

TUGAS AKHIR

MENGHITUNG DAYA DUKUNG TIANG PANCANG PADA GEDUNG PERKANTORAN MENGGUNAKAN DATA SPT DAN SONDIR DENGAN METODE DÉCOURT-QUARESMA 1982, MAYERHOF 1956, SCHMERTMANN 1975 DAN LCPC 1982 (*ANALYSIS OF PILE FOUNDATION BUILDING OFFICE USING DÉCOURT-QUARESMA 1982, MAYERHOF 1956, SCHMERTMANN 1975 AND LCPC 1982 METHODS*)

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



**Disty Suci Anggi Yani
14511102**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2021**

TUGAS AKHIR

**MENGHITUNG DAYA DUKUNG TIANG PANCANG
PADA GEDUNG PERKANTORAN MENGGUNAKAN
DATA SPT DAN SONDIR DENGAN METODE
DÉCOURT-QUARESMA 1982, MAYERHOF 1956,
SCHMERTMANN 1975 DAN LCPC 1982
(ANALYSIS OF PILE FOUNDATION BUILDING OFFICE
USING DÉCOURT-QUARESMA 1982, MAYERHOF 1956,
SCHMERTMANN 1975 AND LCPC 1982 METHODS)**

Disusun oleh

Disty Suci Anggi Yani

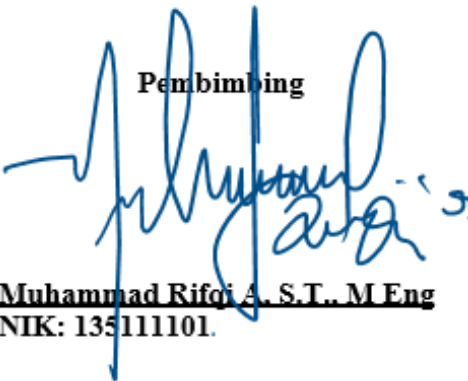
14511102

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

Diuji pada tanggal 27 Januari 2021

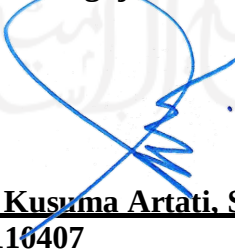
Oleh Dewan Penguji

Pembimbing



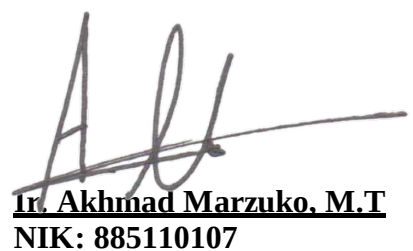
Muhammad Rifqi A. S.T., M.Eng
NIK: 135111101.

Penguji I



Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T
NIK: 045110407

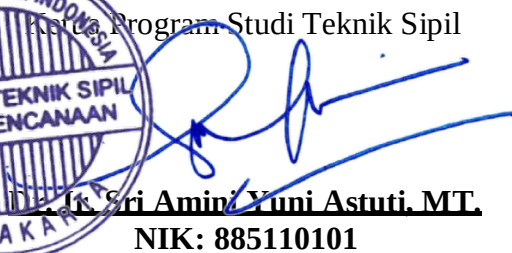
Penguji II



Ir. Akhmad Marzuko, M.T
NIK: 885110107

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil



Sri Aminah Yuni Astuti, M.T
NIK: 885110101

PERNYATAAN

Dengan ini saya menyatakan bahwa:

1. Karya tulis ini adalah asli dan belum pernah diajukan untuk mendapat gelar akademik apapun, baik di Universitas Islam Indonesia maupun Perguruan Tinggi lainnya.
2. Karya tulis ini adalah merupakan gagasan, rumusan dan penelitian saya sendiri, tanpa bantuan pihak lain kecuali arahan Dosen Pembimbing.
3. Dalam karya tulis ini tidak terdapat karya atau pendapat orang lain, kecuali secara tertulis dengan jelas dicantumkan sebagai acuan dalam naskah dengan disebutkan nama penulis dan dicantumkan dalam daftar pustaka.
4. Program *software* komputer yang digunakan dalam penelitian ini sepenuhnya menjadi tanggung jawab saya, bukan tanggung jawab Universitas Islam Indonesia.
5. Pernyataan ini saya buat dengan sesungguhnya dan apabila di kemudian hari terdapat penyimpangan dan ketidakbenaran dalam pernyataan ini, maka saya bersedia menerima sangsi akademik dengan pencabutan gelar yang sudah diperoleh, serta sangsi lainnya sesuai dengan norma yang berlaku di Perguruan Tinggi.

Yogyakarta, 28 Februari 2021

Yang membuat pernyataan,



Disty Suci Anggi Yani

NIM: 14511102

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kepada Tuhan yang maha Esa, sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul *Menghitung Daya Dukung Tiang Pancang Pada Gedung Perkantoran Menggunakan Data Spt Dan Sondir Dengan Metode Décourt-Quaresma 1982, Mayerhof 1956, Schmertmann 1975 Dan LCPC 1982*. 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.

Selanjutnya, izinkan penyusun mengucapkan terima kasih yang tak terhingga kepada pihak-pihak yang telah membimbing dan membantu dalam penyusunan Tugas Akhir ini. Ucapan terima kasih tersebut penyusun sampaikan kepada :

1. Bapak Muhammad Rifqi A, S.T., M Eng, selaku Dosen Pembimbing tugas akhir, terima kasih atas bimbingan, nasehat dan dukungan yang diberikan kepada penyusun selama penyusunan Laporan Tugas Akhir maupun dalam masa perkuliahan.
2. Ibu Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T. Selaku Dosen Penguji I dan Bapak Ir. Akhmad Marzuko, M.T. Selaku Dosen Penguji II, terima kasih untuk segala bantuan, nasehan dan dukungan kepada penyusun.
3. Ibu Sri Amini Yuni Astuti, Dr. Ir. M.T selaku Ketua Prodi Teknik Sipil.
4. Seluruh dosen dan pengajar FTSP UII, terima kasih atas saran dan bimbingannya selama perkuliahan.
5. Orang tua tercinta Bapak Syafrudin dan Ibu Hesty Soelistyowati yang selalu memberikan do'a, semangat dan nasihat kepada saya sehingga laporan Tugas Akhir ini dapat saya selesaikan.
6. Kaka tercinta yaitu Dina Febry dan adik tersayang yaitu Ziqni Syarif dan Ahmad Rizky Syarif, terima kasih selalu memberikan semangat untuk saya menyelesaikan Tugas Akhir ini.

7. Teman – teman setia saya yaitu Rima, Rina, Sasa dan Anggit yang selalu membimbing saya dari awal kuliah sampai saya bisa menyelesaikan Tugas Akhir, terima kasih atas segala perhatian untuk saya.
8. Teman – teman semester 1 saya kelas F, terimakasih telah menjadi bagian keluarga kecil saya selama saya berada di Jogja.
9. Dandi Satya Permana, Terima kasih atas dukungannya selama ini.
10. Keluarga besar Teknik Sipil 14 yang telah memberikan nasihat, semangat dan selalu mendoakan.

Semoga penelitian yang telah dilakukan dan disajikan dalam bentuk laporan Tugas Akhir ini dapat memberikan kontribusi yang berarti bagi dunia Teknik Sipil dan dapat bermanfaat untuk mengembangkan penelitian- penelitian selanjutnya.

Yogyakarta, 22 February 2021
Penulis

Disty Suci Anggi Yani
14511102

DAFTAR ISI

Halaman Judul	ii
Halaman Pengesahan	xii
KATA PENGANTAR	iii
DAFTAR ISI	v
DAFTAR TABEL	vii
DAFTAR GAMBAR	ix
DAFTAR LAMPIRAN	xii
ABSTRAK	xiii
ABSTRACT	xiv
LAMPIRAN	75
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Perumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Perencanaan	2
1.4 Batasan Penelitian	3
1.5 Manfaat Penelitian	3
BAB II DAYA DUKUNG TIANG	4
2.1 Tinjauan Umum	4
2.2 Pondasi Tiang Pancang	4
2.3 Penurunan	7
2.4 Penelitian Sekarang	8
BAB III LANDASAN TEORI	12
3.1 Data Karakteristik Tanah	12
3.2 Analisis Pembebanan	13
3.3 Daya Dukung Pondasi	25
3.4 Penurunan	31
BAB IV METODE PENELITIAN	35
4.1 Pelaksanaan Penelitian	35
4.2 Lokasi Penelitian	35

4.3	Pengumpulan Data	36
4.4	Tahap dan Langkah Penelitian	36
BAB 5 ANALISIS FONDASI TIANG PANCANG		39
5.1.	Data Bangunan	39
5.2.	Pembebanan Struktur	42
5.3	Hasil Analisis Program ETABS	49
5.4.	Data Karakteristik Tanah	51
5.5	Distribusi Pembebanan Tiang	53
5.6	Analisis Daya Dukung pondasi	55
5.7	Penurunan	63
5.8	Pembahasan	68
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN		72
6.1	Kesimpulan	72
6.2	Saran	72
DAFTAR PUSTAKA		74

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Perbandingan Penelitian Dahulu	9
Tabel 3.1	Berat Sendiri Bahan Bangunan	13
Tabel 3.2	Berat Sendiri Komponen Bangunan	14
Tabel 3.3	Beban Hidup Pada Lantai Gedung	15
Tabel 3.4	Beban Hidup Pada Atap Gedung	15
Tabel 3.5	Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung Untuk Beban Gempa	16
Tabel 3.6	Faktor Keutamaan Gempa	17
Tabel 3.7	Klasifikasi Situs	19
Tabel 3.8	Koefisien Situs F_v	20
Tabel 3.9	Koefisien Situs F_a	20
Tabel 3.10	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Perioda Pendek	22
Tabel 3.11	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Perioda 1 Detik	22
Tabel 3.12	Nilai Parameter Perioda Pendekatan C_t dan X	24
Tabel 3.13	Faktor Koreksi End Bearing Pada Sondir	26
Tabel 3.14	Nilai Koefisien α_p Berdasarkan q_c	28
Tabel 3.15	Nilai Koefisien α_s Berdasarkan q_c	28
Tabel 3.16	Nilai Koefisien α_s	30
Tabel 3.17	Nilai Koefisien K_{dp}	30
Tabel 3.18	Nilai Koefisien β	31
Tabel 3.19	Korelasi Nilai CPT dan Modulus Young	33
Tabel 5.1	Analisis Beban Mati dan Hidup pada Lantai	44
Tabel 5.2	Analisis Beban Mati dan Hidup pada Atap	44

Tabel 5.3	Ordinat Spektra Desain Elastik untuk Situs Kelas SE Dilokasi Pembangunan Gedung	47
Tabel 5.4	Rekapitulasi Hasil Pengujian Test Sondir Pada Lokasi Titik (S.01), (S.02), (S.03) dan (S.04)	51
Tabel 5.5	Rekapitulasi Hasil Pengujian Test SPT pada Lokasi Titik B.01 & B.02	51
Tabel 5.6	Perhitungan Kapasitas Daya Dukung Gesek Secourt- Quaresma 1982, Diameter 50	55
Tabel 5.7	Perhitungan Kapasitas Daya Dukung Gesek Secourt- Quaresma 1982, Diameter 40	57
Tabel 5.8	Perhitungan Kapasitas Daya Dukung Gesek Secourt- Quaresma 1982, Diameter 30	58
Tabel 5.9	Rekapitulasi Analisis Kapsitas Daya Dukung Pondasi Tiang	68
Tabel 5.10	Rekapitulasi Analisis Penurunan	69

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1	Ss, Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko – tertarget (MCER), kelas situ	18
Gambar 3.2	S1, Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko – tertarget (MCER), kelas situs SB	18
Gambar 3.3	Spektrum Respons Desain	23
Gambar 3.4	Perhitungan daya dukung ujung	27
Gambar 3.5	Faktor koreksi gesekan selimut tiang pada sondir	27
Gambar 3.6	Cara menghitung $q(c,eq)$ pada metode Bustamante dan Gianeselli	29
Gambar 3.7	Metode Canonica and Wesley	32
Gambar 4.1	Street view Lokasi Penelitian	35
Gambar 4.2	Bagan alir penelitian	38
Gambar 5.1	Tampak depan Kantor Bappeda	39
Gambar 5.2	Permodelan Tiang Pancang	40
Gambar 5.3	Site Plan Gedung Kantor Bappeda Lantai 1	41
Gambar 5.4	Gambar Perencanaan Gedung Bappeda Kalimantan Utara	42
Gambar 5.5	Profil Tanah Permukaan (Hipotetikal) di Lokasi Pembangunan Struktur	45
Gambar 5.5	Respons Spektra Desain Elastis untuk situs dengan $Ss0 = 0,442 \text{ g}$ dan $S1=0,139 \text{ g}$	47
Gambar 5.6	Hasil Etabs (Ton)	49
Gambar 5.7	Site Plan Gedung Kantor Bappeda pada Titik C38	50
Gambar 5.8	Site Plan Gedung Kantor Bappeda pada Titik C38	50
Gambar 5.9	Hasil Analisis Menggunakan Geo5 Dengan Metode Schmertmann	60
Gambar 5.10	Hasil Analisis Menggunakan Geo5 Dengan Metode Schmertmann	60
Gambar 5.11	Hasil Analisis Menggunakan Geo5 Dengan	

Metode Schmertmann	61
Gambar 5.12 Hasil Analisis Menggunakan Geo5 Dengan Metode Schmertmann	61
Gambar 5.13 Hasil Analisis Menggunakan Geo5 Dengan Metode Schmertmann	62
Gambar 5.14 Hasil Analisis Menggunakan Geo5 Dengan Metode Schmertmann	62
Gambar 5.15 Permodelan Metode Canonica dan Wesley	63



DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Sketsa Lokasi	77
Lampiran 2 Data Sondir (S.03)	78
Lampiran 3 Data N-SPT (B.02)	82



ABSTRAK

Pondasi merupakan bagian dari suatu sistem rekayasa yang meneruskan beban dari kolom, balok dan dinding suatu bangunan ke lapisan dibawahnya, sehingga daya dukung tanah tidak boleh dilampaui oleh beban-beban diatasnya. Wilayah Kalimantan Utara didominasi oleh tanah alluvial yang mempunyai kuat dukung sangat rendah dan dapat menyebabkan penurunan bangunan. Perencanaan pondasi yang sesuai di wilayah ini adalah perencanaan pondasi dalam dengan tiang pancang. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui nilai kapasitas daya dukung tiang menggunakan beberapa metode untuk mengetahui kondisi aman suatu bangunan.

Perhitungan daya dukung tiang menggunakan metode Schmertmann 1975, perhitungan data sondir menggunakan metode LCPC 1982 dan Mayerhof 1956, dan perhitungan data SPT menggunakan metode Luciano Decourt 1982. Metode ini dipilih karena sesuai dengan perhitungan analisis daya dukung tiang pada jenis tanah lempung. Selanjutnya dilakukan analisa penurunan pada tiang dengan menggunakan metode penurunan Cannonica dan Wesley.

Berdasarkan penelitian yang dilakukan dengan beberapa metode didapatkan hasil aman dengan menggunakan diameter tiang 40 cm dan 50 cm dan untuk hasil pendekatan analisis perhitungan kapasitas daya dukung tiang menggunakan metode LCPC 1982, Meyerhof 1956 dan Schmertman 1975 dengan tingkat akurasi 67 % – 101 %. penurunan tiang terjadi terhadap kondisi aman yaitu diameter 50 cm dan diameter 40 cm yang mana masing-masing nilai penurunan tunggalnya yaitu 44 mm dan 35 mm.

Kata Kunci: Kapasitas tiang, CPT, SPT, Penurunan Pondasi

ABSTRACT

Foundation is part of an engineering system that transmits the loads from the columns, beams and walls of a building to the innermost layer, so that the soil bearing capacity cannot be exceeded by the loads above it. North Kalimantan is dominated by alluvial soils which have very low bearing strength and can cause building collapse. Suitable foundation planning in this area is deep foundation planning with piles. The purpose of this study is to determine the value of the bearing capacity of the pile using several methods to determine the safe condition of a building.

The calculation of the bearing capacity of the pile uses the Schmertmann 1975 method, the calculation of the sondir data uses the 1982 and 1956 LCPC methods, and the calculation of the SPT data uses the Luciano Decourt 1982 method. This method was chosen because it is in accordance with the calculation of the analysis of the pile bearing capacity analysis of the type of clay soil. And then, a settlement analysis on the pole was carried out using the Cannonica and Wesley method.

Based on research conducted with several methods, it is obtained safe results using a pile diameter of 40 cm and 50 cm and for the results of the analysis approach to the calculation of the bearing capacity of the pile using the 1982 LCPC, Meyerhof 1956 and Schmertman 1975 methods with an accuracy level of 66.68 - 90.70% . Pile drop occurred in safe conditions, namely 50 cm in diameter and 40 cm in diameter, where the single reduction values were 44 mm and 35 mm respectively.

Keywords: *pile capacity, CPT, SPT, settlement, GEO-5*

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Pondasi merupakan bagian dari suatu sistem rekayasa yang meneruskan beban yang di topang dari beratnya sendiri kedalam tanah dan batuan yang terletak dibawahnya. Pondasi yang ada di dalam tanah berfungsi untuk meneruskan beban beban dari kolom, balok, dan dinding suatu bangunan ke lapisan tanah dibawahnya, sehingga daya dukung tanah tidak boleh dilampaui oleh beban-beban diatasnya. Pada pembahasan ini pondasi yang digunakan merupakan pondasi dalam yang mana pondasi dalam digunakan dikarenakan bangunan diatas merupakan bangunan kompleks atau bertingkat dan digunakan karena tanah setempat memiliki jenis tanah yang jelek/lunak.

Berhubungan dengan sifat tanah diwilayah Kalimantan Utara merupakan tanah *alluvial*, podzolik merah kuning dan latosol yang mendominasi struktur lempung yang umumnya kondisi tanah dasar pondasi mempunyai karakteristik yang sangat bervariasi yang mempengaruhi karakteristik tanah antara lain, pengaruh muka air tanah mengakibatkan berat volume tanah terendam air berbeda dengan tanah yang tidak terendam air meskipun untuk jenis tanah yang sama, jenis tanah juga berpengaruh seperti: tanah lempung yang mempunyai karakteristik fisik dan mekanik berlainan dengan tanah pasir, sehingga memberikan nilai kuat dukung tanah yang berbeda-beda pula. Masalah utama kita untuk mendesain pondasi pada daerah ini ialah dijumpai jenis tanah lunak dengan ketebalan cukup besar untuk jenis-jenis tanah lunak sendiri umumnya mempunyai kuat dukung yang sangat rendah, maka akan muncul masalah baru yaitu penurunan yang cukup besar sehingga untuk membangun sebuah bangunan di daerah ini, digunakan perencanaan pondasi dalam yaitu dengan tiang pancang yang bagian konstruksi yang dibuat tiang beton. Desain pondasi tiang pancang harus memenuhi persyaratan yaitu beban yang

diterima oleh pondasi tidak melebihi daya dukung tanah untuk menjamin keamanan bangunan, pembatasan penurunan yang terjadi pada bangunan pada nilai yang dapat diterima yang tidak merusak struktur dan pengendalian atau pencegahan efek dari pelaksanaan konstruksi pondasi terhadap bangunan disekitarnya.

1.2 Perumusan Masalah

Adapun rumusan masalah dalam perencanaan ini sebagai berikut.

1. Ditentukan nilai daya dukung pada tiang eksisting yaitu diameter 50 cm dengan panjang tiang yaitu 25 m menggunakan data Sondir dengan metode Schmertmann 1975, LCPC 1982, Meyerhof 1956 dan menggunakan data SPT dengan metode Luciano Decourt 1982.
2. Ditentukan nilai daya dukung tiang dengan menggunakan variasi yaitu diameter 30 cm dan 40 cm dengan panjang pada masing-masing tiang sebesar yaitu 25 m menggunakan data Sondir dengan metode Schmertmann 1975, LCPC 1982, Meyerhof 1956 dan menggunakan data SPT dengan metode Luciano Decourt 1982.
3. Ditentukannya nilai penurunan yang terjadi terhadap kondisi sudah aman.

1.3 Tujuan Perencanaan

Adapun rumusan masalah dalam perencanaan ini sebagai berikut.

1. Menghitung nilai daya dukung pada tiang eksisting yaitu diameter 50 cm dengan panjang tiang yaitu 25 m menggunakan data Sondir dengan metode Schmertmann 1975, LCPC 1982, Meyerhof 1956 dan menggunakan data SPT dengan metode Luciano Decourt 1982.
2. Menghitung nilai daya dukung tiang dengan menggunakan variasi yaitu diameter 30 cm dan 40 cm dengan panjang pada masing-masing tiang sebesar yaitu 25 m menggunakan data Sondir dengan Schmertmann 1975, LCPC 1982, Meyerhof 1956 dan menggunakan data SPT dengan metode Luciano Decourt 1982.
3. Menghitung nilai penurunan yang terjadi terhadap kondisi sudah aman.

1.4 Batasan Penelitian

Adapun Batasan Penelitian dalam perencanaan ini sebagai berikut.

1. Lokasi penelitian adalah Pembangunan Gedung Kantor Bappeda Provinsi Kalimantan Utara,
2. Struktur bawah yang digunakan ialah pondasi tiang pancang beton,
3. Analisis daya dukung pondasi metode LCPC 1982 & Schmertmann 1975 menggunakan analisis metode statis menggunakan bantuan aplikasi Geo-5,
4. Data tanah berdasarkan hasil penyelidikan yang dikerjakan oleh CV. Prisma Soenoe,
5. Perencanaan tahan gempa sesuai dengan peraturan SNI 03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung,
6. Jarak antar tiang ditentukan yaitu 3D,
7. Data yang digunakan untuk perhitungan pada Test Sondir menggunakan Titik S.03 dan untuk SPT menggunakan data titik B.02,
8. Tiang yang ditinjau untuk perhitungan menggunakan Titik C38,
9. Angka aman (*safety factor*) yang digunakan sebesar 2,5.

1.5 Manfaat Penelitian

Manfaat dari penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Dapat dijadikan bahan referensi pembaca untuk menghitung suatu konstruksi pondasi pada tanah lunai atau tanah yang memiliki daya dukung rendah, dan
2. Menambah pengetahuan bagi pembaca mengenai kapasitas daya dukung pada pondasi tiang pancang.

BAB II

Kapasitas Daya Dukung Tiang

2.1 Tinjauan Umum

Jusi, U (2015) menyatakan Pondasi merupakan suatu pekerjaan yang sangat penting dalam suatu pekerjaan teknik sipil, karena pondasi inilah yang memikul dan menahan suatu beban yang bekerja di atasnya yaitu beban konstruksi atas.

Sugesti, TF, dkk (2017) menyatakan penyelidikan di lapangan untuk menentukan kapasitas dukung tiang sangat beragam dan masing-masing metode penyelidikan memiliki beberapa formula dalam menentukan kapasitas tiang. Hal ini tergantung parameter yang didapatkan oleh pengujian tersebut, jika pengujian tersebut dilakukan sebelum pelaksanaan konstruksi dan data yang didupatkannya adalah karakteristik tanah maka pengujian ini disebut rumus statis, sedangkan pengujian yang dilakukan pada saat pelaksanaan konstruksi dan data yang didapatkan oleh pengujian tersebut berupa parameter pemancangan maka pengujian ini digolongkan pengujian beban skala penuh.

2.2 Pondasi Tiang Pancang

Tiang pancang adalah bagian-bagian konstruksi yang dibuat dari kayu, beton, dan baja yang digunakan untuk meneruskan beban-beban permukaan ke tingkat-tingkat permukaan yang lebih rendah dalam massa tanah (*Bowles, 1991*). Pemakaian tiang pancang dipergunakan untuk suatu fondasi 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 letaknya sangat dalam (*Sardjono*).

2.2.1 Daya Dukung Tiang Berdasarkan Metode CPT

Yusa, M, dkk (2007) menyatakan Titi dan Abu-Farsakh melakukan penelitian pada enam puluh tiang dengan dimensi yang berbeda serta bersumber dari proyek yang berbeda di Lousiana, penelitian dilakukan dengan membandingkan hasil hitungan metode-metode analisis tiang dengan hasil *static load test*. Sehingga diperoleh tiga metode yang hasilnya mendekati hasil pengujian *static load test* yaitu, metode Schmertmann (1978), De Ruiter dan Beringen(1979), Bustamante dan Gianceselli (1982), Horvitz et al melakukan studi pada beberapa pondasi tiang yang diuji sehingga mencapai keruntuhan dan menyatakan bahwa terdapat korelasi yang baik antara hasil perhitungan analitis dengan beban keruntuhan dari pondasi tiang, perhitungan analitis yang dimaksud adalah metode yang diusulkan oleh Schmertmann dan Nottingham (1975), Briaud melakukan evaluasi terhadap sembilan puluh delapan uji pembebanan tiang dengan menggunakan beberapa cara daya dukung yang diturunkan dari data CPT, hasil penelitian Briaud memberikan kesimpulan metode yang terbaik adalah metode Bustamante et al, Schmertmann dan Nottingham. Berdasarkan kesimpulan penelitian yang didapat bahwa hasil perhitungan daya dukung ultimate (Q_u) menggunakan metode Schmertmann, metode dDe Ruiter dan Beringen, metode Bustamante dan Gianceselli (LCPC) mendekati hasil yang sama dimana nilai berkisar 0,957-9,974.

Lim, A (2014) menyatakan bahwa salah satu yang sangat populer dan luas digunakan dalam dunia geoteknik adalah alat Cone Penetration Test (CPT) atau yang lebih dikenal dengan istilah alat Sondir. Alat Sondir selain lazim digunakan untuk menentukan stratifikasi tanah, juga bisa digunakan untuk mengestimasi daya dukung pondasi aksial tiang pancang tunggal, Salah satu alasannya adalah metode pengujian sondir sangat persis dengan mekanisme pemancangan tiang, metode untuk mengestimasi daya dukung aksial pondasi tiang pancang menggunakan alat sondir adalah dengan menghubungkan skala atau algoritma dengan *single-step process* sehingga komponen daya dukung pondasi tiang (gesekan selimut dan daya dukung ujung tiang) dapat dikorelasikan dengan hasil bacaan (*output*) uji sondir secara langsung (*direct method*). Pada penelitian Lim dilakukan sejumlah lima (5)

uji kapasitas aksial tiang pancang (*loading test*: Kentledge method) digunakan untuk memverifikasi tujuh metode langsung yang terpilih antara lain metode Begemann, Nottingham & Schmertman, Aoki & Velloso, Penpile, Price & Wardle, Meyerhoff, dan Philipponant. Dari hasil penelitian ini, didapatkan bahwa metode Nottingham & Schmertman merupakan metode yang baik dalam mengestimasi besarnya daya dukung aksial pondasi tiang pancang dengan besar simpangan kesalahan lebih kecil dari 10% dari acuan hasil *loading-test*.

Savira, N (2020) menyatakan bahwa Berdasarkan perhitungan yang telah dibahas sebelumnya pada titik P-1, P-4 dan P-7 perhitungan perbandingan daya dukung data laboratorium dengan data sondir dari ke tiga metode yg digunakan: metode Philliponant, metode Van Der Ween dan metode Mayerhof, maka yang paling mendekati adalah metode Mayerhof dengan nilai rata-rata sebesar 57,427% Bachtiar,V (2012) menyatakan bahwa hasil perhitungan analisis dari data CPT menggunakan metode Schmertmann dan Nottingham, De Ruiter dan Beringen, Bustamante dan Gianceselli dengan hasil PDA dan hasil perhitungan CAPWAP menunjukkan hasil yang mendekati

2.2.2 Daya Dukung Tiang Berdasarkan Metode NSPT

Wardani, MK (2016) menyatakan bahwa pada tanah pasir metode Meyerhof memiliki nilai lebih kecil dari pada metode Luciano Decourt. Contoh nilai daya dukung pada kedalaman (-15m) Qallow Meyerhof sebesar 5,44ton dan Qallow Luciano Decourt sebesar 72,83 ton. Hal ini sesuai dengan studi yang dilakukan oleh (Mardianto, 2009) bahwa metode Meyerhof hanya cocok untuk tanah pasir dan tidak disarankan pada tanah lempung. Hal ini bersesuaian dengan data tanah asli di Lokasi, dimana tanah dominan adalah tanah lempung. Metode Luciano Decourt (1982) dapat digunakan untuk perencanaan pada metode statis karena memiliki hasil daya dukung yang stabil.

Permana, PA (2019) menyatakan bahwa Metode Luciano Decourt dipilih karena memiliki daya dukung yang lebih kecil dari pada metode Mayerhof.

Savira, N (2020) menyatakan bahwa Perhitungan perbandingan daya dukung data laboratorium dengan data SPT dari ke tiga metode yg digunakan:

metode Luciano Decourt, metode Mayerhof dan metode Briaud Et Al. Maka metode yang paling mendekati adalah metode Luciano Decourt dengan nilai rata-rata selisih sebesar 77,780%

2.3 Penurunan

Teddy (2013) menyatakan salah satu metode empirik yang terpercaya untuk menghitung kapasitas daya dukung dan penurunan pondasi tiang yaitu *load test* (tes beban skala penuh) tetapi memiliki beberapa kekurangan yaitu membutuhkan biaya yang besar, waktu yang relatif lama dan bahaya bagi pekerja karena tumpukan blok-blok beton yang digunakan untuk pengujian (Setio dkk, 2000). Untuk mengatasi hal tersebut kini berkembang uji beban dinamis *High Strain Dynamics Pile Tests* (HSDPT) atau sering disebut *Pile Driving Analyzer* (PDA) Test. Uji beban dinamis memiliki beberapa keuntungan antara lain (Mhaiskar dkk, 2010 dan Vaidya dkk, 2006), dalam satu hari dapat dilakukan test beberapa tiang sehingga menghemat waktu, HSDPT membutuhkan ruang relatif kecil, mengevaluasi daya dukung dan integritas struktural tiang, dan mengevaluasi penurunan (*settlement*) tiang. Banyak studi yang dilakukan yang tidak hanya membandingkan daya dukung batas, hasil *Static Load Test* dan PDA Test tetapi juga *settlement* pondasi tiang hasil *Static Load Test* dan PDA Test seperti Goldemberg, Hernán & Goldemberg, Juan J (2000), H. Hussein & T. Slash (2009), Mhaiskar dkk (2010), Basarkar dkk (2011). Dari hasil studi tersebut memperlihatkan korelasi yang positif tidak hanya antara daya dukung batas pondasi tiang hasil *Static Load Test* dan PDA Test tetapi juga *settlement* yang dihasilkan kedua tes tersebut. Dengan korelasi yang positif ini, diasumsikan hasil *settlement* PDA Test dapat dianggap menggantikan hasil *settlement* dari *Static Load Test* sehingga nantinya digunakan untuk dibandingkan dengan hasil perhitungan *settlement* pondasi tiang metode *hand analysis* berdasarkan modelisasi sistem tiang-tanah yang dibuat dan memisahkannya menjadi bagian perlawanan dinamis dan statis. Output yang dihasilkan CAPWAP antara lain: daya dukung aksial tiang (R_u - ton), integritas tiang / keutuhan tiang (BTA - %) dan penurunan maksimum tiang (D_x - mm). Yang terakhir ini, nantinya akan dibandingkan dengan perhitungan *settlement* pondasi tiang metode *hand analysis*. Perhitungan *settlement* pondasi

tiang yang dikembangkan oleh Canonica (1991) dan Wesley (2012), didasarkan atas teori Boussinesq. Metode ini merupakan salah satu cara pendekatan yang sangat sederhana untuk menghitung penyebaran tegangan akibat pembebanan. Caranya dengan membuat garis penyebaran beban $2V: 1H$. Dalam cara ini, beban pondasi Q dianggap didukung piramid yang mempunyai kemiringan sisi $2V: 1H$ (Hary, 2002). Pada tulisan ini akan membandingkan penurunan pondasi tiang hasil metode empirik (PDA Test) dan metode praktis berdasarkan teori Canonica (1991) dan Wesley (2012) yang diterapkannya untuk tanah di Indonesia.

2.4 Penelitian Sekarang

Pada penelitian ini yang akan dilakukan, penulis mengambil objek sebuah proyek Gedung Bappeda yang telah selesai proses pembangunan, desain yang dilakukan ialah untuk meninjau kapasitas daya dukung tiang berdasarkan Data CPT menggunakan Metode Meyerhoff 1956, Schmertmann 1978 dan LCPC 1982. Perhitungan berdasarkan Data SPT menggunakan metode Luciano Decourt 1982 dan untuk mendapatkan rencana pondasi yang aman agar dapat menompang struktur atas dengan mempertimbangkan penurunan yang akan terjadi. Analisis kapasitas daya dukung menggunakan berbagai metode sehingga penulis akan membandingkan metode apa yang paling efektif untuk mendesain fondasi tiang pancang tanah alluvial di Gedung Bappeda Kalimantan Utara. Untuk mengerjakan analisis ini maka diperlukan referensi penelitian terdahulu maka dalam analisis ini perbandingan penelitian terdahulu terhadap penelitian yang akan dikerjakan dapat dilihat pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu

No	Peneliti	Judul	Tujuan	Metode	Hasil Perbandingan
1	Teddy, L (2013)	Prediksi Settlement Pondasi Tiang Cara Hand Method Vs Pile Driving Analysis (Pda) Di Kota Palembang	Mengetahui tingkat keakurasian perhitungan <i>hand method</i> dibandingkan dengan penurunan tiang hasil PDA test.	Borepile hand method menggunakan teori Canonica (1991) dan Wesley (2012), didasarkan atas teori Boussinesq dan PDA test	Perbandingan penurunan pondasi tiang hand method teori boussinesq dan pda test yang dilakukan 3 lokasi di kota palembang menunjukkan perhitungan hand method teori boussinesq secara moderat dapat memprediksi penurunan pondasi tiang di ketiga lokasi.
2	Yusa, M, Dkk (2007)	Korelasi Penentuan Daya Dukung Tiang Cara Empirik (Cpt) Dengan Pile Driven Analysis (Pda) Di Kota Pekanbaru	Membandingkan daya dukung pondasi tiang yang dihitung dengan analisis empirik dari data CPT menggunakan metode Schmertmann, De Ruiter dan Beringen, Bustamante dan Ganeselli terhadap hasil PDA di beberapa lokasi di pekanbaru, yang telah diolah dengan capwap. hasil perbandingan dinyatakan dalam koefisien korelasi.	Metode Schmertmann, De Ruiter dan Beringen, Bustamante dan Ganeselli	Hasil perhitungan daya dukung ultimate (Qu) menggunakan metode Schmertmann, metode De Ruiter dan Beringen, metode Bustamante dan Ganeselli (LCPC) mendekati hasil yang sama dimana nilai berkisar 0,957-9,974.
3	Lim, A (2014)	Evaluasi Formula Penentuan Daya Dukung Aksial Tiang Pancang Tunggal Menggunakan Data Cpt Berdasarkan Metode Langsung (Direct Method)	Membandingkan 5 uji kapasitas aksial tiang pancang dengan metode langsung.	1. Metode Begemann (1963, 1965), 2. Nottingham & Schmertman (1975), 3. Aoki & Velloso (1975), 4. Penpile (Clisby, 1978), 5. Philipponant (1980), 6. Price & Wardle (1982), 7. Meyerhoff (1956, 1976, 1983)	Didapatkan bahwa metode Nottingham & Schmertman merupakan metode yang baik dalam mengestimasi besarnya daya dukung aksial pondasi tiang pancang dengan besar simpangan kesalahan lebih kecil dari 10% dari acuan hasil Loading-Test.

Tabel 2.1 LanjutanPerbandingan Penelitian Terdahulu

No	Peneliti	Judul	Tujuan	Metode	Hasil Perbandingan
4	Wardani, Mk, Dkk (2016)	Analisis Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Berdasarkan Metode Statis Metode Dinamis Dan Kekuatan Bahan Berdasarkan Data Nspt	Membandingkan metode statis dan Dinamis.	1. Metode Statis dengan Metode Meyerhof & Luciano Decourt 2. Metode Dinamis menggunakan Metode Hiley dan Metode Modified ENR.	Perhitungan daya dukung statis dipilih metode Luciano Decourt dengan kapasitas daya dukung sebesar 134,71 ton, daya dukung metode dinamis dipilih metode ENR sebesar 97,068 ton. dari analisis kekuatan bahan diperoleh kekuatan sebesar 103,62 ton yang dibandingkan terhadap daya dukung statis, dimana dari hasil tersebut mencapai kekuatan 77% daya dukung statis.
5	Permana, Pa, Dkk (2019)	Pengaruh Kontribusi Pile Cap Terhadap Daya Dukung Dan Penurunan Tiang Pancang	Membandingkan perhitungan daya dukung tiang pancang dan penurunan menggunakan variasi penampang persegi 40x40cm dan lingkaran D40cm	Mayerhof & Luciano Decourt	Hasil analisis diperoleh nilai daya dukung pada kedalaman 25 m penampang persegi 40x40 cm metode Mayerhof sebesar 157,06 ton dan Luciano Decourt 120,02 ton. pada perencanaan dipilih dengan metode luciano decourt karena lebih kecil.
6	Marzuki, A, Dkk (2012)	Evaluasi Perkiraan Daya Dukung Teoritis Tiang Berdasarkan Data Sondir (Cpt) Dan Dial Pressure Load	Mengetahui perbandingan analisis daya dukung teoritis tiang berdasarkan data sondir dan data dial pressure load menggunakan berbagai metode.	1. Metode DCM atau (Meyerhof, 1956), 2. Schmertmann & Nottingham (1975), 3. Schmertmann Nottingham (1975) Kombinasi Tumay & Fakhroo (1981).	Metode teoritis DCM dengan menggunakan data Injection Pile, pada kedalaman 22 m memiliki qult = 199,74 ton lebih besar dari daya dukung DCM dengan menggunakan data Sondir yaitu qult = 66,30 ton dan pada kedalaman 39 m memiliki qult = 467,12 ton lebih besar dari daya dukung DCM dengan menggunakan data Sondir yaitu qult = 299,52 ton Metode teoritis Schmertmann - Nottingham dengan menggunakan data Injection Pile, pada kedalaman 22 m memiliki qult = 97,43 ton lebih besar dengan menggunakan data Sondir yaitu qult = 63,23 ton dan pada kedalaman 39 m memiliki qult = 217,92 ton lebih besar dari dengan menggunakan data sondir yaitu qult = 194,25 ton. Metode teoritis Schmertmann - Nottingham Kombinasi Tumay dan Fakhroo dengan menggunakan data Injection Pile, pada kedalaman 22 m memiliki qult = 91,64 ton lebih besar dari daya dukung dengan menggunakan data Sondir yaitu qult = 60,41 ton dan pada kedalaman 39 m memiliki qult = 218,19 ton lebih besar dari daya dukung dcm dengan menggunakan data sondir yaitu qult = 191,14 ton.

Tabel 2.1 Lanjutan Perbandingan Penelitian Terdahulu

No	Peneliti	Judul	Tujuan	Metode	Hasil Perbandingan
7	Tambunan, J (2012)	Studi Analisis Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang	Mempertimbangkan analisis daya dukung dari beberapa metode berdasarkan data lapangan dengan menggunakan data Sondir, sehingga didapatkan hasil yang lebih realistis.	1. Metode Meyerhoff, 2. Begeman, E.E.De Beer 3. Metode Umum 4. Metode Trofimenkove	Berdasarkan perhitungan daya dukung tiang tunggal didapatkan bahwa metode Meyerhoff dan metode umum lebih realistis, karena setelah dirata-ratakan ternyata rata-rata daya dukung tiang tunggal didapat sebesar 95,95 ton mendekati nilai daya dukung tiang tunggal metode Meyerhoff dan metode Umum
8	Savira, N (2020)	Analisa Daya Dukung Tiang Pancang Data Laboratorium Dibandingkan Dengan Data Sondir Dan Data Standart Penetration Test (Spt) Pada Proyek Pembangunan Jalan Tol Krian-Legundi-Bunder-Manyar (Klbn)	Membandingkan daya dukung tiang pancang yang diperoleh dari penjumlahan daya dukung ujung dan daya dukung selimut dari data laboratorium dengan data Sondir, dan SPT.	1. Metode perhitungan daya dukung fondasi untuk data laboratorium menggunakan Metode Janbu, Terzaghi, α dan λ , 2. Metode perhitungan daya dukung data sondir menggunakan Metode Philliponant, Van der ween, dan Mayerhof, Metode perhitungan daya dukung data 3. SPT menggunakan metode Luciano Decourt, Mayerhof, dan Briaud Et Al.	Hasil perbandingan daya dukung fondasi tiang pancang berdasarkan data laboratorium dengan sondir pada Titik P-1, P-4, dan P-7 dengan kedalaman 10 m yang paling mendekati adalah Metode Mayerhof dan hasil perbandingan daya dukung fondasi tiang pancang berdasarkan data laboratorium dengan SPT pada titik P-1, P-4, dan P-7 dengan kedalaman 10 m yang paling mendekati adalah metode Luciano Decourt
9	Bachtiar, V (2012)	Evaluasi Daya Dukung Tiang Pancang Berdasarkan Data Cone Penetration Test (CPT) Dan Pile Driven Analyzer (PDA) Pada Tanah Lunak Di Kota Pontianak	Mengevaluasi daya dukung fondasi tiang pancang beton persegi (<i>precast concrete square driven pile</i>) pada struktur bangunan bertingkat di lapisan tanah lunak pontianak dengan analisis empirik dari data CPT.	Data CPT - Schmertmann&Nottingham (1975), - De Ruiter dan Beringen (1979) - Bustamante dan Ganeselli(1982),	Hasil perhitungan analisis dari data CPT menggunakan metode Schmertmann dan Nottingham, De Ruiter dan Beringen, Bustamante dan Ganeselli dengan hasil PDA dan hasil perhitungan CAPWAP menunjukkan hasil yang mendekati.
10	Gunawan, M (2014)	Rasio Hubungan Nilai Daya Dukung Tiang Pancang Berdasarkan Pengujian Sondir, Kalendering Dan Tes Pda Pada Jembatan Pelawa Kabupaten Parigi Moutong	Membandingkan dengan menggunakan rasio antara nilai daya dukung dari hasil tes dengan berbagai metode dan membandingkannya dengan hasil tes PDA.	- Data Sondir menggunakan Metode Mayerhof, Aoki De Alencar, LCPC, Price dan Waldre, dan Schmertmann - Data kalendering menggunakan Metode Hiley, Olsen dan Flaate, Engineering News Record (ENR), Janbu Mansur dan Hunter, serta AASHTO	Nilai rasio antara uji Sondir dan uji PDA yang paling dekat dengan nilai 1 adalah metode Mayerhof dengan nilai rasio 0.938 sedangkan untuk uji kalendering yang terdekat dengan nilai 1 adalah rasio daya dukung antara metode Hiley dan uji PDA yaitu sebesar 1,660.

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Data Karakteristik Tanah

3.1.1 Umum

Tanah adalah himpunan mineral bahan organik dan endapan-endapan yang relative lepas (*loose*) yang terletak di atas batuan dasar. Ikatan antara butiran yang relatif lemah dapat disebabkan oleh karbonat, zat organik, atau oksida-oksida yang mengendap antara partikel-partikel. Proses pembentukan tanah dari batuan induknya dapat berupa proses fisik atau kimia.

3.1.2 Pengujian Sondir

Pengujian ini bertujuan untuk mendapatkan nilai kemampuan dari lapisan tanah sehubungan dengan kedalamannya mengenai:

1. Perlawanan ujung konus (q_c) adalah perlawanan tanah terhadap ujung konus yang dinyatakan dalam gaya per satuan luas (kg/cm^2).
2. Perlawanan geser (f_s) perlawanan geser tanah terhadap selubung bikonus dalam gaya per satuan panjang (kg/cm)

3.1.3 Pengujian SPT

Pengujian ini bertujuan untuk mendapatkan kepadatan tanah sehubungan dengan nilai N SPT, serta dapat mengetahui jenis tanah bawah permukaan, pada lubang bor dapat dilakukan bermacam macam uji di lapangan misalnya:

1. Uji permeabilitas lapangan,
2. Uji geser baling,
3. Pezometer
4. Uji Inklinometer
5. Pengambilan sample tanah tak terganggu, dll.

3.2 Analisis Pembebanan

Beban adalah gaya luar yang bekerja pada suatu struktur sebagai acuan maka menggunakan SNI 1727-2013 Tentang Beban minimum untuk perancangan bangunan Gedung dan struktur lain.

Besarnya beban yang bekerja pada struktur selama umur layanan merupakan salah satu pekerjaan yang cukup sulit, dan pada umumnya menentukan besarnya beban hanya berupa estimasi saja. Meskipun beban yang bekerja di suatu lokasi dari struktur dapat diketahui secara pasti, tetapi distribusi beban dari elemen ke elemen dalam suatu struktur umumnya memerlukan asumsi dan pendekatan.

1. Beban Mati

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layanan yang terpasang seperti berat keran. Sehingga berat tentang komponen bangunan penting digunakan untuk menentukan besarnya beban mati suatu bangunan diperlihatkan dalam Tabel 3.1 dan Tabel 3.2.

Tabel 3.1 Berat Sendiri Bahan Bangunan

No	Material	Berat	No	Material	Berat
1	Baja	7850 kg/m ³	11	Pasangan bata merah	1700 kg/m ³
2	Batu alam	2600 kg/m ³	12	Pasangan batu belah, batu bulat, batu gunung	2200 kg/m ³
3	Batu belah, batu bulat, batu gunung	1500 kg/m ³	13	Pasangan batu cetak	2200 kg/m ³
4	Batu karang	700 kg/m ³	14	Pasangan batu karang	1450 kg/m ³
5	Batu pecah	1450 kg/m ³	15	Pasir kering udara	1600 kg/m ³
6	Besi tuang	7250 kg/m ³	16	Pasir jenuh air	1800 kg/m ³
7	Beton	2200 kg/m ³	17	Pasir kerikil, koral	1850 kg/m ³
8	Beton bertulang	2400 kg/m ³	18	Tanah, lempung dan lanau kering udara	1700 kg/m ³
9	Kayu	1000 kg/m ³	19	Tanah, lempung dan lanau basah	2000 kg/m ³
10	Kerikil, koral	1650 kg/m ³	20	Timah hitam/ timbel	11400 kg/m ³

(Sumber: SKBI 1.3.53.1987)

Tabel 3.2 Berat Sendiri Komponen Bangunan

No	Material	Berat	No	Material	Berat
1	Adukan, per cm tebal: - dari semen - dari kapur, semen merah/tras	21 kg/m ² 17kg/m ²	7	Penggantung langit-langit (kayu)	7kg/m ²
2	Asphalt, per cm tebal	14kg/m ²	8	Penutup atap genteng	50kg/m ²
3	Dinding pasangan bata merah: - satu batu - setengah batu	450kg/m ² 250kg/m ²	9	Penutup atap sirap	40kg/m ²
4	Dinding pasangan batako: - berlubang: tebal dinding 20 cm (HB 20) tebal dinding 10 cm (HB 10) - tanpa lubang: tebal dinding 15 cm tebal dinding 10 cm	200kg/m ² 120kg/m ² 300kg/m ² 200kg/m ²	10	Penutup atap seng gelombang (BJLS-25)	10kg/m ²
5	Langit-langit dan dinding, terdiri: - semen asbes (eternit), tebal maks. 4 mm - kaca, tebal 3-5 mm	11kg/m ² 10kg/m ²	11	Penutup lantai ubin, / cm tebal	24kg/m ²
6	Lantai kayu sederhana dengan balok kayu	40kg/m ²	12	Semen asbes gelombang (5 mm)	11kg/m ²

(Sumber: SKBI 1.3.53.1987)

2. Beban Hidup

Beban hidup adalah beban gravitasi yang bekerja pada struktur dalam masa layanannya dan timbul akibat penggunaan suatu gedung. Termasuk beban manusia, perabotan yang dapat di pindah-pindah, kendaraan dan barang-barang lain. Karena besar dan lokasi beban yang selalu berubah-ubah maka penentuan beban hidup secara pasti adalah merupakan suatu hal yang cukup sulit sehingga untuk mempermudah penentuan nilai beban hidup menurut kegunaan suatu bangunan dapat dilihat pada Tabel 3.3 dan Tabel 3.4.

Tabel 3.3 Beban Hidup Pada Lantai Gedung

No	Material	Beban	Keterangan
1	Lantai dan tangga rumah tinggal	200kg/m ²	Kecuali yang disebut no.2
2	- lantai & tangga rumah tinggal sederhana - gudang-gudang selain untuk took, pabrik, bengkel	125kg/m ²	
3	- sekolah, ruang kuliah - kantor - toko, toserba - restoran - hotel, asrama - rumah sakit	250kg/m ²	
4	Ruangan olahraga	400kg/m ²	
5	Ruang dansa	500kg/m ²	
6	Lantai dan balkon dalam dari ruang pertemuan	400kg/m ²	Masjid, gereja, ruang pagelaran/rapat, biokop dengan tempat duduk tetap
7	Panggung penonton	500kg/m ²	Tempat duduk tidak tetap/ penonton berdiri
8	Tangga, bordes tangga dan gang	300kg/m ²	No.3
9	Tangga, bordes tangga dan gang	500kg/m ²	No. 4, 5, 6, 7
10	Ruang pelengkap	250kg/m ²	No. 3, 4, 5, 6, 7
11	- pabrik, bengkel, gudang - perpustakaan, r. arsip, took buku - ruang alat dan mesin	400kg/m ²	minimum
12	Gedung pakir bertingkat: - lantai bawah - lantai tingkat lainnya	800kg/m ² 400kg/m ²	
13	Balkon menjorok bebas keluar	300kg/m ²	minimum

(Sumber: SKBI 1.3.53.1987)

Tabel 3.4 Beban Hidup Pada Atap Gedung

No	Material	Berat	Keterangan
1	Atap/ bagiannya dapat dicapai orang, termasuk kanopi	100	Atap dak
2	Atap/ bagian tidak dapat dicapai orang (diambil min.): - beban hujan - beban terpusat	(40-0,8.α) kg/m ² 100 kg	α = sudut atap, min. 20 kg/m ² , tak perlu ditinjau bila α > 50°
3	Balok/ gording tepi kantilever	200 kg	

(Sumber: SKBI 1.3.53.1987)

3. Beban Gempa

Beban gempa adalah semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada struktur akibat adanya pergerakan tanah oleh gempa bumi, baik pergerakan arah vertikal maupun horizontal. Pada umumnya percepatan tanah horizontal lebih besar dari arah vertikal, sehingga pengaruh gempa horizontal jauh lebih menentukan dari

pada gempa vertikal. Besarnya gaya geser dasar (*statik ekuivalen*) ditentukan berdasarkan Persamaan 3.1.

$$V = \frac{C \times I}{R} W_t. \quad (3.1)$$

3.2.1 Prosedur Perhitungan Beban Gempa Pada Gedung

Struktur bangunan dirancang mampu menahan gempa rencana sesuai peraturan berlaku yaitu SNI 1726-2012 tentang Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non Gedung dan pemodelan struktur gedung menggunakan software ETABS 9.7 sebagai berikut.

1. Menentukan kategori resiko

Kategori risiko bangunan berkaitan dengan tingkat resiko yang diperbolehkan pada bangunan yang direncanakan sesuai peruntukannya. Penentuannya kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa dapat dilihat pada Tabel. 3.5.

Tabel 3.5 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo	III

Tabel 3.5 Lanjutan Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

(Sumber: SNI 1726-2012)

2. Menentukan faktor keutamaan gempa, I_e

Penentuan Nilai I_e dapat dilihat pada Tabel 3.6 berdasarkan kategori risiko bangunan.

Tabel 3.6 Faktor keutamaan gempa

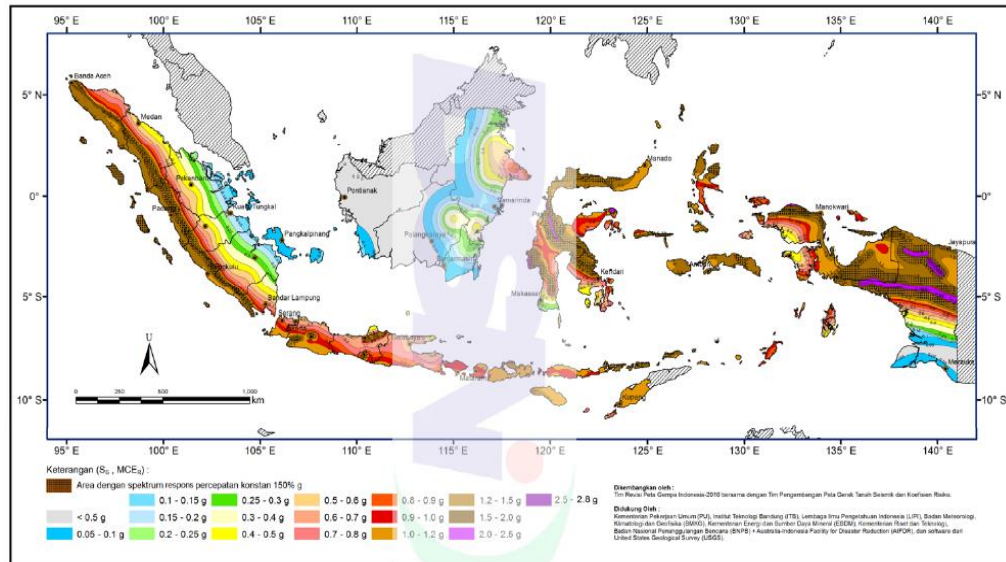
Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

(Sumber: SNI 1726-2012)

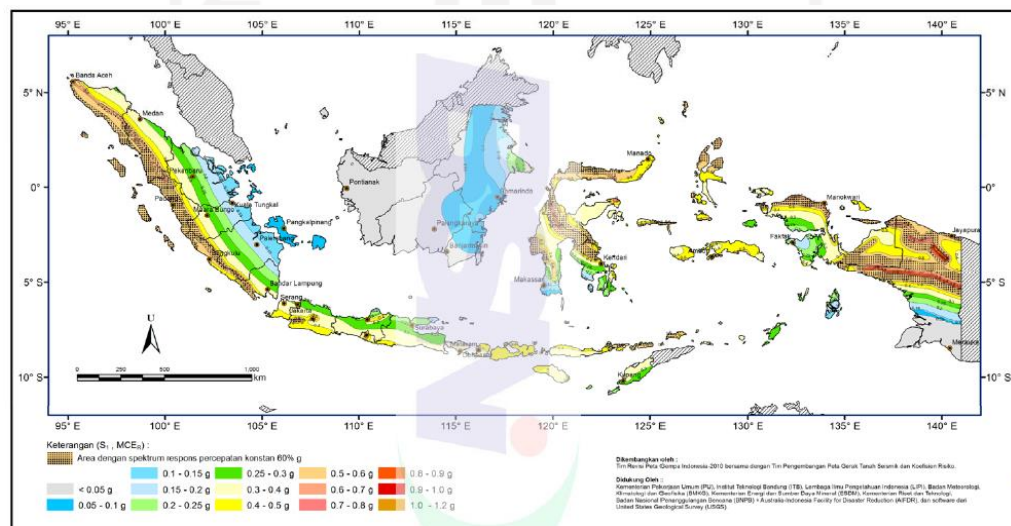
3. Menentukan parameter percepatan gempa terpetakan (S_s dan S_1)

Parameter percepatan gempa yang digunakan adalah percepatan batuan dasar pada perioda pendek (S_s) pada 0.2 detik dan percepatan batuan dasar pada

periode 1 detik (S_1) dengan probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (MCE_R , 2 persen dalam 50 tahun). Penggunaan percepatan 0.2 detik dan 1 detik dikarenakan pada interval 0,2 detik sampai 1 detik mengandung energi gempa terbesar. Nilai kedua parameter ini didapat dari Gambar 3.1 dan Gambar 3.2.



Gambar 3.1 S_s , Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget(MCE_R), kelas situs SB
(Sumber: SNI 1726-2012)



Gambar 3.2 S_1 , Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget(MCE_R), kelas situs SB
(Sumber: SNI 1726-2012)

4. Menentukan kelas situs tanah berdasarkan kondisi tanah

SNI Gempa 1726-2012 (BSN,2012) Pasal 5, seperti terlihat pada Tabel 3.7, mengklasifikasi situs tanah ke dalam 6 kelompok berdasarkan pengelompokannya dibuat berdasarkan :

- v_s , cepat rambat gelombang geser rata-rata pada regangan yang kecil, didalam lapisan 30 m teratas,
- N_{60} , tahanan penetrasi standar (60 % energy pengukuran lapangan tanpa koreksi) rata-rata dalam 30 m lapisan tanah teratas,
- N_{ch} , tahanan penetrasi standar (60 % energy pengukuran lapangan tanpa koreksi) rata-rata non kohesif dalam 30 m lapisan tanah teratas, dan
- s_u , kuat geser niralir rata-rata dalam 30 m lapisan teratas.

Tabel 3.7 Klasifikasi Situs

Kelas situs	v_s (m/detik)	N atau N_{ch}	s_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 s/d 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 s/d 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 s/d 350	15 sampai 50	50 s/d 100
Kelas situs	v_s (m/detik)	N atau N_{ch}	s_u (kPa)
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40 \%$ 3. Kuat geser nirair $s_u < 25 \text{ kPa}$		
SF (tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah lukuifaksi, lempung sangat sensitive, tanah tersementasi lemah. - lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3 \text{ m}$) - lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5 \text{ m}$ dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$) lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35 \text{ m}$ dengan $s_u < 50 \text{ kPa}$		

(Sumber: SNI 1726-2012)

5. Menentukan parameter respons spektra percepatan S_{MS} dan S_{M1}

Kedua parameter dasar S_s dan S_1 tidak dapat digunakan langsung untuk setiap situs tanah. Masih diperlukan faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan 1 detik yang terdiri dari faktor amplifikasi getaran percepatan pada getaran 0,2 periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi getaran percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v), kedua faktor tersebut dikategorikan faktor kelas situs yang dapat dilihat pada Tabel 3.8 dan Tabel 3.9.

Tabel 3.8 Koefisien Situs F_v

KelasSitus	Parameter respons spectral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	Lihat ketentuan pasal 6.10.1				
Catatan: gunakan interpolasi linier untuk nilai-nilai antara S_1					

(Sumber: SNI 1726-2012)

Tabel 3.9 Koefisien Situs F_a

Kelas situs	Parameter respons spectral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_1 \leq 0,25$	$S_1 = 0,5$	$S_1 = 0,75$	$S_1 = 1,0$	$S_1 \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	Lihat ketentuan pasal 6.10.1				
Catatan: gunakan interpolasi linier untuk nilai-nilai antara S_s					

(Sumber: SNI 1726-2012)

Produk dari kombinasi parameter dasar pergerakan tanah dan faktor amplifikasi adalah S_{MS} dan S_{M1} , yang masing-masing adalah parameter respon spektra

percepatan untuk gempa tertimbang maksimum pada periode (0,2 detik) dan periode (1 detik) yang telah disesuaikan dengan pengaruh kelas situs. Parameter-parameter tersebut dapat dilihat pada Persamaan 3.2 dan 3.3.

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (3.2)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (3.3)$$

6. Menghitung nilai parameter percepatan spektra desain

Parameter percepatan spektra desain untuk periode pendek (S_{DS}) dan pada periode 1 detik (S_{D1}) dapat dilihat pada Persamaan 3.4 dan 3.5.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.4)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (3.5)$$

7. Menggambar respons spektra desain

Bentuk dasar respons spektra desain seperti terlihat pada Gambar 3.4. Penggambaran spektrum mempunyai 3 segmen yaitu sebagai berikut:

- Segmen garis lurus menanjak antara periode $T = 0$ dan $T = T_o$, didapat berdasarkan perhitungan Persamaan 3.6.

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_o} \right) \quad (3.6)$$

- Segmen “Percepatan Konstan” antara $T = T_o$ dan $T = T_s$ ($S_a = S_{DS}$), didapat berdasarkan perhitungan Persamaan 3.7 dan 3.8.

$$T_o = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.7)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.8)$$

- Segmen “Kecepatan Konstan” menurun untuk periode $T > T_s$, didapat berdasarkan perhitungan Persamaan 3.9.

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.9)$$

Setelah perhitungan dilakukan penentuan kategori sebagaimana dapat dilihat pada Tabel 3.10 dan 3.11.

Tabel 3.10 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	B
$0,33 \leq S_{DS} < 0,5$	C	C
$0,5 \leq S_{DS}$	D	D

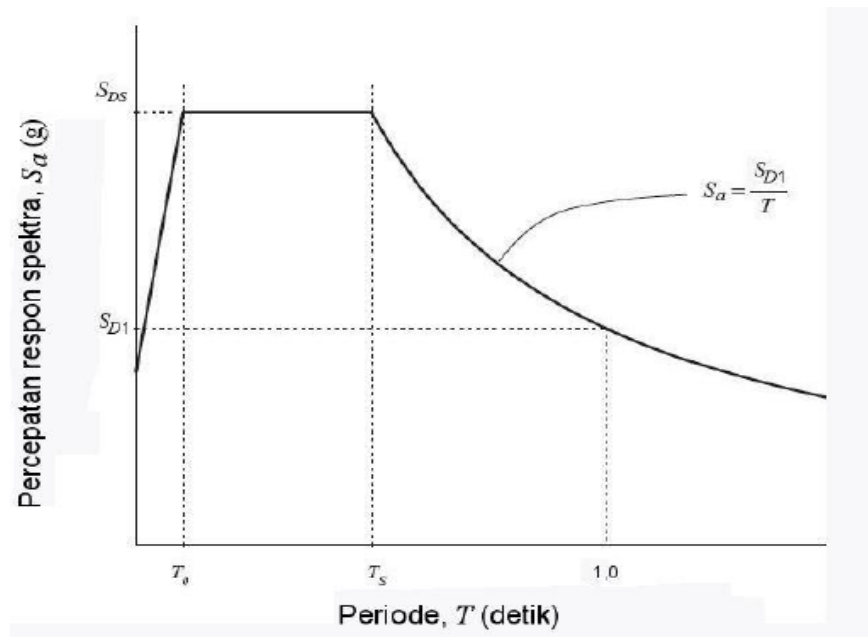
(Sumber: SNI 1726-2012)

Tabel 3.11 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 detik

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	B
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	C
$0,2 \leq S_{D1}$	D	D

(Sumber: SNI 1726-2012)

Bila spektrum respons desain diperlukan oleh tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik-situs tidak digunakan, maka kurva spectrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu pada Gambar 3.3.



Gambar 3.3 Spektrum Respons Desain
(Sumber: SNI 1726-2012)

8. Hitung berat struktur per lantai

Perhitungan berat struktur per lantai harus meliputi berat akibat berat sendiri elemen-elemen struktur dan berat akibat beban hidup total yang membebani struktur.

9. Hitung perioda natural (waktu getar alami)

Perioda fundamental pendekatan T_a dalam detik, dapat ditentukan dari Persamaan 3.10.

$$T_a = C_t \cdot H^x \quad (3.10)$$

H adalah ketinggian struktur (m) diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur, koefiesien C_t dan x dapat ditentukan dari Tabel 3.12.

Tabel 3.12 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

Tipe struktur	C_t	x
System rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 ^a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 ^a	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 ^a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ^a	0,75
Semua system struktur lainnya	0,0488 ^a	0,75

(Sumber: SNI 1726-2012)

10. Menghitung koefisien respons seismik

Perhitungan koefisien respons seismik jika $T \leq T_s$ dan $T > T_s$, maka masing-masing perhitungan dapat dilihat dari Persamaan 3.11 dan 3.12.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.11)$$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)^T} \quad (3.12)$$

Nilai C_s tidak boleh kurang dari Persamaan 3.13 dan 3.14.

$$C_{s-min1} = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (3.13)$$

$$C_{s-min2} = 0,0251 \geq 0,01 \quad (3.14)$$

11. Menghitung gaya geser dasar nominal (statik lateral ekuivalen)

Gaya geser dasar seismik dapat dihitung menurut Persamaan 3.15.

$$V = C_s W \quad (3.15)$$

12. Menghitung gaya lateral ekuivalen

Beban gempa nominal statik ekuivalen yang bekerja pada pusat massa lantai di tingkat “i” dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.16.

$$F_i = \frac{W_i z_i^k}{\sum_{i=1}^n W_i z_i^k} \cdot V \quad (3.16)$$

3.3 Kapasitas Daya Dukung Pondasi

Beban yang dapat dipikul oleh tiang pancang adalah sama dengan tahanan jung (*end bearing*) dan tahanan keliling (*friksi*). Persamaan umum dari daya dukung tiang pancang ditunjukkan pada Persamaan 3.17 dan 3.18.

$$Q_u = Q_b + Q_s \quad (3.17)$$

$$Q_u = A_b \cdot q_f + A_s \cdot f_s \quad (3.18)$$

3.3.1 Metode Penyajian Data Hasil Sondir

1. Mayerhof 1956

Perhitungan daya dukung ultimate dan daya dukung ijin dapat dilihat pada Persamaan 3.19 dan 3.20.

Daya dukung pondasi tiang pancang

$$Q_{ult} = (q_c \times A_p) + (JHL \times P) \quad (3.19)$$

Daya dukung izin pondasi

$$Q_{ijin} = \frac{q_c \times A_p}{3} + \frac{JHL \times P}{5} \quad (3.20)$$

Dengan:

Q_{ult} = daya dukung ultimate (kg),

q_c = tahanan ujung sondir (kg/cm^2),

A_p = luas tiang pancang (cm^2),

JHL = jumlah perlawanan konus (kg/cm),

P = keliling tiang pancang (cm).

2. Schmertmann dan Nottingham 1975

Schmertmann – Nottingham 1975 mengajarkan perhitungan dukung ujung fondasi tiang menurut cara Begemann, yaitu diambil dari nilai rata-rata perlawanan ujung sondir 8D di atas ujung tiang dan 0,7D-4D di bawah ujung tiang dan D adalah diameter tiang atau sisi tiang. Perhitungan daya dukung selimut tiang dan ujung tiang dapat dilihat pada Persamaan 3.21, 3.22 dan 3.23.

$$Q_p = \alpha_p \cdot q_{upr} \cdot A_b \quad (3.21)$$

$$q_{upr} = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \quad (3.22)$$

$$Q_s = \sum \alpha_{s,i} \cdot \bar{f}_{s,i} \cdot A_{s,i} \quad (3.23)$$

Dengan:

α_p = faktor koreksi *end bearing* tiang pada sondir (lihat Tabel 3.13),

q_{c1} = nilai tahanan kerucut rata-rata pada 0,7–4B dibawah ujung tiang (kg/cm^2),

q_{c2} = nilai tahanan kerucut rata-rata dari ujung tiang hingga 8B di atas ujung tiang (kg/cm^2) (lihat Gambar 3.4),

$A_{b,i}$ = luas proyeksi penampang tiang (cm^2),

$\alpha_{s,i}$ = faktor koreksi gesekan selimut tiang pada sondir (lihat Tabel 3.14),

$\bar{f}_{s,i}$ = tahanan gesek tiang per satuan luas,

$A_{s,i}$ = luas selimut tiang (kg/cm^2),

Tabel 3.13 faktor koreksi end bearing tiang pada sondir

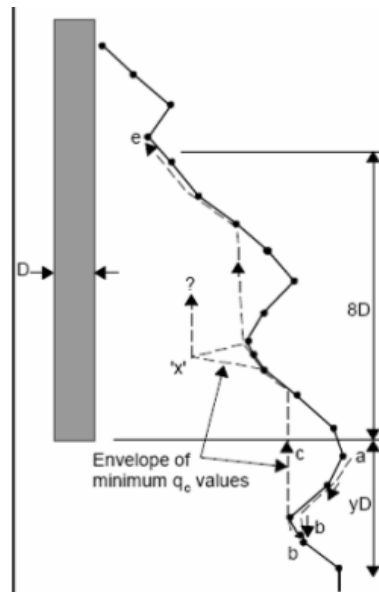
LCPC (Bustamante) Soil type	Cone resistance q_c [MPa]	α_p for bored piles	α_p for driven piles
Clay	< 1	0.04	0.50
	$1 < q_c < 5$	0.35	0.45
	$5 < q_c$	0.45	0.55
Sand	$q_c < 12$	0.40	0.50
	$13 < q_c$	0.30	0.40

(Sumber: Schmertmann, 1978)

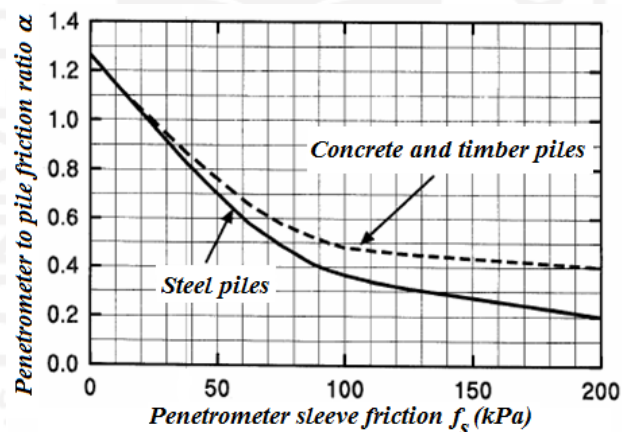
Table 3.14 Nilai Koefien α_s Berdasarkan q_c

LCPC (Bustamante) Soil type	Cone resistance q_c [MPa]	α_p for bored piles	α_p for driven piles
Clay	< 1	0.04	0.50
	$1 < q_c < 5$	0.35	0.45
	$5 < q_c$	0.45	0.55
Sand	$q_c < 12$	0.40	0.50
	$13 < q_c$	0.30	0.40

(Sumber: Tomlinson, 1994)



Gambar 3.4 Perhitungan daya dukung ujung
(Sumber: Rahardjo, 2005)



Gambar 3.5 Faktor koreksi gesekan selimut tiang pada sondir
(Sumber: Tomlinson, 1994)

3. LCPC (Bustamante dan Gianceselli 1982)

Metode LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chausees) atau juga dikenal sebagai metode Bustamante berdasarkan metode Bustamante dan Gianceselli Kapasitas daya dukung LCPC dapat dilihat pada Persamaan 3.24.

$$Q_u = \alpha_p \cdot q_{c,eq} + \alpha_s \cdot q_{c,z,a} \quad (3.24)$$

Dengan:

α_p = faktor nilai daya dukung ujung tiang yang nilainya 0,15- 0,6 tergantung tipe tanah, tipe tiang dan cara pemancangan tiang (lihat Tabel 3.15)

$q_{c,eq}$ = nilai tahanan kerucut rata-rata ekuivalen ujung tiang (kg/cm^2),

α_s = faktor daya dukung selimut tiang yang nilainya 15- 120 tergantung pada tipe tanah, tipe tiang dan cara pemancangan tiang (lihat Tabel 3.16 dan Gambar 3.6)

$q_{c,z,a}$ = nilai tahanan kerucut rata-rata ekuivalen sepanjang tiang, (kg/cm^2).

Table 3.15 Nilai Koefien α_p Berdasarkan q_c

LCPC (Bustamante) Soil type	Cone resistance q_c [MPa]	α_p for bored piles	α_p for driven piles
Clay	< 1	0.04	0.50
	$1 < q_c < 5$	0.35	0.45
	$5 < q_c$	0.45	0.55
Sand	$q_c < 12$	0.40	0.50
	$13 < q_c$	0.30	0.40

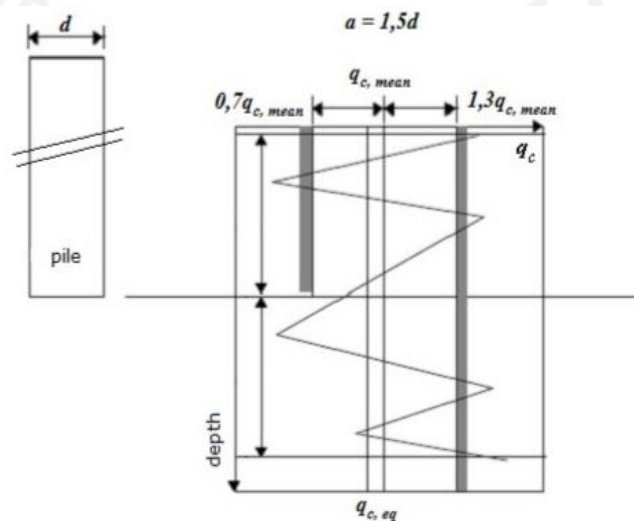
Table 3.16 Nilai Koefien α_s Berdasarkan q_c

LCPC (Bustamante) Soil type	Cone stress (tip resistance) q_c [MPa]	α_s for piles of type "A"	α_s for piles of type "B"	Maximum shaft resistance [kPa]
Clay	< 1	0.033	0.033	15
	$1 < q_c < 5$	0.025	0.011	35
	$5 < q_c$	0.017	0.008	35
Sand	$q_c < 5$	0.010	0.008	35
	$5 < q_c < 12$	0.010	0.005	80
	$12 < q_c$	0.007	0.005	120

(Sumber: Tomlinson, 1994)

Cara menghitung $q_{c,eq}$ sebagai berikut:

- Dihitung nilai tahanan kerucut rata-rata (q_c) di ujung tiang dimulai dari $1,5D$ di bawah dasar tiang sampai dengan $1,5D$ di atas dasar tiang dengan D adalah diameter tiang.
- Dieliminasikan nilai q_c di daerah yang lebih besar dari $1,3q_{c,mean}$ dan lebih kecil dari $0,7q_{c,mean}$ (lihat Gambar 3).
- Dihitung nilai tahanan kerucut rata-rata ekuivalen ujung tiang () tip(eqq) dengan merata-ratakan nilai tahanan kerucut (q_c) yang berada di daerah yang telah dibatasi (lihat Gambar 3).



Gambar 3.6 Cara menghitung $q_{c,eq}$ pada metode Bustamante dan Ganeselli

(Sumber: Lunne.dkk, 1997)

3.3.2 Metode Penyajian Data Hasil SPT

1. Décourt-Quaresma 1982

Rumus kapasitas daya dukung ujung tiang pada metode Décourt-Quaresma dapat dilihat pada Persamaan 3.27.

$$Q_u = \alpha \cdot K_{dp} \cdot N \cdot A_b + \sum \beta_i \cdot 10 \cdot \left(\frac{N_i}{3} + 1 \right) \cdot A_{s,i} \quad (3.25)$$

Dengan:

α = Koefisien dasar tiang (lihat Tabel 3.16),

K_{dp} = Koefisien karakteristik tanah (lihat Tabel 3.17),

- N = Nilai rata- rata N-SPT 4B di atas hingga 4B di bawah dasar tiang,
 A_b = Luas tiang cm^2 ,
 β_i = Koefisien selimut tiang (lihat Tabel 3.17),
 N_i = Nilai N-SPT di sepanjang tiang tertanam dengan batasan $3 < N < 50$,
 $A_{s,i}$ = keliling sepanjang tiang cm,

Table 3.16 Nilai Koefisien α

Piles	α for sand	α for clay	α for silt
Prefabricated driven piles or steel piles	1	1	1
Franki piles	1	1	1
Driven wooden piles	1	1	1
Vibrating or vibropressed	1	1	1
Cast in place screw piles	1	1	1
Prefabricated screw piles	1	1	1
Cast in place screw piles with additional grouting	1	1	1
Prefabricated screw piles with additional grouting	1	1	1
Steel tubular piles	1	1	1
Continuous flight auger piles (CFA)	0,3	0,3	0,3
Bored piles or piles sheeted by bentonite suspense	0,5	0,85	0,6
Bored piles with steel casing	0,5	0,85	0,6

(Sumber: Cintra, J.C.A., Aoki, N, 1999)

Table 3.17 Nilai Koefisien K_{dp}

No	Soil Type	Kdp (KPa)	No	Soil Type	Kdp (KPa)
1	Sand	400	9	Clay silty- sandy	120
2	Sand clayey	400	10	Clay silty	120
3	Sand clayey-silty	400	11	silty	200
4	Sand silty-clayey	400	12	Silty sandy-clayey	250
5	Sand silty	400	13	Silt sandy	250
6	Clay	120	14	Silty clayey-sandy	200
7	Clay – sandy	120	15	Silty clayey	200
8	Clay sandy- silty	120			

(Sumber: Cintra, J.C.A., Aoki, N, 1999)

Table 3.18 Nilai Koefien β

Piles	β for sand	β for clay	β for silt
prefabricated driven piles or steel piles	1.0	1.0	1.0
Franki piles	1.0	1.0	1.0
driven wooden piles	1.0	1.0	1.0
vibrating or vibropressed	1.0	1.0	1.0
cast in place screw piles	1.0	1.0	1.0
prefabricated screw piles	1.0	1.0	1.0
cast in place screw piles with additional grouting	1.0	1.0	1.0
prefabricated screw piles with additional grouting	1.0	1.0	1.0
steel tubular piles	1.0	1.0	1.0
Continuous Flight Auger piles (CFA)	1.0	1.0	1.0
bored piles or piles sheeted by bentonite suspense	0.5	0.8	0.65
bored piles with steel casing	0.5	0.8	0.65

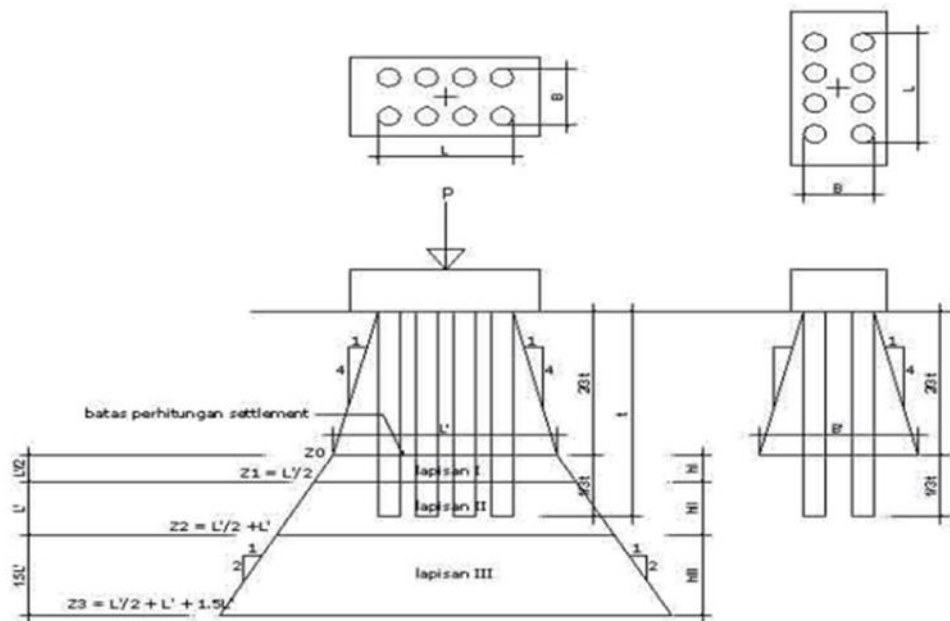
(Sumber: Cintra, J.C.A., Aoki, N, 1999)

3.4 Penurunan

Penurunan tiang dibedakan menjadi dua macam, yaitu penurunan tiang tunggal dan penurunan kelompok tiang, besar penurunan dipengaruhi oleh karakteristik tanah dan penyebaran tekanan pondasi ke tanah di bawahnya.

3.4.1 Canonica and Wesley

Perhitungan settlement pondasi tiang yang dikembangkan oleh Canonica (1991) dan Wesley (2012), didasarkan atas teori Boussinesq Pada perhitungan settlement kelompok tiang dengan tahanan ujung (*end bearing pile*) tegangan pada tanah akibat berat bangunan dapat diperhitungkan merata pada kedalaman $2/3$ t (panjang tiang) dan disebarakan dengan sudut penyebaran $2V : 1H$. Pembagian lapisan tanah dibawah garis batas Z_0 sampai dengan Z_3 didasarkan nilai tegangan pondasinya kurang dari 20% atau lebih, dimana lebih jelasnya bisa dilihat pada Gambar berikut.



Gambar 3.7 Metode Canonica and Wesley

Tahap analisis perhitungan penurunan metode Canonica (1991) dan Wesley (2012) sebagai berikut.

1. Tegangan Aktif ($\Delta\sigma$)

Adapun untuk menghitung tegangan aktif yang terjadi pada tiang pancang digunakan Persamaan berikut.

$$\Delta\sigma_{z0} = \frac{P}{(B+Z_0)(L+Z_0)}$$

Dimana :

P = Beban Poin Desain (Kg),

B = Lebar (cm),

Z = Kedalaman (cm),

L = Tinggi (cm).

2. Rata- Rata Tegangan Aktif Perlapis ($\overline{\Delta\sigma Z}$)

Setelah mendapatkan tegangan aktif dihitung perlapisnya dengan Persamaan berikut.

$$\Delta\sigma_{zI} = (\Delta\sigma_{zI} + \Delta\sigma_{zI})/2$$

3. Modulus Young (E)

Untuk mendapatkan nilai modulus young digunakan pendekatan korelasi modulus young dengan nilai sondir pada lapisan tanah tersebut yang mana bisa dilihat pada Tabel berikut.

Table 3.19 Korelasi Nilai CPT dan Modulus Young

Soil Type	Correlation	Remarks
Clay and Silt	$E_s = 21 q_c^{1.09}$	Various Pile Types
	$E_s = 15 q_c$	
Silt Sand	$E_s = a \cdot q_c$	$a = 20 - 40$
	$E_s = 53 q_c^{0.61}$	E_b & q_c in MN/m ²
Unspecified	$E_s = a \cdot q_c$	$a = 24 - 30$ dynamic modulus value
	$E_s = 10.8 + 66 q_c$	E_b & q_c in MN/m ² (for $q_c > 0.4$ MN/m ²)

Sumber : Poulos (1992)

4. Penurunan (Δh)

Untuk penurunan per lapisnya dihitung menggunakan Persamaan berikut.

$$\Delta h_1 = \left(\frac{\Delta \sigma_{z1}}{E_1} \right) \times h_1$$

5. Konversi Penurunan Kelompok menjadi Penurunan Tiang

Konversi penurunan kelompok menjadi penurunan tiang menggunakan metode rasio penurunan dimana Persamaan berikut.

$$S_g = R_s \cdot S_1$$

Dimana :

S_g = Penurunan kelompok tiang (cm),

R_s = Rasio penurunan,

S_1 = Penurunan tiang tunggal (cm),

Sedangkan:

$$R_s = n^\omega$$

Dimana :

n = Jumlah tiang,

ω = Eksponen, umumnya antara 0,2 – 0,6, poulos (1992).



BAB IV METODE PENELITIAN

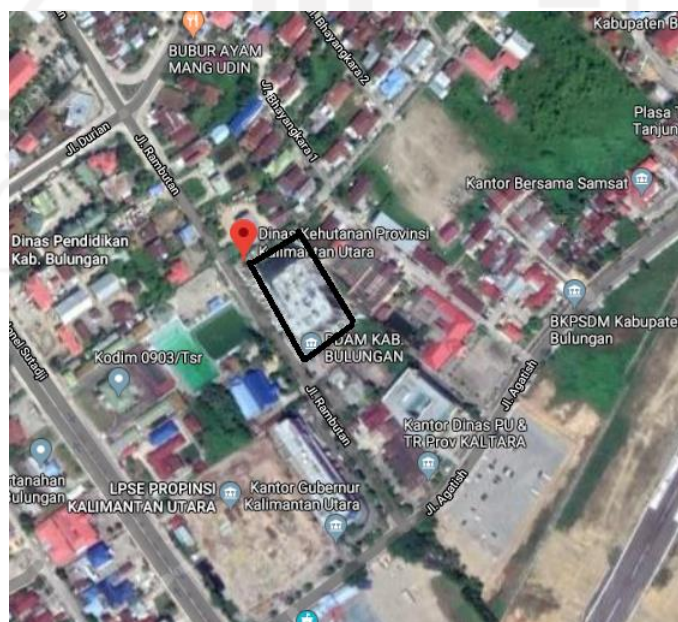
4.1 Pelaksanaan Penelitian

Jenis penelitian yang digunakan dalam penelitian ini adalah penelitian kuantitatif dengan pendekatan deskriptif. Metode penelitian kuantitatif merupakan salah satu jenis penelitian yang spesifikasinya adalah sistematis, terencana dan terstruktur dengan jelas sejak awal hingga pembuatan desain penelitian.

Penelitian ini diawali dengan mendesain pondasi *floating pile* dan melakukan identifikasi masalah mengenai penurunan pondasi tiang sesudah ada beban. Setelah itu dilakukan tinjauan pustaka yang dilanjutkan dengan pengumpulan data sekunder yaitu data tanah yang berupa data hasil pengujian tanah.

4.2 Lokasi Penelitian

Lokasi penelitian berada di jalan rambutan gkelurahan tanjung selor hilir. Adapun titik penelitian adalah Kantor Dinas Pertanian dan Perhutanan Tanjung Selor (Bappeda). Peta lokasi penelitian dapat dilihat pada Gambar 4.1 berikut ini.



Gambar 4.1 Street view Lokasi Penelitian
(Sumber: GoogleMaps)

4.3 Pengumpulan Data

Lokasi penyelidikan tanah dilaksanakan di perencanaan pembangunan proyek Perencanaan Gedung Kantor Bappeda Provinsi Kalimantan Utara. Adapun data yang digunakan sebagai sarana untuk mencapai maksud dan tujuan penelitian. Data yang diperoleh adalah sebagai berikut ini:

1. Data Geoteknik

Penyelidikan tanah dilakukan dengan penyelidikan lapangan dengan pengujian lapangan yaitu *Test Sondir*, *Boring*, SPT (*Standar Penetration Test*) dan laboratorium. Setelah dilakukan pengujian tanah pada lokasi Titik Sondir S.01, S.02, S.03, & S.04 pada Proyek Perencanaan Gedung Kantor Bappeda Provinsi Kalimantan Utara.

2. Data Struktur Atas

Dalam penelitian ini dipakai data-data proyek yaitu data detail bangunan lantai 1-5 dan 1 basemant untuk mengevaluasi kembali berat struktur serta gambar perencanaan pondasi untuk mengetahui dimensi dan kedalaman tiang pondasi.

4.4 Tahap dan Langkah Penelitian

Tahapan dan langkah penelitian tugas akhir ini adalah sebagai berikut.

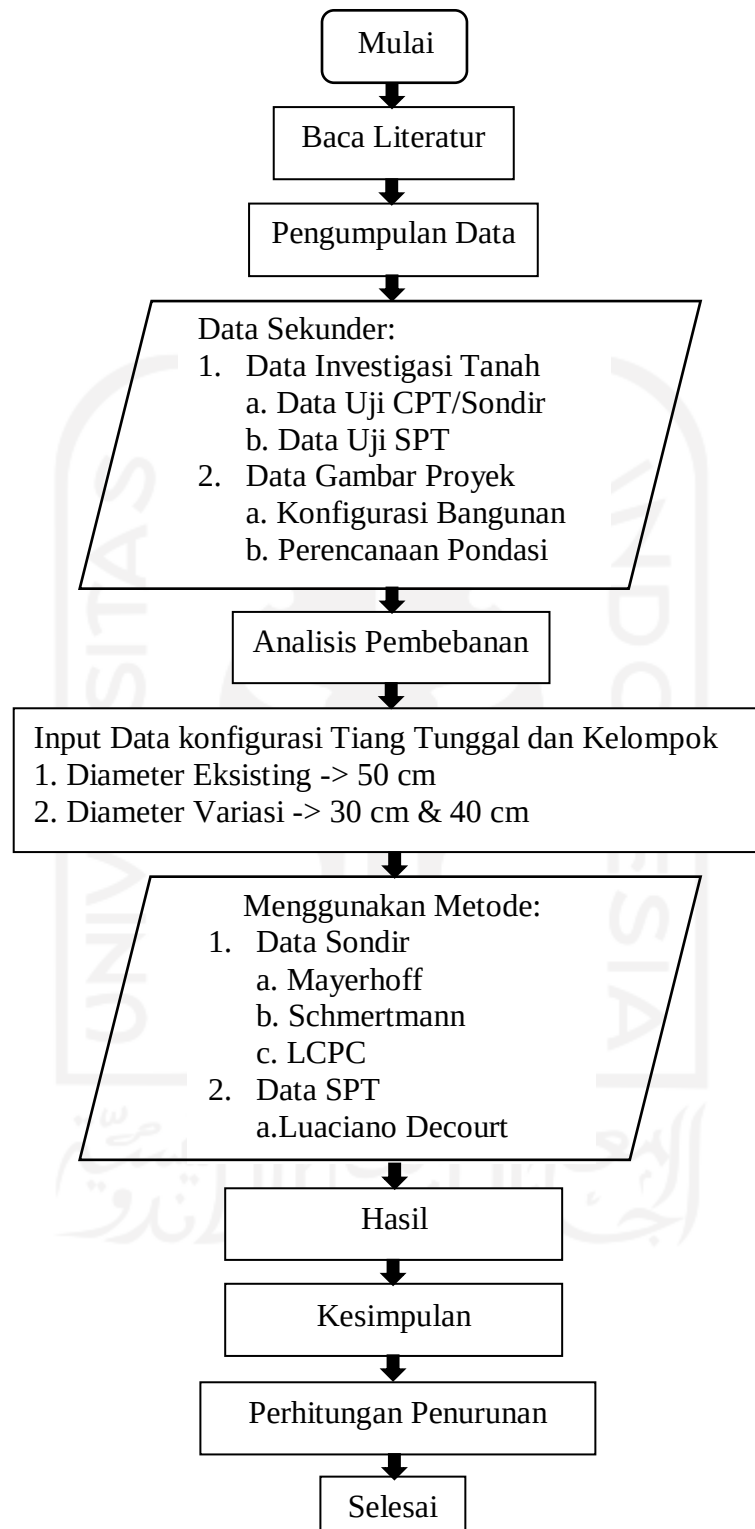
1. Tahap perumusan masalah, meliputi rumusan masalah, penentuan topik, perumuan manfaat dan tujuan penelitian.
2. Tahap studi pustaka untuk menemukan informasi mengenai penelitian dari berbagai referensi, literatur, buku, laporan penelitian sejenis yang dapat menunjang penelitian ini.
3. Tahap pengumpulan data untuk mengumpulkan data-data yang diperlukan dalam penelitian. Adapun data yang dibutuhkan seperti data investigasi tanah, perencanaan pondasi serta *shop drawing* proyek dimana bertujuan untuk perhitungan kembali beban struktur.
4. Tahap Analisa Pembebanan untuk memilih lokasi tiang yang akan di analisa.
5. Tahap analisis data, menganalisis data yang telah diperoleh dengan menghitung nilai daya dukung serta penurunan tanah melalui program bantu Ms.Excel dan Geo-5.

6. Tahap kesimpulan dan saran, berisi tentang hasil penelitian serta saran untuk penelitian berikutnya.

a. Bagan Alir Penelitian

Adapun bagan pada penelitian dilihat pada Gambar 4.2 sebagai berikut.





Gambar 4.2 Bagan alir penelitian

BAB 5

ANALISIS FONDASI TIANG PANCANG

5.1. Data Bangunan

Proyek pembangunan Gedung Kantor Bappeda terletak di Provinsi Kalimantan Utara yang berlokasi di kantor Gedung Dinas Pertanian & Kehutanan Tanjung Selor. Gedung Kantor Bappeda ini direncanakan terdiri dari 5 lantai dan 1 basement dengan menggunakan struktur beton bertulang. Pada penelitian ini gedung akan dirancang menggunakan pondasi tiang pancang precast pada kedalaman tanah keras sesuai dengan data sondir dan SPT untuk kapasitas daya dukung tiang data SPT menggunakan metode Luaciano Decort dan perhitungan kapasitas daya dukung tiang data sondir menggunakan metode LCPC menggunakan aplikasi Geo5 dan untuk hitungan statis menggunakan metode Schmermann dan meyerhoff. Berikut gambar dari bangunan Gedung Kantor Bappeda dapat dilihat pada Gambar 5.1

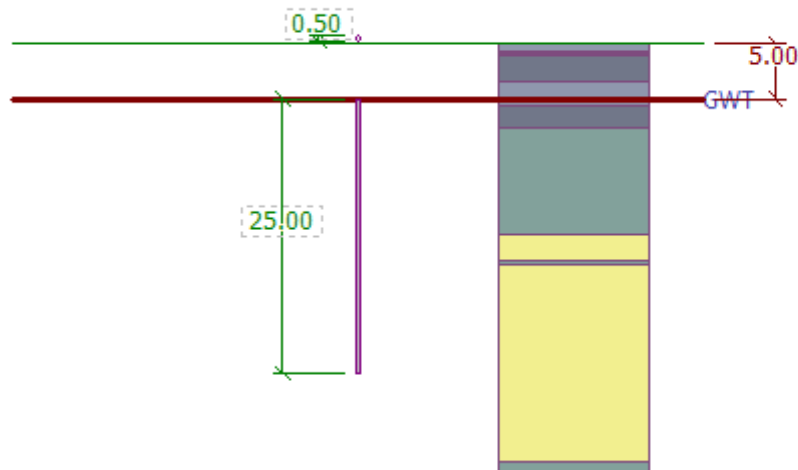


Gambar 5.1 Tampak depan Kantor Bappeda
(Sumber: Laporan Pengujian Tanah Cv. Prisma Soenoe, 2014)

Analisa kapasitas daya dukung tiang tunggal dengan metode statis menggunakan data sondir pada Titik S-3 dan data SPT di Titik B-02, ditinjau dengan kedalaman 25 m. Adapun dalam proyek ini dipakai konfigurasi tiang sebagai berikut.

1. Diameter Tiang = Tiang Eksisting diameter 50 cm dan tiang variasi diameter 40 cm dan 30 cm

2. Panjang Tiang = 25 m
3. Overhead = 1 m
4. Mutu beton = K-250



Gambar 5.2 Permodelan Tiang Pancang

5.1.1 Data Umum

Data proyek pembangunan Gedung Kantor Bappeda meliputi data umum sebagai berikut.

1. Nama Proyek = Perencanaan Gedung kantor Bappeda Provinsi Kalimantan Utara,
2. Lokasi proyek = Kecamatan Tanjung Selor,
3. Konstruksi bagian atas = Konstruksi beton bertulang,
4. Konstruksi bagian bawah = Pondasi Tiang Pancang Precast,
5. Konsultan Perencana = PT. Bennati Surya Cipta,
6. Team Leader = Ade Surya J. Noor, ST,
7. Arsitek = Ir. Satya Kartawiadi,
8. Struktur = Agus A.G Kusniadi, ST,
9. M.E = Ir. Budianto, MT,
10. Drafter = Erwin A. Cahyono, ST.

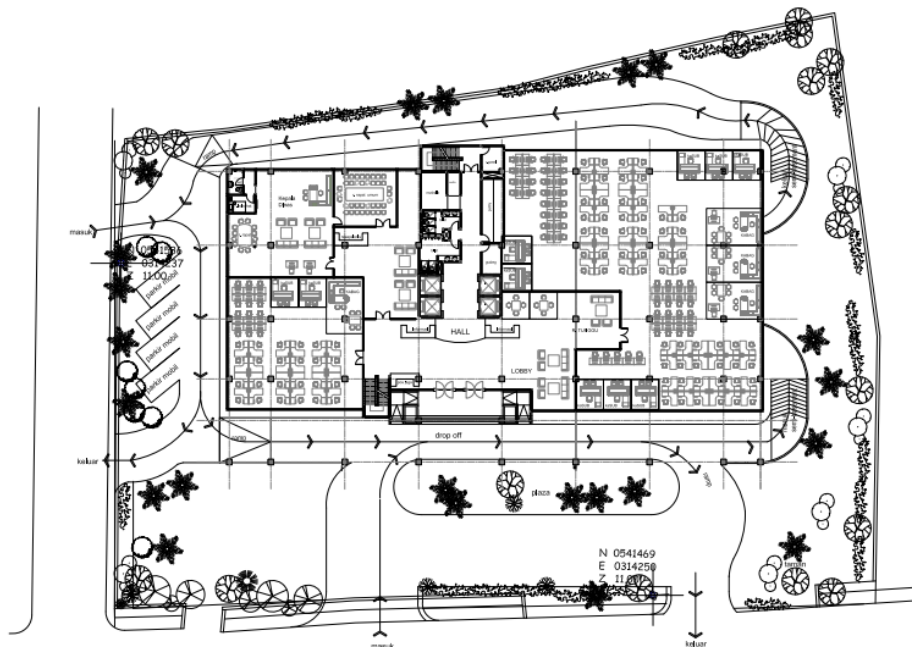
5.1.2 Spesifikasi Material

Material yang digunakan pada pembangunan Gedung Kantor Bappeda Provinsi Kalimantan Utara, yakni sebagai berikut:

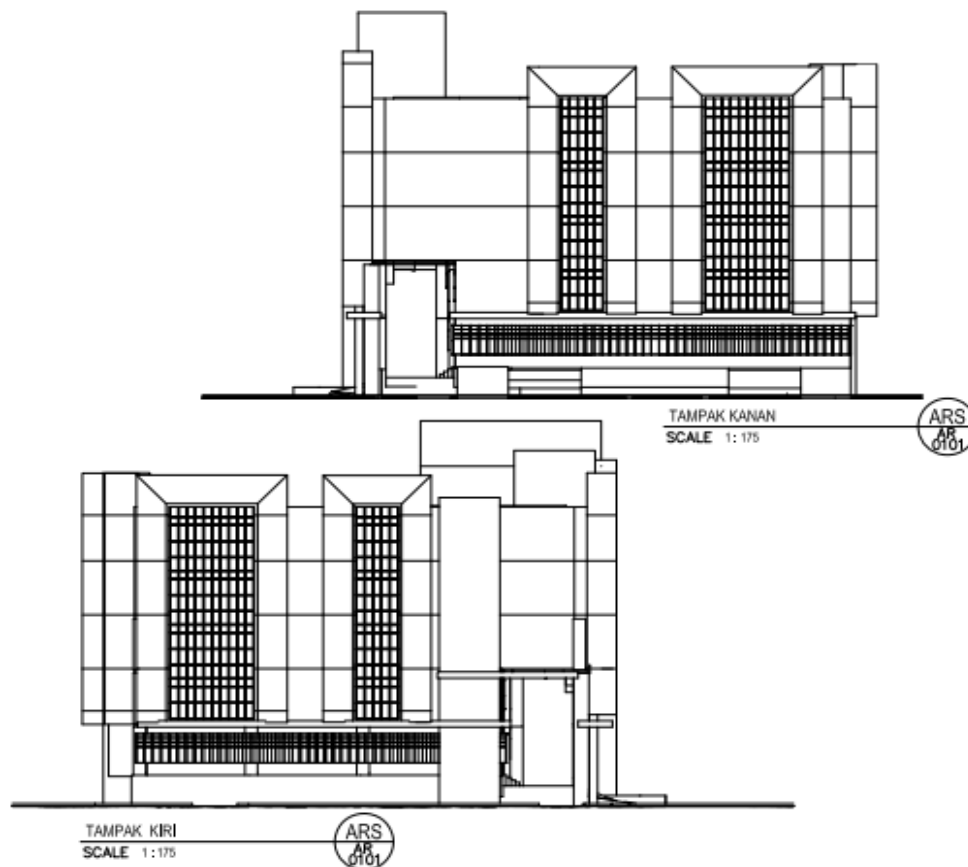
1. Beton dengan mutu $f'c$ sebesar 20 Mpa,
2. Tulangan baja polos dengan mutu baja (f_y) sebesar 240 Mpa,
3. Tulangan baja ulir dengan mutu baja (f_y) sebesar 400 Mpa.

5.1.3 Denah Konstruksi

Denah konstruksi dapat dilihat pada Gambar 5.2 sedangkan potongan melintang dapat dilihat pada Gambar 5.3.



Gambar 5.3 Site Plan Gedung Kantor Bappeda Lantai 1
(Sumber: Laporan Pengujian Tanah Cv. Prisma Soenoe, 2014)



Gambar 5.4 Gambar Perencanaan Gedung Bappeda Kalimantan Utara
(Sumber: Laporan Pengujian Tanah Cv. Prisma Soenoe, 2014)

5.2. Pembebanan Struktur

Bab ini menjelaskan pembebanan struktur bagian atas yang meliputi beban hidup, beban mati, dan beban gempa. Beban-beban tersebut kemudian dianalisis menggunakan program Etabs.

5.2.1. Peraturan Pembebanan

Peraturan pembebanan yang digunakan sebagai patokan dalam perhitungan pembebanan struktur adalah sebagai berikut.

1. SNI 03-2847-2013 tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung.
2. SNI 03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung.
3. SKBI 1.3.53.1987 tentang Pendoman Perencanaan pembebanan untuk Rumah dan Gedung.

5.2.2 Kombinasi Pembebanan

Dalam perhitungan pembebanan digunakan dua jenis pembebanan yaitu kondisi beban tetap dan kondisi beban gempa. Kombinasi pembebanan yang digunakan berupa.

1. Kombinasi 1 = 1,4 DL,
2. Kombinasi 2 = 1,2 DL + 1,6 LL,
3. Kombinasi 3 = 1,344 DL + 0,5 LL + 0,39 EX + 1,3 EY,
4. Kombinasi 4 = 1,278 DL + 0,5 LL - 0,39 EX + 1,3 EY,
5. Kombinasi 5 = 1,122 DL + 0,5 LL + 0,39 EX - 1,3 EY,
6. Kombinasi 6 = 1,056 DL + 0,5 LL - 0,39 EX - 1,3 EY,
7. Kombinasi 7 = 1,344 DL + 0,5 LL + 1,3 EX + 0,39 EY,
8. Kombinasi 8 = 1,122 DL + 0,5 LL - 1,3 EX + 0,39 EY,
9. Kombinasi 9 = 1,278 DL + 0,5 LL + 1,3 EX - 0,39 EY,
10. Kombinasi 10 = 1,056 DL + 0,5 LL - 1,3 EX - 0,39 EY,
11. Kombinasi 11 = 0,756 DL + 0,5 LL + 0,39 EX + 1,3 EY,
12. Kombinasi 12 = 0,822 DL + 0,5 LL - 0,39 EX + 1,3 EY,
13. Kombinasi 13 = 0,978 DL + 0,5 LL + 0,39 EX - 1,3 EY,
14. Kombinasi 14 = 1,044 DL + 0,5 LL - 0,39 EX - 1,3 EY,
15. Kombinasi 15 = 0,756 DL + 0,5 LL + 1,3 EX + 0,39 EY,
16. Kombinasi 16 = 0,978 DL + 0,5 LL - 1,3 EX + 0,39 EY,
17. Kombinasi 17 = 0,822 DL + 0,5 LL + 1,3 EX - 0,39 EY,
18. Kombinasi 18 = 1,044 DL + 0,5 LL - 1,3 EX - 0,39 EY.

5.2.3 Pembebanan

Dalam pembebanan gedung terdiri dari perhitungan beban mati, beban hidup dan beban gempa sebagai berikut.

1. Beban Mati

Guna menentukan beban pada gedung, maka diperlukan fungsi gedung tersebut.

Pembebanan gedung terhadap beban mati meliputi sebagai berikut.

a. Lantai

Analisis beban mati dan hidup dapat dilihat pada Tabel 5.1.

Tabel 5.1 Analisis Beban Mati dan Hidup pada Lantai

Pembebanan pada Pelat Lantai				
Beban Mati				
Keterangan	Berat (KN/m ³)	Tebal	Beban	
Pelat Lantai (12 cm)	24	0,12	2,88	KN/m^2
Pasir Urug (3 cm)	18	0,03	0,54	KN/m^2
Ubin Keramik (1 cm)	0,24	1	0,24	KN/m^2
Spesi penutup lantai (2 cm)	0,21	2	0,42	KN/m^2
Plafond dan Penggantung			0,18	KN/m^2
		qDL	4,26	KN/m^2
Input Etabs (4,26 – 2,88) =		qDL	1,38	KN/m^2
Beban Hidup				
Beban Hidup fungsi Kantor		qLL	2,5	KN/m^2

b. Atap

Analisis beban mati pada atap dapat dilihat pada Tabel 5.2.

Tabel 5.2 Analisis Beban Mati dan Hidup pada Atap

Pembebanan pada Pelat Atap				
Beban Mati				
Keterangan	Berat (KN/m ³)	Tebal	Beban	
Pelat Atap	24	0,12	2,88	KN/m^2
Spesi penutup lantai (2 cm)	0,21	2	0,42	KN/m^2
Plafond dan Penggantung			0,24	KN/m^2
Water proofing			0,42	KN/m^2
		qDL	3,98	KN/m^2
Input Etabs (3,98 – 2,88) =		qDL	1,1	KN/m^2
Beban Hidup				
Beban Hidup Atap		qLL	1	KN/m^2
Beban hujan (ditafsir 5 cm genangan)		qR	0,5	KN/m^2
qLL Total			1,5	KN/m^2

2. Beban Hidup

Berdasarkan SKBI 1.3.53.1987 tentang pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung, beban hidup untuk gedung yang difungsikan sebagai kantor adalah sebesar 100 kg/m^2 untuk lantai dan 100 kg/m^2 untuk atap.

3. Beban Gempa

Pembangunan bangunan Gedung Kantor Bappeda terletak di Kantor Dinas Pertanian & Kehutanan Tanjung Selor difungsikan sebagai bangunan kantor dan tipe tanah lunak.

a. Kategori risiko bangunan gedung

Berdasarkan jenis pemanfaatannya sebagai gedung perkantoran, sesuai dengan kriteria pada Tabel 1, SNI Gempa, struktur dapat dikategorikan ke dalam struktur dengan kategori risiko gempa II. Berdasarkan Tabel 2, Faktor Keutamaan Gempa, I_e , struktur = 1,0.

b. Parameter dasar S_s dan S_1

Percepatan batuan dasar MCE_R di lokasi pembangunan gedung pada periode pendek (0.2 detik) dan 1 detik didapat berdasarkan data puskim yaitu:

$$S_s = 0,442 \text{ g}$$

$$S_1 = 0,139 \text{ g}$$

c. Kelas lokasi (klasifikasi situs)

Profil tabah dari hasil investigasi geoteknik pada 2 titik (B.01 & B.02) dilokasi pembangunan gedung adalah seperti terlihat pada sketsa Gambar 5.4.

Nilai N-SPT		Nilai N-SPT	
2m	1	2m	1
4m	1	4m	1
6m	1	6m	1
8m	2	8m	2
10m	3	10m	3
12m	3	12m	4
14m	4	14m	4
16m	4	16m	4
18m	5	18m	5
20m	5	20m	5
22m	5	22m	5
24m	5	24m	6
26m	5	26m	6
28m	7	28m	7
30m	9	30m	14
32m	9	32m	20
34m	12	34m	25
36m	21	36m	33
38m	35	38m	53
40m	55	40m	50
40m	>50	40m	>50

**Gambar 5.5 Profil Tanah Permukaan (Hipotetikal)
di Lokasi Pembangunan Struktur**

(Sumber: Laporan Pengujian Tanah Cv. Prisma Soenoe, 2014)

SNI Gempa 1726-2012 (BSN,2012) pasal 5, seperti terlihat pada Tabel 10.1 (atau Tabel 3 SNI Gempa 1726-2012), mengklasifikasikan situs tanah ke dalam 6 kelompok. Pengelompokan dibuat berdasarkan v_s , N_{60} , N_{ch} , dan S_u berdasar nilai kadar air titik B.01 dan B.02 senilai 59,40 dan 56,84 sehingga situs dilokasi konstruksi bangunan dapat dikategorikan ke dalam situs kelas SE (tanah lunak).

- d. Parameter respons spektra percepatan S_{MS} dan S_{M1}

produk dari kombinasi parameter dasar pergerakan tanah dan faktor amplikasi adalah S_{MS} dan S_{M1} , yang masing-masing adalah parameter respons spektra percepatan untuk gempa tertimbang maksimum pada periode pendek (0,2 detik) dan periode 1 detik yang telah disesuaikan dengan pengaruh kelas situs.

Berdasarkan tabel 4 dan 5 (SNI Gempa), untuk situs kelas SE dengan $S_s = 0,442 g$ dan $S_1 = 0,139 g$, masing-masing $F_a = 1,887$ dan nilai $F_v = 3,382$. untuk nilai-nilai S_s dan S_1 yang terletak diantara nilai-nilai yang tersedia di <http://puskim.pu.go.id/> dengan menggunakan nilai-nilai ini parameter *ground motion* situs teramplifikasi dapat dihitung sebagai berikut:

$$S_{MS} = F_a S_s = 1,887 \times 0,442 = 0,834 g$$

$$S_{M1} = F_a S_1 = 1,887 \times 0,139 = 0,470 g$$

- e. Nilai parameter percepatan spektra desain
parameter percepatan spektra desai untuk situs dilokasi struktur adalah:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \cdot S_{MS} = \frac{2}{3} \cdot (0,834) = 0,556 g$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \cdot S_{M1} = \frac{2}{3} \cdot (0,47) = 0,313 g$$

- f. Menggambar respons spektra desain

bentuk dasar respons spektra desain seperti dilihat pada (Gambar 1, SNI Gempa).

$$T_o = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,2 \frac{0,313}{0,556} = 0,113 \text{ detik}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,314}{0,556} = 0,564 \text{ detik}$$

Percepatan $T=0$, dengan percepatan spektra

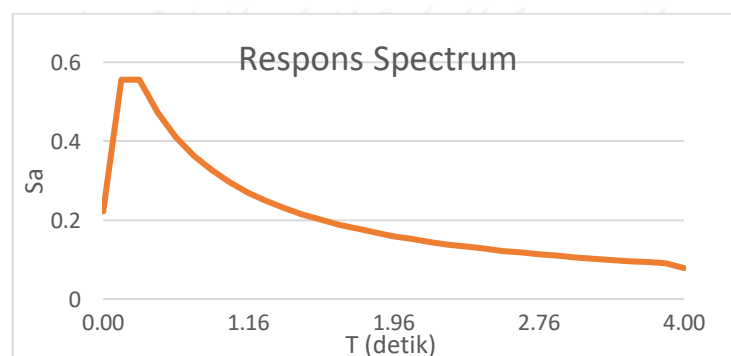
$$S_a = 0,4 \times S_{DS} = 0,4 \times 0,556 = 0,222 \text{ g}$$

Ordinat hasil perhitungan periode, T (s) dan percepatan spektra, $S_a(g)$ seperti terlihat pada Tabel 5.3 dan Gambar 5.5 memperlihatkan grafik hasil plotting ordinat spektra desain pada diagram kartesius.

Tabel 5.3 Ordinat Spektra Desain Elastik untuk Situs Kelas SE di Lokasi Pembangunan Gedung

Periode , T (s)	Percepatan Spektra, $S_a(g)$	Periode , T (s)	Percepatan Spektra, $S_a(g)$	Periode , T (s)	Percepatan Spektra, $S_a(g)$
0	0,222	$T_s + 1,0$	0,188	$T_s + 2,3$	0,106
T_0	0,556	$T_s + 1,1$	0,178	$T_s + 2,4$	0,102
T_s	0,556	$T_s + 1,2$	0,168	$T_s + 2,5$	0,099
$T_s + 0$	0,472	$T_s + 1,3$	0,160	$T_s + 2,6$	0,096
$T_s + 0,1$	0,410	$T_s + 1,4$	0,152	$T_s + 2,7$	0,093
$T_s + 0,2$	0,363	$T_s + 1,5$	0,145	$T_s + 2,8$	0,090
$T_s + 0,3$	0,325	$T_s + 1,6$	0,138	$T_s + 2,9$	0,088
$T_s + 0,4$	0,295	$T_s + 1,7$	0,133	$T_s + 3,0$	0,086
$T_s + 0,5$	0,269	$T_s + 1,8$	0,127	$T_s + 3,1$	0,083
$T_s + 0,6$	0,248	$T_s + 1,9$	0,122	$T_s + 3,2$	0,081
$T_s + 0,7$	0,230	$T_s + 2,0$	0,118	$T_s + 3,3$	0,078
$T_s + 0,8$	0,214	$T_s + 2,1$	0,113		
$T_s + 0,9$	0,200	$T_s + 2,2$	0,109		

(Sumber: Analisa <http://puskim.pu.go.id/>)



Gambar 5.5 Respons Spektra Desain Elastis untuk situs dengan

$$S_s = 0,442 \text{ g dan } S_1 = 0,139 \text{ g}$$

(Sumber: Analisa <http://puskim.pu.go.id/>)

g. Periode natural (waktu getar alami) struktur

Waktu getar alami struktur dapat dihitung dengan acuan pada ketentuan 7.8.2 SNI Gempa. Periode fundamental pendekatan, $T_a(s)$ pada rangka beton pemikul momen adalah

$$T_a = C_t h_n^x$$

$$T_a = 0,0466 \times 25^{0,9} = 0,844 \text{ detik}$$

h. Koefisien respons seismik

berdasarkan SNI Gempa Pasal 7.8.1.1, koefisien respons seismik C_s , harus ditentukan sesuai dengan persamaan sebagai berikut.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$C_s = \frac{0,313}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,069$$

Nilai C_s yang dihitung tidak boleh melebihi dari nilai sebagai berikut.

$$C_{s1} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$C_{s1} = \frac{0,314}{0,844\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,024$$

C_s harus tidak kurang dari

$$C_{s2} = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01$$

$$C_{s2} = 0,044 * 0,556 * 1 = 0,024 \geq 0,01 \text{ (oke)}$$

Sebagai tambahan, untuk struktur yang berlokasi di daerah dimana S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0.6 g, maka C_s harus tidak kurang dari berikut.

$$C_{s3} = \frac{0,5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$C_{s3} = \frac{0,5 \cdot 0,139}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,009$$

Maka nilai C_s yang dipakai Nilai $C_{s1} > C_{s2}$ dan C_{s3} yaitu 0,048.

i. Kekakuan Struktur

Kekakuan struktur adalah gaya yang diperlukan struktur bila mengalami deformasi sebesar satu-satuan.

$$k = \left(\frac{T-0,5}{2} * 1 \right) + 1v$$

$$k = \left(\frac{0,844 - 0,5}{2} \times 1 \right) + 1 = 1,172$$

5.3 Hasil Analisis Program ETABS

Program ETABS digunakan dalam analisis perhitungan gedung bertingkat terlebih dahulu harus dihitung beban tetap dan beban gempa.

Data yang di input dalam program ETABS adalah sebagai berikut.

1. Pengidentifikasi karakteristik grid, material dan frame section,
2. Menentukan joint, frame dan constraint,
3. Memasukan beban mati (D), beban hidup (L), beban gempa (E) dan beban kombinasi (load combination),
4. Jalankan program analisis (run analysis).

Analisis struktur menggunakan ETABS dengan asumsi perletakan jepit-jepit agar tidak terjadi pergeseran pada struktur. Beban mati terdiri dari berat tiap lantai dan atap. Berat struktur dan gempa langsung otomatis dihitung ETABS, hasil analisa beban aksial dan momen berdasarkan analisa ETABS, dari hasil output ETABS diperoleh gaya- akibat kombaini beban 1 pada titik C38 bisa lihat pada Gambar 5.6 dan 5.7 yang ditinjau yaitu titik C38 sebesar:

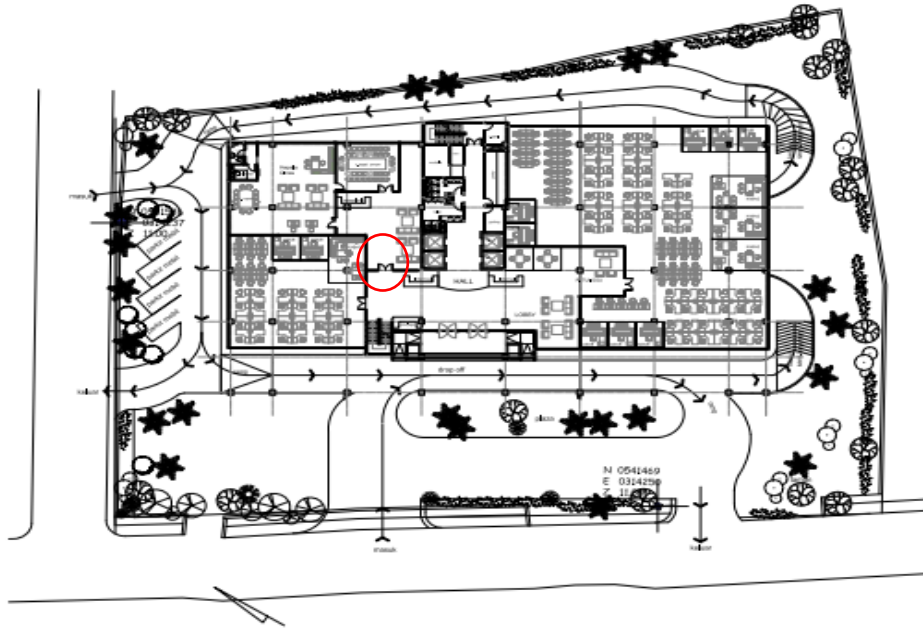
Beban aksial (P) = 7648,78 kN

Momen (Mx) = 113,948 kN

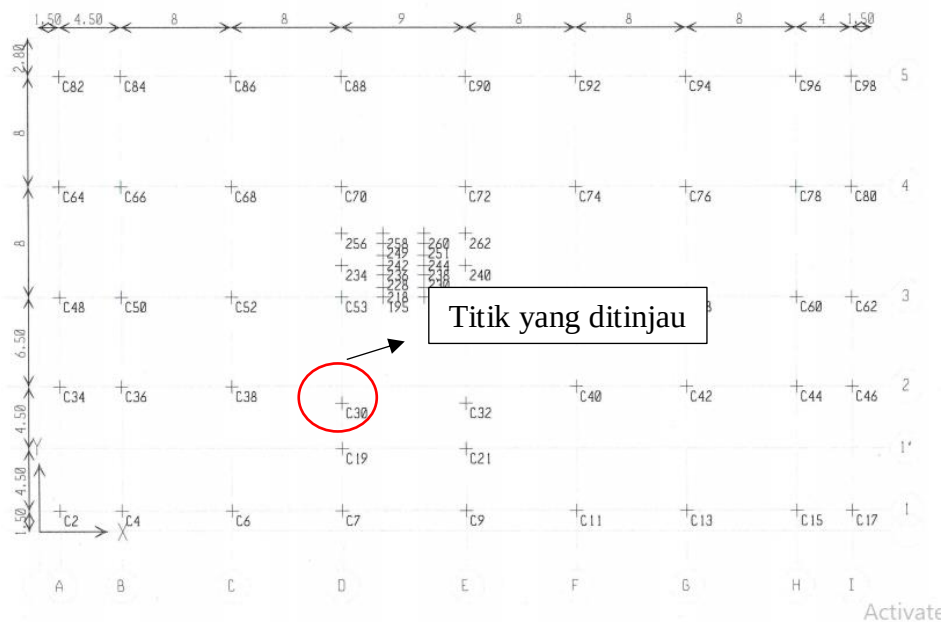
Momen (My) = 44,93 kN

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
BASE	88	ENVE MAX	6	-4.55	779.96	11.62	4.582	0
BASE	98	ENVE MAX	4.13	-3.25	687.47	12.105	3.158	0
BASE	126	ENVE MAX	63.73	56.21	683.99	8.564	21.89	13.385
BASE	184	ENVE MAX	5.46	5.53	682.34	2.952	4.169	0
BASE	172	ENVE MAX	4.72	3.52	675.2	2.22	3.605	0
BASE	101	ENVE MAX	5.73	-3.01	672.96	12.525	4.376	0
BASE	181	ENVE MAX	5.21	5.2	671.31	2.65	3.985	0
BASE	203	ENVE MAX	4.09	-3.61	666.92	11.699	3.125	0
BASE	123	ENVE MAX	86.91	54.39	654.8	8.477	2.896	-3.471
BASE	120	ENVE MAX	4.34	6.26	606.99	0.378	3.318	0

Gambar 5.6 Hasil Etabs (Ton)



Gambar 5.7 Site Plan Gedung Kantor Bappeda pada Titik C38
(Sumber: Laporan Pengujian Tanah Cv. Prisma Soenoe, 2014)



Gambar 5.8 Site Plan Gedung Kantor Bappeda pada Titik C38

5.4. Data Karakteristik Tanah

Telah dilakukan serangkaian penyelidikan tanah pada pembangunan Gedung Kantor Bappeda adapun hasil penyelidikan tanah dengan metode sondir dan SPT setelah dilakukan pengujian tanah pada lokasi Titik Sondir (S.01), (S02), (S03), dan (S04) dapat dilihat pada Tabel 5.4 sedangkan lokasi titik Test Boring-SPT (B.01), & (B.02) dapat dilihat pada Tabel 5.5.

Tabel 5.4 Rekapitulasi hasil pengujian Test Sondir pada lokasi Titik(S.01), (S.02), (S.03), (S.04)

No	Titik	Kedalaman (m)	Cone Resistance Konus (kg/cm ²)	Accumulative JHL (kg/cm)	Cuaca
1	S.01	10	36,59	111,22	Berawan
		20	113,72	658,46	
		30,8	201,73	2022,88	
2	S.02	10	19,78	75,82	Berawan
		18	154,26	690,91	
		27,8	203,70	2012,55	
3	S.03	10	24,72	129,80	Hujan ringan
		20	106,80	677,05	
		29,40	207,66	1703,69	
4	S.04	10	20,77	97,35	Mendung
		20	85,04	522,17	
		29,4	207,66	1475,05	

Tabel 5.5 Rekapitulasi Hasil Pengujian Test SPT pada Lokasi Titik (B.01)& (B.02)

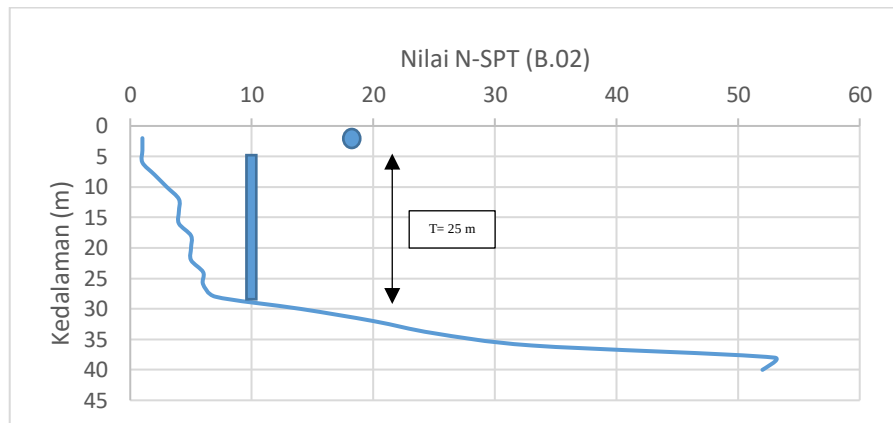
No	Jenis Tanah (Visual Description) Vs Nilai N (Blows/feet)	B.01	No	Jenis Tanah (Visual Description) Vs Nilai N (Blows/feet)	B.02
1	Tanah Gambut (Abu-Abu) & lempung Lunak (Abu-abu)	0 s/d -8,00	1	Tanah Gambut (Abu-Abu) & lempung Lunak (Abu-abu)	0 s/d -8,00
	Very Soft Clay			Very Soft Clay	
	Ketebalan (meter)	8		Ketebalan (meter)	8
	Nilai 'N'	0 s/d 2		Nilai 'N'	0 s/d 2
2	Lempung Lunak (Abu-abu) & Tanah Lempung (Abu-abu)	-8,00 s/d - 16,00	2	Lempung Lunak (Abu-abu), Lempung (Abu-abu) & Lempung (Abu-abu)	-8,00 s/d - 16,00
	Soft Clay			Soft	
	Ketebalan (meter)	8		Ketebalan (meter)	8
	Nilai 'N'	2 s/d 4		Nilai 'N'	2 s/d 4

Lanjutan Tabel 5.5 Rekapitulasi Hasil Pengujian Test SPT pada Lokasi Titik (B.01)& (B.02)

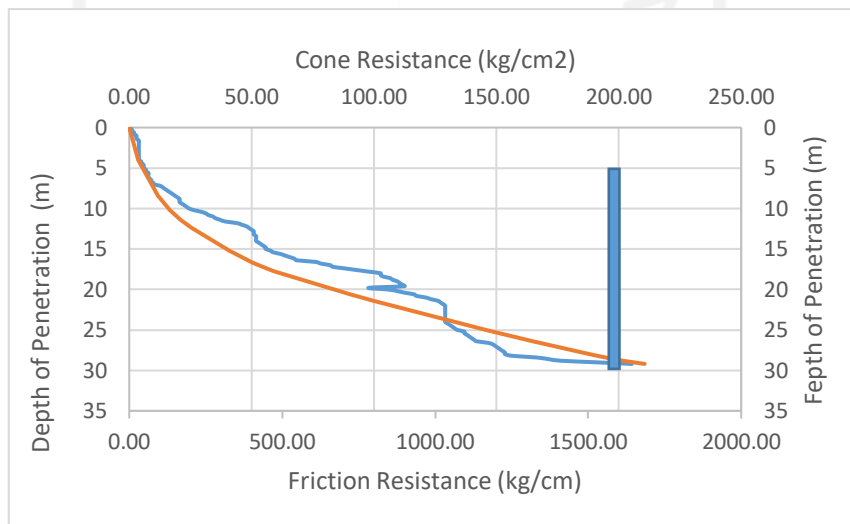
3	Tanah Lempung (Abu-abu)	- 16,00	3	Tanah Lempung (Abu-abu Kecoklatan)	- 16,00
	Very Soft Clay	s/d - 32,00		Medium	s/d - 29,00
	Ketebalan (meter)	16		Ketebalan (meter)	13
	Nilai 'N'	4 s/d 10		Nilai 'N'	4 s/d 10
4	Lempung (Abu-abu) & Lempung Pasir (Abu-abu)	-32 s/d	4	Tanah Lempung (Abu-abu Kecoklatan)	-29 s/d
	Stiff	-37,5		Stiff Clay	-35,5
	Ketebalan (meter)	5,5		Ketebalan (meter)	6,5
	Nilai 'N'	10 s/d 30		Nilai 'N'	10 s/d 30
5	Lempung Pasir (Abu-abu)	-37,5 s/d	5	Tanah Lempung (Abu-abu Kecoklatan)	-35,5 s/d
	Very Stiff	-39,5		Very Stiff	-37,5
	Ketebalan (meter)	2		Ketebalan (meter)	2
	Nilai 'N'	30 s/d 50		Nilai 'N'	30 s/d 50
6	Lempung (Abu-abu)	-39,5 s/d	6	Tanah Lempung (Abu-abu Kecoklatan)	-37,5 s/d >
	Hard	> -42		Hard Clay	-40
	Ketebalan (meter)	>2,5		Ketebalan (meter)	>2,5
	Nilai 'N'	>50		Nilai 'N'	>50

(Sumber: Laporan Pengujian Tanah, 2014)

Dari hasil rekapitulasi hasil penyelidikan sondir terhadap titik S.01, S.02, S.03, dan S.04 maka data titik S.03 hasil dari pengujian Test Sondir akan di pergunakan sebagai dasar untuk pekerjaan konstruksi pondasi gedung kantor Bappeda Provinsi Kalimantan Utarakarenakan dianggap data tanah paling lemah sedangkan untuk data Test SPT berdasarkan dari hasil rekapitulasi penyeidikan terhadap Titik B.01 & B.02 data yang dipakai ialah Titik B.02 karena lokasi titik B.02 memiliki jarak yang berdekatan terhadap titik S.03. Data detail tiang pancang berdasarkan tertancapnya tiang di dalam lapisan tanah berdasarkan data sondir S.03 dan Data N-SPT B.02 dapat dilihat pada Gambar berikut.



Gambar 5.9 Konfigurasi Tiang Dalam Tanah Pada Data Tanah N-SPT



Gambar 5.10 Konfigurasi Tiang Dalam Tanah Pada Data Tanah Sondir

5.5 Distribusi Pembebanan Tiang

Distribusi pembebanan tiang menggunakan data joint C38 sehingga perhitungan distribusi tiang dapat dilihat dibawah ini yaitu:

1. Distribusi pembebanan tiang pada tiang eksisting Diameter 50 cm

$$Q_i = \frac{P}{n} \pm \frac{M_y \times x_i}{\sum(x^2)} \pm \frac{M_x \times y_i}{\sum(y^2)}$$

$$Q_1 = \frac{7648,78}{9} - \frac{44,93 \times 1,5}{\sum(13,5^2)} + \frac{113,948 \times 1,5}{\sum(13,5^2)} = 832,211 \text{ kn}$$

$$Q_2 = \frac{7648,78}{9} - \frac{44,93 \times 0}{\sum(13,5^2)} - \frac{113,948 \times 1,5}{\sum(13,5^2)} = 837,204 \text{ kn}$$

$$Q_3 = \frac{7648,78}{9} - \frac{44,93 \times 1,5}{\sum(13,5^2)} - \frac{113,948 \times 1,5}{\sum(13,5^2)} = 842,196 \text{ kn}$$

$$Q_4 = \frac{7648,78}{9} + \frac{44,93 \times 1,5}{\Sigma(13,5^2)} + \frac{113,948 \times 0}{\Sigma(13,5^2)} = 854,857 \text{ kn}$$

$$Q_5 = \frac{7648,78}{9} + \frac{44,93 \times 1,5}{\Sigma(13,5^2)} + \frac{113,948 \times 0}{\Sigma(13,5^2)} = 849,864 \text{ kn}$$

$$Q_6 = \frac{7648,78}{9} + \frac{44,93 \times 1,5}{\Sigma(13,5^2)} - \frac{113,948 \times 0}{\Sigma(13,5^2)} = 844,872 \text{ kn}$$

$$Q_7 = \frac{7648,78}{9} + \frac{44,93 \times 1,5}{\Sigma(13,5^2)} + \frac{113,948 \times 1,5}{\Sigma(13,5^2)} = 867,518 \text{ kn}$$

$$Q_8 = \frac{7648,78}{9} + \frac{44,93 \times 0}{\Sigma(13,5^2)} - \frac{113,948 \times 1,5}{\Sigma(13,5^2)} = 862,525 \text{ kn}$$

$$Q_9 = \frac{7648,78}{9} + \frac{44,93 \times 1,5}{\Sigma(13,5^2)} - \frac{113,948 \times 1,5}{\Sigma(13,5^2)} = 857,533 \text{ kn}$$

2. Distribusi pembebanan tiang pada tiang variasi Diameter 40 cm

$$Q_i = \frac{P}{n} \pm \frac{M_y \times x_i}{\Sigma(x^2)} \pm \frac{M_x \times y_i}{\Sigma(y^2)}$$

$$Q_1 = \frac{7648,78}{9} - \frac{44,93 \times 1,2}{\Sigma(8,64^2)} + \frac{113,948 \times 1,2}{\Sigma(8,64^2)} = 827,798 \text{ kn}$$

$$Q_2 = \frac{7648,78}{9} - \frac{44,93 \times 1,2}{\Sigma(8,64^2)} - \frac{113,948 \times 1,2}{\Sigma(8,64^2)} = 834,038 \text{ kn}$$

$$Q_3 = \frac{7648,78}{9} - \frac{44,93 \times 1,2}{\Sigma(8,64^2)} - \frac{113,948 \times 1,2}{\Sigma(8,64^2)} = 840,279 \text{ kn}$$

$$Q_4 = \frac{7648,78}{9} + \frac{44,93 \times 1,2}{\Sigma(8,64^2)} + \frac{113,948 \times 1,2}{\Sigma(8,64^2)} = 856,105 \text{ kn}$$

$$Q_5 = \frac{7648,78}{9} + \frac{44,93 \times 1,2}{\Sigma(8,64^2)} - \frac{113,948 \times 1,2}{\Sigma(8,64^2)} = 849,864 \text{ kn}$$

$$Q_6 = \frac{7648,78}{9} + \frac{44,93 \times 1,2}{\Sigma(8,64^2)} - \frac{113,948 \times 1,2}{\Sigma(8,64^2)} = 843,624 \text{ kn}$$

$$Q_7 = \frac{7648,78}{9} + \frac{44,93 \times 1,2}{\Sigma(8,64^2)} + \frac{113,948 \times 1,2}{\Sigma(8,64^2)} = 871,931 \text{ kn}$$

$$Q_8 = \frac{7648,78}{9} + \frac{44,93 \times 1,2}{\Sigma(8,64^2)} - \frac{113,948 \times 1,2}{\Sigma(8,64^2)} = 865,691 \text{ kn}$$

$$Q_9 = \frac{7648,78}{9} + \frac{44,93 \times 1,2}{\Sigma(8,64^2)} - \frac{113,948 \times 1,2}{\Sigma(8,64^2)} = 859,45 \text{ kn}$$

3. Distribusi pembebanan tiang pada tiang variasi Diameter 30 cm

$$Q_i = \frac{P}{n} \pm \frac{M_y \times x_i}{\Sigma(x^2)} \pm \frac{M_x \times y_i}{\Sigma(y^2)}$$

$$Q_1 = \frac{7648,78}{9} - \frac{44,93 \times 0,9}{\Sigma(4,86^2)} + \frac{113,948 \times 0,9}{\Sigma(4,86^2)} = 820,443 \text{ kn}$$

$$Q_2 = \frac{7648,78}{9} - \frac{44,93 \times 0,9}{\Sigma(4,86^2)} - \frac{113,948 \times 0,9}{\Sigma(4,86^2)} = 828,763 \text{ kn}$$

$$Q_3 = \frac{7648,78}{9} - \frac{44,93 \times 0,9}{\Sigma(4,86^2)} - \frac{113,948 \times 0,9}{\Sigma(4,86)} = 837,083 \text{ kn}$$

$$Q_4 = \frac{7648,78}{9} + \frac{44,93 \times 0,9}{\Sigma(4,86^2)} + \frac{113,948 \times 0,9}{\Sigma(4,86^2)} = 858,185 \text{ kn}$$

$$Q_5 = \frac{7648,78}{9} + \frac{44,93 \times 0,9}{\Sigma(4,86^2)} - \frac{113,948 \times 0,9}{\Sigma(4,86^2)} = 849,864 \text{ kn}$$

$$Q_6 = \frac{7648,78}{9} + \frac{44,93 \times 0,9}{\Sigma(4,86^2)} - \frac{113,948 \times 0,9}{\Sigma(4,86^2)} = 841,544 \text{ kn}$$

$$Q_7 = \frac{7648,78}{9} + \frac{44,93 \times 0,9}{\Sigma(4,86^2)} + \frac{113,948 \times 0,9}{\Sigma(4,86^2)} = 879,286 \text{ kn}$$

$$Q_8 = \frac{7648,78}{9} + \frac{44,93 \times 0,9}{\Sigma(4,86^2)} - \frac{113,948 \times 0,9}{\Sigma(4,86^2)} = 870,966 \text{ kn}$$

$$Q_9 = \frac{7648,78}{9} + \frac{44,93 \times 0,9}{\Sigma(4,86^2)} - \frac{113,948 \times 0,9}{\Sigma(4,86^2)} = 862,646 \text{ kn}$$

5.6 Analisis Daya Dukung pondasi

5.6.1 Daya Dukung Tiang Dengan Data SPT

1. Perhitungan Daya dukung Tiang Berdasarkan Uji SPT (Luciano Decourt)

a. Pada Tiang Eksisting Diameter 50 cm

Kapasitas nominal tiang pancang secara empiris dari nilai N hasil pengujian SPT menurut Luciano Decourt dinyatakan dengan rumus:

$$Q_u = \alpha \cdot K_{dp} \cdot N \cdot A_b + \sum \beta_i \cdot 10 \cdot \left(\frac{N_i}{3} + 1 \right) \cdot A_{s,i}$$

Diameter tiang pancang, $D = 0,5 \text{ m}$

Panjang Tiang Pancang, $L = 25 \text{ m}$

Luas dasar tiang pancang, $A_b = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = 0,19625 \text{ m}^2$

Luas selimut tiang pancang, $A_s = \pi \cdot d \cdot L = 1,256 \text{ m}^2$

Nilai SPT di sekitar dasar tiang (4.D diatas dan di bawah dasar tiang), $N_p = 17$

Koefisien karakteristik tanah, $K = 200 \text{ kN/m}^2$

1) Kapasitas Daya Ujung Tiang

$$\begin{aligned} Q_b &= \alpha \cdot K_{dq} \cdot N_p \cdot A_b \\ &= 1 \cdot 200 \cdot 17 \cdot 0,19625 = 834,06 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Kapasitas daya Dukung Gesek Tiang

$$Q_s = \sum \beta_i \cdot 10 \cdot \left[\frac{N_i}{3} + 1 \right] \cdot A_{s,i}$$

$$Q_{s1} = \sum 1 \cdot 10 \cdot \left[\frac{1}{3} + 1 \right] \cdot 1,256 = 41,87 \text{ kN}$$

Perhitungan kapasitas daya dukung gesek diameter 50 dapat dilihat pada Table 5.9 sebagai berikut.

Tabel 5.6 Perhitungan Daya Dukung Gesek Decourt-Quaresma

Depth (m)	N	L x N	α	Jenis Tanah	Kdp (kN/m ²)	β	Keliling	Qs 50
0-2	1	2	1	Gambut, abu-abu	200	1	1.57	41.87
2-4	1	2	1	Gambut, abu-abu	200	1	1.57	41.87
4-6	1	2	1	Lempung Lunak, Abu-abu	200	1	1.57	41.87
6-8	2	4	1	Lempung Lunak, Abu-abu	200	1	1.57	52.33
8-10	3	6	1	Lempung Lunak, Abu-abu	200	1	1.57	62.80
10-12	4	8	1	Lempung Lunak, Abu-abu	200	1	1.57	73.27
12-14	4	8	1	Lempung	200	1	1.57	73.27
14-16	4	8	1	Lempung	200	1	1.57	73.27
16-18	5	10	1	Lempung	200	1	1.57	83.73
18-20	5	10	1	Lempung	200	1	1.57	83.73
20-22	5	10	1	Lempung	200	1	1.57	83.73
22-24	6	12	1	Lempung	200	1	1.57	94.20
24-26	6	12	1	Lempung	200	1	1.57	94.20
26-28	7	14	1	Lempung	200	1	1.57	104.67
28-30	14	28	1	Lempung	200	1	1.57	177.93
								1182.73

3) Kapasitas Daya Dukung Ultimate

$$Q_u = Q_b + Q_s$$

$$Q_u = 834,063 + 1182,73 = 2016,8 \text{ kN}$$

4) $Q_{ijin} = \frac{Q_u}{SF}$

$$Q_{ijin} = \frac{2016,8}{2,5} = 806,72 \text{ kN} < 871,048 \text{ kN (Tidak Aman)}$$

5) $Q_{kelompok} = n \times Q_{ijin}$

$$= 9 \times 806,72 \text{ kN} = 7260,47 \text{ kN (Tidak Aman)}$$

b. Tiang Variasi Diameter 40 cm

Kapasitas nominal tiang pancang secara empiris dari nilai N hasil pengujian SPT menurut Luciano Decourt dinyatakan dengan rumus:

$$Q_u = \alpha \cdot K_{dp} \cdot N \cdot A_b + \sum \beta_i \cdot 10 \cdot \left(\frac{N_i}{3} + 1 \right) \cdot A_{s,i}$$

Diameter tiang pancang, D = 0,4 m

c. Kapasitas Daya Dukung Ultimate

$$Q_u = Q_b + Q_s$$

$$Q_u = 533,8 + 946,19 = 1479,987 \text{ kN}$$

d. $Q_{ijin} = \frac{Q_u}{SF}$

$$Q_{ijin} = \frac{1479,987}{2,5} = 591,99 \text{ kN} < 871,931 \text{ kN (Tidak Aman)}$$

e. Qkelompok = n x Qijin

$$= 9 \times 591,99 \text{ kN} = 5327,95 \text{ kN}$$

c. Tiang Variasi Diameter 30 cm

Kapasitas nominal tiang pancang secara empiris dari nilai N hasil pengujian SPT menurut Luciano Decourt dinyatakan dengan rumus:

$$Q_u = \alpha \cdot K_{dp} \cdot N \cdot A_b + \sum \beta_i \cdot 10 \cdot \left(\frac{N_i}{3} + 1 \right) \cdot A_{s,i}$$

Diameter tiang pancang, $D = 0,3 \text{ m}$

Panjang Tiang Pancang, $L = 25 \text{ m}$

Luas dasar tiang pancang, $A_b = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = 0,07065 \text{ m}^2$

Luas selimut tiang pancang, $A_s = \pi \cdot d \cdot L = 0,942 \text{ m}^2$

Nilai SPT di sekitar dasar tiang (4.D diatas dan di bawah dasar tiang), $N_p = 12,25$

Koefisien karakteristik tanah, $K = 250 \text{ kN/m}^2$

1) Kapasitas Daya Ujung Tiang

$$Q_b = \alpha \cdot K_{dq} \cdot N_p \cdot A_b$$

$$= 1 \cdot 250 \cdot 17 \cdot 0,07065 = 300,26 \text{ kN}$$

2) Kapasitas daya Dukung Gesek Tiang

$$Q_s = \sum \beta_i \cdot 10 \cdot \left[\frac{N_i}{3} + 1 \right] \cdot A_{s,i}$$

$$Q_{s1} = \sum 1 \cdot 10 \cdot \left[\frac{1}{3} + 1 \right] \cdot 0,942 = 25,12 \text{ kN}$$

Perhitungan kapasitas daya dukung gesek diameter 50 dapat dilihat pada Table 5.10 sebagai berikut.

Tabel 5.8 Perhitungan Daya Dukung Gesek Decourt-Quaresma

Depth (m)	N	L x N	A	Jenis Tanah	Kdp (kN/m ²)	β	Keliling	Qs 30
0-2	1	2	1	Gambut, abu-abu	200	1	0.942	25.12
2-4	1	2	1	Gambut, abu-abu	200	1	0.942	25.12
4-6	1	2	1	Lempung Lunak, Abu-abu	200	1	0.942	25.12
6-8	2	4	1	Lempung Lunak, Abu-abu	200	1	0.942	31.4
8-10	3	6	1	Lempung Lunak, Abu-abu	200	1	0.942	37.68
10-12	4	8	1	Lempung Lunak, Abu-abu	200	1	0.942	43.96
12-14	4	8	1	Lempung	200	1	0.942	43.96
14-16	4	8	1	Lempung	200	1	0.942	43.96
16-18	5	10	1	Lempung	200	1	0.942	50.24
18-20	5	10	1	Lempung	200	1	0.942	50.24
20-22	5	10	1	Lempung	200	1	0.942	50.24
22-24	6	12	1	Lempung	200	1	0.942	56.52
24-26	6	12	1	Lempung	200	1	0.942	56.52
26-28	7	14	1	Lempung	200	1	0.942	62.8
28-30	14	28	1	Lempung	200	1	0.942	106.76
								709.64

3) Kapasitas Daya Dukung Ultimate

$$Q_u = Q_b + Q_s$$

$$Q_u = 300,26 + 709,64 = 1009,9 \text{ kN}$$

4) $Q_{ijin} = \frac{Q_u}{SF}$

$$Q_{ijin} = \frac{1009,9}{2,5} = 403,96 \text{ kN} < 879,286 \text{ kN (Tidak Aman)}$$

5) $Q_{kelompok} = n \times Q_{ijin}$

$$= 9 \times 403,96 \text{ kN} = 3635,65 \text{ kN}$$

5.6.2 Daya Dukung Tiang Dengan Data Sondir

1. Perhitungan Kapasitas Daya dukung Tiang Berdasarkan Uji Sondir (Mayerhoff)

Analisis kapasitas daya dukung tiang pancang dengan metode Mayerhoff pada titik sondir S-3 pada kedalaman 25 m.

a. Diameter 50 cm (Eksisting)

$$Q_{ijin} = \frac{(q_c \times A_p)}{3} + \frac{(JHL \times K)}{5}$$

$$= (192,8 \times 1962,5)/3 + (1666,8 \times 157)/5$$

$$= 178478,91 \text{ kg} = 15752,6 \text{ kN}$$

b. Diameter 40 cm

$$\begin{aligned}
 Q_{ijin} &= \frac{(q_c \times A_p)}{3} + \frac{(JHL \times K)}{5} \\
 &= (192,8 \times 1256)/3 + (1666,8 \times 125,6)/2 \\
 &= 122600,25 \text{ kg} = 10820,74 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

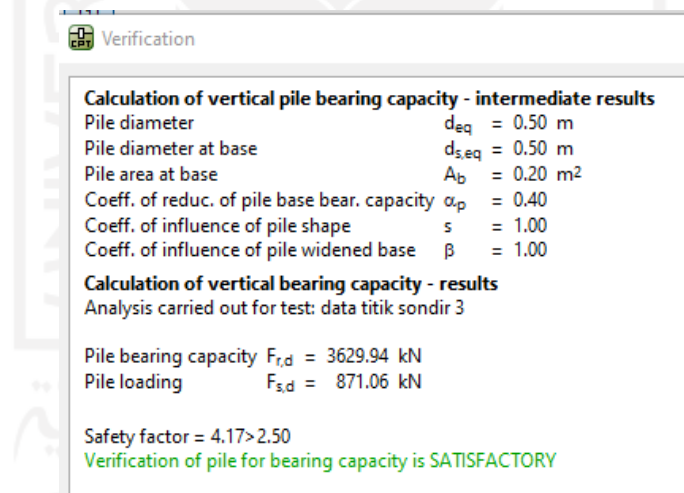
c. Diameter 30 cm

$$\begin{aligned}
 Q_{ult} = Q_{ijin} &= \frac{(q_c \times A_p)}{3} + \frac{(JHL \times K)}{5} \\
 &= (192,8 \times 706,5)/3 + (1666,8 \times 94,2)/5 \\
 &= 76813,035 \text{ kg} = 6779,54 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. Perhitungan Kapasitas Daya dukung Tiang Berdasarkan Metode Schmertmann

a. Tiang Eksisting Diameter 50 cm

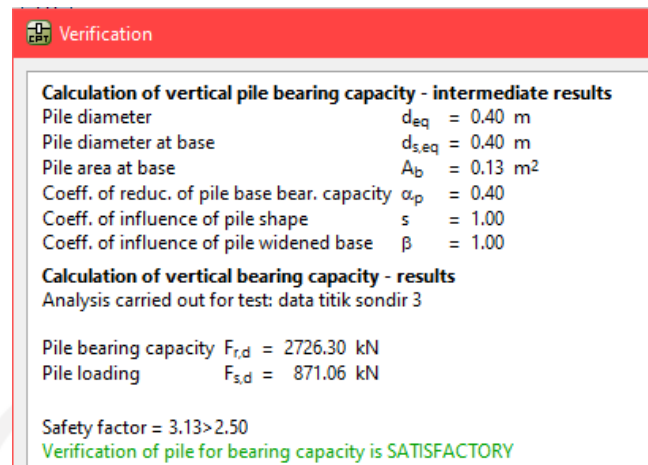
Berdasarkan analisis perhitungan menggunakan metode Schmertmann dengan diameter 50 cm dengan bantuan aplikasi Geo5 didapat hasil seperti pada Gambar 5.9 yang dapat dilihat sebagai berikut.



Gambar 5.9 Hasil Analisis Menggunakan Geo5 Dengan Metode Schmertmann

b. Diameter 40 cm

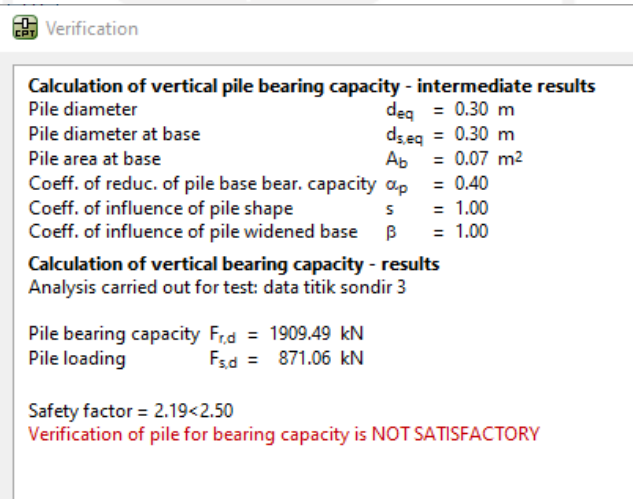
Berdasarkan analisis perhitungan menggunakan metode Schmertmann dengan diameter 40 cm dengan bantuan aplikasi Geo5 didapat hasil seperti pada Gambar 5.10 yang dapat dilihat sebagai berikut.



Gambar 5.10 Hasil Analisis Menggunakan Geo5 Dengan Metode Schmertmann

c. Diameter 30 cm

Berdasarkan analisis perhitungan menggunakan metode Schmertmann dengan diameter 30 cm dengan bantuan aplikasi Geo5 didapat hasil seperti pada Gambar 5.11 yang dapat dilihat sebagai berikut.

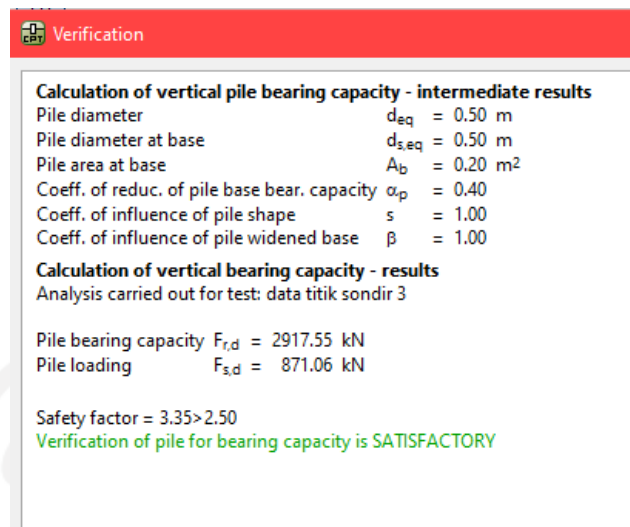


Gambar 5.11 Hasil Analisis Menggunakan Geo5 Dengan Metode Schmertmann

2. Perhitungan Kapasitas Daya dukung Tiang Berdasarkan Metode LCPC

a. Diameter 50

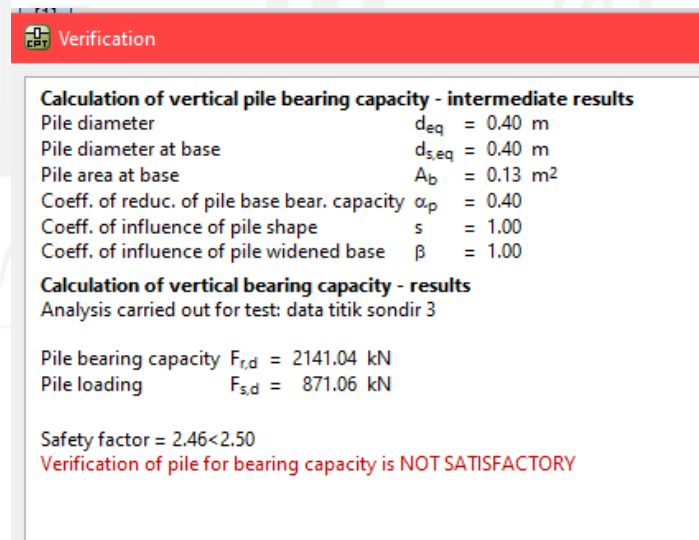
Berdasarkan analisis perhitungan menggunakan metode LCPC dengan diameter 50 cm dengan bantuan aplikasi Geo5 didapat hasil seperti pada Gambar 5.12 yang dapat dilihat sebagai berikut.



Gambar 5.12 Hasil Analisis Menggunakan Geo5 Dengan Metode Schmertmann

b. Diameter 40

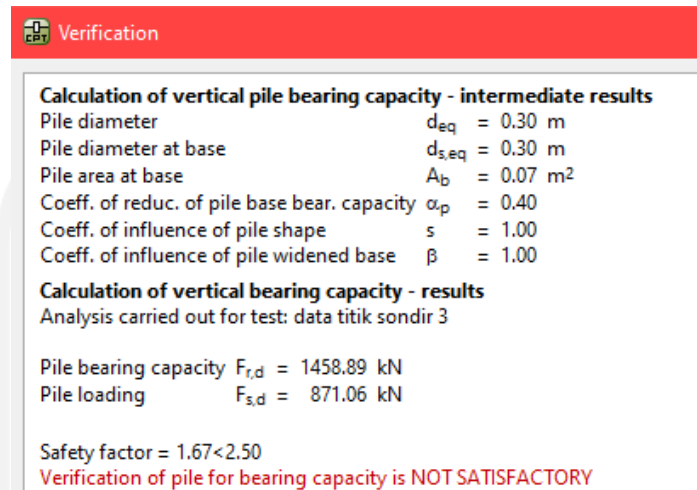
Berdasarkan analisis perhitungan menggunakan metode Schmertmann dengan diameter 40 cm dengan bantuan aplikasi Geo5 didapat hasil seperti pada Gambar 5.13 yang dapat dilihat sebagai berikut.



Gambar 5.13 Hasil Analisis Menggunakan Geo5 Dengan Metode Schmertmann

c. Diameter 30

Berdasarkan analisis perhitungan menggunakan metode Schmermann dengan diameter 30 cm dengan bantuan aplikasi Geo5 didapat hasil seperti pada Gambar 5.14 yang dapat dilihat sebagai berikut.

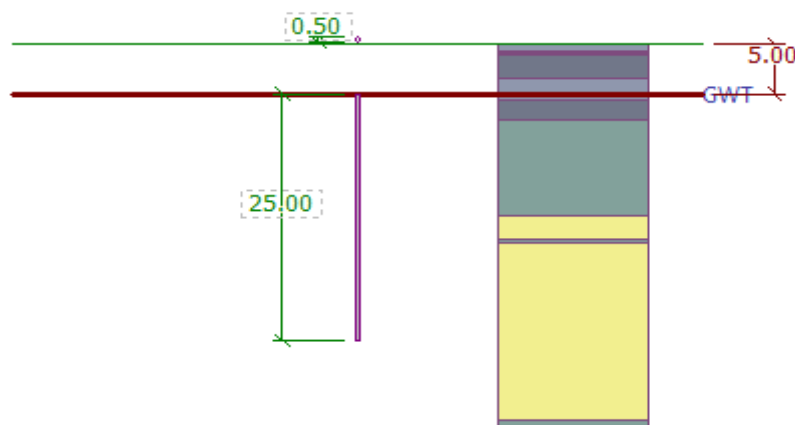


Gambar 5.14 Hasil Analisis Menggunakan Geo5 Dengan Metode Schmertmann

5.7 Penurunan

5.7.1 Metode Canonica dan Wesley

Adapun penurunan maksimum yang terjadi pada kelompok tunggal dan kelompok dengan menggunakan metode Canonica dan Wesley untuk pemodelan metode canonica and Wesley dapat dilihat pada Gambar 5.15 berikut.



Gambar 5.15 Permodelan Metode Canonica dan Wesley

Kemudian untuk menghitung penurunan tanah tiang tunggal dan tiang kelompok dibutuhkan data tegangan tanah dan modulus Young lapisan tanah, dimana diketahui data-data sebagai berikut.

1. Tiang Eksisiting Diameter 50 cm

a. Z1

$$B = 400 \text{ cm}$$

$$h_1 = 400/2 = 200 \text{ cm}$$

$$q_{c1} = 92,18 \text{ Kg/cm}^2 (\text{Sondir H : 16,7 m})$$

b. Z2

$$B = 400 \text{ cm}$$

$$h_2 = 400 \text{ cm}$$

$$q_{c2} = 114,5 \text{ Kg/cm}^2 (\text{Sondir H : 18,7 m})$$

c. Z3

$$B = 400 \text{ cm}$$

$$h_3 = 1.5 \times 350 = 600 \text{ m}$$

$$q_{c3} = 134,86 \text{ Kg/cm}^2 (\text{Sondir H : 22,7 m})$$

d. Beban Desain = 779960 Kg

e. Btiang pile cap = 400 cm

f. Ltiang pile cap = 400 cm

g. Tegangan Aktif ($\Delta\sigma$)

$$Z_0 = 0$$

$$\Delta\sigma_{Z0} = ((779960 / ((400 + 0) \times (400 + 0))) = 4,875 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Z_1 = 200 \text{ cm}$$

$$\Delta\sigma_{Z1} = ((779960 / ((400 + 200) \times (400 + 200))) = 2,167 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Z_2 = 600 \text{ cm}$$

$$\Delta\sigma_{Z2} = ((779960 / ((400 + 600) \times (400 + 600))) = 0,78 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Z_3 = 1200 \text{ cm}$$

$$\Delta\sigma_{Z3} = ((779960 / ((400 + 1200) \times (400 + 1200))) = 0,31 \text{ Kg/cm}^2$$

h. Rata-Rata Tegangan Aktif Perlapis ($\overline{\Delta\sigma_Z}$)

$$\Delta\sigma_{Z1} = ((\Delta\sigma_{Z0} + \Delta\sigma_{Z1}) / 2) = ((4,875 + 2,167) / 2) = 3,52 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{Z2} = ((\Delta\sigma_{Z1} + \Delta\sigma_{Z2}) / 2) = ((2,167 + 0,78) / 2) = 1,47 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{Z3} = ((\Delta\sigma_{Z2} + \Delta\sigma_{Z3}) / 2) = ((0,78 + 0,31) / 2) = 0,54 \text{ Kg/cm}^2$$

i. Modulus Young (E)

$$E1 = q_{C1} \times 15 = 92,18 \times 15 = 1382,67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E2 = q_{C2} \times 15 = 114,5 \times 15 = 1717,545 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E3 = q_{C3} \times 15 = 134,86 \times 15 = 2022,954 \text{ Kg/cm}^2$$

j. Penurunan (Δh)

$$\Delta h1 = ((\Delta\sigma_{Z1} / E1) \times h1) = ((3,52 / 1382,67) \times 200) = 0,509 \text{ cm}$$

$$\Delta h2 = ((\Delta\sigma_{Z1} / E1) \times h2) = ((1,47 / 1717,545) \times 600) = 0,515 \text{ cm}$$

$$\Delta h3 = ((\Delta\sigma_{Z1} / E1) \times h3) = (0,54 / 2022,954) \times 1200 = 0,32 \text{ cm}$$

Maka, total penurunan adalah 1,346 mm, kemudian dapat dihitung penurunan tiang tunggalnya yang mana menggunakan metode rasio penurunan sebagai berikut.

$$\text{Stunggal} = \text{Skelompok} / n^0$$

$$\text{Stunggal} = 1,346 / 9^{0,5}$$

$$= 0,45 \text{ cm}$$

2. Diameter 40

a. Z1

$$B = 320 \text{ cm}$$

$$h1 = 320 / 2 = 160 \text{ cm}$$

$$q_{C1} = 118,7 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Sondir H : 21,6 cm)}$$

b. Z2

$$B = 320 \text{ cm}$$

$$h2 = 320 \text{ cm}$$

$$q_{C2} = 129,72 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Sondir H : 24,8 cm)}$$

c. Z3

$$B = 320 \text{ cm}$$

$$h3 = 1,5 \times 320 = 480 \text{ cm}$$

$$q_{C3} = 153,6 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Sondir H : 29,6 cm)}$$

d. Beban Desain = 779960 Kg

e. Btiang pile cap = 320 cm

f. Ltiang pile cap = 320 cm

g. Tegangan Aktif ($\Delta\sigma$)

$$Z_0 = 0$$

$$\Delta\sigma_{Z0} = ((2779960 / ((320 + 0) \times (320 + 0))) = 7,62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Z_1 = 160 \text{ cm}$$

$$\Delta\sigma_{Z1} = ((779960 / ((320 + 160) \times (320 + 160))) = 3,4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Z_2 = 480 \text{ cm}$$

$$\Delta\sigma_{Z2} = ((779960 / ((320 + 480) \times (320 + 480))) = 1,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Z_3 = 960 \text{ cm}$$

$$\Delta\sigma_{Z3} = ((779960 / ((320 + 960) \times (320 + 960))) = 9,6 \text{ Kg/cm}^2$$

h. Rata-Rata Tegangan Aktif Perlapis ($\overline{\Delta\sigma Z}$)

$$\Delta\sigma_{Z1} = ((\Delta\sigma_{Z0} + \Delta\sigma_{Z1}) / 2) = ((7,62 + 3,4) / 2) = 5,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{Z2} = ((\Delta\sigma_{Z1} + \Delta\sigma_{Z2}) / 2) = ((3,4 + 1,2) / 2) = 2,3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{Z3} = ((\Delta\sigma_{Z2} + \Delta\sigma_{Z3}) / 2) = ((1,2 + 9,6) / 2) = 0,85 \text{ Kg/cm}^2$$

i. Modulus Young (E)

$$E1 = q_{c1} \times 15 = 118,7 \times 15 = 1780,535 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E2 = q_{c2} \times 15 = 129,7 \times 15 = 1945,779 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E3 = q_{c3} \times 15 = 153,6 \times 15 = 2304,002 \text{ Kg/cm}^2$$

j. Penurunan (Δh)

$$\Delta h1 = ((\Delta\sigma_{ZI} / E1) \times h1) = ((5,5 / 1780,535) \times 160) = 0,5 \text{ cm}$$

$$\Delta h2 = ((\Delta\sigma_{ZII} / E2) \times h2) = ((2,3 / 1945,78) \times 320) = 0,37 \text{ cm}$$

$$\Delta h3 = ((\Delta\sigma_{ZIII} / E3) \times h3) = ((9,6 / 2304,002) \times 480) = 0,18 \text{ cm}$$

Maka, total penurunan adalah 1,05 mm, kemudian dapat dihitung penurunan tiang tunggalnya yang mana menggunakan metode rasio penurunan sebagai berikut.

$$\text{Stunggal} = \text{Skelompok} / n^{0,5}$$

$$\text{Stunggal} = 1,05 / 9^{0,5}$$

$$= 0,35 \text{ cm}$$

3. Diameter 30

a. Z1

$$B = 330 \text{ cm}$$

$$h_1 = 330/2 = 165 \text{ cm}$$

$$q_{c1} = 120,047 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Sondir H : 21,65 cm)}$$

b. Z2

$$B = 330 \text{ cm}$$

$$h_2 = 330 \text{ cm}$$

$$q_{c2} = 131,19 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Sondir H : 24,95 cm)}$$

c. Z3

$$B = 330 \text{ cm}$$

$$h_3 = 1,5 \times 330 = 495 \text{ cm}$$

$$q_{c3} = 155,34 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Sondir H : 29,9 cm)}$$

d. Beban Desain = 779960 Kg

e. Btiang pile cap = 330 cm

f. Ltiang pile cap = 240 cm

g. Tegangan Aktif ($\Delta\sigma$)

$$Z_0 = 0$$

$$\Delta\sigma_{Z0} = ((779960 / ((330 + 0) \times (240 + 0))) = 9,85 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Z_1 = 165 \text{ cm}$$

$$\Delta\sigma_{Z1} = ((779960 / ((330 + 165) \times (240 + 165))) = 3,89 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Z_2 = 495 \text{ cm}$$

$$\Delta\sigma_{Z2} = ((779960 / ((330 + 495) \times (240 + 495))) = 1,29 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Z_3 = 990 \text{ cm}$$

$$\Delta\sigma_{Z3} = ((779960 / ((330 + 990) \times (240 + 990))) = 0,48 \text{ Kg/cm}^2$$

h. Rata-Rata Tegangan Aktif Perlapis ($\overline{\Delta\sigma_Z}$)

$$\Delta\sigma_{Z1} = ((\Delta\sigma_{Z0} + \Delta\sigma_{Z1}) / 2) = ((9,85 + 3,89) / 2) = 6,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{Z2} = ((\Delta\sigma_{Z1} + \Delta\sigma_{Z2}) / 2) = ((3,89 + 1,29) / 2) = 2,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{Z3} = ((\Delta\sigma_{Z2} + \Delta\sigma_{Z3}) / 2) = ((1,29 + 0,48) / 2) = 0,9 \text{ Kg/cm}^2$$

i. Modulus Young (E)

$$E1 = q_{c1} \times 15 = 118,7 \times 15 = 1800,705 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E2 = q_{c2} \times 15 = 129,7 \times 15 = 1967,833 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E3 = q_{c3} \times 15 = 153,6 \times 15 = 2330,114 \text{ Kg/cm}^2$$

j. Penurunan (Δh)

$$\Delta h1 = ((\Delta \sigma_{Z1} / E1) \times h1 = ((6,9 / 1800,705) \times 165) = 0,63 \text{ cm}$$

$$\Delta h2 = ((\Delta \sigma_{Z1} / E1) \times h2 = ((2,6 / 1967,833) \times 330) = 0,65 \text{ cm}$$

$$\Delta h3 = ((\Delta \sigma_{Z1} / E1) \times h3 = (0,9 / 2330,114) \times 495) = 0,38 \text{ cm}$$

Maka, total penurunan adalah 1,66 mm, kemudian dapat dihitung penurunan tiang tunggalnya yang mana menggunakan metode rasio penurunan sebagai berikut.

$$\text{Stunggal} = S_{\text{kelompok}} / n^{\omega}$$

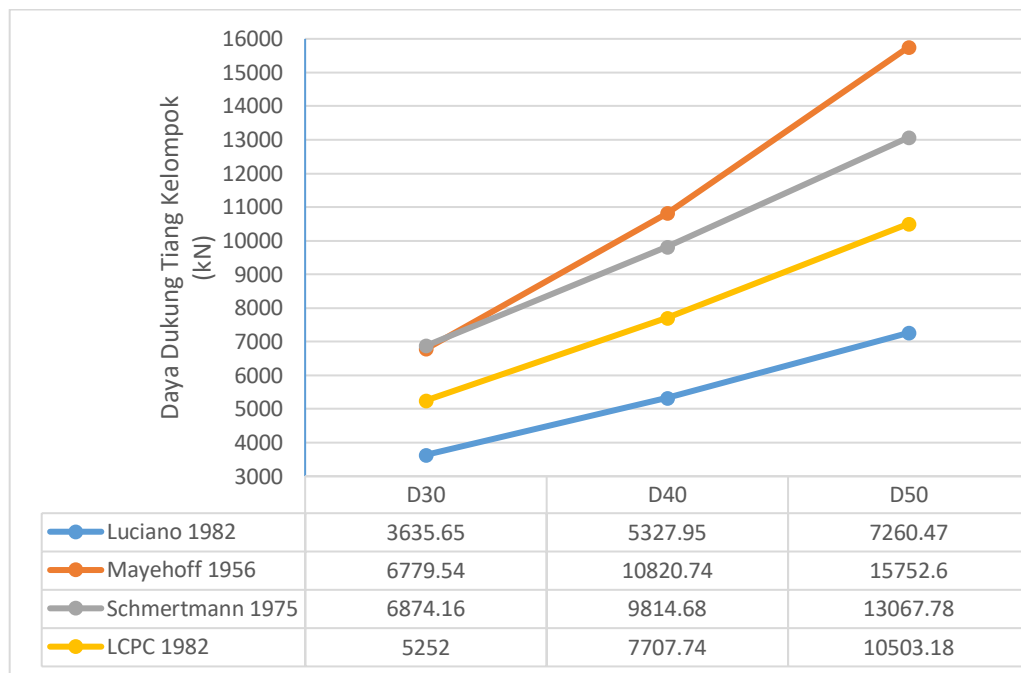
$$\text{Stunggal} = 1,66 / 9^{0,5} = 0,55 \text{ cm}$$

5.8 Pembahasan

Hasil analisis kapasitas daya dukung tiang tunggal dan kelompok menggunakan data CPT dan SPT, perhitungan analisis data CPT menggunakan metode Meyerhoff, Schmertmann dan LCPC dan untuk perhitungan analisis data SPT menggunakan metode Luciano Decourt untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada rekap analisis perhitungan pada Tabel 5.27 dan Gambar 1.1.

Tabel 5.9 Rekap Analisis Kapasitas Daya Dukung Pondasi

Metode	Jumlah Tiang	Diameter	Q tunggal	Q kelompok		Pu	Cek
		Cm	kN	kN		kN	
Luciano Decourt	9	50	806,72	7260,47	<	7648.78	Tidak aman
		40	591,99	5327,95	<		Tidak aman
		30	403,96	3635,65	<		Tidak aman
Mayerhoff		50	1750.29	15752.60	>		Aman
		40	1202.30	10820.74	>		Aman
		30	753.28	6779.54	<		Tidak aman
Schmertmann		50	1451.98	13067.78	>		Aman
		40	1090.52	9814.68	>		Aman
		30	763.80	6874.16	<		Tidak aman
LCPC		50	1167.02	10503.18	>		Aman
		40	856.42	7707.74	>		Aman
		30	583.56	5252.00	<		Tidak aman



Gambar 5.17 Grafik Hasil Kapasitas Tiang Kelompok

Dilihat dari hasil rekapan diatas disimpulkan bahwa hasil perhitungan menggunakan diameter Eksisting yaitu diameter 50 cm terdapat 3 metode yang memenuhi syarat keamanan untuk analisis perhitungan tiang pondasi yaitu perhitungan metode Meyerhoff, Schmertman dan LCPC dengan menggunakan data Sondir dan untuk perhitungan dengan metode Luciano yang mana menggunakan analisis perhitungan menggunakan data SPT menunjukan nilai kapasitas daya dukung kelompok dibawah nilai PU sehingga analisis perhitungan di anggap tidak memenuhi syarat keamanan yang mana $SF = 2,5$ akan tetapi untuk perhitungan kapasitas daya dukung tiang diameter 50 cm hasilnya mendekati nilai $SF = 2,5$ walaupun tidak memenuhi standar SF sebesar 2,5 tetapi hasil hampir mendekati angka $SF = 2,5$ maka perhitungan dianggap aman karena tiang eksisting berada pada diameter 50 cm dengan 9 tiang kelompok, adanya perbedaan antara hasil analisis dengan menggunakan ata sondir dan data SPT kemungkinan dikarenakan perbedaannya letak pengambilan sample tiang sehingga ada sedikit perbedaan untuk hasil analisis kapasitas daya dukung tiangnya.

Berdasarkan penelitian yang dilakukan dengan beberapa metode didapatkan hasil aman dengan menggunakan diameter tiang 40 cm dan 50 cm dan untuk hasil

pendekatan analisis perhitungan kapasitas daya dukung tiang menggunakan metode LCPC 1982, Meyerhof 1956 dan Schmertman 1975 dengan tingkat akurasi 67 % – 101 % perhitungan dapat dilihat berdasarkan Tabel berikut.

Tabel 5.9 Perbandingan Hasil Antar Metode

Metode Perbandingan		Diameter 50	Diameter 40	Diameter 30
Luciano Decourt	Meyerhoff	46%	49%	54%
	Schmertmann	56%	54%	53%
	Lcpc	69%	69%	69%
Mayerhoff	Luciano	46%	49%	54%
	Schmertmann	83%	91%	101%
	LCPC	67%	71%	77%
Schmertmann	Luciano	56%	54%	53%
	Meyerhoff	83%	91%	101%
	Lcpc	80%	79%	76%
LCPC	Luciano	69%	69%	69%
	Meyerhoff	67%	71%	77%
	Schmertmann	80%	79%	76%

Tiang Variasi yaitu diameter 40 cm dan 30 cm, untuk tiang variasi diameter 40 cm berdasarkan hasil analisis kapasitas daya dukung tiang tunggal dan kelompok masih memenuhi syarat keamanan yang mana $SF=2,5$ yaitu pada analisis dengan menggunakan metode Schmertmann, Mayerhoff dan LCPC.

Tiang Variasi diameter 30 dianggap tidak layak untuk dijadikan desain pondasi karna menurut perhitungan menggunakan 4 metode semua hasil menuntukan hasil yang ditidak aman yaitu $SF<2,5$.

Setelah didapatkan hasil perhitungan maka disimpulkan bahwa hanya tiang pondasi diameter 50 cm dan 40 cm yang dianggap aman berdasarkan hasil perhitungan yang didapat. Sehingga untuk tahap selanjutnya untuk menghitung penurunan pada masing-masing tiang dengan diameter 40 cm dan 50 cm menggunakan perhitungan penurunan metode Canonica dan Wesley untuk rekapan perhitungan penurunan dapat dilihat pada Tabel 5.10 sebagai berikut.

Tabel 5.10 Rekap Penurunan Canonica dan Wesley

Diameter (cm)	Penurunan (cm)	
	Tunggal	Kelompok
50	0.449	1.346
40	0.350	1.049

Berdasarkan hasil analisis penurunan menggunakan metode Canonica dan Wesley didapat hasil perhitungan analisis penurunan tiang pada diameter 50 cm penurunan tiang tunggal sebesar 0,449 cm atau 44 mm dan pada tiang diameter 40 cm penurunan tiang tunggalnya sebesar 0,350 cm atau 35 mm yang mana menurut literatur terzaghi untuk penurunan maksimum yang diijinkan, dalam teorinya terzaghi menyarankan bahwa penurunan maksimal yang diijinkan maksimal 25 mm. namun banyak kalangan menilai bahwa desain penurunan maksimal yang diijinkan pada teori terzaghi tersebut terlalu konservatif, bilamana memakai teori skempton & MacDonald, 1956 penurunan maksimal yang diijinkan pada tanah dominan lempung adalah 75mm.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Adapun pada penelitian ini diambil kesimpulan sebagai berikut

1. Didapat hasil perhitungan nilai kapasitas daya dukung tiang eksisting yaitu diameter 50 cm dengan panjang tiang 25 m menggunakan data sondir dengan metode Schmertmann, LCPC dan Mayerhof yaitu 13067,78 kN, 10503,18 kN dan 15752,60 kN dan untuk perhitungan menggunakan data SPT dengan metode Luciano Decourt yaitu 6101.22 kN.
2. Didapat hasil perhitungan nilai kapasitas daya dukung tiang variasi yaitu diameter 40 cm dengan panjang tiang 25 m menggunakan data sondir dengan metode Schmertmann, LCPC dan Mayerhof yaitu 9814,68 kN, 7707,74 kN dan 10820,74 kN dan untuk perhitungan menggunakan data SPT dengan metode Luciano Decourt yaitu 4534.79 kN dan perhitungan nilai kapasitas daya dukung tiang variasi yaitu diameter 40 cm dengan panjang tiang 25 m menggunakan data sondir dengan metode Schmertmann, LCPC dan Mayerhof yaitu 9814,68 kN, 7707,74 kN dan 10820,74 kN dan untuk perhitungan menggunakan data SPT dengan metode Luciano Decourt yaitu 4534.79 kN
3. Menghitung penurunan tiang menggunakan data dukung kapasitas tiang yang telah dinyatakan “Aman” yaitu pada tiang bediameter 50 cm dan dan 40 cm yang mana hasil masing-masing nilai penurunan tunggalnya sebesar 44 mm dan 35 mm.

6.2 Saran

Adapun saran yang dapat diberikan penulis untuk penelitian selanjutnya adalah sebagai berikut.

1. Kelengkapan data tanah terhadap desain akan mempengaruhi ke akuratan hasil nilai perhitungan analisis.

2. Dapat dilakukan analisa daya dukung tiang pancang menggunakan metode lainya dengan catatan prinsip analisisnya berbeda pada lokasi titik yang sama.



DAFTAR PUSTAKA

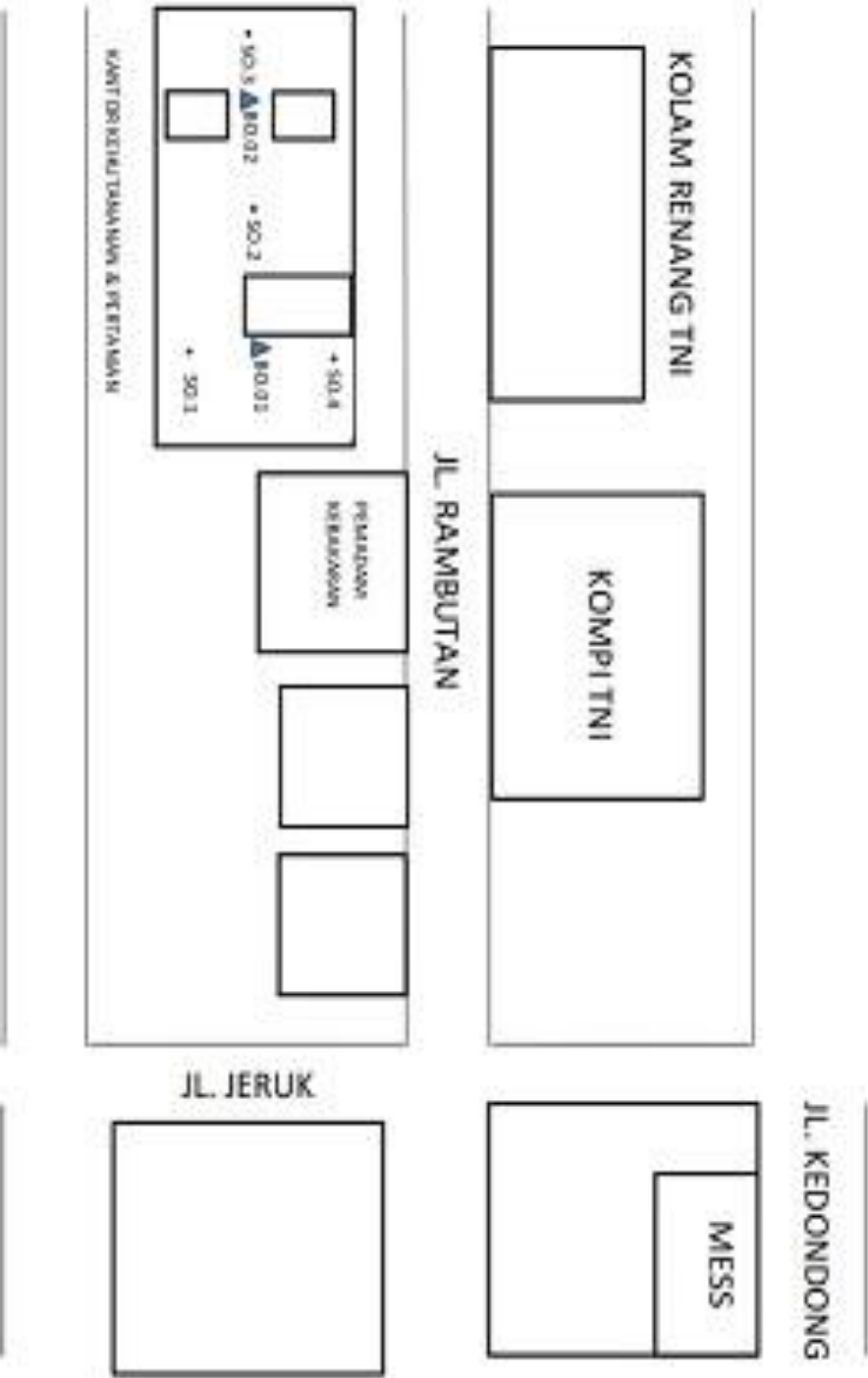
- Bachtiar, V. 2012. Evaluasi Daya Dukung Tiang Pancang Berdasarkan Data Cone Penetration Test (Cpt) Dan Pile Driven Analyzer (PDA) Pada Tanah Lunak Di Kota Pontianak. *Jurnal Teknik Sipil Untan*. Vol. XII No. 1. Pontianak.
- CV. Prima Soenoe. 2014. *Laporan Pengujian Tanah Pada Proyek Perencanaan Gedung Kantor Bappeda Provinsi Kalimantan Utara*. Samarinda.
- Gunawan, M., Ida Sri Oktaviana., dan Arifin B. Rasio Hubungan Nilai Daya Dukung Tiang Pancang Berdasarkan Pengujian Sondir, Kalendering Dan Tes Pda Pada Jembatan Pelawa Kabupaten Parigi Moutong. *Infrastruktur*. Vol. IV No. 1: 41-49. Palu.
- Lim, A. 2014. Evaluasi Formula Penentuan Daya Dukung Aksial Tiang Pancang Tunggal Menggunakan Data Cpt Berdasarkan Metode Langsung (*Direct Method*). *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Universitas Katolik Parahyangan. Bandung.
- Marzuki, A., Muhammad Firdaus., Ilhami., dan Sidik Sutiasno. 2012. Evaluasi Perkiraan Daya Dukung Teoritis Tiang Berdasarkan Data Sondir (Cpt) Dan Dial Pressure Load. *Jurnal Poros Teknik*. Vol. IV No. 2:41-50. Banjarmasin.
- Permana, PA. dan Mila KA. 2019. Pengaruh Kontribusi Pile Cap Terhadap Daya Dukung Dan Penurunan Tiang Pancang. ISSN (print): 2715-4513. Surabaya.
- Savira, N. 2020. Analisa Daya Dukung Tiang Pancang Data Laboratorium Dibandingkan Dengan Data Sondir Dan Data Standart Penetration Test (Spt) Pada Proyek Pembangunan Jalan Tol Krian-Legundi-Bunder-Manyar. *Rekayasa Teknik Sipil*. Vol. II No.1. Surabaya.
- SKBI 1.3.53.1987. *Tentang Pendoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung*. Jakarta: Yayasan Badan Penerbit PU.
- SNI 1726-2012. *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung Dan Non Gedung*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.

- SNI 1727- 2013. *Tentang Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur lain*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- Tambunan, J. 2012. Studi Analisis Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang. *Jurnal Rancang Sipil*. Vol. I No. 1. Pematang Siantar
- Teddy, Livian. 2013. Prediksi Settlement Pondasi Tiang Cara Hand Method Vs Pile Driving Analysis (PDA) Dikota Palembang. *Jurnal Arsitektur Universitas Bandar Lampung*. Palembang.
- Yusa, M dan Nugroho SA. 2007. Korelasi Penentuan Daya Dukung Tiang Cara Empirik (Cpt) Dengan Pile Driven Analysis (PDA) Di Kota Pekanbaru. *Media Teknik Sipil*. Riau.
- Wardani, Mila Kusuma., Gati Sri Utami., dan Hendra Setiaji. 2017. *Desain Pondasi Tiang Pancang Untuk Rumah Tinggal Sederhana Pada Kompleks Perumahan Persada Mas Banjarmasin, Kalimantan Selatan*. ISBN 978-602-98569-1-0. Surabaya.

LAMPIRAN



Lampiran 1 Sketsa Lokasi



Lampiran 2 Data Sondir (S.03)

DCPT No. : S.03

Date Commenced : 02 Juli 2014

PROJECT : Perencanaan Gedung Kantor Bappeda Provinsi Kalimantan Utara

DCPT Type : Sondir Manual

LOCATION : Kantor Dinas Pertanian dan Kehutanan Tanjung Selor

Soil Test Technician : Surono & Team

G.W.Level : -1,50 meter

Soil Mec. Engineer : Ir. SiswaEdy,MT

DEPTH (Meter)	Manometer Reading		Compressive Strength		Total resistance HL=(M ₂ - M ₁).C ₂ .L/l (Kg/cm)	Accumulative JHL = SHL (Kg/cm)	Friction Ratio (%)
	1st M ₁ (Kg/cm ²)	2nd M ₂ (Kg/cm ²)	Cone Resistance M ₁ .C ₀ (Kg/cm ²)	Local Resistance (M ₂ -M ₁).C ₁ (Kg/cm ²)			
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00000	0,00	0,00	0,00
20	1,00	2,00	0,99	0,07375	1,48	1,48	7,38
40	1,00	2,00	0,99	0,07375	1,48	2,95	7,38
60	2,00	3,00	1,98	0,07375	1,48	4,43	3,69
80	2,00	3,00	1,98	0,07375	1,48	5,90	3,69
1,00	3,00	4,00	2,97	0,07375	1,48	7,38	2,46
20	3,00	4,00	2,97	0,07375	1,48	8,85	2,46
40	3,00	4,00	2,97	0,07375	1,48	10,33	2,46
60	4,00	5,00	3,96	0,07375	1,48	11,80	1,84
80	4,00	5,00	3,96	0,07375	1,48	13,28	1,84
2,00	4,00	5,00	3,96	0,07375	1,48	14,75	1,84
20	4,00	5,00	3,96	0,07375	1,48	16,23	1,84
40	4,00	5,00	3,96	0,07375	1,48	17,70	1,84
60	4,00	5,00	3,96	0,07375	1,48	19,18	1,84
80	4,00	5,00	3,96	0,07375	1,48	20,65	1,84
3,00	4,00	5,00	3,96	0,07375	1,48	22,13	1,84
20	4,00	5,00	3,96	0,07375	1,48	23,60	1,84
40	4,00	5,00	3,96	0,07375	1,48	25,08	1,84
60	4,00	5,00	3,96	0,07375	1,48	26,55	1,84
80	4,00	5,00	3,96	0,07375	1,48	28,03	1,84
4,00	4,00	5,00	3,96	0,07375	1,48	29,50	1,84
20	5,00	7,00	4,94	0,14750	2,95	32,45	2,95
40	5,00	7,00	4,94	0,14750	2,95	35,40	2,95
60	6,00	8,00	5,93	0,14750	2,95	38,35	2,46
80	6,00	8,00	5,93	0,14750	2,95	41,30	2,46
5,00	6,00	8,00	5,93	0,14750	2,95	44,25	2,46
20	7,00	9,00	6,92	0,14750	2,95	47,20	2,11
40	7,00	9,00	6,92	0,14750	2,95	50,15	2,11
60	8,00	10,00	7,91	0,14750	2,95	53,10	1,84
80	8,00	10,00	7,91	0,14750	2,95	56,05	1,84
6,00	8,00	10,00	7,91	0,14750	2,95	59,00	1,84
20	8,00	10,00	7,91	0,14750	2,95	61,95	1,84
40	9,00	11,00	8,90	0,14750	2,95	64,90	1,64
60	9,00	11,00	8,90	0,14750	2,95	67,85	1,64
80	10,00	12,00	9,89	0,14750	2,95	70,80	1,48
7,00	10,00	12,00	9,89	0,14750	2,95	73,75	1,48
20	13,00	15,00	12,86	0,14750	2,95	76,70	1,13
40	14,00	16,00	13,84	0,14750	2,95	79,65	1,05
60	15,00	17,00	14,83	0,14750	2,95	82,60	0,98
80	16,00	18,00	15,82	0,14750	2,95	85,55	0,92
8,00	17,00	19,00	16,81	0,14750	2,95	88,50	0,87
20	18,00	20,00	17,80	0,14750	2,95	91,45	0,82
40	19,00	21,00	18,79	0,14750	2,95	94,40	0,78
60	20,00	23,00	19,78	0,22126	4,43	98,83	1,11
80	21,00	24,00	20,77	0,22126	4,43	103,25	1,05
9,00	21,00	24,00	20,77	0,22126	4,43	107,68	1,05
20	21,00	24,00	20,77	0,22126	4,43	112,10	1,05
40	22,00	25,00	21,75	0,22126	4,43	116,53	1,01
60	23,00	26,00	22,74	0,22126	4,43	120,95	0,96
80	24,00	27,00	23,73	0,22126	4,43	125,38	0,92
10,00	25,00	28,00	24,72	0,22126	4,43	129,80	0,89
20	27,00	30,00	26,70	0,22126	4,43	134,23	0,82
40	30,00	34,00	29,67	0,29501	5,90	140,13	0,98
60	32,00	36,00	31,64	0,29501	5,90	146,03	0,92
80	33,00	37,00	32,63	0,29501	5,90	151,93	0,89

Lanjutan Lampiran 2 Data Sondir (S.03)

DEPTH (Meter)	Manometer Reading		Compressive Strength		Total resistance HL=(M ₂ -M ₁).C ₂ .L/l (Kg/cm)	Accumulative JHL = SHL (Kg/cm)	Friction Ratio (%)
	1st M ₁ (Kg/cm ²)	2nd M ₂ (Kg/cm ²)	Cone Resistance M ₁ .C ₀ (Kg/cm ²)	Local Resistance (M ₂ -M ₁).C ₁ (Kg/cm ²)			
11,00	35,00	39,00	34,61	0,29501	5,90	157,83	0,84
20	36,00	40,00	35,60	0,29501	5,90	163,73	0,82
40	38,00	42,00	37,58	0,29501	5,90	169,63	0,78
60	40,00	45,00	39,55	0,36876	7,38	177,01	0,92
80	45,00	50,00	44,50	0,36876	7,38	184,38	0,82
12,00	47,00	52,00	46,48	0,36876	7,38	191,76	0,78
20	49,00	54,00	48,45	0,36876	7,38	199,13	0,75
40	50,00	55,00	49,44	0,36876	7,38	206,51	0,74
60	51,00	57,00	50,43	0,44251	8,85	215,36	0,87
80	52,00	58,00	51,42	0,44251	8,85	224,21	0,85
13,00	52,00	58,00	51,42	0,44251	8,85	233,06	0,85
20	52,00	58,00	51,42	0,44251	8,85	241,91	0,85
40	53,00	59,00	52,41	0,44251	8,85	250,76	0,83
60	53,00	59,00	52,41	0,44251	8,85	259,61	0,83
80	53,00	59,00	52,41	0,44251	8,85	268,46	0,83
14,00	53,00	59,00	52,41	0,44251	8,85	277,31	0,83
20	54,00	60,00	53,40	0,44251	8,85	286,16	0,82
40	55,00	61,00	54,39	0,44251	8,85	295,01	0,80
60	56,00	62,00	55,38	0,44251	8,85	303,86	0,79
80	57,00	63,00	56,36	0,44251	8,85	312,71	0,78
15,00	57,00	63,00	56,36	0,44251	8,85	321,56	0,78
20	59,00	65,00	58,34	0,44251	8,85	330,41	0,75
40	60,00	67,00	59,33	0,51627	10,33	340,74	0,86
60	63,00	70,00	62,30	0,51627	10,33	351,06	0,82
80	65,00	72,00	64,28	0,51627	10,33	361,39	0,79
16,00	67,00	74,00	66,25	0,51627	10,33	371,71	0,77
20	69,00	76,00	68,23	0,51627	10,33	382,04	0,75
40	70,00	77,00	69,22	0,51627	10,33	392,36	0,74
60	78,00	85,00	77,13	0,51627	10,33	402,69	0,66
80	80,00	88,00	79,11	0,59002	11,80	414,49	0,74
17,00	84,00	93,00	83,06	0,66377	13,28	427,76	0,79
20	85,00	94,00	84,05	0,66377	13,28	441,04	0,78
40	90,00	99,00	89,00	0,66377	13,28	454,31	0,74
60	95,00	104,00	93,94	0,66377	13,28	467,59	0,70
80	100,00	110,00	98,89	0,73752	14,75	482,34	0,74
18,00	105,00	117,00	103,83	0,88503	17,70	500,04	0,84
20	105,00	117,00	103,83	0,88503	17,70	517,74	0,84
40	106,00	118,00	104,82	0,88503	17,70	535,44	0,83
60	109,00	121,00	107,79	0,88503	17,70	553,14	0,81
80	110,00	122,00	108,77	0,88503	17,70	570,84	0,80
19,00	112,00	124,00	110,75	0,88503	17,70	588,54	0,79
20	113,00	125,00	111,74	0,88503	17,70	606,24	0,78
40	114,00	126,00	112,73	0,88503	17,70	623,94	0,78
60	115,00	127,00	113,72	0,88503	17,70	641,65	0,77
80	100,00	112,00	98,89	0,88503	17,70	659,35	0,89
20,00	108,00	120,00	106,80	0,88503	17,70	677,05	0,82
20	112,00	124,00	110,75	0,88503	17,70	694,75	0,79
40	115,00	127,00	113,72	0,88503	17,70	712,45	0,77
60	119,00	131,00	117,67	0,88503	17,70	730,15	0,74
80	120,00	133,00	118,66	0,95878	19,18	749,32	0,80

Lanjutan Lampiran 2 Data Sondir (S.03)

DEPTH (Meter)	Manometer Reading		Compressive Strength		Total resistance HL=(M ₂ -M ₁).C ₂ .L/l (Kg/cm)	Accumulative JHL = SHL (Kg/cm)	Friction Ratio (%)
	1st M ₁ (Kg/cm ²)	2nd M ₂ (Kg/cm ²)	Cone Resistance M ₁ .C ₀ (Kg/cm ²)	Local Resistance (M ₂ -M ₁).C ₁ (Kg/cm ²)			
21,00	124,00	137,00	122,62	0,95878	19,18	768,50	0,77
20	126,00	139,00	124,60	0,95878	19,18	787,67	0,76
40	129,00	142,00	127,56	0,95878	19,18	806,85	0,74
60	130,00	144,00	128,55	1,03253	20,65	827,50	0,79
80	131,00	145,00	129,54	1,03253	20,65	848,15	0,79
22,00	132,00	146,00	130,53	1,03253	20,65	868,80	0,78
20	132,00	146,00	130,53	1,03253	20,65	889,45	0,78
40	132,00	146,00	130,53	1,03253	20,65	910,10	0,78
60	132,00	146,00	130,53	1,03253	20,65	930,75	0,78
80	132,00	146,00	130,53	1,03253	20,65	951,41	0,78
23,00	132,00	146,00	130,53	1,03253	20,65	972,06	0,78
20	132,00	146,00	130,53	1,03253	20,65	992,71	0,78
40	132,00	146,00	130,53	1,03253	20,65	1013,36	0,78
60	132,00	146,00	130,53	1,03253	20,65	1034,01	0,78
80	132,00	146,00	130,53	1,03253	20,65	1054,66	0,78
24,00	132,00	146,00	130,53	1,03253	20,65	1075,31	0,78
20	133,00	147,00	131,52	1,03253	20,65	1095,96	0,78
40	134,00	148,00	132,51	1,03253	20,65	1116,61	0,77
60	135,00	149,00	133,50	1,03253	20,65	1137,26	0,76
80	136,00	150,00	134,48	1,03253	20,65	1157,91	0,76
25,00	137,00	151,00	135,47	1,03253	20,65	1178,56	0,75
20	140,00	155,00	138,44	1,10628	22,13	1200,69	0,79
40	140,00	155,00	138,44	1,10628	22,13	1222,81	0,79
60	141,00	156,00	139,43	1,10628	22,13	1244,94	0,78
80	142,00	157,00	140,42	1,10628	22,13	1267,06	0,78
26,00	143,00	158,00	141,41	1,10628	22,13	1289,19	0,77
20	144,00	159,00	142,40	1,10628	22,13	1311,32	0,77
40	145,00	160,00	143,38	1,10628	22,13	1333,44	0,76
60	150,00	166,00	148,33	1,18004	23,60	1357,04	0,79
80	152,00	168,00	150,31	1,18004	23,60	1380,64	0,78
27,00	153,00	169,00	151,30	1,18004	23,60	1404,24	0,77
20	154,00	170,00	152,28	1,18004	23,60	1427,85	0,77
40	155,00	171,00	153,27	1,18004	23,60	1451,45	0,76
60	156,00	172,00	154,26	1,18004	23,60	1475,05	0,76
80	157,00	173,00	155,25	1,18004	23,60	1498,65	0,75
28,00	157,00	173,00	155,25	1,18004	23,60	1522,25	0,75
20	160,00	177,00	158,22	1,25379	25,08	1547,32	0,78
40	170,00	188,00	168,11	1,32754	26,55	1573,87	0,78
60	175,00	193,00	173,05	1,32754	26,55	1600,43	0,76
80	180,00	200,00	177,99	1,47505	29,50	1629,93	0,82
29,00	195,00	220,00	192,83	1,84381	36,88	1666,80	0,95
20	210,00	235,00	207,66	1,84381	36,88	1703,68	0,88
40							
60							
80							
30,00							
20							
40							
60							
80							

Remarks :	Dp.=Dia.OfPiston =	3,56 cm	L=ReadingDistance=20	Co. = (Dp/Dk) ² = 0,9889
	Dk.=Dia.OfConus =Ds. =Dia. Of	3,58 cm	cm l= Length of Blanket =	C1. = (Dp ² /4Ds.l)=
	Blanket=	3,58 cm	12 cm	0,0738 C2. =
				(Dp ² /4.Ds) = 0,8850

Lampiran 3 Data N-SPT (B.03)

BOR LOG EXPLORATION													
STANDARD PENETRATION TEST (SPT)								BORE HOLE No B-02					
JOB DESCRIPTIONS		Perencanaan Gedung Kantor Bappeda Provinsi Kalimantan Utara											
LOCATION		Kantor Dinas Pertanian & Kehutanan Tanjung Selor				DATE COMMENCED		5/07/2014					
COORDINATES		-				DATE COMPLETED		5/07/2014					
GROUND ELEVATION		- 1 meter				SOIL & MAT ENGINEER		Ir. SiswaEdy, MT.					
BORING MACHINE TYPE		Rotary Core Drilling / Power Rig Robin				BOR MASTER/DRILLER		Wisnu and Team					
TOTAL DEPTH (- m)		40.00 M				SHEET No		1 of 1					
DEPTH (m)	Thickness (m)	G.W.L. (m)	SYMBOL	VISUAL DESCRIPTION	COLOR	UNDISTURBED SAMPLES	STANDARD PENETRATION TEST (ASTM - D.1586)						
							SPT No.	N VALUE			NUMBER OF BLOWS		
								N1 CR	N2 CR	N3 CR			
1	VerySoft 8 meter			Gambut Abu-abu	Grey								
2				Gambut Abu-abu	Grey		1	1	0	1			
3				Lempung Lunak Abu-abu	Grey								
4				Lempung Lunak Abu-abu	Grey		2	1	0	1			
5				Lempung Lunak Abu-abu	Grey	UDS 5m							
6				Lempung Lunak Abu-abu	Grey							1	
7				Lempung Lunak Abu-abu	Grey		3	1	-				
8				Lempung Lunak Abu-abu	Grey					2			
9	Lempung Lunak Abu-abu	Grey		4	1	1							
10	Soft Clay 8 meter			Lempung Lunak Abu-abu	Grey					3			
11				Lempung Lunak Abu-abu	Grey	UDS 10 m	5	1	1	2			
12				Lempung Lunak Abu-abu	Grey					4			
13				Lempung Lunak Abu-abu	Grey		6	1	2	2			
14				Lempung Abu-abu	Grey								
15				Lempung Abu-abu	Grey		7	1	2	2			
16				Lempung Abu-abu	Grey								
17				Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey								
18	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey		8	1	2	2						
19	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
20	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
21	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey		9	1	2	3						
22	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
23	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
24	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey		10	1	2	3						
25	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
26	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey		11	2	2	3						
27	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
28	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey		12	3	3	3						
29	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
30	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey		13	3	3	3						
31	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
32	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey		14	3	3	4						
33	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
34	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
35	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey		15	4	6	8						
36	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
37	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey		16	5	8	11						
38	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
39	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey		17	7	10	11						
40	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey		18	10	15	11						
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey		19	15	25	21						
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecoklatan	Brown Is Grey											
	Lempung Abu-abu Kecok												

