

2 LANDASAN TEORI

2.1 Penelitian Terdahulu dan Standar yang Berlaku

Adapun hasil penelitian terdahulu dengan studi kasus dan permasalahan yang serupa yang dapat mendukung penelitian ini dirangkum pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Penelitian Terdahulu

No	Topik	Sumber	Hasil Penelitian dan Standar yang Berlaku
1	Analisis dan perbandingan daya dukung aksial <i>ultimate</i> tiang bor tunggal berdasarkan korelasi SPT dan hasil uji PDA.	(Yelvi et al., 2022)	Berdasarkan korelasi SPT, nilai daya dukung aksial <i>ultimate</i> tiang bor pada tanah pasir menggunakan metode Reese & Wright memberikan nilai lebih kecil daripada metode Meyerhoff.
		(Prativi et al., 2022)	Nilai daya dukung aksial <i>ultimate</i> tiang bor pada tanah lempung berdasarkan korelasi SPT menggunakan metode Reese & O'Neil memiliki nilai yang lebih kecil dibanding nilai dari uji PDA.
2	Analisis dan perbandingan tahanan tiang bor tunggal berdasarkan program <i>Ensoft Group Pile</i> terhadap daya dukung yang diizinkan berdasarkan korelasi SPT.	(Long et al., 2019)	Program Ensoft Group memecahkan respons nonlinier dari masing-masing tiang dengan beban gabungan dan memastikan kompatibilitas deformasi dan keseimbangan gaya antara beban eksternal yang diterapkan dan reaksi dari masing-masing kepala tiang.

No	Topik	Sumber	Hasil Penelitian dan Standar yang Berlaku
3	Analisis penurunan segera dan konsolidasi tanah di bawah tiang bor baik tunggal maupun kelompok berdasarkan korelasi SPT serta perbandingan penurunan segera yang terjadi pada tiang bor tunggal berdasarkan korelasi SPT dan uji PDA.	(Wulan et al., 2023)	Untuk perhitungan nilai penurunan segera tanah di bawah tiang bor, nilai SPT digunakan pada korelasi E_s , modulus elastisitas tanah. Untuk perhitungan nilai penurunan konsolidasi tanah di bawah tiang bor, nilai SPT digunakan untuk korelasi parameter m_v , koefisien kompresibilitas volume.
		(Gazali et al., 2021)	Nilai penurunan segera di bawah tiang bor tunggal berdasarkan korelasi SPT lebih kecil dari nilai hasil uji PDA.
4	Analisis defleksi lateral berdasarkan program Ensoft Group dan perbandingan dengan defleksi yang diizinkan.	(Bina Marga, 2022)	- Defleksi lateral tiang pada kondisi gempa rencana 1000 tahun dibatasi 25 mm dan pada kondisi layan dibatasi 12 mm.
5	Analisis keamanan konfigurasi tiang bor eksisting berdasarkan korelasi SPT, uji PDA, dan pemrograman tiang	(Bina Marga, 2022)	- Faktor keamanan minimum daya dukung fondasi berdasarkan kombinasi ASD sebesar 2.5 pada kondisi tanpa gempa dan sebesar 1.6 pada kondisi gempa.

2.2 Pembebanan Struktur Atas

Pembebanan pada jembatan mengacu pada (SNI 1725:2016, 2016). Struktur beton pada jembatan direncanakan atau dirancang untuk dapat memikul dan menyalurkan beban-beban ke dalam tanah yang mempengaruhi struktur baik secara langsung ataupun tidak langsung. Analisa struktur dilakukan untuk mendapatkan reaksi perletakan akibat beban-beban yang bekerja pada kepala jembatan (Januar et al., 2023).

Adapun perencanaan pembebanan yang terjadi pada jembatan diantaranya sebagai berikut.

2.2.1 Berat Sendiri

Berat sendiri atau *Dead Load* (DL) adalah berat dari bagian tersebut dan elemen-elemen struktural lain yang dipikulnya. Termasuk dalam hal ini adalah berat bahan jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan berat bahan elemen non struktural yang dianggap tetap termasuk *barrier*.

2.2.2 Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan atau *Superimposed Dead Load* (SDL) adalah berat seluruh bahan, yang merupakan elemen non struktural dan merupakan beban pada jembatan. Beban mati tambahan yang diperhitungkan adalah aspal beton setebal 50 mm untuk pelapisan kembali di kemudian hari (*overlay*).

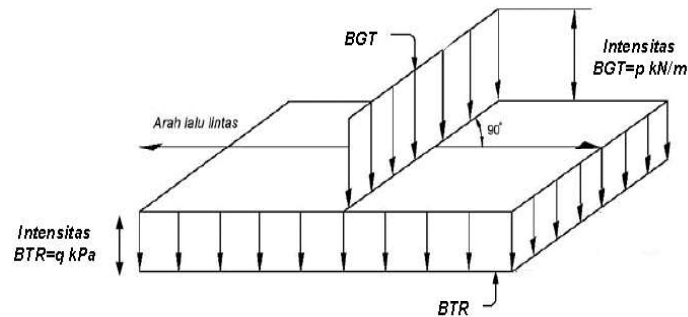
2.2.3 Beban Hidup

Beban hidup atau *Live Load* (LL) terdiri beban lajur dan beban truk.

2.2.3.1 Beban Lajur

Beban lajur (**D**) digunakan untuk merancang **Dek** jembatan. Beban lajur (**D**)

terdiri dari Beban Terbagi Rata (BTR) dan Beban Garis Terpusat (BGT) seperti terlihat pada gambar berikut:



Gambar 2.1 Beban Lajur "D"

Intensitas beban terbagi rata ditentukan berdasarkan Persamaan (2.1)

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

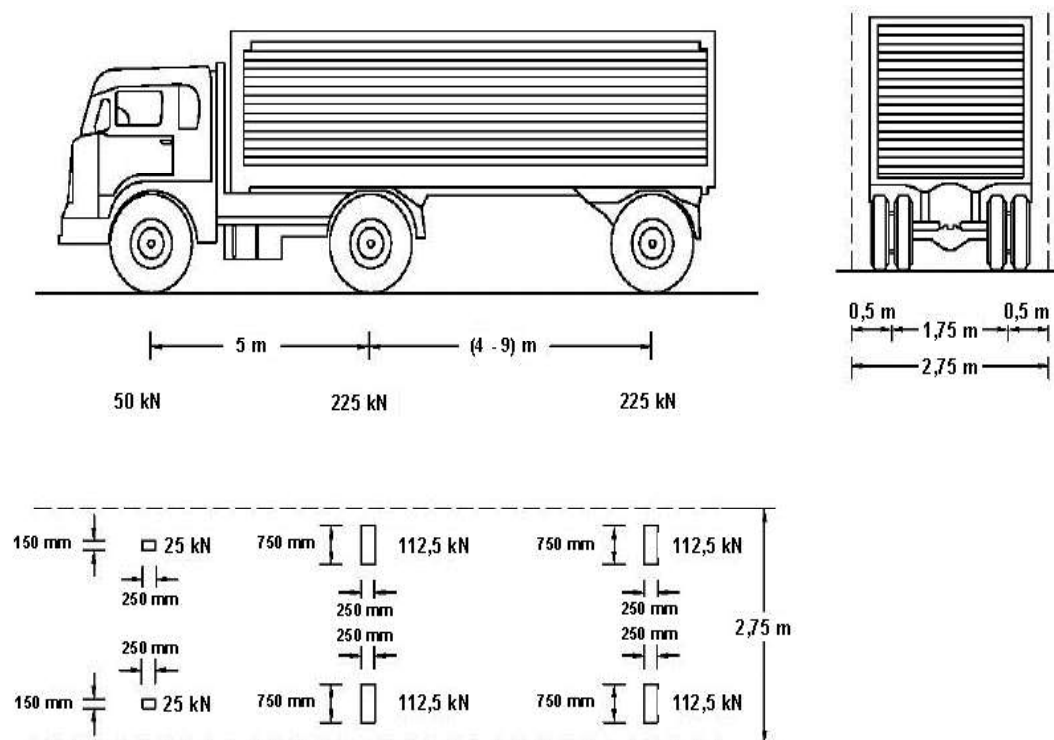
$$L > 30 \text{ m} : q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kPa} \quad (2.1)$$

Beban BGT yang diaplikasikan pada setiap bentang yaitu hanya satu buah yang ditempatkan pada tiap tengah bentang yang terbebani. Pada arah longitudinal, beban BTR dan BGT harus disusun sedemikian rupa untuk memperoleh momen maksimum sepanjang bentang jembatan. Beban BGT diaplikasikan pada tiap kombinasi UDL (*Uniformly Distributed Load*) di tengah bentang aktif pada saat pembebanan BTR terjadi.

Distribusi beban hidup dalam arah transversal digunakan untuk memperoleh momen dan geser dalam arah longitudinal pada struktur jembatan. Hal itu dilakukan dengan mempertimbangkan beban lajur (D) tersebar pada seluruh lebar jalan (tidak termasuk parapet, kerb dan trotoar) dengan intensitas 100% untuk panjang terbebani yang sesuai. Perhitungan beban hidup juga mempertimbangkan kondisi akibat beban hidup eksentris yaitu beban kendaraan terisi setengah dari lebar *box*.

2.2.3.2 Beban Truk

Beban truk (T) tidak dapat digunakan bersamaan dengan beban “D”. Beban truk dapat digunakan untuk perhitungan struktur lantai. Pembebanan truk T adalah kendaraan truk semi trailer yang mempunyai susunan dan berat as seperti dalam gambar dibawah berikut. Berat dari masing-masing as disebarakan menjadi 2 beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai. Jarak antara 2 as tersebut divariasikan antara 4.0 meter sampai 9.0 meter untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang.



Gambar 2.2 Pembebanan Truk "T"

Faktor Beban Dinamis (FBD) merupakan hasil interaksi antara kendaraan yang bergerak dan jembatan. Untuk perencanaan, FBD dinyatakan sebagai beban statis ekuivalen. Besarnya BGT dari pembebanan lajur "D" dan beban roda dari Pembebanan Truk "T" harus cukup untuk memberikan terjadinya interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan dengan dikali FBD. Besarnya nilai

tambah dinyatakan dalam fraksi dari beban statis. FBD ini diterapkan pada keadaan batas daya layan dan batas ultimit. BTR dari pembebanan lajur “D” tidak dikali dengan FBD. Untuk pembebanan "D": FBD merupakan fungsi dari panjang bentang. Untuk bentang tunggal panjang bentang ekuivalen diambil sama dengan panjang bentang sebenarnya. Untuk bentang menerus panjang bentang ekuivalen LE ditentukan dengan Persamaan (2.1).

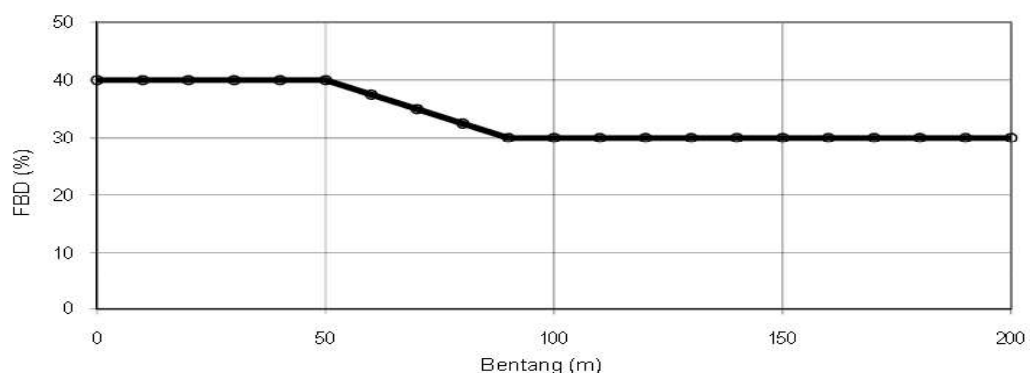
$$LE = \sqrt{L_{av} \cdot L_{max}} \quad (2.2)$$

Keterangan :

L_{av} = panjang bentang rata-rata dari kelompok bentang yang disambungkan secara menerus.

L_{max} = panjang bentang maksimum dalam kelompok bentang yang disambungkan secara menerus.

Untuk pembebanan truk "T", FBD diambil 30%. Nilai FBD yang dihitung digunakan pada seluruh bagian bangunan yang berada di atas permukaan tanah. Untuk bagian bangunan bawah dan fondasi yang berada di bawah garis permukaan, nilai FBD harus diambil sebagai peralihan linier dari nilai pada garis permukaan tanah sampai nol pada kedalaman 2 m. Penentuan nilai FBD berdasarkan Gambar 2.3.



Gambar 2.3 Faktor Beban Dinamis untuk Beban T dan Pembebanan Lajur “D”

2.2.4 Gaya Rem

Gaya rem atau **Brake Load (Br)** diambil nilai yang terbesar dari:

1. 25% dari berat gandar truk desain atau,
2. 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata (BTR).

Gaya rem tersebut harus ditempatkan di semua lajur rencana yang dimuati sesuai dengan beban rencana dan yang berisi lalu lintas dengan arah yang sama. Gaya ini harus diasumsikan untuk bekerja secara horizontal pada jarak 1.8 m di atas permukaan jalan pada masing – masing arah longitudinal dan dipilih yang paling menentukan.

2.2.5 Beban Sentrifugal

Beban sentrifugal diberikan untuk kendaraan yang berputar terutama pada saat jalan yang melengkung secara horisontal. Jembatan yang berada pada tikungan harus memperhitungkan bekerjanya suatu gaya horisontal radial yang dianggap bekerja pada tinggi 1.8 m di atas lantai kendaraan. Gaya horisontal tersebut harus sebanding dengan beban lajur D yang dianggap ada pada semua jalur lalu lintas tanpa dikalikan faktor beban dinamis. Beban lajur D tidak boleh direduksi bila panjang bentang melebihi 30 m.

Pembebanan lalu lintas 70% dan faktor pembesaran di atas 100% BGT dan BTR berlaku untuk gaya sentrifugal. Gaya sentrifugal harus bekerja secara bersamaan dengan pembebanan “D” atau “T” dengan pola yang sama secara bersamaan sepanjang jembatan. Gaya sentrifugal ditentukan sebagai faktor C dikali dengan berat gandar truk rencana dengan Persamaan 2.3.

$$C = f \frac{v^2}{gR_l} \quad (2.3)$$

dimana:

- f : $f = 1$ untuk kondisi batas fatik,
 $f = 4/3$ untuk selain kondisi batas fatik.
- v : kecepatan rencana jalan raya (m/detik)
- g : percepatan gravitasi sebesar 9.8 m/detik^2
- R_l : jari-jari kelengkungan lajur lalu lintas (m)

2.2.6 Efek Rangkak Susut

Pengaruh rangkak dan susut/*Creep and Shrinkage* (CS) pada struktur beton didesain berdasarkan model CEB FIP 1990. Adapun asumsi yang digunakan dalam analisis adalah sebagai berikut:

- Kelembaban relatif : 70 %
- Umur pada saat pembebanan : berdasarkan jadwal konstruksi
- Proses pengerasan beton : normal
- Konsistensi beton : medium

Variasi pembebanan dan perubahan sistem struktur selama konstruksi akan berdampak pada perilaku susut struktur pada kondisi akhir. Karena itu perhitungan pengaruh susut tidak hanya dilakukan sesuai dengan kondisi akhir (15000 hari setelah pembebanan SDL) tetapi juga dilakukan selama tahapan konstruksi.

2.2.7 Efek Kabel Prategang

Kabel Prategang atau Prestress Tendon (PT) akan menyebabkan pengaruh sekunder pada komponen-komponen yang terkekang pada struktur statis tak tentu. Pengaruh tersebut diperhitungkan baik pada kondisi batas layan maupun kondisi

batas ultimit. Kehilangan tegangan pada semua tendon diperhitungkan berdasarkan parameter berikut:

Gaya prategang untuk satu kabel (fpi)	= 75% dari batas beban putus (fpu)
Koefisien friksi	= 0.2 rad/m
Koefisien <i>wobble</i>	= 0.0016 /m
<i>Wedge/draw in</i>	= 6.0 mm
Relaksasi	= secara konservatif digunakan 5.0%

2.2.8 Aksi Lingkungan

Pada pembebanan struktur, terdapat beberapa aspek alam yang dapat berpengaruh terhadap beban struktur yang harus dipertikbangkan. Aksi lingkungan disesuaikan dengan kondisi lokasi dimana struktur dibangun.

2.2.8.1 Beban Temperatur

Pengaruh temperatur dibagi menjadi:

1. Variasi temperatur merata atau *uniform temperature* (TU) jembatan digunakan dalam menghitung pergerakan pada temperatur dan sambungan pelat lantai, dan untuk menghitung beban akibat terjadinya pengekangan dari pergerakan tersebut. Variasi temperatur rata-rata berbagai tipe bangunan jembatan diberikan dalam Tabel 2.2.

Tabel 2.2 Temperatur Rata-rata Nominal pada Jembatan

Tipe bangunan atas	Temperatur minimum jembatan	Temperatur maksimum jembatan
Lantai beton di atas gelagar atau box beton	15°C	40°C

Tipe bangunan atas	Temperatur minimum jembatan	Temperatur maksimum jembatan
Lantai beton di atas gelagar atau box beton	15°C	40°C
Lantai beton di atas gelagar atau box beton	15°C	45°C
Catatan: Temperatur jembatan minimum bisa dikurangi 5°C untuk lokasi pada ketinggian lebih dari 500m		

Besarnya nilai koefisien perpanjangan dan modulus elastisitas yang digunakan untuk menghitung besarnya pergerakan dan gaya yang terjadi diberikan dalam Tabel 2.3.

Tabel 2.3 Pengaruh temperature terhadap sifat bahan

Bahan	Koefisien perpanjangan akibat suhu	Modulus Elastisitas (Mpa)
Baja	12×10^{-6} per °C	200.000
Beton kuat tekan <30 Mpa	10×10^{-6} per °C	$4700\sqrt{F_c'}$
Beton Kuat tekan >30 Mpa	11×10^{-6} per °C	$4700\sqrt{F_c'}$

- Variasi perbedaan temperatur disebabkan oleh pemanasan langsung dari sinar matahari diwaktu siang hari pada bagian atas permukaan lantai dan pelepasan kembali radiasi dari seluruh permukaan jembatan diwaktu malam. Pada tipe jembatan yang lebar mungkin diperlukan untuk meninjau gradien perbedaan temperatur dalam arah transversal.

2.2.8.2 Beban *Differential Settlement*

Jembatan direncanakan untuk bisa menahan terjadinya penurunan yang diperkirakan termasuk perbedaan penurunan sebagai aksi daya layan. *Differential*

settlement diasumsikan sebesar 10 mm pada pier atau sebesar dua kali hasil analisis *settlement* geoteknik. Beban *differential settlement* bekerja dan dihitung pada masing – masing pier untuk mencari pengaruh terburuk pada struktur.

2.2.8.3 Beban Angin

Beban angin harus diasumsikan terdistribusi secara merata pada permukaan yang terekspos oleh angin. Luas area yang diperhitungkan adalah luas area dari semua komponen, termasuk system lantai dan railing yang diambil tegak lurus terhadap arah angin. Untuk jembatan atau bagian dengan elevasi lebih tinggi dari 10000 mm di atas permukaan tanah atau permukaan air, kecepatan angin rencana, V_{DZ} , harus dihitung dengan Persamaan 2.4.

$$V_{DZ} = 2.5V_o \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_o} \right) \quad (2.4)$$

Dengan:

V_{DZ} : kecepatan angin rencana pada elevasi rencana (km/jam)

V_o : kecepatan angin pada elevasi 10000 mm di atas permukaan tanah atau permukaan air rencana

V_{10} : kecepatan angin rencana yaitu 90 hingga 126 km/jam

V_B : elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan air

Z : kecepatan gesekan angin (km/jam)

Z_o : panjang gesekan di hulu jembatan

V_{10} dapat diperoleh dari grafik kecepatan angin dasar untuk berbagai periode ulang. Survei angin pada lokasi jembatan jika tidak ada data yang lebih baik, perencana dapat mengasumsikan bahwa $V_{10} = V_B = 90-126$ km/jam.

Tabel 2.4 Nilai V_0 dan Z_0 untuk berbagai variasi kondisi permukaan hulu

Kondisi	Lahan Terbuka	Sub Urban	Kota
V_0 (km/jam)	13.2	17.6	19.3
Z_0 (mm)	70	1000	2500

Tekanan angin rencana dalam MPa dapat ditetapkan dengan menggunakan Persamaan 2.5.

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right) \quad (2.5)$$

di mana:

P_B : tekanan angin dasar berdasarkan Tabel 2.5

Tabel 2.5 Tekanan Angin Dasar

Komponen Bangunan Atas	Angin Tekan (MPa)	Angin Hisap (MPa)
Rangka, kolom, dan pelengkung	0.0024	0.0012
Balok	0.0024	N/A
Permukaan datar	0.0019	N/A

Gaya total beban angin tidak boleh diambil kurang dari 4.4 kN/mm pada bidang tekan dan 2.2 kN/mm pada bidang hisap pada struktur rangka dan pelengkung, serta tidak kurang dari 4.4 kN/mm pada balok atau gelagar. Tekanan angin rencana harus dikerjakan baik pada struktur jembatan maupun pada kendaraan yang melintasi jembatan. Jembatan harus direncanakan memikul gaya akibat tekanan menerus sebesar 1.46 N/mm, tegak lurus dan bekerja 1800 mm di atas permukaan jalan.

2.2.9 Beban Gempa

Pada beban gempa dibutuhkan jenis bangunan untuk menentukan periode ulang tahun dari bangunan yang ada pada peraturan SNI 2833:2016. Setelah

menyesuaikan dengan periode ulang tahun bangunan, maka selanjutnya harus menentukan lokasi dari penelitian untuk menyesuaikan dengan peta deagregasi bahaya gempa. pengaruh terbesar gempa yang dipertimbangkan dalam standar ini ditentukan sebagai nilai rata-rata geometrik percepatan tanah puncak (PGA), tanpa penyesuaian untuk risiko yang ditargetkan. Percepatan tanah puncak MCEG yang telah disesuaikan terhadap pengaruh situs (PGAM) digunakan dalam tata cara ini untuk evaluasi likuifaksi, serakan lateral (*lateral spreading*), penurunan seismik, dan masalah geoteknik lainnya. Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek (SMS) dan periode 1 detik (SM1) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut.

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (2.6)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (2.7)$$

$$S_s = F_{PGA} \times PGA \quad (2.8)$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} F_a \times S_s \quad (2.9)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} F_v \times S_1 \quad (2.10)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.11)$$

$$T_o = 0,2 \times T_s \quad (2.12)$$

Dengan,

S_s = Parameter percepatan gempa MCER periode pendek.

S_1 = Parameter percepatan gempa MCER periode 1,0 detik.

S_{MS} = Percepatan gempa MCER periode pendek.

S_{M1} = Percepatan gempa MCER periode 1,0 detik

SDS = Percepatan desain pada perioda pendek.

SD1 = Percepatan desain pada perioda 1 detik.

T = Perioda getar fundamental struktur.

2.2.10 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan dalam analisis ada dua yaitu kombinasi *ultimate* dan kombinasi layan (*service*) yang mana kombinasi *ultimate* digunakan untuk beban maksimum yang harus ditahan oleh struktur. Sedangkan layan adalah beban yang bekerja pada kondisi biasa tanpa ada faktor keamanan dari beban. Adapun kombinasi pembebanan yang digunakan diperlihatkan pada Tabel 2.6.

Tabel 2.6 Kombinasi Pembebanan *Ultimate*

Load	<i>Ultimate</i>								
	ULS-1	ULS-2	ULS-3	ULS-4	ULS-5	ULS-6	ULS-7	ULS-8	ULS-9
<i>Dead Load</i> (DL)	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	0.75	0.75
<i>Superimposed Dead Load</i> (SDL)	2	2	2	2	2	2	2	0,7	0,7
<i>Prestress</i> (PT)	1	1	1	1	1	1	1	1	1
<i>Creep Shrinkage</i> (CSH)	1	1	1	1	1	1	1	1	1
<i>Settlement</i> (SETT)	1	1	1		1				
<i>Live Load</i> (LL)	1.8	1.4							

Load	<i>Ultimate</i>								
	ULS-1	ULS-2	ULS-3	ULS-4	ULS-5	ULS-6	ULS-7	ULS-8	ULS-9
<i>Breaking Load</i> (BL)	1.8	1.4							
<i>Centrifugal Load</i> (CF)	1.8	1.4							
<i>Wind Structure</i> (WS)			1.4		0.4				
<i>Wind Vehicle</i> (WL)				1					
<i>Temperature Uniform</i> (TU)	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2				
<i>Temperature Gradient Positive</i> (TP)	1	1	1		1				
<i>Temperature Gradient Negative</i> (TN)	1	1	1		1				
<i>Longitudinal EQ Load (Structure)</i> (EQ-X)						1	0.3	1	0.3
<i>Transversal EQ Load (Structure)</i> (EQ-Y)						1	0.3	1	0.3

Tabel 2.7 Kombinasi Pembebanan Layan

Load	<i>Service</i>			
	SLS-1	SLS-2	SLS-3	SLS-4
<i>Dead Load</i> (DL)	1	1	1	1

Load	Service			
	SLS-1	SLS-2	SLS-3	SLS-4
<i>Superimposed Dead Load (SDL)</i>	1	1	1	1
<i>Prestress (PT)</i>	1	1	1	1
<i>Creep Shrinkage (CSH)</i>	1	1	1	1
<i>Settlement (SETT)</i>	1	1	1	1
<i>Live Load (LL)</i>	1	1	0.8	
<i>Breaking Load (BL)</i>	1	1	0.8	
<i>Centrifugal Load (CF)</i>	1	1	0.8	
<i>Wind Structure (WS)</i>	0.3	1		
<i>Wind Vehicle (WL)</i>	1	1		0.8
<i>Temperature Uniform (TU)</i>	1	1	1	1
<i>Temperature Gradient Positive (TP)</i>	0.5	1	0.5	
<i>Temperature Gradient Negative (TN)</i>	0.5	1	0.5	

2.3 Penyelidikan Tanah dan Pengujian Pembebanan

Kondisi lapisan tanah dasar struktur fondasi dapat diperoleh dengan beberapa tahap metode pengambilan sampel uji, baik untuk fondasi dalam maupun dangkal. Penyelidikan tanah untuk perancangan fondasi terdiri dari beberapa tahap, yaitu:

- Pengeboran atau penggalian lubang uji
- Pengambilan contoh tanah (sampling)
- Pengujian contoh tanah di laboratorium atau di lapangan.
- Analisis hasil-hasil uji tanah untuk perancangan kapasitas dukung.
- Pengujian Tiang dengan metode *Pile Drive Analyze*

Pengambilan contoh tanah dilakukan pada setiap jarak kedalaman sekitar 0,75

- 3 meter dengan cara menekan tabung contoh tanah (sampler) secara hati-hati

(terutama untuk contoh tak terganggu) yang dipasang pada ujung bawah batang bor. Kedalaman muka air tanah harus diperiksa dengan teliti, terutama untuk galian fondasi yang luas dan dalam. Kesalahan data muka air tanah dapat mempersulit pelaksanaan pembangunan fondasi, dan dapat mengakibatkan kesalahan analisis stabilitasnya.

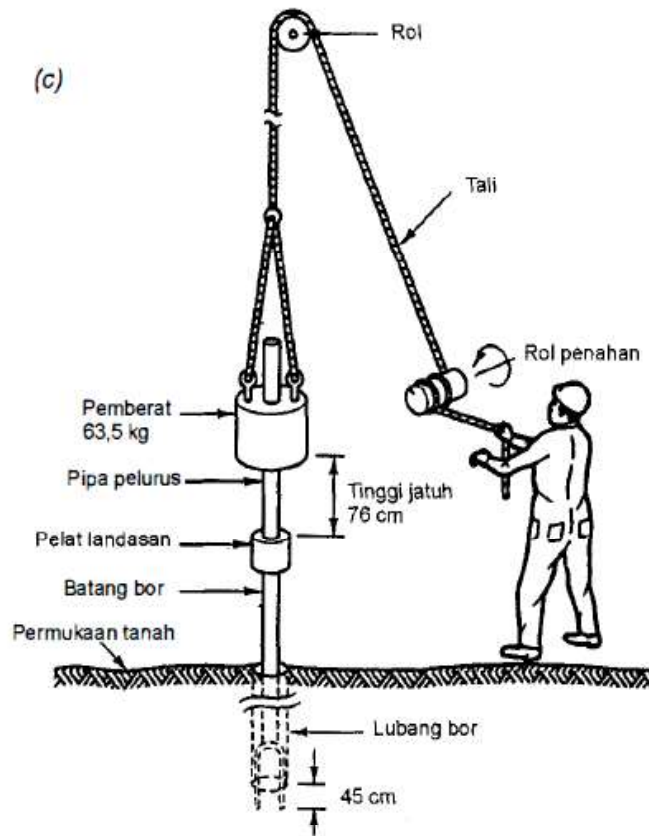
2.3.1 Uji Penetrasi Standar

Uji penetrasi standar (SPT) merupakan pengujian yang dilakukan pada saat pengujian pemboran di lapangan untuk mengukur perkiraan ketahanan tanah terhadap penetrasi tabung sampler pada berbagai kedalaman di bawah permukaan tanah. Pada artian lain pengujian SPT dilakukan untuk mengetahui parameter perlawanan penetrasi lapisan tanah serta daya dukung tanah di lapangan (Nizar et al., n.d.). Uji penetrasi standar dilakukan karena sulitnya memperoleh contoh tanah tak terganggu pada tanah granuler. Ukuran standar tabung split memiliki diameter dalam 34,93 mm dan diameter luar 50,8 mm.

Apabila lubang bor diperluas hingga kedalaman yang telah ditentukan, dapat dilakukan uji penetrasi standar (SPT) dengan melepas alat bor. Sampler dihubungkan ke batang bor dan diturunkan ke dasar lubang. Kemudian didorong ke dalam tanah dengan pukulan palu ke bagian atas batang bor. Berat standar palu adalah 622,72 N dan setiap pukulan palu turun sejauh 0,762 m. Jumlah pukulan yang diperlukan untuk penetrasi sendok dalam tiga interval 152,4 mm dicatat.

Jumlah pukulan yang diperlukan untuk dua interval terakhir ditambahkan untuk menghasilkan angka penetrasi standar N pada kedalaman tersebut. Angka ini umumnya disebut sebagai nilai N . Sampler kemudian ditarik, dan sepatu serta kopling dilepas.). Prosedur uji SPT tercantum dalam ASTM D 1586. Hasil uji

lapangan, SPT, dapat digunakan dalam perhitungan daya dukung fondasi meskipun hanya merupakan perkiraan awal (nilai awal) dan harus dibandingkan dengan hasil perhitungan empiris lainnya (Sari et al., 2023).



Gambar 2.4 Ilustrasi uji penetrasi standar

Nilai standar efisiensi energi bervariasi antara 35 - 85%, jika digunakan pemukul donat atau pemukul aman. Di Amerika dan Inggris rata-rata digunakan efisiensi energi 60%, untuk panjang batang bor lebih dari 10 m. Pada model pemukul otomatis terbaru, efisiensi energi bisa mencapai 80 - 100% bergantung pada tipe alat. Saat ini, dalam perancangan fondasi telah banyak digunakan korelasi-korelasi yang didasarkan pada N-SPT dengan mengubah N terukur menjadi N_{60} (FHWA, 2006). Skempton (1986) menyarankan persamaan untuk

mengkoreksi N dari lapangan dengan memperhatikan pengaruh prosedur pengujian, diameter lubang bor dan panjang batang bor:

$$N_{60} = \frac{1}{60} n_H n_B n_S n_R N \quad (2.13)$$

dengan,

N_{60} = N-SPT telah dikoreksi

n_H = efisiensi pemukul

n_B = koreksi diameter lubang bor

n_S = koreksi oleh tipe tabung *sampler* SPT

n_R = koreksi untuk panjang batang bor

N = nilai N-SPT hasil uji di lapangan.

2.3.2 Korelasi Parameter Tanah Berdasarkan Uji SPT

2.3.2.1 Korelasi Berat Isi Tanah Berdasarkan Jenis Tanah dan N-SPT

Berat jenis tanah kering adalah perbandingan antara berat tanah kering dengan satuan volume tanah. Berat isi tanah kering diperoleh dari pengujian di laboratorium. Tetapi, apabila tidak dilakukannya penyelidikan tanah di laboratorium, maka kita dapat menggunakan tabel representatif berat isi tanah berdasarkan jenis tanah. Berat jenis tanah jenuh adalah perbandingan antara berat tanah jenuh air dengan satuan volume tanah seluruhnya. Berat isi tanah kering juga bisa diperoleh dari pengujian di laboratorium, atau dengan Persamaan sebagai berikut:

$$\gamma_{sat} = \gamma_{dry} + \gamma_{water} \quad (2.14)$$

Dengan;

γ_{water} : 9,81

Tabel 2.8 Representatif Jenis Tanah dengan Berat Isi Tanah

Tipe	Deskripsi Tanah	Unit weight (KN/m ³)	
		Dry	Saturated
Pasir dan Kerikil (<i>cohesionless</i>)	<i>Very loose</i>	14	17
	<i>Loose</i>	15	18
	<i>Medium Dense</i>	17	20
	<i>Dense</i>	19	21
	<i>Very Dense</i>	21	22
Pasir	<i>Loose Uniformly Graded</i>	14	17
	<i>Loose Well Graded</i>	16	19
	<i>Medium Dense Uniformly Graded</i>	18	20
	<i>Medium Dense Well Graded</i>	19	21
Lempung (<i>Cohesive</i>)	<i>Organic-soft clay</i>	8	14
	<i>Soft clay non organic</i>	12	16
	<i>Stiff</i>	16	18
	<i>Hard</i>	18	20
Bebatuan (<i>cohesionless</i>)	Endapan Lunak	12	18
	Endapan Keras	14	19
	Batuan Metamorf	18	20
	Batuan Beku	17	21

2.3.2.2 Korelasi Kohesi *Undrained* untuk Tanah Lempung Berdasarkan N-SPT

Terzaghi dan Peck (1967) memberikan korelasi nilai kohesi tak terdrainase (C_u) dengan berdasarkan nilai N-SPT.

Tabel 2.9 Nilai C_u berdasarkan Korelasi N-SPT pada Tanah Lempung (Terzaghi dan Peck, 1967)

Konsisten	N	C_u (KN/m ²)
Sangat lunak	0-2	<12
Lunak	2-4	12-25
Sedang	4-8	25-50
Kaku	8-15	50-100
Sangat kaku	15-30	100-200
Keras	>30	>200

2.3.2.3 Korelasi Modulus Elastisitas Berdasarkan Jenis Tanah dan N-SPT

Untuk mendapatkan nilai modulus elastisitas menurut Bowles J.E (1996)

$$E_s = 2,5 \cdot N_{60} \text{ (MPa)} \quad (2.15)$$

Atau dapat juga menggunakan tabel pendekatan jenis dan konsistensi tanah dengan N-SPT seperti berikut:

Tabel 2.10 Pendekatan Jenis dan Konsistensi Tanah dengan N-SPT Pada Tanah

Lempung

Subsurface condition	Penetration resistance range N	E ₅₀ (%)	Poisson's Ratio (v)	Shear strength Su (psi)	Young's Modulus Range Es (psi)	Shear Modulus Range G (psi)
Very soft	2	0,0200	0,5	250	170-340	60-110
Soft	2-4	0,0200	0,5	375	260-520	80-170
Medium	4-8	0,0200	0,5	750	520-1040	170-340
Stiff	8-15	0,0100	0,45	1500	1040-2080	340-690
Very stiff	15-30	0,0050	0,40	3000	2080-4160	690-1390
Hard	30	0,0040	0,35	4000	2890-5780	960-1930
	40	0,0040	0,35	5000	3470-6940	1150-2310
	60	0,0035	0,30	7000	4860-9720	1620-3420
	80	0,0035	0,30	9000	6250-12500	2080- 4160
	100	0,0030	0,25	11000	7640-15270	2540-5090
	120	0,0030	0,25	13000	9020-18050	3010-6020

Tabel 2.11 Korelasi N-SPT dengan Modulus Elastisitas Pada Tanah Pasir

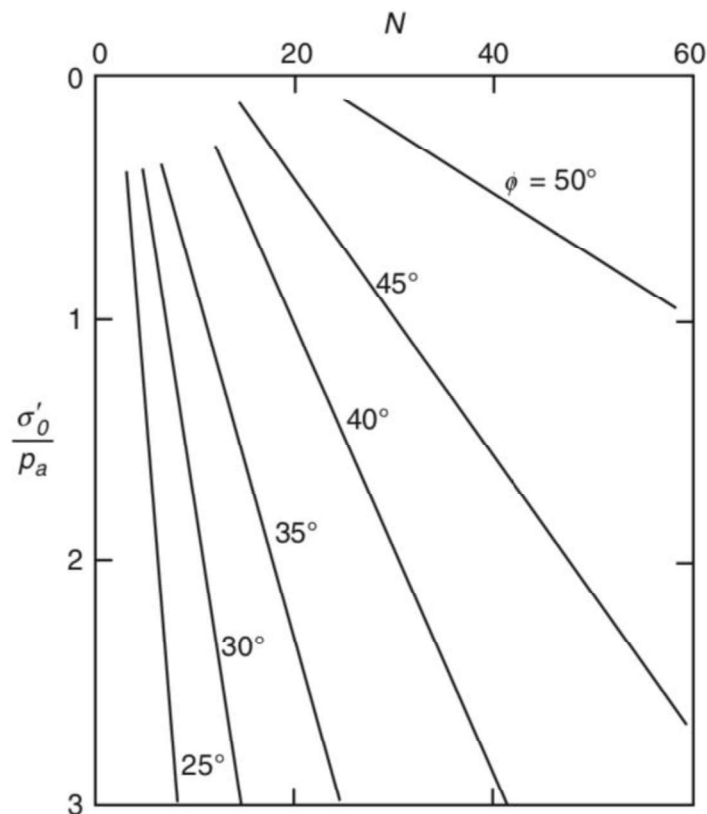
Subsurface condition	Penetration resistance range N	Relative Density Dr(%)	Friction Angle Ø (deg)	Young's Modulus Range Es (psi)	Shear Modulus Range G (psi)
Very Loose	0-4	0-15	28	0-440	0-160
Loose	4-10	15-35	28-30	440-1100	160-390
Medium	10-30	35-65	30-36	1100-3300	390-1200
Dense	30-50	65-85	36-41	3300-5500	1200-1990
Very dense	50-100	85-100	41-50	5500-10000	1990-3900

2.3.2.4 Korelasi Sudut Geser Tanah Pasir Berdasarkan N SPT

Nilai sudut geser dalam penelitian ini akan digunakan dalam analisis pemrograman tiang. Dalam tahap awal, Peck, Hanson, and Thornburn (1974) menggambarkan korelasi antara N_{60} dan ϕ dalam bentuk grafik, yang mana dapat di perhitungkan sebagai mana rumus yang dijabarkan oleh (Wolff, 1989)

$$\phi \text{ (deg)} = 27.1 + 0.3 N_{60} - 0.00054 [N_{60}]^2 \quad (2.16)$$

Schmertmann (1975) mengusulkan grafik korelasi antara tekanan overburden efektif, Nilai N (sama dengan N_{60}) dan ϕ seperti pada Gambar 2.5. Schmertmann (1975) merumuskan korelasi nilai sudut geser dengan nilai N -SPT terkoreksi sebagai berikut:



Gambar 2.5 Korelasi Nilai Sudut Geser Dengan Nilai N -SPT Terkoreksi

2.4 Fondasi Tiang Bor

2.4.1 Definisi, Karakteristik, dan Persyaratan Keamanan Tiang Bor

Fondasi adalah bagian terendah dari bangunan yang meneruskan beban bangunan ke tanah atau batuan yang berada di bawahnya (Hardiyatmo, 1996). Fondasi (Foundation) disebut juga pondamen (Fundament) dan disebut juga struktur bangunan bagian bawah (Sub Structure). Semua konstruksi yang direkayasa untuk bertumpu pada tanah harus didukung oleh fondasi. Fondasi ialah bagian dari suatu sistem rekayasa yang meneruskan beban yang ditopang oleh fondasi dan beratnya sendiri kepada dan ke dalam tanah dan batuan yang terletak di bawahnya (Bowles, 1977).

Fondasi dalam adalah fondasi yang biasa digunakan pada tanah dengan konsistensi lunak dengan kedalaman yang cukup jauh untuk mencapai ke lapisan tanah keras. Fondasi ini biasa diperuntukkan untuk menopang beban struktur yang berat sehingga fondasi harus mengalirkan ke lapisan tanah yang cukup kuat untuk menahannya. Pada kondisi bangunan tertentu fondasi dalam harus digunakan apabila berada pada kondisi tanah dasar yang lunak atau loess. Pada prinsipnya, fondasi dalam mengandalkan tahanan ujung dan tahanan gesek dindingnya untuk mendapatkan nilai daya dukung fondasi. Fondasi dalam biasa dijumpai dalam bentuk fondasi tiang dan caissons atau fondasi sumuran. Fondasi sumuran atau kaisan (pier foundation/caisson) yang merupakan bentuk peralihan antara fondasi dangkal dan fondasi tiang, digunakan bila tanah dasar yang kuat terletak pada kedalaman yang relatif dalam.

Fondasi tiang bor (bored pile) adalah fondasi tiang yang pemasangannya dilakukan dengan mengebor tanah pada awal pengerjaannya (Harsanto et al., 2015).

Fondasi tiang bor dapat disebut sebagai non-displacement dikarenakan prosesnya tidak menyebabkan perpindahan tanah. Pada kondisi lapangan, apabila lapisan tanah keras berada kedalaman lebih dari nilai ($Df/B > 10 \text{ m}$). Maka, lebih baik jika digunakan fondasi tiang dengan menggunakan pile cap untuk mempersatukan tiang dengan konfigurasi jarak tertentu pada tiap tiang untuk mendapatkan nilai efisiensi terbaik dari tiang. Fondasi tiang juga biasanya digunakan untuk menopang beban yang berat seperti beban lalu lintas dengan struktur yang berat. Dinyatakan persyaratan yang harus dipenuhi dalam perancangan fondasi adalah:

- a. Faktor keamanan untuk perhitungan ultimate tiang pada kondisi operasional adalah 2,5 sampai 3 dan untuk pada kondisi gempa adalah 1,5.
- b. Penurunan pada fondasi harus dibawah dari nilai penurunan yang diizinkan.

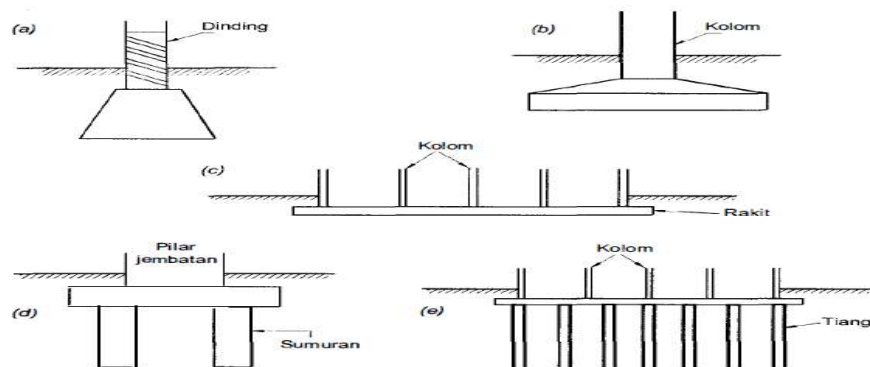
Banyak cara dalam menentukan pemilihan fondasi yang akan digunakan antara lain beban yang direncanakan bekerja, jenis lapisan tanah dan faktor non-teknis seperti biaya konstruksi dan waktu konstruksi. Fondasi bangunan biasanya dibedakan atas dua bagian yaitu fondasi dangkal (shallow foundation) dan fondasi dalam (deep foundation), tergantung dari letak tanah kerasnya dan perbandingan kedalaman dengan lebar fondasi. Fondasi dangkal kedalamannya kurang atau sama dengan lebar fondasi ($D < B$) dan dapat digunakan jika lapisan tanah kerasnya terletak dekat dengan permukaan tanah. Sedangkan fondasi dalam digunakan jika lapisan tanah keras berada jauh dari permukaan tanah.

Dalam merencanakan suatu fondasi sangatlah dipengaruhi oleh beberapa hal, antara lain:

- a. Beban bangunan yang didukung.
- b. Jenis tanah dan daya dukungnya.
- c. Bahan penyusun fondasi.
- d. Alat dan tenaga kerja pembuat.
- e. Lokasi dan situasi fondasi yang dibuat.
- f. Biaya pembuatan fondasi.

Dalam merencanakan fondasi sebaiknya berdasarkan hasil investigasi penyelidikan tanah (Soil Investigation), yaitu suatu usaha penyelidikan tanah untuk mengetahui karakteristik tanah pada setiap lapisan, serta jenis dan kekuatan tanah tersebut. Dari hasil penyelidikan tanah (Soil Investigation) dapat diketahui beberapa parameter tanah, antara lain:

- a. Jenis dan kekuatan tanah serta kedalamannya.
- b. Kedalaman dan muka air tanah.
- c. Perkiraan penurunan (Settlement) di kemudian hari.
- d. Perkiraan beban maksimum yang diijinkan.
- e. Dari data yang di dapat diharapkan dapat menentukan jenis fondasi yang akan digunakan.



Gambar 2.6 Macam-macam tipe fondasi : (a) Fondasi memanjang, (b) Fondasi telapak, (c) Fondasi rakit, (d) Fondasi sumuran, (e) Fondasi tiang (Hardiyatmo, 1998)

2.4.2 Daya Dukung Aksial Tiang Bor

Daya dukung tanah merupakan kemampuan tanah untuk menahan beban fondasi tanpa mengalami keruntuhan akibat geser yang juga ditentukan oleh kekuatan geser tanah (Long et al., 2019). Kapasitas daya dukung aksial dipengaruhi oleh tahanan ujung pada tiang dan tahanan gesek tiang. Sehingga parameter yang digunakan sangat berpengaruh kepada daya dukung aksial tiang. Analisis kapasitas daya dukung aksial, dilakukan dengan cara pendekatan atau korelasi dari hasil data pengujian lapangan. persamaan yang digunakan merepresentasikan sifat tanah dan dikaitkan dengan nilai daya dukung tanah. Analisisnya, dilakukan dengan menganggap bahwa tanah berkelakuan sebagai bahan yang bersifat plastis. Konsep ini pertama kali dikenalkan oleh Prandtl (1921), yang kemudian dikembangkan oleh Terzaghi (1943), Meyerhof (1955) dan lain-lainnya.

2.4.2.1 Daya Dukung Aksial Tiang Bor Berdasarkan Korelasi SPT

Standard Penetration Test (SPT) adalah sejenis percobaan dinamis dengan memasukkan suatu alat yang dinamakan *split spoon* kedalam tanah. Dengan percobaan ini akan diperoleh kepadatan relative (relative density), sudut geser tanah (ϕ) berdasarkan nilai jumlah pukulan (N). Daya dukung ijin fondasi merupakan daya dukung fondasi atau lebih tepatnya daya dukung dari tanah terhadap beban rencana yang disalurkan melalui fondasi setelah memasukan faktor keamanan (SF) (Sutarman, 2018). Perkiraan kapasitas daya dukung fondasi tiang bor pada tanah pasir dan silt didasarkan pada data uji lapangan SPT, ditentukan dengan perumusan sebagai berikut:

2.4.2.1.1 Daya Dukung Aksial Tiang Bor Tunggal

a. Metode Reese & Wreight

Pada persamaan Reese & Wreight (1977). Daya dukung ujung fondasi tiang tiang bor (*end bearing*), menggunakan koefisien yang di sarankan sebesar 9 kali nilai kohesi *undrained*.

Adapun rumus persamaan daya dukung ujung seperti berikut:

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (2.17)$$

Dengan;

$$Q_p = q_p \cdot A_p \quad (2.18)$$

Untuk tanah kohesif:

$$q_p = 9 \cdot C_u \quad (2.19)$$

Untuk tanah non-kohesif:

Untuk $N' \leq 60$ maka,

$$q_p = 7 \cdot N' \text{ (t/m}^2\text{)} < 400 \text{ (t/m}^2\text{)} \quad (2.20)$$

Untuk $N > 60$ maka,

$$q_p = 400 \text{ (t/m}^2\text{)} \quad (2.21)$$

Dengan,

N' = Nilai Rata-Rata SPT di tengah lapisan tanah

$$A_p = 1/4 \cdot \pi \cdot D^2.$$

Daya dukung selimut (skin friction), (Reese & Wright, 1977)

$$Q_s = f \cdot L \cdot P \quad (2.22)$$

Pada tanah kohesif:

$$f = \alpha \cdot C_u \quad (2.23)$$

$$C_u = 2 s/d \cdot 8 \cdot NSPT \cdot 9,81 \text{ (kN)} \quad (2.24)$$

Pada tanah non kohesif:

$$f = \text{antara } 0,1 \sim 0,32 \text{ N (ton/m}^2\text{)} \quad (2.25)$$

Dimana:

f = Tahanan satuan skin friction, (ton/m²)

L = Panjang lapisan tanah (m)

p = Keliling tiang (m)

Q_s = Daya dukung selimut tiang (ton)

α = 0,55 (berdasarkan penelitian Reese & Wright 1977)

b. Metode Reese & O'Neil

Pada persamaan Reese & O'Neil (1989). Daya dukung ujung fondasi tiang tiang bor (*end bearing*), dengan persamaan sebagai berikut.

$$Q_u = Q_b + Q_s \quad (2.26)$$

1. Tahanan ujung tiang bor pada tanah pasir (*end bearing*), (Reese & O'Neil, 1989).

$$Q_b = f_b \cdot A \quad (2.27)$$

$$f_b = 0,59 \cdot ((\sigma_r / \sigma'_{vb}) N_{60})^{0,8} \sigma'_{vb} \quad (2.28)$$

Tahanan Ujung Pada Tanah lempung:

$$f_b = C_u \cdot N_c' \leq 4000 \text{ kPa} \quad (2.29)$$

$$N_c' = 6 (1 + 0,2 L/db) \leq 9 \quad (2.30)$$

Dengan:

A_b = Luas penampang tiang bor (m²)

f_b = Tahanan ujung per luas tiang bor (kPa)

N_{60} = Nilai N-SPT rata-rata antara ujung bawah bored pile sampai 2db di bawahnya, tidak perlu dikoreksi terhadap overburden

d_b = Diameter ujung bawah bored pile (m)

σ'_{vb} = Tegangan efektif tanah vertikal

σ_r = Tegangan referensi = 101kPa

Jika diameter tiang bor $>1200\text{mm}$, maka f_b akan mengakibatkan penurunan lebih dari 25 mm. Agar syarat izin penurunan tiang terpenuhi, f_b direduksi menjadi f_{br} .

$$f_{br} = (1,27 / d_b) f_b, \text{ bila } d_b \geq 1200 \text{ mm} \quad (2.31)$$

Keterangan:

d_b = Diameter ujung bawah tiang bor

2. Tahanan gesek pada tiang bor

$$f_s = \beta \cdot \sigma_r' \quad (2.32)$$

Untuk menghitung langsung menggunakan Rumus Reese and O'Neill (1989):

Untuk $N_{60} < D \cdot 15 / 0,3\text{m}$ maka :

$$\beta = N_{60} / 15 (1,5 - 0,24\sqrt{z}) \quad (2.33)$$

Apabila $N_{60} \geq D \cdot 15 / 0,3\text{m}$ maka :

$$\beta = 1,5 - 0,245 \cdot \sqrt{z} \quad (2.34)$$

Dengan;

$$\sigma_r' = z \cdot \gamma$$

γ = Berat isi tanah (kN/m^3)

f_s = Tahanan gesek satuan (kN/m^2)

σ_r' = Tekanan overbuden di tengah-tengah lapisan tanah (kN/m^2)

2.4.2.1.2 Daya Dukung Aksial Tiang Bor Kelompok

Dalam kebanyakan kasus, fondasi tiang digunakan dalam kelompok, untuk mentransmisikan struktur beban ke tanah. *Pile cap* dibuat di atas tiang kelompok. *Pile cap*-nya bisa bersentuhan dengan tanah, atau jauh di atas tanah, seperti dalam kasus pekerjaan lepas pantai. Idealnya tiang di dalam grup memiliki jarak, sehingga kapasitas daya dukung tiang grup tidak kurang dari jumlah kapasitas daya dukung tiang tunggal. Pada pelaksanaannya, jarak tengah antar tiang, d , adalah $2.5D$ dan, pada kondisi umum, sebenarnya antara 3 sampai $3.5D$. secara umum efisiensi fondasi grup dirumuskan seperti berikut:

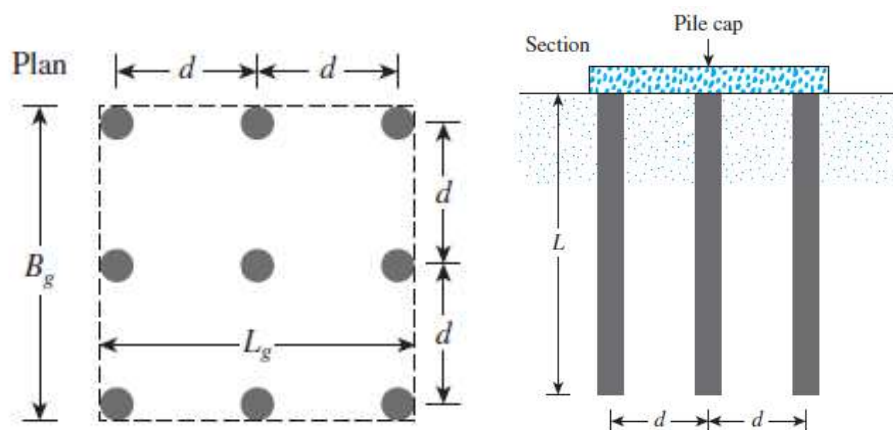
$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u} \quad (2.35)$$

Dengan :

η = Efisiensi tiang grup

$Q_{g(u)}$ = Daya dukung tiang grup

$\sum Q_u$ = Jumlah daya dukung tiang tunggal



Gambar 2.7 Desain Fondasi Tiang Grup 3x3 (Braja M.Das, 2014)

Nomor tiang dalam kelompok tiang = $n_1 \times n_2$ (Catatan : $L_g > B_g$)

Dengan nilai η didapat dari persamaan Converse–Labarre:

$$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90n_1n_2} \right] \theta \quad (2.36)$$

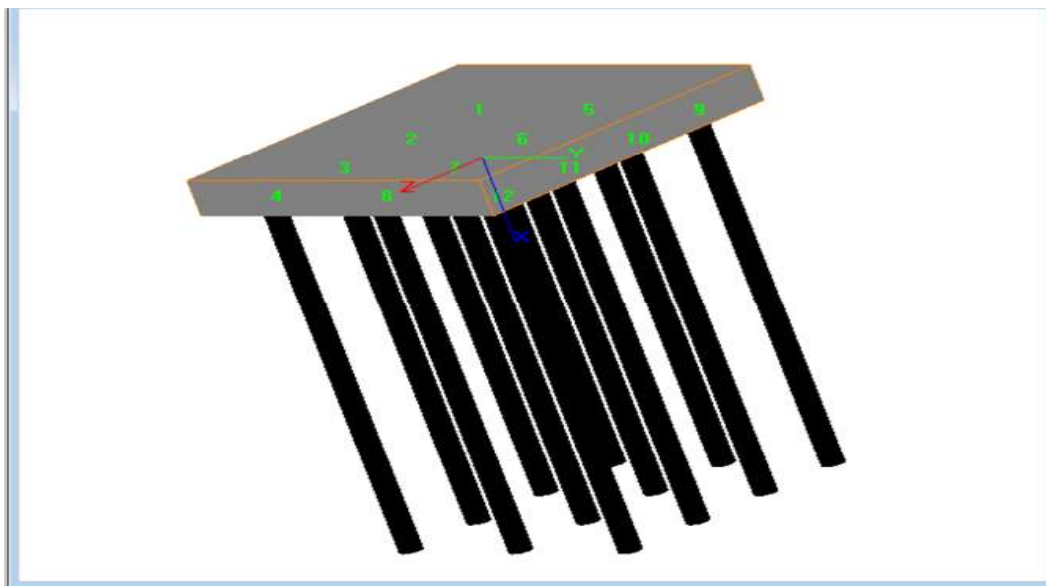
Dengan θ (deg) = $\tan^{-1}(D/d)$

2.4.2.2 Tahanan Aksial Tiang Bor Berdasarkan Pemrograman Tiang

Aplikasi ENSOFT GROUP ini berguna untuk melakukan pengecekan terhadap gaya-gaya yang terjadi pada tiang kelompok seperti perilaku tiang kelompok terhadap daya dukung aksial (Qall), defleksi terhadap defleksi izin sesuai dengan faktor gempa, pengecekan momen, dan pengecekan geser dengan masing-masing batasannya (Doloksaribu, n.d.). Proses pemodelan ini membantu dalam menilai kinerja dan stabilitas sistem fondasi tiang bor dan memberikan gambaran nilai untuk desain yang optimal (Bagus et al., n.d.). Sehingga dibutuhkan parameter tiang dan tanah untuk memodelkan seperti kondisi aktual dengan diberikan reaksi beban yang bekerja dari struktur atas.

Gambar 2.8 Pemodelan 3D tiang kelompok dengan ENSOFT GROUP

2.4.2.3 Daya Dukung Aksial Tiang Bor Berdasarkan Uji PDA



Pile Driving Analyzer (PDA) adalah suatu sistem pengujian dinamik

regangan besar dengan menggunakan data digital komputer yang diperoleh dari strain transducer dan accelerometer untuk mengukur gaya dan kecepatan ketika tiang dipukul menggunakan palu dengan berat 1-2% dari kapasitas ultimit tiang. Dari uji PDA dapat dievaluasi efisiensi palu, tagangan, kapasitas, integrity tiang dan penurunan saat dilakukan uji. Pada umumnya, pengujian dengan metode PDA dilaksanakan setelah tiang mempunyai kekuatan yang cukup untuk menahan tumbukan palu. Metode lain yang dapat digunakan untuk menahan tumbukan adalah dengan menggunakan cushion, merendahkan tinggi jatuh palu & menggunakan palu yang lebih berat. Pada umumnya, pengujian dengan metode PDA dilaksanakan setelah tiang mempunyai kekuatan yang cukup untuk menahan tumbukan hammer/palu atau umur tiang telah mencapai 28 hari.

Pengujian PDA dapat dilakukan dengan melakukan penumbukan pada tiang dengan energi yang sama pada saat proses pemancangan hingga didapat data yang konsisten, jika dilakukan pada tiang pancang. Dan jika pada tiang bor pemukulan dapat dilakukan dengan serangkaian pukulan dengan tinggi jatuh yang bervariasi dimulai dari yang rendah untuk mengecek fungsi sensor dan tegangan pada tiang, kemudian secara bertahap menaikkan tinggi jatuh hingga di peroleh kapasitas yang ingin dicapau atau hingga kapasitas ultimit tiang tercapai. Saat pemukulan, beberapa variabel tiang uji termonitor, seperti kapasitas tiang, energi, penurunan, maupun integritas tiang (diperlukan analisa dan penilaian lanjutan).

Data PDA yang di dapat dilapangan kemudian harus dilakukan analisa pencocokan sinyal dengan menggunakan program CAPWAP® untuk:

- a. Memperoleh kapasitas total tiang beserta tahanan friksi dan ujung tiang.
- b. Memprediksi perilaku beban terhadap penurunan.

- c. Mensimulasikan kurva penurunan terhadap beban.
- d. Menentukan tegangan sepanjang tiang.

2.4.3 Penurunan Tanah dan Defleksi Lateral Tiang Bor

Deformasi tiang terjadi karena adanya beban yang arahnya tegak lurus tiang yang dapat mengakibatkan terjadi pergeseran jika tiang tak mampu menahannya (Januar et al., 2023). Tiang vertikal menahan beban lateral dengan memobilisasi tekanan pasif pada tanah di sekitarnya. Untuk menghitung daya dukung horizontal, terlebih dahulu hitung faktor kekauan tiang untuk tanah non kohesif (Iskandar & Lubis, n.d.).

2.4.3.1 Penurunan Tanah di Bawah Tiang Bor Berdasarkan Korelasi SPT

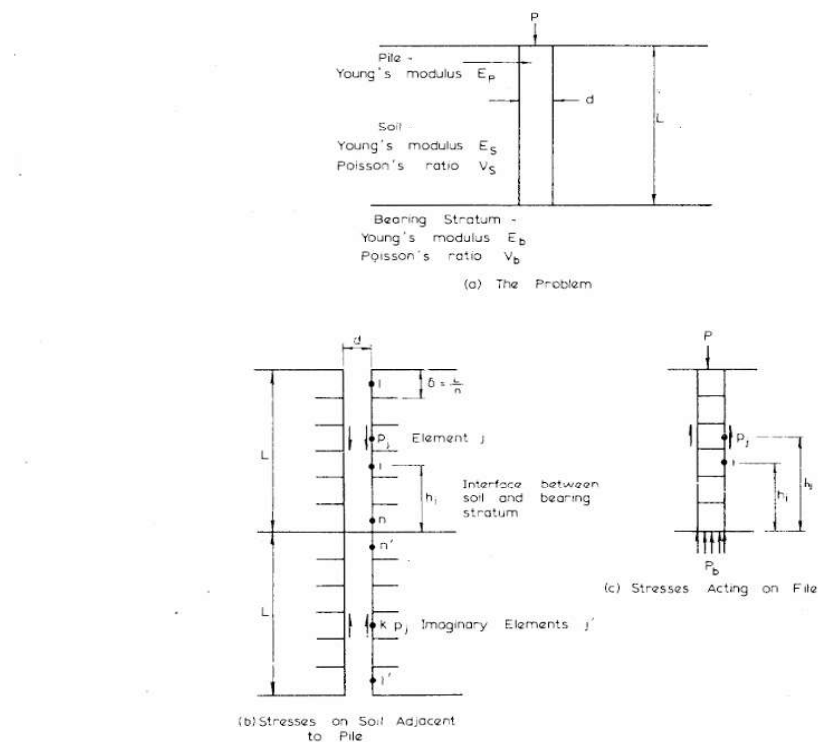


FIGURE 5.5 Analysis of end-bearing pile.

Gambar 2.9 Analisis Penurunan Tiang Bor

Pada buku *Pile Foundation Analysis and Design* oleh Joseph E. Bowles, Penurunan tiang bor didefinisikan terjadi pada bagian ujung tiang dengan dipengaruhi beban

yang bekerja pada tiap tiang. Penurunan tiang dapat dirumuskan sebagai berikut.

$$s = \frac{PI}{E_s D} \quad (2.37)$$

Dengan,

s = Penurunan tiang bor

P = Beban aksial yang tersalurkan pada tiap tiang

E_s = Modulus elastis tanah

D = Diameter tiang

$I = I_O R_K R_V R_B$

Dimana,

R_B = Faktor koreksi dari lapisan ujung tiang

R_V = Faktor pengaruh *poisson ratio* terhadap penurunan

R_K = Faktor pengaruh kekakuan terhadap penurunan

I_O = Faktor Pengaruh Pada Penurunan Tiang

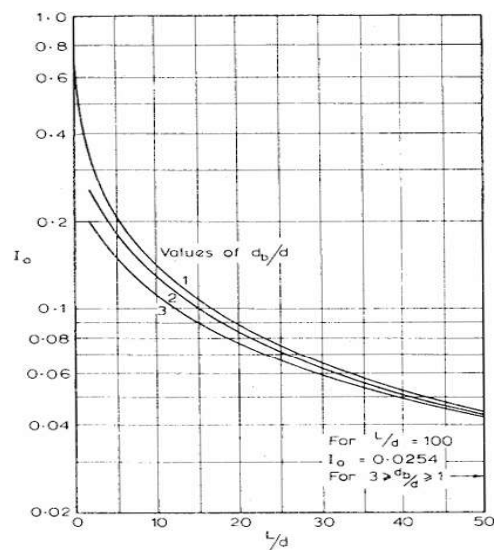


FIGURE 5.18 Settlement-influence factor, I_o .

Gambar 2.10 Faktor Pengaruh Pada Penurunan Tiang

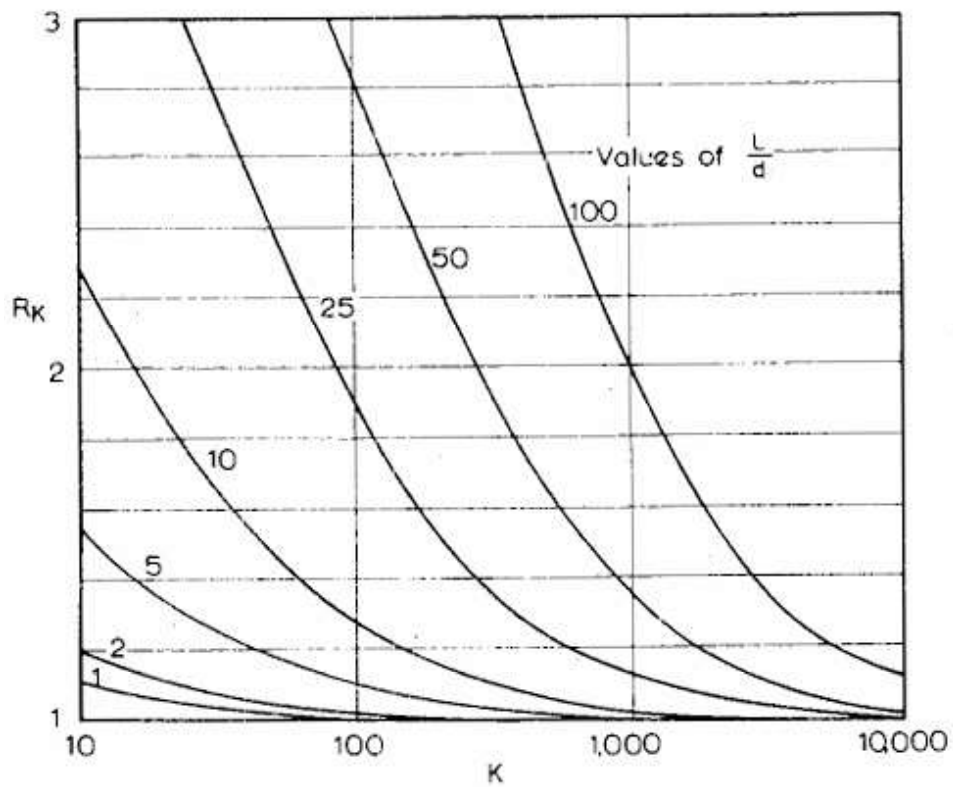


FIGURE 5.19 Compressibility correction factor for settlement, R_K .

Gambar 2.11 Faktor Koreksi Kekakuan Tiang untuk Penurunan

$$K = \frac{E_p R_A}{E_s} \quad (2.38)$$

E_p = Modulus Elastis Material Tiang

K = Faktor Kekakuan Tiang

$$R_A = \frac{A_p}{\frac{1}{4}\pi D^2}$$

R_A = Perbandingan luas alas tiang dengan luas area tiang (untuk tiang bor, $R_A = 1$)

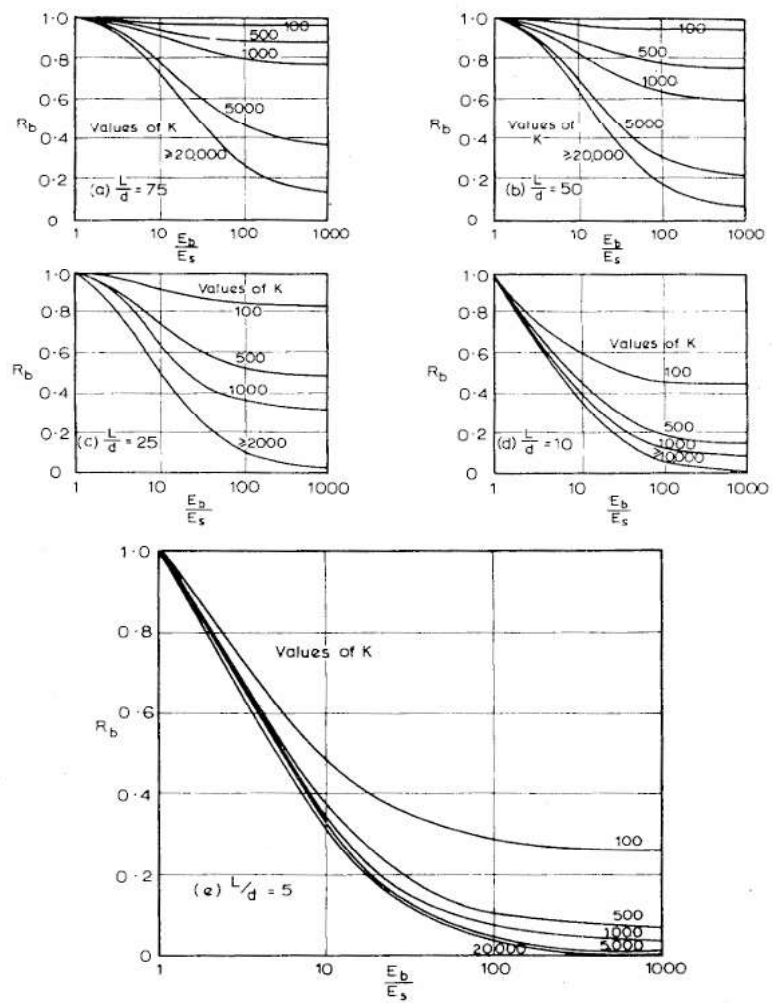


FIGURE 5.22 Base modulus correction factor for settlement, R_b .

Gambar 2.12 Faktor Koreksi Modulus Pada Dasar Tiang

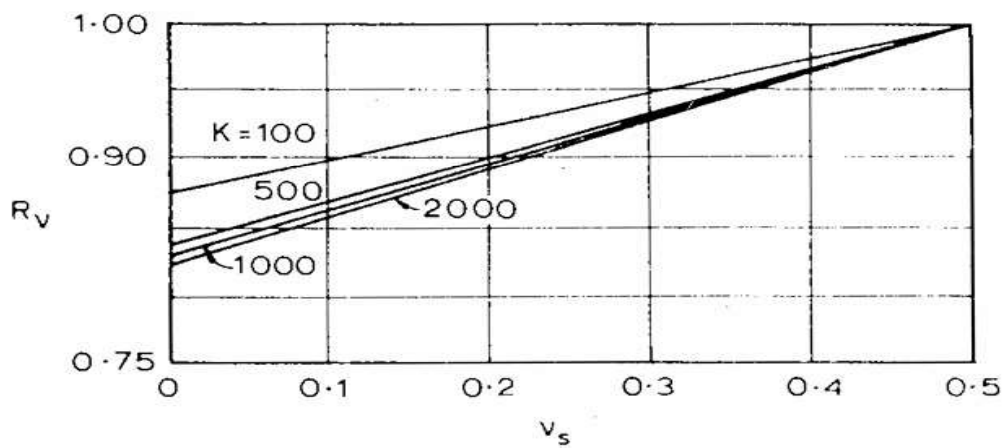


FIGURE 5.21 Poisson's ratio correction factor for settlement, R_v .

Gambar 2.13 Faktor Koreksi *Poisson's Ratio*