

**PERMODELAN NUMERIK DAYA DUKUNG TIANG HELIX-
RAKIT PADA TANAH GAMBUT DENGAN MENGGUNAKAN
METODE FEM**

*NUMERICAL MODELING BEARING CAPACITY OF HELIX
PILE RAFT IN PEAT SOIL USING FINITE ELEMENT METHOD*

EKO BUDIANTO
P2305216401



**PROGRAM PASCASARJANA
UNIVERSITAS HASANUDDIN
MAKASSAR
2019**

PERMODELAN NUMERIK DAYA DUKUNG TIANG HELIX- RAKIT PADA TANAH GAMBUT DENGAN MENGGUNAKAN METODE FEM

Tesis

Sebagai Salah Satu Syarat Untuk Mencapai Gelar Magister

Program Studi

Teknik Sipil

Disusun dan diajukan oleh

EKO BUDIANTO

Kepada

**PROGRAM PASCASARJANA
UNIVERSITAS HASANUDDIN
MAKASSAR
201**



TESIS

PERMODELAN NUMERIK DAYA DUKUNG TIANG HELIX- RAKIT PADA TANAH GAMBUT DENGAN MENGGUNAKAN METODE FEM

Disusun dan diajukan oleh
EKO BUDIANTO
Nomor Pokok P2305216401

Telah dipertahankan di depan Panitia Ujian Tesis

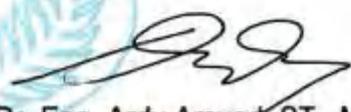
Pada tanggal 27 Mei 2019

dan dinyatakan telah memenuhi syarat

Menyetujui
Komisi Penasehat


Ir. H. Achmad Bakri Muhiddin, M.Sc., Ph.D

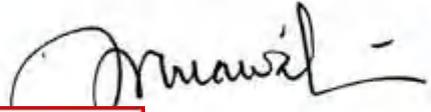
Ketua


Dr. Eng. Ardy Arsyad, ST., M.Eng.Sc

Sekretaris

Ketua Program Studi
S2 Teknik Sipil

Dekan Fakultas Teknik
Universitas Hasanuddin


Rita Irmawaty, ST., MT


Dr. Ir. H. Muhammad Arsyad Thaha, MT



PERNYATAAN KEASLIAN TESIS

Yang bertanda tangan di bawah ini

Nama : Eko Budianto
Nomor Mahasiswa : P2305216401
Program studi : Teknik Sipil

Menyatakan dengan sebenarnya bahwa tesis yang saya tulis ini benar-benar merupakan hasil karya saya sendiri, bukan merupakan pengambilalihan tulisan atau pemikiran orang lain. Apabila di kemudian hari terbukti atau dapat dibuktikan bahwa sebagian atau keseluruhan tesis ini hasil karya orang lain, saya bersedia menerima sanksi atas perbuatan tersebut.

Makassar, 27 Mei 2019
Yang menyatakan

Eko Budianto



PRAKATA

Segala puji syukur kami panjatkan kepada Allah SWT atas limpahan rahmat dan kasih sayang-Nya, yang telah memberikan kesehatan dan kekuatan sehingga penelitian tesis yang berjudul “Permodelan Numerik Daya Dukung Tiang Helix-Rakit Pada Tanah Gambut Dengan Menggunakan Metode FEM” dapat diselesaikan.

Dalam kesempatan ini perkenankan saya untuk menghaturkan terima kasih yang tak terhingga kepada Bapak Ir. Achmad Bakri Muhiddin, M.Sc., Ph.D. selaku Ketua Komisi Pembimbing dan Bapak Dr.Eng. Ardy Arsyad, ST., M.Eng., selaku anggota Komisi Pembimbing, Bapak Prof. Dr. Ir. H Lawalenna Samang, MS., M.,Eng., Bapak Dr.Eng Tri Harianto, ST., MT. dan Bapak Dr. Ir. Abd. Rachman Djamaluddi., MT. selaku penguji, atas bimbingan dan arahnya. Terimakasih yang tak terhingga juga kami haturkan kepada Rektor Universitas Hasanuddin, Direktur Sekolah Pascasarjana Universitas Hasanuddin, Dekan Fakultas Teknik, Ketua Jurusan Sipil, Ketua Prodi S2 Teknik Sipil, para dosen dan rekan-rekan mahasiswa Program S3, S2, dan S1 Teknik Sipil Universitas Hasanddin dan yang terakhir ucapan terima kasih juga disampaikan kepada mereka yang namanya tidak tercantum tetapi telah banyak membantu penulis dalam menyelesaikan tesis ini.



Makassar, 27 Mei 2019

Eko Budianto

ABSTRAK

EKO BUDIANTO : Daya Dukung Tiang Helix Rakit Pada Tanah Gambut Dengan Menggunakan Metode FEM (Dibimbing oleh H. Achmad Bakri Muhiddin dan Ardy Arsyad)

Tanah gambut dalam pembangunan infrastruktur jalan raya seringkali menjadi permasalahan. Hal ini disebabkan oleh rendahnya daya dukung tanah tersebut. Studi ini melakukan permodelan pondasi tiang helix-rakit pada deposisi tanah gambut dengan menggunakan pendekatan metode FEM untuk menginvestigasi daya dukung dan penurunan elastis pada pondasi tiang helix-rakit. Program komputer yang berbasis elemen hingga digunakan untuk menganalisa hubungan beban dan penurunan pada tiang helix-rakit yang dilalui beban. Hasil studi ini menunjukkan penurunan pondasi tiang helix rakit makin berkurang seiring bertambahnya jumlah tiang helix. Namun demikian terdapat maksimal jumlah tiang helix, dikarenakan lebih dari jumlah ini, penurunan pondasi tiang helix tidak lagi signifikan.

Kata kunci : tiang helix rakit, tanah gambut, finite element method



ABSTRACT

EKO BUDIANTO : Bearing Capacity Of Helix Pile Raft In Peat Soil Using Finite Element Method (Supervised by H. Achmad Bakri Muhiddin dan Ardy Arsyad)

Peat soil has become a problem in developed road infrastructure. This is due to the low bearing capacity of the land. This study modeling the helix pile foundation on peat soil deposition using a finite element method approach to investigate the bearing capacity and elastic settlement on the helix pile raft foundation. A computer program based on finite elements was used to analyze the load and settlement relationships on helix pile raft through which loads. The results of this study show that the decrease in settlement of foundation with increasing number of helix piles. However, there is a maximum number of helix piles, in which, the reduction in the helix pile foundation is no longer significant.

Keywords : helix pile raft, peat soil, finite element method



DAFTAR ISI

	Halaman
PRAKATA	v
ABSTRAK	vi
ABSTRACT	vii
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR TABEL	x
DAFTAR GAMBAR	xi
I PENDAHULUAN	
A. Latar Belakang	1
B. Rumusan Masalah.....	3
C. Tujuan Penelitian	3
D. Batasan Masalah	3
E. Manfaat Penelitian	4
II TINJAUAN PUSTAKA	
A. Tanah Gambut	6
B. Daya Dukung Tanah	8
C. Tiang Helix	10
D. Perkuatan Tanah dengan Tiang Helix	13
E. Finite Element Methode.....	17
F. Kekakuan Tiang Helix Rakit	31
G. Penelitian Terdahulu	33
H. Kerangka Pikir Penelitian	38



III METODE PENELITIAN

A. Metode Analisis	39
B. Diagram Alir Penelitian	43
C. Definisi Operasional	45

IV HASIL DAN PEMBAHASAN

A. Daya Dukung Tiang Helix-Rakit Pada Tanah Gambut..	46
B. Pola Deformasi Distribusi Tegangan Regangan	55
C. Perbandingan antara Hasil Analitik dan Numerik	57

V PENUTUP

A. Kesimpulan	62
B. Saran	63

DAFTAR PUSTAKA

DAFTAR TABEL

Nomor		Halaman
1	Propertis tanah gambut	41
2	Perbandingan jumlah kritis tiang helix rakit	49
3	Perbandingan settlement untuk helix dengan $K_p = 300$ kN/m	57
4	Perbandingan settlement untuk helix dengan $K_p = 600$ kN/m	58
5	Perbandingan settlement untuk helix dengan $K_p = 1500$ kN/m	58
6	Perbandingan settlement untuk helix dengan $K_p = 2100$ kN/m	58
7	Perbandingan settlement untuk helix dengan $K_p = 3000$ kN/m	59



DAFTAR GAMBAR

Nomor		Halaman
1	Faktor α untuk menghitung hambatan pelekot pada tiang di dalam lempung (McClelland, 1974)..	9
2	Komponen dasar tiang Helix	10
3	Tiang Helix berbentuk kotak dan bulat berongga .	11
4	Instalasi tiang helix pada akses area yang terbatas (milik Earth contact products, Inc.)	12
5	(a) <i>Cylindrical bearing</i> dan (b) <i>Individual bearing</i> ...	13
6	Definisi E_0 , E_{50} dan E_{ur} untuk hasil tes triaksial <i>drained</i>	22
7	Lingkaran tegangan pada hasil; tersentuh pada <i>coulomb's envelope</i>	24
8	Permukaan hasil <i>Mohr-Coulomb</i> dalam ruang tegangan utama ($c = 0$)	26
9	Definisi E_{oed}^{ref} dalam hasil tes oedometer	30
10	Kerangka pikir penelitian	38
11	Model penampang tanah dan tampilan rencana tipikal	40
12	Skema <i>boundary condition</i>	42
13	Diagram alir penelitian	44
14	Pengaruh jumlah tiang helix pada penurunan elastis pondasi tiang helix rakit pada tanah gambut dengan kondisi drained, model mohr coloumn	46
15	Pengaruh jumlah tiang helix pada penurunan elastis pondasi tiang helix rakit pada tanah gambut dengan kondisi undrained pada model mohr coloumb	47



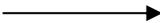
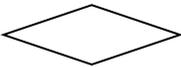
16	Pengaruh jumlah tiang helix pada penurunan elastis pondasi tiang helix rakit pada tanah gambut dengan kondisi (a) drained dan (b) undrained pada model Hardening Soil	48
17	Grafik hasil perhitungan secara analitik	50
18	Penurunan elastis pondasi tiang helix rakit pada kondisi <i>drained</i> dengan $c = 1 \text{ kN/m}^2$ dan $\phi = 27^\circ$ dengan model konstitutif (a) <i>mohr coloumb</i> dan (b) <i>hardening soil</i>	51
19	Penurunan elastis pondasi tiang helix rakit pada kondisi drained dengan $c = 5 \text{ kN/m}^2$ dan $\phi = 25^\circ$ dengan model konstitutif (a) mohr coloumb dan (b) hardening soil	52
20	Penurunan elastis pondasi tiang helix rakit pada kondisi undrained dengan $c = 1 \text{ kN/m}^2$ dan $\phi = 27^\circ$ dengan model konstitutif (a) mohr coloumb dan (b) hardening soil	53
21	Penurunan elastis pondasi tiang helix rakit pada kondisi undrained dengan $c = 5 \text{ kN/m}^2$ dan $\phi = 25^\circ$ dengan model konstitutif (a) mohr coloumb dan (b) hardening soil	54
22	Pola deformasi tanpa perkuatan tiang helix pada rakit.....	55
23	Pola deformasi shading tanpa perkuatan tiang helix pada rakit	56
24	Pola deformasi perkuatan tiang helix-rakit 36 tiang	56
25	Pola deformasi <i>shading</i> perkuatan tiang helix-rakit 36 tiang	57
26	Grafik perbandingan deformasi pada analisis analitik, mohr coloumb dan hardening soil dengan nilai $K_p=300 \text{ kN/m}$	59
27	Grafik perbandingan deformasi pada analisis analitik, mohr coloumb dan hardening soil dengan nilai $K_p=600 \text{ kN/m}$	60



28	Grafik perbandingan deformasi pada analisis analitik, mohr coloumb dan hardening soil dengan nilai $K_p=1500$ kN/m.....	60
29	Grafik perbandingan deformasi pada analisis analitik, mohr coloumb dan hardening soil dengan nilai $K_p=2100$ kN/m	61
30	Grafik perbandingan deformasi pada analisis analitik, mohr coloumb dan hardening soil dengan nilai $K_p=3000$ kN/m	61



DAFTAR ARTI LAMBANG DAN SINGKATAN

Lambang/ singkatan	Arti dan keterangan
	Mulai/Selesai
	Proses / Analisis
	Arah alur kegiatan
	Percobaan (keputusan)
	Penghubung ke halaman lain
A_1	Luas plat helix terbawah
A_n	Luas plat helix ke n
B	Lebar rakit
c	Kohesi tanah
$C_{increment}$	<i>As in Mohr-Coloumb model</i>
$c \ \& \ d$	Dimensi koefisien rakit
d	Diameter pondasi tiang
D_{ave}	Diameter rata-rata plat helix
d_c	Faktor kedalaman
d_a	Faktor kedalaman
d_y	Faktor kedalaman
E^{ref}	Young's modulus



E_{50}^{ref}	Secant stiffness in standard drained triaxial test
E_{oed}^{ref}	Tangent stiffness for primary oedometer loading
E_{ur}^{ref}	Unloading/ reloading stiffness
f_s	Tahanan gesekan maksimum, per satuan luas permukaan tiang
G_s	Modulus geser tanah
H	Panjang tiang pondasi
h_p	Faktor interaksi rakit - tiang
K_0^{nc}	K_0 -value for normal consolidation
K_{pr}	Kekakuan helix rakit
K_{hp}	Kekakuan pada kelompok helix pile
K_r	Kekakuan rakit saja
m	<i>Power for stress-level dependency of stiffness</i>
N_c	Faktor daya dukung
N_y	Faktor daya dukung
N_a	Faktor daya dukung
$(n-1)s$	Panjang tanah diantara plat helix
n	Jumlah plat helix
P^{ref}	<i>Reference stress for stiffnesses</i>
q_{ult}	Daya dukung batas tanah di bawah plat helix
q'	Tegangan efektif overburden pada kedalaman plat herical
R_f	<i>Failure ratio q_f/q_a</i>



s	Jarak antara plat herical
s_u	Kekuatan geser <i>undrained</i>
s_a	Faktor bentuk
s_c	Faktor bentuk
s_y	Faktor bentuk
T	Kuat geser tanah
t	Ketebalan rakit
ν	<i>Poisson's ratio</i>
ν_s	<i>Poisson's ratio tanah</i>
ν_{ur}	<i>Poisson's ratio for unloading-reloading</i>
α	Adhesi antara tanah dengan permukaan tiang
ψ	<i>Dilatancy angle</i>
ϕ	<i>Friction angle</i>
γ	<i>Berat volume tanah</i>



BAB I

PENDAHULUAN

A. Latar Belakang

Tanah gambut dalam konstruksi seringkali menjadi permasalahan. Hal ini disebabkan oleh rendahnya daya dukung tanah tersebut. Daya dukung terdiri atas tiga bagian, masing-masing berhubungan dengan bagian dari mekanisme keruntuhan yaitu yang pertama bagian yang berasal dari kekuatan kohesi tanah, yang kedua bagian yang berasal dari berat tanah di atas dasar fondasi dan bagian yang berasal dari berat tanah di bawah dasar fondasi (Wesley, 2010). Dalam menanggulangi permasalahan daya dukung tanah maka perlu dilakukan perbaikan tanah atau penguatan tanah. Daya dukung yang rendah dapat mengakibatkan struktur tidak stabil dan dapat mengalami kegagalan konstruksi, hal ini akan mengakibatkan kerugian terhadap pekerjaan konstruksi tersebut.

Pengaruh Topografi pada proses pelapukan menyebabkan beberapa daerah di Indonesia memiliki sifat geoteknik tanah yang tidak baik (Wesley, 2010). Tanah gambut umumnya muncul sebagai endapan permukaan yang sangat lunak, basah, tidak terkonsolidasi, yang merupakan bagian integral dari sistem lahan basah. Tanah gambut ini dapat

menimbulkan masalah geoteknis di bidang pengambilan sampel, pemukiman, stabilitas, pengujian in situ, stabilisasi dan konstruksi. Oleh karena itu ada kecenderungan untuk menghindari membangun di atas



tanah ini. Namun, di beberapa daerah di Indonesia, tanah ini mencakup area lahan yang besar dan area ini menjadi area yang harus dilalui untuk menghubungkan daerah satu ke daerah lain. Hal ini mengakibatkan semakin seringnya pemanfaatan lahan marginal tersebut sebagai Jalan.

Perbaikan daya dukung tanah dapat dilakukan dengan melakukan perkuatan menggunakan pondasi tiang yang merupakan elemen kolom dalam pondasi yang memiliki fungsi memindahkan beban dari struktur di bagian atas (Tomlinson and Woodward, 1977). Banyak metode perbaikan tanah yang dilakukan untuk perkuatan tanah lunak antara lain dengan pondasi tiang helix. Secara umum pondasi tiang helix bisa menjadi alternatif lain pengganti cerocok dalam aplikasi perbaikan daya dukung pada tanah gambut (Adi, 2016).

Penelitian geoteknik berkaitan dengan pondasi helix banyak dilakukan dengan metode studi eksperimental. Beberapa diantaranya penelitian yang berkaitan dengan pengaruh jumlah pelat helix terhadap daya dukung pondasi pada tanah gambut (Parlan, 2016); analisis daya dukung pondasi kelompok tiang helix pada tanah gambut (Septimarna, 2017) penyelidikan *settlement* berdasarkan kinerja pondasi helix-rakit pada tanah gambut tropis dibawah beban lalu lintas (Arsyad, 2018). Dalam penelitian geoteknik, metode numerik yang umum digunakan yaitu *Finite Element Method*. Oleh sebab itu studi ini mencoba melakukan permodelan

an pondasi tiang helix-rakit pada deposisi tanah gambut dengan nakan pendekatan metode FEM.



Studi ini menginvestigasi daya dukung dan distribusi tegangan regangan pada tiang helix-rakit sebagai perkuatan pada lapisan tanah lunak dengan menggunakan Metode Elemen Hingga (FEM) serta membandingkan dengan hasil estimasi analitik. Dalam penulisan ini digunakan program *Plaxis* sebagai *software* untuk menganalisa penurunan yang terjadi pada model numerik tiang helix-rakit dalam penerapannya pada lapisan tanah gambut.

B. Rumusan Masalah

Berdasarkan uraian pada latar belakang masalah, maka dalam penelitian ini pokok penelitian yang ada dirumusan sebagai berikut :

1. Seberapa besar daya dukung tiang helix-rakit pada lapisan tanah gambut berdasarkan model numerik?
2. Bagaimana distribusi tegangan dan regangan pada model tiang helix-rakit sebagai perkuatan tanah gambut?
3. Bagaimana model numerik tiang helix-rakit pada lapisan tanah gambut dibandingkan hasil analitik?

C. Tujuan Penelitian

Adapun tujuan yang ingin di capai dalam penelitian ini adalah :

1. Menghitung daya dukung tiang helix-rakit pada lapisan tanah gambut berdasarkan model numerik.



2. Menganalisis distribusi tegangan dan regangan tiang helix-rakit sebagai perkuatan tanah gambut.
3. Menganalisis perbandingan model numerik tiang helix-rakit pada tanah gambut dengan hasil analitik.

D. Batasan Masalah

Agar penelitian ini dapat berjalan efektif dan mencapai sasaran yang diinginkan maka penelitian dibatasi pada:

1. Desain dan analisis deformasi menggunakan bantuan program komputer berbasis elemen hingga (FEM).
2. Hanya menganalisa dan mengamati pola deformasi tanah dan peningkatan daya dukung pada model tiang helix-rakit.
3. Menggunakan parameter propertis tanah gambut dari literatur yang ada.

E. Manfaat Penelitian

Adapun manfaat yang diharapkan dari hasil penelitian ini diantaranya sebagai berikut:

1. Sebagai bahan masukan dalam rekayasa perbaikan dan perkuatan tanah khususnya untuk pekerjaan konstruksi di atas gambut.



2. Sebagai bahan referensi bagi para peneliti dalam mengembangkan rekayasa perkuatan pada lapisan tanah gambut menggunakan pondasi helix.
3. Dari hasil penelitian ini diharapkan dapat diperoleh gambaran kekuatan model kolom tiang helix dalam upaya peningkatan daya dukung tanah gambut



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

A. Tanah Gambut

Tanah gambut atau tanah yang sangat organik merupakan tanah dengan kompresibilitas tinggi, kadar air alami, kekuatan geser rendah dan membutuhkan penyelesaian jangka panjang pada pekerjaan yang dilakukan diatas tanah gambut. Terdiri dari fragmen organik, berasal dari vegetasi yang telah berubah dan memfosil secara kimiawi, akumulasi bahan organik membentuk tanah gambut yang kedalamannya di beberapa tempat dapat mencapai 16 meter (Panjaitan, S.R.N., 2013). Tanah gambut (*peat soil*) diketahui sebagai tanah yang mempunyai karakteristik sangat berbeda, jika dengan dibandingkan dengan tanah lempung.

Gambut yang ada dibawah permukaan mempunyai daya mampat yang tinggi dibandingkan dengan mineral tanah pada umumnya. Umumnya terbentuk di lahan basah dalam kondisi iklim dan topografi yang tepat.. Terbentuk dari tumbuh-tumbuhan yang telah mati, berada didalam air dan hampir tidak ada udara didalamnya serta mempunyai kadar abu tidak lebih 25 % berat kering. Menurut (Warburton J., et al, 2004) bila jenuh terdiri kurang lebih 90% hingga 95% air dan sekitar 5% hingga 10% bagian padat.

nya, kandungan organik padatan fraksi seringkali hingga 95%.

Gambut di klasifikasikan dalam dua jenis yaitu gambut berserat dan amorf (tidak berbentuk) Gambut dianggap sebagai gambut berserat



jika gambut memiliki kandungan serat 20% atau lebih. Jika gambut memiliki kandungan serat kurang dari 20%, maka itu adalah dianggap sebagai gambut amorf, perbedaan lain dari gambut berserat dari gambut amorf dengan beberapa deskripsi, misalnya: tingkat dekomposisi yang rendah, struktur berserat dan struktur tanaman mudah dikenali sedangkan gambut amorf memiliki tingkat dekomposisi yang tinggi. Dalam klasifikasi partikel, butiran amorf gambut dapat memiliki kadar air awal 500% sementara gambut berserat bisa setinggi 3000% (Bell, 2000).

Menurut kesimpulan (McGeever, 1987) gambut biasanya memiliki perilaku tegangan anisotropi yang signifikan. Ini biasanya menghasilkan nilai yang berbeda dari kekuatan geser efektif dari setiap berbagai jenis tes. Parameter kekuatan gambut yang efektif dari tes *drained* tidak mungkin dilakukan. Ini disebabkan oleh nilai-nilai tegangan deviatorik dan regangan volumetrik berlanjut meningkat selama tes, bahkan ketika itu telah tercapai 50% dari ketegangan.

Secara umum, gambut dianggap sebagai tanah yang sulit yang memiliki tingkat konsolidasi primer yang tinggi dan tahap signifikan kompresi sekunder (Colleselli et al. 2000). Gambut sangat rentan terhadap gaya geser berlebih dan pembenan perlu dikontrol dengan hati-hati agar tekanan tetap berada dalam kekuatan yang tersedia. Hasil dari tes oedometer pada gambut menunjukkan bahwa koefisien kompresi sekunder

antara 0,17 hingga 0,18, koefisien kompresi tersiernya bervariasi hingga 0,18 (Dhowian dan Edil 1980; Wong et al. 2009).



B. Daya Dukung Tanah

Kemampuan tanah menahan beban pada permukaan tanah ataupun menahan beban pada kedalaman di bawah permukaan merupakan istilah yang dapat menggambarkan daya dukung. Oleh karena itu analisis kapasitas daya dukung tanah diperlukan agar ketika beban yang bekerja pada tanah tidak menimbulkan tekanan tanah yang dapat mengakibatkan penurunan besar atau keruntuhan karena beban maksimum yang tidak mampu ditopang oleh pondasi.

Daya dukung tiang secara umum terdiri dari dua bagian dan dapat dituliskan sebagai berikut :

$$Q = q A + f_s A_s \quad (1)$$

Di mana :

Q = daya dukung ultimate (maksimum)

A = luas penampang ujung tiang

A_s = luas permukaan tiang di dalam tanah

q = tahanan maksimum (puncak) pada ujung

f_s = tahanan gesekan maksimum (*skin friction*) per satuan luas permukaan tiang

Denga rumus dasar di bawah ini dapat dipakai untuk menghitung

ujung tiang, tetapi pada rumus ini tidak membantu menentukan

tahanan gesekan.



$$q = cN_c + \gamma DN_q + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma \quad (2)$$

Dalam penggunaannya pada tanah lempung rumus di atas memberikan hasil yang dapat dipercaya, tetapi tidak demikian pada tanah pasir. Pada umumnya daya dukung tiang di dalam lempung di tentukan dengan memakai kekuatan geser *undrained*. Dengan cara ini persamaan (1) dapat ditulis:

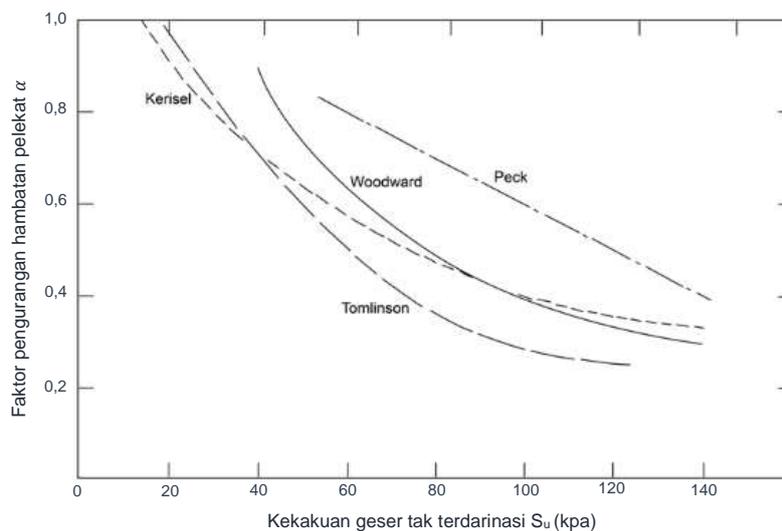
$$Q = N_c s_u A + \alpha s_u A_s \quad (3)$$

Di mana

N_c = faktor daya dukung pada ujung

s_u = kekuatan geser tak terdrainasi lempung

α = faktor reduksi (rasio tahanan gesekan terhadap kekuatan geser tak terdrainasi)

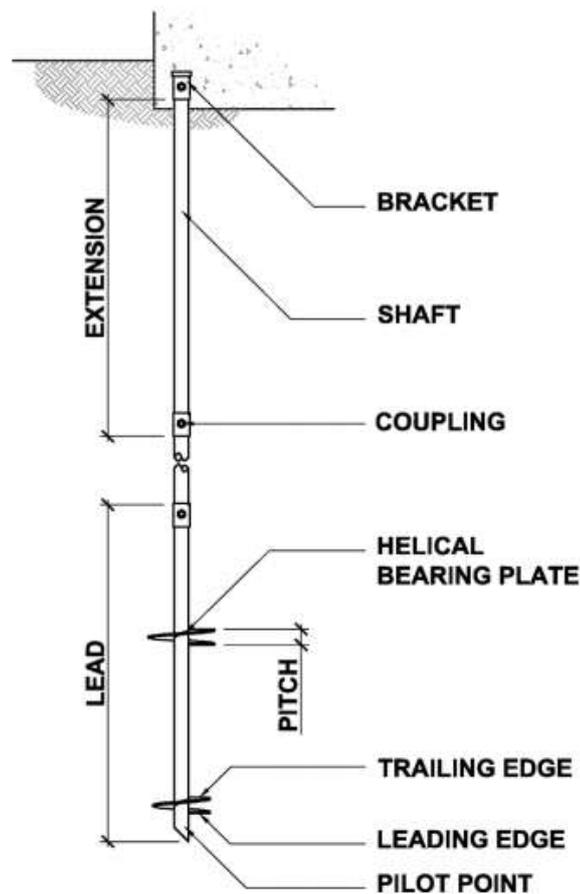


Gambar 1 Faktor α untuk menghitung hambatan pelekat pada tiang di dalam lempung (McClelland, 1974)



C. Tiang Helix

Tiang helix merupakan pondasi baja yang terbuat dari satu atau lebih banyak pelat daya dukung berbentuk spiral yang ditempelkan pada poros tengah diputar ke tanah untuk mendukung struktur (Perko, 2009).

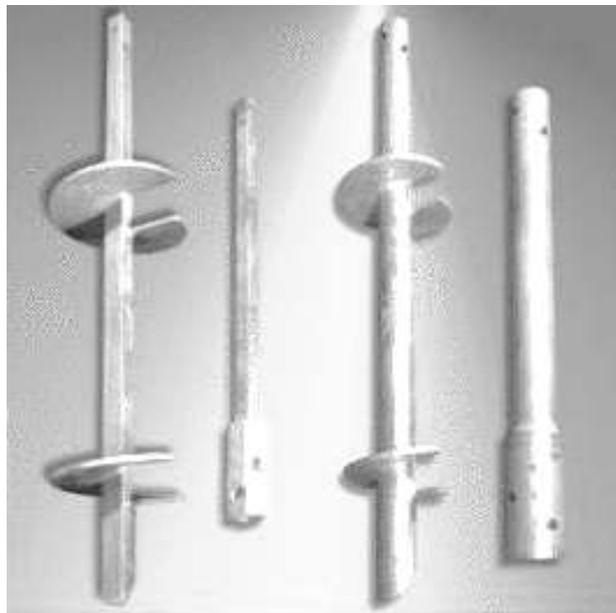


Gambar 2 Komponen dasar tiang Helix

Komponen dasar dari tiang heliks termasuk tiang penyambung, Pelat daya dukung helix (pelat spiral), dan kepala tiang serta bagian yang lain telah diperinci pada Gambar 2. Bagian utama merupakan bagian yang kali dimasukan kedalam tanah. Ia memiliki titik ujung yang lancip sanya memiliki satu atau lebih pelat daya dukung helix. Bagian



penyambung digunakan untuk memasukan bagian utama lebih dalam ke tanah sampai kedalaman yang diinginkan tercapai. Pada bagian penyambung dapat juga memiliki pelat daya dukung helix tambahan tetapi sering kali terdiri dari poros pusat dan koping saja. Koping umumnya terdiri dari lengan yang saling berkaitan dan dapat dikunci. Pada poros tengah umumnya berupa batang persegi padat atau berbentuk bulat berongga.



Gambar 3 Tiang Helix berbentuk kotak dan bulat berongga

Tiang helix telah digunakan dalam proyek di seluruh dunia. Penggunaannya meliputi fondasi untuk rumah, bangunan komersial, tiang lampu, jembatan pejalan kaki, selain itu tiang helix dapat dipasang secara horizontal atau pada setiap sudut dan dapat mendukung tarik selain beban tekan dalam hal ini digunakan untuk sistem dinding penahan tanah, sebagai

sistem atap membran, menara transmisi dan banyak struktur

Tiang helix juga digunakan sebagai elemen pendukung untuk



memperbaiki fondasi yang gagal atau untuk menambah fondasi yang ada untuk mendukung beban baru.

Pada proses instalasinya, tiang helix dipasang menggunakan berbagai peralatan pemindahan tanah yang di lengkapi dengan alat tambahan hidraulik putar. Kekuatan mesin ini bervariasi dari kemampuan mengangkat beban mulai 5 hingga 80 ton dengan alat tambahan hidraulik putar berkapasitas putaran mulai dari 5.000 Nm hingga 500.000 Nm disesuaikan secara khusus menggunakan berbagai konfigurasi. Teknik pemasangan yang benar sangat penting untuk memenuhi beban desain yang direkayasa dan penyelesaian yang baik. Teknik yang salah cenderung menghasilkan kinerja tiang helix buruk secara keseluruhan.

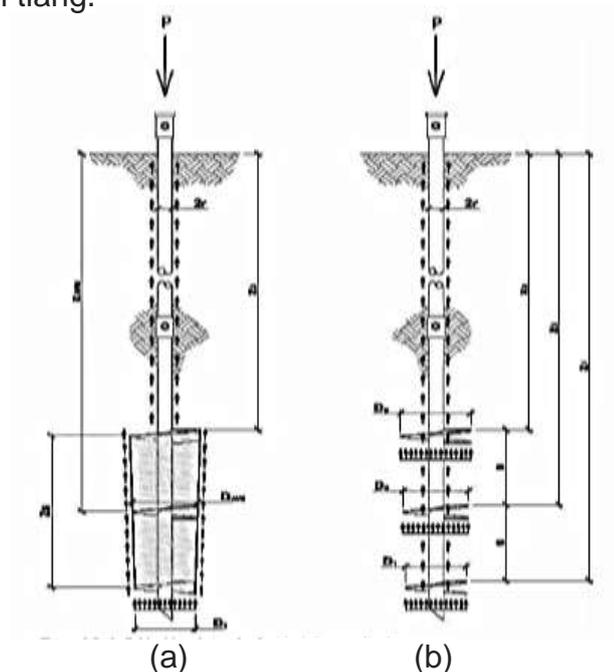


4 Instalasi tiang helix pada akses area yang terbatas (milik Earth contact products, Inc.)



D. Perkuatan Tanah dengan Tiang Helix

Pada umumnya ada tiga metode yang digunakan untuk memprediksi kapasitas tiang helix yaitu *Individual bearing method*, *Cylindrical shear method*, dan *Torque corelation method*. Dari ketiga metode tersebut yang paling sering digunakan sejak lama dalam metode geoteknik yaitu *Individual bearing method* dan *Cylindrical shear method*. Dan umumnya digunakan untuk menghitung atau memperkirakan kapasitas tiang selama fase desain. Sedangkan *Torque corelation method* pada umumnya digunakan untuk mengkonfirmasi atau memverifikasi kapasitas selama instalasi tiang.



Gambar 5 (a) *Cylindrical bearing* dan (b) *Individual bearing*

Dalam Perko (2009), apabila jarak antar pelat helix sangat besar, pelat helical dapat bertindak secara sendiri sendiri (independently). Maka dukung tumpuan (*bearing*) tiang helical merupakan penjumlahan



kapasitas individu plat helix. Mekanisme ini di sebut metode *individual bearing* seperti pada gambar 5b.

Namun apabila jarak antar plat helix relatif kecil, seperti tampak pada gambar 5a, maka mekanisme akan berbeda, yaitu semua plat bearing helix akan bekerja bersama-sama. Jadi pada kasus kapasitas daya dukung pondasi tiang helical merupakan gabungan antara bearing pada dasar plat helix dan gaya gesek sepanjang silinder tanah antar plat helix. Mekanisme ini disebut metode *cylindrical shear*.

1. *Individual Bearing Method*

Mekanisme keruntuhan metode *individual bearing* diasumsikan bahwa setiap pelat helical mengalami penurunan seperti karakter mode keruntuhan daya dukung pondasi tiang. Distribusi tegangan seragam terjadi di bawah setiap pelat helical. sedangkan tegangan gesek antara pondasi dengan tanah terjadi di sepanjang pondasi tiang. Daya dukung batas, P_u , pondasi tiang helix adalah penjumlahan kapasitas dukung setiap plat helix ditambah dengan gaya adhesi pada permukaan pondasi tiang. Perhitungan dengan *Individual bearing method* dapat dinyatakan dalam persamaan :

$$P_u = \sum_n q_{ult} A_n + \alpha H(\pi d) \quad (4)$$

Di mana :

q_{ult} = daya dukung batas tanah di bawah plat helix

as plat *helical* ke n

hesi antara tanah dengan permukaan tiang. Nilai α diambil dari
ser antara material pondasi tiang dengan material lapisan tanah.



H = panjang pondasi tiang, dihitung dari plat helix teratas sampai permukaan tanah

d = diameter lingkaran disekeliling shaft (diameter pondasi tiang tanpa helical)

Daya dukung batas tanah dapat ditentukan dengan menggunakan rumus Meyerhof (1951).

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c + qN_q s_q d_q + 0,5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma \quad (5)$$

Dimana :

C = kohesi

q' = tegangan efektif overburden pada kedalaman plat helical

γ = berat volume tanah

B = lebar pondasi

N_c, N_γ, N_q = faktor daya dukung

s_c, s_q, s_γ = faktor bentuk

d_c, d_q, d_γ = faktor kedalaman

Dapat digunakan untuk plat pondasi helical dengan mengambil lebar pondasi B menjadi plat helical, D . Persamaan dapat disederhanakan menjadi :

$$q_{ult} = cN'_c + q(N'_q - 1) + 0,5\gamma D N'_\gamma \quad (6)$$

Pada tanah berbutir halus, dimana sudut geser maksimal $\varphi = 0$,

$N'_c \approx 10$. Skempton (1951) membuktikan bahwa $N'_c = 9$ untuk dalam, sedangkan $N'_q = 1$ dan $N'_\gamma = 0$. Untuk pondasi helical, nilai



kohesi tanah bisa diambil sebagai kuat geser *undrained*. c_u jadi, daya dukung untuk tanah berbutir halus sesuai Skempton adalah:

$$q_{ult} = 9c_u \quad (7)$$

2. *Cylindrical shear method*

Metode ini mengansumsikan gesekan kolom tanah (silinder) antara helix atas dan bawah bersama dengan daya dukung individual helix atas dan bawah. Perhitungan kapasitas daya dukung tiang helix dengan *Cylindrical shear method* dapat dinyatakan dalam persamaan :

$$P_u = q_{ult}A_1 + T(n - 1)s\pi D_{avg} + \alpha H(\pi D) \quad (8)$$

Dimana :

A_1 = luas plat helix terbawah

T = kuat geser tanah

H = panjang shaft pondasi. Dihitung dari plat helix teratas sampai kepermukaan tanah

d = diameter pondasi tiang (*diameter of the pile shaft*)

D_{avg} = diameter rata-rata plat helix

$(n - 1)s$ = panjang tanah diantara plat helical

n = jumlah plat herical

s = jarak antara plat herical

Untuk tanah berbutir halus, kuat geser tanah, T , diambil sebagai c_u atau $0.5c_u$ tergantung jenis tanah. Untuk tanah berbutir halus, kuat geser tanah, T , diambil sebagai c_u .



E. Finite Element Method

1. Teory Deformasi

Persamaan dasar untuk deformasi statis pada tanah dirumuskan dalam kerangka mekanika kontinum. Pembatasan dibuat agar di rasa bahwa deformasi dianggap kecil. Ini memungkinkan formulasi dengan referensi ke geometri asli yang tidak terdeformasi. Deskripsi kontinum didiskritkan menurut metode elemen hingga.

a. Persamaan Dasar Deformasi Kontinum

Ekuilibrum statis suatu kontinum dapat dirumuskan sebagai:

$$L^T \sigma + p = 0 \quad (9)$$

Persamaan ini menghubungkan turunan spasial dari enam komponen tegangan, yang tergabung dalam vektor σ , ke tiga komponen kekuatan, tergabung dalam vektor P . L^T adalah transpos operator diferensial, didefinisikan sebagai:

$$\underline{\underline{L}}^T = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (10)$$

Selain persamaan kesetimbangan, hubungan kinematik dapat

kan sebagai:

$$\epsilon = L u \quad (11)$$



Persamaan ini menyatakan enam komponen regangan, yang dirakit dalam vektor ε , sebagai spasial turunan dari tiga komponen perpindahan, dirakit dalam vektor u , menggunakan operator diferensial yang ditetapkan sebelumnya L . Hubungan antara Persamaan. (9) dan (11) adalah dibentuk oleh hubungan konstitutif yang mewakili perilaku material. Pokok hubungan, yaitu hubungan antara tingkat stres dan tegangan, dibahas secara luas dalam Manual Model Material. Hubungan umum diulangi di sini untuk kelengkapan:

$$\sigma = M\varepsilon \quad (12)$$

Kombinasi Persamaan. (9), (11) dan (12) akan mengarah ke urutan kedua parsial persamaan diferensial dalam perpindahan u . Namun, alih-alih kombinasi langsung, persamaan kesetimbangan direformulasikan dalam bentuk lemah sesuai dengan prinsip variasi Galerkin.

$$\int \delta u^T (L^T \sigma + p) dV = 0 \quad (13)$$

Dalam formulasi ini, δu mewakili variasi perpindahan yang dapat diterima secara kinematis. Menerapkan teorema Green untuk integrasi parsial dengan suku pertama dalam Persamaan. (13) mengarah ke:

$$\int \delta \varepsilon^T \sigma dV = \int \delta u^T p dV + \int \delta u^T t dS \quad (14)$$

Ini memperkenalkan integral batas di mana traksi batas muncul. Tiga komponen traksi batas dirakit dalam vektor t . Persamaan (14) disebut

persamaan kerja virtual. Perkembangan kondisi stres σ dapat sebagai proses tambahan:



$$\sigma^i = \sigma^{i-1} + \Delta\sigma \quad \Delta\sigma = \int \sigma dt \quad (15)$$

Dalam hubungan ini σ^i merepresentasikan keadaan sebenarnya dari stres yang tidak diketahui dan σ^{i-1} mewakili keadaan stres sebelumnya yang diketahui. Peningkatan stres $\Delta\sigma$ adalah tingkat stres terintegrasi pada sedikit peningkatan waktu.

Jika Persamaan. (14) dipertimbangkan untuk keadaan aktual i , tekanan yang tidak diketahui σ^i dapat dihilangkan menggunakan Persamaan. (15):

$$\int \delta\varepsilon^T \Delta\sigma dV = \int \delta u^T p^i dV + \int \delta u^T t^i dS - \int \delta\varepsilon^T \sigma^{i-1} dS \quad (16)$$

Perlu dicatat bahwa semua jumlah muncul dalam persamaan (9) hingga (16) adalah fungsi dari posisi dalam ruang tiga dimensi.

b. Diskretisasi Elemen Hingga

Menurut metode elemen hingga kontinum dibagi menjadi sejumlah elemen (volume). Setiap elemen terdiri dari sejumlah node. Setiap node memiliki sejumlah derajat kebebasan yang sesuai dengan nilai-nilai diskrit dari yang tidak diketahui di masalah nilai batas yang harus dipecahkan. Dalam kasus teori deformasi saat ini derajat kebebasan sesuai dengan komponen perpindahan. Dalam suatu elemen bidang perpindahan u diperoleh dari nilai-nilai nodal diskrit dalam vektor v menggunakan fungsi

si dirakit dalam matriks N :

$$= N v \quad (17)$$



Fungsi interpolasi dalam matriks N sering dilambangkan sebagai fungsi bentuk. substitusi persamaan (17) dalam hubungan kinematik (10) memberi:

$$\varepsilon = LNv = Bv \quad (18)$$

Dalam hubungan ini B adalah matriks interpolasi regangan, yang berisi turunan spasial fungsi interpolasi. Persamaan. (17) dan (18) dapat digunakan dalam variasi, bentuk tambahan dan tingkat juga. Persamaan (16) sekarang dapat dirumuskan kembali dalam bentuk diskrit sebagai:

$$\int (B\delta v)^T \Delta\sigma dV = \int (N\delta v)^T p^i dV + \int (N\delta v)^T t^i dS - \int (B\delta v)^T \sigma^{i-1} dV \quad (19)$$

Perpindahan diskrit dapat ditempatkan di luar integral:

$$\delta v^T \int B^T \Delta\sigma dV = \delta v^T \int N^T p^i dV + \delta v^T \int N^T t^i dS - \delta v^T \int B^T \sigma^{i-1} dV \quad (20)$$

Asalkan Persamaan. (20) berlaku untuk setiap variasi perpindahan yang diterima secara kinematis δv^T , persamaan dapat ditulis sebagai:

$$\int B^T \Delta\sigma dV = \int N^T p^i dV + \int N^T t^i dS - \int B^T \sigma^{i-1} dV \quad (21)$$

Persamaan di atas adalah kondisi keseimbangan yang diuraikan dalam bentuk diskrit. Pertama Istilah di sisi kanan bersama dengan istilah kedua mewakili eksternal saat ini vektor gaya dan suku terakhir mewakili vektor reaksi internal dari langkah sebelumnya. Perbedaan antara vektor

sternal dan vektor reaksi internal harus diseimbangkan dengan atan tegangan $\Delta\sigma$.



2. Model Konstitutif Tanah

a. Model *Mohr Coloumb*

Tanah berperilaku agak non-linear ketika mengalami perubahan tegangan atau ketegangan. Model *Mohr-Coulomb*, adalah plastik elastis linier sederhana yang dapat digunakan sebagai pendekatan pertama perilaku tanah. Elastis linier bagian dari model *Mohr-Coulomb* didasarkan pada hukum Hooke tentang elastisitas isotropik. Bagian plastik sempurna didasarkan pada kriteria kegagalan *Mohr-Coulomb*, diformulasikan dalam kerangka plastisitas non-terkait.

a. Parameter dasar model *Mohr Coloumb*

Model *Mohr-Coulomb* yang benar-benar elastis dari plastik membutuhkan total lima parameter, umumnya digunakan oleh sebagian besar insinyur geoteknik dan yang mana dapat diperoleh dari tes dasar pada sampel tanah. Tercantum pada parameter dengan unit di bawah ini:

E	: <i>Young's modulus</i>	[kN/m ²]
ν	: <i>Poisson's ratio</i>	[-]
φ	: <i>Friction angle</i>	[°]
c	: <i>Cohesion</i>	[kN/m ²]
ψ	: <i>Dilatancy angle</i>	[°]

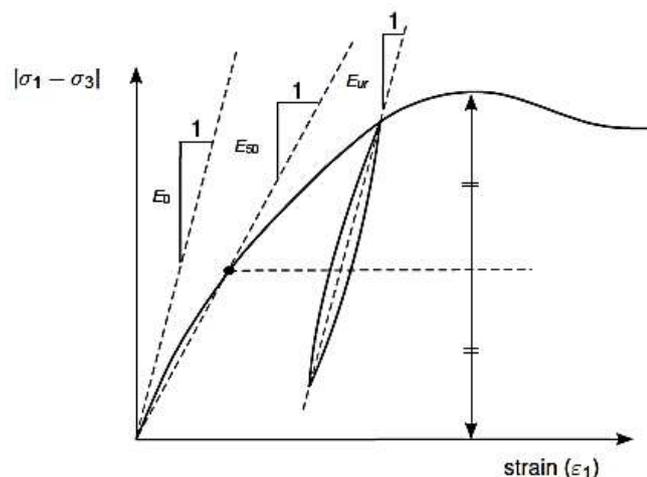
Berikut ini adalah penjelasan penggunaan kelima parameter terkait

gan model *mohr coloumb* :



Young's modulus (E)

PLAXIS menggunakan modulus Young sebagai modulus kekakuan dasar dalam model elastis dan model Mohr-Coulomb, modulus kekakuan memiliki dimensi tegangan. Nilai-nilai kekakuan parameter yang diadopsi dalam perhitungan memerlukan perhatian khusus karena banyak geomaterial ditampilkan perilaku non-linear sejak awal pemuatan. Dalam pengujian triaksial tanah sampel kemiringan awal kurva tegangan-regangan (modulus tangen) biasanya ditunjukkan sebagai E_0 dan modulus garis potong pada kekuatan 50% dilambangkan sebagai E_{50} (lihat Gambar 6). Untuk bahan dengan rentang elastis linier besar itu realistis untuk menggunakan E_0 , tetapi untuk memuat tanah satu umumnya menggunakan E_{50} . Mempertimbangkan masalah pembongkaran, seperti dalam kasus tunneling dan penggalian, orang membutuhkan modulus unload-reload (E_{ur}) bukan E_{50} .



Gambar 6. Definisi E_0 , E_{50} dan E_{ur} untuk hasil tes triaksial *drained*



Poisson's ratio (ν)

Tes triaksial dengan *drained* standar dapat menghasilkan tingkat penurunan volume yang signifikan, mulai dari pembebanan aksial dan, akibatnya, nilai awal *poisson ratio* yang rendah (ν_0). Untuk beberapa kasus, seperti masalah bongkar muat tertentu, mungkin realistis untuk menggunakan nilai awal yang rendah, tetapi secara umum ketika menggunakan model Mohr-Coulomb direkomendasikan penggunaan nilai yang lebih tinggi.

Karena kedua model akan memberikan rasio untuk satu dimensi kompresi mudah untuk memilih Poisson ratio yang memberikan nilai realistis K_0 . Karenanya, dievaluasi dengan mencocokkan K_0 . Dalam banyak kasus seseorang akan mendapatkan nilai dalam kisaran antara 0,3 dan 0,4. Secara umum, nilai-nilai tersebut juga dapat digunakan untuk kondisi pemuatan selain kompresi satu dimensi. Harap dicatat bahwa dengan cara ini tidak mungkin buat nilai K_0 lebih besar dari 1, seperti yang dapat diamati pada tegangan yang sangat terkonsolidasi menyatakan. Namun, untuk kondisi pembebanan, lebih tepat menggunakan nilai dalam berkisar antara 0,15 dan 0,25.

Cohesion (c)

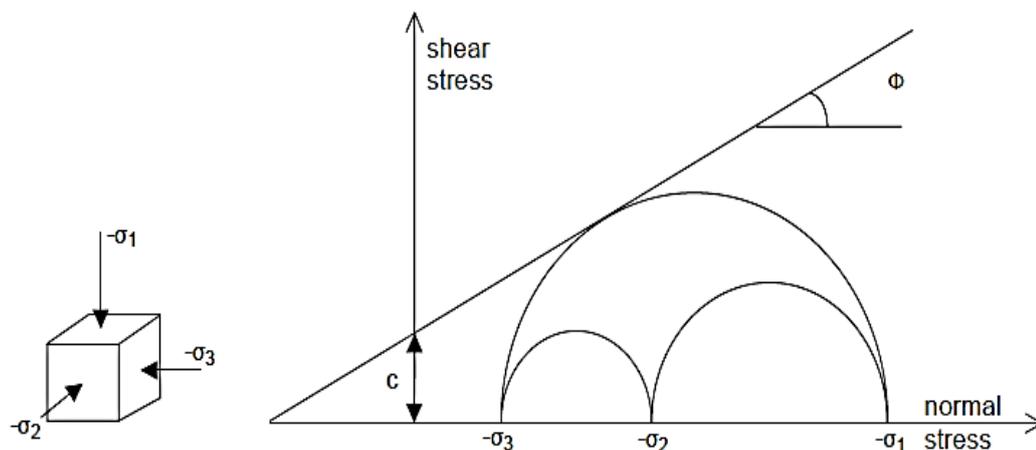
Kekuatan kohesif memiliki dimensi tegangan. Plaxis dapat menangani pasir tanpa kohesi ($c = 0$), tetapi beberapa opsi tidak akan bekerja baik. Untuk menghindari komplikasi, pengguna yang tidak berpengalaman disarankan untuk memasukkan setidaknya nilai yang



kecil (gunakan $c > 0,2$ kpa). Plaxis menawarkan opsi khusus untuk input layer dimana kohesi meningkat dengan kedalaman.

Friction angle (φ)

Sudut gesekan, φ (phi), dimasukkan dalam derajat sudut gesekan tinggi, seperti yang kadang-kadang diperoleh untuk pasir padat. Sudut gesekan sangat menentukan kekuatan geser seperti yang ditunjukkan pada Gambar 7. dengan cara lingkaran tegangan mohr. Representasi yang lebih umum dari kriteria hasil ditampilkan pada Gambar 8. Kriteria kegagalan mohr coloumb terbukti lebih baik untuk menggambarkan kekuatan tanah untuk keadaan tegangan yang umum dari pada perkiraan drucker-prager.



Gambar 7. Lingkaran tegangan pada hasil, tersentuh pada *coulomb's envelope*



Dilatancy angle (ψ)

Sudut dilatancy, ψ (psi), ditentukan dalam derajat. Selain sangat terkonsolidasi lapisan, tanah liat cenderung menunjukkan sedikit dilatancy ($\psi \approx 0$). Dilatancy pasir tergantung pada baik kerapatan dan sudut gesekan. Secara umum sudut dilatancy tanah jauh lebih kecil dari sudut gesekan. Untuk pasir kuarsa urutan besarnya adalah $\psi \approx \phi - 30^\circ$. Untuk nilai ϕ kurang dari 30° , Namun, sudut dilatancy sebagian besar nol. Kecil nilai negatif untuk ψ hanya realistis untuk pasir yang sangat longgar. Di Tanah yang Mengeras model atau model Pengerasan Tanah dengan kekakuan regangan kecil pada akhir dilatancy, seperti umumnya diamati ketika tanah mencapai kondisi kritis, dapat dimodelkan menggunakan Pemutusan hubungan kerja. Namun, opsi ini tidak tersedia untuk model Mohr-Coulomb.

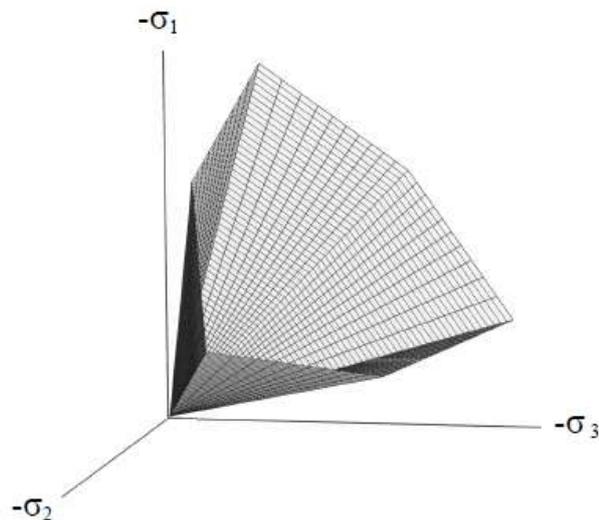
Untuk informasi lebih lanjut tentang hubungan antara sudut gesekan dan dilatancy, lihat Bolton (1986). Sudut dilatansi yang positif menyiratkan bahwa dalam kondisi drained tanah akan terus melebar selama deformasi geser terjadi. Ini jelas tidak realistis, karena sebagian besar tanah akan mencapai keadaan kritis di beberapa titik dan deformasi geser lebih lanjut akan terjadi tanpa volume perubahan. Dalam kondisi *undrained* sudut dilatansi positif, dikombinasikan dengan pembatasan pada perubahan volume, mengarah ke pembentukan

nan pori tarik. Secara tidak terlatih analisis tegangan yang efektif
na itu kekuatan tanah mungkin terlalu tinggi.



b. Formula model *Mohr Coloumb*

Kondisi hasil *Mohr-Coulomb* adalah perpanjangan dari hukum gesekan Coulomb umum untuk keadaan tegangan. Faktanya, kondisi ini memastikan bahwa hukum gesekan *Coulomb* dipatuhi setiap bidang dalam elemen material. Kondisi hasil *Mohr-Coulomb* penuh terdiri dari enam fungsi hasil ketika diformulasikan dalam istilah tekanan utama.



Gambar 8. Permukaan hasil *Mohr-Coulomb* dalam ruang tegangan utama ($c = 0$)

Dua parameter model plastik yang muncul dalam fungsi hasil adalah yang telah diketahui sudut gesekan φ dan kohesi c . Kondisi $f_i = 0$ untuk semua fungsi hasil secara bersamaan (Di mana f_i digunakan untuk menunjukkan masing-masing fungsi hasil individu) mewakili heksagonal tetap kerucut di ruang tegangan utama seperti yang ditunjukkan pada Gambar 8.



b. Model *Hardening Soil*

Berbeda dengan model *elastic perfectly-plastic*, permukaan hasil plastisitas pengerasan model ini tidak dipasang di ruang tegangan utama, tetapi dapat berkembang karena penegangan plastik. Perbedaan dapat dibuat antara dua jenis utama pengerasan, yaitu pengerasan geser dan kompresi pengerasan. Pengerasan geser digunakan untuk memodelkan strain *irreversibel* pemuatan *deviatorik* utama. Pengerasan kompresi digunakan untuk memodelkan plastik *irreversibel strain* karena kompresi primer dalam pemuatan oedometer dan pemuatan isotropik. Kedua jenis pengerasan terkandung dalam model ini.

Model *Hardening Soil* adalah model canggih untuk mensimulasikan perilaku jenis tanah yang berbeda, baik tanah lunak maupun tanah kaku, Schanz et al. (1998). Ketika dikenakan primer pembebanan *deviatorik*, tanah menunjukkan penurunan kekakuan dan secara simultan tidak dapat dipulihkan. Dalam kasus khusus tes triaksial yang *drained*, yang diamati hubungan antara regangan aksial dan tegangan *deviatorik* dapat diperkirakan dengan baik oleh hiperbola. Hubungan seperti itu pertama kali dirumuskan oleh Kondner (1963) dan kemudian digunakan dalam model hiperbolik yang terkenal Duncan et al. (1970). Model tanah yang Mengeras, bagaimanapun, menggantikan model hiperbolik sejauh ini: Pertama dengan menggunakan teori plastisitas daripada teori elastisitas, kedua dengan

meningkatkan dilatasi tanah dan ketiga dengan memperkenalkan batas



Beberapa parameter model pengerasan yang terkait dengan parameter Model Mohr-Coulomb yang tidak dikeraskan. Ini adalah parameter kegagalan c , φ dan ψ .

Parameter kegagalan seperti dalam model Mohr-Coulomb :

φ	: Friction angle	[°]
c	: Cohesion	[kN/m ²]
ψ	: Dilatancy angle	[°]
σ_t	: Tension cut-off and tensile strength	[kN/m ²]

Parameter dasar untuk kekakuan tanah:

E_{50}^{ref}	: Secant stiffness in standard drained triaxial test	[kN/m ²]
E_{oed}^{ref}	: Tangent stiffness for primary oedometer loading	[kN/m ²]
m	: power for stress-level dependency of stiffness	[-]

parameter lanjutan :

E_{ur}^{ref}	: Unloading/ reloading stiffness	[kN/m ²]
ν_{ur}	: Poisson's ratio for unloading-reloading	[-]
P^{ref}	: Reference stress for stiffnesses	[kN/m ²]
K_0^{nc}	: K_0 -value for normal consolidation	[-]
R_f	: Failure ratio q_f/q_a	[-]
$\sigma_{tension}$: Tensile strength	[kN/m ²]
$\sigma_{tension}$: As in Mohr-Coloumb model	[kN/m ³]



Model kekakuan E_{50}^{ref} & E_{oed}^{ref} dan *Power m*

Keuntungan dari model *Hardening Soil* dibandingkan model *Mohr-Coulomb* bukan hanya pada modelnya penggunaan kurva tegangan-regangan kurva *hyperbolic stress-strain*, tetapi juga kontrol ketergantungan tingkat tegangan. Saat menggunakan model Mohr-Coulomb, pengguna harus memilih nilai tetap dari modulus Young sedangkan untuk tanah nyata kekakuan ini tergantung pada tingkat tegangan. Oleh karena itu perlu untuk memperkirakan tingkat tegangan di dalam tanah dan menggunakannya untuk mendapatkan nilai kekakuan yang sesuai. Namun dengan model *Hardening Soil*, ini pemilihan parameter input yang rumit tidak diperlukan.

Kekakuan modulus E_{50}^{ref} didefinisikan untuk referensi tegangan efektif pokok minor dari $-\sigma_3 = P^{ref}$. Ini adalah kekakuan garis potong pada 50% dari tekanan deviatorik maksimum, pada tekanan sel sama dengan P^{ref} referensi tegangan. Sebagai nilai default, the program menggunakan $P^{ref} = 100 \text{ kN / m}^2$.

Dalam hukum isotropik Hooke konversi elastisitas antara E dan G berjalan dengan persamaan $E = 2 (1+\nu) G$. E_{ur} adalah kekakuan elastis nyata, dengan demikian seseorang dapat menulis $E_{ur} = 2 (1+\nu) G_{ur}$ adalah elastis modulus geser. Harap dicatat bahwa PLAXIS memungkinkan input E_{ur} dan ν_{ur} tetapi tidak untuk masukan langsung dari G_{ur} . Berbeda dengan E_{ur} , modulus garis E_{50} tidak digunakan dalam konsep elastisitas. Akibatnya,

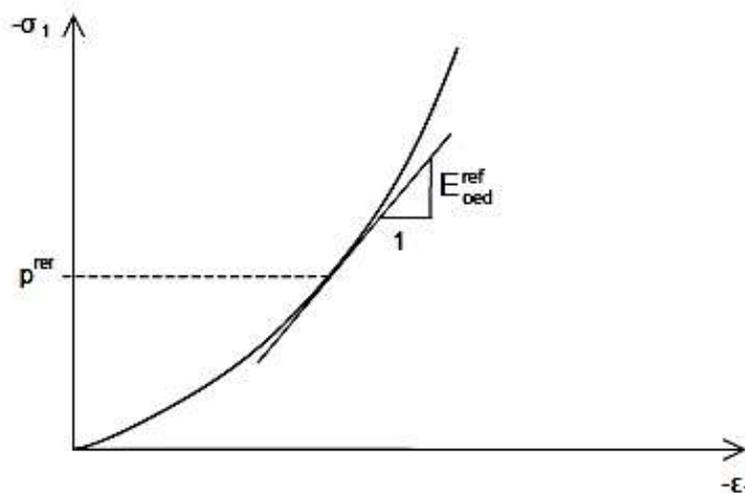
ada konversi sederhana dari E_{50} ke G_{50} .



Berbeda dengan model berbasis elastisitas, model Tanah Pengerasan elastoplastik tidak melibatkan hubungan tetap antara kekakuan triaksial (*drained*) E_{50} dan oedometer kekakuan E_{oed} untuk kompresi satu dimensi. Sebaliknya, kekakuan ini bisa terjadi diinput secara mandiri. Setelah mendefinisikan E_{50} , sekarang penting untuk mendefinisikan kekakuan oedometer. Di sini kita menggunakan persamaan:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \frac{\sigma_3}{K_0 n c} \sin \varphi}{c \cos \varphi + P^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (22)$$

Karena itu, E_{oed}^{ref} adalah kekakuan singgung pada tekanan vertikal $-\sigma_1 = P^{ref}$. Perhatikan bahwa kita pada dasarnya menggunakan σ_1 daripada σ_3 dan kami menganggap beban primer. di mana E_{oed} adalah modulus kekakuan tangen yang diperoleh dari tes oedometer, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 9 dibawah ini.



Gambar 9. Definisi E_{oed}^{ref} dalam hasil tes oedometer



F. Kekakuan Tiang Helix Rakit

Dalam penelitian ini estimasi penyelesaian rakit dilakukan dengan menggunakan metode dari Richart et al (1970). Faktor kekakuan rakit dijelaskan oleh Persamaan 10.

$$K_r = \frac{G_s}{(1-\nu_s)} \beta_z \sqrt{(4cd)} \quad (23)$$

Dimana:

K_r = Kekakuan komponen rakit

G_s = Modulus geser tanah

β_z = koefisien berdasarkan dimensi rakit, c dan d

Randolph (1994) memperkenalkan bahwa tiang diletakkan secara strategis dengan rakit untuk mengurangi penyelesaian diferensial. Pembagian beban antara rakit dan tiang pancang dapat diperkirakan menggunakan metode sederhana Randolph (1994), dan Poulos dan Davis (1980), ditunjukkan dalam persamaan 11.

$$K_{pr} = \frac{1-0.6\left(\frac{K_r}{K_{hp}}\right)}{1-0.64\left(\frac{K_r}{K_{hp}}\right)} K_{hp} \quad (24)$$

Dimana:

K_{pr} = Kekakuan sistem pondasi tiang helix-rakit

K Kekakuan pada kelompok tiang helix



Proporsi total beban yang ditahan oleh komponen tiang helix rakit dalam sistem pondasi tiang helix-rakit ditunjukkan dalam persamaan di bawah ini.

$$\beta_{hp} = \frac{1}{1+a} \quad (25)$$

dengan

$$a = \frac{0.2}{1-0.8\left(\frac{K_r}{K_{hp}}\right)} \left(\frac{K_r}{K_{hp}}\right) \quad (26)$$

Dimana :

β_{hp} = Proporsi beban yang di tahan oleh komponen tiang helix

Pembentukan kurva beban penurunan tri-linear Poulus digunakan persamaan berikut :

$$K_{p-sys} = Kp\sqrt{np} \quad (27)$$

$$S = \frac{P}{Kpr} \quad (28)$$

Dimana :

K_{p-sys} = Kekakuan grup tiang

Kp = Kekakuan satu tiang tunggal

P = Beban vertikal yang bekerja

S = Penurunan yang terjadi



G. Penelitian Terdahulu

Beberapa penelitian terdahulu yang relevan yang digunakan untuk mendukung penelitian ini pernah dilakukan oleh :

1. Analisis Pengaruh Jarak Pelat Helical Terhadap Daya Dukung Tekan Helical Pile Pada Tanah Gambut oleh Ditra et al (2016)

Metode penelitian ini, pertama dilakukan pengujian karakteristik tanah gambut kemudian perhitungan dilakukan dengan tangent intersection method dan terzaghi and peck method untuk mendapatkan daya dukung ultimate dari pondasi helical pada tanah gambut. Dengan memberikan tekanan pada pondasi helical yang telah sebelumnya di tanam dalam bak secara tegak lurus (90°) dengan kedalaman 150 cm. dari hasil pembebanan statis inilah yang nantinya diolah menggunakan rumus diatas dan melakukan analisa daya dukung teoritis dengan menggunakan metode individual bearing dan cylindrical shear. Dari hasil penelitian dapat disimpulkan bahwa pondasi helical dapat menggantikan pondasi cerucuk. Terbukti dari kurva hasil analisis menunjukkan beban lebih besar terjadi pada pondasi helical di bandingkan cerucuk.

2. Analisis Pengaruh Variasi Diameter Pelat Helical Terhadap Daya Dukung Pondasi Helical Pada Tanah Gambut oleh Adi S et al (2016)

Penelitian ini pondasi helical yang digunakan sebanyak 6 variasi. *Helical pile* dibuat dari baja dengan diameter tiang 6 cm. Pondasi cerucuk dan tiang polos diuji sebagai pembanding. Panjang setiap



pondasi adalah 2 m. Prosedur pengujian dilakukan dengan beberapa tahap. Pondasi ditanam sampai kedalaman 1.5 m. Sebelum melakukan uji tekan, tanah gambut diuji field vane shear pada kedalaman 50, 100, dan 150 cm. Nilai S_u dari vane shear dikoreksi dengan faktor koreksi tanah gambut sebesar 0.50 (Golebiewska, 1983 di dalam Thilakasari, 2006). perhitungan dilakukan dengan tangent intersection method untuk mendapatkan daya dukung ultimate dari pondasi helical pada tanah gambut. Dari hasil uji eksperimen berdasarkan hasil interpretasi, helical pile dengan dua lempeng memiliki daya dukung ultimate yang lebih besar dari tiga lempeng. Perbedaan daya dukung akhir disebabkan oleh ukuran diameter pelat heliks bawah. Diameter yang lebih besar dari pelat heliks terlampir, semakin besar daya dukungnya.

3. *Combined Helix Piles-Raft Foundation for Supporting Road Construction On Peat Soil* oleh Arsyad A. et al (2017)

Pada penelitian ini, kekakuan tiang helix terhadap tanah gambut dianalisis dengan menggunakan model Randolph dan Wroth yang dimodifikasi (1978), untuk memasukkan parameter radius, jarak, dan jumlah heliks tiang helix ke dalam analisis penyelesaian beban. Kekakuan rakit juga dianalisis dengan menggunakan Richart et al. (1970) model, dan kekakuan yayasan helixpiles-raft gabungan dianalisis dengan mengadopsi Poulos dan Davis (1980), dan Randolph

4) - analisis PDR dari rakit bertumpuk. Untuk menerapkan analisis, beberapa skenario berbagai jumlah pondasi helix piles-raft gabungan



yang dikenai beban lalu lintas disimulasikan. Keefektifan helix piles-raft dalam mengurangi elastis dan penyelesaian konsolidasi karena kekuatan geser yang rendah dan kompresibilitas gambut diperiksa. Hasil penelitian menunjukkan bahwa pondasi helix piles-raft gabungan telah secara efektif mengurangi penurunan elastis dan konsolidasi, dibandingkan dengan pondasi rakit yang tidak didukung oleh helix piles. Dimensi dan jumlah heliks pada helix pile berpengaruh signifikan terhadap kekakuan helix pile-raft di tanah gambut. Jumlah tiang helix yang mendukung pondasi rakit mempengaruhi kinerja pondasi. Semakin banyak jumlah helix pile yang mendukung raft, semakin rendah penyelesaian elastis dan konsolidasi yang dihasilkan dengan beban mobilisasi pile helix yang lebih kecil dari kapasitas pile helix, terutama untuk helix pile dengan radius helice lebih besar dari 0,3 m dengan jumlah minimum helix pile. Jumlah minimum helix pile ditemukan untuk dapat memenuhi penyelesaian elastis dan konsolidasi yang diijinkan untuk konstruksi jalan. Dapat disarankan bahwa pondasi helix pile-raft gabungan menjanjikan teknik alternatif untuk konstruksi jalan di tanah gambut dalam dengan kinerja yang lebih baik dan biaya lebih rendah daripada slab pile konvensional.

4. Pengaruh Jumlah Plat Helical Terhadap Daya Dukung Pondasi Tiang Helical Pada Tanah Gambut oleh Parlan et al (2016)

Penelitian ini tiang helix diteliti menggunakan tanah gambut. Hasil dari uji pembebanan dalam bentuk beban dan degradasi



interpretasi dengan tangen metode persimpangan didapatkan bahwa penambahan jumlah diameter heliks pelat yang sama akan meningkatkan kapasitas mendukung tumpukan heliks. Tetapi jika plat heliks paling bawah lebih kecil karenanya, selain itu jumlah plat heliks tidak berpengaruh signifikan terhadap Qultimate tiang helix. Hasil upaya pembebanan dibandingkan dengan hasil perhitungan energi mendukung tumpukan heliks menggunakan metode bantalan pelat Individual dan silinder. Dari hasil perbandingan diketahui bahwa oleh Qultimate metode silinder shear semakin banyak dekat hasil uji beban dengan kesalahan standar 2,37 sementara, Qultimate metode individu bantalan pelat mendekati hasil uji beban dengan standard error 4,38.

5. Performance of Helix Pile Raft Foundation in Tropical Fibrious Peat Soil Under Traffic Loads oleh Arsyad, et al (2018)

Pada penelitian ini dilakukan penyelidikan kinerja pondasi tiang helix-rakit di bawah beban lalu lintas. Menggunakan metode analitik. Metode analisis didasarkan pada konsep analisis PDR dari kekakuan tiang helix-rakit yang bertumpuk rakit dihitung dari kekakuan tiang helix dan rakit dengan faktor interaksi helix group tertentu. dalam penelitian ini, kekakuan tiang helix terhadap tanah gambut diestimasi dengan menggunakan modifikasi persamaan randolph dan wroth, menggabungkan perilaku mekanik helix pile. di sisi lain, kekakuan rakit

ditentukan dengan menggunakan persamaan richart et al, dalam model erik, pondasi rakit helix group di modelkan pada FEM 3 dimensi.



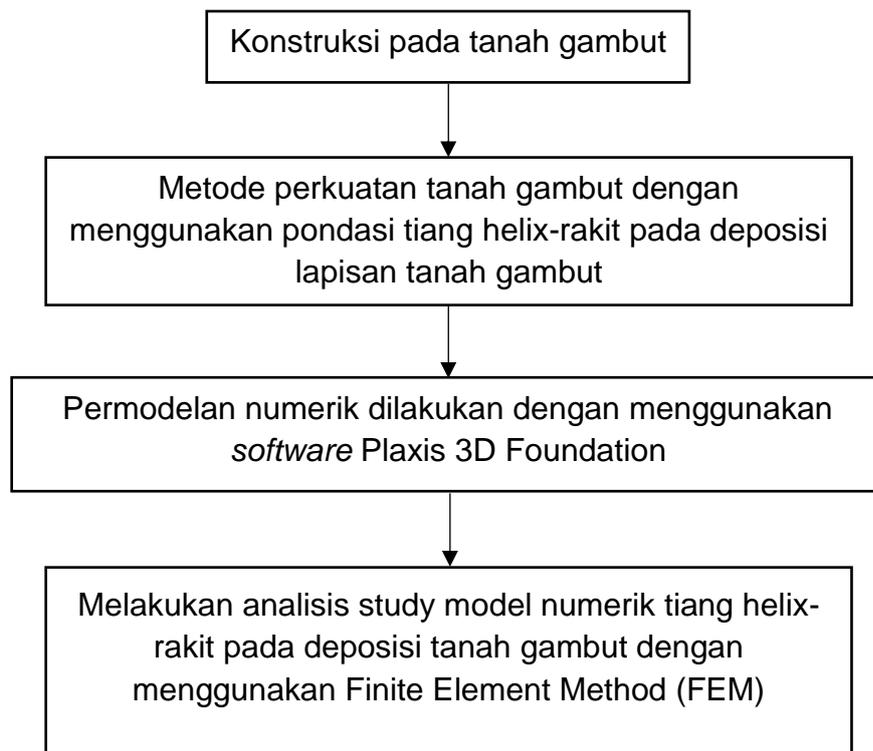
helix pile dimodelkan sebagai jangkar ujung tetap, dan rakit sebagai piring di atas tanah gambut lunak.

kekakuan helix pile banyak dipengaruhi oleh jumlah helical dan jari-jari helical dalam group helix tunggal. karena kekakuan tumpukan helix kecil, seperti itu jumlah kritis helix piles diperlukan untuk memiliki efek atau sistem pondasi. di bawah angka ini, helix pile tidak berpengaruh signifikan pada sistem pondasi tiang helix rakit, dan elastisitas rakit memainkan peran penting. namun secara umum jelas bahwa Meningkatnya jumlah helix pile dapat mengurangi penurunan elastisitas pondasi rakit helix group ketika dikenakan beban lalu lintas. dalam rasio kekakuan tiang helix ke rakit $1/6$, peningkatan jumlah helix pile dapat mengurangi penurunan hingga 80%, sedangkan di rasio kekakuan helix pile ke rakit di $1/4$ dapat mengurangi penurunan sebesar 65%. Temuan ini akan bermanfaat untuk pengembangan landasan tiang helix rakit alternatif untuk infrastruktur jalan di tanah gambut berserat di daerah tropis.



H. Kerangka Pikir Penelitian

Kerangka pikir merupakan penggambaran dari konsep dasar penelitian yang di lakukan. Dalam penelitian ini, kerangka pikir penelitian study model numerik penulis tuangkan dalam bentuk bagan yang tertera pada Gambar 10.



Gambar 10. Kerangka pikir penelitian

