

TUGAS AKHIR

**ANALISIS PERBANDINGAN DAYA DUKUNG PONDASI
TIANG PANCANG DAN BORED PILE DENGAN METODE
MAYERHOFF, METODE AOKI & DE ALENCAR, METODE
RESSE AND WRIGHT, DAN PROGRAM PLAXIS V.8.6**

(Studi Kasus Gedung Kantor Yayasan Badan Wakaf Sultan Agung)

Diajukan untuk Memenuhi Persyaratan dalam Menyelesaikan

Program Sarjana Prodi Teknik Sipil

Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung



Disusun Oleh :

Mohammad Adil Khakim

NIM : 30202000003

Achmad Furqon

NIM : 30202000008

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG**

2024

LEMBAR PENGESAHAN

ANALISIS PERBANDINGAN DAYA DUKUNG PONDASI TIANG
PANCANG DAN BORED PILE DENGAN METODE MAYERHOFF,
METODE AOKI & DE ALENCAR, METODE RESSE AND WRIGHT, DAN
PROGRAM PLAXIS V.8.6

(Studi Kasus Gedung Kantor Yayasan Badan Wakaf Sultan Agung)



Mohammad Adil Khakim

NIM : 30202000003



Achmad Furqon

NIM : 30202000008

Telah disetujui dan disahkan di Semarang, 1 Agustus 2024

Tim Penguji

Tanda Tangan

1. **Prof. Ir. H. Pratikso, MST., Ph.D.**
NIDN: 0627115501

2. **Dr. Ir. Rinda Karlinasari, MT**
NIDN: 0623026901

3. **Lisa Fitriyana, ST, M. Eng**
NIDN: 0631128901

Ketua Program Studi Teknik Sipil
Fakultas
Universitas Islam Sultan Agung

Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng
NIDN: 0625059102

BERITA ACARA BIMBINGAN TUGAS AKHIR

No: 18/ A.2 / SA – T / III 2024

Pada hari ini tanggal 26-03-2024 berdasarkan surat keputusan Dekan Fakultas Teknik, Universitas Islam Sultan Agung perihal penunjukan Dosen Pembimbing Utama dan Dosen Pembimbing Pendamping:

1. Nama : Prof. Ir. H. Pratikso, MST., Ph.D.
Jabatan Akademik : Lektor Kepala
Jabatan : Dosen Pembimbing Utama
2. Nama : Dr. Ir. Rinda Karlinasari, MT
Jabatan Akademik : Lektor
Jabatan : Dosen Pembimbing Pendamping

Dengan ini menyatakan bahwa mahasiswa yang tersebut di bawah ini telah menyelesaikan bimbingan Tugas Akhir:

Mohammad Adil Khakim
NIM : 30202000003

Achmad Furqon
NIM : 30202000008

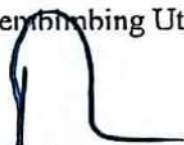
Judul: Analisis Perbandingan Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Dan Bored Pile Dengan Metode Mayerhoff, Metode Aoki & De Alencar, Metode Resse And Wright, Dan Program PLAXIS V.8.6 (Studi Kasus Gedung Kantor Yayasan Badan Wakaf Sultan Agung)

Dengan tahapan sebagai berikut:

No	Tahapan	Tanggal	Keterangan
1	Penunjukan dosen pembimbing	26/03/2024	ACC
2	Seminar Proposal	06/05/2024	ACC
3	Pengumpulan data	07/05/2024	ACC
4	Analisis data	09/05/2024	ACC
5	Penyusunan laporan	13/05/2024	ACC
6	Selesai laporan	01/08/2024	ACC

Demikian Berita Acara Bimbingan Tugas Akhir / Skripsi ini dibuat untuk diketahui dan dipergunakan seperlunya oleh pihak-pihak yang berkepentingan

Dosen Pembimbing Utama



Prof. Ir. H. Pratikso, MST., Ph.D.

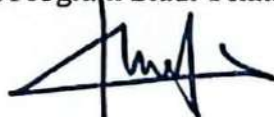
Dosen Pembimbing Pendamping



Dr. Ir. Rinda Karlinasari, MT

Mengetahui,

Ketua Program Studi Teknik Sipil



Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

1. NAMA: Mohammad Adil Khakim

NIM : 30202000003

2. NAMA: Achmad Furqon

NIM : 30202000008

Dengan ini menyatakan bahwa Tugas Akhir yang berjudul: ANALISIS PERBANDINGAN DAYA DUKUNG PONDASI TIANG PANCANG DAN BORED PILE DENGAN METODE MAYERHOFF, METODE AOKI & DE ALENCAR, METODE RESSE AND WRIGHT, DAN PROGRAM PLAXIS V.8.6 (Studi Kasus Gedung Kantor Yayasan Badan Wakaf Sultan Agung)

Benar bebas dari plagiat, dan apabila pernyataan ini terbukti tidak benar maka saya bersedia menerima sanksi sesuai ketentuan yang berlaku.

Demikian surat pernyataan ini saya buat untuk dipergunakan sebagaimana mestinya.

Semarang, 1 Agustus 2024

UNISSULA
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG
UNIVERSITY OF ISLAMIC STUDIES
Yang membuat pernyataan,



Mohammad Adil Khakim
30202000003

Achmad Furqon
30202000008

PERNYATAAN KEASLIAN

Saya yang bertanda tangan dibawah ini:

1. NAMA: Mohammad Adil Khakim

NIM : 30202000003

2. NAMA: Achmad Furqon

NIM : 30202000008

JUDUL TUGAS AKHIR: ANALISIS PERBANDINGAN DAYA DUKUNG PONDASI TIANG PANCANG DAN BORED PILE DENGAN METODE MAYERHOFF, METODE AOKI & DE ALENCAR, METODE RESSE AND WRIGHT, DAN PROGRAM PLAXIS V.8.6 (Studi Kasus Gedung Kantor Yayasan Badan Wakaf Sultan Agung).

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa Tugas Akhir ini merupakan hasil penelitian, pemikiran dan pemaparan asli saya sendiri. Saya tidak mencantumkan tanpa pengakuan bahan - bahan yang telah dipublikasikan sebelumnya atau ditulis oleh orang lain, atau sebagai bahan yang pernah diajukan untuk gelar atau ijazah pada Universitas Islam Sultan Agung Semarang atau perguruan tinggi lainnya.

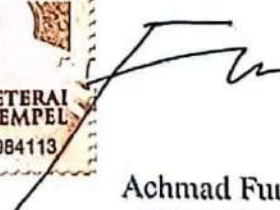
Apabila dikemudian hari terdapat penyimpangan dan ketidakbenaran dalam pernyataan ini, maka saya bersedia menerima sanksi akademik sesuai dengan peraturan yang berlaku di Universitas Islam Sultan Agung Semarang.

Demikian pernyataan ini saya buat.

Semarang, 1 Agustus 2024
Yang membuat pernyataan,



Mohammad Adil Khakim
30202000003



Achmad Furqon
30202000008

MOTTO

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

اللَّهُمَّ صَلِّ عَلَى سَيِّدِنَا مُحَمَّدٍ وَعَلَى آلِهِ وَصَحْبِهِ وَبَارِكْ وَسَلِّمْ

هُوَ الَّذِي جَعَلَ لَكُمْ الْأَرْضَ ذُلُولًا فَامشُوا فِي مَنَاكِبِهَا وَكُلُوا مِنْ رِزْقِهِ وَإِلَيْهِ النُّشُورُ

"Dialah yang menjadikan bumi untuk kamu dalam keadaan mudah dijelajahi. Maka, jelajahilah segala penjurunya dan makanlah sebagian dari rezeki-Nya. Hanya kepada-Nya kamu (kembali setelah) dibangkitkan". (QS. Al-Mulk: 15)

كُنْتُمْ خَيْرَ أُمَّةٍ أُخْرِجَتْ لِلنَّاسِ تَأْمُرُونَ بِالْمَعْرُوفِ وَتَنْهَوْنَ عَنِ الْمُنْكَرِ وَتُؤْمِنُونَ بِاللَّهِ وَلَوْ آمَنَ أَهْلُ الْكِتَابِ لَكَانَ خَيْرًا لَهُمْ مِنْهُمْ الْمُؤْمِنُونَ وَأَكْثَرُهُمُ الْفَاسِقُونَ

"Kamu (umat Islam) adalah umat terbaik yang dilahirkan untuk manusia (selama) kamu menyuruh (berbuat) yang makruf, mencegah dari yang mungkar, dan beriman kepada Allah. Seandainya Ahlulkitab beriman, tentulah itu lebih baik bagi mereka. Di antara mereka ada yang beriman dan kebanyakan mereka adalah orang-orang fasik." (QS. Ali 'Imron': 110)

إِنْ أَحْسَنْتُمْ أَحْسَنْتُمْ لِأَنْفُسِكُمْ وَإِنْ أَسَأْتُمْ فَلَهَا

"Jika berbuat baik, (berarti) kamu telah berbuat baik untuk dirimu sendiri" (QS. Al-Isra': 7)

خَيْرُ النَّاسِ أَنْفَعُهُمْ لِلنَّاسِ

"Sebaik-baik manusia adalah yang paling bermanfaat bagi manusia" (HR. Ahmad)

اللَّهُ أَعْلَمُ قَلْبِكَ إِذَا ذَهَبَ الصَّالِحُ لِيَأْكُلَ أَحْسَنَ مَا يَنْتَظِرُ

"Allah lebih mengerti hatimu, jika yang baik pergi, maka yang terbaik akan menanti"

Rasulullah ﷺ bersabda : "Barangsiapa yang menunjukkan suatu kebaikan, maka ia mendapatkan pahala seperti pahala orang yang melakukannya." (HR. Muslim)

"Syukuri dalam kesulitan apapun, kesusahan apapun, problem apapun, masalah apapun. Saya tidak pernah yang namanya ngeluh dan mensyukuri dan mencari solusi, mencari jalan keluar setiap problem² yang ada, kita harus optimis, kita harus melihat kedepan penuh harapan." (Ir. H. Joko Widodo)

"Ketika ibu dan bapakmu memanggilmu maka tinggalkanlah seluru aktivitasmu, karna suatu saat engkau akan rindu dengan panggilannya"

"Setiap detik dalam hidup adalah perjalanan, dan setiap perjalanan adalah pelajaran"

بِسْمِ اللَّهِ تَوَكَّلْتُ عَلَى اللَّهِ، لَا حَوْلَ وَلَا قُوَّةَ إِلَّا بِاللَّهِ

Ikhtiar, Berdo'a, Mencoba, Kerja Keras, Disiplin, dan Konsisten

PERSEMBAHAN

Alhamdulillah, Puji Syukur kehadiran Allah SWT atas segala rahmat dan hidayah-Nya, sehingga penulis bisa menyelesaikan Laporan Tugas Akhir ini. Laporan Tugas Akhir ini penulis persembahkan untuk:

1. Panutanku Bapak Mashari. Meskipun beliau Pendidikan sampai bangku Sekolah Dasar namun beliau mampu mendidik, memotivasi dan mendo'akan bagi anak-anaknya hingga mampu menyelesaikan studinya sampai sarjana.
2. Pintu surgaku. Emakku Kustiyah. Beliau tak kenal lelah dalam mendidik dan mendoakan anak-anaknya dengan mendorong untuk merasakan Pendidikan sampai di bangku perkuliahan, dengan semangat dan doanya tanpa henti.
3. Kepada seluruh keluargaku Terimakasih banyak telah membantu penulis dalam melaksanakan kuliah ini dengan lancar dengan dukungan do'a maupun material selama kuliah.
4. Terimakasih untuk Bapak dan Ibu Dosen serta partner saya Achmad Furqon yang semoga sukses dan berkah menyertaimu dan keluargamu.
5. Terimakasih kepada teman-teman santri PP. Al-fattah dan PP. Bicharul Muta'alimin atas do'a dan dukungannya selama menempuh perkuliahan.
6. Teman-temanku angkatan 2020, terkhusus KMFT, penulis berterimakasih atas rasa kekeluargaan ditengah perbedaan, do'aku semoga kalian semua sukses.
7. Teruntuk calon istri penulis. Kamu adalah alasan penulis menyelesaikan skripsi ini, meskipun keberadaanmu belum diketahui. Karena penulis yakin bahwa sesuatu yang ditakdirkan menjadi milik kita akan menuju kepada kita bagaimanapun caranya
8. Terakhir saya ingin berterimakasih kepada diri saya sendiri karena telah mampu melalui ini dengan berusaha keras dan mampu mengendalikan diri dari berbagai tekanan di luar keadaan dan tetap memutuskan untuk tidak pernah menyerah.

Mohammad Adil Khakim

30202000003

PERSEMBAHAN

Alhamdulillah, Puji Syukur kehadiran Allah SWT atas segala rahmat dan hidayah-Nya, sehingga penulis bisa menyelesaikan Laporan Tugas Akhir ini. Laporan Tugas Akhir ini penulis persembahkan untuk :

1. Kedua orang tua saya yang saya cintai, Ibu dan Bapak yang senantiasa memberikan doa, dukungan materil, motivasi, nasehat supaya menjadi orang yang sukses.
2. Keluarga yang tersayang yang memberikan dukungan semangat dalam mengerjakan dan menyelesaikan Tugas Akhir.
3. Partner skripsi saya sekaligus sahabat saya Muhammad Adil Khakim yang sangat rajin dalam mengerjakan Skripsi, Ibadah, Kegiatan PP. Alfattah Terboyo, dan saya berterima kasih kepada teman saya begitu beruntungnya saya mendapatkan teman sepertimu dan semoga Allah SWT mengabulkan doa – doa teman saya atas kerja kerasnya dan Sukses kedepanya.
4. Teman – teman PP. Alfattah Terboyo terima kasih atas dukungan dan support selama mengerjakan Tugas Akhir ini.
5. Temen – temen kotrakan, kost, yang selalu support kepada saya dalam meberikan saran dan krtikan kepada saya.
6. Terima kasih untuk Para dosen dan mas Gagas Prabowo yang telah membimbing saya dalam menyusun Tugas Akhir.
7. Terima kasih Untuk Angkatan 2020 Fakultas Teknik Sipil UNISSULA atas semangat yang luar bisa dan semoga Allah SWT mengabulkan doa teman -teman Angkatan 2020

Achmad Furqon

30202000008

KATA PENGANTAR

Assalamu'alaikum Wr. Wb.

Alhamdulillah, segala puji dan syukur penulis panjatkan kehadiran Allah SWT yang telah melimpahkan segala rahmat dan hidayah-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan judul “Analisis Perbandingan Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Dan Bored Pile Dengan Metode Mayerhoff, Metode Aoki & De Alencar, Metode Resse And Wright, Dan Program Plaxis V.8.6, guna memenuhi salah satu persyaratan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik Program Studi Teknik Sipil pada Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung.

Penulis menyadari keterbatasan yang ada sehingga dalam menyelesaikan skripsi dalam kesempatan ini penulis menyampaikan ucapan terima kasih kepada :

1. Bapak Dr. Abdul Rochim, ST., MT., selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung Semarang sekaligus selaku Dosen Pembimbing dan arahan dalam menyelesaikan tugas akhir ini berlangsung.
2. Bapak Muhamad Rusli Ahyar, S.T., M.Eng., selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil UNISSULA yang telah memberikan kelancaran pelayanan dalam urusan Akademik.
3. Bapak Prof. Ir. H. Pratikso, MST., Ph.D., selaku Dosen Pembimbing Pertama yang selalu memberikan waktu bimbingan dan arahan selama penyusunan skripsi ini berlangsung dengan baik
4. Ibu Dr. Ir. Rinda Karlinasari, MT selaku Dosen Pembimbing kedua yang selalu memberikan waktu bimbingan dan arahan selama penyusunan skripsi ini berlangsung dengan baik
5. Seluruh Dosen Program Studi Teknik Sipil UNISSULA yang telah memberikan ilmunya kepada penulis.

Penulis menyadari bahwa Tugas Akhir ini masih banyak kekurangan baik isi maupun susunannya. Semoga Tugas Akhir ini dapat bermanfaat tidak hanya bagi penulis juga bagi para pembaca.

Semarang, 1 Agustus 2024

Penulis

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL.....	i
HALAMA PENGESAHAN.....	ii
BERITA ACARA BIMBINGAN TUGAS AKHIR	iii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI.....	iv
PERNYATAAN KEASLIAN.....	v
MOTTO.....	vi
PERSEMBAHAN	vii
KATA PENGANTAR	ix
DAFTAR ISI.....	x
DAFTAR TABEL.....	xiii
DAFTAR GAMBAR	xv
ABSTRAK.....	xvii
DAFTAR NOTASI.....	xix
BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	2
1.3. Maksud Dan Tujuan.....	2
1.4. Batasan Masalah	3
1.5. Sistematika Penulisan	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	5
2.1. Tanah.....	5
2.1.1. Definisi Tanah	5
2.1.2. Klasifikasi Tanah.....	5
2.2. Penyelidikan Tanah.....	7
2.2.1. Pekerjaan Sondir.....	10
2.2.2. Pekerjaan Bor Mesin	10
2.2.3. Pengujian SPT (<i>Standar Penetration Test</i>)	11
2.3. Pondasi	12
2.4. Klasifikasi Pondasi.....	13
2.4.1. Pondasi Dangkal	13
2.4.2. Pondasi Sedang.....	14
2.4.3. Pondasi Dalam.....	14
2.5. Daya Dukung Aksial Pondasi	15
2.5.1. Perhitungan Daya Dukung Pondasi Metode Mayerhoff.....	17
2.5.2. Perhitungan Daya Dukung Pondasi Metode Metode Aoki & De Alencar ...	20
2.5.3. Perhitungan Daya Dukung Pondasi Metode Resse And Wright	21

2.6. Perhitungan Pondasi Tiang Bor (Bored Pile).....	24
2.7. Perhitungan Daya Dukung kelompok Tiang.....	25
2.8. Daya Dukung Lateral Pondasi	26
2.8.1. Metode Broms	26
2.9. Penurunan Pondasi Tiang dengan Metode Vesic.....	27
2.9.1. Penurunan Pondasi Tiang Tunggal.....	27
2.9.2. Penurunan Pondasi Tiang Kelompok	29
2.10. Analisa Permodelan Program	29
2.10.1. Permodelan Program SAP2000 V.22.....	29
2.10.2. Permodelan Program PLAXIS V.8.1	30
2.11. Perhitungan konsolidasi.....	30
BAB III METODOLOGI.....	34
3.1. Pendahuluan.....	34
3.2. Lokasi Proyek	34
3.3. Data Umum Proyek.....	34
3.4. Metode Pengumpulan Data.....	35
3.5. Metode Pengolahan Data	35
3.5.1. Permodelan Menggunakan Program SAP2000	36
3.5.2. Permodelan Menggunakan Program Software PLAXIS V.8.6	37
3.5.3. Metode Perhitungan.....	38
3.6. Bagan Alur	40
BAB IV ANALISIS DAN PEMBAHASAN.....	41
4.1. Tinjauan Umum	41
4.2. Permodelan dan Pembebanan Struktur Atas dengan SAP2000	41
4.2.1. Data Struktur Proyek	41
4.2.2. Permodelan SAP2000 V.22.....	42
4.2.3. Analisa Pembebanan.....	44
4.2.4. Hasil Perhitungan SAP2000 V.22	48
4.3. Daya Dukung Aksial Pondasi Gedung 5 Lantai	51
4.3.1. Tiang Pancang 40 cm × 40 cm	51
4.3.2. Tiang Pancang Diameter 70 cm.....	59
4.3.3. Tiang Pancang Diameter 40 cm.....	67
4.4. Daya Dukung Aksial Pondasi Gedung 7 Lantai	74
4.4.1. Tiang Pancang Diameter 70 cm.....	74
4.4.2. Bored Pile Diameter 70 cm.....	82
4.5. Perhitungan Daya Dukung Lateral Pondasi	93
4.5.1. Daya Dukung Lateral Pondasi Gedung 5 Lantai	93
4.5.2. Daya Dukung Lateral Pondasi Gedung 7 Lantai	106
4.6. Penurunan Pondasi.....	115
4.6.1. Penurunan Pondasi Gedung 5 Lantai.....	116
4.6.2. Penurunan Pondasi Gedung 7 Lantai.....	122
4.7. Analisa Penurunan Pondasi dengan PLAXIS V.8.6 Gedung 7 Lantai	126
4.7.1. Analisa Pondasi Tiang Pancang dengan PLAXIS V.8.6	127
4.7.2. Analisa Pondasi Bored Pile dengan PLAXIS V.8.6.....	132
4.8. Hasil Perhitungan Daya Dukung Pondasi Manual dengan Plaxis V.8.6	140
BAB V PENUTUP.....	142

5.1. Kesimpulan	142
5.2. Saran	143
DAFTAR PUSTAKA	xxi
LAMPIRAN	xxiii



DAFTAR TABEL

Tabel 2.1. Batas Ukuran Kategori Tanah	6
Tabel 2.2. Rentang Nilai Modulus Elastisitas Tanah	8
Tabel 2.3. Hubungan Antara Jenis Tanah dan <i>Poisson's Ratio</i>	8
Tabel 2.4. Besaran Sudut Geser dalam Tanah	9
Tabel 2.5. Faktor Empirik F_b dan F_s	21
Tabel 2.6. Faktor Empirik untuk Tipe Tanah yang Berbeda	21
Tabel 2.7. Nilai Koefisien Empiris C_p	29
Tabel 3.1. Data Umum Proyek	32
Tabel 3.2. Data Teknis Pondasi	32
Tabel 4.1. Hubungan Kategori Resiko dan Koefisien Gempa	47
Tabel 4.2. Hasil Output joint reactions Gedung 5 Lantai	49
Tabel 4.3. Hasil Output joint reactions Gedung 7 Lantai	49
Tabel 4.4. Data N-SPT Tanah BM 01	51
Tabel 4.5. Hasil Perhitungan Daya Dukung Metode Mayerhoff	54
Tabel 4.6. Hasil Perhitungan Daya Dukung Metode Aoki & De Alencar	57
Tabel 4.7. Hasil Perhitungan Daya Dukung Metode Mayerhoff	61
Tabel 4.8. Hasil Perhitungan Daya Dukung Metode Aoki & De Alencar	64
Tabel 4.9. Hasil Perhitungan Daya Dukung Metode Mayerhoff	68
Tabel 4.10. Hasil Perhitungan Daya Dukung Metode Aoki & De Alencar	72
Tabel 4.11. Hasil Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang di 5 Lantai	74
Tabel 4.12. Hasil Perhitungan Daya Dukung Metode Mayerhoff	76
Tabel 4.13. Hasil Perhitungan Daya Dukung Metode Aoki & De Alencar	79
Tabel 4.14. Hasil Perhitungan Daya Dukung Metode Reese And Wright	83
Tabel 4.15. Hasil Perhitungan Daya Dukung Metode O'Neil & Reese.....	87
Tabel 4.16. Hasil Perhitungan Daya Dukung Metode Luciano de Court.....	90
Tabel 4.17. Hasil perhitungan Daya Dukung Pondasi Bored Pile	93
Tabel 4.18. Hasil perhitungan Daya Dukung Pondasi Gedung 7 Lantai	93
Tabel 4.19. Hubungan Antara K_p dan C_u	94
Tabel 4.20. Data Tanah Nilai C_u	95
Tabel 4.21. Hubungan Antara K_p dan C_u	99
Tabel 4.22. Data Tanah Nilai C_u	99
Tabel 4.23. Hubungan Antara K_p dan C_u	103
Tabel 4.24. Data Tanah Nilai C_u	103
Tabel 4.25. Hasil Perhitungan Lateral Pondasi di 5 Lantai	106
Tabel 4.26. Hubungan Antara K_p dan C_u	107
Tabel 4.27. Data Tanah Nilai C_u	108
Tabel 4.28. Hubungan Antara K_p dan C_u	112
Tabel 4.29. Data Tanah Nilai C_u	112
Tabel 4.30. Hasil Perhitungan Lateral Pondasi di 7 Lantai	115
Tabel 4.31. Nilai E_s , Nilai C_p , dan Nilai μ_s	115
Tabel 4.32. Perbandingan Penurunan Pondasi Tiang Pancang Gedung 5 Lantai	122
Tabel 4.33. Perbandingan Penurunan Pondasi Gedung 7 Lantai	126
Tabel 4.34. Parameter Tanah Gedung YBWSA.....	126

Tabel 4.35. Data Tiang Pancang	127
Tabel 4.36. Data Pile Cap.....	127
Tabel 4.37. Data Bored Pile	132
Tabel 4.38. Data Pile Cap.....	133
Tabel 4.39. Hasil Perhitungan dengan PLAXIS V.8.6 Gedung 7 Lantai.....	138
Tabel 4.40. Data tanah.....	139
Tabel 4.41. Hasil Perhitungan Konsolidasi	140
Tabel 4.42. Perbandingan Daya Dukung Pondasi Dengan Manual dan Plaxis....	141



DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1. Alat bor mesin dengan “core barrel”	10
Gambar 2.2. Tabung bagian-dua, serla alat pemukul yang dipakai pada SPT	11
Gambar 2.3. Sketsa Pondasi	12
Gambar 2.4. Pondasi Dangkal Tampak Perspektif (3 Dimensi).....	12
Gambar 2.5. Proses Pemancangan Tiang	14
Gambar 2.6. Proses Pelaksanaan pengerjaan Pondasi Bored Pile	15
Gambar 2.7. Kasus penggunaan Pondasi Tiang	16
Gambar 2.8. Dimensi Dan Daya Dukung Pondasi Tiang	17
Gambar 2.9. Daya Dukung Ultimate Pondasi	18
Gambar 2.10. Nilai α	19
Gambar 2.11. Grafik Hubungan antara (Cu) dengan (α).....	20
Gambar 2.12. Grafik Hubungan Tahanan Ujung Ultimit dengan NSPT Tanah Non-Kohesif	22
Gambar 2.13. Grafik Hubungan antara Tahanan Selimut dengan N _{SPT}	23
Gambar 2.14. Faktor Adhesi	25
Gambar 2.15. Grafik Daya Dukung Lateral Ultimit	27
Gambar 2.16. Bentuk <i>Skin Friction</i> Sepanjang Tiang Tertanam dalam Tanah.....	29
Gambar 3.1. Gambar 3.1. Denah Lokasi Proyek Gedung Kantor YBWSA	31
Gambar 3.2. Bagan Alur.....	40
Gambar 4.1. Pemodelan Gedung 5 Lantai Dengan SAP2000 V.22	43
Gambar 4.2. Pemodelan Gedung 7 Lantai Dengan SAP2000 V.22	43
Gambar 4.3. Input Desain Spektra Indonesia Lokasi YBWSA.....	47
Gambar 4.4. Hasil Output Joint Reactions Gedung 5 Lantai	49
Gambar 4.5. Hasil Output Joint Reactions Gedung 7 Lantai	50
Gambar 4.6. Grafik Q _p dan Q _s Mayerhoff.....	54
Gambar 4.7. Rencana Jarak Antar Tiang Pancang	55
Gambar 4.8. Grafik Q _p dan Q _s Mayerhoff.....	58
Gambar 4.9. Rencana Jarak Antar Tiang Bored Pile.....	59
Gambar 4.10. Grafik Q _p dan Q _s Mayerhoff	62
Gambar 4.11. Rencana Jarak Antar Tiang Pancang.....	63
Gambar 4.12. Grafik Q _p dan Q _s Aoki & De Alencar	65
Gambar 4.13. Rencana Jarak Antar Tiang Pancang.....	66
Gambar 4.14. Grafik Q _p dan Q _s Mayerhoff	69
Gambar 4.15. Rencana Jarak Antar Tiang Pancang.....	70
Gambar 4.16. Grafik Q _p dan Q _s Aoki & De Alencar	72
Gambar 4.17. Rencana Jarak Antar Tiang Pancang.....	73
Gambar 4.18. Grafik Q _p dan Q _s Mayerhoff	77
Gambar 4.19. Rencana Jarak Antar Tiang Pancang.....	78
Gambar 4.20. Grafik Q _p dan Q _s Aoki & De Alencar	80
Gambar 4.21. Rencana Jarak Antar Tiang Pancang.....	81
Gambar 4.22. Grafik Q _p dan Q _s Metode Resse And Wright.....	84
Gambar 4.23. Rencana Jarak Antar Tiang Bored Pile	85
Gambar 4.24. Grafik Q _p dan Q _s Metode O’Neil & Reese (1989).....	88
Gambar 4.25. Rencana Jarak Antar Tiang Bored Pile	89
Gambar 4.26. Grafik Q _p dan Q _s Metode Luciano de Court (1982).....	91

Gambar 4.27. Rencana Jarak Antar Tiang Bored Pile	92
Gambar 4.28. Grafik Daya Dukung Lateral Ultimit	96
Gambar 4.29. Grafik Faktor Reduksi Lateral	97
Gambar 4.30. Grafik Daya Dukung Lateral Ultimit	101
Gambar 4.31. Grafik Faktor Reduksi Lateral	101
Gambar 4.32. Grafik Daya Dukung Lateral Ultimit	105
Gambar 4.33. Grafik Faktor Reduksi Lateral.....	106
Gambar 4.34. Grafik Daya Dukung Lateral Ultimit	109
Gambar 4.35. Grafik Faktor Reduksi Lateral.....	110
Gambar 4.36. Grafik Daya Dukung Lateral Ultimit	114
Gambar 4.37. Grafik Faktor Reduksi Lateral.....	114
Gambar 4.38. Input Material PLAXIS	128
Gambar 4.39. Permodelan dan Interaksi Antar Tanah	129
Gambar 4.40. Tegangan Efektif Tiang Pancang	129
Gambar 4.41. Analisis Perhitungan Tiang pancang Kelompok	130
Gambar 4.42. Rencana Titik Nodal Kurva Beban – Perpindahan.....	130
Gambar 4.43. Perpindahan Total Tiang Pancang Kelompok	131
Gambar 4.44. Perpindahan Total Tiang Pancang Kelompok	131
Gambar 4.45. Grafik Perpindahan Total Tiang Pancang Kelompok.....	132
Gambar 4.46. Input Material PLAXIS	133
Gambar 4.47. Permodelan dan Interaksi Antar Tanah	134
Gambar 4.48. Input Beban Terpusat	134
Gambar 4.49. Tekanan Air pori Aktif	135
Gambar 4.50. Tegangan Efektif Tiang Pancang	135
Gambar 4.51. Analisis Perhitungan Tiang pancang Kelompok	136
Gambar 4.52. Rencana Titik Nodal Kurva Beban – Perpindahan.....	136
Gambar 4.53. Perpindahan Total Tiang Pancang Kelompok	137
Gambar 4.54. Perpindahan Total Tiang Pancang Kelompok	137
Gambar 4.55. Grafik Perpindahan Total Tiang Pancang Kelompok.....	138

ABSTRAK

Aktivitas kerja dilingkungan Yayasan Badan Wakaf Sultan Agung terjadi peningkatan sehingga kebutuhan sarana maupun prasarana maka dibuatlah gedung. Pada proyek pembangunan gedung ini, kemampuan tanah di sekitar area konstruksi untuk menopang beban dan potensi terjadinya penurunan pondasi, merupakan faktor krusial yang perlu dipertimbangkan secara cermat. Oleh karena itu, tugas akhir ini bertujuan untuk mencari nilai daya dukung tanah dan penurunan pondasi pada proyek gedung dengan membandingkan penggunaan pondasi tiang pancang (square pile) dengan pondasi bored pile.

Langkah awal menghitung berat total gedung sebenarnya awal 5 lantai dan perbandingan redisan gedung 7 lantai dengan nilai maksimum pondasi dengan SAP2000 kemudian Perhitungan daya dukung pondasi tiang pancang (square pile) dan pondasi bored pile menggunakan perbandingan dari Metode Mayerhoff, Metode Aoki & De Alencar, Metode Resse And Wright, Dan penurunan pondasi dengan Program PLAXIS V.8.6.

Hasi penelitian ini beban pondasi pada gedung 5 lantai terbesar dari SAP2000 sebesar 7402,97 kN dan pada gedung 7 lantai sebesar 10333,45 kN. Daya dukung Aksial pondasi Gedung perencanaan awal 5 lantai dengan tiang pancang 40 cm × 40 cm dan jumlah 7 tiang pancang dengan (Qg) sebesar 7948,49 kN, beban Lateral (Hg) sebesar 138,88 kN, defleksi (yo) sebesar 7,638 mm, penurunan tiang kelompok (Sg) sebesar 0,094 mm, dan Pada gedung 7 lantai tiang pancang diameter 70 cm dan jumlah 6 tiang pancang dengan (Qg) sebesar 10436,5 kN, beban Lateral (Hg) sebesar 138,88 kN, defleksi (yo) sebesar 9,03 mm, penurunan tiang kelompok (Sg) 0,078 mm dan pondasi Bored Pile dengan Metode Resse And Wright (Qg) sebesar 10386,29 kN, beban Lateral (Hg) sebesar 38278,80 kN, defleksi (yo) sebesar 5,84 mm, penurunan tiang kelompok (Sg) 0,094 mm dan PLAXIS V.8.6 Besarnya konsolidasi pada tanah itu sendiri selama 20 tahun terjadi deformasi sebesar 0,250 m.

Kata Kunci: Tiang Pancang; Bored Pile; SAP2000; PLAXIS V.8.6; Konsolidasi.

ABSTRACT

Work activities within the Sultan Agung Waqf Foundation Foundation increased so that the need for facilities and infrastructure required a building to be built. In this building construction project, the ability of the soil around the construction area to support the load and the potential for foundation settlement are crucial factors that need to be considered carefully. Therefore, this final project aims to find the value of soil bearing capacity and foundation settlement in building projects by comparing the use of square pile foundations with bored pile foundations.

The initial step is to calculate the total weight of the actual building at the start of 5 floors and compare the design of the 7 floor building with the maximum value of the foundation using SAP2000, then calculate the carrying capacity of the square pile foundation and bored pile foundation using the comparison of Mayerhoff method, Aoki & De Alencar method, Resse and Wright method, and foundation reduction with the PLAXIS V.8.6 program.

The results of this research are that the largest foundation load on a 5-story building from SAP2000 is 7402.97 kN and on a 7-story building it is 10333.45 kN. Axial bearing capacity of the foundation of a 5-storey initial planning building with piles of 40 cm × 40 cm and a total of 7 piles with (Q_g) of 7948.49 kN, Lateral load (H_g) of 138.88 kN, deflection (y_o) of 7.638 mm, group pile settlement (S_g) is 0.094 mm, and in a 7-story building, piles with a diameter of 70 cm and a total of 6 piles with (Q_g) of 10436.5 kN, lateral load (H_g) of 138.88 kN, deflection (y_o) of 9.03 mm, group pile settlement (S_g) 0.078 mm and Bored Pile foundation using Resse And Wright Method (Q_g) of 10386.29 kN, Lateral load (H_g) of 38278.80 kN, deflection (y_o) of 5.84 mm, group pile settlement (S_g) 0.094 mm and PLAXIS V.8.6 The amount of consolidation in the soil itself during 20 years of deformation was 0.250 m.

Keywords: *Pile; Bored Pile; SAP2000; PLAXIS V.8.6; Consolidation.*

DAFTAR NOTASI

Qu	: Daya dukung ultimit tiang
Qp	: Daya dukung ultimit ujung tiang
Qs	: Daya dukung ultimit selimut tiang
Qall	: Daya dukung izin
Nspt	: Nilai rata – rata SPT per lapis tanah
τ	: Tahanan geser tanah
c	: Kohesi tanah
ϕ	: Sudut gesek dalam tanah
σ	: Tegangan normal
γ	: Berat volume tanah
Ap	: Luas penampang tiang
As	: Luas selimut tiang
kl	: Keliling tiang
Li	: Panjang lapisan tanah
f	: Tahanan satuan skin friction,
α	: Faktor adhesi
Cu	: Kohesi tanah
SF	: Faktor keamanan
Eg	: Efisiensi kelompok tiang
θ	: Arc tan d/s
m	: Jumlah baris
n	: Jumlah tiang dalam 1 baris
d	: Diameter tiang
s	: Jarak pusat ke pusat tiang
G	: Modulus Geser
Hu	: daya dukung lateral tiang Tunggal
Hg	: Daya dukung lateral tiang kelompok
My	: Momen maksimum yang dapat
Kp	: Koefisien tekanan tanah pasif
Se	: Penurunan total pondasi tiang
S1	: Penurunan akibat deformasi axial tiang tunggal

- S2 : Penurunan akibat beban pada ujung tiang
S3 : Penurunan akibat beban pada sepanjang tiang
Ep : Modulus elastisitas material tiang
Cp : Koefisien empiris
Cs : Konstanta Empiris
Es : Modulus Elastisitas tanah
Iws : Faktor Pengaruh
Iwp : Faktor Pengaruh



BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Seiring perkembangannya di Yayasan Badan Wakaf Sultan Agung (YBWSA) membuat meningkatnya aktivitas pada Yayasan Badan Wakaf Sultan Agung yaitu terjadi peningkatan berbagai kebutuhan sarana maupun prasarana. Salah satu peningkatan kebutuhan yaitu fasilitas parkir, serta ruangan kerja untuk karyawan dikarenakan semakin banyaknya jumlah mahasiswa, maupun pekerja di YBWSA.

Gedung kantor menjadi hal yang harus dibangun dikawasan YBWSA . Oleh karena itu Yayasan Badan Wakaf Sultan Agung akan melakukan pembangunan Gedung Kantor Yayasan Badan Wakaf Sultan Agung yang akan berguna untuk menampung kebutuhan pekerjaan pegawai YBWSA. Pembangunan iniberlokasi di Jl. Kaligawe Raya KM. 4 PO.Box. 1054 Semarang 5011, Terboyo Kulon, Kec. Genuk, Kota Semarang Prov. Jawa Tengah dengan luas bangunan 420 m², dan terdiri dari 5 lantai.

Pembangunan konstruksi yang dikerjakan berdiri diatas tanah dengan ditopang oleh pondasi. Pondasi merupakan salah satu struktur bangunan dimana letaknya di dalam tanah. Pondasi dirancang sebagai penyalur beban ke tanah tanpa disertai penurunan beban yang lebih. Akibat dari bekerjanya beban - beban yang ada maka struktur pondasi memperhitungkan daya dukung axial dan besarnya penurunan lateral pada pondasi tersebut (Sari & Aini, 2022).

Seiring dengan perkembangan zaman pembangunan gedung tinggi, jembatan, jalan layang, bendungan dan konstruksi bangunan lainnya menggunakan pondasi tiang sebagai penompang utama. Tiang yang digunakan secara umum biasanya berupa tiang beton prategang Tiang cor yang digunakan untuk struktur bawah bangunan dalam menopang beban bangunan diatasnya. Pelaksanaan pekerjaan konstruksi bangunan dengan tiang ataupun bored pile akan dibahas terutama berkaitan dengan penurunan yang dipengaruhi oleh kondisi tanah dari bangunan gedung Kantor Yayasan Badan Wakaf Sultan Agung Semarang.

Penyelidikan tanah gedung YBWSA dilakukan agar mengetahui tingkat kepadatan tanah, struktur lapisan tanah, klasifikasi tanah, parameter dan mekanis

tanah dapat menggunakan pondasi tiang. Akibat permasalahan yang akan terjadi pada perancangan pondasi maka pada era modern dengan digitalisasi dilakukan perhitungan pondasi dengan program “PLAXIS V.8.6”, program ini membantu menganalisa masalah dalam geoteknik dan menghitung beban dengan menggunakan program “SAP2000 V.22”

Menurut penjabaran diatas, maka dalam penelitian Tugas Akhir ini mengambil judul “ANALISIS PERBANDINGAN DAYA DUKUNG PONDASI TIANG DAN BORED PILE DENGAN METODE MAYERHOFF, METODE AOKI & DE ALENCAR, METODE RESSE AND WRIGHT, DAN PROGRAM PLAXIS V.8.6 (Studi Kasus Gedung Kantor Yayasan Badan Wakaf Sultan Agung)”

1.2. Rumusan Masalah

Berdasarkan Latar Belakang, maka didapatkan rumusan masalah sebagai berikut :

1. Berapa besar beban yang terjadi pada pondasi tiang pada proyek pembangunan Gedung Kantor Yayasan Badan Wakaf Sultan Agung ?
2. Berapa nilai perbandingan efektivitas daya dukung pondasi tiang dan pondasi bored pile pada proyek pembangunan Gedung Kantor Yayasan Badan Wakaf Sultan Agung ?
3. Berapa besarnya perbandingan nilai penurunan (settlement) pondasi tiang dan pondasi bored pile pada proyek pembangunan Gedung Kantor Yayasan Badan Wakaf Sultan Agung ?
4. Bagaimana perbandingan hasil perhitungan penurunan secara manual dan menggunakan program PLAXIS V.8.6 ?
5. Berapa nilai konsolidasi penurunan tanah yang terjadi pada Gedung Kantor Yayasan Badan Wakaf Sultan Agung ?

1.3. Maksud Dan Tujuan

Berdasarkan Rumusan Masalah yang ada, maka didapatkan beberapa maksud dan tujuan penelitian sebagai berikut :

1. Mengetahui beban yang terjadi pada pondasi proyek pembangunan Gedung Kantor Yayasan Badan Wakaf Sultan Agung.

2. Mengetahui nilai efektivitas perbandingan daya dukung pondasi tiang pancang dan pondasi bored pile pada proyek pembangunan Gedung Kantor Yayasan Badan Wakaf Sultan Agung.
3. Mengetahui besarnya perbandingan nilai penurunan (settlement) pondasi tiang pancang dan pondasi bored pile pada proyek pembangunan Gedung Kantor Yayasan Badan Wakaf Sultan Agung.
4. Membandingkan hasil perhitungan penurunan pondasi secara manual dan menggunakan program PLAXIS V.8.6.
5. Mengetahui nilai konsolidasi tanah pada proyek Gedung Kantor Yayasan Badan Wakaf Sultan Agung.

1.4. Batasan Masalah

Batasan masalah yang saat ini kami lakukan dengan penelitian dalam Tugas Akhir ini adalah:

1. Pembebanan struktur atas menggunakan *software* SAP2000 V.22;
2. Lokasi penelitian di proyek Gedung Kantor Yayasan Badan Wakaf Sultan Agung;
3. Data yang digunakan pada penelitian ini adalah data tanah berupa data NSPT;
4. Perhitungan bangunan dibuat dari semula 5 lantai menjadi 7 lantai.
5. Perhitungan daya dukung tiang secara manual menggunakan metode Mayerhoff, (1976), Aoki de alencar (1975) dan Resse And Wright (1964). Sedangkan untuk perhitungan penurunan secara manual menggunakan metode Vesic (1977);
6. Perhitungan nilai penurunan pondasi menggunakan *Software* PLAXIS V.8.6.

1.5. Sistematika Penulisan

Untuk lebih jelasnya dalam penyusunan laporan, maka dibuat sistematika penulisan laporan sebagai berikut:

BAB I PENDAHULUAN

Bagian awal ini menguraikan panduan penyusunan Laporan Tugas Akhir yang mencakup Bab yang menjelaskan tentang penyusunan Laporan Tugas Akhir yang berisi mengenai latar belakang, rumusan masalah, tujuan penelitian, batasan penelitian, serta sistematika penulisan.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

Bagian ini mengulas teori, rumus, dan informasi umum yang diperoleh dari berbagai sumber, seperti situs web, buku referensi, dan karya tulis terdahulu.

BAB III METODOLOGI

Bagian ini memaparkan langkah-langkah penelitian dan analisis yang dilaksanakan, meliputi pengumpulan data, pengolahan data, dan analisis data untuk menghasilkan temuan penelitian.

BAB IV ANALISIS DAN PEMBAHASAN

Bagian ini memaparkan secara mendalam analisis dan pembahasan terkait tinjauan umum dan perhitungan perencanaan yang dilaksanakan dalam penyusunan tugas akhir ini.

BAB V PENUTUP

Bagian ini memuat simpulan hasil penelitian dan saran-saran yang diajukan sebagai bab penutup laporan tugas akhir ini.



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Tanah

2.1.1. Definisi Tanah

Tanah adalah suatu material yang terdiri dari partikel mineral padat yang tidak terikat secara kimiawi, bahan organik yang telah berubah menjadi partikel padat, dan terdapat pula zat cair dan gas yang mengisi ruang kosong di antara partikel-partikel tersebut (Kurniawan & Siregar, 2023).

Tanah merupakan gabungan berbagai komponen, yaitu: Partikel mineral padat: Berasal dari pelapukan batuan, tidak saling terikat secara kimiawi. Bahan organik padat: Sisa-sisa tumbuhan dan hewan yang telah melapuk. Zat cair dan gas: Mengisi ruang kosong di antara partikel padat, seperti air dan udara. Fasa cair tanah merupakan campuran air dengan berbagai senyawa organik yang berasal dari kontaminasi lingkungan. Fasa gas tanah didominasi oleh udara. Karakteristik fisik dan kimia partikel tanah, seperti ukuran, bentuk, dan kemampuan mengikat zat lain, sangat dipengaruhi oleh jenis mineral penyusunnya. Struktur tanah, yang merupakan hasil dari susunan partikel, pori-pori, dan komposisi mineral, sangat menentukan sifat-sifat tanah secara keseluruhan. Karakteristik dasar ini menentukan jenis struktur yang akan dibangun dan tindakan dukungan eksternal, jika ada harus diambil untuk membuat struktur tersebut bertahan lama dan menanggung dampak gempa, rembesan air, dan faktor lain (Darwis, 2018).

2.1.2. Klasifikasi Tanah

Klasifikasi tanah adalah ilmu Klasifikasi tanah adalah ilmu yang berkaitan dengan pengelompokan tanah berdasarkan sifat dan karakteristik yang membedakan dari masing-masing jenis tanah. Klasifikasi tanah merupakan subjek yang dinamis yang mempelajari struktur dari sistem klasifikasi tanah, definisi dari kelas-kelas yang digunakan untuk penggolongan tanah, kriteria yang menentukan penggolongan tanah, hingga penerapannya di lapangan sesuai dengan disiplin ilmu dari penggunaannya. Tanah sendiri dapat dipandang sebagai material maupun sumber daya. Klasifikasi tanah didasarkan atas sifat tanah yang menghubungkan dengan

tujuan penggunaan tanah secara teknik klasifikasinya pada sifat-sifat tanah yang mempengaruhi kemampuan tanah untuk penggunaan tertentu umumnya untuk tujuan pembuatan pondasi (Mulyono, 2022).

Tanah memiliki sifat yang berbeda-beda, tergantung pada berbagai faktor seperti cuaca, tekstur, komposisi kimia, dan ketebalan. Hal ini menyebabkan keragaman dalam karakteristik dan kemampuan tanah untuk mendukung berbagai fungsi. Oleh karena keragaman tersebut, para ahli mengembangkan sistem klasifikasi tanah untuk mengelompokkan tanah berdasarkan sifat-sifatnya. Klasifikasi ini membantu dalam memahami dan memprediksi perilaku tanah dalam berbagai jenis klasifikasi utama:

- Klasifikasi Pedologi: Berfokus pada sifat alami tanah, seperti tekstur (pasir, lanau, lempung), komposisi kimia, ketebalan, dan perkembangan horison tanah.
- Klasifikasi Teknik: Berfokus pada perilaku rekayasa tanah, terutama untuk aplikasi konstruksi. Sistem klasifikasi ini mempertimbangkan distribusi ukuran partikel dan plastisitas tanah.

Tabel 2.1 Batas Ukuran Kategori Tanah

Nama Golongan	Kerikil	Ukuran Butiran (mm)		
		Pasir	Lanau	Lempung
(MIT) Massachusetts Institute of Technology	> 2	2 – 0,06	0,06 – 0,002	< 0,002
U.S. Department of Agriculture (USDA)	> 2	2 – 0,06	0,06 – 0,002	< 0,002
American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)	76,2 – 2	2 – 0,06	0,06 – 0,002	< 0,002
Unified Soil Classification System (U.S. Army Corp of Engineers and U.S Bureau of Reclamation)	76,2 – 4,75	4,75 – 0,075	Halus (lanau dan lempung < 0,0075)	

(Sumber: Das, 1995)

Manfaat klasifikasi tanah: Memudahkan identifikasi dan pemahaman sifat tanah, Membantu dalam memilih penggunaan tanah yang tepat., Memprediksi perilaku tanah dalam berbagai kondisi, Membantu dalam perencanaan dan desain proyek konstruksi. Tanah dapat diklasifikasikan berdasarkan sifat kerekatan antar partikelnya, menjadi dua kategori yaitu:

- Tanah Kohesif: Memiliki sifat kerekatan antar butiran yang kuat Cenderung mudah memadat, mudah dicetak, dan memiliki daya tahan air yang tinggi. Terdiri dari partikel mikroskopis dan submikroskopis, terutama lempung. Contohnya: tanah liat, tanah berlumpur.
- Tanah Non-Kohesif: Memiliki sifat kerekatan antar butiran yang lemah atau tidak ada sama sekali Cenderung longgar, mudah terurai, dan memiliki daya tahan air yang rendah. Mengandung sedikit atau tidak sama sekali partikel lempung. Contohnya: pasir, kerikil.

2.2. Penyelidikan Tanah

Penyelidikan tanah bertujuan Menentukan sifat tanah yang terkait dengan perancangan struktur yang akan dibangun, Menentukan kapasitas daya dukung tanah menurut tipe pondasi yang dipilih, kedalaman pondasi, Untuk mengetahui posisi muka air tanah, dan Untuk memprediksi besarnya penurunan.

Angka parameter pada suatu wilayah ditentukan oleh karakteristik bawah permukaan tanah yang terdiri dari nilai kohesif, sudut geser internal, N-SPT, dan sebagainya Berikut parameter tanah:

a. Modulus Elastisitas Tanah

Modulus elastisitas tanah adalah besaran yang menunjukkan kemampuan tanah untuk melawan deformasi (perubahan bentuk) saat dikenai beban. Sederhananya, bayangkan tanah seperti pegas. Semakin kaku pegasnya, semakin besar gaya yang dibutuhkan untuk menekannya. Tanah dengan modulus elastisitas tinggi pun demikian, ia lebih tahan terhadap deformasi. (Abdul Hakam, 2008).

Nilai modulus elastisitas tanah merupakan salah satu properti tanah yang penting dalam berbagai aplikasi, seperti:

- **Memperkirakan penurunan tanah:** Modulus elastisitas digunakan untuk memprediksi seberapa banyak tanah akan turun saat diberi beban, seperti bangunan atau timbunan tanah.
- **Memilih Pondasi bangunan:** Nilai modulus elastisitas tanah digunakan untuk menentukan jenis fondasi yang tepat untuk bangunan, memastikan fondasi dapat menopang beban dengan aman.

- **Menganalisis stabilitas lereng:** Modulus elastisitas tanah penting untuk menganalisis potensi longsor lereng, terutama pada lereng curam.

Tabel 2.2 Rentang Nilai Modulus Elastisitas Tanah

Jenis tanah	Modulus elastisitas (kg/cm ²)	
	Bowles, 1997	Das, 1995
LEMPUNG		
Sangat Lunak	3 – 30	
Lunak	20 – 40	20 – 50
Sedang	45 – 90	50 – 100
Berpasir	300 – 425	100 – 250
PASIR		
Berlanau	50 – 200	100 – 170
Pasir Tidak Padat	100 – 250	100 – 250
Pasir Sedang		170 – 270
Padat	500 – 1000	350 – 550
KERIKIL BERPASIR		700 – 1730
Tidak Padat	500 – 1400	
Padat	800 – 2000	
LANAU	20 – 200	
LOSES	150 – 600	
CADAS	1400 – 14000	

(Sumber: (Bowles, 1997 & Das, 1995))

b. *Poisson's Ratio*

Poisson's ratio merupakan komparasi dari laju perubahan regangan pada arah aksial dengan laju pertambahan regangan pada arah lateral.

Tabel 2.3 Hubungan Antara Jenis Tanah dan *Poisson's Ratio*

Jenis Tanah	<i>Poisson's Ratio</i> (μ)
Lempung jenuh	0,4 – 0,5
Lempung tak jenuh	0,1 – 0,3
Lempung berpasir	0,2 – 0,3
Lanau	0,3 – 0,35
Pasir	0,1 – 1,0
Batuan	0,1 – 0,4
Umum dipakai untuk tanah	0,3 – 0,4

(Sumber: Das, 1995)

c. Modulus Geser (G')

Modulus geser merupakan analogi antara peralihan tegangan geser (τ) dengan peningkatan perpindahan sudut (θ) dalam unsur tanah. Modulus geser dihitung

dengan persamaan matematik yang diperoleh dari analisis regangan-tegangan pada elemen tanah. Secara matematis modulus ditulis sebagai berikut:

$$K_s = \frac{\Delta\tau}{\Delta s} \dots\dots\dots 2.1$$

$$G = \frac{\Delta\tau}{\Delta\theta} \dots\dots\dots 2.2$$

Hubungan antara modulus geser (G'), dengan modulus elastisitas (E), dan Poisson's ratio (μ) dirumuskan sebagai berikut:

$$G' = \frac{E}{2(1+\mu)} \dots\dots\dots 2.3$$

d. Sudut Geser Dalam (ϕ)

Sudut geser dalam yaitu sudut yang dibentuk dari hubungan antara tegangan normal dan tegangan geser di dalam material tanah atau batuan sehingga sudut yang terwujud dari sumbu horizontal (tegangan normal) dengan garis tepi keruntuhan (*failure envelope*) (Abdul Hakam, 2008).

Tabel 2.4 Besaran Sudut Geser dalam Tanah

Tingkat Kepadatan	Sudut Geser Dalam (ϕ)
Sangat lepas	< 30
Lepas	30 – 35
Agak Padat	35 – 40
Padat	40 – 45
Sangat Padat	> 45

(Sumber : Bowles, 1997)

e. Kohesi (c)

Kohesi adalah kekuatan tarik menarik antar partikel tanah, diukur dalam satuan berat per satuan luas. Kekuatan ini berperan penting dalam menentukan ketahanan tanah terhadap deformasi (perubahan bentuk) akibat tegangan yang dialaminya, seperti gerakan tanah lateral (geser). Nilai kohesi (c) dapat diperoleh dari data sondir, sebuah alat yang digunakan untuk mengukur sifat-sifat tanah. Perhitungan nilai kohesi dilakukan dengan rumus tertentu, yang melibatkan data sondir dan parameter tanah lainnya, dirumuskan sebagai berikut:

$$C = \frac{q_u}{20 \text{ kg/cm}^2} \dots\dots\dots 2.4$$

Ada dua jenis pemeriksaan tanah, yaitu pemeriksaan lapangan seperti: pemeriksaan sondir, uji penetrasi baku (SPT), dan pemeriksaan di laboratorium.

2.2.1. Pekerjaan Sondir

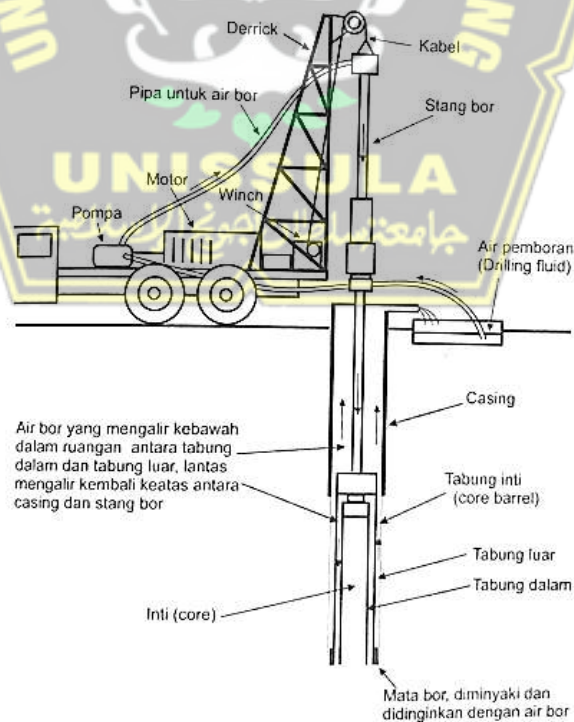
Tes sondir Dengan menggunakan alat sondir, kita dapat mengetahui seberapa kuat tanah pada berbagai kedalaman. Alat ini mengukur perlawanan tanah saat menembusnya (q_c) dan gaya gesek antara alat dengan tanah (f_s). Data hasil pengukuran ini kemudian disajikan dalam bentuk grafik untuk memberikan gambaran yang lebih jelas tentang kondisi tanah. pelekat (TF) (Maharani, 2023).

Hasil dan penggambaran grafik meliputi:

- Grafik yang menunjukkan hubungan antara tahanan konus (conus resistance) terhadap kedalaman
- Grafik yang menunjukkan lekatan setempat (local friction)
- Grafik yang menunjukkan jumlah hambatan lekat (total friction)
- Grafik yang menunjukkan hubungan antara geser lokal dengan tekanan kerucut (friction ratio).

2.2.2. Pekerjaan Bor Mesin

Pengeboran dilakukan hingga menyentuh tanah yang keras dengan menggunakan alat bor mesin. Pengujian dilakukan secara langsung di lapangan. Prinsip operasi mesin ini ditunjukkan



Gambar 2.1. Alat bor mesin dengan *Core Barrel* (Hadiyatmono, 2006)

2.2.3. Pengujian SPT (Standar Penetration Test)

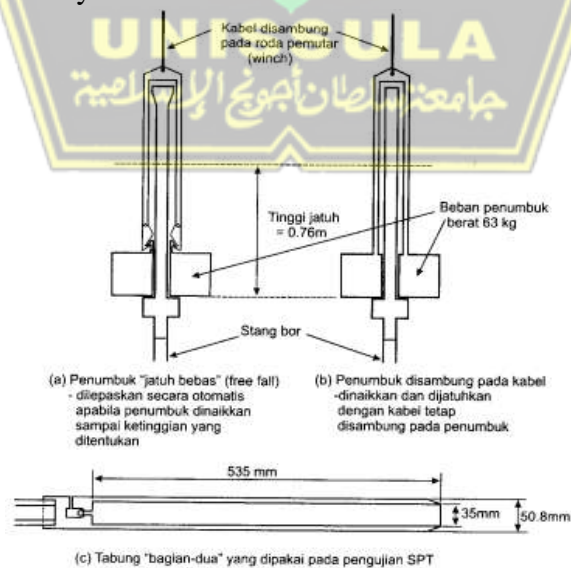
Standard Penetration Test (SPT) dilaksanakan pada lubang bor setelah pengambilan contoh tanah pada setiap beberapa interval kedalaman. Pengujian dilakukan untuk memperoleh parameter perlawanan penetrasi lapisan tanah.

Uji SPT memberikan informasi penting tentang kepadatan dan daya dukung tanah yang berguna dalam berbagai aplikasi, seperti:

- Desain Pondasi untuk Memilih jenis pondasi yang tepat untuk bangunan.
- Stabilitas lereng untuk Menganalisis potensi longsor lereng.
- Pengembangan infrastruktur: Menentukan kecocokan tanah untuk pembangunan jalan raya, jembatan, dan lain sebagainya. (Hadiyatmono, 2006).

Proses Uji SPT:

- Alat: Split spoon sampler dimasukkan ke dalam tanah pada dasar lubang bor.
- Beban: Beban penumbuk (drive weight) seberat 63 kg dijatuhkan dari ketinggian 75 cm.
- Penetrasi: Split spoon ditekan ke dalam tanah sedalam 15 cm.
- Penghitungan N: Jumlah pukulan yang diperlukan untuk memasukkan split spoon sedalam 30 cm berikutnya dihitung. Nilai ini disebut N (N number), dengan satuan pukulan (blows/30 cm). Pengambilan Sampel: Split spoon dikeluarkan dari lubang bor dan dibuka untuk mengambil contoh tanah yang tertahan di dalamnya.



Gambar 2.2. Tabung bagian-dua, serla alat pemukul yang dipakai pada SPT (Hadiyatmono, 2006)

2.3. Pondasi

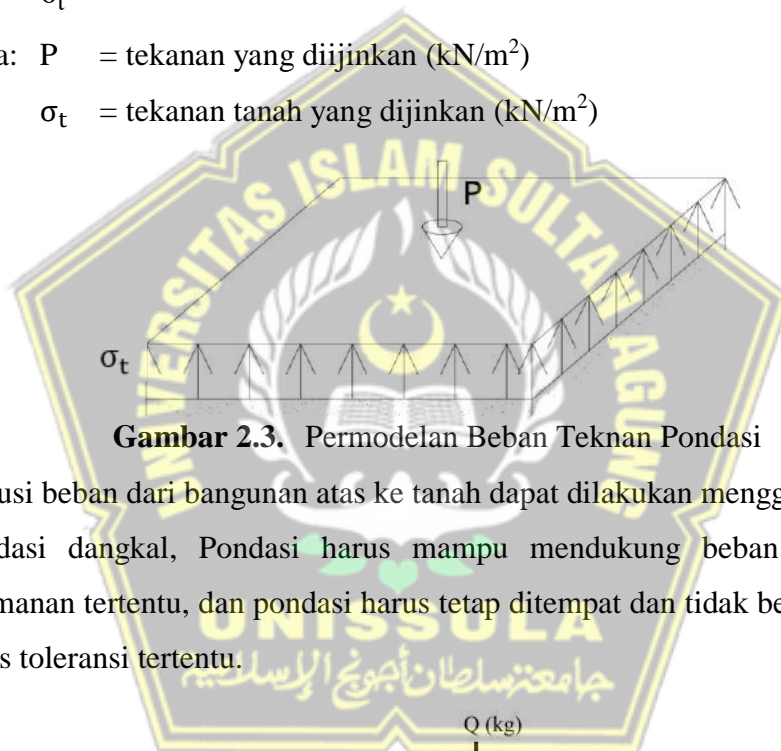
Pondasi adalah bagian penting dari struktur bawah bangunan yang berfungsi untuk:

- Menahan berat: Pondasi menahan berat seluruh bangunan, termasuk beban dari struktur atas, dan kemudian meneruskannya ke lapisan tanah dan batuan di bawahnya.
- Menyebarkan beban: Pondasi mendistribusikan beban dari kolom ke permukaan tanah yang lebih luas. Hal ini penting untuk memastikan bahwa tekanan pada tanah tidak melebihi batas amannya. (Canonica, 2013).

$$A \text{ perlu} = \frac{P}{\sigma_t} \dots\dots\dots 2.5$$

Dimana: P = tekanan yang diijinkan (kN/m²)

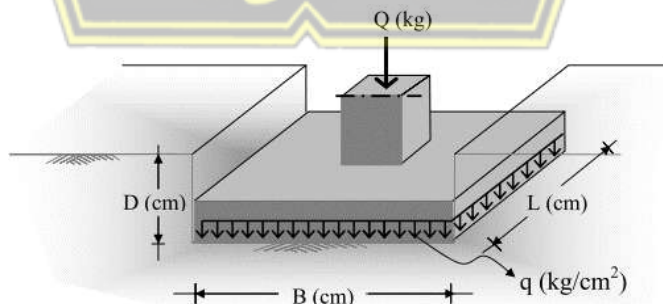
σ_t = tekanan tanah yang diijinkan (kN/m²)



Gambar 2.3. Permodelan Beban Teknan Pondasi

Distribusi beban dari bangunan atas ke tanah dapat dilakukan menggunakan:

- a. Pondasi dangkal, Pondasi harus mampu mendukung beban hingga nilai keamanan tertentu, dan pondasi harus tetap ditempat dan tidak bergerak hingga batas toleransi tertentu.



Gambar 2.4. Pondasi Dangkal Tampak Perspektif (3 Dimensi)

Pada kedalaman pondasi dangkal nilai (D) dibatasi lebih kecil atau sama dengan lebar pondasi pada (B). Namun pada perkembangan teori kapasitas daya dukung pondasi dangkal, pondasi yang kedalaman penanamannya kurang dari 4 kali lebarnya ($D \leq 4B$) masih di katagorikan sebagai pondasi dangkal atau tata cara

perhitungan pondasi dangkal dengan teori kapasitas daya dukung batas masih berlaku (Abdul Hakam, 2008).

b. Pondasi Dalam

Pondasi dalam adalah pondasi yang mempunyai kedalaman relatif besar dibandingkan dengan lebar dari pondasi. Sebagaimana halnya pondasi dangkal, pondasi dalam harus direncanakan mampu mendukung beban rencana sedemikian rupa sehingga tidak terjadi keruntuhan pada sistem pondasi-tanah dan tidak pula terjadi penurunan yang tidak diinginkan. pondasi tiang yang dibor, tiang atau kasion yang dibor, Kedalaman penanamannya lebih dari 4 kali lebarnya ($D \geq 4B$) dengan suatu tiang, tata cara perhitungan pondasi dalam dengan teori kapasitas daya dukung batas masih berlaku (Abdul Hakam, 2008).

2.4. Klasifikasi Pondasi

2.4.1. Pondasi Dangkal

Pondasi dangkal yang belum digali terlalu dalam. Pada tahun 1940, Terzaghi Ada lima kategori untuk pondasi dangkal:

a. Pondasi setempat (single footing)

Dalam konstruksi bangunan kayu yang terletak di lokasi berawa, pondasi ini digunakan pada dasar struktur kolom.

b. Pondasi Rakit

Tanah lunak diakomodasi oleh susunan kolom-kolom pondasi rakit ini yang berjarak merata ke segala arah.

c. Pondasi Sarang Laba-Laba

Pondasi dibuat dengan menggabungkan beberapa pondasi beton datar dengan tanah yang buruk untuk membuat komposit beton bertulang.

d. Pondasi menerus

Karena penggunaannya dalam konstruksi satu lantai, batu kali (juga dikenal sebagai batu split) sering disebut sebagai pondasi. Struktur pada pondasi ini berfungsi sebagai sarana untuk meratakan berat bangunan dinding ke tanah.

e. Pondasi Telapak

Pondasi ini diterapkan dalam berbagai daya dukung, termasuk yang berasal dari beban titik tunggal yang terlihat pada kolom struktural.

2.4.2. Pondasi Sedang

Pondasi sedang adalah pondasi yang mengarahkan beban bangunan ke batuan padat atau tanah keras pada kedalaman dangkal dan dalam. Jika pondasi tiang tidak dapat digunakan, maka pondasi tersebut digunakan karena menimbulkan getaran yang dapat mempengaruhi stabilitas bangunan di sekitarnya (Agustin & Oktavia, 2022).

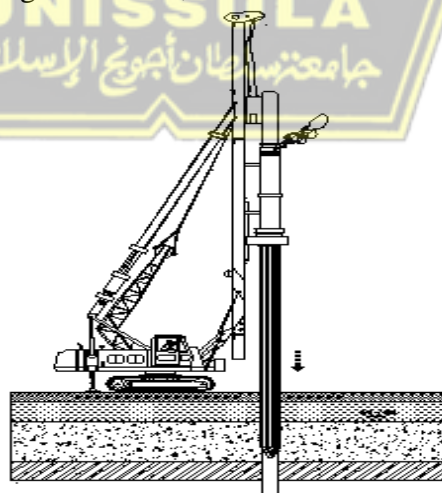
2.4.3. Pondasi Dalam

Pondasi dalam dibangun dari atas permukaan bumi Ketika tanah yang kokoh berada di bawah tanah yang relatif dalam, Pondasi dalam atau biasa disebut sebagai pondasi tiang merupakan struktur pondasi yang dapat digunakan untuk menahan gaya-gaya ke sumbu tiang dengan menarik lenturan (Hardiyatmo, 2001).

a. Pondasi Tiang Pancang

Pondasi tiang pancang adalah pondasi yang dikerjakan dengan memancang tiang kedalam tanah dengan kedalaman tertentu untuk memindahkan atau mentrasfer beban-beban dari konstruksi di atasnya (super struktur) ke lapisan tanah keras yang letaknya sangat dalam. Pemancangan mengikuti langkah-langkah sebagai berikut :

- menentukan lokasi titik lokasi tiang akan dipancang
- Pengangkatan tiang
- Pengecekan kelurusan tiang
- Pemukulan tiang dengan hammer, diesel atau hidrolis.



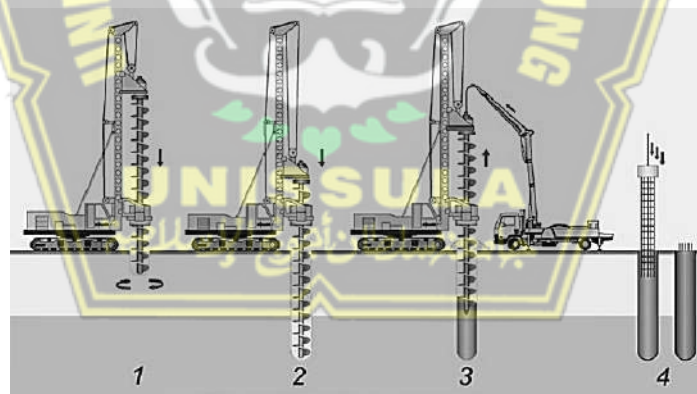
Gambar 2.5. Proses Pemancangan Tiang

(Paulus P. Rahardjo, 2016)

b. Pondasi Bored Pile

Pondasi Bored Pile mempunyai karakteristik khusus yaitu cara pelaksanaannya yang dapat mengakibatkan perbedaan perilakunya dibawah pembebanan dibandingkan dengan tiang. Hal-hal yang mengakibatkan perbedaan tersebut diantaranya:

- Pembuatan tiang bor melibatkan proses pengeboran tanah diikuti dengan pengecoran beton ke dalam lubang bor. Sementara itu, tiang pancang dipasang dengan cara mendorong tiang ke dalam tanah terdesak..
- Beton cor setelah dituang dalam keadaan basah, beton dibiarkan mengeras di bawah tanah untuk mencapai kekuatan yang diinginkan.
- Kadang-kadang digunakan casing untuk kestabilan dinding lubang bor dan dapat pula casing tersebut tidak dicabut karena kesulitan lapangan.
- Casing sering digunakan untuk mencegah runtuhnya dinding lubang bor. Namun, karena kendala di lapangan, casing ini kadang-kadang tidak dapat ditarik kembali..
- Cara penggalian lubang bor disesuaikan dengan kondisi tanah (Paulus P. Rahardjo, 2016).



Gambar 2.6. Proses Pelaksanaan pengerjaan Pondasi Bored Pile

2.5. Daya Dukung Aksial Pondasi

Dalam perencanaan pondasi dibuat untuk menahan massa agar area pondasi pada tanah tidak mengalami keruntuhan dan penurunan (*settlement*) secara berlebihan pada pondasi. Pondasi tiang (*pile foundations*) dapat mewakili prinsip perhitungan daya dukung dan stabilitas dari pondasi dalam mempertimbangkan pemilihan pondasi tiang adalah:

- Jika lapisan tanah atas bersifat lunak dan tidak stabil, pondasi dangkal tidak akan efektif. Maka, diperlukan pondasi dalam yang dapat menembus lapisan tanah lunak dan mentransfer beban ke lapisan tanah yang lebih keras di bawahnya.
- Panjang pondasi dalam bervariasi tergantung pada kondisi tanah dan beban struktur. Panjang pondasi dapat disesuaikan untuk mencapai lapisan tanah yang memiliki daya dukung yang cukup, baik secara vertikal maupun horizontal.
- Kondisi-kondisi yang memungkinkan adanya gaya angkat (up lift) yang cukup besar. Misalnya up-lift pada pondasi tower, pada bangunan lepas pantai, pondasi basement bangunan yang berada dibawah muka air tanah.



Gambar 2.7. Kasus penggunaan Pondasi Tiang

Cara sederhana untuk menuliskan kekuatan dari struktur (material) pondasi tiang adalah dengan menentukan kapasitas beban pondasi berdasarkan tahanan izinnya:

$$Q_{all} = A_p \sigma_{all} \dots\dots\dots 2.6$$

Ketrangan:

Q_{all} = kapasitas beban pondasi yang diizinkan

A_p = luas penampang yang menahan

= $\frac{1}{4} \pi D^2$ untuk penampang tiang lingkaran dengan diameter D

= D^2 untuk penampang tiang bujur sangkar dengan panjang sisi D

= $0.433 D^2$ untuk pondasi segitiga sama sisi dengan panjang sisi D

σ_{all} = tegangan izin dari material pondasi

pondasi tiang dalam berinteraksi dengan tanah harus mampu mendukung beban yang diberikan dan dukungan pondasi tiang adalah kombinasi dari dukungan ujungnya dan dukungan di sepanjang sisinya.

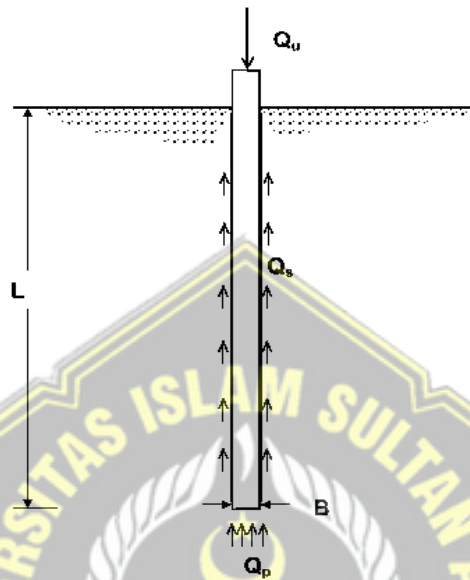
$$Q_u = Q_p + Q_s \dots\dots\dots 2.7$$

Dimana:

Q_u = kapasitas daya dukung beban pondasi

Q_p = kapasitas daya dukung ujung (didasar) pondasi

Q_s = kapasitas daya dukung sisi (gesekan) sepanjang selimut pondasi



Gambar 2.8. Dimensi Dan Daya Dukung Pondasi Tiang

2.5.1. Perhitungan Daya Dukung Pondasi Metode Mayerhoff

Berdasar dari data pengujian sondir/CPT dan SPT perhitungan kapasitas daya dukung pondasi menggunakan metode Mayerhoff (1976) dinyatakan berikut:

a. Data Uji Cone Penetration Test

- Persamaan daya dukung ultimit pondasi tiang:

$$Q_u = Q_p + Q_s = (q_c \times A_p) + (JHL \times K) \dots\dots\dots 2.8$$

Keterangan :

Q_p = Kapasitas dukung pada ujung tiang (kN)

Q_s = Kapasitas dukung selimut tiang (kN)

q_c = Tahanan ujung sondir (kg/cm^2)

A_p = Luas penampang tiang (m^2)

JHL = Jumlah hambatan lekat (kg/cm)

K = Keliling tiang (m)

- Persamaan daya dukung izin pondasi:

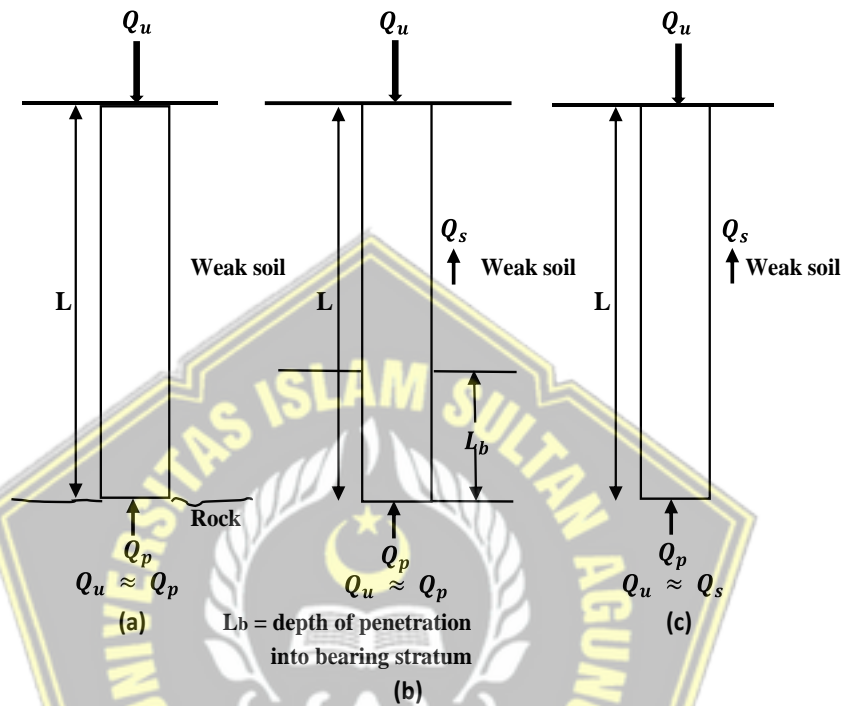
$$Q_{izin} = \frac{Q_u}{SF} - W_p \dots\dots\dots 2.9$$

Keterangan :

Q_u = daya dukung ultimit (kN)

SF = *Safety Factor*

W_p = Berat tiang (kN)



Gambar 2.9. Daya Dukung Ultimate Pondasi (Das, 1995)

b. Data Uji *Standard Penetration Test*

Dalam menghitung daya dukung pondasi tiang dengan data SPT menggunakan metode Mayerhoff terdapat dua macam pengelompokan tanah yaitu :

- Tanah Kohesif
- Tanah Non Kohesif

Maka, Dari pengelompokan diatas untuk rumus perhitungan daya dukung pondasi tanah dengan persamaan sebagai berikut:

- Tanah Non Kohesif

$$40 \times N_p \times \frac{L_b}{D} \times A_p < 400 \times N_{spt \text{ rata-rata sepanjang tiang}} \times A_p$$

$$Q_p = 40 \times N_p \times A_p = 40 \times \frac{N_1+N_2}{2} \times A_p \dots\dots\dots 2.10$$

Keterangan :

N_p = Nilai SPT rata-rata pada elevasi tiang,

N1 = Nilai SPT kedalaman 4D dari ujung tiang ke bawah

N2 = Nilai SPT pada kedalaman 8D dari ujung tiang ke atas

A_p = Luas penampang tiang (m^2)

Mayerhoff mengusulkan 0,2 sebagai nilai koefisien Q_s seperti pada persamaan berikut:

$$Q_s = 0,2 N\text{-SPT} \times p \times L_i \dots\dots\dots 2.11$$

Keterangan :

N-SPT = Nilai rata-rata SPT sepanjang tiang

p = Keliling penampang tiang (m)

• Tanah Kohesif

Ujung tiang (Q_p)

$$Q_p = 9 \times C_u \times A_p \dots\dots\dots 2.12$$

Selimut tiang (Q_s)

$$Q_s = \alpha \times C_u \times kll \times L_i \dots\dots\dots 2.13$$

Keterangan :

Q_p = Daya dukung ujung tiang (kN)

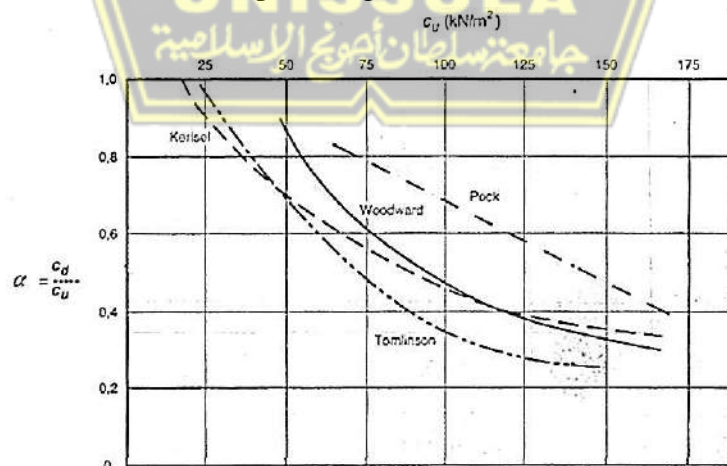
C_u = Kohesi undrained / tanah (kN/m^2)

A_p = Luas penampang tiang (m^2)

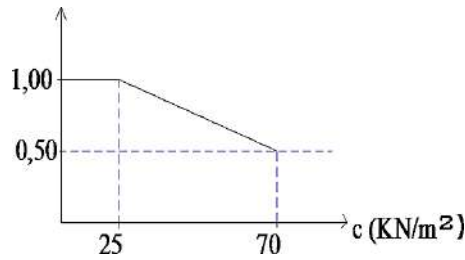
L_i = Tebal lapisan tanah (m)

kll = Keliling tiang (m)

α = Faktor Adhesi, didapat dari grafik McClelland



Gambar 2.10. Nilai α (Hardiyatmo, 2001)



Gambar 2.11. Grafik Hubungan antara (Cu) dengan (α) (Hardiyatmo, 2008).

2.5.2. Perhitungan Daya Dukung Pondasi Metode Aoki & De Alencar

Dalam merencanakan pondasi tiang, dibutuhkan data tanah geser sebelum pembangunan dilaksanakan hal tersebut dilakukan untuk mencari daya dukung ultimit pada tiang. Rumus daya dukung ultimit sebagai berikut:

$$Q_u = Q_p + Q_s = q_b \cdot A_p + f \cdot A_s \dots\dots\dots 2.14$$

Keterangan :

- Q_u = Daya dukung ultimit tiang (kN)
- Q_p = Kapasitas tahanan ujung tiang (kN)
- Q_s = Kapasitas tahanan selimut tiang (kN)
- q_b = Kapasitas dukung ujung tiang persatuan luas (kg/cm^2)
- A_p = Luas ujung tiang (m^2)
- f = Satuan tahanan kulit persatuan luas (kN/m^2)
- A_s = Luas kulit tiang (m^2)

Metode Aoki dan De Alencar untuk mencari daya dukung aksial ultimit dari data CPT harus menentukan daya dukung ujung tiang persatuan luas (q_b) dan tahanan kulit persatuan luas berikut:

Kapasitas dukung ujung persatuan luas (q_b) :

$$q_p = \frac{q_{ca(base)}}{F_b} \dots\dots\dots 2.15$$

Tahanan kulit persatuan luas (f) :

$$f = q_{c(side)} \frac{\sigma_s}{F_s} \dots\dots\dots 2.16$$

Keterangan:

- q_p = Kapasitas dukung ujung tiang persatuan luas (kg/cm^2)
- $q_{ca(base)}$ = Perlawanan konus rata-rata 1,5D diatas ujung tiang dan 1,5D dibawah ujung tiang (kg/cm^2)

F_b = Faktor empirik tahanan ujung tiang tergantung pada jenis tanah f : Satuan tahanan kulit persatuan luas (kg/cm^2)

$q_{c(side)}$ = Perlawanan konus pada masing lapisan sepanjang tiang (kg/cm^2)

σ_s = Nilai faktor empirik tipe tanah

F_s = Faktor empirik tahanan kulit tergantung pada jenis tanah

Berikut tabel faktor F_b dan F_s ;

Tabel 2.5 Faktor Empirik F_b dan F_s

Tipe Tiang	F_b	F_s
Tiang Bor	3,5	7
Baja	1,75	3,5
Beton Pratekan	1,75	3,5

(Sumber: (Titi & Farsakh, 1999))

Tabel 2.6 Faktor Empirik untuk Tipe Tanah yang Berbeda

Tipe Tanah	as (%)	Tipe Tanah	as (%)	Tipe Tanah	as (%)
Pasir	1,4	Pasir berlanau	2,2	Lempung berpasir	2,4
Pasir kelanauan	2	Pasir berlanau dengan lempung	2,8	Lempung berpasir dengan lanau	2,8
Pasir kelanauan dengan lempung	2,4	Lanau	3	Lempung berlanau dengan pasir	3
Pasir berlempung dengan lanau	2,8	Lanau berlempung dengan pasir	3	Lempung berlanau	4
Pasir berlempung	3	Lanau berlempung	3,4	Lempung	6

(Sumber: (Titi & Farsakh, 1999))

2.5.3. Perhitungan Daya Dukung Pondasi Metode Reese And Wright

a. Daya Dukung di Ujung Tiang

Daya dukung aksial pada ujung tiang menurut Reese & Wright dengan rumus sebagai berikut:

$$Q_p = A_p + q_p \dots\dots\dots 2.17$$

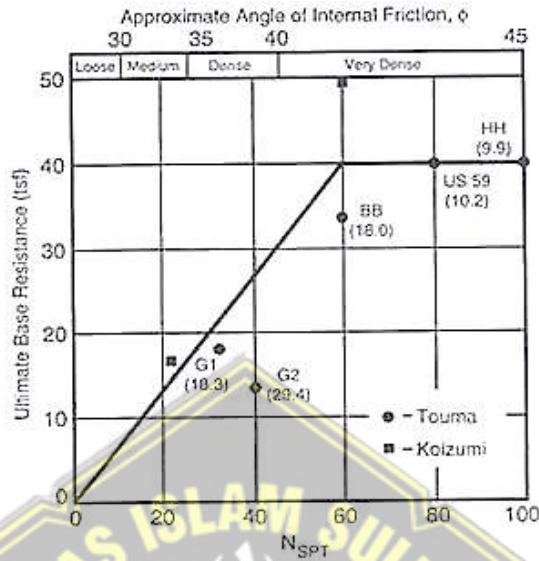
Keterangan:

Q_p = Daya dukung ujung tiang (ton)

A_p = Luas penampang tiang (m^2)

q_p = Tahanan ujung persatuan luas (ton/m^2)

Pada metode ini besarnya nilai tahanan ujung persatuan luas (q_p) diambil sebanyak 9 kali kuat geser tanah, sementara untuk tanah yang sifatnya non kohesif digunakan korelasi antara q_p dan N-SPT seperti berikut:



Gambar 2.12. Grafik Hubungan Tahanan Ujung Ultimit dengan NSPT Tanah Non-Kohesif (Reese & Wright, 1977).

Pada tanah kohesif untuk mendapatkan nilai q_p digunakan rumus sebagai berikut:

$$C_u = N_{SPT} \times \frac{2}{3} \times 10 \dots\dots\dots 2.18$$

$$q_p = 9 \times C_u \dots\dots\dots 2.19$$

Sementara Sementara pada tanah non-kohesif untuk mendapatkan nilai Q_p digunakan rumus sebagai berikut :

Untuk $N > 60$ maka $q_p = 400 \text{ ton/m}^2$ dan jika $N \leq 60$, maka :

$$q_p = 7 \times \frac{N_1 + N_2}{2} \dots\dots\dots 2.20$$

b. Daya Dukung Aksial Selimut Tiang

Rumus daya dukung ultimit selimut tiang adalah sebagai berikut:

$$Q_s = f \times L_i \times p \dots\dots\dots 2.21$$

Keterangan:

Q_s = Daya dukung ultimate selimut tiang (ton)

f = Gesekan selimut persatuan luas (ton/ m^2)

L_i = Panjang kedalaman (m)

k_{ll} = Keliling penampang tiang (m)

N2 = nilai 10D ke atas tiang

N1 = nilai 4D ke bawah tiang

Gesekan selimut persatuan luas (f) untuk tanah kohesif sebagai berikut:

$$f = \alpha \times C_u \dots\dots\dots 2.22$$

Sementara untuk tanah non-kohesif nilai (f) sebagai berikut :

$$f = 0,32 \times N_{SPT} \dots\dots\dots 2.23$$

Keterangan:

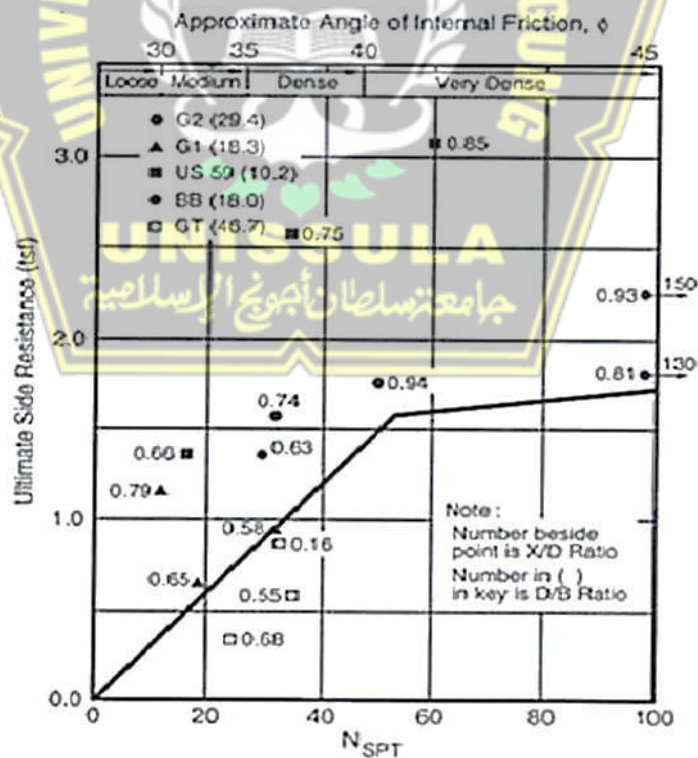
f = Gesekan selimut persatuan luas (ton/m²)

α = Faktor adhesi ($\alpha = 0,55$) berdasarkan penelitian Reese & Wright

Cu = Kohesi tanah (ton/m²)

N_{SPT} = Nilai rata – rata SPT perlapis tanah

Menurut penelitian Reese & Wright, nilai α dapat diambil dengan nilai 0,55 untuk tanah kohesif. Sementara untuk tanah yang sifatnya non-kohesif, nilai gesekan selimut tiang (f) untuk $N < 53$ ialah $0,32 N$ (ton/ m²) dan untuk $53 < N \leq 100$ maka nilai gesekan selimut tiang (f) didapatkan dari korelasi langsung dengan N_{SPT}.



Gambar 2.13. Grafik Hubungan antara Tahanan Selimut dengan N_{SPT} (Reese & Wright, 1977).

2.6. Perhitungan Pondasi Tiang Bor (*Bored Pile*)

Daya dukung pondasi bored pile mengikuti rumus umum, diperoleh dari penjumlahan tahanan ujung dan tahanan selimut tiang sebagai berikut:

$$Q_u = Q_p + Q_s \dots\dots\dots 2.24$$

- Daya dukung ujung tiang

$$Q_p = q_p \times A \dots\dots\dots 2.25$$

Pada tanah kohesif besarnya tahanan ujung (q_p) dapat diambil sebesar 9 kali kuat geser tanah. Sedangkan untuk tanah non kohesif, Reese mengusulkan korelasi antara q_p dengan N_{spt} , dapat dilihat pada gambar 2.12.

- Daya dukung selimut tiang

$$Q_s = f \times L_i \times p \dots\dots\dots 2.26$$

Berdasarkan metode Reese & Wright (1997), gesekan selimut tiang dipengaruhi dari jenis tanah dan parameter kuat geser tanah. Untuk tanah kohesif sebagai berikut:

$$f = \alpha \times c_u \dots\dots\dots 2.27$$

- Sedangkan untuk tanah non kohesif nilai f dapat diperoleh dari korelasi langsung dengan N_{spt} , dapat dilihat pada gambar 2.13.

Berdasarkan metode Kulhaway (1991), faktor adhesi pada tanah kohesif tergantung pada besarnya kuat geser tanah.

$$f = \alpha \times c_u \dots\dots\dots 2.28$$

Pada tanah non kohesif gesekan selimut dihitung dengan rumus:

$$f = K_o \times \sigma_v' \times \tan \phi \dots\dots\dots 2.29$$

keterangan:

K_o = Koefisien tekanan tanah at rest ($1 - \sin \phi$)

σ_v' = tekanan vertikal efektif tanah (ton/m^2)

ϕ = Sudut geser dalam tanah

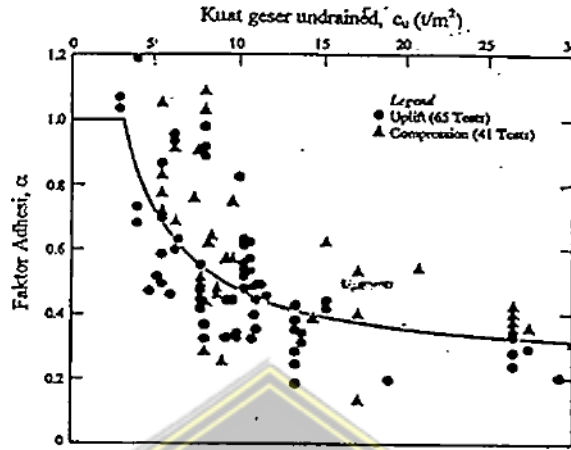
Bila tiang bor pada tanah berlapis maka formula tersebut dapat dimodifikasi menjadi:

$$Q_s = \sum_{i=1}^n f_i \times l_i \times p \dots\dots\dots 2.30$$

Keterangan:

Q_s = daya dukung ultimit selimut (ton)

- F_i = gesekan selimut tiang per satuan luas pada lapisan ke-i (ton/m^2)
- l_i = panjang segmen tiang pada lapisan ke-i (m)
- p = keliling penampang tiang (m)



Gambar 2.14 Faktor Adhesi (Kulhawy,1991)

2.7. Perhitungan Daya Dukung Kelompok Tiang

Pondasi tiang umumnya terikat Perhitungan kapasitas kelompok tiang dibutuhkan mengenai :

- a. Jumlah Tiang

$$n = \frac{V}{Q_{ijin}} \dots\dots\dots 2.31$$

Keterangan :

- n = Jumlah tiang
- V = Beban yang bekerja, beban didapat dari perhitungan SAP2000 (kN)
- Q_{ijin} = Daya dukung izin pondasi (kN)

- b. Jarak Antar Tiang

$$S \leq 2,5D \dots\dots\dots 2.32$$

$$S \geq 3D \dots\dots\dots 2.33$$

Keterangan:

- S = Pusat Jarak Tiang (m)
- D = Diameter Tiang (m)

Syarat S pertiang dalam kelompok yang digunakan yaitu min 0,60 m dan maks 2,00 m. Berdasarkan ketentuan dibawah ini.

- Jika $S < 2,5D$, maka tanah sekitar tiang kelompok akan terjadi kenaikan berlebihan dikarenakan posisi tiang yang saling berdekatan.
- Jika $S > 3D$, maka hal tersebut tidak ekonomis dikarenakan akan mengganti dimensi tiang pondasi yang lebih besar.

c. Kapasitas dukung kelompok tiang

Kapasitas ultimit kelompok tiang didapatkan dari mengalikan beberapa variabel dengan efisiensi tiang seperti berikut:

$$Q_g = n \times Q_{all} \times E_g \dots\dots\dots 2.34$$

Keterangan :

Q_g : Daya dukung kelompok tiang (kN)

n : Jumlah tiang dalam kelompok

Q_{all} : Kapasitas dukung izin (kN)

E_g : Efisiensi kelompok tiang

d. Efisiensi kelompok tiang

Rumus efisiensi kelompok tiang menurut Converse-Labarre *Formula* yaitu:

$$\theta = \text{Arc tg} \cdot \frac{D}{S} \dots\dots\dots 2.35$$

$$E_g = 1 - \frac{\theta}{90} \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{mn'} \dots\dots\dots 2.36$$

Keterangan :

E_g : Efisiensi kelompok tiang

m : Jumlah baris tiang

n' : Jumlah tiang dalam satu baris

θ : arc tg d/s, dalam derajat

Jika didapatkan hasil efisiensi kelompok tiang 1,0 atau di atasnya maka gunakan jarak antar tiang harus 3D-4D (Paulus P. Rahardjo, 2016).

2.8. Daya Dukung Lateral Pondasi

2.8.1. Metode Broms

Menurut (Broms 1964) metode menghitung tahanan maksimum akibat gaya lateral baik rigid piles maupun long piles yang berada pada lapisan tanah homogen dan murni berupa tanah kohesif atau granuler dengan persamaan :

$$H_u = \frac{2 \times My}{e + \frac{2f}{3}} \dots\dots\dots 2.37$$

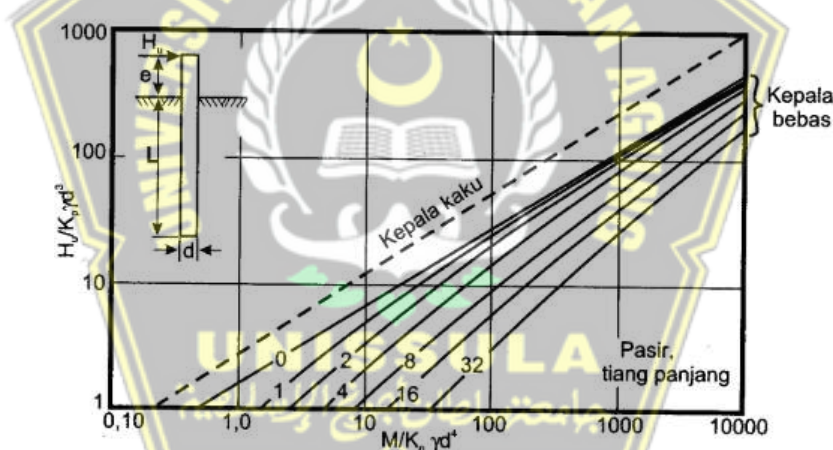
$$f = 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{d \times K_p \times \gamma}} \dots\dots\dots 2.38$$

$$H_{ijin} = \frac{H_u}{S_f} \dots\dots\dots 2.39$$

Keterangan:

- Hu = Daya dukung lateral ultimate tiang (kN)
- My = momen maksimum yang dapat ditahan tiang (kNm)
- γ = berat volumen tanah (kN/m³)
- d = diameter tiang (m)
- e = jarak dari titik beban horizontal ke permukaan tanah (m)
- Kp = koefisien tekanan tanah pasif
- f = jarak kedalaman titik dimana gaya geser = 0 (m)

Nilai Hu juga dapat diperoleh dengan menggunakan grafik berikut:



Gambar 2.15. Grafik Daya Dukung Lateral Ultimit (Bowles, 1997).

$$\frac{H_u}{K_p \times D^3 \times \gamma} = \text{Nilai Dari Grafik} \dots\dots\dots 2.40$$

$$\frac{My}{K_p \times D^4 \times \gamma} = H_u \dots\dots\dots 2.41$$

2.9. Penurunan Pondasi Tiang dengan Metode Vesic

2.9.1. Penurunan Pondasi Tiang Tunggal

Untuk menghitung penurunan elastis di tiang tunggal pada metode ini dapat digunakan dengan rumus (Vesic 1977):

$$Se = Se_{(1)} + Se_{(2)} + Se_{(3)} \dots\dots\dots 2.42$$

Keterangan:

Se = Total penurunan tiang (mm)

$Se_{(1)}$ = Penurunan elastis tiang (mm)

$Se_{(2)}$ = Penurunan tiang dikarenakan beban pada ujung tiang (mm)

$Se_{(3)}$ = Penurunan tiang dikarenakan beban yang ditransmisikan sepanjang kulit tiang (mm)

Total penurunan (Se) didapat dengan hasil penjumlahan satu persatu perhitungan $Se_{(1)}$, $Se_{(2)}$ dan $Se_{(3)}$ dengan persamaan sebagai berikut :

- Nilai $Se_{(1)}$ diperoleh dari :

$$Se_{(1)} = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p \times E_p} \dots\dots\dots 2.43$$

- Nilai $Se_{(2)}$ diperoleh dari :

$$Se_{(2)} = \frac{Q_{wp} \times C_p}{D \times q_p} \dots\dots\dots 2.44$$

- Nilai $Se_{(3)}$ diperoleh dari :

$$Se_{(3)} = \frac{Q_{ws} \times C_s}{L \times q_p} \dots\dots\dots 2.45$$

Keterangan:

Q_{wp} = Daya dukung ijin ujung tiang (kN)

Q_{ws} = Daya dukung ijin selimut tiang (kN)

ξ = 0,5 – 0,67

L = Panjang tiang (m)

A_p = Luas penampang tiang (m²)

E_p = Modulus Elastisitas

C_p = Nilai koefisien (dari tipe tanah berdasarkan jenis pondasi)

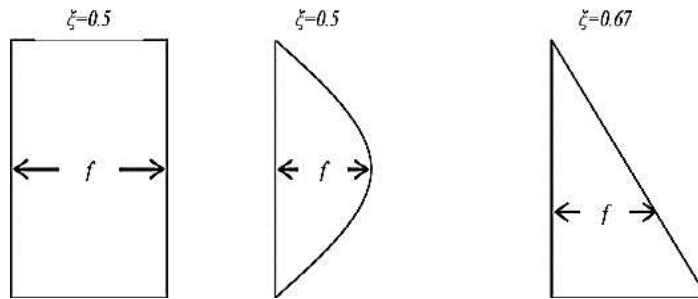
C_s = Konstanta empiris $(0,93 + 0,16 \sqrt{L/D}) \times C_p$

D = Diameter tiang (m)

q_p = Daya dukung ujung tiang per satuan luas (kN/ m²)

Untuk nilai koefisien dari *skin friction* tergantung pada jenih tanahnya. Umumnya untuk tanah lempung atau lanau, jenis *skin friction* berbentuk seragam atau *simetric* seperti persegi panjang dengan nilai $\epsilon_s = 0,5$ sedangkan untuk tanah pasir, jenis *skin*

friction berbentuk segitiga dengan nilai $\xi = 0,67$ (Sari & Aini, 2022). Seperti pada gambar berikut:



Gambar 2.16. Bentuk *Skin Friction* Sepanjang Tiang Tertanam ke dalam Tanah (Bowles, 1993)

Tabel 2.7. Nilai Koefisien Empiris C_p

Tipe Tanah	Tiang	Tiang Bor
Pasir	0,02-0,04	0,09-0,18
Lempung	0,02-0,03	0,03-0,06
Lanau	0,03-0,05	0,09-0,12

(Sumber: Das, 1995)

2.9.2. Penurunan Pondasi Tiang Kelompok

Penurunan kelompok tiang biasanya akan lebih besar daripada penurunan satu tiang tersendiri, dan ada kalanya akan puluhan kali lebih besar. Menurut Vesic penurunan pondasi kelompok tiang ini dapat dinyatakan dengan persamaan berikut :

$$S_g = S \sqrt{\frac{B_g}{D}} \leq 40\%D \dots\dots\dots 2.46$$

Keterangan:

- S_g = penurunan kelompok tiang (cm)
- S = penurunan pondasi tiang tunggal (cm)
- B_g = lebar kelompok tiang (cm)
- D = diameter atau sisi tiang tunggal (cm)

2.10. Analisa Permodelan Program

2.10.1. Permodelan Program SAP2000 V.22

Analisa beban pada Proyek Pembangunan Gedung Kantor Yayasan Badan Wakaf Sultan Agung dihitung menggunakan program SAP2000 V.22 sebagai alat bantu untuk melakukan perhitungan struktur gedung, sehingga perhitungan struktur

menjadi lebih cepat dengan tingkat ketelitian yang tinggi. Untuk mendefinisikan bangunan gedung ke dalam model harus dapat mewakili dari kondisi bangunan gedung yang ada dengan penambahan yang awalnya 5 lantai menjadi 7 lantai. Model yang telah di running akan memberikan output dari model bangunan gedung dan dapat digunakan untuk penggambaran detail dari elemen struktur gedung. SAP2000 V.22 dapat memperhitungkan beban berat sendiri struktur, beban hidup, beban angin, dan beban gempa. beban gempa akan dipelajari dalam 2 analisis yaitu dengan beban respon spektrum function dan dengan time hystory function. Maka, analisis gempa dan angin dapat secara otomatis dihitung dengan memodifikasi nilai-nilai koefisien fakto sesuai dengan peraturan SNI yang berlaku di Indonesia.

Acuan yang digunakan dalam analisis pembebanan ini digunakan prinsip perencanaan pembebanan pada rumah dan gedung (SNI 1726 : 2019), perhitungan struktur beton bangunan gedung serta perencanaan ketahanan gempa bangunan gedung (SNI 1726 : 2019, 2019).

2.10.2. Permodelan Program PLAXIS V.8.6

Program PLAXIS merupakan suatu program yang dipergunakan untuk Analisa deformasi dan stabilitas dalam permasalahan geoteknik. Pada Program PLAXIS V.8.6 diterapkan dengan metode antarmuka grafis yang mudah digunakan sehingga dengan cepat membuat pemodelan geometri dan jaringan elemen berdasarkan penampang melintang dari kondisi yang ingin dianalisa.

Pada Program PLAXIS V.8.6 ada dua macam pemodelan tanah, ialah versi Mohr – Coulomb dan versi tanah lunak. PLAXIS V.8.6 terdiri dari empat pemodelan:

- a. Penginputan data pada program.
- b. Perhitungan data pada program.
- c. Hasil dari data yang telah dihitung pada program.
- d. Penggambaran kurva pada program.

2.11. Perhitungan konsolidasi

Konsolidasi disebabkan penurunan tanah akibat berkurangnya volume tanah yang disebabkan air mengalir keluar dari pori-pori tanah disebabkan adanya beban vertikal yang menekan tanah, maka direncanakan pondasi sebagai langkah penting untuk memperkuat pondasi bangunan. Proses ini dilakukan dengan memadatkan

tanah di bawah pondasi secara bertahap, sehingga mampu menahan beban struktur di atasnya dengan lebih baik. Proses ini terjadi secara bertahap dalam kurun waktu tertentu, dan dipengaruhi oleh beberapa faktor, seperti:

- **Jenis tanah:** Tanah lempung umumnya lebih mudah mengalami konsolidasi dibandingkan tanah berpasir.
- **Beban struktur:** Semakin besar beban struktur, semakin besar pula konsolidasi yang terjadi.
- **Tingkat air tanah:** Semakin tinggi permukaan air tanah, semakin lama proses konsolidasi berlangsung.
- **Metode pondasi:** Jenis pondasi yang digunakan juga dapat memengaruhi proses konsolidasi.

Berdasarkan pergerakan butiran tanah, konsolidasi dibedakan menjadi:

a. Konsolidasi Primer

Penurunan yang terjadi selama periode keluarnya air dari pori tanah tanpa merubah susunan partikel tanah dianalisis berdasarkan akibat beban vertikal.

b. Konsolidasi Sekunder

Penurunan konsolidasi setelah tekanan air pori hilang seluruhnya yang diikuti dengan perubahan susunan butiran tanah tanpa merubah bentuk butiran dan dianalisis berdasarkan waktu.

c. Konsolidasi Tersier

Penurunan perlahan akibat beban yang diikuti dengan perubahan bentuk dari butiran tanah.

Konsolidasi primer dianalisis berdasarkan beban tambahan dan konsolidasi sekunder dianalisis berdasarkan waktu pemampatan.

Berikut adalah Istilah konsolidasi:

a. *Normally Consolidated*

Dimana tegangan efektif *overburden* saat ini merupakan tegangan maksimum yang pernah dialami oleh tanah.

b. *Overconsolidated*

Dimana tegangan efektif *overburden* saat ini lebih kecil dari pada tegangan yang pernah dialami oleh tanah tersebut. Tegangan efektif *overburden* maksimum yang pernah dialami sebelumnya dinamakan tegangan prakonsolidasi (σ'_c).

c. *Underconsolidated*

Dimana tegangan efektif *overburden* saat ini belum mencapai maksimum, sehingga peristiwa konsolidasi masih berlangsung pada saat sampel tanah diambil.

Hubungan antara berat unit kering (γ_d), berat unit basah (γ_m), dan kandungan air (w) dapat dinyatakan dengan persamaan berikut:

$$\gamma_d = \gamma_m / (1 + w\%) \dots\dots\dots 47$$

$$\gamma_{sat} = G_s \times \gamma_w \dots\dots\dots 48$$

keterangan:

γ_m = berat volume basah tanah (kN/m³)

γ_d = berat volume kering tanah (kN/m³)

w = kadar air tanah (%)

γ_w = berat volume air (10 kN/m³)

γ_{sat} = Berat Jenis Partikel Tanah

G_s = Berat jenis butiran tanah

$$q = \frac{V}{A_p} \dots\dots\dots 49$$

$$\Delta\sigma' = q \dots\dots\dots 50$$

Keterangan:

V = Beban vertikal total diatas permukaan tanah(kN)

A_p = Luas permukaan tanah (m²)

$\Delta\sigma'$ = Tambahan tegangan efektif (kN/m²)

q = Beban merata yang bekerja pada permukaan tanah (kN/m²)

Tegangan efektif pada kondisi tanah urug (*sand*) diatas permukaan air maka,

$$\sigma'_0 = H_c \times \gamma_d \dots\dots\dots 51$$

Tegangan efektif pada kondisi tanah (*sand*) bawah permukaan air maka,

$$\sigma'_0 = H_c \times (\gamma_{sat} - \gamma_w) \dots\dots\dots 52$$

Tegangan efektif pada kondisi tanah (*clay*) bawah permukaan air maka,

$$\sigma'_0 = 0,5H_c \times (\gamma_{sat} - \gamma_w) \dots\dots\dots 53$$

• Jika kondisi tanah lempung terkonsolidasi normal, maka:

$$S_c = \frac{C_c \times H_c}{1 + e_0} \times \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}$$

$$\Delta e = C_c \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}$$

$$e_p = e_0 - \Delta e \dots\dots\dots 54$$

- Konsolidasi Primer

$$S_c = \frac{\Delta e \times H_c}{1 + e_0} \dots\dots\dots 55$$

Keterangan:

S_c = penurunan primer total (m)

$\Delta\sigma'$ = kenaikan tegangan efektif (kN/m²)

i = nomor lapisan

H_c = tebal lapisan tanah (m)

e_0 = angka pori awal

C_c = Indeks kompresi (Menunjukkan perubahan volume tanah akibat perubahan tegangan).

C_s = Indeks swelling (1/5 C_c)

• Konsolidasi Sekunder

$$S_c = \frac{C_{2nd} \times H_c}{1 + e_p} \times \log \left(\frac{t_2}{t_1} \right) \dots\dots\dots 56$$

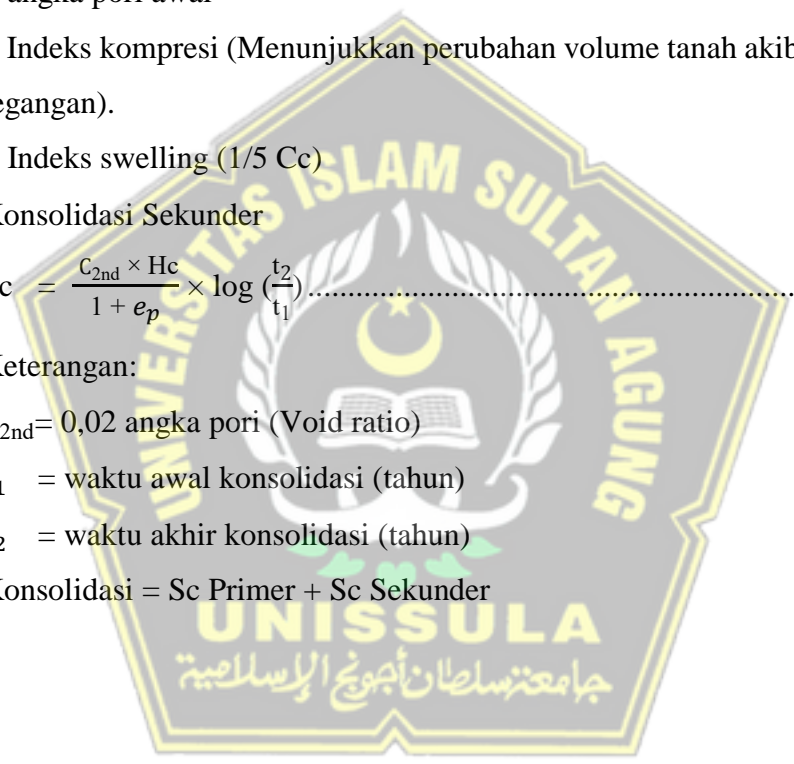
Keterangan:

C_{2nd} = 0,02 angka pori (Void ratio)

t_1 = waktu awal konsolidasi (tahun)

t_2 = waktu akhir konsolidasi (tahun)

Total Konsolidasi = S_c Primer + S_c Sekunder



BAB III

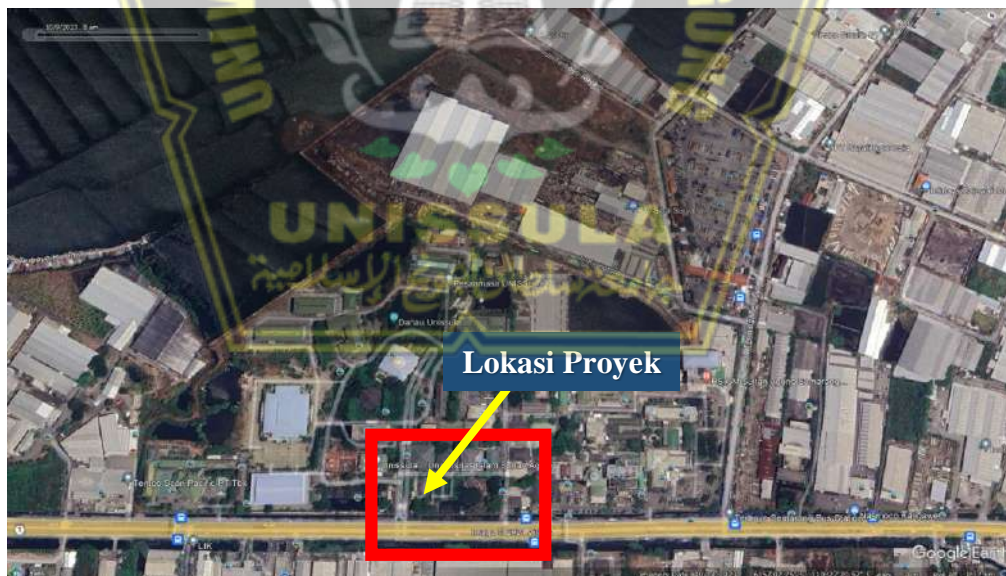
METODOLOGI

3.1. Pendahuluan

Tujuan penelitian tugas akhir ini adalah menganalisa pondasi tiang pada proyek pembangunan Gedung Kantor Yayasan Badan Wakaf Sultan Agung yang terdiri atas 5 lantai dibuat menjadi 7 lantai dengan menganalisis pembebanan menggunakan program SAP2000 V.22, hasil output yang didapatkan dari SAP2000 V.22 berupa gaya-gaya pada bangunan. Selanjutnya dilakukan perhitungan daya dukung pondasi maupun waktu penurunan pondasi dengan perhitungan manual dan program PLAXIS V.8.6.

3.2. Lokasi Proyek

Proyek pembangunan Gedung Kantor Yayasan Badan Wakaf Sultan Agung yang berlokasi di Jl. Kaligawe Raya No.Km.4, Terboyo Kulon, Kec. Genuk, Kota Semarang, Jawa Tengah 50112, yang dapat dilihat pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1. Denah Lokasi Proyek Gedung Kantor Yayasan Badan Wakaf Sultan Agung (Sumber: *Google Earth 2024*)

3.3. Data Umum Proyek

Data-data umum pada Gedung Kantor YBWSA dapat dilihat sebagai berikut:

Tabel 3.1. Data- Data Umum Proyek

NO	JENIS DATA	KETERANGAN
1	Nama Proyek	Gedung Kantor Yayasan Badan Wakaf Sultan Agung
2	Lokasi Proyek	Jl. Kaligawe Raya No.Km.4, Terboyo Kulon, Kec. Genuk, Kota Semarang, Jawa Tengah 50112
3	Pemilik Proyek	Yayasan Badan Wakaf Sultan Agung
4	Sumber Dana	Yayasan Badan Wakaf Sultan Agung
5	Waktu Pelaksanaan	365 Hari
6	Kontraktor Pelaksana	PT. Studi Teknik Konsultan
7	Konsultan Perencana	PT. Studi Teknik Konsultan
8	Konsultan Pengawas	PT. Studi Teknik Konsultan
9	Jumlah Lantai	5 lantai
10	Luas Bangunan	420 m ²

Tabel 3.2. Data Teknis Pondasi

No.	Jenis Data	Keterangan
1.	Jenis Pondasi	Tiang □ 40 cm × 40 cm
2.	Mutu Beton	K-350

3.4. Metode Pengumpulan Data

Pengumpulan data yang digunakan pada penelitian ini untuk menghitung kapasitas daya dukung pondasi merupakan hasil uji penyelidikan tanah berupa data lapangan yaitu diperoleh data sekunder berupa data tanah (uji sondir dan uji bor log) dan gambar struktur (DED) yang dipergunakan sebagai kalkulasi pada daya dukung dan penurunan pondasi.

3.5. Metode Pengolahan Data

Metode pengolahan data menjelaskan mengenai prosedur yang akan digunakan untuk mengolah data yang diperoleh dari pengumpulan data. Dalam tahapan yang akan digunakan untuk perhitungan perencanaan pondasi tiang yaitu sebagai berikut:

a. Pembebanan Struktur Atas

Perhitungan pembebanan menggunakan program SAP2000 V.22 berdasarkan gambar kerja dan berdasarkan data yang ada pada pembebanan SNI.

b. Perhitungan Daya Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang

Perhitungan terhadap penurunan daya dukung pondasi tiang pada menggunakan perhitungan manual dan menggunakan software Plaxis. Daya dukung dan penurunan pada pondasi tiang tunggal atau tiang kelompok dihitung yaitu untuk menentukan penurunan pondasi yang terjadi, dan hasilnya dimasukkan ke dalam tabel untuk perhitungan manual dan perangkat lunak.

3.5.1. Permodelan Menggunakan Program SAP2000

Perhitungan beban bangunan menggunakan aplikasi SAP2000 berikut langkah-langkahnya :

- a. Model *frame 3D, new model*. Ganti satuan menjadi Kn, m, C lalu klik 3D model.
- b. Mengatur koordinat, klik kanan, lalu klik *Edit Grid data*.
- c. Lalu klik *define-materials-modify*
- d. Klik *define-section properties-frame section*- lalu pilih bahannya karena memakai beton jadinya pilih *concrete*.
- e. Lalu pilih bentuk sesuai kebutuhan dan klik *concrete reinforcement*.
- f. Untuk plat, klik *define-section properties-area section-modify*
- g. Setelah bahan dan material ditentukan, lalu seleksi batang sesuai dengan tipe materialnya, *assign-frame section*, lalu pilih propertisnya.
- h. Klik *define – load pattrens* – lalu muncul dialognya, dan isi sesuai beban yang akan diinput.
- i. Selanjutnya membuat kombinasi beban yang akan digunakan berdasarkan perhitungan pembebanan ini menganut atas persyaratan SNI 1726 : 2019 dan SNI 1727 : 2020 yang berlaku:

- | | |
|-----------------------------------|------------------------------------|
| - 1,4 D | - D + 0,7 Ex + 0,7 Ey |
| - 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr atau R) | - D + 0,525 Ex + 0,525 Ey + 0,75 L |
| - 1,2 D + L + 0,5W | - 1,2 D + W + L+ 0,5 (Lr atau R) |
| - 0,6 D – 0,7 Ex – 0,7 Ey | |
| - 0,9 D + W | |
| - 0,6 D + 0,6 W | |








(Badan Standardisasi Nasional Indonesia, 2020)




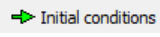
- j. Untuk pembebanan balok, seleksi dulu kemudian dibebani, klik *Assign-frameload – distributed*.

- k. Untuk beban mati dan hidup tambahkan pada plat, seleksi plat yang akan dibebani, klik assign – area load – uniform to frame
- l. Masukkan beban gempa respon spektrum sesuai data yang diambil dari website http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia dan juga SNI 1727 : 2020. Caranya klik define – functions – respons spectrum- pilih IBC2006
- m. Klik define-load cases-modify RSX dan RS
- n. Setelah semua data di input, klik Analyze-run analyze-OK

3.5.2. Permodelan Menggunakan Program Software Plaxis 8.6

Berikut langkah-langkah perhitungan pada Pondasi tiang menggunakan perangkat lunak program plaxis:

- a. Langkah awal pada perhitungan plaxis yaitu menentukan satuan yang akan digunakan.
- b. Kemudian klik simbol  untuk mengatur permodelan geometri tanah dan disesuaikan dengan tanah.
- c. Lalu klik simbol  dan tentukan jenis material tanah yang akan digunakan dalam perencanaan.
- d. Untuk selanjutnya ulangi langkah 1 sampai langkah 3 untuk menentukan material tanah lainnya.
- e. Kemudian klik kembali kumpulan data material, selanjutnya pilih plat untuk membuat data tanah material *pile* sesuai hasil dari perhitungan.
- f. Klik simbol plat  untuk menentukan permodelan pondasi tiang, kemudian klik simbol  yaitu untuk menentukan tekanan positif dan tekanan negatif yang terdapat pada daerah keliling pondasi.
- g. Selanjutnya isilah data material ke permodelan sesuai dengan data material yang sebelumnya telah dibuat.
- h. Klik simbol  untuk memberi beban diatas pondasi tiang.
- i. Lalu klik simbol  yang berfungsi untuk melihat berapa hasil susunan jaringan antar elemen.
- j. Kemudian klik simbol kondisi awal yang terdapat di *toolbar*.
- k. Klik simbol  untuk menambah berat isi air.

- l. Setelah penambahan berat isi air kemudian klik simbol  untuk mengaktifkan tekanan air pada pori.
- m. Klik simbol  yaitu untuk mengaktifkan tekanan air pori pada saat keadaan awal.
- n. Klik simbol  pada toolbar yang berfungsi untuk mengaktifkan tekanan efektif. Selanjutnya klik OK, sehingga muncul gambar, kemudian klik perbarui.
- o. Pada langkah terakhir klik simbol  yang fungsinya untuk melihat hasil perhitungan penurunan yang terjadi pada pondasi tersebut.

3.5.3. Metode Perhitungan

- a. Perhitungan daya dukung Daya Dukung Pondasi Metode Mayerhoff
 - Untuk tanah non kohesif
 - $Q_p = 40N_b \times A_p$ (terdapat pada bab II rumus 2.10)
 - $Q_s = 2 N-SPT \times p \times L_i$ (terdapat pada bab II rumus 2.11)
 - Untuk tanah kohesif
 - $Q_p = 9 \times C_u \times A_p$ (terdapat pada bab II rumus 2.12)
 - $Q_s = \alpha \times C_u \times \text{keliling} \times L_i$ (terdapat pada bab II rumus 2.13)
- b. Perhitungan Daya Dukung Pondasi Metode Aoki & De Alencar
 - Rumus kapasitas dukung ultimit
 - $Q_u = Q_p + Q_s = (q_b \times A_p) + (f \times A_s)$ (terdapat pada bab II rumus 2.14)
- c. Perhitungan Daya Dukung Pondasi Metode Resse and Wright
 - Untuk tanah non kohesif
 - $Q_p = A_p + q_p$ (terdapat pada bab II rumus 2.20)
 - $Q_s = f \times L \times p$ (terdapat pada bab II rumus 2.21)
 - Untuk tanah kohesif
 - $Q_p = A_p + q_p$ (terdapat pada bab II rumus 2.17)
 - $Q_s = f \times L \times p$ (terdapat pada bab II rumus 2.21)
- d. Perhitungan Pondasi Tiang Bor (*Bored Pile*)
 - $Q_u = Q_p + Q_s$ (terdapat pada bab II rumus 2.24)
 - Daya dukung ujung tiang
 - $Q_p = q_p + A_p$ (terdapat pada bab II rumus 2.25)
 - Daya dukung selimut tiang

$$Q_s = f \times Li \times p \dots\dots\dots \text{(terdapat pada bab II rumus 2.26)}$$

e. Perhitungan Daya Dukung Kelompok Tiang

- Jumlah Tiang

$$n = \frac{P}{Q_{ijin}} \dots\dots\dots \text{(terdapat pada bab II rumus 2.31)}$$

- Efisiensi kelompok tiang

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90mn'} \dots\dots\dots \text{(terdapat pada bab II rumus 2.36)}$$

- Kapasitas dukung kelompok tiang

$$Q_g = n \times Q_{ijin} \times E_g \dots\dots\dots \text{(terdapat pada bab II rumus 2.34)}$$

f. Daya Dukung Lateral Tiang Tunggal

- Broms 1964

$$H_u = \frac{2 \times My}{e + \frac{2f}{3}} \dots\dots\dots \text{(terdapat pada bab II rumus 2.37)}$$

g. Penurunan Pondasi tunggal

$$S_e = S_e(1) + S_e(2) + S_e(3) \dots\dots\dots \text{(terdapat pada bab II rumus 2.42)}$$

h. Penurunan Pondasi kelompok

$$S_g = S_e \sqrt{\frac{B_g}{D}} \dots\dots\dots \text{(terdapat pada bab II rumus 2.46)}$$

i. Cara Pengelolaan Data

melakukan analisa pembebanan aksial menggunakan SAP2000 kemudian hasil output tersebut digunakan untuk menghitung daya dukung aksial dan lateral pondasi menggunakan metode manual. kemudian melakukan perhitungan penurunan pada satu tiang dan tiang kelompok pondasi menggunakan metode manual dan menggunakan program Plaxis. Kemudian hasil perhitungan dibuat table perbandinagn antara perhitungan manual dan perhitungan program.

j. Perhitungan Konsolidasi

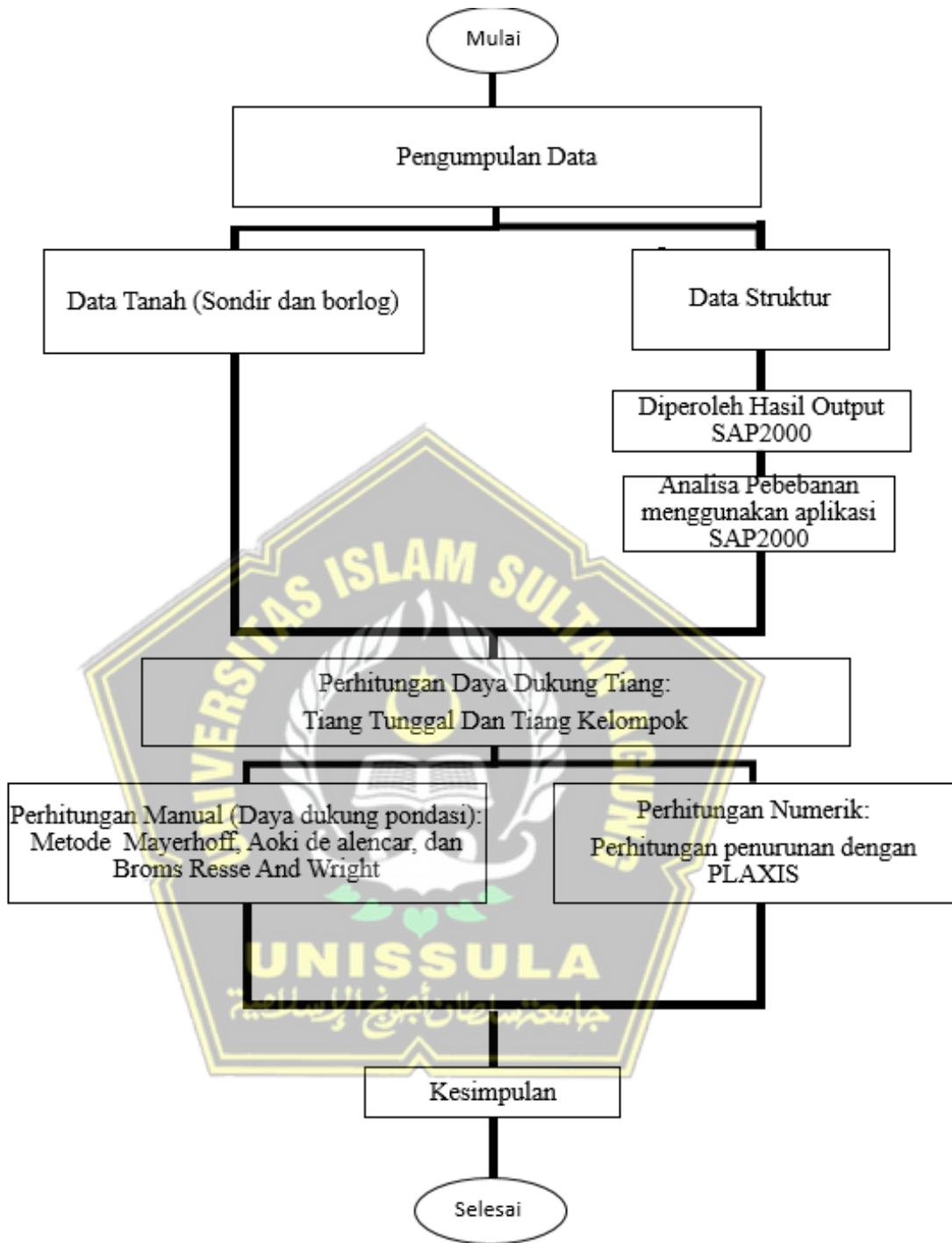
- Konsolidasi Primer

$$S_c = \frac{\Delta e \times H_c}{1 + e_0} \dots\dots\dots \text{(terdapat pada bab II rumus 55)}$$

- Konsolidasi Sekunder

$$S_c = \frac{C_{2nd} \times H_c}{1 + e_p} \times \log \left(\frac{t_2}{t_1} \right) \dots\dots\dots \text{(terdapat pada bab II rumus 56)}$$

3.6. Bagan Alur



Gambar 3.2. Bagan Alur

BAB IV

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

4.1. Tinjauan Umum

Analisa pembahasan diperoleh dari hasil perhitungan pengolahan data pada Proyek Pembangunan Gedung Yayasan Badan Wakaf Sultan Agung. Perencanaan tugas akhir ini maka pondasi proyek ini menggunakan pondasi asal yaitu tiang pancang ukuran 40 cm x 40 cm yang akan dibandingkan dengan pondasi bored pile berdiameter 40 cm dan direncanakan redesain yang awalnya bangunan gedung 5 lantai menjadi 7 lantai.

Langkah pertama adalah dengan melakukan perhitungan beban gedung dengan menggunakan aplikasi SAP2000 V.22 untuk mengetahui besarnya beban yang akan diterima oleh pondasi sesuai dengan tatacara perencanaan SNI 1727 : 2020.

Kemudian melakukan perhitungan perencanaan pondasi dalam dengan menentukan daya dukung pondasi tiang tunggal diambil dari data sondir dan dari data N-SPT dengan menggunakan metode Mayerhoff (1976), Aoki de alencar (1975), dan Resse And Wright (1964). Serta untuk perhitungan daya dukung pondasi kelompok menggunakan metode Converse-Labarre Sedangkan untuk perhitungan penurunan menggunakan metode Vesic (1977) serta dilakukan perhitungan menggunakan aplikasi Plaxis.

4.2. Permodelan dan Pembebanan Struktur Atas Dengan SAP2000

Permodelan dengan SAP2000 untuk menganalisis struktur, elemen hingga, pemeriksaan atau optimasi sebuah desain yang direncanakan dan ahsil dari output SAP2000 berupa gaya-gaya dalam yang bekerja pada penampang kolom dan balok berupa gaya aksial terfaktor, momen lentur terfaktor akibat arah X dan momen lentur terfaktor akibat arah Y.

4.2.1. Data Struktur Proyek

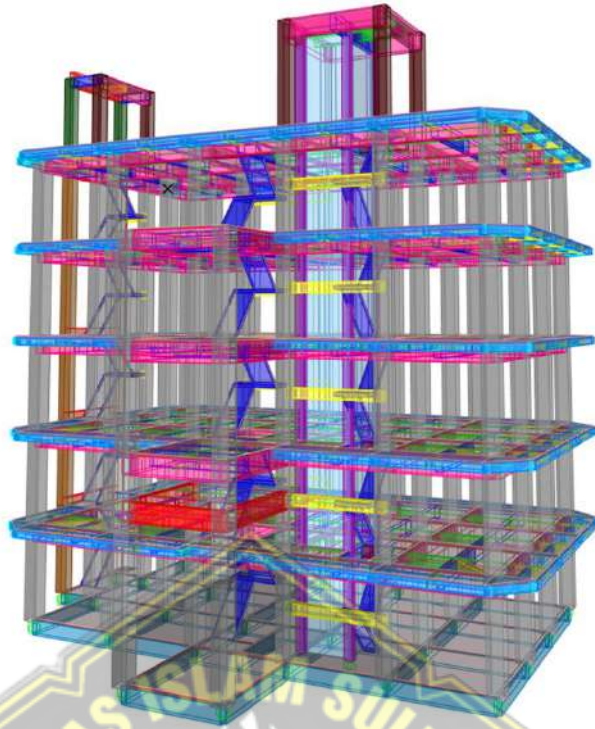
Data pada proyek ini terdiri dari struktur atas menggunakan beton bertulang dan struktur bawah menggunakan pondasi dalam, berikut datanya:

- spesifikasi materialnya:

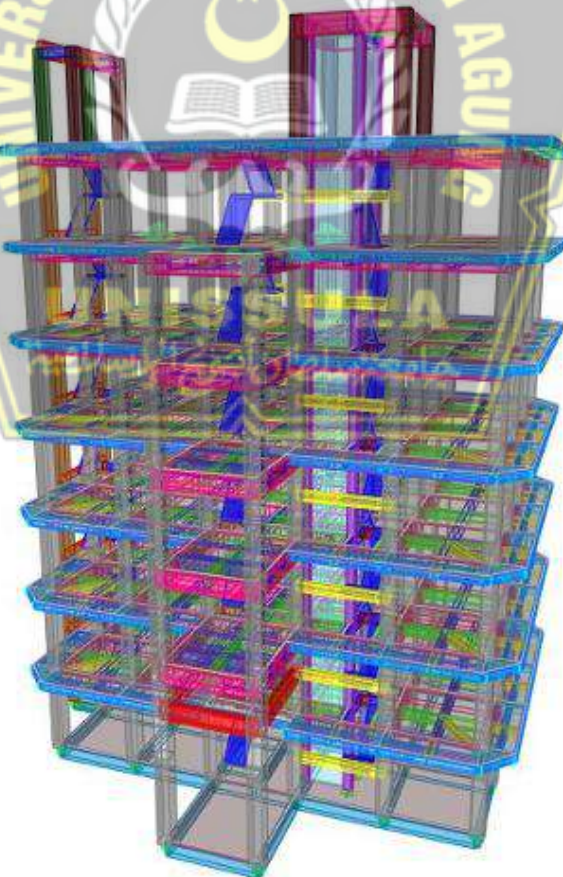
1. Mutu beton bertuang = K-350 (pondasi, kolom, balok, plat, dinding beton)
 2. Berat jenis beton = 2400 kg/m^3
 3. Berat jenis baja = 7850 kg/m^3
 4. Nilai $f_c = 29 \text{ MPa}$
 5. Modulus elastisitas beton = $4700 \sqrt{f_c} = 4700 \sqrt{29} = 2.5742.960 \text{ MPa}$
 6. Modulus elastisitas baja = 200000 MPa
 7. Mutu baja profil ASTM A35M : $f_y = 250 \text{ Mpa}$; $f_u = 410 \text{ Mpa}$
 8. Mutu baja tulangan :
 - a. BJTD-420 Mpa (Ulir, $D \geq 10 \text{ mm}$)
 - b. BJTP-280 Mpa (Polos, $D \leq 10 \text{ mm}$)
- Data Struktur:
 1. Ukuran Plat:
 - Plat S1 (D10-150) dengan tebal 12,5 cm
 - Plat S2 (D10-200) dengan tebal 12,5 cm
 - Plat S3 (D10- 150) & (D10-300) dengan tebal 12,5 cm
 - Plat S4 ($\emptyset 8$ -150) dengan tebal 10 cm
 2. Ukuran Kolom:
 - K1a 60 x 60 cm
 - K1b 60 x 60 cm
 - K2 50 x 50 cm
 - K3a 40 x 60 cm
 - K3b 40 x 60 cm
 - K4 40 x 50 cm
 3. Ukuran Balok
 - G2a 40 x 70 cm
 - G2b 40 x 70 cm
 - G2c 40 x 70 cm
 - G3a 30 x 70 cm
 - G3b 30 x 70 cm
 - G4 30 x 40 cm
 - G0k 30 x 30 cm
 - G1k 40 x 30 cm
 - B1 25 x 60 cm
 - B2 25 x 50 cm
 - B3 25 x 40 cm
 - B4 20 x 40 cm
 - B5 15 x 30 cm
 - B1k 25 x 30 cm

4.2.2. Perodelan SAP2000 V.22

Melakukan permodelan diaplikasi SAP2000 dengan melakukan input data material serta dimensi elemen struktur seperti kolom, balok dan plat, ukuran kedalam SAP2000 sehinga tinggal membentuk model gedung sebagai berikut:



Gambar 4.1. Pemodelan Gedung 5 Lantai Dengan SAP2000 V.22



Gambar 4.1. Pemodelan Gedung 7 Lantai Dengan SAP2000 V.22

4.2.3. Analisa Pembebanan

Analisa pembebanan mengacu pada Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1727:2020). Pembebanan diperhitungkan terdiri dari beban mati, beban hidup, dan beban gempa. Berdasarkan peraturan pembebanan indonesia untuk gedung 1983 didapat sebagai berikut (Departemen Pekerjaan, 1983):

- Tebal plat 12,5 cm = 0,125 m
- Tebal plat 10 cm = 0,1 m
- Tebal spesi = 0,03 m
- Tebal keramik = 0,01m
- Berat jenis beton = 2200 kg/m³
- Berat jenis beton bertulang = 2400 kg/m³
- Berat jenis pasir = 1600 kg/m³
- Berat jenis keramik = 2200 kg/m³
- Berat plafon = 20 kg/m²
- Berat mep = 25 kg/m²
- Berat pas dinding = 250 kg/m²
- Tebal bata ringan = 0,15 m
- Berat jenis bata ringan = 600 kg/m³
- Tinggi pas dinding = 4 m
- Tebal tangga = 15 cm

1. Beban Mati (*dead load*)

Beban mati sendiri elemen struktur meliputi: dinding, balok, kolom, atap, dan plat. beban mati terdiri dari dua jenis yaitu beban mati sendiri dan beban mati tambahan Dihitung berdasarkan acuan SNI 1727:2020, Maka perhitungan beban mati gedung YBWSA sebagai berikut:

- Pembebanan pada plat (S1 Ruang kantor tebal 15 cm)

beban plat	= 300 kg/m²
beban spesi	= 66 kg/m ²
beban keramik	= 22 kg/m ²
beban plafon	= 20 kg/m ²
beban MEP	= 25 kg/m ²

$$\text{SDL} = 133 \text{ kg/m}^2$$

- Pembebanan Pada Plat (S2 Atap tebal 15 cm)

$$\text{beban plat} = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Water Proofing} = 7 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{beban plafon} = 20 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{SDL} = 27 \text{ kg/m}^2$$

- Pembebanan Pada Plat (S4 lantai 1 tebal 12,5 cm)

$$\text{beban plat} = 240 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{beban spesi} = 66 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{beban keramik} = 22 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{beban plafon} = 20 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{beban MEP} = 25 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{SDL} = 133 \text{ kg/m}^2$$

- Pembebanan pada plat (S1 Atap tebal 15 cm)

$$\text{beban plat} = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Water Proofing} = 7 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{beban plafon} = 20 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{beban MEP} = 25 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{SDL} = 52 \text{ kg/m}^2$$

- Pembebanan Pada Plat (S3 tebal 15 cm)

$$\text{beban plat} = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{beban plafon} = 20 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Water Proofing} = 7 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{SDL} = 27 \text{ kg/m}^2$$

- Beban dinding bata ringan tebal 15 cm

$$\text{Beban dinding} = 360 \text{ kg/m}$$

$$\text{SDL} = 360 \text{ kg/m}$$

Beban partisi tidak boleh kurang dari $0,72 \text{ kN/m}^2$ berdasarkan SNI 1727:2020 pasal 4.3.2. sehingga diperoleh beban partisi

$$\text{Beban Partisi} = 72 \times \text{tinggi dinding (4 m)}$$

$$\text{SDL} = 288 \text{ kg/m}$$

- Beban Shear Wall tebal 20 cm

Beban dinding = 1440 kg/m

Berat Spesi dinding = 88 kg/m

SDL = 1528 kg/m

- Beban Tangga & Bordes

Beban plat Tangga & Bordes = 360 kg/m²

beban spesi = 66 kg/m²

beban keramik = 22 kg/m²

SDL = 88 kg/m²

2. Beban Hidup (*Live Load, LL*)

Beban semua gaya yang bekerja pada bangunan akibat aktivitas penghuni dan benda-benda di dalamnya. Beban ini selalu berubah-ubah dan tidak tetap. beban hidup ini harus diperhitungkan sesuai aturan (Departemen Pekerjaan, 1987).

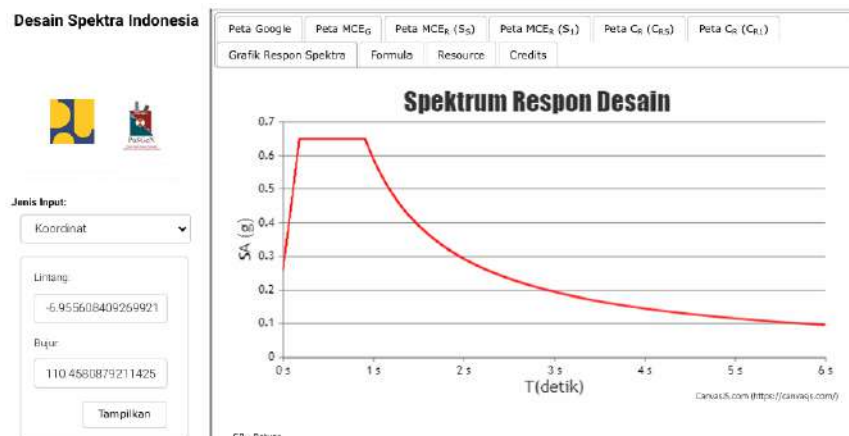
- Beban hidup plat ruangan **LL = 250 kg/m²**
- Beban hidup plat atap **LL = 100 kg/m²**
- Beban hidup tangga & bordes **LL = 300 kg/m²**
- Beban hujan **LL = 40 kg/m²**

3. Beban Gempa (*Quake, Q*)

Beban gempa menggunakan Respons Spektrum wilayah gempa di daerah proyek gedung YBWSA, Kota Semarang berdasarkan SNI 1726:2019.

- Zona wilayah Gempa

Peta gempa dengan Desain Spektra Indonesia sehingga akan didapatkan data-data parameter gempa dan grafik Response Spectrum diinput melalui <https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/>.



SC - Tanah Keras, Batuan Lunak
SD - Tanah Sedang
SE - Tanah Lunak

Results: Tabel dibawah ini merupakan Parameter untuk membuat Grafik Desain Spektra Indonesia:

Kelas
SE - Tanah Lunak

Rentang T(s)
Value: 6

PGA MCEg
0.3194
(g) bedrock

SS MCEr
0.7305
(g) bedrock

S1 MCEr
0.3283
(g) bedrock

TL
20

Detik

TO(detik)	Ts(detik)	Sds(g)	Sd1(g)
0.18	0.91	0.65	0.59

Gambar 4.3. Input Desain Spektra Indonesia Lokasi YBWSA.

Diperoleh Kategori kelas tanah lunak (SE, *Soft Soil*) diarea lokasi proyek YBWSA, sehingga dapat ditentukan besarnya nilai:

Tabel 4.1. Hubungan Kategori Resiko dan Koefisien Gempa (Sumber: SNI 1726 : 2019)

Tabel 3 – Kategori risiko bangunan gedung dan nongedung untuk beban gempa

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, 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: <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II

Standarisasi Nasional, copy standar ini dibuat untuk Sub KI

Tabel 4 – Faktor keutamaan gempa

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

Tabel 6 – Koefisien situs, F_s

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	SS ^(a)					

CATATAN:

(a) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Tabel 7 – Koefisien situs, F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik, S_v					
	$S_v \leq 0,1$	$S_v = 0,2$	$S_v = 0,3$	$S_v = 0,4$	$S_v = 0,5$	$S_v \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	SS ^(a)					

CATATAN:

(a) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Maka diperoleh:

- Responspectrum gempa pada periode pendek, S_s (g) = 0,731
- Responspectrum gempa pada periode 1 detik, S_1 (g) = 0,328
f PGA = 0,319
- Koefisien Situs pada priode pendek, F_A = 1,331
- Koefisien Situs pada priode 1 detik, F_v = 2,687
- Responspectrum gempa pada periode pendek, S_{MS} (g) = 0,9724
- Responspectrum gempa pada periode 1 detik, S_{M1} (g) = 0,8821
- Responspectrum gempa pada periode pendek, S_{DS} (g) = 0,648
- Responspectrum gempa pada periode 1 detik, S_{D1} (g) = 0,5881
- T_0 (detik) = 0,1814 s
- T_1 (detik) = 0,9071 s

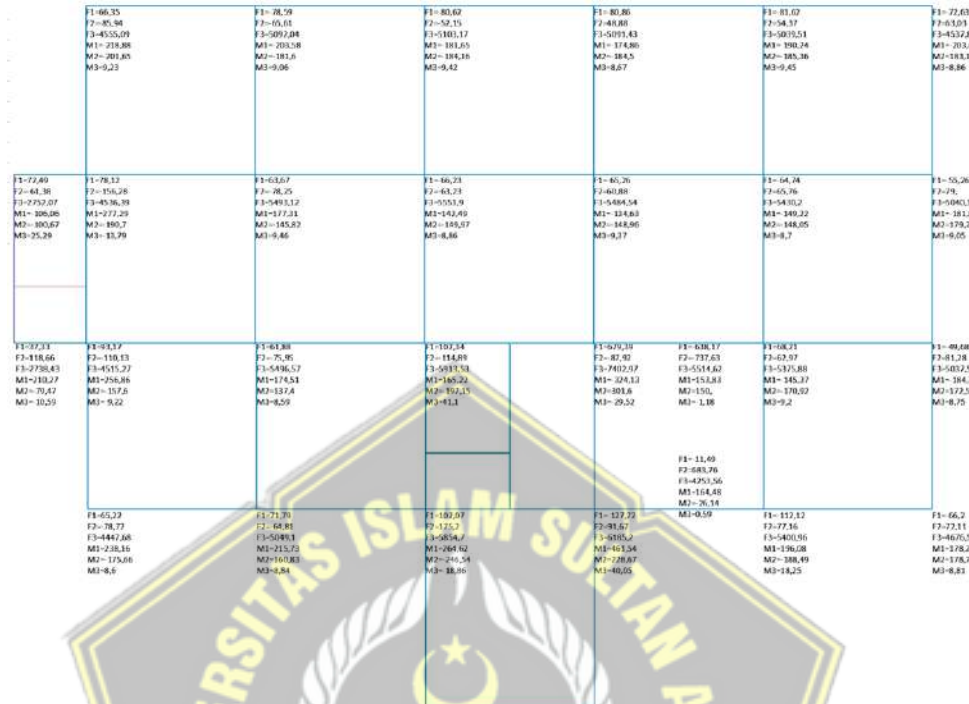
Hasil Output parameter gempa yang telah didapat kemudian dimasukkan ke dalam data gempa di SAP2000 V.22. Setelah seluruh beban dimasukkan diperoleh hasil output joint reactions.

4.2.4. Hasil Perhitungan SAP2000 V.22

A. Gedung dengan 5 Lantai

Hasil Analisa dengan SAP2000 dan dikasih tumpuan jepit agar bisa menahan gaya di semua sisi. Tumpuan dipengaruhi oleh beban yang bekerja pada gedung

ini adalah beban mati, beban hidup, dan beban gempa. Dari penginputan data diperoleh hasil *output joint reactions* didapatkan hasil beban Maksimum yang bekerja pada gedung terhadap pondasi yaitu $V = 7402,972 \text{ kN} = 740,30 \text{ Ton}$.



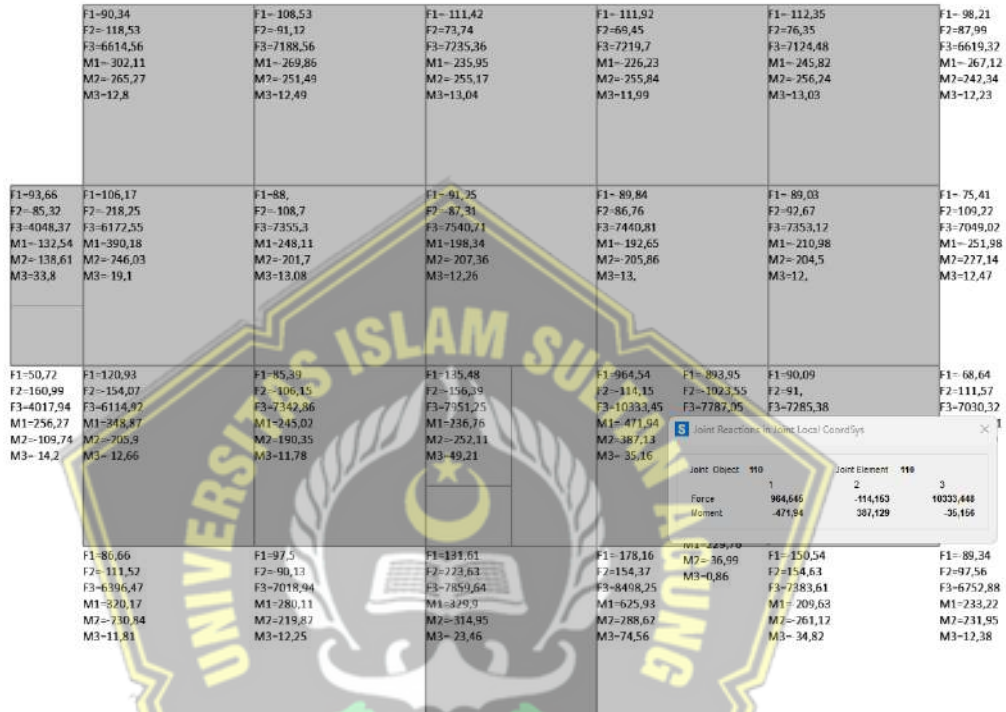
Gambar 4.4. Hasil Output Joint Reactions Gedung 5 Lantai

Tabel 4.2. Hasil Output Joint Reactions Gedung 5 Lantai

TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-mm	KN-mm	KN-mm
101	all kombinasi	Combination	Max	102,341	44,537	5913,53	165216,7	91305,27	41097,42
101	all kombinasi	Combination	Min	-49,641	-114,891	5232,408	-129734	-197152	4304,09
102	all kombinasi	Combination	Max	60,771	60,279	5551,897	142489,7	138890,6	8864,21
102	all kombinasi	Combination	Min	-66,227	-63,227	5431,524	-136895	-149966	-7331,62
103	all kombinasi	Combination	Max	71,408	51,954	5103,165	73222,13	162675,2	9418,54
103	all kombinasi	Combination	Min	-80,624	-52,153	4641,526	-181653	-184156	-6984,3
106	all kombinasi	Combination	Max	46,963	33,387	2626,805	128958,8	209157,9	10815,4
106	all kombinasi	Combination	Min	-41,878	-15,319	1929,351	-49939,9	-102738	-8651,92
109	all kombinasi	Combination	Max	124,409	91,668	6185,202	461536,2	228672,9	40054,27
109	all kombinasi	Combination	Min	-127,723	-39,323	4462,77	243420	-96995,2	-9204,77
110	all kombinasi	Combination	Max	679,395	33,861	7402,972	-19413,4	301601,4	11226,46
110	all kombinasi	Combination	Min	-150,269	-87,917	3833,192	-324134	-182504	-29516,2
111	all kombinasi	Combination	Max	59,526	60,88	5484,539	119789,2	136999,5	9366,53
111	all kombinasi	Combination	Min	-65,263	-52,287	5199,028	-134629	-148963	-6947
112	all kombinasi	Combination	Max	71,252	48,883	5091,429	54463,24	162567,5	8667,93
112	all kombinasi	Combination	Min	-80,863	-44,091	4631,651	-174861	-184498	-7628,06
118	all kombinasi	Combination	Max	66,651	77,165	5400,964	196080,9	155254,3	18254,47
118	all kombinasi	Combination	Min	-112,124	-69,723	3983,108	-94695,8	-188487	-2142,38
119	all kombinasi	Combination	Max	68,213	62,967	5375,879	128699,9	98673,14	9203,37
119	all kombinasi	Combination	Min	-54,763	-57,145	4301,121	-145375	-170922	-7344,68
120	all kombinasi	Combination	Max	59,046	65,758	5430,196	127074,6	136548,9	8701,9
120	all kombinasi	Combination	Min	-64,74	-55,554	5244,205	-149216	-148054	-7554,99
121	all kombinasi	Combination	Max	69,354	54,369	5039,514	61741,71	160239,7	9454,05

B. Gedung dengan 5 Lantai

Hasil Analisa dengan SAP2000 dan dikasih tumpuan jepit agar bisa menahan gaya di semua sisi. Tumpuan dipengaruhi oleh beban yang bekerja pada gedung ini adalah beban mati, beban hidup, dan beban gempa. Dari penginputan data diperoleh hasil *output joint reactions* didapatkan hasil beban Maksimum yang bekerja pada gedung terhadap pondasi yaitu $V = 10333,45 \text{ kN} = 1033,35 \text{ Ton}$.



Gambar 4.5. Hasil Output Joint Reactions Gedung 7 Lantai

Tabel 4.3. Hasil Output Joint Reactions Gedung 7 Lantai

TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
103	all kombinasi	Combination	Max	100,20	73,74	7235,36	123,82	228,92	13,04
103	all kombinasi	Combination	Min	-111,42	-72,12	6299,77	-235,95	-255,17	-9,98
106	all kombinasi	Combination	Max	63,55	44,02	4299,08	166,73	270,49	15,06
106	all kombinasi	Combination	Min	-56,88	-25,08	2842,36	-90,01	-158,05	-12,73
109	all kombinasi	Combination	Max	157,20	154,37	8498,25	625,93	288,62	74,56
109	all kombinasi	Combination	Min	-178,16	-27,13	5800,83	336,59	-162,99	4,41
110	all kombinasi	Combination	Max	964,55	55,89	10333,45	-30,40	387,13	17,45
110	all kombinasi	Combination	Min	-176,28	-114,15	5188,31	-471,94	-282,16	-35,16
111	all kombinasi	Combination	Max	82,11	86,76	7440,81	168,93	190,00	13,00
111	all kombinasi	Combination	Min	-89,84	-73,30	6893,08	-192,65	-205,86	-9,94
112	all kombinasi	Combination	Max	99,71	69,45	7219,70	98,96	228,44	11,99
112	all kombinasi	Combination	Min	-111,92	-61,34	6278,26	-226,23	-255,84	-10,94
118	all kombinasi	Combination	Max	91,44	154,63	7383,61	187,99	208,67	-11,24
118	all kombinasi	Combination	Min	-150,54	-37,75	4950,79	-209,63	-261,12	-34,82
119	all kombinasi	Combination	Max	90,09	91,00	7285,38	177,47	148,27	12,72
119	all kombinasi	Combination	Min	-79,47	-76,80	5587,34	-208,34	-225,63	-10,39
120	all kombinasi	Combination	Max	81,32	92,67	7353,12	178,81	189,19	12,00
120	all kombinasi	Combination	Min	-89,03	-77,49	6928,04	-210,98	-204,50	-10,86
121	all kombinasi	Combination	Max	97,13	76,35	7124,48	109,04	225,26	13,03

4.3. Daya Dukung Aksial Pondasi Tiang Pancang Gedung 5 Lantai

Perencanaan proyek Gedung Yayasan Badan Wakaf Sultan Agung Menggunakan pondasi tiang pancang, dengan data tanah BM 01.

4.3.1. Tiang Pancang 40 cm × 40 cm

Gravitasi = 10 m/s^2

Ukuran tiang = $40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$

Kedalaman = 47 m

Panjang tiang = 45 m

kll (Keliling) = $4 \times 0,4 = 1,6 \text{ m}$

Ap (Luas) = $0,25\pi \times 0,7^2 = 0,38 \text{ m}^2$

As (L.Selimut) = $kll \times 45 = 72 \text{ m}^2$

Mutu pancang = $K-350 / f_c' = 29 \text{ Mpa}$

Berat Tiang = $Ap \times B_j. \text{Beton} \times L$
 $= 0,16 \times 24 \times 45 = 172,8 \text{ kN} = 17,28 \text{ ton}$

Li (Tebal tanah tiap Nspt) = $2,5 \text{ m}$

Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang

Proyek : Pembangunan Gedung YBWSA UNISSULA

Besar daya dukung yang direkomendasikan menurut Bowles (1968) berdasar data NSPT adalah :

Tabel 4.4 Data N-SPT Tanah BM 01

SUMMARY OF SOIL DATA

PROJECT : PEMBANGUNAN GEDUNG YBWSA UNISSULA
 LOCATION : KAMPUS UNISSULA KOTA SEMARANG

No	Sample No	Depth (m)	Gs	W (%)	γ _m (gr/cm ³)	γ _d (gr/cm ³)	e	n (%)	c (kg/cm ²)	φ (°)	Atterberg Limits			Gravel %	Sand %	Silt %	Clay %	Consolidation Cc
											LL	PL	PI					
1	BM.01	2.00 - 2.50	2,282	57,709	1,729	1,096	1,082	0,523	0,251	22,33	51,50	19,19	32,31	0,39	6,16	52,67	40,77	0,2801
2	BM.01	4.50 - 5.00	2,402	41,811	1,990	1,405	0,709	0,584	0,329	22,73	53,18	21,22	31,94	0,69	6,61	55,21	37,49	0,2931
3	BM.01	7.00 - 7.50	2,467	45,055	1,886	1,300	0,897	0,565	0,312	22,53	52,41	19,00	33,40	0,21	2,61	51,76	45,42	0,3205
4	BM.01	9.50 - 10.00	2,206	52,717	1,758	1,151	0,917	0,535	0,295	22,85	49,01	19,64	29,37	0,77	3,61	58,57	37,05	0,2812
5	BM.01	14.50 - 15.00	2,222	60,349	1,731	1,079	1,059	0,519	0,269	23,03	51,34	19,75	31,59	1,27	2,36	55,72	40,66	0,2857
6	BM.01	19.50 - 20.00	2,223	69,504	1,636	0,965	1,303	0,491	0,269	23,35	54,55	19,83	34,72	1,25	2,63	51,61	44,51	0,3184
7	BM.01	24.50 - 25.00	2,242	66,267	1,636	0,984	1,279	0,496	0,225	24,01	53,89	22,57	31,32	0,72	2,06	55,89	41,33	0,3119
8	BM.01	29.50 - 30.00	2,335	68,173	1,657	0,985	1,370	0,496	0,199	24,62	53,42	21,32	32,10	0,81	5,64	55,87	37,69	0,3244
9	BM.01	34.50 - 35.00	2,312	39,024	1,836	1,320	0,751	0,569	0,113	24,89	50,64	22,65	28,00	0,70	3,38	54,15	41,76	0,1605
10	BM.01	39.50 - 40.00	2,364	55,620	1,777	1,142	1,071	0,533	0,156	25,00	53,85	20,03	33,82	0,86	2,75	55,65	40,94	0,3221
11	BM.01	44.50 - 45.00	2,338	45,776	1,816	1,245	0,878	0,555	0,173	25,67	51,01	20,13	30,88	0,64	5,21	59,21	34,95	0,3236
12	BM.01	49.50 - 50.00	2,392	34,836	1,981	1,469	0,628	0,595	0,260	25,54	52,62	22,24	30,39	1,23	5,91	58,47	34,39	0,3241
13	BM.02	2.00 - 2.50	2,315	57,116	1,729	1,100	1,104	0,524	0,234	22,33	53,33	23,36	29,97	0,38	6,89	56,28	36,45	0,2754
14	BM.02	4.50 - 5.00	2,218	39,214	1,797	1,291	0,718	0,564	0,329	22,41	50,58	20,58	30,00	0,28	4,89	54,68	40,15	0,2581
15	BM.02	7.00 - 7.50	2,212	44,417	1,738	1,204	0,837	0,546	0,312	23,09	54,43	22,64	31,79	0,23	4,32	56,42	39,03	0,2688
16	BM.02	9.50 - 10.00	2,209	44,284	1,760	1,220	0,811	0,550	0,303	23,47	53,58	19,40	34,16	0,16	3,08	55,39	41,37	0,2799

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH FAKULTAS TEKNIK JURUSAN TEKNIK SIPIL UNIVERSITAS ISLAM SULTAN ACHMAD SEMARANG		PROJECT : PEMBANGUNAN GEDUNG YBWSA UNISSULA									
LOCATION : SEMARANG		DESIGNER BY : LISA FITRIYANA, ST., M.ENG									
JOB NO : BM-01		ELEVATION EXISTING : 0.00									
DATE START : 26 MEI 2023		DATE FINISH : 3 JUNI 2023									
MASTER BOR : MASHURI		DEPTH OF GWL : 2.00									
DEPTH OF BOR : 50.0 m (0 - 50m)		TYPE OF RAMMER : Automatic Hammer									
SAMPLE TYPE : UDS & DS		Note : Pengambilan GWL Saat Pelaksanaan Pekerjaan									
BACKFILL TYPE :											
Depth (m)	SPT (N)				STANDARD PENETRATION (N)		USC	% of Core	SOIL SYMBOL	SOIL DESCRIPTION	ELEVATION (m)
	N ₁	N ₂	N ₃	N	1	2					
0										TANAH URUG	0
1	3	4	5	9						LEMPUNG TERDAPAT PASIR HALUS SEDIKIT KULIT KERANG WARNA ABU - ABU, SANGAT LUNAK	1
2	3	4	5	9						LEMPUNG WARNA ABU - ABU, SANGAT LUNAK	2
3	1	1	1	2						LEMPUNG TERDAPAT SEDIKIT PASIR SEDIKIT KULIT KERANG WARNA ABU - ABU, SANGAT LUNAK	3
4	1	1	2	3						LEMPUNG TERDAPAT SEDIKIT PASIR SEDIKIT KULIT KERANG WARNA ABU - ABU, SANGAT LUNAK	4
5	1	2	2	4						LEMPUNG TERDAPAT SEDIKIT KULIT KERANG WARNA ABU - ABU, LUNAK	5
6	1	2	3	5						LEMPUNG TERDAPAT SEDIKIT KULIT KERANG WARNA ABU - ABU, LUNAK	6
7	2	3	3	6						LEMPUNG TERDAPAT SEDIKIT KULIT KERANG WARNA ABU - ABU, LUNAK	7
8	2	3	3	6						LEMPUNG TERDAPAT SEDIKIT KULIT KERANG WARNA ABU - ABU, LUNAK	8
9	3	3	3	6						LEMPUNG TERDAPAT SEDIKIT KULIT KERANG WARNA ABU - ABU, LUNAK	9
10	3	4	4	8						LEMPUNG TERDAPAT SEDIKIT KRIKIL WARNA ABU - ABU TERANG, AGAK LUNAK	10
11	4	5	8	13						LEMPUNG TERDAPAT SEDIKIT KRIKIL WARNA COKLAT, AGAK KERAS	11
12	4	5	6	11						LEMPUNG TERDAPAT SEDIKIT KRIKIL WARNA COKLAT, AGAK KERAS	12
13	5	6	7	13						LEMPUNG TERDAPAT SEDIKIT KRIKIL WARNA COKLAT, AGAK KERAS	13
14	7	8	10	18						LEMPUNG TERDAPAT SEDIKIT KRIKIL WARNA COKLAT, AGAK KERAS	14
15	12	13	15	28						LEMPUNG TERDAPAT SEDIKIT KRIKIL WARNA COKLAT, AGAK KERAS	15
16	12	13	15	28						LEMPUNG TERDAPAT SEDIKIT KRIKIL WARNA COKLAT, AGAK KERAS	16
17	15	17	17	34						LEMPUNG TERDAPAT SEDIKIT KRIKIL WARNA COKLAT, AGAK KERAS	17
18	15	17	18	35						LEMPUNG TERDAPAT SEDIKIT KRIKIL WARNA COKLAT, AGAK KERAS	18
19	16	17	18	35						LEMPUNG TERDAPAT SEDIKIT KRIKIL WARNA COKLAT, AGAK KERAS	19
20	16	17	18	35						LEMPUNG TERDAPAT SEDIKIT KRIKIL WARNA COKLAT, AGAK KERAS	20
21	16	17	18	35						LEMPUNG TERDAPAT SEDIKIT KRIKIL WARNA COKLAT, AGAK KERAS	21

A. Metode Mayerhoff

Menggunakan tiang pancang 40 cm × 40 cm dan panjang 45 m, sebagai berikut:
Properties tanah: lempung terdapat sedikit batu karang warna abu - abu, agak keras oleh sebab itu Karena sepanjang kedalaman 47 m mengandung lempung maka termasuk kedalam **tanah kohesif** .

- Nilai $C_u = N_{SPT} \times \frac{2}{3} \times 10$

- Bedarnya Nilai Faktor adhesi (α)

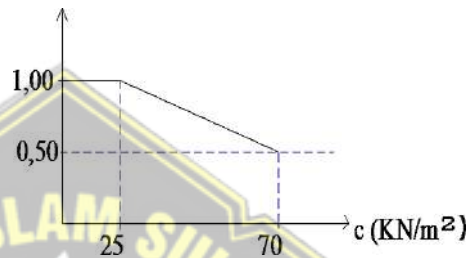
Diambil dari Grafik Hubungan antara (C_u) dengan (α) pada Gambar 2.11.

$C_u \leq 25$, maka $\alpha =$ nilai 1

$C_u \leq 50$, maka $\alpha =$ nilai 0,75

$C_u \leq 70$, maka $\alpha =$ nilai 0,6

$C_u \geq 70$, maka $\alpha =$ nilai 0,5



- Nilai C_u

$$\begin{aligned} C_u &= N_{SPT} \times \frac{2}{3} \times 10 \\ &= 9 \times \frac{2}{3} \times 10 \\ &= 60 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- Daya Dukung Ujung Pondasi (Q_p)

$$\begin{aligned} Q_p &= 9 \times C_u \times A_p \\ &= 9 \times 60 \times 0,16 \\ &= 86,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Daya Dukung Selimut Pondasi (Q_s)

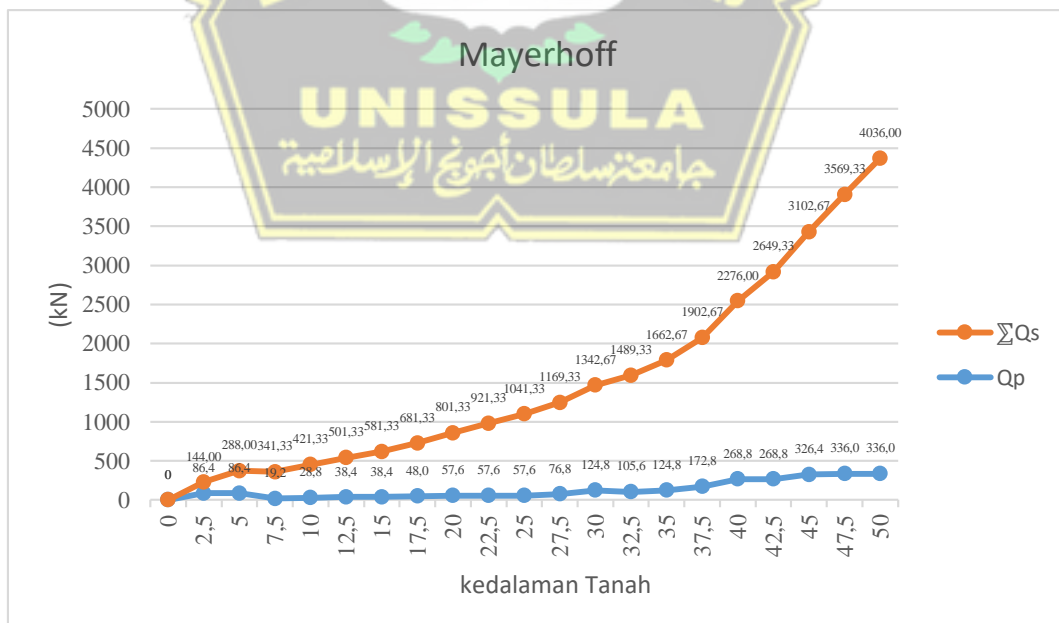
$$\begin{aligned} Q_s &= \alpha \times C_u \times p \times L_i \\ &= 0,6 \times 60 \times 0,16 \times 2,5 \\ &= 144 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Daya dukung Ultimit Tanah Pondasi Satu Tiang

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + \Sigma Q_s \\ &= 86,4 + 144 \\ &= 230,40 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 4.5. Hasil Perhitungan Daya Dukung Metode Mayerhoff

Tanah BM 1 (m)	NSPT	Cu kN/m ²	α	Qp kN	Qs kN	$\sum Q_s$ kN	Qu kN
0	0	0	1	0	0	0	0
2,5	9	60,00	0,6	86,4	144,00	144,00	230,40
5	9	60,00	0,6	86,4	144,00	288,00	374,40
7,5	2	13,33	1	19,2	53,33	341,33	360,53
10	3	20,00	1	28,8	80,00	421,33	450,13
12,5	4	26,67	0,75	38,4	80,00	501,33	539,73
15	4	26,67	0,75	38,4	80,00	581,33	619,73
17,5	5	33,33	0,75	48,0	100,00	681,33	729,33
20	6	40,00	0,75	57,6	120,00	801,33	858,93
22,5	6	40,00	0,75	57,6	120,00	921,33	978,93
25	6	40,00	0,75	57,6	120,00	1041,33	1098,93
27,5	8	53,33	0,6	76,8	128,00	1169,33	1246,13
30	13	86,67	0,5	124,8	173,33	1342,67	1467,47
32,5	11	73,33	0,5	105,6	146,67	1489,33	1594,93
35	13	86,67	0,5	124,8	173,33	1662,67	1787,47
37,5	18	120,00	0,5	172,8	240,00	1902,67	2075,47
40	28	186,67	0,5	268,8	373,33	2276,00	2544,80
42,5	28	186,67	0,5	268,8	373,33	2649,33	2918,13
45	34	226,67	0,5	326,4	453,33	3102,67	3429,07
47,5	35	233,33	0,5	336,0	466,67	3569,33	3905,33
50	35	233,33	0,5	336,0	466,67	4036,00	4372,00



Gambar 4.6. Grafik Qp dan Qs Mayerhoff

Pada kedalaman 47 m Besarnya nilai Qu yaitu

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + \Sigma Q_s \\
 &= 336,0 + 3569,33 \\
 &= 3905,33 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Nilai SF adalah 2,5 – 4, maka diambil nilai safe factory = 2,5

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} = \frac{3905,33}{2,5} = 1562,13 \text{ kN} = \mathbf{156,21 \text{ ton}}$$

- Dukung Kelompok Tiang

Nilai V di ambil dari nilai tertinggi dari berat bangunan yang terdistribusi ke pondasi yang dihitung melalui SAP2000 v.22 dengan berat angunan sebesar V = 7402,97 kN = 740,30 ton.

$$n = \frac{V}{Q_{all}}$$

$$n = \frac{7402,97 \text{ kN}}{1562,13 \text{ kN}} = 4,739$$

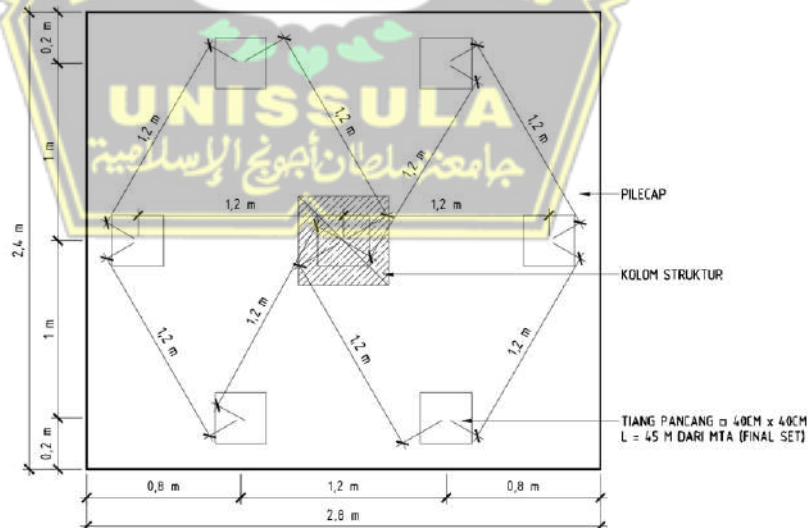
Maka, akan direncanakan sebanyak **7 Tiang Pancang**.

- Syarat Spasi Antar Tiang

$2,5D < S < 3D$, Dalam perencanaan ini menggunakan nilai $S = 3D$.

$$S = 3 \times 0,4 = 1,2 \text{ m}$$

Sehingga dapat ditentukan besarnya nilai dari Jumlah baris tiang, $m = 3$ buah dan Jumlah tiang dalam 1 baris, $n = 3$ buah. $B_g = 2,4 \text{ m}$ dan $L_g = 2,8 \text{ m}$.



Gambar 4.7. Rencana Jarak Antar Tiang Pancang

- Efisiensi kelompok tiang

$$\theta = \text{Arc tg} \cdot \frac{D}{S}$$

$$= \text{Arc tg} \cdot \frac{0,4}{1,2}$$

$$= 18,43$$

$$E_g = 1 - \frac{\theta}{90} \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{mn'}$$

$$= 1 - \frac{18,43}{90} \frac{(3-1)3 + (3-1)3}{3 \times 3}$$

$$= 0,7269$$

Cek daya dukung kelompok tiang

$$Q_g = n \times Q_{all} \times E_g$$

$$= 7 \times 1562,13 \times 0,7269$$

$$= 7948,49 \text{ kN}$$

Nilai Q_g (7948,49 kN) \geq V (7402,97 kN), maka memenuhi syarat **Aman**

B. Metode Aoki & De Alencar

Daya dukung pondasi dari data SPT harus menentukan nilai tanah, Menurut korelasi qc dengan SPT, mengacu referensi Terzaghi dan peek (1967). korelasi nilai tahanan ujung kerucut (qc) kg/cm², maka ditentukan (R. Harya, 2017):

- Tanah lempung berpasir qc = 4Nspt (kg/cm²)
- Tanah lanau atau lempung qc = 2,5Nspt (kg/cm²)

Pada proyek ini tanah yang diteliti berupa tanah lanau atau lempung berpasir dengan nilai qc = 4 Nspt (kg/cm²).

- Faktor empirik tahanan ujung tiang Fb beton pratekan sebesar 1,75 kg/cm² berdasarkan Tabel 2.5. Faktor Empirik F_b dan F_s
- Faktor Empirik (σs) yaitu 3% karena kondisi tanah Lempung berpasir pada Tabel 2.6. Faktor Empirik untuk Tipe Tanah yang Berbeda.

- Daya Dukung Ujung Pondasi (Q_p)

sehingga diperoleh nilai:

$$q_{ca(base)} = \frac{36 + 36}{2} = 36 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_p = \left(\frac{q_{ca(base)}}{F_b} \times 100 \right) \times A_p$$

$$= \frac{36}{1,75} \times 100 \times 0,16$$

$$= 329 \text{ kN}$$

- Daya Dukung Ujung Pondasi (Q_s)

$$Q_s = q_{c(\text{side})} \frac{\sigma_s}{F_s} \times kll \times Li$$

$$= 36 \times \frac{0,03}{3,5} \times 1,6 \times 2,5$$

$$= 123,43 \text{ kN}$$

- Dukung Ultimit Tanah Pondasi Satu Tiang

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$= 329 + 123,43$$

$$= 452,57 \text{ kN}$$

Tabel 4.6. Hasil Perhitungan Daya Dukung Metode Aoki & De Alencar

BM 1	NSPT	qc	qca base	qc side	Qp	Qs	ΣQ_s	Qu
Li (m)		kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kN	kN	kN	kN
0	0		0	0	0	0	0	0
2,5	9	36	36	36	329	123,43	123,43	452,57
5	9	36	22	36	201	123,43	246,86	448,00
7,5	2	8	10	26,67	91	91,43	338,29	429,71
10	3	12	14	23,00	128	78,86	417,14	545,14
12,5	4	16	16	21,60	146	74,06	491,20	637,49
15	4	16	18	20,67	165	70,86	562,06	726,63
17,5	5	20	22	20,57	201	70,53	632,59	833,73
20	6	24	24	21,00	219	72,00	704,59	924,02
22,5	6	24	24	21,33	219	73,14	777,73	997,16
25	6	24	28	21,60	256	74,06	851,79	1107,79
27,5	8	32	42	22,55	384	77,30	929,09	1313,09
30	13	52	48	25,00	439	85,71	1014,80	1453,66
32,5	11	44	48	26,46	439	90,73	1105,53	1544,38
35	13	52	62	28,29	567	96,98	1202,51	1769,36
37,5	18	72	92	31,20	841	106,97	1309,48	2150,62
40	28	112	112	66,40	1024	227,66	1537,13	2561,13
42,5	28	112	124	78,40	1134	268,80	1805,93	2939,65
45	34	136	138	96,80	1262	331,89	2137,82	3399,53
47,5	35	140	140	114,40	1280	392,23	2530,05	3810,05
50	35	140	140	128,00	1280	438,86	2968,91	4248,91

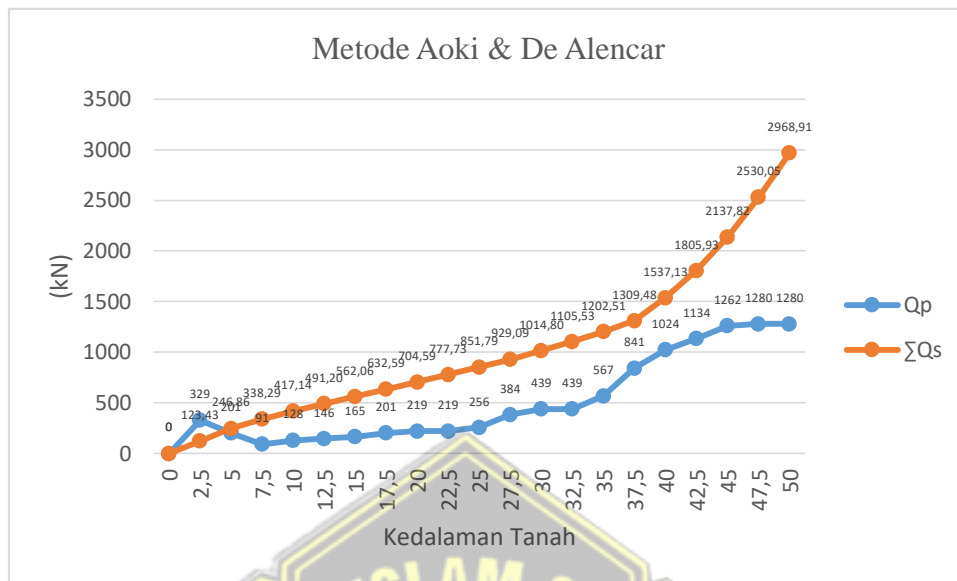
Pada kedalaman 47 m, nilai

- Dukung Ultimit Tanah Pondasi Satu Tiang sebesar

$$Q_u = Q_p + \Sigma Q_s$$

$$= 1280 + 2530,05$$

$$= 3810,05 \text{ kN}$$



Gambar 4.8. Grafik Qp dan Qs Aoki & De Alencar

Nilai SF adalah 2,5 – 4, maka diambil nilai safe factory = 2,5

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF}$$

$$= \frac{3810,05}{2,5}$$

$$= 1524,02 \text{ kN} = \mathbf{152,40 \text{ ton}}$$

- Dukung Kelompok Tiang

Nilai V di ambil dari nilai tertinggi dari berat bangunan yang terdistribusi ke pondasi yang dihitung melalui SAP2000 v.22 dengan berat bangunan gedung sebesar $V = 7402,97 \text{ kN} = 740,30 \text{ ton}$

$$n = \frac{V}{Q_{all}}$$

$$n = \frac{740,30 \text{ kN}}{1524,02 \text{ kN}} = 4,858$$

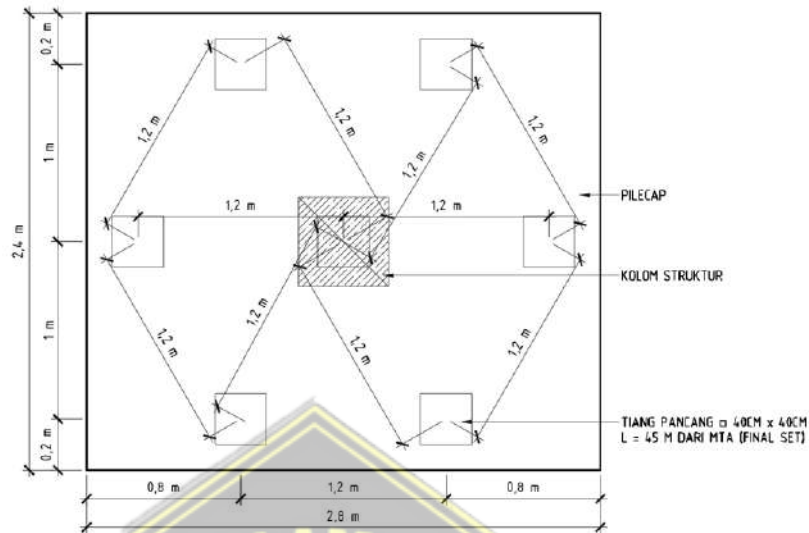
Maka, direncanakan sebanyak **7 tiang pancang**

- Syarat Spasi Antar Tiang

$2,5D < S < 3D$, dengan syarat S pertiang dalam kelompok yang digunakan yaitu min 0,6 m dan maks 2 m. Dalam perencanaan ini menggunakan nilai $S = 3D$.

$$S = 3 \times 0,4 = 1,2 \text{ m}$$

Sehingga dapat ditentukan besarnya nilai dari Jumlah baris tiang, $m = 3$ buah dan Jumlah tiang dalam 1 baris, $n = 3$ buah. $B_g = 2,4$ m dan $L_g = 2,8$ m.



Gambar 4.9. Rencana Jarak Antar Tiang Pancang

- Efisiensi kelompok tiang

$$\begin{aligned} \theta &= \text{Arc tg} \cdot \frac{D}{S} \\ &= \text{Arc tg} \cdot \frac{0,4}{1,2} \\ &= 18,43 \\ E_g &= 1 - \frac{\theta}{90} \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{mn'} \\ &= 1 - \frac{18,43}{90} \frac{(3-1)3 + (3-1)3}{3 \times 3} \\ &= 0,7269 \end{aligned}$$

Cek daya dukung kelompok tiang

$$\begin{aligned} Q_g &= n \times Q_{\text{all}} \times E_g \\ &= 7 \times 1524,02 \times 0,7269 \\ &= 7754,56 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nilai Q_g (7754,56 kN) \geq V (7402,97 kN), maka memenuhi syarat **Aman**

4.3.2. Tiang pancang diameter 70 cm

Gravitasi = 10 m/s²

Kedalaman = 47 m

Mutu pancang = K-350 / $f_c' = 29$ Mpa

$$\begin{aligned}
 A_p \text{ (Luas)} &= 0,25 \pi \times d^2 \\
 &= 0,25 \times 3,14 \times 0,7^2 \\
 &= 0,385 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Panjang tiang} = 45 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Tiang} &= A_p \times B_j. \text{ Beton} \times L \\
 &= 0,385 \times 24 \times 45 \\
 &= 415,63 \text{ kN} = 41,56 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 p \text{ (Keliling)} &= \pi \times d \\
 &= 3,14 \times 0,7 = 2,199 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{(L.Selimut)} &= p \times 45 \\
 &= 98,96 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Li (Tebal tanah tiap } N_{spt}) = 2,5 \text{ m}$$

A. Metode Mayerhoff

Menggunakan tiang pancang 70 cm dan panjang 45 m, sebagai berikut:

Properties tanah: lempung terdapat sedikit batu karang warna abu - abu, agak keras oleh sebab itu Karena sepanjang kedalaman 47 m mengandung lempung maka termasuk kedalam **tanah kohesif**.

- Nilai $C_u = N_{SPT} \times \frac{2}{3} \times 10$

- Bedarnya Nilai Faktor adhesi (α)

Diambil dari Grafik Hubungan antara (C_u) dengan (α) pada Gambar 2.11.

$$C_u \leq 25, \text{ maka } \alpha = \text{nilai } 1$$

$$C_u \leq 50, \text{ maka } \alpha = \text{nilai } 0,75$$

$$C_u \leq 70, \text{ maka } \alpha = \text{nilai } 0,6$$

$$C_u \geq 70, \text{ maka } \alpha = \text{nilai } 0,5$$

- Nilai C_u

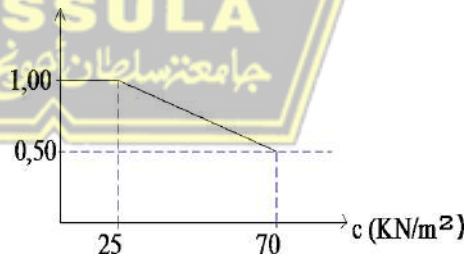
$$C_u = N_{SPT} \times \frac{2}{3} \times 10$$

$$= 9 \times \frac{2}{3} \times 10$$

$$= 60 \text{ kN/m}^2$$

- Daya Dukung Ujung Pondasi (Q_p)

$$Q_p = 9 \times C_u \times A_p$$



$$= 9 \times 60 \times 0,385$$

$$= 207,8 \text{ kN}$$

- Daya Dukung Selimut Pondasi (Q_s)

$$Q_s = \alpha \times C_u \times p \times L_i$$

$$= 0,6 \times 60 \times 2,199 \times 2,5$$

$$= 197,92 \text{ kN}$$

- Daya dukung Ultimit Tanah Pondasi Satu Tiang

$$Q_u = Q_p + \Sigma Q_s$$

$$= 207,8 + 197,92$$

$$= 405,74 \text{ kN}$$

Tabel 4.7. Hasil Perhitungan Daya Dukung Metode Mayerhoff

Tanah BM 1 (m)	NSPT	Cu kN/m ²	α	Qp kN	Qs kN	ΣQ_s kN	Qu kN
0	0	0	1	0	0	0	0
2,5	9	60,00	0,6	207,8	197,92	197,92	405,74
5	9	60,00	0,6	207,8	197,92	395,84	603,66
7,5	2	13,33	1	46,2	73,30	469,14	515,33
10	3	20,00	1	69,3	109,96	579,10	648,37
12,5	4	26,67	0,75	92,4	109,96	689,06	781,42
15	4	26,67	0,75	92,4	109,96	799,01	891,37
17,5	5	33,33	0,75	115,5	137,44	936,46	1051,91
20	6	40,00	0,75	138,5	164,93	1101,39	1239,93
22,5	6	40,00	0,75	138,5	164,93	1266,32	1404,87
25	6	40,00	0,75	138,5	164,93	1431,26	1569,80
27,5	8	53,33	0,6	184,7	175,93	1607,19	1791,91
30	13	86,67	0,5	300,2	238,24	1845,42	2145,60
32,5	11	73,33	0,5	254,0	201,59	2047,01	2301,01
35	13	86,67	0,5	300,2	238,24	2285,25	2585,43
37,5	18	120,00	0,5	415,6	329,87	2615,11	3030,75
40	28	186,67	0,5	646,5	513,13	3128,24	3774,78
42,5	28	186,67	0,5	646,5	513,13	3641,37	4287,91
45	34	226,67	0,5	785,1	623,08	4264,45	5049,53
47,5	35	233,33	0,5	808,2	641,41	4905,86	5714,03
50	35	233,33	0,5	808,2	641,41	5547,27	6355,44

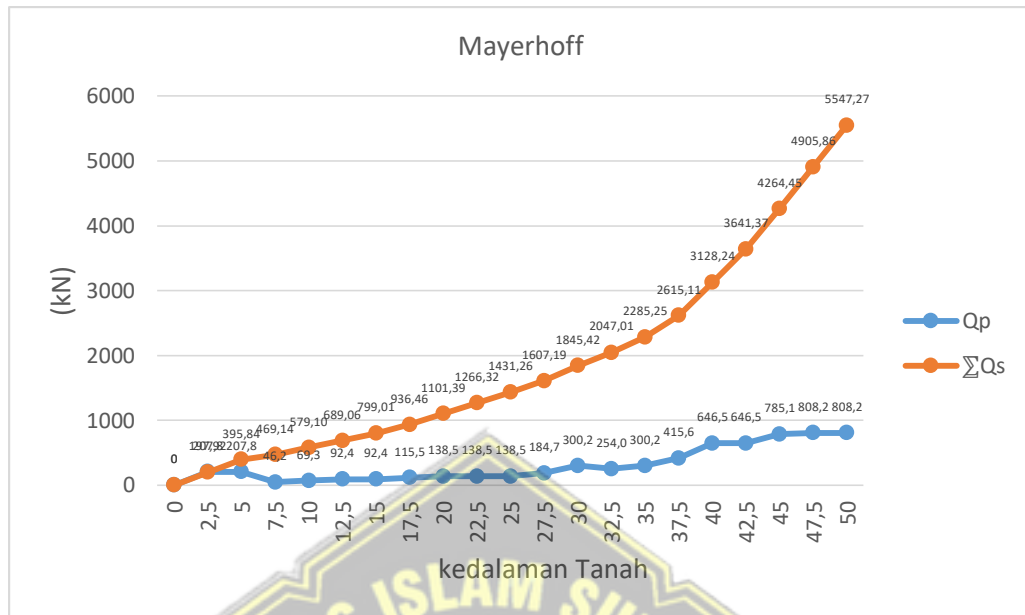
Pada kedalaman 47 m, nilai

- Dukung Ultimit Tanah Pondasi Satu Tiang sebesar

$$Q_u = Q_p + \Sigma Q_s$$

$$= 808,2 + 4905,86$$

$$= 5714,03 \text{ kN}$$



Gambar 4.10. Grafik Qp dan Qs Mayerhoff

Nilai SF adalah 2,5 – 4, maka diambil nilai safe factory = 2,5

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF}$$

$$= \frac{5714,03}{2,5} = 2285,61 \text{ kN} = 228,56 \text{ ton}$$

- Dukung Kelompok Tiang

Nilai V di ambil dari nilai tertinggi dari berat bangunan yang terdistribusi ke pondasi yang dihitung melalui SAP2000 v.22 dengan berat bangunan sebesar $V = 7402,97 \text{ kN} = 740,30 \text{ ton}$.

$$n = \frac{V}{Q_{all}}$$

$$n = \frac{7402,97 \text{ kN}}{2285,61 \text{ kN}} = 3,239$$

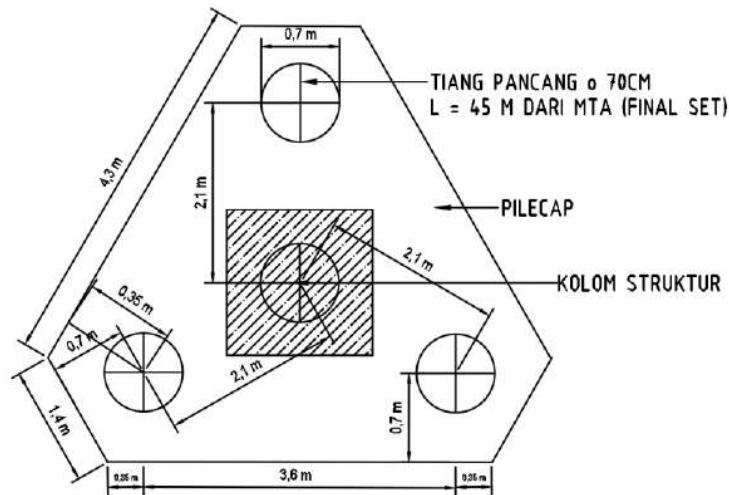
Maka, akan direncanakan sebanyak **4 Tiang Pancang**.

- Syarat Spasi Antar Tiang

$2,5D < S < 3D$, Dalam perencanaan ini menggunakan nilai $S = 3D$.

$$S = 3 \times 0,7 = 2,1 \text{ m}$$

Sehingga dapat ditentukan besarnya nilai dari Jumlah baris tiang, $m = 3$ buah dan Jumlah tiang dalam 1 baris, $n = 1$ buah dan $B_g = 4,3 \text{ m}$



Gambar 4.11. Rencana Jarak Antar Tiang Pancang

- Efisiensi kelompok tiang

$$\begin{aligned} \theta &= \text{Arc tg} \cdot \frac{D}{s} \\ &= \text{Arc tg} \cdot \frac{0,7}{2,1} \\ &= 18,43 \\ E_g &= 1 - \frac{\theta}{90} \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{mn'} \\ &= 1 - \frac{18,43}{90} \frac{(1-1)3 + (3-1)1}{3 \times 1} \\ &= 0,863 \end{aligned}$$

Cek daya dukung kelompok tiang

$$\begin{aligned} Q_g &= n \times Q_{\text{all}} \times E_g \\ &= 4 \times 2285,61 \times 0,863 \\ &= 7894,00 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nilai Q_g (7894,00 kN) \geq V (7402,97 kN), maka memenuhi syarat **Aman**

B. Metode Aoki & De Alencar

Daya dukung pondasi dari data SPT harus menentukan nilai tanah, Menurut korelasi q_c dengan SPT, mengacu referensi Terzaghi dan peek (1967). korelasi nilai tahanan ujung kerucut (q_c) kg/cm^2 , maka ditentukan (R. Harya, 2017):

- Tanah lempung berpasir $q_c = 4N_{\text{spt}}$ (kg/cm^2)
- Tanah lanau atau lempung $q_c = 2,5N_{\text{spt}}$ (kg/cm^2)

Pada proyek ini tanah yang diteliti berupa tanah lanau atau lempung berpasir dengan nilai $q_c = 4 N_{spt}$ (kg/cm^2).

- Faktor empirik tahanan ujung tiang F_b beton pratekan sebesar $1,75 kg/cm^2$ berdasarkan Tabel 2.5. Faktor Empirik F_b dan F_s
- Faktor Empirik (σ_s) yaitu 3% karena kondisi tanah Lempung berpasir pada Tabel 2.6. Faktor Empirik untuk Tipe Tanah yang Berbeda.

• Daya Dukung Ujung Pondasi (Q_p)

sehingga diperoleh nilai:

$$q_{ca(base)} = \frac{36 + 36}{2} = 36 kg/cm^2$$

$$Q_p = \left(\frac{q_{ca(base)}}{F_b} \times 100 \right) \times A_p$$

$$= \frac{36}{1,75} \times 100 \times 0,385$$

$$= 792 kN$$

• Daya Dukung Ujung Pondasi (Q_s)

$$Q_s = q_{c(side)} \frac{\sigma_s}{F_s} \times k_{ll} \times L_i$$

$$= 36 \times \frac{0,03}{3,5} \times 2,199 \times 2,5$$

$$= 169,65 kN$$

• Dukung Ultimit Tanah Pondasi Satu Tiang

$$Q_u = Q_p + \sum Q_s$$

$$= 792 + 169,65$$

$$= 961,33 kN$$

Tabel 4.8. Hasil Perhitungan Daya Dukung Metode Aoki & De Alencar

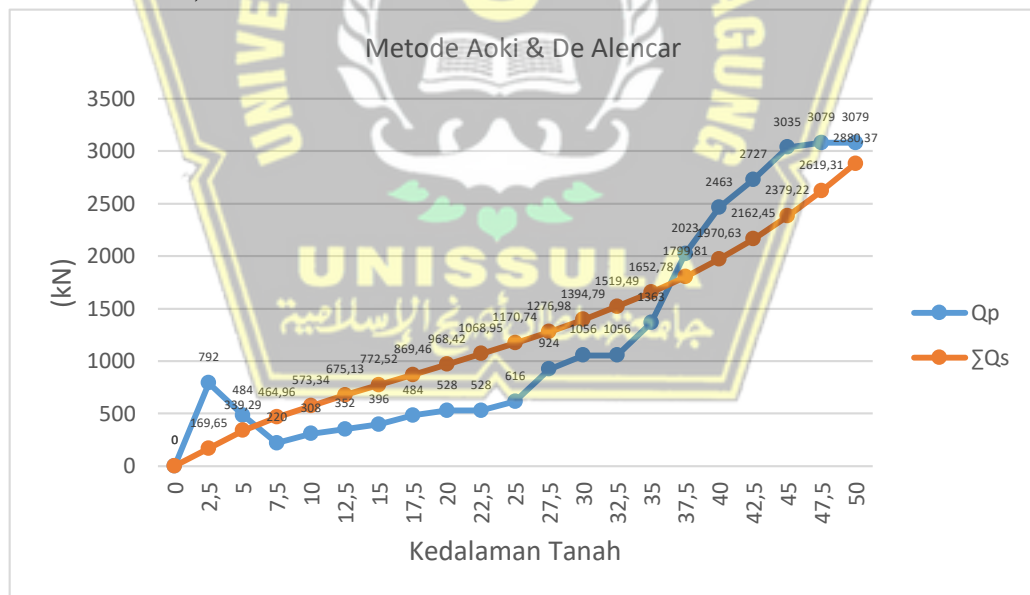
Tanah BM 1 (m)	NSPT	q_c kg/cm ²	q_{ca} base kg/cm ²	q_c side kg/cm ²	Q_p kN	Q_s kN	$\sum Q_s$ kN	Q_u kN
0	0		0	0	0	0	0	0
2,5	9	36	36	36,00	792	169,65	169,65	961,33
5	9	36	22	36,00	484	169,65	339,29	823,10
7,5	2	8	10	26,67	220	125,66	464,96	684,87
10	3	12	14	23,00	308	108,38	573,34	881,22
12,5	4	16	16	21,60	352	101,79	675,13	1026,99
15	4	16	18	20,67	396	97,39	772,52	1168,36

17,5	5	20	22	20,57	484	96,94	869,46	1353,26
20	6	24	24	21,00	528	98,96	968,42	1496,21
22,5	6	24	24	21,33	528	100,53	1068,95	1596,74
25	6	24	28	21,60	616	101,79	1170,74	1786,49
27,5	8	32	42	22,55	924	106,24	1276,98	2200,61
30	13	52	48	25,00	1056	117,81	1394,79	2450,36
32,5	11	44	48	26,46	1056	124,70	1519,49	2575,06
35	13	52	62	28,29	1363	133,29	1652,78	3016,23
37,5	18	72	92	31,20	2023	147,03	1799,81	3822,99
40	28	112	112	36,25	2463	170,82	1970,63	4433,64
42,5	28	112	124	40,71	2727	191,82	2162,45	4889,35
45	34	136	138	46,00	3035	216,77	2379,22	5414,00
47,5	35	140	140	50,95	3079	240,08	2619,31	5698,07
50	35	140	140	55,40	3079	261,07	2880,37	5959,13

Pada kedalaman 47 m, nilai

- Dukung Ultimit Tanah Pondasi Satu Tiang sebesar

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + \sum Q_s \\
 &= 3079 + 2619,31 \\
 &= 5698,07 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.12. Grafik Qp dan Qs Aoki & De Alencar

Nilai SF adalah 2,5 – 4, maka diambil nilai safe factory = 2,5

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} = \frac{5698,07}{2,5} = 2279,23 \text{ kN} = \mathbf{227,92 \text{ ton}}$$

- Dukung Kelompok Tiang

Nilai V di ambil dari nilai tertinggi dari berat bangunan yang terdistribusi ke pondasi yang dihitung melalui SAP2000 v.22 dengan berat bangunan gedung sebesar $V = 7402,97 \text{ kN} = 740,30 \text{ ton}$

$$n = \frac{V}{Q_{\text{all}}}$$

$$n = \frac{7402,97 \text{ kN}}{2279,23 \text{ kN}} = 3,248$$

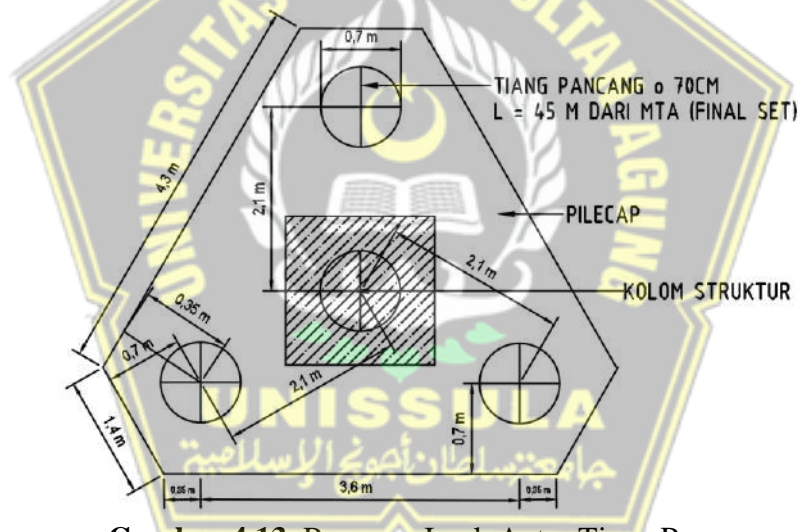
Maka, direncanakan sebanyak **4 tiang pancang**

- Syarat Spasi Antar Tiang

$2,5D < S < 3D$, dengan syarat S pertiang dalam kelompok yang digunakan yaitu min 0,6 m dan maks 2 m. Dalam perencanaan ini menggunakan nilai $S = 3D$.

$$S = 3 \times 0,7 = 2,1 \text{ m}$$

Sehingga dapat ditentukan besarnya nilai dari Jumlah baris tiang, $m = 3$ buah dan Jumlah tiang dalam 1 baris, $n = 1$ buah dan $B_g = 4,3 \text{ m}$.



Gambar 4.13. Rencana Jarak Antar Tiang Pancang

- Efisiensi kelompok tiang

$$\theta = \text{Arc tg} \cdot \frac{D}{S}$$

$$= \text{Arc tg} \cdot \frac{0,7}{2,1}$$

$$= 18,43$$

$$E_g = 1 - \frac{\theta}{90} \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{mn'}$$

$$= 1 - \frac{18,43}{90} \frac{(1-1)3 + (3-1)1}{3 \times 1}$$

$$= 0,863$$

Cek daya dukung kelompok tiang

$$\begin{aligned} Q_g &= n \times Q_{all} \times E_g \\ &= 4 \times 2279,23 \times 0,863 \\ &= 7871,95 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nilai Q_g (7871,95 kN) \geq V (7402,97 kN), maka memenuhi syarat **Aman**

4.3.3. Tiang pancang diameter 40 cm

$$\text{Gravitasi} = 10 \text{ m/s}^2$$

$$\text{Kedalaman} = 47 \text{ m}$$

$$\text{Mutu pancang} = \text{K-350} / f_c' = 29 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} A_p \text{ (Luas)} &= 0,25 \pi \times d^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 0,4^2 \\ &= 0,126 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Panjang tiang} = 45 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Tiang} &= A_p \times B_j. \text{ Beton} \times L \\ &= 0,126 \times 24 \times 45 \\ &= 135,72 \text{ kN} = 13,57 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p \text{ (Keliling)} &= \pi \times d \\ &= 3,14 \times 0,4 = 1,26 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{(L.Selimut)} &= p \times 45 \\ &= 56,55 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Li (Tebal tanah tiap } N_{spt}) = 2,5 \text{ m}$$

A. Metode Mayerhoff

Menggunakan tiang pancang 40 cm dan panjang 45 m, sebagai berikut:

Properties tanah: lempung terdapat sedikit batu karang warna abu - abu, agak keras oleh sebab itu Karena sepanjang kedalaman 47 m mengandung lempung maka termasuk kedalam **tanah kohesif** .

- Nilai $C_u = N_{SPT} \times \frac{2}{3} \times 10$

- Bedarnya Nilai Faktor adhesi (α)

Diambil dari Grafik Hubungan antara (C_u) dengan (α) pada Gambar 2.11.

$C_u \leq 25$, maka $\alpha =$ nilai 1

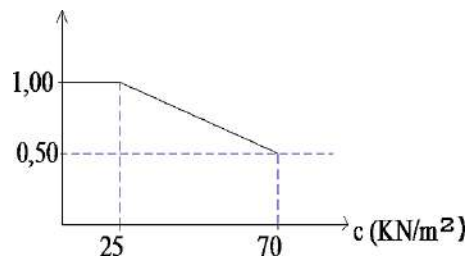
$C_u \leq 50$, maka $\alpha =$ nilai 0,75

$C_u \leq 70$, maka $\alpha =$ nilai 0,6

$C_u \geq 70$, maka $\alpha =$ nilai 0,5

- Nilai C_u

$$\begin{aligned} C_u &= N_{SPT} \times \frac{2}{3} \times 10 \\ &= 9 \times \frac{2}{3} \times 10 \\ &= 60 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$



- Daya Dukung Ujung Pondasi (Q_p)

$$\begin{aligned} Q_p &= 9 \times C_u \times A_p \\ &= 9 \times 60 \times 0,126 \\ &= 67,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Daya Dukung Selimut Pondasi (Q_s)

$$\begin{aligned} Q_s &= \alpha \times C_u \times p \times L_i \\ &= 0,6 \times 60 \times 2,199 \times 2,5 \\ &= 113,10 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Daya dukung Ultimit Tanah Pondasi Satu Tiang

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + \Sigma Q_s \\ &= 67,9 + 113,10 \\ &= 180,96 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 4.9. Hasil Perhitungan Daya Dukung Metode Mayerhoff

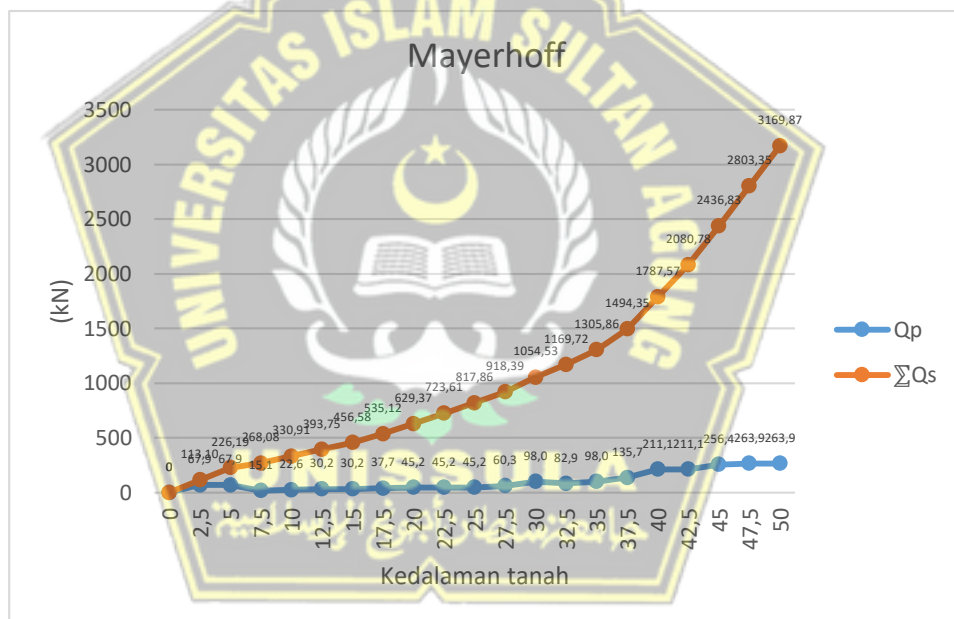
Tanah BM 1 (m)	NSPT	C_u kN/m ²	α	Q_p kN	Q_s kN	ΣQ_s kN	Q_u kN
0	0	0	1	0	0	0	0
2,5	9	60,00	0,6	67,9	113,10	113,10	180,96
5	9	60,00	0,6	67,9	113,10	226,19	294,05
7,5	2	13,33	1	15,1	41,89	268,08	283,16
10	3	20,00	1	22,6	62,83	330,91	353,53
12,5	4	26,67	0,75	30,2	62,83	393,75	423,91
15	4	26,67	0,75	30,2	62,83	456,58	486,74
17,5	5	33,33	0,75	37,7	78,54	535,12	572,82
20	6	40,00	0,75	45,2	94,25	629,37	674,60
22,5	6	40,00	0,75	45,2	94,25	723,61	768,85
25	6	40,00	0,75	45,2	94,25	817,86	863,10
27,5	8	53,33	0,6	60,3	100,53	918,39	978,71

30	13	86,67	0,5	98,0	136,14	1054,53	1152,55
32,5	11	73,33	0,5	82,9	115,19	1169,72	1252,66
35	13	86,67	0,5	98,0	136,14	1305,86	1403,87
37,5	18	120,00	0,5	135,7	188,50	1494,35	1630,07
40	28	186,67	0,5	211,1	293,22	1787,57	1998,68
42,5	28	186,67	0,5	211,1	293,22	2080,78	2291,90
45	34	226,67	0,5	256,4	356,05	2436,83	2693,18
47,5	35	233,33	0,5	263,9	366,52	2803,35	3067,24
50	35	233,33	0,5	263,9	366,52	3169,87	3433,76

Pada kedalaman 47 m, nilai

- Dukung Ultimit Tanah Pondasi Satu Tiang sebesar

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + \Sigma Q_s \\
 &= 263,9 + 2803,35 \\
 &= 3067,24 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.14. Grafik Qp dan Qs Mayerhoff

Nilai SF adalah 2,5 – 4, maka diambil nilai safe factory = 2,5

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} = \frac{3067,24}{2,5} = 1226,90 \text{ kN} = \mathbf{122,69 \text{ ton}}$$

- Dukung Kelompok Tiang

Nilai V di ambil dari nilai tertinggi dari berat bangunan yang terdistribusi ke pondasi yang dihitung melalui SAP2000 v.22 dengan berat bangunan sebesar V = 7402,97 kN = 740,30 ton.

$$n = \frac{V}{Q_{all}}$$

$$n = \frac{7402,97 \text{ kN}}{1226,90 \text{ kN}} = 6,034$$

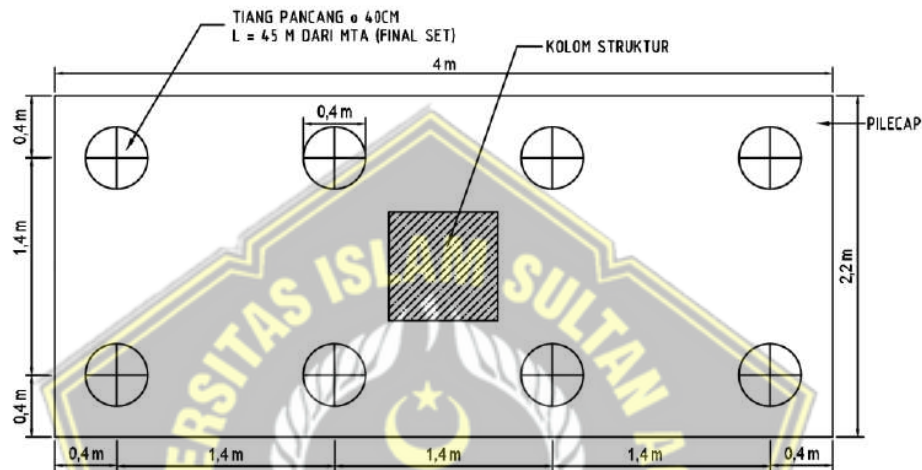
Maka, akan direncanakan sebanyak **8 Tiang Pancang**.

- Syarat Spasi Antar Tiang

$2,5D < S < 3D$, Dalam perencanaan ini menggunakan nilai $S = 3D$.

$$S = 3 \times 0,4 = 1,2 \text{ m} \sim 1,4 \text{ m}$$

Sehingga dapat ditentukan besarnya nilai dari Jumlah baris tiang, $m = 2$ buah dan Jumlah tiang dalam 1 baris, $n = 4$ buah. $B_g = 2,2 \text{ m}$ dan $L_g = 4 \text{ m}$.



Gambar 4.15. Rencana Jarak Antar Tiang Pancang

- Efisiensi kelompok tiang

$$\theta = \text{Arc tg} \cdot \frac{D}{S}$$

$$= \text{Arc tg} \cdot \frac{0,4}{1,4}$$

$$= 15,95$$

$$E_g = 1 - \frac{\theta}{90} \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{mn'}$$

$$= 1 - \frac{15,95}{90} \frac{(4-1)2 + (2-1)4}{2 \times 4}$$

$$= 0,779$$

Cek daya dukung kelompok tiang

$$Q_g = n \times Q_{\text{all}} \times E_g$$

$$= 8 \times 1226,90 \times 0,779$$

$$= 7641,47 \text{ kN}$$

Nilai Q_g (7641,47 kN) \geq V (7402,97 kN), maka memenuhi syarat **Aman**

B. Metode Aoki & De Alencar

Daya dukung pondasi dari data SPT harus menentukan nilai tanah, Menurut korelasi q_c dengan SPT, mengacu referensi Terzaghi dan Peck (1967). Korelasi nilai tahanan ujung kerucut (q_c) kg/cm^2 , maka ditentukan (R. Harya, 2017):

- Tanah lempung berpasir $q_c = 4N_{spt}$ (kg/cm^2)
- Tanah lanau atau lempung $q_c = 2,5N_{spt}$ (kg/cm^2)

Pada proyek ini tanah yang diteliti berupa tanah lanau atau lempung berpasir dengan nilai $q_c = 4 N_{spt}$ (kg/cm^2).

- Faktor empirik tahanan ujung tiang F_b beton pratekan sebesar $1,75 \text{ kg/cm}^2$ berdasarkan Tabel 2.5. Faktor Empirik F_b dan F_s
- Faktor Empirik (σ_s) yaitu 3% karena kondisi tanah Lempung berpasir pada Tabel 2.6. Faktor Empirik untuk Tipe Tanah yang Berbeda.

- Daya Dukung Ujung Pondasi (Q_p)

sehingga diperoleh nilai:

$$q_{ca(base)} = \frac{36 + 36}{2} = 36 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} Q_p &= \left(\frac{q_{ca(base)}}{F_b} \times 100 \right) \times A_p \\ &= \frac{36}{1,75} \times 100 \times 0,126 \\ &= 259 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Daya Dukung Ujung Pondasi (Q_s)

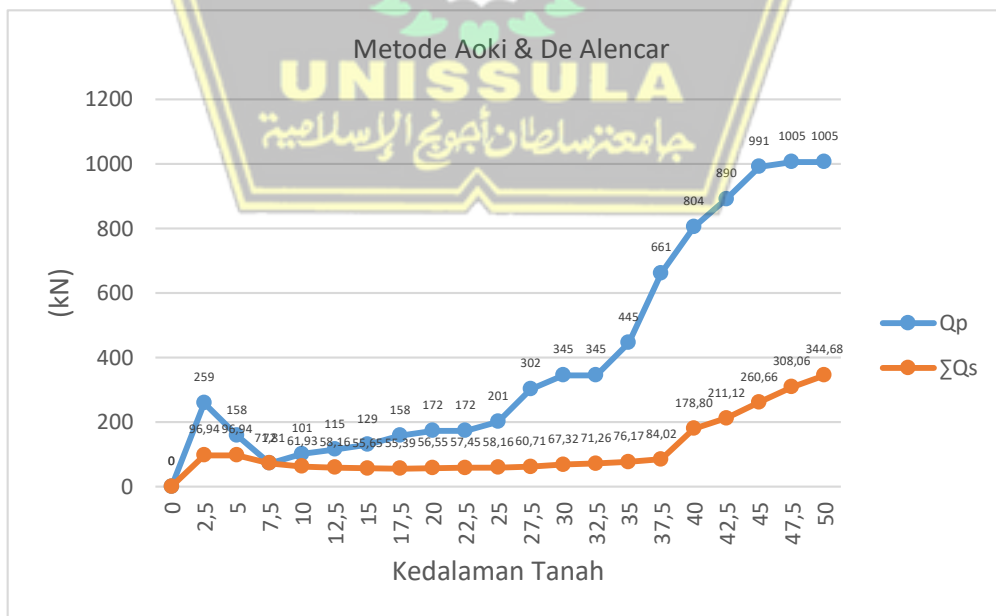
$$\begin{aligned} Q_s &= q_{c(side)} \frac{\sigma_s}{F_s} \times k_{ll} \times L_i \\ &= 36 \times \frac{0,03}{3,5} \times 1,257 \times 2,5 \\ &= 96,94 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Dukung Ultimit Tanah Pondasi Satu Tiang

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + \sum Q_s \\ &= 259 + 96,94 \\ &= 355,45 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 4.10. Hasil Perhitungan Daya Dukung Metode Aoki & De Alencar

Tanah BM 1 (m)	NSPT	qc	qca base	qc side	Qp	Qs	ΣQs	Qu
Li		kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kN	kN	kN	kN
0	0		0	0	0	0	0	0
2,5	9	36	36	36,00	792	169,65	169,65	961,33
5	9	36	22	36,00	484	169,65	339,29	823,10
7,5	2	8	10	26,67	220	125,66	464,96	684,87
10	3	12	14	23,00	308	108,38	573,34	881,22
12,5	4	16	16	21,60	352	101,79	675,13	1026,99
15	4	16	18	20,67	396	97,39	772,52	1168,36
17,5	5	20	22	20,57	484	96,94	869,46	1353,26
20	6	24	24	21,00	528	98,96	968,42	1496,21
22,5	6	24	24	21,33	528	100,53	1068,95	1596,74
25	6	24	28	21,60	616	101,79	1170,74	1786,49
27,5	8	32	42	22,55	924	106,24	1276,98	2200,61
30	13	52	48	25,00	1056	117,81	1394,79	2450,36
32,5	11	44	48	26,46	1056	124,70	1519,49	2575,06
35	13	52	62	28,29	1363	133,29	1652,78	3016,23
37,5	18	72	92	31,20	2023	147,03	1799,81	3822,99
40	28	112	112	36,25	2463	170,82	1970,63	4433,64
42,5	28	112	124	40,71	2727	191,82	2162,45	4889,35
45	34	136	138	46,00	3035	216,77	2379,22	5414,00
47,5	35	140	140	50,95	3079	240,08	2619,31	5698,07
50	35	140	140	55,40	3079	261,07	2880,37	5959,13



Gambar 4.16. Grafik Qp dan Qs Aoki & De Alencar

Pada kedalaman 47 m , nilai

- Dukung Ultimit Tanah Pondasi Satu Tiang sebesar

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + \Sigma Q_s \\ &= 1005 + 1987,10 \\ &= 2992,41 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nilai SF adalah 2,5 – 4, maka diambil nilai safe factory = 2,5

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} = \frac{2992,41}{2,5} = 1196,96 \text{ kN} = \mathbf{119,696 \text{ ton}}$$

- Dukung Kelompok Tiang

Nilai V di ambil dari nilai tertinggi dari berat bangunan yang terdistribusi ke pondasi yang dihitung melalui SAP2000 v.22 dengan berat bangunan gedung sebesar $V = 7402,97 \text{ kN} = 740,30 \text{ ton}$

$$\begin{aligned} n &= \frac{V}{Q_{all}} \\ n &= \frac{2279,23 \text{ kN}}{1196,96 \text{ kN}} = 6,185 \end{aligned}$$

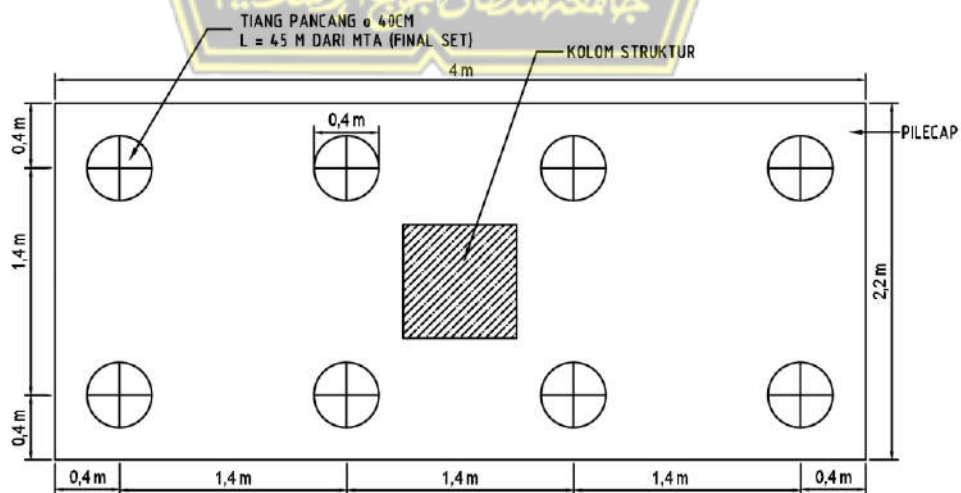
Maka, direncanakan sebanyak **8 tiang pancang**

- Syarat Spasi Antar Tiang

$2,5D < S < 3D$, dengan syarat S pertiang dalam kelompok yang digunakan yaitu min 0,6 m dan maks 2 m. Dalam perencanaan ini menggunakan nilai $S = 3D$.

$$S = 3 \times 0,4 = 1,2 \text{ m} \sim 1,4 \text{ m}$$

Sehingga dapat ditentukan besarnya nilai dari Jumlah baris tiang, $m = 4$ buah dan Jumlah tiang dalam 1 baris, $n = 2$ buah. $B_g = 2,2 \text{ m}$ dan $L_g = 4 \text{ m}$.



Gambar 4.17. Rencana Jarak Antar Tiang Pancang

- Efisiensi kelompok tiang

$$\begin{aligned}\theta &= \text{Arc tg} \cdot \frac{D}{S} \\ &= \text{Arc tg} \cdot \frac{0,4}{1,4} \\ &= 15,95\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}E_g &= 1 - \frac{\theta}{90} \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{mn'} \\ &= 1 - \frac{15,95}{90} \frac{(2-1)4 + (4-1)2}{4 \times 2} \\ &= 0,779\end{aligned}$$

Cek daya dukung kelompok tiang

$$\begin{aligned}Q_g &= n \times Q_{\text{all}} \times E_g \\ &= 8 \times 1196,96 \times 0,779 \\ &= 7455,03 \text{ kN}\end{aligned}$$

Nilai Q_g (7455,03 kN) \geq V (7402,97 kN), maka memenuhi syarat **Aman**

Tabel 4.11. Hasil Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang di 5 Lantai

Metode	Ukuran (cm)	Qp (kN)	Qs (kN)	Qu (kN)	Qall (kN)	Jlm. tiang	Qg (kN)
Maeyerhoff (1976)	40 × 40	336,0	3569,33	3905,33	1562,13	7	7948,49
Aoki & De Alencar (1975)	40 × 40	1280	2530,05	3810,05	1524,02	7	7754,56
Maeyerhoff (1976)	70	808,2	4905,86	5714,03	2285,61	4	7894,00
Aoki & De Alencar (1975)	70	3079	2619,31	5698,07	2279,23	4	7871,95
Maeyerhoff (1976)	40	263,9	2803,35	3067,24	1226,90	8	7641,47
Aoki & De Alencar (1975)	40	1005	1987,10	2992,41	1196,96	8	7455,03

4.4. Daya Dukung Aksial Pondasi Gedung 7 Lantai

Perencanaan Redisain Gedung Yayasan Badan Wakaf Sultan Agung Menggunakan pondasi tiang pancang semula 5 lantai menjadi 7 lantai dengan menggunakan jenis perbandingan pondasi Tiang Pancang dan Bored Pile.

4.4.1. Tiang Pancang Diameter 70 cm

$$\text{Gravitasi} = 10 \text{ m/s}^2$$

$$\text{Panjang tiang} = 45 \text{ m}$$

$$A_p \text{ (Luas)} = 0,25 \pi \times d^2$$

$$= 0,25 \times 3,14 \times 0,7^2$$

$$= 0,385 \text{ m}^2$$

$$\text{Panjang tiang} = 45 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Tiang} &= A_p \times B_j. \text{ Beton} \times L \\ &= 0,385 \times 24 \times 45 \\ &= 415,63 \text{ kN} = 41,56 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p \text{ (Keliling)} &= \pi \times d \\ &= 3,14 \times 0,7 = 2,199 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (\text{L.Selimut}) &= p \times 45 \\ &= 98,96 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$L_i \text{ (Tebal tanah tiap } N_{\text{spt}}) = 2,5 \text{ m}$$

A. Metode Mayerhoff

Menggunakan tiang pancang 70 cm dan panjang 45 m, sebagai berikut:

Properties tanah: lempung terdapat sedikit batu karang warna abu - abu, agak keras oleh sebab itu Karena sepanjang kedalaman 47 m mengandung lempung maka termasuk kedalam **tanah kohesif**.

- Nilai $C_u = N_{\text{SPT}} \times \frac{2}{3} \times 10$

- Bedarnya Nilai Faktor adhesi (α)

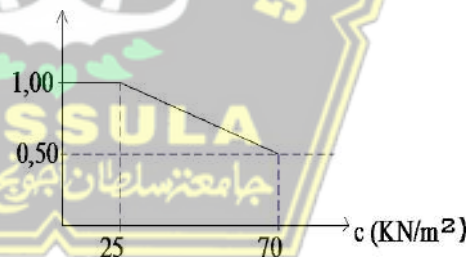
Diambil dari Grafik Hubungan antara (C_u) dengan (α) pada Gambar 2.11.

$$C_u \leq 25, \text{ maka } \alpha = \text{nilai } 1$$

$$C_u \leq 50, \text{ maka } \alpha = \text{nilai } 0,75$$

$$C_u \leq 70, \text{ maka } \alpha = \text{nilai } 0,6$$

$$C_u \geq 70, \text{ maka } \alpha = \text{nilai } 0,5$$



- Nilai C_u

$$C_u = N_{\text{SPT}} \times \frac{2}{3} \times 10$$

$$= 9 \times \frac{2}{3} \times 10$$

$$= 60 \text{ kN/m}^2$$

- Daya Dukung Ujung Pondasi (Q_p)

$$Q_p = 9 \times C_u \times A_p$$

$$= 9 \times 60 \times 0,385$$

$$= 207,8 \text{ kN}$$

- Daya Dukung Selimut Pondasi (Q_s)

$$\begin{aligned}
 Q_s &= \alpha \times C_u \times p \times L_i \\
 &= 0,6 \times 60 \times 2,199 \times 2,5 \\
 &= 197,92 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Daya dukung Ultimit Tanah Pondasi Satu Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + \Sigma Q_s \\
 &= 207,8 + 197,92 \\
 &= 405,74 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.12. Hasil Perhitungan Daya Dukung Metode Mayerhoff

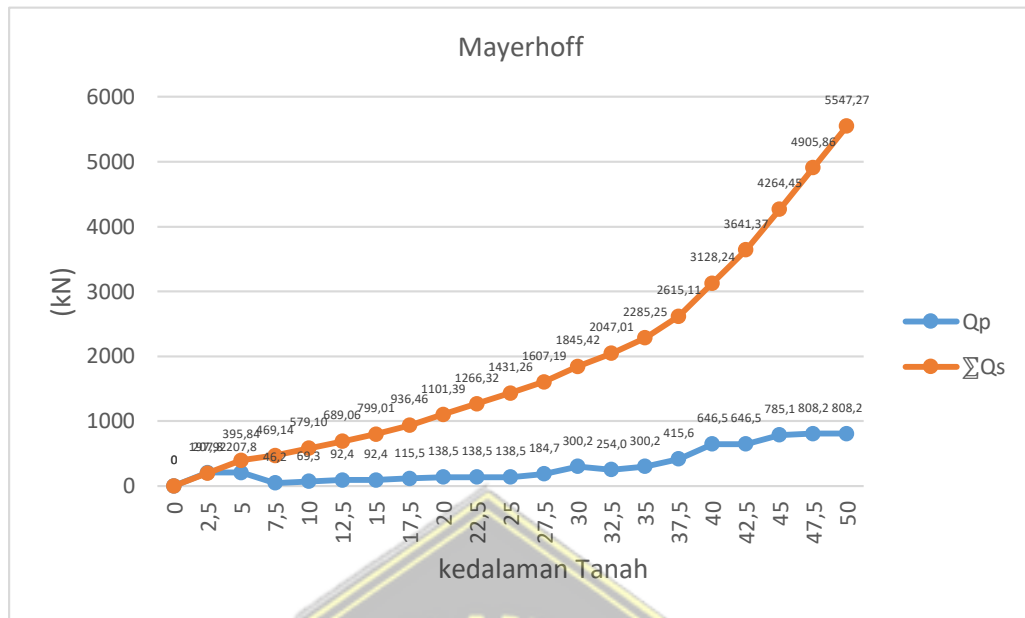
Tanah BM 1 (m)	NSPT	C_u kN/m ²	α	Q_p kN	Q_s kN	ΣQ_s kN	Q_u kN
0	0	0	1	0	0	0	0
2,5	9	60,00	0,6	207,8	197,92	197,92	405,74
5	9	60,00	0,6	207,8	197,92	395,84	603,66
7,5	2	13,33	1	46,2	73,30	469,14	515,33
10	3	20,00	1	69,3	109,96	579,10	648,37
12,5	4	26,67	0,75	92,4	109,96	689,06	781,42
15	4	26,67	0,75	92,4	109,96	799,01	891,37
17,5	5	33,33	0,75	115,5	137,44	936,46	1051,91
20	6	40,00	0,75	138,5	164,93	1101,39	1239,93
22,5	6	40,00	0,75	138,5	164,93	1266,32	1404,87
25	6	40,00	0,75	138,5	164,93	1431,26	1569,80
27,5	8	53,33	0,6	184,7	175,93	1607,19	1791,91
30	13	86,67	0,5	300,2	238,24	1845,42	2145,60
32,5	11	73,33	0,5	254,0	201,59	2047,01	2301,01
35	13	86,67	0,5	300,2	238,24	2285,25	2585,43
37,5	18	120,00	0,5	415,6	329,87	2615,11	3030,75
40	28	186,67	0,5	646,5	513,13	3128,24	3774,78
42,5	28	186,67	0,5	646,5	513,13	3641,37	4287,91
45	34	226,67	0,5	785,1	623,08	4264,45	5049,53
47,5	35	233,33	0,5	808,2	641,41	4905,86	5714,03
50	35	233,33	0,5	808,2	641,41	5547,27	6355,44

Pada kedalaman 47 m, nilai

- Dukung Ultimit Tanah Pondasi Satu Tiang sebesar

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + \Sigma Q_s \\
 &= 808,2 + 4905,86
 \end{aligned}$$

$$= 5714,03 \text{ kN}$$



Gambar 4.18. Grafik Qp dan Qs Mayerhoff

Nilai SF adalah 2,5 – 4, maka diambil nilai safe factory = 2,5

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF}$$

$$= \frac{5714,03}{2,5} = 2285,61 \text{ kN} = \mathbf{228,56 \text{ ton}}$$

- Dukung Kelompok Tiang

Nilai V di ambil dari nilai tertinggi dari berat bangunan yang terdistribusi ke pondasi yang dihitung melalui SAP2000 v.22 dengan berat bangunan sebesar V = 10333,45 kN = 1033,35 ton.

$$n = \frac{V}{Q_{all}}$$

$$n = \frac{10333,45 \text{ kN}}{2285,61 \text{ kN}} = 4,521$$

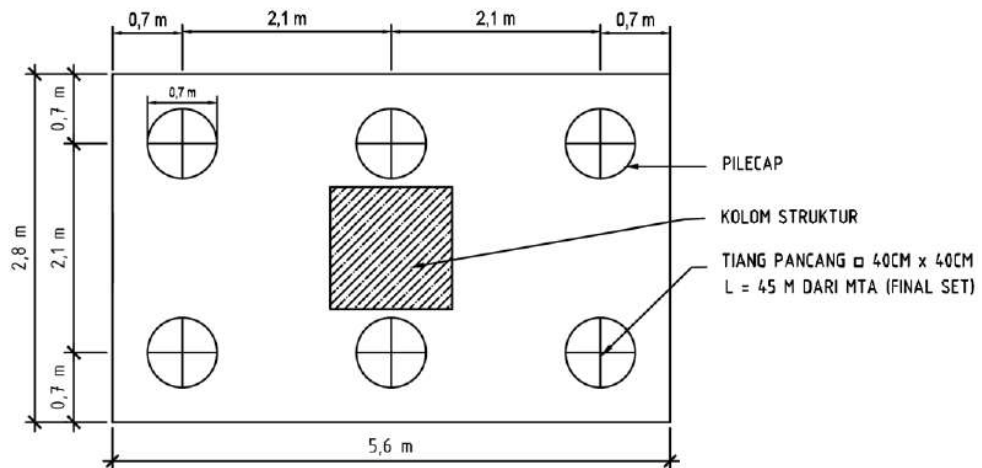
Maka, akan direncanakan sebanyak **6 Tiang Pancang**.

- Syarat Spasi Antar Tiang

$2,5D < S < 3D$, Dalam perencanaan ini menggunakan nilai $S = 3D$.

$$S = 3 \times 0,7 = 2,1 \text{ m}$$

Sehingga dapat ditentukan besarnya nilai dari Jumlah baris tiang, $m = 3$ buah dan Jumlah tiang dalam 1 baris, $n = 1$ buah. Bg = 2,8 m dan Lg = 5,6 m.



Gambar 4.19. Rencana Jarak Antar Tiang Pancang

- Efisiensi kelompok tiang

$$\begin{aligned} \theta &= \text{Arc tg} \cdot \frac{D}{S} \\ &= \text{Arc tg} \cdot \frac{0,7}{2,1} \\ &= 18,43 \\ E_g &= 1 - \frac{\theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{mn'}}{90} \\ &= 1 - \frac{18,43 \frac{(3-1)2 + (2-1)3}{2 \times 3}}{90} \\ &= 0,761 \end{aligned}$$

Cek daya dukung kelompok tiang

$$\begin{aligned} Q_g &= n \times Q_{\text{all}} \times E_g \\ &= 6 \times 2285,61 \times 0,761 \\ &= 10436,50 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nilai Q_g (10436,50 kN) \geq V (10333,45 kN), maka memenuhi syarat **Aman**

B. Metode Aoki & De Alencar

Daya dukung pondasi dari data SPT harus menentukan nilai tanah, Menurut korelasi q_c dengan SPT, mengacu referensi Terzaghi dan peck (1967). korelasi nilai tahanan ujung kerucut (q_c) kg/cm^2 , maka ditentukan (R. Harya, 2017):

- Tanah lempung berpasir $q_c = 4N_{\text{spt}}$ (kg/cm^2)
- Tanah lanau atau lempung $q_c = 2,5N_{\text{spt}}$ (kg/cm^2)

Pada proyek ini tanah yang diteliti berupa tanah lanau atau lempung berpasir dengan nilai $q_c = 4 \text{ Nspt} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$.

- Faktor empirik tahanan ujung tiang F_b beton pratekan sebesar $1,75 \text{ kg/cm}^2$ berdasarkan Tabel 2.5. Faktor Empirik F_b dan F_s
- Faktor Empirik (σ_s) yaitu 3% karena kondisi tanah Lempung berpasir pada Tabel 2.6. Faktor Empirik untuk Tipe Tanah yang Berbeda.

• Daya Dukung Ujung Pondasi (Q_p)

sehingga diperoleh nilai:

$$q_{ca(base)} = \frac{36 + 36}{2} = 36 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_p = \left(\frac{q_{ca(base)}}{F_b} \times 100 \right) \times A_p$$

$$= \frac{36}{1,75} \times 100 \times 0,385$$

$$= 792 \text{ kN}$$

• Daya Dukung Ujung Pondasi (Q_s)

$$Q_s = q_{c(side)} \frac{\sigma_s}{F_s} \times k_{ll} \times L_i$$

$$= 36 \times \frac{0,03}{3,5} \times 2,199 \times 2,5$$

$$= 169,65 \text{ kN}$$

• Dukung Ultimit Tanah Pondasi Satu Tiang

$$Q_u = Q_p + \sum Q_s$$

$$= 792 + 169,65$$

$$= 961,33 \text{ kN}$$

Tabel 4.13. Hasil Perhitungan Daya Dukung Metode Aoki & De Alencar

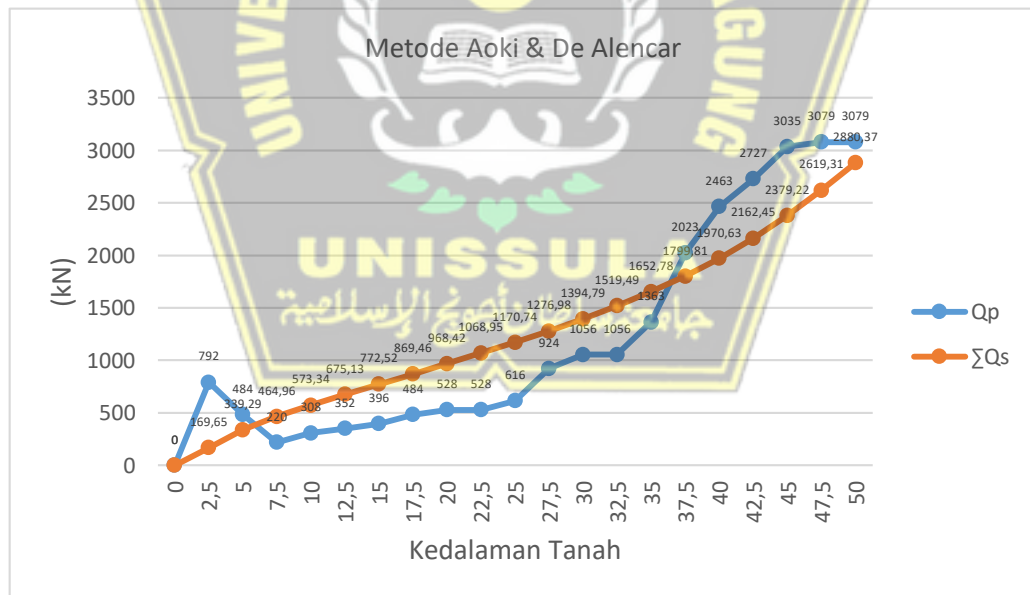
Tanah BM 1 (m)	NSPT	q_c kg/cm ²	q_{ca} base kg/cm ²	q_c side kg/cm ²	Q_p kN	Q_s kN	$\sum Q_s$ kN	Q_u kN
0	0		0	0	0	0	0	0
2,5	9	36	36	36,00	792	169,65	169,65	961,33
5	9	36	22	36,00	484	169,65	339,29	823,10
7,5	2	8	10	26,67	220	125,66	464,96	684,87
10	3	12	14	23,00	308	108,38	573,34	881,22
12,5	4	16	16	21,60	352	101,79	675,13	1026,99
15	4	16	18	20,67	396	97,39	772,52	1168,36

17,5	5	20	22	20,57	484	96,94	869,46	1353,26
20	6	24	24	21,00	528	98,96	968,42	1496,21
22,5	6	24	24	21,33	528	100,53	1068,95	1596,74
25	6	24	28	21,60	616	101,79	1170,74	1786,49
27,5	8	32	42	22,55	924	106,24	1276,98	2200,61
30	13	52	48	25,00	1056	117,81	1394,79	2450,36
32,5	11	44	48	26,46	1056	124,70	1519,49	2575,06
35	13	52	62	28,29	1363	133,29	1652,78	3016,23
37,5	18	72	92	31,20	2023	147,03	1799,81	3822,99
40	28	112	112	36,25	2463	170,82	1970,63	4433,64
42,5	28	112	124	40,71	2727	191,82	2162,45	4889,35
45	34	136	138	46,00	3035	216,77	2379,22	5414,00
47,5	35	140	140	50,95	3079	240,08	2619,31	5698,07
50	35	140	140	55,40	3079	261,07	2880,37	5959,13

Pada kedalaman 47 m, nilai

- Dukung Ultimit Tanah Pondasi Satu Tiang sebesar

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + \sum Q_s \\
 &= 3079 + 2619,31 \\
 &= 5698,07 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.20. Grafik Qp dan Qs Aoki & De Alencar

Nilai SF adalah 2,5 – 4, maka diambil nilai safe factory = 2,5

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} = \frac{5698,07}{2,5} = 2279,23 \text{ kN} = \mathbf{227,92 \text{ ton}}$$

- Dukung Kelompok Tiang

Nilai V di ambil dari nilai tertinggi dari berat bangunan yang terdistribusi ke pondasi yang dihitung melalui SAP2000 v.22 dengan berat bangunan gedung sebesar $V = 10333,45 \text{ kN} = 1033,345 \text{ ton}$

$$n = \frac{V}{Q_{\text{all}}}$$

$$n = \frac{10333,45 \text{ kN}}{2279,23 \text{ kN}} = 4,534$$

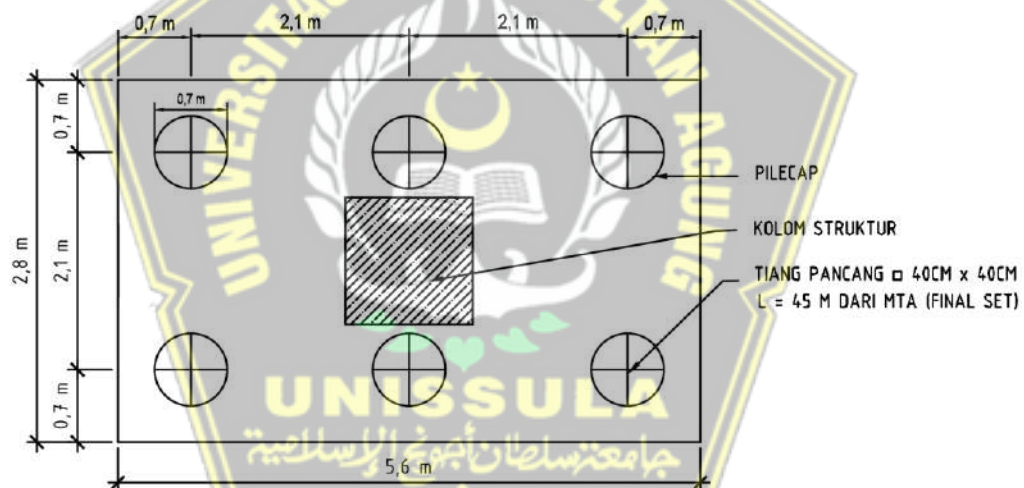
Maka, direncanakan sebanyak **6 tiang pancang**

- Syarat Spasi Antar Tiang

$2,5D < S < 3D$, dengan syarat S pertiang dalam kelompok yang digunakan yaitu perencanaan ini menggunakan nilai $S = 3D$.

$$S = 3 \times 0,7 = 2,1 \text{ m}$$

Sehingga dapat ditentukan besarnya nilai dari Jumlah baris tiang, $m = 2$ buah dan Jumlah tiang dalam 1 baris, $n = 3$ buah $B_g = 2,8 \text{ m}$ dan $L_g = 5,6 \text{ m}$.



Gambar 4.21. Rencana Jarak Antar Tiang Pancang

- Efisiensi kelompok tiang

$$\begin{aligned} \theta &= \text{Arc tg} \cdot \frac{D}{S} \\ &= \text{Arc tg} \cdot \frac{0,7}{2,1} \\ &= 18,43 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_g &= 1 - \frac{\theta}{90} \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{mn'} \\ &= 1 - \frac{18,43}{90} \frac{(3-1)2 + (2-1)3}{2 \times 3} \end{aligned}$$

$$= 0,761$$

Cek daya dukung kelompok tiang

$$Q_g = n \times Q_{all} \times E_g$$

$$= 6 \times 2279,23 \times 0,761$$

$$= 10436,50 \text{ kN}$$

Nilai Q_g (10436,50 kN) \geq V (10333,45 kN), maka memenuhi syarat **Aman**

4.4.2. Bored Pile Diameter 70 cm

$$\text{Gravitasi} = 10 \text{ m/s}^2$$

$$\text{Panjang tiang} = 45 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} A_p \text{ (Luas)} &= 0,25 \pi \times d^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 0,7^2 \\ &= 0,385 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Panjang tiang} = 45 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Tiang} &= A_p \times B_j. \text{ Beton} \times L \\ &= 0,385 \times 24 \times 45 \\ &= 415,63 \text{ kN} = 41,56 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p \text{ (Keliling)} &= \pi \times d \\ &= 3,14 \times 0,7 = 2,199 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{(L.Selimut)} &= p \times 45 \\ &= 98,96 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Li (Tebal tanah tiap Nspt)} = 2,5 \text{ m}$$

A. Metode Resse And Wright

Kapasitas daya dukung adalah kekuatan struktur untuk melayani beban yang diterima dari struktur yang berada di atasnya. Perhitungan kapasitas daya dukung pondasi bored pile pada tanah Tanah berpasir lanau atau lempung dari data Nspt menggunakan metode Metode Resse And Wright sebagai berikut:

- Nilai C_u

$$C_u = N_{SPT} \times \frac{2}{3} \times 10$$

$$= 9 \times \frac{2}{3} \times 10$$

$$= 60 \text{ kN/m}^2$$

- Daya Dukung Ujung Pondasi (Q_p)

$$\begin{aligned} q_p &= 9 \times C_u \\ &= 9 \times 60,00 \\ &= 540 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= q_p \times A_p \\ &= 540 \times 0,385 \\ &= 207,82 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Daya Dukung Selimut Pondasi (Q_s)

Nilai Gesekan selimut persatuan luas ($f = \alpha \times C_u$), Menurut Reese & Wright (1977) nilai koefisien untuk tiang pancang adalah $\alpha = 0,55$.

$$\begin{aligned} f &= \alpha \times C_u \\ &= 0,55 \times 60 \\ &= 33 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma Q_s &= f \times p \times L_i \\ &= 33 \times 2,199 \times 2,5 \\ &= 181,43 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Dukung Ultimit Tanah Pondasi Satu Tiang

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + \Sigma Q_s \\ &= 207,82 + 181,43 \\ &= 389,24 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 4.14. Hasil Perhitungan Daya Dukung Metode Resse And Wright

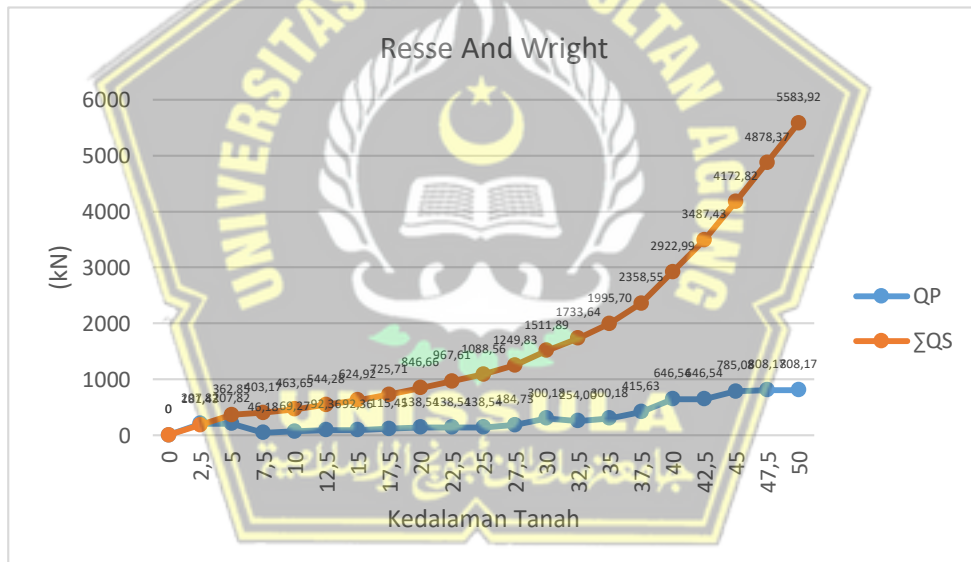
Tanah BM 1 (m)	NSPT	C_u	q_p	f	QP	Q_s	ΣQS	Q_u
		kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN	kN	kN	kN
0	0	0	0	0	0	0	0	0
2,5	9	60,00	540	33,00	207,82	181,43	181,43	389,24
5	9	60,00	540	33,00	207,82	181,43	362,85	570,67
7,5	2	13,33	120	7,33	46,18	40,32	403,17	449,35
10	3	20,00	180	11,00	69,27	60,48	463,65	532,92
12,5	4	26,67	240	14,67	92,36	80,63	544,28	636,64
15	4	26,67	240	14,67	92,36	80,63	624,92	717,28
17,5	5	33,33	300	18,33	115,45	100,79	725,71	841,16
20	6	40,00	360	22,00	138,54	120,95	846,66	985,20
22,5	6	40,00	360	22,00	138,54	120,95	967,61	1106,15
25	6	40,00	360	22,00	138,54	120,95	1088,56	1227,11

27,5	8	53,33	480	29,33	184,73	161,27	1249,83	1434,56
30	13	86,67	780	47,67	300,18	262,06	1511,89	1812,07
32,5	11	73,33	660	40,33	254,00	221,74	1733,64	1987,63
35	13	86,67	780	47,67	300,18	262,06	1995,70	2295,88
37,5	18	120,00	1080	66,00	415,63	362,85	2358,55	2774,18
40	28	186,67	1680	102,67	646,54	564,44	2922,99	3569,53
42,5	28	186,67	1680	102,67	646,54	564,44	3487,43	4133,97
45	34	226,67	2040	124,67	785,08	685,39	4172,82	4957,90
47,5	35	233,33	2100	128,33	808,17	705,55	4878,37	5686,54
50	35	233,33	2100	128,33	808,17	705,55	5583,92	6392,09

Maka pada kedalaman 47 m diperoleh tanah kohesif

- Dukung Ultimit Tanah Pondasi Satu Tiang (Q_u)

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + \Sigma Q_s \\
 &= 808,17 + 4878,37 \\
 &= 5686,54 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.22. Grafik Qp dan Qs Metode Resse And Wright

- Daya Dukung ijin Pondasi

Nilai SF adalah 2,5 – 4, maka diambil nilai safe factory = 2,5

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} = \frac{5686,54}{2,5} = 2274,62 \text{ kN} = \mathbf{227,462 \text{ ton}}$$

- Dukung Kelompok Tiang

Nilai V di ambil dari nilai tertinggi dari berat bangunan yang terdistribusi ke pondasi yang dihitung melalui SAP2000 v.22 dengan berat bangunan sebesar $V = 10333,45 \text{ kN} = 1033,345 \text{ ton}$

$$n = \frac{V}{Q_{all}}$$

$$n = \frac{10333,45 \text{ kN}}{2274,62 \text{ kN}} = 4,543$$

Maka, direncanakan sebanyak **6 bored pile**.

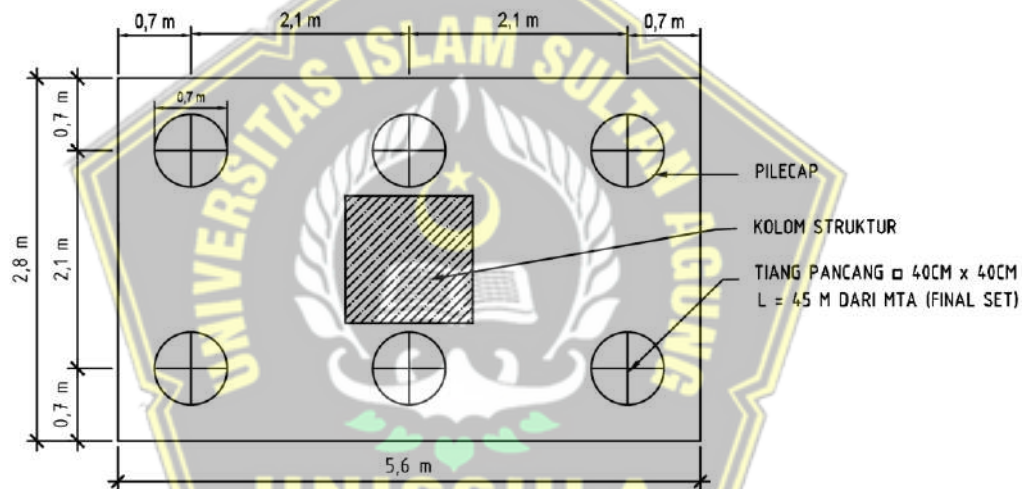
- Syarat Spasi Antar Tiang

$2,5D < S < 3D$, dengan syarat S pertiang dalam kelompok perencanaan ini menggunakan nilai $S = 3D$.

$$S = 3D$$

$$= 3 \times 0,7 = 2,1 \text{ m}$$

Sehingga dapat ditentukan besarnya nilai dari Jumlah baris tiang, $m = 2$ buah dan Jumlah tiang dalam 1 baris, $n = 3$ buah. $B_g = 2,8 \text{ m}$ dan $L_g = 5,6 \text{ m}$.



Gambar 4.23. Rencana Jarak Antar Tiang Bored Pile

- Efisiensi kelompok tiang

$$\theta = \text{Arc tg} \cdot \frac{D}{S}$$

$$= \text{Arc tg} \cdot \frac{0,7}{2,1}$$

$$= 18,43$$

$$E_g = 1 - \frac{\theta}{90} \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{mn'}$$

$$= 1 - \frac{18,43}{90} \frac{(2-1)3 + (3-1)2}{3 \times 2}$$

$$= 0,7610$$

Cek daya dukung kelompok tiang

$$\begin{aligned}
 Q_g &= n \times Q_{\text{all}} \times E_g \\
 &= 6 \times 2274,62 \times 0,7610 \\
 &= 10386,29 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Nilai Q_g (10386,29 kN) \geq V (10333,45 kN), maka memenuhi syarat **Aman**

B. Metode O'Neil & Reese (1989)

Pada kondisi tanah kohesif maka daya dukung bored pile menggunakan metode O'Neil dan Reese (1989) dengan rumus sebagai berikut:

$F_b = N_c' \times C_u \leq 4000 \text{ kN/m}^2$, jika $f_b \geq 4000 \text{ kN/m}^2$, yang dipakai 4000 kN/m²

$N_c' = 6 \left(1 + 0,2 \frac{L}{D}\right) \geq 9$, maka yang dipakai adalah $N_c' = 9$

Nilai Gesekan selimut persatuan luas ($f = \alpha \times C_u$), Menurut Reese (1977) nilai koefisien untuk tiang pancang adalah $\alpha = 0,55$.

- Nilai C_u

$$\begin{aligned}
 C_u &= N_{\text{SPT}} \times \frac{2}{3} \times 10 \\
 &= 9 \times \frac{2}{3} \times 10 \\
 &= 60 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

- Daya Dukung Ujung Pondasi (Q_p)

$$\begin{aligned}
 N_c' &= 6 \left(1 + 0,2 \frac{L}{D}\right) \geq 9 \\
 &= 6 \left(1 + 0,2 \frac{45}{0,7}\right) \geq 9 \\
 &= 83,14 \geq 9, \text{ nilai } N_c' \text{ sebesar } = 9
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_b &= N_c' \times C_u \leq 4000 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 9 \times 60,00 \leq 4000 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 540 \text{ kN/m}^2 \leq 4000 \text{ kN/m}^2, \text{ nilai } f_b \text{ sebesar } = 540 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_p &= f_b \times A_p \\
 &= 540 \times 0,385 \\
 &= 207,82 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Daya Dukung Selimut Pondasi (Q_s)

$$\begin{aligned}
 f &= \alpha \times C_u \\
 &= 0,55 \times 60 \\
 &= 33 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma Q_s &= f \times p \times Li \\ &= 33 \times 2,199 \times 2,5 \\ &= 181,43 \text{ kN}\end{aligned}$$

- Dukung Ultimit Tanah Pondasi Satu Tiang

$$\begin{aligned}Q_u &= Q_p + \Sigma Q_s \\ &= 207,82 + 181,43 \\ &= 389,24 \text{ kN}\end{aligned}$$

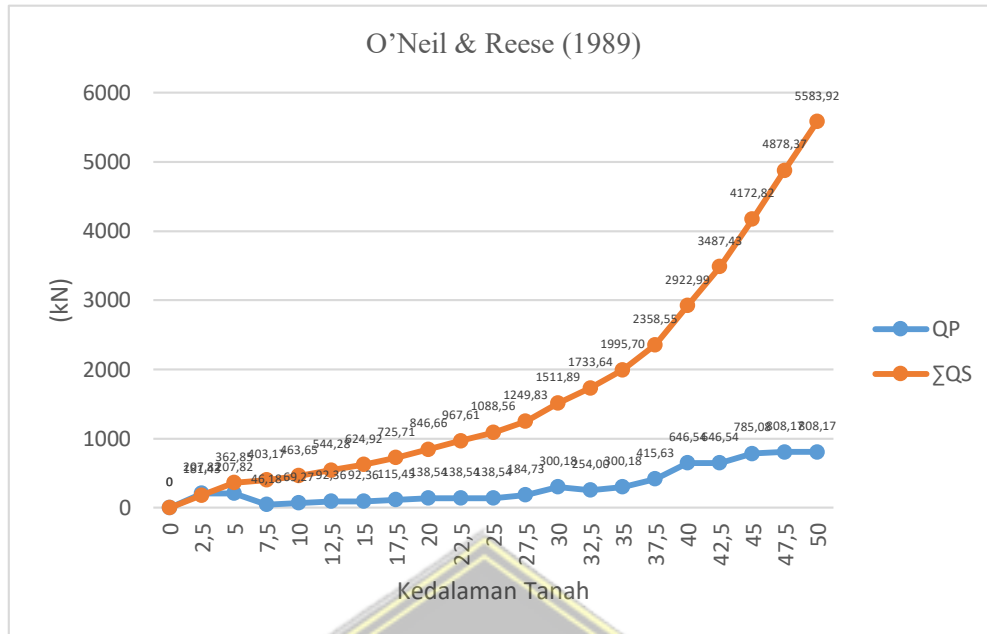
Tabel 4.15. Hasil Perhitungan Daya Dukung Metode O'Neil & Reese

Tanah BM 1 (m)	NSPT	Cu	qp	f	QP	Qs	ΣQS	Qu
		kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN	kN	kN	kN
0	0	0	0	0	0	0	0	0
2,5	9	60,00	540	33,00	207,82	181,43	181,43	389,24
5	9	60,00	540	33,00	207,82	181,43	362,85	570,67
7,5	2	13,33	120	7,33	46,18	40,32	403,17	449,35
10	3	20,00	180	11,00	69,27	60,48	463,65	532,92
12,5	4	26,67	240	14,67	92,36	80,63	544,28	636,64
15	4	26,67	240	14,67	92,36	80,63	624,92	717,28
17,5	5	33,33	300	18,33	115,45	100,79	725,71	841,16
20	6	40,00	360	22,00	138,54	120,95	846,66	985,20
22,5	6	40,00	360	22,00	138,54	120,95	967,61	1106,15
25	6	40,00	360	22,00	138,54	120,95	1088,56	1227,11
27,5	8	53,33	480	29,33	184,73	161,27	1249,83	1434,56
30	13	86,67	780	47,67	300,18	262,06	1511,89	1812,07
32,5	11	73,33	660	40,33	254,00	221,74	1733,64	1987,63
35	13	86,67	780	47,67	300,18	262,06	1995,70	2295,88
37,5	18	120,00	1080	66,00	415,63	362,85	2358,55	2774,18
40	28	186,67	1680	102,67	646,54	564,44	2922,99	3569,53
42,5	28	186,67	1680	102,67	646,54	564,44	3487,43	4133,97
45	34	226,67	2040	124,67	785,08	685,39	4172,82	4957,90
47,5	35	233,33	2100	128,33	808,17	705,55	4878,37	5686,54
50	35	233,33	2100	128,33	808,17	705,55	5583,92	6392,09

Maka pada kedalaman 47 m diperoleh tanah kohesif

- Dukung Ultimit Tanah Pondasi Satu Tiang (Q_u)

$$\begin{aligned}Q_u &= Q_p + \Sigma Q_s \\ &= 808,17 + 4878,37 \\ &= 5686,54 \text{ kN}\end{aligned}$$



Gambar 4.24. Grafik Qp dan Qs Metode O'Neil & Reese (1989)

- Daya Dukung ijin Pondasi

Nilai SF adalah 2,5 – 4, maka diambil nilai safe factory = 2,5

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} = \frac{5686,54}{2,5} = 2274,62 \text{ kN} = 227,462 \text{ ton}$$

- Dukung Kelompok Tiang

Nilai V di ambil dari nilai tertinggi dari berat bangunan yang terdistribusi ke pondasi yang dihitung melalui SAP2000 v.22 dengan berat bangunan sebesar V = 10333,45 kN = 1033,345 ton

$$n = \frac{V}{Q_{all}}$$

$$n = \frac{10333,45 \text{ kN}}{2274,62 \text{ kN}} = 4,543$$

Maka, direncanakan sebanyak **6 bored pile**.

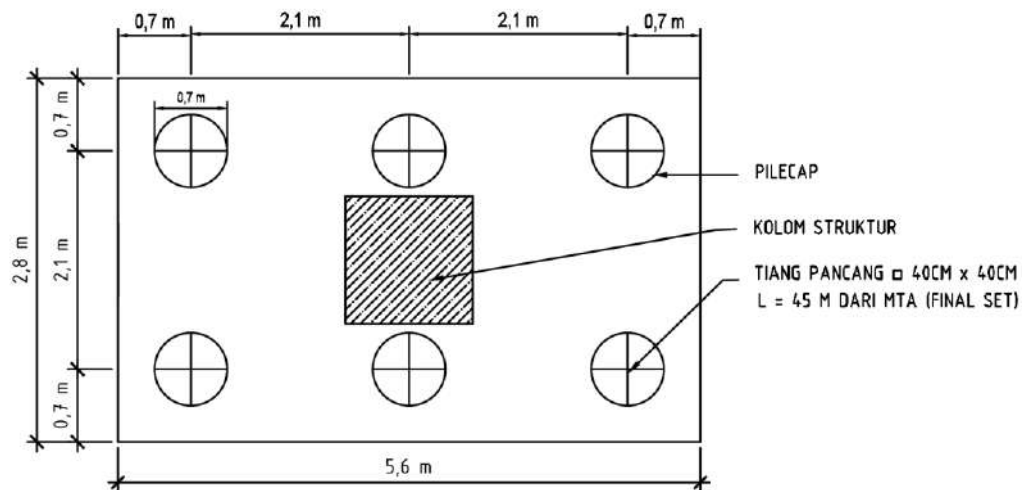
- Syarat Spasi Antar Tiang

2,5D < S < 3D, dengan syarat S pertiang dalam kelompok perencanaan ini menggunakan nilai S = 3D.

$$S = 3D$$

$$= 3 \times 0,7 = 2,1 \text{ m}$$

Sehingga dapat ditentukan besarnya nilai dari Jumlah baris tiang, m = 2 buah dan Jumlah tiang dalam 1 baris, n = 3 buah. Bg = 2,8 m dan Lg = 5,6 m.



Gambar 4.25. Rencana Jarak Antar Tiang Bored Pile

- Efisiensi kelompok tiang

$$\begin{aligned} \theta &= \text{Arc tg} \cdot \frac{D}{s} \\ &= \text{Arc tg} \cdot \frac{0,7}{2,1} \\ &= 18,43 \\ E_g &= 1 - \frac{\theta}{90} \frac{(n-1)m + (m-1)n'}{mn'} \\ &= 1 - \frac{18,43}{90} \frac{(2-1)3 + (3-1)2}{3 \times 2} \\ &= 0,7610 \end{aligned}$$

Cek daya dukung kelompok tiang

$$\begin{aligned} Q_g &= n \times Q_{\text{all}} \times E_g \\ &= 6 \times 2274,62 \times 0,7610 \\ &= 10386,29 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nilai Q_g (10386,29 kN) \geq V (10333,45 kN), maka memenuhi syarat **Aman**

C. Metode Luciano de Court (1982)

Pada kondisi tanah kohesif maka daya dukung bored pile menggunakan metode Luciano de Court (1982) dengan rumus sebagai berikut:

K = koefisien karakteristik tanah (kN/m²)

120 kN/m², untuk lempung

200 kN/m², untuk lanau lempung

250 kN/m², untuk lanau

400 kN/m², untuk Pasir sedikit lempung

$\alpha = 1$ (koefisien dasar tiang)

$\beta = 1$ (koefisien selimut tiang)

- Daya Dukung Ujung Pondasi (Q_p)

$$N_1 (8D) = \frac{0+9}{1} = 9$$

$$N_2 (4D) = \frac{9+9}{2} = 9$$

$$N_p = \frac{N_1 + N_2}{2} = \frac{9+9}{2} = 9$$

$$N_s = \frac{0+9}{1} = 9$$

$$\begin{aligned} Q_p &= \alpha \times N_p \times K \times A_p \\ &= 1 \times 9 \times 400 \times 0,385 \\ &= 1385,44 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Daya Dukung Selimut Pondasi (Q_s)

$$\begin{aligned} \Sigma Q_s &= \beta \times \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \times p \times L_i \\ &= 1 \times \left(\frac{9}{3} + 1 \right) \times 2,199 \times 2,5 \\ &= 21,99 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Dukung Ultimit Tanah Pondasi Satu Tiang

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + \Sigma Q_s \\ &= 1385,44 + 21,99 \\ &= 1407,43 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 4.16. Hasil Perhitungan Daya Dukung Metode Luciano de Court

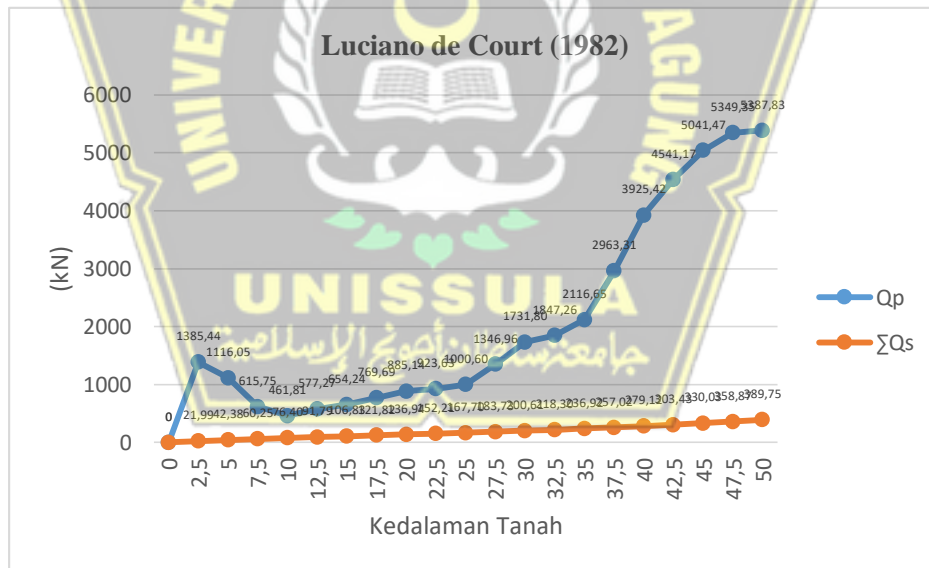
Tanah BM 1 (m)	NSPT	N1	N2	Np	Ns	Qp	Qs	ΣQ_s	Qu
						kN	kN	kN	kN
0									
2,5	9	9	9	9,00	9	1385,44	21,99	21,99	1407,43
5	9	9	5,5	7,25	8,13	1116,05	20,39	42,38	1158,43
7,5	2	5,5	2,5	4,00	6,75	615,75	17,87	60,25	676,00
10	3	2,5	3,5	3,00	5,81	461,81	16,15	76,40	538,21
12,5	4	3,5	4	3,75	5,40	577,27	15,39	91,79	669,06
15	4	4	4,5	4,25	5,21	654,24	15,04	106,83	761,07
17,5	5	4,5	5,5	5,00	5,18	769,69	14,99	121,82	891,51

20	6	5,5	6	5,75	5,25	885,14	15,12	136,94	1022,08
22,5	6	6	6	6,00	5,33	923,63	15,27	152,21	1075,84
25	6	6	7	6,50	5,45	1000,60	15,49	167,70	1168,29
27,5	8	7	10,5	8,75	5,75	1346,96	16,04	183,73	1530,69
30	13	10,5	12	11,25	6,21	1731,80	16,88	200,61	1932,41
32,5	11	12	12	12,00	6,65	1847,26	17,69	218,30	2065,56
35	13	12	15,5	13,75	7,16	2116,65	18,62	236,92	2353,57
37,5	18	15,5	23	19,25	7,97	2963,31	20,10	257,02	3220,32
40	28	23	28	25,50	9,06	3925,42	22,11	279,12	4204,54
42,5	28	28	31	29,50	10,26	4541,17	24,31	303,43	4844,60
45	34	31	34,5	32,75	11,51	5041,47	26,60	330,03	5371,50
47,5	35	34,5	35	34,75	12,74	5349,35	28,84	358,87	5708,22
50	35	35	35	35,00	13,85	5387,83	30,88	389,75	5777,58

Maka pada kedalaman 47 m diperoleh tanah kohesif

- Dukung Ultimit Tanah Pondasi Satu Tiang (Q_u)

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + \Sigma Q_s \\
 &= 5349,35 + 28,84 \\
 &= 5708,22 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.26. Grafik Qp dan Qs Metode Luciano de Court (1982)

- Daya Dukung ijin Pondasi

Nilai SF adalah 2,5 – 4, maka diambil nilai safe factory = 2,5

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} = \frac{5708,22}{2,5} = 2283,29 \text{ kN} = \mathbf{228,329 \text{ ton}}$$

- Dukung Kelompok Tiang

Nilai V di ambil dari nilai tertinggi dari berat bangunan yang terdistribusi ke pondasi yang dihitung melalui SAP2000 v.22 dengan berat bangunan sebesar $V = 10333,45 \text{ kN} = 1033,345 \text{ ton}$

$$n = \frac{V}{Q_{\text{all}}}$$

$$n = \frac{10333,45 \text{ kN}}{2283,29 \text{ kN}} = 4,526$$

Maka, direncanakan sebanyak **6 bored pile**.

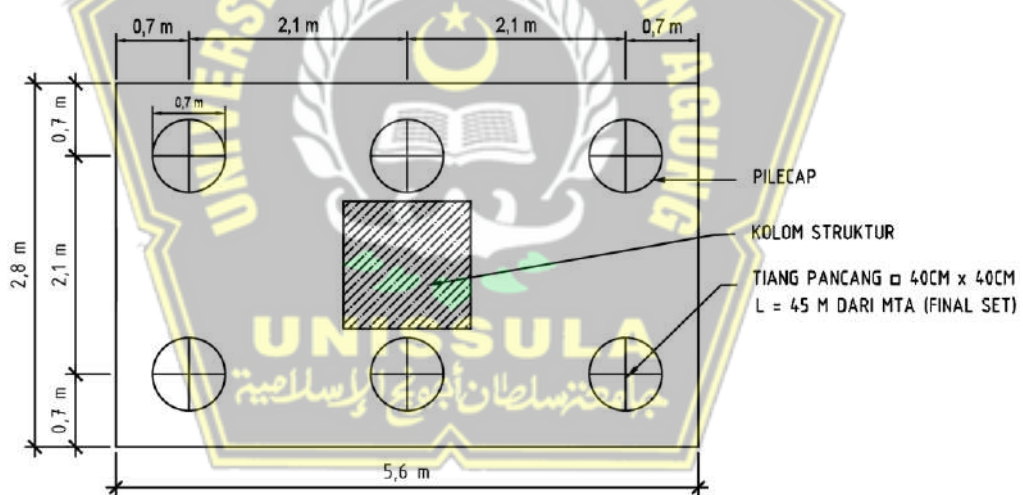
- Syarat Spasi Antar Tiang

$2,5D < S < 3D$, dengan syarat S pertiang dalam kelompok perencanaan ini menggunakan nilai $S = 3D$.

$$S = 3D$$

$$= 3 \times 0,7 = 2,1 \text{ m}$$

Sehingga dapat ditentukan besarnya nilai dari Jumlah baris tiang, $m = 2$ buah dan Jumlah tiang dalam 1 baris, $n = 3$ buah. $B_g = 2,8 \text{ m}$ dan $L_g = 5,6 \text{ m}$.



Gambar 4.27. Rencana Jarak Antar Tiang Bored Pile

- Efisiensi kelompok tiang

$$\theta = \text{Arc tg} \cdot \frac{D}{S}$$

$$= \text{Arc tg} \cdot \frac{0,7}{2,1}$$

$$= 18,43$$

$$E_g = 1 - \frac{\theta}{90} \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{mn'}$$

$$= 1 - \frac{18,43}{90} \frac{(2-1)^3 + (3-1)^2}{3 \times 2}$$

$$= 0,7610$$

Cek daya dukung kelompok tiang

$$Q_g = n \times Q_{all} \times E_g$$

$$= 6 \times 2283,29 \times 0,7610$$

$$= 10425,87 \text{ kN}$$

Nilai Q_g (10425,87 kN) \geq V (10333,45 kN), maka memenuhi syarat **Aman**

Tabel 4.17. Hasil perhitungan Daya Dukung Pondasi Bored Pile

Metode	Qp (kN)	Qs (kN)	Qu (kN)	Qall (kN)	Jlm. tiang	Qg (kN)
Reese & Wright (1964)	808,17	4878,37	5686,54	2274,62	6	10386,29
O'Neil & Reese (1989)	808,17	4878,37	5686,54	2274,62	6	10386,29
Luciano de Court (1982)	5349,35	358,87	5708,22	2283,29	6	10425,87

Tabel 4.18. Hasil Perhitungan Daya Dukung Pondasi Gedung 7 Lantai

Metode	Jenis pondasi	Qp (kN)	Qs (kN)	Qu (kN)	Qall (kN)	Jlm. tiang	Qg (kN)
Maeyerhoff (1976)	Tiang pancang	808,2	4905,86	5714,03	2285,61	6	10436,50
Aoki & De Alencar (1975)	Tiang pancang	3079	2619,31	5698,07	2279,23	6	10407,34
Reese & Wright (1964)	Bored pile	808,17	4878,37	5686,54	2274,62	6	10386,29
O'Neil & Reese (1989)	Bored pile	808,17	4878,37	5686,54	2274,62	6	10386,29
Luciano de Court (1982)	Bored pile	5349,35	358,87	5708,22	2283,29	6	10425,87

4.5. Perhitungan Daya Dukung Lateral Pondasi

4.5.1. Daya Dukung Lateral Pondasi Gedung 5 Lantai

A. Tiang Pancang 40 cm × 40 cm

Tahanan Lateral Tiang pancang berdasarkan defleksi tiang maksimum dengan metode Broms (1964). Berikut adalah dimensi tiang pancang:

$$\text{Ukuran tiang} = 0,4 \text{ m} \times 0,4 \text{ m}$$

$$L \text{ (Panjang tiang)} = 45 \text{ m}$$

$$\text{Mutu tiang (fc')} = 29 \text{ Mpa} = 290 \text{ kg/cm}^2$$

Jenis Tanah = lempung terdapat sedikit batu karang dan agak keras.

- Modulus Elastisitas Tiang Pancang

- $E_p = 4700 \sqrt{fc'}$

$$= 4700 \sqrt{29} = 25310,27 \text{ kN/m}^2 = 253102,74 \text{ kg/cm}^2$$

- Momen Inersia Tiang Pancang

$$I_p = \frac{1}{12} \times b \times h^3$$

$$= \frac{1}{12} \times 0,4 \times 0,4^3 = 0,00213 \text{ m}^4 = 213333,33 \text{ cm}^4$$

- $\gamma = 1,981 \text{ gr/cm}^3 = 0,001981 \text{ g/cm}^3$
- $\phi = 25,54^\circ$

- Teori Rankine: Pada keadaan tegangan didalam tanah pada kondisi keseimbangan plastis maka diperoleh (Kawanda, 2017):

$$\sigma_a = \sigma_v' \tan^2 \left(45 - \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right) - 2c' \left(\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\theta}{2} \right)$$

$$= \tan^2 \left(45 - \frac{25,54}{2} \right) = 1,12$$

$$\sigma_p = \sigma_v' \tan^2 \left(45 + \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right) + 2c' \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right)$$

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

$$= \tan^2 \left(45 + \frac{25,54}{2} \right) = 7,53$$

- Modulus Subgrade horizontal (K_h)

Tabel 4.19. Hubungan Antara K_p dan C_u

Konsistensi	Kuat geser tak teralir, C_u (kg/cm^2)	Rentang K_1 (Kg/cm^3)
Teguh	1.0 – 2.0	1.8 – 3.6
Sangat Teguh	2.0 – 4.0	3.6 – 7.2
Keras	> 4.0	> 7.2

$$K_h = \frac{K_p}{1,5} \text{ (Dari tabel modulus subgrade Terzaghi)}$$

$$= \frac{7,53}{1,5} = 5,02 \text{ (maka konsistensi tanah sangat teguh atau mendekati keras)}$$

$$K = K_h \times D$$

$$= 5,02 \times 40 = 200,80 \text{ kg/cm}^2$$

- Modulus tanah konstanta

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p \times I_p}{K}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{253102,74 \times 213333,33}{200,8}} = 128,06 \text{ cm} = 1,28 \text{ m}$$

- Menghitung kohesi Cu (diambil dari 1/3 nilai kedalaman Cu = $1/3 \times 47 = 15,6 \text{ m}$)

Tabel 4.20. Data Tanah Nilai Cu

Tanah BM 1 (m)	NSPT	Cu kN/m ²	Li x cu kN/m	$\Sigma(\text{Li} \times \text{cu})$ kN/m
0	0	0		
2,5	9	60,00	150,00	150,00
5	9	60,00	150,00	300,00
7,5	2	13,33	33,33	333,33
10	3	20,00	50,00	383,33
12,5	4	26,67	66,67	450,00
15	4	26,67	66,67	516,67
17,5	5	33,33	83,33	600,00
20	6	40,00	100,00	700,00
22,5	6	40,00	100,00	800,00
25	6	40,00	100,00	900,00
27,5	8	53,33	133,33	1033,33
30	13	86,67	216,67	1250,00
32,5	11	73,33	183,33	1433,33
35	13	86,67	216,67	1650,00
37,5	18	120,00	300,00	1950,00
40	28	186,67	466,67	2416,67
42,5	28	186,67	466,67	2883,33
45	34	226,67	566,67	3450,00
47,5	35	233,33	583,33	4033,33
50	35	233,33	583,33	4616,67

$$C_u = \frac{\Sigma(\text{Cu} \times \text{Li})}{\Sigma \text{Li}} = \frac{516,67}{15} = 34,44 \text{ kN/m}^2 = 0,344 \text{ kg/cm}^2$$

- Pengkaitan tipe tiang

$$\beta = \left(\frac{K}{4 \times E_p \times I_p} \right)^{\frac{1}{4}} = \left(\frac{200,8}{4 \times 253102,74 \times 213333,33} \right)^{\frac{1}{4}} = 0,00552$$

Karena ujung tiang jepit maka, cek

- Tiang pendek nilai $\beta L \leq 0,5 \text{ cm}$

$$\beta L = 0,00552 \times 4500$$

$$= 24,85 \text{ cm} \leq 0,5 \text{ cm tidak memenuhi syarat}$$

- Tiang panjang nilai $\beta L \geq 2,5$ cm

$$\beta L = 0,00552 \times 4500$$

$$= 24,85 \geq 2,5 \text{ memenuhi syarat **Tiang Ujung Bebas (Free-Headed Pile)**}$$

- Kuat lentur beban tiang pancang (fb)

$$fb = 0,40 \times fc'$$

$$= 0,40 \times 290 = 116 \text{ kg/cm}^2$$

- Tahanan Momen

$$W = \frac{I_p}{b/2} = \frac{213333,33}{40/2} = 10666,67 \text{ cm}^3$$

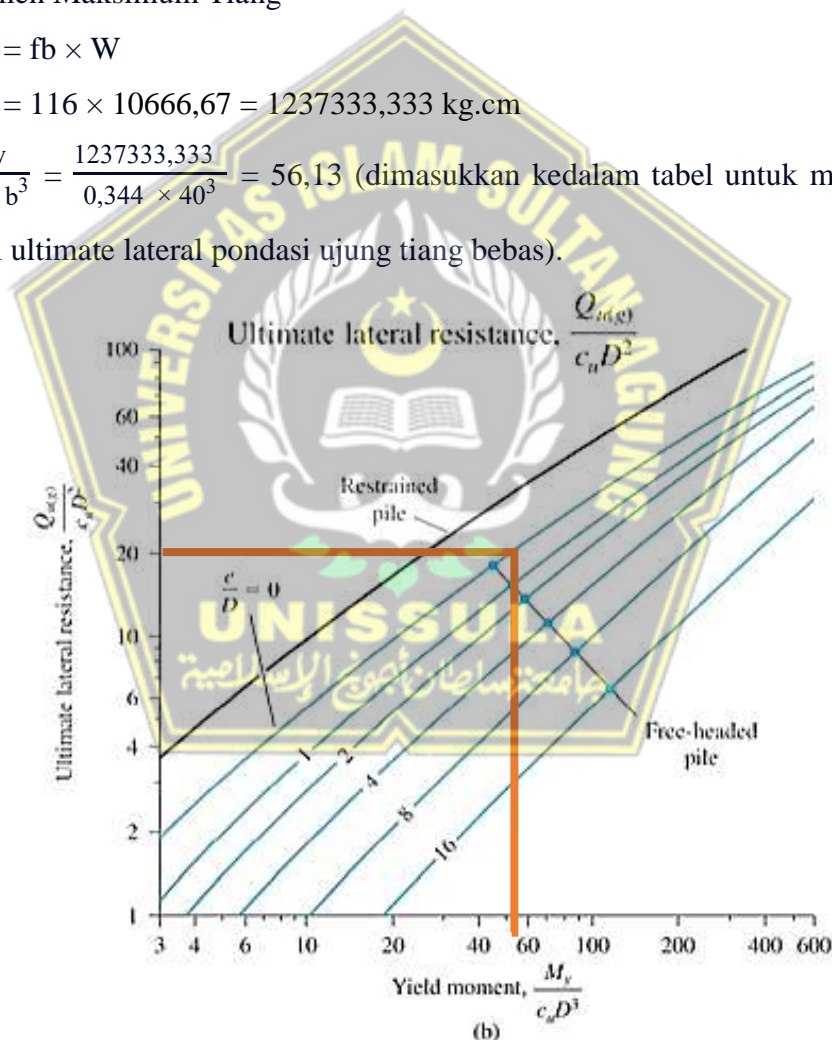
- Momen Maksimum Tiang

$$My = fb \times W$$

$$= 116 \times 10666,67 = 1237333,333 \text{ kg.cm}$$

$$\frac{My}{Cu \times b^3} = \frac{1237333,333}{0,344 \times 40^3} = 56,13 \text{ (dimasukkan kedalam tabel untuk menentukan}$$

nilai ultimate lateral pondasi ujung tiang bebas).



Gambar 4.28. Grafik Daya Dukung Lateral Ultimit

$$\frac{Hu}{Cu \times b^2} = 20 \text{ (nilai 20 diambil dari hasil perhitungan grafik tiang ujung bebas)}$$

$$Hu = 20 \times Cu \times b^2$$

$$= 20 \times 0,344 \times 40^2 = 11022,22 \text{ kg} = 110,22 \text{ kN}$$

- Nilai lateral ijin tiang pancang menggunakan nilai SF = 2,5

$$H_{Ijin} = \frac{H_u}{S_f}$$

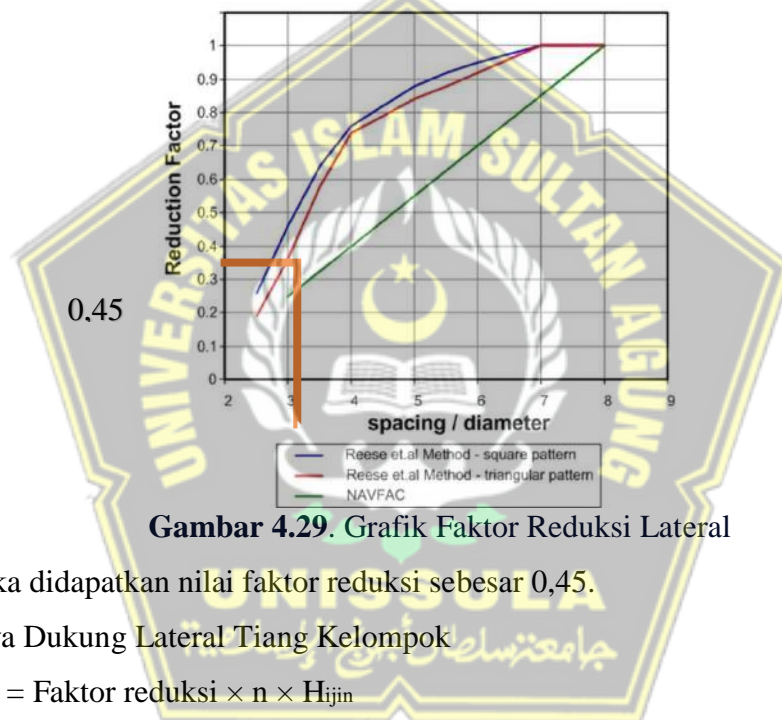
$$= \frac{11022,22}{2,5} = 4408,889 \text{ kg} = 44,089 \text{ kN}$$

- Daya dukung lateral tiang pancang kelompok

Jumlah tiang = 7 buah

$$\text{Faktor reduksi} = \frac{S}{D} = \frac{1,2}{0,4} = 3$$

Menentukan faktor reduksi dari tabel berikut:



Gambar 4.29. Grafik Faktor Reduksi Lateral

Maka didapatkan nilai faktor reduksi sebesar 0,45.

Daya Dukung Lateral Tiang Kelompok

$$H_g = \text{Faktor reduksi} \times n \times H_{ijin}$$

$$= 0,45 \times 7 \times 4408,889$$

$$= 13888,00 \text{ kg} = 138,88 \text{ kN}$$

- Defleksi Ujung tiang bebas

$$y_o = \frac{2 \times H_g \times \beta \times ((e \times \beta) + 1)}{K}$$

$$= \frac{2 \times 13888,00 \times 0,00552 \times ((0 \times 0,00552) + 1)}{200,80}$$

$$= 0,764 \text{ cm}$$

$$= 7,64 \text{ mm} < 25 \text{ mm (ok aman)}$$

Berdasarkan SNI 8640 tahun 2017 bab 9.7.3.1 nilai defleksi tidak lebih dari 25 mm (Badan SNI 8460:2017, 2017).

B. Tiang Pancang Diameter 40 cm

Perhitungan Lateral tiang pancang $D = 40$ cm dengan Data sebagai berikut:

Ukuran tiang (D) = 0,4 m

L (Panjang tiang) = 45 m

Mutu tiang (f_c') = 29 Mpa = 290 kg/cm²

Jenis Tanah = lempung terdapat sedikit batu karang dan agak keras.

- Modulus Elastisitas Tiang Pancang

$$\begin{aligned} E_p &= 4700 \sqrt{f_c'} \\ &= 4700 \sqrt{29} \\ &= 25310,27 \text{ MPa} \\ &= 253102,74 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

- Momen Inersia

$$\begin{aligned} I_p &= \frac{1}{64} \times \pi \times D^4 \\ &= \frac{1}{64} \times 3,14 \times 0,4^4 \\ &= 0,00126 \text{ m}^4 = 125663,71 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

- $\gamma = 1,891 \text{ g/cm}^3 = 0,001981 \text{ kg/cm}^3$

- $\phi = 25,54^\circ$

- Teori Rankine: Pada keadaan tegangan didalam tanah pada kondisi keseimbangan plastis maka diperoleh (Kawanda, 2017):

$$\sigma_a = \sigma_v' \tan^2 \left(45 - \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right) - 2c' \left(\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right)$$

$$\begin{aligned} K_a &= \tan^2 \left(45 - \frac{\theta}{2} \right) \\ &= \tan^2 \left(45 - \frac{25,54}{2} \right) = 1,12 \end{aligned}$$

$$\sigma_p = \sigma_v' \tan^2 \left(45 + \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right) + 2c' \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right)$$

$$\begin{aligned} K_p &= \tan^2 \left(45 + \frac{\theta}{2} \right) \\ &= \tan^2 \left(45 + \frac{25,54}{2} \right) = 7,53 \end{aligned}$$

- Modulus Subgrade horizontal (K_h)

Tabel 4.21. Hubungan Antara Kp dan Cu

Konsistensi	Kuat geser tak teralir, Cu (kg/cm ²)	Rentang K ₁ (Kg/cm ³)
Teguh	1.0 – 2.0	1.8 – 3.6
Sangat Teguh	2.0 – 4.0	3.6 – 7.2
Keras	> 4.0	> 7.2

$$K_h = \frac{K_p}{1,5} \text{ (Dari tabel modulus subgrade Terzaghi)}$$

$$= \frac{7,53}{1,5} = 5,02 \text{ (maka konsistensi tanah sangat teguh atau mendekati keras)}$$

$$K = K_h \times D$$

$$= 5,02 \times 40 = 200,80 \text{ kg/cm}^3$$

- Modulus Subgrade tanah

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p \times I_p}{K}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{253102,74 \times 125663,71}{200,8}}$$

$$= 112,19 \text{ cm} = 1,12 \text{ m}$$

- Menghitung Cu (diambil dari 1/3 nilai kedalaman Cu = 1/3 × 47 = 15,6 m)

Tabel 4.22. Data Tanah Nilai Cu

Tanah BM 1 (m)	NSPT	Cu (kN/m ²)	Li x Cu (kN/m)	Σ(Li x Cu) (kN/m)
0	0	0		
2,5	9	60,00	150,00	150,00
5	9	60,00	150,00	300,00
7,5	2	13,33	33,33	333,33
10	3	20,00	50,00	383,33
12,5	4	26,67	66,67	450,00
15	4	26,67	66,67	516,67
17,5	5	33,33	83,33	600,00
20	6	40,00	100,00	700,00
22,5	6	40,00	100,00	800,00
25	6	40,00	100,00	900,00
27,5	8	53,33	133,33	1033,33
30	13	86,67	216,67	1250,00
32,5	11	73,33	183,33	1433,33
35	13	86,67	216,67	1650,00
37,5	18	120,00	300,00	1950,00

40	28	186,67	466,67	2416,67
42,5	28	186,67	466,67	2883,33
45	34	226,67	566,67	3450,00
47,5	35	233,33	583,33	4033,33
50	35	233,33	583,33	4616,67

$$C_u = \frac{\sum(Cu \times Li)}{\sum Li}$$

$$= \frac{516,67}{15} = 34,44 \text{ kN/m}^2 = 0,344 \text{ kg/cm}^2$$

- Pengkaitan tipe tiang

$$\beta = \left(\frac{K}{4 \times E_p \times I_p} \right)^{\frac{1}{4}}$$

$$= \left(\frac{200,8}{4 \times 253102,74 \times 125663,71} \right)^{\frac{1}{4}} = 0,006303$$

Karena ujung tiang jepit maka, cek

- Tiang pendek nilai $\beta L \leq 0,5$ cm
 $\beta L = 0,006303 \times 4500$
 $= 28,36 \leq 0,5$ tidak memenuhi syarat
- Tiang panjang nilai $\beta L \geq 2,5$
 $\beta L = 0,006303 \times 4500$
 $= 2,836 \geq 2,5$ memenuhi syarat **Tiang Ujung Bebas (Free-Headed Pile)**

- Tahanan Momen

$$W = \frac{I_p}{D/2}$$

$$= \frac{125663,71}{40/2} = 6283,19 \text{ cm}^3$$

- Kuat lentur beban tiang pancang (fb)

$$f_b = 0,40 \times f_c'$$

$$= 0,40 \times 290 = 116 \text{ kg/cm}^2$$

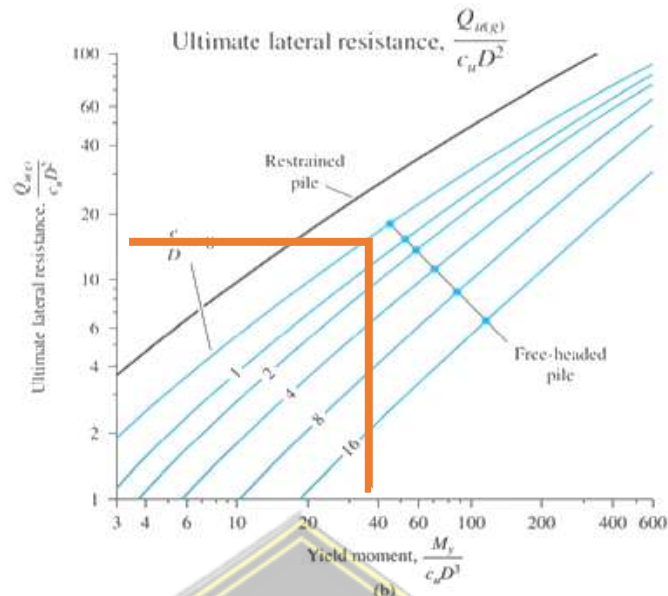
- Momen Maksimum Tiang

$$M_y = f_b \times W$$

$$= 116 \times 6283,19 = 728849,49 \text{ kg.cm} = 728,85 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_y}{C_u \times D^3} = \frac{728849,4956}{0,344 \times 40^3} = 33,06 \text{ (dimasukkan kedalam tabel untuk menentukan}$$

nilai ultimate lateral pondasi ujung bebas)



Gambar 4.30. Grafik Daya Dukung Lateral Ultimit

$$\frac{H_u}{C_u \times D^2} = 17 \text{ (nilai 17 diambil dari hasil perhitungan grafik tiang ujung bebas)}$$

$$H_u = 17 \times (C_u \times D^2)$$

$$= 17 \times (0,344 \times 40^2) = 9368,89 \text{ kg} = 93,69 \text{ kN}$$

- Nilai lateral ijin tiang pancang menggunakan nilai SF = 2,5

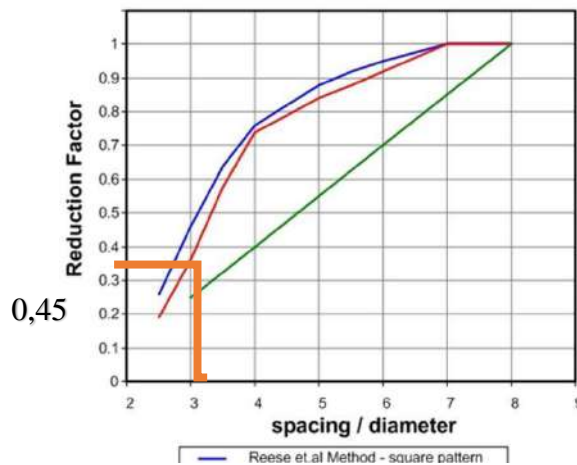
$$H_{Ijin} = \frac{H_u}{Sf} = \frac{9368,89}{2,5} = 3747,556 \text{ kg} = 37,48 \text{ kN}$$

- Daya dukung lateral tiang pancang kelompok

$$\text{Jumlah tiang} = 8 \text{ buah}$$

$$\text{Faktor reduksi} = \frac{S}{D} = \frac{1,2}{0,4} = 3$$

Menentukan faktor reduksi dari tabel berikut:



Gambar 4.31. Grafik Faktor Reduksi Lateral

Maka didapatkan nilai faktor reduksi sebesar 0,45.

Daya Dukung Lateral Tiang Kelompok

$$\begin{aligned} H_g &= \text{Faktor reduksi} \times n \times H_{ijin} \\ &= 0,45 \times 8 \times 3747,556 \\ &= 12697,60 \text{ kg} = 126,976 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Defleksi Ujung tiang bebas

$$\begin{aligned} y_o &= \frac{2 \times H_g \times \beta \times ((e \times \beta) + 1)}{K} \\ &= \frac{2 \times 12697,60 \times 0,00630 \times ((0 \times 0,00630) + 1)}{200,80} \\ &= 0,797 \text{ cm} \end{aligned}$$

= **7,97 mm < 25 mm (ok aman)** Berdasarkan SNI 8640 tahun 2017 bab 9.7.3.1 nilai defleksi tidak lebih dari 25 mm (Badan SNI 8460:2017, 2017).

C. Tiang Pancang Diameter 70 cm

Perhitungan Lateral tiang pancang D = 40 cm dengan Data sebagai berikut:

Ukuran tiang (D) = 0,7 m

L (Panjang tiang) = 45 m

Mutu tiang (f_c') = 29 Mpa = 290 kg/cm²

Jenis Tanah = lempung terdapat sedikit batu karang dan agak keras.

- Modulus Elastisitas Tiang Pancang

$$\begin{aligned} E_p &= 4700 \sqrt{f_c'} \\ &= 4700 \sqrt{29} \\ &= 25310,27 \text{ MPa} = 253102,74 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

- Momen Inersia Bored pile

$$\begin{aligned} I_p &= \frac{1}{64} \times \pi \times D^4 \\ &= \frac{1}{64} \times 3,14 \times 0,7^4 \\ &= 0,01179 \text{ m}^4 = 1178588,12 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

- $\gamma = 1,891 \text{ g/cm}^3 = 0,001981 \text{ kg/cm}^3$

- $\phi = 25,54^\circ$

- Teori Rankine: Pada keadaan tegangan didalam tanah pada kondisi keseimbangan plastis maka diperoleh (Kawanda, 2017):

- $\sigma_a = \sigma_v' \tan^2 \left(45 - \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right) - 2c' \left(\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right)$
- $K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\theta}{2} \right)$
 $= \tan^2 \left(45 - \frac{25,54}{2} \right) = 1,12$
- $\sigma_p = \sigma_v' \tan^2 \left(45 + \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right) + 2c' \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right)$
- $K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\theta}{2} \right)$
 $= \tan^2 \left(45 + \frac{25,54}{2} \right) = 7,53$
- Modulus Subgrade horizontal (K_h)

Tabel 4.23. Hubungan Antara K_p dan C_u

Konsistensi	Kuat geser tak teralir, C_u (kg/cm^2)	Rentang K_1 (Kg/cm^3)
Teguh	1.0 – 2.0	1.8 – 3.6
Sangat Teguh	2.0 – 4.0	3.6 – 7.2
Keras	> 4.0	> 7.2

$$K_h = \frac{K_p}{1,5} \text{ (Dari tabel modulus subgrade Terzaghi)}$$

$$= \frac{7,53}{1,5} = 5,02 \text{ (maka konsistensi tanah sangat teguh atau mendekati keras)}$$

$$K = K_h \times D$$

$$= 5,02 \times 70 = 351,40 \text{ kg/cm}^3$$

- Modulus Subgrade tanah

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p \times I_p}{K}} = \sqrt[4]{\frac{253102,74 \times 1178588,12}{200,8}} = 170,69 \text{ cm} = 1,707 \text{ m}$$

- Menghitung C_u (diambil dari 1/3 nilai kedalaman $C_u = 1/3 \times 47 = 15,6 \text{ m}$)

Tabel 4.24. Data Tanah Nilai C_u

Tanah BM 1 (m)	NSPT	C_u (kN/m^2)	$Li \times C_u$ (kN/m)	$\Sigma(Li \times C_u)$ (kN/m)
0	0	0		
2,5	9	60,00	150,00	150,00
5	9	60,00	150,00	300,00
7,5	2	13,33	33,33	333,33
10	3	20,00	50,00	383,33

12,5	4	26,67	66,67	450,00
15	4	26,67	66,67	516,67
17,5	5	33,33	83,33	600,00
20	6	40,00	100,00	700,00
22,5	6	40,00	100,00	800,00
25	6	40,00	100,00	900,00
27,5	8	53,33	133,33	1033,33
30	13	86,67	216,67	1250,00
32,5	11	73,33	183,33	1433,33
35	13	86,67	216,67	1650,00
37,5	18	120,00	300,00	1950,00
40	28	186,67	466,67	2416,67
42,5	28	186,67	466,67	2883,33
45	34	226,67	566,67	3450,00
47,5	35	233,33	583,33	4033,33
50	35	233,33	583,33	4616,67

$$C_u = \frac{\sum(Cu \times Li)}{\sum Li}$$

$$= \frac{516,67}{15} = 34,44 \text{ kN/m}^2 = 0,344 \text{ kg/cm}^2$$

- Pengkaitan tipe tiang

$$\beta = \left(\frac{K}{4 \times E_p \times I_p} \right)^{\frac{1}{4}} = \left(\frac{351,40}{4 \times 253102,74 \times 1178588,12} \right)^{\frac{1}{4}} = 0,004143$$

Karena ujung tiang jepit maka, cek

- Tiang pendek nilai $\beta L \leq 0,5 \text{ cm}$

$$\beta L = 18,642 \text{ cm} \times 4500 \text{ cm}$$

$$= 18,642 \leq 0,5 \text{ tidak memenuhi syarat}$$

- Tiang panjang nilai $\beta L \geq 2,5$

$$\beta L = 18,642 \text{ cm} \times 4500 \text{ cm}$$

$$= 18,642 \geq 2,5 \text{ memenuhi syarat **Tiang Ujung Bebas (Free-Headed Pile)**}$$

- Tahanan Momen

$$W = \frac{I_p}{D/2} = \frac{1178588,12}{40/2} = 33673,95 \text{ cm}^3$$

- Kuat lentur beban tiang pancang (fb)

$$fb = 0,40 \times fc'$$

$$= 0,7 \times 290 = 203 \text{ kg/cm}^2$$

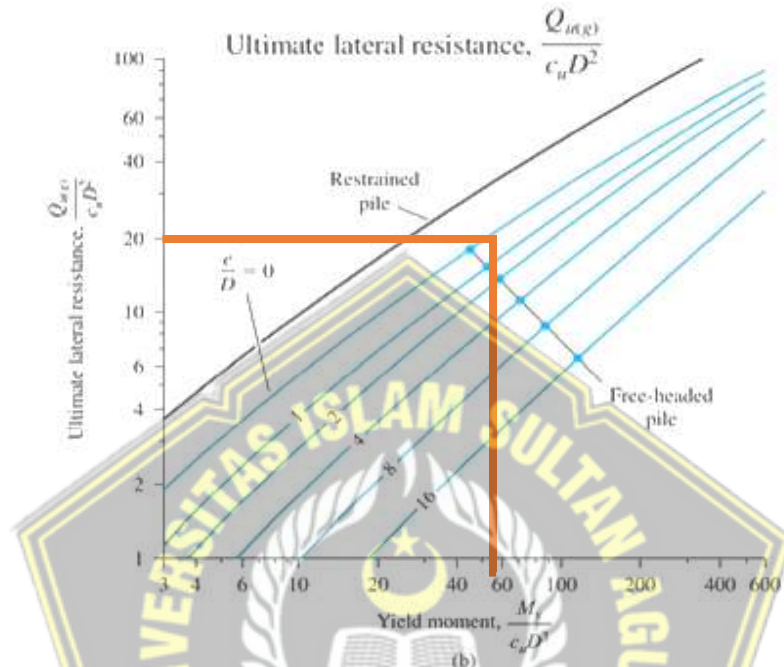
- Momen Maksimum Tiang

$$M_y = f_b \times W$$

$$= 203 \times 33673,95 = 6835811,09 \text{ kg.cm}$$

$$\frac{M_y}{C_u \times D^3} = \frac{6835811,09}{0,344 \times 70^3} = 57,86 \text{ (dimasukkan kedalam tabel untuk menentukan nilai}$$

ultimate lateral pondasi ujung bebas)



Gambar 4.32. Grafik Daya Dukung Lateral Ultimit

$$\frac{H_u}{C_u \times D^2} = 21 \text{ (nilai 21 diambil dari hasil perhitungan grafik tiang ujung bebas)}$$

$$\begin{aligned} H_u &= 21 \times (C_u \times D^2) \\ &= 21 \times (0,344 \times 70^2) \\ &= 35443,33 \text{ kg} = 354,43 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Nilai lateral ijin tiang pancang menggunakan nilai SF = 2,5

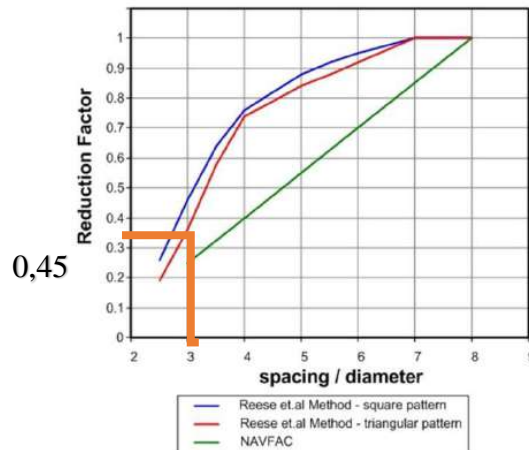
$$\begin{aligned} H_{ijin} &= \frac{H_u}{Sf} \\ &= \frac{35443,33}{2,5} = 14177,33 \text{ kg} = 141,77 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Daya dukung lateral tiang pancang kelompok

Jumlah tiang = 4 buah

$$\text{Faktor reduksi} = \frac{S}{D} = \frac{2,1}{0,7} = 3$$

Menentukan faktor reduksi dari tabel berikut:



Gambar 4.33. Grafik Faktor Reduksi Lateral

Maka didapatkan nilai faktor reduksi sebesar 0,45.

Daya Dukung Lateral Tiang Kelompok

$$\begin{aligned}
 H_g &= \text{Faktor reduksi} \times n \times H_{ijin} \\
 &= 0,45 \times 4 \times 14177,33 \\
 &= 20236,80 \text{ kg} = 202,368 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Defleksi Tiang Pancang Ujung tiang bebas

$$\begin{aligned}
 y_o &= \frac{2 \times H_g \times \beta \times ((e \times \beta) + 1)}{K} \\
 &= \frac{2 \times 25519,20 \times 0,00630 \times ((0 \times 0,00630) + 1)}{200,80} \\
 &= 0,602 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

= **6,02 mm < 25 mm (ok aman)** Berdasarkan SNI 8640 tahun 2017 bab 9.7.3.1 nilai defleksi tidak lebih dari 25 mm (Badan SNI 8460:2017, 2017)

Tabel 4.25. Hasil Perhitungan Lateral Pondasi di 5 Lantai

Tiang Pancang (cm)	Hu (kN)	Jlm. Tiang	Hg (kN)	Yo (mm)	Defleksi (<25 mm)
40 × 40	110,22	7	138,88	7,638	Aman
40	88,18	8	126,98	7,971	Aman
70	354,43	4	255,19	6,017	Aman

4.5.2. Daya Dukung Lateral Pondasi Gedung 7 Lantai

A. Tiang Pancang Diameter 70 cm

Perhitungan Lateral tiang pancang D = 40 cm dengan Data sebagai berikut:

Ukuran tiang (D) = 0,7 m

L (Panjang tiang) = 45 m

Mutu tiang (f_c') = 29 Mpa = 290 kg/cm²

Jenis Tanah = lempung terdapat sedikit batu karang dan agak keras.

- Modulus Elastisitas Tiang Pancang

$$E_p = 4700 \sqrt{f_c'}$$

$$= 4700 \sqrt{29} = 25310,27 \text{ MPa} = 253102,74 \text{ kg/cm}^2$$

- Momen Inersia Bored pile

$$I_p = \frac{1}{64} \times \pi \times D^4$$

$$= \frac{1}{64} \times 3,14 \times 0,7^4 = 0,01179 \text{ m}^4 = 1178588,12 \text{ cm}^4$$

- $\gamma = 1,891 \text{ g/cm}^3 = 0,001981 \text{ kg/cm}^3$
- $\phi = 25,54^\circ$
- Teori Rankine: Pada keadaan tegangan didalam tanah pada kondisi keseimbangan plastis maka diperoleh (Kawanda, 2017):

$$\sigma_a = \sigma_v' \tan^2 \left(45 - \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right) - 2c' \left(\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\theta}{2} \right)$$

$$= \tan^2 \left(45 - \frac{25,54}{2} \right) = 1,12$$

$$\sigma_p = \sigma_v' \tan^2 \left(45 + \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right) + 2c' \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right)$$

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

$$= \tan^2 \left(45 + \frac{25,54}{2} \right) = 7,53$$

- Modulus Subgrade horizontal (K_h)

Tabel 4.26. Hubungan Antara K_p dan C_u

Konsistensi	Kuat geser tak teralir, C_u (kg/cm ²)	Rentang K_i (Kg/cm ³)
Teguh	1.0 – 2.0	1.8 – 3.6
Sangat Teguh	2.0 – 4.0	3.6 – 7.2
Keras	> 4.0	> 7.2

$$K_h = \frac{K_p}{1,5} \text{ (Dari tabel modulus subgrade Terzaghi)}$$

$$= \frac{7,53}{1,5} = 5,02 \text{ (maka konsistensi tanah sangat teguh atau mendekati keras)}$$

$$K = K_h \times D$$

$$= 5,02 \times 70 = 351,40 \text{ kg/cm}^3$$

- Modulus Subgrade tanah

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p \times I_p}{K}} = \sqrt[4]{\frac{253102,74 \times 1178588,12}{200,8}} = 170,69 \text{ cm} = 1,707 \text{ m}$$

- Menghitung C_u (diambil dari 1/3 nilai kedalaman $C_u = 1/3 \times 47 = 15,6 \text{ m}$)

Tabel 4.27. Data Tanah Nilai C_u

Tanah BM 1 (m)	NSPT	C_u kN/m ²	$Li \times C_u$ kN/m	$\Sigma(Li \times C_u)$ kN/m
0	0	0		
2,5	9	60,00	150,00	150,00
5	9	60,00	150,00	300,00
7,5	2	13,33	33,33	333,33
10	3	20,00	50,00	383,33
12,5	4	26,67	66,67	450,00
15	4	26,67	66,67	516,67
17,5	5	33,33	83,33	600,00
20	6	40,00	100,00	700,00
22,5	6	40,00	100,00	800,00
25	6	40,00	100,00	900,00
27,5	8	53,33	133,33	1033,33
30	13	86,67	216,67	1250,00
32,5	11	73,33	183,33	1433,33
35	13	86,67	216,67	1650,00
37,5	18	120,00	300,00	1950,00
40	28	186,67	466,67	2416,67
42,5	28	186,67	466,67	2883,33
45	34	226,67	566,67	3450,00
47,5	35	233,33	583,33	4033,33
50	35	233,33	583,33	4616,67

$$C_u = \frac{\Sigma(C_u \times Li)}{\Sigma Li}$$

$$= \frac{516,67}{15} = 34,44 \text{ kN/m}^2 = 0,344 \text{ kg/cm}^2$$

- Pengkaitan tipe tiang

$$\beta = \left(\frac{K}{4 \times E_p \times I_p} \right)^{\frac{1}{4}} = \left(\frac{351,40}{4 \times 253102,74 \times 1178588,12} \right)^{\frac{1}{4}} = 0,004143$$

Karena ujung tiang jepit maka, cek

- Tiang pendek nilai $\beta L \leq 0,5$ cm
 $\beta L = 18,642 \text{ cm} \times 4500 \text{ cm}$
 $= 18,642 \leq 0,5$ tidak memenuhi syarat
- Tiang panjang nilai $\beta L \geq 2,5$
 $\beta L = 18,642 \text{ cm} \times 4500 \text{ cm}$
 $= 18,642 \geq 2,5$ memenuhi syarat **Tiang Ujung Bebas (Free-Headed Pile)**

- Tahanan Momen

$$W = \frac{I_p}{D/2}$$

$$= \frac{1178588,12}{40/2} = 33673,95 \text{ cm}^3$$

- Kuat lentur beban tiang pancang (fb)

$$fb = 0,40 \times fc'$$

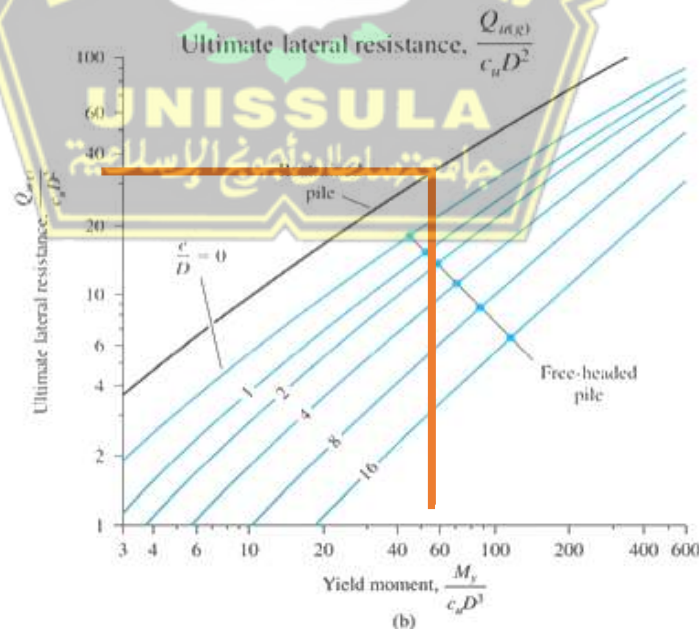
$$= 0,7 \times 290 = 203 \text{ kg/cm}^2$$

- Momen Maksimum Tiang

$$My = fb \times W$$

$$= 203 \times 33673,95 = 6835811,09 \text{ kg.cm}$$

$$\frac{My}{Cu \times D^3} = \frac{6835811,09}{0,344 \times 70^3} = 57,86 \text{ (dimasukkan ke dalam tabel untuk menentukan nilai ultimate lateral pondasi ujung bebas)}$$



Gambar 4.34. Grafik Daya Dukung Lateral Ultimit

$$\frac{Hu}{Cu \times D^2} = 21 \text{ (nilai 21 diambil dari hasil perhitungan grafik tiang ujung bebas)}$$

$$H_u = 21 \times (C_u \times D^2)$$

$$= 21 \times (0,344 \times 70^2) = 35443,33 \text{ kg} = 354,43 \text{ kN}$$

- Nilai lateral ijin tiang pancang menggunakan nilai SF = 2,5

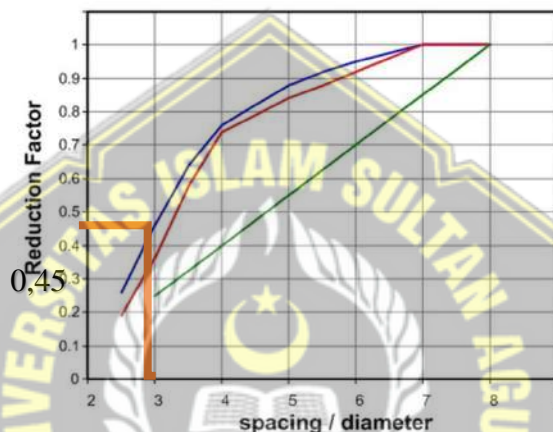
$$H_{ijin} = \frac{H_u}{S_f} = \frac{35443,33}{2,5} = 14177,33 \text{ kg} = 141,77 \text{ kN}$$

- Daya dukung lateral tiang pancang kelompok

Jumlah tiang = 6 buah

$$\text{Faktor reduksi} = \frac{S}{D} = \frac{2,1}{0,7} = 3$$

Menentukan faktor reduksi dari tabel berikut:



Gambar 4.35. Grafik Faktor Reduksi Lateral

Maka didapatkan nilai faktor reduksi sebesar 0,45.

Daya Dukung Lateral Tiang Kelompok

$$H_g = \text{Faktor reduksi} \times n \times H_{ijin}$$

$$= 0,45 \times 6 \times 14177,33$$

$$= 20236,80 \text{ kg} = 38278,80 \text{ kN}$$

- Defleksi Tiang Pancang Ujung tiang bebas

$$y_o = \frac{2 \times H_g \times \beta \times ((e \times \beta) + 1)}{K}$$

$$= \frac{2 \times 38278,80 \times 0,00630 \times ((0 \times 0,00630) + 1)}{200,80}$$

$$= 0,903 \text{ cm}$$

= **9,03 mm < 25 mm (ok aman)** Berdasarkan SNI 8640 tahun 2017 bab 9.7.3.1 nilai defleksi tidak lebih dari 25 mm (Badan SNI 8460:2017, 2017)

B. Bored Pile Diameter 70 cm

Perhitungan Lateral tiang pancang D = 40 cm dengan Data sebagai berikut:

Ukuran tiang (D) = 0,7 m

L (Panjang tiang) = 45 m

Mutu tiang (f_c') = 29 Mpa = 290 kg/cm²

Jenis Tanah = lempung terdapat sedikit batu karang dan agak keras.

- Modulus Elastisitas Tiang Pancang

$$\begin{aligned} E_p &= 4700 \sqrt{f_c'} \\ &= 4700 \sqrt{29} = 25310,27 \text{ MPa} = 253102,74 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

- Momen Inersia Bored pile

$$\begin{aligned} I_p &= \frac{1}{64} \times \pi \times D^4 \\ &= \frac{1}{64} \times 3,14 \times 0,7^4 \\ &= 0,01179 \text{ m}^4 = 1178588,12 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

- $\gamma = 1,891 \text{ g/cm}^3 = 0,001981 \text{ kg/cm}^3$

- $\phi = 25,54^\circ$

- Teori Rankine: Pada keadaan tegangan didalam tanah pada kondisi keseimbangan plastis maka diperoleh (Kawanda, 2017):

$$\sigma_a = \sigma_v' \tan^2 \left(45 - \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right) - 2c' \left(\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\theta}{2} \right)$$

$$= \tan^2 \left(45 - \frac{25,54}{2} \right)$$

$$= 1,12$$

$$\sigma_p = \sigma_v' \tan^2 \left(45 + \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right) + 2c' \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right)$$

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

$$= \tan^2 \left(45 + \frac{25,54}{2} \right)$$

$$= 7,53$$

- Modulus Subgrade horizontal (K_h)

Tabel 4.28. Hubungan Antara Kp dan Cu

Konsistensi	Kuat geser tak teralir, Cu (kg/cm ²)	Rentang K ₁ (Kg/cm ³)
Teguh	1.0 – 2.0	1.8 – 3.6
Sangat Teguh	2.0 – 4.0	3.6 – 7.2
Keras	> 4.0	> 7.2

$$K_h = \frac{K_p}{1,5} \text{ (Dari tabel modulus subgrade Terzaghi)}$$

$$= \frac{7,53}{1,5} = 5,02 \text{ (maka konsistensi tanah sangat teguh atau mendekati keras)}$$

$$K = K_h \times D$$

$$= 5,02 \times 70 = 351,40 \text{ kg/cm}^3$$

- Modulus Subgrade tanah

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p \times I_p}{K}} = \sqrt[4]{\frac{253102,74 \times 1178588,12}{200,8}} = 170,69 \text{ cm} = 1,707 \text{ m}$$

- Menghitung Cu (diambil dari 1/3 nilai kedalaman Cu = 1/3 × 47 = 15,6 m)

Tabel 4.29. Data Tanah Nilai Cu

Tanah BM 1 (m)	NSPT	Cu (kN/m ²)	Li x Cu (kN/m)	Σ(Li x Cu) (kN/m)
0	0	0		
2,5	9	60,00	150,00	150,00
5	9	60,00	150,00	300,00
7,5	2	13,33	33,33	333,33
10	3	20,00	50,00	383,33
12,5	4	26,67	66,67	450,00
15	4	26,67	66,67	516,67
17,5	5	33,33	83,33	600,00
20	6	40,00	100,00	700,00
22,5	6	40,00	100,00	800,00
25	6	40,00	100,00	900,00
27,5	8	53,33	133,33	1033,33
30	13	86,67	216,67	1250,00
32,5	11	73,33	183,33	1433,33
35	13	86,67	216,67	1650,00
37,5	18	120,00	300,00	1950,00
40	28	186,67	466,67	2416,67
42,5	28	186,67	466,67	2883,33
45	34	226,67	566,67	3450,00
47,5	35	233,33	583,33	4033,33
50	35	233,33	583,33	4616,67

$$C_u = \frac{\sum(Cu \times Li)}{\sum Li}$$

$$= \frac{516,67}{15} = 34,44 \text{ kN/m}^2 = 0,344 \text{ kg/cm}^2$$

- Pengkaitan tipe tiang

$$\beta = \left(\frac{K}{4 \times E_p \times I_p} \right)^{\frac{1}{4}}$$

$$= \left(\frac{351,40}{4 \times 253102,74 \times 1178588,12} \right)^{\frac{1}{4}}$$

$$= 0,004143$$

Karena ujung tiang jepit maka, cek

- Tiang pendek nilai $\beta L \leq 0,5 \text{ cm}$

$$\beta L = 18,642 \text{ cm} \times 4500 \text{ cm}$$

$$= 18,642 \leq 0,5 \text{ tidak memenuhi syarat}$$

- Tiang panjang nilai $\beta L \geq 2,5$

$$\beta L = 18,642 \text{ cm} \times 4500 \text{ cm}$$

$$= 18,642 \geq 2,5 \text{ memenuhi syarat **Tiang Ujung Bebas (Free-Headed Pile)**}$$

- Tahanan Momen

$$W = \frac{I_p}{D/2}$$

$$= \frac{1178588,12}{40/2}$$

$$= 33673,95 \text{ cm}^3$$

- Kuat lentur beban tiang pancang (f_b)

$$f_b = 0,40 \times f_c'$$

$$= 0,7 \times 290$$

$$= 203 \text{ kg/cm}^2$$

- Momen Maksimum Tiang

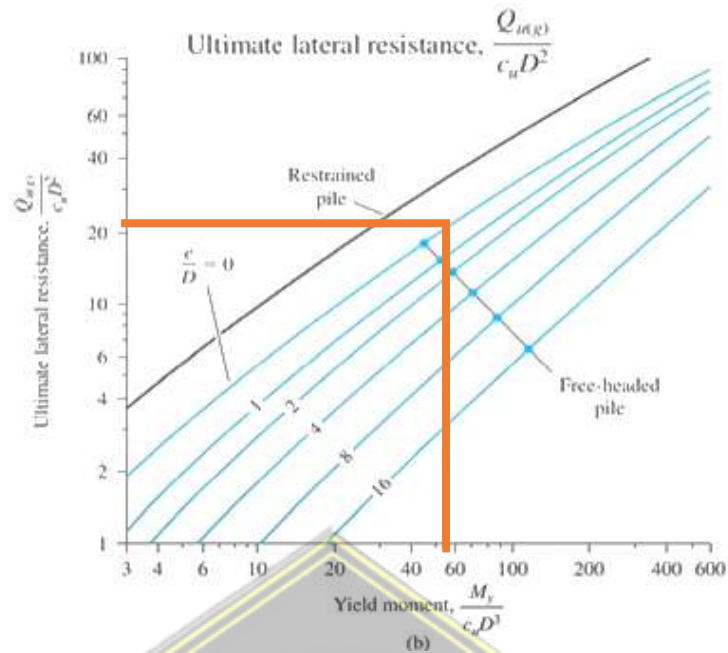
$$M_y = f_b \times W$$

$$= 203 \times 33673,95$$

$$= 6835811,09 \text{ kg.cm}$$

$$\frac{M_y}{C_u \times D^3} = \frac{6835811,09}{0,344 \times 70^3} = 57,86 \text{ (dimasukkan kedalam tabel untuk menentukan nilai}$$

ultimate lateral pondasi ujung bebas)



Gambar 4.36. Grafik Daya Dukung Lateral Ultimit

$$\frac{H_u}{C_u \times D^2} = 21 \text{ (nilai 21 diambil dari hasil perhitungan grafik tiang ujung bebas)}$$

$$H_u = 21 \times (C_u \times D^2) \\ = 21 \times (0,344 \times 70^2) = 35443,33 \text{ kg} = 354,43 \text{ kN}$$

- Nilai lateral ijin tiang pancang menggunakan nilai SF = 2,5

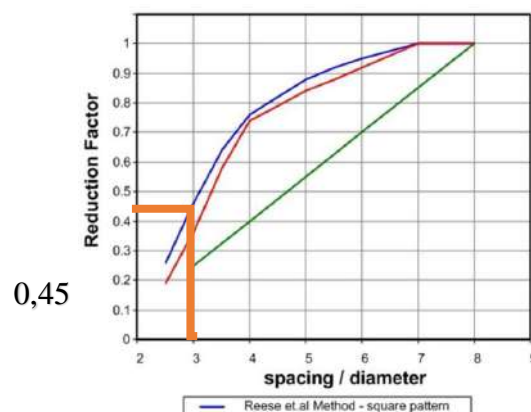
$$H_{ijin} = \frac{H_u}{Sf} = \frac{35443,33}{2,5} = 14177,33 \text{ kg} = 141,77 \text{ kN}$$

- Daya dukung lateral tiang pancang kelompok

$$\text{Jumlah tiang} = 6 \text{ buah}$$

$$\text{Faktor reduksi} = \frac{S}{D} = \frac{2,1}{0,7} = 3$$

Menentukan faktor reduksi dari tabel berikut:



Gambar 4.37. Grafik Faktor Reduksi Lateral

Maka didapatkan nilai faktor reduksi sebesar 0,45.

Daya Dukung Lateral Tiang Kelompok

$$\begin{aligned} H_g &= \text{Faktor reduksi} \times n \times H_{ijin} \\ &= 0,45 \times 6 \times 14177,33 \\ &= 20236,80 \text{ kg} = 38278,80 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Defleksi Bored Pile Ujung tiang bebas

$$\begin{aligned} z_f &= 1,4 \times R \\ &= 1,4 \times 170,69 = 238,97 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y_o &= \frac{H_g \times (e + z_f)^3}{3 \times E_p \times I_p} \\ &= \frac{20236,80 \times (0 + 238,97)^3}{3 \times 253102,75 \times 1178588,12} \\ &= 0,584 \text{ cm} \\ &= \mathbf{5,84 \text{ mm} < 25 \text{ mm}} \text{ (ok aman)} \text{ Berdasarkan SNI 8640 tahun 2017 bab} \\ &9.7.3.1 \text{ nilai defleksi tidak lebih dari 25 mm (Badan SNI 8460:2017, 2017)} \end{aligned}$$

Tabel 4.30. Hasil Perhitungan Lateral Pondasi di 7 Lantai

Jenis Pondasi (cm)	Hu (kN)	Jlm. Tiang	Hg (kN)	yo (mm)	Defleksi (yo < 25 mm)
Tiang pancang D = 70 cm	354,43	6	38278,80	9,03	Aman
Bored Pile D = 70 cm	354,43	6	38278,80	5,84	Aman

4.6. Penurunan Pondasi

Untuk menghitung penurunan elastis di tiang tunggal pada metode ini dapat digunakan dengan rumus (Vesic 1977):

$$S_e = S_e(1) + S_e(2) + S_e(3)$$

Tabel 4.31. Nilai Es ,Nilai Cp, dan Nilai μ

Tabel 2. 3 Angka Poisson (μ)

Jenis Tanah	Meter (m)
Lempung Jenuh	0,4 – 0,5
Lempung Tak Jenuh	0,1 – 0,3
Lempung Berpasir	0,2 – 0,3
Lanau	0,3 – 0,35
Pasir Padat	0,2 – 0,4
Pasir Kasar (angka pori e= 0,4 – 0,7)	0,15
Pasir Halus (angka pori e= 0,4 – 0,7)	0,25
Batu	0,1 – 0,4
Loose	0,1 – 0,3

Tabel 1. Estimasi Nilai Modulus Elastisitas Tanah

Jenis Tanah	Es (kN/m ²)
Lempung	
Sangat Lunak	300 – 3000
Lunak	2.000 – 4.000
Sedang	4.500 – 9.000
Keras	7.000 – 20.000
Berpasir	30.000 – 42.500
Pasir	
Berlanau	5.000 – 20.000
Tidak padat	10.000 – 25.000
Padat	50.000 – 100.000
Pasir dan Kerikil	
Padat	80.000 – 200.000
Tidak padat	50.000 – 140.000
Lanau	2.000 – 20.000
Loess	15.000 – 60.000

(Sumber: Bowles, 1989)

Tabel 2. Estimasi Nilai Koefisien Empiris

Tipe Tanah	Tiang Pancang	Tiang Bor
Sand (Solid – Loose)	0,02 – 0,04	0,09 – 0,18
Clay (Stiff - Soft)	0,02 – 0,03	0,03 – 0,06
Silt (Solid - Loose)	0,03 – 0,05	0,09 – 0,12

(Sumber: Vesic, 1977)

4.6.1. Penurunan Pondasi Tiang Pancang Gedung 5 Lantai

Perhitungan daya dukung minimum pondasi pada tanah kohesif yang dihitung sebagai berikut:

A. Tiang Pancang 40 cm × 40 cm

Menggunakan daya dukung pondasi dengan metode Maeyerhoff (1976):

$$Q_p = 336 \text{ kN}$$

$$Q_{wp} = 336 \text{ kN}$$

$$Q_s = 3569,33 \text{ kN}$$

$$Q_{ws} = 3569 \text{ kN}$$

$$L = 45 \text{ m}$$

$$D = 0,4 \text{ m}$$

Faktor empiric dari Nilai sifat distribusi tahanan gesek satuan sepanjang poros tiang pancang

$$\xi = 0,67 \text{ (untuk tanah pasir)}$$

$$\xi = 0,5 \text{ (untuk tanah lempung atau lanau)}$$

$$C_p = 0,03 \text{ (Faktor Empirik dari Tabel 4.18)}$$

$$C_s = \text{Konstanta empiris } (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{D}}) \times C_p$$

$$= (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{45}{0,4}}) \times 0,03 = 0,0788$$

$$C_u = N_{SPT} \times \frac{2}{3} \times 10$$

$$= 35 \times \frac{2}{3} \times 10 = 233,33 \text{ kN/m}^2$$

$$f_c' = 29 \text{ Mpa}$$

$$k_{ll} = 4 \times 0,4 = 1,6 \text{ m}$$

$$A_p = 0,4 \times 0,4 = 0,16 \text{ m}^2$$

$$A_s = k_{ll} \times 45 = 72 \text{ m}^2$$

$$q_p = \frac{Q_p}{A_p} = \frac{336}{0,16} = 2100 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = \frac{Q_s}{k_{ll} \times L_i} = \frac{3549,33}{1,6 \times 2,5} = 887,33 \text{ kN/m}^2$$

$$E_p = 4700 \sqrt{f_c'} \\ = 4700 \sqrt{29} = 25310,27 \text{ MPa} = 25310274,59 \text{ kN/m}^2$$

$$E_s = 42500 \text{ kN/m}^2 \text{ dari tabel 4.18. Modulus Elastisitas Tanah}$$

$$I_{wp} = 0,85 \text{ m}^4$$

$$I_{ws} = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{45}{0,4}} = 5,712 \text{ m}^4$$

- Nilai total penurunan tiang tunggal (Se) diperoleh dari :

$$Se_{(1)} = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p \times E_p} \\ = \frac{(336 + (0,5 \times 3569,33)) 45}{0,16 \times 25310274,59} \\ = 0,0236 \text{ m} = 23,57 \text{ mm}$$

$$Se_{(2)} = \frac{Q_{wp} \times C_p}{D \times q_p} \\ = \frac{336,0 \times 0,03}{0,4 \times 2100} \\ = 0,0120 \text{ m} = 12,00 \text{ mm}$$

$$Se_{(3)} = \frac{Q_{ws} \times C_s}{L \times q_p}$$

$$= \frac{3549,33 \times 0,0788}{45 \times 2100}$$

$$= 0,0030 \text{ m} = 2,98 \text{ mm}$$

$$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)}$$

$$= 0,0235 + 0,0120 + 0,0030$$

$$= 0,0385 \text{ m} = 38,54 \text{ mm}$$

$$S_{izin} = 10\% \times D$$

$$= 10\% \times 0,4$$

$$= 0,04 \text{ m} = 40 \text{ mm}$$

Nilai dari **Se (38,54 mm) < Sizin (40 mm)**, maka memenuhi syarat **Aman**.

- Penurunan Kelompok Pondasi Tiang Pancang

Syarat nilai $S_g \leq 40\%D$ ($40\% \times 0,4 = 0,160 \text{ m}$)

$B_g = 2,4 \text{ m}$ (lebar kelompok tiang pancang)

$$S_g = S_e \sqrt{\frac{B_g}{D}}$$

$$= 0,0385 \sqrt{\frac{2,4}{0,4}}$$

$$= 0,094 \text{ m} = 94,41 \text{ mm}$$

Nilai dari **Sg (0,094 m) < Sizin (0,16 m)**, maka telah memenuhi syarat **Aman**.

B. Tiang Pancang 40 cm

Menggunakan daya dukung pondasi dengan metode Maeyerhoff (1976):

$$Q_p = 263,9 \text{ kN}$$

$$Q_{wp} = 263,9 \text{ kN}$$

$$Q_s = 2803,35 \text{ kN}$$

$$Q_{ws} = 2803,35 \text{ kN}$$

$$L = 45 \text{ m}$$

$$D = 0,4 \text{ m}$$

Faktor empiric dari Nilai sifat distribusi tahanan gesek satuan sepanjang poros tiang pancang

$$\xi = 0,67 \text{ (untuk tanah pasir)}$$

$$\xi = 0,5 \text{ (untuk tanah lempung atau lanau)}$$

$$C_p = 0,03 \text{ (Faktor Empirik dari Tabel 4.18)}$$

$$C_s = \text{Konstanta empiris } (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{D}}) \times C_p$$

$$= (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{45}{0,4}}) \times 0,03 = 0,0788$$

$$f_c' = 29 \text{ Mpa}$$

$$k_{ll} = 3,14 \times 0,4^2 = 1,26 \text{ m}$$

$$A_p = 0,25 \times 3,14 \times 0,4^2 = 0,126 \text{ m}^2$$

$$A_s = k_{ll} \times 45 = 56,55 \text{ m}^2$$

$$q_p = \frac{Q_p}{A_p} = \frac{336}{0,16} = 2100 \text{ kN/m}^2$$

$$E_p = 4700 \sqrt{f_c'}$$

$$= 4700 \sqrt{29} = 25310,27 \text{ MPa} = 25310274,59 \text{ kN/m}^2$$

$$E_s = 42500 \text{ kN/m}^2 \text{ dari tabel 4.18. Modulus Elastisitas Tanah}$$

$$I_{wp} = 0,85 \text{ m}^4$$

$$I_{ws} = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{45}{0,4}} = 5,712 \text{ m}^4$$

Nilai total penurunan tiang tunggal (Se) diperoleh dari :

$$Se(1) = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p \times E_p}$$

$$= \frac{(263,9 + (0,5 \times 2803,35)) 45}{0,126 \times 25310274,59}$$

$$= 0,0236 \text{ m} = 23,57 \text{ mm}$$

$$Se(2) = \frac{Q_{wp} \times C_p}{D \times q_p}$$

$$= \frac{263,9 \times 0,03}{0,4 \times 2100}$$

$$= 0,0094 \text{ m} = 9,42 \text{ mm}$$

$$Se(3) = \frac{Q_{ws} \times C_s}{L \times q_p}$$

$$= \frac{2803,35 \times 0,0788}{45 \times 2100}$$

$$= 0,0023 \text{ m} = 2,34 \text{ mm}$$

$$Se = Se(1) + Se(2) + Se(3)$$

$$= 0,0257 + 0,0094 + 0,00234$$

$$= 0,0353 \text{ m} = 35,33 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
S_{izin} &= 10\% \times D \\
&= 10\% \times 0,4 \\
&= 0,04 \text{ m} = 40 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Nilai dari S_e (35,33 mm) < S_{izin} (40 mm), maka penurunan pada tiang tunggal telah memenuhi syarat **Aman**.

- Penurunan Kelompok Pondasi Tiang Pancang
Syarat nilai $S_g \leq 40\%D$ ($40\% \times 0,4 = 0,160 \text{ m}$)
 $B_g = 2,2 \text{ m}$ (lebar kelompok tiang pancang)

$$\begin{aligned}
S_g &= S_e \sqrt{\frac{B_g}{D}} \\
&= 0,0353 \sqrt{\frac{2,2}{0,4}} \\
&= 0,083 \text{ m} = 82,85 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Nilai dari S_e (0,083m) < S_{izin} (0,16 m), maka penurunan pada tiang tunggal telah memenuhi syarat **Aman**.

C. Tiang Pancang 70 cm

Menggunakan daya dukung pondasi dengan metode Maeyerhoff (1976):

$$\begin{aligned}
Q_p &= 808,2 \text{ kN} \\
Q_{wp} &= 808,2 \text{ kN} \\
Q_s &= 4905,86 \text{ kN} \\
Q_{ws} &= 4905,86 \text{ kN} \\
L &= 45 \text{ m} \\
D &= 0,4 \text{ m}
\end{aligned}$$

Faktor empiric dari Nilai sifat distribusi tahanan gesek satuan sepanjang poros tiang pancang

$$\begin{aligned}
\xi &= 0,67 \text{ (untuk tanah pasir)} \\
\xi &= 0,5 \text{ (untuk tanah lempung atau lanau)} \\
C_p &= 0,03 \text{ (Faktor Empirik dari Tabel 4.18)}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
C_s &= \text{Konstanta empiris } (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{D}}) \times C_p \\
&= (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{45}{0,7}}) \times 0,03 = 0,0664
\end{aligned}$$

$$f_c' = 29 \text{ Mpa}$$

$$k_{ll} = 3,14 \times 0,7^2 = 2,199 \text{ m}$$

$$A_p = 0,25 \times 3,14 \times 0,7^2 = 0,38 \text{ m}^2$$

$$A_s = k_{ll} \times 45 = 98,96 \text{ m}^2$$

$$q_p = \frac{Q_p}{A_p} = \frac{808,2}{0,38} = 2100 \text{ kN/m}^2$$

$$E_p = 4700 \sqrt{f_c'} \\ = 4700 \sqrt{29} = 25310,27 \text{ MPa} = 25310274,59 \text{ kN/m}^2$$

$$E_s = 42500 \text{ kN/m}^2 \text{ dari tabel 4.18. Modulus Elastisitas Tanah}$$

$$I_{wp} = 0,85 \text{ m}^4$$

$$I_{ws} = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{45}{0,7}} = 4,806 \text{ m}^4$$

Nilai total penurunan tiang tunggal (S_e) diperoleh dari :

$$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p \times E_p} \\ = \frac{(808,2 + (0,5 \times 4905,86)) 45}{0,38 \times 25310274,59} \\ = 0,0151 \text{ m} = 15,07 \text{ mm}$$

$$S_{e(2)} = \frac{Q_{wp} \times C_p}{D \times q_p} \\ = \frac{808,2 \times 0,03}{0,7 \times 2100} \\ = 0,0165 \text{ m} = 16,49 \text{ mm}$$

$$S_{e(3)} = \frac{Q_{ws} \times C_s}{L \times q_p} \\ = \frac{4905,86 \times 0,0664}{45 \times 2100} \\ = 0,0034 \text{ m} = 3,45 \text{ mm}$$

$$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)} \\ = 0,0151 + 0,0165 + 0,0034 \\ = 0,0350 \text{ m} = 35,01 \text{ mm}$$

$$S_{izin} = 10\% \times D \\ = 10\% \times 0,4 \\ = 0,04 \text{ m} = 40 \text{ mm}$$

Nilai dari S_e (**0,035 mm**) < S_{izin} (**0,070 mm**), maka memenuhi syarat **Aman**.

- Penurunan Kelompok Pondasi Tiang Pancang
 Syarat nilai $S_g \leq 40\%D$ ($40\% \times 0,7 = 0,280$ m)
 $B_g = 4,3$ m (lebar kelompok tiang pancang)

$$S_g = S_e \sqrt{\frac{B_g}{D}}$$

$$= 0,035 \sqrt{\frac{4,3}{0,7}}$$

$$= 0,087 \text{ m} = 86,760 \text{ mm}$$

Nilai dari S_e (0,087 m) < Sizin (0,280 m), maka penurunan syarat **Aman**

Tabel 4.32. Perbandingan Penurunan Tiang Pancang Gedung 5 Lantai

Tiang Pancang	Jlm. Tiang	Se (m)	Sg (m)	Sg < 40%D
Maeyerhoff (1976) 40 cm × 40 cm	7	0,039	0,094	Aman
Maeyerhoff (1976) D = 40 cm	8	0,035	0,087	Aman
Maeyerhoff (1976) D = 70 cm	4	0,035	0,083	Aman

4.6.2. Penurunan Pondasi Gedung 7 lantai

A. Tiang Pancang 70 cm

Menggunakan daya dukung pondasi dengan metode Maeyerhoff (1976):

$$Q_p = 808,2 \text{ kN}$$

$$Q_{wp} = 808,2 \text{ kN}$$

$$Q_s = 4905,86 \text{ kN}$$

$$Q_{ws} = 4905,86 \text{ kN}$$

$$L = 45 \text{ m}$$

$$D = 0,4 \text{ m}$$

Faktor empiric dari Nilai sifat distribusi tahanan gesek satuan sepanjang poros tiang pancang

$$\xi = 0,67 \text{ (untuk tanah pasir)}$$

$$\xi = 0,5 \text{ (untuk tanah lempung atau lanau)}$$

$$C_p = 0,03 \text{ (Faktor Empirik dari Tabel 4.18)}$$

$$C_s = \text{Konstanta empiris } (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{D}}) \times C_p$$

$$= (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{45}{0,7}}) \times 0,03$$

$$= 0,0664$$

$$f_c' = 29 \text{ Mpa}$$

$$k_{ll} = 3,14 \times 0,7^2 = 2,199 \text{ m}$$

$$A_p = 0,25 \times 3,14 \times 0,7^2 = 0,38 \text{ m}^2$$

$$A_s = k_{ll} \times 45 = 98,96 \text{ m}^2$$

$$q_p = \frac{Q_p}{A_p} = \frac{808,2}{0,38} = 2100 \text{ kN/m}^2$$

$$E_p = 4700 \sqrt{f_c'}$$

$$= 4700 \sqrt{29}$$

$$= 25310,27 \text{ MPa} = 25310274,59 \text{ kN/m}^2$$

$$E_s = 42500 \text{ kN/m}^2 \text{ dari tabel 4.18. Modulus Elastisitas Tanah}$$

$$I_{wp} = 0,85 \text{ m}^4$$

$$I_{ws} = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{45}{0,7}} = 4,806 \text{ m}^4$$

- Nilai total penurunan tiang tunggal (S_e) diperoleh dari :

$$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p \times E_p}$$

$$= \frac{(808,2 + (0,5 \times 4905,86)) 45}{0,38 \times 25310274,59}$$

$$= 0,0151 \text{ m} = 15,07 \text{ mm}$$

$$S_{e(2)} = \frac{Q_{wp} \times C_p}{D \times q_p}$$

$$= \frac{808,2 \times 0,03}{0,7 \times 2100}$$

$$= 0,0165 \text{ m} = 16,49 \text{ mm}$$

$$S_{e(3)} = \frac{Q_{ws} \times C_s}{L \times q_p}$$

$$= \frac{4905,86 \times 0,0664}{45 \times 2100}$$

$$= 0,0034 \text{ m} = 3,45 \text{ mm}$$

$$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)}$$

$$= 0,0151 + 0,0165 + 0,0034$$

$$= 0,0350 \text{ m} = 35,01 \text{ mm}$$

$$S_{izin} = 10\% \times D$$

$$= 10\% \times 0,4$$

$$= 0,04 \text{ m} = 40 \text{ mm}$$

Nilai dari **Se (0,035 mm) < Sizin (0,070 mm)**, maka memenuhi syarat **Aman**.

- Penurunan Kelompok Pondasi Tiang Pancang

Syarat nilai $S_g \leq 40\%D$ ($40\% \times 0,7 = 0,280 \text{ m}$)

$B_g = 3,5 \text{ m}$ (lebar kelompok tiang pancang)

$$S_g = S_e \sqrt{\frac{B_g}{D}}$$

$$= 0,035 \sqrt{\frac{3,5}{0,7}}$$

$$= 0,078 \text{ m} = 99,01 \text{ mm}$$

Nilai dari **Se (0,078 m) < Sizin (0,70 m)**, maka penurunan syarat **Aman**

B. Bored Pile Diameter 70 cm

Menggunakan daya dukung pondasi dengan metode Reese & Wright (1964):

$$Q_p = 808,2 \text{ kN}$$

$$Q_{wp} = 808,2 \text{ kN}$$

$$Q_s = 4878,37 \text{ kN}$$

$$Q_{ws} = 4878,37 \text{ kN}$$

$$L = 45 \text{ m}$$

$$D = 0,4 \text{ m}$$

Faktor empiric dari Nilai sifat distribusi tahanan gesek satuan sepanjang poros tiang pancang

$$\xi = 0,67 \text{ (untuk tanah pasir)}$$

$$\xi = 0,5 \text{ (untuk tanah lempung atau lanau)}$$

$$C_p = 0,03 \text{ (Faktor Empirik dari Tabel 4.18)}$$

$$C_s = \text{Konstanta empiris } (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{D}}) \times C_p$$

$$= (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{45}{0,7}}) \times 0,03 = 0,0664$$

$$f_c' = 29 \text{ Mpa}$$

$$k_{ll} = 3,14 \times 0,7^2 = 2,199 \text{ m}$$

$$A_p = 0,25 \times 3,14 \times 0,7^2 = 0,38 \text{ m}^2$$

$$A_s = k_{ll} \times 45 = 98,96 \text{ m}^2$$

$$q_p = \frac{Q_p}{A_p} = \frac{808,2}{0,38} = 2100 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} E_p &= 4700 \sqrt{f_c'} \\ &= 4700 \sqrt{29} \\ &= 25310,27 \text{ MPa} = 25310274,59 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$E_s = 42500 \text{ kN/m}^2$ dari tabel 4.18. Modulus Elastisitas Tanah

$$I_{wp} = 0,85 \text{ m}^4$$

$$I_{ws} = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{45}{0,7}} = 4,806 \text{ m}^4$$

Nilai total penurunan tiang tunggal (S_e) diperoleh dari :

$$\begin{aligned} S_{e(1)} &= \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p \times E_p} \\ &= \frac{(808,17 + (0,5 \times 4878,37)) 45}{0,38 \times 25310274,59} \\ &= 0,0150 \text{ m} = 15,0 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{e(2)} &= \frac{q_{wp} \times D}{E_s} \times (1 - \mu_s^2) \times I_{wp} \\ &= \frac{2100 \times 0,7}{42500} \times (1 - 0,3^2) \times 0,85 \\ &= 0,0268 \text{ m} = 26,75 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{e(3)} &= \frac{Q_{ws}}{A_s} \times \frac{D}{E_s} \times (1 - \mu_s^2) \times I_{ws} \\ &= \frac{4878,37}{98,96} \times \frac{0,7}{42500} \times (1 - 0,3^2) \times 4,806 \\ &= 0,0005 \text{ m} = 0,46 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_e &= S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)} \\ &= 0,0150 + 0,0268 + 0,0005 \\ &= 0,0422 \text{ m} = 42,22 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{izin} &= 10\% \times D \\ &= 10\% \times 0,4 \\ &= 0,04 \text{ m} = 40 \text{ mm} \end{aligned}$$

Nilai dari S_e (**42,22 mm**) < S_{izin} (**70 mm**), maka penurunan pada tiang tunggal telah memenuhi syarat **Aman**.

Maka nilai S_e yang diambil sebesar $0,0390 \text{ m} = 38,97 \text{ mm}$

- Penurunan Kelompok Pondasi Tiang Pancang
Syarat nilai $S_g \leq 40\%D$ ($40\% \times 0,7 = 0,280$ m)

$B_g = 3,5$ m (lebar kelompok)

$$S_g = S_e \sqrt{\frac{B_g}{D}}$$

$$= 0,0390 \sqrt{\frac{3,5}{0,4}}$$

$$= 0,094 \text{ m} = 94,4 \text{ mm}$$

Nilai dari S_e (0,119 m) < S_{izin} (0,280 m), maka penurunan pada tiang kelompok telah memenuhi syarat **Aman**.

Tabel 4.33. Perbandingan Penurunan Pondasi Gedung 7 Lantai

Jenis pondasi	Se (m)	Jumlah tiang	Sg (m)	Sg < 40%D
Tiang pancang D = 70 cm	0,035	6	0,078	Aman
bored pile D = 70 cm	0,042	6	0,094	Aman

4.7. Analisa Penurunan Pondasi dengan PLAXIS V.8.6 di Gedung 7 Lantai

Perhitungan sebelumnya telah dilakukan analisa penurunan dengan metode perhitungan pondasi secara manual kemudian akan dibandingkan dengan dengan perhitungan dengan aplikasi PLAXIS V.8.6. pada laporan ini digunakan untuk mengilustrasikan dan menganalisa penurunan pada pondasi tiang pancang dan bored pile. Berikut adalah langkah-langkah umum yang perlu Anda lakukan:

- $E_s = N_{spt} < 30$, maka nilai $E_s = 766N_{spt}$ berdasarkan persamaan Schmermaan menurut Braja M. Das.
- $E_s = N_{spt} > 30$, maka besarnya nilai $E_s = 2000N_{spt}$.
- Input data tanah dengan permodelan Mohr-Coulomb, tak terdrainase

Tabel 4.34. Parameter Tanah Gedung YBWSA

Depth (m)	Jenis Tanah	Depth (Hc) (m)	γ_m (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	NSPT	E_s (kN/m ²)	e_0	ϕ (°)	c (kN/m ²)	(μ) clay
0 - 2	Tanah urug	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		2,5	17,29	10,96	9	6894	1,082	22,33	25,1	0,3
2 - 8	Lempung pasir sangat lunak	5	19,9	14,05	9	6894	0,709	22,73	32,9	0,3
8 - 10.	Lempung sangat lunak	7,5	18,86	13,00	2	1532	0,897	22,53	31,2	0,3

10 - 13	Lempung pasir sangat lunak	10	17,58	11,51	3	2298	0,917	22,85	29,5	0,3
13 - 33	Lempung lunak sedikit kerang	15	17,31	10,79	4	3064	1,059	23,03	26,9	0,3
		20	16,36	9,65	6	4596	1,303	23,35	26,9	0,3
		25	16,36	9,84	6	4596	1,279	24,01	22,5	0,3
		30	16,57	9,85	13	9958	1,370	24,62	19,9	0,3
		35	18,36	13,20	13	9958	0,751	24,89	11,3	0,3
33 - 42	Lempung sedikit krikil agak lunak	40	17,77	11,42	28	21448	1,071	25,00	15,6	0,3
42 - 46	Lempung sedikit krikil, agak keras	45	18,16	12,45	34	68000	0,878	25,67	17,3	0,3
46 - 50	Lempung batu karang keras	50	19,81	14,69	35	70000	0,628	25,54	26,0	0,3
50 - 65	Lempung batu karang keras	65	19,81	14,69	35	70000	0,628	25,54	26,0	0,3

4.7.1. Penurunan Pondasi Tiang Pancang dengan PLAXIS V.8.6

Dibawah ini tahapan penginputan penurunan pondasi tiang melalui PLAXIS V.8.6 Permodelan tiang pancang diameter 70 cm dengan jumlah 6 buah tiang pada gedung 7 lantai pada redisain gedung YBWSA.

Tabel 4.35. Data Tiang Pancang

No.	Data	Keterangan
1	Ukuran Tiang	0,7 m
2	Mutu beton K-350 atau f_c'	29 MPa
3	Modulus Elastisitas (E_p) = $4700\sqrt{f_c}$	25310274,59 kN/m ²
4	Luas Penampang (A_p) = $0,25 \pi d^2$	0,385m ²
5	Momen Inersia (I) = $1/64 \pi d^4$	0,01179 m ⁴
6	Kekakuan normal (EA) = $A_p \times E_p$	9740535,16 kN
7	Kekakuan lentur (EI) = $I \times E_p$	298303,89 kN.m ²
8	(D) = $\sqrt{12(EI/EA)}$	0,606 m
9	Berat Jenis Beton	24 kN/m ³
10	Angka <i>Poisson</i> (μ) tanah Clay (Tabel 2.3)	0,3
11	Beban terdistribusi (w)	1,28 kN/m/m

Tabel 4.36. Data Pile Cap

No.	Data	Keterangan
1	Ukuran Pile Cap	3,5 m × 5,6 m
2	Tebal Pile Cap (h)	1,5 m
3	Modulus Elastisitas (E_p) = $4700\sqrt{f_c}$	25310274,59 kN/m ²
4	Luas Penampang (A_p) = $a \times b$	19,6 m ²
5	Momen Inersia (I) = $1/12 \times b \times h^3$	1,575 m ⁴

6	Kekakuan normal (EA) = $A_p \times E_p$	496081382,03 kN.m
7	Kekakuan lentur (EI) = $I \times E_p$	39863682,48 kN.m ²
8	$(D) = \sqrt{12(EI/EA)}$	0,98 m
9	Berat Jenis Beton	24 kN/m ³
10	Angka <i>Poisson</i> (μ) (Tabel 2.3)	0,3
11	Beban terdistribusi (w)	1,28 kN/m/m

Berikut tahapan perhitungan Pondasi Tiang Pancang dengan PLAXIS V.8.6:

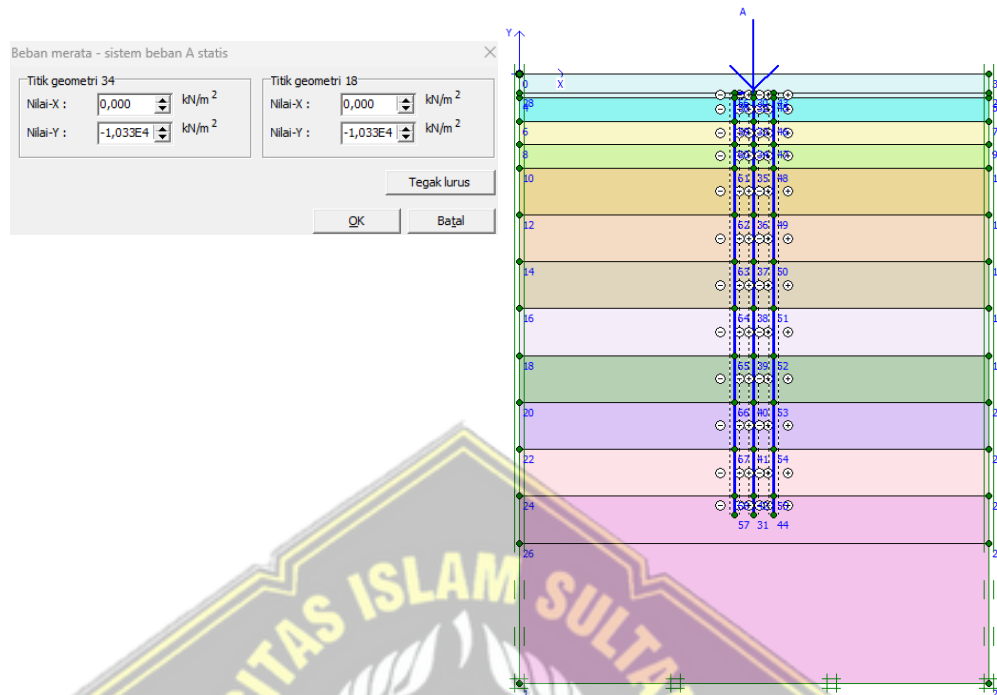
- Langkah pertama menentukan judul, model, elemen, dan percepatan yang pada kotak dialog dimensi atur satuan, dimensi dan input material.



Gambar 4.38 Input Material PLAXIS

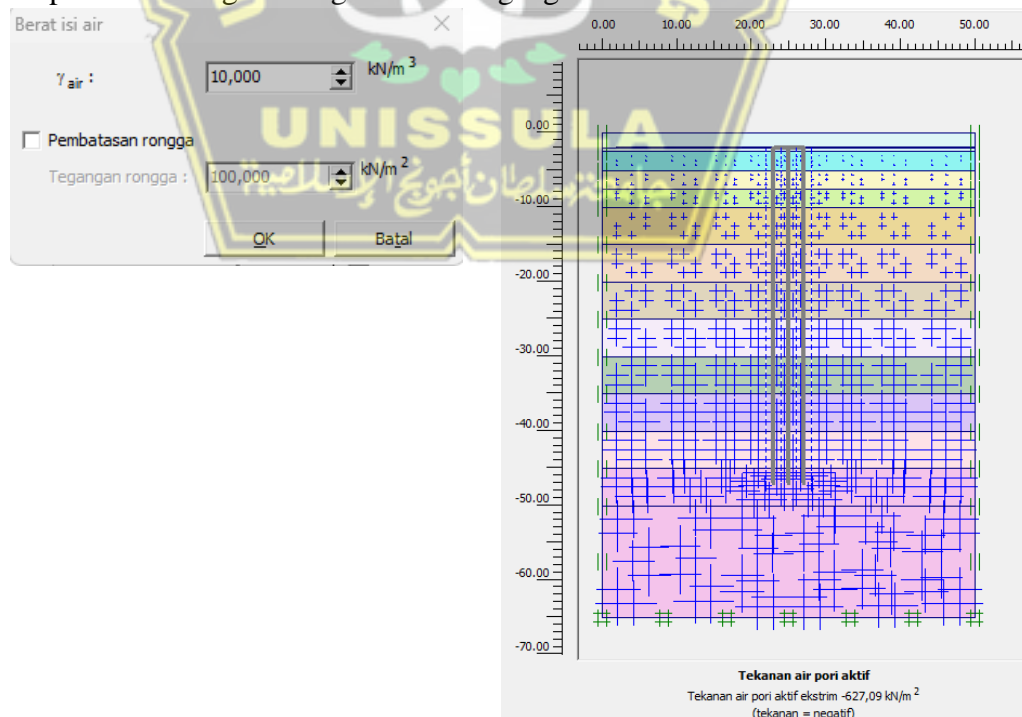
- Menggambarkan interaksi antara tanah dengan struktur (soil interaction) dan menggambar Input nilai beban terpusat bangunan dengan menambahkan nilai beban sebesar 10333,45 kN (dari SAP2000 Permodelan gedung 7 lantai)

menggunakan standard fixities membentuk tumpuan rol pada bagian dasar dan bagian sisi kanan kiri membentuk jepit.



Gambar 4.39. Permodelan dan Interaksi Antar Tanah

- Menambahkan muka air tanah klik initial conditions γ water =10 kN/m³ lalu gambarkan muka air tanah dengan klik phreatic level dan Untuk melihat tekanan air pori aktif dengan mengaktifkan tegangan efektif.



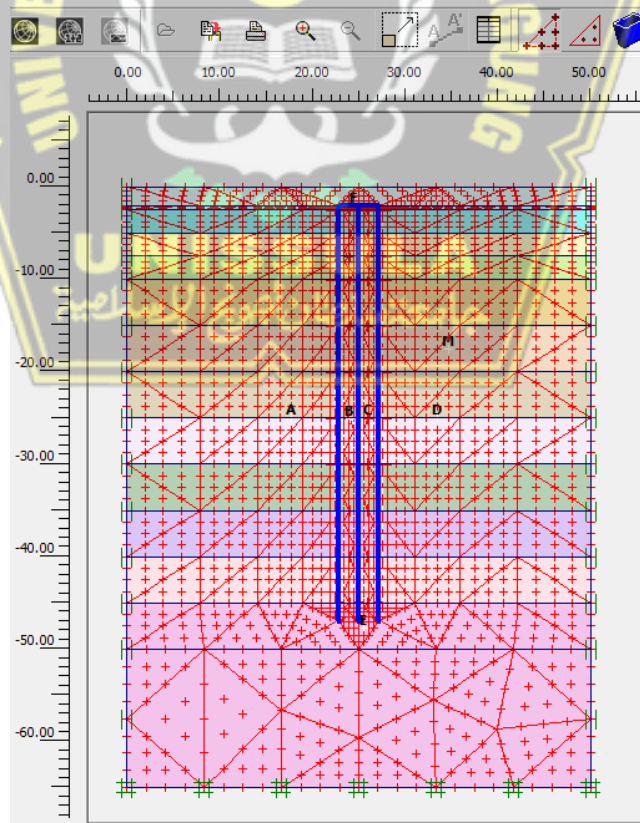
Gambar 4.40. Tegangan Efektif Tiang Pancang

- Memasukkan perhitungan pemasangan tiang pancang, pile cap, mengaktifkan beban dan menghitung konsolidasi selama 20 tahun (7300 hari) kemudian hasil hitungan penurunan dengan identifikasi semua perhitungan hingga sudah tercentang hijau.

Identifikasi	No. tahap	Mulai dari	Perhitungan	Masukan pembebanan	Waktu	Air	Perta...	Teral
Tahap awal	0	0	N/A	N/A	0,00 ...	0	0	0
✓ pemasangan tian...	1	0	Analisa plastis	Tahapan konstruksi	0,00 ...	1	1	2
✓ pile cap	2	1	Analisa plastis	Tahapan konstruksi	0,00 ...	2	3	4
✓ beban aktif	3	2	Analisa plastis	Tahapan konstruksi	0,00 ...	3	5	22
✓ Konsolidasi	4	3	Analisa konsolidasi	Tahapan konstruksi	7300...	4	23	39

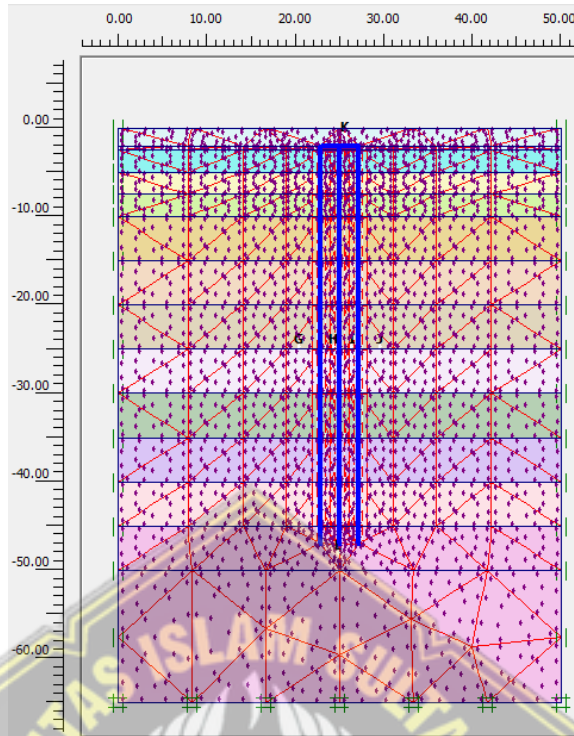
Gambar 4.41. Analisis Perhitungan Tiang pancang Kelompok

- Bemberian titik-titik nodal untuk kurva beban – perpindahan



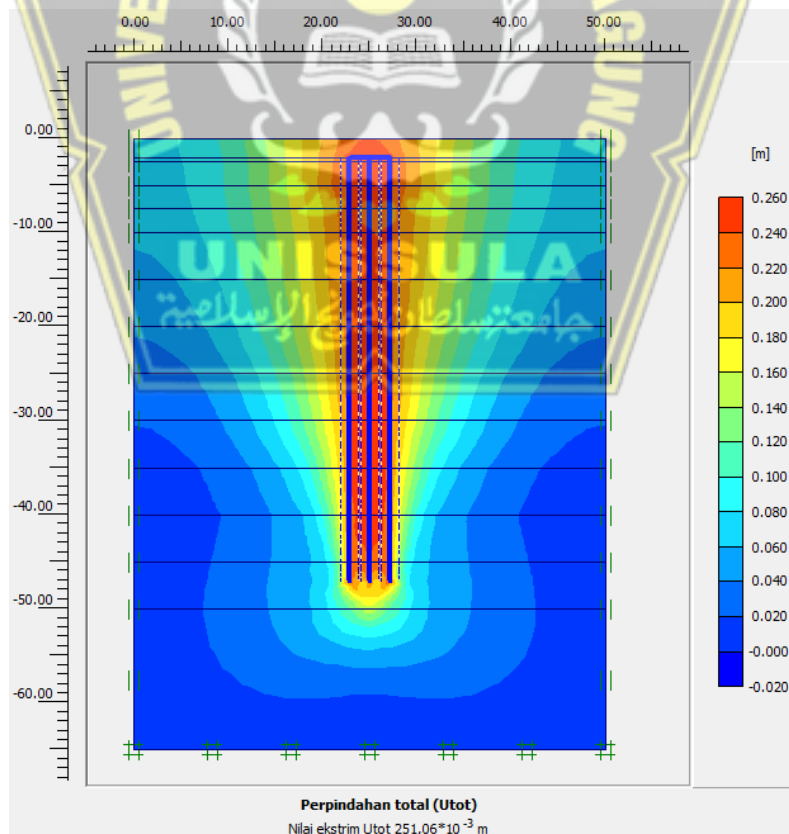
Gambar 4.42. Rencana Titik Nodal Kurva Beban – Perpindahan

- Pilih titik tegangan untuk kurva tegangan - regangan



Gambar 4.43. Perpindahan Total Tiang Pancang Kelompok

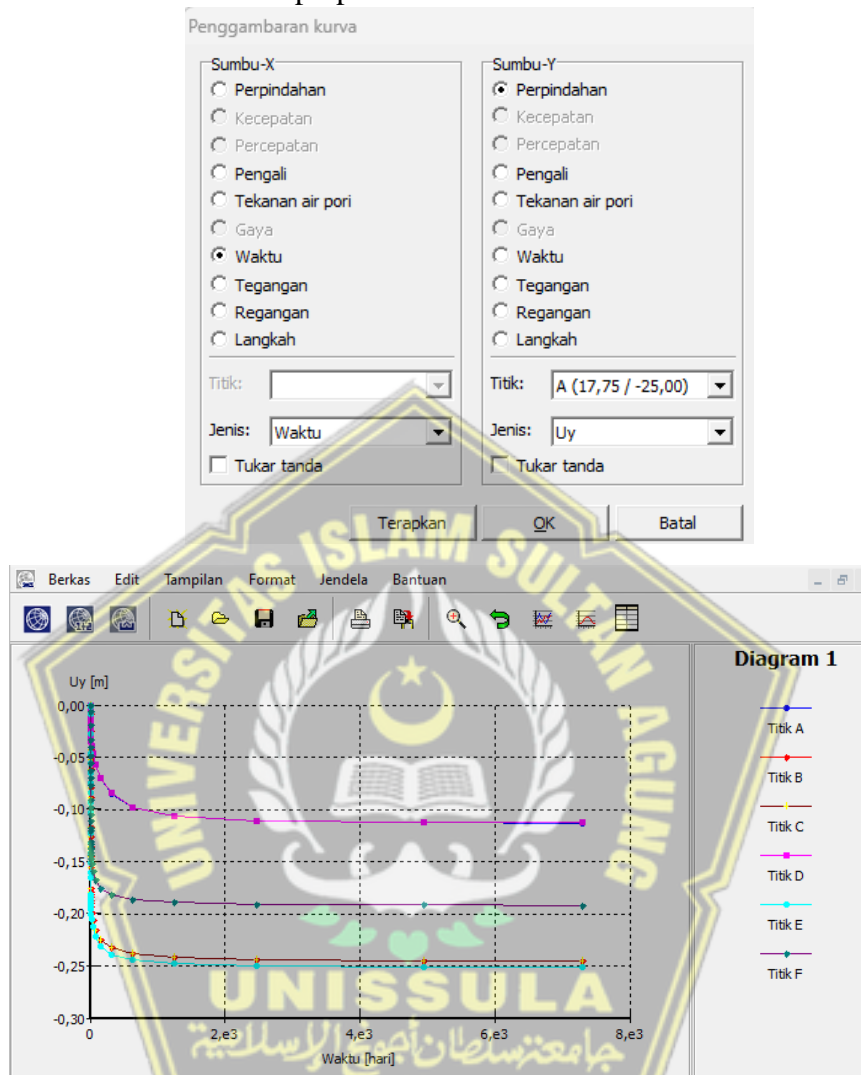
- Dihitung deformasi perpindahan total tiang pancang



Gambar 4.44. Perpindahan Total Tiang Pancang Kelompok

Jadi dari permodel dengan program PLAXIS V.8.6 didapatkan hasil penurunan pondasi kelompok tiang Pancang yaitu 0,25091 m.

- Membuat Grafik Waktu – perpindahan



Gambar 4.45. Grafik Perpindahan Total Tiang Pancang Kelompok

4.7.2. Penurunan Pondasi Bored Pile dengan PLAXIS V.8.6

Dibawah ini tahapan penginputan penurunan pondasi bored pile melalui PLAXIS:

Tabel 4.37. Data Bored Pile

No.	Data	Keterangan
1	Diameter Tiang	0,4 m
2	Mutu beton K-300 atau f_c'	29 MPa
3	Modulus Elastisitas (E_p)	25310274,59 kN/m ²
4	Luas Penampang (A_p)	0,385 m ²
5	Momen Inersia (I)	0,01179 m ⁴
6	Kekakuan normal (EA) = $A_p \times E_p$	9740535,16 kN

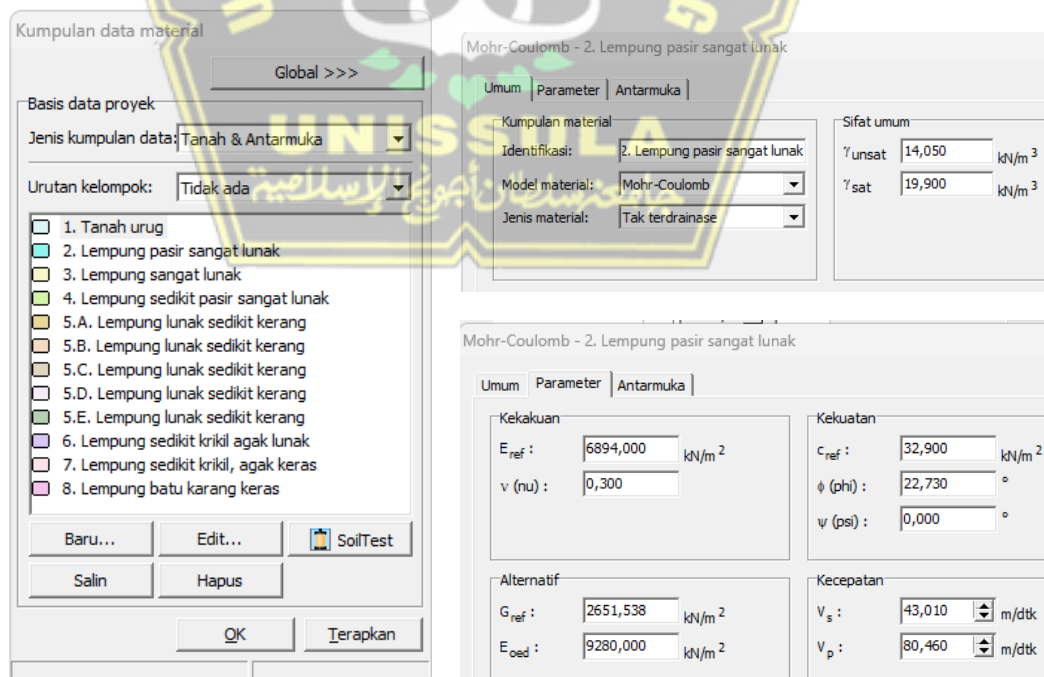
7	Kekakuan lentur ($EI = I \times E_p$)	298303,89 kN.m ²
8	$(D) = \sqrt{12(EI/E_A)}$	0,606
9	Berat Jenis Beton	24 kN/m ³
10	Angka <i>Poisson</i> (μ) (Tabel 2.3)	0,3
11	Beban terdistribusi (w)	1,28 kN/m/m

Tabel 4.38. Data Pile Cap

No.	Data	Keterangan
1	Ukuran Pile Cap	3,5 m × 5,6 m
2	Modulus Elastisitas (E_p)	25310274,59 kN/m ²
3	Luas Penampang (A_p)	19,6 m ²
4	Momen Inersia (I)	1,575 m ⁴
5	Kekakuan normal ($EA = A_p \times E_p$)	496081382,03 kN.m
6	Kekakuan lentur ($EI = I \times E_p$)	39863682,48 kN.m ²
7	Tebal pile cap ($D) = \sqrt{12(EI/E_A)}$	0,98
8	Berat Jenis Beton	24 kN/m ³
9	Angka <i>Poisson</i> (μ) (Tabel 2.3)	0,3
10	Beban terdistribusi (w)	1,28 kN/m/m

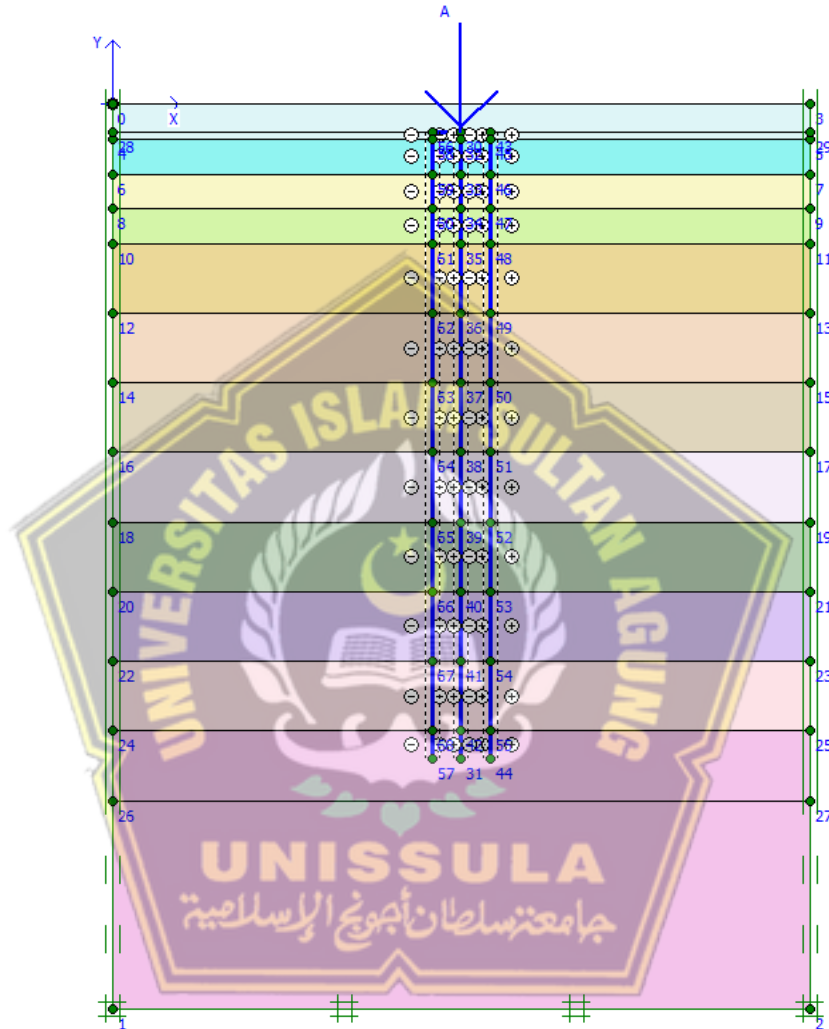
Berikut tahapan perhitungan Pondasi Bored Pile dengan PLAXIS V.8.6

- Langkah pertama menentukan judul, model, elemen, dan percepatan yang pada kotak dialog dimensi atur satuan, dimensi dan input material.

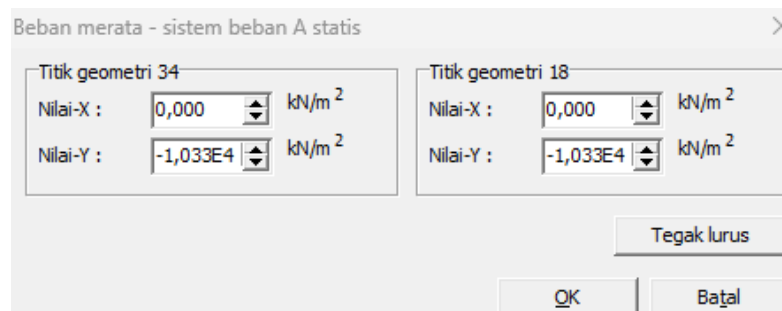


Gambar 4.46. Input Material PLAXIS

- Menggambarkan interaksi antara tanah dengan struktur (soil interaction) dan menggambar Input nilai beban terpusat bangunan dengan menambahkan nilai beban sebesar 10333,45 kN (dari SAP2000 Permodelan gedung 7 lantai) Menentukan kondisi batas menggunakan standard fixities membentuk tumpuan rol pada bagian dasar dan bagian sisi kanan kiri membentuk jepit.

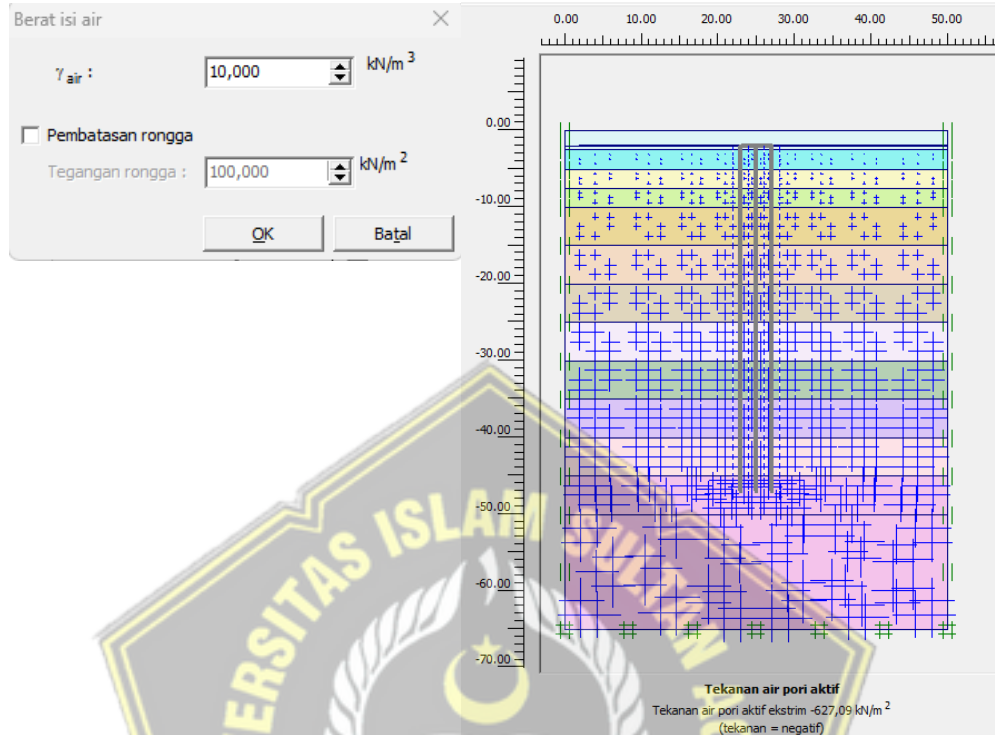


Gambar 4.47. Permodelan dan Interaksi Antar Tanah

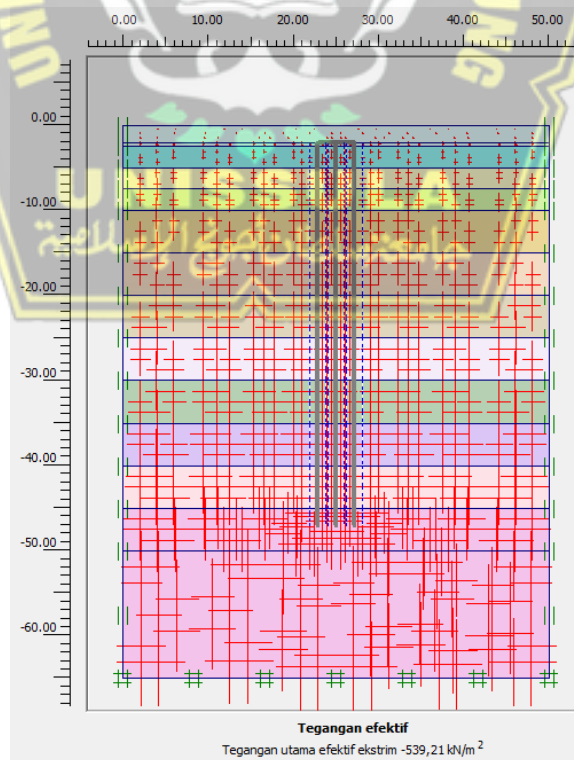


Gambar 4.48. Input Beban Terpusat

- Menambahkan muka air tanah klik initial conditions γ water =10 kN/m³ lalu gambarkan muka air tanah dengan klik phreatic level dan Untuk melihat tekanan air pori aktif dengan mengaktifkan tegangan efektif.



Gambar 4.49. Tekanan Air pori Aktif



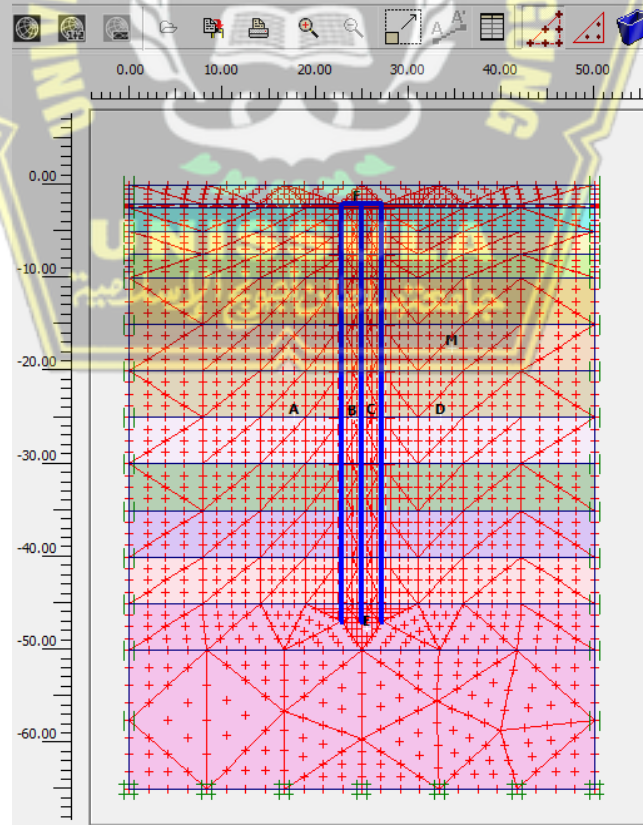
Gambar 4.50. Tegangan Efektif Tiang Pancang

- Memasukkan perhitungan pemasangan tiang pancang, pile cap, mengaktifkan beban dan menghitung konsolidasi selama 20 tahun (7300 hari) kemudian hasil hitungan penurunan dengan identifikasi semua perhitungan hingga sudah tercentang hijau.

Identifikasi	No. tahap	Mulai dari	Perhitungan	Masukan pembebanan	Waktu	Air	Perta...	Terak...
Tahap awal	0	0	N/A	N/A	0,00 ...	0	0	0
✓ pemasangan tian...	1	0	Analisa plastis	Tahapan konstruksi	0,00 ...	1	1	2
✓ pile cap	2	1	Analisa plastis	Tahapan konstruksi	0,00 ...	2	3	4
✓ beban aktif	3	2	Analisa plastis	Tahapan konstruksi	0,00 ...	3	5	22
✓ Konsolidasi	4	3	Analisa konsolidasi	Tahapan konstruksi	7300...	4	23	39

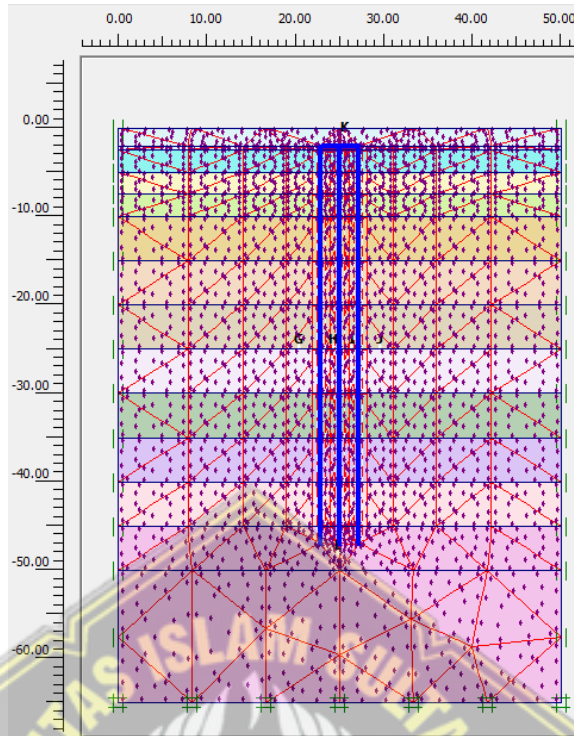
Gambar 4.51. Analisis Perhitungan Tiang pancang Kelompok

- Bemberian titik-titik nodal untuk kurva beban – perpindahan



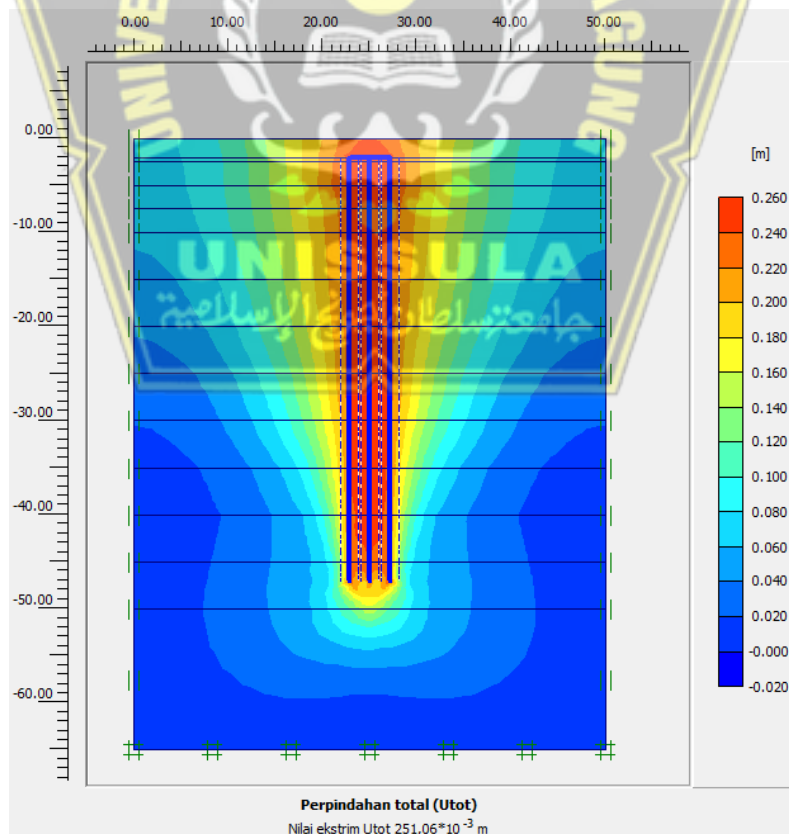
Gambar 4.52. Rencana Titik Nodal Kurva Beban – Perpindahan

- Pilih titik tegangan untuk kurva tegangan - regangan



Gambar 4.53. Perpindahan Total Tiang Pancang Kelompok

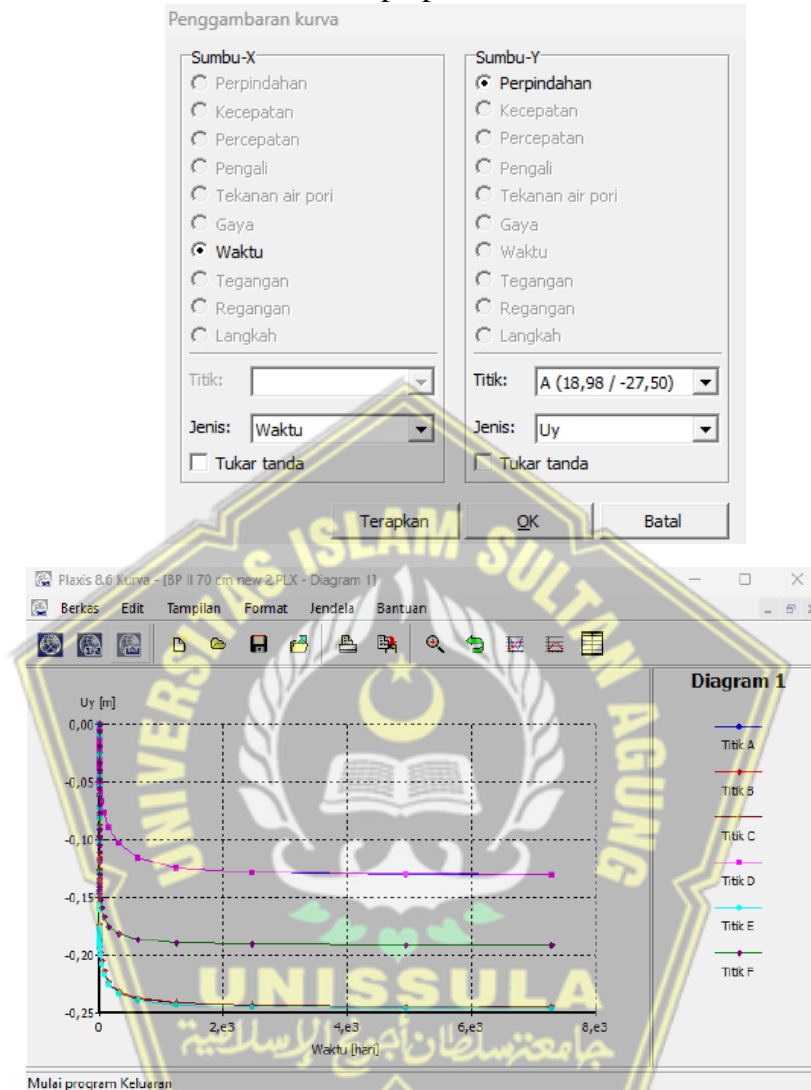
- Dihitung deformasi perpindahan total tiang pancang



Gambar 4.54. Perpindahan Total Tiang Pancang Kelompok

Jadi dari permodel dengan program PLAXIS V.8.6 didapatkan hasil penurunan pondasi kelompok tiang Pancang yaitu 0,25091 m.

- Membuat Grafik Waktu – perpindahan



Gambar 4.55. Grafik Perpindahan Total Tiang Pancang Kelompok

Tabel 4.39. Hasil Perhitungan dengan PLAXIS V.8.6 Pada gedung 7 lantai

Jenis Pondasi	Jumlah Tiang	Sg (m) Deformasi total
Tiang Pancang D = 70 cm	6	0,25091
Bored Pile D = 70 cm	6	0,25091

4.8. Hasil Perhitungan Daya Dukung Pondasi Manual dan PLAXIS V.8.6

Setelah melakukan analisi perhitungan perbandingan daya dukung pondasi tiang pancang dan pondasi bored pile diatas dihasilkan besarnya nilai perbandingan sebagai berikut:

Tabel 4.42. Perbandingan Daya Dukung Pondasi Dengan Manual dan PLAXIS

Jenis Pondasi	n	Qg (kN)	Hg (kN)	y _o (mm)	Se (mm)	Sg (mm)
	Jumlah Tiang	Daya dukung kelompok tiang	daya dukung lateral Kelompok	Defleksi y _o < 25 mm	Penurunan Pondasi Tunggal	Penurunan Pondasi Kelompok
Tiang Pancang D = 70 cm	6	10436,50	38278,80	9,03	0,035	0,078
PLAXIS (20 tahun)	-	-	-	-	-	0,251
Bored Pile D = 70 cm	6	10386,29	38278,80	5,84	0,042	0,094
PLAXIS (20 tahun)	-	-	-	-	-	0,251

Berdasarkan hasil perhitungan daya dukung pondasi tiang pancang dan pondasi bored pile, dapat disimpulkan bahwa:

- Daya dukung pondasi tiang pancang umumnya lebih besar dibandingkan dengan pondasi bored pile. Hal ini disebabkan karena tiang pancang ditanam langsung ke dalam tanah dengan cara dipukul, sehingga mampu menembus lapisan tanah yang lebih keras dan mencapai lapisan tanah yang lebih kuat untuk menopang beban struktur.
- Pondasi bored pile lebih cocok digunakan pada kondisi tanah yang lunak atau berpasir. Hal ini karena dapat mendistribusikan beban struktur secara lebih merata ke dalam tanah.
- Pemilihan jenis pondasi yang tepat tergantung pada beberapa faktor, seperti jenis tanah, beban struktur, dan biaya pembangunan. Oleh karena itu, perlu dilakukan analisis yang cermat sebelum memilih jenis pondasi yang akan digunakan.

Beberapa hal lain yang perlu dipertimbangkan dalam memilih jenis pondasi adalah:

- **Ketersediaan alat dan bahan:** Tiang pancang umumnya memerlukan alat pancang khusus untuk memasangnya, sedangkan pondasi bored pile dapat dibuat dengan menggunakan alat-alat yang lebih sederhana.
- **Kecepatan pelaksanaan:** Pemasangan tiang pancang umumnya lebih cepat dibandingkan dengan pembuatan pondasi bored pile.

- **Dampak lingkungan:** Pemasangan tiang pancang dapat menimbulkan getaran dan kebisingan yang dapat mengganggu lingkungan sekitar, sedangkan pembuatan pondasi bored pile umumnya tidak menimbulkan getaran dan kebisingan.

Kesimpulannya, tidak ada jenis pondasi yang terbaik untuk semua kondisi. Pemilihan jenis pondasi yang tepat harus dilakukan berdasarkan analisis yang cermat terhadap berbagai faktor yang terkait.



BAB V

PENUTUP

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan perhitungan daya dukung pondasi dengan menggunakan analisis perbandingan daya dukung pondasi tiang pancang dan bored pile dengan Metode Mayerhoff, Metode Aoki & De Alencar, Metode Reese And Wright, Dan Program PLAXIS V.8.6 studi kasus gedung Kantor Yayasan Badan Wakaf Sultan Agung.

1. Beban yang terjadi pada pondasi

A. Gedung 5 lantai dari nilai SAP2000 *Structure Output Join Reactions* Sebesar 7402,97 kN = 740,30 ton

B. Gedung 7 lantai dari nilai SAP2000 *Structure Output Join Reactions* sebesar 10333,45 kN = 1033,345 ton

2. Hasil Perhitungan Daya Dukung Pondasi

A. Daya Dukung Aksial

- Gedung 5 lantai (Metode Mayerhoff, Metode Aoki & De Alencar)
 - Tiang Pancang 40 cm × 40 cm sebanyak 7 tiang pancang dan daya dukung kelompok tiang sebesar 7948,49 kN.
 - Tiang Pancang diameter 40 cm sebanyak 8 tiang pancang dan daya dukung kelompok tiang sebesar 7641,47 kN.
 - Tiang Pancang diameter 70 cm sebanyak 4 tiang pancang dan daya dukung kelompok tiang sebesar 7871,95 kN.
- Gedung 7 lantai (Metode Mayerhoff, Metode Aoki & De Alencar, Reese & Wrigh, O'Neil & Reese, dan Luciano de Court)
 - Tiang Pancang diameter 70 cm sebanyak 6 tiang pancang dan daya dukung kelompok tiang sebesar 10436,5 kN.
 - Bored Pile diameter 70 cm sebanyak 6 tiang pancang dan daya dukung kelompok tiang sebesar 10386,29 kN.

B. Lateral pondasi dengan metode Broms (1964) sebesar:

- Daya dukung lateral Gedung 5 lantai
 - Tiang Pancang 40 cm × 40 cm sebanyak 7 tiang pancang $H_g = 138,88$ kN dan Besarnya Defleksi 7,638 mm.

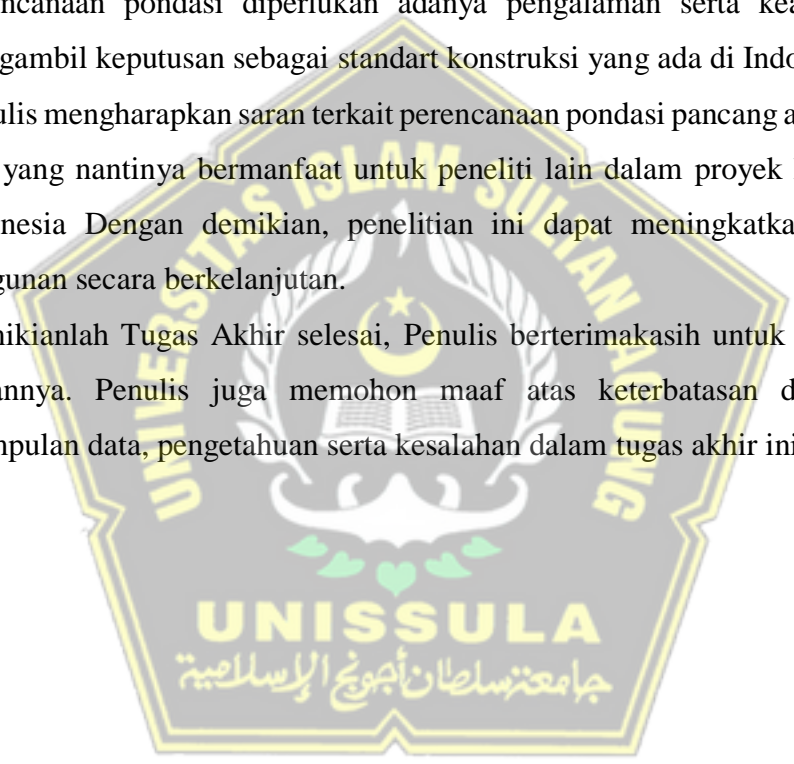
- Tiang Pancang diameter 40 cm sebanyak 8 tiang pancang Hg = 126,98 kN dan Besarnya Defleksi 7,971 mm.
 - Tiang Pancang diameter 70 cm sebanyak 4 tiang pancang Hg = 255,19 kN dan Besarnya Defleksi 6,017 mm.
 - Daya Dukung Dukung Lateral Gedung 7 Lantai
 - Tiang Pancang diameter 70 cm sebanyak 6 tiang pancang Hg = 38278,80 kN dan Besarnya Defleksi 9,03 mm.
 - Bored Pile diameter 70 cm sebanyak 6 tiang pancang Hg = 38278,80 kN dan Besarnya Defleksi 5,84 mm.
3. Hasil perhitungan Penurunan Pondasi dengan metode Vesic (1977):
- A. Penurunan Pondasi Gedung 5 lantai
- Tiang Pancang 40 cm × 40 cm penurunan sebesar (Se) sebesar 0,039 mm dan (Sg) sebesar 0,094 mm
 - Tiang Pancang diameter 40 cm penurunan sebesar (Se) sebesar 0,035 mm dan (Sg) sebesar 0,087 mm
 - Tiang Pancang diameter 70 cm penurunan sebesar (Se) sebesar 0,035 mm dan (Sg) sebesar 0,083 mm
- B. Penurunan Pondasi Gedung 7 lantai
- Tiang Pancang diameter 70 cm penurunan sebesar (Se) sebesar 0,035 mm dan (Sg) sebesar 0,078 mm
 - Bored Pile diameter 70 cm penurunan sebesar (Se) sebesar 0,042 mm dan (Sg) sebesar 0,094 mm.
4. Hasil perhitungan perbandingan penurunan pondasi secara manual dan menggunakan program PLAXIS V.8.6.
- A. Tiang Pancang
- Manual : Penurunan pondasi kelompok (Sg) sebesar 0,078 mm
 Plaxis : Selama 20 tahun (7300 hari) Perpindahan total Utot 0,251 m
- B. Bored Pile
- Manual : Penurunan pondasi kelompok (Sg) sebesar 0,094 mm
 Plaxis : Selama 20 tahun (7300 hari) Perpindahan total Utot 0,251 m
5. Besarnya konsolidasi tanah itu sendiri selama 20 tahun dengan kondisi Konsolidasi dengan diberi beban aktif pondasi sebesar 0,251 m.

5.2. Saran

Berdasarkan penulisan Tugas Akhir menghasilkan rekomendasi sebagai berikut:

1. Hasil analisis perbandingan perhitungan daya dukung serta penurunan pondasi tiang pancang dengan bored pile dapat mempertimbangkan keefektifan dalam pengerjaan struktur pondasi mana yang cocok untuk diterapkan di lapangan.
2. Perhitungan dan perencanaan pondasi disesuaikan dengan kondisi lapangan dalam hal ini perhitungan manual dan perhitungan menggunakan software, sehingga menghasilkan perencanaan yang sesuai.
3. Perencanaan pondasi diperlukan adanya pengalaman serta keahlian dalam mengambil keputusan sebagai standar konstruksi yang ada di Indonesia.
4. Penulis mengharapkan saran terkait perencanaan pondasi pancang ataupun bored pile yang nantinya bermanfaat untuk peneliti lain dalam proyek konstruksi di Indonesia. Dengan demikian, penelitian ini dapat meningkatkan konstruksi bangunan secara berkelanjutan.

Demikianlah Tugas Akhir selesai, Penulis berterimakasih untuk koreksi serta masukannya. Penulis juga memohon maaf atas keterbatasan dalam proses pengumpulan data, pengetahuan serta kesalahan dalam tugas akhir ini.



DAFTAR PUSTAKA

- Agustin, I., & Oktavia, L. (2022). *Analisa Daya Dukung Dan Penurunan Fondasi TiangPancang Hasil Standard Penetration Test (Spt) PadaGedung Teknik Informatika Politeknik Negeri Cilacap*. 1–82.
- Badan SNI 8460:2017. (2017). Persyaratan Perancangan Geoteknik. *Standar Nasional Indonesia, 8460*, 1–323.
- Badan Standardisasi Nasional Indonesia. (2020). Penetapan Standar Nasional Indonesia 1727 : 2020 Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait Untuk Bangunan Gedung dan Struktur. *Badan Standardisasi Nasional 1727:2020*, 8, 1–336.
- Bowles, J. E. (1993). *Analisis dan Desain Pondasi jilid 2 Edisi Keempat*. 1–23.
- Bowles, J. E. (1997). *Analisis dan Desain Pondasi Jilid 1*. Erlangga, Jakarta, 1.
- Canonica, L. (2013). *Memahami Pondasi*. 107.
- Das, B. M. (1995). *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknik*. Penerbit Erlangga, 1–300.
- Departemen Pekerjaan, U. (1983). PERATURAN PEMBEBANAN INDONESIA UNTUK GEDUNG 1983. In *PERATURAN PEMBEBANAN INDONESIA UNTUK GEDUNG 1983-PUPR* (Vol. 12, Nomor July, hal. 321–324).
- Departemen Pekerjaan, U. (1987). *Ppiug -1987*. 5–9.
- Dr. Ir. Abdul Hakam, M. (2008). *Rekayasa Pondasi Untuk Mahasiswa Dan Praktisi*. April 2008, 240.
- Dr. Ir. H. Darwis, M. S. (2018). *MEKANIKA TANAH*.
- Hadiyatmono, H. cristady. (2006). *Mekanika Tanah I: untuk tanah endapan dan residu*.
- Hardiyatmo, H. C. (2001). *Teknik Fondasi 1 Edisi Kedua*. In *Gramedia Pustaka Utama*.
- Hardiyatmo, H. C. (2008). *Teknik Fondasi II*. Gadjah Mada University Press, 316.
- Kawanda, A. (2017). *Tekanan Tanah Lateral*. 1–8.
- Kurniawan, F. R., & Siregar, C. A. (2023). Mayerhoff Analisis Daya Dukung Fondasi Tiang Pancang Dengan Menggunakan Metode Dan Menggunakan Aplikasi Allpile. *Sistem Infrastruktur Teknik Sipil (SIMTEKS)*, 3(1), 16.

<https://doi.org/10.32897/simteks.v3i1.1249>

Maharani, A., & Fadhillah, N. D. D. (2023). *Pembangunan Gedung Kelas Politeknik Pekerjaan*.

Mulyono, T. (2022). *Klasifikasi Tanah_Jurnal*. November 2017.

Paulus P. Rahardjo, P. . (2016). *Buku Manual Pondasi Tiang*.

R. Harya, D. (2017). Perhitungan Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Tunggal Menggunakan Metode Clustering Data Sondir. *PERHITUNGAN KAPASITAS DUKUNG FONDASI TIANG TUNGGAL MENGGUNAKAN METODE CLUSTERING DATA SONDIR* R.Harya, 686–688.
<https://doi.org/10.1093/oseo/instance.00213143>

Reese, L. C., & Wright, S. J. (1977). Drilled Shaft Manual Volume I : Construction Procedures and Design for Axial Loading. In *U.S. Dept. of Transportation, Implementation Division, HDV-22, Implementation Package*.

Sari, A. P., & Aini, A. M. (2022). *Analisa Daya Dukung Dan Penurunan Pondasi Tiang Pancang Dengan Metode Meyerhof, Aoki & De Alencar Dan Program Plaxis 8 . 6 (Studi Kasus Gedung Parkir RS Roemani Semarang)*. 6.

SNI 1726 : 2019, B. S. N. (2019). Penerapan Standar Nasional Indonesia. *SNI 1729 : 2019*, 8, 1–254.

Sosrodarsono, I. S., & Nakazawa, K. (2000). *Mekanika Tanah & Teknik Pondasi*.

Titi, H., & Farsakh, M. Y. (1999). *Evaluation of Bearing Capacity of Piles From Cone Penetration Test Data*. November, 1–100.