20,000	19,964	18,104	45,260	3,993	1,996	10,996	56,256
4,5	10,000	P	10,000	6,000	10,000	1,580	0,580	2,799	18,871	20,000	18,871	18,629	46,572	3,774	1,887	12,884	59,456
5	10,000	P	10,000	6,000	10,000	1,580	0,580	3,089	17,891	20,000	17,891	18,563	46,408	3,578	1,789	14,673	61,081
5,5	10,000	P	10,000	6,000	10,000	1,580	0,580	3,379	17,008	20,000	17,008	18,174	45,436	3,402	1,701	16,374	61,809
6	10,000	P	10,000	6,000	10,000	1,580	0,580	3,670	16,208	20,000	16,208	17,921	44,803	3,242	1,621	17,994	62,798
6,5	11,167	P	11,167	6,700	11,167	1,596	0,596	3,964	17,276	22,333	17,276	17,795	44,487	3,455	1,728	19,722	64,209
7	12,333	P	12,333	7,400	12,333	1,612	0,612	4,266	18,229	24,667	18,229	17,933	44,833	3,646	1,823	21,545	66,378
7,5	13,500	P	13,500	8,100	13,500	1,627	0,627	4,575	19,080	27,000	19,080	17,136	42,839	3,816	1,908	23,453	66,292
8	14,667	P	14,667	8,800	14,667	1,643	0,643	4,893	19,839	29,333	19,839	16,516	41,289	3,968	1,984	25,437	66,726
8,5	15,833	P	15,417	9,500	9,500	1,658	0,658	5,218	12,309	19,000	12,309	16,073	40,182	2,462	1,231	26,668	66,849
9	17,000	P	16,000	10,200	10,200	1,674	0,674	5,551	12,669	20,400	12,669	15,533	38,832	2,534	1,267	27,935	66,766
9,5	18,333	P	16,667	11,000	11,000	1,692	0,692	5,893	13,106	22,000	13,106	14,906	37,265	2,621	1,311	29,245	66,510
10	19,667	P	17,333	11,800	11,800	1,710	0,710	6,243	13,496	23,600	13,496	14,201	35,503	2,699	1,350	30,595	66,098
10,5	21,000	P	18,000	12,600	12,600	1,728	0,728	6,603	13,842	25,200	13,842	13,427	33,568	2,768	1,384	31,979	65,547
11	22,333	P	18,667	13,400	13,400	1,746	0,746	6,971	14,148	26,800	14,148	13,799	34,498	2,830	1,415	33,394	67,891
11,5	23,667	P	19,333	14,200	14,200	1,763	0,763	7,348	14,419	28,400	14,419	14,239	35,599	2,884	1,442	34,836	70,434
12	25,000	P	20,000	15,000	15,000	1,781	0,781	7,734	14,913	30,000	14,913	14,734	36,836	2,983	1,491	36,327	73,163
12,5	26,667	P	20,833	16,000	16,000	1,804	0,804	8,131	15,752	32,000	15,752	15,287	38,218	3,150	1,575	37,902	76,121
13	28,333	P	21,667	17,000	17,000	1,826	0,826	8,538	16,570	34,000	16,570	15,902	39,755	3,314	1,657	39,559	79,314
13,5	30,000	P	22,500	18,000	18,000	1,848	0,848	8,956	17,368	36,000	17,368	16,581	41,452	3,474	1,737	41,296	82,748
14	31,667	P	23,333	19,000	19,000	1,871	0,871	9,386	18,144	38,000	18,144	17,326	43,315	3,629	1,814	43,110	86,426
14,5	33,333	P	24,167	20,000	20,000	1,893	0,893	9,827	18,900	40,000	18,900	18,103	45,257	3,780	1,890	45,000	90,258
15	35,000	P	25,000	21,000	21,000	1,915	0,915	10,279	19,636	42,000	19,636	18,859	47,148	3,927	1,964	46,964	94,112
15,5	36,667	P	25,833	22,000	22,000	1,938	0,938	10,742	20,350	44,000	20,350	19,595	48,986	4,070	2,035	48,999	97,985
16	38,333	P	26,667	23,000	23,000	1,960	0,960	11,217	21,045	46,000	21,045	20,309	50,774	4,209	2,104	51,104	101,877
16,5	40,000	P	27,500	24,000	24,000	1,982	0,982	11,702	21,718	48,000	21,718	21,004	52,510	4,344	2,172	53,275	105,785

Tabel C.1 Perhitungan Daya Dukung Metode Meyerhof (Lanjutan)

Depth (m)	N	L/P	N1	N1=0.6N	N1Pakai	γ_{SAT} (t/m ³)	γ'	P _o	N2	2N1	N _{Corr}	N rata-rata ujung	Qp/ujung (ton)	fsi (ton/m ²)	Rsi (ton)	Qs = \sum Rsi	QL = Qp + Qs
17	41,667	P	28,333	25,000	25,000	2,004	1,004	12,199	22,372	50,000	22,372	21,678	54,195	4,474	2,237	55,513	109,708
17,5	43,333	P	29,167	26,000	26,000	2,027	1,027	12,706	23,006	52,000	23,006	22,172	55,430	4,601	2,301	57,813	113,243
18	45,000	P	30,000	27,000	27,000	2,049	1,049	13,225	23,619	54,000	23,619	22,490	56,226	4,724	2,362	60,175	116,401
18,5	44,500	P	29,750	26,700	26,700	2,042	1,042	13,748	23,093	53,400	23,093	22,638	56,595	4,619	2,309	62,484	119,080
19	44,000	P	29,500	26,400	26,400	2,036	1,036	14,268	22,580	52,800	22,580	22,620	56,550	4,516	2,258	64,742	121,292
19,5	43,500	P	29,250	26,100	26,100	2,029	1,029	14,784	22,079	52,200	22,079	22,440	56,101	4,416	2,208	66,950	123,051
20	43,000	P	29,000	25,800	25,800	2,022	1,022	15,297	21,591	51,600	21,591	22,104	55,260	4,318	2,159	69,109	124,369
20,5	42,500	P	28,750	25,500	25,500	2,016	1,016	15,806	21,115	51,000	21,115	21,592	53,980	4,223	2,112	71,221	125,201
21	42,000	P	28,500	25,200	25,200	2,009	1,009	16,313	20,650	50,400	20,650	21,069	52,673	4,130	2,065	73,286	125,959
21,5	41,167	P	28,083	24,700	24,700	1,998	0,998	16,814	20,035	49,400	20,035	20,536	51,340	4,007	2,003	75,289	126,629
22	40,333	P	27,667	24,200	24,200	1,987	0,987	17,310	19,434	48,400	19,434	19,992	49,980	3,887	1,943	77,233	127,213
22,5	39,500	P	27,250	23,700	23,700	1,975	0,975	17,801	18,847	47,400	18,847	19,438	48,595	3,769	1,885	79,117	127,712
23	38,667	P	26,833	23,200	23,200	1,964	0,964	18,286	18,273	46,400	18,273	18,873	47,183	3,655	1,827	80,945	128,128
23,5	37,833	P	26,417	22,700	22,700	1,953	0,953	18,765	17,712	45,400	17,712	18,408	46,019	3,542	1,771	82,716	128,735
24	37,000	P	26,000	22,200	22,200	1,942	0,942	19,239	17,163	44,400	17,163	18,061	45,154	3,433	1,716	84,432	129,586
24,5	37,833	P	26,417	22,700	22,700	1,953	0,953	19,713	17,390	45,400	17,390	17,832	44,580	3,478	1,739	86,171	130,751
25	38,667	P	26,833	23,200	23,200	1,964	0,964	20,192	17,612	46,400	17,612	17,716	44,291	3,522	1,761	87,932	132,223
25,5	39,500	P	27,250	23,700	23,700	1,975	0,975	20,677	17,827	47,400	17,827	17,712	44,279	3,565	1,783	89,715	133,995
26	40,333	P	27,667	24,200	24,200	1,987	0,987	21,167	18,037	48,400	18,037	17,816	44,539	3,607	1,804	91,519	136,058
26,5	41,167	P	28,083	24,700	24,700	1,998	0,998	21,664	18,241	49,400	18,241	18,005	45,012	3,648	1,824	93,343	138,355
27	42,000	P	28,500	25,200	25,200	2,009	1,009	22,165	18,440	50,400	18,440	18,168	45,421	3,688	1,844	95,187	140,608
27,5	42,500	P	28,750	25,500	25,500	2,016	1,016	22,671	18,488	51,000	18,488	18,307	45,766	3,698	1,849	97,036	142,802
28	43,000	P	29,000	25,800	25,800	2,022	1,022	23,181	18,534	51,600	18,534	18,420	46,050	3,707	1,853	98,889	144,939
28,5	43,500	P	29,250	26,100	26,100	2,029	1,029	23,694	18,579	52,200	18,579	18,509	46,273	3,716	1,858	100,747	147,020
29	44,000	P	29,500	26,400	26,400	2,036	1,036	24,210	18,621	52,800	18,621	18,575	46,437	3,724	1,862	102,609	149,046
29,5	44,500	P	29,750	26,700	26,700	2,042	1,042	24,729	18,662	53,400	18,662	18,588	46,470	3,732	1,866	104,475	150,945
30	45,000	P	30,000	27,000	27,000	2,049	1,049	25,252	18,701	54,000	18,701	18,571	46,427	3,740	1,870	106,345	152,772
30,5	45,000	P	30,000	27,000	27,000	2,049	1,049	25,777	18,532	54,000	18,532	18,524	46,309	3,706	1,853	108,199	154,508
31	45,000	P	30,000	27,000	27,000	2,049	1,049	26,301	18,367	54,000	18,367	18,447	46,119	3,673	1,837	110,035	156,154

Tabel C.1 Perhitungan Daya Dukung Metode Meyerhof (Lanjutan)

Depth (m)	N	L/P	N1	N1=0.6N	N1Pakai	γ_{SAT} (t/m ³)	γ'	P _o	N2	2N1	N _{Corr}	N rata-rata ujung	Qp/ujung (ton)	fsi (ton/m ²)	Rsi (ton)	Qs = \sum Rsi	QL = Qp + Qs
31,5	45,000	P	30,000	27,000	27,000	2,049	1,049	26,826	18,205	54,000	18,205	18,343	45,857	3,641	1,820	111,856	157,713
32	45,000	P	30,000	27,000	27,000	2,049	1,049	27,350	18,045	54,000	18,045	18,210	45,526	3,609	1,804	113,660	159,186
32,5	45,000	P	30,000	27,000	27,000	2,049	1,049	27,875	17,888	54,000	17,888	18,097	45,242	3,578	1,789	115,449	160,691
33	45,000	P	30,000	27,000	27,000	2,049	1,049	28,400	17,734	54,000	17,734	18,032	45,079	3,547	1,773	117,222	162,302
33,5	45,833	P	30,417	27,500	27,500	2,060	1,060	28,927	17,907	55,000	17,907	18,014	45,034	3,581	1,791	119,013	164,047
34	46,667	P	30,833	28,000	28,000	2,071	1,071	29,460	18,076	56,000	18,076	18,042	45,104	3,615	1,808	120,821	165,925
34,5	47,500	P	31,250	28,500	28,500	2,083	1,083	29,998	18,240	57,000	18,240	18,115	45,287	3,648	1,824	122,645	167,931
35	48,333	P	31,667	29,000	29,000	2,094	1,094	30,542	18,400	58,000	18,400	18,232	45,579	3,680	1,840	124,485	170,064
35,5	49,167	P	32,083	29,500	29,500	2,105	1,105	31,092	18,556	59,000	18,556	18,374	45,935	3,711	1,856	126,340	172,275
36	50,000	P	32,500	30,000	30,000	2,116	1,116	31,647	18,707	60,000	18,707	18,495	46,237	3,741	1,871	128,211	174,448
36,5	50,500	P	32,750	30,300	30,300	2,123	1,123	32,207	18,731	60,600	18,731	18,594	46,486	3,746	1,873	130,084	176,570
37	51,000	P	33,000	30,600	30,600	2,129	1,129	32,770	18,753	61,200	18,753	18,673	46,683	3,751	1,875	131,960	178,643
37,5	51,500	P	33,250	30,900	30,900	2,136	1,136	33,336	18,774	61,800	18,774	18,732	46,830	3,755	1,877	133,837	180,667
38	52,000	P	33,500	31,200	31,200	2,143	1,143	33,906	18,793	62,400	18,793	18,771	46,928	3,759	1,879	135,716	182,644
38,5	52,500	P	33,750	31,500	31,500	2,150	1,150	34,479	18,812	63,000	18,812	18,782	46,956	3,762	1,881	137,597	184,554
39	53,000	P	34,000	31,800	31,800	2,156	1,156	35,056	18,829	63,600	18,829	18,784	46,961	3,766	1,883	139,480	186,441
39,5	53,333	P	34,167	32,000	32,000	2,161	1,161	35,635	18,786	64,000	18,786	18,777	46,942	3,757	1,879	141,359	188,301
40	53,667	P	34,333	32,200	32,200	2,165	1,165	36,217	18,744	64,400	18,744	18,761	46,901	3,749	1,874	143,233	190,135
40,5	54,000	P	34,500	32,400	32,400	2,170	1,170	36,800	18,701	64,800	18,701	18,735	46,838	3,740	1,870	145,103	191,942
41	54,333	P	34,667	32,600	32,600	2,174	1,174	37,386	18,659	65,200	18,659	18,701	46,754	3,732	1,866	146,969	193,723
41,5	54,667	P	34,833	32,800	32,800	2,179	1,179	37,974	18,617	65,600	18,617	18,683	46,708	3,723	1,862	148,831	195,538
42	55,000	P	35,000	33,000	33,000	2,183	1,183	38,565	18,575	66,000	18,575	18,688	46,720	3,715	1,857	150,688	197,408
42,5	55,833	P	35,417	33,500	33,500	2,194	1,194	39,159	18,700	67,000	18,700	18,716	46,790	3,740	1,870	152,558	199,348
43	56,667	P	35,833	34,000	34,000	2,205	1,205	39,759	18,821	68,000	18,821	18,766	46,916	3,764	1,882	154,441	201,356
43,5	57,500	P	36,250	34,500	34,500	2,217	1,217	40,364	18,939	69,000	18,939	18,839	47,097	3,788	1,894	156,334	203,431
44	58,333	P	36,667	35,000	35,000	2,228	1,228	40,975	19,054	70,000	19,054	18,933	47,331	3,811	1,905	158,240	205,571
44,5	59,167	P	37,083	35,500	35,500	2,239	1,239	41,592	19,165	71,000	19,165	18,992	47,480	3,833	1,917	160,156	207,637
45	60,000	P	37,500	36,000	36,000	2,250	1,250	42,214	19,273	72,000	19,273	19,051	47,627	3,855	1,927	162,084	209,710

Tabel C.2 Perhitungan Daya Dukung Metode Luciano Decourt

Depth	N	N'	γ_{SAT}	γ'	P_o		C_N	N1	Npakai	N_p	Ncorr	N_s	K	Ap	As	α	β	Qp/ujung	Qs	QL = Qp + Qs
m		Koreksi Muka Air (N>15)	t/m3	t/m3	t/m2	Kpa		Koreksi overburden	<<<N',N1		3≤N≤50		t/m2	m2	m2			ton	ton	ton
3	10	10	1,580	0,580	1,929	19,286	1,600	16,000	10,000	10,000	10,000	10,000	40	0,0625	3	1	1	25,000	13,000	38,000
3,5	10	10	1,580	0,580	2,219	22,188	1,600	16,000	10,000	10,000	10,000	10,000	40	0,0625	3,5	1	1	25,000	15,167	40,167
4	10	10	1,580	0,580	2,509	25,089	1,600	16,000	10,000	10,000	10,000	10,000	40	0,0625	4	1	1	25,000	17,333	42,333
4,5	10	10	1,580	0,580	2,799	27,991	1,600	16,000	10,000	10,000	10,000	10,000	40	0,0625	4,5	1	1	25,000	19,500	44,500
5	10	10	1,580	0,580	3,089	30,893	1,583	15,830	10,000	10,000	10,000	10,000	40	0,0625	5	1	1	25,000	21,667	46,667
5,5	10	10	1,580	0,580	3,379	33,795	1,528	15,279	10,000	10,233	10,000	10,000	40	0,0625	5,5	1	1	25,583	23,833	49,417
6	10	10	1,580	0,580	3,670	36,696	1,473	14,728	10,000	10,700	10,000	10,000	40	0,0625	6	1	1	26,750	26,000	52,750
6,5	11,167	11,16667	1,596	0,596	3,964	39,637	1,417	15,822	11,167	11,400	11,167	10,146	40	0,0625	6,5	1	1	28,500	28,483	56,983
7	12,333	12,33333	1,612	0,612	4,266	42,656	1,360	16,768	12,333	12,333	12,333	10,389	40	0,0625	7	1	1	30,833	31,241	62,074
7,5	13,500	13,5	1,627	0,627	4,575	45,753	1,301	17,559	13,500	13,417	13,500	10,700	40	0,0625	7,5	1	1	33,542	34,250	67,792
8	14,667	14,66667	1,643	0,643	4,893	48,929	1,240	18,192	14,667	14,383	14,667	11,061	40	0,0625	8	1	1	35,958	37,495	73,453
8,5	15,833	15,41667	1,658	0,658	5,218	52,182	1,208	19,130	15,417	15,250	15,417	11,424	40	0,0625	8,5	1	1	38,125	40,867	78,992
9	17	16	1,674	0,674	5,551	55,513	1,190	20,234	16,000	16,017	16,000	11,776	40	0,0625	9	1	1	40,042	44,327	84,369
9,5	18,333	16,66667	1,692	0,692	5,893	58,929	1,172	21,483	16,667	16,683	16,667	12,125	40	0,0625	9,5	1	1	41,708	47,896	89,604
10	19,667	17,33333	1,710	0,710	6,243	62,433	1,153	22,673	17,333	17,333	17,333	12,472	40	0,0625	10	1	1	43,333	51,574	94,907
10,5	21	18	1,728	0,728	6,603	66,027	1,133	23,803	18,000	18,000	18,000	12,818	40	0,0625	10,5	1	1	45,000	55,362	100,362
11	22,333	18,66667	1,746	0,746	6,971	69,710	1,114	24,870	18,667	18,667	18,667	13,162	40	0,0625	11	1	1	46,667	59,260	105,926
11,5	23,667	19,33333	1,763	0,763	7,348	73,482	1,093	25,872	19,333	19,367	19,333	13,505	40	0,0625	11,5	1	1	48,417	63,268	111,684
12	25	20	1,781	0,781	7,734	77,344	1,072	26,809	20,000	20,100	20,000	13,846	40	0,0625	12	1	1	50,250	67,386	117,636
12,5	26,667	20,83333	1,804	0,804	8,131	81,306	1,051	28,025	20,833	20,867	20,833	14,196	40	0,0625	12,5	1	1	52,167	71,649	123,816
13	28,333	21,66667	1,826	0,826	8,538	85,379	1,029	29,154	21,667	21,667	21,667	14,552	40	0,0625	13	1	1	54,167	76,057	130,224
13,5	30	22,5	1,848	0,848	8,956	89,565	1,006	30,191	22,500	22,500	22,500	14,913	40	0,0625	13,5	1	1	56,250	80,608	136,858
14	31,667	23,33333	1,871	0,871	9,386	93,862	0,983	31,133	23,333	23,333	23,333	15,279	40	0,0625	14	1	1	58,333	85,302	143,635
14,5	33,333	24,16667	1,893	0,893	9,827	98,270	0,959	31,978	24,167	24,167	24,167	15,649	40	0,0625	14,5	1	1	60,417	90,138	150,555
15	35	25	1,915	0,915	10,279	102,790	0,941	32,918	25,000	25,000	25,000	16,023	40	0,0625	15	1	1	62,500	95,117	157,617
15,5	36,667	25,83333	1,938	0,938	10,742	107,422	0,925	33,908	25,833	25,833	25,833	16,401	40	0,0625	15,5	1	1	64,583	100,237	164,820
16	38,333	26,66667	1,960	0,960	11,217	112,165	0,909	34,831	26,667	26,667	26,667	16,781	40	0,0625	16	1	1	66,667	105,498	172,165
16,5	40	27,5	1,982	0,982	11,702	117,020	0,892	35,685	27,500	27,500	27,500	17,164	40	0,0625	16,5	1	1	68,750	110,900	179,650
17	41,667	28,33333	2,004	1,004	12,199	121,987	0,875	36,469	28,333	28,333	28,333	17,549	40	0,0625	17	1	1	70,833	116,443	187,277
17,5	43,333	29,16667	2,027	1,027	12,706	127,065	0,858	37,179	29,167	28,950	29,167	17,936	40	0,0625	17,5	1	1	72,375	122,127	194,502
18	45	30	2,049	1,049	13,225	132,254	0,840	37,815	30,000	29,350	30,000	18,325	40	0,0625	18	1	1	73,375	127,952	201,327
18,5	44,5	29,75	2,042	1,042	13,748	137,483	0,823	36,604	29,750	29,533	29,750	18,682	40	0,0625	18,5	1	1	73,833	133,707	207,541
19	44	29,5	2,036	1,036	14,268	142,679	0,805	35,415	29,500	29,500	29,500	19,010	40	0,0625	19	1	1	73,750	139,397	213,147
19,5	43,5	29,25	2,029	1,029	14,784	147,840	0,787	34,249	29,250	29,250	29,250	19,311	40	0,0625	19,5	1	1	73,125	145,023	218,148
20	43	29	2,022	1,022	15,297	152,969	0,772	33,208	29,000	29,000	29,000	19,588	40	0,0625	20	1	1	72,500	150,587	223,087
20,5	42,5	28,75	2,016	1,016	15,806	158,064	0,759	32,259	28,750	28,717	28,750	19,843	40	0,0625	20,5	1	1	71,792	156,091	227,883
21	42	28,5	2,009	1,009	16,313	163,125	0,746	31,327	28,500	28,400	28,500	20,077	40	0,0625	21	1	1	71,000	161,536	232,536

Tabel C.2 Perhitungan Daya Dukung Metode Luciano Decourt (Lanjutan)

Depth	N	N'	γ_{SAT}	γ'	Po		C _N	N1	Npakai	Np	Ncorr	Ns	K	Ap	As	α	β	Qp/ujung	Qs	QL = Qp + Qs
m	N	Koreksi Muka Air (N>15)	t/m3	t/m3	t/m2	Kpa		Koreksi overburden	<<<N',N1		3≤N≤50		t/m2	m2	m2			ton	ton	ton
21,5	41,167	28,08333	1,998	0,998	16,814	168,142	0,733	30,168	28,083	28,050	28,083	20,287	40	0,0625	21,5	1	1	70,125	166,892	237,017
22	40,333	27,66667	1,987	0,987	17,310	173,103	0,720	29,037	27,667	27,667	27,667	20,476	40	0,0625	22	1	1	69,167	172,161	241,328
22,5	39,5	27,25	1,975	0,975	17,801	178,008	0,707	27,934	27,250	27,128	27,250	20,646	40	0,0625	22,5	1	1	67,820	177,344	245,164
23	38,667	26,83333	1,964	0,964	18,286	182,857	0,695	26,857	26,833	26,468	26,833	20,797	40	0,0625	23	1	1	66,169	182,442	248,611
23,5	37,833	26,41667	1,953	0,953	18,765	187,651	0,682	25,806	25,806	25,909	25,806	20,916	40	0,0625	23,5	1	1	64,773	187,342	252,115
24	37	26	1,942	0,942	19,239	192,388	0,670	24,782	24,782	25,462	24,782	21,006	40	0,0625	24	1	1	63,655	192,048	255,703
24,5	37,833	26,41667	1,953	0,953	19,713	197,126	0,657	24,874	24,874	25,145	24,874	21,094	40	0,0625	24,5	1	1	62,862	196,766	259,629
25	38,667	26,83333	1,964	0,964	20,192	201,920	0,647	25,015	25,015	25,076	25,015	21,181	40	0,0625	25	1	1	62,691	201,508	264,199
25,5	39,5	27,25	1,975	0,975	20,677	206,769	0,639	25,247	25,247	25,252	25,247	21,269	40	0,0625	25,5	1	1	63,131	206,290	269,421
26	40,333	27,66667	1,987	0,987	21,167	211,674	0,631	25,463	25,463	25,447	25,463	21,359	40	0,0625	26	1	1	63,616	211,108	274,724
26,5	41,167	28,08333	1,998	0,998	21,664	216,635	0,623	25,663	25,663	25,605	25,663	21,448	40	0,0625	26,5	1	1	64,013	215,960	279,973
27	42	28,5	2,009	1,009	22,165	221,652	0,615	25,845	25,845	25,708	25,845	21,538	40	0,0625	27	1	1	64,271	220,842	285,113
27,5	42,5	28,75	2,016	1,016	22,671	226,713	0,607	25,809	25,809	25,756	25,809	21,623	40	0,0625	27,5	1	1	64,391	225,715	290,106
28	43	29	2,022	1,022	23,181	231,808	0,599	25,762	25,762	25,751	25,762	21,705	40	0,0625	28	1	1	64,378	230,576	294,954
28,5	43,5	29,25	2,029	1,029	23,694	236,936	0,591	25,704	25,704	25,694	25,704	21,781	40	0,0625	28,5	1	1	64,234	235,424	299,658
29	44	29,5	2,036	1,036	24,210	242,098	0,583	25,636	25,636	25,630	25,636	21,854	40	0,0625	29	1	1	64,075	240,257	304,333
29,5	44,5	29,75	2,042	1,042	24,729	247,294	0,574	25,558	25,558	25,510	25,558	21,923	40	0,0625	29,5	1	1	63,775	245,074	308,849
30	45	30	2,049	1,049	25,252	252,522	0,566	25,491	25,491	25,335	25,491	21,988	40	0,0625	30	1	1	63,338	249,877	313,215
30,5	45	30	2,049	1,049	25,777	257,768	0,559	25,161	25,161	25,108	25,161	22,044	40	0,0625	30,5	1	1	62,770	254,617	317,387
31	45	30	2,049	1,049	26,301	263,013	0,552	24,830	24,830	24,830	24,830	22,093	40	0,0625	31	1	1	62,075	259,296	321,372
31,5	45	30	2,049	1,049	26,826	268,259	0,544	24,500	24,500	24,500	24,500	22,135	40	0,0625	31,5	1	1	61,249	263,914	325,164
32	45	30	2,049	1,049	27,350	273,504	0,537	24,169	24,169	24,169	24,169	22,169	40	0,0625	32	1	1	60,423	268,471	328,894
32,5	45	30	2,049	1,049	27,875	278,750	0,530	23,839	23,839	23,924	23,839	22,197	40	0,0625	32,5	1	1	59,811	272,968	332,778
33	45	30	2,049	1,049	28,400	283,996	0,522	23,508	23,508	23,762	23,508	22,219	40	0,0625	33	1	1	59,404	277,404	336,807
33,5	45,833	30,41667	2,060	1,060	28,927	289,269	0,515	23,605	23,605	23,678	23,605	22,241	40	0,0625	33,5	1	1	59,195	281,856	341,051
34	46,667	30,83333	2,071	1,071	29,460	294,598	0,508	23,686	23,686	23,691	23,686	22,264	40	0,0625	34	1	1	59,228	286,323	345,551
34,5	47,5	31,25	2,083	1,083	29,998	299,983	0,500	23,751	23,751	23,799	23,751	22,287	40	0,0625	34,5	1	1	59,497	290,801	350,298
35	48,333	31,66667	2,094	1,094	30,542	305,424	0,495	23,905	23,905	23,913	23,905	22,312	40	0,0625	35	1	1	59,782	295,306	355,088
35,5	49,167	32,08333	2,105	1,105	31,092	310,921	0,489	24,046	24,046	24,003	24,046	22,338	40	0,0625	35,5	1	1	60,007	299,836	359,842
36	50	32,5	2,116	1,116	31,647	316,473	0,484	24,176	24,176	24,070	24,176	22,366	40	0,0625	36	1	1	60,175	304,388	364,563
36,5	50,5	32,75	2,123	1,123	32,207	322,070	0,478	24,135	24,135	24,095	24,135	22,392	40	0,0625	36,5	1	1	60,239	308,932	369,171
37	51	33	2,129	1,129	32,770	327,701	0,472	24,087	24,087	24,080	24,087	22,416	40	0,0625	37	1	1	60,200	313,467	373,667
37,5	51,5	33,25	2,136	1,136	33,336	333,365	0,467	24,032	24,032	24,024	24,032	22,439	40	0,0625	37,5	1	1	60,061	317,992	378,052
38	52	33,5	2,143	1,143	33,906	339,063	0,461	23,969	23,969	23,964	23,969	22,461	40	0,0625	38	1	1	59,909	322,504	382,413
38,5	52,5	33,75	2,150	1,150	34,479	344,794	0,455	23,898	23,898	23,906	23,898	22,481	40	0,0625	38,5	1	1	59,764	327,004	386,768
39	53	34	2,156	1,156	35,056	350,558	0,450	23,832	23,832	23,851	23,832	22,499	40	0,0625	39	1	1	59,627	331,491	391,119
39,5	53,333	34,16667	2,161	1,161	35,635	356,350	0,446	23,797	23,797	23,800	23,797	22,517	40	0,0625	39,5	1	1	59,501	335,972	395,473
40	53,667	34,33333	2,165	1,165	36,217	362,165	0,443	23,758	23,758	23,755	23,758	22,533	40	0,0625	40	1	1	59,388	340,446	399,834

Tabel C.2 Perhitungan Daya Dukung Metode Luciano Decourt (Lanjutan)

Depth	N	N'	γ_{SAT}	γ'	Po		CN	N1	Npakai	Np	Ncorr	Ns	K	Ap	As	α	β	Qp/ujung	Qs	QL = Qp + Qs
m		Koreksi Muka Air (N>15)	t/m3	t/m3	t/m2	Kpa		Koreksi overburden	<<<N',N1		3≤N≤50		t/m2	m2	m2			ton	ton	ton
40,5	54	34,5	2,170	1,170	36,800	368,002	0,439	23,717	23,717	23,714	23,717	22,549	40	0,0625	40,5	1	1	59,284	344,911	404,196
41	54,333	34,66667	2,174	1,174	37,386	373,862	0,436	23,672	23,672	23,669	23,672	22,564	40	0,0625	41	1	1	59,173	349,369	408,542
41,5	54,667	34,83333	2,179	1,179	37,974	379,743	0,432	23,624	23,624	23,664	23,624	22,577	40	0,0625	41,5	1	1	59,159	353,818	412,977
42	55	35	2,183	1,183	38,565	385,647	0,429	23,574	23,574	23,697	23,574	22,590	40	0,0625	42	1	1	59,242	358,257	417,499
42,5	55,833	35,41667	2,194	1,194	39,159	391,590	0,425	23,732	23,732	23,776	23,732	22,604	40	0,0625	42,5	1	1	59,439	362,724	422,163
43	56,667	35,83333	2,205	1,205	39,759	397,589	0,421	23,882	23,882	23,905	23,882	22,620	40	0,0625	43	1	1	59,763	367,218	426,981
43,5	57,5	36,25	2,217	1,217	40,364	403,644	0,419	24,066	24,066	24,085	24,066	22,637	40	0,0625	43,5	1	1	60,213	371,744	431,956
44	58,333	36,66667	2,228	1,228	40,975	409,754	0,416	24,272	24,272	24,272	24,272	22,657	40	0,0625	44	1	1	60,681	376,305	436,987
44,5	59,167	37,08333	2,239	1,239	41,592	415,921	0,414	24,473	24,473	24,370	24,473	22,679	40	0,0625	44,5	1	1	60,925	380,902	441,827
45	60	37,5	2,250	1,250	42,214	422,143	0,411	24,669	24,669	24,471	24,669	22,702	40	0,0625	45	1	1	61,178	385,533	446,712

LAMPIRAN D

1. Perhitungan Evaluasi terhadap Gaya Lateral [41 – 43]
2. Perhitungan Evaluasi terhadap Daya Dukung Kalendering dan PDA [44 – 46]
3. Perhitungan Evaluasi terhadap Daya Dukung Metode Luciano Decourt [47 – 49]
4. Kontrol Kebutuhan Tiang Pancang Kelompok [50 – 53]
5. Revisi Kontrol Kebutuhan Tiang Pancang Kelompok [54 – 56]
6. Kontrol Momen Tiang Pancang Kelompok [57 – 59]

Tabel D.1 Perhitungan Evaluasi terhadap Gaya Lateral

Grid	Nomor	Joint	Gaya Lateral (ton)	Jumlah Pile Exist (n)	Hijin NAVFAC (ton)	Rasio Kapasitas/ Kebutuhan	Ket	Revisi Jumlah Pile (n)	Rasio Kapasitas/Kebutuhan	Keterangan
A	4	1	0,564	1	1,066	1,892	OK	1	1,892	OK
	5	2	0,920	1	1,066	1,159	OK	1	1,159	OK
	6	3	0,961	1	1,066	1,110	OK	1	1,110	OK
	7	4	0,907	1	1,066	1,176	OK	1	1,176	OK
	8	5	0,954	1	1,066	1,117	OK	1	1,117	OK
	9	6	0,474	1	1,066	2,250	OK	1	2,250	OK
B	1	7	0,100	1	1,066	10,682	OK	1	10,682	OK
	2	9	0,146	1	1,066	7,292	OK	1	7,292	OK
	3	10	1,523	1	1,066	0,700	TAMBAH TIANG	2	1,400	OK
	4	12	0,279	1	1,066	3,824	OK	1	3,824	OK
	5	13	0,451	1	1,066	2,364	OK	1	2,364	OK
	6	15	0,477	1	1,066	2,235	OK	1	2,235	OK
	7	16	0,511	1	1,066	2,088	OK	1	2,088	OK
	8	18	0,477	1	1,066	2,234	OK	1	2,234	OK
	9	19	0,864	1	1,066	1,234	OK	1	1,234	OK
	10	21	0,097	1	1,066	10,946	OK	1	10,946	OK
	11	22	1,744	1	1,066	0,611	TAMBAH TIANG	2	1,223	OK
	12	24	0,241	1	1,066	4,422	OK	1	4,422	OK
C	12	27	2,467	2	1,066	0,864	TAMBAH TIANG	3	1,296	OK
	10	30	2,728	3	1,066	1,172	OK	3	1,172	OK
	8	33	2,450	3	1,066	1,306	OK	3	1,306	OK
	6	36	2,451	3	1,066	1,305	OK	3	1,305	OK

Tabel D.1 Perhitungan Evaluasi terhadap Gaya Lateral (Lanjutan)

Grid	Nomor	Joint	Gaya Lateral (ton)	Jumlah Pile Exist (n)	Hijin NAVFAC (ton)	Rasio Kapasitas/ Kebutuhan	Ket	Revisi Jumlah Pile (n)	Rasio Kapasitas/Kebutuhan	Keterangan
C	4	39	2,339	3	1,066	1,367	OK	3	1,367	OK
	2	42	1,896	3	1,066	1,687	OK	3	1,687	OK
	1	45	1,101	2	1,066	1,937	OK	2	1,937	OK
E	12	48	3,939	2	1,066	0,541	TAMBAH TIANG	4	1,083	OK
	10	51	1,071	4	1,066	3,983	OK	4	3,983	OK
	8	54	1,033	4	1,066	4,127	OK	4	4,127	OK
	6	57	0,871	4	1,066	4,895	OK	4	4,895	OK
	4	60	0,376	4	1,066	11,354	OK	4	11,354	OK
	2	61	1,782	4	1,066	2,393	OK	4	2,393	OK
G	1	62	0,800	2	1,066	2,667	OK	2	2,667	OK
	12	63	1,953	2	1,066	1,092	OK	2	1,092	OK
	10	64	1,790	2	1,066	1,191	OK	2	1,191	OK
	8	65	1,715	2	1,066	1,243	OK	2	1,243	OK
	6	66	1,752	2	1,066	1,217	OK	2	1,217	OK
	4	67	2,048	2	1,066	1,041	OK	2	1,041	OK
	2	68	1,821	2	1,066	1,171	OK	2	1,171	OK
H	1	69	1,132	2	1,066	1,884	OK	2	1,884	OK
	1	70	0,119	1	1,066	8,989	OK	1	8,989	OK
	2	71	0,146	1	1,066	7,307	OK	1	7,307	OK
	3	72	1,363	1	1,066	0,782	TAMBAH TIANG	2	1,565	OK
	4	75	0,226	1	1,066	4,719	OK	1	4,719	OK
	5	78	1,329	1	1,066	0,802	TAMBAH TIANG	2	1,604	OK

Tabel D.1 Perhitungan Evaluasi terhadap Gaya Lateral (Lanjutan)

Grid	Nomor	Joint	Gaya Lateral (ton)	Jumlah Pile Exist (n)	Hijin NAVFAC (ton)	Rasio Kapasitas/ Kebutuhan	Ket	Revisi Jumlah Pile (n)	Rasio Kapasitas/Kebutuhan	Keterangan
H	7	84	1,321	1	1,066	0,807	TAMBAH TIANG	2	1,615	OK
	8	87	0,293	1	1,066	3,641	OK	1	3,641	OK
	9	90	1,260	1	1,066	0,846	TAMBAH TIANG	2	1,692	OK
	10	93	0,243	1	1,066	4,382	OK	1	4,382	OK
	11	106	1,469	1	1,066	0,726	TAMBAH TIANG	2	1,451	OK
	12	107	0,213	1	1,066	5,003	OK	1	5,003	OK
Jumlah Pile								97		

Tabel D.2 Perhitungan Evaluasi terhadap Daya Dukung Kalendering dan PDA

Grid	Nomor	Joint	Gaya Aksial (ton)	Jumlah Pile Exist (n)	DDT Rata-Rata Kalendering dan PDA (ton)	Rasio Kapasitas/Kebutuhan	Ket
A	4	1	7,040	1	57,769	8,206	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	5	2	12,288	1	57,769	4,701	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	6	3	12,094	1	57,769	4,777	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	7	4	11,882	1	57,769	4,862	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	8	5	12,492	1	57,769	4,625	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	9	6	6,680	1	57,769	8,648	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
B	1	7	5,750	1	57,769	10,048	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	2	9	7,818	1	57,769	7,389	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	3	10	19,151	1	57,769	3,017	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	4	12	12,987	1	57,769	4,448	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	5	13	31,050	1	57,769	1,861	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	6	15	19,313	1	57,769	2,991	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	7	16	31,146	1	57,769	1,855	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	8	18	19,362	1	57,769	2,984	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	9	19	24,469	1	57,769	2,361	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	10	21	5,378	1	57,769	10,743	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	11	22	20,230	1	57,769	2,856	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	12	24	4,327	1	57,769	13,350	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
C	12	27	43,089	2	57,769	2,681	TIDAK PERLU PENAMBAHAN

Tabel D.2 Perhitungan Evaluasi terhadap Daya Dukung Kalendering dan PDA (Lanjutan)

Grid	Nomor	Joint	Gaya Aksial (ton)	Jumlah Pile Exist (n)	DDT Rata-Rata Kalendering dan PDA (ton)	Rasio Kapasitas/Kebutuhan	Ket
C	10	30	85,057	3	57,769	2,038	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	8	33	77,348	3	57,769	2,241	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	6	36	77,712	3	57,769	2,230	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	4	39	78,092	3	57,769	2,219	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	2	42	62,821	3	57,769	2,759	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	1	45	25,138	2	57,769	4,596	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
E	12	48	63,372	2	57,769	1,823	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	10	51	122,166	4	57,769	1,891	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	8	54	113,246	4	57,769	2,040	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	6	57	114,447	4	57,769	2,019	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	4	60	119,093	4	57,769	1,940	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	2	61	92,583	4	57,769	2,496	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
G	1	62	34,323	2	57,769	3,366	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	12	63	38,388	2	57,769	3,010	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	10	64	70,050	2	57,769	1,649	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	8	65	68,208	2	57,769	1,694	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	6	66	68,803	2	57,769	1,679	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	4	67	73,966	2	57,769	1,562	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	2	68	61,668	2	57,769	1,874	TIDAK PERLU PENAMBAHAN

Tabel D.2 Perhitungan Evaluasi terhadap Daya Dukung Kalendering dan PDA (Lanjutan)

Grid	Nomor	Joint	Gaya Aksial (ton)	Jumlah Pile Exist (n)	DDT Rata-Rata Kalendering dan PDA (ton)	Rasio Kapasitas/ Kebutuhan	Ket
G	1	69	25,679	2	57,769	4,499	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
H	1	70	5,803	1	57,769	9,955	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	2	71	8,153	1	57,769	7,086	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	3	72	18,789	1	57,769	3,075	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	4	75	7,142	1	57,769	8,089	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	5	78	17,848	1	57,769	3,237	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	6	81	7,616	1	57,769	7,585	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	7	84	17,971	1	57,769	3,215	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	8	87	7,748	1	57,769	7,456	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	9	90	17,900	1	57,769	3,227	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	10	93	7,551	1	57,769	7,650	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	11	106	19,941	1	57,769	2,897	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
	12	107	5,246	1	57,769	11,012	TIDAK PERLU PENAMBAHAN
Jumlah Pile				87			

Tabel D.3 Perhitungan Evaluasi terhadap Daya Dukung Metode Luciano Decourt

Grid	Nomor	Joint	Gaya Aksial (ton)	Jumlah Pile Exist (n)	DDT Luciano	Rasio Kapasitas/Kebutuhan	Ket	Revisi Jumlah Pile (n)	Rasio Kapasitas/Kebutuhan	Keterangan
A	4	1	7,040	1	16,933	2,405	OK	1	2,405	OK
	5	2	12,288	1	16,933	1,378	OK	1	1,378	OK
	6	3	12,094	1	16,933	1,400	OK	1	1,400	OK
	7	4	11,882	1	16,933	1,425	OK	1	1,425	OK
	8	5	12,492	1	16,933	1,356	OK	1	1,356	OK
	9	6	6,680	1	16,933	2,535	OK	1	2,535	OK
B	1	7	5,750	1	16,933	2,945	OK	1	2,945	OK
	2	9	7,818	1	16,933	2,166	OK	1	2,166	OK
	3	10	19,151	1	16,933	0,884	TAMBAH TIANG	2	1,768	OK
	4	12	12,987	1	16,933	1,304	OK	1	1,304	OK
	5	13	31,050	1	16,933	0,545	TAMBAH TIANG	2	1,091	OK
	6	15	19,313	1	16,933	0,877	TAMBAH TIANG	2	1,754	OK
	7	16	31,146	1	16,933	0,544	TAMBAH TIANG	2	1,087	OK
	8	18	19,362	1	16,933	0,875	TAMBAH TIANG	2	1,749	OK
	9	19	24,469	1	16,933	0,692	TAMBAH TIANG	2	1,384	OK
	10	21	5,378	1	16,933	3,149	OK	1	3,149	OK
	11	22	20,230	1	16,933	0,837	TAMBAH TIANG	2	1,674	OK
	12	24	4,327	1	16,933	3,913	OK	1	3,913	OK
C	12	27	43,089	2	16,933	0,786	TAMBAH TIANG	3	1,179	OK
	10	30	85,057	3	16,933	0,597	TAMBAH TIANG	6	1,194	OK
	8	33	77,348	3	16,933	0,657	TAMBAH TIANG	5	1,095	OK
	6	36	77,712	3	16,933	0,654	TAMBAH TIANG	5	1,089	OK

Tabel D.3 Perhitungan Evaluasi terhadap Daya Dukung Metode Luciano Decourt (Lanjutan)

Grid	Nomor	Joint	Gaya Aksial (ton)	Jumlah Pile Exist (n)	DDT Luciano	Rasio Kapasitas/Kebutuhan	Ket	Revisi Jumlah Pile (n)	Rasio Kapasitas/Kebutuhan	Keterangan
C	4	39	78,092	3	16,933	0,651	TAMBAH TIANG	5	1,084	OK
	2	42	62,821	3	16,933	0,809	TAMBAH TIANG	4	1,078	OK
	1	45	25,138	2	16,933	1,347	OK	2	1,347	OK
E	12	48	63,372	2	16,933	0,534	TAMBAH TIANG	4	1,069	OK
	10	51	122,166	4	16,933	0,554	TAMBAH TIANG	8	1,109	OK
	8	54	113,246	4	16,933	0,598	TAMBAH TIANG	8	1,196	OK
	6	57	114,447	4	16,933	0,592	TAMBAH TIANG	7	1,036	OK
	4	60	119,093	4	16,933	0,569	TAMBAH TIANG	8	1,137	OK
	2	61	92,583	4	16,933	0,732	TAMBAH TIANG	6	1,097	OK
G	1	62	34,323	2	16,933	0,987	TAMBAH TIANG	3	1,480	OK
	12	63	38,388	2	16,933	0,882	TAMBAH TIANG	3	1,323	OK
	10	64	70,050	2	16,933	0,483	TAMBAH TIANG	5	1,209	OK
	8	65	68,208	2	16,933	0,497	TAMBAH TIANG	5	1,241	OK
	6	66	68,803	2	16,933	0,492	TAMBAH TIANG	5	1,231	OK
	4	67	73,966	2	16,933	0,458	TAMBAH TIANG	5	1,145	OK
	2	68	61,668	2	16,933	0,549	TAMBAH TIANG	4	1,098	OK
	1	69	25,679	2	16,933	1,319	OK	2	1,319	OK
H	1	70	5,803	1	16,933	2,918	OK	1	2,918	OK
	2	71	8,153	1	16,933	2,077	OK	1	2,077	OK
	3	72	18,789	1	16,933	0,901	TAMBAH TIANG	2	1,802	OK
	4	75	7,142	1	16,933	2,371	OK	1	2,371	OK
	5	78	17,848	1	16,933	0,949	TAMBAH TIANG	2	1,897	OK

Tabel D.3 Perhitungan Evaluasi terhadap Daya Dukung Metode Luciano Decourt (Lanjutan)

Grid	Nomor	Joint	Gaya Aksial (ton)	Jumlah Pile Exist (n)	DDT Luciano	Rasio Kapasitas/Kebutuhan	Ket	Revisi Jumlah Pile (n)	Rasio Kapasitas/Kebutuhan	Keterangan
	6	81	7,616	1	16,933	2,223	OK	1	2,223	OK
	7	84	17,971	1	16,933	0,942	TAMBAH TIANG	2	1,885	OK
	8	87	7,748	1	16,933	2,186	OK	1	2,186	OK
	9	90	17,900	1	16,933	0,946	TAMBAH TIANG	2	1,892	OK
	10	93	7,551	1	16,933	2,242	OK	1	2,242	OK
	11	106	19,941	1	16,933	0,849	TAMBAH TIANG	2	1,698	OK
	12	107	5,246	1	16,933	3,228	OK	1	3,228	OK
Jumlah Pile								145		

Tabel D.4 Kontrol Kebutuhan Tiang Pancang Kelompok

Grid	Nomor	DDT Kritis (Qijin)	Pallow 1 pile	Jumlah Pile n	Tipe PC	Efisiensi (Ce)	Qg = Qijin.n.Ce	V	Mx	My	Xmax	Ymax	ΣX2	ΣY2	Pmax	Kontrol Daya Dukung	Pmin	Kontrol Material
		ton	ton				ton	ton	ton.m	ton.m	m	m	m2	m2	ton	Pmax.n<=Qg	ton	Pallow>>Pmax
A	1	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	7,040	-0,842	1,015	0,000	0,000	0,000	0,000	7,040	OK	7,040	OK
	2	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	12,288	-0,096	1,659	0,000	0,000	0,000	0,000	12,288	OK	12,288	OK
	3	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	12,094	-0,173	1,731	0,000	0,000	0,000	0,000	12,094	OK	12,094	OK
	4	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	11,882	-0,158	1,630	0,000	0,000	0,000	0,000	11,882	OK	11,882	OK
	5	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	12,492	-0,252	1,715	0,000	0,000	0,000	0,000	12,492	OK	12,492	OK
	6	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	6,680	0,568	0,840	0,000	0,000	0,000	0,000	6,680	OK	6,680	OK
B	7	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	5,750	-0,259	-0,111	0,000	0,000	0,000	0,000	5,750	OK	5,750	OK
	9	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	7,818	-0,343	0,143	0,000	0,000	0,000	0,000	7,818	OK	7,818	OK
	10	16,933	79,620	2	PC-1	0,898	30,398	19,151	-0,085	2,265	0,375	0,000	0,281	0,000	12,596	OK	6,555	OK
	12	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	12,987	-0,583	-0,334	0,000	0,000	0,000	0,000	12,987	OK	12,987	OK
	13	16,933	79,620	2	PC-1	0,898	30,398	31,050	-0,154	0,808	0,375	0,000	0,281	0,000	16,602	NOT OK	14,448	OK
	15	16,933	79,620	2	PC-1	0,898	30,398	19,313	-0,182	-0,883	0,375	0,000	0,281	0,000	10,834	OK	8,478	OK
	16	16,933	79,620	2	PC-1	0,898	30,398	31,146	-0,157	0,912	0,375	0,000	0,281	0,000	16,789	NOT OK	14,358	OK

Tabel D.4 Kontrol Kebutuhan Tiang Pancang Kelompok (Lanjutan)

Grid	Nomor	DDT Kritis (Qijin)	Pallow 1 pile	Jumlah Pile n	Tipe PC	Efisiensi (Ce)	Qg = Qijin.n.Ce	V	Mx	My	Xmax	Ymax	ΣX2	ΣY2	Pmax	Kontrol Daya Dukung	Pmin	Kontrol Material
		ton	ton				ton	ton	ton.m	ton.m	m	m	m2	m2	ton	Pmax.n<=Qg	ton	Pallow>>Pmax
B	18	16,933	79,620	2	PC-1	0,898	30,398	19,362	-0,197	-0,888	0,375	0,000	0,281	0,000	10,865	OK	8,497	OK
	19	16,933	79,620	2	PC-1	0,898	30,398	24,469	0,305	1,551	0,375	0,000	0,281	0,000	14,302	OK	10,166	OK
	21	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	5,378	-0,168	0,154	0,000	0,000	0,000	0,000	5,378	OK	5,378	OK
	22	16,933	79,620	2	PC-1	0,898	30,398	20,230	-0,330	2,148	0,375	0,000	0,281	0,000	12,979	OK	7,251	OK
	24	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	4,327	0,367	0,022	0,000	0,000	0,000	0,000	4,327	OK	4,327	OK
C	27	16,933	79,620	3	PC-2	0,863	43,863	43,089	4,417	2,983	0,000	0,750	0,000	1,125	16,352	NOT OK	12,374	OK
	30	16,933	79,620	6	PC-4	0,761	77,320	85,057	-0,469	4,940	0,750	0,375	2,250	0,844	15,823	NOT OK	12,529	OK
	33	16,933	79,620	6	PC-4	0,761	77,320	77,348	-0,155	4,438	0,750	0,375	2,250	0,844	14,371	NOT OK	11,412	OK
	36	16,933	79,620	6	PC-4	0,761	77,320	77,712	-0,350	4,445	0,750	0,375	2,250	0,844	14,434	NOT OK	11,470	OK
	39	16,933	79,620	6	PC-4	0,761	77,320	78,092	0,135	4,247	0,750	0,375	2,250	0,844	14,431	NOT OK	11,600	OK
	42	16,933	79,620	4	PC-3	0,795	53,859	62,821	-2,222	3,446	0,375	0,375	0,563	0,563	18,002	NOT OK	13,408	OK
	45	16,933	79,620	2	PC-1	0,898	30,398	25,138	-1,189	2,002	0,375	0,000	0,281	0,000	15,238	NOT OK	9,900	OK
E	48	16,933	79,620	4	PC-3	0,795	53,859	63,372	7,092	-0,784	0,375	0,375	0,563	0,563	16,365	NOT OK	15,321	OK

Tabel D.4 Kontrol Kebutuhan Tiang Pancang Kelompok (Lanjutan)

Grid	Nomor	DDT Kritis (Qijin)	Pallow 1 pile	Jumlah Pile n	Tipe PC	Efisiensi (Ce)	Qg = Qijin.n.Ce	V	Mx	My	Xmax	Ymax	ΣX2	ΣY2	Pmax	Kontrol Daya Dukung	Pmin	Kontrol Material
		ton	ton				ton	ton	ton.m	ton.m	m	m	m2	m2	ton	Pmax.n<=Qg	ton	Pallow>>Pmax
E	51	16,933	79,620	8	PC-5	0,744	100,782	122,166	-0,835	-1,475	1,125	0,375	5,625	1,125	15,566	NOT OK	14,976	OK
	54	16,933	79,620	8	PC-5	0,744	100,782	113,246	-0,351	-1,902	1,125	0,375	5,625	1,125	14,536	NOT OK	13,775	OK
	57	16,933	79,620	8	PC-5	0,744	100,782	114,447	-0,170	-1,602	1,125	0,375	5,625	1,125	14,626	NOT OK	13,985	OK
	60	16,933	79,620	8	PC-5	0,744	100,782	119,093	0,149	-0,696	1,125	0,375	5,625	1,125	15,026	NOT OK	14,747	OK
	61	16,933	79,620	6	PC-4	0,761	77,320	92,583	-3,328	-0,414	0,375	0,750	0,844	2,250	15,614	NOT OK	14,137	OK
	62	16,933	79,620	3	PC-2	0,863	43,863	34,323	-1,540	0,002	0,750	0,000	1,125	0,000	11,443	OK	11,439	OK
G	63	16,933	79,620	3	PC-2	0,863	43,863	38,388	3,473	-2,439	0,750	0,000	1,125	0,000	14,422	OK	11,170	OK
	64	16,933	79,620	6	PC-4	0,761	77,320	70,050	-0,411	-3,288	0,750	0,375	2,250	0,844	12,771	OK	10,579	OK
	65	16,933	79,620	6	PC-4	0,761	77,320	68,208	-0,124	-3,146	0,750	0,375	2,250	0,844	12,417	OK	10,319	OK
	66	16,933	79,620	6	PC-4	0,761	77,320	68,803	-0,116	-3,208	0,750	0,375	2,250	0,844	12,537	OK	10,398	OK
	67	16,933	79,620	6	PC-4	0,761	77,320	73,966	-0,060	-3,742	0,750	0,375	2,250	0,844	13,575	NOT OK	11,080	OK
	68	16,933	79,620	4	PC-3	0,795	53,859	61,668	-1,846	-3,324	0,375	0,375	0,563	0,563	17,633	NOT OK	13,201	OK
	69	16,933	79,620	2	PC-1	0,898	30,398	25,679	-1,270	-2,067	0,375	0,000	0,281	0,000	15,596	NOT OK	10,083	OK

Tabel D.4 Kontrol Kebutuhan Tiang Pancang Kelompok (Lanjutan)

Grid	Nomor	DDT Kritis (Qijin)	Pallow 1 pile	Jumlah Pile n	Tipe PC	Efisiensi (Ce)	Qg = Qijin.n.Ce	V	Mx	My	Xmax	Ymax	ΣX2	ΣY2	Pmax	Kontrol Daya Dukung	Pmin	Kontrol Material
		ton	ton				ton	ton	ton.m	ton.m	m	m	m2	m2	ton	Pmax.n<=Qg	ton	Pallow>>Pmax
H	70	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	5,803	-0,307	0,077	0,000	0,000	0,000	0,000	5,803	OK	5,803	OK
	71	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	8,153	-0,356	0,198	0,000	0,000	0,000	0,000	8,153	OK	8,153	OK
	72	16,933	79,620	2	PC-1	0,898	30,398	18,789	-0,149	-2,493	0,375	0,000	0,281	0,000	12,718	OK	6,071	OK
	75	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	7,142	-0,205	-0,426	0,000	0,000	0,000	0,000	7,142	OK	7,142	OK
	78	16,933	79,620	2	PC-1	0,898	30,398	17,848	-0,216	-2,436	0,375	0,000	0,281	0,000	12,173	OK	5,676	OK
	81	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	7,616	-0,193	-0,545	0,000	0,000	0,000	0,000	7,616	OK	7,616	OK
	84	16,933	79,620	2	PC-1	0,898	30,398	17,971	-0,197	-2,426	0,375	0,000	0,281	0,000	12,220	OK	5,751	OK
	87	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	7,748	-0,184	-0,557	0,000	0,000	0,000	0,000	7,748	OK	7,748	OK
	90	16,933	79,620	2	PC-1	0,898	30,398	17,900	-0,175	-2,321	0,375	0,000	0,281	0,000	12,045	OK	5,855	OK
	93	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	7,551	-0,172	-0,473	0,000	0,000	0,000	0,000	7,551	OK	7,551	OK
	106	16,933	79,620	2	PC-1	0,898	30,398	19,941	-0,325	-2,507	0,375	0,000	0,281	0,000	13,312	OK	6,628	OK
	107	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	5,246	0,303	-0,199	0,000	0,000	0,000	0,000	5,246	OK	5,246	OK
Jumlah				153														

Tabel D.5 Revisi Kontrol Kebutuhan Tiang Pancang Kelompok

Grid	Nomor	DDT Kritis (Qijin)	Pallow 1 pile	Jumlah Pile n	Tipe PC	Efisiensi (Ce)	Qg = Qijin.n.Ce	V	Mx	My	Xmax	Ymax	ΣX2	ΣY2	Pmax	Kontrol Daya Dukung	Pmin	Kontrol Material
		ton	ton				ton	ton	ton.m	ton.m	m	m	m2	m2	ton	Pmax.n<=Qg	ton	Pallow>>Pmax
A	1	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	7,040	-0,842	1,015	0,000	0,000	0,000	0,000	7,040	OK	7,040	OK
	2	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	12,288	-0,096	1,659	0,000	0,000	0,000	0,000	12,288	OK	12,288	OK
	3	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	12,094	-0,173	1,731	0,000	0,000	0,000	0,000	12,094	OK	12,094	OK
	4	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	11,882	-0,158	1,630	0,000	0,000	0,000	0,000	11,882	OK	11,882	OK
	5	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	12,492	-0,252	1,715	0,000	0,000	0,000	0,000	12,492	OK	12,492	OK
	6	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	6,680	0,568	0,840	0,000	0,000	0,000	0,000	6,680	OK	6,680	OK
B	7	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	5,750	-0,259	-0,111	0,000	0,000	0,000	0,000	5,750	OK	5,750	OK
	9	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	7,818	-0,343	0,143	0,000	0,000	0,000	0,000	7,818	OK	7,818	OK
	10	16,933	79,620	2	PC-1	0,898	30,398	19,151	-0,085	2,265	0,375	0,000	0,281	0,000	12,596	OK	6,555	OK
	12	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	12,987	-0,583	-0,334	0,000	0,000	0,000	0,000	12,987	OK	12,987	OK
	13	16,933	79,620	3	PC-2	0,863	43,863	31,050	-0,154	0,808	0,750	0,000	1,125	0,000	10,889	OK	9,811	OK
	15	16,933	79,620	2	PC-1	0,898	30,398	19,313	-0,182	-0,883	0,375	0,000	0,281	0,000	10,834	OK	8,478	OK
	16	16,933	79,620	3	PC-2	0,863	43,863	31,146	-0,157	0,912	0,750	0,000	1,125	0,000	10,990	OK	9,774	OK
	18	16,933	79,620	2	PC-1	0,898	30,398	19,362	-0,197	-0,888	0,375	0,000	0,281	0,000	10,865	OK	8,497	OK
	19	16,933	79,620	2	PC-1	0,898	30,398	24,469	0,305	1,551	0,375	0,000	0,281	0,000	14,302	OK	10,166	OK
	21	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	5,378	-0,168	0,154	0,000	0,000	0,000	0,000	5,378	OK	5,378	OK
	22	16,933	79,620	2	PC-1	0,898	30,398	20,230	-0,330	2,148	0,375	0,000	0,281	0,000	12,979	OK	7,251	OK
	24	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	4,327	0,367	0,022	0,000	0,000	0,000	0,000	4,327	OK	4,327	OK

Tabel D.5 Revisi Kontrol Kebutuhan Tiang Pancang Kelompok (Lanjutan)

Grid	Nomor	DDT Kritis (Qijin)	Pallow 1 pile	Jumlah Pile n	Tipe PC	Efisiensi (Ce)	Qg = Qijin.n.Ce	V	Mx	My	Xmax	Ymax	ΣX2	ΣY2	Pmax	Kontrol Daya Dukung	Pmin	Kontrol Material	
		ton	ton				ton	ton	ton.m	ton.m	m	m	m2	m2	ton	Pmax.n<=Qg	ton	Pallow>>Pmax	
C	27	16,933	79,620	4	PC-3	0,795	53,859	43,089	4,417	2,983	0,000	0,750	0,000	1,125	12,761	OK	8,783	OK	
	30	16,933	79,620	8	PC-5	0,744	100,782	85,057	-	0,469	4,940	1,125	0,375	5,625	1,125	11,620	OK	9,644	OK
	33	16,933	79,620	8	PC-5	0,744	100,782	77,348	-	0,155	4,438	1,125	0,375	5,625	1,125	10,556	OK	8,781	OK
	36	16,933	79,620	8	PC-5	0,744	100,782	77,712	-	0,350	4,445	1,125	0,375	5,625	1,125	10,603	OK	8,825	OK
	39	16,933	79,620	8	PC-5	0,744	100,782	78,092	0,135	4,247	1,125	0,375	5,625	1,125	10,611	OK	8,912	OK	
	42	16,933	79,620	6	PC-4	0,761	77,320	62,821	-	2,222	3,446	0,750	0,375	2,250	0,844	11,619	OK	9,322	OK
	45	16,933	79,620	3	PC-2	0,863	43,863	25,138	-	1,189	2,002	0,750	0,000	1,125	0,000	9,714	OK	7,045	OK
E	48	16,933	79,620	6	PC-4	0,761	77,320	63,372	7,092	-	0,784	0,750	0,375	2,250	0,844	10,823	OK	10,214	OK
	51	16,933	79,620	10	PC-6	0,734	124,243	122,166	-	0,835	1,475	1,500	0,375	11,250	1,406	12,413	OK	12,020	OK
	54	16,933	79,620	10	PC-6	0,734	124,243	113,246	-	0,351	1,902	1,500	0,375	11,250	1,406	11,578	OK	11,071	OK
	57	16,933	79,620	10	PC-6	0,734	124,243	114,447	-	0,170	1,602	1,500	0,375	11,250	1,406	11,658	OK	11,231	OK
	60	16,933	79,620	10	PC-6	0,734	124,243	119,093	0,149	-	0,696	1,500	0,375	11,250	1,406	12,002	OK	11,817	OK
	61	16,933	79,620	8	PC-5	0,744	100,782	92,583	-	3,328	0,414	0,375	0,750	0,375	-	11,987	OK	10,130	OK
	62	16,933	79,620	3	PC-2	0,863	43,863	34,323	-	1,540	0,002	0,750	0,000	1,125	0,000	11,443	OK	11,439	OK
G	63	16,933	79,620	3	PC-2	0,863	43,863	38,388	3,473	-	2,439	0,750	0,000	1,125	0,000	14,422	OK	11,170	OK
	64	16,933	79,620	6	PC-4	0,761	77,320	70,050	-	0,411	3,288	0,750	0,375	2,250	0,844	12,771	OK	10,579	OK
	65	16,933	79,620	6	PC-4	0,761	77,320	68,208	-	0,124	3,146	0,750	0,375	2,250	0,844	12,417	OK	10,319	OK

Tabel D.5 Revisi Kontrol Kebutuhan Tiang Pancang Kelompok (Lanjutan)

Grid	Nomor	DDT Kritis (Qijin)	Pallow 1 pile	Jumlah Pile n	Tipe PC	Efisiensi (Ce)	Qg = Qijin.n.Ce	V	Mx	My	Xmax	Ymax	ΣX2	ΣY2	Pmax	Kontrol Daya Dukung	Pmin	Kontrol Material
		ton	ton				ton	ton	ton.m	ton.m	m	m	m2	m2	ton	Pmax.n<=Qg	ton	Pallow>>Pmax
G	66	16,933	79,620	6	PC-4	0,761	77,320	68,803	-0,116	-3,208	0,750	0,375	2,250	0,844	12,537	OK	10,398	OK
	67	16,933	79,620	8	PC-5	0,744	100,782	73,966	-0,060	-3,742	1,125	0,375	5,625	1,125	9,994	OK	8,497	OK
	68	16,933	79,620	6	PC-4	0,761	77,320	61,668	-1,846	-3,324	0,750	0,375	2,250	0,844	11,386	OK	9,170	OK
	69	16,933	79,620	3	PC-2	0,863	43,863	25,679	-1,270	-2,067	0,750	0,000	1,125	0,000	9,938	OK	7,181	OK
H	70	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	5,803	-0,307	0,077	0,000	0,000	0,000	0,000	5,803	OK	5,803	OK
	71	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	8,153	-0,356	-0,198	0,000	0,000	0,000	0,000	8,153	OK	8,153	OK
	72	16,933	79,620	2	PC-1	0,898	30,398	18,789	-0,149	-2,493	0,375	0,000	0,281	0,000	12,718	OK	6,071	OK
	75	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	7,142	-0,205	-0,426	0,000	0,000	0,000	0,000	7,142	OK	7,142	OK
	78	16,933	79,620	2	PC-1	0,898	30,398	17,848	-0,216	-2,436	0,375	0,000	0,281	0,000	12,173	OK	5,676	OK
	81	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	7,616	-0,193	-0,545	0,000	0,000	0,000	0,000	7,616	OK	7,616	OK
	84	16,933	79,620	2	PC-1	0,898	30,398	17,971	-0,197	-2,426	0,375	0,000	0,281	0,000	12,220	OK	5,751	OK
	87	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	7,748	-0,184	-0,557	0,000	0,000	0,000	0,000	7,748	OK	7,748	OK
	90	16,933	79,620	2	PC-1	0,898	30,398	17,900	-0,175	-2,321	0,375	0,000	0,281	0,000	12,045	OK	5,855	OK
	93	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	7,551	-0,172	-0,473	0,000	0,000	0,000	0,000	7,551	OK	7,551	OK
	106	16,933	79,620	2	PC-1	0,898	30,398	19,941	-0,325	-2,507	0,375	0,000	0,281	0,000	13,312	OK	6,628	OK
107	16,933	79,620	1	PC	1,000	16,933	5,246	0,303	-0,199	0,000	0,000	0,000	0,000	5,246	OK	5,246	OK	
Jumlah				184														

Tabel D.6 Kontrol Momen Tiang Pancang Kelompok

Grid	Nomor	Tipe Tiang	F1 (x)	F2 (y)	Jumlah Tiang	P 1 Tiang X	P 1 Tiang Y	Hijin Material	Cek Gaya Lateral	Momen X	Momen Y	Mcrack	Cek Momen Reaksi	Fm	T	Mx	My	Cek Momen
		(m)	(ton)	(ton)	(n)	(ton)	(ton)	(ton)	P1x,y<Hijin	ton-m	ton-m	ton-m	Mx,y/n<Mcr		m	Fm.T.P1x	Fm.T.P1y	Mx,y<Mcr
A	1	0,25x0,25	0,564	0,424	1	0,564	0,424	1,279	OK	-0,842	1,015	2,520	OK	0,94	1,440	0,763	0,574	OK
	2	0,25x0,25	0,920	0,014	1	0,920	0,014	1,279	OK	-0,096	1,659	2,520	OK	0,94	1,440	1,245	0,019	OK
	3	0,25x0,25	0,961	0,056	1	0,961	0,056	1,279	OK	-0,173	1,731	2,520	OK	0,94	1,440	1,301	0,075	OK
	4	0,25x0,25	0,907	0,048	1	0,907	0,048	1,279	OK	-0,158	1,630	2,520	OK	0,94	1,440	1,227	0,064	OK
	5	0,25x0,25	0,954	0,099	1	0,954	0,099	1,279	OK	-0,252	1,715	2,520	OK	0,94	1,440	1,292	0,134	OK
	6	0,25x0,25	0,474	-0,352	1	0,474	-0,352	1,279	OK	0,568	0,840	2,520	OK	0,94	1,440	0,642	-0,477	OK
B	7	0,25x0,25	-0,061	0,100	1	-0,061	0,100	1,279	OK	-0,259	-0,111	2,520	OK	0,94	1,440	-0,082	0,135	OK
	9	0,25x0,25	0,081	0,146	1	0,081	0,146	1,279	OK	-0,343	0,143	2,520	OK	0,94	1,440	0,109	0,198	OK
	10	0,25x0,25	1,523	0,005	2	0,762	0,002	1,279	OK	-0,085	2,265	2,520	OK	0,94	1,440	1,031	0,003	OK
	12	0,25x0,25	-0,178	0,279	1	-0,178	0,279	1,279	OK	-0,583	-0,334	2,520	OK	0,94	1,440	-0,241	0,377	OK
	13	0,25x0,25	0,451	0,043	3	0,150	0,014	1,279	OK	-0,154	0,808	2,520	OK	0,94	1,440	0,203	0,020	OK
	15	0,25x0,25	-0,477	0,059	2	-0,239	0,029	1,279	OK	-0,182	-0,883	2,520	OK	0,94	1,440	-0,323	0,040	OK
	16	0,25x0,25	0,511	0,045	3	0,170	0,015	1,279	OK	-0,157	0,912	2,520	OK	0,94	1,440	0,230	0,020	OK
	18	0,25x0,25	-0,477	0,067	2	-0,239	0,034	1,279	OK	-0,197	-0,888	2,520	OK	0,94	1,440	-0,323	0,046	OK
	19	0,25x0,25	0,864	-0,208	2	0,432	-0,104	1,279	OK	0,305	1,551	2,520	OK	0,94	1,440	0,585	-0,141	OK
	21	0,25x0,25	0,097	0,052	1	0,097	0,052	1,279	OK	-0,168	0,154	2,520	OK	0,94	1,440	0,132	0,071	OK
	22	0,25x0,25	1,744	0,142	2	0,872	0,071	1,279	OK	-0,330	2,148	2,520	OK	0,94	1,440	1,181	0,096	OK
24	0,25x0,25	0,027	-0,241	1	0,027	-0,241	1,279	OK	0,367	0,022	2,520	OK	0,94	1,440	0,037	-0,326	OK	
C	27	0,25x0,25	1,655	-2,467	4	0,414	-0,617	1,279	OK	4,417	2,983	2,520	OK	0,94	1,440	0,560	-0,835	OK
	30	0,25x0,25	2,728	0,217	8	0,341	0,027	1,279	OK	-0,469	4,940	2,520	OK	0,94	1,440	0,462	0,037	OK
	33	0,25x0,25	2,450	0,044	8	0,306	0,005	1,279	OK	-0,155	4,438	2,520	OK	0,94	1,440	0,415	0,007	OK
	36	0,25x0,25	2,451	0,151	8	0,306	0,019	1,279	OK	-0,350	4,445	2,520	OK	0,94	1,440	0,415	0,025	OK
	39	0,25x0,25	2,339	-0,117	8	0,292	-0,015	1,279	OK	0,135	4,247	2,520	OK	0,94	1,440	0,396	-0,020	OK

Tabel D.6 Kontrol Momen Tiang Pancang Kelompok (Lanjutan)

Grid	Nomor	Tipe Tiang	F1 (x)	F2 (y)	Jumlah Tiang	P 1 Tiang X	P 1 Tiang Y	Hijin Material	Cek Gaya Lateral	Momen X	Momen Y	Mcrack	Cek Momen Reaksi	Fm	T	Mx	My	Cek Momen
		(m)	(ton)	(ton)	(n)	(ton)	(ton)	(ton)	P1x,y<Hijin	ton-m	ton-m	ton-m	Mx,y/n<Mcr		m	Fm.T.P1x	Fm.T.P1y	Mx,y<Mcr
C	42	0,25x0,25	1,896	1,178	6	0,316	0,196	1,279	OK	-2,222	3,446	2,520	OK	0,94	1,440	0,428	0,266	OK
	45	0,25x0,25	1,101	0,610	3	0,367	0,203	1,279	OK	-1,189	2,002	2,520	OK	0,94	1,440	0,497	0,275	OK
E	48	0,25x0,25	-0,414	-3,939	6	-0,069	-0,657	1,279	OK	7,092	-0,784	2,520	OK	0,94	1,440	-0,093	-0,889	OK
	51	0,25x0,25	-1,071	0,415	10	-0,107	0,042	1,279	OK	-0,835	-1,475	2,520	OK	0,94	1,440	-0,145	0,056	OK
	54	0,25x0,25	-1,033	0,149	10	-0,103	0,015	1,279	OK	-0,351	-1,902	2,520	OK	0,94	1,440	-0,140	0,020	OK
	57	0,25x0,25	-0,871	0,048	10	-0,087	0,005	1,279	OK	-0,170	-1,602	2,520	OK	0,94	1,440	-0,118	0,007	OK
	60	0,25x0,25	-0,376	-0,128	10	-0,038	-0,013	1,279	OK	0,149	-0,696	2,520	OK	0,94	1,440	-0,051	-0,017	OK
	61	0,25x0,25	-0,223	1,782	8	-0,028	0,223	1,279	OK	-3,328	-0,414	2,520	OK	0,94	1,440	-0,038	0,302	OK
	62	0,25x0,25	0,004	0,800	3	0,001	0,267	1,279	OK	-1,540	0,002	2,520	OK	0,94	1,440	0,002	0,361	OK
G	63	0,25x0,25	-1,321	-1,953	3	-0,440	-0,651	1,279	OK	3,473	-2,439	2,520	OK	0,94	1,440	-0,596	-0,881	OK
	64	0,25x0,25	-1,790	0,180	6	-0,298	0,030	1,279	OK	-0,411	-3,288	2,520	OK	0,94	1,440	-0,404	0,041	OK
	65	0,25x0,25	-1,715	0,022	6	-0,286	0,004	1,279	OK	-0,124	-3,146	2,520	OK	0,94	1,440	-0,387	0,005	OK
	66	0,25x0,25	-1,752	0,016	6	-0,292	0,003	1,279	OK	-0,116	-3,208	2,520	OK	0,94	1,440	-0,395	0,004	OK
	67	0,25x0,25	-2,048	-0,015	8	-0,256	-0,002	1,279	OK	-0,060	-3,742	2,520	OK	0,94	1,440	-0,347	-0,003	OK
	68	0,25x0,25	-1,821	0,966	6	-0,303	0,161	1,279	OK	-1,846	-3,324	2,520	OK	0,94	1,440	-0,411	0,218	OK
	69	0,25x0,25	-1,132	0,649	3	-0,377	0,216	1,279	OK	-1,270	-2,067	2,520	OK	0,94	1,440	-0,511	0,293	OK
H	70	0,25x0,25	0,047	0,119	1	0,047	0,119	1,279	OK	-0,307	0,077	2,520	OK	0,94	1,440	0,063	0,161	OK
	71	0,25x0,25	-0,103	0,146	1	-0,103	0,146	1,279	OK	-0,356	-0,198	2,520	OK	0,94	1,440	-0,139	0,198	OK
	72	0,25x0,25	-1,363	0,032	2	-0,681	0,016	1,279	OK	-0,149	-2,493	2,520	OK	0,94	1,440	-0,922	0,022	OK
	75	0,25x0,25	-0,226	0,064	1	-0,226	0,064	1,279	OK	-0,205	-0,426	2,520	OK	0,94	1,440	-0,306	0,086	OK
	78	0,25x0,25	-1,329	0,070	2	-0,665	0,035	1,279	OK	-0,216	-2,436	2,520	OK	0,94	1,440	-0,900	0,047	OK
	81	0,25x0,25	-0,289	0,058	1	-0,289	0,058	1,279	OK	-0,193	-0,545	2,520	OK	0,94	1,440	-0,391	0,078	OK
	84	0,25x0,25	-1,321	0,060	2	-0,660	0,030	1,279	OK	-0,197	-2,426	2,520	OK	0,94	1,440	-0,894	0,041	OK

Tabel D.6 Kontrol Momen Tiang Pancang Kelompok (Lanjutan)

Grid	Nomor	Tipe Tiang	F1 (x)	F2 (y)	Jumlah Tiang	P 1 Tiang X	P 1 Tiang Y	Hijin Material	Cek Gaya Lateral	Momen X	Momen Y	Mcrack	Cek Momen Reaksi	Fm	T	Mx	My	Cek Momen
		(m)	(ton)	(ton)	(n)	(ton)	(ton)	(ton)	P1x,y<Hijin	ton-m	ton-m	ton-m	Mx,y/n<Mcr		m	Fm.T.P1x	Fm.T.P1y	Mx,y<Mcr
	87	0,25x0,25	-0,293	0,054	1	-0,293	0,054	1,279	OK	-0,184	-0,557	2,520	OK	0,94	1,440	-0,396	0,073	OK
	90	0,25x0,25	-1,260	0,049	2	-0,630	0,025	1,279	OK	-0,175	-2,321	2,520	OK	0,94	1,440	-0,853	0,033	OK
	93	0,25x0,25	-0,243	0,048	1	-0,243	0,048	1,279	OK	-0,172	-0,473	2,520	OK	0,94	1,440	-0,329	0,065	OK
	106	0,25x0,25	-1,469	0,132	2	-0,735	0,066	1,279	OK	-0,325	-2,507	2,520	OK	0,94	1,440	-0,995	0,089	OK
	107	0,25x0,25	-0,090	-0,213	1	-0,090	-0,213	1,279	OK	0,303	-0,199	2,520	OK	0,94	1,440	-0,122	-0,289	OK

LAMPIRAN E

1. Rekap Perhitungan Kontrol Geser Pons [61]
2. Rekap Perhitungan Penulangan Pilecap [62]

Tabel E.1 Rekap Perhitungan Kontrol Geser Pons

Tipe	Dimensi			Vu (ton)	ϕV_c (ton)	Kontrol
	B (m)	L (m)	t (m)			
PC	0,5	0,5	0,5	12,987	125,192	OK
PC - 1	1,35	0,5	0,5	24,469	125,192	OK
PC - 2	2	0,5	0,5	38,388	125,192	OK
PC - 3	1,25	1,25	0,5	43,089	125,192	OK
PC - 4	2	1,25	0,5	70,05	125,192	OK
PC - 5	2,75	1,25	0,5	92,583	125,192	OK
PC - 6	3,5	1,25	0,5	122,166	125,192	OK

Tabel E.2 Rekap Perhitungan Penulangan Pilecap

Tipe	Dimensi			Mx (ton-m)	My (ton-m)	D tulangan		Spasi (mm)
	B (m)	L (m)	t (m)			Utama (mm)	Senggang (mm)	
PC	0,500	0,500	0,500	0,842	1,731	25	25	250
PC - 1	1,350	0,500	0,500	0,330	2,507	25	25	250
PC - 2	2,000	0,500	0,500	3,473	2,439	25	25	250
PC - 3	1,250	1,250	0,500	4,417	2,983	25	25	250
PC - 4	2,000	1,250	0,500	7,092	3,324	25	25	250
PC - 5	2,750	1,250	0,500	3,328	4,940	25	25	250
PC - 6	3,500	1,250	0,500	0,835	1,902	25	25	250

LAMPIRAN F

1. Perhitungan Daya Dukung Pondasi Menerus Beban Merata Strip Arah X [64 – 66]
2. Perhitungan Daya Dukung Pondasi Menerus Beban Merata Strip Arah Y [67 – 69]
3. Perhitungan Jarak Eksentrisitas pada Tinjauan Strip Resultante Arah X [70 – 71]
4. Perhitungan Daya Dukung pada Tinjauan Strip Resultante Arah X [72 – 73]
5. Perhitungan Jarak Eksentrisitas pada Tinjauan Strip Resultante Arah Y [74 – 75]
6. Perhitungan Daya Dukung pada Tinjauan Strip Resultante Arah Y [76 – 77]
7. Perhitungan Tahanan Geser dan Immediate Settlement pada Strip [78 – 82]

Tabel F.1 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Menerus Beban Merata Strip Arah X

Strip Arah X											
Grid	Joint SAP	Joint (Eksist)	P (ton)	ΣP (ton)	Panjang Strip (m)	B pond (m)	σ_{pond} (t/m ²)	A (m ²)	$\sigma=(P/A)+\sigma_{pond}$ (t/m ²)	σ_{ijin} tanah (t/m ²)	Kontrol ($\sigma < \sigma_{ijin}$)
A	9	66	6,384	60,655	20	1	1,650	20	4,683	15,479	OK
	12	67	12,159								
	15	68	11,582								
	18	69	11,800								
	21	70	11,987								
	24	71	6,743								
B	27	72	4,249	194,810	44	1	1,650	44	6,077	15,479	OK
	30	73	19,451								
	33	74	5,671								
	36	75	24,177								
	39	76	19,210								
	42	77	30,737								
	45	78	18,598								
	48	79	29,969								
	51	80	11,842								
	54	81	18,756								
	57	82	6,881								
	60	83	5,270								
C	75	84	41,091	448,079	44	1	1,650	44	11,834	15,479	OK
	78	85	79,985								
	81	86	75,997								
	84	87	77,938								
	87	88	81,161								

Tabel F.2 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Menerus Beban Merata Strip Arah X (Lanjutan)

Strip Arah X											
Grid	Joint SAP	Joint (Eksist)	P (ton)	ΣP (ton)	Panjang Strip (m)	B pond (m)	σ_{pond} (t/m ²)	A (m ²)	$\sigma=(P/A)+\sigma_{pond}$ (t/m ²)	σ_{ijin} tanah (t/m ²)	Kontrol ($\sigma < \sigma_{ijin}$)
C	90	89	66,946	448,079	44	1	1,650	44	11,834	15,479	OK
	93	90	24,961								
E	163	91	65,283	655,882	44	1,5	1,467	66	11,404	17,809	OK
	164	92	120,882								
	165	93	115,085								
	166	94	112,466								
	167	95	117,919								
	168	96	91,812								
G	169	97	32,436	403,716	44	1	1,650	44	10,825	15,479	OK
	219	98	41,698								
	220	99	75,420								
	221	100	70,459								
	222	101	68,040								
	223	102	68,738								
H	224	103	55,634	137,682	44	1	1,650	44	4,779	15,479	OK
	225	104	23,729								
	228	105	4,215								
	231	106	20,023								
	234	107	6,190								
	237	108	17,866								
241	109	6,937									
244	110	17,517									
247	111	7,253									

Tabel F.3 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Menerus Beban Merata Strip Arah X (Lanjutan)

Strip Arah X											
Grid	Joint SAP	Joint (Eksist)	P (ton)	ΣP (ton)	Panjang Strip (m)	B pond (m)	σ_{pond} (t/m ²)	A (m ²)	$\sigma=(P/A)+\sigma_{pond}$ (t/m ²)	σ_{ijin} tanah (t/m ²)	Kontrol ($\sigma < \sigma_{ijin}$)
H	250	112	17,613	137,682	44	1	1,650	44	4,779	15,479	OK
	253	113	7,216								
	256	114	18,595								
	259	115	8,446								
	262	116	5,812								

Tabel F.2 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Menerus Beban Merata Strip Arah Y

Strip Arah Y											
Grid	Joint SAP	Joint (Eksist)	P (ton)	ΣP (ton)	Panjang Strip (m)	B pond (m)	σ_{pond} (t/m ²)	A (m ²)	$\sigma=(P/A)+\sigma_{pond}$ (t/m ²)	σ_{ijin} tanah (t/m ²)	Kontrol ($\sigma < \sigma_{ijin}$)
1	27	72	4,249	89,590	22	1	1,650	22	5,722	15,479	OK
	93	90	24,961								
	169	97	32,436								
	225	104	23,729								
	228	105	4,215								
2	30	73	19,451	39,473	22	1	1,650	22	3,444	15,479	OK
	231	106	20,023								
3	33	74	5,671	226,252	22	1	1,650	22	11,934	15,479	OK
	90	89	66,946								
	168	96	91,812								
	224	103	55,634								
	234	107	6,190								
4	9	66	6,384	48,427	27	1	1,650	27	3,444	15,479	OK
	36	75	24,177								
	237	108	17,866								
5	12	67	12,159	306,123	27	1,5	1,467	40,5	9,025	17,809	OK
	39	76	19,210								
	87	88	81,161								
	167	95	117,919								
	223	102	68,738								
	241	109	6,937								
6	15	68	11,582	59,837	27	1	1,650	27	3,866	15,479	OK
	42	77	30,737								
	244	110	17,517								

Tabel F.2 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Menerus Beban Merata Strip Arah Y (Lanjutan)

Strip Arah Y											
Grid	Joint SAP	Joint (Eksist)	P (ton)	ΣP (ton)	Panjang Strip (m)	B pond (m)	σ_{pond} (t/m ²)	A (m ²)	$\sigma=(P/A)+\sigma_{pond}$ (t/m ²)	σ_{ijin} tanah (t/m ²)	Kontrol ($\sigma < \sigma_{ijin}$)
7	18	69	11,800	296,094	27	1,5	1,467	40,5	8,778	17,809	OK
	45	78	18,598								
	84	87	77,938								
	166	94	112,466								
	222	101	68,040								
	247	111	7,253								
8	21	70	11,987	59,569	27	1	1,650	27	3,856	15,479	OK
	48	79	29,969								
	250	112	17,613								
9	24	71	6,743	287,342	27	1	1,650	27	12,292	15,479	OK
	51	80	11,842								
	81	86	75,997								
	165	93	115,085								
	221	100	70,459								
	253	113	7,216								
10	54	81	18,756	37,350	22	1	1,650	22	3,348	15,479	OK
	256	114	18,595								
11	57	82	6,881	291,614	22	1,5	1,467	33	10,303	17,809	OK
	78	85	79,985								
	164	92	120,882								
	220	99	75,420								
	259	115	8,446								
12	60	83	5,270	159,153	22	1	1,650	22	8,884	15,479	OK
	75	84	41,091								

Tabel F.2 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Menerus Beban Merata Strip Arah Y (Lanjutan)

Strip Arah Y											
Grid	Joint SAP	Joint (Eksist)	P (ton)	ΣP (ton)	Panjang Strip (m)	B pond (m)	σ_{pond} (t/m ²)	A (m ²)	$\sigma=(P/A)+\sigma_{pond}$ (t/m ²)	σ_{ijin} tanah (t/m ²)	Kontrol ($\sigma < \sigma_{ijin}$)
12	163	91	65,283	159,153	22	1	1,650	22	8,884	15,479	OK
	219	98	41,698								
	262	116	5,812								

Tabel F.3 Perhitungan Jarak Eksentrisitas pada Tinjauan Strip Resultante Arah X

Grid	Joint SAP	Joint	P (ton)	ΣP (ton)	B (m)	L (m)	t pond (m)	La pond (m)	Jarak X (m)	Jarak Y (m)	F.X (ton.m)	F.Y (ton.m)	X' (m)	Y' (m)	ex (m)	ey (m)
A	9	66	6,384	60,655	20	1	1	0,5	20,000	0,500	127,672	3,192	9,951	0,500	-0,049	0,000
	12	67	12,159		20	1	1	0,5	16,000	0,500	194,550	6,080	9,951	0,500	-0,049	0,000
	15	68	11,582		20	1	1	0,5	12,000	0,500	138,986	5,791	9,951	0,500	-0,049	0,000
	18	69	11,800		20	1	1	0,5	8,000	0,500	94,402	5,900	9,951	0,500	-0,049	0,000
	21	70	11,987		20	1	1	0,5	4,000	0,500	47,947	5,993	9,951	0,500	-0,049	0,000
	24	71	6,743		20	1	1	0,5	0,000	0,500	0,000	3,371	9,951	0,500	-0,049	0,000
B	27	72	4,249	194,810	44	1	1	0,5	44,000	0,500	186,956	2,125	22,532	0,500	0,532	0,000
	30	73	19,451		44	1	1	0,5	40,000	0,500	778,024	9,725	22,532	0,500	0,532	0,000
	33	74	5,671		44	1	1	0,5	36,000	0,500	204,142	2,835	22,532	0,500	0,532	0,000
	36	75	24,177		44	1	1	0,5	32,000	0,500	773,677	12,089	22,532	0,500	0,532	0,000
	39	76	19,210		44	1	1	0,5	28,000	0,500	537,866	9,605	22,532	0,500	0,532	0,000
	42	77	30,737		44	1	1	0,5	24,000	0,500	737,688	15,369	22,532	0,500	0,532	0,000
	45	78	18,598		44	1	1	0,5	20,000	0,500	371,954	9,299	22,532	0,500	0,532	0,000
	48	79	29,969		44	1	1	0,5	16,000	0,500	479,510	14,985	22,532	0,500	0,532	0,000
	51	80	11,842		44	1	1	0,5	12,000	0,500	142,105	5,921	22,532	0,500	0,532	0,000
	54	81	18,756		44	1	1	0,5	8,000	0,500	150,045	9,378	22,532	0,500	0,532	0,000
	57	82	6,881		44	1	1	0,5	4,000	0,500	27,524	3,441	22,532	0,500	0,532	0,000
	60	83	5,270		44	1	1	0,5	0,000	0,500	0,000	2,635	22,532	0,500	0,532	0,000
C	75	84	41,091	448,079	44	1	1	0,5	44,000	0,500	1808,022	20,546	21,460	0,500	-0,540	0,000
	78	85	79,985		44	1	1	0,5	36,000	0,500	2879,449	39,992	21,460	0,500	-0,540	0,000
	81	86	75,997		44	1	1	0,5	28,000	0,500	2127,927	37,999	21,460	0,500	-0,540	0,000
	84	87	77,938		44	1	1	0,5	20,000	0,500	1558,762	38,969	21,460	0,500	-0,540	0,000
	87	88	81,161		44	1	1	0,5	12,000	0,500	973,927	40,580	21,460	0,500	-0,540	0,000
	90	89	66,946		44	1	1	0,5	4,000	0,500	267,782	33,473	21,460	0,500	-0,540	0,000
	93	90	24,961		44	1	1	0,5	0,000	0,500	0,000	12,481	21,460	0,500	-0,540	0,000

Tabel F.3 Perhitungan Jarak Eksentrisitas pada Tinjauan Strip Resultante Arah X (Lanjutan)

Grid	Joint SAP	Joint	P (ton)	ΣP (ton)	B (m)	L (m)	t pond (m)	La pond (m)	Jarak X (m)	Jarak Y (m)	F.X (ton.m)	F.Y (ton.m)	X' (m)	Y' (m)	ex (m)	ey (m)
E	163	91	65,283	655,882	44	1,5	1	0,5	44,000	0,750	2872,430	48,962	22,074	0,750	0,074	0,000
	164	92	120,882		44	1,5	1	0,5	36,000	0,750	4351,759	90,662	22,074	0,750	0,074	0,000
	165	93	115,085		44	1,5	1	0,5	28,000	0,750	3222,372	86,314	22,074	0,750	0,074	0,000
	166	94	112,466		44	1,5	1	0,5	20,000	0,750	2249,316	84,349	22,074	0,750	0,074	0,000
	167	95	117,919		44	1,5	1	0,5	12,000	0,750	1415,027	88,439	22,074	0,750	0,074	0,000
	168	96	91,812		44	1,5	1	0,5	4,000	0,750	367,247	68,859	22,074	0,750	0,074	0,000
	169	97	32,436		44	1,5	1	0,5	0,000	0,750	0,000	24,327	22,074	0,750	0,074	0,000
G	219	98	41,698	403,716	44	1	1	0,5	44,000	0,500	1834,694	20,849	22,122	0,500	0,122	0,000
	220	99	75,420		44	1	1	0,5	36,000	0,500	2715,134	37,710	22,122	0,500	0,122	0,000
	221	100	70,459		44	1	1	0,5	28,000	0,500	1972,852	35,230	22,122	0,500	0,122	0,000
	222	101	68,040		44	1	1	0,5	20,000	0,500	1360,790	34,020	22,122	0,500	0,122	0,000
	223	102	68,738		44	1	1	0,5	12,000	0,500	824,850	34,369	22,122	0,500	0,122	0,000
	224	103	55,634		44	1	1	0,5	4,000	0,500	222,535	27,817	22,122	0,500	0,122	0,000
	225	104	23,729		44	1	1	0,5	0,000	0,500	0,000	11,864	22,122	0,500	0,122	0,000
H	228	105	4,215	137,682	44	1	1	0,5	44,000	0,500	185,447	2,107	22,454	0,500	0,454	0,000
	231	106	20,023		44	1	1	0,5	40,000	0,500	800,912	10,011	22,454	0,500	0,454	0,000
	234	107	6,190		44	1	1	0,5	36,000	0,500	222,833	3,095	22,454	0,500	0,454	0,000
	237	108	17,866		44	1	1	0,5	32,000	0,500	571,699	8,933	22,454	0,500	0,454	0,000
	241	109	6,937		44	1	1	0,5	28,000	0,500	194,236	3,469	22,454	0,500	0,454	0,000
	244	110	17,517		44	1	1	0,5	24,000	0,500	420,415	8,759	22,454	0,500	0,454	0,000
	247	111	7,253		44	1	1	0,5	20,000	0,500	145,058	3,626	22,454	0,500	0,454	0,000
	250	112	17,613		44	1	1	0,5	16,000	0,500	281,808	8,807	22,454	0,500	0,454	0,000
	253	113	7,216		44	1	1	0,5	12,000	0,500	86,596	3,608	22,454	0,500	0,454	0,000
	256	114	18,595		44	1	1	0,5	8,000	0,500	148,758	9,297	22,454	0,500	0,454	0,000
	259	115	8,446		44	1	1	0,5	4,000	0,500	33,782	4,223	22,454	0,500	0,454	0,000
	262	116	5,812		44	1	1	0,5	0,000	0,500	0,000	2,906	22,454	0,500	0,454	0,000

Tabel F.4 Perhitungan Daya Dukung pada Tinjauan Strip Resultante Arah X

Grid	Joint SAP	Joint	P (ton)	$\sum P$ (ton)	$M_x = \sum P \cdot e_y$ (ton.m)	$M_y = \sum P \cdot e_x$ (ton.m)	A (m ²)	$I_x = (1/12)B(L^3)$ (m ⁴)	$I_y = (1/12)(B^3)L$ (m ⁴)	σ (t/m ²)	σ_{pond} (t/m ²)	$\sigma_{ijin tanah}$ (t/m ²)	Kontrol ($\sigma + \sigma_{pond} < \sigma_{ijin}$)
A	9	66	6,384	60,655	0,000	2,992	20,000	666,667	1,667	3,078	1,650	15,479	OK
	12	67	12,159		0,000	2,992	20,000	666,667	1,667	3,060	1,650	15,479	OK
	15	68	11,582		0,000	2,992	20,000	666,667	1,667	3,042	1,650	15,479	OK
	18	69	11,800		0,000	2,992	20,000	666,667	1,667	3,024	1,650	15,479	OK
	21	70	11,987		0,000	2,992	20,000	666,667	1,667	3,006	1,650	15,479	OK
	24	71	6,743		0,000	2,992	20,000	666,667	1,667	2,988	1,650	15,479	OK
B	27	72	4,249	194,810	0,000	103,675	44,000	7098,667	3,667	1,692	1,650	15,479	OK
	30	73	19,451		0,000	103,675	44,000	7098,667	3,667	1,634	1,650	15,479	OK
	33	74	5,671		0,000	103,675	44,000	7098,667	3,667	1,575	1,650	15,479	OK
	36	75	24,177		0,000	103,675	44,000	7098,667	3,667	1,517	1,650	15,479	OK
	39	76	19,210		0,000	103,675	44,000	7098,667	3,667	1,458	1,650	15,479	OK
	42	77	30,737		0,000	103,675	44,000	7098,667	3,667	1,400	1,650	15,479	OK
	45	78	18,598		0,000	103,675	44,000	7098,667	3,667	1,342	1,650	15,479	OK
	48	79	29,969		0,000	103,675	44,000	7098,667	3,667	1,283	1,650	15,479	OK
	51	80	11,842		0,000	103,675	44,000	7098,667	3,667	1,225	1,650	15,479	OK
	54	81	18,756		0,000	103,675	44,000	7098,667	3,667	1,166	1,650	15,479	OK
	57	82	6,881		0,000	103,675	44,000	7098,667	3,667	1,108	1,650	15,479	OK
60	83	5,270	0,000	103,675	44,000	7098,667	3,667	1,049	1,650	15,479	OK		
C	75	84	41,091	448,079	0,000	241,868	44,000	7098,667	3,667	2,147	1,650	15,479	OK
	78	85	79,985		0,000	241,868	44,000	7098,667	3,667	1,874	1,650	15,479	OK
	81	86	75,997		0,000	241,868	44,000	7098,667	3,667	1,601	1,650	15,479	OK
	84	87	77,938		0,000	241,868	44,000	7098,667	3,667	1,329	1,650	15,479	OK
	87	88	81,161		0,000	241,868	44,000	7098,667	3,667	1,056	1,650	15,479	OK
	90	89	66,946		0,000	241,868	44,000	7098,667	3,667	0,784	1,650	15,479	OK
	93	90	24,961		0,000	241,868	44,000	7098,667	3,667	0,647	1,650	15,479	OK

Tabel F.4 Perhitungan Daya Dukung pada Tinjauan Strip Resultante Arah X (Lanjutan)

Grid	Joint SAP	Joint	P (ton)	$\sum P$ (ton)	$M_x = \sum P \cdot e_y$ (ton.m)	$M_y = \sum P \cdot e_x$ (ton.m)	A (m ²)	$I_x = (1/12)B(L^3)$ (m ⁴)	$I_y = (1/12)(B^3)L$ (m ⁴)	σ (t/m ²)	σ_{pond} (t/m ²)	$\sigma_{ijin tanah}$ (t/m ²)	Kontrol ($\sigma + \sigma_{pond} < \sigma_{ijin}$)
E	163	91	65,283	655,882	0,000	48,744	66,000	10648,000	12,375	10,038	1,467	17,809	OK
	164	92	120,882		0,000	48,744	66,000	10648,000	12,375	10,001	1,467	17,809	OK
	165	93	115,085		0,000	48,744	66,000	10648,000	12,375	9,965	1,467	17,809	OK
	166	94	112,466		0,000	48,744	66,000	10648,000	12,375	9,928	1,467	17,809	OK
	167	95	117,919		0,000	48,744	66,000	10648,000	12,375	9,891	1,467	17,809	OK
	168	96	91,812		0,000	48,744	66,000	10648,000	12,375	9,855	1,467	17,809	OK
	169	97	32,436		0,000	48,744	66,000	10648,000	12,375	9,837	1,467	17,809	OK
G	219	98	41,698	403,716	0,000	49,097	44,000	7098,667	3,667	1,530	1,650	15,479	OK
	220	99	75,420		0,000	49,097	44,000	7098,667	3,667	1,475	1,650	15,479	OK
	221	100	70,459		0,000	49,097	44,000	7098,667	3,667	1,419	1,650	15,479	OK
	222	101	68,040		0,000	49,097	44,000	7098,667	3,667	1,364	1,650	15,479	OK
	223	102	68,738		0,000	49,097	44,000	7098,667	3,667	1,309	1,650	15,479	OK
	224	103	55,634		0,000	49,097	44,000	7098,667	3,667	1,253	1,650	15,479	OK
	225	104	23,729		0,000	49,097	44,000	7098,667	3,667	1,226	1,650	15,479	OK
H	228	105	4,215	137,682	0,000	62,548	44,000	7098,667	3,667	1,568	1,650	15,479	OK
	231	106	20,023		0,000	62,548	44,000	7098,667	3,667	1,533	1,650	15,479	OK
	234	107	6,190		0,000	62,548	44,000	7098,667	3,667	1,498	1,650	15,479	OK
	237	108	17,866		0,000	62,548	44,000	7098,667	3,667	1,463	1,650	15,479	OK
	241	109	6,937		0,000	62,548	44,000	7098,667	3,667	1,427	1,650	15,479	OK
	244	110	17,517		0,000	62,548	44,000	7098,667	3,667	1,392	1,650	15,479	OK
	247	111	7,253		0,000	62,548	44,000	7098,667	3,667	1,357	1,650	15,479	OK
	250	112	17,613		0,000	62,548	44,000	7098,667	3,667	1,322	1,650	15,479	OK
	253	113	7,216		0,000	62,548	44,000	7098,667	3,667	1,286	1,650	15,479	OK
	256	114	18,595		0,000	62,548	44,000	7098,667	3,667	1,251	1,650	15,479	OK
	259	115	8,446		0,000	62,548	44,000	7098,667	3,667	1,216	1,650	15,479	OK
	262	116	5,812		0,000	62,548	44,000	7098,667	3,667	1,181	1,650	15,479	OK

Tabel F.5 Perhitungan Jarak Eksentrisitas pada Tinjauan Strip Resultante Arah Y

Grid	Joint SAP	Joint	P (ton)	$\sum P$ (ton)	B (m)	L (m)	t pond (m)	La pond (m)	Jarak X (m)	Jarak Y (m)	F.X (ton.m)	F.Y (ton.m)	X' (m)	Y' (m)	ex (m)	ey (m)
1	27	72	4,249	89,5897	1	22	1	0,5	0,500	0,000	2,125	0,000	0,500	10,886	0,000	-0,114
	93	90	24,9612		1	22	1	0,5	0,500	3,000	12,481	74,884	0,500	10,886	0,000	-0,114
	169	97	32,4363		1	22	1	0,5	0,500	11,000	16,218	356,799	0,500	10,886	0,000	-0,114
	225	104	23,7285		1	22	1	0,5	0,500	19,000	11,864	450,842	0,500	10,886	0,000	-0,114
	228	105	4,2147		1	22	1	0,5	0,500	22,000	2,107	92,723	0,500	10,886	0,000	-0,114
2	30	73	19,4506	39,4734	1	22	1	0,5	0,500	0,000	9,725	0,000	0,500	11,159	0,000	0,159
	231	106	20,0228		1	22	1	0,5	0,500	22,000	10,011	440,502	0,500	11,159	0,000	0,159
3	33	74	5,6706	226,2515	1	22	1	0,5	0,500	0,000	2,835	0,000	0,500	10,625	0,000	-0,375
	90	89	66,9456		1	22	1	0,5	0,500	3,000	33,473	200,837	0,500	10,625	0,000	-0,375
	168	96	91,8117		1	22	1	0,5	0,500	11,000	45,906	1009,929	0,500	10,625	0,000	-0,375
	224	103	55,6338		1	22	1	0,5	0,500	19,000	27,817	1057,042	0,500	10,625	0,000	-0,375
	234	107	6,1898		1	22	1	0,5	0,500	22,000	3,095	136,176	0,500	10,625	0,000	-0,375
4	9	66	6,3836	48,4266	1	27	1	0,5	0,500	0,000	3,192	0,000	0,500	12,457	0,000	-1,043
	36	75	24,1774		1	27	1	0,5	0,500	5,000	12,089	120,887	0,500	12,457	0,000	-1,043
	237	108	17,8656		1	27	1	0,5	0,500	27,000	8,933	482,371	0,500	12,457	0,000	-1,043
5	12	67	12,1594	306,1229	1,5	27	1	0,5	0,750	0,000	9,120	0,000	0,750	14,599	0,000	1,099
	39	76	19,2095		1,5	27	1	0,5	0,750	5,000	14,407	96,048	0,750	14,599	0,000	1,099
	87	88	81,1606		1,5	27	1	0,5	0,750	8,000	60,870	649,285	0,750	14,599	0,000	1,099
	167	95	117,9189		1,5	27	1	0,5	0,750	16,000	88,439	1886,702	0,750	14,599	0,000	1,099
	223	102	68,7375		1,5	27	1	0,5	0,750	24,000	51,553	1649,700	0,750	14,599	0,000	1,099
	241	109	6,937		1,5	27	1	0,5	0,750	27,000	5,203	187,299	0,750	14,599	0,000	1,099
6	15	68	11,5822	59,8365	1	27	1	0,5	0,500	0,000	5,791	0,000	0,500	10,473	0,000	-3,027
	42	77	30,737		1	27	1	0,5	0,500	5,000	15,369	153,685	0,500	10,473	0,000	-3,027
	244	110	17,5173		1	27	1	0,5	0,500	27,000	8,759	472,967	0,500	10,473	0,000	-3,027
7	18	69	11,8003	296,0943	1,5	27	1	0,5	0,750	0,000	8,850	0,000	0,750	14,673	0,000	1,173
	45	78	18,5977		1,5	27	1	0,5	0,750	5,000	13,948	92,989	0,750	14,673	0,000	1,173

Tabel F.5 Perhitungan Jarak Eksentrisitas pada Tinjauan Strip Resultante Arah Y (Lanjutan)

Grid	Joint SAP	Joint	P (ton)	ΣP (ton)	B (m)	L (m)	t pond (m)	La pond (m)	Jarak X (m)	Jarak Y (m)	F.X (ton.m)	F.Y (ton.m)	X' (m)	Y' (m)	ex (m)	ey (m)
7	84	87	77,9381	296,0943	1,5	27	1	0,5	0,750	8,000	58,454	623,505	0,750	14,673	0,000	1,173
	166	94	112,4658		1,5	27	1	0,5	0,750	16,000	84,349	1799,453	0,750	14,673	0,000	1,173
	222	101	68,0395		1,5	27	1	0,5	0,750	24,000	51,030	1632,948	0,750	14,673	0,000	1,173
	247	111	7,2529		1,5	27	1	0,5	0,750	27,000	5,440	195,828	0,750	14,673	0,000	1,173
8	21	70	11,9867	59,5691	1	27	1	0,5	0,500	0,000	5,993	0,000	0,500	10,499	0,000	-3,001
	48	79	29,9694		1	27	1	0,5	0,500	5,000	14,985	149,847	0,500	10,499	0,000	-3,001
	250	112	17,613		1	27	1	0,5	0,500	27,000	8,807	475,551	0,500	10,499	0,000	-3,001
9	24	71	6,7428	287,3423	1,5	27	1	0,5	0,750	0,000	5,057	0,000	0,750	15,293	0,000	1,793
	51	80	11,8421		1,5	27	1	0,5	0,750	5,000	8,882	59,211	0,750	15,293	0,000	1,793
	81	86	75,9974		1,5	27	1	0,5	0,750	8,000	56,998	607,979	0,750	15,293	0,000	1,793
	165	93	115,0847		1,5	27	1	0,5	0,750	16,000	86,314	1841,355	0,750	15,293	0,000	1,793
	221	100	70,459		1,5	27	1	0,5	0,750	24,000	52,844	1691,016	0,750	15,293	0,000	1,793
	253	113	7,2163		1,5	27	1	0,5	0,750	27,000	5,412	194,840	0,750	15,293	0,000	1,793
10	54	81	18,7556	37,3503	1	22	1	0,5	0,500	0,000	9,378	0,000	0,500	13,442	0,000	2,442
	256	114	18,5947		1	22	1	0,5	0,500	27,000	9,297	502,057	0,500	13,442	0,000	2,442
11	57	82	6,881	291,6139	1	22	1	0,5	0,500	0,000	3,441	0,000	0,500	10,934	0,000	-0,066
	78	85	79,9847		1	22	1	0,5	0,500	3,000	39,992	239,954	0,500	10,934	0,000	-0,066
	164	92	120,8822		1	22	1	0,5	0,500	11,000	60,441	1329,704	0,500	10,934	0,000	-0,066
	220	99	75,4204		1	22	1	0,5	0,500	19,000	37,710	1432,988	0,500	10,934	0,000	-0,066
	259	115	8,4456		1	22	1	0,5	0,500	22,000	4,223	185,803	0,500	10,934	0,000	-0,066
12	60	83	5,2699	159,1533	1	22	1	0,5	0,500	0,000	2,635	0,000	0,500	11,068	0,000	0,068
	75	84	41,0914		1	22	1	0,5	0,500	3,000	20,546	123,274	0,500	11,068	0,000	0,068
	163	91	65,2825		1	22	1	0,5	0,500	11,000	32,641	718,108	0,500	11,068	0,000	0,068
	219	98	41,6976		1	22	1	0,5	0,500	19,000	20,849	792,254	0,500	11,068	0,000	0,068
	262	116	5,8119		1	22	1	0,5	0,500	22,000	2,906	127,862	0,500	11,068	0,000	0,068

Tabel F.6 Perhitungan Daya Dukung pada Tinjauan Strip Resultante Arah Y

Grid	Joint SAP	Joint	P (ton)	$\sum P$ (ton)	$M_x = \sum P \cdot e_y$ (ton.m)	$M_y = \sum P \cdot e_x$ (ton.m)	A (m ²)	$I_y = (1/12)B(L^3)$ (m ⁴)	$I_x = (1/12)(B^3)L$ (m ⁴)	σ (t/m ²)	σ_{pond} (t/m ²)	σ_{ijin} tanah (t/m ²)	Kontrol ($\sigma + \sigma_{pond} < \sigma_{ijin}$)
1	27	72	4,249	89,5897	10,239	0,000	22,000	887,333	1,833	4,074	1,650	15,479	OK
	93	90	24,9612		10,239	0,000	22,000	887,333	1,833	4,108	1,650	15,479	OK
	169	97	32,4363		10,239	0,000	22,000	887,333	1,833	4,201	1,650	15,479	OK
	225	104	23,7285		10,239	0,000	22,000	887,333	1,833	4,293	1,650	15,479	OK
	228	105	4,2147		10,239	0,000	22,000	887,333	1,833	4,327	1,650	15,479	OK
2	30	73	19,4506	39,4734	6,294	0,000	22,000	887,333	1,833	1,793	1,650	15,479	OK
	231	106	20,0228		6,294	0,000	22,000	887,333	1,833	1,949	1,650	15,479	OK
3	33	74	5,6706	226,2515	84,783	0,000	22,000	887,333	1,833	10,320	1,650	15,479	OK
	90	89	66,9456		84,783	0,000	22,000	887,333	1,833	10,607	1,650	15,479	OK
	168	96	91,8117		84,783	0,000	22,000	887,333	1,833	11,371	1,650	15,479	OK
	224	103	55,6338		84,783	0,000	22,000	887,333	1,833	12,135	1,650	15,479	OK
	234	107	6,1898		84,783	0,000	22,000	887,333	1,833	12,422	1,650	15,479	OK
4	9	66	6,3836	48,4266	50,501	0,000	27,000	1640,250	2,250	1,826	1,650	15,479	OK
	36	75	24,1774		50,501	0,000	27,000	1640,250	2,250	1,980	1,650	15,479	OK
	237	108	17,8656		50,501	0,000	27,000	1640,250	2,250	2,657	1,650	15,479	OK
5	12	67	12,1594	306,1229	336,375	0,000	40,500	2460,375	7,594	7,408	1,467	17,809	OK
	39	76	19,2095		336,375	0,000	40,500	2460,375	7,594	8,092	1,467	17,809	OK
	87	88	81,1606		336,375	0,000	40,500	2460,375	7,594	8,502	1,467	17,809	OK
	167	95	117,9189		336,375	0,000	40,500	2460,375	7,594	9,596	1,467	17,809	OK
	223	102	68,7375		336,375	0,000	40,500	2460,375	7,594	10,690	1,467	17,809	OK
	241	109	6,937		336,375	0,000	40,500	2460,375	7,594	11,100	1,467	17,809	OK
6	15	68	11,5822	59,8365	181,141	0,000	27,000	1640,250	2,250	2,550	1,650	15,479	OK
	42	77	30,737		181,141	0,000	27,000	1640,250	2,250	3,103	1,650	15,479	OK
	244	110	17,5173		181,141	0,000	27,000	1640,250	2,250	5,532	1,650	15,479	OK
7	18	69	11,8003	296,0943	347,449	0,000	40,500	2460,375	7,594	7,145	1,467	17,809	OK
	45	78	18,5977		347,449	0,000	40,500	2460,375	7,594	7,851	1,467	17,809	OK

Tabel F.6 Perhitungan Daya Dukung pada Tinjauan Strip Resultante Arah Y (Lanjutan)

Grid	Joint SAP	Joint	P (ton)	$\sum P$ (ton)	$M_x = \sum P \cdot e_y$ (ton.m)	$M_y = \sum P \cdot e_x$ (ton.m)	A (m ²)	$I_y = (1/12)B(L^3)$ (m ⁴)	$I_x = (1/12)(B^3)L$ (m ⁴)	σ (t/m ²)	σ_{pond} (t/m ²)	σ_{ijin} tanah (t/m ²)	Kontrol ($\sigma + \sigma_{pond} < \sigma_{ijin}$)
7	84	87	77,9381	296,0943	347,449	0,000	40,500	2460,375	7,594	8,275	1,467	17,809	OK
	166	94	112,4658		347,449	0,000	40,500	2460,375	7,594	9,405	1,467	17,809	OK
	222	101	68,0395		347,449	0,000	40,500	2460,375	7,594	10,534	1,467	17,809	OK
	247	111	7,2529		347,449	0,000	40,500	2460,375	7,594	10,958	1,467	17,809	OK
8	21	70	11,9867	59,5691	178,785	0,000	27,000	1640,250	2,250	2,533	1,650	15,479	OK
	48	79	29,9694		178,785	0,000	27,000	1640,250	2,250	3,078	1,650	15,479	OK
	250	112	17,613		178,785	0,000	27,000	1640,250	2,250	5,476	1,650	15,479	OK
9	24	71	6,7428	287,3423	515,280	0,000	40,500	2460,375	7,594	6,719	1,467	17,809	OK
	51	80	11,8421		515,280	0,000	40,500	2460,375	7,594	7,766	1,467	17,809	OK
	81	86	75,9974		515,280	0,000	40,500	2460,375	7,594	8,395	1,467	17,809	OK
	165	93	115,0847		515,280	0,000	40,500	2460,375	7,594	10,070	1,467	17,809	OK
	221	100	70,459		515,280	0,000	40,500	2460,375	7,594	11,746	1,467	17,809	OK
	253	113	7,2163		515,280	0,000	40,500	2460,375	7,594	12,374	1,467	17,809	OK
10	54	81	18,7556	37,3503	91,204	0,000	22,000	887,333	1,833	1,447	1,650	15,479	OK
	256	114	18,5947		91,204	0,000	22,000	887,333	1,833	4,222	1,650	15,479	OK
11	57	82	6,881	291,6139	19,304	0,000	22,000	887,333	1,833	13,257	1,650	15,479	OK
	78	85	79,9847		19,304	0,000	22,000	887,333	1,833	13,322	1,650	15,479	OK
	164	92	120,8822		19,304	0,000	22,000	887,333	1,833	13,496	1,650	15,479	OK
	220	99	75,4204		19,304	0,000	22,000	887,333	1,833	13,670	1,650	15,479	OK
	259	115	8,4456		19,304	0,000	22,000	887,333	1,833	13,735	1,650	15,479	OK
12	60	83	5,2699	159,1533	10,812	0,000	22,000	887,333	1,833	7,233	1,650	15,479	OK
	75	84	41,0914		10,812	0,000	22,000	887,333	1,833	7,270	1,650	15,479	OK
	163	91	65,2825		10,812	0,000	22,000	887,333	1,833	7,367	1,650	15,479	OK
	219	98	41,6976		10,812	0,000	22,000	887,333	1,833	7,465	1,650	15,479	OK
	262	116	5,8119		10,812	0,000	22,000	887,333	1,833	7,501	1,650	15,479	OK

Tabel F.7 Perhitungan Tahanan Geser dan *Immediate Settlement* pada Strip

Strip Arah X															
Grid	Joint SAP	Joint (Eksist)	P (ton)	∑P (ton)	Panjang Strip (m)	B pond (m)	σpond (t/m2)	A (m2)	σ=(P/A)+σpond (t/m2)	Tahanan Geser (ton)	Fx (ton)	Fy (ton)	Kontrol (Fx,y<Tahanan Geser)	Immediate Settlement (cm)	Kontrol δ<15 cm
A	9	66	6,384	60,655	20	1	1,650	20	4,683	3,217	0,6363	0,4441	OK	0,376	OK
	12	67	12,159							6,127	1,2601	-0,1401	OK		
	15	68	11,582							5,836	1,1973	-0,0752	OK		
	18	69	11,800							5,946	1,2676	-0,084	OK		
	21	70	11,987							6,040	1,2201	-0,0331	OK		
	24	71	6,743							3,398	0,7403	-0,5598	OK		
B	27	72	4,249	194,810	44	1	1,650	44	6,077	2,141	0,0532	0,2933	OK	0,488529343	OK
	30	73	19,451							9,801	2,1575	-0,1912	OK		
	33	74	5,671							2,858	0,1678	-0,0755	OK		
	36	75	24,177							12,183	1,13	0,2632	OK		
	39	76	19,210							9,680	-0,6109	-0,0979	OK		
	42	77	30,737							15,489	0,7223	-0,0816	OK		
	45	78	18,598							9,372	-0,6546	-0,0933	OK		
	48	79	29,969							15,102	0,5926	-0,0781	OK		
	51	80	11,842							5,967	-0,28	-0,3795	OK		
	54	81	18,756							9,451	2,1851	-0,0154	OK		
	57	82	6,881							3,467	0,0807	-0,2081	OK		
	60	83	5,270							2,656	-0,0882	-0,1322	OK		
C	75	84	41,091	448,079	44	1	1,650	44	11,834	20,707	2,1507	3,0736	OK	0,951225309	OK
	78	85	79,985							40,306	3,3814	-0,2604	OK		
	81	86	75,997							38,296	3,2398	0,0287	OK		
	84	87	77,938							39,274	3,5226	-0,1752	OK		
	87	88	81,161							40,898	3,6515	0,2943	OK		
	90	89	66,946							33,735	3,0282	-1,7633	OK		
	93	90	24,961							12,578	1,5818	-0,873	OK		

Tabel F.7 Perhitungan Tahanan Geser dan *Immediate Settlement* pada Strip (Lanjutan)

Grid	Joint SAP	Joint (Eksist)	P (ton)	∑P (ton)	Panjang Strip (m)	B pond (m)	σpond (t/m ²)	A (m ²)	σ=(P/A)+σpond (t/m ²)	Tahanan Geser (ton)	Fx (ton)	Fy (ton)	Kontrol (Fx,y<Tahanan Geser)	Immediate Settlement (cm)	Kontrol δ<15 cm
E	163	91	65,283	655,882	44	1,5	1,467	66	11,404	32,897	-0,0065	5,6475	OK	1,375070367	OK
	164	92	120,882							60,915	-0,5983	-0,495	OK		
	165	93	115,085							57,993	-0,8128	-0,0929	OK		
	166	94	112,466							56,673	-1,3608	-0,3283	OK		
	167	95	117,919							59,421	-1,4143	0,3886	OK		
	168	96	91,812							46,266	-1,1514	-2,808	OK		
	169	97	32,436							16,345	-0,3681	-0,9901	OK		
G	219	98	41,698	403,716	44	1	1,650	44	10,825	21,012	-2,1915	3,1462	OK	0,870179362	OK
	220	99	75,420							38,006	-2,9009	-0,3337	OK		
	221	100	70,459							35,506	-2,5563	-0,2495	OK		
	222	101	68,040							34,286	-2,3607	-0,0796	OK		
	223	102	68,738							34,638	-2,381	0,0065	OK		
	224	103	55,634							28,035	-1,9351	-1,2861	OK		
	225	104	23,729							11,957	-1,2574	-0,784	OK		
H	228	105	4,215	137,682	44	1	1,650	44	4,779	2,124	-0,0753	0,2992	OK	0,384162181	OK
	231	106	20,023							10,090	-2,2845	-0,1905	OK		
	234	107	6,190							3,119	-0,2856	-0,0673	OK		
	237	108	17,866							9,003	-1,893	-0,0545	OK		
	241	109	6,937							3,496	-0,3448	-0,0847	OK		
	244	110	17,517							8,827	-1,7591	-0,0694	OK		
	247	111	7,253							3,655	-0,3649	-0,079	OK		
	250	112	17,613							8,875	-1,7586	-0,0861	OK		
	253	113	7,216							3,636	-0,3262	-0,0855	OK		
	256	114	18,595							9,370	-1,7832	-0,042	OK		
	259	115	8,446							4,256	-0,1871	-0,1853	OK		
	262	116	5,812							2,929	0,0245	-0,177	OK		

Tabel F.7 Perhitungan Tahanan Geser dan *Immediate Settlement* pada Strip (Lanjutan)

Strip Arah Y															
Grid	Joint SAP	Joint (Eksist)	P (ton)	∑P (ton)	Panjang Strip (m)	B pond (m)	σpond (t/m2)	A (m2)	σ=(P/A)+σpond (t/m2)	Tahanan Geser (ton)	Fx (ton)	Fy (ton)	Kontrol (Fx,y<Tahanan Geser)	Immediate Settlement (cm)	Kontrol δ<15 cm
1	27	72	4,249	89,590	22	1	1,650	22	5,722	2,141	0,0532	0,2933	OK	0,460	OK
	93	90	24,961							12,578	1,5818	-0,873	OK		
	169	97	32,436							16,345	-0,3681	-0,9901	OK		
	225	104	23,729							11,957	-1,2574	-0,784	OK		
	228	105	4,215							2,124	-0,0753	0,2992	OK		
2	30	73	19,451	39,473	22	1	1,650	22	3,444	9,801	2,1575	-0,1912	OK	0,277	OK
	231	106	20,023							10,090	-2,2845	-0,1905	OK		
3	33	74	5,671	226,252	22	1	1,650	22	11,934	2,858	0,1678	-0,0755	OK	0,959	OK
	90	89	66,946							33,735	3,0282	-1,7633	OK		
	168	96	91,812							46,266	-1,1514	-2,808	OK		
	224	103	55,634							28,035	-1,9351	-1,2861	OK		
	234	107	6,190							3,119	-0,2856	-0,0673	OK		
4	9	66	6,384	48,427	27	1	1,650	27	3,444	3,217	0,6363	0,4441	OK	0,277	OK
	36	75	24,177							12,183	1,13	0,2632	OK		
	237	108	17,866							9,003	-1,893	-0,0545	OK		
5	12	67	12,159	306,123	27	1,5	1,467	40,5	9,025	6,127	1,2601	-0,1401	OK	1,088	OK
	39	76	19,210							9,680	-0,6109	-0,0979	OK		
	87	88	81,161							40,898	3,6515	0,2943	OK		
	167	95	117,919							59,421	-1,4143	0,3886	OK		
	223	102	68,738							34,638	-2,381	0,0065	OK		
	241	109	6,937							3,496	-0,3448	-0,0847	OK		
6	15	68	11,582	59,837	27	1	1,650	27	3,866	5,836	1,1973	-0,0752	OK	0,311	OK
	42	77	30,737							15,489	0,7223	-0,0816	OK		
	244	110	17,517							8,827	-1,7591	-0,0694	OK		

Tabel F.7 Perhitungan Tahanan Geser dan *Immediate Settlement* pada Strip (Lanjutan)

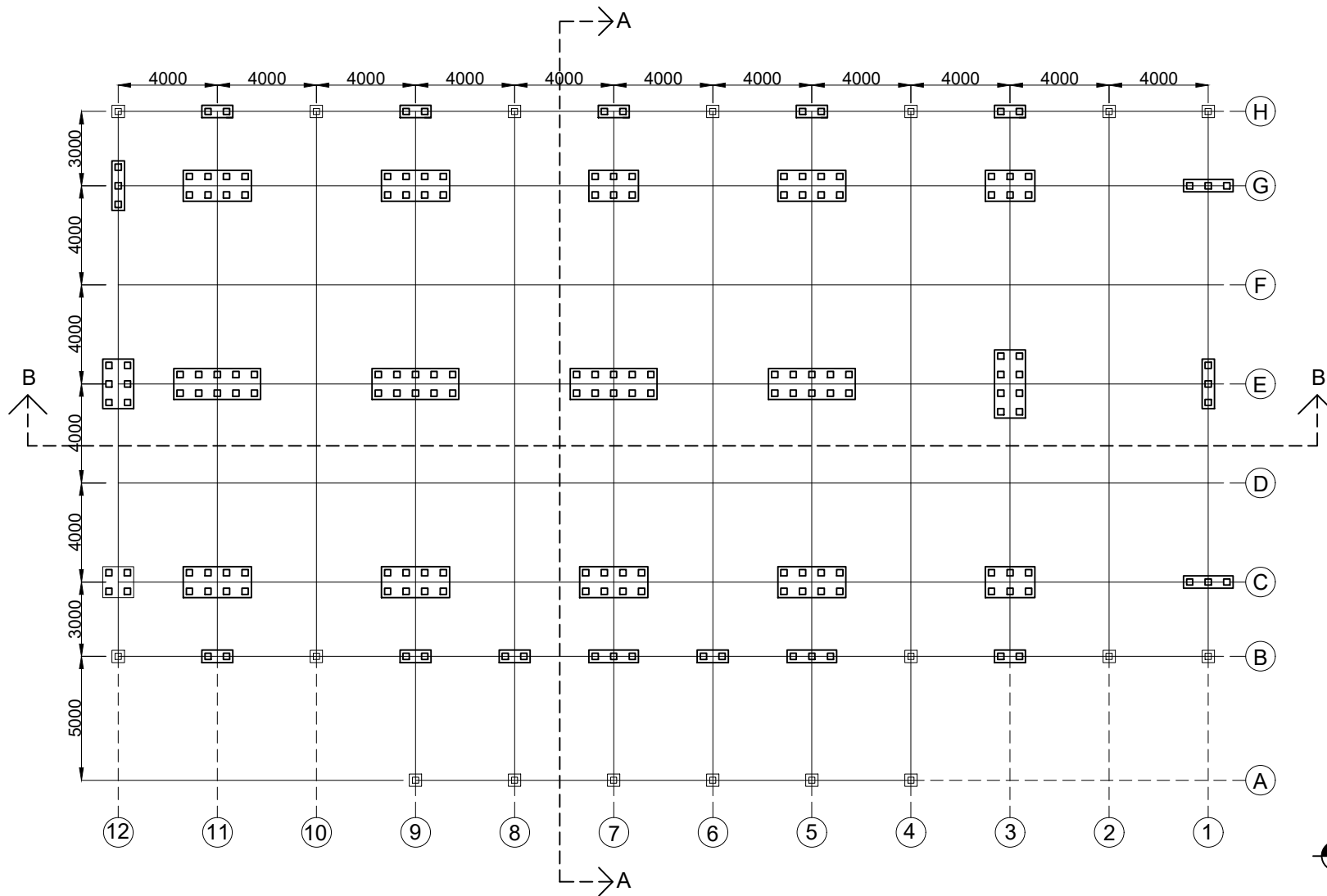
Strip Arah Y															
Grid	Joint SAP	Joint (Eksist)	P (ton)	$\sum P$ (ton)	Panjang Strip (m)	B pond (m)	σ_{pond} (t/m ²)	A (m ²)	$\sigma=(P/A)+\sigma_{pond}$ (t/m ²)	Tahanan Geser (ton)	F _x (ton)	F _y (ton)	Kontrol (F _{x,y} <Tahanan Geser)	Immediate Settlement (cm)	Kontrol $\delta < 15$ cm
7	18	69	11,800	296,094	27	1,5	1,467	40,5	8,778	5,946	1,2676	-0,084	OK	1,058	OK
	45	78	18,598							9,372	-0,6546	-0,0933	OK		
	84	87	77,938							39,274	3,5226	-0,1752	OK		
	166	94	112,466							56,673	-1,3608	-0,3283	OK		
	222	101	68,040							34,286	-2,3607	-0,0796	OK		
	247	111	7,253							3,655	-0,3649	-0,079	OK		
8	21	70	11,987	59,569	27	1	1,650	27	3,856	6,040	1,2201	-0,0331	OK	0,310	OK
	48	79	29,969							15,102	0,5926	-0,0781	OK		
	250	112	17,613							8,875	-1,7586	-0,0861	OK		
9	24	71	6,743	287,342	27	1	1,650	27	12,292	3,398	0,7403	-0,5598	OK	0,988	OK
	51	80	11,842							5,967	-0,28	-0,3795	OK		
	81	86	75,997							38,296	3,2398	0,0287	OK		
	165	93	115,085							57,993	-0,8128	-0,0929	OK		
	221	100	70,459							35,506	-2,5563	-0,2495	OK		
	253	113	7,216							3,636	-0,3262	-0,0855	OK		
10	54	81	18,756	37,350	22	1	1,650	22	3,348	9,451	2,1851	-0,0154	OK	0,269	OK
	256	114	18,595							9,370	-1,7832	-0,042	OK		
11	57	82	6,881	291,614	22	1,5	1,467	33	10,303	3,467	0,0807	-0,2081	OK	1,242	OK
	78	85	79,985							40,306	3,3814	-0,2604	OK		
	164	92	120,882							60,915	-0,5983	-0,495	OK		
	220	99	75,420							38,006	-2,9009	-0,3337	OK		
	259	115	8,446							4,256	-0,1871	-0,1853	OK		

Tabel F.7 Perhitungan Tahanan Geser dan *Immediate Settlement* pada Strip (Lanjutan)


Strip Arah Y															
Grid	Joint SAP	Joint (Eksist)	P (ton)	$\sum P$ (ton)	Panjang Strip (m)	B pond (m)	σ_{pond} (t/m ²)	A (m ²)	$\sigma=(P/A)+\sigma_{pond}$ (t/m ²)	Tahanan Geser (ton)	F _x (ton)	F _y (ton)	Kontrol (F _{x,y} <Tahanan Geser)	Immediate Settlement (cm)	Kontrol $\delta < 15$ cm
12	60	83	5,270	159,153	22	1	1,650	22	8,884	2,656	-0,0882	-0,1322	OK	0,714	OK
	75	84	41,091							20,707	2,1507	3,0736	OK		
	163	91	65,283							32,897	-0,0065	5,6475	OK		
	219	98	41,698							21,012	-2,1915	3,1462	OK		
	262	116	5,812							2,929	0,0245	-0,177	OK		

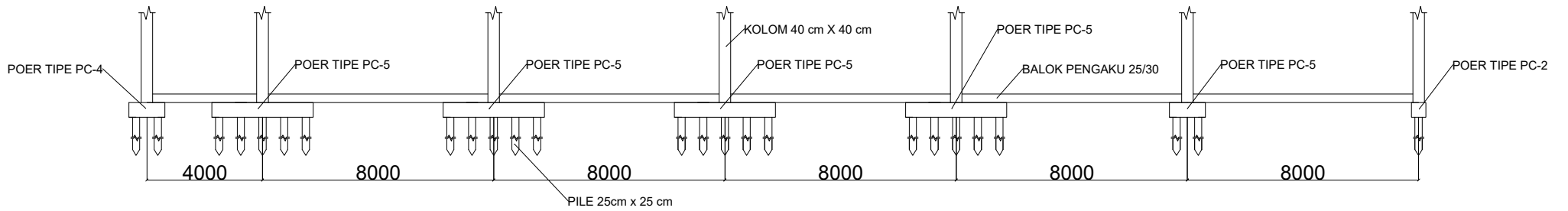
LAMPIRAN G


1. Gambar Denah Evaluasi Pondasi Tiang Pancang [1]
2. Gambar Potongan Tiang Pancang [2]
3. Gambar Detail Pilecap [3-6]
4. Gambar Denah Pondasi Batu Kali [7]
5. Gambar Potongan dan Detail Pondasi Batu Kali [8]

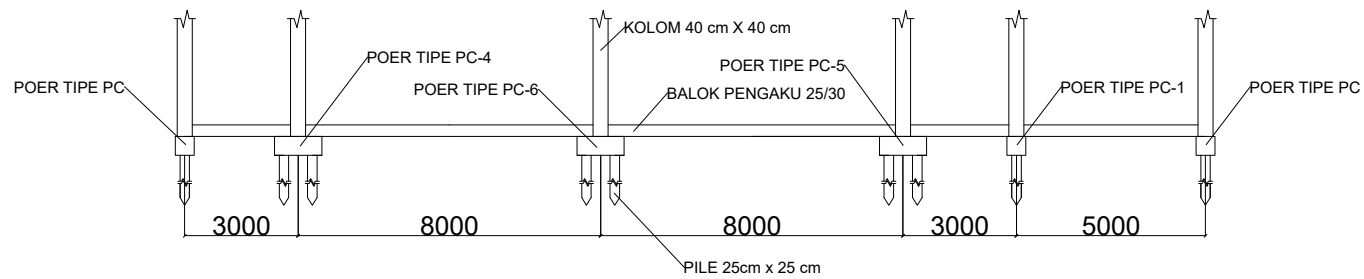




DENAH PONDASI TIANG PANCANG
 SKALA 1 : 250
 Satuan dalam mm

	FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	NAMA & NRP MAHASISWA	NAMA GAMBAR	NO. LEMBAR	JML LEMBAR
		EVALUASI PONDASI TIANG PANCANG EKSTING PADA TERMINAL IPP ENDE NUSA TENGGARA TIMUR DAN PERENCANAAN PONDASI MENERUS	MUSTA'IN ARIF, ST. MT. Dr. YUDHI LASTIASIH, ST.MT.	FITRIYATUL KARIMAH 0311154000005	DENAH EVALUASI PONDASI TIANG PANCANG	1	8




POTONGAN B - B
 SKALA 1 : 200
 Satuan dalam mm




POTONGAN A - A
 SKALA 1 : 200
 Satuan dalam mm



FAKULTAS TEKNIK SIPIL
 LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI PONDASI TIANG PANCANG
 EKSTING PADA TERMINAL IPP
 ENDE NUSA TENGGARA TIMUR DAN
 PERENCANAAN PONDASI MENERUS

DOSEN PEMBIMBING

MUSTA'IN ARIF, ST. MT.
 Dr. YUDHI LASTIASIH, ST.MT.

NAMA & NRP MAHASISWA

FITRIYATUL KARIMAH
 0311154000005

NAMA GAMBAR

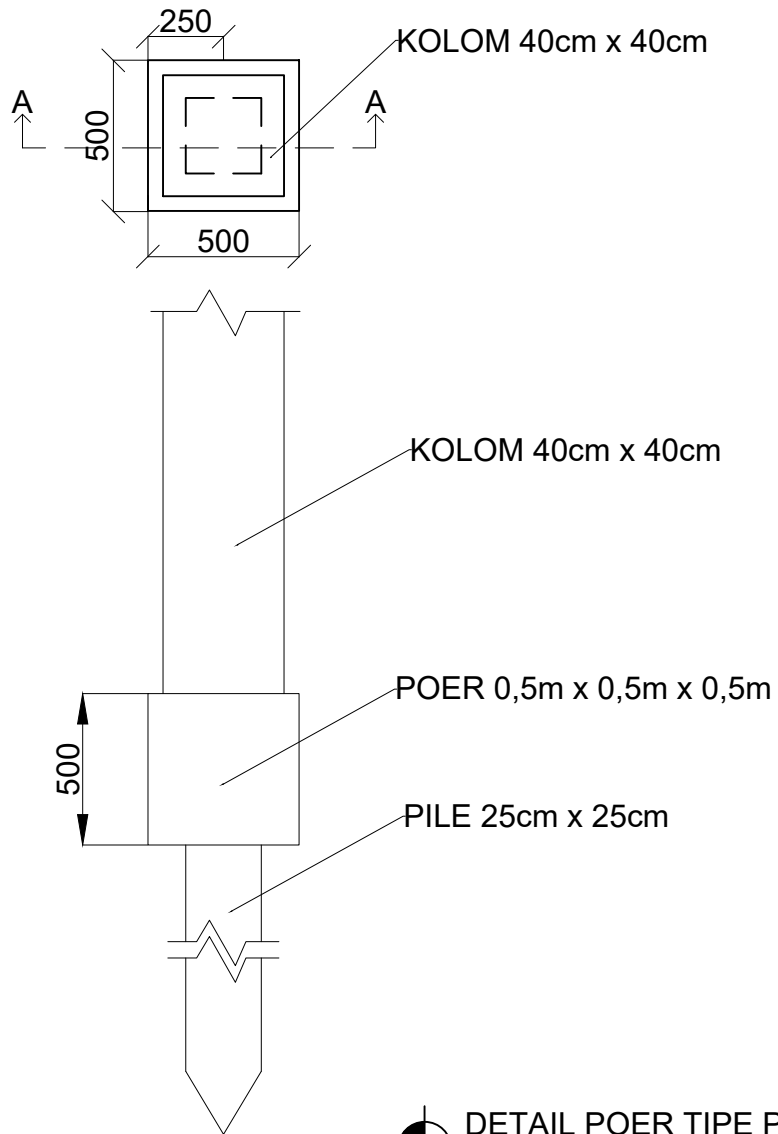
POTONGAN PONDASI
 TIANG PANCANG

NO. LEMBAR

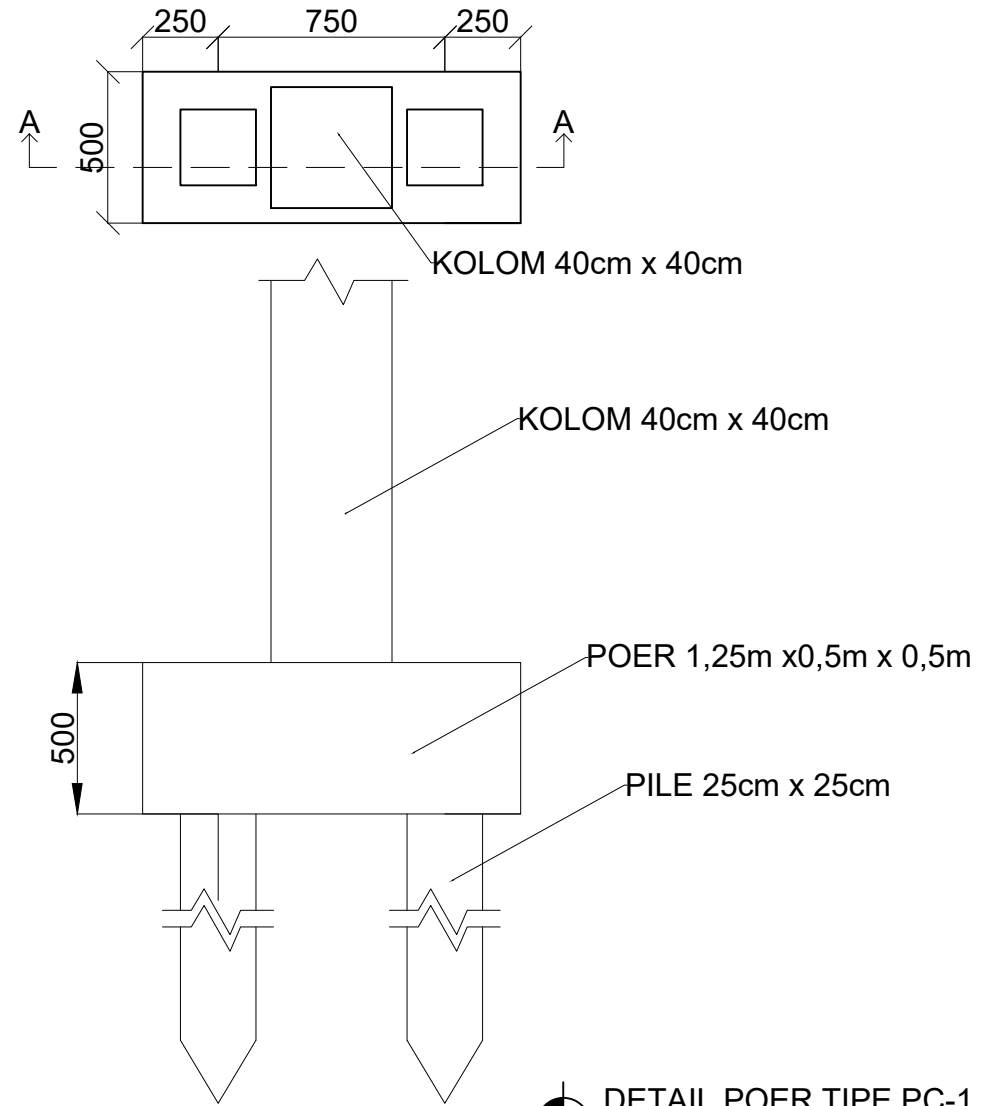
2

JML LEMBAR

8




DETAIL POER TIPE PC
SKALA 1 : 25
 Satuan dalam mm




DETAIL POER TIPE PC-1
SKALA 1 : 25
 Satuan dalam mm



FAKULTAS TEKNIK SIPIL
 LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI PONDASI TIANG PANCANG
 EKSTING PADA TERMINAL IPP
 ENDE NUSA TENGGARA TIMUR DAN
 PERENCANAAN PONDASI MENERUS

DOSEN PEMBIMBING

MUSTA'IN ARIF, ST. MT.
 Dr. YUDHI LASTIASIH, ST.MT.

NAMA & NRP MAHASISWA

FITRIYATUL KARIMAH
 0311154000005

NAMA GAMBAR

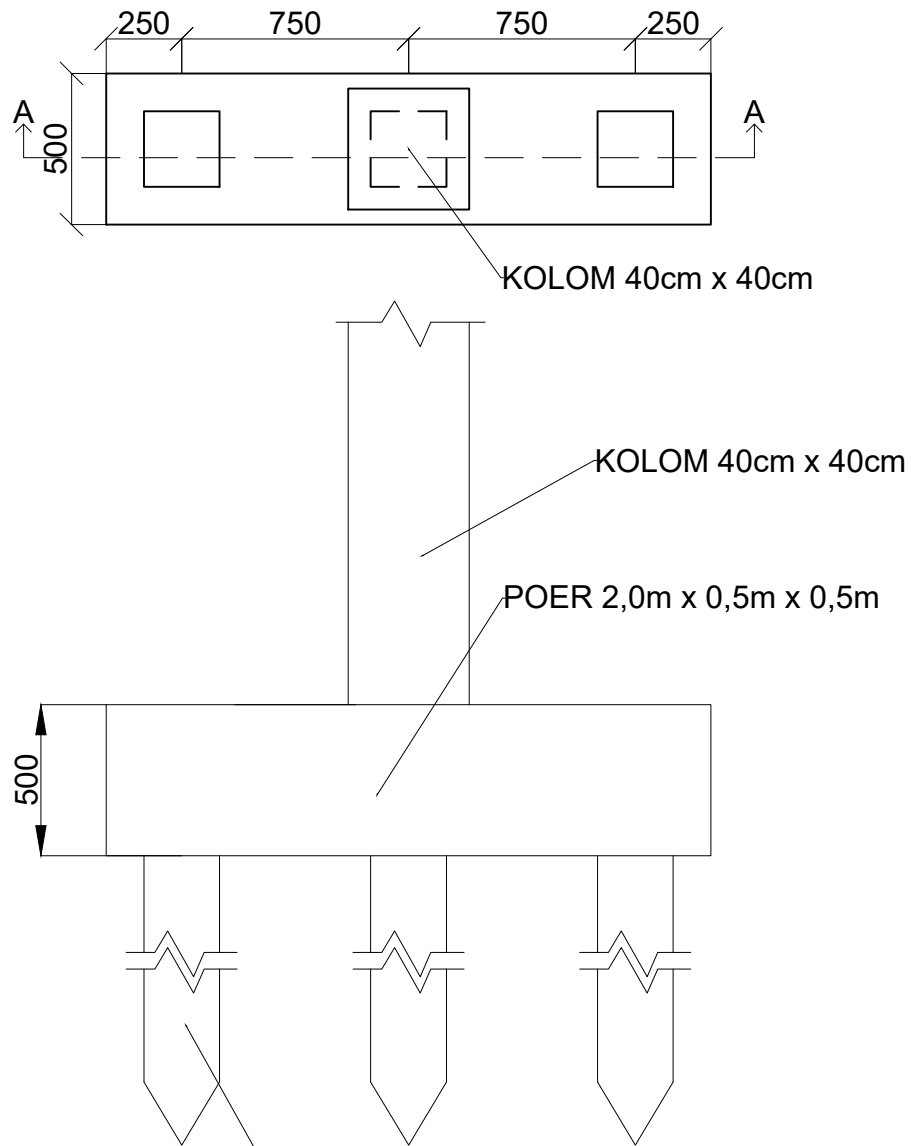
DETAIL POER

NO.
LEMBAR

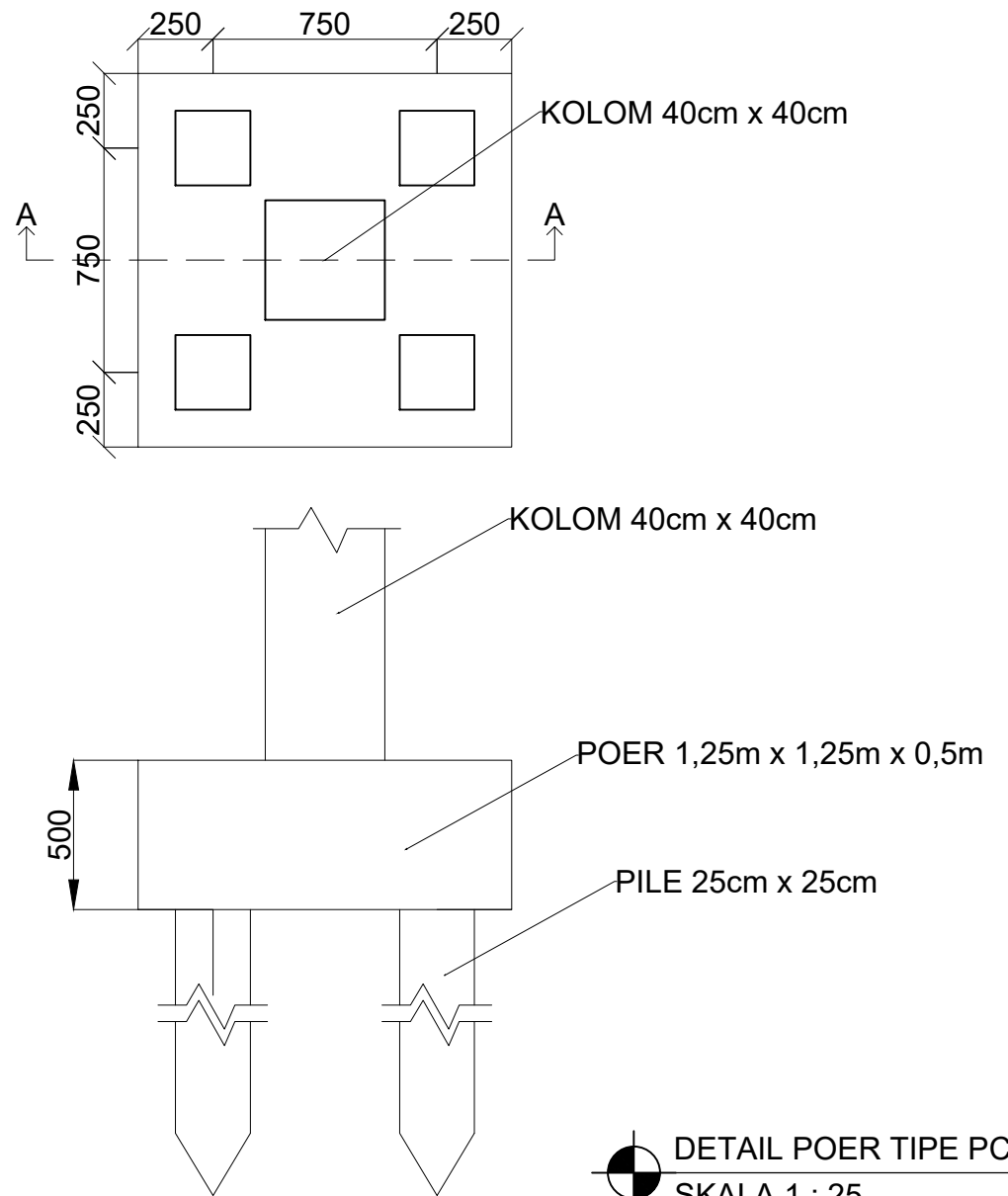
3

JML
LEMBAR

8



DETAIL POER TIPE PC-2
SKALA 1 : 25
Satuan dalam mm



DETAIL POER TIPE PC-3
SKALA 1 : 25
Satuan dalam mm



FAKULTAS TEKNIK SIPIL
LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI PONDASI TIANG PANGCANG
EKSTING PADA TERMINAL IPPI
ENDE NUSA TENGGARA TIMUR DAN
PERENCANAAN PONDASI MENERUS

DOSEN PEMBIMBING

MUSTA'IN ARIF, ST. MT.
Dr. YUDHI LASTIASIH, ST.MT.

NAMA & NRP MAHASISWA

FITRIYATUL KARIMAH
0311154000005

NAMA GAMBAR

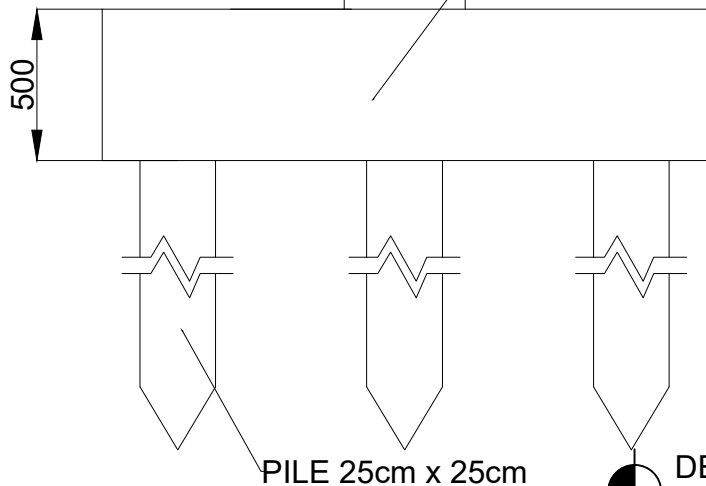
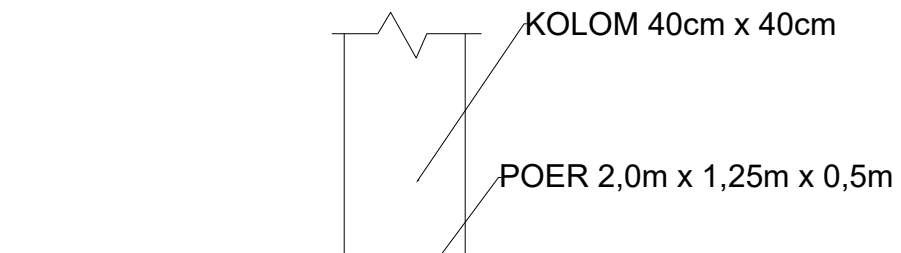
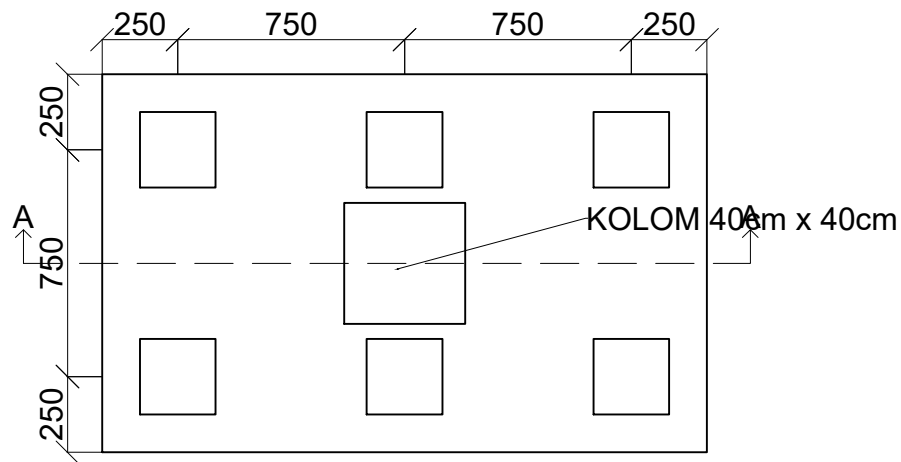
DETAIL POER

NO.
LEMBAR

4

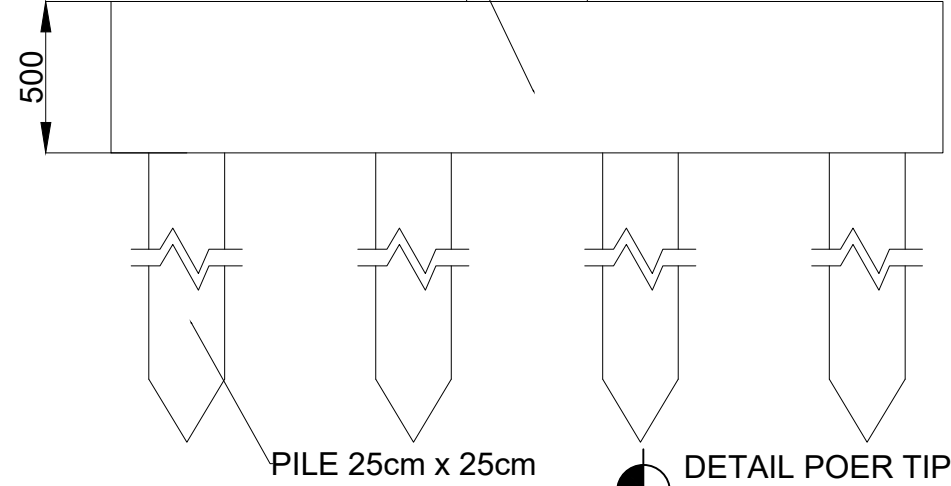
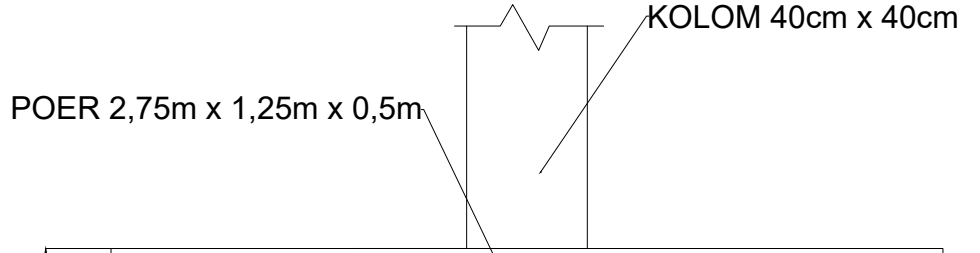
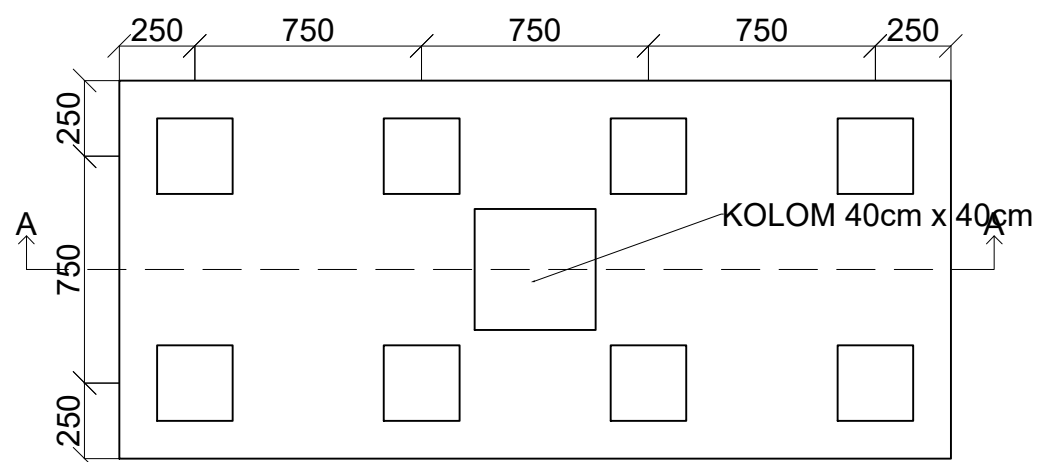
JML
LEMBAR

8



PILE 25cm x 25cm

DETAIL POER TIPE PC-4
SKALA 1 : 25
 Satuan dalam mm



PILE 25cm x 25cm

DETAIL POER TIPE PC-5
SKALA 1 : 25
 Satuan dalam mm



FAKULTAS TEKNIK SIPIL
 LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI PONDASI TIANG PANCANG
 EKSTING PADA TERMINAL IPP
 ENDE NUSA TENGGARA TIMUR DAN
 PERENCANAAN PONDASI MENERUS

DOSEN PEMBIMBING

MUSTA'IN ARIF, ST. MT.
 Dr. YUDHI LASTIASIH, ST.MT.

NAMA & NRP MAHASISWA

FITRIYATUL KARIMAH
 0311154000005

NAMA GAMBAR

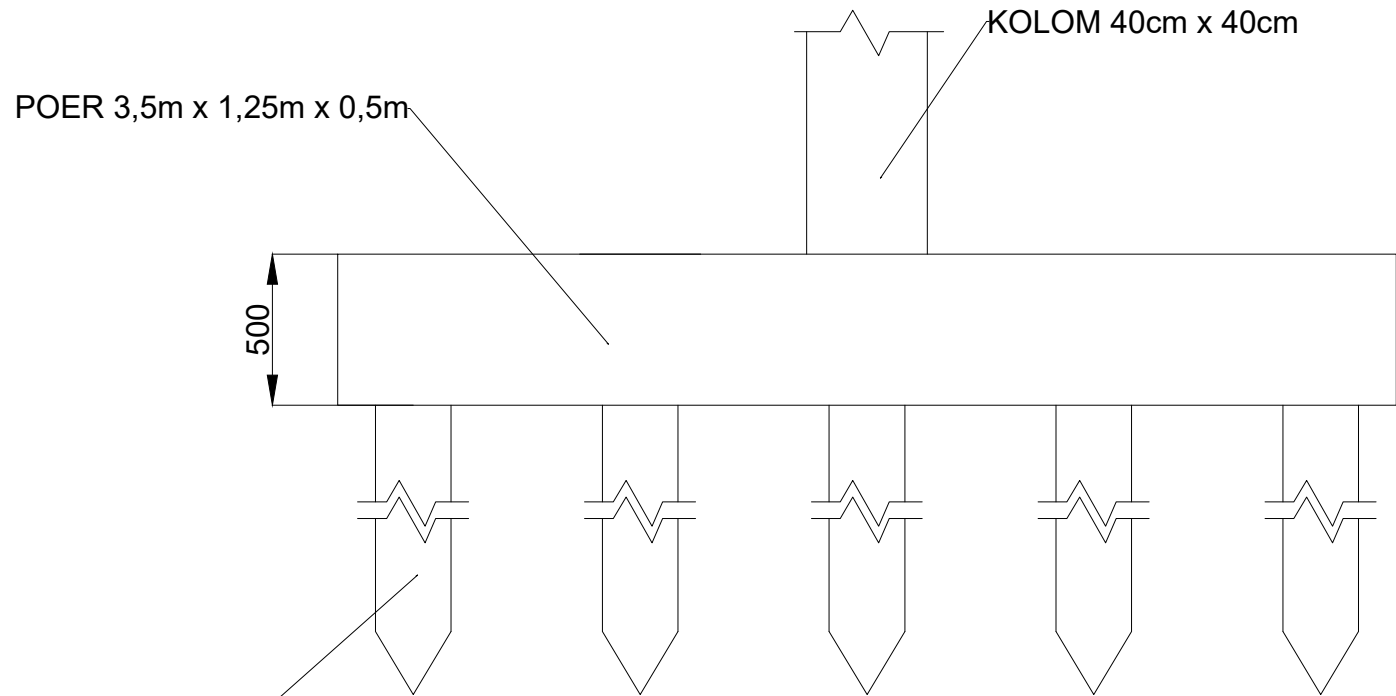
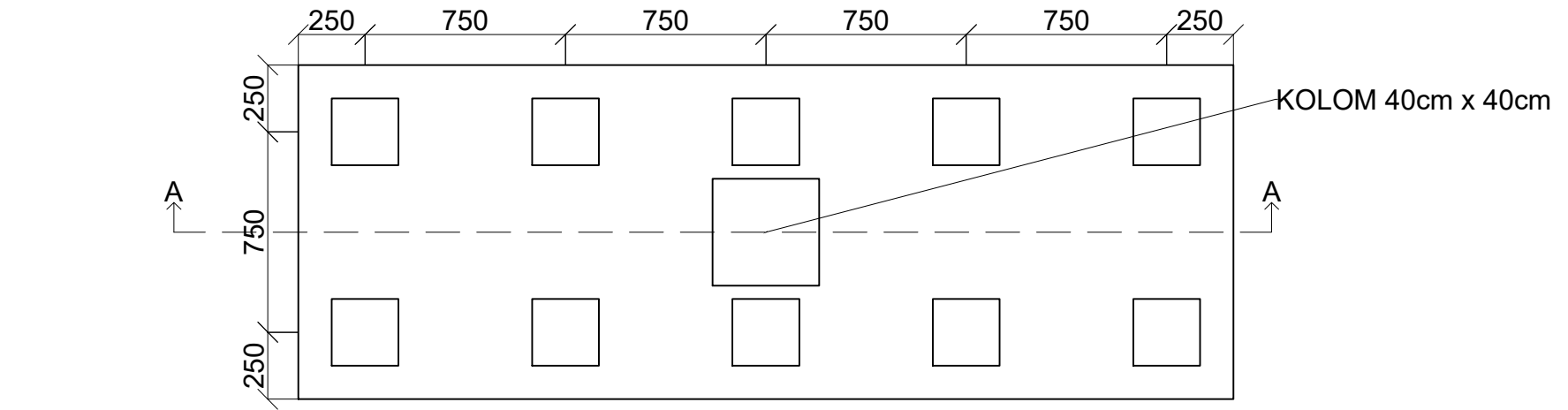
DETAIL POER

NO.
 LEMBAR

5

JML
 LEMBAR

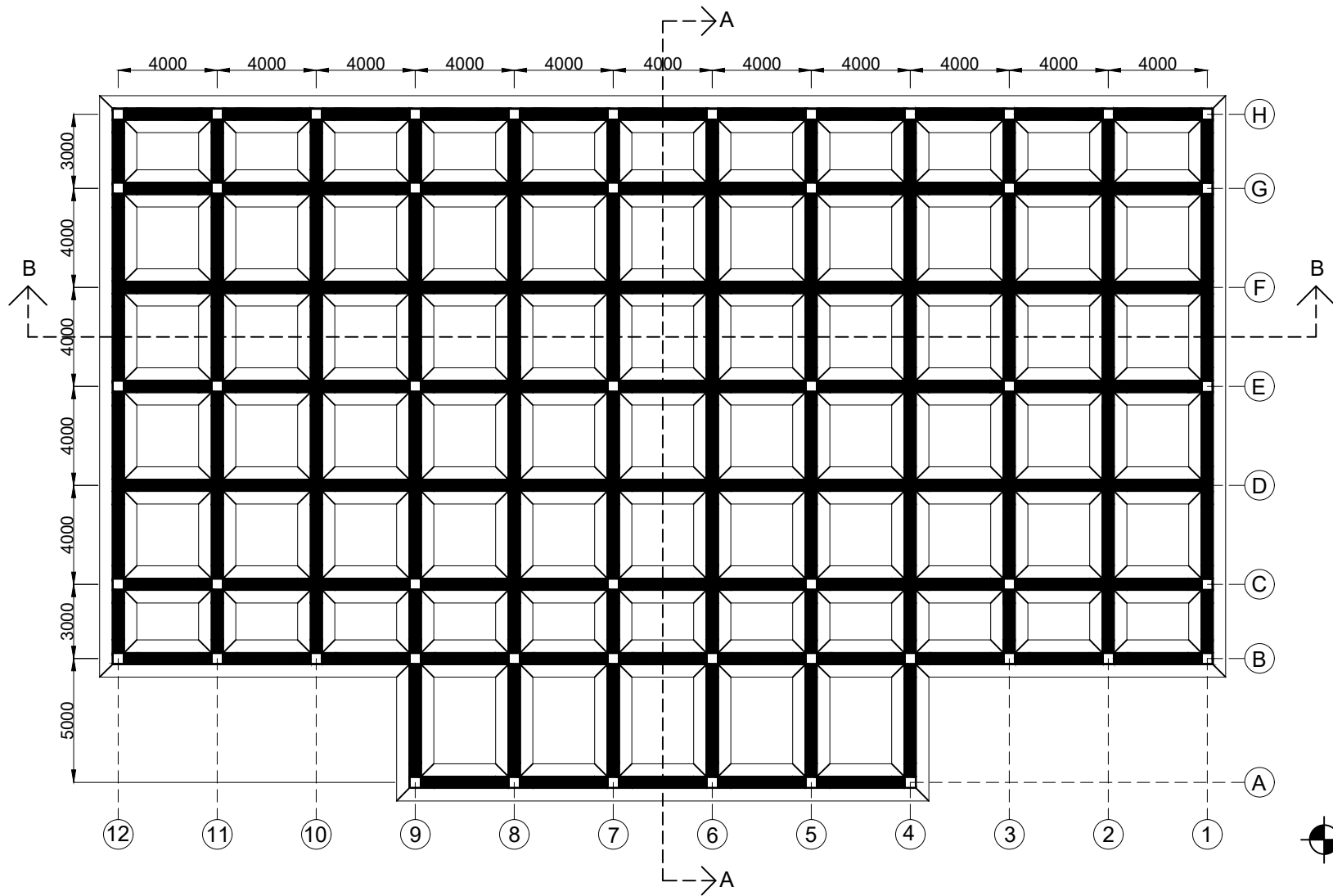
8





DETAIL POER TIPE PC-6
SKALA 1 : 25
 Satuan dalam mm

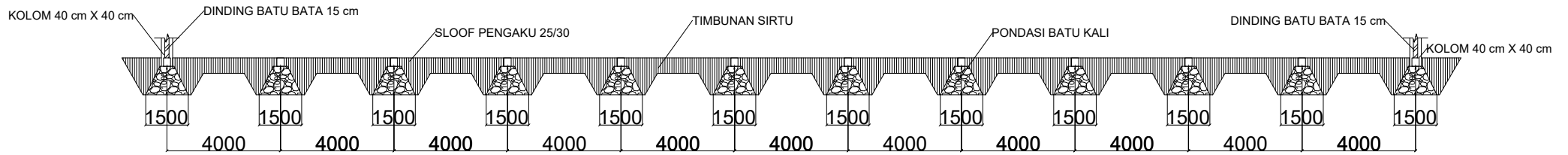
PILE 25cm x 25cm


	FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	NAMA & NRP MAHASISWA	NAMA GAMBAR	NO. LEMBAR	JML LEMBAR
		EVALUASI PONDASI TIANG PANCANG EKSTING PADA TERMINAL IPP ENDE NUSA TENGGARA TIMUR DAN PERENCANAAN PONDASI MENERUS	MUSTA'IN ARIF, ST. MT. Dr. YUDHI LASTIASIH, ST.MT.	FITRIYATUL KARIMAH 0311154000005	DETAIL POER	6	8

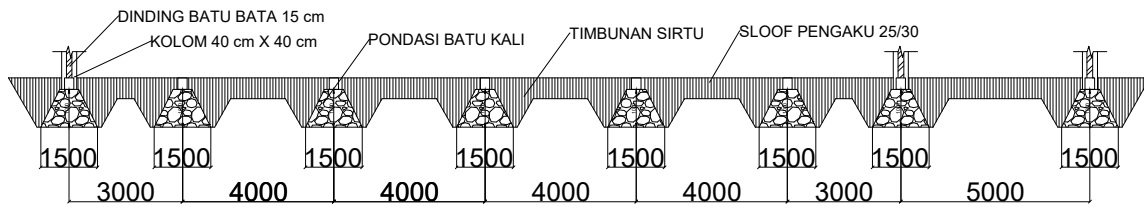




DENAH PONDASI BATU KALI
 SKALA 1 : 250
 Satuan dalam mm

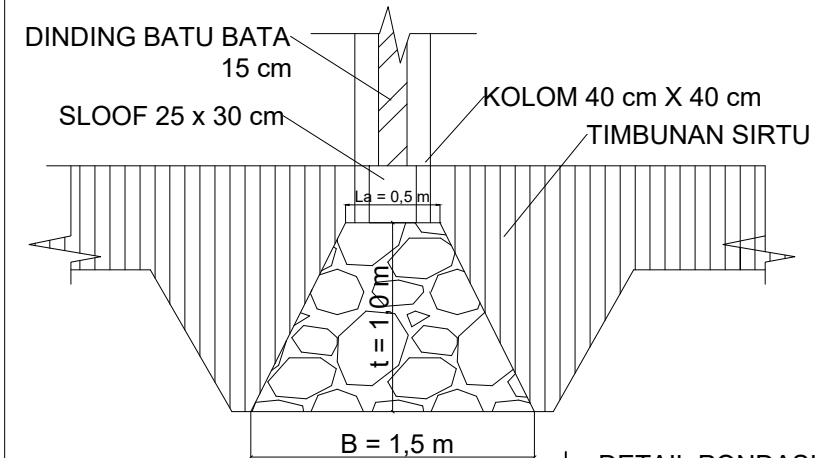
	FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	NAMA & NRP MAHASISWA	NAMA GAMBAR	NO. LEMBAR	JML LEMBAR
		EVALUASI PONDASI TIANG PANCANG EKSTING PADA TERMINAL IPP ENDE NUSA TENGGARA TIMUR DAN PERENCANAAN PONDASI MENERUS	MUSTA'IN ARIF, ST. MT. Dr. YUDHI LASTIASIH, ST.MT.	FITRIYATUL KARIMAH 0311154000005	DENAH PERENCANAAN PONDASI MENERUS BATU KALI	7	8




POTONGAN B - B
 SKALA 1 : 200
 Satuan dalam mm




POTONGAN A - A
 SKALA 1 : 200
 Satuan dalam mm




DETAIL PONDASI
 SKALA 1 : 40
 Satuan dalam mm



FAKULTAS TEKNIK SIPIL
 LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI PONDASI TIANG PANGCANG
 EKSTING PADA TERMINAL IPP
 ENDE NUSA TENGGARA TIMUR DAN
 PERENCANAAN PONDASI MENERUS

DOSEN PEMBIMBING

MUSTA'IN ARIF, ST. MT.
 Dr. YUDHI LASTIASIH, ST.MT.

NAMA & NRP MAHASISWA

FITRIYATUL KARIMAH
 0311154000005

NAMA GAMBAR

POTONGAN DAN
 DETAIL PONDASI
 BATU KALI

NO. LEMBAR

8

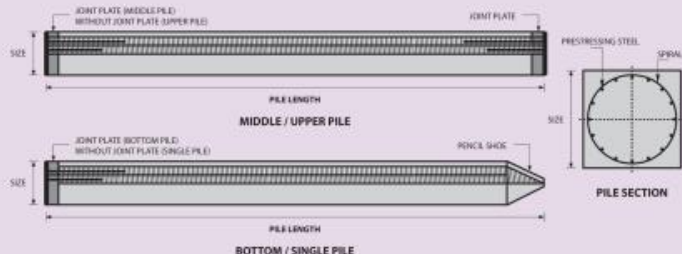
JML LEMBAR

8

LAMPIRAN H

1. Brosur Tiang Pancang

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SQUARE PILES



PRESTRESSED CONCRETE SQUARE PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 42 \text{ MPa}$ (Cube 500 kg/cm^3)

Size (mm)	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)	Ultimate (ton.m)			
250 x 250	625	32,552	156	A	2.29	3.46	81.40	28.10	6 - 10
				B	2.52	4.33	79.62	34.80	6 - 11
				C	2.78	5.19	77.92	41.30	6 - 11
300 x 300	900	67,500	225	A	3.64	5.19	118.59	35.40	6 - 11
				B	3.98	6.23	116.76	42.20	6 - 11
				C	4.48	7.47	114.66	50.20	6 - 12
				D	4.92	9.34	111.60	61.90	6 - 12
350 x 350	1,225	125,052	306	A	5.33	6.57	163.98	38.60	6 - 11
				B	6.07	8.72	160.68	50.90	6 - 12
				C	6.63	10.90	157.45	63.10	6 - 12
				D	7.30	13.08	154.32	75.00	6 - 13
400 x 400	1,600	213,333	400	A	7.89	9.96	213.96	51.40	6 - 12
				B	8.71	12.45	210.60	63.80	6 - 12
				C	9.51	14.95	207.32	76.00	6 - 13
				D	11.82	22.42	198.01	111.60	6 - 14
450 x 450	2,025	341,719	506	A	11.17	14.01	270.98	64.30	6 - 12
				B	12.10	16.81	267.61	76.80	6 - 13
				C	13.01	19.62	264.30	89.10	6 - 13
				D	14.78	25.22	257.88	113.30	6 - 14
500 x 500	2,500	520,833	625	A	15.16	18.68	335.12	77.30	6 - 13
				B	16.19	21.79	331.72	89.90	6 - 13
				C	17.21	24.91	328.38	102.20	6 - 14
				D	18.22	28.02	325.09	114.50	6 - 14

Note : *) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position

PRODUCT APPLICATION



Piles foundation for Power Plant or Industrial Factory



Piles for Marine Structure



Piles Foundation for Building



Piles Foundation for Bridges

HEAD OFFICE

Ph. +62 (21) 84973363 | Hunting | Fax. +62 (21) 84973381, 84973392 | E-mail : marketing@wika-beton.co.id | Visit us : <http://www.wika-beton.co.id>

SALES AREA OFFICE

- Medan : Ph. +62 (61) 6627577, 6626225 | Fax. +62 (61) 6628076 • Pekanbaru : Ph. +62 (761) 849909 • Palembang : Ph. +62 (711) 712534, 7300399 | Fax. +62 (711) 720093
 - Jakarta : Ph. +62 (21) 8192888, 8193024 | Fax. +62 (21) 8560894 • Semarang : Ph. +62 (24) 8411890, 8318287 | Fax. +62 (24) 8318135, 8318091 • Surabaya : Ph. +62 (31) 8478095, 8478796 | Fax. +62 (31) 8435384
 - Balikpapan : Ph. +62 (542) 875927, 877027 | Fax. +62 (542) 875927 • Makassar : Ph. +62 (411) 511761, 4723100, 4723200 | Fax. +62 (411) 511955, 4723166



Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil It.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111
Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: MUSTA'IN ARIF, ST. MT
NAMA MAHASISWA	: FITRIYATUL KARIMAH
NRP	: 03111540000005
JUDUL TUGAS AKHIR	: EVALUASI PONDASI TIANG PANGANG EKSTISTEN PADA TERMINAL PENUMPANG (PPI, ENDE, NUSA TENGGARA TIMUR DAN PERENCANAAN PONDASI MENERUS
TANGGAL PROPOSAL	: 9 NOPEMBER 2018
NO. SP-MMTA	: 086 (34 / IT2 - VI) . 4. 1 / PP. 05. 02. 00 / 2018

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1.	27/2	Perhitungan daya dukung IPT.	- Koreksi ulang Perhitungan - Perbandingan data tanah dan lapangan.	<i>Note</i>
2.	8/19 /03	Evaluasi data tanah.	- Peningkatan Material. - Perhitungan daya dukung Luciano - Dasar teori Zp - Perhitungan / evaluasi Hult, Ha, Mu, Ma. - Beban sesuai data proyek. - Tinjauan Hu → Brm, Ton, Naprac.	<i>Note</i>
3.	15/19 /03	Perhitungan kapasitas Hu Material, evaluasi eksisting	- Perhitungan dicek lagi - Kontrol lateral → 2,5 } IF - Kontrol aksial → 2,5 } IF	<i>Note</i>
4.	16/19 /04	Evaluasi lateral, aksial Hasil analisa SAP.	- Tabel evaluasi eksisting + keterangan ditambah/ dikurang. - Perbandingan hasil perencanaan data tanah dan hasil tes PPA. - Perencanaan tiang terhadap data tanah. - Perhitungan PPT Luciano dikoreksi lagi.	<i>Note</i>
5.	8/19 /05	Perhitungan DDT Luciano	- Koreksi lagi DDT Luciano - Pelajari pondasi dangkal.	<i>Note</i>



Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil It.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: MUSTA'IN ARIF, ST.MT.
NAMA MAHASISWA	: FITRIYATUL KARIMAH
NRP	: 03111540000005
JUDUL TUGAS AKHIR	: EVALUASI PONDASI TIANG PANCANG EKSTING PADA TERMINAL PENJUNJANG IPP1, ENDE, NUSA TENGGARA TIMUR DAN PERENCANAAN PONDASI MENEMUS
TANGGAL PROPOSAL	: 9 NOPEMBER 2018
NO. SP-MMTA	: 086 134 / IT2 . V1 . A.1 / PP . 05 . 02 . 00 / 2018

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
6.	16/05 2019	<ul style="list-style-type: none"> - Perhitungan pondasi dalam - Kontrol daya dukung tiang grup - Kontrol lateral - Kontrol momen - Periksa kebutuhan tiang pancang 	<ul style="list-style-type: none"> - Perhitungan OK - Perencanaan pondasi batu kali 	<i>Mat</i>
7.	27/05 2019	<ul style="list-style-type: none"> - Perhitungan pondasi batu kali - Laporan Tugas akhir 		<i>Mat</i>

Mat



Form AK/TA-04
rev.01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil It.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	Dr. YUDHI LASTIASIH, ST., MT
NAMA MAHASISWA	FITRIYATUL KARIMAH
NRP	03111540000005
JUDUL TUGAS AKHIR	EVALUASI PONDASI TIANG PANGANG EKSTISTING PADA TERMINAL PENUMPANG IPII, ENDE, NTT DAN PERENCANAAN PONDASI MENERUS
TANGGAL PROPOSAL	9 NOVEMBER 2018
NO. SP-MMTA	086.134 / IT2. VI 4.1 / PP-05-02.00 / 2018

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1.	06/02/2019		<ul style="list-style-type: none"> - Analisa Peta Tanah Kecenderungan tanah (Pemilihan Titik Bor Paksi) - Permodelan plaxis. 	MA
2.	12/03/2019		<ul style="list-style-type: none"> - Permodelan SAP 2000 - Kapasitas lateral material. 	MA
3.	29/03/2019	Permodelan SAP Kapasitas Lateral material	<ul style="list-style-type: none"> - Cek kebutuhan pondasi dg hasil PPA (Aktial) - Lateral gesekan material 	MA
4.	29/03/2019	Perhitungan daya dukung dan evaluasi aktial dan lateral	<ul style="list-style-type: none"> - Desain pondasi anal x analy - Perhitungan evaluasi di koreksi lagi 	MA
5.	9/05/2019	Perhitungan Pmax 1 tiang dan kontrol	<ul style="list-style-type: none"> - Tambahkan kontrol terhadap daya dukung tanah - Perencanaan Pondasi batu Kali 	MA
6.	24/05/2019	Perhitungan pondasi dangkal batu kali	<ul style="list-style-type: none"> - Kontrol Merack. - Revisi perhitungan asumsi seperti mat foundation dibagi strip. 	MA
7.	23/05/2019	Perhitungan strip foundation dan asumsi beban merata	<ul style="list-style-type: none"> - Perhitungan OK - Gambar Pondasi 	MA

BIODATA PENULIS



Penulis bernama Fitriyatul Karimah yang dilahirkan di Gresik pada 21 Februari 1997 dan merupakan anak ke-empat dari sepuluh bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK Sunan Prapen (Gresik), MI. Ma'arif Sidomukti (Gresik), MTs. Ma'arif Sidomukti (Gresik), dan SMA Negeri 1 Gresik hingga lulus pada tahun 2015. Pada tahun yang sama, penulis melanjutkan studi perguruan tinggi tingkat sarjana di Departemen Teknik Sipil diterima melalui jalur SNMPTN dan terdaftar dengan NRP 03111540000005. Penulis mengambil bidang studi Geoteknik. Semasa kuliah penulis pernah aktif dalam beberapa kegiatan seminar yang diselenggarakan oleh kampus ITS. Selain itu penulis juga aktif dalam beberapa kepanitiaan kegiatan dan organisasi, antara lain : Panitia SPARTAN FTSP 2016, Panitia Plesir Kampung FTSP 2017, Panitia Civex HMS FTSP ITS 2017, Koordinator Putri Departemen Pembinaan Al-Hadiid Teknik Sipil ITS, Staff dan Kepala Departemen Sosial Masyarakat LE HMS FTSP ITS. Penulis dapat dihubungi melalui email/WA/line (fitriyatulkarimah16@gmail.com /085707305077/fkrima).