

TUGAS AKHIR

**ANALISIS KAPASITAS DUKUNG DAN PENURUNAN
KELOMPOK TIANG PANCANG PADA TANAH
LEMPUNG DENGAN VARIASI DIMENSI
(*BEARING CAPACITY ANALYSIS AND SETTLEMENT
OF GROUP SPUN PILE ON CLAY SOIL WITH
VARIOUS DIMENSION*)**

(Studi Kasus Proyek Jembatan *Pileslab* Sei.Baras-Antang, Kabupaten Kapuas, Provinsi Kalimantan Tengah)

Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Yogyakarta Untuk Memenuhi
Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Teknik Sipil



Ganang Bintang Madya
16511246

**PROGRAM STUDI SARJANA TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA**

2022

LEMBAR PENGESAHAN

ANALISIS KAPASITAS DUKUNG DAN PENURUNAN KELOMPOK TIANG PANCANG PADA TANAH LEMPUNG DENGAN VARIASI DIMENSI (*BEARING CAPACITY ANALYSIS AND SETTLEMENT OF GROUP SPUN PILE ON CLAY SOIL WITH VARIOUS DIMENSION*)

(Studi Kasus Proyek Jembatan *Pileslab* Sei.Baras-Antang, Kabupaten Kapuas, Provinsi Kalimantan Tengah)

Disusun oleh
Ganang Bintang Madya
16511246

Telah diterima sebagai salah satu persyaratan untuk
memperoleh derajat Sarjana Teknik Sipil

Diuji pada tanggal 2 November 2022

Oleh Dewan Penguji

Pembimbing I

Ir. Akhmad Marzuko, M.T.
NIK : 885110107

Pembimbing II

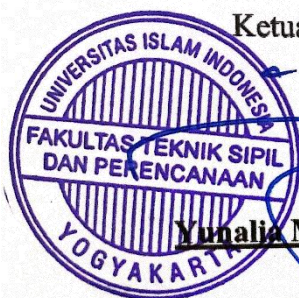
Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng.
NIK : 215111305

Penguji

Muhammad Rifqi.A, S.T., M.Eng.
NIK : 135111101

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil



Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D., Eng.
NIK : 095110101

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan bahwa sesungguhnya Tugas Akhir yang telah saya buat sebagai syarat untuk persyaratan memperoleh derajat Sarjana Strata Satu (S1) di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya saya sendiri. Adapun bagian-bagian tertentu dalam penulisan Laporan Tugas Akhir yang saya kutip dari hasil karya orang lain telah dituliskan sumbernya secara jelas sesuai dengan norma, kaidah, dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila dikemudian hari ditemukan seluruh atau sebagian Laporan Tugas Akhir ini bukan hasil karya saya sendiri atau adanya plagiasi dalam bagian-bagian tertentu, maka saya bersedia menerima sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik yang saya dapat sesuai dengan perundang-undangan yang berlaku.

Yogyakarta, November 2022
Yang Membuat Pernyataan



Ganang Bintang Madya
(16511246)

KATA PENGANTAR

Assalamu'alaikum wr.wb.

Alhamdulillah rabbil'alamin, puji syukur kehadirat Allah Subhanahu Wata'ala yang telah melimpahkan rahmat, taufik serta hidayah-Nya dan Sholawat kepada junjungan besar nabi Muhammad SAW, sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul Analisis Dukung dan Penurunan Kelompok Tiang Pancang Pada Tanah Lempung Dengan Variasi Dimensi.

Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini banyak hambatan yang dihadapi penulis, namun berkat saran, kritik, serta dorongan semangat dari berbagai pihak. Alhamdulillah Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Berkaitan dengan ini, penulis ingin mengucapkan terima kasih yang sedalam-dalamnya kepada:

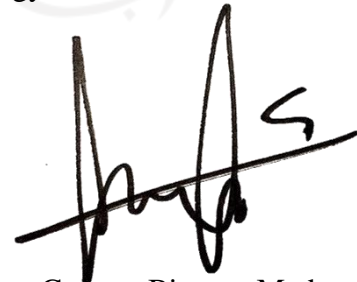
1. Ibu Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D., Eng., selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
2. Bapak Ir. Akhmad Marzuko, M.T., selaku Dosen Pembimbing I yang telah memberikan bimbingan, saran, serta masukan-masukan selama penyusunan Tugas Akhir ini.
3. Ibu Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng, selaku Dosen Pembimbing II yang telah memberikan saran dan masukan-masukan selama membimbing penyusunan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Muhammad Rifqi Abdurrozak, S.T., M.Eng., selaku Dosen Penguji yang telah memberikan saran, kritik, serta masukan-masukan selama proses Sidang Tugas Akhir ini.
5. Pimpinan Proyek Jembatan *Pileslab* Sei.Baras-Antang, Bapak Roby Berliandy Iber yang telah memberikan saya tempat untuk berpikir, belajar, dan masukan-masukan dalam proses penyelesaian Tugas Akhir ini.

6. PT. Adalab Fondasi Ideal selaku Sub-Kontraktor yang telah membantu saya dalam pengambilan data penelitian tanah untuk menyelesaikan Tugas Akhir.
7. Bapak Madiansyah dan Ibu Dina Huriyanti sebagai orangtua yang telah memberi semangat, motivasi, saran, dan semua yang telah diterima saya selama hidup dan bisa menyelesaikan Tugas Akhir ini.
8. Adik saya Ozza Hafizah Madina sebagai adik yang telah memberikan waktu, semangat, dan pikirannya selama saya menyelesaikan Tugas Akhir ini.
9. Sahabat Sumur Mbury dan Cindelaras, M. Faisal Azhar, Annas Nur Rohman, Andi Kurniawan, Faisal Budiman, M. Ammar Ramadhan, Ghozali Gaza, dan Mahendra Eka Bagus yang telah menjadi sahabat dan tempat berkeluh kesah selama kuliah.
10. Teman-teman kuliah saya Yoga Kurnia Pratama, Dewi Kurnia, Bunga Ramadhani, Amartya Rizki Ananda, Malinda Aprilia, Farid Pamungkas, Ghifari Akbar, Nindy Mutiarasella, Sheila Syifanur, Rezty A.U, Muslimah Mutmainah, Kalya Indreswari, Tiara Hediati Sukma, dan Selly Akbar yang telah menemani dan menjadi tempat cerita saya selama kuliah.
11. Teman-teman Kost Mabit IDI yang telah memberikan tempat untuk saya bersenang-senang dan cerita banyak tentang hidup selama ini.
12. Semua *coffeeshop* dijogja yang telah memberikan tempat yang nyaman untuk saya dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
13. Pihak lain yang terlibat dalam proses penyelesaian Tugas Akhir ini.

Akhir kata penulis berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi berbagai pihak yang membacanya.

Wassalamu'alaikum wr wb

Yogyakarta, November 2022



Ganang Bintang Madya

(16511246)

DAFTAR ISI

Halaman Judul	i
Lembar Pengesahan	II
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	III
KATA PENGANTAR	IV
DAFTAR ISI	VI
DAFTAR GAMBAR	XI
DAFTAR TABEL	XII
DAFTAR GRAFIK	xv
DAFTAR LAMPIRAN	XVI
DAFTAR NOTASI	XVII
ABSTRAK	XIX
<i>ABSTRACT</i>	XX
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Penelitian	2
1.4 Manfaat Penelitian	3
1.5 Batasan Penelitian	3
1.6 Lokasi dan Detail Gambar Penelitian	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Umum	7
2.2 Penelitian Terdahulu	7
2.2.1 Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Pancang dan Tiang Bor Pada Tanah Lempung	7
2.2.2 Kajian Experimental Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang Dengan Variasi Dimensi Pada Tanah Lempung	8

2.2.3	Kajian Experimental Pengaruh Diameter, Panjang dan Formasi Tiang Terhadap Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Pancang	8
2.2.4	Pengaruh Kapasitas Dukung dan Besarnya Penurunan Pondasi Tiang Pancang	9
2.2.5	Penurunan Pondasi Tiang Pancang Berdasarkan Data Uji N-SPT	9
2.3	Perbandingan Penelitian Terdahulu	10
BAB III LANDASAN TEORI		13
3.1	Tanah	13
3.1.1	Tinjauan Umum	13
3.1.2	Klasifikasi Tanah	14
3.2	Penyelidikan Tanah	16
3.2.1	<i>Standart Penetration Test (SPT)</i>	16
3.3	Pembebanan	17
3.3.1	Beban Permanen	18
3.3.2	Beban Lalu Lintas	19
3.3.3	Beban Lingkungan	22
3.4	Pondasi Tiang Pancang	24
3.5	Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang Tunggal	26
3.5.1	Kapasitas Daya Dukung Tiang Tunggal Berdasarkan Data N-SPT	26
3.5.2	Kapasitas Dukung Tiang Berdasarkan Metode Empiris	27
3.5.3	Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode <i>U.S Army Corps</i> (1992)	28
3.5.4	Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode <i>Tomlinson (1977)</i>	30
3.6	Pondasi Kelompok Tiang	32
3.6.1	Jumlah Tiang Kelompok	32
3.6.2	Kontrol Gaya Tekan Tiang Terhadap Beban Aksial dan Momen	34

3.6.3	Kontrol Gaya Lateral	34
3.6.4	Kapasitas Daya Dukung Kelompok Tiang (Blok)	36
3.7	Penurunan Pondasi Tiang	38
3.7.1	Penurunan Pondasi Tiang Pancang Tunggal	38
3.7.2	Penurunan Pondasi Tiang Pancang Kelompok	41
BAB IV	METODE PENELITIAN	42
4.1	Umum	42
4.2	Studi Pustaka	42
4.3	Teknik Pengumpulan Data	42
4.4	Analisis Pondasi Tiang Pancang	43
4.5	Langkah Penelitian dan Bagan Alir	43
BAB V	HASIL DAN PEMBAHASAN	45
5.1	Data Jembatan	45
5.1.1	Data Umum	45
5.1.2	Spesifikasi Material	46
5.1.3	Denah Jembatan	46
5.2	Analisis Pembebanan Jembatan	47
5.2.1	Berat Sendiri (MS)	47
5.2.2	Beban Mati Tambahan (MA)	48
5.2.3	Beban Lajur “D” (TD)	49
5.2.4	Beban Pedestrian / Pejalan Kaki (TP)	49
5.2.5	Gaya Rem (TB)	50
5.2.6	Beban Angin (EW)	50
5.3	Kombinasi Pembebanan Pada Jembatan	53
5.4	Analisis Data <i>Standart Penetration Test</i> (SPT)	56
5.5	Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Berdasarkan Metode Empiris	61
5.5.1	Analisis Berdasarkan Kondisi <i>Existing</i>	61
5.5.2	Analisis Berdasarkan Kondisi Variasi Dimensi 50 cm	61
5.6	Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang Tunggal	62

5.6.1 Analisis Berdasarkan Metode <i>U.S.Army Corps</i> (1992) Dengan Kondisi <i>Existing</i>	62
5.6.2 Analisis Berdasarkan Metode <i>U.S.Army Corps</i> (1992) Dengan Kondisi Variasi Dimensi 50 cm	67
5.6.3 Analisis Berdasarkan Metode <i>Tomlinson</i> (1977) Dengan Kondisi <i>Existing</i>	72
5.6.4 Analisis Berdasarkan Metode <i>Tomlinson</i> (1977) Dengan Variasi Dimensi 50 cm	77
5.7 Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang Kelompok	82
5.7.1 Analisis Tiang Pancang Kelompok Berdasarkan Metode <i>U.S. Army Corps</i> (1992) Dengan Kondisi <i>Existing</i>	83
5.7.2 Analisis Tiang Pancang Kelompok Berdasarkan Metode <i>U.S. Army Corps</i> (1992) Dengan Kondisi Variasi Dimensi 50 cm	85
5.7.3 Analisis Tiang Pancang Kelompok Berdasarkan Metode <i>Tomlinson</i> (1977) Dengan Kondisi <i>Existing</i>	88
5.7.4 Analisis Tiang Pancang Kelompok Berdasarkan Metode <i>Tomlinson</i> (1977) Dengan Kondisi Variasi Dimensi 50 cm	91
5.8 Analisis Kapasitas Daya Dukung Blok Kelompok Tiang	93
5.8.1 Analisis Blok Kelompok Tiang Berdasarkan Metode <i>U.S.Army Corps</i> (1992)	93
5.8.2 Analisis Blok Kelompok Tiang Berdasarkan Metode <i>Tomlinson</i> (1977)	94
5.9 Analisis Penurunan Tiang Pancang Tunggal dan Kelompok	95
5.9.1 Analisis Penurunan Tiang Pancang Tunggal Dengan Kondisi <i>Existing</i>	95
5.9.2 Analisis Penurunan Tiang Pancang Tunggal Dengan Kondisi Variasi Dimensi 50 cm	96
5.9.3 Analisis Penurunan Tiang Pancang Kelompok Dengan Kondisi <i>Existing</i>	97

5.9.4 Analisis Penurunan Tiang Pancang Kelompok Dengan Kondisi Variasi Dimensi 50 cm	98
5.10 Pembahasan	98
5.10.1 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang Tunggal	98
5.10.2 Hasil Analisis Kebutuhan Pondasi Tiang Pancang	99
5.10.3 Hasil Analisis Kekuatan Gaya Lateral	99
5.10.4 Hasil Analisis Kapasitas Daya Dukung Blok Kelompok Tiang	100
5.10.5 Hasil Analisis Penurunan Tiang Tunggal dan Kelompok	100
BAB IV KESIMPULAN DAN SARAN	102
6.1 Kesimpulan	102
6.2 Saran	102
DAFTAR PUSTAKA	103
LAMPIRAN 1	104
LAMPIRAN 2	108

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Lokasi Penelitian	4
Gambar 1.2 Denah Lokasi Proyek Jembatan Pileslab Sei.Baras – Antang	4
Gambar 1.3 Tampak Samping Jembatan	5
Gambar 1.4 Denah Pilar 3 Dan Denah Pondasi Tiang	5
Gambar 1.5 Detail Potongan Pilar 3	6
Gambar 3.1 Uji SPT	17
Gambar 3.2 Beban Lajur “D”	20
Gambar 3.3 Beban Truck “T”	20
Gambar 3.4 Susunan Tiang Yang Umum Digunakan Dilapangan	33
Gambar 3.5 Gaya Vertikal Dan Momen Kelompok Tiang Pada Arah Sumbunya	34
Gambar 3.6 Defleksi Akibat Gaya Lateral Untuk Pondasi Tiang Panjang	35
Gambar 3.7 Kelompok Tiang Dalam Tanah Lempung Yang Bekerja Sebagai Blok	36
Gambar 4.1 Bagan Alir Penelitian Tugas Akhir	44
Gambar 5.1 Pilar 3 Yang Ditinjau	46
Gambar 5.2 Denah Pilar 3	47
Gambar 5.3 Denah Pondasi Tiang Pancang Pilar 3	47
Gambar 5.4 Transfer Beban Angin Ke Kendaraan	52
Gambar 5.5 Gaya Yang Terjadi Pada Pembebanan Pilar 3	56
Gambar 5.6 Susunan Tiang Kelompok Rencana Metode <i>U.S. Army Corps</i> (1992) Dengan Kondisi <i>Existing</i>	83
Gambar 5.7 Susunan Tiang Kelompok Rencana Metode <i>U.S. Army Corps</i> (1992) Dengan Kondisi Variasi Dimensi 50 cm	86
Gambar 5.8 Susunan Tiang Kelompok Rencana Metode <i>Tomlinson</i> (1977) Dengan Kondisi <i>Existing</i>	88
Gambar 5.9 Susunan Tiang Kelompok Rencana Metode <i>Tomlinson</i> (1977) Dengan Kondisi Variasi Dimensi 50 cm	91

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1 Sistem Klasifikasi Tanah Menurut USCS	15
Tabel 3.2 Faktor Beban Dinamis Untuk Beban Garis Kel	21
Tabel 3.3 Nilai V_0 Dan Z_0 Untuk Berbagai Variasi Kondisi Permukaan Hulu	23
Tabel 3.4 Tekanan Angin Dasar	23
Tabel 3.5 Hubungan Antara Parameter Tanah Untuk Tanah Lempung	26
Tabel 3.6 Perkiraan Modulus Elastis (E) (Bowles, 1977)	38
Tabel 3.7 Perkiraan <i>Rasio Poison</i> (μ) (Bowles, 1968)	38
Tabel 5.1 Berat Struktur Jembatan	48
Tabel 5.2 Perhitungan Beban Mati Tambahan	48
Tabel 5.3 Rekapitulasi Pembebanan Jembatan	53
Tabel 5.4 Kombinasi Pembebanan Pada Jembatan	53
Tabel 5.5 Kombinasi Kuat I	54
Tabel 5.6 Kombinasi Kuat II	54
Tabel 5.7 Kombinasi Kuat III	54
Tabel 5.8 Kombinasi Kuat IV	55
Tabel 5.9 Kombinasi Kuat V	55
Tabel 5.10 Kombinasi Ekstrem	55
Tabel 5.11 Hasil Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Jembatan	56
Tabel 5.12 Data <i>Standart Penetration Test</i> (SPT)	57
Tabel 5.13 Nilai C_u Berdasarkan Korelasi N-SPT	60
Tabel 5.14 Rekapitulasi Perhitungan Metode <i>U.S.Army Corps</i> (1992) Dengan Kondisi <i>Existing</i> Pada Kedalaman 0 – 60 m	66
Tabel 5.15 Rekapitulasi Perhitungan Metode <i>U.S.Army Corps</i> (1992) Dengan Kondisi Variasi Dimensi 50 Cm Pada Kedalaman 0 – 60 m	71
Tabel 5.16 Rekapitulasi Perhitungan Metode <i>Tomlinson</i> (1977) Dengan Kondisi <i>Existing</i> Pada Kedalaman 0 – 60 m	76

Tabel 5.17 Rekapitulasi Perhitungan Metode <i>Tomlinson</i> (1977) Dengan Kondisi Variasi Dimensi 50 Cm Pada Kedalaman 0 – 60 m	81
Tabel 5.18 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Dan Momen	82
Tabel 5.19 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Pancang Kelompok Metode <i>U.S.Army Corps</i> (1992) Dengan Kondisi <i>Existing</i>	84
Tabel 5.20 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Pancang Kelompok Metode <i>U.S.Army Corps</i> (1992) Dengan Kondisi Variasi Dimensi 50 cm	86
Tabel 5.21 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Pancang Kelompok Metode <i>Tomlinson</i> (1977) Dengan Kondisi <i>Existing</i>	89
Tabel 5.22 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Pancang Kelompok Metode <i>Tomlinson</i> (1977) Dengan Kondisi Variasi Dimensi 50 cm	92
Tabel 5.23 Rekapitulasi Kapasitas Daya Dukung Ijin (Qall) Tiang Tunggal	98
Tabel 5.24 Rekapitulasi Hasil Kebutuhan Pondasi Tiang Pancang	99
Tabel 5.25 Rekapitulasi Kekuatan Gaya Lateral	100
Tabel 5.26 Rekapitulasi Kapasitas Daya Dukung Blok Kelompok	100
Tabel 5.27 Rekapitulasi Penurunan Tiang Tunggal Dan Kelompok	101

DAFTAR GRAFIK

Grafik 3.1 Faktor Beban Dinamis (FBD)	21
Grafik 3.2 Kuat Geser Undrained (kN/m^2)	29
Grafik 3.3 Hubungan Antara Faktor Adhesi dan Kohesi Untuk Tiang Pancang Dalam Tanah Lempung (<i>Tomlinson, 1977</i>)	32
Grafik 3.4 Faktor Kapasitas Dukung Untuk Mencari Nilai N^*c	37
Grafik 3.5 Faktor Penurunan I_o (<i>Paulos and Davis, 1980</i>)	39
Grafik 3.6 Koreksi Kompresi R_k (<i>Paulos and Davis, 1980</i>)	39
Grafik 3.7 Koreksi Kedalaman R_h (<i>Paulos and Davis, 1980</i>)	40
Grafik 3.8 Koreksi Angka Poison R_μ (<i>Paulos and Davis, 1980</i>)	40
Grafik 3.9 Koreksi Kekakuan Lapisan Pendukung R_b (<i>Paulos and Davis, 1980</i>)	40
Grafik 5.1 Kuat Geser Undrained Kedalaman 0-2 Meter, C_u (kN/m^2)	63
Grafik 5.2 Kuat Geser Undrained Kedalaman 2-4 Meter, C_u (kN/m^2)	64
Grafik 5.3 Kuat Geser Undrained Kedalaman 4 -6 Meter, C_u (kN/m^2)	65
Grafik 5.4 Kuat Geser Undrained Kedalaman 0-2 Meter, C_u (kN/m^2)	68
Grafik 5.5 Kuat Geser Undrained Kedalaman 2-4 Meter, C_u (kN/m^2)	69
Grafik 5.6 Kuat Geser Undrained Kedalaman 4 -6 Meter, C_u (kN/m^2)	70
Grafik 5.7 Hubungan Antara Faktor Adhesi dan Kohesi Tiang Pancang Pada Tanah Lempung (<i>Tomlinson, 1977</i>)	73
Grafik 5.8 Hubungan Antara Faktor Adhesi dan Kohesi Tiang Pancang Pada Tanah Lempung (<i>Tomlinson, 1977</i>)	74
Grafik 5.9 Hubungan Antara Faktor Adhesi dan Kohesi Tiang Pancang Pada Tanah Lempung (<i>Tomlinson, 1977</i>)	75
Grafik 5.10 Hubungan Antara Faktor Adhesi dan Kohesi Tiang Pancang Pada Tanah Lempung (<i>Tomlinson, 1977</i>)	78
Grafik 5.11 Hubungan Antara Faktor Adhesi dan Kohesi Tiang Pancang Pada Tanah Lempung (<i>Tomlinson, 1977</i>)	79

Grafik 5.12 Hubungan Antara Faktor Adhesi dan Kohesi Tiang Pancang Pada Tanah Lempung (<i>Tomlinson,1977</i>)	80
Grafik 5.13 Faktor Kapasitas Dukung Untuk Mencari Nilai N^*c Metode <i>U.S.Army Corps</i> (1992)	94
Grafik 5.14 Faktor Kapasitas Dukung Untuk Mencari Nilai N^*c Metode <i>Tomlinson</i> (1977)	95



DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Data *Standart Penetration Test* (SPT)

Lampiran 2 *Shopdrawing* Proyek



DAFTAR NOTASI

SF	= Safety Factor
Qp	= Kapasitas Tahanan Ujung
qp	= Kapasitas Dukung Tanah
Cu	= Nilai Kohesi
Ap	= Luas Ujung Tiang
Qs	= Kapasitas Selimut Tiang
fs	= Adhesi Antar Tiang dan Tanah Sekitarnya
As	= Keliling Selimut Tiang Pancang
α	= Faktor Adhesi
t	= Tinggi Tiang
Qu	= Kapasitas Dukung Ultimit Tiang
Qall	= Kapasitas Dukung Ijin Tiang
μ	= Faktor Koreksi
f'c	= Mutu Beton
L	= Panjang Tiang Lajur
D	= Beban Lajur
p	= Beban Tegak Lurus
T	= Pembebanan Truk
Lg	= Panjang Bentang Aktual
Lrata	= Panjang Bentang Rata-Rata Dari Bentang Menerus
Lmaks	= Panjang Bentang Maksimum Dari Bentang Menerus
V_{DZ}	= Kecepatan Angin Rencana Pada Elevasi Rencana, Z (km/jam)
V_{10}	= Kecepatan Angin Pada Elevasi 10m Diatas Permukaan Tanah atau Diatas Permukaan Air Rencana 90-126 km/jam
V_B	= Kecepatan Angin Rencana 90-126 km/jam
Z	= Elevasi Struktur Diukur Dari Permukaan Tanah atau Dari Permukaan Air Dimana Beban Angin Dihitung
V_0	= Kecepatan Gesekan Angin

Z_0	= Panjang Gesekan Di Hulu Jembatan
P_D	= Tekanan Angin
P_B	= Tekanan Angin Dasar
n	= Jumlah Tiang Kelompok
ΣP_{max}	= Beban Maksimal Yang Berada Diatas Pondasi Rencana
P_{maks}	= Beban Maksimal Yang Diterima Oleh Tiang
M_x	= Momen Arah X
M_y	= Momen Arah Y
H	= Gaya Geser Yang Bekerja
V	= Gaya Geser
H_u	= Daya Dukung Horizontal Ultimit Tiang
d	= Diameter Tiang
f	= Tinggi Reaksi Tanah
L	= Panjang Tiang Rencana
ΣQ_{blok}	= Daya Dukung Blok
L_g	= Panjang Blok Pondasi Kelompok
B_g	= Lebar Blok Pondasi Kelompok
N^*c	= Faktor Kapasitas Dukung
$\Sigma C_u \times \Delta L$	= Kohesi Tanah Disekeliling Kelompok Tiang

ABSTRAK

Pondasi merupakan salah satu unsur yang paling penting dalam sebuah bangunan. Pondasi berfungsi untuk meneruskan beban struktur yang ada di atasnya ke lapisan tanah yang ada dibawahnya. Pada pembangunan Jembatan *Pileslab* Sei.Baras-Antang, Provinsi Kalimantan Tengah yang dibangun pada tanah lempung akan digunakan jenis pondasi tiang pancang (*spunpile*) dengan diameter 0,4 meter dengan kedalaman 60 meter. Peneliti ingin melakukan analisis ulang pondasi tiang pancang (*spunpile*) di lapangan dengan menggunakan beberapa metode penelitian. Hal ini bertujuan untuk mengetahui kapasitas daya dukung dan penurunan tiang pancang berdasarkan Pembebanan Jembatan SNI 1725:2016.

Perhitungan kapasitas daya dukung pondasi tiang pancang menggunakan metode *U.S.Army Corps* (1992) dan *Tomlinson* (1977), pada penelitian ini juga untuk mengetahui beban jembatan dengan menggunakan Pembebanan Jembatan SNI 1725:2016. Pada kondisi ini juga ditinjau penurunan pondasi tiang tunggal dan kelompok menggunakan metode *Poulos and Davis* (1980) dan *Vesic* (1967).

Hasil analisis pembebanan struktur berdasarkan Pembebanan Jembatan SNI 1725:2016 didapatkan nilai $P = 4082,07$ kN, $T_x = 225$ kN, $T_y = 131,4$ kN, $M_x = 180$ kN/m, $M_y = 135,34$ kN/m. Kapasitas dukung tiang pancang tunggal metode *U.S.Army Corps* (1992) sebesar 1152,78 kN dan metode *Tomlinson* (1977) sebesar 1204,6 kN. Penurunan tiang tunggal dengan metode *Poulos and Davis* (1980) didapatkan sebesar 10,5 mm dan penurunan tiang kelompok dengan Metode *Vesic* (1967) didapatkan sebesar 22,271 mm.

Kata Kunci : Kapasitas daya dukung, Pembebanan jembatan, Penurunan tiang, SNI 1725:2016.

ABSTRACT

The foundation is one of the most important elements in a building. The foundation serves to transmit the load of the structure above it to the soil layer below it. In the construction of the Pileslab Sei.Baras-Antang Bridge, Central Borneo Province, which is built on clay soil, the type of pile foundation (spunpile) with a diameter of 0.4 meters and a depth of 60 meters will be used. Researchers want to re-analyze the pile foundation (spunpile) in the field using several research methods. This aims to determine the bearing capacity and settlement of piles based on SNI 1725:2016 Bridge Loading.

Bearing capacity of the pile foundation using the U.S. Army Corps (1992) and Tomlinson (1977) method, in this study also to determine the bridge load using SNI 1725:2016 Bridge Loading. In this condition, the settlement of single and group pile foundations was also reviewed using the methods of Poulos and Davis (1980) and Vesic (1967).

The results of the analysis of structural loading based on SNI 1725:2016 Bridge Loading obtained the value of $P = 4082.07$ kN, $T_x = 225$ kN, $T_y = 131.4$ kN, $M_x = 180$ kN/m, $M_y = 135.34$ kN/m. The single pile bearing capacity of the U.S. Army Corps method (1992) is 1152.78 kN and the Tomlinson method (1977) is 1204.6 kN. The single pile settlement using the Poulos and Davis method (1980) was 10.5 mm and the group pile settlement using the Vesic method (1967) was 22.271 mm.

Keywords : *Bearing capacity, Bridge loading, Settlement pile, SNI 1725:2016.*

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Fondasi merupakan bagian yang sangat penting dari suatu struktur bangunan dan berfungsi untuk meneruskan beban struktur di atasnya ke lapisan tanah dibawahnya. Ditinjau dari segi pelaksanaan, ada beberapa keadaan di mana kondisi lingkungan tidak memungkinkan adanya pekerjaan yang baik dan sesuai dengan kondisi yang diasumsikan dalam perencanaan. Meskipun macam fondasi yang sesuai telah dipilih dengan perencanaan yang memadai, serta struktur fondasi yang telah dipilih itu dilengkapi dengan pertimbangan mengenai kondisi tanah fondasi dan batasan - batasan struktur.

Setiap fondasi harus mampu mendukung beban sampai batas keamanan yang telah ditentukan, termasuk mendukung beban maksimum yang mungkin terjadi. Jenis fondasi yang sesuai dengan tanah pendukung yang terletak pada kedalaman 10 meter di bawah permukaan tanah adalah fondasi tiang. (Sosrodarsono dan Nakazawa, 1990).

Setelah memperhatikan alasan - alasan tertentu seperti karakteristik tanah, beban struktur atas, lingkungan sekitar proyek maka pada pembangunan Jembatan Sei.Baras-Antang ini digunakan fondasi tiang pancang dengan diameter 40cm dan panjang total tiang 58 m. Pembuatan fondasi tiang pancang dilakukan di pabrik, kemudian dibawa ke lokasi proyek. Fondasi tiang pancang terdiri dari beberapa tiang dalam satu kelompok yang disatukan dengan *Pile Cap*, karena momen lentur struktur atas dan beban aksial yang akan didukung pondasi cukup besar. *Pile Cap* dipakai untuk mendistribusikan beban ke seluruh tiang.

Pada pembangunan Jembatan Sei.Baras-Antang ini, penyelidikan tanah yang dilakukan adalah penyelidikan lapangan (*In Situ Test*) yang terdiri dari *Standart Penetration Test* (SPT) dan uji laboratorium. Dari hasil SPT yang

dilakukan pada titik BH.01 dapat dijelaskan bahwa sistem pelapisan tanah dilokasi tersebut hampir seragam, baik dari jenis tanah maupun kekuatan tanah pada setiap lapisan. Lapisan tanah terdiri dari lempung pada 0,00 m - 30,00 m, sedangkan lapisan tanah pasir pada kedalaman 30,00 m - 58,00 m. Lapisan pasir sangat padat pada kedalaman 58,00 m – 60,30 m. Kondisi tanah seperti ini, maka perencana menggunakan fondasi tiang pancang yang mengandalkan daya dukung ujung (*End Bearing Capacity*) dengan kedalaman penetrasi berkisar antara 58,00 m – 60,30 m.

1.2 Rumusan Masalah

Dari latar belakang permasalahan yang telah dibahas, maka rumusan masalah dalam studi ini adalah sebagai berikut:

1. Bagaimana kapasitas dukung pondasi tiang pancang tunggal pada Jembatan *Pileslab* Sei.Baras – Antang dengan kondisi *existing* dan variasi dimensi 50 cm?
2. Bagaimana kapasitas dukung pondasi tiang pancang kelompok pada Jembatan *Pileslab* Sei.Baras – Antang dengan kondisi *existing* dan variasi dimensi 50 cm?
3. Bagaimana penurunan tiang pancang tunggal pada Jembatan *Pileslab* Sei.Baras – Antang dengan kondisi *existing* dan variasi dimensi 50 cm?
4. Bagaimana penurunan tiang pancang kelompok pada Jembatan *Pileslab* Sei.Baras – Antang dengan kondisi *existing* dan variasi dimensi 50 cm?

1.3 Tujuan Penelitian

Tujuan penelitian dalam penyusunan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Mengetahui kapasitas dukung pondasi tiang pancang tunggal pada Jembatan *Pileslab* Sei.Baras – Antang dengan kondisi *existing* dan variasi dimensi 50 cm?
2. Mengetahui kapasitas dukung pondasi tiang pancang kelompok pada Jembatan *Pileslab* Sei.Baras - Antang dengan kondisi *existing* dan variasi dimensi 50 cm?

3. Mengetahui penurunan tiang pancang tunggal pada Jembatan *Pileslab* Sei.Baras – Antang dengan kondisi existing dan variasi dimensi 50 cm?
4. Mengetahui penurunan tiang pancang kelompok pada Jembatan *Pileslab* Sei.Baras – Antang dengan kondisi existing dan variasi dimensi 50 cm?

1.4 Manfaat Penelitian

Dari penelitian tugas akhir ini adapun manfaatnya sebagai berikut:

1. Mahasiswa dapat menambah wawasan mengenai analisis daya dukung tiang pancang kelompok,
2. Mahasiswa dapat meningkatkan pengetahuan dibidang *Geoteknik* mengenai pondasi tiang pancang.

1.5 Batasan Penelitian

Adapun batasan penelitian tugas akhir ini sebagai berikut:

1. Data penelitian yang digunakan adalah Pilar 3 dari Proyek Jembatan *Pileslab* Sei.Baras-Antang Tahun 2021,
2. Data tanah berdasarkan hasil laboratorium dan uji SPT yang dilakukan oleh PT.Adalab Fondasi Ideal Tahun 2021,
3. Data N-SPT yang digunakan untuk perhitungan menggunakan Titik BH.01,
4. Dimensi pondasi tiang pancang yang digunakan berupa *Spunpile* dengan diameter 40 cm dan panjang tiang rata-rata 58m dengan formasi tiang jumlah 1x4 buah,
5. Perhitungan berdasarkan data *Standart Penetration Test* (SPT)
6. Perhitungan dilakukan dengan program *Ms.Excel*,
7. Analisis perhitungan menggunakan metode *U.S Army Corps* (1992) dan metode *Tomlinson* (1977),
8. Angka aman *Safety Factor* (SF) yang digunakan sebesar 2,5,
9. Kontrol gaya lateral terhadap kelompok tiang,
10. Standar pembebanan yang digunakan mengacu pada Standar Pembebanan Jembatan SNI 1725-2016.
11. Variasi dimensi yang digunakan adalah diameter 50 cm.

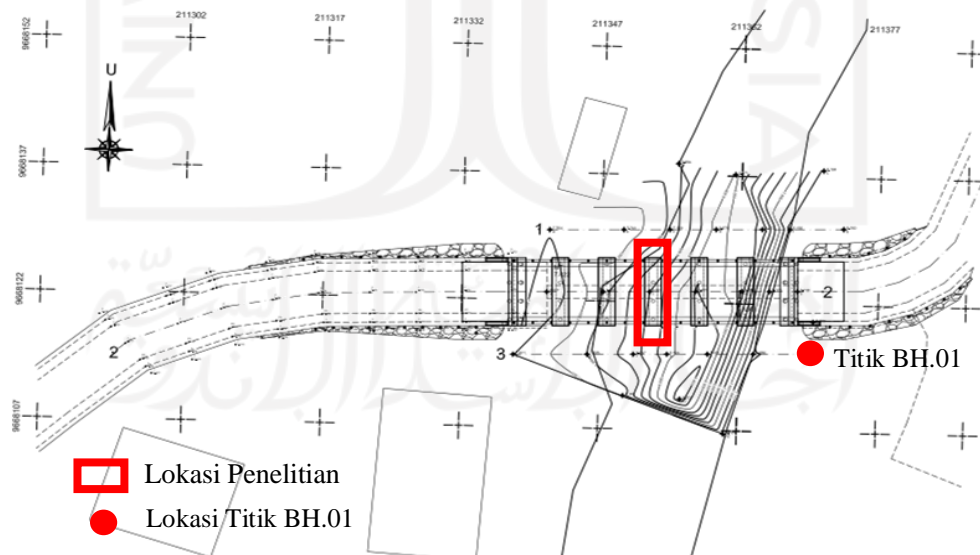
1.6 Lokasi dan Detail Gambar Penelitian

Lokasi dan denah gambar pada penelitian ini berada di daerah Kabupaten Kapuas, Provinsi Kalimantan Tengah. Untuk lebih detail lokasi penelitian ini dapat dilihat pada Gambar 1.1 dan Gambar 1.2 dibawah ini.



Gambar 1.1 Lokasi Penelitian

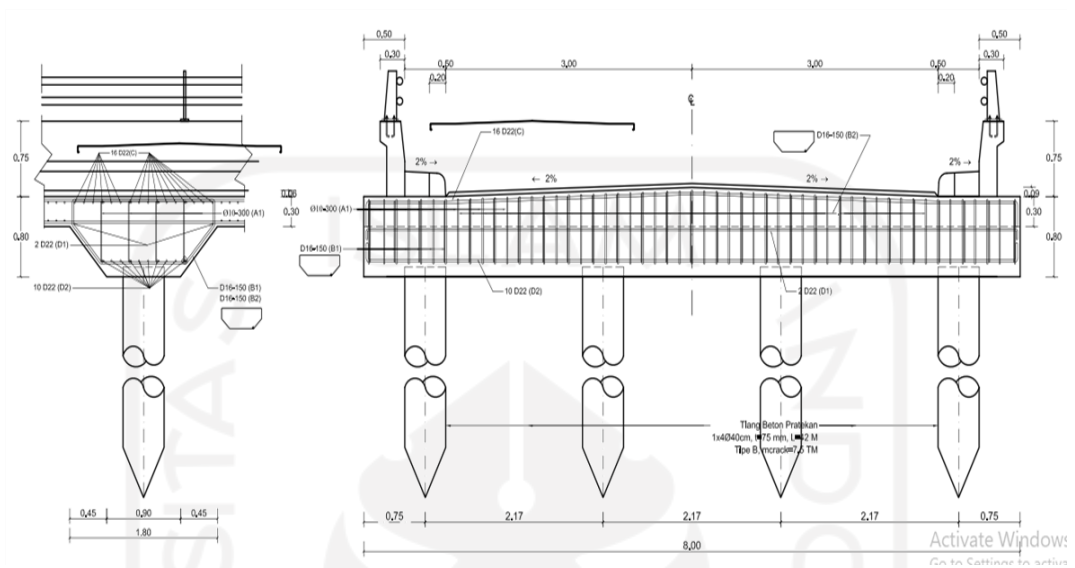
(Sumber : *Google Earth*, 2021)



Gambar 1.2 Denah Lokasi Proyek Jembatan Pileslab Sei.Baras – Antang

(Sumber : *Shopdrawing* Proyek Jembatan *Pileslab* Sei.Baras – Antang, 2021)

Untuk detail potongan Pilar 3 Jembatan Pileslab Sei.Baras – Antang dapat dilihat pada Gambar 1.5 berikut:



Gambar 1.5 Detail Potongan Pilar 3

(Sumber : Shopdrawing Proyek Jembatan Pileslab Sei.Baras – Antang, 2021)

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Pondasi tiang pancang adalah bagian struktur bangunan yang memiliki fungsi untuk meneruskan beban struktur ke lapisan tanah keras di bawahnya. Pondasi tiang pancang digunakan untuk mendukung bangunan bila lapisan tanah kuat terletak sangat dalam. Pondasi tiang pancang dipasang dengan membuat bahan berbentuk bulat atau bujursangkar memanjang yang dicetak terlebih dahulu dan kemudian dipancang atau ditekan ke dalam tanah (Hardiyatmo, 2011).

Pemakaian tiang pancang dipergunakan untuk suatu pondasi untuk suatu bangunan apabila tanah dasar di bawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung (*bearing capacity*), yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya, atau apabila tanah keras yang mana mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya terletak sangat dalam (Sardjono, 1988). Fondasi tiang juga digunakan untuk mendukung bangunan yang menahan gaya angkat ke atas terutama pada bangunan – bangunan tingkat tinggi yang dipengaruhi oleh gaya – gaya penggulingan akibat beban angin (Hardiyatmo, 2011).

2.2 Penelitian Terdahulu

Penelitian – penelitian tentang tiang pancang yang pernah dilakukan sebelumnya antara lain adalah sebagai berikut :

2.2.1 Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Pancang dan Tiang Bor Pada Tanah Lempung

Wahyudi (2019) melakukan penelitian dengan judul Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dan Tiang Bor Terhadap Tanah Lempung Berdasarkan Pembebanan Jembatan SNI 1725-2016 Pada Jembatan Sirniboyo Pacitan. Tujuannya untuk mengetahui pembebanan dan

daya dukung pondasi rencana pondasi tiang pancang maupun tiang bor. Hasil penelitian yang didapatkan untuk beban jembatan didapatkan nilai P sebesar 34.080,01 kN, dan nilai kapasitas pondasi tiang pancang Metode *U.S Army Corps* (1992) sebesar 1.950,49 kN dan *Tomlinson* (1977) sebesar 1.598,26 kN. Kesimpulan untuk jenis pondasi yang direncanakan aman terhadap beban rencana berdasarkan pembebanan SNI 1725-2016.

2.2.2 Kajian Experimental Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang Dengan Variasi Dimensi Pada Tanah Lempung

Priambodo (2020) melakukan penelitian yang berjudul Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang Dengan Variasi Dimensi Pada Tanah Lempung. Tujuannya dilakukan penelitian ini untuk mengetahui perbandingan kapasitas dukung pondasi eksisting dan mengetahui kapasitas dukung pondasi dengan dimensi yang berbeda. Berdasarkan hasil penelitian yang didapat, maka dapat disimpulkan agar dilakukan analisis-analisis lebih lanjut dengan program *plaxis*, *open sees*, dan *florida*. Penurunan yang terjadi pada pondasi perlu dihitung

2.2.3 Kajian Experimental Pengaruh Diameter, Panjang dan Formasi Tiang Terhadap Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Pancang

Priarianto dan Widodo (2016) melakukan penelitian dengan judul Analisis Pengaruh Diameter, Panjang dan Formasi Tiang Terhadap Kapasitas Dukung dan Penurunan Fondasi Tiang Pancang. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui pengaruh diameter, panjang dan formasi tiang terhadap kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang pancang. Hasil penelitian ini didapat bahwa semakin besar diameter tiang maka akan semakin besar pula kapasitas dukungnya, hal ini disebabkan oleh perbedaan luas penampang yang berpengaruh terhadap kapasitas dukung ujung. Semakin besar diameter tiang menyebabkan semakin kecil penurunan ujung tiang, hal ini disebabkan oleh kapasitas dukung ujung tiang yang semakin besar. Semakin dalam kedalaman tanah (tiang semakin panjang), maka semakin besar pula kapasitas dukungnya. Semakin panjang tiang juga menyebabkan semakin besar penurunan akibat

deformasi axial tiang, hal ini disebabkan kapasitas dukung ujung tiang semakin besar.

2.2.4 Pengaruh Kapasitas Dukung dan Besarnya Penurunan Pondasi Tiang Pancang

Saputro (2016) melakukan penelitian berjudul Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang Pada Pembangunan Gedung Sari Roti PT. Nippon Indosari Corpindo Cikarang-Bekasi. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui pengaruh kapasitas dukung dan berapa besarnya penurunan fondasi tiang pancang mini *Franki MF-32 pada Gedung Pabrik Sari Roti PT. Nippon Indosari Corpindo berdasarkan data N-SPT*. Dari hasil analisis yang didapat berdasarkan data SPT bahwa dengan metode *Meyerhoff* (1976) kapasitas dukung tiang pancang diperoleh nilai $Q_{pg} = 430,43$ ton sedangkan metode *Sosrodarsono* (1988) kapasitas dukung tiang pancang diperoleh nilai $Q_{pg} = 145,54$ ton. Nilai analisis tiang pancang dengan menggunakan metode *Meyerhoff* (1976) lebih besar dari nilai perhitungan metode *Sosrodarsono* (1988) dan penurunan tiang pancang diperoleh nilai $S_g = 0,01396$ m.

2.2.5 Penurunan Pondasi Tiang Pancang Berdasarkan Data Uji N-SPT

Muthmainnah dan Gazali (2016) melakukan penelitian berjudul Analisa Daya Dukung dan Penurunan Tiang Pancang Berdasarkan Data N-SPT (Studi Kasus : Dermaga Mesjid Sultan Suriansyah Kota Banjarmasin). Untuk mengetahui nilai daya dukung dan penurunan tiang berdasarkan data uji *N-SPT*. Nilai daya dukung tiang tunggal menggunakan Metode *Meyerhoff* sebesar 399,802 ton dan nilai daya dukung tiang kelompok berdasarkan efisiensi tiang menggunakan Metode *Converse-Labarre* yaitu 90,4% sebesar 21685,26 ton. Penurunan tiang tunggal yang terjadi menggunakan Metode *Semi Empiris* sebesar 0,036 m dan Metode *Vesic* untuk penurunan tiang kelompok sebesar 0,162 m. Dari hasil perhitungan didapatkan gaya tumbukan kapal sebesar 0,0032 ton.

2.3 Perbandingan Penelitian Terdahulu

Perbandingan penelitian terdahulu dapat dilihat pada Tabel 2.1 dibawah ini.

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu

No	Uraian	Penelitian Terdahulu				
		Peneliti 1	Peneliti 2	Peneliti 3	Peneliti 4	Peneliti 5
		Wahyudi (2019)	Priambodo (2020)	Priarianto dan Widodo (2016)	Saputro (2016)	Muthmainnah dan Gazali (2016)
1.	Judul Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dan Tiang Bor Terhadap Tanah Lempung Berdasarkan Pembebanan Jembatan SNI 1725-2016 Pada Jembatan Sirniboyo Pacitan	Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang Dengan Variasi Dimensi Pada Tanah Lempung	Analisis Pengaruh Diameter, Panjang dan Formasi Tiang Terhadap Kapasitas Dukung dan Penurunan Fondasi Tiang Pancang	Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang Pada Pembangunan Gedung Sari Roti PT. Nippon Indosari Corpindo Cikarang-Bekasi	Analisa Daya Dukung dan Penurunan Tiang Pancang Berdasarkan Data N-SPT (Studi Kasus : Dermaga Mesjid Sultan Suriansyah Kota Banjarmasin	

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu

No	Uraian	Penelitian Terdahulu				
		Peneliti 1	Peneliti 2	Peneliti 3	Peneliti 4	Peneliti 5
		Wahyudi (2019)	Priambodo (2020)	Priarianto dan Widodo (2016)	Saputro (2016)	Muthmainnah dan Gazali (2016)
2.	Tujuan	Mengetahui pembebanan dan daya dukung pondasi rencana pondasi tiang pancang maupun tiang bor	Mengetahui perbandingan kapasitas dukung pondasi eksisting dan mengetahui kapasitas dukung pondasi dengan dimensi yang berbeda	Mengetahui pengaruh diameter, panjang dan formasi tiang terhadap kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang pancang	Mengetahui kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang pancang mini <i>Franki MF-32 pada Gedung Pabrik Sari Roti PT. Nippon Indosari Corpindo berdasarkan N-SPT</i>	Mengetahui nilai daya dukung dan penurunan tiang berdasarkan data uji <i>N-SPT</i>

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu

Penelitian Terdahulu						
Uraian	Peneliti 1	Peneliti 2	Peneliti 3 dan 4		Peneliti 5	
3. Hasil	Untuk beban jembatan didapatkan nilai P sebesar 34.080,01 kN, dan nilai kapasitas pondasi tiang pancang Metode <i>U.S Army Corps</i> (1992) sebesar 1.950,49 kN dan <i>Tomlinson</i> (1977) sebesar 1.598,26 kN.	Berdasarkan hasil yang didapat, maka dapat disimpulkan agar dilakukan analisis-analisis lebih lanjut dengan program <i>plaxis, open sees, dan florida</i> . Penurunan yang terjadi pada pondasi perlu dihitung	Semakin besar diameter tiang maka akan semakin besar pula kapasitas dukungnya, semakin besar diameter tiang menyebabkan semakin kecil penurunan ujung tiang, Semakin panjang tiang juga menyebabkan semakin besar penurunan akibat deformasi axial tiang.	<i>Meyerhoff</i> (1976) kapasitas dukung tiang pancang diperoleh nilai $Q_{pg} = 430,43$ ton sedangkan metode <i>Sosrodarsono</i> (1988) kapasitas dukung tiang pancang diperoleh nilai $Q_{pg} = 145,54$ ton	Penurunan tiang tunggal yang terjadi menggunakan Metode <i>Semi Empiris</i> sebesar 0,036 m dan Metode <i>Vesic</i> untuk penurunan tiang kelompok sebesar 0,162 m	

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

3.1.1 Tinjauan Umum

Tanah adalah elemen yang sangat penting dalam bidang Teknik Sipil. Selain sebagai bahan bangunan, tanah juga berfungsi sebagai dasar pendukung dari sebuah bangunan konstruksi. Dalam pengertiannya tanah adalah material yang terdiri dari agregat butiran mineral – mineral padat yang terikat secara kimia satu dengan yang lain dan dari bahan – bahan organik yang telah melapuk disertai zat cair dan gas yang mengisi ruang – ruang kosong di antara partikel – partikel padat tersebut. Selain itu menurut Hardiyatmo (1992) tanah merupakan himpunan mineral, bahan organik dan endapan – endapan yang relative lepas (*loose*) yang terletak di atas batu dasar (*bedrock*).

Proses penghancuran dalam pembentukan tanah dari batuan terjadi secara fisis dan kimiawi. Proses fisis antara lain berupa erosi akibat tiupan angin, pengikisan oleh air dan gletsyer, atau perpecahan akibat pembekuan dan pencairan es dalam batuan sedangkan proses kimiawi menghasilkan perubahan pada susunan mineral batuan asalnya. Salah satu penyebabnya adalah air yang mengandung asam alkali, oksigen dan karbondioksida

Jenis tanah memiliki perbedaan antara satu tempat dengan tempat lainnya. Perbedaan itu terjadi karena berbagai faktor. Faktor-faktor yang mempengaruhi perbedaan jenis tanah antara lain, yaitu:

1. jenis batuan,
2. bahan induk,
3. curah hujan,
4. penyinaran matahari,
5. bentuk permukaan bumi,
6. organisme yang ada di tanah,
7. tumbuh-tumbuhan penutup tanah (vegetasi), dan

3.1.2 Klasifikasi Tanah

Klasifikasi tanah bertujuan untuk mengelompokkan beberapa jenis tanah yang memiliki sifat-sifat indeks sejenis kedalam kelompok ataupun sub-kelompok. Sifat-sifat ini dapat berupa ukuran, bentuk, dan bahan penyusunnya. Klasifikasi tanah diharapkan dapat mempermudah dalam pemakaian dan pemanfaatan tanah tersebut dengan diketahuinya perilaku tanah tersebut akan mempermudah dalam tahapan awal desain dari suatu bangunan tersebut.

Sistem klasifikasi tanah yang digunakan dalam dunia konstruksi terbagi dalam beberapa jenis. Sistem klasifikasi tanah yang sering digunakan dalam perencanaan bangunan, yaitu sistem klasifikasi *Unified System Clasification Soils* (USCS). Sistem klasifikasi USCS ini membagi tanah dalam dua kelompok yaitu tanah berbutir kasar dan tanah berbutir halus. Tanah berbutir kasar yaitu tanah kerikil dan pasir yang <50% berat totalnya lolos saringan No.200. Sedangkan tanah berbutir halus yaitu tanah yang >50% berat totalnya lolos saringan No.200. Dalam sistem ini setiap tanah diberikan simbol berupa dua huruf yang menunjukkan jenis dan sifatnya.

Huruf pertama menunjukkan jenisnya, seperti:

- G = kerikil (gravel)
- S = pasir (sand)
- M = lanau (silt)
- C = lempung (clay)
- O = tanah organik

Huruf kedua menunjukkan sifatnya, seperti:

- W = bergradasi baik (well graded)
- P = bergradasi jelek (poorly graded)
- M = mengandung lanau
- C = mengandung lempung
- L = bersifat plastis rendah (low plasticity)
- H = bersifat plastis tinggi (high plasticity)

Sistem klasifikasi tanah berdasarkan USCS (*Unified System Clasification Soils*) dapat dilihat pada Tabel 3.1 berikut.

Tabel 3.1 Sistem Klasifikasi Tanah Menurut USCS

Divisi Utama	Simbol Kelompok	Nama Jenis		Nama Jenis			
Tanah berbutir kasar: 50% butiran tertahan saringan no. 200 (0,075 mm)	Kerikil 50% atau lebih dari fraksi kasar tertahan saringan no. 4 (4,75 mm)	Kerikil berah (sedikit atau tak ada butiran halus)	GW	Kerikil gradasi baik dan campuran pasir-kerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4, C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ antara 1 dan 3 Tidak memenuhi kedua kriteria untuk GW		
		Kerikil gradasi buruk dan campuran pasir-kerikil atau tidak mengandung butiran halus	GP	Kerikil gradasi baik dan campuran pasir-kerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus			
	Kerikil banyak kandungan butiran halus	GM	Kerikil berlanau, campuran kerikil-pasir-lempung	Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $P_l < 4$ Batas-batas Atterberg di atas garis A atau $P_l > 7$	Bila batas Atterberg berada di daerah arir dari diagram plastisitas, maka dipakai simbol		
		GC	Kerikil berlempung, campuran kerikil-pasir-lempung				
	Pasir lebih dari 50% fraksi kasar lolos saringan no. 4 (4,75 mm)	Kerikil berah (sedikit atau tak ada butiran halus)	SW	Pasir gradasi baik, pasir berkerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus.	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6, C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ antara 1 dan 3 Tidak memenuhi kedua kriteria untuk SW		
		Pasir gradasi buruk, pasir kerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus.	SP	Pasir gradasi baik, pasir berkerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus.			
		Kerikil banyak kandungan butiran halus	SM	Pasir berlanau, campuran pasir-lanau		Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $P_l < 4$ Batas-batas Atterberg di atas garis A atau $P_l > 7$	Bila batas Atterberg berada di daerah arir dari diagram plastisitas, maka dipakai simbol
			SC	Pasir berlempung, campuran pasir-lempung			
Tanah berbutir halus: 50% atau lebih lolos saringan no. 200 (0,075 mm)	Lanau dan lempung batas cair 50% atau kurang	ML	Lanau tak organik dan pasir sangat halus, serbuk batuan atau pasir halus berlanau atau berlempung				
		CL	Lempung tak organik dengan plastisitas rendah sampai sedang, lempung berkerikil, lempung berpasir, lempung berlanau, lempung kurus ('lean clays')				
		OL	Lanau organik dan lempung berlanau organik dengan plastisitas rendah.				
	Lanau dan lempung batas cair > 50%	MH	Lanau tak organik atau pasir halus diatomae, lanau elastis.				
		CH	Lempung tak organik dengan plastisitas tinggi, lempung gemuk ('fat clays')				
		OH	Lempung organik dengan plastisitas sedang sampai tinggi				
Tanah dengan kadar organik tinggi	P _t	Gambut ('peat') dan tanah lain dengan kandungan organik tinggi.	Manual untuk identifikasi secara visual dapat dilihat di ASTM Designation D-2488				

(Sumber : Hardiyatmo, 2012)

3.2 Penyelidikan Tanah

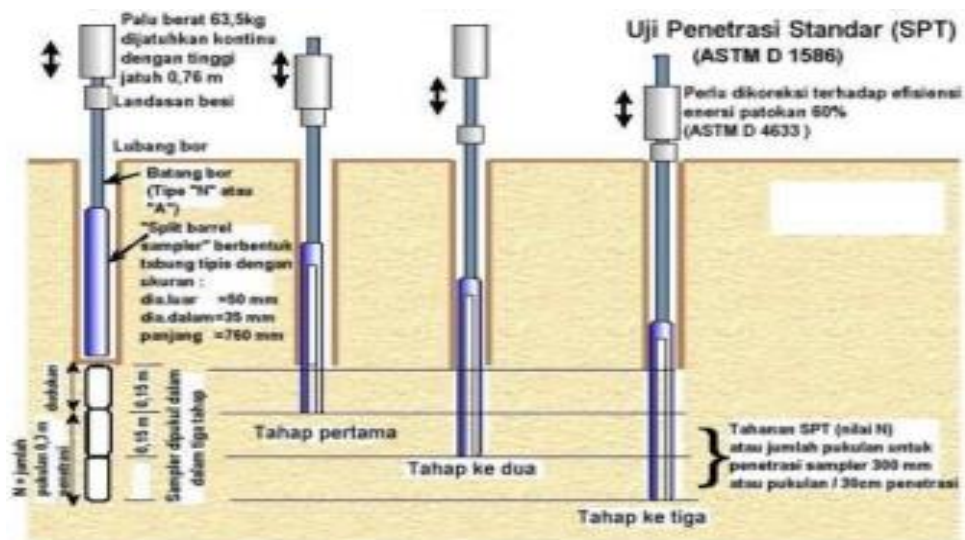
Penyelidikan tanah merupakan metode untuk mengetahui karakteristik dan daya dukung tanah yang akan digunakan sebagai dasar dari sebuah bangunan konstruksi. Penyelidikan tanah harus dilakukan sebelum menentukan jenis pondasi apa yang akan digunakan. Penyelidikan tanah memiliki beberapa tujuan sebagai berikut:

1. mengetahui kedalaman tanah keras di lokasi sehingga dapat menentukan perletakan pondasi yang tepat dan sesuai,
2. mengetahui kedalaman muka air tanah,
3. mengetahui karakteristik tanah pada setiap lapisan,
4. menentukan kapasitas daya dukung tanah,
5. mengetahui sample tanah yang kemudian akan diuji di laboratorium, dan
6. menentukan tipe pondasi yang akan digunakan.

Penyelidikan tanah biasanya terdiri dari 3 tahapan, yaitu pengeboran, pengambilan sample tanah, kemudian pengujian sample tanah di laboratorium. Penyelidikan tanah yang dilakukan di lapangan (*in-situ field test*) yang biasa dilakukan di Indonesia adalah Uji Sondir atau *Cone Penetration Test* (CPT) dan Uji *Standart Penetration Test* (SPT). Dalam penelitian data yang digunakan adalah data pengujian *Standart Penetration Test* (SPT).

3.2.1 *Standart Penetration Test* (SPT)

Pengujian SPT (*Standart Penetration Test*) digunakan untuk memperoleh data jenis dan kekuatan tanah dari suatu lapisan tanah. Uji SPT dilaksanakan pada lubang bor setelah pengambilan sampel tanah pada setiap beberapa interval kedalaman. Prinsip pelaksanaan uji SPT adalah dengan memukul tabung ke dalam lubang bor sedalam 450 mm menggunakan palu dengan berat 63,5 kg dari ketinggian 760 mm. Parameter yang didapat dari pengujian ini adalah jumlah pukulan untuk melakukan penetrasi sedalam 150 mm. Urutan pengujian SPT dapat dilihat pada Gambar 3.1 di bawah ini.



Gambar 3.1 Uji SPT

(Sumber : SNI 4153:2008)

3.3 Pembebanan

Pembebanan untuk analisis kekuatan jembatan merupakan dasar dalam menentukan beban dan gaya untuk perhitungan tegangan yang terjadi pada setiap bagian jembatan. Penggunaan jembatan ini dimaksudkan agar dapat mencapai kekuatan yang aman dan ekonomis sesuai dengan kondisi setempat agar proses analisis kekuatan jembatan menjadi efektif. Pada analisis ini yang digunakan sebagai acuan dalam perhitungan adalah SNI 1725-2016 yaitu tentang pembebanan untuk jembatan.

Beban rencana yang diperhitungkan berdasarkan peraturan yang dijelaskan dalam SNI 1725-2016 terdiri dari:

1. beban Permanen
2. beban Lalu Lintas
3. beban Lingkungan
4. beban Lainnya

3.3.1 Beban Permanen

Beban permanen merupakan beban mati yang diakibatkan oleh berat sendiri dari bagian struktur jembatan. Massa setiap bangunan harus dihitung berdasarkan dimensi yang tertera dalam gambar rencana dan berat jenis bahan yang digunakan. Berat dari bagian-bagian bangunan tersebut adalah massa dikalikan dengan percepatan gravitasi sebesar $9,81 \text{ m/dt}^2$.

1. Berat Sendiri

Berat sendiri jembatan merupakan semua beban tetap yang berasal dari keseluruhan jembatan yang ditinjau, termasuk segala unsur struktural dan non-struktural.

a. Perencanaan Lantai Kendaraan

$$\text{Berat plat dipakai} = 22 + 0,022 f'c \quad (\text{kN/m}^3)$$

$$\text{Berat perkerasan aspal dipakai} = 22 \quad (\text{kN/m}^3)$$

b. Perencanaan gelagar jembatan

$$\text{Berat sendiri gelagar} = 22 + 0,022 f'c \quad (\text{kN/m}^3)$$

(Sumber : SNI 1725-2016, Pasal 7.1)

2. Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang terdapat pada beban pada jembatan berupa elemen non-struktural dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan seperti.

a. Pelapisan ulang permukaan aspal (*overlay*) dianggap sebesar 50mm.

$$\gamma_{\text{aspal}} = 22 \text{ kN/m}^3$$

b. Sandaran, pagar pengaman dan penghalang beton

c. Sarana umum seperti pipa air, lampu jalan

d. Genangan air hujan = $9,8 \text{ kN/m}^3$

(Sumber : SNI 1725-2016, Pasal 7.3)

3. Beban Akibat Tanah

Koefisien tekanan tanah nominal harus dihitung dari sifat-sifat tanah seperti berat volume tanah, kohesi, dan sudut geser tanah. Tanah dibelakang dinding penahan biasanya mendapatkan beban tambahan yang bekerja apabila beban

lalu lintas bekerja pada bagian daerah keruntuhan aktif teoritis. Besarnya beban tambahan ini adalah setara dengan tanah setebal 0,7m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalu lintas tersebut. Beban tambahan ini hanya diterapkan untuk menghitung tekanan arah lateral saja.

4. Rangkak dan Susut (*Creep and Shrinkage*)

Pengaruh rangkak dan penyusutan (*creep and shrinkage*) harus diperhitungkan dalam perencanaan jembatan beton. Pengaruh ini harus dihitung dengan menggunakan beban mati dari jembatan.

3.3.2 Beban Lalu Lintas

1. Beban Lajur “D” (TD)

Beban lajur “D” terdiri dari beban terbagi merata dan beban garis terpusat. Beban lajur “D” bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada jembatan yang ekuivalen dengan suatu beban kendaraan yang sebenarnya. Jumlah total beban lajur “D” yang bekerja tergantung pada lebar jalur kendaraan itu sendiri.

a. Beban terbagi merata mempunyai q (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang bentang total L yang dibebani dan dinyatakan dengan rumus Persamaan 3.1 dan Persamaan 3.2 sebagai berikut:

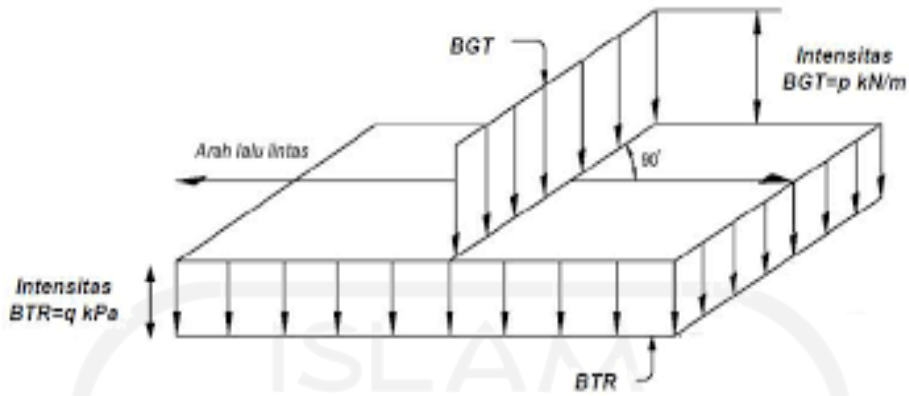
$$L \leq 30 \text{ m} \quad \rightarrow \quad q = 9,0 \text{ kPa} \quad (3.1)$$

$$L \geq 30 \text{ m} \quad \rightarrow \quad q = 9,0 \cdot \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \quad (3.2)$$

(Sumber : SNI 1725-2016, Pasal 8.3)

“L” merupakan jumlah dari panjang masing-masing beban terputus tersebut. Beban lajur “D” ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas seperti ditunjukkan dalam Gambar 3.2.

b. Beban garis (BGT) ditempatkan dalam kedudukan sembarang sepanjang jembatan dan tegak lurus pada arah lalu lintas. Dalam perencanaan ini BGT ditempatkan ditengah bentang untuk mendapatkan momen terbesar ditengah bentang. BGT mempunyai intensitas, $P = 49,0 \text{ kN/m}$ (Sumber :SNI 1725-2016, Pasal 8.3).



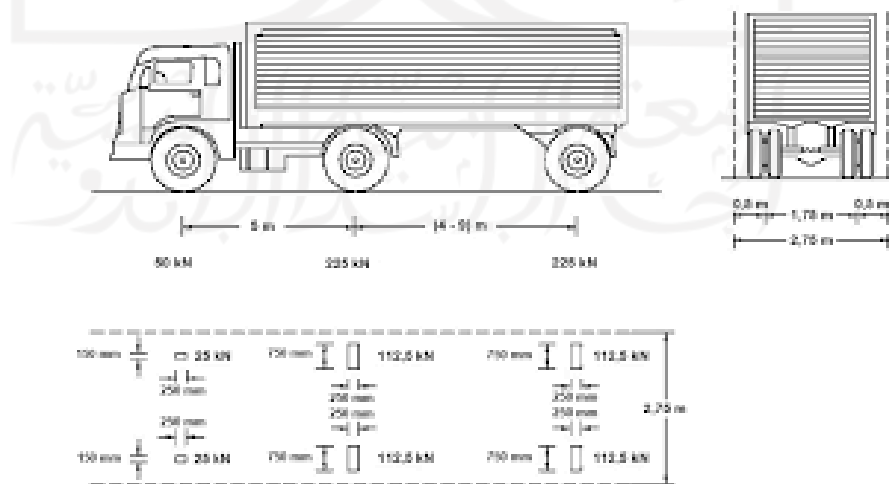
Gambar 3.2 Beban Lajur “D”

(Sumber : SNI 1725-2016, Pasal 8.3)

Ketentuan penyebaran beban “D” pada arah melintang jembatan digunakan intensitas 100% agar diperoleh momen dan geser arah longitudinal pada gelagar jembatan.

2. Beban *Truck* “T”

Pembebanan truk “T” terdiri dari kendaraan truk semi-trailer yang mempunyai susunan dan berat as seperti dalam Gambar 3.3. berat dari masing-masing as disebarkan menjadi 2 beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai. Jarak antara 2 as tersebut bisa diubah antara 4,0 m sampai 9,0 m untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan sesuai Gambar 3.3 berikut.

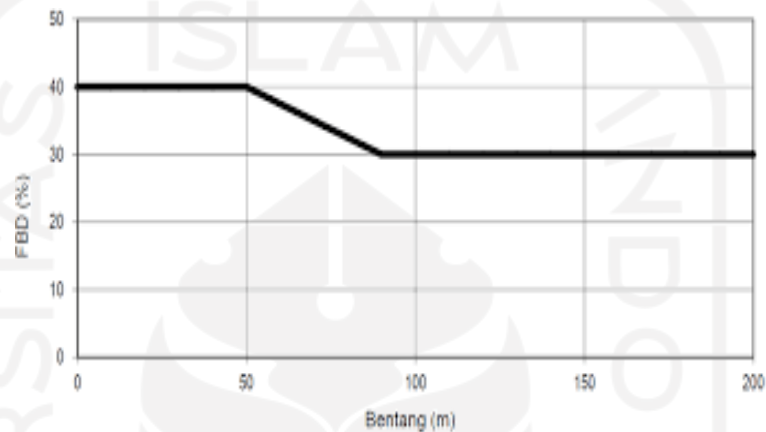


Gambar 3.3 Beban Truck “T”

(Sumber : SNI 1725-2016, Pasal 8.4)

3. Faktor Beban Dinamis

Faktor beban dinamis (FBD) merupakan hasil interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan. Faktor beban dinamis berlaku untuk pembebanan “D” dan pembebanan truk “T” untuk simulasi kejut dari kendaraan bergerak pada struktur jembatan. Beban garis FBD dapat dilihat pada Grafik 3.1 berikut.



Grafik 3.1 Faktor Beban Dinamis (FBD)

(Sumber : SNI 1725-2016)

Tabel 3.2 Faktor Beban Dinamis Untuk Beban Garis KEL

Bentang Ekivalen L_E (m)	DLA (untuk kedua keadaan batas)
$L_E < 50$	0,4
$50 < L_E < 90$	$0,525 - 0,0025 L_E$
$L_E \geq 90$	0,3

Catatan :

Untuk bentang sederhana L_E = panjang bentang aktual

Mencari bentang menerus berdasarkan Persamaan 3.3 berikut

$$\text{Untuk bentang menerus } L_E = \sqrt{L_{rata-rata} - L_{maks}} \quad (3.3)$$

Keterangan:

$L_{rata-rata}$ = Panjang bentang rata-rata dari bentang menerus

L_{maks} = Panjang bentang maksimum dari bentang menerus

4. Gaya Rem

Gaya rem dianggap bekerja horizontal searah sumbu jembatan pada jarak 1,8 m dari permukaan lantai kendaraan. Pengaruh ini harus diperhitungkan senilai dengan gaya rem sebesar.

- a. 25% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR
- b. 5% dari berat gandar truk desain

5. Pembebanan Untuk Pejalan Kaki (TP)

Semua elemen dari trotoar yang lebih lebar dari 6 m harus direncanakan untuk beban nominal 5 kPa dan dianggap bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan masing-masing lajur kendaraan.

3.3.3 Beban Lingkungan

1. Beban Angin

a. Angin Pada Struktur (EWs)

Beban angin harus diasumsikan terdistribusi secara merata pada permukaan yang terekspos oleh angin. Luas area yang diperhitungkan adalah luas area dari semua komponen yang diambil tegak lurus terhadap arah angin, sehingga didapatkan Persamaan 3.4 berikut.

$$V_{DZ} = 2,5 V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad (3.4)$$

Keterangan:

V_{DZ} = Kecepatan angin rencana pada elevasi rencana, Z (km/jam)

V_{10} = Kecepatan angin pada elevasi 10 m diatas permukaan tanah atau diatas permukaan air rencana 90 – 126 km/jam

V_B = Kecepatan angin rencana 90 – 126 km/jam

Z = Elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan air dimana beban angin dihitung

V_0 = Kecepatan gesekan angin (Tabel 3.3)

Z_0 = Panjang gesekan dihilu jembatan (Tabel 3.3)

Tabel 3.3 Nilai V_0 dan Z_0 Untuk Berbagai Variasi Kondisi Permukaan Hulu

Kondisi	Lahan Terbuka	Sub-Urban	Kota
V_0 (km/jam)	13,2	17,6	19,3
Z_0 (mm)	70	1000	25000

(Sumber : SNI 1725-2016)

Sehingga, beban angin pada struktur dapat menggunakan Persamaan 3.5 sebagai berikut.

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \quad (3.5)$$

Keterangan:

P_B = Tekanan angin dasar (Tabel 3.4)

Tabel 3.4 Tekanan Angin Dasar

Komponen bangunan atas	Angin tekan (MPa)	Angin hisap (MPa)
Rangka, kolom, dan pelengkung	0,0024	0,0012
Balok	0,0024	N/A
Permukaan datar	0,0019	N/A

(Sumber : SNI 1725-2016)

Nilai P_D harus lebih besar dari 4,4 kN/m

Untuk struktur bawah tekanan angin dasar sebesar 0,0019 Mpa

b. **Beban Angin Pada Kendaraan (EWI)**

Tekanan angin rencana harus dikerjakan baik pada struktur jembatan maupun kendaraan yang melintasi jembatan. Jembatan harus direncanakan memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan yang diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm.

3.4 Pondasi Tiang Pancang

Pondasi tiang pancang merupakan salah satu jenis pondasi yang digunakan untuk menerima dan meneruskan beban dari konstruksi yang ada di atasnya ke tanah yang berada pada kedalaman tertentu. Pemakaian tiang pancang untuk suatu bangunan apabila tanah dasarnya tidak mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul beban dari bangunan di atasnya atau tanah keras yang mempunyai daya dukung yang cukup terletak pada kedalaman yang sangat dalam. Pondasi jenis tiang pancang ini juga dapat digunakan untuk mendukung bangunan yang menahan gaya angkat ke atas, terutama pada bangunan – bangunan tingkat tinggi yang dipengaruhi oleh gaya – gaya penggulingan akibat beban angin.

Menurut cara pemindahan beban, pondasi tiang pancang dibagi menjadi 2 yaitu.

1. *Point bearing pile (end bearing pile)* merupakan tiang pancang dengan tahanan ujung. Tiang ini meneruskan beban melalui tahanan ujung ke lapisan tanah keras
2. *Friction pile* adalah Jenis tiang pancang ini dibagi menjadi 2 jenis berdasarkan jenis tanah tempat perletakkannya.
 - a. *Friction pile* pada tanah dengan butir – butir tanah kasar dan sangat mudah menyalurkan air. Tiang ini meneruskan beban ke tanah melalui geseran kulit. Pada proses pemancangannya, tiang ini akan menyebabkan berkurangnya pori-pori tanah dan membuat tanah di sekitarnya menjadi *compact*.
 - b. *Friction pile* pada tanah dengan butir – butir tanah yang sangat halus dan sulit menyalurkan air. Tiang ini juga meneruskan beban ke tanah melalui kulit namun pada proses pemancangannya tidak menyebabkan tanah di antara tiang menjadi *compact*.

Ada 2 metode yang umum digunakan dalam pemasangan pondasi tiang pancang. Metode ini dibedakan berdasarkan alat yang digunakan yaitu *drop hammer* dan *hydraulic jack*. Pada pemasangan dengan menggunakan *drop hammer*, tiang pancang dipukul dengan palu (*drop hammer*) agar menancap pada titik pada tanah yang telah ditentukan. Alat ini berbentuk seperti palu yang

diletakkan pada bagian atas tiang yang akan dipancang. Pada bagian kepala tiang diberikan topi atau *cap* yang bertujuan agar tiang tidak mengalami kerusakan pada saat dipukul dengan *hammer*. Alat lainnya yaitu *hydraulic jack*. Alat ini ditempatkan secara paralel dengan tiang yang akan dipancang. Untuk menekan tiang diletakkan plat penekan pada puncak tiang kemudian tiang ditekan ke dalam tanah. Sistem ini akan menyebabkan tiang tertekan secara terus menerus ke dalam tanah tanpa menimbulkan suara dan getaran.

Menurut penggunaannya, tiang pancang memiliki beberapa keuntungan dan kerugian. Adapun keuntungan pada penggunaan pondasi tiang pancang adalah sebagai berikut:

1. tiang pancang diproduksi di pabrik, sehingga dapat dilakukan pemeriksaan kualitas dengan ketat agar tiang pancang yang dihasilkan memiliki kualitas yang maksimal,
2. pada pekerjaan pemancangan dengan skala kecil, tidak membutuhkan biaya yang besar,
3. prosedur pemancangan tidak dipengaruhi oleh air tanah,
4. memiliki ketersediaan tiang yang cukup banyak karena dibuat di pabrik,
5. pekerjaan konstruksi mudah diawasi karena daya dukung dari tiang pancang dapat diperkirakan dengan menggunakan dial, dan
6. tiang dapat dipancang sampai pada kedalaman yang diinginkan.

Adapun kerugian pada penggunaan pondasi tiang pancang adalah sebagai berikut:

1. penggembungan permukaan tanah dan gangguan tanah akibat pemancangan dapat menimbulkan permasalahan,
2. pemancangan menimbulkan gangguan suara, getaran dan deformasi tanah yang dapat merusak bangunan di sekitarnya
3. apabila diameter tiang besar maka dibutuhkan alat pemancang yang besar pula,
4. pemancangan dilakukan dengan berhati – hati agar tidak terjadi kerusakan pada kepala tiang, dan
5. apabila panjang tiang pancang kurang, maka dibutuhkan penyambungan dengan alat penyambung khusus.

3.5 Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang Tunggal

Kapasitas tiang (*pile capacity*) adalah kapasitas dukung tiang dalam mendukung beban (Hardiyatmo, 2011). Tanah yang mengalami pembebanan seperti beban pondasi, maka akan mengalami distorsi dan penurunan. Apabila beban tersebut ditambah maka penurunan juga akan bertambah. Akhirnya akan terjadi kondisi di mana pada beban tetap, pondasi akan mengalami penurunan yang sangat besar. Hal ini menunjukkan bahwa keruntuhan kapasitas dukung telah terjadi. Berdasarkan hal tersebut maka perhitungan kapasitas dukung pada pondasi sangatlah penting agar beban pondasi tidak menimbulkan tekanan yang berlebihan pada tanah di bawahnya.

Perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang pancang dibedakan menjadi 2 berdasarkan jumlah tiangnya, yaitu kapasitas dukung tiang tunggal dan kapasitas dukung kelompok tiang.

3.5.1 Kapasitas Daya Dukung Tiang Tunggal Berdasarkan Data N-SPT

Nilai C_u berdasarkan korelasi dari nilai SPT pada hasil penyelidikan tanah dapat dilihat pada Tabel 3.5 berikut.

Tabel 3.5 Hubungan Antara Parameter Tanah untuk Tanah Lempung

Konsistensi tanah	Taksiran harga kekuatan geser undrained, C_u		Taksiran harga SPT, harga N
	kPa	ton/ m ²	
Sangat lunak (very soft)	0 – 12.5	0 – 1.25	0 – 2.5
Lunak (soft)	12.5 – 25	1.25 – 2.5	2.5 – 5
Menengah (medium)	25 – 50	2.5 – 5.	5 – 10
Kaku (stiff)	50 – 100	5.0 – 10.	10 – 20
Sangat kaku (very stiff)	100 – 200	10. – 20.	20 – 40
Keras (hard)	> 200	> 20.	> 40

(Sumber : Hardiyatmo, 2011)

$$C_u = 4 \times N \text{ (kondisi tanah kohesif),} \quad (3.6)$$

Keterangan :

C_u = Nilai kohesi dasar tiang rencana,

N = Jumlah pukulan empiris.

3.5.2 Kapasitas Dukung Tiang Berdasarkan Metode Empiris

Pada perhitungan kapasitas dukung tiang pancang dengan pendekatan empiris berdasarkan nilai SPT dengan Metode *Shioi & Fukui* (1982), tiang pancang di semua jenis tanah, unit tahanan ujung dapat dihitung dengan :

1. Kapasitas Dukung Ujung Tiang (Q_p)

$$Q_p = 0,3 \cdot P_a \cdot N_{60} \cdot A_p \quad (3.7)$$

Keterangan :

Q_p = Kapasitas tahanan ujung (kN/m²)

P_a = Tekanan atmosfer (100 kN/m²)

N_{60} = Nilai SPT rata-rata pada 4d dibawah dan 10d diatas ujung tiang

A_p = Luas penampang dasar tiang (m²).

2. Kapasitas Selimut Tiang (Q_s)

$$Q_s = 2 \cdot N_{55} \cdot A_s \quad (3.8)$$

Keterangan :

Q_s = Kapasitas selimut tiang (kN/m²)

N_{55} = Nilai SPT rata-rata selimut tiang

A_s = Luas selimut tiang (m²).

3. Kapasitas Dukung Ultimit (Q_u)

Kapasitas Dukung Ultimit dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.9 sebagai berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p \quad (3.9)$$

Keterangan :

Q_u = Kapasitas dukung ultimit tiang (kN),

Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang (kN),

Q_s = Kapasitas selimut tiang (kN).

W_p = Berat tiang (kN)

4. Kapasitas Dukung Ijin (Q_{all})

Kapasitas dukung ijin dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.10 sebagai berikut.

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.10)$$

Keterangan :

Q_{all} = Kapasitas dukung ijin pondasi,

Q_u = Kapasitas ultimit pondasi,

SF = Angka aman (2,5)

3.5.3 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode *U.S Army Corps* (1992)

Kapasitas dukung ultimit tiang pancang dalam tanah kohesif adalah jumlah tahanan gesek sisi tiang dan tahanan ujungnya. Besar tahanan gesek tiang tergantung bahan dan bentuk tiang. Umumnya, bila tanah homogen, tahanan gesek dinding yang berupa adhesi antara sisi tiang dan tanah akan berpengaruh besar pada kapasitas ultimitnya. Sehingga persamaan daya dukung pondasi tiang pancang metode *U.S Army Corps* (1992) sebagai berikut ini.

1. Kapasitas Dukung Ujung Tiang (Q_p)

Pada penerapannya didalam perencanaan, nilai C_u tiap lapisan didapatkan berdasarkan hasil korelasi dari nilai SPT Persamaan 3.11 dan Persamaan 3.12 sebagai berikut.

$$Q_p = q_p \cdot A_p \quad (3.11)$$

$$q_p = N_c \cdot C_u \quad (3.12)$$

Keterangan :

Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang (kN),

q_p = Kapasitas dukung tanah (kN/m²),

A_p = Luas penampang tiang (m²),

N_c = 9 diambil sama dengan (*Skempton*, 1959),

C_u = Nilai kohesi dasar tiang rencana.

2. Kapasitas Selimut Tiang (Q_s)

Kapasitas selimut tiang dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.13 dan Persamaan 3.14 sebagai berikut.

$$Q_s = f_s \cdot A_s \cdot L \quad (3.13)$$

$$f_s = \alpha \cdot C_U \quad (3.14)$$

Keterangan :

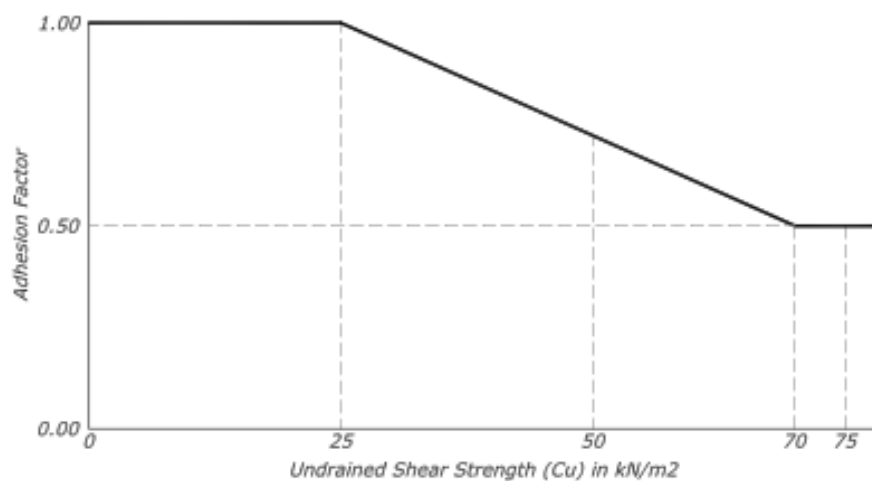
Q_s = Kapasitas selimut tiang (kN),

f_s = Adhesi antara tiang dan tanah disekitarnya (kN/m²),

L = Panjang tiang pancang (m),

A_s = Luas penampang tiang (m²),

α = Faktor adhesi diambil dari Grafik 3.2 metode *U.S Army Corps* dibawah.



Grafik 3.2 Kuat Geser Undrained (kN/m²)

(Sumber : Hardiyatmo, 2011)

3. Kapasitas Dukung Ultimit (Q_u)

Kapasitas Dukung Ultimit dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.15 sebagai berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p \quad (3.15)$$

Keterangan :

Q_u = Kapasitas dukung ultimit tiang (kN),

Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang (kN),

Q_s = Kapasitas selimut tiang (kN).

W_p = Berat tiang (kN)

4. Kapasitas Dukung Ijin (Q_{all})

Kapasitas dukung ijin dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.16 sebagai berikut.

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.16)$$

Keterangan :

Q_{all} = Kapasitas dukung ijin pondasi,

Q_u = Kapasitas ultimit pondasi,

SF = Angka aman (2,5)

3.5.4 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode *Tomlinson* (1977)

1. Kapasitas Dukung Ujung Tiang (Q_p)

Penerapannya didalam perencanaan, nilai C_u tiap lapisan didapatkan berdasarkan hasil korelasi dari Persamaan 3.17 dan Persamaan 3.18 sebagai berikut.

$$Q_p = q_p \cdot A_p \quad (3.17)$$

$$q_p = N_c \cdot C_u \quad (3.18)$$

Keterangan :

Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang (kN),

q_p = Kapasitas dukung tanah (kN/m²),

N_c = 9 diambil sama dengan (*Skempton*, 1959),

C_u = Nilai kohesi dasar tiang rencana

2. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang (Q_u)

Kapasitas dukung ultimit tiang dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.19 berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p \quad (3.19)$$

Keterangan :

Q_u = Kapasitas dukung ultimit tiang (kN)

Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang (kN)

Q_s = Kapasitas selimut tiang (kN)

W_p = Berat tiang (kN)

3. Kapasitas Ijin Tiang (Q_{all})

Kapasitas ijin tiang dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.20 berikut.

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.20)$$

Keterangan :

Q_{all} = Kapasitas dukung ijin tiang (kN)

Q_u = Kapasitas dukung ultimit tiang

SF = Angka aman (Angka 2,5)

4. Kapasitas Selimut Tiang (Q_s)

Kapasitas selimut tiang dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.21 dan Persamaan 3.22 sebagai berikut.

$$Q_s = f_s \cdot A_s \cdot L \quad (3.21)$$

$$f_s = a \cdot C_u \quad (3.22)$$

Keterangan :

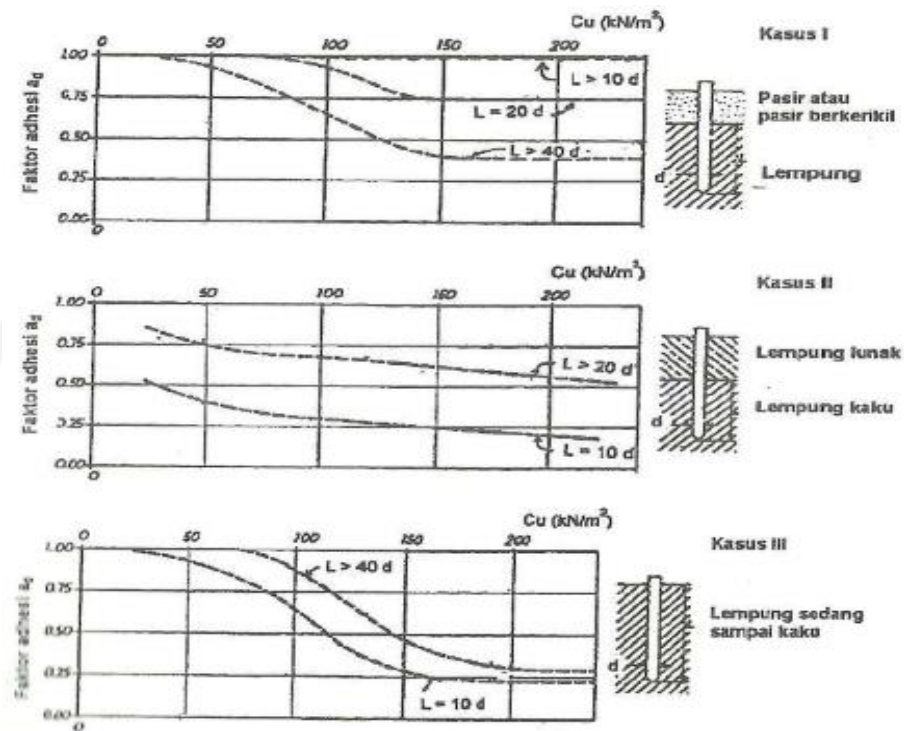
Q_s = Kapasitas selimut tiang (kN)

f_s = Adhesi antara tiang dan tanah disekitarnya (kN/m²)

L = Panjang tiang pancang (m)

A_s = Luas penampang tiang (m²)

a = Faktor adhesi diambil dari Grafik 3.3 dengan kasus Metode *Tomlinson* berdasarkan kondisi tanah dibawah.



Grafik 3.3 Hubungan Antara Faktor Adhesi dan Kohesi Untuk Tiang Pancang Dalam Tanah Lempung (Tomlinson, 1977)

(Sumber : Hardiyatmo, 2011)

3.6 Pondasi Kelompok Tiang

Kondisi tanah kapasitas dukung tiang gesek (*friction pile*) dalam tanah lempung akan berkurang jika jarak tiang semakin dekat. Bahwa kapasitas dukung total dari kelompok tiang gesek (*friction pile*). Khususnya tiang dalam tanah lempung, sering kali lebih kecil dari pada hasil kapasitas dukung tiang tunggal dalam kelompoknya. Jadi, besarnya kapasitas dukung total yang direduksi tergantung dari ukuran, bentuk kelompok, jarak, dan panjang tiangnya.

3.6.1 Jumlah Tiang Kelompok

Untuk menentukan jumlah tiang pancang kelompok berdasarkan nilai besaran beban maksimal dibagi dengan daya dukung ijin pondasi sehingga dapat menentukan jumlah tiang kelompok.

1. Jumlah Tiang Kelompok

Untuk mendapat jumlah tiang kelompok dapat dilihat pada Persamaan 3.23 berikut.

$$n = \frac{\sum P_{max}}{Q_{all}} \quad (3.23)$$

Keterangan:

n = Jumlah tiang kelompok

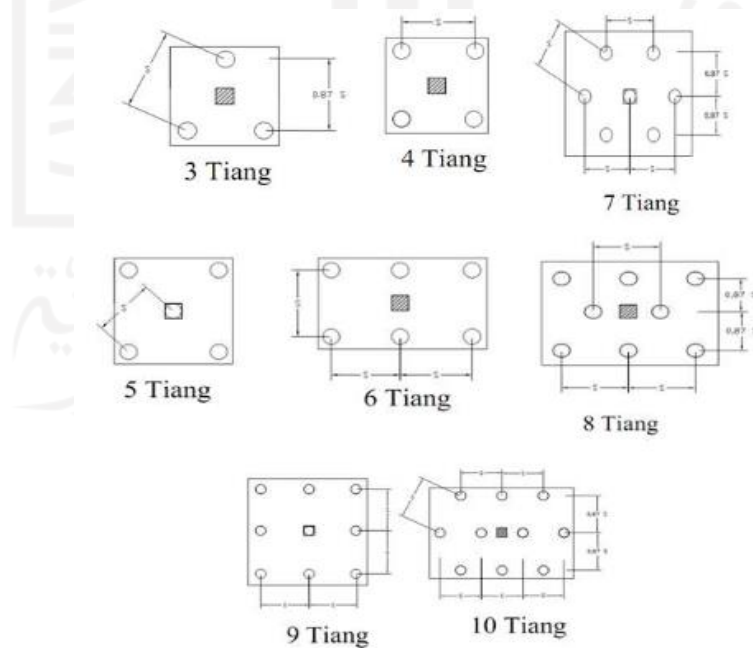
$\sum P_{max}$ = Beban maksimal yang berada diatas pondasi rencana (kN)

Q_{all} = Daya dukung maksimal rencana tiang pondasi (kN)

Dari hasil pencarian jumlah tiang pondasi kelompok sebaiknya dilakukan pembulatan keatas agar menambah faktor aman pondasi akibat beban yang terjadi.

2. Membuat Susunan Tiang Rencana

Dari hasil jumlah tiang tentukan susunan rencana tiang kelompok, berikut contoh susunan tiang yang digunakan pada umumnya dapat dilihat Gambar 3.4 berikut.

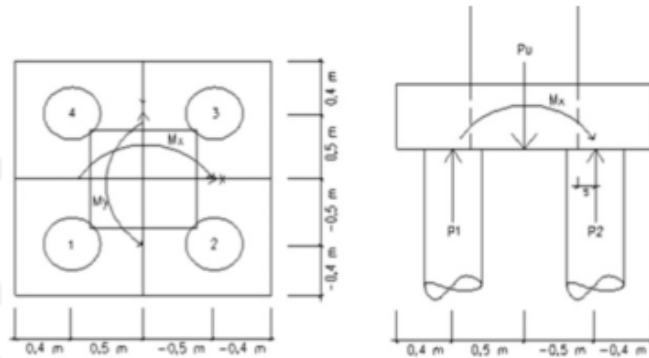


Gambar 3.4 Susunan Tiang Yang Umum Digunakan Dilapangan

(Sumber : Hardiyatmo, 2011)

3.6.2 Kontrol Gaya Tekan Tiang Terhadap Beban Aksial dan Momen

Reaksi tiang terhadap gaya dapat dilihat pada Gambar 3.5 berikut.



Gambar 3.5 Gaya Vertikal dan Momen Kelompok Tiang pada Arah Sumbunya

(Sumber : Hardiyatmo, 2011)

Setelah menentukan jumlah tiang dan desain yang digunakan untuk tiang kelompok selanjutnya pondasi kelompok dikontrol terhadap gaya dan momen yang akan terjadi pada setiap pondasi sesuai dengan Persamaan 3.24 dan Persamaan 3.25 berikut.

$$P_{maks} = \frac{\Sigma P}{n} + \frac{M_x \cdot y}{n y \cdot \Sigma y^2} + \frac{M_y \cdot x}{n x \cdot \Sigma x^2} \quad (3.24)$$

$$P_{min} = \frac{\Sigma P}{n} - \frac{M_x \cdot y}{n y \cdot \Sigma y^2} - \frac{M_y \cdot x}{n x \cdot \Sigma x^2} \quad (3.25)$$

Keterangan :

P_{maks} = Beban maks yang akan diterima pondasi tiang (kN)

ΣP = Jumlah beban aksial total (kN)

n = Jumlah tiang pakai

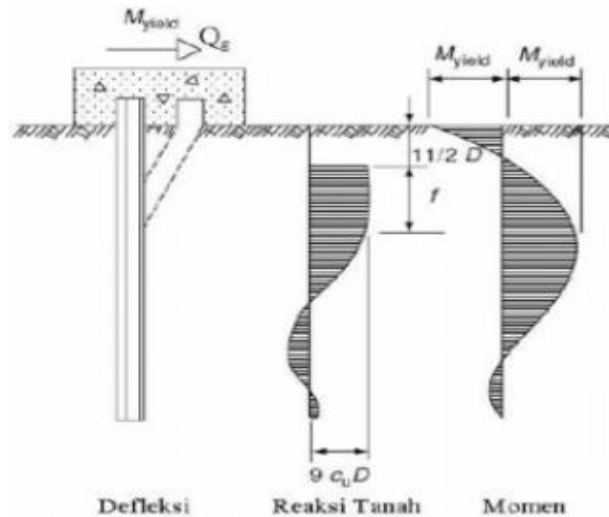
M_x = Momen arah x (kNm)

M_y = Momen arah y (kNm)

3.6.3 Kontrol Gaya Lateral

Pondasi tiang sering harus direncanakan dengan memperhitungkan beban horizontal dan lateral. Besaran beban lateral yang harus didukung pondasi tiang

bergantung bentuk bangunan yang mengirimkan gaya lateral tersebut. Dapat dilihat untuk persamaan kontrol gaya lateral pada Gambar 3.6 berikut



Gambar 3.6 Defleksi Akibat Gaya Lateral Untuk Pondasi Tiang Panjang

(Sumber : Broms 1964 dan Hardiyatmo 2011)

$H < H_{all}$,

Dimana untuk kontrol terhadap gaya lateral menggunakan Persamaan 3.26 dan Persamaan 3.27 berikut.

$$H = \frac{v}{n} \quad (3.26)$$

$$H_{all} = \frac{H_u}{SF} \quad (3.27)$$

Keterangan :

H = Gaya geser yang bekerja

v = Gaya Geser

n = Jumlah tiang

H_u = Daya dukung horizontal ultimit tiang

SF = Angka aman ($SF = 2,5$)

dimana H_u , menurut Broms (1964) menggunakan Persamaan 3.28 berikut.

$$H_u = \frac{2 My}{(1,5 d + 0,5 f)} \quad (3.28)$$

Keterangan :

My = Kapasitas momen tiang pancang

d = Dimensi tiang pancang

f = Tinggi reaksi tanah

dimana nilai f dapat dihitung dengan Persamaan 3.29 berikut.

$$f^2 + (2L + 3d) f + \left(\frac{My}{2,25 \cdot c_u \cdot d} - (L - 1,5d)^2 \right) = 0 \quad (3.29)$$

Keterangan :

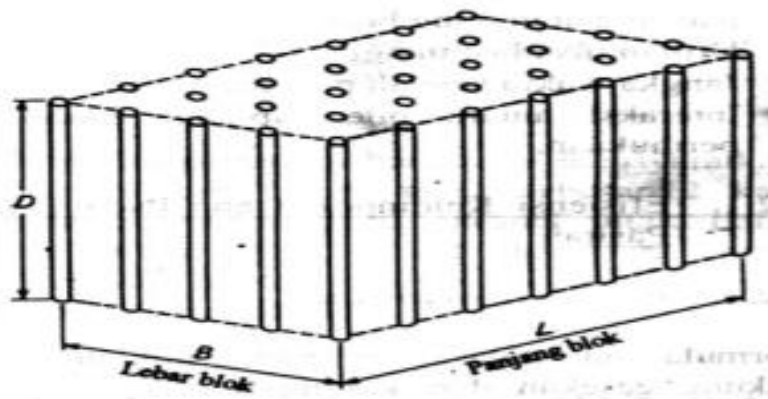
d = Dimensi tiang pancang

L = Panjang tiang

C_u = Kohesifitas tanah (kN/m²)

3.6.4 Kapasitas Daya Dukung Kelompok Tiang (Blok)

Pada tiang yang dipasang pada kondisi tanah kohesif biasanya model keruntuhan blok dikarenakan tanah terletak diantara tiang bergerak kebawah secara bersamaan dengan tiangnya. Mekanisme keruntuhan yang demikian dapat terjadi pada tipe pancang maupun tiang bor contohnya dapat dilihat pada Gambar 3.7 sebagai berikut.



Gambar 3.7 Kelompok Tiang Dalam Tanah Lempung Yang Bekerja Sebagai Blok

(Sumber : Hardiyatmo, 2011)

Dari Gambar 3.7 contoh kondisi tiang pondasi kelompok berdasarkan blok didapatkan Persamaan 3.30 sebagai berikut.

$$\Sigma Q_{blok} = L_g \cdot B_g \cdot C_u \cdot N^*c + 2 \cdot (L_g + B_g) \Sigma C_u \cdot \Delta L \quad (3.30)$$

dengan,

ΣQ_{blok} = Kapasitas daya dukung blok (kN)

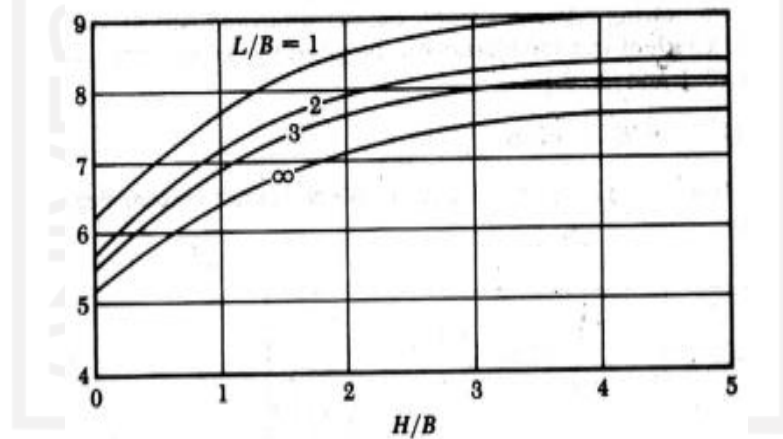
L_g = Panjang blok pondasi kelompok (m)

B_g = Lebar blok pondasi kelompok (m)

C_u = Kohesi dasar tiang rencana (kN/m²)

N^*c = Faktor kapasitas dukung (Grafik 3.4)

$\Sigma C_u \cdot \Delta L$ = Kohesi tanah disekeliling kelompok tiang (kN/m²)



Grafik 3.4 Faktor Kapasitas Dukung Untuk Mencari Nilai N^*c

(Sumber : Hardiyatmo, 2011)

3.7 Penurunan Pondasi Tiang

3.7.1 Penurunan Pondasi Tiang Pancang Tunggal

Analisis penurunan pondasi tiang tunggal menggunakan metode perhitungan Metode *Poulos and Davis* (1980). Untuk menentukan perkiraan modulus elastis lapisan tanah digunakan perkiraan modulus elastis (Bowles, 1977) dapat dilihat pada Tabel 3.6 berikut:

Tabel 3.6 Perkiraan Modulus Elastis (E) (Bowles, 1977)

Macam Tanah	E (kN/m ²)
Lempung	
Sangat Lunak	300 - 3.000
Lunak	2.000 - 4.000
Sedang	4.500 - 9.000
Keras	7.000 - 20.000
Berpasir	30.000 - 42.500
Pasir	
Berlanau	5.000 - 20.000
Tidak padat	10.000 - 25.000
Padat	50.000 - 100.000
Pasir dan kerikil	
Padat	80.000 - 200.000
Tidak padat	50.000 - 140.000
Lanau	2.000 - 20.000
<i>Loess</i>	15.000 - 60.000
Serpih	140.000 - 1.400.000

Untuk menentukan *rasio poison* (μ) menggunakan Tabel 3.7 sebagai berikut.

Tabel 3.7 Perkiraan Rasio Poison (μ) (Bowles, 1968)

Macam Tanah	μ
Lempung Jenuh	0,4 - 0,5
Lempung Tak Jenuh	0,1 - 0,3
Lempung Berpasir	0,2 - 0,3
Lanau	0,3 - 0,35
Pasir Padat	0,2 - 0,4
Pasir Kasar (angka pori, $e = 0,4 - 0,7$)	0,15
Pasir Halus (angka pori, $e = 0,4 - 0,7$)	0,25
Batu (tergantung dari macamnya)	0,1 - 0,4
<i>Loess</i>	0,1 - 0,3

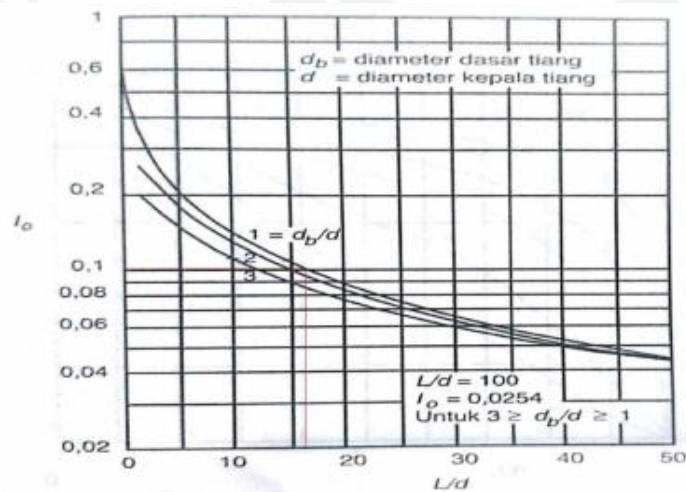
Maka perhitungan penurunan tiang menggunakan Persamaan 3.31, Persamaan 3.32, dan Persamaan 3.33 berikut.

$$K = E_p/E_S \quad (3.31)$$

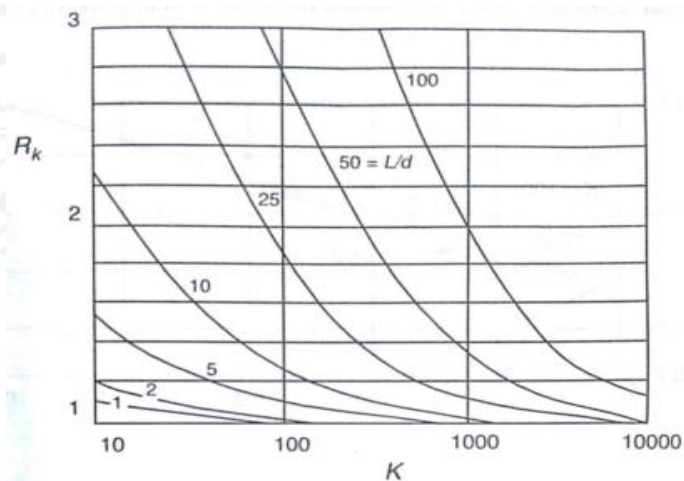
$$I = I_o \cdot R_k \cdot R_h \cdot R_\mu \quad (3.32)$$

$$S = \frac{QI}{E_s \cdot d} \quad (3.33)$$

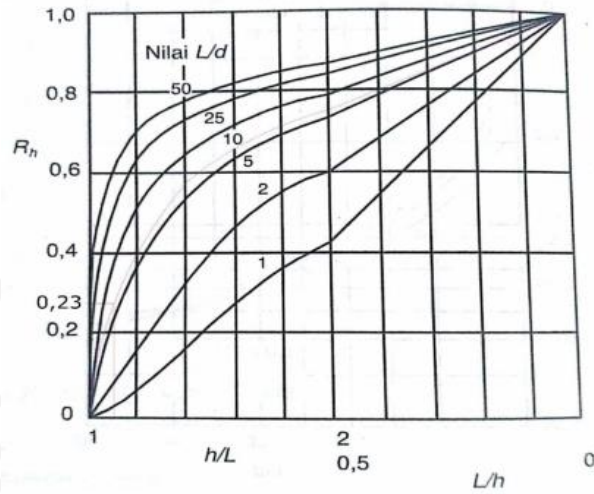
Nilai $I_o \cdot R_k \cdot R_h \cdot R_\mu$ dapat diperoleh melalui pembacaan diagram pada Grafik 3.5, Grafik 3.6, Grafik 3.7, Grafik 3.8, dan Grafik 3.9 berikut.



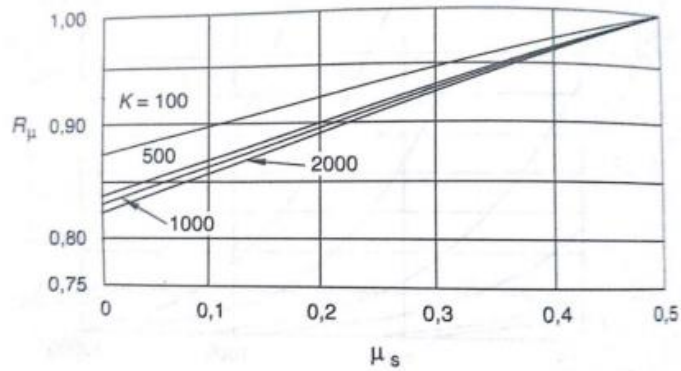
Grafik 3.5 Faktor Penurunan I_o (Paulos and Davis, 1980)



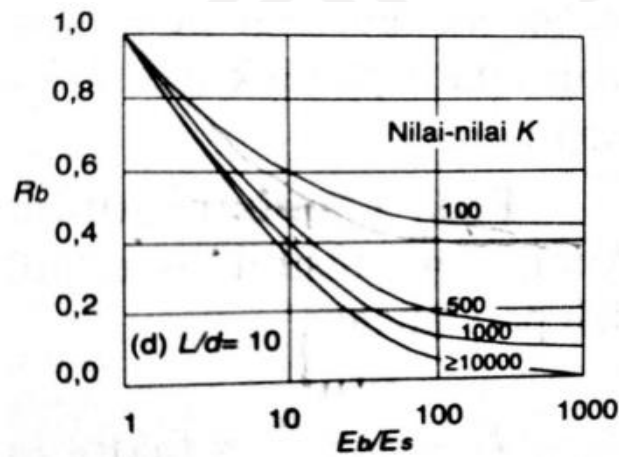
Grafik 3.6 Koreksi Kompresi R_k (Paulos and Davis, 1980)



Grafik 3.7 Koreksi Kedalaman R_h (Paulos and Davis, 1980)



Grafik 3.8 Koreksi Angka Poisson R_μ (Paulos and Davis, 1980)



Grafik 3.9 Koreksi Kekakuan Lapisan Pendukung R_b (Paulos and Davis, 1980)

3.7.2 Penurunan Pondasi Tiang Pancang Kelompok

Analisis penurunan pondasi tiang kelompok menggunakan metode perhitungan Metode *Vesiv* (1967). Maka penurunan tiang kelompok menggunakan Persamaan 3.34 sebagai berikut.

$$S_g = S \sqrt{\frac{Bg}{D}} \quad (3.34)$$

dengan,

S_g = Penurunan tiang kelompok (mm)

Bg = Lebar blok tiang kelompok (m)

D = Diameter tiang (m)

BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1 Umum

Metode penelitian adalah suatu cara untuk memecahkan masalah atau cara mengembangkan ilmu pengetahuan dengan menggunakan metode ilmiah. Secara lebih luas dijelaskan bahwa metode penelitian adalah cara ilmiah untuk mendapatkan data yang valid dengan tujuan dapat ditemukan, dikembangkan, dan dibuktikan untuk suatu pengetahuan tertentu sehingga dapat digunakan untuk memahami, memecahkan, serta mengantisipasi masalah.

4.2 Studi Pustaka

Studi pustaka adalah cara yang dilakukan oleh peneliti untuk menghimpun informasi yang relevan dengan topik atau masalah yang akan diteliti. Informasi itu diperoleh dari buku ilmiah, laporan penelitian, jurnal ilmiah, tesis, disertasi, peraturan daerah dan pemerintah, dan juga sumber-sumber yang lainnya. Studi pustaka merupakan suatu kegiatan yang tidak dapat dipisahkan dari suatu penelitian.

4.3 Teknik Pengumpulan Data

Lokasi penyelidikan dilaksanakan di Proyek Pembangunan Jembatan *Pileslab* Sei.Baras – Antang, Kabupaten Kapuas, Provinsi Kalimantan Tengah. Adapun data yang digunakan untuk mencapai maksud dan tujuan penelitian sebagai berikut.

1. Data Geoteknik

Penyelidikan tanah dilakukan dengan pengujian SPT (*Standart Penetration Test*). Pengujian tanah dilaksanakan pada titik BH.01 pada Proyek Pembangunan Jembatan *Pileslab* Sei.Baras – Antang, Kabupaten Kapuas, Provinsi Kalimantan Tengah (2021)

2. Data Struktur Jembatan

Dalam penelitian ini dipakai data-data dari proyek dengan data detail perencanaan Pilar 3 dan pondasi tiang pancang untuk mengevaluasi kembali daya dukung dan penurunan pondasi tiang pancang. Data penelitian ini diambil pada Proyek Jembatan *Pileslab* Sei.Baras – Antang (2021).

4.4 Analisis Pondasi Tiang Pancang

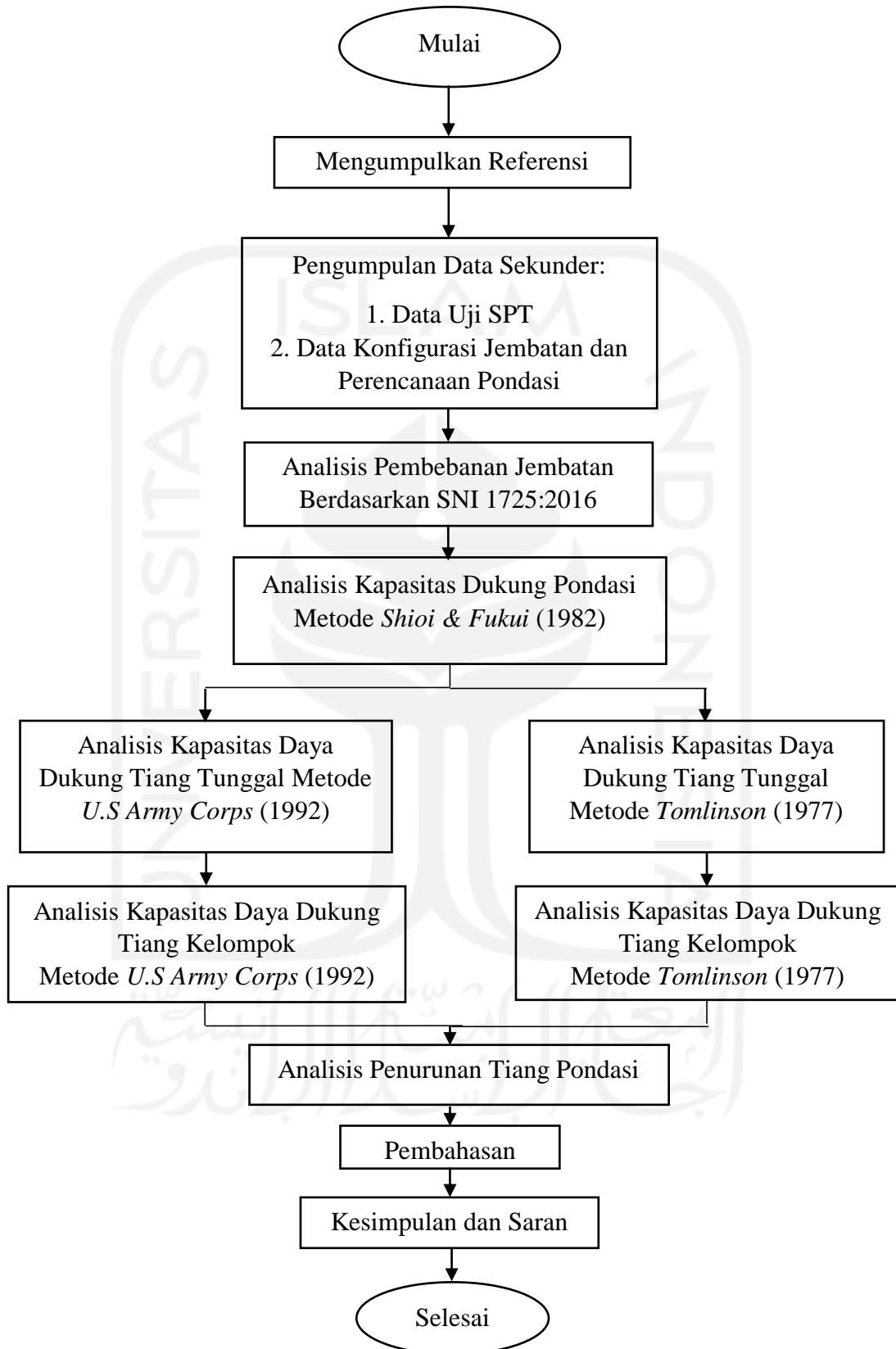
Analisis yang digunakan adalah analisis dengan Metode *U.S Army Corps* (1992) dan *Tomlinson* (1977), meliputi sebagai berikut:

1. analisis kapasitas dukung tiang tunggal,
2. analisis kapasitas dukung tiang kelompok,
3. analisis tiang kelompok terhadap gaya vertikal dan lateral,
4. analisis penurunan tiang.

4.5 Langkah Penelitian dan Bagan Alir

Langkah Penelitian tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

1. tahap perumusan masalah, meliputi rumusan masalah, penentuan topik, manfaat penelitian dan tujuan penelitian,
2. tahap studi pustaka untuk menemukan informasi mengenai penelitian ini,
3. tahap pengumpulan data yang diperlukan dalam penelitian ini, adapun data yang dibutuhkan seperti data pengujian tanah, perencanaan pondasi, dan juga *shopdrawing* proyek,
4. tahap analisa pembebanan untuk memilih lokasi tiang yang akan dianalisa
5. tahap analisis data yang diperoleh dengan menghitung nilai daya dukung tiang pondasi melalui program *Ms.Excel*.



Gambar 4.1 Bagan Alir Penelitian Tugas Akhir

BAB V

HASIL DAN PEMBAHASAN

5.1 Data Jembatan

Proyek pembangunan Jembatan *Pileslab* Sei.Baras – Antang terletak di Kelurahan Selat Utara, Kecamatan Selat, Kabupaten Kapuas, Kalimantan Tengah. Jembatan *Pileslab* Sei.Baras – Antang ini direncanakan memiliki bentang 30,5 m dan lebar jembatan 8 m dengan menggunakan struktur beton bertulang yang menggunakan pondasi rencana yakni pondasi tiang pancang.

5.1.1 Data Umum

Data proyek pembangunan Jembatan *Pileslab* Sei.Baras – Antang adalah sebagai berikut:

1. Nama proyek : Pembangunan Jembatan *Pileslab* Sei.Baras – Antang, Kabupaten Kapuas, Kalimantan Tengah
2. Pemilik proyek : Dinas Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Kabupaten Kapuas
3. Kontraktor pelaksana : CV. Nasywa Syairira
4. Konsultan perencana : CV. Unika Citra Mandiri
5. Konsultan pengawas : CV. Unika Citra Mandiri
6. Lokasi proyek : Kelurahan Selat Utara, Kecamatan Selat, Kabupaten Kapuas, Provinsi Kalimantan Tengah
7. Konstruksi bagian atas : Beton bertulang
8. Konstruksi bagian bawah : Tiang pancang
9. Nilai kontrak proyek : Rp. 4.913.600.000,-
10. Waktu pelaksanaan : 130 (seratus tiga puluh) hari kalender

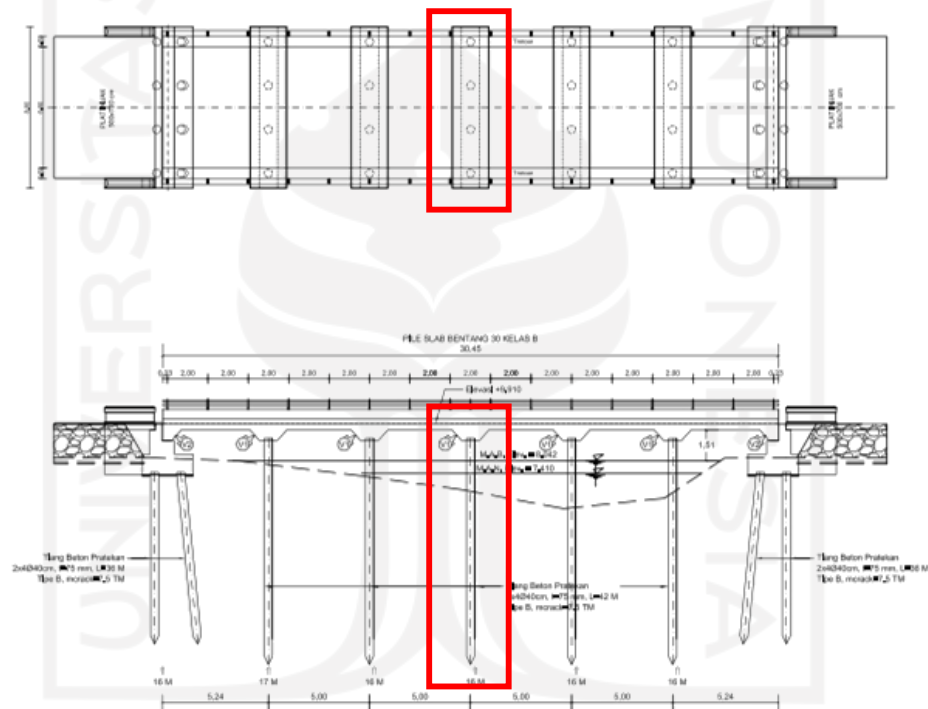
5.1.2 Spesifikasi Material

Material yang digunakan dalam Pembangunan Proyek Jembatan *Pileslab* Sei.Baras – Antang adalah sebagai berikut:

1. Mutu beton ($f'c$) sebesar 30 MPa, dan
2. Mutu baja (f_y) sebesar 420 Mpa

5.1.3 Denah Jembatan

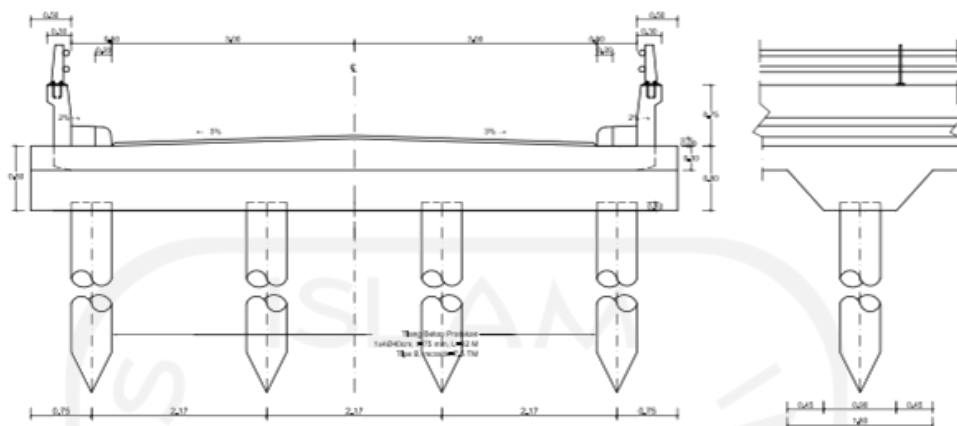
Denah Jembatan *Pileslab* Sei.Baras – Antang yang ditinjau pada Pilar 3 dapat dilihat pada Gambar 5.1 berikut.



Gambar 5.1 Pilar 3 Yang Ditinjau

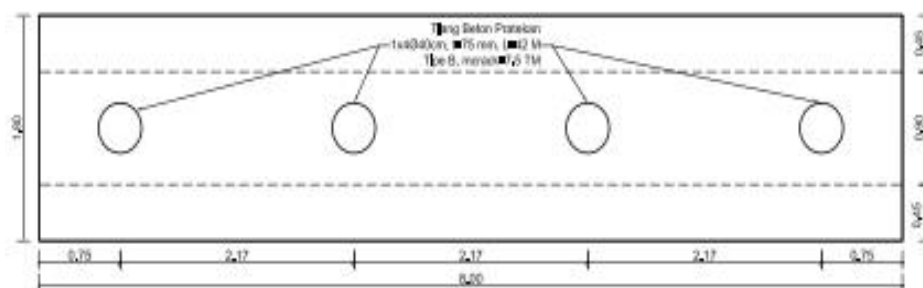
(Sumber : *Shopdrawing* Proyek Jembatan *Pileslab* Sei.Baras-Antang)

Untuk denah pilar 3 dan denah pondasi tiang pancang Jembatan *Pileslab* Sei.Baras - Antang dapat dilihat pada Gambar 5.2 dan Gambar 5.3 berikut.



Gambar 5.2 Denah Pilar 3

(Sumber : *Shopdrawing* Proyek Jembatan *Pileslab* Sei.Baras-Antang)



Gambar 5.3 Denah Pondasi Tiang Pancang Pilar 3

(Sumber : *Shopdrawing* Proyek Jembatan *Pileslab* Sei.Baras-Antang)

5.2 Analisis Pembebanan Jembatan

Desain struktur jembatan dipengaruhi oleh beberapa reaksi yang terjadi pada struktur atas jembatan. Reaksi-reaksi pembebanan pada jembatan ada beberapa faktor yang mempengaruhi beban struktur jembatan. Pengaruh beban ini harus disesuaikan dengan kombinasi pembebanan menurut Pembebanan Jembatan SNI 1725:2016.

5.2.1 Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri (*self weight*) adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan bagian dari elemen struktural, ditambah dengan elemen non-struktural yang dipikul dan bersifat tetap. Struktur pada Jembatan *Pileslab* Sei.Baras – Antang

ini terdiri dari bentang 10 m, lebar jembatan 8 m. Data struktur ini dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut.

Tabel 5.1 Berat Struktur Jembatan

No	Beban Struktur	Luas	Panjang	Jumlah	Berat Volume	Berat
		m ²	m	n	T/m ³	Ton
1	V Sheel	1,08	8	1	2,4	20,736
2	Slab	2,1	10	1	2,4	50,4
3	Trotoar	0,125	10	2	2,4	6
4	Railing	0,225	10	2	2,4	10,8
Total						87,936

5.2.2 Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan adalah berat beban elemen non-struktural pada jembatan yaitu berupa lapis perkerasan aspal dan genangan air hujan. Perhitungan beban mati tambahan dapat dilihat pada Tabel 5.2 dibawah ini.

Tabel 5.2 Perhitungan Beban Mati Tambahan

No	Beban Mati Tambahan	Tebal (m)	Lebar (m)	Panjang (m)	Jumlah	w (T/m ³)	Berat (T)
1	Lapisan Aspal dan Overlay	0,09	6	10	1	2,2	11,88
2	Air Hujan	0,09	6	10	1	0,98	5,292
WMA=							17,172

5.2.3 Beban Lajur “D” (TD)

Beban lajur “D” terdiri dari beban terbagi merata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT)

$$\text{Panjang bentang, } L = 10 \text{ m}$$

$$\text{Lebar jalur lalu lintas, } B = 6 \text{ m}$$

1. Beban Terbagi Merata (BTR)

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

Pembebanan beban lajur :

Beban merata pada balok (BTR) :

$$\begin{aligned} \text{QTR} &= \text{Berat Lap. Aspal dan Overlay} \times q \\ &= 11,88 \times 9,0 \\ &= 106,92 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2. Beban Garis Terpusat (BGT)

Beban garis BGT mempunyai intensitas $p = 49,0 \text{ kN/m}$

Panjang jembatan (L) = $10 \text{ m} < 50 \text{ m}$, sehingga

$$DLA = 0,4$$

Beban terpusat pada balok,

$$\begin{aligned} \text{PGT} &= (1 + DLA) \cdot p \cdot b \\ &= (1 + 0,4) \cdot 49,0 \cdot 6 \\ &= 411,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban pada pilar akibat beban lajur D

$$\begin{aligned} P_{TD} &= (\text{QTR} \cdot L) + \text{PGT} \\ &= (106,92 \cdot 10) + 411,6 \\ &= 1480,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.2.4 Beban Pedestrian / Pejalan Kaki (TP)

Besarnya beban pejalan kaki bergantung pada luas trotoar yang menopangnya. Trotoar pada jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban sebagai berikut:

$$\text{Lebar trotoar } > 600 \text{ mm} : q = 5 \text{ kPa}$$

$$\text{Panjang trotoar tiap bentang (L)} = 10 \text{ m}$$

$$\text{Lebar trotoar (b)} = 0,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 P_{TP} &= q \cdot b_t \cdot L \\
 &= 5 \cdot 0,5 \cdot 10 \\
 &= 25 \text{ kPa/m}^2
 \end{aligned}$$

5.2.5 Gaya Rem (TB)

Pengereman diperhitungkan sebagai gaya horizontal searah sumbu memanjang jembatan dan dianggap bekerja pada ketinggian 1,8 m diatas permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung panjang jembatan (L) sebagai berikut:

1. 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi merata BTR

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya rem} &= 5\% \cdot (500 + L \cdot QTR) \\
 &= 5\% \cdot (500 + 10 \cdot 106,92) \\
 &= 78,46 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. 25% dari berat berat gandar truk

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya rem} &= 25\% \cdot 500 \\
 &= 125 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3. Gaya rem yang digunakan (T_{TB}) = 125 kN

Lengan terhadap pondasi,

$$Y_{TB} = \text{tebal pier} = 0,8 \text{ m}$$

Momen akibat gaya rem pada pondasi,

$$\begin{aligned}
 M_{TB} &= T_{TB} \cdot Y_{TB} \\
 &= 125 \cdot 0,8 \\
 &= 100 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

5.2.6 Beban Angin (EW)

1. Beban angin arah y (melintang jembatan)

$$\text{Kecepatan gesekan angin, } V_0 = 13,2 \text{ km/jam}$$

$$\text{Kecepatan angin rencana, } V_B = 90 \text{ m/dt}$$

$$\text{Kecepatan angin pada elevasi 10000m, } V_{10} = 100 \text{ m/dt}$$

$$\text{Elevasi struktur, } Z = 2,06 \text{ m}$$

$$\text{Panjang gesekan di hulu jembatan, } Z_0 = 0,07 \text{ m}$$

Kecepatan angin rencana pada elevasi Z,

$$V_{DZ} = 2,5 \cdot V_0 \cdot \left(\frac{V_{10}}{V_B}\right) \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$$

$$= 2,5 \cdot 13,2 \cdot \left(\frac{100}{90}\right) \cdot \ln\left(\frac{2,06}{0,07}\right)$$

$$= 124,01 \text{ km/jam}$$

Tekanan angin dasar, $P_B = 0,0024 \text{ MPa} = 2,4 \text{ Kpa}$

Tekanan angin rencana, $P_D = P_B \cdot \left(\frac{VDZ}{VB}\right)^2$

$$= 2,4 \cdot \left(\frac{124,01}{90}\right)^2$$

$$= 4,56 \text{ kN/m} > 4,4 \text{ kN/m syarat tekanan angin}$$

rencana (P_D)

Bentang jembatan, $L = 10 \text{ m}$

Tinggi bidang samping jembatan, $H_a = 2,06 \text{ m}$

Luas bidang samping jembatan, $A_b = H_a \cdot L$

$$= 2,06 \cdot 10$$

$$= 20,6 \text{ m}^2$$

Beban akibat angin,

$TEW_y = P_D \cdot A_b$

$$= 4,56 \cdot 20,6$$

$$= 93,86 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi,

$YEW_y = h_{\text{pier}} / 2$

$$= 2,06 / 2$$

$$= 1,03 \text{ m}$$

Momen akibat gaya angin,

$MEW_y = TEW_y \cdot YEW_y$

$$= 93,86 \cdot 1,03$$

$$= 96,67 \text{ kN/m}$$

2. Beban angin arah x (memanjang jembatan)

Tinggi bidang samping, $h = 2,06 \text{ m}$

Luas bidang samping, $A_b = \text{tebal} \cdot h$

$$= 1,55 \cdot 2,06$$

$$= 3,193 \text{ m}^2$$

Tekanan angin dasar, $P_D = 1,9 \text{ kPa}$

Beban akibat angin,

$$\begin{aligned} TEW_x &= P_D \cdot A_b \\ &= 1,9 \cdot 3,193 = 6,07 \text{ kN} \end{aligned}$$

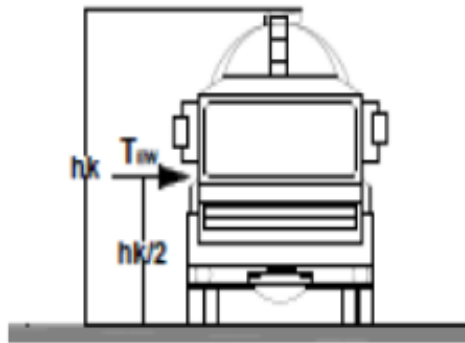
Lengan terhadap pondasi,

$$\begin{aligned} YEW_x &= h/2 \\ &= 2,06/2 \\ &= 1,03 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen akibat gaya angin,

$$\begin{aligned} MEW_x &= TEW_x \cdot YEW_x \\ &= 6,07 \cdot 1,03 \\ &= 6,25 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3. Transfer beban angin pada kendaraan



Gambar 5.4 Transfer Beban Angin ke Kendaraan

$$TEW = 1,46 \text{ kN/m}$$

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi, $h = 1,8 \text{ m}$ dan jarak antar roda, $x = 1,75 \text{ m}$

$$\begin{aligned} EWL &= (h/x) \cdot TEW \cdot L \\ &= (1,8/1,75) \cdot 1,46 \cdot 10 \\ &= 15 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berikut ini adalah rekapitulasi hasil perhitungan beban yang terjadi pada jembatan yang dapat dilihat pada Tabel 5.3 dibawah ini.

Tabel 5.3 Rekapitulasi Pembebanan Jembatan

No	Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kN/m)	M _y (kN/m)
1	MS (Beban Mati)	862,36				
2	MA (Beban Mati Tambahan)	168,4				
3	TD (Beban Lajur)	1480,8				
4	TB (Beban Rem)		125		100	
5	TP (Beban Pejalan Kaki)	25				
6	EWS (Beban Angin)		6,07	93,86	6,25	96,67
7	EWL (Beban Angin Kendaraan)	15				

5.3 Kombinasi Pembebanan Pada Jembatan

Berikut ini adalah kombinasi pada jembatan berdasarkan Pembebanan Jembatan SNI 1725:2016 yang dapat dilihat pada Tabel 5.4 sampai dengan Tabel 5.10.

Tabel 5.4 Kombinasi Pembebanan Pada Jembatan

No	Beban	Keadaan Batas					
		Kuat I	Kuat II	Kuat III	Kuat IV	Kuat V	Ekstrem I
1	MS	1,2	1,2	1,2	1,4	1,2	1,2
2	MA	2	2	2	2	2	2
3	TD	1,8	1,4				0,5
4	TB	1,8	1,4				0,5
5	TP	1,8	1,4				0,5
6	EWS			1,4		0,4	
7	EWL					1	

Tabel 5.5 Kombinasi Kuat I

No	Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kN/m)	M _y (kN/m)
1	MS (Beban Mati)	1034,832				
2	MA (Beban Mati Tambahan)	336,8				
3	TD (Beban Lajur)	2665,44				
4	TB (Beban Rem)		225		180	
5	TP (Beban Pejalan Kaki)	45				
6	EWS (Beban Angin)					
7	EWL (Beban Angin Kendaraan)					
		4082,07	225		180	

Tabel 5.6 Kombinasi Kuat II

No	Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kN/m)	M _y (kN/m)
1	MS (Beban Mati)	1034,832				
2	MA (Beban Mati Tambahan)	336,8				
3	TD (Beban Lajur)	2073,12				
4	TB (Beban Rem)		175		140	
5	TP (Beban Pejalan Kaki)	35				
6	EWS (Beban Angin)					
7	EWL (Beban Angin Kendaraan)					
		3479,75	175		140	

Tabel 5.7 Kombinasi Kuat III

No	Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kN/m)	M _y (kN/m)
1	MS (Beban Mati)	1034,832				
2	MA (Beban Mati Tambahan)	336,8				
3	TD (Beban Lajur)					
4	TB (Beban Rem)					
5	TP (Pejalan Kaki)					
6	EWS (Beban Angin)		8,49	131,4	8,75	135,34
7	EWL (Beban Angin Kendaraan)					
		1371,63	8,49	131,4	8,75	135,34

Tabel 5.8 Kombinasi Kuat IV

No	Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kN/m)	My (kN/m)
1	MS (Beban Mati)	1207,304				
2	MA (Beban Mati Tambahan)	336,8				
3	TD (Beban Lajur)					
4	TB (Beban Rem)					
5	TP (Beban Pejalan Kaki)					
6	EWS (Beban Angin)					
7	EWL (Beban Angin Kendaraan)					
		1544,1				

Tabel 5.9 Kombinasi Kuat V

No	Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kN/m)	My (kN/m)
1	MS (Beban Mati)	1034,832				
2	MA (Beban Mati Tambahan)	336,8				
3	TD (Beban Lajur)					
4	TB (Beban Rem)					
5	TP (Beban Pejalan Kaki)					
6	EWS (Beban Angin)		2,43	37,54	2,5	38,67
7	EWL (Beban Angin Kendaraan)	15				
		1386,65	2,43	37,54	2,5	38,67

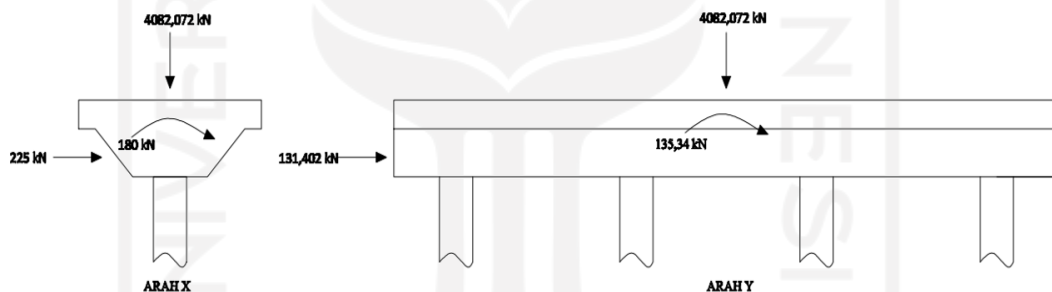
Tabel 5.10 Kombinasi Ekstrem

No	Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kN/m)	My (kN/m)
1	MS (Beban Mati)	1034,832				
2	MA (Beban Mati Tambahan)	336,8				
3	TD (Beban Lajur)	740,4				
4	TB (Beban Rem)		6,25		50	
5	TP (Pejalan Kaki)	12,5				
6	EWS (Beban Angin)					
7	EWL (Beban Angin Kendaraan)					
		2124,53	62,5		50	

Tabel 5.11 Hasil Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Jembatan

No	Kombinasi	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kN/m)	M _y (kN/m)
1	Kuat I	4082,072	225	0	180	0
2	Kuat II	3479,752	175	0	140	0
3	Kuat III	1371,632	8,49	131,40	8,75	135,34
4	Kuat IV	1544,104	0	0	0,00	0
5	Kuat V	1386,649	2,43	37,54	2,50	38,67
6	Ekstrem	2124,532	62,5	0	50	0
Max		4082,072	225	131,402	180	135,34





Dalam melakukan analisis pondasi tiang pancang yang digunakan untuk beban aksial, beban momen, dan beban horizontal dapat dilihat pada Gambar 5.5 dibawah ini.

**Gambar 5.5 Gaya Yang Terjadi Pada Pembebanan Pilar 3**







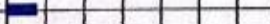
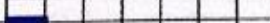
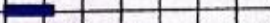

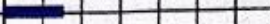
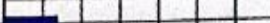


5.4 Analisis Data *Standart Penetration Test* (SPT)

Perhitungan daya dukung pondasi ditinjau berdasarkan parameter tanah. Data parameter ini digunakan untuk mendapatkan data karakteristik tanah tiap lapis sehingga dapat menghitung daya dukung pondasi tiang pancang. Data tanah menggunakan kedalaman rencana pondasi tiang pancang sebesar 58 m berdasarkan data N-SPT sehingga nilai kohesi (C_u) yang digunakan sebagai menghitung daya dukung kondisi tanah lempung. Diameter pondasi tiang pancang rencana sebesar 0,4 m menggunakan *Spunpile* (tiang pancang). Data parameter tanah yang ditinjau dapat dilihat pada Tabel 5.12 dibawah ini.





Tabel 5.12 Data Standart Penetration Test (SPT)

Pekerjaan	Pembangunan Jembatan Citik Riwut - Sel. Teras (Antang)	M.A.T	- 1.00 m					
Lokasi	Kabupaten Kapuas Provinsi Kalimantan Tengah	Mulai	23 Agustus 2021					
Kedalaman	60.30 m	Selesai	28 Agustus 2021					
Koordinat	2°59'58.1"S 114°24'13.1"E	Titik No	BH.1					
DRILLING LOG								
DATE	DEPTH	N - SPT	SPT GRAPHIC	KIND OF TEST	NO. SAMPLE	BOR PROFILE	DESCRIPTION	NOTE
23 Agustus 2021	0.00		10 20 30 40 50 60				Lempung berkerikil sangat lunak merah kecokelatan	
	1.00						M.A.T (-1.00 m)	
	2.00	1	1					
	2.45	45	45		⊗		SPT 1	
	3.00							
	4.00	1	1					
	4.45	45	45		⊗		SPT 2	Lempung sangat lunak abu-abu
	5.00							
	6.00	1	1					
	6.45	45	45		⊗		SPT 3	
7.00								
8.00	1	1						
8.45	45	45		⊗	SPT 4			
9.00								
9.30					■	UDS 1	Lanau bertempung kaku abu-abu	
10.00								
10.45	2	4	5	9				
11.00	15	15	15	30	⊗	SPT 5		
12.00								
12.45	4	7	7	14				
13.00	15	15	15	30	⊗	SPT 6	Pasir sedang cokelat	
14.00								
14.45	4	5	7	12				
15.00	15	15	15	30	⊗	SPT 7		
16.00								
16.45	3	3	2	5				
17.00	15	15	15	30	⊗	SPT 8		
17.80								
18.00	2	3	5	8				
18.45	15	15	15	30	⊗	SPT 9	Lempung berpasir sedang abu-abu	
19.00								
20.00								
NOTE :					Master		Geoteknik Eng.	
 = SPT  = UDS / DS					M. Hidayatul Fitri		Akhmad Marzuki	

Lanjutan Tabel 5.12 Data *Standart Penetration Test* (SPT)

Pekerjaan		Pembangunan Jembatan Cilik Riwut - Sel. Teras (Antang)		M.A.T	- 1.00 m							
Lokasi		Kabupaten Kapuas Provinsi Kalimantan Tengah		Mulai	23 Agustus 2021							
Kedalaman		60.30 m		Selesai	28 Agustus 2021							
Koordinat		2°59'58.1"S 114°24'13.1"E		Titik No.	BH.1							
DRILLING LOG												
DATE	DEPTH	N - SPT	SPT GRAPHIC					KIND OF TEST	NO. SAMPLE	BOR PROFILE	DESCRIPTION	NOTE
			10	20	30	40	50					
25 Agustus 2021	20.00	3 3 7 12							SPT 10		Lempung kaku merah kecokelatan	
	20.45	15 15 15 30										
	21.00								UDS 2		Lempung sedang coklat keabuan	
	21.30											
	22.00	2 3 3 6							SPT 11		Lempung sedang coklat keabuan	
	22.45	15 15 15 30										
	23.00								SPT 12		Lempung sedang coklat keabuan	
	24.00	2 3 4 7										
	24.45	15 15 15 30							SPT 13		Lempung berlanau sedang abu-abu kecokelatan	
	25.00											
	26.00	2 3 4 7							SPT 14		Lempung berlanau sedang abu-abu kecokelatan	
	26.45	15 15 15 30										
	27.00								SPT 15		Lempung berlanau sedang abu-abu kecokelatan	
	28.00	3 4 4 8										
	28.45	15 15 15 30							SPT 16		Pasir berlempung sedang abu-abu	
29.00												
26 Agustus 2021	30.00	4 5 6 11							SPT 17		Pasir berlempung sedang abu-abu	
	30.45	15 15 15 30										
	31.00								SPT 18		Pasir berlempung sedang abu-abu	
	32.00	5 6 7 13										
	32.45	15 15 15 30							SPT 19		Pasir berlempung sedang abu-abu	
	33.00											
	34.00	5 6 8 14							SPT 19		Pasir berlempung sedang abu-abu	
	34.45	15 15 15 30										
	35.00								SPT 19		Pasir berlempung sedang abu-abu	
	36.00	5 7 9 14										
36.45	15 15 15 30							SPT 19		Pasir berlempung sedang abu-abu		
37.00												
38.00	5 6 8 14							SPT 19		Pasir berlempung sedang abu-abu		
38.45	15 15 15 30											
39.00								SPT 19		Pasir berlempung sedang abu-abu		
40.00												
NOTE :										Master		
 - SPT  - UDS										Geoteknik Eng.		
										M. Hidayatul Fitri		
										Akhmad Marzuki		

Lanjutan Tabel 5.12 Data *Standart Penetration Test* (SPT)

Pekerjaan		Pembangunan Jembatan Cilik Riwut - Sel. Teras (Antang)		M.A.T		- 1.00 m							
Lokasi		Kabupaten Kapuas Provinsi Kalimantan Tengah		Mulai		23 Agustus 2021							
Kedalaman		60.30 m		Selesai		28 Agustus 2021							
Koordinat		2°59'58.1"S 114°24'13.1"E		Titik No		BH.1							
DRILLING LOG													
DATE	DEPTH	N - SPT	SPT GRAPHIC						KIND OF TEST	NO. SAMPLE	BOR PROFILE	DESCRIPTION	NOTE
27 Agustus 2021	40.00	4 6 6 12	10	20	30	40	50	60					
	40.45	15 15 15 30							⊗	SPT 20			
	41.00												
	42.00	4 6 7 13											
	42.45	15 15 15 30							⊗	SPT 21			
	43.00												
	44.00	5 7 7 14											
	44.45	15 15 15 30							⊗	SPT 22			
	45.00												
	46.00	3 5 7 12											
28 Agustus 2021	46.45	15 15 15 30							⊗	SPT 23	Lempung kaku abu-abu kecokelatan		
	47.00												
	48.00	4 7 7 14											
	48.45	15 15 15 30							⊗	SPT 24			
	49.00												
	50.00	5 7 8 15											
	50.45	15 15 15 30							⊗	SPT 25			
	51.00												
	52.00	5 8 8 16											
	52.45	15 15 15 30							⊗	SPT 26	Pasir sedang putih		
52.80													
53.00													
54.00	5 9 17 24												
54.45	15 15 15 30							⊗	SPT 27	Pasir sedang putih			
55.00													
55.50													
56.00	16 17 20 37												
56.45	15 15 15 30							⊗	SPT 28	Lempung berpasir keras abu-abu			
57.00													
58.00	18 21 24 45												
58.45	15 15 15 30							⊗	SPT 29	Lempung berpasir keras abu-abu kecokelatan			
59.00													
60.00	30 35 40												
60.30	15 15							⊗	SPT 30	END OF THIS BORING			
NOTE :									Master		Geoteknik Eng.		
 = SPT  = UDS									M. Hidayatul Fitri		Akhmad Marzuid		

Berikut ini adalah hasil korelasi N-SPT yang didapatkan dari pengujian sebelumnya maka didapatkan nilai C_u untuk tanah kohesif dapat dilihat pada Tabel 5.13 dibawah ini.

Tabel 5.13 Nilai C_u Berdasarkan Korelasi N-SPT

Depth (m)	Segmen L (m)	N-SPT Rata-Rata	C_u (kN/m ²)
2	2	1	4
4	2	1	4
6	2	1	4
8	2	1	4
10	2	9	36
12	2	14	56
14	2	12	48
16	2	5	20
18	2	8	32
20	2	12	48
22	2	6	24
24	2	7	28
26	2	7	28
28	2	8	32
30	2	11	44
32	2	13	52
34	2	14	56
36	2	16	64
38	2	14	56
40	2	12	48
42	2	13	52
44	2	14	56
46	2	12	48
48	2	14	56
50	2	15	60
52	2	16	64
54	2	26	104
56	2	37	148
58	2	45	180
60	2	60	240

5.5 Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Berdasarkan Metode Empiris

Perhitungan kapasitas dukung pondasi berdasarkan data SPT Metode Empiris pada penelitian ini dapat dilihat dibawah ini.

5.5.1 Analisis Berdasarkan Kondisi *Existing*

1. Menghitung Kapasitas Dukung Ujung Tiang (Q_p)

$$\begin{aligned} Q_p &= 0,3 \cdot P_a \cdot N_{60} \cdot A_p \\ &= 0,3 \cdot 100 \cdot 50,5 \cdot 0,1256 \\ &= 190,284 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Menghitung Kapasitas Selimut Tiang (Q_s)

$$\begin{aligned} Q_s &= 2 \cdot N_{55} \cdot A_s \\ &= 2 \cdot 40,21 \cdot 1,256 \\ &= 101 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Menghitung Kapasitas Dukung Ultimit (Q_u)

$$\begin{aligned} Q_p &= 190,284 \text{ kN} \\ Q_s &= 101 \text{ kN} \\ W_p &= 108,631 \text{ kN} \\ Q_u &= Q_p + Q_s - W_p \\ &= 190,284 + 101 - 108,631 \\ &= 182,653 \text{ kN} \end{aligned}$$

4. Menghitung Kapasitas Dukung Ijin (Q_{all})

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{182,653}{2,5} \\ &= 73,0613 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.5.2 Analisis Berdasarkan Kondisi Variasi Dimensi 50 cm

1. Menghitung Kapasitas Dukung Ujung Tiang (Q_p)

$$\begin{aligned} Q_p &= 0,3 \cdot P_a \cdot N_{60} \cdot A_p \\ &= 0,3 \cdot 100 \cdot 50,5 \cdot 0,19625 \\ &= 297,319 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Menghitung Kapasitas Selimut Tiang (Q_s)

$$\begin{aligned} Q_s &= 2 \cdot N_{55} \cdot A_s \\ &= 2 \cdot 40,21 \cdot 1,57 \\ &= 101 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Menghitung Kapasitas Dukung Ultimit (Q_u)

$$\begin{aligned} Q_p &= 297,319 \text{ kN} \\ Q_s &= 101 \text{ kN} \\ W_p &= 108,631 \text{ kN} \\ Q_u &= Q_p + Q_s - W_p \\ &= 297,319 + 101 - 108,631 \\ &= 289,688 \text{ kN} \end{aligned}$$

4. Menghitung Kapasitas Dukung Ijin (Q_{all})

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{289,688}{2,5} \\ &= 115,875 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.6 Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang Tunggal

5.6.1 Analisis Berdasarkan Metode *U.S.Army Corps* (1992) Dengan Kondisi *Existing*

Pada perencanaan pondasi tiang pancang menggunakan diameter 0,4 m ujung tiang pancang berada dikedalaman 58 m sehingga C_u adalah 180 kN/m²

1. Menghitung Kapasitas Dukung Ujung Tiang (Q_p)

$$\begin{aligned} q_p &= 9 \cdot C_u \\ &= 9 \cdot 180 \\ &= 1620 \text{ kN/m}^2 \\ A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,4^2 \\ &= 0,1256 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

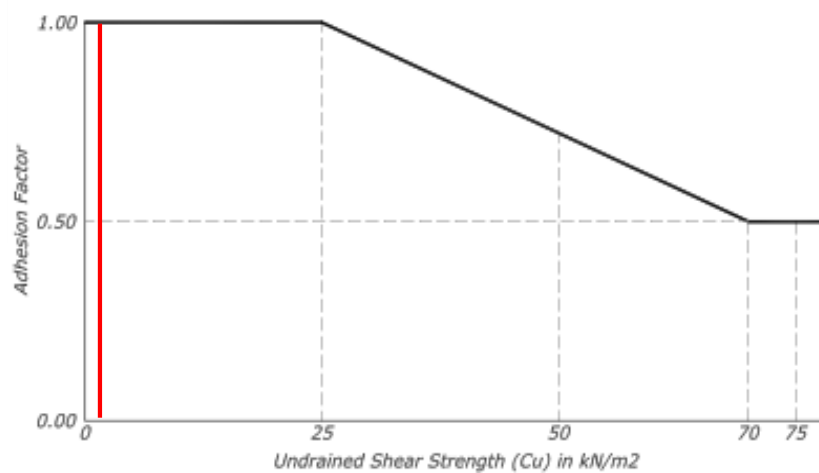
$$\begin{aligned}
 Q_p &= q_p \cdot A_p \\
 &= 1620 \cdot 0,1256 \\
 &= 203,472 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. Menghitung Kapasitas Selimut Tiang (Q_s)

a. Menghitung Q_s kedalaman 0 – 2 meter

$$C_u = 4 \text{ kN/m}^2$$

Nilai α tiap lapis didapatkan dari Grafik 5.1 Metode *U.S.Army Corps* (1992) dibawah ini:



Grafik 5.1 Kuat Geser Undrained Kedalaman 0-2 Meter, C_u (kN/m^2)

Dari grafik diatas mengacu pada nilai C_u didapatkan α sebesar 1

$$\begin{aligned}
 f_s = C_d &= \alpha \cdot C_u \text{ lapisan} \\
 &= 1 \cdot 4
 \end{aligned}$$

$$= 4 \text{ kN/m}^2$$

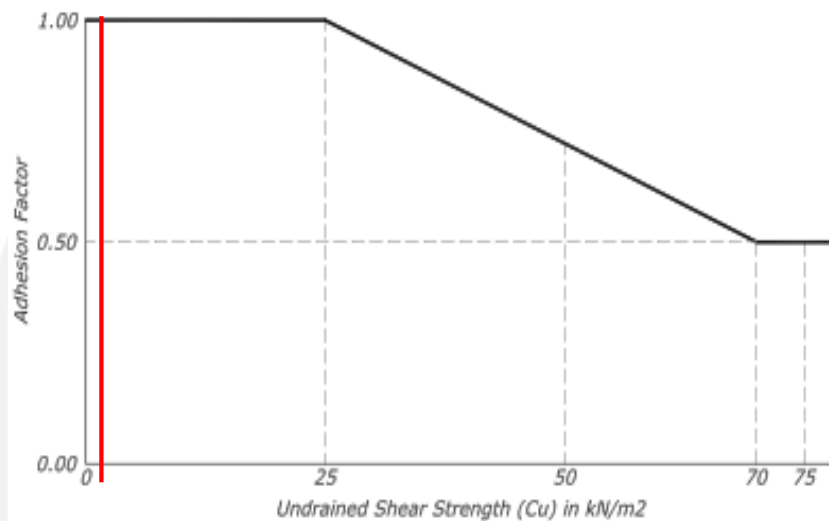
$$\begin{aligned}
 A_s &= \pi \cdot D \\
 &= \pi \cdot 0,4 \\
 &= 1,256 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= f_s \cdot A_s \cdot L \text{ lapisan} \\
 &= 4 \cdot 1,256 \cdot 2 \\
 &= 10,048 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. Menghitung Q_s kedalaman 2 – 4 meter

$$C_u = 4 \text{ kN/m}^2$$

Nilai α tiap lapis didapatkan dari Grafik 5.2 Metode *U.S. Army Corps* (1992) dibawah ini.



Grafik 5.2 Kuat Geser Undrained Kedalaman 2-4 Meter, C_u (kN/m²)

Dari grafik diatas mengacu pada nilai C_u didapatkan nilai α sebesar 1

$$\begin{aligned} f_s = C_d &= \alpha \cdot C_u \text{ lapisan} \\ &= 1 \cdot 4 \\ &= 4 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

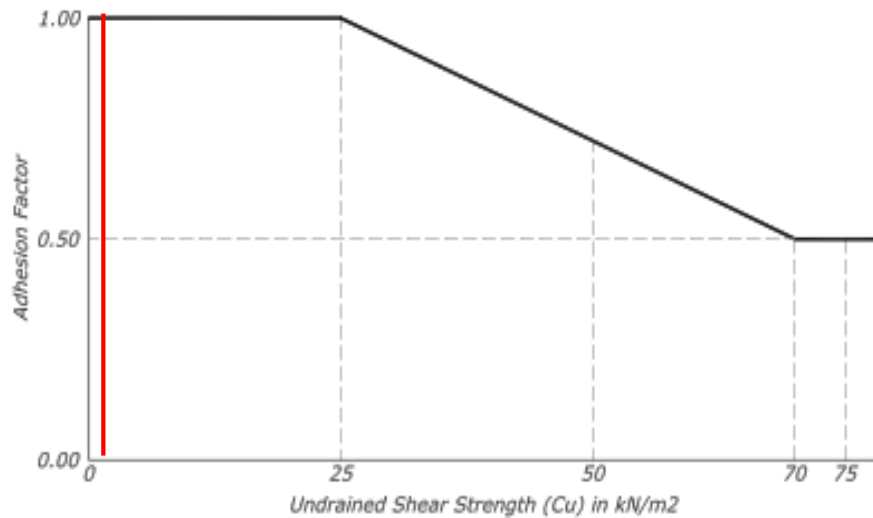
$$\begin{aligned} A_s &= \pi \cdot D \\ &= \pi \cdot 0,4 \\ &= 1,256 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= f_s \cdot A_s \cdot L \text{ lapisan} \\ &= 4 \cdot 1,256 \cdot 2 \\ &= 10,048 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Menghitung Q_s kedalaman 4 – 6 meter

$$C_u = 4 \text{ kN/ m}^2$$

Nilai α tiap lapis didapatkan dari Grafik 5.3 Metode *U.S. Army Corps* (1992) dibawah ini.



Grafik 5.3 Kuat Geser Undrained Kedalaman 4 -6 Meter, C_u (kN/m²)

Dari grafik diatas mengacu pada nilai C_u didapatkan nilai α sebesar 1

$$\begin{aligned}
 f_s = C_d &= \alpha \cdot C_u \text{ lapisan} \\
 &= 1 \cdot 4 \\
 &= 4 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_p &= \pi \cdot D \\
 &= \pi \cdot 0,4 \\
 &= 1,256 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= f_s \cdot A_s \cdot L \text{ lapisan} \\
 &= 4 \cdot 1,256 \cdot 2 \\
 &= 10,048 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Menghitung Q_s kedalaman 6 – 60 meter

Untuk perhitungan Q_s kedalaman 6 – 60 meter menggunakan metode perhitungan sesuai pada a, b dan c untuk hasil rekapitulasi perhitungan pada kedalaman 6 – 60 meter dapat dilihat pada Tabel 5.14 dibawah ini

**Tabel 5.14 Rekapitulasi Perhitungan Metode *U.S. Army Corps* (1992)
Dengan Kondisi *Existing* Pada Kedalaman 0 – 60 m**

Lapis (m)	Cu (kN/m ²)	α	fs (kN/m ²)	Tebal Lapisan (m)	As (m ²)	Qs (kN)
						As . fs
2	4	1	4	2	1,256	10,048
4	4	1	4	2		10,048
6	4	1	4	2		10,048
8	4	1	4	2		10,048
10	36	0,85	30,6	2		76,8672
12	56	0,73	40,88	2		102,691
14	48	0,78	37,44	2		94,0493
16	20	1	20	2		50,24
18	32	0,88	28,16	2		70,7379
20	48	0,78	37,44	2		94,0493
22	24	1	24	2		60,288
24	28	0,98	27,44	2		68,9293
26	28	0,98	27,44	2		68,9293
28	32	0,88	28,16	2		70,7379
30	44	0,81	35,64	2		89,5277
32	52	0,75	39	2		97,968
34	56	0,73	40,88	2		102,691
36	64	0,54	34,56	2		86,8147
38	56	0,73	40,88	2		102,691
40	48	0,78	37,44	2		94,0493
42	52	0,75	39	2		97,968
44	56	0,73	40,88	2		102,691
46	48	0,78	37,44	2		94,0493
48	56	0,73	40,88	2		102,691
50	60	0,58	34,8	2		87,4176
52	64	0,54	34,56	2		86,8147
54	104	0,5	52	2		130,624
56	148	0,5	74	2		185,888
58	180	0,5	90	2		226,08
60	240	0,5	120	2		301,44
$\Sigma Q_s =$						2787,11

Sehingga didapatkan nilai kapasitas tahanan ujung $Q_s = 2787,11$ kN pada kedalaman 0 – 60 meter pada Metode *U.S. Army Corps* (1992) dengan kondisi *existing*

3. Menghitung Kapasitas Daya Dukung Ultimit (Q_u)

$$Q_p = 203,472 \text{ kN}$$

$$Q_s = 2787,11 \text{ kN}$$

$$W_p = 108,631 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s - W_p \\ &= 203,472 + 2787,11 - 108,631 \\ &= 2881,96 \text{ kN} \end{aligned}$$

4. Menghitung Kapasitas Daya Dukung Ijin (Q_{all})

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{2881,96}{2,5} \\ &= 1152,78 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.6.2 Analisis Berdasarkan Metode *U.S.Army Corps* (1992) Dengan Kondisi Variasi Dimensi 50 cm

Pada perencanaan pondasi tiang pancang menggunakan diameter 0,5 m ujung tiang pancang berada kedalaman 58 m sehingga C_u adalah 180 kN/m²

1. Menghitung Kapasitas Dukung Ujung Tiang (Q_p)

$$\begin{aligned} q_p &= 9 \cdot C_u \\ &= 9 \cdot 180 \\ &= 1620 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,5^2 \\ &= 0,19625 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

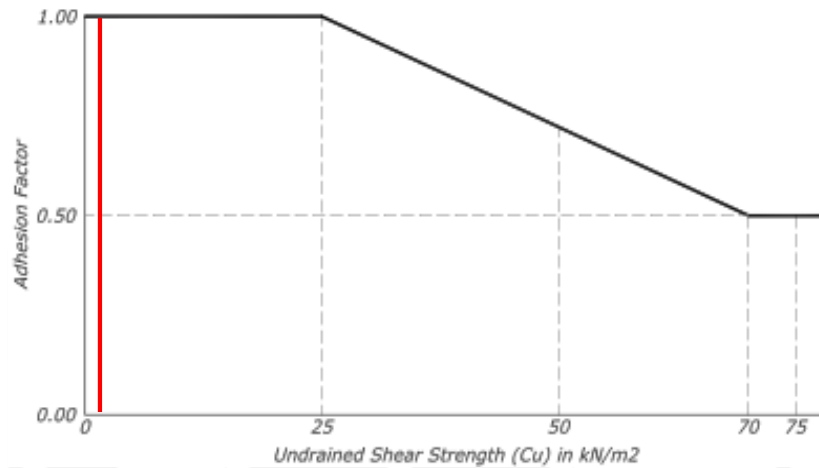
$$\begin{aligned} Q_p &= q_p \cdot A_p \\ &= 1620 \cdot 0,19625 \\ &= 317,925 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Menghitung Kapasitas Selimut Tiang (Q_s)

a. Menghitung Q_s kedalaman 0 – 2 meter

$$C_u = 4 \text{ kN/m}^2$$

Nilai α tiap lapis didapatkan dari Grafik 5.4 Metode *U.S. Army Corps* (1992) dibawah ini:



Grafik 5.4 Kuat Geser Undrained Kedalaman 0-2 Meter, C_u (kN/m^2)

Dari grafik diatas mengacu pada nilai C_u didapatkan α sebesar 1

$$\begin{aligned} f_s = C_d &= \alpha \cdot C_u \text{ lapisan} \\ &= 1 \cdot 4 \\ &= 4 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

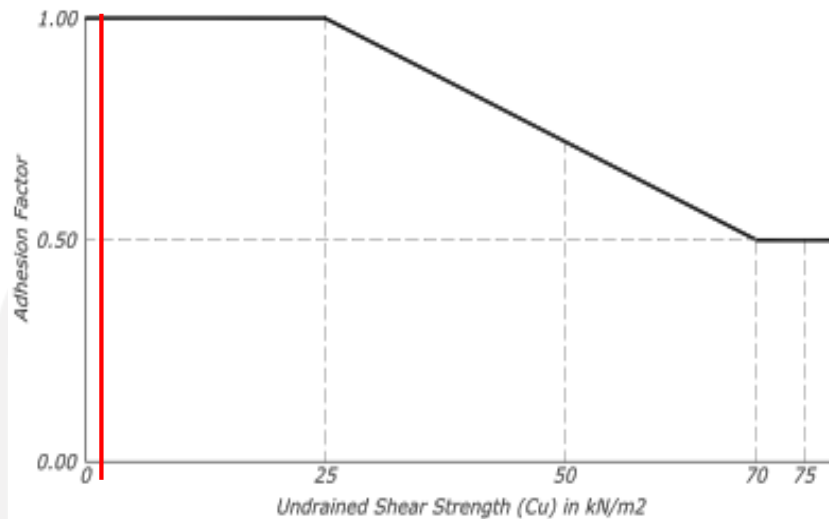
$$\begin{aligned} A_s &= \pi \cdot D \\ &= \pi \cdot 0,5 \\ &= 1,57 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= f_s \cdot A_s \cdot L \text{ lapisan} \\ &= 4 \cdot 1,57 \cdot 2 \\ &= 12,56 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Menghitung Q_s kedalaman 2 – 4 meter

$$C_u = 4 \text{ kN/m}^2$$

Nilai α tiap lapis didapatkan dari Grafik 5.5 Metode *U.S. Army Corps* (1992) dibawah ini.



Grafik 5.5 Kuat Geser Undrained Kedalaman 2-4 Meter, C_u (kN/m²)

Dari grafik diatas mengacu pada nilai C_u didapatkan nilai α sebesar 1

$$\begin{aligned} f_s = C_d &= \alpha \cdot C_u \text{ lapisan} \\ &= 1 \cdot 4 \\ &= 4 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

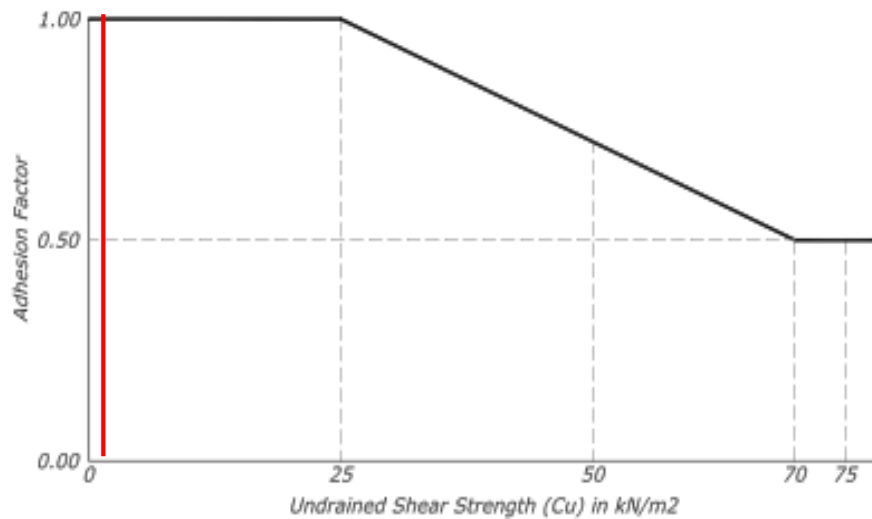
$$\begin{aligned} A_s &= \pi \cdot D \\ &= \pi \cdot 0,5 \\ &= 1,57 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= f_s \cdot A_s \cdot L \text{ lapisan} \\ &= 4 \cdot 1,57 \cdot 2 \\ &= 12,56 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Menghitung Q_s kedalaman 4 – 6 meter

$$C_u = 4 \text{ kN/ m}^2$$

Nilai α tiap lapis didapatkan dari Grafik 5.6 Metode *U.S. Army Corps* (1992) dibawah ini.



Grafik 5.6 Kuat Geser Undrained Kedalaman 4 -6 Meter, C_u (kN/m²)

Dari grafik diatas mengacu pada nilai C_u didapatkan nilai α sebesar 1

$$\begin{aligned} f_s = C_d &= \alpha \cdot C_u \text{ lapisan} \\ &= 1 \cdot 4 \\ &= 4 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_p &= \pi \cdot D \\ &= \pi \cdot 0,5 \\ &= 1,57 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= f_s \cdot A_s \cdot L \text{ lapisan} \\ &= 4 \cdot 1,57 \cdot 2 \\ &= 12,56 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Menghitung Q_s kedalaman 6 – 60 meter

Untuk perhitungan Q_s kedalaman 6 – 60 meter menggunakan metode perhitungan sesuai pada a, b dan c untuk hasil rekapitulasi perhitungan pada kedalaman 6 – 60 meter dapat dilihat pada Tabel 5.15 dibawah ini

Tabel 5.15 Rekapitulasi Perhitungan Metode *U.S. Army Corps* (1992) Dengan Kondisi Variasi Dimensi 50 cm Pada Kedalaman 0 – 60 m

Lapis (m)	Cu (kN/m ²)	α	fs (kN/m ²)	Tebal Lapisan (m)	As (m ²)	Qs (kN)
						As . fs
2	4	1	4	2	1,57	12,56
4	4	1	4	2		12,56
6	4	1	4	2		12,56
8	4	1	4	2		12,56
10	36	0,85	30,6	2		96,084
12	56	0,73	40,88	2		128,363
14	48	0,78	37,44	2		117,562
16	20	1	20	2		62,8
18	32	0,88	28,16	2		88,4224
20	48	0,78	37,44	2		117,562
22	24	1	24	2		75,36
24	28	0,98	27,44	2		86,1616
26	28	0,98	27,44	2		86,1616
28	32	0,88	28,16	2		88,4224
30	44	0,81	35,64	2		111,91
32	52	0,75	39	2		122,46
34	56	0,73	40,88	2		128,363
36	64	0,54	34,56	2		108,518
38	56	0,73	40,88	2		128,363
40	48	0,78	37,44	2		117,562
42	52	0,75	39	2		122,46
44	56	0,73	40,88	2		128,363
46	48	0,78	37,44	2		117,562
48	56	0,73	40,88	2		128,363
50	60	0,58	34,8	2		109,272
52	64	0,54	34,56	2		108,518
54	104	0,5	52	2		163,28
56	148	0,5	74	2		232,36
58	180	0,5	90	2		282,6
60	240	0,5	120	2		376,8
$\Sigma Q_s =$						3483,89

Sehingga didapatkan nilai kapasitas tahanan ujung $Q_s = 3483,89$ kN pada kedalaman 0 – 60 meter pada Metode *U.S. Army Corps* (1992) dengan kondisi variasi dimensi 50 cm.

3. Menghitung Kapasitas Daya Dukung Ultimit (Q_u)

$$Q_p = 317,925 \text{ kN}$$

$$Q_s = 3483,89 \text{ kN}$$

$$W_p = 108,631 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s - W_p \\ &= 317,925 + 3483,89 - 108,631 \\ &= 3693,19 \text{ kN} \end{aligned}$$

4. Menghitung Kapasitas Daya Dukung Ijin (Q_{all})

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{3693,19}{2,5} \\ &= 1477,27 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.6.3 Analisis Berdasarkan Metode *Tomlinson* (1977) Dengan Kondisi *Existing* Pada perencanaan diameter 0,4 m ujung tiang pancang berada kedalaman 58 m sehingga digunakan C_u adalah 180 kN/m²

1. Menghitung Kapasitas Tahanan Ujung Tiang (Q_p)

$$\begin{aligned} q_p &= 9 \cdot C_u \\ &= 9 \cdot 180 \\ &= 1620 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,4^2 \\ &= 0,1256 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

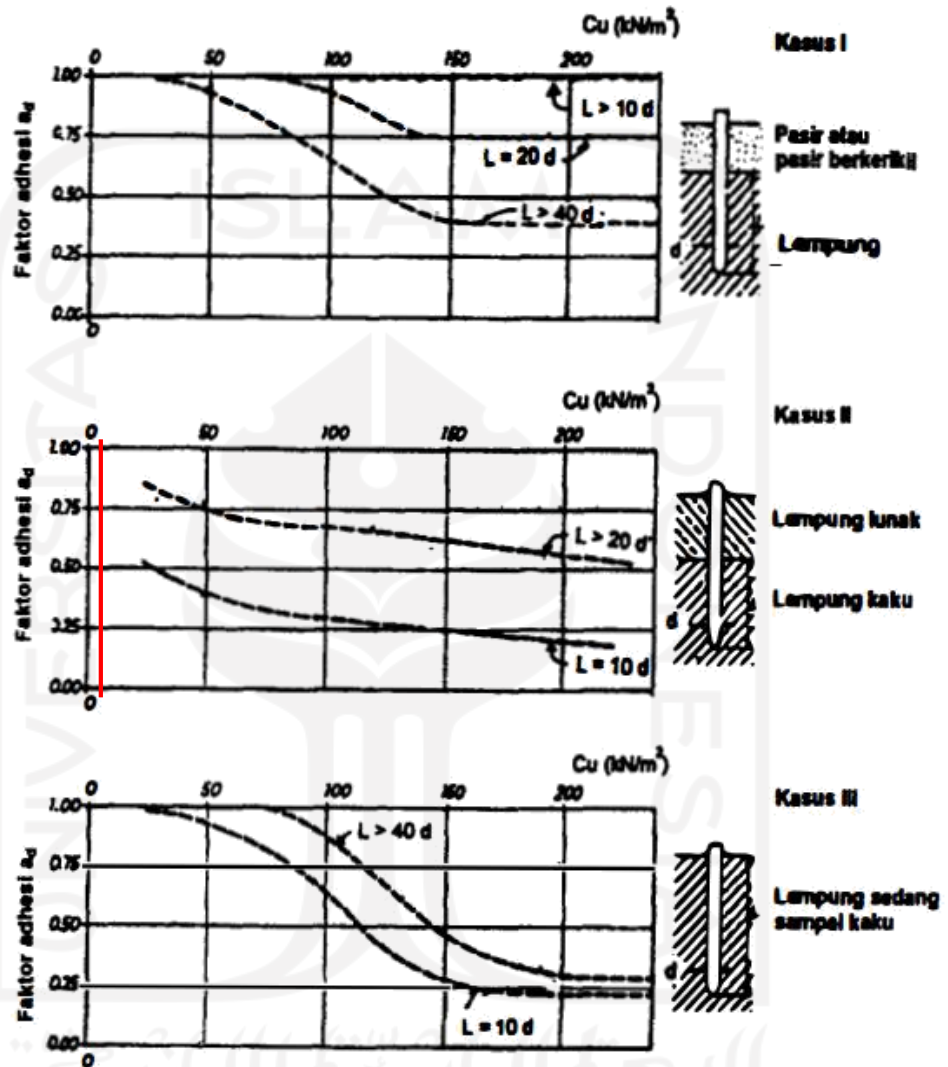
$$\begin{aligned} Q_p &= q_p \cdot A_p \\ &= 1620 \cdot 0,1256 \\ &= 203,47 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Menghitung Kapasitas Tahanan Selimut Tiang (Q_s)

a. Menghitung Q_s kedalaman 0 – 2 meter

$$C_u = 4 \text{ kN/m}^2$$

Nilai α tiap lapis didapatkan dari Grafik 5.7 Metode *Tomlinson* (1977) hubungan antara faktor adhesi dan kohesi tiang pancang pada tanah lempung dibawah ini.



Grafik 5.7 Hubungan Antara Faktor Adhesi dan Kohesi Tiang Pancang Pada Tanah Lempung (*Tomlinson*, 1977)

Dari grafik *Tomlinson* (1977) diatas mengacu pada kasus yang sesuai dengan kondisi tanah yaitu kondisi II, sehingga nilai C_u dan $L > 20d$ didapatkan nilai α sebesar 0,95 pada lapisan tanah 0 -2 meter.

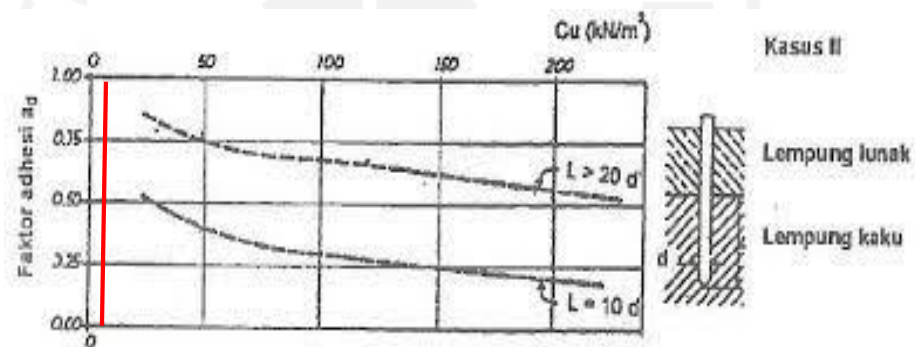
$$\begin{aligned}
 f_s = C_d &= \alpha \cdot C_u \text{ lapisan} \\
 &= 0,95 \cdot 4 \\
 &= 3,8 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \pi \cdot D \\
 &= \pi \cdot 0,4 \\
 &= 1,256 \text{ m}^2 \\
 Q_s &= f_s \cdot A_s \cdot L \text{ lapisan} \\
 &= 3,8 \cdot 1,256 \cdot 2 \\
 &= 9,5456 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. Menghitung Q_s kedalaman 2 – 4 meter

$$C_u = 4 \text{ kN/m}^2$$

Nilai α pada kedalaman 2 – 4 meter didapatkan dari Grafik 5.8 Tomlinson (1977) dibawah ini.



Grafik 5.8 Hubungan Antara Faktor Adhesi dan Kohesi Tiang Pancang Pada Tanah Lempung (Tomlinson,1977)

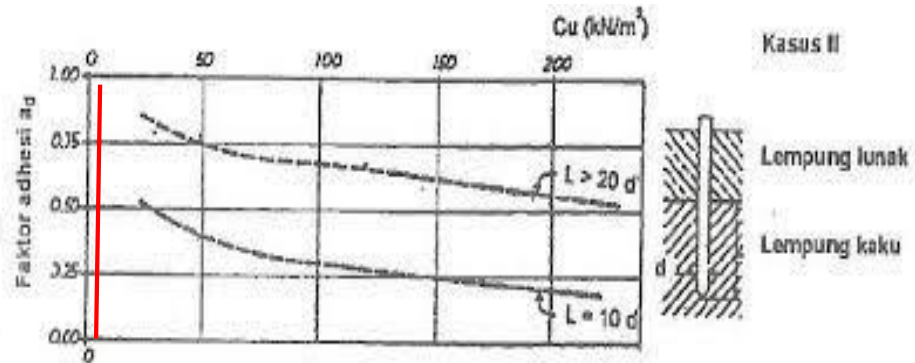
Dari grafik diatas mengacu pada nilai C_u didapatkan nilai α sebesar 0,95

$$\begin{aligned}
 f_s = C_d &= \alpha \cdot C_u \text{ lapisan} \\
 &= 0,95 \cdot 4 \\
 &= 3,8 \text{ kN/m}^2 \\
 A_s &= \pi \cdot D \\
 &= \pi \cdot 0,4 = 1,256 \text{ m}^2 \\
 Q_s &= f_s \cdot A_s \cdot L \text{ lapisan} \\
 &= 3,8 \cdot 1,256 \cdot 2 \\
 &= 9,5456 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Menghitung Q_s kedalaman 4 – 6 meter

$$C_u = 4 \text{ kN/m}^2$$

Nilai α pada kedalaman 4 – 6 meter didapatkan dari Grafik 5.9 Tomlinson (1977) dibawah ini.



Grafik 5.9 Hubungan Antara Faktor Adhesi dan Kohesi Tiang Pancang Pada Tanah Lempung (Tomlinson,1977)

Dari grafik diatas mengacu pada nilai C_u didapatkan nilai α sebesar 0,95

$$\begin{aligned} f_s = C_d &= \alpha \cdot C_u \text{ lapisan} \\ &= 0,95 \cdot 4 \\ &= 3,8 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \pi \cdot D \\ &= \pi \cdot 0,4 \\ &= 1,256 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= f_s \cdot A_s \cdot L \text{ lapisan} \\ &= 3,8 \cdot 1,256 \cdot 2 \\ &= 9,5456 \text{ kN} \end{aligned}$$

- d. Menghitung Q_s kedalaman 6 – 60 meter

Untuk perhitungan Q_s kedalaman 6 – 60 meter menggunakan metode perhitungan sesuai a, b dan c untuk hasil rekapitulasi perhitungan pada kedalaman 6 – 60 meter dapat dilihat pada Tabel 5.16 dibawah ini.

Tabel 5.16 Rekapitulasi Perhitungan Metode Tomlinson (1977) Dengan Kondisi Existing Pada Kedalaman 0 – 60 m

Lapis (m)	C_u (kN/m ²)	α	f_s (kN/m ²)	Tebal Lapisan (m)	A_s (m ²)	Q_s (kN)
						As . fs
2	4	0,95	3,8	2	1,256	9,5456
4	4	0,95	3,8	2		9,5456
6	4	0,95	3,8	2		9,5456
8	4	0,95	3,8	2		9,5456
10	36	0,85	30,6	2		76,8672
12	56	0,73	40,88	2		102,691
14	48	0,75	36	2		90,432
16	20	0,9	18	2		45,216
18	32	0,88	28,16	2		70,7379
20	48	0,75	36	2		90,432
22	24	0,9	21,6	2		54,2592
24	28	0,9	25,2	2		63,3024
26	28	0,9	25,2	2		63,3024
28	32	0,89	28,48	2		71,5418
30	44	0,78	34,32	2		86,2118
32	52	0,75	39	2		97,968
34	56	0,74	41,44	2		104,097
36	64	0,69	44,16	2		110,93
38	56	0,74	41,44	2		104,097
40	48	0,75	36	2		90,432
42	52	0,75	39	2		97,968
44	56	0,74	41,44	2		104,097
46	48	0,75	36	2		90,432
48	56	0,74	41,44	2		104,097
50	60	0,7	42	2		105,504
52	64	0,69	44,16	2		110,93
54	104	0,65	67,6	2		169,811
56	148	0,6	88,8	2		223,066
58	180	0,55	99	2		248,688
60	240	0,5	120	2		301,44
$\Sigma Q_s =$						2916,7

Sehingga didapatkan nilai kapasitas tahanan ujung (Q_s) = 2916,7 kN pada kedalaman 0 – 60 meter dengan metode Tomlinson (1977) dengan kondisi Existing.

3. Menghitung Kapasitas Daya Dukung Ultimit (Q_u)

$$Q_p = 203,472 \text{ kN}$$

$$Q_s = 2916,73 \text{ kN}$$

$$W_p = 108,631 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s - W_p \\ &= 203,472 + 2916,73 - 108,631 \\ &= 3011,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

4. Menghitung Kapasitas Daya Dukung Ijin (Q_{all})

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{3011,6}{2,5} \\ &= 1204,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.6.4 Analisis Berdasarkan Metode *Tomlinson* (1977) Dengan Variasi Dimensi 50 cm

Pada perencanaan diameter 0,5 m ujung tiang pancang berada kedalaman 58 m sehingga digunakan C_u adalah 180 kN/m²

1. Menghitung Kapasitas Tahanan Ujung Tiang (Q_p)

$$\begin{aligned} q_p &= 9 \cdot C_u \\ &= 9 \cdot 180 \\ &= 1620 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,5^2 \\ &= 0,1963 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

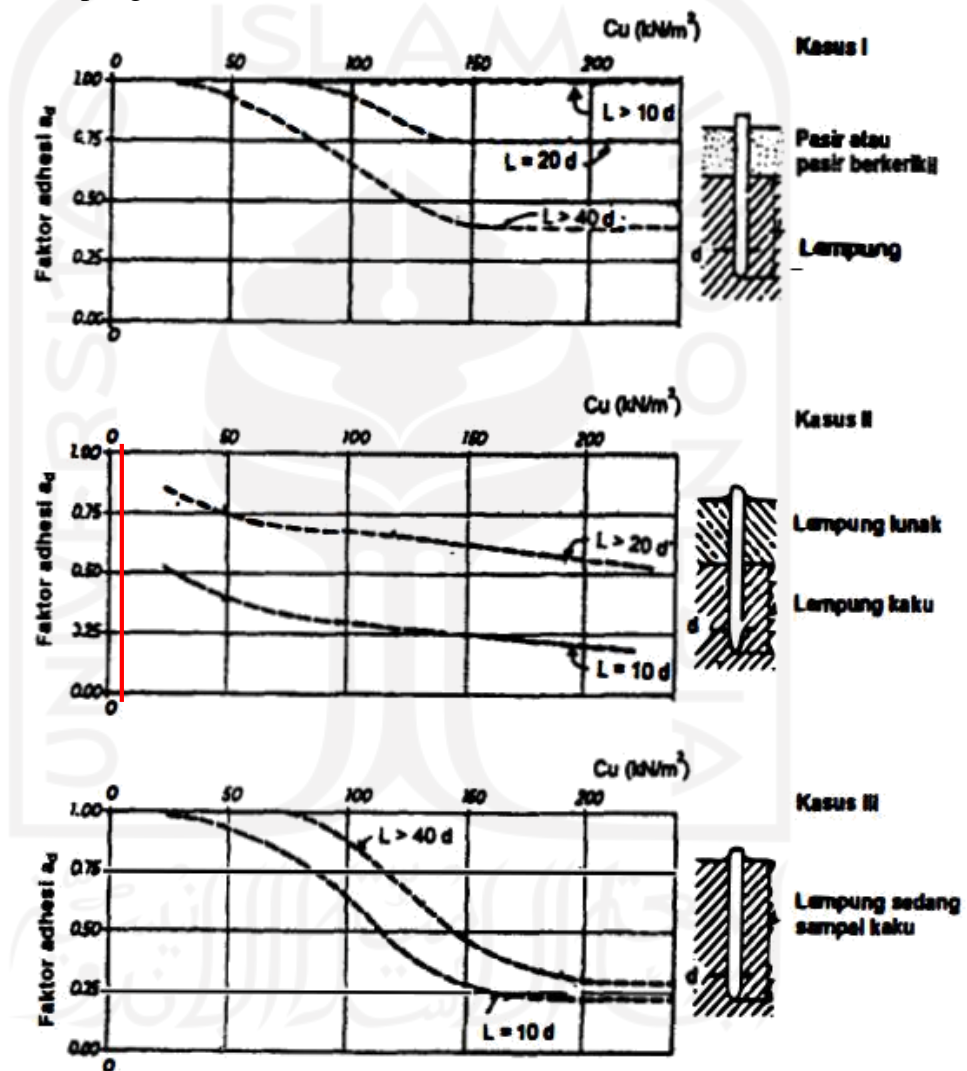
$$\begin{aligned} Q_p &= q_p \cdot A_p \\ &= 1620 \cdot 0,1963 \\ &= 317,93 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Menghitung Kapasitas Tahanan Selimut Tiang (Q_s)

a. Menghitung Q_s kedalaman 0 – 2 meter

$$C_u = 4 \text{ kN/m}^2$$

Nilai α tiap lapis didapatkan dari Grafik 5.10 Metode *Tomlinson* (1977) hubungan antara faktor adhesi dan kohesi tiang pancang pada tanah lempung dibawah ini.



Grafik 5.10 Hubungan Antara Faktor Adhesi dan Kohesi Tiang Pancang Pada Tanah Lempung (Tomlinson, 1977)

Dari grafik *Tomlinson* (1977) diatas mengacu pada kasus yang sesuai dengan kondisi tanah yaitu kondisi II, sehingga nilai C_u dan $L > 20d$ didapatkan nilai α sebesar 0,95 pada lapisan tanah 0 -2 meter.

$$\begin{aligned}
 f_s = C_d &= \alpha \cdot C_u \text{ lapisan} \\
 &= 0,95 \cdot 4 \\
 &= 3,8 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

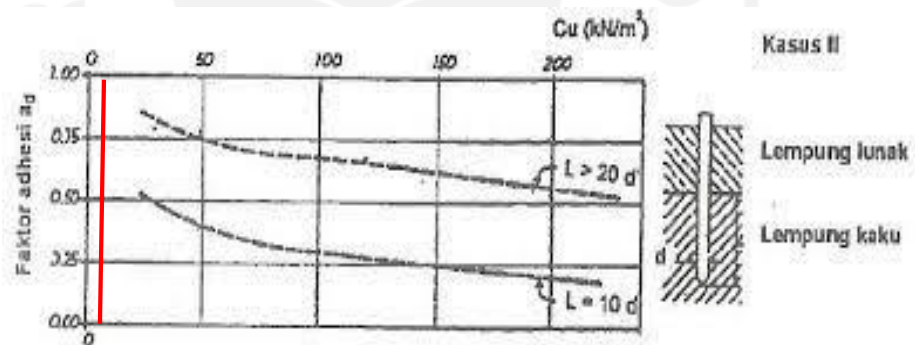
$$\begin{aligned}
 A_s &= \pi \cdot D \\
 &= \pi \cdot 0,5 \\
 &= 1,57 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= f_s \cdot A_s \cdot L \text{ lapisan} \\
 &= 3,8 \cdot 1,57 \cdot 2 \\
 &= 3,14 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. Menghitung Q_s kedalaman 2 – 4 meter

$$C_u = 4 \text{ kN/m}^2$$

Nilai α pada kedalaman 2 – 4 meter didapatkan dari Grafik 5.11 Tomlinson (1977) dibawah ini.



Grafik 5.11 Hubungan Antara Faktor Adhesi dan Kohesi Tiang Pancang Pada Tanah Lempung (Tomlinson, 1977)

Dari grafik diatas mengacu pada nilai C_u didapatkan nilai α sebesar 0,95

$$\begin{aligned}
 f_s = C_d &= \alpha \cdot C_u \text{ lapisan} \\
 &= 0,95 \cdot 4 \\
 &= 3,8 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

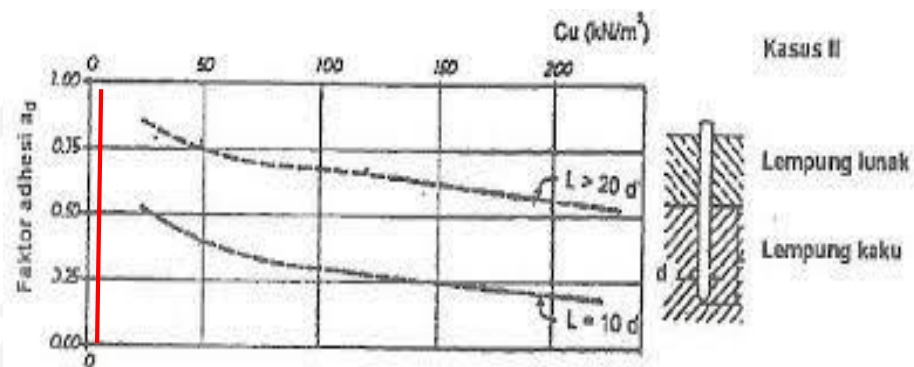
$$\begin{aligned}
 A_s &= \pi \cdot D \\
 &= \pi \cdot 0,5 \\
 &= 1,57 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= f_s \cdot A_s \cdot L \text{ lapisan} \\
 &= 3,8 \cdot 1,57 \cdot 2 = 11,932 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Menghitung Q_s kedalaman 4 – 6 meter

$$C_u = 4 \text{ kN/m}^2$$

Nilai α pada kedalaman 4 – 6 meter didapatkan dari Grafik 5.12 Tomlinson (1977) dibawah ini.



Grafik 5.12 Hubungan Antara Faktor Adhesi dan Kohesi Tiang Pancang Pada Tanah Lempung (Tomlinson,1977)

Dari grafik diatas mengacu pada nilai C_u didapatkan nilai α sebesar 0,95

$$\begin{aligned} f_s = C_d &= \alpha \cdot C_u \text{ lapisan} \\ &= 0,95 \cdot 4 \\ &= 3,8 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \pi \cdot D \\ &= \pi \cdot 0,5 \\ &= 1,57 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= f_s \cdot A_s \cdot L \text{ lapisan} \\ &= 3,8 \cdot 1,57 \cdot 2 \\ &= 11,932 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Menghitung Q_s kedalaman 6 – 60 meter

Untuk perhitungan Q_s kedalaman 6 – 60 meter menggunakan metode perhitungan sesuai a, b dan c untuk hasil rekapitulasi perhitungan pada kedalaman 6 – 60 meter dapat dilihat pada Tabel 5.17 dibawah ini.

Tabel 5.17 Rekapitulasi Perhitungan Metode Tomlinson (1977) Dengan Kondisi Variasi Dimensi 50 cm Pada Kedalaman 0 – 60 m

Lapis (m)	C_u (kN/m ²)	α	f_s (kN/m ²)	Tebal Lapisan (m)	A_s (m ²)	Q_s (kN)
						As . fs
2	4	0,95	3,8	2	1,256	11,932
4	4	0,95	3,8	2		11,932
6	4	0,95	3,8	2		11,932
8	4	0,95	3,8	2		11,932
10	36	0,85	30,6	2		96,084
12	56	0,73	40,88	2		128,363
14	48	0,75	36	2		113,04
16	20	0,9	18	2		56,52
18	32	0,88	28,16	2		88,4224
20	48	0,75	36	2		113,04
22	24	0,9	21,6	2		67,824
24	28	0,9	25,2	2		79,128
26	28	0,9	25,2	2		79,128
28	32	0,89	28,48	2		89,4272
30	44	0,78	34,32	2		107,765
32	52	0,75	39	2		122,46
34	56	0,74	41,44	2		130,122
36	64	0,69	44,16	2		138,662
38	56	0,74	41,44	2		130,122
40	48	0,75	36	2		113,04
42	52	0,75	39	2		122,46
44	56	0,74	41,44	2		130,122
46	48	0,75	36	2		113,04
48	56	0,74	41,44	2		130,122
50	60	0,7	42	2		131,88
52	64	0,69	44,16	2		138,662
54	104	0,65	67,6	2		212,264
56	148	0,6	88,8	2		278,832
58	180	0,55	99	2		310,86
60	240	0,5	120	2		376,8
$\Sigma Q_s =$						3645,9

Sehingga didapatkan nilai kapasitas tahanan ujung (Q_s) = 3645,9 kN pada kedalaman 0 – 60 meter dengan metode Tomlinson (1977) dengan kondisi variasi dimensi 50 cm.

3. Menghitung Kapasitas Daya Dukung Ultimit (Q_u)

$$Q_p = 317,925 \text{ kN}$$

$$Q_s = 3645,92 \text{ kN}$$

$$W_p = 108,631 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s - W_p \\ &= 317,925 + 3645,92 - 108,631 \\ &= 3855,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

4. Menghitung Kapasitas Daya Dukung Ijin (Q_{all})

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{3855,2}{2,5} \\ &= 1542,1 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.7 Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang Kelompok

Berdasarkan data kombinasi pembebanan dan momen pada Pilar 3 Jembatan Sei.Baras – Antang didapatkan nilai pembebanan dan momen maksimal pada Tabel 5.18 dibawah ini.

Tabel 5.18 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Dan Momen

No	Kombinasi	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kN/m)	My (kN/m)
1	KUAT I	4082,072	225	0	180	0
2	KUAT II	3479,752	175	0	140	0
3	KUAT III	1371,632	8,49	131,40	8,75	135,34
4	KUAT IV	1544,104	0	0	0,00	0
5	KUAT V	1386,649	2,43	37,54	2,50	38,67
6	EKSTREM	2124,532	62,5	0	50	0
Max		4082,072	225	131,402	180	135,34

5.7.1 Analisis Tiang Pancang Kelompok Berdasarkan Metode *U.S. Army Corps* (1992) Dengan Kondisi *Existing*

Dari perhitungan sebelumnya untuk kapasitas daya dukung tiang pancang tunggal didapatkan beban ijin terbesar (Q_{all}) untuk Metode *U.S. Army Corps* (1992) adalah sebesar 1152,782 kN

1. Menghitung Jumlah Tiang Kelompok

$$\Sigma P_{max} = 4082,072 \text{ kN}$$

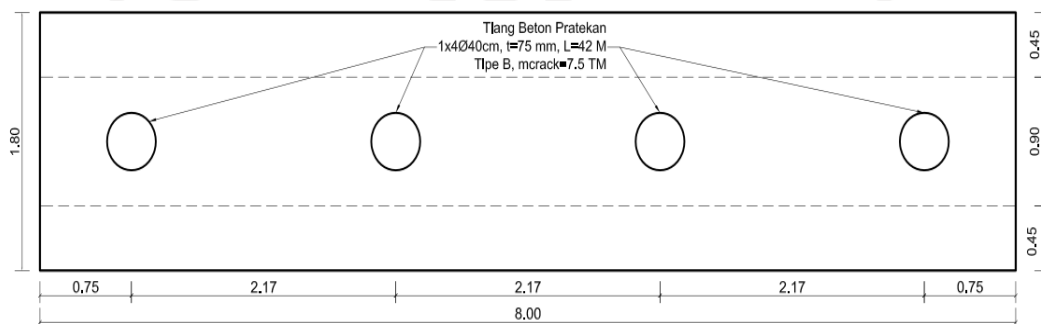
$$Q_{all} = 1152,782 \text{ kN}$$

$$n = \frac{\Sigma P_{max}}{Q_{all}} = \frac{4082,072}{1152,782}$$

$$= 3,541 \text{ tiang} \approx 4 \text{ tiang}$$

2. Susunan Tiang Kelompok Rencana

Dari jumlah 4 tiang didapatkan desain rencana pondasi kelompok dapat dilihat pada Gambar 5.6 dibawah ini.



Gambar 5.6 Susunan Tiang Kelompok Rencana Metode *U.S. Army Corps* (1992) Dengan Kondisi *Existing*

Diketahui berdasarkan gambar diatas adalah sebagai berikut:

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

$$s = 2,17 \text{ m}$$

$$B_x = 8 \text{ m}$$

$$B_y = 1,8 \text{ m}$$

3. Kontrol Gaya Tekan Tiang Terhadap Beban Aksial dan Momen

Jika terjadi gaya momen 2 arah maka dapat digunakan Persamaan 3.20, berikut ini adalah hasil perhitungan dan kontrol terhadap masing-masing tiang pondasi rencana pada Tabel 5.19 dibawah ini.

Tabel 5.19 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Pancang Kelompok Metode U.S.Army Corps (1992) Dengan Kondisi Existing

Pile	xi	yi	x ²	y ²	ΣMy.xi/Σx ²	ΣMx.yi/Σy ²	P	Cek
	m	m	m ²	m ²	kN	kN	kN	P<Pijin
1	3,25	0,9	10,56	0,81	50	18,752	1089,270	AMAN
2	1,08	0,9	1,166	0,81	50	6,231	1076,749	AMAN
3	-1,08	0,9	1,166	0,81	50	-6,231	1064,287	AMAN
4	-3,25	0,9	10,56	0,81	50	-18,752	1051,766	AMAN
Σx ² dan Σy ²			23,45	3,24	ΣP		4282,072	

Dari hasil kontrol masing-masing tiap tiang (P) setelah diberi beban masih lebih kecil dari Qall = 1152,782 kN rencana sehingga pondasi tiang pancang aman terhadap beban rencana.

4. Kontrol Terhadap Gaya Lateral

Diameter tiang (d) = 0,4 m

Kedalaman tiang (L) = 58 m

Kapasitas momen tiang pancang My = 135,34 kN/m

Kohesi tanah rata-rata sepanjang tiang = 50 kN/m²

Untuk mendapatkan nilai f menggunakan Persamaan 3.25 sebagai berikut

$$f^2 + (2L + 3d) f + \left(\frac{My}{2,25 \cdot Cu \cdot d} - (L - 1,5d)^2 \right)$$

$$f^2 + (2 \cdot 58 + 3 \cdot 0,4) f + \left(\frac{135,34}{2,25 \cdot 50 \cdot 0,4} - (58 - 1,5 \cdot 0,4)^2 \right)$$

$$f = 1,64588 \text{ m}$$

Selanjutnya mencari nilai Hu

$$Hu = \frac{2 \cdot My}{(1,5 \cdot d + 0,5 \cdot f)}$$

$$= \frac{2 \cdot 135,34}{(1,5 \cdot 0,4 + 0,5 \cdot 1,64588)} = 190,232 \text{ kN}$$

Setelah mendapatkan nilai H_u kemudian mencari nilai H_{all} dimana H_u dibagi dengan nilai $SF = 2,5$

$$H_{all} = \frac{H_u}{SF}$$

$$H_{all} = \frac{190,232}{2,5}$$

$$= 76,0929 \text{ kN}$$

Dari hasil perhitungan pembebanan sebelumnya didapatkan nilai $T_x = 225$ kN dan $T_y = 131,402$ kN, sehingga kontrol dapat diselesaikan berdasarkan jumlah tiang rencana (n) = 4 tiang.

$$H_x = \frac{T_x}{n}$$

$$= \frac{225}{4}$$

$$= 56 \text{ kN}$$

Kontrol gaya lateral $H_x < H_{all}$ aman terhadap gaya lateral

$$H_y = \frac{T_y}{n}$$

$$= \frac{131,402}{4}$$

$$= 33 \text{ kN}$$

Kontrol gaya lateral $H_y < H_{all}$ aman terhadap gaya lateral sehingga perencanaan pondasi tiang pancang rencana aman terhadap beban rencana berdasarkan Pembebanan Jembatan SNI 1725:2016 terhadap gaya lateral.

5.7.2 Analisis Tiang Pancang Kelompok Berdasarkan Metode *U.S. Army Corps* (1992) Dengan Kondisi Variasi Dimensi 50 cm

Dari perhitungan sebelumnya untuk kapasitas daya dukung tiang pancang tunggal didapatkan beban ijin terbesar (Q_{all}) untuk Metode *U.S. Army Corps* (1992) adalah sebesar 1477,275 kN

1. Menghitung Jumlah Tiang Kelompok

$$\Sigma P_{max} = 4082,072 \text{ kN}$$

$$Q_{all} = 1477,275 \text{ kN}$$

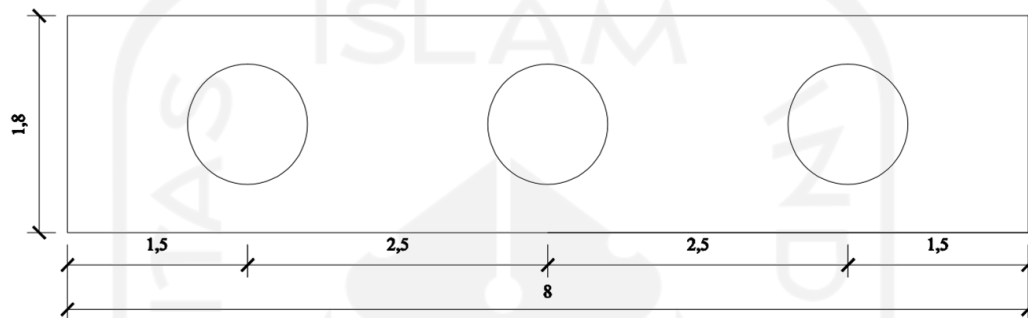
$$n = \frac{\Sigma P_{max}}{Q_{all}}$$

$$= \frac{4082,072}{1477,275}$$

$$= 2,763 \text{ tiang} \approx 3 \text{ tiang}$$

2. Susunan Tiang Kelompok Rencana

Dari jumlah 3 tiang didapatkan desain rencana pondasi kelompok dapat dilihat pada Gambar 5.7 dibawah ini.



Gambar 5.7 Susunan Tiang Kelompok Rencana Metode U.S. Army Corps (1992) Dengan Kondisi Variasi Dimensi 50 cm

Diketahui berdasarkan gambar diatas adalah sebagai berikut:

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

$$s = 2,5 \text{ m}$$

$$B_x = 8 \text{ m}$$

$$B_y = 1,8 \text{ m}$$

3. Kontrol Gaya Tekan Tiang Terhadap Beban Aksial dan Momen

Jika terjadi gaya momen 2 arah maka dapat digunakan Persamaan 3.20, berikut ini adalah hasil perhitungan dan kontrol terhadap masing-masing tiang pondasi rencana pada Tabel 5.20 dibawah ini.

Tabel 5.20 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Pancang Kelompok Metode U.S.Army Corps (1992) Dengan Kondisi Variasi Dimensi 50 cm

Pile	xi	yi	x ²	y ²	$\Sigma My.xi/\Sigma x^2$	$\Sigma Mx.yi/\Sigma y^2$	P	Cek
	m	m	m ²	m ²	kN	kN	kN	P<Pijin
1	2,5	0,9	6,25	0,81	66,667	27,069	1454,426	AMAN
2	0	0,9	0	0,81	66,667	0,000	1427,357	AMAN
3	-2,5	0,9	6,25	0,81	66,667	-27,069	1400,288	AMAN
Σx^2 dan Σy^2			12,5	2,43	ΣP		4282,072	

Dari hasil kontrol masing-masing tiap tiang (P) setelah diberi beban masih lebih kecil dari $Q_{all} = 1477,275$ kN rencana sehingga pondasi tiang pancang aman terhadap beban rencana.

4. Kontrol Terhadap Gaya Lateral

Diameter tiang (d)	= 0,5 m
Kedalaman tiang (L)	= 58 m
Kapasitas momen tiang pancang M_y	= 135,34 kN/m
Kohesi tanah rata-rata sepanjang tiang	= 50 kN/m ²

Untuk mendapatkan nilai f menggunakan Persamaan 3.25 sebagai berikut

$$f^2 + (2L + 3d) f + \left(\frac{M_y}{2,25 \cdot c_u \cdot d} - (L - 1,5d)^2 \right)$$

$$f^2 + (2 \cdot 58 + 3 \cdot 0,5) f + \left(\frac{135,34}{2,25 \cdot 50 \cdot 0,5} - (58 - 1,5 \cdot 0,5)^2 \right)$$

$$f = 0,7769 \text{ m}$$

Selanjutnya mencari nilai H_u

$$H_u = \frac{2 \cdot M_y}{(1,5 \cdot d + 0,5 \cdot f)}$$

$$= \frac{2 \cdot 135,34}{(1,5 \cdot 0,5 + 0,5 \cdot 0,7769)}$$

$$= 237,769 \text{ kN}$$

Setelah mendapatkan nilai H_u kemudian mencari nilai H_{all} dimana H_u dibagi dengan nilai $SF = 2,5$

$$H_{all} = \frac{H_u}{SF}$$

$$H_{all} = \frac{237,769}{2,5}$$

$$= 95,1078 \text{ kN}$$

Dari hasil perhitungan pembebanan sebelumnya didapatkan nilai $T_x = 225$ kN dan $T_y = 131,402$ kN, sehingga kontrol dapat diselesaikan berdasarkan jumlah tiang rencana (n) = 3 tiang.

$$H_x = \frac{T_x}{n}$$

$$= \frac{225}{3}$$

$$= 75 \text{ kN}$$

Kontrol gaya lateral $H_x < H_{all}$ aman terhadap gaya lateral

$$\begin{aligned} H_y &= \frac{T_y}{n} \\ &= \frac{131,402}{3} = 44 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kontrol gaya lateral $H_y < H_{all}$ aman terhadap gaya lateral sehingga perencanaan pondasi tiang pancang rencana aman terhadap beban rencana berdasarkan Pembebanan Jembatan SNI 1725:2016 terhadap gaya lateral.

5.7.3 Analisis Tiang Pancang Kelompok Berdasarkan Metode *Tomlinson* (1977) Dengan Kondisi *Existing*

Dari perhitungan sebelumnya kapasitas daya dukung tiang pancang didapatkan beban ijin terbesar (Q_{all}) berdasarkan Metode *Tomlinson* (1977) adalah sebesar 1204,630 kN

1. Menghitung Jumlah Tiang Kelompok

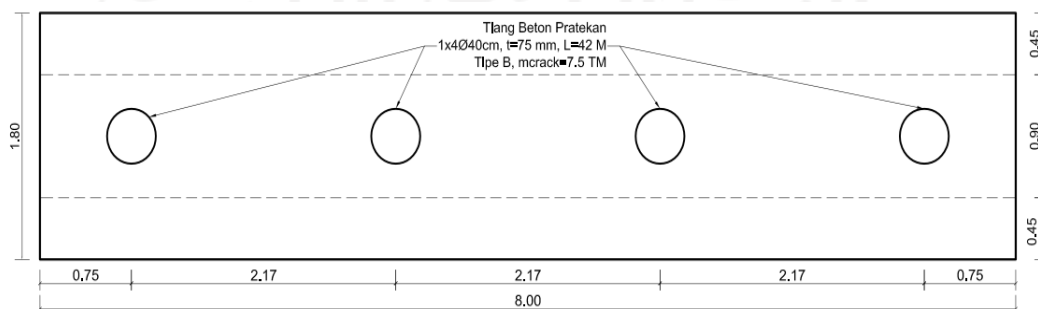
$$\Sigma P_{max} = 4082,072 \text{ kN}$$

$$Q_{all} = 1204,630 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{\Sigma P_{max}}{Q_{all}} \\ &= \frac{4082,072}{1204,630} = 3,389 \text{ tiang} \approx 4 \text{ tiang} \end{aligned}$$

2. Susunan Tiang Kelompok Rencana

Dari jumlah 4 tiang didapatkan desain rencana pondasi kelompok yang dapat dilihat pada Gambar 5.8 dibawah ini.



Gambar 5.8 Susunan Tiang Kelompok Rencana Metode *Tomlinson* (1977) Dengan Kondisi *Existing*

Diketahui berdasarkan gambar diatas adalah

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

$$s = 2,17 \text{ m}$$

$$Bx = 8 \text{ m}$$

$$By = 1,8 \text{ m}$$

3. Kontrol Gaya Tekan Tiang Terhadap Beban Aksial dan Momen

Berikut ini adalah hasil perhitungan dan kontrol terhadap masing-masing tiang pondasi rencana pada Tabel 5.21 dibawah ini.

Tabel 5.21 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Pancang Kelompok Metode Tomlinson (1977) Dengan Kondisi Existing

Pile	xi	yi	x ²	y ²	ΣMy.xi/Σx ²	ΣMx.yi/Σy ²	P	Cek
	m	m	m ²	m ²	kN	kN	kN	P < Pijin
1	3,25	0,9	10,562	0,81	50	18,752	1089,270	AMAN
2	1,08	0,9	1,16	0,81	50	6,231	1076,749	AMAN
3	-1,08	0,9	1,16	0,81	50	-6,231	1064,287	AMAN
4	-3,25	0,9	10,56	0,81	50	-18,752	1051,766	AMAN
Σx ² dan Σy ²			23,45	3,24	ΣP		4282,072	

Dari hasil kontrol masing-masing tiap tiang (P) setelah diberi beban masih lebih kecil dari Qall = 1204,630 kN rencana sehingga pondasi tiang pancang aman terhadap beban rencana.

4. Kontrol Terhadap Gaya Lateral

$$\text{Diameter tiang (d)} = 0,4 \text{ m}$$

$$\text{Kedalaman tiang (L)} = 58 \text{ m}$$

$$\text{Kapasitas momen tiang pancang } My = 135,34 \text{ kN/m}$$

$$\text{Koheisi tanah rata-rata sepanjang tiang} = 50 \text{ kN/m}^2$$

Untuk mendapatkan nilai f menggunakan Persamaan 3.25 sebagai berikut

$$f^2 + (2L + 3d) f + \left(\frac{My}{2,25 \cdot Cu \cdot d} - (L - 1,5d)^2 \right)$$

$$f^2 + (2 \cdot 58 + 3 \cdot 0,4) f + \left(\frac{135,34}{2,25 \cdot 50 \cdot 0,4} - (58 - 1,5 \cdot 0,4)^2 \right)$$

$$f = 1,64588 \text{ m}$$

Selanjutnya mencari nilai H_u

$$\begin{aligned} H_u &= \frac{2 \cdot My}{(1,5 \cdot d + 0,5 \cdot f)} \\ &= \frac{2 \cdot 135,34}{(1,5 \cdot 0,4 + 0,5 \cdot 1,64588)} \\ &= 190,232 \text{ kN} \end{aligned}$$

Setelah mendapatkan nilai H_u kemudian mencari nilai H_{all} dimana H_u dibagi dengan nilai $SF = 2,5$

$$\begin{aligned} H_{all} &= \frac{H_u}{SF} \\ H_{all} &= \frac{190,232}{2,5} \\ &= 76,0929 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan pembebanan sebelumnya didapatkan nilai $T_x = 225$ kN dan $T_y = 131,402$ kN, sehingga kontrol dapat diselesaikan berdasarkan jumlah tiang rencana (n) = 4 tiang.

$$\begin{aligned} H_x &= \frac{T_x}{n} \\ &= \frac{225}{4} \\ &= 56 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kontrol gaya lateral $H_x < H_{all}$ aman terhadap gaya lateral

$$\begin{aligned} H_y &= \frac{T_y}{n} \\ &= \frac{131,402}{4} \\ &= 33 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kontrol gaya lateral $H_y < H_{all}$ aman terhadap gaya lateral sehingga perencanaan pondasi tiang pancang rencana aman terhadap beban rencana berdasarkan Pembebanan Jembatan SNI 1725:2016 terhadap gaya lateral.

5.7.4 Analisis Tiang Pancang Kelompok Berdasarkan Metode *Tomlinson* (1977) Dengan Kondisi Variasi Dimensi 50 cm

Dari perhitungan sebelumnya kapasitas daya dukung tiang pancang didapatkan beban ijin terbesar (Q_{all}) berdasarkan Metode *Tomlinson* (1977) adalah sebesar 1204,630 kN

1. Menghitung Jumlah Tiang Kelompok

$$\Sigma P_{max} = 4082,072 \text{ kN}$$

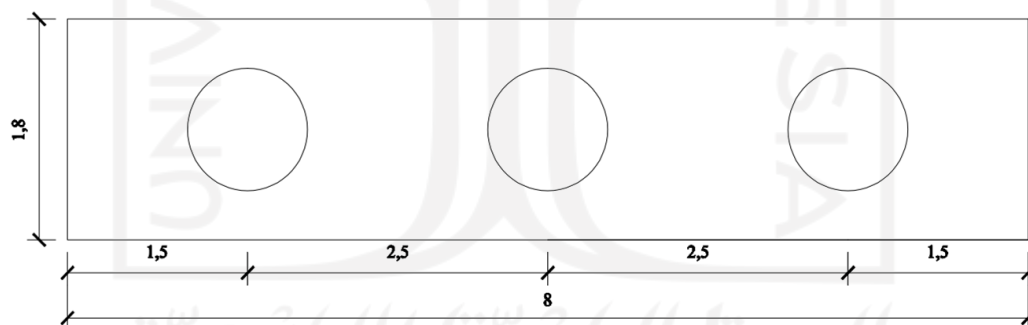
$$Q_{all} = 1542,084 \text{ kN}$$

$$n = \frac{\Sigma P_{max}}{Q_{all}} = \frac{4082,072}{1542,084}$$

$$= 2,647 \text{ tiang} \approx 3 \text{ tiang}$$

2. Susunan Tiang Kelompok Rencana

Dari jumlah 3 tiang didapatkan desain rencana pondasi kelompok yang dapat dilihat pada Gambar 5.9 dibawah ini.



**Gambar 5.9 Susunan Tiang Kelompok Rencana Metode *Tomlinson* (1977)
Dengan Kondisi Variasi Dimensi 50 cm**

Diketahui berdasarkan gambar diatas adalah

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

$$s = 2,17 \text{ m}$$

$$B_x = 8 \text{ m}$$

$$B_y = 1,8 \text{ m}$$

3. Kontrol Gaya Tekan Tiang Terhadap Beban Aksial dan Momen

Berikut ini adalah hasil perhitungan dan kontrol terhadap masing-masing tiang pondasi rencana pada Tabel 5.22 dibawah ini.

Tabel 5.22 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Pancang Kelompok Metode Tomlinson (1977) Dengan Kondisi Variasi Dimensi 50 cm

Pile	xi	yi	x ²	y ²	ΣMy.xi/Σx ²	ΣMx.yi/Σy ²	P	Cek
	m	m	m ²	m ²	kN	kN	kN	P < Pijin
1	2,5	0,9	6,25	0,81	66,667	27,069	1454,426	AMAN
2	0	0,9	0	0,81	66,667	0,000	1427,357	AMAN
3	-2,5	0,9	6,25	0,81	66,667	-27,069	1400,288	AMAN
Σx ² dan Σy ²			12,5	2,43	ΣP		4282,072	

Dari hasil kontrol masing-masing tiap tiang (P) setelah diberi beban masih lebih kecil dari Qall = 1542,084 kN rencana sehingga pondasi tiang pancang aman terhadap beban rencana.

4. Kontrol Terhadap Gaya Lateral

Diameter tiang (d) = 0,5 m

Kedalaman tiang (L) = 58 m

Kapasitas momen tiang pancang My = 135,34 kN/m

Kohesi tanah rata-rata sepanjang tiang = 50 kN/m²

Untuk mendapatkan nilai f menggunakan Persamaan 3.25 sebagai berikut

$$f^2 + (2L + 3d) f + \left(\frac{My}{2,25 \cdot Cu \cdot d} - (L - 1,5d)^2 \right)$$

$$f^2 + (2.58 + 3.0,5) f + \left(\frac{135,34}{2,25 \cdot 50 \cdot 0,5} - (58 - 1,5.0,5)^2 \right)$$

$$f = 0,7769 \text{ m}$$

Selanjutnya mencari nilai Hu

$$Hu = \frac{2 \cdot My}{(1,5 \cdot d + 0,5 \cdot f)}$$

$$= \frac{2 \cdot 135,34}{(1,5 \cdot 0,5 + 0,5 \cdot 1,64588)} = 237,769 \text{ kN}$$

Setelah mendapatkan nilai H_u kemudian mencari nilai H_{all} dimana H_u dibagi dengan nilai $SF = 2,5$

$$H_{all} = \frac{H_u}{SF}$$

$$H_{all} = \frac{237,769}{2,5}$$

$$= 95,1078 \text{ kN}$$

Dari hasil perhitungan pembebanan sebelumnya didapatkan nilai $T_x = 225$ kN dan $T_y = 131,402$ kN, sehingga kontrol dapat diselesaikan berdasarkan jumlah tiang rencana (n) = 3 tiang.

$$H_x = \frac{T_x}{n}$$

$$= \frac{225}{3}$$

$$= 75 \text{ kN}$$

Kontrol gaya lateral $H_x < H_{all}$ aman terhadap gaya lateral

$$H_y = \frac{T_y}{n}$$

$$= \frac{131,402}{3}$$

$$= 44 \text{ kN}$$

Kontrol gaya lateral $H_y < H_{all}$ aman terhadap gaya lateral sehingga perencanaan pondasi tiang pancang rencana aman terhadap beban rencana berdasarkan Pembebanan Jembatan SNI 1725:2016 terhadap gaya lateral.

5.8 Analisis Kapasitas Daya Dukung Blok Kelompok Tiang

5.8.1 Analisis Blok Kelompok Tiang Berdasarkan Metode *U.S.Army Corps* (1992)

Dari data kebutuhan perencanaan pada Gambar 5.5 dan data tiang pancang kelompok yang diperlukan sesuai Persamaan 3.26 sebagai berikut.

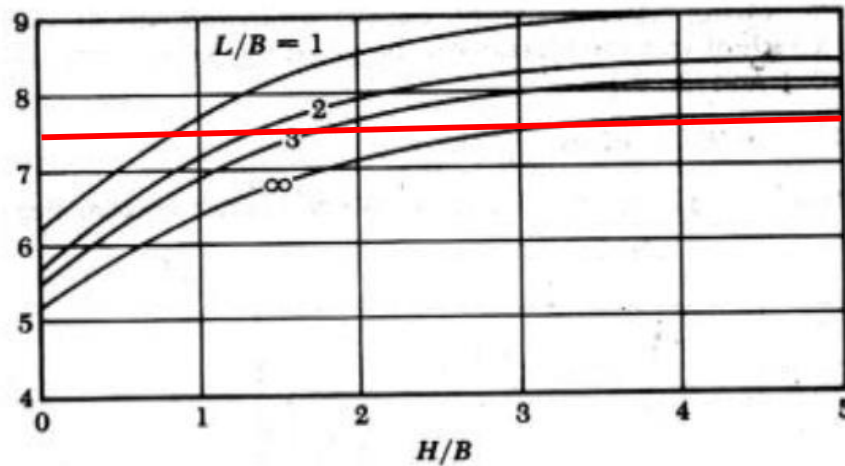
$$L_g \text{ (Panjang blok atau } B_x) = 8 \text{ m}$$

$$B_g \text{ (Lebar blok atau } B_y) = 1,8 \text{ m}$$

$$C_u = 180 \text{ kN/m}^2$$

$$\Sigma C_u \times \Delta L = 13568 \text{ kN/m}^2$$

Untuk mendapatkan nilai N^*c berdasarkan Grafik 5.13 dibawah ini.



Grafik 5.13 Faktor Kapasitas Dukung Untuk Mencari Nilai N^*c Metode U.S.Army Corps (1992)

Dari grafik $H/B_g = 32,22$ dan $L_g/B_g = 4,44$, sehingga didapatkan nilai $N^*c = 7,5$

$$\begin{aligned}\Sigma Q_{\text{blok}} &= L_g \cdot B_g \cdot C_u \cdot N^*c + 2 \cdot (L_g + B_g) \Sigma C_u \cdot \Delta L \\ &= 8 \cdot 1,8 \cdot 180 \cdot 7,5 + 2 \cdot (8 + 1,8) \cdot 13568 \\ &= 285372,8 \text{ kN}\end{aligned}$$

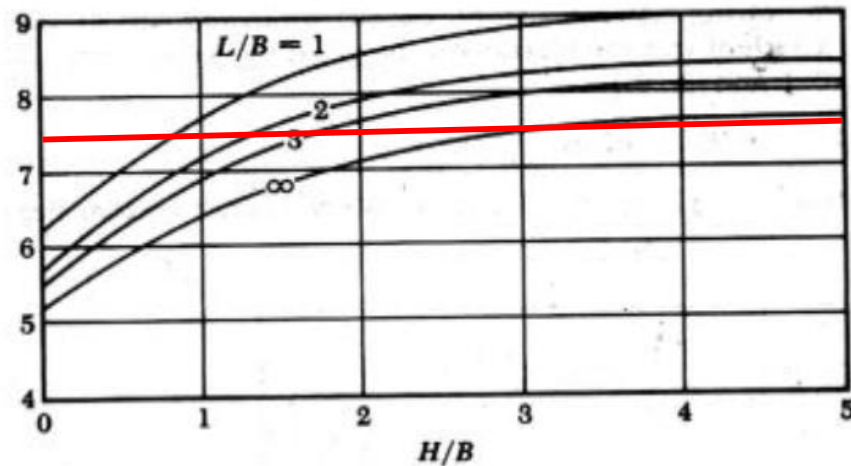
Dari hasil perhitungan diatas didapatkan $\Sigma Q_{\text{blok}} = 285372,8 \text{ kN} > \Sigma P = 4082,072 \text{ kN}$, sehingga pondasi tiang pancang kelompok dianggap mampu menahan beban vertikal berdasarkan hasil perhitungan Pembebanan Jembatan SNI 1725:2016.

5.8.2 Analisis Blok Kelompok Tiang Berdasarkan Metode Tomlinson (1977)

Dari data kebutuhan perencanaan pada Gambar 5.6 dan data tiang pancang kelompok yang diperlukan sesuai Persamaan 3.26 sebagai berikut.

$$\begin{aligned}L_g \text{ (Panjang blok atau } B_x) &= 8 \text{ m} \\ B_g \text{ (Lebar blok atau } B_y) &= 1,8 \text{ m} \\ C_u &= 180 \text{ kN/m}^2 \\ \Sigma C_u \times \Delta L &= 13568 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Untuk mendapatkan nilai N^*c berdasarkan Grafik 5.14 dibawah ini.



Grafik 5.14 Faktor Kapasitas Dukung Untuk Mencari Nilai N^*c Metode Tomlinson (1977)

Dari grafik $H/B_g = 32,22$ dan $L_g/B_g = 4,44$, sehingga didapatkan nilai $N^*c = 7,5$

$$\begin{aligned}\Sigma Q_{\text{blok}} &= L_g \cdot B_g \cdot C_u \cdot N^*c + 2 \cdot (L_g + B_g) \Sigma C_u \cdot \Delta L \\ &= 8 \cdot 1,8 \cdot 180 \cdot 7,5 + 2 \cdot (8 + 1,8) \cdot 13568 \\ &= 285372,8 \text{ kN}\end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan diatas didapatkan $\Sigma Q_{\text{blok}} = 285372,8 \text{ kN} > \Sigma P = 4082,072 \text{ kN}$, sehingga pondasi tiang pancang kelompok dianggap mampu menahan beban vertikal berdasarkan hasil perhitungan Pembebanan Jembatan SNI 1725:2016.

5.9 Analisis Penurunan Tiang Pancang Tunggal dan Kelompok

5.9.1 Analisis Penurunan Tiang Pancang Tunggal Dengan Kondisi *Existing*

$$\begin{aligned}\text{Panjang tiang pancang} &= 58 \text{ m} \\ \text{Modulus elastis beton } (E_p) &= 4700 \times \sqrt{30} \\ &= 25743 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Berdasarkan Tabel 3.9, maka diambil jenis tanah Lempung Sedang dengan modulus elastis (E) sebesar 9.000 kN/m^2 .

$$\begin{aligned}E\text{-Lempung} &= 9.000 \text{ kN/m}^2 \\ &= 9 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

Berdasarkan Tabel 3.10, maka diambil jenis tanah Lempung Tak Jenuh dengan rasio poisson (μ) sebesar 0,3.

$$\begin{aligned} K &= E_p / E_s \\ &= 25743 / 9 \\ &= 2860,33 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L/d &= 58 / 0,4 \\ &= 145 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} db/d &= 0,4 / 0,2 \\ &= 2 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h/L &= 60 / 58 \\ &= 1,034 \text{ m} \end{aligned}$$

Selanjutnya menggunakan Metode *Poulos and Davis* (1980) dengan menggunakan Grafik 3.5, Grafik 3.6, Grafik 3.7 dan Grafik 3.8.

$$I_o = 0,0254$$

$$R_k = 1,6$$

$$R_h = 1$$

$$R_\mu = 0,93$$

$$\begin{aligned} I &= I_o \times R_k \times R_h \times R_\mu \\ &= 0,0254 \times 1,6 \times 1 \times 0,93 \\ &= 0,03780 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{I}{E_s \cdot d} \\ &= \frac{0,03780}{9.0,4} \\ &= 0,01050 \text{ m} \approx 10,50 \text{ mm} \end{aligned}$$

5.9.2 Analisis Penurunan Tiang Pancang Tunggal Dengan Kondisi Variasi Dimensi 50 cm

$$\text{Panjang tiang pancang} = 58 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastis beton } (E_p) &= 4700 \times \sqrt{30} \\ &= 25743 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Berdasarkan Tabel 3.9, maka diambil jenis tanah Lempung Sedang dengan modulus elastis (E) sebesar 9.000 kN/m².

$$\begin{aligned}
 E\text{-Lempung} &= 9.000 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 9 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan Tabel 3.10, maka diambil jenis tanah Lempung Tak Jenuh dengan rasio poisson (μ) sebesar 0,3.

$$\begin{aligned}
 K &= E_p / E_s \\
 &= 25743 / 9 \\
 &= 2860,33 \text{ kN} \\
 L/d &= 58 / 0,5 \\
 &= 116 \text{ m} \\
 db/d &= 0,5 / 0,25 \\
 &= 2 \text{ m} \\
 h/L &= 60 / 58 \\
 &= 1,034 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Selanjutnya menggunakan Metode *Poulos and Davis* (1980) dengan menggunakan Grafik 3.5, Grafik 3.6, Grafik 3.7 dan Grafik 3.8.

$$\begin{aligned}
 I_o &= 0,0254 \\
 R_k &= 1,6 \\
 R_h &= 1 \\
 R_\mu &= 0,93 \\
 I &= I_o \times R_k \times R_h \times R_\mu \\
 &= 0,0254 \times 1,6 \times 1 \times 0,93 \\
 &= 0,03780 \text{ m} \\
 S &= \frac{I}{E_s \cdot d} \\
 &= \frac{0,03780}{9 \cdot 0,5} \\
 &= 0,00840 \text{ m} \approx 8,40 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.9.3 Analisis Penurunan Tiang Pancang Kelompok Dengan Kondisi *Existing*

Untuk perhitungan penurunan pada tiang kelompok menggunakan metode *Vesic* (1967) yang dapat dilihat dari Persamaan 3.30, maka penurunan tiang pancang kelompok adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 S_g &= S \sqrt{\frac{Bg}{d}} \\
 &= 0,0105 \cdot \sqrt{\frac{1,8}{0,4}} \\
 &= 0,02227 \text{ m} \approx 22,271 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.9.4 Analisis Penurunan Tiang Pancang Kelompok Dengan Kondisi Variasi Dimensi 50 cm

Untuk perhitungan penurunan pada tiang kelompok menggunakan metode Vesic (1967) yang dapat dilihat dari Persamaan 3.30, maka penurunan tiang pancang kelompok adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 S_g &= S \sqrt{\frac{Bg}{d}} \\
 &= 0,0084 \cdot \sqrt{\frac{1,8}{0,5}} \\
 &= 0,01594 \text{ m} \approx 15,936 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.10 Pembahasan

5.10.1 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang Tunggal

Dari hasil analisis sebelumnya didapatkan nilai kapasitas dukung pondasi tiang pancang tunggal berdasarkan beberapa metode yang digunakan dalam Tabel 5.23 dibawah ini

Tabel 5.23 Rekapitulasi Kapasitas Daya Dukung Ijin (Qall) Tiang Tunggal

Metode	Qall (kN)		Jenis Pondasi
	<i>Existing</i>	Variasi Dimensi 50 cm	
<i>U.S.Army Corps</i> (1992)	1152,78	1477,27	Tiang Pancang
<i>Tomlinson</i> (1977)	1204,6	1542,1	Tiang Pancang

Dari hasil tabel rekapitulasi diatas dapat dilihat sebagai perbandingan untuk pondasi tiang pancang pada kondisi existing dan variasi dimensi 50 cm pada Jembatan Sei.Baras – Antang (Pilar 3) didapatkan kapasitas daya dukung ijin pondasi tiang pancang tunggal terbesar pada kondisi variasi dimensi 50 cm dengan Metode *Tomlinson* (1977) sebesar 1542,1 kN.

5.10.2 Hasil Analisis Kebutuhan Pondasi Tiang Pancang

Dari hasil Pembebanan berdasarkan SNI 1725:2016 pada jembatan yang digunakan mendapatkan hasil jumlah kebutuhan tiang pondasi berdasarkan metode yang dapat dilihat pada Tabel 5.24 dibawah ini

Tabel 5.24 Rekapitulasi Hasil Kebutuhan Pondasi Tiang Pancang

Metode	Jumlah Tiang		Tipe Pondasi
	<i>Existing</i>	Variasi Dimensi 50 cm	
<i>U.S.Army Corps</i> (1992)	4	3	Tiang Pancang
<i>Tomlinson</i> (1977)	4	3	Tiang Pancang

Dari hasil tabel rekapitulasi diatas dapat dilihat sebagai perbandingan metode kebutuhan tiang yang diperlukan pondasi tiang pancang pada Jembatan Sei.Baras – Antang (Pilar 3) didapatkan kebutuhan tiang paling sedikit terdapat pada variasi dimensi 50 cm dengan Metode *U.S.Army Corps* (1992) dan Metode *Tomlinson* (1977).

5.10.3 Hasil Analisis Kekuatan Gaya Lateral

Berdasarkan perhitungan gaya lateral yang terjadi pada kelompok tiang pancang yang terjadi dapat dilihat pada Tabel 5.25 dibawah ini

Tabel 5.25 Rekapitulasi Kekuatan Gaya Lateral

Metode	Hx (kN)		Hy (kN)		H _{all} (kN)	
	<i>Existing</i>	Dimensi 50 cm	<i>Existing</i>	Dimensi 50 cm	<i>Existing</i>	Dimensi 50 cm
<i>U.S.Army Corps</i> (1992)	56	75	33	44	76,0929	95,1078
<i>Tomlinson</i> (1977)	56	75	33	44	76,0929	95,1078

Dari Tabel 5.25 diatas didapat perhitungan gaya lateral yang terjadi bahwa nilai Hall lebih besar dari nilai Hx dan Hy sehingga pondasi tiang pancang aman terhadap gaya lateral yang terjadi.

5.10.4 Hasil Analisis Kapasitas Daya Dukung Blok Kelompok Tiang

Berdasarkan hasil yang didapatkan pada kapasitas daya dukung tiang tunggal dan kebutuhan pondasi tiang pancang maka dapat diperoleh hasil kapasitas daya dukung blok kelompok tiang mengacu pada jenis tanah lempung yang dapat dilihat pada Tabel 5.26 dibawah ini

Tabel 5.26 Rekapitulasi Kapasitas Daya Dukung Blok Kelompok

Metode	Beban Jembatan (kN)	Kapasitas Daya Dukung Blok (kN)	Keterangan ($\Sigma Q_{\text{blok}} > \Sigma P$)
<i>U.S.Army Corps</i> (1992)	4082,072	285372,8	AMAN
<i>Tomlinson</i> (1977)	4082,072	285372,8	AMAN

5.10.5 Hasil Analisis Penurunan Tiang Tunggal dan Kelompok

Berdasarkan hasil yang didapatkan pada analisis penurunan tiang tunggal dan kelompok pada penelitian dapat dilihat pada Tabel 5.27 dibawah ini

Tabel 5.27 Rekapitulasi Penurunan Tiang Tunggal dan Kelompok

Analisis	Nilai Penurunan (m)		Konversi Nilai Penurunan (mm)	
	<i>Existing</i>	Dimensi 50 cm	<i>Existing</i>	Dimensi 50 cm
Tiang Tunggal	0,01050	0,00840	10,50	8,40
Tiang Kelompok	0,02227	0,01594	22,271	15,936



BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan analisis pembebanan jembatan dan analisis kapasitas dukung pondasi tiang pancang didapatkan beberapa kesimpulan, yaitu sebagai berikut:

1. Hasil pembebanan struktur berdasarkan Pembebanan Jembatan SNI 1725:2016 didapatkan nilai $P = 4082,07$ kN, $T_x = 225$ kN, $T_y = 131,4$ kN, $M_x = 180$ kN/m, $M_y = 135,34$ kN/m.
2. Hasil kapasitas dukung ijin (Q_{all}) tiang pancang dimensi 0,4 m dengan Metode *U.S.Army Corps* (1992) adalah sebesar 1152,78 kN dan Metode *Tomlinson* (1977) adalah sebesar 1204,6 kN dan didapat hasil kapasitas dukung ijin (Q_{all}) tiang pancang dimensi 0,5 m dengan Metode *U.S.Army Corps* (1992) adalah sebesar 1477,27 kN dan Metode *Tomlinson* (1977) adalah sebesar 1542,1 kN.
3. Penurunan tiang tunggal dengan Metode *Poulos and Davis* (1980) dengan dimensi 0,4 cm dan dimensi 0,5 cm didapatkan nilai penurunan tiang tunggal sebesar 10,5 mm dan 8,40 mm.
4. Penurunan tiang kelompok dengan Metode *Vesic* (1967) dengan dimensi 0,4 cm dan 0,5 cm didapatkan nilai penurunan tiang kelompok sebesar 22,271 mm dan 15,936 mm.

6.2 Saran

Berdasarkan hasil kesimpulan diatas, bahwa dapat disimpulkan beberapa saran agar diperoleh hasil yang lebih spesifik dalam perencanaan pondasi tiang pancang, maka perlu dilakukan analisis lebih lanjut sebagai berikut:

1. Membandingkan hasil analisis pondasi tiang pancang secara numerik lainnya seperti menggunakan program *plaxis*, *open sees*, *florida pier*, dll.
2. Menggunakan variasi dimensi untuk tiang pancang agar memperoleh nilai sebagai pembanding penelitian.


DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional. 2016. *SNI 1725:2016 Tata Cara Pembebanan Untuk Jembatan*. Jakarta.
- Bowles, J. E. 1997. *Foundation Analysis and Design, Fifth Edition*. Washington D.C.
- Hardiyatmo, H.C. 2010. *Mekanika Tanah 2*. Gajah Mada University Press. Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H.C. 2011. *Analisis dan Perancangan Fondasi 1*. Gajah Mada University Press. Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H.C. 2002. *Teknik Pondasi 2. Bagian II*. Yogyakarta.
- Muthmainnah dan Gazali A. 2016. *Analisa Daya Dukung dan Penurunan Tiang Pancang Berdasarkan Data N-SPT (Studi Kasus : Dermaga Mesjid Sultan Surianyah Kota Banjarmasin)*. Tugas Akhir. (Tidak Diterbitkan). Universitas Lambung Mangkurat. Banjarmasin.
- Priambodo. A.R.M. 2020. *Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang Dengan Variasi Dimensi Pada Tanah Lempung*. Tugas Akhir. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta
- Prinrianto. E dan Widodo. S.W. 2016. *Analisis Pengaruh Diameter, Panjang dan Formasi Tiang Terhadap Kapasitas Dukung dan Penurunan Fondasi Tiang Pancang*. Tugas Akhir. (Tidak Diterbitkan). Universitas Lambung Mangkurat. Banjarmasin.
- Rifan. A.M dan Dian. P.S. 2017. *Analisis Pengaruh Formasi Tiang Pancang Kelompok Beton In Place Pada Tanah Lunak Terhadap Kemampuan Daya Dukung*. Tugas Akhir. (Tidak Diterbitkan). Universitas Riau. Pekanbaru.
- Saputro. B.D. 2016. *Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang Pada Pembangunan Gedung Sari Roti PT. Nippon Indosari Corpindo Cikarang-Bekasi*. Tugas Akhir. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Sardjono, H. S. 1988. *Pondasi Tiang Pancang, Jilid 1*. Sinar Jaya Wijaya. Surabaya.
- Wahyudi. 2019. *Analisa Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dan Tiang Bor Terhadap Tanah Lempung Berdasarkan Pembebanan Jembatan SNI 1725:2016 Pada Jembatan Sirnirboyo Pacitan*. Tugas Akhir. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta









The background features a large, light gray watermark of the Universitas Islam Indonesia logo. The logo is a shield-shaped emblem with a central minaret-like structure. The word "ISLAM" is written in a sans-serif font across the top of the shield. The words "UNIVERSITAS" and "INDONESIA" are written vertically on the left and right sides of the shield, respectively. Below the shield, the university's name is written in Arabic calligraphy: "الجامعة الإسلامية الأندونيسية".

LAMPIRAN

(DATA STANDART PENETRATION TEST (SPT))

Pekerjaan	Pembangunan Jembatan Cilik Riwut - Sei. Teras (Antang)	M.A.T	- 1.00 m	
Lokasi	Kabupaten Kapuas Provinsi Kalimantan Tengah	Mulai	23 Agustus 2021	
Kedalaman	60.30 m	Selesai	28 Agustus 2021	
Koordinat	2°59'58.1"S 114°24'13.1"E	Titik No.	BH.1	

DRILLING LOG

DATE	DEPTH	N - SPT	SPT GRAPHIC						KIND OF TEST	NO. SAMPLE	BOR PROFILE	DESCRIPTION	NOTE
			10	20	30	40	50	60					
23 Agustus 2021	0.00											Lempung berkerikil sangat lunak merah kecokelatan	
	1.00											M.A.T (-1.00 m)	
	2.00	1	1									Lempung sangat lunak abu-abu	
	2.45	45	45						⊗	SPT 1			
	3.00												
	4.00	1	1										
	4.45	45	45						⊗	SPT 2			
	5.00												
	6.00	1	1										
6.45	45	45						⊗	SPT 3				
7.00													
8.00	1	1									Lanau berlempung kaku abu-abu		
8.45	45	45						⊗	SPT 4				
9.00													
9.30													
10.00		2 4 5 2									Pasir sedang cokelat		
10.45		15 15 15 30						⊗	SPT 5				
11.00													
12.00		4 7 7 14									Pasir sedang cokelat		
12.45		15 15 15 30						⊗	SPT 6				
13.00													
14.00		4 5 7 12									Lempung berpasir sedang abu-abu		
14.45		15 15 15 30						⊗	SPT 7				
15.00													
16.00		3 3 2 5									Lempung berpasir sedang abu-abu		
16.45		15 15 15 30						⊗	SPT 8				
17.00													
17.80													
18.00		2 3 5 8									Lempung berpasir sedang abu-abu		
18.45		15 15 15 30						⊗	SPT 9				
19.00													
20.00													

NOTE :















SPT UDS/DS

Master

M. Hidayatul Fitri

Geoteknik Eng.

Akhmad Marzuki

Pekerjaan		Pembangunan Jembatan Cilik Riwut - Sei. Teras (Antang)		M.A.T	- 1.00 m				
Lokasi		Kabupaten Kapuas Provinsi Kalimantan Tengah		Mulai	23 Agustus 2021				
Kedalaman		60.30 m		Selesai	28 Agustus 2021				
Koordinat		2°59'58.1"S 114°24'13.1"E		Titik No.	BH.1				
DRILLING LOG									
DATE	DEPTH	N - SPT	SPT GRAPHIC	KIND OF TEST	NO. SAMPLE	BOR PROFILE	DESCRIPTION	NOTE	
25 Agustus 2021	20.00	3 5 7 12					Lempung kaku merah kecokelatan		
	20.45	15 15 15 30			X			SPT 10	
	20.75							Lempung sedang cokelat keabuan	
	21.00								
	21.30						UDS 2		
	22.00	2 3 3 6							
	22.45	15 15 15 30					X	SPT 11	
	23.00								
	24.00	2 3 4 7							
	24.45	15 15 15 30					X	SPT 12	
25.00									
26.00	2 3 4 7								
26.45	15 15 15 30				X	SPT 13			
27.00									
28.00	3 4 4 8						Lempung berlanau sedang abu-abu kecokelatan		
28.45	15 15 15 30				X	SPT 14			
29.00									
30.00	4 5 6 11						Pasir berlempung sedang abu-abu		
30.45	15 15 15 30				X	SPT 15			
31.00									
32.00	5 6 7 13								
32.45	15 15 15 30				X	SPT 16			
33.00									
34.00	5 6 8 14								
34.45	15 15 15 30				X	SPT 17			
35.00									
36.00	5 7 9 16								
36.45	15 15 15 30				X	SPT 18			
37.00									
38.00	5 6 8 14								
38.45	15 15 15 30				X	SPT 19			
39.00									
40.00									
NOTE				Master		Geoteknik Eng.			
 SPT				 UDS		M. Hidayatul Fitri		Akhmad Marzuki	

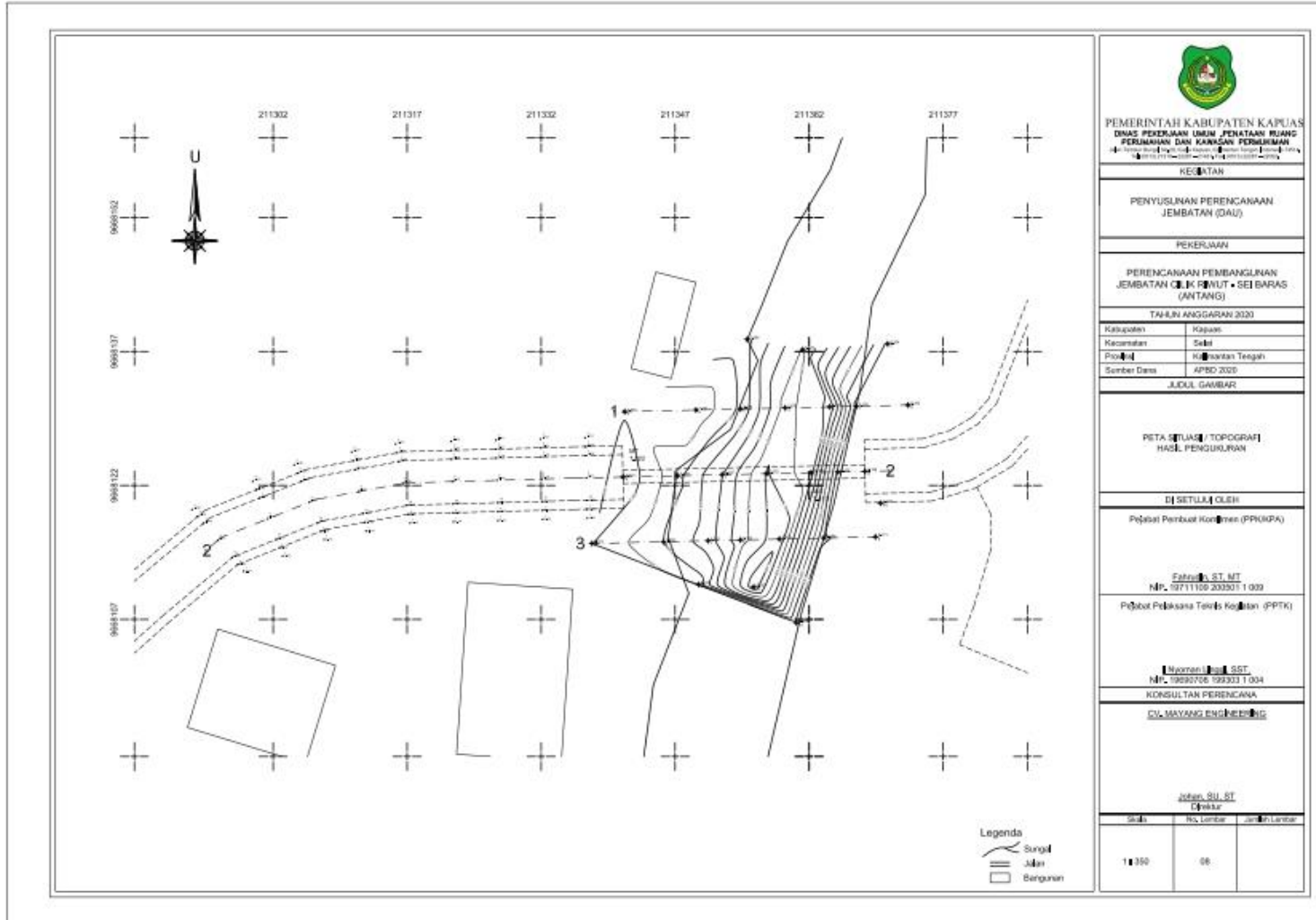
Pekerjaan		Pembangunan Jembatan Cilik Riwut - Sei. Teras (Antang)		M.A.T	- 100 m						
Lokasi		Kabupaten Kapuas Provinsi Kalimantan Tengah		Mulai	23 Agustus 2021						
Kedalaman		60.30 m		Selesai	28 Agustus 2021						
Koordinat		2°59'58.1"S 114°24'13.1"E		Titik No.	BH.1						
DRILLING LOG											
DATE	DEPTH	N - SPT				SPT GRAPHIC	KIND OF TEST	NO. SAMPLE	BOR PROFILE	DESCRIPTION	NOTE
						10 20 30 40 50 60					
27 Agustus 2021	40.00	4	6	6	12					Lempung berpasir kaku abu-abu	
	40.45	15	15	15	30			SPT 20			
	41.00										
	42.00	4	6	7	13						
	42.45	15	15	15	30			SPT 21			
	43.00										
	44.00	5	7	7	14						
	44.45	15	15	15	30			SPT 22			
	45.00										
	46.00	3	5	7	12						
46.45	15	15	15	30			SPT 23				
47.00											
48.00	4	7	7	14							
48.45	15	15	15	30			SPT 24				
49.00											
50.00	5	7	8	15							
50.45	15	15	15	30			SPT 25				
51.00											
52.00	5	8	8	16							
52.45	15	15	15	30			SPT 26				
52.80											
53.00											
54.00	5	9	17	26							
54.45	15	15	15	30			SPT 27				
55.00											
55.50											
56.00	16	17	20	37							
56.45	15	15	15	30			SPT 28				
57.00											
58.00	18	21	24	45							
58.45	15	15	15	30			SPT 29				
59.00											
60.00	30	55	>60								
60.30	15	15					SPT 30				
									END OF THIS BORING		
NOTE : <input checked="" type="checkbox"/> SPT dengan <input checked="" type="checkbox"/> UDS								Master		Geoteknik Eng.	
								M. Hidayatul Fitri		Akhmad Marzuki	



LAMPIRAN

(SHOPDRAWING PROYEK)

الجمعة المباركة
الاستاذة الاندو
التي حصة



PEMERINTAH KABUPATEN KAPUAS
DINAS PERENCANAAN UMUM, PENATAAN RUANG
PERENCANAAN DAN KAWASAN PERKOTAAN

KEKABUPATEN

PENYUSUNAN PERENCANAAN
 JEMBATAN (DAU)

PEKERJAAN

PERENCANAAN PEMBANGUNAN
 JEMBATAN CUKUT • SEI BARAS
 (ANTANG)

TAHAP ANGGARAN 2020

Kabupaten	Kapuas
Kecamatan	Salat
Poskot	Kawasan Tengah
Sumber Data	APSD 2020

JUMLAH GAMBAR

PETA SITUASI / TOPOGRAFI
 HASIL PENGUKURAN

DITETAPKAN OLEH

Pepabari Pembuat Koordinasi (PPK/PA)

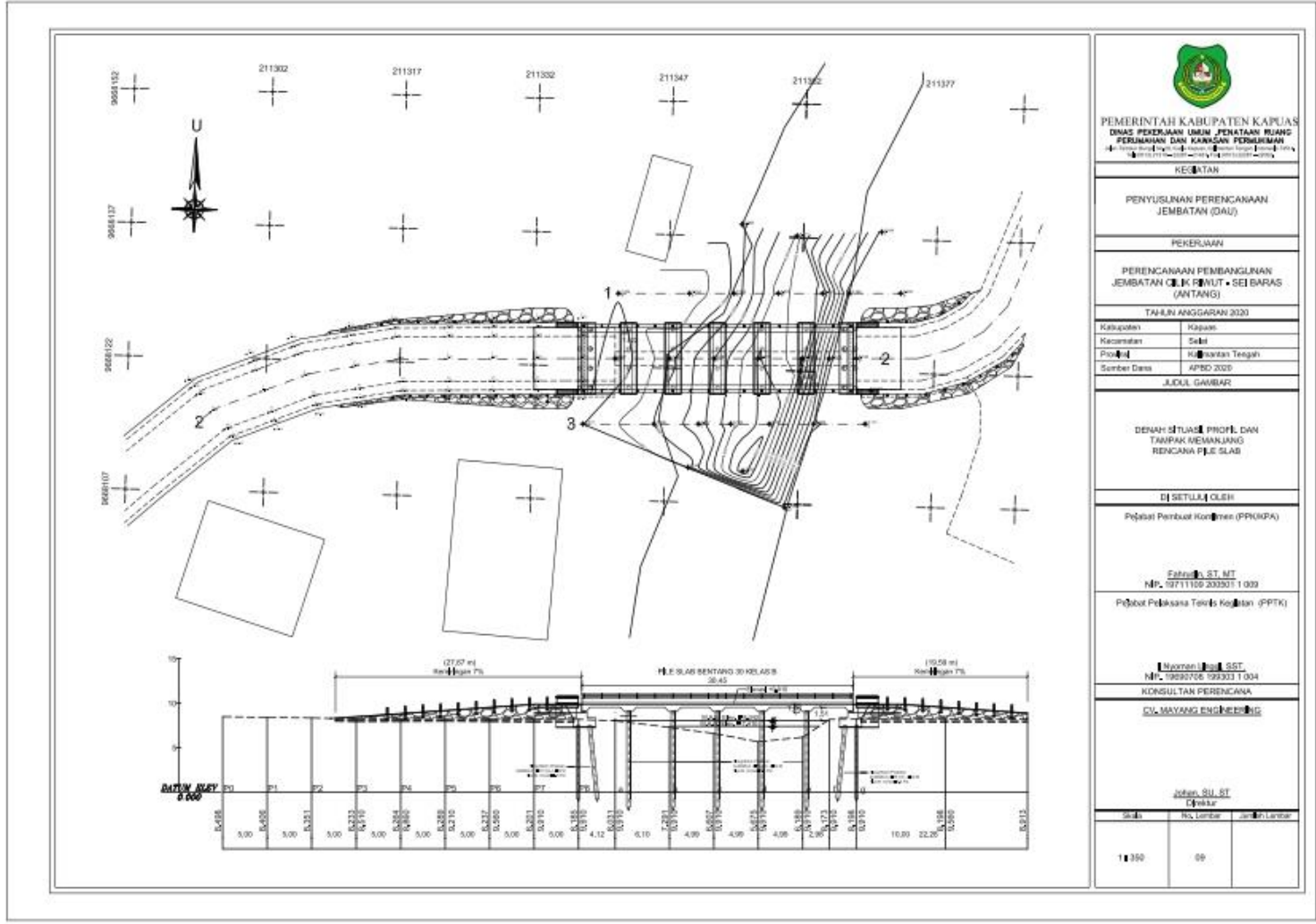
Fathulh, ST, MT
 NIP. 19711108 200501 1 009
 Pejabat Pelaksana Teknis Kabupaten (PPTK)

Muhammad, ST
 NIP. 19930708 199303 1 004
 KONSULTAN PERENCANA

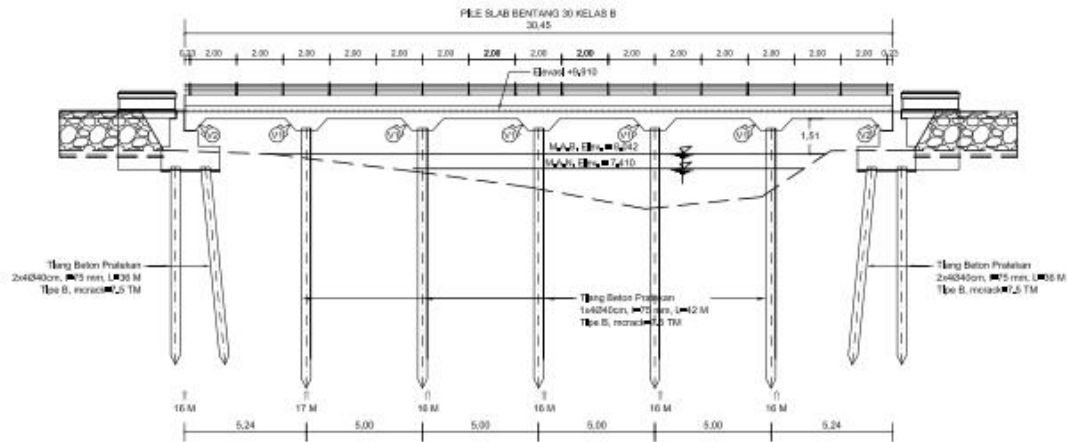
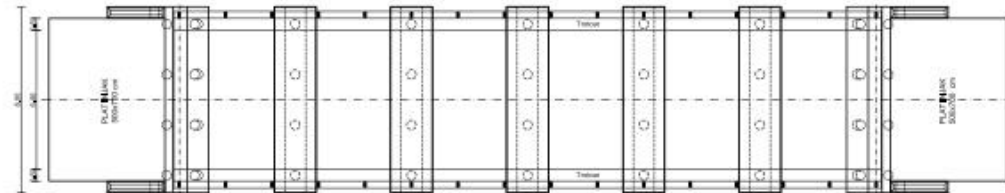
CV. MAYANG ENGINEERING

Johan, SU, ST
 Direktur

Skala	No. Lembar	Jumlah Lembar
1 : 350	08	



 PEMERINTAH KABUPATEN KAPUAS DINAS PEKERJAAN UMUM, PENATAAN RUANG PERUMAHAN DAN KAWASAN PERKOTAAN <small>Jl. Veteran No. 100, Kota Kapuas, Kalimantan Tengah 72000</small>	
REKABATAS	
PENYUSUNAN PERENCANAAN JEMBATAN (DAU)	
PEKERJAAN	
PERENCANAAN PEMBANGUNAN JEMBATAN C. K. PINUT • SEI BARAS (ANTANG)	
TAHUN ANGGARAN 2020	
Kabupaten	Kapuas
Kecamatan	Selat
Pos	Kabupaten Tengah
Sumber Data	APBD 2020
JUDUL GAMBAR	
DENAH SITUASI, PROFIL, DAN TAMPAK MEMANJANG RENCANA PERE SLAB	
DITETAPKAN OLEH	
Pejabat Pembuat Komando (PPUKP)	
Fakhri, S.T., MT NP. 9711159 202001 1 000 Pejabat Pelaksana Tugas Kabupaten (PPTK)	
Nyoman, S.T., SST NP. 1968706 199303 1 004 KONSULTAN PERENCANA CV. MAYANG ENGINEERING	
Johan, S.H., ST Pejabat	
Skala	1:100
Revisi	00
Halaman	00



PEMERINTAH KABUPATEN KAPUAS
DINAS PERENCANAAN UMUM, PENATAAN RUANG
PERUMAHAN DAN KAWASAN PERUMAHAN

KEKANTONAN

PENYUSUNAN PERENCANAAN
JEMBATAN (DAU)

PEKERJAAN

PERENCANAAN PEMBANGUNAN
JEMBATAN CIK PULUT + SEI BARAS
(ANTANG)

TAHAP ANGGARAN 2020

Kabupaten	Kapuas
Kacamatan	Sekat
Provinsi	Kalimantan Tengah
Sumber Dana	APBD 2020

JUDUL GAMBAR

DENAH DAN TAMPAK MEMANJANG
PILE SLAB

DITETAPILAH OLEH

Pepijat Pembuat Kerangka (PPOKPA)

Fahri S. ST. MT

NIP. 19711108 200303 1 002

Pelobot Pelaksanaan Teknik Kejuruan (PPTK)

Moeman S. ST.

NIP. 19692708 199303 1 004

KONSULTAN PERENCANAAN

CV. MAYANG ENGINEERING

Johan S. ST.

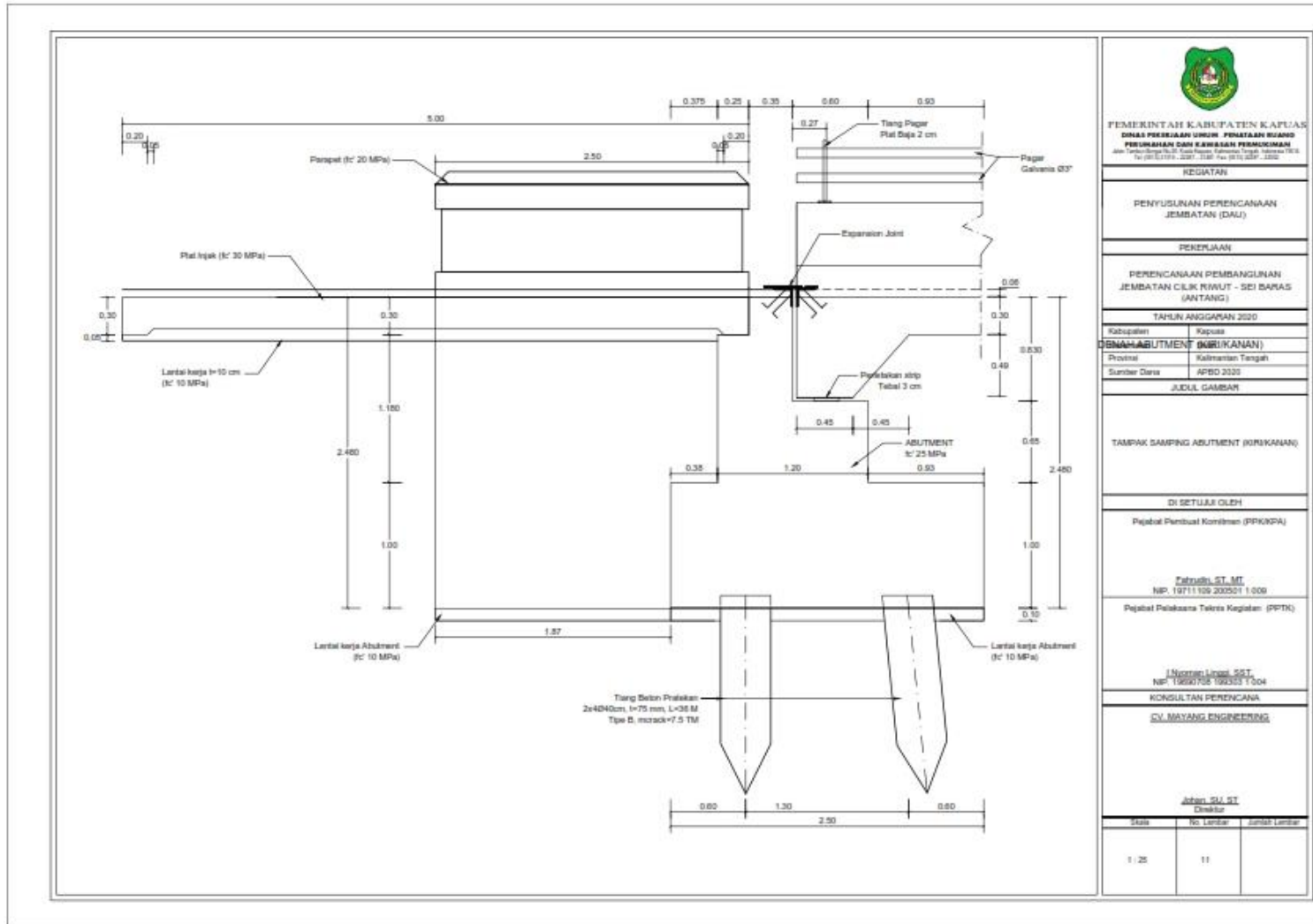
Direktur

Skala: No. Lembar: dan No. Lembar

1/100

10

dan No. Lembar



PEMERINTAH KABUPATEN KAPUAS
 DINAS PERENCANAAN, PENATAAN RUANG
 PERUMAHAN DAN KAWASAN PERMUKIMAN
 Jl. Pahlawan Sempurna, Kalimantan Tengah, Indonesia
 Telp. (0511) 7191, 2297, 2349 Fax. (0511) 2297, 2322

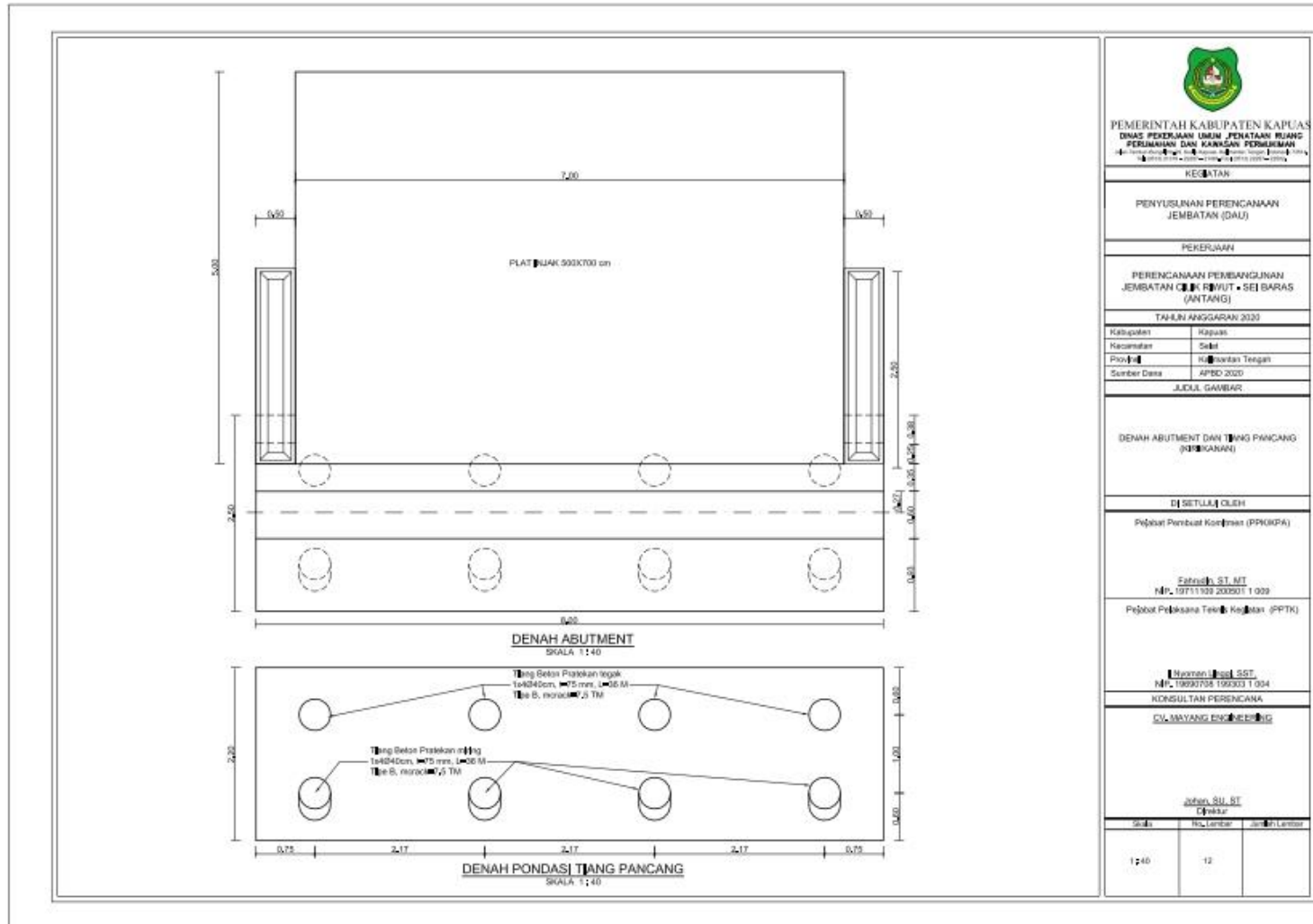
KEGIATAN	
PENYUSUNAN PERENCANAAN JEMBATAN (DAU)	
REKERJAAN	
PERENCANAAN PEMBANGUNAN JEMBATAN CIKIK KWUT - SEI BAKAS (ANTANG)	
TAHUN ANGGARAN 2020	
Kabupaten	Kapuas
DAERAH ABUTMENT (KAWASAN)	
Provinsi	Kalimantan Tengah
Sumber Dana	APBD 2020

JUJUK GAMBAR
 TAMPAK SAMPAH ABUTMENT (KAWASAN)

DI SETUJAI OLEH
 Pejabat Pembuat Komitmen (PPKPKA)
 Fahudin, ST, MT
 NIP. 19711105 200501 1 008
 Pejabat Pelaksana Tugas Kegiatan (PPTK)

Disetujui Oleh
 Konsultan Perencana
 CV. MAYANG ENGINEERING

Johan Dju ST Direktur		
Skala	No. Lembar	Jumlah Lembar
1 : 25	11	



PEMERINTAH KABUPATEN KAPUAS
DINAS PERENCANAAN UMUM, PENATAAN RUANG
PERUMAHAN DAN KAWASAN PERUMAHAN

KEKANTONAN

PENYUSUNAN PERENCANAAN
JEMBATAN (DAU)

PEKERJAAN

PERENCANAAN PEMBANGUNAN
JEMBATAN CIKIL (MUT + SE) BARAS
(ANTANG)

TAHAP ANGGARAN 2020

Kabupaten	Kapuas
Kacamatan	Selat
Provinsi	Kalimantan Tengah
Sumber Dana	APBD 2020

JUDUL GAMBAR

DENAH ABUTMENT DAN TIANG PANCANG
(JEMBATAN)

DISENOLAH OLEH

Pegawai Pembuat Kerjasama (PPK/KA)

Erdy P. ST, MT
NIP. 19711102 200303 1 002

Pegawai Pelaksanaan Teknik Kejurutan (PPTK)

Norman S. ST
NIP. 1962708 196303 1 034

KONSULTAN PERENCANA

CV. MASYANG ENGINEERING

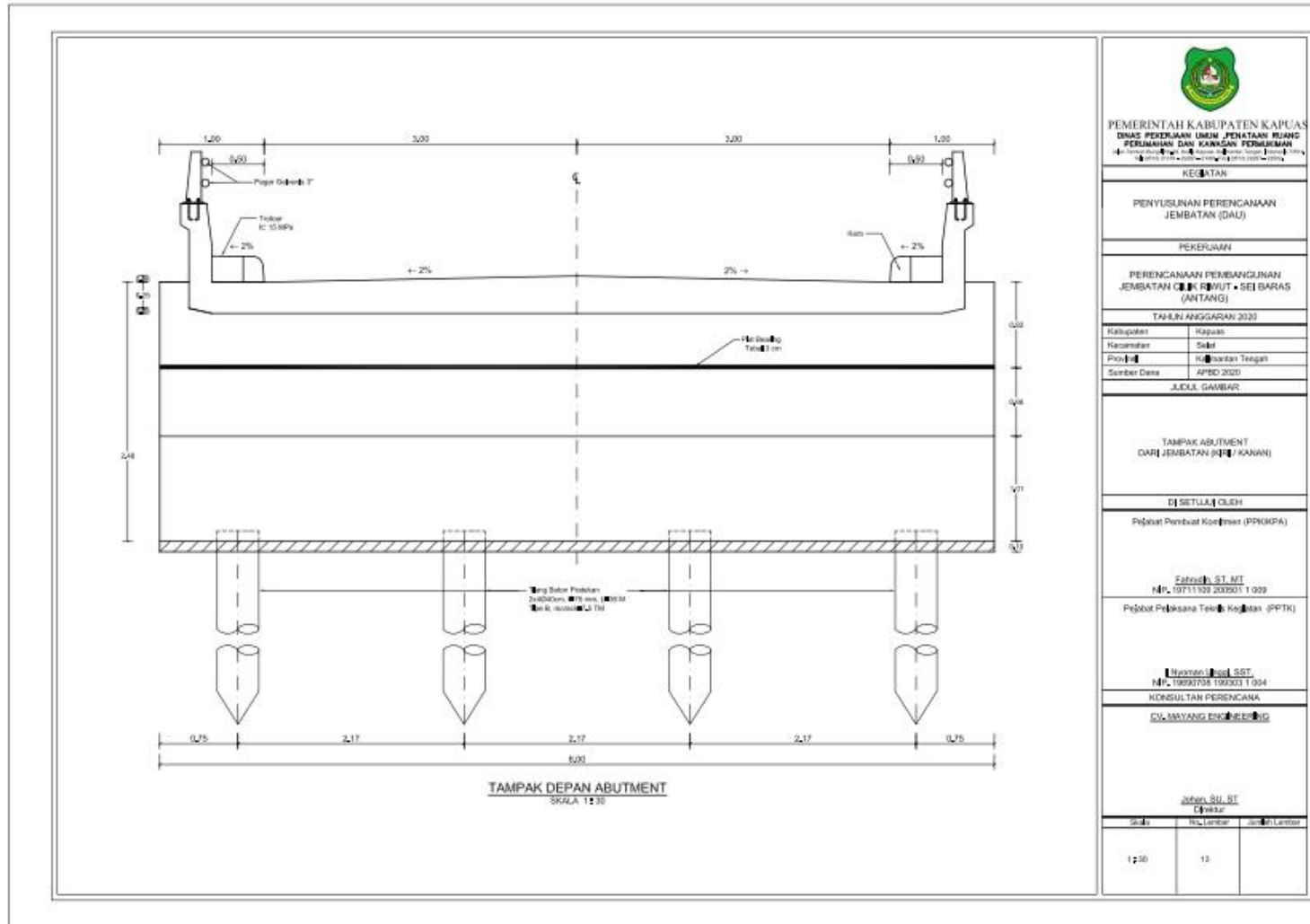
Juhan, SU, ST

Seal **Revisi** **Revisi**

1:40

12

12



PEMERINTAH KABUPATEN KAPUAS
DINAS PERENCANAAN UMUM, PENATAAN RUANG
PERENCANAAN DAN KAWASAN PERENCANAAN

KEKANTONAN

PENYUSUNAN PERENCANAAN
JEMBATAN (DAU)

PEKERJAAN

PERENCANAAN PEMBANGUNAN
JEMBATAN CUKUT + SEI BARAS
(ANTANG)

TAHAP ANGGARAN 2020

Kabupaten	Kapuas
Kacamatan	Sebat
Provinsi	Kalimantan Tengah
Sumber Dana	APBD 2020

JUDUL GAMBAR

TAMPAK ABUTMENT
DARI JEMBATAN (PILIH KAWAN)

DISENOLAH OLEH

Pepitah Pembuat Kerjasama (PPIK/KA)

Erdy ST, MT
NIP. 19711102 200303 1 002

Pegawai Pelaksanaan Teknik Kejuruan (PPTK)

Yusman SST
NIP. 1962708 196303 1 004

KONSULTAN PERENCANAAN

CV. MASYANG ENGGING

Johan, SU, ST

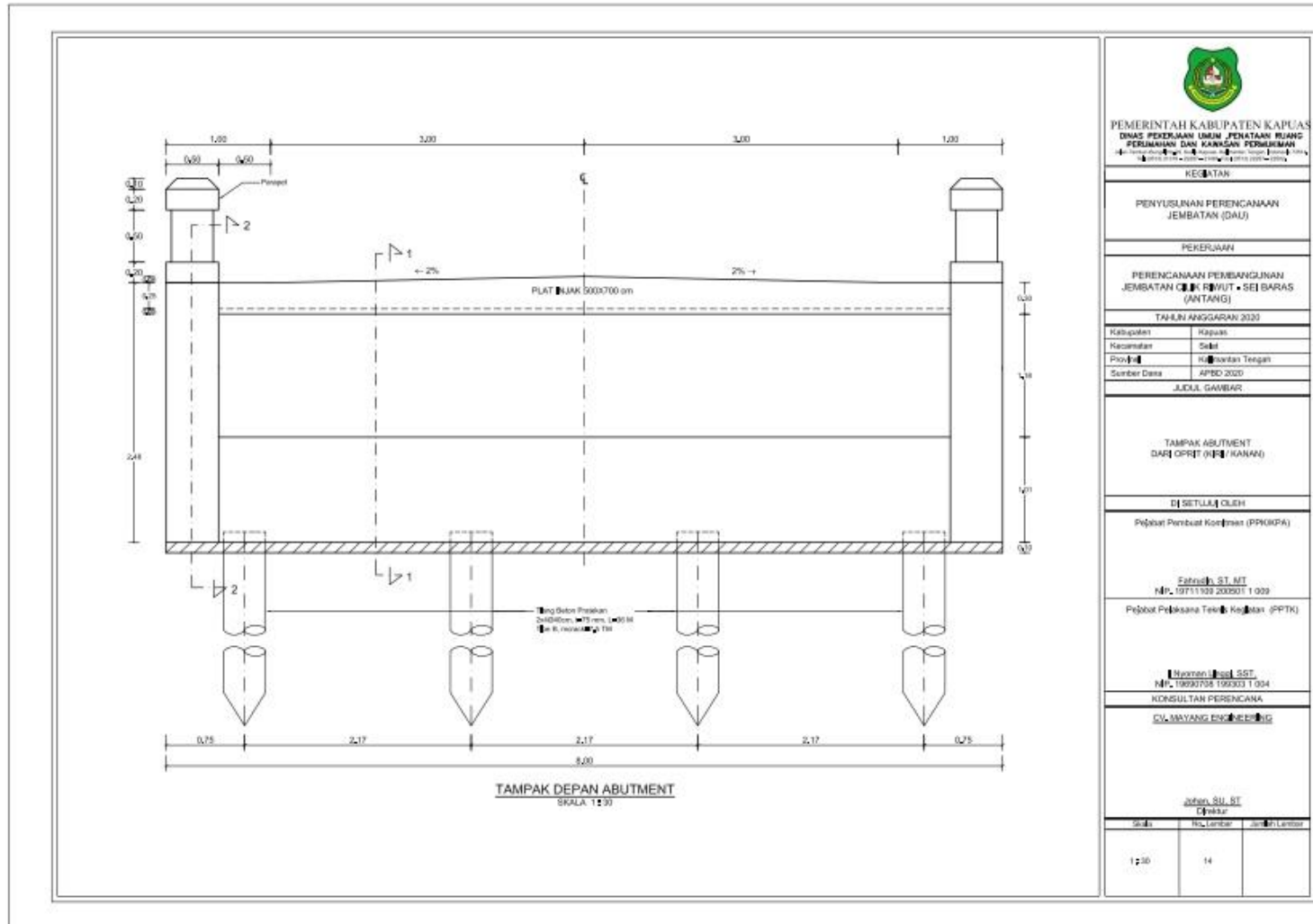
Direktur

Sebut, N, Lantar, dan Lantar

1:20

13

dan Lantar



PEMERINTAH KABUPATEN KAPUAS
DINAS PERENCANAAN UMUM, PENATAAN RUANG
PERENCANAAN DAN KAWASAN PERENCANAAN

KEKANTONAN

PENYUSUNAN PERENCANAAN
JEMBATAN (DAU)

PEKERJAAN

PERENCANAAN PEMBANGUNAN
JEMBATAN CUKUT + SEI BARAS
(ANTANG)

TAHAP ANGGARAN 2020

Kabupaten	Kapuas
Kacamatan	Selat
Provinsi	Kalimantan Tengah
Sumber Dana	APBD 2020

JUDUL GAMBAR

TAMPAK ABUTMENT
DARI DEPAN (KIRI/KANAN)

DITETAPKAN OLEH

Pegawai Pembuat Kerjasama (PPKPKA)

Erdan, ST, MT
NIP. 19711102 200301 1 002

Pegawai Pelaksanaan Teknik Kejuruan (PPTK)

Harman, SST
NIP. 1962708 196303 1 034

KONSULTAN PERENCANAAN

CV. MASYANG ENGINEERING

Johan, SU, ST

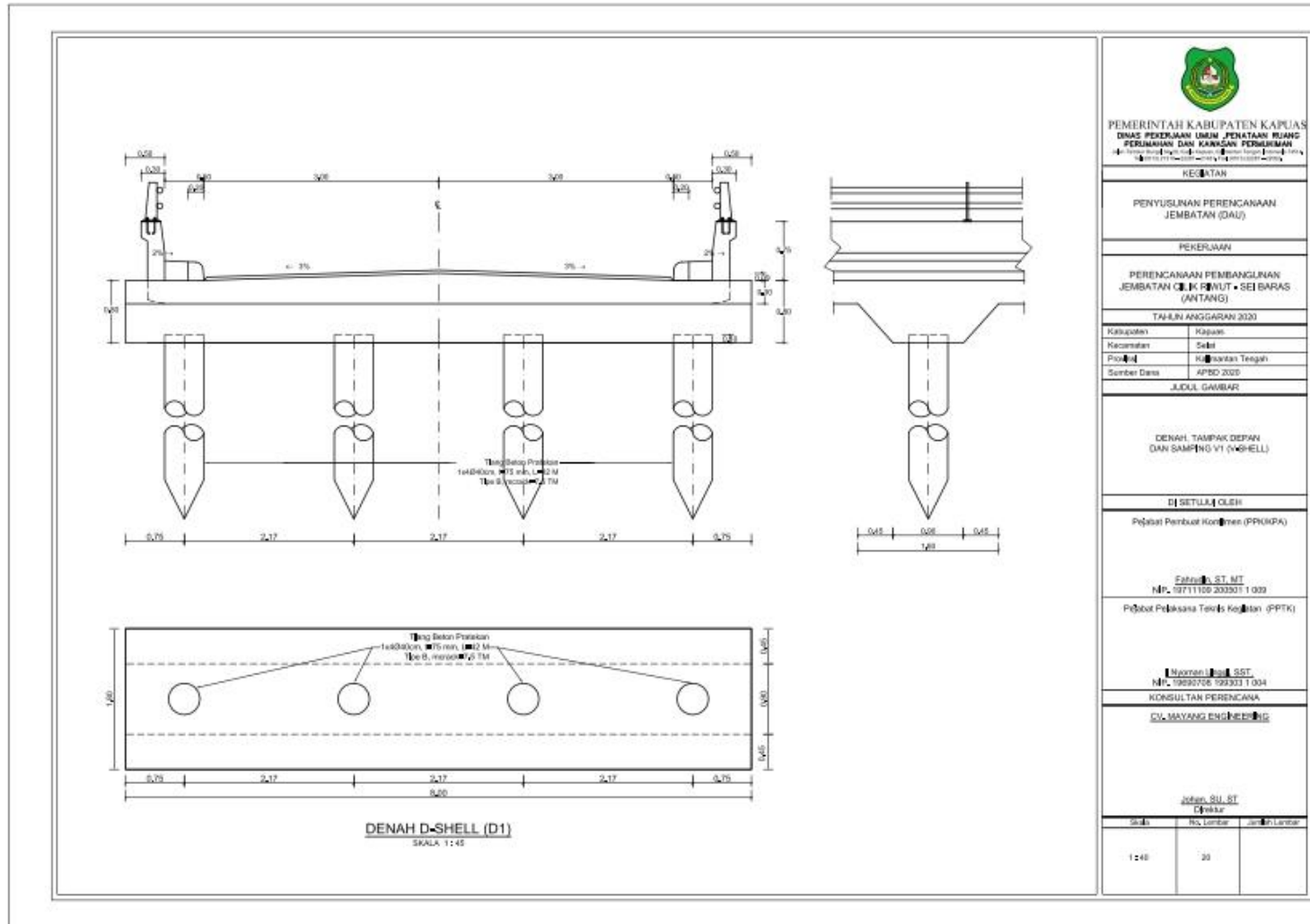
Direktur

Selamat, Lanting, dan Lanting

1:20

14

Johan, Lanting



PEMERINTAH KABUPATEN KAPUAS
DINAS PERENCANAAN UMUM, PENATAAN RUANG
PERENCANAAN DAN KAWASAN PERENCANAAN

KEKANTONAN

PENYUSUNAN PERENCANAAN
JEMBATAN (DAU)

PEKERJAAN

PERENCANAAN PEMBANGUNAN
JEMBATAN CIK PULUT + SEI BARAS
(ANTANG)

TAHAP ANGGARAN 2020

Kabupaten	Kapuas
Kacamatan	Sebat
Poskod	Kabupaten Tengah
Sumber Dana	APBD 2020

JUDUL GAMBAR

DENAH, TAMPAN DEPAN
DAN SAMPAING V1 (D-SHELL)

DITETAPILAH OLEH:

Pejabat Pembuat Kerangka (PPOKPA)

Fahmi, ST, MT
NIP. 19711108 200303 1 002

Pejabat Pelaksana Teknik Kanton (PPTK)

Moeman, SST
NIP. 1962708 193303 1 004

KONSULTAN PERENCANA

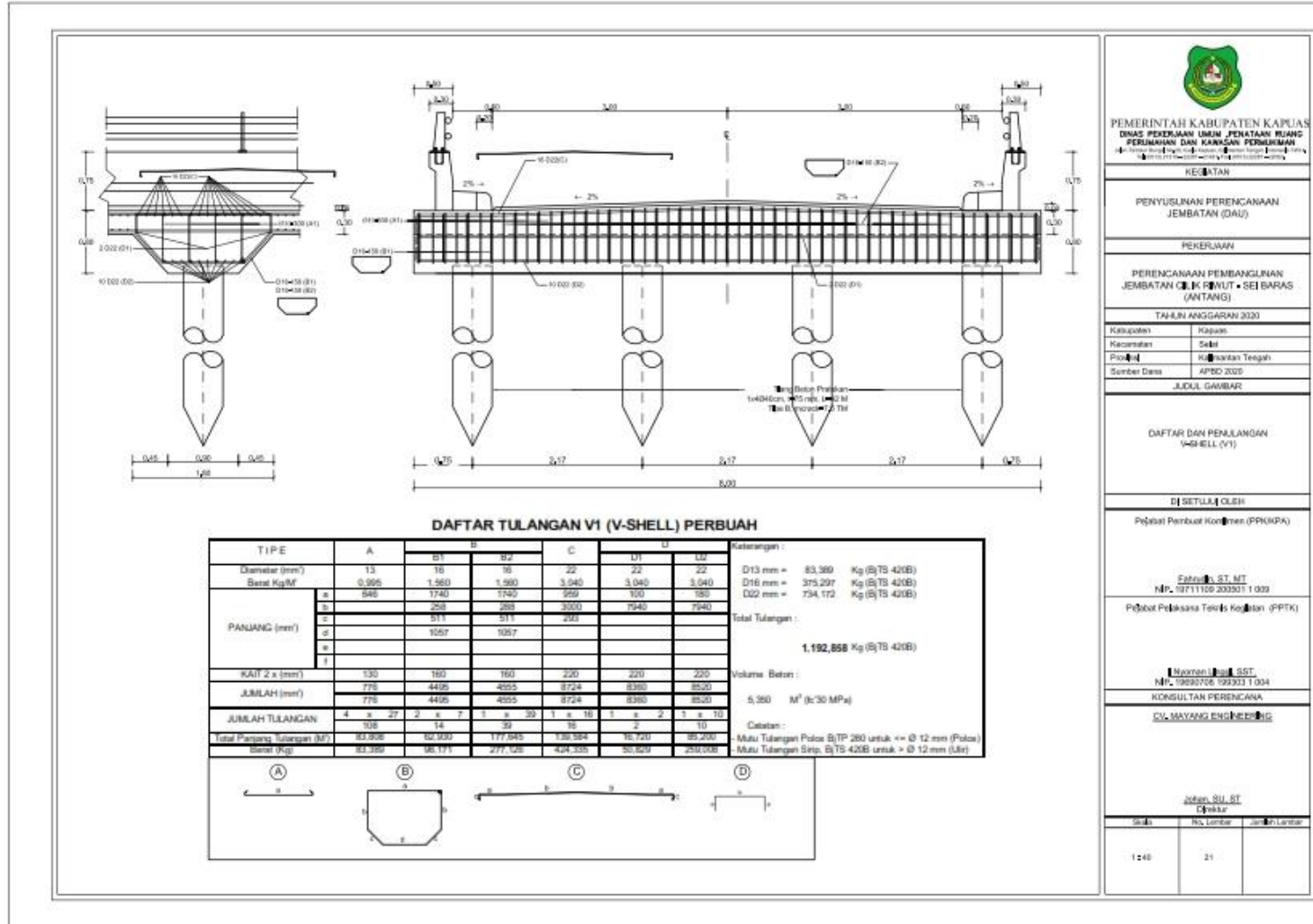
CV. MASYANG ENGINEERING

Jordan, SU, ST

Direktur

Skala, No. Lembar, dan Jumlah Lembar

1248 20 3



PEMERINTAH KABUPATEN KAPUAS
DINAS PERENCANAAN UMUM, PENATAAN RUANG
PERENCANAAN DAN KAWASAN PERENCANAAN

KEKANTONAN

PENYUSUNAN PERENCANAAN
JEMBATAN (DAU)

PEKERJAAN

PERENCANAAN PEMBANGUNAN
JEMBATAN CILIK PERLUT + SEI BARAS
(ANTANG)

TAHAP ANGGARAN 2020

Kabupaten	Kabupaten
Kacamatan	Selat
Posid	Kawasan Tengah
Sumber Dana	APBD 2020

JUDUL GAMBAR

DAFTAR DAN PENILAIAN
(4-SHELL (V1))

[] SETUJAI [] GLESH

Pejabat Pembuat Komitmen (PPK/PA)

Erlangga, ST, MT
NIP. 19711108 200303 1 002

Pejabat Pelaksana Teknis Kabupaten (PPTK)

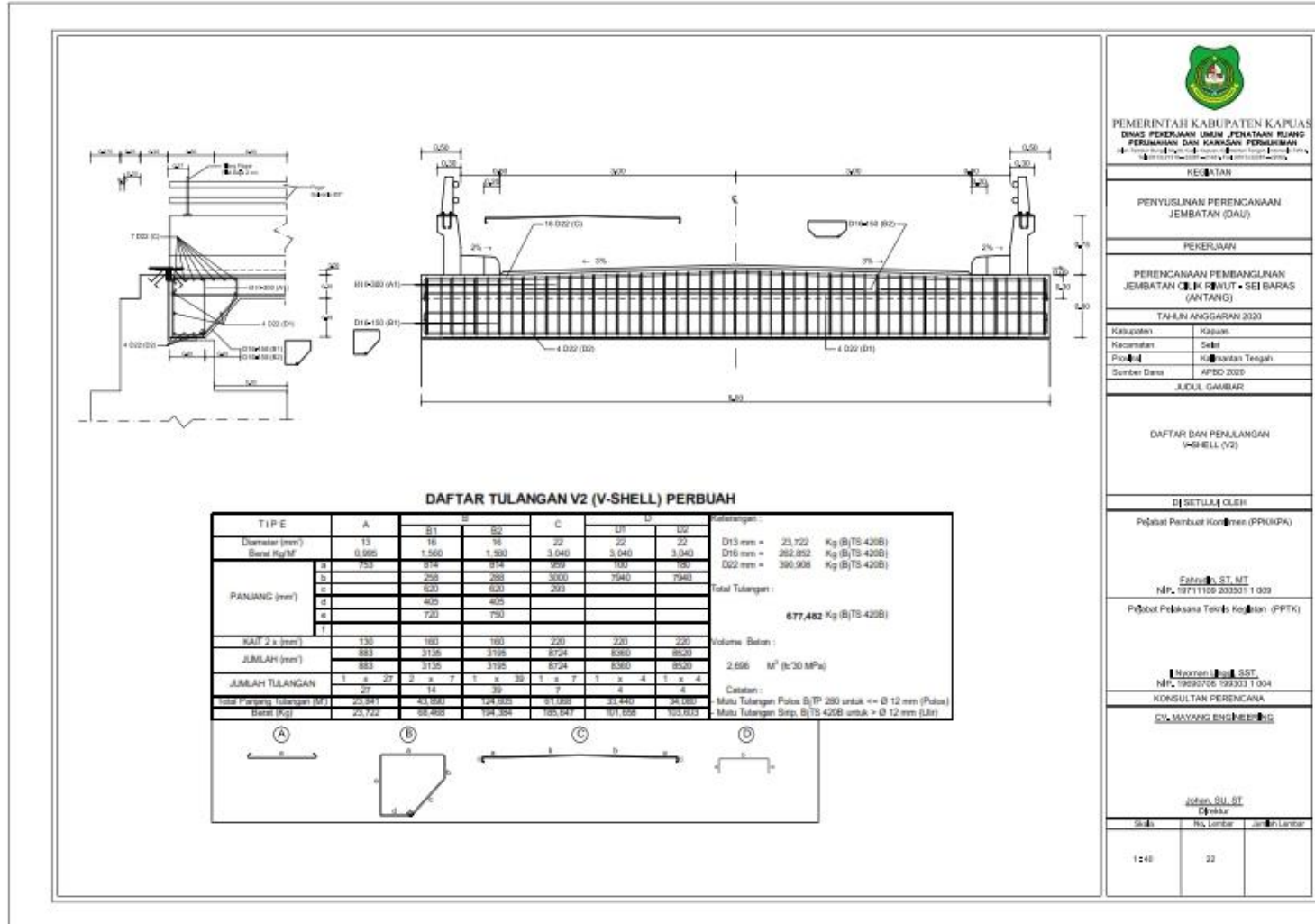
Yusman, ST, SST
NIP. 19692708 199303 1 004

KONSULTAN PERENCANAAN

CV. MASYARAKAT ENJINIERING

Jordan, SU, ST
Dinas

Skala	No. Lembar	Jumlah Lembar
1:200	21	



DAFTAR TULANGAN V2 (V-SHELL) PERBUAH

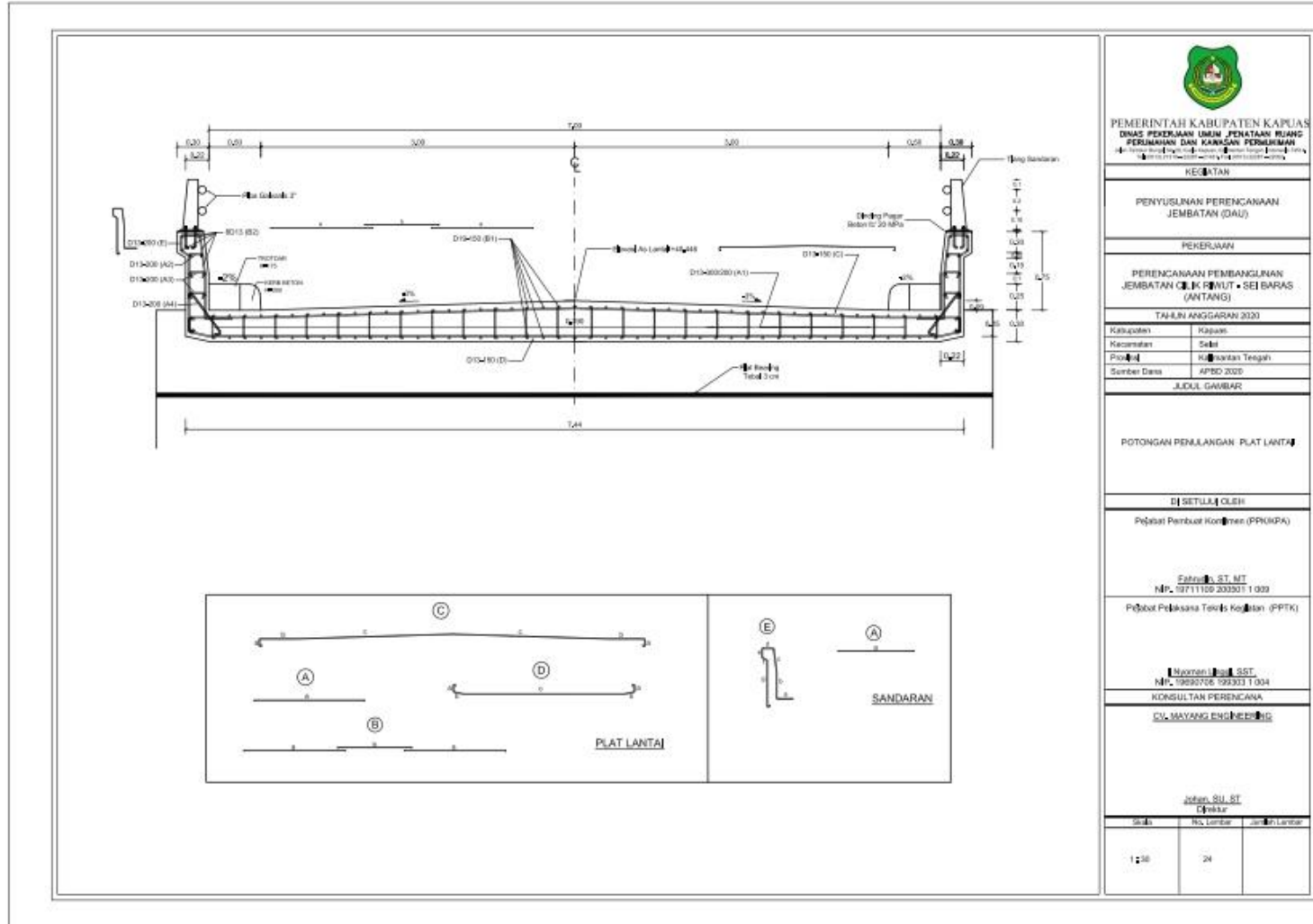
TIPe	A	B	C	D1	D2	
Diameter (mm)	13	16	16	22	22	
Barat Kg/M	0,095	1,560	1,900	3,040	3,040	
PANJANG (mm)	a	753	814	814	950	100
	b	250	280	3000	790	790
	c	620	620	293		
	d	405	405			
	e	720	750			
RAM 2 x (mm)	130	160	160	220	220	
JUMLAH (mm)	883	3135	3195	8724	8360	
	883	3135	3195	8724	8360	
JUMLAH TULANGAN	1	22	2	8	30	1
	1	8	22	8	7	1
100% Pasang (tulangan 10')	25,841	43,990	124,935	91,888	33,440	24,180
Barat (kg)	25,722	68,488	194,384	185,847	101,658	303,003

Volume Beton : 2,656 M³ (k=30 MPa)

Detailan :
 Mutu Tulangan Polos B/TP 280 untuk <= Ø 12 mm (Polos)
 Mutu Tulangan Strip B/TS 400B untuk > Ø 12 mm (Ulin)

Material :
 D13 mm = 23,722 Kg (B/TS 400B)
 D16 mm = 262,852 Kg (B/TS 400B)
 D22 mm = 390,938 Kg (B/TS 400B)

Total Tulangan : 677,462 Kg (B/TS 400B)



PEMERINTAH KABUPATEN KAPUAS
 DINAS PERENCANAAN UMUM, PENATAAN RUANG
 PERUMAHAN DAN KAWASAN PERUMAHAN

KEKAWATAN	
PENYUSUNAN PERENCANAAN JEMBATAN (DAU)	
PEKERJAAN	
PERENCANAAN PEMBANGUNAN JEMBATAN CIK BEWUT + SEI BARAS (ANTANG)	
TAHAP ANGGARAN 2020	
Kabupaten	Kapuas
Kacamatan	Selat
Provinsi	Kalimantan Tengah
Sumber Dana	APBD 2020

JUDUL GAMBAR

POTONGAN PENJALANGAN PLAT LANTAJ

DITETAPILAH OLEH

Pepijat Pembuat Kerangka (PPOKPA)

Fahmi S. ST. MT
 NIP. 19711108 200303 1 009

Pelobot Pelaksanaan Teknik Kejuruan (PPTK)

Norman S. ST.
 NIP. 19620708 199303 1 004

KONSULTAN PERENCANAAN

CV. MASYARAKAT ENGINEERING

Johan S. ST.
 Pelobot

Skala	No. Lembar	Jumlah Lembar
1:20	24	

TAMPAK TIANG
SKALA 1:10

POTONGAN A - A
SKALA 1:10

DAFTAR TULANGAN KEPALA TIANG DAN TUMPUAN
ISIAN TIANG BETON PRATEKAN : 400 mm, t=75 mm

Tipe	A	B (Spiral)	Keterangan
Ukuran (mm)	19	12	Panjang Tiang (m) = 1,6 (Abdimat 1 dan 2)
Berat Kg/M	2.250	0.887	Total Berat tulangan :
			± 12 mm = 6.503 Kg (B/TP 280)
			D19 mm = 39.600 Kg (B/TS 400B)
PAJANG (mm)			Volume Beton :
			Isian Tiang 0,049 M ³ / meter (f'c 30 MPa)
KAD 2 x 4 (mm)	-	-	Detailan :
ZIMKAP (mm)	2200	7200	- Mula Tulangan Pokok B/TP 280 untuk <= Ø 12 mm (Poli)
JUMLAH TULANGAN	1 x 8	1 x 1	- Mula Tulangan Semp. B/TS 400B untuk > Ø 12 mm (Ulr)
Total Panjang Seluruh (m)	17.800	7.300	- Selimut beton = 50 mm
Berat (Kg)	39.600	6.503	

Tipe	A	B (Spiral)	Keterangan
Ukuran (mm)	19	12	Panjang Tiang (m) = 3,00 (V-SHELL 1)
Berat Kg/M	2.250	0.887	Total Berat tulangan :
			± 12 mm = 12.130 Kg (B/TP 280)
			D19 mm = 84.800 Kg (B/TS 400B)
PAJANG (mm)			Volume Beton :
			Isian Tiang 0,049 M ³ / meter (f'c 30 MPa)
OVERLAP 20 D	-	480	Detailan :
KAD 2 x 4 (mm)	-	-	- Mula Tulangan Pokok B/TP 280 untuk <= Ø 12 mm (Poli)
ZIMKAP (mm)	3000	13875	- Mula Tulangan Semp. B/TS 400B untuk > Ø 12 mm (Ulr)
JUMLAH TULANGAN	1 x 8	3 x 1	- Selimut beton = 50 mm
Total Panjang Seluruh (m)	35.800	13.875	
Berat (Kg)	84.800	12.130	

DETAIL SAMBUNGAN PLAT

DETAIL SAMBUNGAN TIANG PANGCANG

DETAIL SEPATU

PEMERINTAH KABUPATEN KAPUAS
DINAS PERENCANAAN UMUM, PENATAAN RUANG PERUMAHAN DAN KAWASAN PERUMAHAN

K E J A T A N

PENYUSUNAN PERENCANAAN JEMBATAN (DAU)

PEKERJAAN

PERENCANAAN PEMBANGUNAN JEMBATAN CILIK PERWUT + SEI BARAS (ANTANG)

TAHLIN ANGGARAN 2020

Kabupaten	Kabupaten
Kacamatan	Selat
Pos	Kawasan Tengah
Sumber Dana	APBD 2020

JUDUL GAMBAR

PENJALANAN & DETAIL HUBUNGAN TIANG PANGCANG BETON

[] SETUJUL OLEH

Pejabat Pembuat Komitmen (PPK/PA)

Ehman, ST, MT
NIP. 19711108 200303 1 009

Pejabat Pelaksana Teknis Kegiatan (PPTK)

Nurman, SST
NIP. 19692708 199303 1 004

KONSULTAN PERENCANAAN
CV. MAYANG ENGINEERING

Johan, SU, ST
Ditunjuk

Skala	No. Lembar	Jumlah Lembar
1:25	26	