

ANALISIS KESTABILAN PONDASI PADA MENARA TELEKOMUNIKASI

oleh :

Pemi Ihsan

PT. Inti Graha Sembada

Email : pemi_ihsan@yahoo.com

Tanjung Rahayu

Jurusan Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Jakarta

Email : tanjungrahayu@yahoo.com

ABSTRAK : Dunia telekomunikasi di Indonesia mengalami perkembangan yang sangat pesat. Berkaitan dengan hal tersebut, banyak didirikan menara yang menunjang telekomunikasi. Pembangunan dan penggunaan menara telekomunikasi sebagai salah satu infrastruktur pendukung dalam penyelenggaraan telekomunikasi harus memperhatikan efisiensi, keamanan lingkungan, dan estetika lingkungan. Keamanan lingkungan dapat tercapai dengan memperhatikan kestabilan menara. Salah satu faktor harus yang diperhatikan pada kestabilan menara adalah kestabilan pondasi. Pondasi merupakan struktur yang berfungsi untuk meneruskan beban yang bekerja pada menara ke lapisan tanah yang berada di bawahnya. Secara umum, pondasi dapat dibagi menjadi pondasi dangkal dan pondasi dalam. Letak lapisan tanah keras dan jenis tanah akan berpengaruh terhadap pemilihan jenis pondasi, perhitungan daya dukung pondasi, serta penurunan yang terjadi. Penelitian ini bertujuan untuk membandingkan pondasi rakit (pondasi dangkal) dan pondasi tiang pancang (pondasi dalam) dengan menganalisis kapasitas dukung pondasi, penurunan, stabilitas geser, dan stabilitas guling. Gaya dan momen yang timbul akibat beban yang bekerja dihitung dengan program Ms. Tower. Pondasi rakit dan kelompok tiang mempunyai dimensi panjang dan lebar yang sama. Hasil analisis kapasitas dukung terbesar pada penelitian ini diperoleh oleh pondasi rakit. Sedangkan analisis stabilitas guling, stabilitas geser, penurunan, dan tahanan terhadap gaya angkat (*uplift*) diperoleh oleh pondasi tiang pancang.

Kata kunci: menara, pondasi rakit, pondasi tiang pancang, stabilitas

ABSTRACT : The world of telecommunication of Indonesia have very rapid development. Related to this, many towers are built that support the telecommunications. The development and use of telecommunication towers as one of the supporting infrastructure in telecommunications implementation have to consider the efficiency, environmental security, and environmental aesthetics. Environmental safety can be achieved by considering the stability of the tower. One of the factors that must be considered in the stability of the tower is the stability of the foundation. The foundation is a structure that continue the load that works on the tower to the underlying layer of soil. In general, the foundation can be divided into shallow foundation and deep foundation. The depth of hard soil layer and soil type will affect the selection of foundation type, the calculation of bearing capacity of the foundation, and the settlement. This research is purpose to compare the foundation of raft foundation (shallow foundation) and pile foundation (deep foundation) by analyzing the bearing capacity of foundation, settlement, stability of sliding, and stability of overturning. The forces and moments that arise from the loads are calculated by Ms. Tower program. The raft foundation and pile groups have the same length and width dimensions. The result of the bearing capacity of foundation in this research was obtained by raft foundation. While the stability of sliding, stability of overturning, settlement, and resistance to lift (*uplift*) was obtained by pile foundation.

Keywords: tower, raft foundation, pile foundation, stability

Latar Belakang

Dunia telekomunikasi di Indonesia mengalami perkembangan yang sangat pesat baik dari sisi teknologi, variasi layanan, maupun jumlah pengguna. Berdasarkan Peraturan Bersama Nomor 19/PER/M.KOMINFO/03/2009, telekomunikasi merupakan sarana publik yang dalam penyelenggaraannya membutuhkan infrastruktur menara telekomunikasi. Pembangunan dan penggunaan menara telekomunikasi sebagai salah satu infrastruktur pendukung dalam penyelenggaraan telekomunikasi harus memperhatikan efisiensi, keamanan lingkungan, dan estetika lingkungan. Keamanan lingkungan dapat tercapai dengan memperhatikan kestabilan menara. Salah satu faktor dalam kestabilan menara adalah kestabilan pondasi. Secara umum, pondasi dapat dibagi menjadi pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal umumnya digunakan jika lapisan tanah keras berada pada kedalaman rendah (dangkal), sedangkan pondasi dalam umumnya jika lapisan tanah keras berada jauh di bawah permukaan tanah. Letak lapisan tanah keras dan jenis tanah akan berpengaruh terhadap pemilihan jenis pondasi, perhitungan daya dukung pondasi, serta penurunan yang terjadi. Penelitian ini bertujuan untuk menganalisis alternatif pondasi yang dapat digunakan dengan memperhatikan kestabilan menara yang akan menciptakan keamanan lingkungan. Pondasi dangkal yang dipakai dalam penelitian ini adalah pondasi rakit sedangkan pondasi dalam adalah pondasi tiang.

Identifikasi Masalah

Identifikasi masalah yang berkaitan dengan penelitian ini adalah :

1. Parameter apa saja yang harus diperhatikan dalam analisis pondasi menara?
2. Peraturan apa yang digunakan dalam menganalisis pondasi menara?
3. Beban apa saja yang harus diperhitungkan pada struktur menara?
4. Jenis pondasi apa yang dapat digunakan pada struktur menara?
5. Bagaimana cara memperhitungkan stabilitas pondasi?

Rumusan Masalah

Rumusan masalah pada penelitian ini adalah :

1. Berapa daya dukung, penurunan, dan tahanan angkat pada pondasi rakit?
2. Berapa daya dukung, penurunan, dan tahanan angkat pada pondasi tiang pancang?

Batasan Masalah

Batasan masalah pada penelitian ini adalah:

1. Lapisan tanah di bawah menara berupa lapisan lempung kelanauan.
2. Jenis menara yang digunakan menara SST (*Self Supporting Tower*) dengan menara SST kaki empat.
3. Penelitian tidak mencakup perhitungan tulangan, anggaran biaya, dan metode pelaksanaan.
4. Gaya yang bekerja dihitung menggunakan program Ms. Tower.
5. Standar menara struktur mengacu pada American Standard TIA/EIA-222-F.

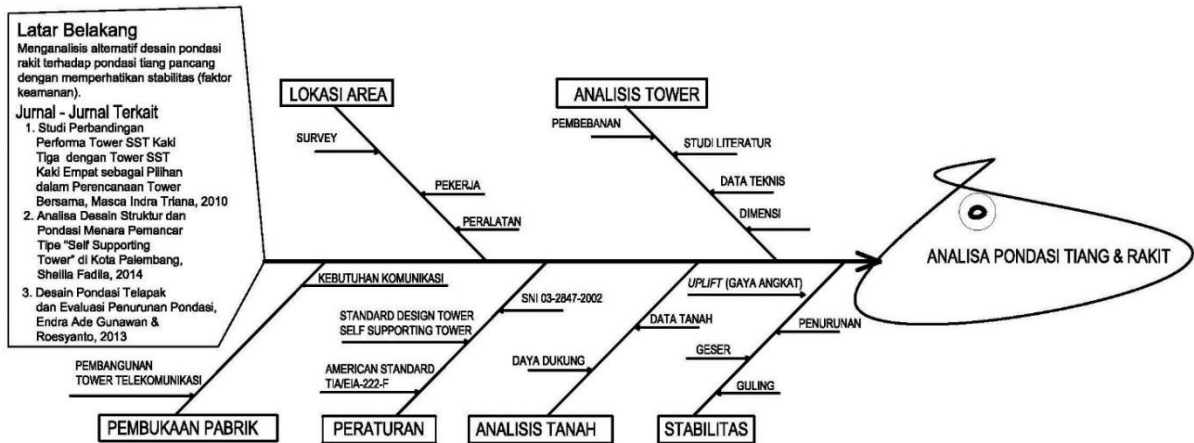
Tujuan

Tujuan dari kegiatan penelitian yang akan dilakukan ini adalah untuk mengetahui :

1. Gaya yang bekerja pada menara
2. Daya dukung tanah pada pondasi rakit dan pondasi tiang pancang.

3. Penurunan pada pondasi rakit dan pondasi tiang pancang.
4. Tahanan angkat dari pondasi rakit dan pondasi tiang pancang.
5. Stabilitas dari pondasi rakit dan pondasi tiang pancang.

Fish Bone Diagram



Gambar 1. Fish bone diagram

Hipotesis

1. Daya dukung tanah pada pondasi tiang pancang lebih besar dari pada pondasi rakit.
2. Penurunan pada pondasi tiang pancang lebih kecil dari penurunan pondasi rakit.
3. Tahanan terhadap gaya angkat (*uplift*) pada pondasi tiang pancang lebih besar dari pondasi rakit.
4. Stabilitas pada pondasi tiang pancang lebih besar dari pondasi rakit.

Tinjauan Pustaka

Berdasarkan Peraturan Bersama Nomor 19/PER/M>KOMINFO/03/2009, menara telekomunikasi adalah bangun-bangun untuk kepentingan umum yang didirikan di atas tanah, atau bangunan yang merupakan satu kesatuan konstruksi dengan bangunan gedung yang dipergunakan untuk kepentingan umum yang struktur fisiknya dapat berupa rangka baja yang diikat oleh

berbagai simpul atau berupa bentuk tunggal tanpa simpul, di mana fungsi, desain, dan konstruksinya disesuaikan sebagai sarana penunjang menempatkan perangkat telekomunikasi. Pada bab IV pasal 6, tercantum bahwa pembangunan menara wajib mengacu kepada SNI dan standar baku tertentu untuk menjamin keselamatan bangunan dan lingkungan dengan memperhitungkan faktor-faktor yang menentukan kekuatan dan kestabilan konstruksi menara.

Syarat Struktur Bangunan Menara

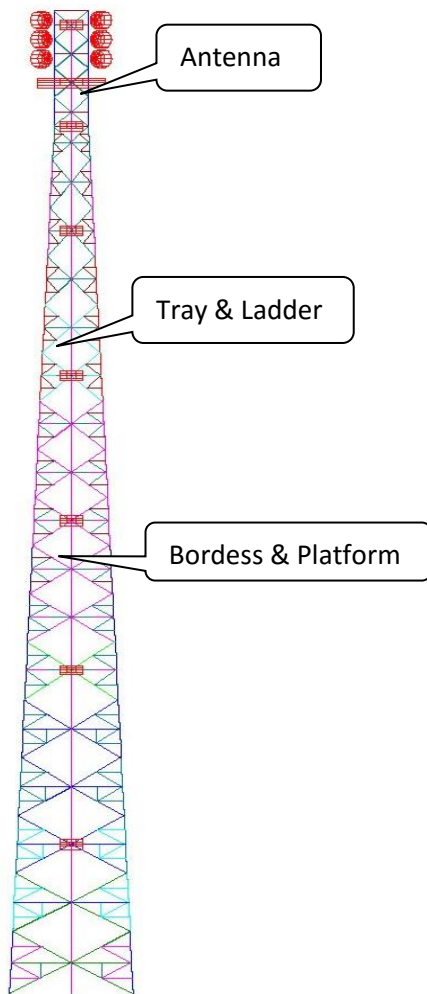
Peraturan Bersama Nomor 19/PER/M>KOMINFO/03/2009 mensyaratkan hal-hal berikut:

1. Setiap bangunan menara, strukturnya harus direncanakan dan dilaksanakan agar kuat, kokoh, dan stabil dalam memikul beban/kombinasi beban dan memenuhi persyaratan kelayakan (*serviceability*) selama umur layanan yang direncanakan dengan

- mempertimbangkan fungsi bangunan menara, lokasi, keawetan, dan kemungkinan pelaksanaan konstruksinya.
2. Kemampuan memikul beban diperhitungkan terhadap pengaruh-pengaruh aksi sebagai akibat dari beban-beban yang mungkin bekerja selama umur layanan yang direncanakan dengan mempertimbangkan fungsi bangunan menara, lokasi, keawetan, dan kemungkinan pelaksanaan konstruksinya.
 3. Dalam perencanaan struktural bangunan menara terhadap pengaruh gempa, semua unsur struktur menara harus diperhitungkan memikul pengaruh gempa rencana sesuai dengan zona gempa.
 4. Struktur bangunan menara harus direncanakan secara rinci sehingga apabila terjadi keruntuhan pada kondisi pembebanan maksimum yang direncanakan, kondisi strukturnya masih dapat memungkinkan pengguna bangunan menara menyelamatkan diri.
 5. Apabila bangunan menara harus terletak pada lokasi tanah yang dapat terjadi likuifaksi, maka struktural bawah bangunan menara harus direncanakan mampu menahan gaya likuifaksi tanah tersebut.
 6. Untuk menentukan tingkat keandalan struktural bangunan, harus dilakukan pemeriksaan keandalan bangunan secara berkala sesuai dengan ketentuan dalam pedoman/petunjuk teknis tata cara pemeriksaan keandalan bangunan menara.
 7. Perbaikan atau perkuatan struktur bangunan harus segera dilakukan sesuai dengan rekomendasi hasil pemeriksaan keandalan bangunan menara, sehingga bangunan menara selalu memenuhi persyaratan keselamatan struktural.
 8. Perencanaan dan pelaksanaan perawatan struktural bangunan menara seperti halnya penambahan struktur dan/atau penggantian struktur harus mempertimbangkan persyaratan keselamatan struktur sesuai dengan pedoman dan standar teknis yang berlaku.
 9. Pembongkaran bangunan menara dilakukan apabila bangunan menara sudah tidak layak fungsi, dan setiap pembongkaran bangunan menara harus dilaksanakan secara tertib dengan mempertimbangkan keselamatan masyarakat dan lingkungannya.
 10. Pemeriksaan keandalan bangunan menara dilaksanakan secara berkala sesuai klasifikasi bangunan, dan harus dilakukan atau didampingi oleh ahli yang memiliki sertifikat.
 11. Untuk mencegah terjadinya keruntuhan struktur yang tidak diharapkan, pemeriksaan keandalan bangunan harus dilakukan secara berkala sesuai dengan pedoman/petunjuk teknis yang berlaku.

Menara SST (*Self Supporting Tower*)

Menara SST (*Self Supporting Tower*) adalah menara yang mempunyai pola batang yang disusun dan disambung sedemikian rupa sehingga membentuk rangka yang berdiri sendiri tanpa adanya sokongan lainnya.



Gambar 2. Menara SST (*Self Supportring Tower*)

Pembebanan

Beban yang harus diperhitungkan pada menara adalah beban tetap, beban sementara, dan beban khusus. Beban tetap terdiri dari beban mati, beban hidup, serta beban tambahan akibat antena, tangga, dan bordes. Beban sementara terdiri dari beban angin dan beban gempa. Beban khusus dapat diakibatkan oleh perubahan suhu, es, dan lainnya.

Kombinasi beban ditinjau berdasarkan TIA/EIA-222-F sebagai berikut :

1. $D + W_0$
2. $D + 0,75 W_i + I$

dimana :

D = beban mati diakibatkan oleh berat kontruksi permanen pada menara, termasuk beban tangga, antena dan peralatan tetap

W_0 = beban angin tanpa es

W_i = beban angin yang dikalikan dengan faktor es

I = beban kombinasi suhu, rangkai susut dan perbedaan penurunan

Toleransi analisis berdasarkan peraturan TIA/EIA-F-1996 yaitu :

1. *Allowable stress ratio* (perbandingan tegangan) : 1
2. *Allowable sway/twist* (goyangan/puntiran) : $0,5^0$
3. *Allowable horizontal displacement* (perpindahan) : $H/100$

Program MS Tower

MS tower adalah suatu program khusus yang dapat digunakan untuk menganalisis struktur menara dengan berbagai bentuk dan tipe seperti menara telekomunikasi, listrik, radio, radar, dan lainnya. MS tower berisi pilihan untuk menentukan geometri, beban, analisis, merencanakan input, hasil dan pengecekan member/batang.

Loading/beban dapat dihitung sesuai dengan beberapa peraturan konstruksi tower yang tersedia pada software MS.

Tower yaitu :

1. BS 8100:Part 1 1986.
2. BS 8100:Part 4 1995
3. CP3 Chapter 5
4. AS 3995-1994
5. Malaysian Electricity Supply Regulations 1990.
6. EIA/TIA-222-F-1996.

Pemodelan Pondasi Rakit

Kapasitas dukung ultimit pondasi rakit pada tanah lempung homogen dapat dilakukan menggunakan persamaan :

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{cl} + \gamma D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{ql} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma l}$$

dimana :

- q_u = kapasitas dukung ultimit
- D_f = kedalaman pondasi
- c = kohesi tanah (dalam kondisi tak terdrainasi (*undrained*))
- B = lebar pondasi
- L = panjang pondasi
- γ = berat volume tanah
- $N_c; N_q; N_\gamma$ = faktor daya dukung
- $F_{cs}; F_{cd}; F_{cl}$ = faktor bentuk
- $F_{qs}; F_{qd}; F_{ql}$ = faktor kedalaman
- $F_{\gamma s}; F_{\gamma d}; F_{\gamma l}$ = faktor kemiringan beban
- $N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi}$
- $N_c = (N_q - 1) \cot \phi$
- $N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi$

Penurunan Pondasi Rakit

Penurunan total yang terjadi pada pondasi di atas suatu lapisan tanah terdiri dari:

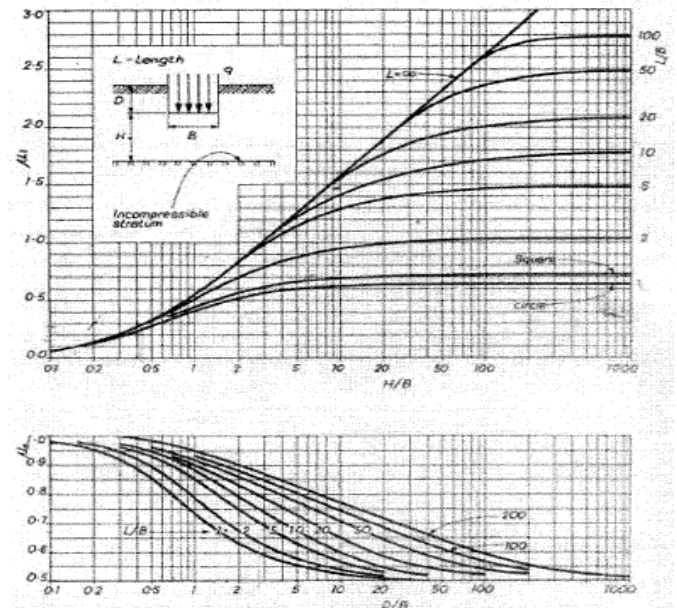
1. Penurunan segera

Janbu et al. (1956) dalam Braja (2007) mengusulkan persamaan untuk menghitung penurunan pada pondasi dangkal pada tanah lempung dengan rumus berikut :

$$S_i = \mu_1 \mu_0 \frac{qB}{E}$$

dimana :

- S_i = penurunan
- μ_1 = fungsi dari D_f/B
- μ_0 = fungsi dari H/B dan L/B
- H = ketebalan lapisan tanah
- q = tegangan tanah
- B = lebar pondasi
- E = modulus elastisitas tanah



Gambar 3. Grafik hubungan μ_i , μ_o , kedalaman pondasi (D_f) dan lebar pondasi (B) (Janbu, Bjerrum dan Kjaersli, 1987)

Penurunan konsolidasi

Penurunan konsolidasi dihitung dari hasil test *oedometer*. Kurva tekanan angka pori (*pressure voids ratio curve*) hasil tes tersebut digunakan untuk menentukan koefisien pemampatan. Koefisien kemampatan dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$m_v = \frac{\Delta e}{(1+e_0)\Delta p}$$

dimana :

- m_v = koefisien kemampatan
- Δe = perubahan angka pori
- e_0 = angka pori pada tekanan awal
- Δp = tambahan tekanan akibat beban

$$S_{oed} = m_v \times \Delta p \times H$$

dimana :

- S_{oed} = *settlement oedometer*
- H = ketebalan lapisan tanah pendukung

Settlement oedometer perlu dikoreksi dengan faktor geologi μ_g untuk memperoleh harga *consolidation* lapangan.

$$S_c = \mu_g S_{oed}$$

dimana :

S_c = penurunan konsolidasi

μ_g = faktor geologi

Total penurunan yang terjadi : $S = S_i + S_c$

Tabel 1. Total penurunan maksimum dan penurunan diferensial yang diijinkan (Skempton dan Mac Donald, 1956)

Maksimum <i>settlement</i> $S_{T(max)}$	
<i>In sand</i>	32 mm
<i>In clay</i>	45 mm
Maksimum <i>differential settlement</i> $\Delta S_{T(max)}$	
<i>Isolated foundation in sand</i>	51 mm
<i>Isolated foundation in clay</i>	76 mm
<i>Raft in sand</i>	51 - 76 mm
<i>Raft in clay</i>	76 - 127 mm
Maksimum <i>angular distortion</i> , β_{mak}	1/300

Tahanan Terhadap Gaya Angkat (*Uplift*) pada Pondasi Rakit

$$Q_{u(tarik)} = W_p + W_t + F_r$$

dimana :

$Q_{u(tarik)}$ = tahanan ultimit pondasi terhadap gaya tarik vertikal

W_p = Berat pondasi

W_t = Berat prisma tanah

F_r = Tahanan gesek di sepanjang tanah yang tergesek

= $0,5 D_f \gamma A K_o \text{tg } \emptyset$ (untuk tanah granuler)

= $c A$ (untuk tanah kohesif)

A = Luas selimut prisma tanah yang tertarik ke atas

D_f = Kedalaman pondasi

γ = Berat volume tanah

K_o = Koefisien tekanan tanah lateral saat diam

\emptyset = Sudut gesek dalam tanah (derajat)

c = Kohesi tanah

Kontrol Terhadap Guling

$$\frac{M_G}{M_E} \geq 1,5$$

Dimana :

M_G = Momen penahan guling

M_g = $W_g \times d$

W_g = Berat sendiri pondasi, berat tanah dan berat air permukaan (jika ada)

d = Jarak dari titik berat beban ke titik guling

M_E = Momen penyebab guling (*output* MS. Menara dengan momen maksimal)

Kontrol Terhadap Geser

$$F_s = \frac{\sum Fr}{\sum Fd} \geq 2,0$$

Dimana :

Fr = Gaya penahan geser

= $c A + \sum V' \text{tan } \emptyset$

Fd = Gaya penyebab geser

c = Kohesi pada permukaan geser

A = Luas permukaan geser

\emptyset = sudut gesek tanah

V' = Berat total struktur

Pemodelan Pondasi Tiang

Kapasitas dukung tekan tiang tunggal dapat dihitung dengan rumus berikut:

1. berdasarkan data sondir

$$q_a = \frac{q_c \cdot A_p}{FK1} + \frac{Tf \cdot A_{st}}{FK2}$$

Dimana:

q_a = kapasitas dukung tekan ijin tiang tunggal

q_c = tahanan ujung konus sondir

A_p = luas penampang tiang

T_f = total frediksi / jumlah hambatan pelekat

A_{st} = keliling penampang tiang

FK1, FK2 = Faktor keamanan, 3 dan 5

2. berdasarkan data N-SPT

$$q_a = \frac{q_c \cdot A_p}{FK1} + \frac{\sum l_i \cdot f_i \cdot A_{st}}{FK2}$$

dimana :

q_a = daya dukung tekan ijin tiang

q_c = 20 N, untuk silt/clay

= 40 N, untuk sand

N = nilai N SPT

A_p = luas penampang tiang

T_f = total frediksi / jumlah hambatan pelekat

A_{st} = keliling penampang tiang

l_i = panjang segmen tiang yang ditinjau

f_i = gaya geser pada selimut segmen tiang

= N maksimum 12 ton/m², untuk silt/clay

= N/5 maksimum 10 ton/m², untuk sand

FK1, FK2 = faktor keamanan, 3 dan 5

3. berdasarkan kekuatan material

$$q_a = \sigma' b \times A_p$$

dimana :

q_a = daya dukung ijin tekan tiang

$\sigma' b$ = tegangan tekan ijin bahan tiang

A_p = luas penampang tiang

Kapasitas dukung tarik tiang tunggal dapat dihitung dengan rumus berikut:

1. berdasarkan data sondir

$$q_{ta} = \frac{T_f \cdot A_{st} \cdot 0,7}{FK2} + W_p$$

Dimana:

q_{ta} = kapasitas dukung tarik ijin tiang tunggal

T_f = total frediksi / jumlah hambatan pelekat

w_p = berat pondasi

2. berdasarkan data N-SPT

$$q_{ta} = \frac{(\sum l_i \cdot f_i \cdot A_{st}) \cdot 0,7}{FK2} + W_p$$

dimana :

q_{ta} = daya dukung tarik ijin tiang

T_f = total frediksi / jumlah hambatan pelekat

A_{st} = keliling penampang tiang

l_i = panjang segmen tiang yang ditinjau

f_i = gaya geser pada selimut segmen tiang

Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Perhitungan nilai daya dukung kelompok tiang tersebut digunakan persamaan Terzaghi dan Peck (1948) :

$$q_a = (2L_p (B+L)C_u + 1,3 C_b S' N_c BL) \times 1/SF$$

dimana :

q_a = kapasitas dukung kelompok tiang

L_p = kedalaman tiang dibawah permukaan tanah

B = lebar kelompok tiang, dihitung dari pinggir tiang

L = panjang kelompok tiang, dihitung dari pinggir tiang

C_u = kohesi tanah di sekeliling kelompok tiang

C_b = kohesi tanah di bawah dasar kelompok tiang

S' = faktor bentuk
 N_c = faktor kapasitas dukung

Penurunan Kelompok tiang

Penurunan segera pada kelompok tiang

$$S_i = \mu_i \mu_o \frac{qB}{E_u}$$

dimana :

S_i = penurunan segera
 q = tekanan yang terjadi (P_u/A)
 B = lebar kelompok tiang
 E_u = modulus deformasi pada kondisi *undrained* $E_u = 400C_u$
 μ_i = faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H
 μ_o = faktor koreksi untuk kedalaman pondasi D_f

Penurunan Konsolidasi

$$m_v = \frac{\Delta e}{(1+e_o)\Delta p}$$

dimana :

m_v = koefisien kemampatan
 Δe = perubahan angka pori
 e_o = angka pori pada tekanan awal
 Δp = tambahan tekanan akibat beban

Setelah mengetahui nilai m_v yang mewakili setiap lapisan tanah yang dibebani, maka *settlement oedometer* (S_{oed}) dapat dihitung dengan persamaan :

$$S_{oed} = m_v \times \Delta p \times H$$

dimana :

S_{oed} = *settlement oedometer*
 H = ketebalan lapisan tanah pendukung

Settlement oedometer perlu dikoreksi dengan faktor geologi μ_g untuk memperoleh harga *consolidation* lapangan.

$$S_c = \mu_g S_{oed}$$

dimana :

S_c = penurunan konsolidasi
 μ_g = faktor geologi (tabel 2.5)

Total penurunan yang terjadi : $S = S_i + S_c$

Tahanan Terhadap Gaya Angkat (Uplift) pada Kelompok Tiang

Untuk tanah kohesif tahanan kelompok tiang yang menahan gaya tarik ke atas (*uplift*) dinyatakan dalam persamaan :

$$Q_{u(tarik)} = 2 D C_u (L + B) + W_p$$

dimana :

L = Panjang kelompok tiang
 B = Lebar kelompok tiang
 D = Kedalaman blok
 C_u = Kohesi tanah
 W_p = Berat total dari tanah dalam area kelompok tiang + berat tiang + berat pelat penutup tiang (*pile cap*).

Tahanan gaya angkat ijin pondasi tiang didapat dengan dibagi dengan faktor keamanan (SF) yakni :

$$Q_a = Q_{u(tarik)} / SF$$

dimana :

Q_a = kapasitas dukung ijin tarik netto
 SF = faktor keamanan (nilai 3)

Kontrol Terhadap Guling

$$\frac{M_G}{M_E} \geq 1,5$$

Dimana :

M_G = Momen penahan guling
 = $W_g \times d$
 W_g = Berat sendiri pondasi, berat tanah dan berat air permukaan (jika ada)
 d = Jarak dari titik berat beban ke titik

guling

M_E = Momen penyebab guling (output MS. Menara dengan momen maksimal)

Kontrol Terhadap Geser

$$F_s = \frac{\sum Fr}{\sum Fd} \geq 2,0$$

Dimana :

Fr = Gaya penahan geser
 $= c A + \sum V' \tan \emptyset$

Fd = Gaya Penyebab geser (output M.S Menara dengan gaya geser maksimal)

c = Kohesi pada permukaan geser

A = Luas permukaan geser

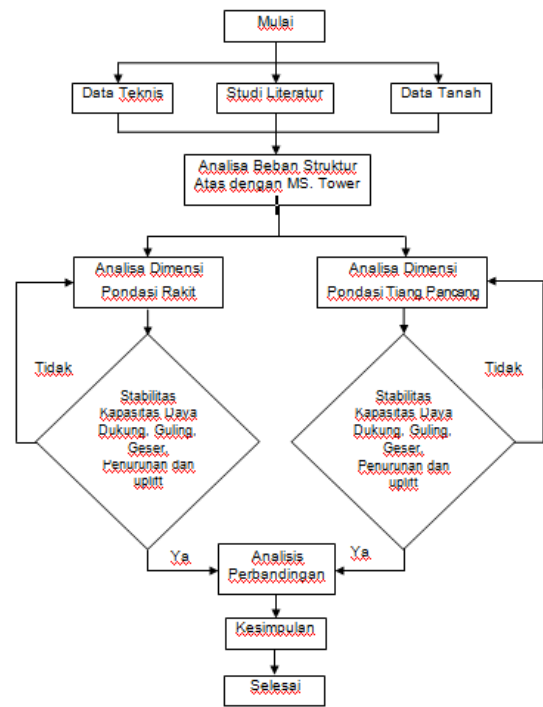
\emptyset = sudut gesek tanah

V' = Berat total struktur

Metodologi Penelitian

Analisis menggunakan program aplikasi komputer yaitu MS. Tower versi 6.2 dilakukan untuk mengetahui beban yang diterima pondasi. Berdasarkan program tersebut, maka dimensi, stabilitas, penurunan pondasi tiang ataupun pondasi rakit yang diperlukan dapat dianalisis.

Bagan Alir Penelitian

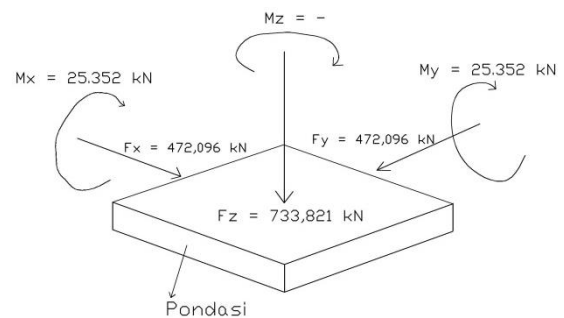


Gambar 4. Bagan alir penelitian

Analisis Pembebanan pada Menara

Tabel 2. Rekapitulasi beban maksimum berdasarkan program MS. Menara

FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN.M)	MY (kN.M)	MZ (kN.M)
472.096	472.096	733.821	25,352	25,352	-



Gambar 5. Beban yang bekerja pada pondasi

Tabel 3. Kontrol terhadap reaksi putar, perpindahan dan defleksi pada program MS Menara

Tower Deformation of Twist			Tower Deformation of Sway			Tower Deformation of Deflection		
Design Degree	Limitation Degree	Status	Design Degree	Limitation Degree	Status	Displacement H/100	Limitation meter	Status
0	0.5	Ok	0.36	0.5	Ok	0.63	1	Ok

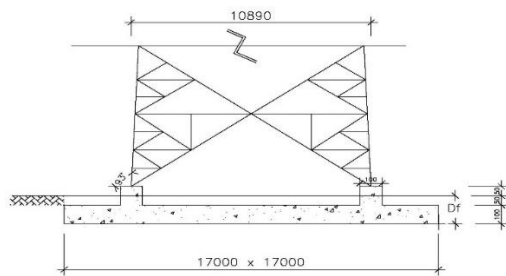
Pemodelan Pondasi Rakit

Analisis dilakukan pada pondasi rakit berukuran 17 m x 17 m dengan tebal 1 m dan 1,2 m.

Kapasitas Daya Dukung Tanah

Analisis kapasitas daya dukung tanah pada pondasi rakit dengan:

1. Tebal rakit 1 meter



Gambar 6. Pondasi rakit dengan tebal 1 meter

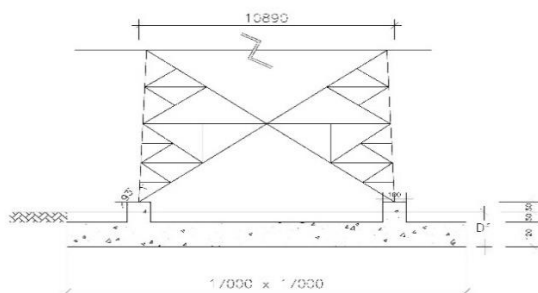
$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_y F_{ys} F_{yd} F_{yi}$$

$$q_u = 39,227 * 6,744 * 1,25 * 1,035 * 0,934 + 17,38 * 1,5 * 1,685 * 1,102 * 1,014 * 0,934 + 0,5 * 17,38 * 17 * 0,545 * 1,035 * 1 * 0,233 = 384,931 \text{ kN/m}^2$$

$$q_a = q_u / SF = 384,931 / 3 = 128,310 \text{ kN/m}^2$$

$$q_a = 128,310 * (17 * 17) = 37.081,59 \text{ kN}$$

2. Tebal rakit 1,2 meter



Gambar 7. Pondasi rakit dengan tebal 1,2 meter

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_y F_{ys} F_{yd} F_{yi}$$

$$q_u = 39,227 * 6,744 * 1,25 * 1,04 * 0,934 + 17,38 * 1,7 * 1,685 * 1,102 * 1,016 * 0,934 + 0,5 * 17,38 * 17 * 0,545 * 1,04 * 1 * 0,233 = 392,784 \text{ kN/m}^2$$

$$q_a = q_u / SF = 392,784 / 3 = 130,928 \text{ kN/m}^2$$

$$q_a = 130,928 * (17 * 17) = 37.838,192 \text{ kN}$$

Penurunan Pondasi Rakit

Analisis penurunan pondasi rakit dengan:

1. Tebal pondasi rakit 1 meter

Penurunan total terdiri dari:

a. Penurunan segera

$$S_i = \mu_1 \mu_0 \frac{qB}{E}$$

$$S_i = 0,97 * 0,26 * \frac{0,469 * 17}{41.400}$$

$$S_i = 0,000485 \text{ m} = 0,0485 \text{ cm}$$

b. Penurunan konsolidasi

$$m_v = \frac{\Delta e}{(1 + e_0) \Delta p}$$

$$= \frac{0,0149}{(1 + 1,473) 0,45}$$

$$= 0,0133$$

$$S_{oed} = m_v * \Delta p * H = 0,0133 * 0,45 * 6,5 = 0,038 \text{ m} = 3,8 \text{ cm}$$

$$S_c = \mu_g * S_{oed} = 0,7 * 3,8 \text{ cm} = 2,66 \text{ cm}$$

Maka penurunan total

$$S = S_i + S_c = 0,0485 + 2,66 = 2,7085 \text{ cm} < 7,6 \text{ cm} \text{ aman}$$

2. Tebal pondasi rakit 1,2 meter

Penurunan total terdiri dari:

a. Penurunan segera

$$S_i = 0,97 \times 0,26 \times \frac{1,793 \times 17}{41.400} S_i = \mu_1 \mu_0 \frac{qB}{E}$$

$$= 0,00186 \text{ m} = 0,186 \text{ cm}$$

b. Penurunan konsolidasi

$$m_v = \frac{\Delta e}{(1+e_o)\Delta p}$$

$$= \frac{0,036}{(1+1,473)1,721}$$

$$= 0,00846$$

$$S_{oed} = m_v \times \Delta p \times H$$

$$= 0,00846 \times 1,721 \times 6,5$$

$$= 0,0946 \text{ m} = 9,46 \text{ cm}$$

$$S_c = \mu_g \times S_{oed}$$

$$= 0,7 \times 0,662 \text{ cm} = 6,62 \text{ cm}$$

Maka penurunan total

$$S = S_i + S_c$$

$$= 0,186 + 6,62$$

$$= 6,806 \text{ cm} < 7,6 \text{ cm} \text{ aman}$$

Tahanan Gaya Angkat (Uplift) pada Pondasi Rakit

Analisis gaya angkat (*uplift*) pada pondasi rakit dengan:

1. Tebal pondasi rakit 1 meter

$$\text{Berat pondasi (Wp)} = 17 \text{ m} \times 17 \text{ m} \times 1 \times 24 \text{ kN/m}^3 = 6.936 \text{ kN}$$

$$\text{Berat prisma tanah (Wt)}$$

$$= \gamma_{\text{tanah}} \times B_{\text{prisma}} \times L_{\text{prisma}} \times \text{tinggi tanah}$$

$$= 17,38 \times 17,577 \times 17,577 \times 0,5$$

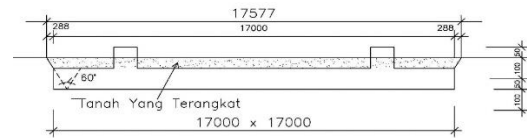
$$= 2.684,783 \text{ kN}$$

$$\text{Tahanan gesek di sisi tanah tergesek (Fr)} = c \times A$$

$$A = \text{Lebar pondasi} \times 4 \text{ sisi tergesek (persegi)} \times \text{tinggi tanah terangkat}$$

$$= 39,227 \times (17 \times 4 \times 0,5)$$

$$= 1.333,718 \text{ kN}$$



Gambar 8. Luasan tanah terangkat

Maka tahanan ultimit pondasi q_u (tarik) :

$$q_u \text{ (tarik)} = Wp + Wt + Fr$$

$$= 6.936 + 2.684,783 + 1.333,718$$

$$= 10.954,501 \text{ kN}$$

Gaya angkat ijin pondasi q_a :

$$q_a = q_u \text{ (tarik)} / SF$$

$$= 10.954,501 / 3$$

$$= 3.651,50 \text{ kN}$$

$$q = \text{Gaya angkat yang terjadi (output MS menara)}$$

$$= 1.737,51 \text{ kN} < q_a = 3.651,50 \text{ kN}$$

aman

2. Tebal pondasi 1,2 meter

$$\text{Berat pondasi (Wp)} = 17 \text{ m} \times 17 \text{ m} \times 1,2 \times 24 \text{ kN/m}^3 = 8.323,2 \text{ kN}$$

$$\text{Berat prisma tanah (Wt)}$$

$$= \gamma_{\text{tanah}} \times B_{\text{prisma}} \times L_{\text{prisma}} \times \text{tinggi tanah}$$

$$= 17,38 \times 17,577 \times 17,577 \times 0,5$$

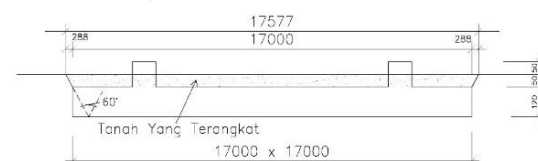
$$= 2.684,783 \text{ kN}$$

$$\text{Tahanan gesek disisi tanah tergesek (Fr)} = c \times A$$

$$A = \text{Lebar pondasi} \times 4 \text{ sisi tergesek (persegi)} \times \text{tinggi tanah terangkat}$$

$$= 39,227 \times (17 \times 4 \times 0,5)$$

$$= 1.333,718 \text{ kN}$$



Gambar 9. Luasan tanah terangkat

Maka *output* tahanan ultimit pondasi q_u (tarik) :

$$q_u \text{ (tarik)} = Wp + Wt + Fr$$

$$= 8.323,2 + 2.684,783 + 1.333,718$$

$$= 12.341,701 \text{ kN}$$

Gaya angkat ijin pondasi q_a :

$$\begin{aligned} q_a &= q_u (\text{tarik}) / SF \\ &= 12.341,701 / 3 \\ &= 4.113,90 \text{ kN} \end{aligned}$$

q = Gaya angkat yang terjadi (MS menara)

$$q = 1.737,51 \text{ kN} < q_a = 4.113,90 \text{ kN} \text{ aman}$$

Kontrol Terhadap Guling

Analisis gaya guling pada pondasi rakit dengan:

1. Tebal pondasi rakit 1 meter

$$\begin{aligned} W_g &= W_{\text{rakit}} + W_{\text{menara}} \\ &= 6.936 \text{ kN} + 733,821 \text{ kN} \\ &= 7.669,821 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_g &= W_g \times d \\ &= 7.669,821 \times 8,5 \\ &= 65.193,48 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$M_E = 25.352 \text{ kNm}$ (momen maksimum menara)

$$\frac{M_G}{M_E} = \frac{65.193,48}{25.352} = 2,57 \geq 1,5 \text{ Ok}$$

2. Tebal pondasi rakit 1,2 meter

$$\begin{aligned} W_g &= W_{\text{rakit}} + W_{\text{menara}} \\ &= 8.323,2 \text{ kN} + 733,821 \text{ kN} \\ &= 9.057,021 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_g &= W_g \times d \\ &= 9.057,021 \times 8,5 \\ &= 76.984,68 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$M_E = 25.352 \text{ kNm}$ (momen maksimum menara)

$$\frac{M_G}{M_E} = \frac{76.984,68}{25.352} = 3,04 \geq 1,5 \text{ aman}$$

Kontrol Terhadap Geser

Analisis gaya guling pada pondasi rakit dengan:

1. Tebal pondasi rakit 1 meter

$$F_r = c A + \sum V' \tan \emptyset$$

$$= (39,227 \times 17 \times 17) + 7.669,821 \tan 5,8^\circ$$

$$= 11.336,603 + 779,072$$

$$= 12.115,675 \text{ kN}$$

$F_d = 472,096 \text{ kN}$ (gaya geser = output MS Menara)

$$F_s = \frac{\sum F_r}{\sum F_d} \geq 2,0$$

$$F_s = \frac{12.115,675}{472,096} = 25,66 > 2,0 \text{ (Ok)}$$

2. Tebal pondasi rakit 1,2 meter

$$\begin{aligned} F_r &= c A + \sum V' \tan \emptyset \\ &= (39,227 \times 17 \times 17) + 8.323,2 \tan 5,8^\circ \\ &= 11.336,603 + 845,44 \\ &= 12.182,043 \text{ kN} \end{aligned}$$

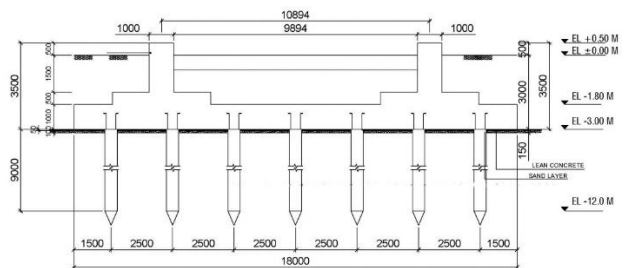
$$= 11.336,603 + 845,44$$

$$= 12.182,043 \text{ kN}$$

$F_d = 472,096 \text{ kN}$ (gaya geser = output MS Menara)

$$F_s = \frac{\sum F_r}{\sum F_d} = \frac{12.182,043}{472,096} = 25,80 > 2 \text{ aman}$$

Pemodelan Pondasi Tiang



Gambar 10. Pondasi tiang

Perhitungan Kapasitas Dukung Ijin Tiang Tunggal

Kapasitas dukung tiang tunggal dihitung pada kedalaman 12 m.

Tabel 4. Perbandingan kapasitas dukung tekan tiang

Metode	Daya dukung ijin tekan (ton)
Sondir	61,162

SPT	82,948
Mutu bahan	323,4

Kapasitas dukung tekan ijin yang dipakai adalah 61,162 ton = 611,62 kN

Tabel 5. Perbandingan kapasitas dukung tarik tiang

Metode	Daya dukung ijin tarik (ton)
Sondir	23,283
SPT	11,873

Daya dukung ijin yang dipakai adalah 11,873 ton = 118,73 kN

Perhitungan Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Data yang diperoleh

$$\begin{aligned}
 L_p &= 9 \text{ meter} \\
 B &= 15,5 \text{ meter} \\
 L &= 15,5 \text{ meter} \\
 C_u &= 0,4 \text{ kg/cm}^2 = 39,216 \text{ kN/m}^2 \\
 C_b &= 39,216 \text{ kN/m}^2 \text{ (homogen)} \\
 L_p/B &= 9/15,5 = 0,58 \\
 N_c &= 7,35 \text{ (berdasarkan grafik Meyerhof)} \\
 L/B &= 15,5/15,5 = 1 \\
 S' &= 1,15 \text{ (berdasarkan grafik Meyerhof)} \\
 m &= 7 \\
 n &= 7 \\
 SF &= 3 \\
 Q_{ag} &= (2L_p (B+L)C_u + 1,3 C_b S' N_c BL) \times \\
 &\quad 1/SF \\
 &= (2 \times 9 \times (15,5+15,5) \times 39,216) + \\
 &\quad 1,3 \times 39,216 \times 1,15 \times 7,35 \times 15,5 \times \\
 &\quad 15,5) / 3 \\
 &= 41.803,30 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Effisiensi kelompok tiang dapat dihitung :

$$\begin{aligned}
 D &= 0,5 \text{ m} \\
 m &= 7 \\
 n &= 7
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 s &= 2,5 \text{ m} \\
 \theta &= \text{arc tan } (0,5 / 2,5) = 11,31^\circ
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_g &= 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \\
 E_g &= 1 - 11,31 \frac{(7-1)7 + (7-1)7}{90 \times 7 \times 7} \\
 E_g &= 0,78
 \end{aligned}$$

Daya dukung vertikal kelompok tiang adalah :

$$\begin{aligned}
 &= E_g \times \text{jumlah pile} \times \text{daya dukung tiang} \\
 &= 0,78 \times 49 \times 611,62 \text{ kN} \\
 &= 23.376,11 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kapasitas kelompok tiang yang dipakai adalah 23.376,12 kN

Perhitungan Penurunan Kelompok Tiang

Penurunan total terdiri dari:

a. Penurunan segera

$$\begin{aligned}
 S_i &= \mu_1 \mu_0 \frac{q_B}{E} = 0,20 \times 0,85 \times \frac{29,408 \times 18,5}{41.400} \\
 &= 0,00223 \text{ m} = 0,223 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

b. Penurunan konsolidasi

$$\begin{aligned}
 m_v &= \frac{\Delta e}{(1+e_o)\Delta p} \\
 &= \frac{0,003563}{(1 + 1,055)0,122} \\
 &= 0,0142
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{oed} &= m_v \times \Delta p \times H \\
 &= 0,0142 \times 0,122 \times 6,5 \\
 &= 0,01126 \text{ m} = 1,126 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_c &= \mu_g \times S_{oed} \\
 &= 0,7 \times 1,126 \text{ cm} = 0,788 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Maka penurunan total

$$\begin{aligned}
 S &= S_i + S_c \\
 &= 0,223 + 0,788 \\
 &= 1,011 \text{ cm} < 7,6 \text{ cm} \quad \text{aman}
 \end{aligned}$$

Tahanan Terhadap Gaya Angkat (Uplift) pada Kelompok Tiang

$$\begin{aligned}
 L &= 15,5 \text{ meter} \\
 B &= 15,5 \text{ meter} \\
 D &= 9 \text{ meter} \\
 \gamma_{\text{tanah}} &= 17,38 \text{ kN/m}^3 \\
 C_u &= 39,227 \text{ kN/m}^2 \\
 W_p &= W_{\text{tanah}} + W_{\text{tiang}} + W_{\text{pilecap}} \\
 &= \gamma_{\text{tanah}} \times B \times L \times (2/3 \times D) - \gamma_{\text{tanah}} \times \frac{1}{4} \pi \times (d)^2 \times 2/3 D \times \text{jumlah tiang} + \gamma_{\text{beton}} \times \frac{1}{4} \pi \times d^2 \times \text{tinggi tiang} \times \text{jumlah tiang} + \gamma_{\text{beton}} \times B_{\text{pile cap}} \times L_{\text{pile cap}} \times \text{tebal pilecap} \\
 &= (17,38 \times 15,5 \times 15,5 \times (2/3 \times 9)) - (17,38 \times 0,25 \times \pi \times (0,5)^2 \times 6 \times 49) + (24 \times 0,25 \times \pi \times 0,5^2 \times 9 \times 49) + (24 \times 18 \times 18 \times 1,2) \\
 &= 25.053,27 - 1.003,291 + 2.078,153 + 9.331,20 \\
 &= 35.459,332 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{u(\text{tarik})} &= 2 D C_u (L + B) + W_p \\
 &= 2 \times 9 \times 39,227 (15,5 + 15,5) + 35.459,332 \\
 &= 21.888,666 + 35.459,332 \\
 &= 57.347,998 \text{ kN} \\
 q_a &= q_{u(\text{tarik})} / SF \\
 &= 57.347,998 / 3 \\
 &= 19.115,999 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

q = Gaya angkat yang terjadi (output MS menara)
 q = 1.737,51 kN < 19.115,999 kN aman

Kontrol terhadap guling

$$\begin{aligned}
 W_{\text{pondasi}} &= (B \times L \times D \times \gamma_{\text{beton}}) + (\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times h \times \gamma_{\text{beton}}) \\
 &= (18 \times 18 \times 1,2 \times 24) + (0,25 \times \pi \times 0,5^2 \times 9 \times 24) \\
 &= 9.373,611 \text{ kN} \\
 W_g &= W_{\text{pondasi}} + W_{\text{bangunan}} \\
 &= 9.373,611 \text{ kN} + 733,821 \text{ kN} \\
 &= 10.107,432 \text{ kN} \\
 M_g &= W_g \times d \\
 &= 10.107,432 \times 9 \\
 &= 90.966,888 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$M_E = 25.352 \text{ kNm (output MS. Menara)}$$

$$\frac{M_G}{M_E} \geq 1,5$$

$$\frac{M_G}{M_E} = \frac{90.966,888}{25.352} = 3,59 > 1,5 \text{ aman}$$

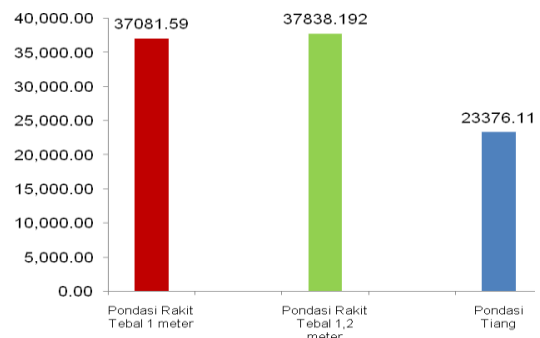
Kontrol Terhadap Geser

$$\begin{aligned}
 A_{\text{netto}} &= \text{Luas pondasi tapak} + \text{luasan permukaan pondasi tiang} - \text{luasan pondasi tiang yang berada pada pondasi tapak} \\
 &= (B \times L) + (\pi \times d \times h \times n) - (1/4 \pi \times d^2 \times n) \\
 &= (18 \times 18) + (\pi \times 0,5 \times 9 \times 49) - (\pi \times 0,5 \times 49) \\
 &= 939,752 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

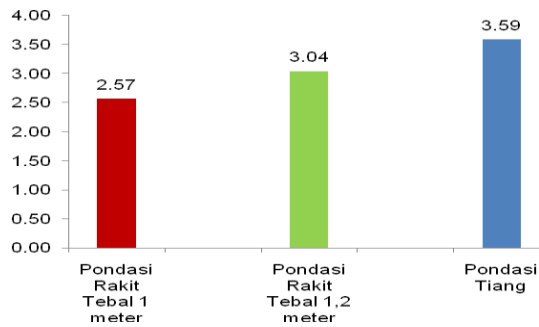
$$\begin{aligned}
 F_r &= c A + \Sigma V' \tan \emptyset \\
 &= (39,216 \times 939,732) + 10.107,432 \tan 5,8^0 \\
 &= 36.853,32 + 1.026,676 \\
 &= 37.879,996 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$F_d = 472,096 \text{ kN (dari output MS. Menara)}$$

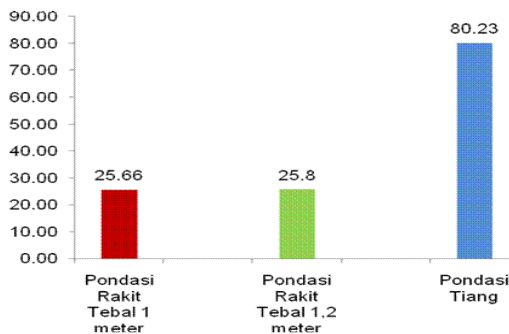
$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{\Sigma F_r}{\Sigma F_d} \geq 2,0 \\
 &= \frac{37.879,996}{472,096} = 80,23 > 2 \text{ aman}
 \end{aligned}$$



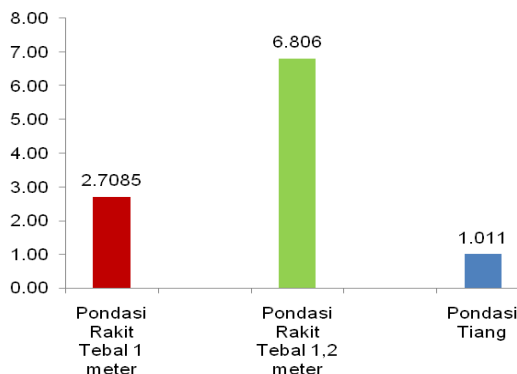
Gambar 11. Diagram kapasitas dukung pondasi rakit dan tiang



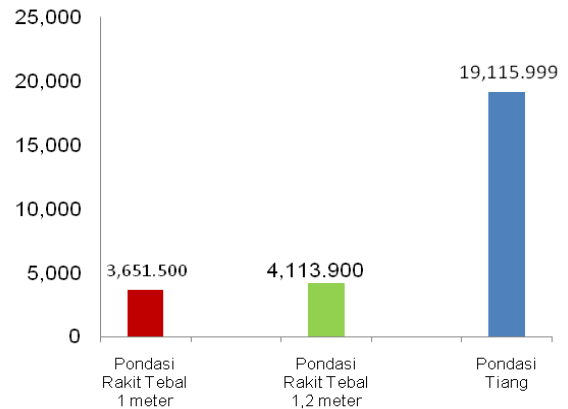
Gambar 12. Diagram stabilitas guling pondasi rakit dan tiang



Gambar 13. Diagram stabilitas geser pondasi rakit dan tiang



Gambar 14. Diagram penurunan pondasi rakit dan tiang



Gambar 15. Diagram gaya angkat (*uplift*) pondasi rakit dan tiang

Kesimpulan

Kesimpulan pada penelitian ini adalah :

1. Kapasitas dukung terbesar diperoleh pada pondasi rakit dengan tebal 1,2 m.
2. Faktor aman atau stabilitas guling terbesar diperoleh pada pondasi tiang pancang.
3. Faktor aman atau stabilitas geser terbesar diperoleh pada pondasi tiang pancang.
4. Penurunan terkecil diperoleh pada pondasi tiang pancang.
5. Tahanan terhadap gaya angkat (*uplift*) terbesar diperoleh pada pondasi tiang pancang.

Daftar Pustaka

1. Bowles, JE. (1988), Analisa dan Desain Pondasi, Jakarta : Erlangga.
2. Budi G.S. (2011), Pengujian Tanah di Laboratorium Penjelasan dan Panduan, Yogyakarta : Graha Ilmu.
3. Cahyani, RAT et. al. (2014), Studi Perbandingan Pondasi Rakit dengan Pondasi Tiang Straus pada Proyek Pembangunan Gedung Kuliah Bersama Universitas Brawijaya [online], vol 1 no. 2, 4 Oktober 2014.

4. Hardiyatmo, H.C. (2010), Analisis dan Perancangan Pondasi Bagian II, Yogyakarta : Gajah Mada University Press.
5. Hardiyatmo, H.C. (2011), Analisis dan Perancangan Pondasi Bagian I, Edisi Ke-2, Yogyakarta : Gajah Mada University Press.
6. Kementerian Komunikasi dan Informatika, (2009), Peraturan Bersama Nomor 19/PER/M.KOMINFO/03/2009, Pedoman Pembangunan dan Penggunaan Bersama Menara Telekomunikasi.
7. Mentang O.S et. al. (2013), Analisa Penurunan pada Pondasi Rakit Jenis Pelat Rata dengan Metode Konvensional [online], volume 1 no.11, 12 halaman, 21 Desember 2014.
8. Pamungkas, H dan Harianti, E. (2013), Desain Pondasi Tahan Gempa, Yogyakarta : Andy Yogyakarta.
9. Peck R.B et. al. (1973), Teknik Pondasi, Edisi ke-2, Yogyakarta : Gajah Mada University Press.
10. Sarjono HS. (1988), Pondasi Tiang Pancang Jilid II, Surabaya : Sinar Wijaya
11. Sheilla Fadila. (2013), Analisa Desain Struktur dan Pondasi Menara Pemancar Tipe "Self Supporting Menara" di Kota Palembang [online], volume 2 no. 4, 4 Desember 2014.
12. Sitohang I.E.S. (2009), Analisa Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang pada Proyek Pembangunan Gedung Kanwil DJP dan KPP SUMBAGUT 1 Jalan Suka Mulia Medan.
13. Soedarmo, GJ dan Purnomo E. (1993), Mekanika Tanah 1, Malang : Kanisius.
14. Soleh M. (2008), Buku Ajar Rekayasa Pondasi, Politeknik Negeri Malang.
15. Surjandari, NS (2013), Analisa Penurunan Pondasi Rakit pada Tanah Lunak [online], volume 2 no. 15, 20 Januari 2013.
16. Telecommunications Industry Association (1996), Structural Standards for Steel Antenna Menara and Antenna Supporting Structures TIA/EIA-222-F, American : Global Engineering Document.
17. Trianda D. (2010), Buku Panduan Design Menara Menggunakan MS. Menara V6.

