

**TUGAS AKHIR**  
**STUDI KASUS**  
**ANALISIS DAYA DUKUNG**  
**PONDASI "MICROPILES" PADA STRUKTUR MENARA**  
**SALURAN TRANSMISI 150 kV KUDUS - PATI**  
**PROPINSI JAWA TENGAH**



Disusun Oleh :

<b>CECEP SUNTIYANTO</b>	<b>84310187</b>
<b>SUJARWO</b>	<b>92310301</b>

**JURUSAN TEKNIK SIPIL**  
**FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN**  
**UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA**  
**YOGYAKARTA**  
**1998**

**TUGAS AKHIR**

**STUDI KASUS**

**ANALISIS DAYA DUKUNG  
PONDASI "MICROPILES" PADA STRUKTUR MENARA  
SALURAN TRANSMISI 150 kV KUDUS - PATI  
PROPINSI JAWA TENGAH**

**Diajukan kepada Universitas Islam Indonesia  
untuk memenuhi sebagian persyaratan memperoleh  
derajat Sarjana Teknik Sipil**

**DISUSUN OLEH :**

<b>CECEP SUNTIYANTO</b>	<b>84310187</b>
<b>SUJARWO</b>	<b>92310310</b>

**JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA  
YOGYAKARTA  
1998**

**LEMBAR PENGESAHAN  
TUGAS AKHIR**

**STUDI KASUS  
ANALISIS DAYA DUKUNG  
PONDASI "MICROPILES" PADA STRUKTUR MENARA  
SALURAN TRANSMISI 150 kV KUDUS - PATI  
PROPINSI JAWA TENGAH**

**DISUSUN OLEH :**

**CECEP SUNTIYANTO      84310187  
SUJARWO                      92310310**

**Telah diperiksa dan disetujui oleh :**

**DR. Ir. Edy Purwanto, DEA**

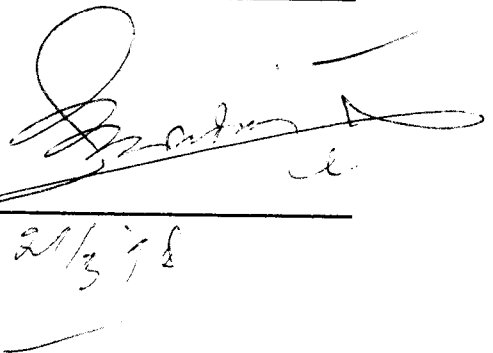
\_\_\_\_\_  
**Dosen Pembimbing I**

**Ir. Ibnu Sudarmadji, MS**

\_\_\_\_\_  
**Dosen Pembimbing II**

\_\_\_\_\_  
**Tanggal :**

\_\_\_\_\_  
**Tanggal :**



The image shows two handwritten signatures and dates. The first signature is written over a horizontal line and is dated 21/3/18. The second signature is written over another horizontal line and is dated 21/3/18. The signatures are in black ink and appear to be cursive.

## **INTISARI**

Pusat pembangkit energi listrik (PLTU, PLTA, PLTG) pada umumnya terletak jauh dari tempat-tempat yang membutuhkan energi listrik, seperti industri, perumahan dan lain-lain. Oleh karena itu untuk menyalurkan energi listrik ke tempat-tempat yang memerlukan, di bangunlah suatu jaringan saluran transmisi, baik yang melalui saluran transmisi udara ("over head line") ataupun yang melalui saluran transmisi bawah tanah ("under ground line").

Karena kondisi alam di Indonesia yang ber-aneka ragam, maka penggunaan saluran transmisi melalui udara di anggap sebagai suatu alternatif yang terbaik dan aman. Disisi lain mengingat kondisi alam dan struktur tanah yang berbeda-beda, maka penggunaan struktur penyangga kawat penghantar baik struktur atas maupun bawah harus dirancang sedemikian rupa sehingga mampu menopang beban-beban yang ada.

Untuk kondisi tanah, di mana lapisan tanah keras terletak sangat dalam dan ke dalaman tanah keras tidak teratur, maka dibutuhkan pondasi yang dapat dipancang sampai daya dukung tanah terpenuhi. Bila perlu pondasi tersebut dapat disambung apabila ke dalaman pondasi belum memadai. Salah satu pondasi yang memenuhi kriteria tersebut adalah pondasi tiang baja komposit ("S.M.C.F = Steel Mortar Composite Foundations") atau pondasi "micropiles" yang bahan dasarnya terbuat dari baja profil H-beam (H150x150x7x10) dan diselimuti dengan mortar, yaitu campuran semen dan pasir dengan perbandingan (1pc : 2ps).

Berdasarkan hasil analisis ternyata pondasi "micropiles" mampu menahan gaya tarik ke atas ("uplift") atau gaya tekan ("compression"). Hal ini dibuktikan atas hasil analisis perhitungan beban yang bekerja baik beban vertikal, horisontal, maupun beban momen yang berdasarkan pada uji sondir tanah (CPT), uji pembebanan tiang tarik ("uplift") dan faktor-faktor lainnya.

## **KATA PENGANTAR**

*Bismillahirrahmanirrohim,*

*Assalamu'alaikum, Wr, Wb.*

Puji syukur penyusun panjatkan ke Hadirat Allah SWT, sholawat serta salam semoga di limpahkan kepada Nabi besar kita Muhammad SAW. Alhamdulillah, pada akhirnya penyusun dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul "Analisis Daya Dukung Pondasi "Micropiles", pada Struktur Menara Saluran Transmisi 150 kV Kudus-Pati, Propinsi Jawa-Tengah", tepat pada waktunya.

Adapun penyusunan Tugas Akhir ini di laksanakan sebagai prasyarat untuk memenuhi jenjang strata satu (S1) pada Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Akhirnya dengan keterbatasan waktu dan pemikiran yang ada pada penyusun, tentunya tidak terlepas dari rintangan dan hambatan. Namun demikian, dengan bantuan dan dorongan dari semua pihak, akhirnya penyusun dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini. Untuk itu pada kesempatan ini, penyusun menyampaikan rasa terima kasih yang sedalam-dalamnya kepada :

- 1) Bapak Ir. Susastrawan, MS, selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia,

- 2) Bapak Ir. Bambang Sulistiono, MSCE, selaku dosen penguji dan Ketua Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia,
- 3) Bapak DR. Ir. Edy Purwanto, DEA, selaku Dosen Pembimbing I pada penyusunan Tugas Akhir ini,
- 4) Bapak Ir. Ibnu Sudarmadji, MS, selaku Dosen Pembimbing II pada penyusunan Tugas Akhir ini,
- 5) yang tercinta Ayah, Ibu serta Adikku yang telah banyak memberikan dorongan baik moril maupun materiel hingga terwujudnya Tugas Akhir ini,
- 6) Rekan-rekan dan semua pihak yang telah banyak membantu dan tidak dapat penyusun sebutkan satu persatu.

Semoga amal baik yang telah diberikan kepada penyusun mendapat balasan yang setimpal dari Allah SWT.

Akhir kata, penyusun menyadari dengan sepenuh hati dalam penyusunan Tugas Akhir ini masih jauh dari kesempurnaan, koreksi dan saran-saran tentunya akan penyusun terima untuk penyempurnaan Tugas Akhir ini. Semoga Tugas Akhir ini bermanfaat khususnya bagi penyusun, umumnya bagi pihak yang membutuhkannya.

*Wabillahi' taufik wal hidayah*

*Wassallamu'alaikum, Wr. Wb.*

Penyusun

## DAFTAR ISI

Lembar Judul.....	i
Lembar Pengesahan.....	ii
Preface.....	iii
Kata Pengantar.....	iv
Daftar Isi.....	vi
Daftar Notasi.....	v
Daftar Gambar.....	xv
Daftar Tabel.....	xviii
Daftar Lampiran.....	xix
PART I. PENDAHULUAN	
1.1. Latar belakang.....	1
1.2. Pokok masalah.....	2
1.3. Tujuan.....	3
1.4. Manfaat.....	3
1.5. Perasan masalah.....	4
1.6. Sistematika.....	5
1.7. Daftar pustaka.....	5
PART II. TINJAUAN PUSTAKA	
2.1. Pondasi tiang.....	7
2.1.1. Pemasangan pondasi.....	7
2.1.2. Pemakaian pondasi tiang...	8
2.1.3. Tipe tiang.....	9
2.2. Pondasi "micropiles".....	15
2.3. Cara pemancangan.....	18

2.3.1.	Pengertian umum.....	18
2.3.2.	Pemancangan pondasi tiang.	19
2.4.	Komponen-komponen utama dari menara saluran transmisi.....	21
2.5.	Penyelidikan tanah.....	26
2.5.1.	Pengujian sondir.....	28
2.5.2.	Pengujian Penetrasi standar	32
2.5.3.	Korelasi "CPT" dan "CPT"..	34
2.6.	Pengujian pembebanan tiang.....	35
2.6.1.	Metode pembebanan.....	35
2.6.2.	Prosedur pengujian.....	38

BAB.III. LANDASAN TEORI

3.1.	Daya dukung tanah.....	40
3.1.1.	Daya dukung tanah (cara teoritis).....	40
3.1.2.	Daya dukung tanah (cara empiris): .....	40
3.2.	Daya dukung tiang pondasi berdasarkan sifat-sifat tanah.....	44
3.3.	Daya dukung tiang berdasarkan data uji penetrasi (cara empiris).....	48
3.3.1.	Daya dukung tiang berdasarkan data hasil sondir (CPT)....	48
3.3.2.	Daya dukung tiang berdasarkan data hasil penetrasi standar (CPT).....	52



3.4.	Daya dukung tiang terhadap beban later-	
	al.....	54
3.5.	Pembebanan pada pondasi tiang.....	59
3.6.	Tiang miring ("Batter Piles").....	65
	3.6.1. Analisis tiang miring tunggal	65
3.7.	Daya dukung pondasi tiang.....	71
	3.7.1. Daya dukung tiang tunggal..	72
	3.7.2. Daya dukung tiang kelompok.	76
	3.7.3. Susunan tiang.....	78
	3.7.4. Efisiensi kelompok pondasi	
	tiang.....	79
3.8.	Daya dukung pondasi "micropiles" atau	
	"C.M.C.P".....	80
3.9.	Settlement.....	86
BAB. IV. METODE PELAKSANAAN PEMBANGUNAN MENARA		
SALURAN TRANSMISI		
4.1.	Tahap-tahap pembangunan menara saluran	
	transmisi.....	89
4.2.	Pelaksanaan lapangan.....	93
	4.2.1. Pelaksanaan pekerjaan pondasi	93
	4.2.2. Tahap pendirian menara baja	95
	4.2.3. Pemasangan kawat.....	95
BAB. V. ANALISIS DATA PONDASI TIANG "MICROPILES"		
ATAU "C.M.C.P"		
5.1.	Umum.....	101

5.3.	Data pengevidikan tanah.....	101
5.3.	Data pondasi tiang "micropiles" atau "C.M.C.F".....	102
5.4.	Data loading test.....	102
5.5.	Data beban yang bekerja pada pondasi "micropiles" atau "C.M.C.F".....	103
BAB.VI. ANALISIS PERHITUNGAN FONDASI "MICROPILES" ("C.M.C.F")		
6.1.	Analisis perhitungan beban yang bekerja pada manara T.05 .....	110
6.2.	Analisis perhitungan pondasi tiang "micropiles" atau "C.M.C.F".....	118
6.3.	Analisis penurunan "settlement" pondasi kelompok tiang "micropiles".....	130
6.4.	Pembahasan.....	133
BAB.VII. KESIMPULAN DAN SARAN		
7.1.	Kesimpulan.....	135
7.2.	Saran.....	137
REHITUE.....		139
DAFTAR PUSTAKA.....		140
LAMPIRAN-LAMPIRAN.....		142

- $f$  = Jarak ke Mmaks muka tanah  
 $e$  = Jarak Mmaks ke dasar tiang  
 $H$  = tebal masing-masing lapisan  
 $h_0$  = ketinggian standar  
 $h$  = Tinggi dari permukaan tanah  
 $H$  = Tinggi jatuh hammer  
 $H_a$  = Gaya horisontal yang di ijinakan  
 $H$  = tebal masing-masing lapisan  
 $H_u$  = Gaya lateral Ultimit  
 $h_1, h_2$  = Tinggi sebelah menyebelah diukur dari sudut tegak masing-masing tiang  
 $I$  = Koefisien tidak berdiameter yang tergantung dari diameter pile  $\phi$  17 cm,  $I = 0.9$   
 $I_f a$  = Faktor pengaruh "displacement" aksial untuk beban aksial  
 $I_f N$  = Faktor pengaruh "displacement" normal untuk beban normal  
 $I_f M$  = faktor pengaruh "displacement" untuk beban momen  
 $I_{fN}$  = faktor pengaruh rotasi untuk beban normal  
 $I_{fM}$  = faktor pengaruh rotasi untuk beban momen  
 $I_f F$  = faktor penagruh "displacement" normal untuk ujung tiang atas terjepit  
 $K$  = Koefisien ( $\text{kg/cm}^3$ ) untuk interaksi antara tiang dan tanah. untuk tanah loose sand,  $K = 1$   
 $K$  = Keliling tiang  
 $k$  = Koefisien karateristik tanah  
 $k_p$  = Koefisien tekanan tanah pasif

- $L$  = Panjang tiang yang masuk ke dalam tanah  
 $L_b$  = Ke dalaman tiang  
 $L$  = Panjang tiang yang masuk ke dalam tanah  
 $L$  = Panjang penghantar sebenarnya dari titik terendah sampai titik dengan koordinat  $(x,y)$   
 $M'$  = Massa tiang  
 $M$  = Massa hammer  
 $M$  = Momen terhadap  $O$   
 $M_{max}$  = Momen maksimum  
 $M_u$  = Momen Ultimit  
 $N_p$  = Nilai  $N$  rata-rata pada ke dalaman  
 $N$  = Rata-rata jumlah pukulan terhadap tiang  
 $n$  = Jumlah titik yang ditinjau  
 $N'$  = Jumlah pukulan nyata di lapangan untuk di bawah muka air tanah  
 $n$  = Jumlah tiang  
 $N_c, N_q, N_r$  = Faktor daya dukung tanah  
 $P$  = Beban karena tekanan tanah  
 $P$  = Daya dukung kelompok tiang  
 $P_p$  = Daya dukung pada ujung tiang  
 $P_e$  = Daya dukung akibat lekatan  
 $P$  = Tegangan kawat mendatar (kg)  
 $p$  = Kepadatan angin  
 $P_a$  = Daya dukung isin  
 $P_o$  = Tegangan vertikal efektif rata-rata pada lapisan yang ditinjau

$P_t$  = Reaksi tiang  
 $P$  = Gaya masing-masing tiang  
 $q_{ult}$  = Daya dukung ultimit atau daya dukung batas  
 $q_c$  = Tekanan konis pada pengujian sondir  
 $q_{ult}$  = Daya dukung ultimit atau daya dukung batas  
 $Q_p$  = Tahanan ujung  
 $Q_c$  = Tahanan kulit  
 $Q$  = Daya dukung ijin  
 $q_r$  = Tegangan di ujung tiang  
 $Q_{pult}$  = Tahanan ujung ultimit  
 $Q_c$  = Tahanan ujung  
 $q_{cc}$  = Harga perlawanan titik (konis) minimum  
 $q_f$  = Nilai gesekan/perlawanan setempat  
 $q$  = Net foundations pressure  
 $Q_{sp}$  = Daya dukung tiang individu  
 $Q_v$  = Kapasitas rencana pondasi tiang akibat gaya angkat ke atas  
 $r$  = Koefisien kelentingan tiang  
 $f_p$  = Nilai gesekan  
 $QF$  = Faktor aman  
 $SI$  = Immediate Settlement rata-rata  
 $C$  = Permukaan yang kena angin  
 $B_1, B_2$  = Lebar gawang sebelah menvebelah (m)  
 $TF$  = Gecekan lateral dari pondasi tiang  
 $T$  = Tegangan mendatar dari penghantar  
 $V$  = jumlah total beban aksial

- $V_h$  = Kecepatan angin perencanaan pada ketinggian  $h$  meter  
 $V_o$  = Kecepatan angin perencanaan standar  
 $V$  = kecepatan angin  
 $W$  = Berat penghantar persatuan panjang  
 $W$  = Berat tiang  
 $W_c$  = Jumlah beban tegak  
 $w_c$  = Berat satuan penghantar  
 $w_t$  = Berat gandingan isolator  
 $x$  = Jarak tiang ke- $i$  terhadap 0 searah sumbu  $x$   
 $x, y$  = Jarak tiang terhadap sb- $x$  dan sb- $y$   
 $\tau$  = Berat volume tanah  
 $\alpha, \beta$  = Faktor bentuk pondasi  
 $\phi$  = Sudut geser tanah pada "local shear failure"  
 $\Sigma x^2$  = Jumlah kuadrat jarak  
 $\Sigma x^2, \Sigma y^2$  = Jumlah kuadrat jarak  $x$  dan  $y$   
 $\theta, \theta_1, \theta_2$  = Sudur-sudut mendatar  
 $\sigma_y$  = Tegangan ijin  
 $\mu_1, \mu_2$  = Faktor yang berhubungan dengan kedalaman, ketebalan dan perbandingan panjang/lebar dari masing-masing tanah yang mengalami perubahan

Gambar 3. 5. Tiang pendek pada tanah kohesif.....	55
Gambar 3. 6. Tiang pendek pada tanah non kohesif.....	55
Gambar 3. 6. Tiang panjang pada tanah kohesif.....	57
Gambar 3. 7. Tiang panjang pada tanah non kohesif....	57
Gambar 3. 8. Analisis tiang miring.....	66
Gambar 3. 9. Hubungan grafik pembebanan dengan 'Settle- ment".....	74
Gambar 3.10. Kelompok tiang.....	78
Gambar 3.11. Formasi susunan kelompok tiang.....	78
Gambar 3.12. Effisiensi pada kelompok tiang.....	79
Gambar 3.13. Tampang melintang antar menara.....	80
Gambar 3.14. Komponen gaya mendatar.....	84
Gambar 3.15. Konsep rakit ekuivalen.....	86
Gambar 3.16. Grafik influence factor untuk immediate settlement (Janbu, Bjerum dan Kjaernsli,1957).....	89
Gambar 4. 1. Cara menegangkan kawat.....	97
Gambar 4. 2. Menara penopang sama tinggi.....	98
Gambar 4. 3. Menara penopang tidak sama tinggi.....	99
Gambar 5. 1. Arah beban.....	104
Gambar 5. 2. Penampang tiang.....	105
Gambar 5. 3. Tiang pancang miring.....	105
Gambar 5. 4. Tiang pancang vertikal.....	106
Gambar 5. 5. Tiang miring.....	107
Gambar 6. 1. Tampang melintang menara T.04, T.05 dan T.06.....	110

Gambar 6. 2. Arah beban pada menara T.05.....	115
Gambar 6. 3. Denah letak tiang.....	118
Gambar 6. 4. Arah beban pondasi tiang.....	124
Gambar 6. 5. Penurunan berdasar "equivalent raft"....	130



## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1. Hubungan antara $\phi$ , $D_r, \tau$ dengan $N$ untuk pasir.....	33
Tabel 2.2. Hubungan $\tau$ , $q_u$ dengan nilai $N$ untuk lempung	34
Tabel 2.3. Hubungan antara nilai tekanan ujung ( $q_c$ dalam kPa) dengan nilai $N$ dari SPT.....	34
Tabel 2.4. Prosedure pembebanan mengikuti ASTM D3689-83 artikel 7.2 atau artikel 7.3.....	39
Tabel 3.1. Faktor bentuk pondasi.....	42
Tabel 3.2. Koefisien daya dukung tanah menurut Terzaghi	43
Tabel 3.3. Angka keamanan berdasarkan kondisi tanah.	50
Tabel 3.4. Koefisien karakteristik tanah.....	53
Tabel 3.5. Penurunan aksial diakibatkan beban aksial	68
Tabel 3.6. Penurunan normal diakibatkan beban normal dan momen.....	68
Tabel 3.7. Dimensi gawang standar.....	81
Tabel 3.8. Lebar kaki menara.....	81
Tabel 3.9. Tekanan angin equivalen pada menara.....	83
Tabel 6.1. Spesifikasi menara yang dipakai.....	111
Tabel 6.3. Hasil perhitungan kombinasi beban.....	118
Tabel 6.4. Hasil perhitungan kemiringan tiang.....	119
Tabel 6.5. Hasil perhitungan koordinat tiang.....	120
Tabel 6.6. Hasil perhitungan berat pondasi kelompok tiang.....	121
Tabel 6.7. Hasil perhitungan beban yang bekerja.....	124
Tabel 6.8. Hasil perhitungan "settlement" kelompok tiang "micropiles".....	132

## **DAFTAR LAMPIRAN**

- Lampiran 1. Peta situasi jalur transmisi 150 kV,
- Lampiran 2. "Tower sechedule" 150 kV Kudus-Pati,
- Lampiran 3. Data hasil sondir (CPT) lokasi T-05,
- Lampiran 4. Data hasil "Pile Loading Test",
- Lampiran 5. "Foundations Type SMCF",
- Lampiran 6. Tampang profil H-Beam.

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1. Latar belakang**

Pemakaian energi listrik sangat vital dalam menunjang proses pembangunan hal ini disebabkan besarnya pengaruh yang ditimbulkan apabila suatu negara kekurangan energi listrik. Pusat pembangkit listrik perlu dibangun untuk memenuhi kebutuhan akan energi listrik pada daerah - daerah pusat industri dan pada umumnya letak pusat - pusat pembangkit listrik (PLTA, PLTG dan PLTU) cukup jauh jaraknya dari tempat-tempat dimana tenaga listrik itu digunakan. Karena itu tenaga listrik yang dibangkitkan harus disalurkan melalui kawat-kawat atau saluran transmisi.

- Saluran transmisi dibedakan menjadi dua saluran distribusi karena tegangannya, yaitu : saluran udara ("over head line") dan saluran bawah tanah ("underground"). Saluran bawah tanah dibandingkan dengan saluran udara tidak dipengaruhi oleh cuaca buruk, topan, hujan, bahaya petir, kondisi tanah dan sebagainya. Namun biaya pembangunannya jauh lebih mahal daripada saluran udara, dan perbaikannya lebih sukar bila terjadi gangguan hubungan singkat dan kesukaran - kesukaran lainnya.

Karena keadaan alam Indonesia yang beraneka ragam maka saluran transmisi melalui udara merupakan salah satu.

alternatif yang terbaik. Dilain pihak karena kondisi alam tadi maka penggunaan struktur penyangga kabel baik struktur atas maupun bawah harus dirancang sedemikian rupa sehingga mampu menopang beban - beban yang ada.

Untuk kondisi tanah tertentu, dimana lapisan tanah keras terletak sangat dalam dan kedalaman tanah keras tidak teratur, sehingga agak sulit menentukan panjang pondasi tiang yang sesuai untuk menopang menara saluran transmisi. Pada kondisi seperti ini dibutuhkan pondasi yang dapat dipancang sampai daya dukung tanah memenuhi. Bila perlu, pondasi tersebut harus dapat disambung apabila kedalaman pondasi belum memadai. Salah satu pondasi yang memenuhi kriteria tersebut adalah pondasi tiang baja komposit ("S.M.C.F = Steel Mortar composite Foundations") atau pondasi "micropiles".

Dengan memperhatikan latar belakang tersebut, maka Tugas Akhir ini mengambil judul "Analisis daya dukung pondasi "micropiles" pada struktur menara saluran transmisi 150 kV Kudus - Pati, Propinsi Jawa Tengah".

## 1.2. Pokok Masalah

Karena letak menara transmisi ada didaerah persawahan, dimana permukaan air tanah - 0,10 m dibawah permukaan tanah serta jarak antar menara saluran transmisi maximum 386.72 m dengan kawat penghantar jenis ACSR ("Aluminium Conductor Steel Reinforced") berdiameter 21.90 mm, tegangan tarik kawat ( $\sigma = 86400$  N), berat kawat ( $w =$

987 kg/km).

Pada saat pemasangan dan pembentangan kawat penghantar ("Conductor") menimbulkan perilaku khusus terutama pada pondasinya. Karena saat penarikan kawat, sebagian pondasi mengalami gaya tekan ("Compresion") dan sebagian lagi mengalami gaya tarik atau gaya angkat keatas ("Uplift").

Maka alternatif penggunaan jenis pondasi tiang yang dipilih adalah pondasi "micropiles". Karena pemancangan relatif mudah, ukuran relatif kecil dan pondasi "micropiles" dapat distel di tempat secara kompak dan ringan serta mampu untuk menahan beban vertikal maupun horizontal dan gaya yang bekerja, baik gaya tarik maupun tekan.

### **1.3. Tujuan**

Tujuan penulisan tugas akhir ini adalah menganalisis daya dukung pondasi "micropiles", berdasarkan beban - beban yang ada serta berdasarkan data penyelidikan tanah dilokasi proyek maupun di laboratorium.

### **1.4. Manfaat**

Manfaat dari tugas akhir ini adalah memberikan pemahaman tentang pondasi dalam khususnya pondasi "micropiles" pada struktur manara saluran transmisi.

### 1.5. Batasan Masalah

Pada penyusunan tugas akhir ini penyusun menganalisis daya dukung pondasi "micropiles" pada struktur menara transmisi 150 kV. Perhitungan daya dukung diambil berdasarkan data penyelidikan tanah dan beban - beban yang bekerja pada struktur menara.

Adapun batasan masalah yang diambil :

- 1) menara saluran transmisi yang dianalisis adalah menara no.5 (T.05) yang merupakan tipe menara sudut ("Type 4 CC 7"),
- 2) jarak bentang antar menara yang akan di analisis adalah jarak bentang antara menara T.05 dan T.04 yang panjangnya 349,5 m dan antara menara T.05 dan T.06 yang panjangnya 380,5 m,
- 3) struktur menara saluran transmisi menggunakan bahan dari baja profil siku dengan ketinggian 34,5 m di atas tanah.
- 4) kawat penghantar listrik digunakan tipe ACSR ("Aluminium Conductor Steel Reinforced") yang berdiameter 21,90 mm.
- 5) menara transmisi di dukung oleh pondasi dalam ("micropiles") sebanyak 9 buah, masing - masing berdiameter ( $D = 30$  cm) dan panjang 9 m yang disatukan dengan "pile cap" yang tebalnya 1,5 m dari struktur beton bertulang.
- 6) jenis bahan pondasi dalam yang digunakan adalah baja profil yang diselimuti oleh mortar (lpc :

2ps) atau yang lebih dikenal dengan SMCF ("Steel Mortar Composite Foundations").

7) dalam perhitungan analisis daya dukung pondasi dipertimbangkan atau ditinjau 2 keadaan, yaitu: pada waktu pemasangan kawat penghantar dan setelah kawat terbentang (beban statis).

8) beban gempa tidak diperhitungkan.

### 1.6. Keaslian

Sejauh pengetahuan penyusun, analisa daya dukung pondasi "micropiles" belum pernah dibahas dalam tugas akhir di Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, sehingga tingkat keaslian Tugas Akhir ini dapat di pertanggungjawabkan.

### 1.7. Metodologi

Metode yang digunakan dalam penyusunan tugas akhir ini adalah studi literatur dan studi kasus mengenai daya dukung pondasi tiang tunggal dan kelompok tiang, berdasarkan data penvelidikan tanah dan data beban yang bekerja pada struktur menara.

Secara garis besar langkah-langkah penelitian dilakukan sebagai berikut :

- 1) Data pendukung (tanah dan struktur menara) dikumpulkan.
- 2) Beberapa pustaka mengenai perancangan suatu pondasi "micropiles" pada suatu tanah di telaah.

3) Beban bangunan (menara, angin, kabel dan aksesoriesnya) yang di limpahkan pada pondasi di hitung dan di tetapkan,

4) Dihitung stabilitas struktur menara transmisi.

Untuk lebih riilnya permasalahan yang dibahas digunakan data dari Perusahaan Listrik Negara (PLN) pada pembangunan jaringan menara saluran transmisi (Looping - Kudus 150 kV) dan data pendukung yang dirasa kurang untuk analisis diambil dari laboratorium Mekanika Tanah Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia.



## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1. Pondasi Tiang**

##### **2.1.1. Pengertian pondasi**

Pondasi adalah struktur bangunan yang meneruskan semua beban struktur bangunan atas ketanah pendukung atau merupakan elemen penghubung struktur atas dengan tanah.

Persyaratan - persyaratan yang harus dipenuhi oleh suatu pondasi menurut Suyono Sosrodarsono dan Kazuto Nakazawa (1983) serta Bowles (1991) adalah sebagai berikut:

- 1) pondasi harus memiliki kedalaman minimum yang cukup untuk mengatasi pengaruh kembang susut tanah dan tidak boleh lebih dangkal dari letak tanah organik atau timbunan sampah,
- 2) pondasi harus aman terhadap guling dan geser.
- 3) bentuk dan ukuran pondasi harus disesuaikan dengan daya dukung ijin tanah dibawahnya,
- 4) pondasi harus mampu menahan beban struktur apabila dilakukan perubahan-perubahan pada struktur diatasnya,
- 5) struktur pondasi dan pelaksanaannya harus ekonomis dan tidak mengganggu lingkungan.

6) penurunan total dan penurunan diferensial harus dapat ditoleransi oleh elemen - elemen struktur diatasnya.

### 2.1.2. Pemakaian pondasi tiang

Definisi tiang pancang menurut Bowles (1991) adalah bagian struktur yang dibuat dari kayu, beton atau baja, yang digunakan untuk meneruskan beban - beban permukaan kelapisan tanah di bawahnya. Beban bangunan yang diteruskan oleh pondasi tiang ditahan oleh lekatan dinding tiang dengan tanah atau didukung oleh ujung - ujung tiang. Pondasi tiang dibuat menjadi satu kesatuan yang monolit dengan menyatukan pangkal tiang pancang yang terdapat dibawah konstruksi, dengan tumpuan pondasi. Perencanaan jenis tiang yang dipakai, ditentukan berdasarkan persamaan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 1) \text{ Tiang panjang} &= L \sqrt[4]{\frac{K \cdot D}{4 \cdot EI}} \geq 3 \\
 2) \text{ Tiang pendek} &= 1 < L \sqrt[4]{\frac{K \cdot D}{4 \cdot EI}} \leq 3 \\
 3) \text{ Kaison} &= L \sqrt[4]{\frac{K \cdot D}{4 \cdot EI}} \leq 1
 \end{aligned}$$

dimana :

L = Panjang fondasi yang tertanam didalam tanah (Cm)

K = Koefisien reaksi tanah dalam arah melintang  
(kg/Cm<sup>3</sup>)

D = Diameter atau lebar pondasi (Cm)

EI = kekakuan lentur pondasi

### 2.1.3. Tipe tiang

Berbagai tipe tiang yang digunakan dalam struktur pondasi sangat tergantung pada beban yang bekerja pada pondasi tersebut selain tersedianya bahan yang ada, juga cara - cara pelaksanaan pemancangannya.

Untuk mengetahui lebih lanjut tentang tipe tiang yang ada dapat dibedakan sebagai berikut :

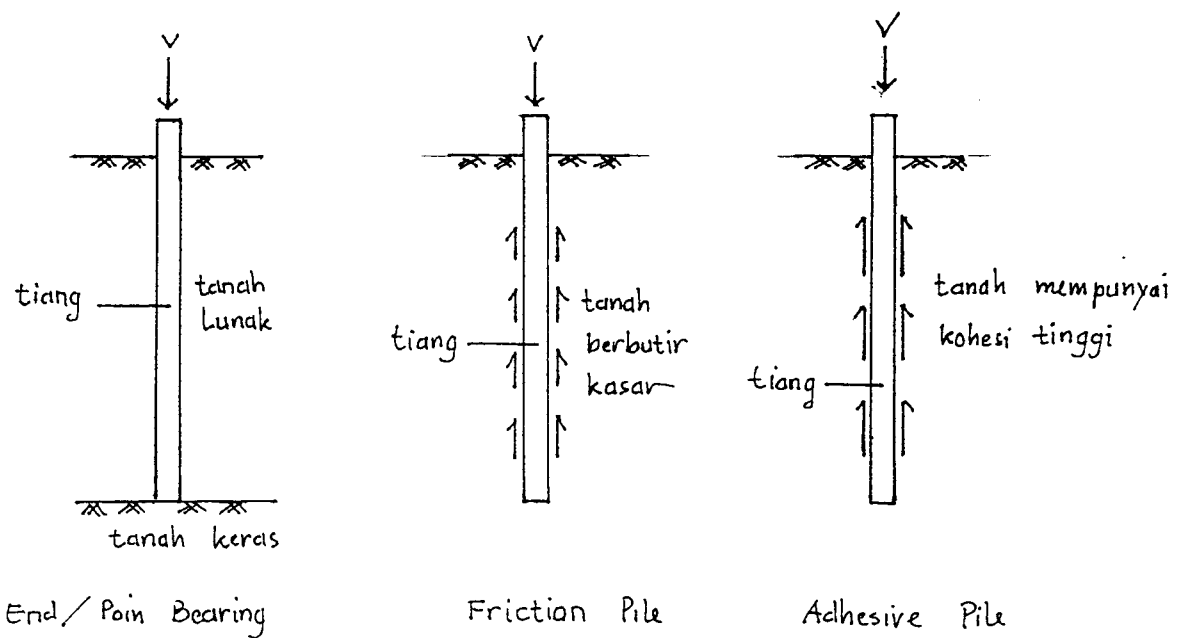
a) Cara tiang meneruskan beban :

Tipe tiang dapat dibedakan terhadap cara tiang meneruskan beban yang diterimanya ketanah dasar pondasi. Hal ini tergantung juga kepada jenis tanah dasar pondasi yang akan menerima beban yang bekerja (Suryolelono,1994).

(1) bilamana ujung tiang mencapai tanah keras atau tanah baik dengan kuat dukung tinggi, maka beban yang diterima tiang akan diteruskan ketanah dasar fondasi melalui ujung tiang. Jenis tiang ini disebut "end / point bearing pile".

(2) bila tiang dipancang pada tanah dengan nilai kuat gesek tinggi (jenis tanah pasir), maka beban yang diterima oleh tiang akan ditahan berdasarkan gesekan antara tiang dan tanah sekeliling tiang. Jenis tiang ini disebut "friction pile".

(3) Bilamana tiang dipancang pada tanah dasar fondasi yang mempunyai nilai kohesi tinggi, maka beban yang diterima oleh tiang akan ditahan oleh pelekatan antara tanah sekitar dan permukaan tiang. Jenis tiang ini disebut "adhesive pile".



Gambar 2.1. Tipe tiang berdasarkan cara tiang meneruskan beban ke tanah dasar pondasi

Pada umumnya di lapangan dijumpai tipe tiang yang merupakan kombinasi dari ketiga hal tersebut. Hal itu disebabkan karena tanah merupakan campuran / kombinasi dari tanah berbutir kasar, tanah berbutir halus dan kadang-kadang merupakan tanah kompak, sehingga cara tiang meneruskan beban ke tanah dasar fondasi, merupakan kombinasi dari ketiga hal tersebut di atas.

#### b) Bahan untuk tiang

Sesuai dengan beban yang bekerja pada tiang (ringan/berat), maka jenis tiang dapat dibedakan terhadap bahan yang digunakan untuk membuat tiang. Untuk beban berat, maka bahan yang digunakan disyaratkan mempunyai kuat desak / tarik maupun lentur yang tinggi. Pemilihan

bahan yang akan dipakai untuk membuat tiang perlu diperhatikan agar diperoleh keseimbangan antara kemampuan daya dukung tiang terhadap beban yang bekerja dan biaya yang diperlukan. Menurut Bowles (1986) berbagai jenis tiang didasarkan pada bahan pembentuknya dapat dijelaskan sebagai berikut:

(1) Tiang baja

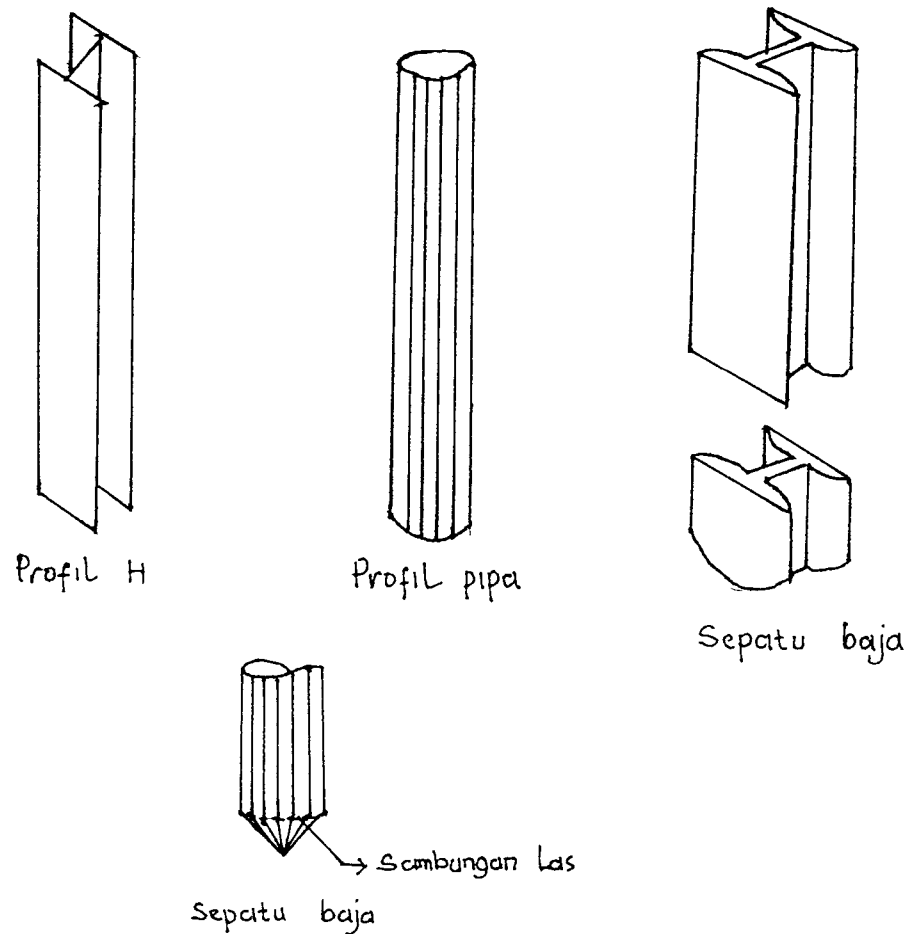
Pada umumnya profil yang sering digunakan adalah profil H, WF, I atau pipa dapat berlubang maupun tertutup ujung - ujungnya. Adapun keuntungan dan kerugian tiang baja sebagai berikut :

(a) lebih mudah dipancang, disebabkan tiang mempunyai luas tampang yang kecil dibanding jenis tiang lain, karena tiang lebih mudah masuk kedalam tanah akibat berat sendiri.

(b) mudah disambung bilamana diperlukan panjang tiang yang cukup besar untuk mencapai kedalaman yang diinginkan.

(c) untuk menembus jenis - jenis tanah keras ujung tiang diperkuat dengan memberi sepatu agar tidak mudah rusak.

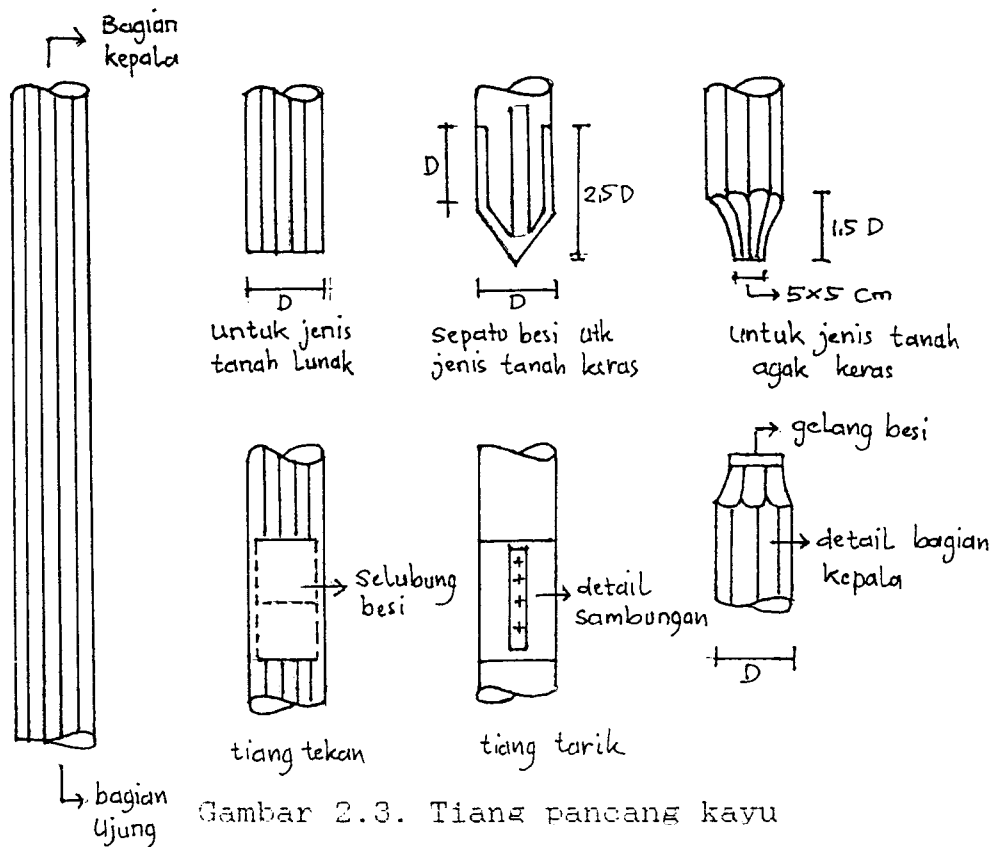
(d) mudah terjadi korosi.



Gambar 2.2. Tiang pancang baja

## (2) Tiang kayu

Terlebih dahulu kayu di bersihkan dari cabang-cabangnya, untuk menembus lapisan tanah keras pada ujungnya diberi sepatu besi. Tiang kayu akan menjadi awet apabila selalu berada dibawah muka air tanah. jika terletak dibagian peralihan atau kondisi selalu berubah-ubah yaitu terendam dan kering, biasanya struktur tiang akan cepat rusak. Menurut Bowles (1991) kuat dukung tiang kayu berkisar 0,15-0,25 kN.



Gambar 2.3. Tiang pancang kayu

### (3) Tiang beton

Menurut Suryolelono (1994) ada dua metode dalam pembuatan tiang beton yang memberikan perbedaan dalam cara pelaksanaan pemancangan tiang beton, yaitu :

#### (a) Tiang pancang beton pracetak ("pre-cast pile")

Jenis tiang pancang ini berupa struktur beton bertulang konvensional dan struktur beton prategang ("pre-stress" / "post tension")

#### (b) Tiang pancang beton cetak ditempat ("Cast in situ pile" / "Cast in place pile")

Pada prinsipnya adalah membuat lubang didalam tanah dan mengisinya dengan beton. Menurut Suryolelono (1994) ada beberapa jenis tiang yang dibuat dengan beberapa metode :

1) Tiang beton tanpa kulit baja

(a) Jenis tanah dasar pondasi tidak mudah runtuh:

Pembuatannya mula - mula dibuat lubang kedalam tanah dan tanah dikeluarkan dari lubang tersebut setelah itu tulangan dimasukkan dan selanjutnya dilakukan pencoran,

(b) Jenis tanah dasar pondasi mudah runtuh:

Digunakan pipa baja yang terbuka ujungnya dan dipancang kedalam tanah. Kemudian tanah dalam pipa dikeluarkan selanjutnya besi tulangan dimasukkan, baru kemudian dicor beton.

2) Tiang beton dengan kulit baja

(a) pipa baja dengan ujung terbuka dipancang kedalam tanah. Tanah dari dalam pipa dikeluarkan dengan alat bor, dikeruk atau semprotan air dan udara, kemudian dilakukan pencoran.

(b) pipa baja dengan ujung tertutup dipancang kedalam tanah, setelah mencapai kedalaman yang diinginkan baru dilakukan pencoran.

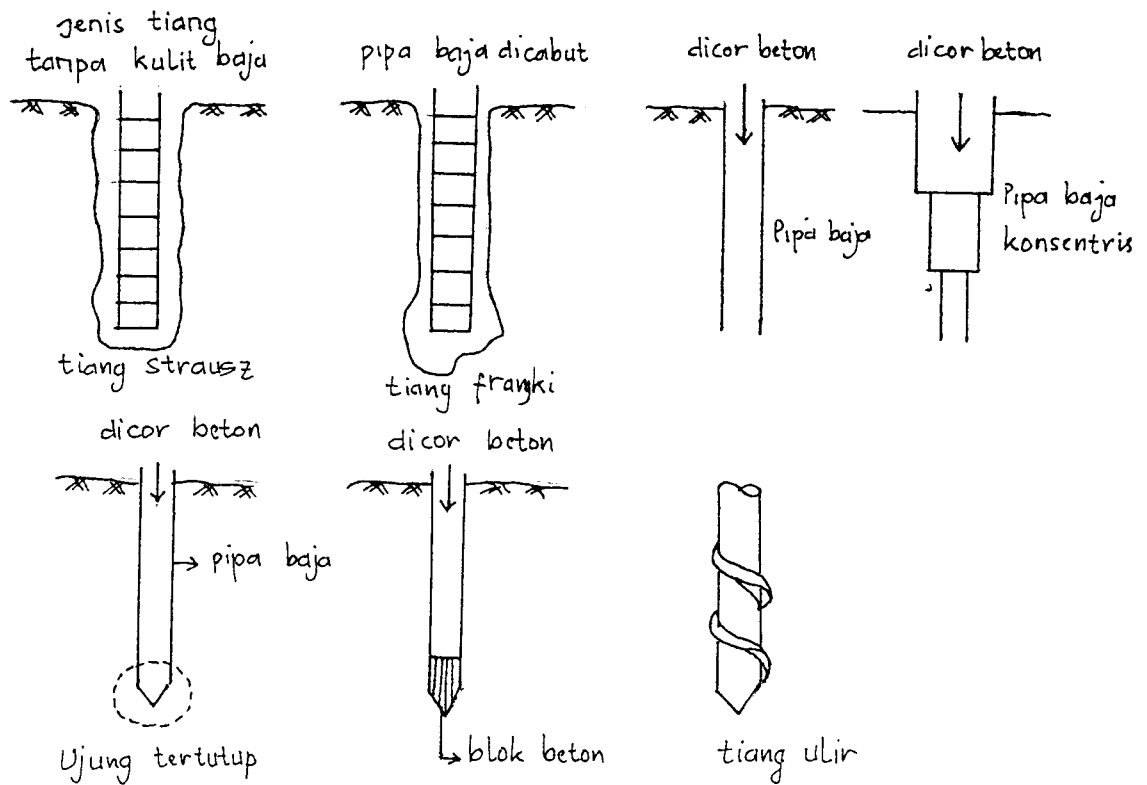
3) Tiang ulir

Jenis tiang ini sebenarnya sebagai tiang baja, pada bagian ujung diberi ulir untuk memudahkan didalam pelaksanaan pemancangan.

4) Tiang pancang komposit

Tiang pancang komposit terdiri dari dua jenis bahan yang berbeda baik berupa penyambungan maupun pelapisan.





Gambar 2.4. Tiang pancang beton

## 2.2. Pondasi "micropiles"

Menurut Sarjono (1988) definisi pondasi "micropiles", disebut juga I.M. Pile (I = Injection dan M = Metal) dimana dimensi tiangnya berukuran kecil. Pondasi ini termasuk tipe "Cast-in Situ" (cor ditempat).

Adapun bahan yang digunakan dan proses pembuatannya pondasi "micropiles" adalah sebagai berikut :

a) Tiang pancang baja berbentuk pipa dengan diameter kurang dari 25 mm. Setelah pemancangan selesai maka kedalam lubang pipa baja tersebut di masukkan "mortar" (campuran semen + pasir dengan perbandingan 1 : 2) dengan cara injeksi.

b) Tiang pancang baja profil berbentuk H, WF atau I. Setelah pemancangan selesai disekeliling profil di injeksikan "mortar" dengan perantara alat bantu ("casing") berbentuk pipa baja yang berfungsi sebagai selang guna mengalirkan "mortar".

Pondasi "micropiles" sering disebut juga "S.M.C.F" ("Steel Mortar Composite Foundation") banyak digunakan sebagai struktur pondasi tiang pada proyek-proyek pembangunan menara saluran transmisi.

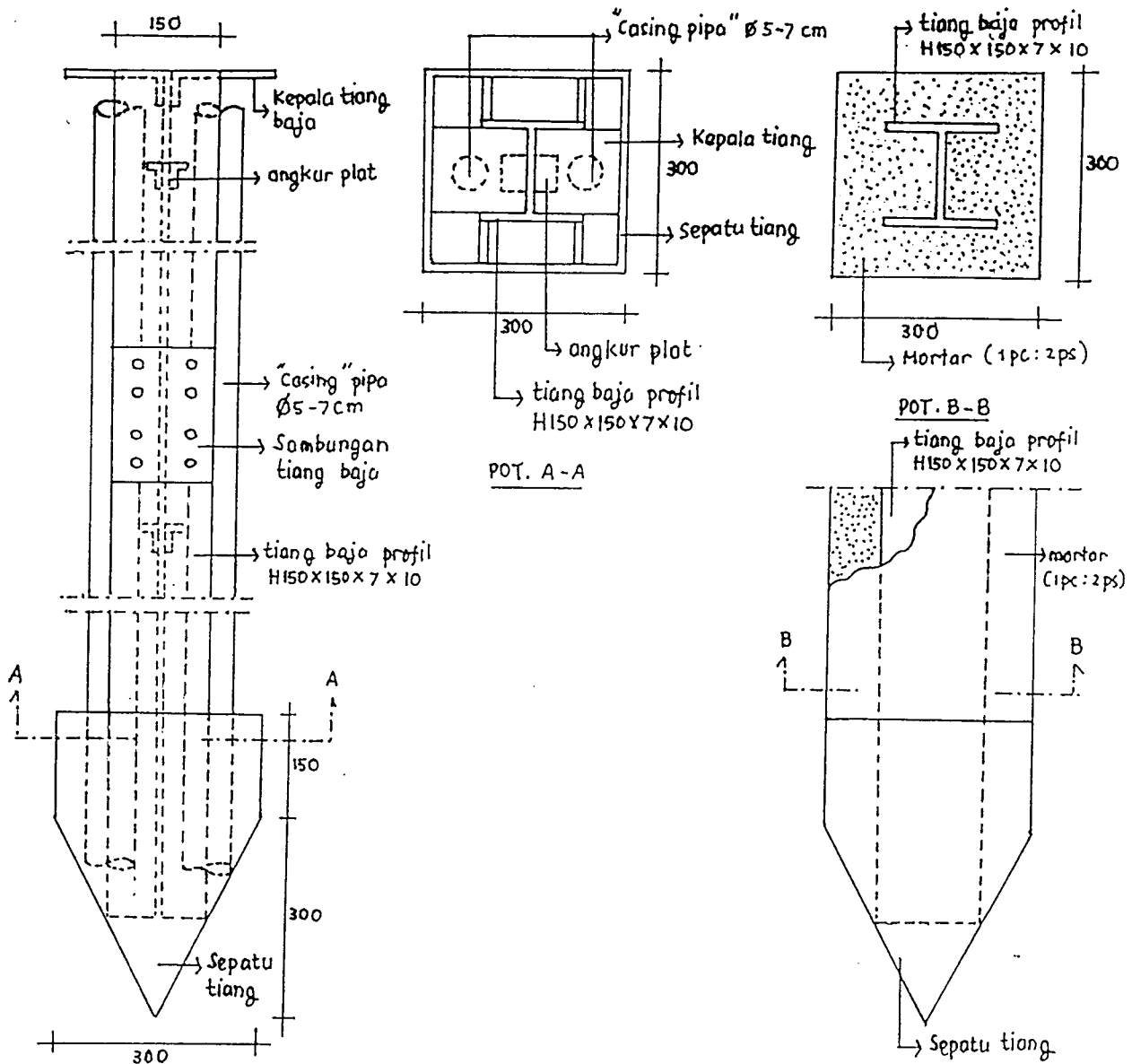
Ada beberapa keuntungan baik teknis maupun ekonomi dari pondasi "micropiles" :

1) perkuatannya adalah unsur pokok yang memberikan suatu momen lentur tinggi yang berkaitan dengan potongan melintangnya. Dengan perkuatan tersebut memungkinkan untuk menahan gaya angkat keatas ("uplift") atau gaya tekan ("tension"), tetapi tidak ada bahaya keruntuhan bahkan pada tanah yang lunak sekalipun,

2) Dapat distel ditempat secara kompak dan ringan, dan dapat dibongkar kembali secara mudah sehingga mampu untuk dapat dikerjakan sewaktu-waktu. Peralatan semacam ini sangat cocok terutama apabila peralatan biasa tidak dapat digunakan karena tempat atau lokasi yang tersedia terbatas.

3) Pengeboran dan penyetalan ditempat tidak banyak menimbulkan suara atau debu. Pada prakteknya pengaruh getaranpun sangat kecil.

Pondasi "micropiles" pada hakekatnya bekerja dengan geseran ("lateral friction") dan mempunyai kemampuan yang besar ditambah dengan adanya perkuatan dari pipa yang dibenamkan serta pengecoran beton sealing dalam lubang bor ke segala arah.



Gambar 2.5. Tampang pondasi "micropiles" atau "S.M.C.F"

## 2.3. Cara pemancangannya

### 2.3.1. Pengertian umum

Menurut Suryolelono (1994) pemancangan tiang hanya dikenal pada jenis tiang pancang yang dibuat sebelumnya ("pre cast pile"), dengan prinsip memasukkan tiang ke dalam tanah baik dengan pukulan, getaran dan semprotan air.

#### a) Metode pukulan

Prinsip metode ini adalah tiang pancang didirikan diatas tanah dan ujung tiang lainnya dipukul agar tiang dapat masuk kedalam tanah. Metode pukulan ini dibagi menjadi :

##### (1) "Drop hammer"

Digunakan untuk pekerjaan ringan dan dalam pelaksanaannya digunakan tenaga manusia, karakteristik hammer dengan berat berkisar 0,5 - 0,25 kN dengan anggapan kemampuan tenaga manusia 150 N/orang.

##### (2) "Steam Hammer"

Alat untuk mengangkat hammer digunakan tenaga uap yang dihasilkan oleh mesin pemancang. Biasanya digunakan untuk pekerjaan - pekerjaan berat dan pemancangan tiang lebih cepat.

##### (3) "Diesel Hammer"

Alat untuk mengangkat adalah tenaga hasil pembakaran minyak solar pada mesin diesel.

b) Metode getaran ("Vibration")

Getaran dihasilkan oleh benda dengan sumbu eksentris yang diputar dibagian kepala tiang, sehingga getaran yang terjadi dibagian kepala tiang diteruskan pada ujung tiang lain yang berhubungan dengan tanah.

c) Metode semprotan air ("Jetting")

Metode ini memanfaatkan semprotan air dengan tekanan tinggi melalui pipa - pipa yang ditempatkan disekeliling tiang.

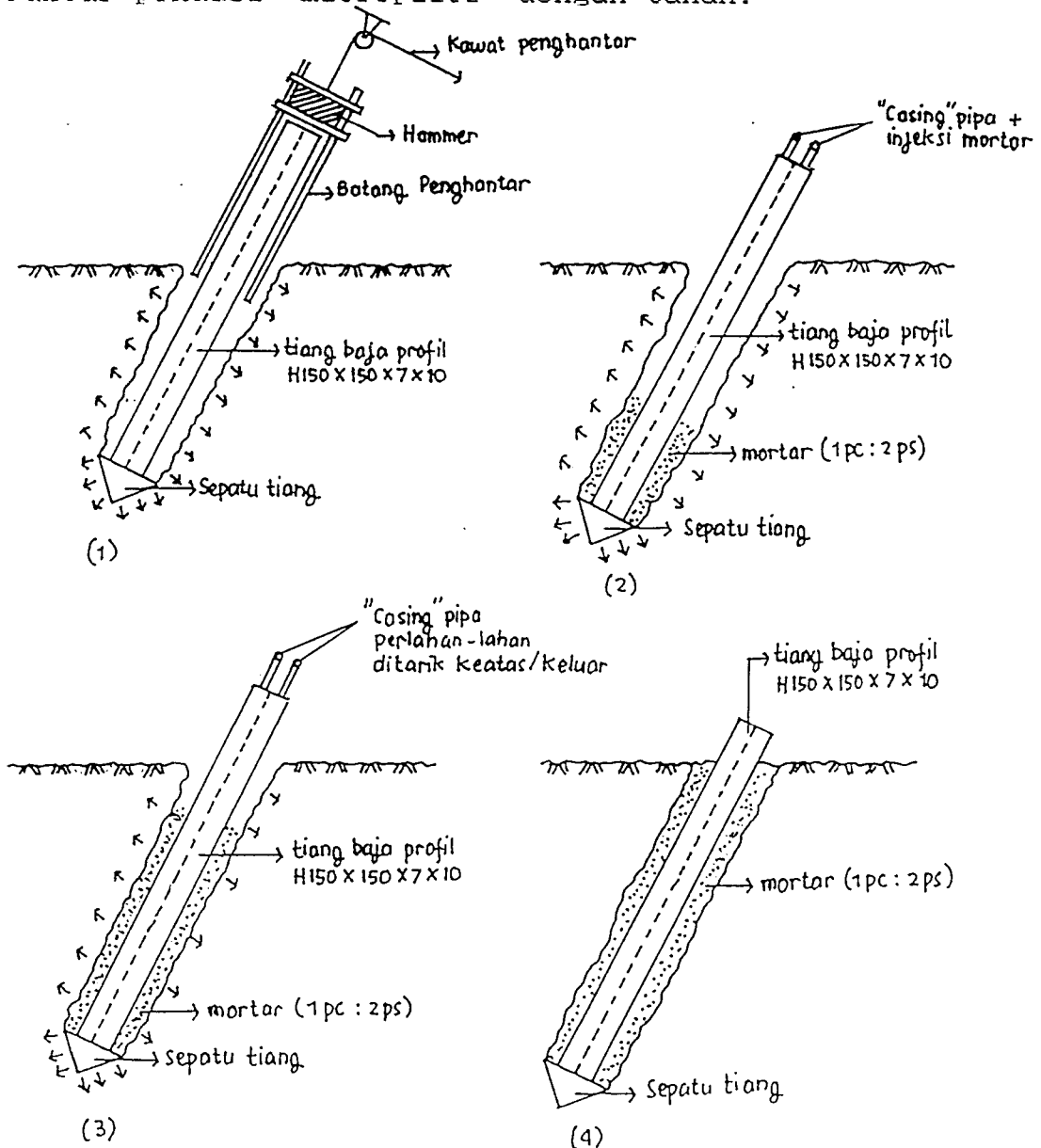
### 2.3.2. Pemancangan Pondasi "Micropiles"

Proses pemancangan pondasi "micropiles" atau "S.M.C.F" adalah sebagai berikut :

a) Saat pemancangan tiang dilakukan pada ujung sepatu baja akan terjadi pemindahan tanah ("displacement"), yang mengakibatkan terjadinya deformasi lateral di sekitar tiang dan deformasi vertikal di ujung tiang.

b) Selama proses pemancangan tiang berlangsung, di masukkan atau di injeksikan mortar (semen + pasir dengan campuran 1:2) dengan melalui pipa-pipa ("casing") berdiameter 5 cm yang terdapat di kiri-kanan profil baja H-beam. Selanjutnya bersamaan dengan di masukkannya mortar melalui pipa-pipa tersebut, secara perlahan pipa-pipa tersebut di tarik atau di angkat keluar.

c) Di injeksikannya mortar di sekeliling pondasi tiang baja H-beam dimaksudkan selain selain berfungsi sebagai pelindung baja tersebut dari ancaman korosi juga dapat memperkuat daya lekatan antar sisi-sisi luar dari struktur pondasi "micropiles" dengan tanah.



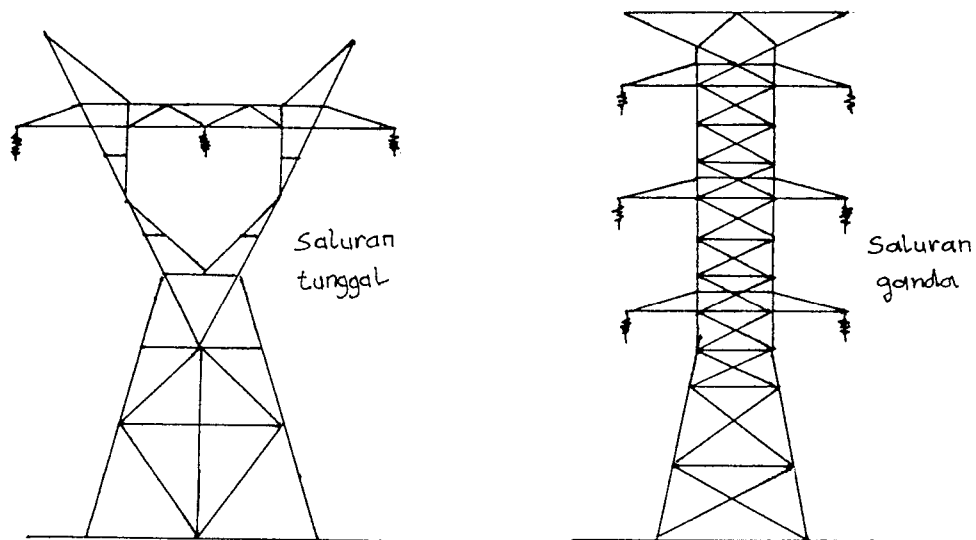
Gambar 2.6. Tahap pemancangan pondasi "micropiles" atau "S.M.C.F"

#### 2.4. Komponen - komponen utama dari saluran menara transmisi

Menurut T.S. Hutauruk (1993) komponen - komponen utama dari menara saluran transmisi terdiri dari :

##### 1) Menara atau Tiang transmisi

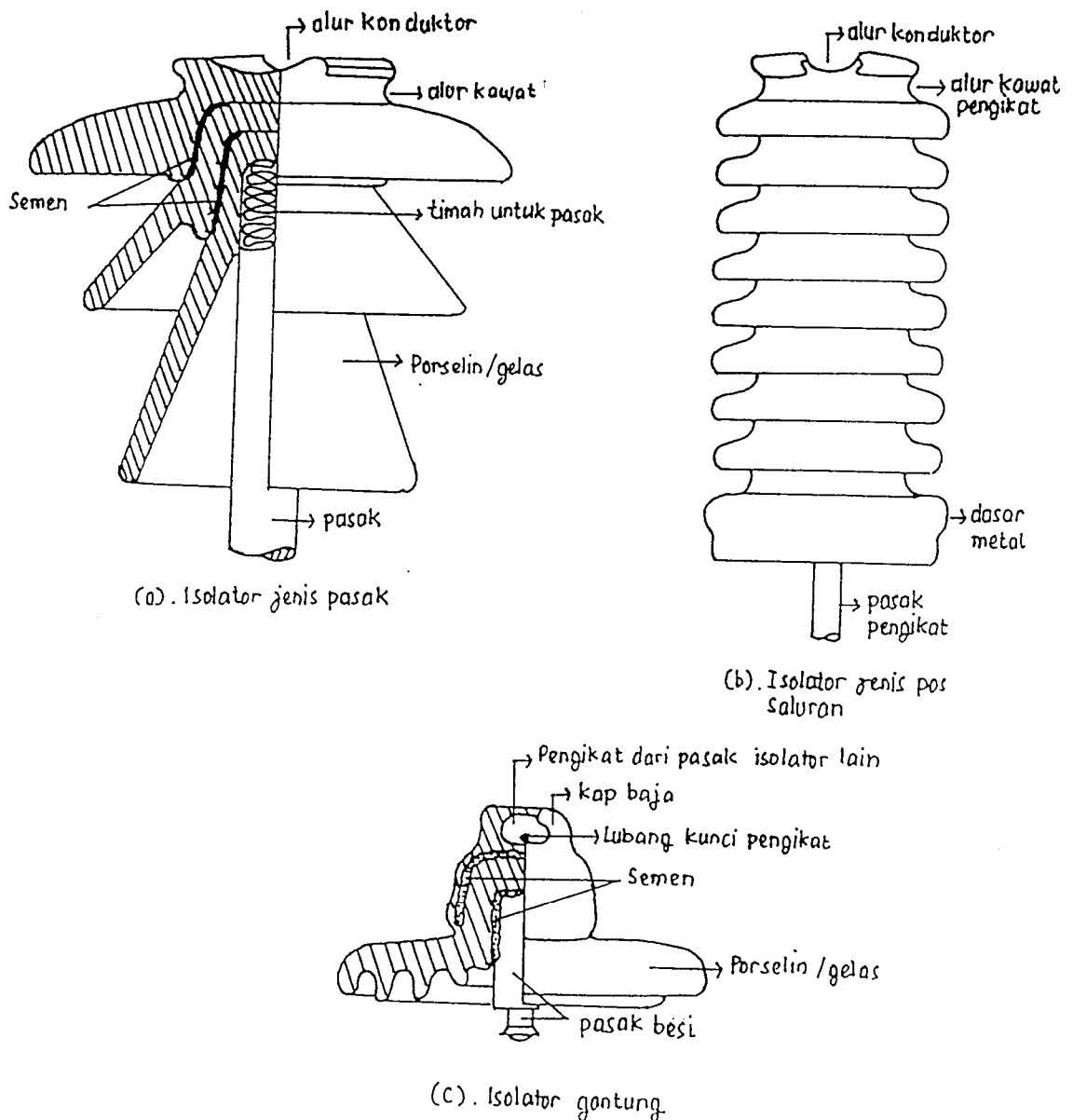
Menara atau tiang transmisi adalah suatu bangunan penopang saluran transmisi, yang bisa berupa menara baja, tiang baja, tiang beton bertulang dan tiang kayu. Tiang-tiang baja, beton atau kayu umumnya digunakan pada saluran-saluran dengan tegangan kerja relatif rendah (di bawah 70 kV) sedang untuk saluran transmisi tegangan tinggi atau ekstra tinggi digunakan menara baja. Menara baja dibagi sesuai dengan fungsinya, yaitu : menara dukung menara sudut, menara ujung, menara percabangan dan menara transposisi.



Gambar 2.7. Menara transmisi

## 2) Isolator-isolator

Jenis isolator yang digunakan pada saluran transmisi adalah jenis proselin atau gelas. Menurut penggunaan dan konstruksinya dikenal tiga jenis isolator yaitu : isolator jenis pasak, isolator jenis pos-saluran dan isolator gantung



Gambar 2.8. Macam-macam isolator porselin



### 3) Kawat-kawat Penghantar

Jenis-jenis kawat penghantar yang biasa digunakan pada saluran transmisi adalah tembaga dengan konduktivitas 100 % (CU 100 %), tembaga dengan konduktivitas 97,5 % (CU 97.5 %) atau aluminium dengan konduktivitas 61 % (AL 61 %).

Kawat penghantar aluminium terdiri dari berbagai jenis dengan lambang sebagai berikut :

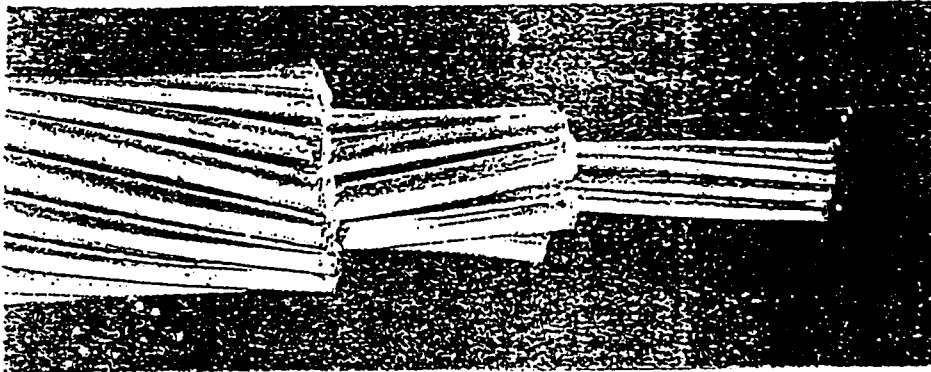
- (a) AAC = "All-Aluminium Conductor", yaitu kawat penghantar yang seluruhnya terbuat dari aluminium.
- (b) AAAC = "All-Aluminium-Alloy Conductor", yaitu kawat penghantar yang seluruhnya terbuat dari campuran aluminium,
- (c) ACSR = "Aluminium Conductor, Steel-Reinforced", yaitu kawat penghantar aluminium ber-inti kawat baja.
- (d) ACAR = "Aluminium Conductor, Alloy Reinforced", yaitu kawat penghantar aluminium yang diperkuat dengan logam campuran.

Kawat penghantar tembaga mempunyai beberapa kelebihan dibandingkan dengan kawat penghantar aluminium karena konduktivitas dan kuat tariknya lebih tinggi. Tetapi kelemahannya ialah, untuk besar tahanan yang sama, tembaga lebih berat dari aluminium, dan juga lebih mahal. Oleh karena itu kawat penghantar aluminium telah menggantikan kedudukan kawat tembaga.

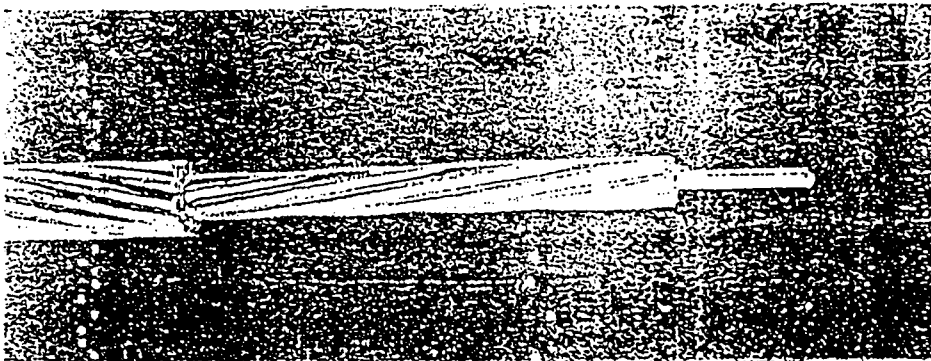
Untuk memperbesar kuat tarik dari kawat aluminium digunakan campuran alumium ("aluminium alloy"). Untuk saluran-saluran tegangan tinggi, di mana jarak antar dua menara ratusan meter, maka dibutuhkan kuat tarik yang lebih tinggi. Untuk itu digunakan kawat penghantar "ACSR".

#### 4) Kawat tanah

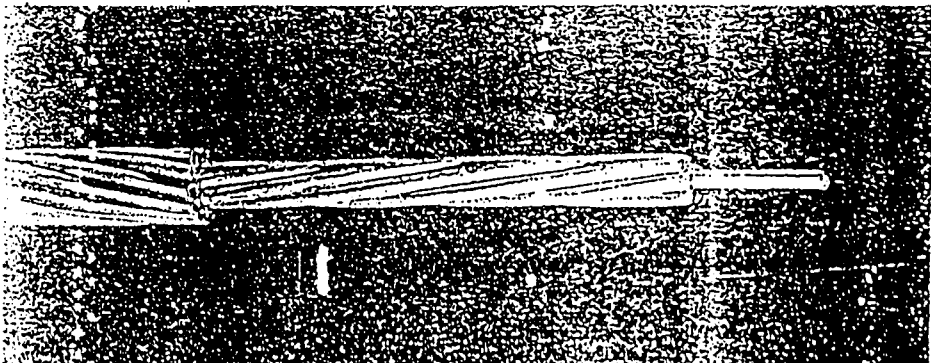
Kawat tanah atau "ground wires" juga disebut sebagai kawat pelindung ("shield wires") guna untuk melindungi kawat-kawat penghantar atau kawat-kawat fasa terhadap sambaran petir. Jadi kawat tanah dipasang di atas kawat fasa. Sebagai kawat tanah umumnya dipakai kawat baja ("steel wires") yang lebih murah, tetapi tidaklah jarang digunakan juga "ACSR".



JENIS : ACSR (ALUMINIUM CONDUCTOR STEEL REINFORCED) ATAU: HANTARAN ALUMINIUM TELANJANG BERPENGUATAN KAWAT BAJA  
 STANDAR : SPLN 41-7: 1981



JENIS : AAC (ALL ALUMINIUM CONDUCTOR)  
 ATAU: HANTARAN ALUMINIUM TELANJANG  
 STANDAR : SPLN 41-6: 1981



JENIS : AAAC (ALL ALUMINIUM ALLOY CONDUCTOR)  
 ATAU: HANTARAN UDARA DARI ALUMINIUM PADUAN  
 STANDAR : SPLN 41-8:1981

Gambar 2.9. Macam-macam kawat ("Conductor")

## 2.5. Penyelidikan tanah

Penyelidikan tanah adalah merupakan salah satu tahapan dalam perencanaan struktur bangunan, terutama struktur bawah.

Penyelidikan tanah dilakukan untuk :

1) Mendapatkan informasi tanah dan sifat-sifatnya yang berkaitan dengan desain pondasi dan metode pelaksanaannya.

2) Mengetahui letak muka air tanah.

Dengan mengetahui jenis dan sifat - sifat tanah serta letak muka air tanah, maka kedalaman dan jenis pondasi dapat ditentukan.

Tahap - tahap penyelidikan tanah adalah sebagai berikut ini :

1) Persiapan merupakan tahap pertama dari suatu penyelidikan tanah. Kegiatan yang dilakukan antara lain mengumpulkan informasi sebanyak mungkin yang relevan dengan lokasi bangunan yang akan dibangun dan mempelajari gambar-gambar rencana,

2) Peninjauan lokasi bangunan. Hal-hal yang perlu diteliti antara lain : kesulitan-kesulitan yang mungkin timbul dalam pelaksanaan pembangunan, tanah permukaan dan bangunan yang ada,

3) Penyelidikan pendahuluan, terutama untuk pekerjaan struktur di lokasi yang belum pernah dilakukan penyelidikan tanah.

4) Penyelidikan tanah definitif. Pada tahap ini dilakukan penyelidikan secara terperinci untuk memperoleh data tanah yang diperlukan guna perencanaan pondasi.

Penyelidikan tanah meliputi penyelidikan di lapangan dan pengujian tanah di laboratorium. Dari penyelidikan tanah di lapangan akan diperoleh data tanah asli yaitu daya dukung tanah dan kekerasan atau kepadatan tanah.

Pengujian sampel di laboratorium akan diperoleh data:

1) Sifat indek tanah yaitu batas cair, batas plastis, indeks plastisitas.

2) Sifat tanah seperti kadar air, porositas, angka pori dan berat butir tanah.

3) Sifat mekanik tanah yaitu kuat geser, konsolidasi dan kuat tekan tanah.

Penyelidikan tanah terdiri atas pengeboran dan pengujian penetrasi yaitu penetrasi statis dan penetrasi dinamis.

Pengeboran secara manual atau dengan bor tangan banyak dipakai karena ringan, sederhana dan ekonomis, tetapi hanya cocok untuk pekerjaan kecil dan tidak bisa dipakai pada tanah yang stabil serta ada problem air tanah. Untuk pengeboran sampai ke dalaman yang sangat besar umumnya dipakai bor yang digerakkan secara mekanik.

Tujuan pengeboran adalah :

1) Menentukan profil tanah.

2) Menentukan tebal dan jenis tanah.

3) Untuk pengambilan sampel.

Secara empiris, pengujian penetrasi digunakan untuk menentukan kepadatan atau kekerasan tanah dan lapisan-lapisannya. Untuk itu diperlukan alat yang dikenal sebagai penetrometer.

Menurut Wesley (1977), penetrometer dibagi menjadi dua macam yaitu penetrometer statis dan penetrometer dinamis.

1) Penetrometer stastis, disebut statis karena ditekan dengan tekanan konstan. Prinsip kerjanya adalah menekan ujungnya ke dalam tanah pada kecepatan tertentu dan gaya perlawanannya diukur,

2) Penetrometer dinamis, disebut dinamis karena adanya pukulan yang digunakan untuk menekan konis menembus tanah. Prinsip kerjanya adalah sebagai berikut : ujung konis dimasukkan ke dalam tanah dengan pukulan yang dilakukan dengan menjatuhkan beban. Beban dijatuhkan dengan tinggi jatuh tertentu dan jumlah pukulan yang diperlukan untuk mendorong ujung konis menembus ke dalam tanah dihitung.

#### 2.5.1. Pengujian sondir

Pengujian sondir disebut juga dengan "Cone Penetration Test" (CPT). Pengujian ini pertama kali berkembang di Belanda dan banyak dipakai di Indonesia.

Tujuan mula-mula dari pengujian ini adalah untuk mengetahui perubahan-perubahan lapisan tanah terutama

kekerasan dan kepadatannya. Dengan penelitian para ahli sifat dan jenis tanah, daya dukung serta kedalaman pondasi dapat ditentukan secara empiris.

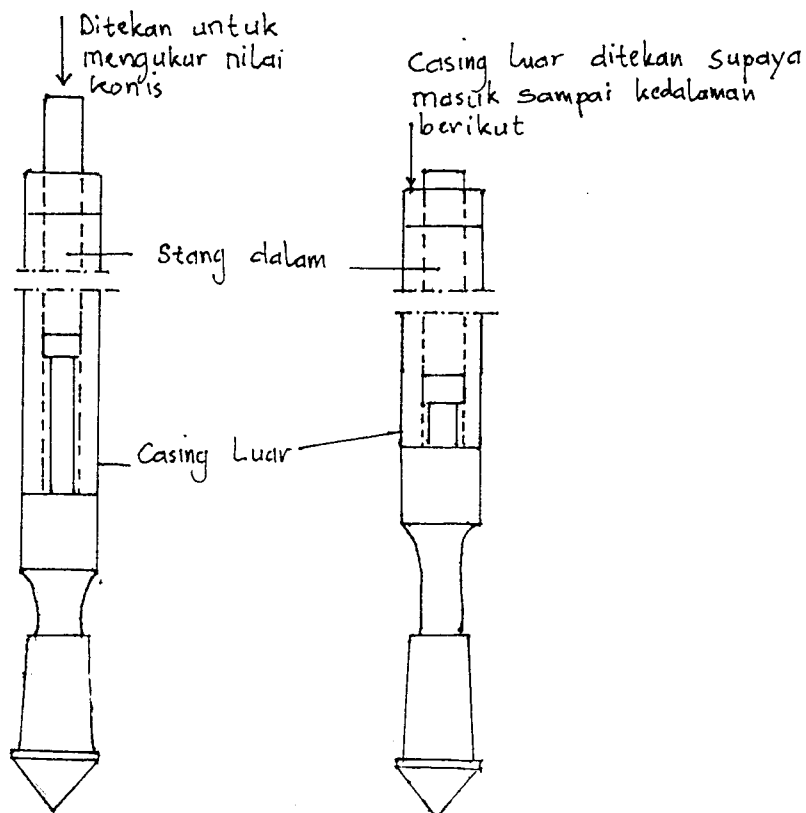
Pengujian sondir dilakukan tanpa didahului dengan pengeboran. Mata sondir yang berupa kerucut bersudut  $60^\circ$  dan luas penampang  $10 \text{ cm}^2$  langsung ditekan ke dalam tanah dengan kecepatan konstan  $2 \text{ cm/det}$ .

Menurut Wesley (1977), ada dua macam mata sondir yang dapat dipakai yaitu :

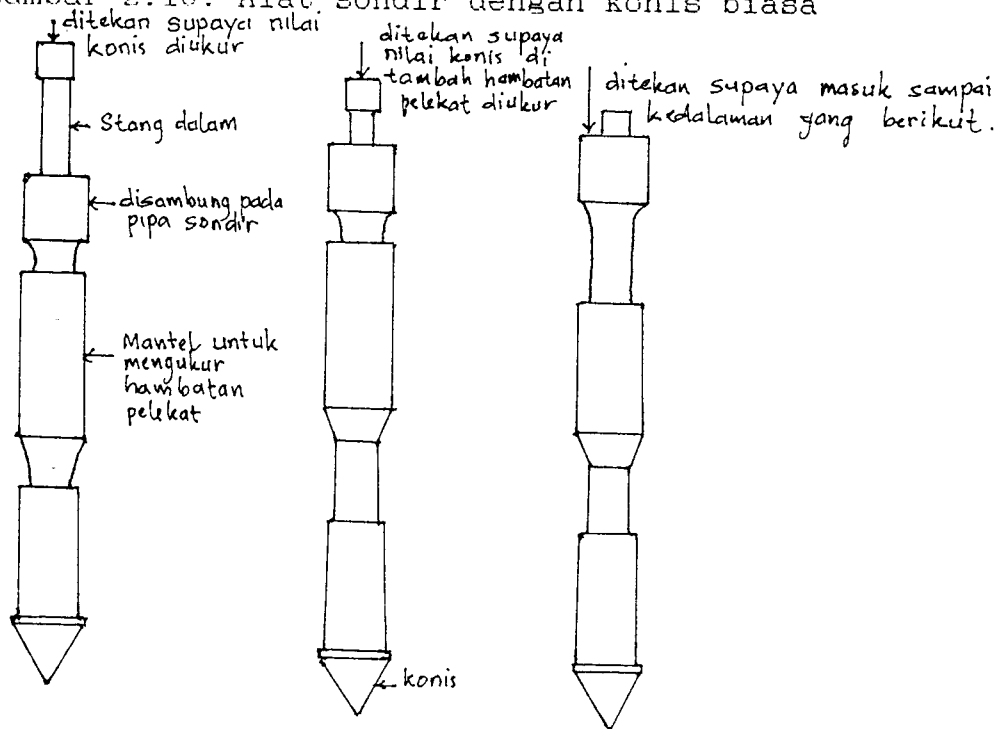
1) Konis biasa, hasil yang diperoleh adalah perlawanan ujung atau nilai konis ( $q_c$ ). Nilai ini diperoleh dengan menekan stang dan otomatis akan menekan konis ke bawah. Seluruh pipa sondir tetap diam. Tekanan yang dibutuhkan untuk menekan konis menembus tanah dibaca pada manometer. Sondir dengan konis biasa dilihat pada Gambar 2.10.

2) Bikonis, nilai yang diperoleh ada dua macam yaitu nilai konis ( $q_c$ ) dan nilai gesekan ( $f_s$ ). Nilai  $q_c$  dan nilai  $f_s$  didapat dengan cara menekan stang dalam seperti pada sondir dengan konis biasa. Pada permulaan hanya konis yang ditekan bergerak ke bawah, dengan demikian hanya nilai konis yang diukur. Setelah konis bergerak sejauh  $4 \text{ cm}$ , maka selubung gesek ikut bergerak juga, sehingga nilai konus dan nilai gesekan diukur bersama-sama. Nilai gesekan ini diperoleh dengan mengurangi nilai keseluruhan dengan nilai konis lalu dikalikan dengan koefisien yang merupakan perbandingan antara luas selubung gesek. Sondir bikonis

dapat dilihat pada Gambar 2.11.



Gambar 2.10. Alat sondir dengan konis biasa



Gambar 2.11. Alat sondir dengan bikonis



Biasanya pengukuran dilakukan setiap 20 cm sehingga keadaan tanah dapat diketahui secara kontinyu. Pada pengujian ini alat yang banyak dipakai adalah sondir bikonis.

Berdasarkan kemampuannya, terdapat dua macam alat sondir yaitu sondir ringan dengan kapasitas 2,5 ton dan sondir berat dengan kapasitas 10 ton. Untuk tanah lempung cukup digunakan sondir ringan, sedangkan pada tanah yang keras digunakan sondir berat.

Hasil pengujian "CPT" berupa nilai konis ( $q_c$ ), nilai gesekan ( $f_s$ ) dan kedalaman tanah. Hasil pengujian tersebut kemudian dibuat grafik yang menghubungkan antara nilai konis ( $q_c$ ), gesekan ( $f_s$ ) dengan nilai kedalamannya. Dari grafik atau tabel tersebut daya dukung pondasi pada kedalaman tertentu dapat dihitung dengan melihat berapa nilai  $q_c$  dan  $f_s$  nya. Dengan rumus yang akan dijelaskan pada Bab berikutnya daya dukung pondasi dapat dihitung.

Keuntungan dari pengujian sondir adalah cepat memperoleh hasil, praktis dan murah, tetapi pengujian ini juga mempunyai kelemahan yaitu :

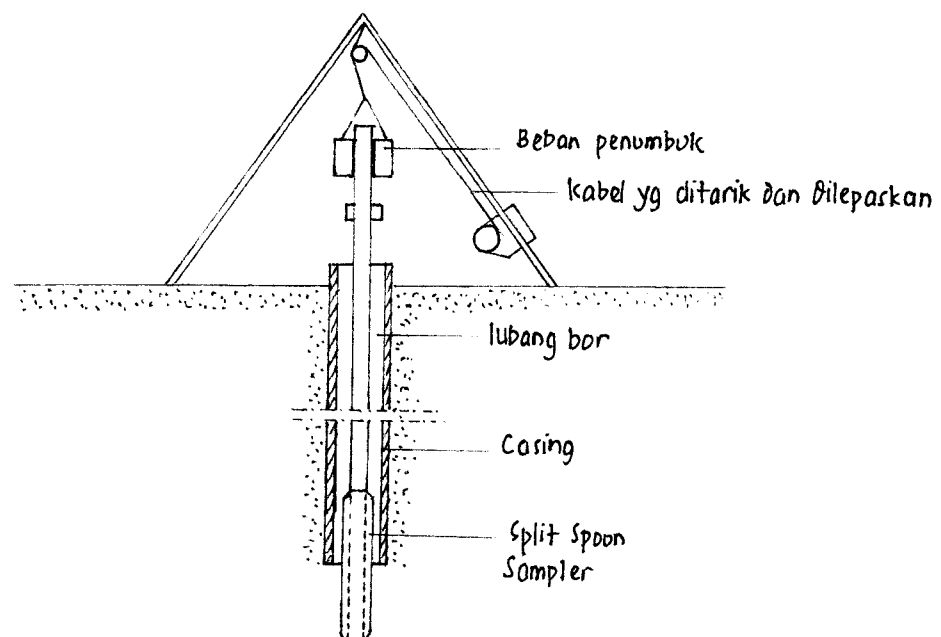
- 1) Apabila dijumpai batuan lepas, pengujian sondir tidak bisa diteruskan dan kadang-kadang memberi indikasi sudah mencapai tanah baik.

- 2) tidak bisa mengambil sampel tanah.

### 2.1.2. Pengujian Penetrasi standar (SPT = "Standard Penetration Test")

Pengujian penetrasi standar dilakukan bersama-sama dengan pengeboran. Setiap pengeboran mencapai kedalaman 0,3-1,5 meter dilakukan SPT. Cara melakukan pengujian penetrasi ini diuraikan dalam alinea berikut.

Tubang contoh standar diletakkan pada dasar lubang bor yang telah dibersihkan dari material lepas, kemudian ditumbukkan dengan penumbuk seberat 63,5 kg (140 lb) yang diatupkan dari ketinggian sekitar 76 cm (30 in) sampai masuk sedalam 15 cm. Setelah itu ditumbuk lagi sampai tabung contoh tersebut masuk sedalam 30 cm dan jumlah pukulan yang diperlukan dihitung. Jumlah pukulan ini disebut nilai N. Alat serta cara melakukan pengujian dapat dilihat pada Gambar 2.12.



Gambar 2.12. "Standard Penetration Test" (Wesley, 1977)

Hasil SPT dapat dihubungkan secara empiris dengan beberapa sifat tanah seperti kepadatan relatif, sudut gesek internal, berat satuan tanah, kuat tekan bebas. Hubungan antara sudut gesek internal, kepadatan relatif, berat satuan tanah dengan jumlah pukulan dapat dilihat pada Tabel 2.1 dan hubungan kuat tekan bebas dan berat satuan dengan nilai N dapat dilihat pada Tabel 2.2.

Hasil selama pengujian SPT dikumpulkan untuk kemudian dibuat grafik yang menjelaskan hubungan antara jumlah tumbukan dan jenis tanah dengan kedalamannya. Dari grafik tersebut pula kita dapat mengetahui jenis tanah pada kedalaman tertentu. Untuk menghitung daya dukung pondasi bisa diambil data hasil SPT dengan melihat berapa jumlah tumbukan pada kedalaman dimaksud dan jenis tanahnya. Kemudian dengan rumus-rumus empiris dihitung daya dukungnya.

Tabel 2.1. Hubungan antara  $\phi$ ,  $D_r$ ,  $\tau$  dengan N untuk pasir\*

Diskripsi	Sudut gesek internal	Kepadatan relatif, $D_r$	Berat satuan tanah, $\tau$	N
Sangat keras	25 - 30	0,15	11 - 16	5 - 10
Lepas	27 - 32	0,35	14 - 18	8 - 15
Sedang	30 - 35	0,65	17 - 20	10 - 40
Padat	35 - 40	0,85	17 - 22	20 - 70
Sangat Padat	38 - 43	1,00	20 - 23	> 35

Tabel 2.2. Hubungan  $\tau$ ,  $q_u$  dan nilai  $N$  untuk lempung\*

Diskripsi	$\tau$ jenuh	Kuat tekan bebas $q_u$	$N$
Sangat lunak	16 - 19	25	2
Lunak		50	4
Sedang	17 - 20	100	8
Kenyal		200	16
Sangat kenyal	19 - 22	400	32
Keras			

\*) Sumber dari buku Mekanika tanah oleh L.D. Wesley, 1977

### 2.5.3. Korelasi "Standard Penetration Test dan Cone Penetration"

Di beberapa negara seperti Amerika dan Inggris telah banyak di kembangkan suatu penelitian untuk mengetahui hubungan antara SPT dan CPT, tetapi menurut Meyerhoof (1965) hubungan antara SPT dan CPT suatu negara belum tentu cocok dapat di terapkan pada tanah di negara lain.

Dari penelitian yang dilakukan di beberapa negara, Schertman (1970) memberikan hubungan antara nilai tekanan ujung dari CPT ( $q_c$ ) dan nilai dari SPT sebagai berikut :

$$q_c = n \cdot N \quad (2.1)$$

$$\text{atau } n = \frac{q_c}{N} \quad (2.2)$$

Hubungan antar  $q_c$  dan  $N$  dapat dilihat pada Tabel 2.3. Tabel 2.3. Hubungan antara nilai tekanan ujung ( $q_c$  dalam kPa) dengan nilai  $N$  dari SPT

Jenis Tanah	$n = q_c/N$
Lumpur pasir berlanau, campuran pasir lanau	400
Pasir halus sampai sedang, pasir dengan sedikit lanau	300 - 400
Pasir kasar dan pasir berkerikil	500 - 600
Kerikil berpasir dan kerikil	800 - 1000

## 2.6. Pengujian Pembebanan Tiang

Menurut Poulus (1980), pengujian pembebanan di dasarkan atas beberapa tujuan, yaitu :

a) Sebagai kontrol terhadap pondasi tiang sebelum beban batas yang dipilih ter capai.

b) Menentukan daya dukung, sebagai suatu tinjauan terhadap daya dukung yang diperoleh dari pendekatan teoritis maupun empiris.

c) Menunjukkan perilaku beban penurunan tiang terutama di tempat yang menerima beban kerja.

d) Untuk memperlihatkan kekuatan struktural tiang.

Metode yang paling dipercaya untuk mengetahui kapasitas pondasi tiang di lapangan adalah dengan pengujian pembebanan.

Ada beberapa macam pengujian pembebanan berdasarkan tinjauan beban (Teng, 1965) yaitu :

a) Pengujian terhadap beban aksial.

b) Pengujian terhadap beban lateral.

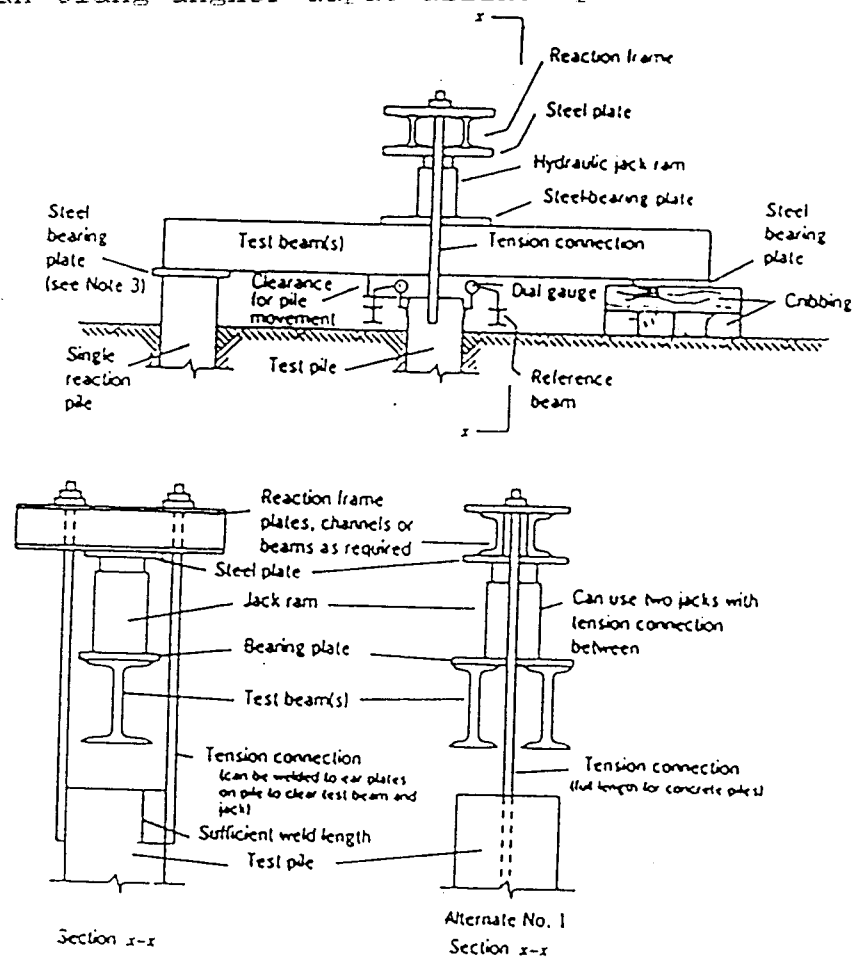
c) Pengujian terhadap gaya angkat ke atas.

Pada uji pembebanan tiang yang di lakukan pada tower no.5 proyek pembangunan menara saluran transmisi, prosedur pengujian pembebanan tiangnya di khususkan pada pengujian terhadap gaya angkat ke atas ("Pullout Load Test")

### 2.6.1. Metode Pembebanan

Metode pembebanan yang dipakai untuk meletakkan beban pada tiang ada beberapa macam, yaitu :

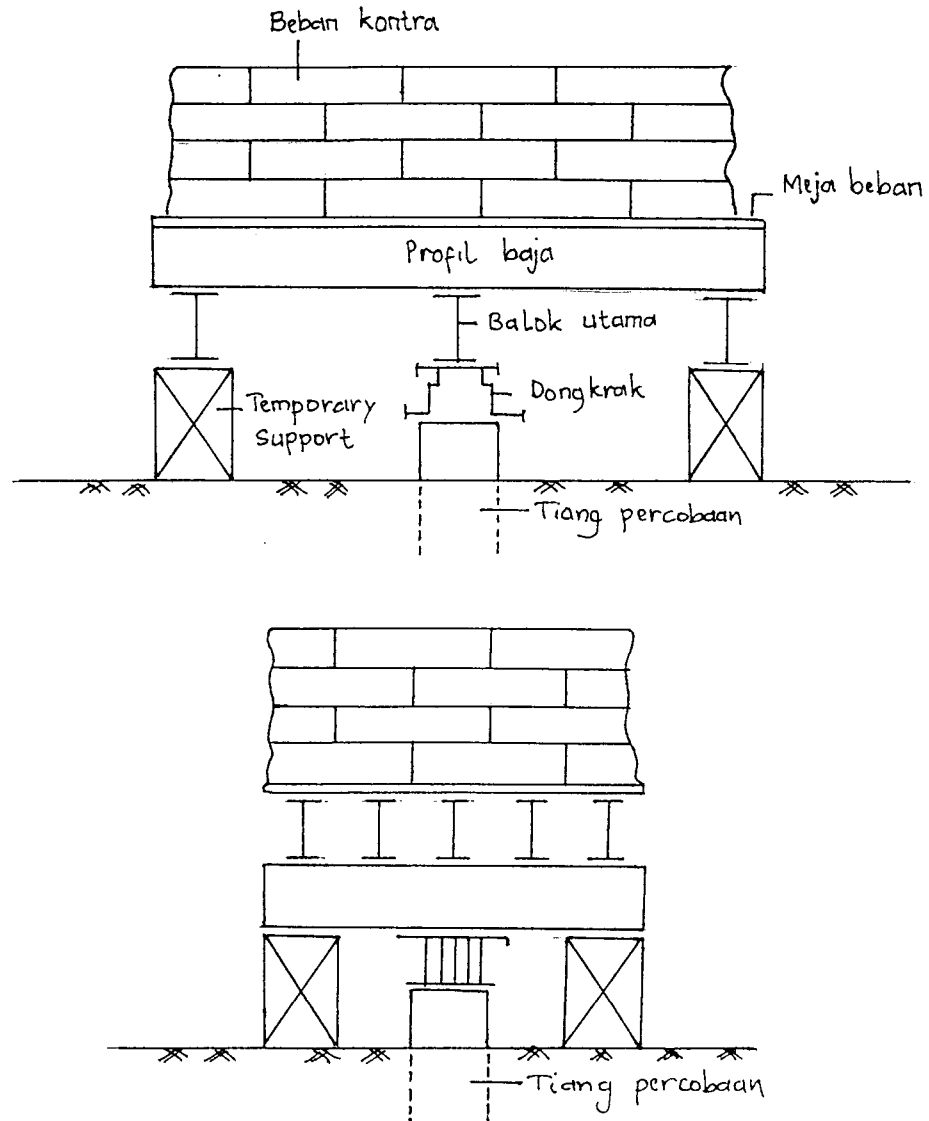
a) Tiang angker, ditujukan untuk menahan gaya tekan ke bawah yang di akibatkan oleh dongkrak hidrolik. Tiang angker ini didirikan pada tiap sisi tiang uji. Dengan sebuah balok yang diikatkan pada kedua kepala tiang angker. balok ini direntangkan di atas kepala tiang uji. Dongkrak hidrolik di letakkan di atas tiang uji berfungsi untuk menerapkan beban pada tiang uji. Pengujian pembebanan tiang angker dapat dilihat pada Gambar 2.13.



- Note 1—Load on pile equals applied load.
- Note 2—Use same type reaction (piles or cribbing) at both ends of test beam.
- Note 3—Plate not required for steel reaction pile.
- Note 4—Use stiffener plates between flanges of all beams where structurally required.

Gambar 2.13. Pengujian pembebanan tiang tarik/ke atas ("Pullout Load Test")

b) Meja beban, merupakan suatu plat yang dipasang pada bagian atas kepala tiang uji dan berfungsi sebagai tempat meneruskan beban kontra ke tiang uji. Pengujian dengan beban kontra dapat dilihat pada Gambar 2.14.



Gambar 2.14. Pengujian pembebanan dengan beban kontra

Pada pengujian ini tiang yang digunakan dapat berupa tiang uji khusus (tiang yang tidak dapat dipakai sebagai pondasi) atau salah satu tiang yang akan dipakai sebagai pondasi. Pelaksanaan pembebanan dapat dilakukan dengan pembebanan bertahan maupun pembebanan berulang. Pada pembebanan bertahan, setelah beban maksimum terpakai beban berangsur-angsur dikurangi, sedangkan pada pembebanan berulang setiap akhir pembebanan beban dihilangkan dahulu kemudian di lanjutkan tahap pembebanan berikutnya.

#### 2.6.2. Prosedur Pengujian

Pengujian bertahap merupakan cara yang biasa dipakai pada pengujian pembebanan. Prosedur pada metode ini adalah dengan memberikan beban tiang uji, kemudian beban dinaikkan secara bertahap. Beban pada tiap tahap dipertahankan dalam keadaan konstan selama waktu tertentu sampai nilai kenaikan atau penurunan yang dicapai benar-benar berhenti atau berada di bawah kecepatan kenaikan atau penurunan yang disyaratkan sebelum diikuti pembebanan berikutnya.

Tahap pembebanan dan besarnya prosentasi penambahan beban serta lamanya waktu beban bertahan pada tingkat pembebanan dapat dilihat pada Tabel 2.4.



Tabel 2.4. Prosedur pembebanan mengikuti ASTM D 3689-83 artikel 7.2 atau artikel 7.3

CYCLE	DESIGN LOAD (%)	% OF LOAD INCREASING/DECREASING	WORKING LOAD		DURATION OF LOAD	THE SETTLEMENT READING IN MINUTES
			TON	PSI		
I.	0	0	0	0	1 hour if $s \leq 0.25$ mm/hour or max 2 hours	0-10-20-30-40-50-60-(70-80-90-100-110-120)
	25	+25	2.013	147.448	1 hour	0-10-20-30-40-50-60
	50	+25	4.025	294.823	20 minutes	10-20-30
	25	-25	2.013	147.448	1 hour	0-10-20-30-40-50-60
	0	-25	0	0		
II.	50	+50	4.025	294.823	20 minutes	0-10-20
	75	+25	6.038	442.271	1 hour if $s \leq 0.25$ mm/hour or max 2 hours	0-10-20-30-40-50-60-(70-80-90-100-110-120)
	100	+25	8.050	589.646	1 hour	0-10-20-30-40-50-60
	75	-25	6.038	442.271	20 minutes	0-10-20
	50	-25	4.025	294.823	20 minutes	0-10-20
	0	-50	0	0	1 hour	0-10-20-30-40-50-60
III.	50	+50	4.025	294.823	20 minutes	0-10-20
	100	+50	8.050	589.646	20 minutes	0-10-20
	125	+25	10.063	737.095	1 hour if $s \leq 0.25$ mm/hour or max 2 hours	0-10-20-30-40-50-60-(70-80-90-100-110-120)
	150	+25	12.075	884.470	1 hour	0-10-20-30-40-50-60
	125	-25	10.063	737.095	20 minutes	0-10-20
	100	-25	8.050	589.646	20 minutes	0-10-20
	50	-50	4.025	294.823	20 minutes	0-10-20
	0	-50	0	0	1 hour	0-10-20-30-40-50-60
IV.	50	+50	4.025	294.823	20 minutes	0-10-20
	100	+50	8.050	589.646	20 minutes	0-10-20
	150	+50	12.075	884.470	20 minutes	0-10-20
	175	+25	14.008	1031.918	1 hour if $s \leq 0.25$ mm/hour or max 2 hours	0-10-20-30-40-50-60-(70-80-90-100-110-120)
	200	+25	16.100	1179.293	12 hour if $s \leq 0.25$ mm/hour or max 24 hours	0-10-20-30-40-50-60
	150	-50	12.075	884.470	1 hour	0-10-20-30-40-50-60
	100	-50	8.050	589.646	1 hour	0-10-20-30-40-50-60
	50	-50	4.025	294.823	1 hour	0-10-20-30-40-50-60
	0	-50	0	0	until $s \leq 0.25$ mm/hour or max 12 hours	0-10-20-30-40-50-60-(70-80-90-100-110-120) and then every hour

Note: : Design Load = 8.05 Ton (100%)  
 Max. Load = 15.100 Ton (200%)

## **BAB III**

### **LANDASAN TEORI**

#### **3.1. Daya dukung tanah**

Menurut Wesley (1977) perencanaan pondasi suatu bangunan harus memperhatikan dua hal, yaitu :

1) Apakah tanah yang bersangkutan cukup kuat untuk menahan beban pondasi tanpa terjadi keruntuhan akibat geser ("shear failure"),

2) Penurunan yang akan terjadi. Hal ini tergantung pada jenis tanah.

Besarnya daya dukung tanah dan besarnya penurunan yang terjadi dapat dihitung dengan cara sebagai berikut ini :

##### **3.1.1. Daya dukung tanah cara Teoritis**

Teori Terzaghi berlaku untuk pondasi dangkal ( $D \leq B$ ). Bila dianggap pondasi panjang tak terhingga maka garis keruntuhan ("failure plane") dapat digambar seperti Gambar 3.1.

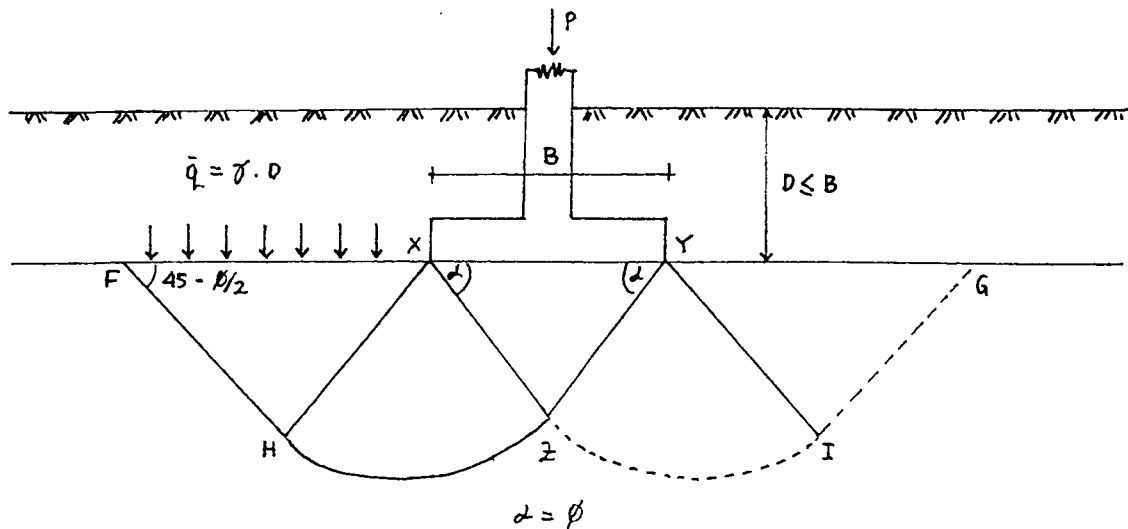
Dari Gambar 3.1 tanah XYZ di bawah pondasi akan bergerak ke bawah dan mengakibatkan desakan kesamping, akhirnya menimbulkan keruntuhan menurut garis ZHF dan ZIG.

Analisis pada keadaan seimbang ultimit :

1) Bagian XHF dan YIG adalah dalam keseimbangan tekanan tanah pasif.

2) Bagian XZH dan YZI adalah daerah radial geser.

3) Bagian tanah di atas garis ketinggian dasar pondasi hanya dianggap sebagai beban.



Gambar 3.1. Teori Terzaghi

Dari penjabaran keseimbangan statika, Terzaghi mengemukakan rumus praktis untuk menghitung daya dukung tanah sebagai berikut :

$$q_{ult} = \alpha \cdot c \cdot N_c + \tau \cdot D_f \cdot N_q + \beta \cdot \tau \cdot B \cdot N_\tau \quad (3.1)$$

dimana :

$q_{ult}$  = daya dukung ultimit atau daya dukung batas

B = lebar atau diameter pondasi

c = kohesi tanah

$D_f$  = kedalaman pondasi

$\tau$  = berat volume tanah

$N_c, N_q, N_\tau$  = faktor daya dukung tanah

$\alpha, \beta$  = faktor bentuk pondasi

Tabel 3.1. Faktor bentuk pondasi

Bentuk Pondasi	$\alpha$	$\beta$
Bujur sangkar	1.3	0.4
Persegi	1.0 - 0.3 (B/L)	0.5 - 0.1 (B/L)
Lingkaran	1.3	0.3

Persamaan 3.1 merupakan daya dukung ultimit bruto. Daya dukung netto didefinisikan sebagai berikut : daya dukung bruto dikurangi tekanan beban tambahan ( $\tau.Df$ ) di sebelah dasar telapak pondasi. Tekanan dukung netto merupakan tambahan tekanan terhadap tekanan yang ada sebagai akibat dari beban berlebih yang ada di sebelahnya.

$$q_{ult} = q'_{ult} - \tau.Df$$

Persamaan 3.1 menjadi :

$$q_{ult} = \alpha.c.N_c + \tau.Df.(N_q-1) + \beta.\tau.B.N_\tau \quad (3.2)$$

Rumus daya dukung tanah Terzaqhi tersebut berlaku pada kondisi "general shear failure" yang terjadi pada tanah padat atau agak keras, yaitu karena desakan pondasi bangunan pada tanah, maka mula-mula terjadi penurunan kecil, tetapi bila desakan bertambah sampai melampaui batas daya dukung tanah ultimit, maka akan terjadi penurunan yang besar dan cepat, dan tanah di bawah pondasi akan mendesak tanah sekitarnya ke samping dan menyebabkan tanah tersumbat atau terdesak naik ("bulge Out") di atas muka tanah.

Pada lapisan tanah yang agak lunak atau kurang padat, karena desakan pondasi bangunan pada tanah, maka akan tampak adanya penurunan yang besar sebelum terjadi

keruntuhan pada keseimbangan tanah di bawah pondasi. Kondisi ini disebut "Local Shear failure", untuk kondisi ini rumus daya dukung tanah Terzaghi harus diberi reduksi.

$$C' = 2/3 C$$

$$\tan \phi' = 2/3 \tan \phi$$

dimana :

$C'$  = kohesi tanah pada "local shear failure"

$\phi'$  = sudut geser tanah pada "local shear failure"

Sedang faktor daya dukung tanah adalah  $Nc'$ ,  $Nq'$  dan  $N\tau'$ . Nilai-nilai koefisien daya dukung Terzaghi dapat dilihat pada tabel 3.2.

Tabel 3.2. Koefisien daya dukung tanah menurut Terzaghi

$\phi$	$Nc$	$Nq$	$N\tau$	$Nc'$	$Nq'$	$N\tau'$
0°	5.71	1.00	0.00	3.81	1.00	0.00
5°	7.32	1.64	0.00	4.48	1.39	0.00
10°	9.64	2.70	1.20	5.34	1.94	0.00
15°	12.80	4.44	2.40	6.46	2.73	1.20
20°	17.70	7.43	4.60	7.90	3.88	2.00
25°	25.10	12.70	9.20	9.86	5.60	3.30
30°	37.20	22.50	20.00	12.70	8.32	5.40
35°	57.80	41.40	44.00	16.80	12.80	9.60
40°	95.60	81.20	114.00	23.20	20.50	19.10
45°	172.00	173.00	320.00	34.10	35.10	27.00

### 3.1.2 Daya dukung tanah cara Empiris

Penentuan parameter-parameter tanah secara teliti sukar dilakukan, karena dalam pengambilan contoh tanah terutama untuk pasir keadaan tidak terusik sangat sulit.

Apabila parameter-parameter tanah yang digunakan dalam penentuan daya dukung bukan parameter yang sebenarnya, maka nilai daya dukung yang didapat juga bukan

nilai yang sebenarnya. Untuk pondasi dangkal, dimana pengambilan contoh tanah tak terusik dapat dilakukan dengan baik pula. Untuk pondasi dalam, di mana pengambilan contoh tanah tak terusik sulit dilakukan (interval pengambilan contoh tanah terlalu besar dan gangguan air tanah) maka perhitungan daya dukung pondasi dalam dengan cara teoritis memberikan hasil yang kurang memuaskan.

Ada dua cara untuk menentukan daya dukung dengan metode empiris. Cara pertama dengan menggunakan data hasil pengujian penetrasi standar (SPT) dan cara kedua dengan menggunakan data hasil pengujian sondir (CPT).

### 3.2. Daya dukung tiang pondasi berdasar sifat - sifat tanah (cara teoritis)

Pada cara teoritis, parameter - parameter tanah penentu daya dukung antara lain :  $\phi$ ,  $\tau$  dan  $c$  harus diketahui terlebih dahulu, karena pendekatan secara teoritis didasarkan pada sifat - sifat tanah.

Faktor-faktor perlawanan tanah yang berperan terhadap kemampuan dukung sebuah tiang (Whitaker, 1972) adalah sebagai berikut :

- 1) Jika sebuah tiang ditekan ke bawah, maka tanah yang berada tepat di bawah ujung tiang dan di sisi ujungnya akan memberikan perlawanan ujung pada tiang,

- 2) Tiang mengisi suatu ruang dalam tanah, berat dari volume tanah yang digantikan oleh tiang dengan luas penampang  $A_b$ , kedalaman  $D$  dan berat volume tanah  $\tau$  sama

dengan  $\tau \cdot D \cdot Ab$ .

3) Gerakan permukaan tiang ke bawah menyebabkan timbulnya gaya pada permukaan tiang yang melawan gerakan tersebut. Gaya perlawanan ini diberikan oleh lekatan atau gesekan antara tanah dengan permukaan tiang.

Dengan memperhitungkan ketiga faktor di atas didapat persamaan daya dukung ultimit :

$$Q_{ult} = W - \tau \cdot D \cdot Ab + Q_p + Q_s \quad (3.3)$$

dimana :

$Q_{ult}$  = daya dukung ultimit (kN)

$W$  = berat tiang (kN)

$Q_p$  = tahanan ujung (kN)

$Q_s$  = tahanan kulit (kN)

Pada umumnya berat tiang ( $W$ ) dan  $\tau \cdot D \cdot Ab$  dianggap sama atau selisihnya dapat diabaikan, sehingga rumus 3.3 menjadi :

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s \quad (3.4)$$

Daya dukung ijin diperoleh dengan membagi daya dukung ultimit dengan suatu angka aman :

$$Q = \frac{Q_{ult}}{SF} \quad (3.5)$$

dimana :

$Q$  = daya dukung ijin (kN)

$SF$  = faktor aman

Pada kondisi tanah tertentu, daya dukung tiang hanya berdasarkan pada tahanan ujung ( $Q_p$ ) atau tahanan kulit ( $Q_s$ ).

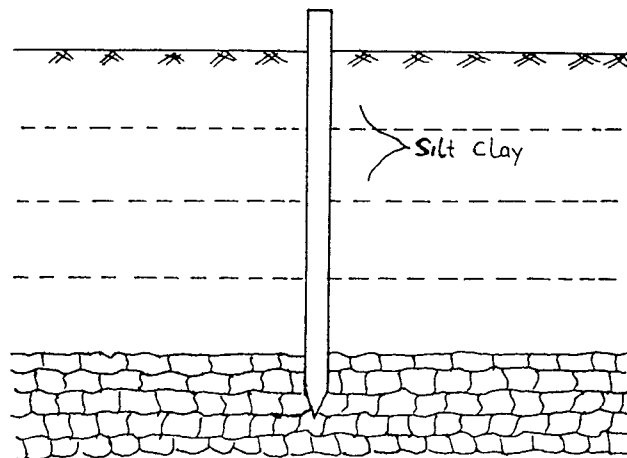


1) Menentukan tahanan ujung

Tahanan ujung tergantung pada keadaan tanah pendukung pondasi dibedakan sebagai berikut :

(a) Tanah pendukung tiang berupa tanah sangat baik atau batuan.

Pada tanah seperti ini, maka kekuatan atau daya dukung tiang tergantung dari kekuatan struktur tiang. Kekuatan struktur tiang dihitung berdasarkan kekuatan bahan penyusunnya. Untuk lebih jelasnya dapat di lihat pada Gambar 3.2.



Gambar 3.2. Gambar tiang yang tanah pendukungnya sangat baik



Tahanan ujung ultimit diperoleh dengan rumus :

$$Q_p \text{ ult} = A_p \cdot \sigma_{\text{bahan}} \quad (3.6)$$

dimana :

$Q_p \text{ ult}$  = tahanan ujung ultimit (kN)

$A_p$  = luas tampang tiang ( $m^2$ )

$\sigma_{\text{bahan}}$  = tegangan ijin bahan tiang (kPa)

Persamaan 3.6 adalah persamaan umum, dimana pondasi tiang dianggap terbuat dari bahan yang homogen. Untuk tiang dari beton bertulang maupun bahan komposit lainnya.  $\sigma_{\text{bahan}}$  tentunya dipengaruhi oleh banyak faktor sesuai bahan-bahan penyusun pondasi tiang.

(b) Tanah pendukung ujung kurang baik

Komponen ujung dari kekuatan tiang dapat di dekati dengan menggunakan metode yang sama seperti daya dukung ultimit pondasi dangkal. Meskipun begitu permukaan keruntuhan dukung ujung agak berbeda antara pondasi dalam dan pondasi dangkal.

Persamaan untuk kekuatan dukung ujung adalah :

$$Q_c = q_{ult} \cdot [\text{luas tampang}]$$

$$= [C.N_c + \tau.D_f.(N_q-1) + \tau.B.N_\tau] \cdot [\text{luas tampang}] \quad (3.7)$$

Karena ke dalaman pondasi tiang maka faktor  $\tau.B.N_\tau$  dihilangkan, sehingga persamaan menjadi :

$$Q_c = [C.N_c + \tau.D_f.(N_q-1)] \cdot [\text{Luas tampang}] \quad (3.8)$$

Keadaan tanah pendukung ujung tiang dibedakan menjadi tanah kohesif dan non kohesif.

(1) Tanah kohesif

$$Q_c = 6 \cdot c \cdot [\text{luas tampang tiang}] \quad (3.9)$$

dan tahanan yang diberikan adalah:

$$N_q = 10 \text{ N dan } \phi$$

dimana:

$N_q$  = tahanan pada sisi yang tergantung pada garis tengah tiang. Untuk tiang besarnya tengah 30 cm. Cougout-Kerisel menggunakan,  $N = 1,7$ .

kanena,  $\phi = 0$ .

$$Q_{ult} = [r.Df.(N_q-1)].[luas tampang] \quad (3.10)$$

Salah satu nilai lain diperoleh dengan membagi tahanan nilai ultimit dengan suatu faktor aman.

$$Q_p \text{ lain} = \frac{Q_{p \text{ ult}}}{SF} \quad (3.11)$$

dimana:

$SF = 2$ , untuk beban tetap

$SF = 3$ , untuk beban sementara

### 3.3 Daya dukung tiang berdasarkan data uji penetrasi (cara empiris)

#### 3.3.1 Daya dukung berdasarkan data hasil sondir (CPT)

Untuk menghitung daya dukung tiang berdasarkan grafik penetrasi sondir dapat dihitung dengan beberapa metode yaitu:

##### 1. Metode Meyerhof

Menurut Meyerhof (1970) daya dukung ultimit tiang adalah sebagai berikut ini :

$$q_{ult} = q_{co} + \frac{(q_c - q_{co}) H}{10B} \quad (3.11)$$

Sedangkan daya dukung yang diijinkan adalah :

$$q_{ijin} = \frac{q_{ult}}{3} \quad (3.12)$$

dimana :

$q_{co}$  = harga perlawanan titik (konus) minimum, yang terdapat di dalam interval  $10B$  di bawah pondasi dasar pondasi,

$q_c$  = harga perlawanan titik tepat di dasar tiang pondasi,

$B$  = diameter tiang pondasi,

$H$  = jarak atau kedalaman, antara dasar tiang pondasi dengan tanah lunak di bawahnya atau di posisi  $q_{co}$  berada,

$3$  = angka aman.

## 2) Menurut rumus Wesley

Untuk menentukan daya dukung tiang dibedakan sebagai berikut :

(a) Daya dukung untuk tiang desak

Besarnya daya dukung ultimit tiang desak adalah :

$$P_{ult} = A_p \cdot q_{ult} + \sum k \cdot Z_i \cdot f_{si} \cdot \alpha \quad (3.13)$$

dimana :

$\alpha$  = 1

$\sum Z_i \cdot f_{si}$  =  $q_f$  = gesekan atau lekatan setempat ( $N/cm^2$ )

$q_{ult}$  =  $q_c$  = nilai konus/perlawanan ujung konus ( $N/cm^2$ )

$k$  = keliling tiang

$A_p$  = luas tampang tiang

Sedangkan daya dukung yang diijinkan besarnya dipengaruhi oleh kondisi tanah yaitu sesuai Tabel (3.3) berikut ini :

Tabel 3.3. Angka keamanan berdasarkan kondisi tanah

Kondisi tanah	Angka keamanan	
	SF1	SF2
Tanah pasir	3	5
Tanah lempung	5	10

Sehingga diperoleh daya dukung yang diijinkan yaitu :

$$P_a = \frac{A_p \cdot q_c}{SF1} + \frac{k \cdot q_f}{SF2} \quad (3.14)$$

dimana :

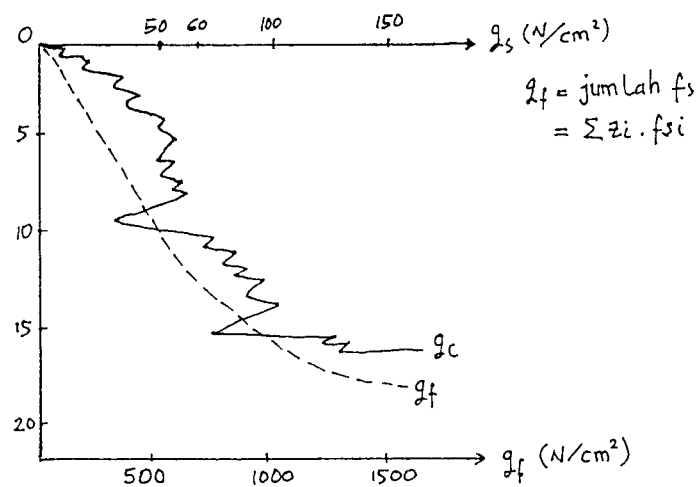
$P_a$  = daya dukung ijin (kN)

$A_p$  = luas tampang tiang ( $\text{cm}^2$ )

$k$  = keliling tiang ( $\text{cm}$ )

$q_c$  = nilai konus ( $\text{N}/\text{cm}^2$ )

$q_f$  = nilai gesekan ( $\text{N}/\text{cm}^2$ )



Gambar 3.3. Grafik hasil uji dengan alat sondir

(b). Daya dukung untuk tiang tarik

Resistensi daya dukung untuk tiang tarik dapat di hitung dengan rumus :

$$T_{ult} = \sum k_i \cdot X_i \cdot f_{si} \\ T_{ult} = k \cdot q_f \quad (3.15)$$

Sedang daya dukung izin adalah :

$$T_a = \frac{T_{ult}}{SF} \quad (3.16)$$

dimana :

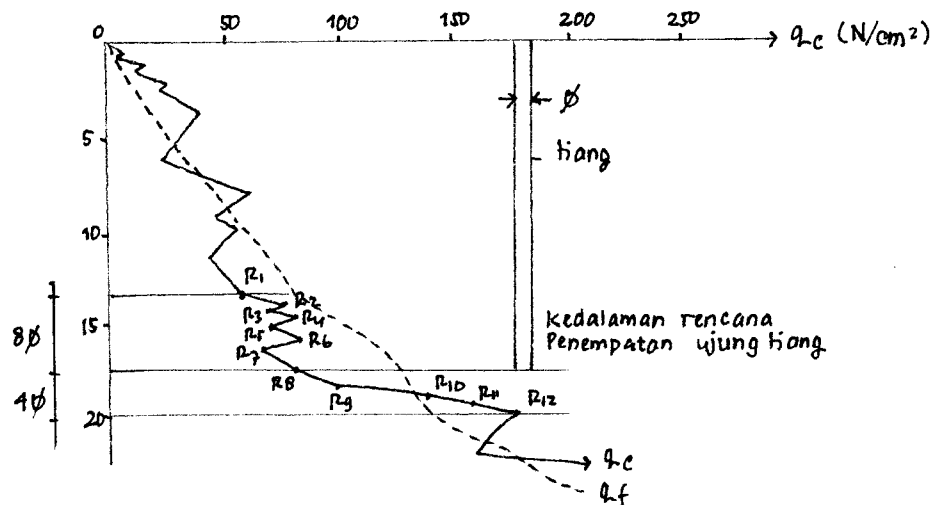
$T_{ult}$  = daya dukung untuk tiang tarik (kN)

$T_a$  = daya dukung izin (kN)

di Metode Belanda

Dalam menentukan daya dukung ujung tiang dihitung dengan rumus

$$q_u = \frac{R_{u1} + R_{u2}}{2} \quad (3.17)$$



Gambar 3.4 Grafik dalam menentukan daya dukung tiang dengan metode Belanda

dimana :

$$R_{m1} = \sum R_{ij} = R_{j1} + R_{j2} + \dots + R_{jn}$$

$$R_{m2} = \sum R_{ij} = R_{i1} + R_{i2} + \dots + R_{in}$$

### 3.3.2. Daya dukung tiang berdasarkan data hasil penetrasi standar (SPT)

Untuk menghitung daya dukung tiang berdasarkan data pengujian penetrasi standar (SPT) ada beberapa cara yang dapat digunakan yaitu sebagai berikut ini :

1) Metode Meyerhof (1970)

Menurut Meyerhof (1970) kapasitas dukung ultimit tiang adalah sebagai berikut ini :

$$Q_{ult} = A_p (38 N) \frac{l_b}{B} \leq 380 N A_p \quad (3.18)$$

dimana :

$A_p$  = luasampang tiang ( $m^2$ )

$N$  = nilai  $N$  rata-rata pada kedalaman 80 ke atas ujung tiang dan 40 di bawah ujung tiang

$B$  = lebar atau diameter ujung tiang (m)

$l_b$  = ke dalaman tiang (m)

Daya dukung izin :

$$Q = \frac{Q_{ult}}{3} \quad (3.19)$$

dimana :

$Q_{ult}$  = daya dukung ultimit (kN)

$Q$  = daya dukung izin (kN)

2) Menurut Luciano Decourt (1982)

Daya dukung ultimit tiang dapat dihitung sebagai berikut :

(a) Daya dukung ujung

Untuk memperkirakan daya dukung ujung diambil rata-rata tiga nilai  $N$  di ujung pondasi tiang.

$$N_p = \frac{N_1 + N_2 + N_3}{3} = \frac{\sum N}{3} \quad (3.20)$$

Daya dukung ultimit ujung dinyatakan dengan

$$Q_p = q_p \cdot A_p = (N_p \cdot k) \cdot A_p \quad (3.21)$$

dimana :

$N_p$  = rata-rata nilai  $N$

$A_p$  = luas penampang ujung tiang ( $m^2$ )

$q_p$  = tegangan di ujung tiang (kN)

$k$  = koefisien karakteristik tanah

Tabel 3.4. koefisien karakteristik tanah

Kondisi tanah	$k$ ( $t/m^2$ )	$k$ (kPa)
Lempung	12	117,7
Lanau	20	196
Lanau berpasir	25	245
Pasir	40	392

(b) Daya dukung akibat gesekan tiang

Untuk mencari kapasitas gesekan tiang perlu mempertimbangkan rata-rata  $N$  sepanjang tiang. Namun nilai  $N$  yang di ambil untuk memperkirakan besarnya daya dukung ujung tiang tidak boleh di pakai. Untuk memperkirakan daya dukung akibat lekatan lateral di ambil harga rata-rata

sepanjang tiang yang tertanam dengan batasan ;  $3 \leq N \leq 50$ , untuk nilai  $N$  kurang dari 3 dianggap sama dan nilai yang lebih dari 50 di ambil sama dengan 50.

$$Q_s = q_s \cdot A_s = \left[ \frac{N_s}{3} + 1 \right] \cdot A_s \quad (3.22)$$

dimana :

$Q_s$  = daya dukung ultimit akibat gesekan (kN)

$q_s$  = tegangan akibat lekatan lateral ( $t/m^2$ ) atau (kpa)

$N$  = rata-rata jumlah pukulan sepanjang tiang N/m

$n$  = jumlah titik yang ditinjau

$A_s$  = keliling x panjang tiang (m)

Menurut Terzaghi dan Peck (1904), untuk pasir jenuh berlumpur dengan nilai  $N$  lebih dari 15 atau di bawah muka air tanah, maka nilai  $N$  harus di koreksi menjadi :

$$N = 15 + 0,5 (N' - 15) \quad (3.23)$$

dimana :

$N$  = rata-rata jumlah pukulan sepanjang tiang

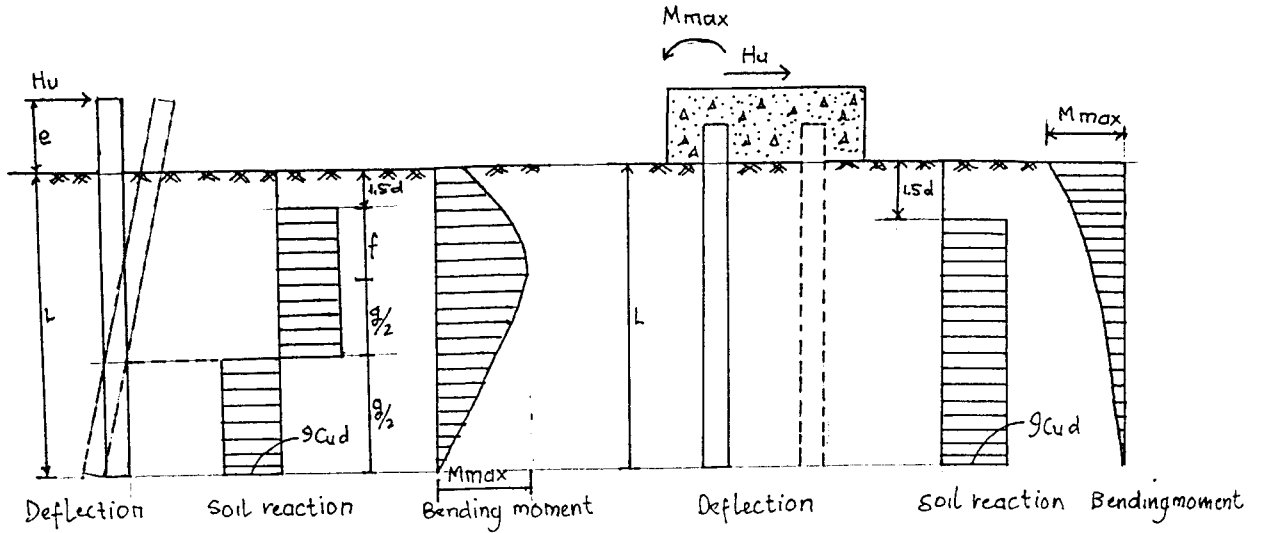
$N'$  = jumlah pukulan nyata di lapangan untuk di bawah muka air tanah

### 3.4. Daya dukung tiang terhadap beban lateral

Menurut Tomlinson (1964) daya dukung tiang terhadap gaya lateral di bedakan menurut keadaan tanah, panjang dan juga diameternya yaitu :



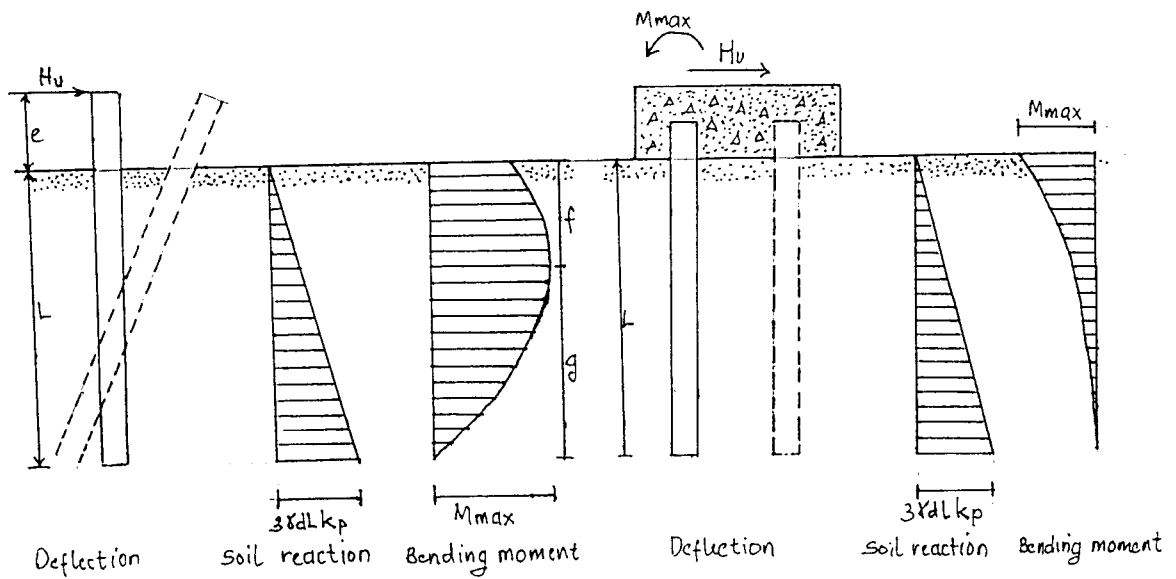
1) Tiang Pendek ( $L/B \leq 12$ )



(a) Free head

(b) Fixed head

Gambar 3.5. Tiang pendek pada tanah kohesif



(a) Free head

(b) Fixed head

Gambar 3.6. Tiang pendek pada tanah non kohesif

Keterangan :

(a) Titina bebas (free head)

(a) Pada tanah kohesif ( $c = 0$ )

$$f_{\max} = H_u (e + 1.5D + 0.5f) \text{ atau}$$

$$M_{\max} = 2.25 \cdot C_u \cdot D \cdot g^2 \text{ dan } \dots \quad (3.24)$$

$$f = \frac{H_u}{g \cdot C_u \cdot D} \quad (3.25)$$

Menurut teori Brom's, 1964 distribusi perlawanan tanah sampai dengan ke dalaman  $1.5 D$  adalah nol, kemudian konstan sebesar  $9 C_u$  ( $C_u$  = kohesi tanah pada uji geser langsung)

(b) Pada tanah non kohesif

$$H_u = \frac{0.5 \cdot \gamma \cdot D \cdot I^2 \cdot k_p}{(e+I)} \quad (3.26)$$

(c) Titina terjepit (Fixed head)

(a) Pada tanah kohesif

$$H_u = g \cdot C_u \cdot D (L - 1.5D) \quad (3.27)$$

$$M_{\max} = H_u (0.5L + 0.75D) \text{ atau}$$

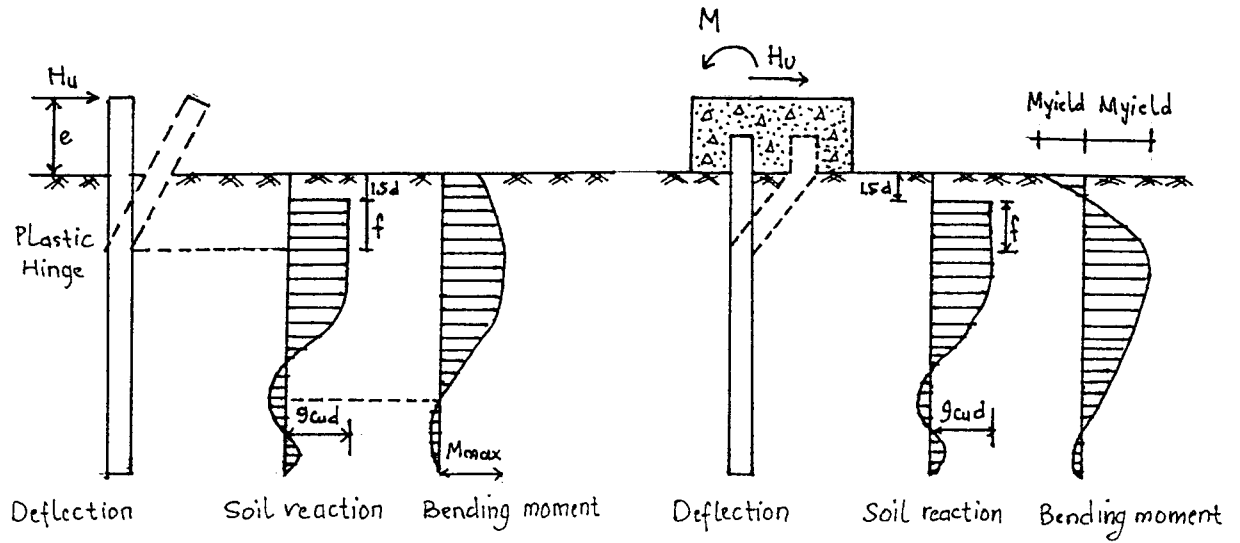
$$M_{\max} = 1/2 \cdot g \cdot C_u \cdot D (L^2 - 2.25D^2) \quad (3.28)$$

(b) Pada tanah non kohesif

$$H_u = 1.5 \cdot \gamma \cdot I^2 \cdot D \cdot k_p \quad (3.29)$$

$$M_{\max} = 2/3 \cdot H_u \cdot L \quad (3.30)$$

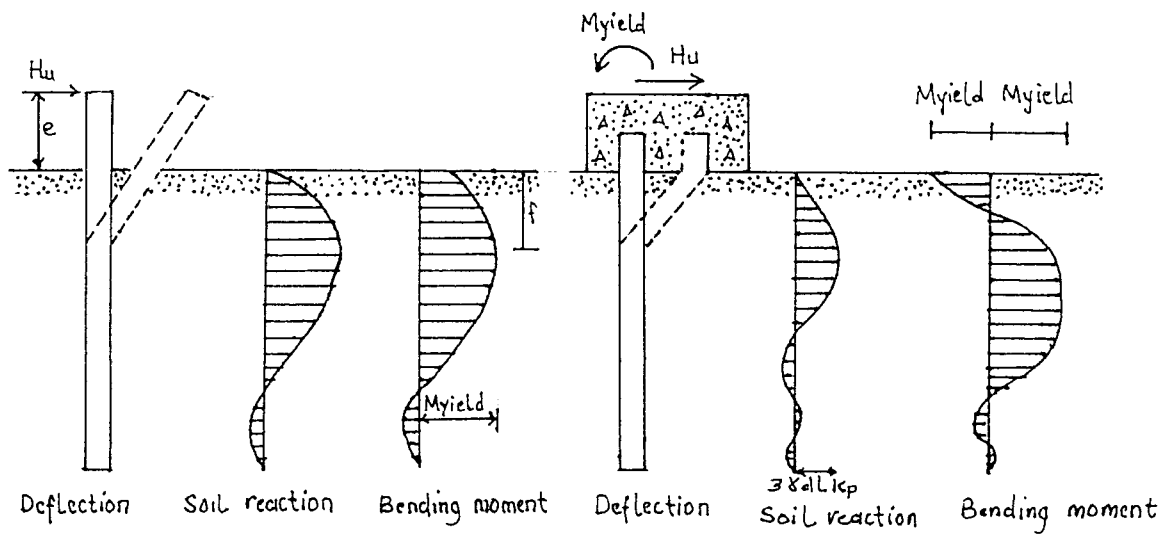
2) Tiang Panjang ( $L/B \geq 12$ )



(a) Free head

(b) Fixed head

Gambar 3.6. Tiang panjang pada tanah kohesif



(a) Free head

(b) Fixed head

Gambar 3.7. Tiang panjang pada tanah non kohesif

Beterngensi :

(a) Ujung bebas (free head) :

(a) Pada tanah kohesif ( $c = 0$ ) :

$$M_u = H_u (e + 1,5D + 0,5f) \text{ atau}$$

$$M_{max} = 2,25 \cdot C_u \cdot D \cdot g^2 \text{ dan} \quad (3.31)$$

$$r = \frac{H_u}{g \cdot C_u \cdot D} \quad (3.32)$$

(b) Pada tanah non kohesif

$$H_u = 3/2 \cdot \tau \cdot D \cdot k_p \cdot f^2 \quad (3.33)$$

$$r = 0,82 \frac{H_u}{\tau \cdot D \cdot k_p} \quad (3.34)$$

$$M_{max} = H_u (e + 2/3f) \text{ atau}$$

$$H_u = \frac{M_{max}}{e + 0,54 \frac{H_u}{\tau \cdot D \cdot k_p}} \quad (3.35)$$

(c) Ujung terfiks (Fixed head) :

(a) Pada tanah kohesif

$$H_u = \frac{2 M_u}{(1,5D + 0,5F)} \quad (3.36)$$

(b) Pada tanah non kohesif

$$2M_u = H_u (e + 2/3f) \text{ atau}$$

$$H_u = \frac{2M_u}{e + 0,54 \frac{H_u}{\tau \cdot D \cdot k_p}} \quad (3.37)$$

dimana:

$l$  = panjang tiang yang masuk ke dalam tanah (m)

$b$  = lebar atau diameter tiang (m)

$e$  = panjang tiang yang menonjol (m)

$\gamma$  = berat volume tanah ( $\text{kN/m}^3$ )

$M_{\text{max}}$  = momen maksimum (kNm)

$M_u$  = momen ultimit (kNm)

$c_u$  = kohesi tanah ( $\text{kN/m}^2$ )

$k_p$  = koefisien tekanan tanah pasif

$z$  = jarak ke  $M_{\text{max}}$  dari muka tanah (m)

$a$  = jarak  $M_{\text{max}}$  ke dasar tiang (m)

$H_u$  = gaya lateral ultimit (kN)

### 3.5 Pembebanan pada pondasi tiang

Menurut Teng (1964), tiang-tiang tidak pernah di pancang dengan tepat sesuai dengan lokasi yang telah direncanakan, sejumlah penyimpangan pasti terjadi bahkan jika tiang di pancang tepat pada lokasi yang direncanakan. Ada beberapa momen yang terjadi akibat eksentrisitas dengan kolom dan pusat tiang. Oleh karena itu pada pelaksanaannya pondasi tiang disusun dalam bentuk kelompok.

Pada kelompok tiang ini untuk menvebarkan beban aksial, beban lateral serta momen digunakanlah "pile cap". Penggunaan pondasi tiang dalam bentuk kelompok, minimal tiga buah untuk mendukung kolom dan dua baris untuk mendukung pondasi dinding, kecuali jika struktur bawah

cukup kaku sehingga beban terkonsentrasi pada pusat tiang.

Beban tetap digunakan pada perancangan pondasi tiang sedangkan beban sementara untuk mengontrol hasil perancangan.

Adapun beban yang diperhitungkan sebagai beban tetap sama dengan beban kolom. berat tanah di atas "pile cap".

#### 1) Pondasi tiang dengan beban aksial sentris

Jika beban sentris, maka semua tiang akan mendukung beban yang sama besar. Gaya masing-masing tiang :

$$P = \frac{V}{n} \quad (3.38)$$

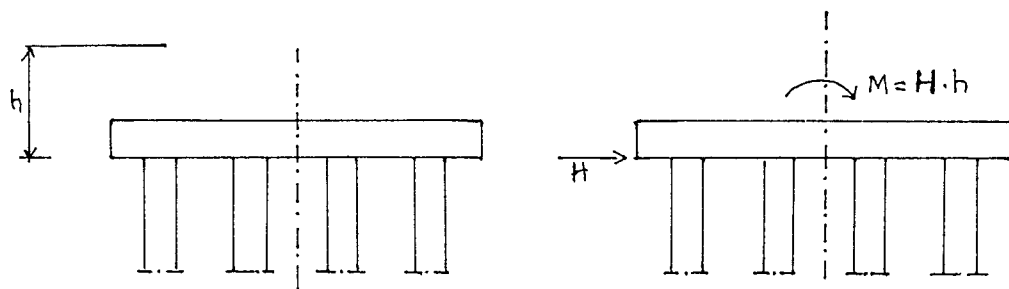
dimana :

$P$  = gaya masing-masing tiang (kN)

$V$  = jumlah total beban aksial (kN)

$n$  = jumlah tiang

#### 2) pondasi tiang dengan beban lateral



Beban  $H$  sebagai gaya lateral akan terbagi rata (sama setiap tiang). besarnya gaya lateral yang terjadi pada setiap tiang yaitu :

$$H_t = \frac{H}{n} \leq H_a \quad (3.39)$$

dimana :

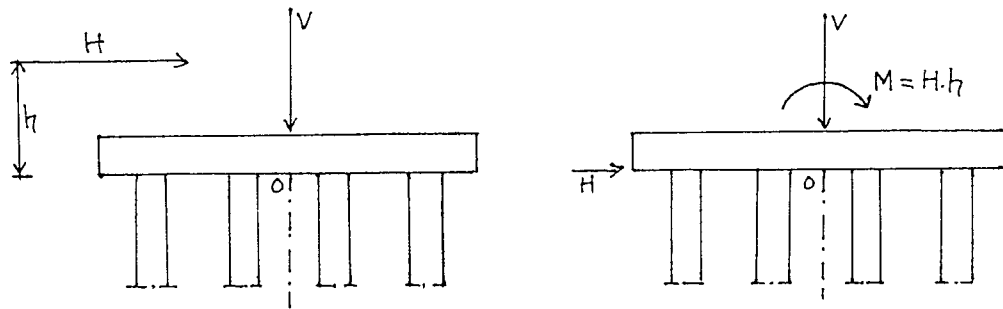
$H_t$  = gaya reaksi setiap tiang (kN)

$H$  = gaya yang bekerja (kN)

$n$  = jumlah tiang

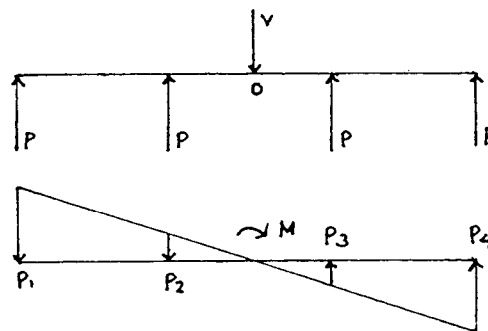
$H_a$  = gaya horisontal yang diijinkan (kN)

3) Pondasi tiang dengan beban vertikal sentris dan momen



Beban lateral  $H$  akan mengakibatkan momen sebesar  $H \cdot h$  dengan  $H$  bekerja pada bagian atas kelompok tiang dengan beban vertikal sentris dan momen di asumsikan sebagai berikut :

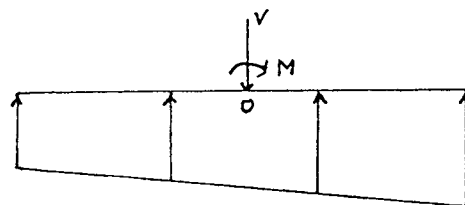
- a) "Pile cap" bersifat kaku sempurna.
- b) Gaya yang bekerja pada tiang berbanding langsung dengan penurunan yang terjadi pada masing-masing tiang.
- c) Akibat V sentris tiang turun bersama, reaksi merata,
- d) Momen ke kanan, tiang kanan turun sedangkan tiang kiri naik (linier terhadap 0)
- e) Reaksi terhadap momen, sebagai berikut :



Dengan :  $X = (-)$ , jarak di kiri 0

$(+)$ , jarak di kanan 0

$$M = P_1 \cdot X_1 + P_2 \cdot X_2 + P_3 \cdot X_3 + P_4 \cdot X_4 \text{ (terhadap 0)}$$



$$P_1 = \frac{X_1}{X} \cdot P_1 \quad ; \quad P_2 = \frac{X_2}{X} \cdot P_2$$

$$M = P_1 \frac{X_1^2}{X_1} + \dots + P_1 \frac{X_4^2}{X_1}$$

$$P_1 = \frac{M \cdot X_1}{(X_1^2 + X_2^2 + X_3^2 + X_4^2)}$$



sehingga :

$$P_i = \frac{Mv}{\sum_{i=1}^n X_i^2} \quad (3.40)$$

Jika  $V$  eentris dikombinasikan dengan momen akibat beban horizontal maka :

$$P_i = \frac{V}{n} + \frac{Mv}{\sum_{i=1}^n X_i^2} \quad (3.41)$$

dimana

$P_i$  = reaksi tiang (kN)

$V$  = jumlah beban & gaya vertikal

$n$  = jumlah tiang

$M$  = momen terhadap  $O$  (kNm)

$X_i$  = jarak tiang ke- $i$  terhadap  $O$  searah sumbu  $x$  (m)

$\sum X_i^2$  = jumlah kuadrat jarak  $x$  (m)

Akibat adanya eksentrisitas beban terhadap tiang atau beban konsentris dan momen, "pile cap" direncanakan sebagai berikut ini :

- (1) "Pile cap" sangat kaku.
- (2) Kepala tiang beratu dengan "pile caps", sehingga momen berpindah dari tiang ke kepala tiang.
- (3) Tiang-tiang pendek dianggap sebagai kolom elastis.

Dari semua ini penggunaan teori elastis untuk perhitungann beban-beban tiang dan tegangan pada "pile cap" dapat digunakan persamaan sebagai berikut ini.

$$P_i = \frac{V}{n} + \frac{M_y \cdot X_i}{\sum_{1}^n X^2} + \frac{M_x \cdot Y_i}{\sum_{1}^n Y^2} \quad (3.42)$$

dimana :

$P_i$  = reaksi tiang (kN)

$V$  = jumlah beban / gaya vertikal

$n$  = jumlah tiang

$M$  = momen terhadap 0 (kNm)

$X, Y$  = jarak tiang terhadap sb x dan sb y (m)

$\sum X^2, \sum Y^2$  = jumlah kuadrat jarak x dan y(m)

Tiang pancang pada tanah plastis atau pasir, jika di pancang dengan jarak terlalu dekat mengakibatkan tanah terdesak ke samping dan tiang pancang yang telah terpancang akan menggeser atau terangkat (berubah dari posisi rencana). Oleh karena itu diperlukan jarak antar tiang yang memadai sehingga tiang mampu menahan momen. selain itu pada tanah pasir jika jarak terlalu dekat tiang sulit masuk. jarak antar tiang dapat di gambarkan sebagai berikut:

(1) Ujung tiang tidak pada lapisan batuan,

Jarak tiang  $\geq 2$  kali diameter tiang

$\geq 2$  kali diagonal tiang persegi

$\geq 70$  cm untuk tiang baja

(2) Ujung tiang pada lapisan batuan

Jarak tiang  $\geq$  diameter + 30 cm

$\geq$  diagonal + 30 cm

Jarak tiang biasanya digunakan angka-angka yang baik, misalnya kelipatan lima atau sepuluh cm.

### 3.6. Tiang Miring ("Batter piles")

Pondasi tiang dengan posisi miring digunakan bila beban horisontal terlalu besar, Teng (1964) menyatakan bila tiang-tiang mendukung beban lateral lebih dari 1000 lb (453.59 kg), setiap tiangnya akan lebih hemat dan memadai bila di gunakan tiang miring.

Umumnya kemiringan bervariasi dari 1 horisontal : 12 vertikal sampai 5 horisontal : 12 vertikal, diperlukan perlengkapan pemancangan khusus. Untuk itu sebelum memakai kemiringan tiang yang besar, Kontraktor harus berkonsultasi dulu dengan penyandang dana.

Biasanya asumsi di dalam perencanaan tiang miring, tiang mampu menahan beban aksial yang sama dengan tiang vertikal untuk tipe, ukuran dan pemancangan pada lapisan yang sama.

#### 3.6.1. Analisis tiang miring tunggal

Menurut Paulos dan Madhav (1971), dalam suatu kelompok tiang di mana terdapat tiang miring, maka analisis tiang miring tunggal dipertimbangkan secara luas untuk pertama kali dan pengaruh torsi akibat pembebanan tidak dipertimbangkan.

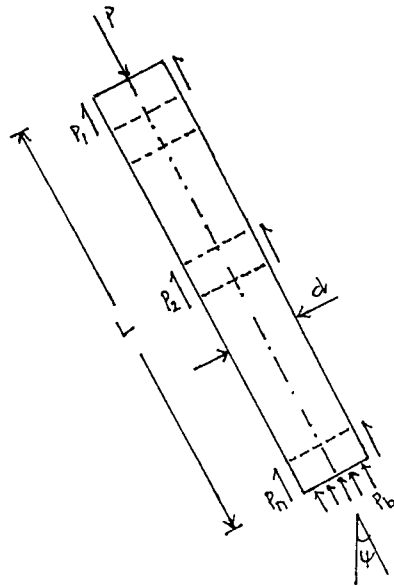
Adapun analisisnya mempertimbangkan hal-hal sebagai berikut ini :

- 1) Tiang miring menerima beban aksial

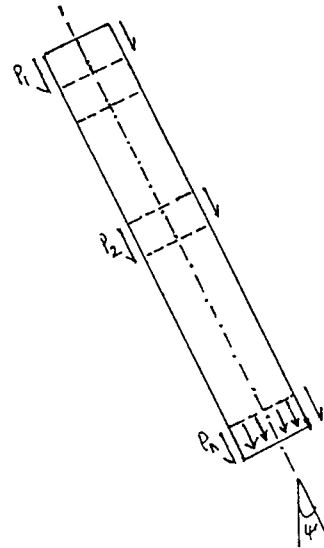
Analisis secara langsung mengikuti tiang vertikal di mana dimensi tiang adalah diameter ( $d$ ) dan panjang ( $L$ ),

serta gaya aksial tegangan geser pada keliling tiang dan tegangan yang normal sama pada dasar tiang.

(a) Beban aksial tiang

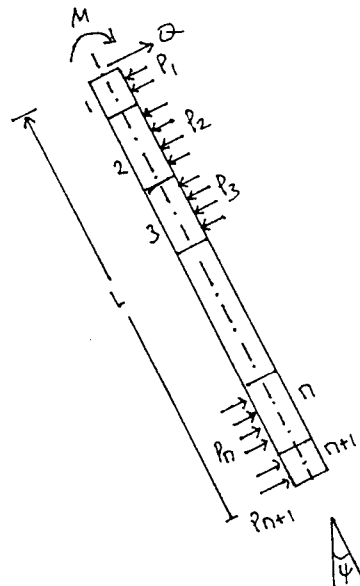


Tegangan pada tiang

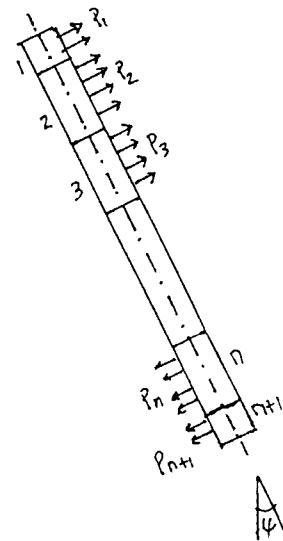


Tegangan pada tanah

(b) Beban normal tiang



Tegangan pada tiang



Tegangan pada tanah

Gambar 3.8. Analisis tiang miring

Tiang (Gambar 3.8.a) dibagi menjadi  $n$  elemen dengan panjang sama dan penurunan aksial tanah di tengah-tengah setiap elemen yang dievaluasi dan sama. persamaan yang dihasilkan tidak diketahui tegangan dan penurunan tanah. gaya yang tidak diketahui tiap elemen dipisahkan dalam komponen horisontal dan vertikal disebabkan oleh setiap komponen dihitung dengan persamaan "Mindlin's". Kombinasi penurunan mengakibatkan penurunan aksial.

(i) Tiang miring menerima beban aksial dan momen

Dengan asumsi bahwa hanya tekanan normal tiang yang di distribusikan pada tanah karena penerapan beban dan momen serta bidang miring pada pembebanan yang sama. Tiang di bagi dalam beberapa elemen, ditunjukkan (Gambar 3.8.b).

Penurunan tiang ("displacement pile") yang dievaluasi tiap elemen sama. penyelesaian persamaan yang dihasilkan untuk tekanan normal yang tidak diketahui dan penurunan tanah ("displacement soil") dihitung dengan cara yang sama pada pembebanan tiang aksial.

Hasil yang khas untuk penurunan tiang diberikan pada Tabel 3.4 untuk beban aksial dan Tabel 3.5 untuk beban normal dan momen.

Pada tiap kasus koefisien yang tepat diberikan untuk tiang dengan sudut miring ( $\theta$ ),  $0^\circ$  (tiang vertikal) dan  $90^\circ$ . sebaiknya penyelesaian untuk sudut kemiringan positif dan negatif adalah sama.

Beban aksial dan penurunan normal hampir tidak dipengaruhi oleh kemiringan tiang. Pengaruh maksimum untuk

sudut kemiringan  $30^\circ$  adalah kira-kira 4%. Sebenarnya kebebasan penurunan normal pada sudut miring kelihatannya tidak terpengaruh oleh faktor melentur tiang kR dan kondisi batas pada tiang.

Tabel 3.5. Penurunan aksial di akibatkan beban aksial

L/D	I <sub>f</sub> a	
	ϕ = 0	ϕ = 1.30
10	1.415	1.382
25	1.860	1.859
100	2.592	2.538

Tabel 3.6. Penurunan normal di akibatkan beban normal dan momen

L/D	kR	I <sub>f</sub> N				I <sub>f</sub> M				I <sub>f</sub> F			
		0,0001		10		0,0001		10		0,0001		10	
		ϕ	0	±30	0	±30	0	±30	0	±30	0	±30	0
10		7,29	7,35	3,22	3,37	39,89	39,78	3,90	4,05	5,81	5,92	1,04	1,09
25		9,75	9,84	3,98	4,13	54,64	54,65	4,99	5,15	7,27	7,40	1,23	1,29
100		12,21	12,33	4,79	4,95	69,29	69,32	6,16	6,33	8,67	8,82	1,44	1,49

$$\text{Ujung atas tiang bebas : } f_N = \frac{1}{E_s \cdot L} \left[ I_{fN} \cdot Q + I_{fM} \frac{M}{L} \right]$$

$$\text{Ujung atas tiang terjepit : } f_F = \frac{1}{E_s \cdot L} \left[ I_{fF} \cdot Q \right]$$

3) Tiang miring menerima beban vertikal dan horisontal

Sebenarnya penurunan normal dan aksial tiang pada tiang pancang miring hampir tidak ada, tetapi penyelesaian pembahasannya untuk penurunan horisontal dan vertikal pada

tiang pancang vertikal dapat diterapkan untuk perhitungan penurunan normal dan aksial tiang pancang miring.

Metode yang relatif sederhana untuk menghitung penurunan normal dan aksial ("displacements") tiang miring yang menerima beban horizontal dan vertikal serta momen. Beban horizontal  $H$  dan beban Vertikal  $V$  penyelesaiannya pertama-tama memisahkan komponen normal  $Q$  dan aksial  $P$ , mengikuti persamaan berikut ini :

$$P = V \cos C + H \sin C \quad (3.43)$$

$$P = H \cos C - V \sin C \quad (3.44)$$

"Displacement" normal dan aksial,  $\{a$  dan  $\{N$ , dapat dihitung dan diselesaikan dalam komponen horizontal dan vertikal. Untuk menvederhanakan analisis diasumsikan beban lateral tidak mempengaruhi "displacement" lateral dan beban aksial tidak mempengaruhi "displacement" aksial. Hasil uji yang dilaporkan oleh Evan (1954) menunjukkan anggapan yang kasar terhadap defleksi lateral pada tiang yang menerima beban lateral dan aksial adalah tidak sebanyak tiang yang menerima beban lateral. Persamaan yang dihasilkan untuk tiang miring, untuk kasus  $E_s$  konstan dengan ke dalaman :

"Displacement" vertikal pada ujung atas tiang bebas :

$$\{V = \frac{1}{R_{G, I, L}} \left[ V \cdot I_{VV} + H \cdot I_{VH} + \frac{M}{L} \cdot I_{VM} \right] \quad (3.45)$$

dimana :

$$I_{VV} = I_A \cos^2 C + I_N \sin^2 C$$

$$I_{VM} = -I_A + I_N \sin C \cdot \cos C$$

$$I_{vM} = - I_{fM} \cdot \sin \varphi$$

$I_{fa}$  = faktor pengaruh "displacement" aksial untuk beban aksial

$I_{fN}$  = faktor pengaruh "displacement" normal untuk beban normal

$I_{fM}$  = faktor pengaruh "displacement" untuk beban momen  
"Displacement" horizontal pada ujung atas tiang bebas

$$f_h = \frac{1}{Es \cdot L} \left[ V \cdot I_{hV} + H \cdot I_{hH} + \frac{M}{L} \cdot I_{hM} \right] \quad (3.46)$$

dimana :

$$I_{hV} = (I_{fa} - I_{fN}) \sin \varphi \cdot \cos C = I_{vH}$$

$$I_{hH} = I_{fa} \cdot \sin^2 \varphi + I_{fN} \cdot \cos^2 \varphi$$

$$I_{hM} = I_{fM} \cdot \cos \varphi$$

Rotasi pada ujung atas tiang bebas :

$$\theta = \frac{1}{Es \cdot L^2} \left[ V \cdot I_{\theta V} + H \cdot I_{\theta H} + \frac{H}{L} \cdot I_{\theta M} \right] \quad (3.47)$$

dimana :

$$I_{\theta V} = - I_{\theta N} \sin \varphi$$

$$I_{\theta H} = I_{\theta N} \cos \varphi - I_{hM}$$

$I_{\theta N}$  = faktor pengaruh rotasi untuk beban normal

$I_{\theta M}$  = faktor pengaruh rotasi untuk beban momen

"Displacement" horizontal pada ujung atas tiang terjepit :

$$f_{hF} = \frac{1}{Es \cdot L} \left[ V \cdot I_{hFV} + H \cdot I_{hFH} \right] \quad (3.48)$$

dimana :

$$I_{hFV} = (I_{fa} - I_{fF}) \sin \varphi \cdot \cos C$$



$$I_{hFH} = I_{fa} \cdot \sin^2 \phi + I_{fF} \cdot \cos^2 \phi$$

$I_{fF}$  = faktor pengaruh displacement normal untuk ujung tiang atas terjepit

"Displacement" vertikal pada ujung atas terjepit :

$$I_{vF} = \frac{1}{E_s \cdot L} \left[ V \cdot I_{vFV} + H \cdot I_{vFH} \right] \quad (3.49)$$

dimana :

$$I_{vFV} = I_{fa} \cos^2 \phi + I_{fF} \sin^2 \phi$$

$$I_{vFH} = (I_{fa} - I_{fF}) \sin \phi \cdot \cos \phi = I_{hFV}$$

### 3.7. Daya dukung pondasi tiang

Dalam menentukan daya dukung tiang diperlukan klasifikasi tiang dalam mendukung beban yang bekerja. Menurut Terzaghi (1948), klasifikasi tiang didasarkan pada pondasi tiang yaitu:

a) tiang gesek ("friction pile"), bila tiang dipancang pada tanah berbutir,

b) tiang lekat ("cohesive pile"), bila tiang dipancang pada tanah lunak,

c) tiang mendukung dibagian ujung tiang ("point / end bearing pile"), bila tiang dipancang dengan ujung tiang mencapai tanah keras.

Pada kenyataannya di lapangan, tanah sangat heterogen dan pada umumnya merupakan kombinasi dari ke tiga hal tersebut di atas. Berbagai metode dalam usaha menentukan daya dukung tiang ini belum banyak ditemukan, tetapi umumnya dibedakan dalam dua kategori yaitu untuk tiang

tunggal dan kelompok tiang.

### 3.7.1. Daya dukung tiang tunggal

Untuk menentukan daya dukung tiang tunggal digunakan metode pendekatan analitis dari hasil pengujian phisik dan hasil test tanah di laboratorium dan kemudian didekati dengan formula klasik dan metode empiris dengan mengandalkan hasil pengujian lapangan. Adapun metode - metode tersebut adalah metode empiris yaitu menggunakan rumus pancang ("dynamic formula"), interpretasi dari hasil "loading test".

a) Daya dukung tiang berdasarkan rumus dinamis ("dynamic formula")

Tujuan pemakaian rumus dinamis adalah untuk menetapkan besarnya angka aman terhadap beban kerja, serta untuk peralatan yang dipakai pada pemancangan tiang. Prinsip dasar dari rumus dinamis adalah : energi yang diberikan (E1) = energi yang digunakan (E2) + energi yang hilang (E3) atau secara matematis.

$$E1 = E2 + E3 \quad (3.50)$$

Perlawanan tanah terhadap tiang digunakan formula Chelis :

$$P = \frac{1}{SF} \cdot \frac{M \cdot H}{e+1/2 (e1+e2+e3)} + f \frac{M + r^2 M'}{M + M'} \quad (3.51)$$

dimana :

P = kapasitas dukung ijin tiang (kN)

SF = angka aman ( SF=3)

$M'$  = massa tiang (kN)

$M$  = massa hammer (kN)

$H$  = tinggi jatuh hammer (cm)

$r$  = koefisien kelentingan tiang (0-0.55)

$f$  = efisiensi hammer (0.75-1)

$e$  = masuknya tiang ke dalam tanah diperhitungkan terhadap satu pukulan (cm)

$e_1$  = kehilangan tenaga akibat elastisitas tiang (cm)

$e_2$  = kehilangan tenaga di bagian kepala tiang (cm)

$e_3$  = kehilangan tenaga di bagian ujung tiang dengan tanah (cm)

Beberapa versi rumus pancang dikemukakan oleh berbagai dengan penyederhanaan dari rumus umum.

Perancis.

$$P = \frac{1}{SF} \cdot \frac{M \cdot H}{e + \frac{e_1}{2}} - \frac{1}{1 + \frac{M'}{M}} \quad (3.52)$$

$$SF = 3$$

dengan  $e_2$  dan  $e_3 = 0$

Belanda.

$$P = \frac{1}{SF} \cdot \frac{M \cdot H}{e} \cdot \frac{1}{1 + \frac{M'}{M}} \quad (3.53)$$

$$SF = 6$$

dengan  $e_1, e_2$  dan  $e_3 = 0$

Amerika ("Engineering News Formula").

$$P = \frac{1}{SF} \cdot \frac{M \cdot H}{e + 0,25} - \frac{M + r^2 M'}{M + M'} \quad (3.54)$$

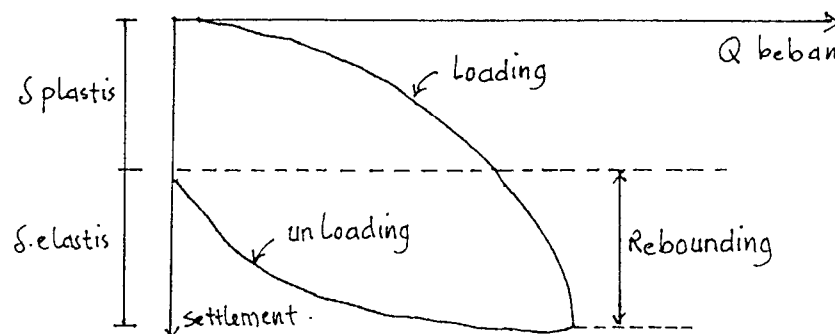
Untuk menentukan ( $e$ ) masuknya tiang ke dalam tanah, digunakan "Calendering". Umumnya dihitung berdasarkan masuknya tiang pada setiap 10 pukulan terakhir, sedang  $e$  dihitung rata-rata atau  $e = 1/10 \times$  penurunan pada periode terakhir (1"tocht").

b) Interpretasi daya dukung tiang tunggal berdasarkan uji pembebanan

Seperti telah dibicarakan pada Sub Bab 2.5.1, prosedur pembebanan umumnya dilakukan dengan cara memberikan beban secara bertahap. Tahap pembebanan dilakukan dengan cara penambahan dan pengurangan beban pengujian pada meja beban. Pembebanan yang dilakukan biasanya sampai 200% dari beban perencanaan.

Dengan penambahan dan pengurangan beban uji sebesar 25%, prosedur yang umum adalah dengan meningkatkan beban uji sampai jumlah tertentu lalu mengurangi beban uji hingga tanpa beban uji (0%).

Tiang kemudian dibebani lagi sampai beban kerja maksimum (200% beban rencana). Penambahan dan pengurangan beban ini merupakan siklus pembebanan.



Gambar 3.9. Hubungan grafik pembebanan dengan "settlement"

Pengurangan beban dilakukan tahap demi tahap dengan diberi waktu beda tiap tahap, selanjutnya hingga reaksi tanah ("rebound") berhenti sebelum pengurangan beban selanjutnya.

Prosedur penambahan dan pengurangan beban secara tepat sering di spesifikasikan oleh kode bangunan atau satu organisasi konstruksi.

Pada pengujian ini prosedur pembebanannya dengan sistem siklus atau "cyclic loading test" yang berdasarkan ASTM D-3689-83 pasal 7.2 atau 7.3. Di mana siklus pembebanan uji tariknya mengikuti urutan sebagai berikut :

Periode ke-I : 25%, 50%, 25%, 0%

Periode ke-II : 50%, 75%, 100%, 75%, 50%, 0%

Periode ke-III : 50%, 100%, 125%, 150%, 125%, 100%, 50%,  
0%

Periode ke-IV : 50%, 100%, 150%, 175%, 200%, 175%, 150%,  
100%, 50%, 0%

Beban ultimit akan terlampaui atau tercapai apabila ke konstanan penerapan beban tidak mungkin dipertahankan. Berdasarkan hasil dari uji sondir, daya dukung pondasi "micropiles" atau "S.M.C.F" yang diijinkan adalah :

$$Q_v = \frac{TF \cdot A_{ap}}{3} \quad (3.55)$$

dimana :

TF = gesekan lateral dari pondasi tiang (dari data sondir) (kg/cm<sup>2</sup>)

$Q_v$  = kapasitas rencana pondasi tiang akibat gaya angkat ke atas (kg)

$A_{ap}$  = keliling tiang ( $cm^2$ )

$\phi$  = angka aman (SF)

### 3.7.2. Daya dukung tiang kelompok

Pondasi tiang biasanya terdiri dari sekelompok tiang pancang yang dipasang cukup berdekatan satu sama lainnya secara tipikal berjarak  $2,5D - 3D$  (Dirjen Bina Marga, Dep. PU) dimana  $D$  adalah lebar atau diameter masing - masing tiang pancang dan disatukan oleh sebuah plat ("slab") yang dikenal sebagai kepala tiang ("pile cap"). Kepala tiang tersebut biasanya berhubungan langsung dengan tanah pada kasus - kasus dimana sebagian beban struktur dipikul langsung oleh tanah tepat dibawah permukaan. Bila kepala tiang tidak berhubungan dengan permukaan tanah, maka kelompok tiang pancang tersebut disebut berdiri bebas ("free standing").

Menurut Suryolelono (1994) Daya dukung kelompok tiang dibedakan sebagai berikut ini :

a) Daya dukung ujung ("point bearing pile")

Daya dukung kelompok tiang terdiri dari  $n$  tiang maka diperoleh  $n \times$  daya dukung dari satu tiang. Dalam hal ini Jarak tiang tidak berpengaruh sama sekali, tetapi dalam pelaksanaan perlu diperhatikan jarak minimum tiang,

b) Daya dukung gesekan / lekatan ("friction" / "adhesive pile")

Daya dukung kelompok tiang berbeda dengan kondisi ujung tiang memikul beban  $n$  kali daya dukung satu tiang. Dalam hal ini jarak tiang sangat berpengaruh, bila jarak tiang ( $s$ ) kecil maka daya dukung kelompok tiang  $< n$  daya dukung satu tiang, bila  $n$  jumlah tiang. Untuk itu dilakukan 2 tinjauan :

(1) Dengan anggapan bahwa tiang bekerja sendiri-sendiri maka daya dukung kelompok tiang

$$P = n \times P_a \quad (3.56)$$

dimana :

$P$  = daya dukung kelompok tiang

$n$  = jumlah tiang

$P_a$  = daya dukung satu tiang

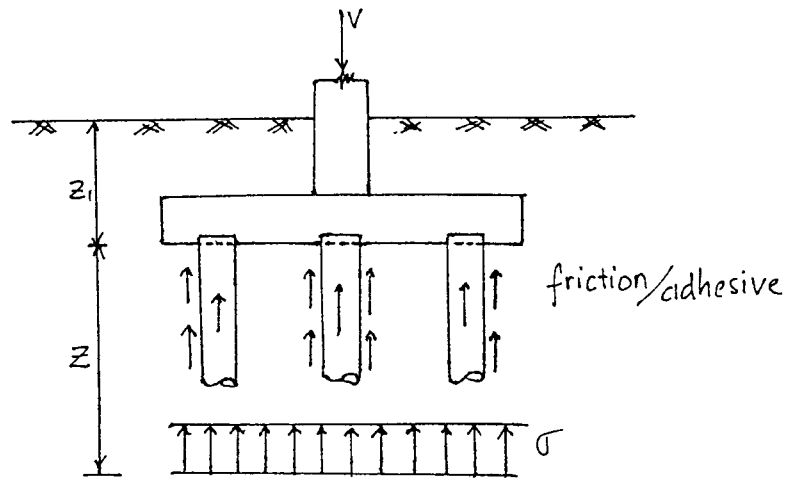
(2) Dengan anggapan bahwa kelompok tiang merupakan satu blok (gambar 3.10), maka diperoleh luas kelompok tiang ( $A$ ) =  $B \cdot L$ , bila  $B$  dan  $L$  adalah sisi-sisi terjauh dari kelompok tiang. Beban yang bekerja pada kelompok tiang berupa beban vertikal ( $V$ ) dan berat tanah diantara tiang-tiang itu sendiri ditambah berat tiang. Umumnya berat tiang diambil sebagai berat tanah kelompok tiang. Maka daya dukung kelompok tiang :

$$\bar{P} = \bar{P}_p + \bar{P}_s \quad (3.57)$$

dimana :

$\bar{P}_p = A \cdot \bar{\sigma}_{\text{tanah}}$  (Pada ujung tiang)

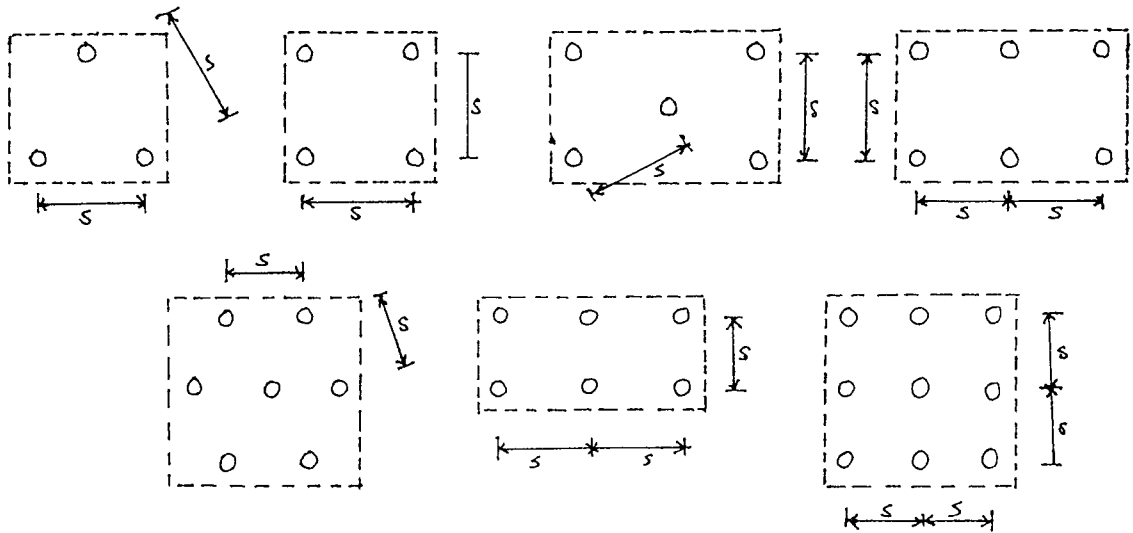
$\bar{P}_s = \frac{l}{SF} \cdot P_{ult}$  (akibat lekatan / gesekan)



Gambar 3.10. Kelompok tiang

3.7.3. Susunan tiang

Denah tiang sangat berpengaruh terhadap luas denah poer, yang secara tidak langsung tergantung jarak tiang. Jarak tiang makin rapat, ukuran poer ("pile cap") makin kecil sehingga biaya murah, bila pondasi memikul beban momen maka jarak tiang perlu diperbesar yang berarti memperbesar tahanan momen.



Gambar 3.11. Formasi susunan kelompok tiang



### 3.7.4. Efisiensi kelompok pondasi tiang

Efisiensi sebuah tiang pondasi pada kelompok tiang adalah perbandingan kapasitas kelompok terhadap jumlah kapasitas masing - masing tiang. Menurut "Labarre", efisiensi pada kelompok dapat dicari dengan persamaan

$$E_g = 1 - \frac{\theta(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n} \quad (3.58)$$

dimana :

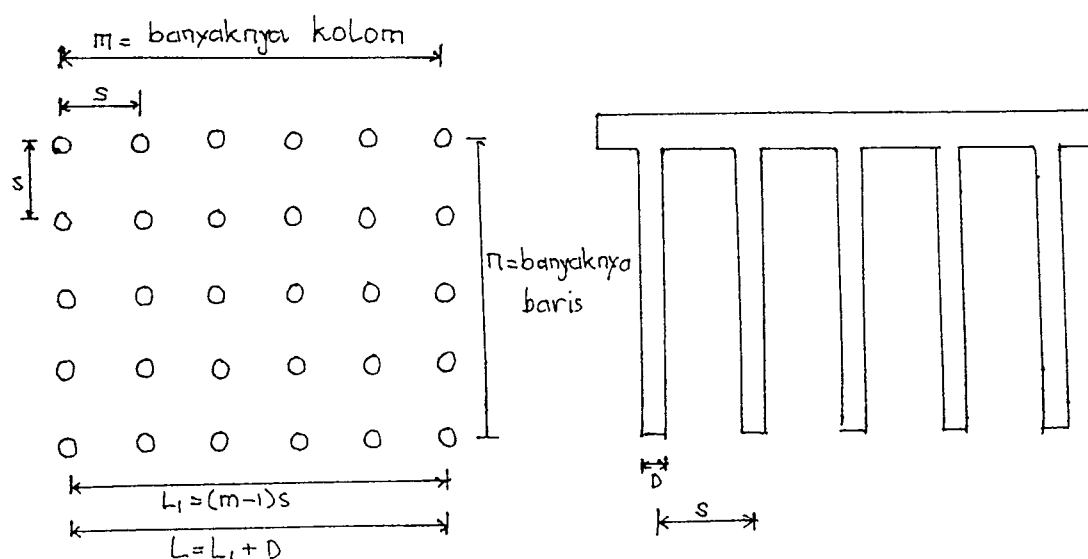
$m$  = jumlah tiang dalam kelompok

$n$  = jumlah tiang dalam baris

$\theta$  = arc tan  $d/s$  (derajat)

$d$  = diameter tiang

$s$  = jarak antar tiang (as ke as)



Gambar 3.12. Efisiensi pada kelompok tiang

Daya dukung tiang pada kelompok tiang :

$$Q = E_g \cdot Q_{sp} \quad (3.59)$$

dimana :

$Q_{sp}$  = daya dukung tiang individu

### 3.8. Daya dukung Pondasi "micropiles" atau "S.M.C.F"

Menurut Sarjono (1988) dipakai rumus : Lizzi's "Palo Radice"

$$P = \pi \cdot D \cdot L \cdot K \cdot I \quad (3.60)$$

dimana :

D = diameter nominal tiang

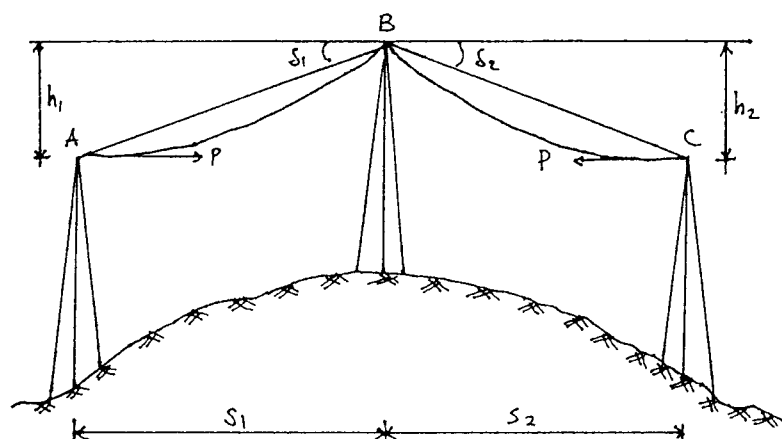
K = koefisien ( $\text{kg}/\text{cm}^3$ ) untuk interaksi antara tiang dan tanah

= untuk tanah loose sand,  $K = 1$

I = koefisien tidak berdimensi yang tergantung dari diameter pile untuk  $\varnothing 17 \text{ cm}$  ;  $I = 0,9$

Sedangkan menurut Arismunandar (1990) untuk menentukan daya dukung pondasi "micropiles" pada jaringan saluran menara transmisi perlu di tempuh langkah-langkah berikut ini :

- 1) Penentuan lebar Gawang atau jarak antar menara



Gambar 3.13. Tampang melintang antar menara

Dimana :

$P$  = tegangan kawat mendatar (kg)

$S_1, S_2$  = lebar gawang sebelah menyebelah (m)

$\delta_1, \delta_2$  = sudut tegak terhadap tiang-tiang sebelah menyebelah

$h_1, h_2$  = tinggi tiang sebelah menyebelah di ukur dari sudut tegak masing-masing tiang

Penentuan lebar gawang (span) standar merupakan kunci dalam perencanaan menara secara keseluruhan dengan mempertimbangkan nilai ekonomis yaitu dilihat dari segi tegangan, jumlah rangkaian, struktur penghantar dan menara, keadaan udara serta penggunaan tanah. Dimensi gawang standar dapat dilihat pada Tabel berikut ini :

Tabel 3.7. Dimensi gawang standar\*

Tegangan Normal	Gawang Standar (m)
Kurang dari 77 kV	200 - 250
Kurang dari 154 kV	250 - 300
Kurang dari 275 kV	300 - 350

Sedangkan lebar kaki ("stance") menara ditentukan secara ekonomis dengan mengingat jenis menara, beban, tinggi menara, jenis bagian-bagian menara, keadaan tanah dan penggunaan tanah, lebar kaki diberikan oleh Tabel berikut ini :

Tabel 3.8. Lebar kaki menara\*

Jenis menara	Lebar kaki
Menara siku-siku atau menara kecil	1/7-1/4,5 dari tinggi menara
Menara sudut besar atau menara ujung	1/5,5-1/4 dari tinggi menara

\*) Sumber dari Buku Teknik Tenaga Listrik, karangan Aris-munandar dan Kuwahara (1982)

## 2) Beban yang bekerja pada menara

Dalam mendisain struktur menara/penopang ("Supporting Structure") dimisalkan suatu beban tertentu. Beban ini ditetapkan sesuai standar yang ada. Oleh karena standar di Indonesia tidak ada, atau kurang sesuai maka digunakan standar Jepang (Arismunandar, 1982). Beban-beban tersebut dapat dibedakan antara lain :

### (a) Tekanan Angin

Di Jepang kecepatan angin adalah 40 m/det, naiknya kecepatan angin tergantung dari permukaan tanah dan skala kecepatan angin. Naiknya kecepatan angin di udara dapat ditulis dengan persamaan sebagai berikut :

$$V_h = V_0 (h/h_0)^{1/7} \quad (3.61)$$

dimana :

$V_h$  = kecepatan angin perencanaan pada ketinggian h meter  
(m/det)

$V_0$  = kecepatan angin perencanaan standar (m/det)

$h_0$  = ketinggian standar (15 m)

$h$  = tinggi dari permukaan tanah (m)

Sedangkan beban yang disebabkan karena tekanan angin terhadap struktur menara/penopang, kawat-kawat dan gandingan isolator dinyatakan dengan persamaan :

$$P = C \left[ \frac{1}{2} \rho V^2 \right] S \quad (3.62)$$

dimana:

$P$  = beban karena tekanan angin (kg)

$C$  = koefisien tahanan yang berubah menurut bentuk barang

$V$  = kecepatan angin (m/det)

$\rho$  = kepadatan angin (m/det)

$S$  = permukaan yang kena angin ( $m^2$ )

Tabel 3.9. Tekanan angin perencanaan \*

Klasifikasi objek yang terkena		Tekanan angin per- $m^2$ pada Permukaan Proyeksi	
Konstruksi Penopang	Tiang Kayu	80 kg	
	Tiang Baja	Bulat	80 kg
		Segitiga atau Belah Ketupat	190 kg
	Tiang Baja	Persegi, terdiri dari Pipa Baja	150 kg
		Lain-lain	Bila penkuat dipasang pada muka (Depan dan Belakang) menghadap angin 240 kg, untuk yang lain
	Tiang Beton Bertulang	Bulat	80 kg
		Lain-lain	120 kg
	Menara Baja	Terdiri dari pipa baja	170 kg
		Lain-lain	290 kg
	Kawat yang di gantung	Kawat berkak (setiap dua kawat berkak dipasang mendatar dengan jarak kurang dari dua puluh kali diameter kawat)	90 kg
Lain-lain		100 kg	
Pasangan Isolator (untuk Tegangan Tinggi)		140 kg	
Palang pada Tiang Kayu dan Tiang Baja (jenis bulat) dan Tiang Beton Bertulang (untuk Tegangan Tinggi)		160 kg (satu palang) 220 kg (palang bertumpang)	

\*) Sumber dari buku Teknik tenaga listrik karangan Arismunandar dan Kuwahara (1982)

b) Kuat tarik penghantar

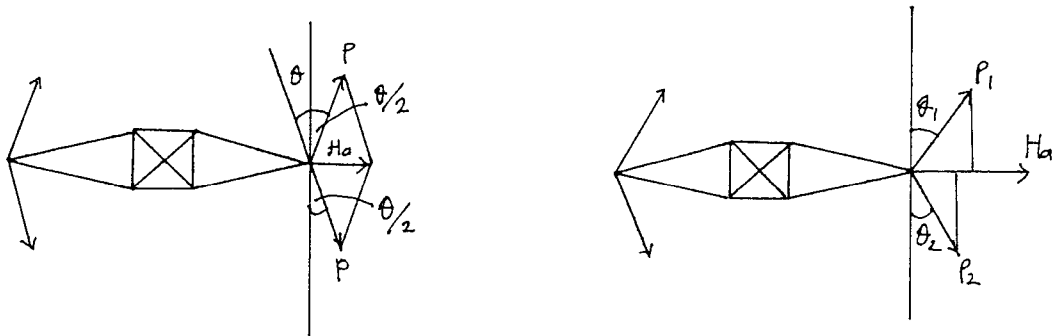
Menurut Arismunandar (1982) Kuat-tarik kerja maksimum untuk kawat yang direntangkan diandaikan sebagai berikut :

(1) kurang dari 1/2 kuat-tarik, sama dengan 2 kali

kuat tarik maksimumnya ("ultimate tensile strength"), untuk penghantar tembaga "hard-drawn",

(2) kurang dari 1/2 kuat-tarik, sama dengan 5 kali kuat-tarik maksimumnya, untuk penghantar lilit.

Jika pada saluran transmisi terdapat sudut mendatar, maka akan terdapat komponen gaya mendatar disebabkan tarikan kawat. Komponen tersebut dapat dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :



Gambar 3.14. komponen gaya mendatar

$$\text{dalam hal biasa : } H_a = 2P \sin \theta/2 \quad (3.63)$$

$$\text{dalam hal khusus : } H_a = P_1 \sin \theta_1 + P_2 \sin \theta_2 \quad (3.64)$$

dimana :

$H_a$  = komponen gaya mendatar (kg)

$P$  = tarikan kawat yang dimisalkan (kg)

$\theta, \theta_1, \theta_2$  = sudut-sudut mendatar

Kemudian beban tegak terhadap titik topang adalah jumlah berat kawat dan gandingan isolator ditambah dengan komponen tegak dari tarikan penghantar. Beban tegak pada

titik B (gambar 3.13) dinyatakan dengan persamaan :

$$W_c = 1/2(w_c + w_s)(s_1 + s_2) + P(\tan\delta_1 + \tan\delta_2) + w_t \quad (5.65)$$

dimana :

$W_c$  = jumlah beban tegak (kg)

$w_c$  = berat satuan penghantar (kg/m)

$w_s$  = berat satuan benda-benda lain pada penghantar, misalnya es dan salju (kg/m)

= 0 (untuk Indonesia)

$w_t$  = berat gandengan isolator (kg)

$P$  = tegangan kawat mendatar (kg)

c) Tegangan pada bagian-bagian baja

Tegangan ("stress") yang diperbolehkan terhadap bagian-bagian menara transmisi ditetapkan dalam standar-standar. Menurut Arismunandar (1982) di Jepang, misalnya digunakan standar-standar sebagai berikut :

- Tegangan tarik ("tensile stress") yang diijinkan =  $\sigma_y/1.5$  (3.66)

- Tegangan tekan ("compression stress") yang diijinkan =  $\sigma_y/1.5$  (3.67)

- Tegangan lentur ("bending stress") yang diijinkan =  $\sigma_y/1.5$  (3.68)

- Tegangan geser ("shearing stress") yang diijinkan =  $\sigma_y/1.5\sqrt{3}$  (3.69)

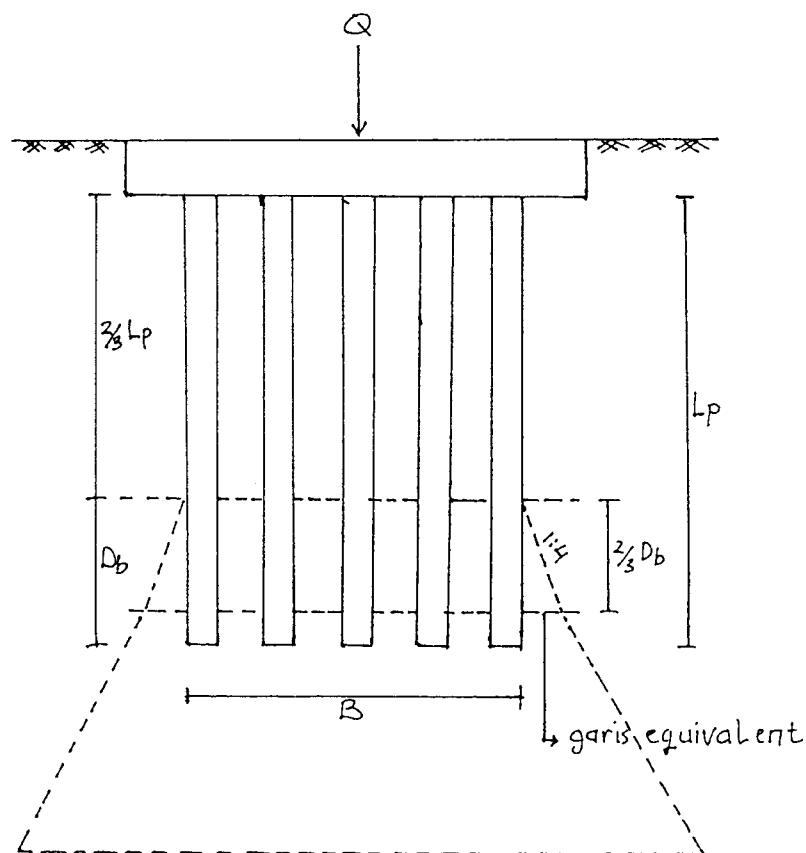
- Tegangan pikul ("bearing stress") yang diijinkan =  $1.1 \sigma_y$  (3.70)

### 3.9. "Settlement"

Penurunan ("settlement") pada kelompok tiang pancang sama dengan perpindahan titik pancang ditambah pemendekan elastis tiang pancang diantara lingkup titik tersebut.

Penurunan dapat terjadi apabila di bawah lapisan pada ujung-ujung tiang terdapat lapisan yang mempunyai kepadatan relatif lebih rendah dari lapisan pada ujung tiang tersebut (Bowles, J.E, 1981).

Penurunan sekelompok tiang yang di bawahnya terdapat lapisan pasir dengan kedalaman tertentu dapat di asumsikan dengan konsep rakit ekuivalen ("equivalent raft") seperti terlihat pada Gambar 3.15.



Gambar 3.15. Konsep rakit ekuivalen



Rakit ekuivalen di tempatkan pada ke dalaman  $2 D_0/3$  pada lapisan pasir dengan kemiringan penyebaran beban sebesar 1:4 dari keliling kelompok tiang tersebut, sedang kemiringan penyebaran beban 1:2 di asumsikan terjadi di bawah rakit ekuivalen. Penurunan ditentukan dari nilai-nilai tahanan penetrasi standard atau tahanan penetrasi konis di bawah rakit ekuivalen (Craig, R.F, 1989).

Penurunan seketika ("immediate settlement") dapat di hitung menurut persamaan elastis dari Janbu, Bjerrum dan Kjaernsli (1956), yaitu :

$$S_1 = \frac{u_1 u_2 q B}{E_d} \quad (3.71)$$

dimana :

$S_1$  = Immediate settlement rata-rata

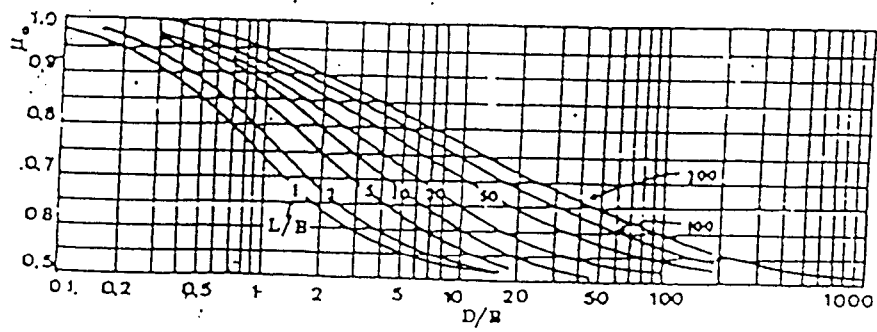
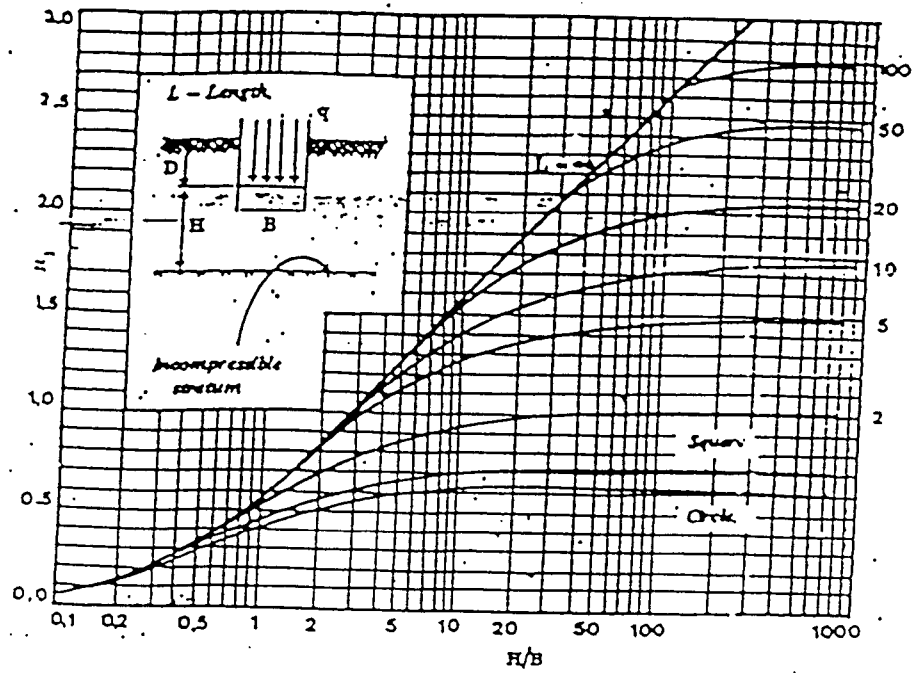
$u_1$  dan  $u_2$  = Faktor yang berhubungan dengan kedalaman, ketebalan dan perbandingan panjang / lebar dari masing-masing tanah yang mengalami perubahan bahan

$q$  = Net Fondation Pressure

$E_d$  = Modulus deformasi dari masing-masing lapisan tanah

$B$  = Lebar dari masing-masing lapisan tanah

Pada perhitungan penurunan seketika ini hasil dari  $q_c$ -CPT diterapkan dalam memberikan harga modulus deformasi ( $E$ ). Dimana korelasi antara  $q_c$ -CPT dan modulus deformasi Young's ( $E_d$ ) di ambil harga batas untuk jenis tanah pasir ("sand")  $E_d = 1.5 q_c - 3.5 4q_c$  (Bowles, J.E, 1977), dengan harga  $q_c$  di ambil harga rata-rata setiap lapisan tanah.



Gambar 3.16. Grafik influence factors untuk immediate settlements (Janbu, Bjerrum dan Kjaerns-  
11, 1957)

**BAB IV**  
**METODE PELAKSANAAN PEMBANGUNAN**  
**MENARA SALURAN TRANSMISI**

**4.1. Tahap-tahap pembangunan menara saluran transmisi**

Urutan dan proses pendirian atau pembangunan menara saluran transmisi 150 kV Kudus Timur mengikuti metode atau tahap-tahap sebagai berikut :

1) Memploting Tapak Tower

Ploting tapak tower bersifat sementara di lakukan pada peta berskala 1 : 50.000. Pembuatan peta ini di buat melalui foto udara, yaitu wilayah yang akan dilalui jaringan saluran transmisi di foto melalui udara. Tujuan dari ploting tapak tower (menara) adalah untuk mengetahui letak dan arah sementara jaringan saluran transmisi dan merupakan pedoman dalam melakukan survai atau pemetaan. Untuk lebih jelasnya mengenai letak jaringan saluran transmisi dapat peta yang dibuat melalui udara pada lam-piran 1.

2) Survai lapangan dan pemetaan

Pemilihan lintasan yang akan dilalui merupakan persoalan penting bagi pelaksanaan pembangunan jaringan saluran transmisi, untuk itu perlu diadakan survai lapangan dan pemetaan yang menyangkut semua aspek agar pembangunannya sendiri dapat ekonomis dan berguna, baik di lihat

dari pembangunannya sendiri maupun dari perawatannya. Menentukan titik belokan atau lurus di lapangan berdasarkan hasil plotting tapak tower sementara. Faktor-faktor penting yang perlu dipertimbangkan adalah :

- (a) Keadaan cuaca (angin, hujan, salju, petir, dsb),
- (b) Keadaan tanah (kemungkinan longsor, banjir, rawa, dsb),
- (c) Kondisi pengangkutan (pengangkutan barang dan bahan bagi pembangunan dan perawatannya),
- (d) Letak terhadap bangunan-bangunan lain yang diperuntukkan bagi kepentingan umum (saluran telekomunikasi, jalan raya, jalan kereta api, dan sebagainya),
- (e) Bangunan perumahan dan lahan milik masyarakat (berhubungan dengan pembebasan lahan).

Pada prinsipnya kegiatan survai lapangan meliputi hal-hal sebagai berikut :

- (a) Survai garis pusat: pada tahap ini garis pusat atau "centerline" saluran ditetapkan, demikian pula kedudukan struktur penopangnya terhadap garis pusat tersebut,
- (b) Survai profil: pada tahap ini perbedaan tinggi permukaan tanah lebar gawang (penampang tegak) ditetapkan sepanjang garis pusat tadi,
- (c) Survai tampak atas ("plan survey"): keadaan 50 - 100 m di kiri-kanan garis pusat di periksa,

(d) Survai lokasi menara ("tower side study"): disini untuk mengetahui jumlah tanah galian, cara pembuatan pondasi.

(e) Survai khusus: pada tahap ini dilakukan penyelidikan khusus terhadap penyebrangan sungai, pertemuan dengan saluran lain, perhitungan induksi elektromagnetik terhadap saluran komunikasi.

Pemetaan dilakukan untuk mengetahui garis kontur yaitu garis yang menunjukkan tinggi rendahnya lahan yang dilalui oleh jaringan saluran transmisi dan menentukan arah dari jaringan saluran secara horisontal yaitu berupa belokan atau garis lurus.

Dari hasil survai dan pemetaan, selanjutnya dilakukan proses penggambaran yaitu berupa gambar situasi, gambar alinyemen horisontal (H) dan alinyemen vertikal (V). Apabila proses penggambaran telah selesai maka akan didapatkan hasil sebagai berikut :

(a) Dengan diketahuinya alinyemen vertikal (V) akan dapat ditentukan tinggi menara (tower),

(b) Dengan diketahuinya alinyemen horisontal (H) akan dapat ditentukan sudut horisontal (sudut "Hz line").

Dengan berdasarkan kedua hal diatas maka dapat dibuat "Tower Schedule" yaitu berupa daftar atau rencana yang digunakan untuk pedoman pada saat pelaksanaan. Didalam "Tower Schedule" tercantum : tipe tower (menara) yang dipakai, tinggi extra (tambahan) dan lain sebagainya dan

untuk lebih jelas lagi dapat dilihat Lampiran 2.

### 3) Penyelidikan Tanah ("Soil Investigation")

Penyelidikan tanah adalah merupakan salah satu tahapan dalam perencanaan struktur bangunan, terutama struktur bawah. Dengan mengetahui jenis dan sifat-sifat tanah serta letak muka air tanah, maka kedalaman dan jenis pondasi dapat ditentukan. Penyelidikan tanah dilakukan dengan pengujian sondir atau disebut juga "Cone Penetration Test" (CPT). Alat uji ini bertujuan untuk mengetahui perubahan lapisan tanah terutama kekerasan dan kepadatannya. Berdasarkan kemampuannya, terdapat dua macam alat sondir, yaitu sondir ringan dengan kapasitas 2,5 ton dan sondir berat dengan kapasitas 10 ton. Untuk tanah lempung cukup digunakan sondir ringan, sedangkan tanah keras digunakan sondir berat. Hasil dari pengujian ini akan didapat nilai konis ( $q_c$ ), nilai gesekan ( $f_s$ ) dan kedalaman tanahnya. Berdasarkan hasil "Soil Investigation" ditentukan jenis atau kelas pondasi yang akan digunakan. Hasil lebih lengkap dapat dilihat pada lampiran 3.

### 4) Perencanaan Menara/Tower

Menentukan jenis tower yang digunakan dan dihitung mekanika dari profil baja yang membentuk struktur tower. Perhitungan mekanika bertujuan untuk mengetahui kekuatan atau daya dukung tower dalam menahan beban-beban yang bekerja. Bila perhitungan ini tidak dilakukan dikhawatirkan menara akan mengalami torsi atau buckling

karena tidak mampu menahan beban.

5) Persiapan dan perencanaan pondasi menara/tower

Tipe pondasi yang dipakai disesuaikan dengan besar dan arah beban yang bekerja. Kondisi tanah juga menentukan pemilihan pondasi bila dipakai pondasi miring maka sebelum direncanakan harus dikonsultasikan kepada pihak "owner", hal ini menyangkut membesarnya biaya yang diperlukan.

6) Perencanaan "STUB" (besi terbawah yang berhubungan langsung dengan pondasi)

Perhitungan "STUB" harus tepat karena pada "STUB" merupakan dasar elevasi untuk menentukan ketinggian menara.

## 4.2. Pelaksanaan lapangan

### 4.2.1. Pelaksanaan Pekerjaan Pondasi

Pekerjaan pembuatan pondasi meliputi pemberian tanda - tanda, penggalian, pemasangan tonggak ("stub setting"), pengecoran beton (pembuatan poer atau "pile cap"), dsb.

Pemberian tanda - tanda ("staking") dilakukan menurut rencana fondasi dengan memperhatikan tanda pusat ("center peg") dari menara dan saluran transmisi.

Penggaliannya dilakukan dengan berbagai cara tergantung dari kondisi tanahnya, yaitu :

1) Penggalian biasa ("plain excavation", yaitu penggalian biasa, tanpa persyaratan, kemiringan tebing

tertentu, dsb.

2) Penggalian dengan perkuatan kayu ("timbering excavation"), dilakukan bila tanahnya mudah longsor dan mengeluarkan air.

3) Penggalian dengan tong kayu ("pail excavation"), dilakukan bila tanahnya mudah longsor dan banyak sekali mengeluarkan air.

4) Penggalian dengan tabung silinder ("case excavation"), dilakukan untuk penggalian disungai,

5) Penggalian sumber ("well point excavation"), dilakukan pada tanah pasir yang berair.

Bila kondisi tanah buruk, maka dipasang tiang - tiang pancang ("piles") untuk menguatkan pondasinya.

Seperti telah dijelaskan pada Bab sebelumnya proses pelaksanaan pekerjaan pemancangan pondasi "micropiles" atau "S.M.C.F" di lakukan pada ujung baja dan pada saat proses pemancangan tiang berlangsung di masukkan atau di injeksikan mortar melalui pipa-pipa yang berdiameter 5-7 cm yang terdapat di kiri-kanan profil baja H-beam. Bersamaan dengan di masukkannya mortar, secara perlahan pipa-pipa di tarik atau di keluarkan dan bila sulit atau ada hambatan maka pipa-pipa tersebut dibiarkan terbenam bersama profil baja H dan mortar. Selanjutnya setelah pekerjaan pemancangan selesai maka di lakukan pekerjaan penulangan poer atau "pile cap" dan di lanjutkan dengan pemasangan "STUB" menyatu dengan "pile cap". Tahap



berikutnya adalah pengecoran poer atau "pile cap" dengan beton 1:2:3 (campuran semen+pasir+krikil) dan air dalam cetakan atau bekesting yang terbuat dari kayu.

#### 4.2.2. Tahap pendirian menara baja

Apabila pelaksanaan pekerjaan pondasi selesai, bagian atas struktur didirikan menara baja. Ada dua cara pendiriannya :

##### 1). Cara menyusun keatas ("assemble")

Dalam cara pertama ini menara disusun ke atas bagian demi bagian. Setiap bagian digantung dengan pengangkat ("lifting rod"), kemudian bagian yang satu dipasang diatas bagian yang lain dengan menggunakan baut.

##### 2). Cara menarik keatas ("pulling up")

Dalam cara kedua ini bagian - bagian dari baja profil dipasang dulu diatas permukaan tanah, setelah selesai menara tersebut didirikan dengan katrol atau mesin pengangkat ("winch").

Pada studi ini di ambil studi kasus pada proyek jaringan saluran transmisi 150 kV di daerah Kudus Timur dengan No.T-05 dan tinggi tower  $\pm$  34 meter di atas permukaan tanah.

#### 4.2.3. Pemasangan kawat

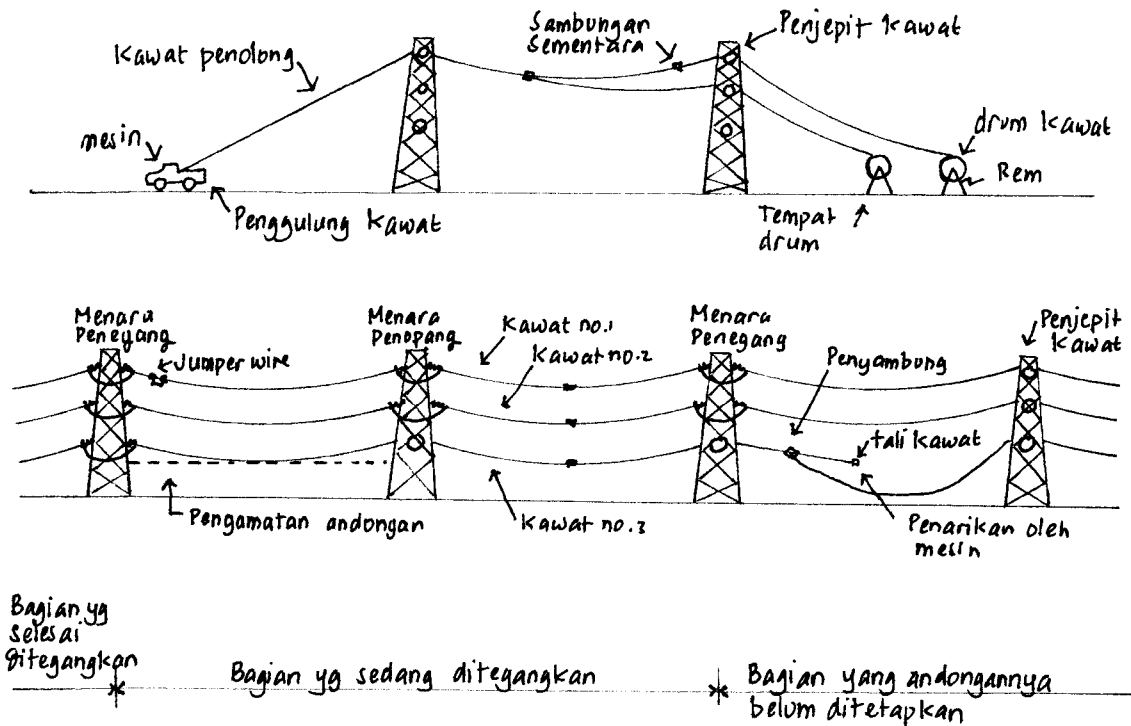
Salah satu cara dalam penarikan kawat adalah mula - mula kawat dipasang pada tiang, kemudian ditarik sampai

suatu ketegangan tertentu dengan mesin melalui penjepit kawat ("snatch block") yang terpasang pada setiap lengan menara. Kawat itu ditarik oleh mesin dengan bantuan kawat penolong ("mesenger wire"). Cara yang lainnya adalah dengan merentangkan kawat di tanah, lalu mengangkatnya keatas tiang.

Agar supaya tidak terjadi kerusakan kawat karena menggores tanah hendaknya digunakan penegang kawat ("tensioner"). Bila kawat menyebrangi saluran - saluran lain (transmisi, telepon) atau jalan (raya, kereta api) perlu adanya pengamanan agar kawat penghantar maupun kawat penolong tidak mengenai saluran - saluran tadi.

Pekerjaan penegangan dilakukan pada setiap bagian saluran dimana gandengan isolator terpasang pada menara - menara sudut maupun menara - menara penegang ("tension isolator string"), sedang ujung lainnya ditarik oleh sebuah mesin penarik ("winch") sampai suatu andongan tertentu. Ujung ini kemudian dihubungkan dengan isolator penegang lainnya. Sesudah kawatnya cukup tegang, kemudian dipindahkan pada gandengan isolator gantung dari pencepit kawat pada menara gantung. Sesudah itu peredam dan batang perisai dipasang.

Panjang kabel yang dibutuhkan atau jarak bentang antar menara di kiri-kanan T-05 adalah 349,5 m dan 380,5 m. untuk lebih jelasnya dapat dilihat tampang melintang tower pada gambar dibawah ini.

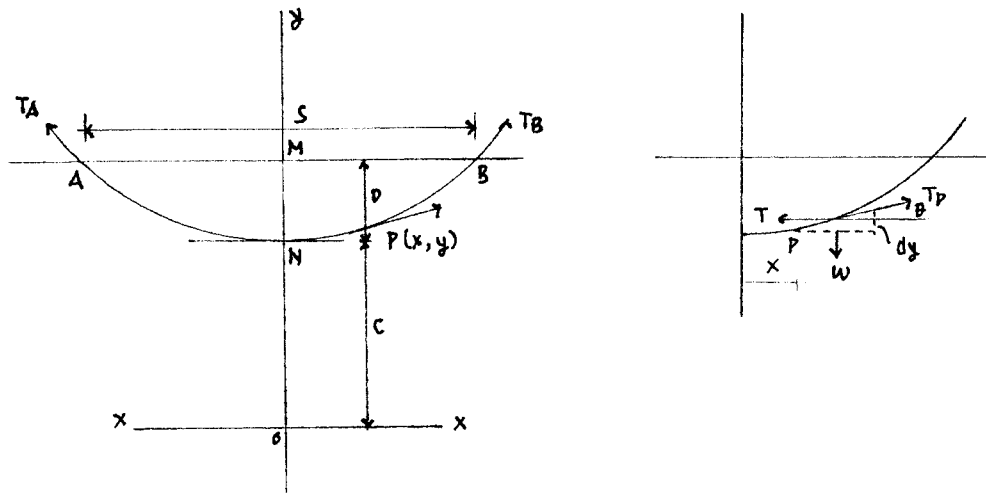


Gambar 4.1. Cara menegangkan kawat

Deformasi kabel skiber panjang bentang dapat dijelaskan sebagai berikut :

1) Andongan ("Sag") di topang oleh menara yang sama tingginya.

Penghantar yang direntangkan antara dua menara transmisi mempunyai bentuk lengkung tertentu ("Catenary Curve") yang disebabkan oleh berat penghantar.



Gambar 4.2. Menara penopang sama tingginya

Bersamaannya adalah :

$$Y = c \cosh \frac{x}{c} \quad (\text{m}) \quad (4.1)$$

$$L = c \sinh \frac{x}{c} \quad (\text{m}) \quad (4.2)$$

$$d = Y - c = c \left[ \cosh \frac{x}{c} - 1 \right] \quad (\text{m}) \quad (4.3)$$

$$c = \frac{T}{W} \quad (\text{m}) \quad (4.4)$$

dimana :

T = kuat tarik dari penghantar (kg),

W = berat penghantar per-satuan panjang (kg/m),

L = panjang penghantar sebenarnya dari titik terendah sampai titik dengan koordinat (x,y) (m),

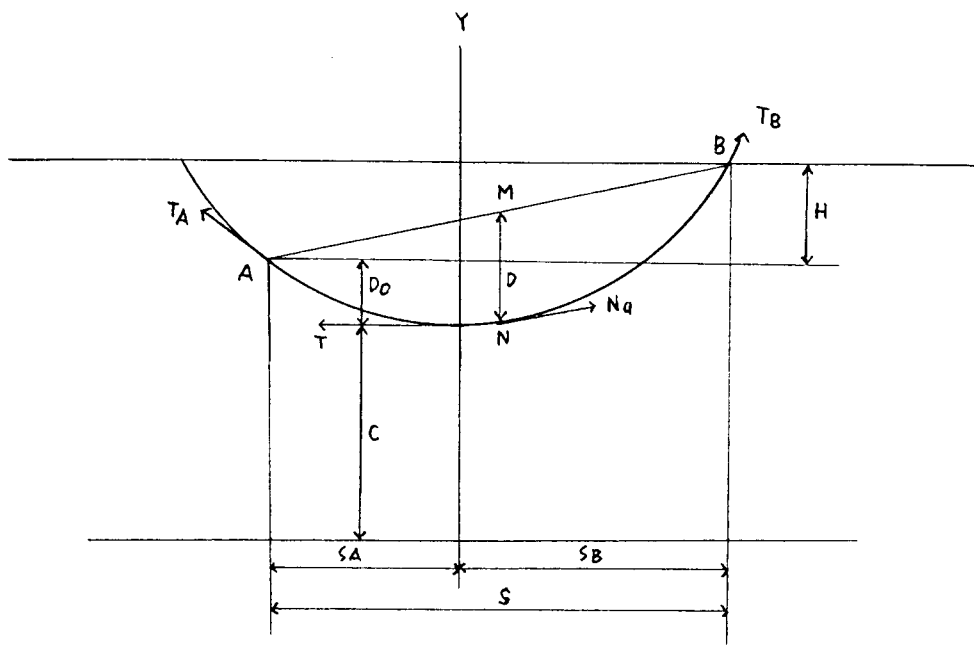
d = endungan ("sag") pada titik (x,y).

Biasanya bentuk lengkungan penghantar dianggap parabola. sehingga bila lebar gawang adalah  $s$  (m), maka andongan ("sag")  $D$  dan panjang penghantar sebenarnya  $L_0$  dinyatakan oleh :

$$D = \frac{W \cdot S^2}{8 \cdot T} \quad (\text{m}) \quad (4.5)$$

$$L_0 = S + \frac{W \cdot S^2}{24 \cdot T^2} = s + \frac{8 D^2}{35} \quad (\text{m}) \quad (4.6)$$

2) Andongan ("sag") di topang oleh menara yang tidak sama tinggi.



Gambar 4.3. Menara penopang tidak sama tinggi

Apabila menara penopang tidak sama tingginya, maka yang dihitung adalah andongan yang miring ("oblique") yang dinyatakan dengan rumus :

$$D = \frac{W.S^2}{8.T} \text{ (m)} \quad (4.7)$$

Yaitu jarak antara garis AB (gambar 4.3) dan garis singgung pada lengkungan kawat yang sejajar dengan garis AB tersebut.

Hubungan antara andongan miring dan andongan pada titik-titik penopang dinyatakan oleh persamaan :

$$D_o = D \left[ 1 - \frac{H}{4.D} \right]^2 \quad (4.8)$$

$$D_o + H = D \left[ 1 + \frac{H}{4.D} \right] \quad (4.9)$$

Tegangan tarik pada titik-titik penopang A dan B dinyatakan oleh persamaan :

$$T_A = T + W D \quad (4.10)$$

$$T_B = T + W (D_o + H) \quad (4.11)$$

## **BAB V**

### **ANALISIS DATA PONDASI TIANG MICROPILES ATAU "S.M.C.F"**

#### **5.1. Umum**

Dari data penyelidikan lapangan "cone penetration test" (CPT) akan dihitung kapasitas dukung dari pondasi "micropiles" dengan metode perhitungan empiris.

Hasil dari perhitungan tersebut, kemudian dibandingkan dengan beban rencana yang akan bekerja dan dievaluasi dengan analisis hasil pengujian pembebanan ("loading test") tipe tarik atau angkat ke atas ("Uplift"). Sebagai contoh analisis digunakan kasus pada proyek pembangunan jaringan saluran transmisi 150 kV jalur Kudus-Pati di daerah Kudus Jawa Tengah.

#### **5.2. Data penyelidikan tanah**

Data tanah diambil dari data penyelidikan tanah pada proyek jaringan saluran transmisi 150 kV jalur Kudus-Pati. Pada proyek ini dibangun 9 menara atau "tower" dan 1 gardu induk (G.I).

Penyelidikan tanah pada proyek ini menggunakan metode C.P.T ("Cone Penetration Test") dimana pengujian dilakukan pada beberapa titik sondir dengan menggunakan alat

sondir. Penembusan ditentukan setelah ditemukan lapisan tanah keras dengan nilai konis  $q_c \geq 300 \text{ kg/cm}^2$ .

Hasil dari penyelidikan tanah yang dilakukan dapat dilihat pada Lampiran 3.

### 5.3. Data pondasi tiang "micropiles" atau "S.M.C.F"

Lokasi proyek jaringan ini ada di areal persawahan dan kondisi tanahnya adalah tanah lempung dengan jenuh air, maka sesuai dengan kondisi tersebut dipakai pondasi "micropiles". Dimana pelaksanaannya sangat mudah dan dalam pemancangannya pun tidak banyak menimbulkan getaran maupun kebisingan. Pondasi "micropiles" atau "S.M.C.F" yang digunakan terbuat dari jenis baja profil H150x150x7x10, di sekelilingnya diselubungi dengan lapisan semen+pasir (mortar 1:2) dan dimensi kelilingnya ( $D = 30 \text{ cm}$ ).

### 5.4. Data loading test

Jenis pondasi "micropiles" atau "S.M.C.F" yang dipilih adalah tiang pancang baja profil H150x150x7x10, di selubungi dengan mortar 1:2 (semen+pasir). Kemudian di bebani dengan beban maksimum 200% = 27,648 ton, pembebanan dilakukan dengan sistem beban tarik ("Up lift/Pullout").

Pembebanan tarik pada ujung tiang pondasi "S.M.C.F" dilakukan dengan perantara tekanan "hydraulic jack" mengikuti standar ASTM D-3689-83 pasal 7.2 atau 7.3 "Cyclic load" (pembebanan siklus).



Adapun hasil pengamatan secara ringkas Uji "loading test" dengan tipe "Up lift" atau "Pullout" pada menara atau tower T-05 adalah sebagai berikut :

1) Rata-rata kenaikan/"settlement" = 1,74 mm  
(Pembebanan 200% = 27.648 ton)

2) Rata-rata kenaikan/"settlement" = 0,33 mm  
(Pembebanan 0% = 0 ton)

3) Rata-rata kenaikan/"settlement" = 1,41 mm  
("Rebound" 1-2)

Untuk lebih lengkapnya dapat di lihat catatan hasil uji pembebanan pada Lampiran 4.

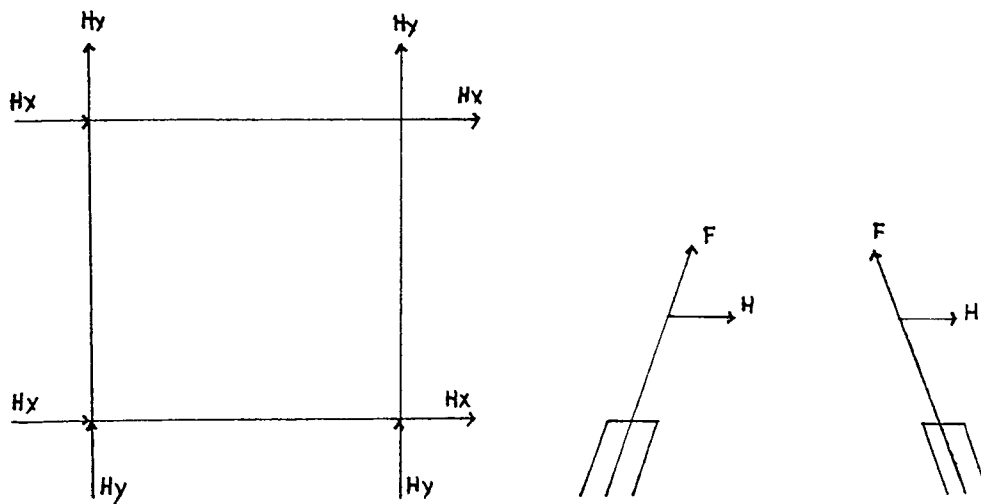
#### 5.5. Data beban yang bekerja pada pondasi "micropiles" atau "S.M.C.F"

(a) Kriteria perencanaan

(1) Pembebanan

Dari beban-beban yang bekerja pada menara dan ditambah beban menara sendiri, akan diperoleh beban yang bekerja pada poer dan tiang pondasi "micropiles" ("S.M.C.F").

Adapun kombinasi beban yang bekerja pada menara T.05 di ilustrasikan pada Gambar 5.1 di bawah ini.

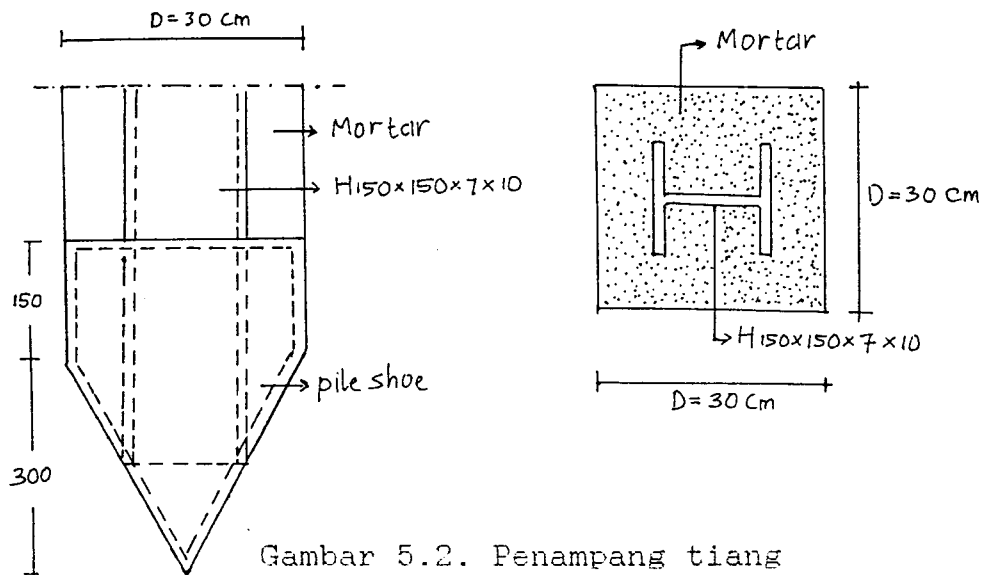


Gambar 5.1. Arah beban

(2) Mutu bahan :

- Baja :  $F_y = 400 \text{ MPa}$  (BJTD produksi Krakatau steel)
- Beton : Berat volume ;  $\tau_c = 22,4 \text{ kN/m}^3$   
 Berat jenis di bawah muka air ;  
 $\tau_c' = 12 \text{ kN/m}^3$   
 $f_c' = 17,5 \text{ MPa}$
- Tanah : Berat volume ;  $\tau_s = 18 \text{ kN/m}^3$   
 (di bawah muka tanah)
- Baut : Kualitas 8,8 (Grack 8,8)
- Balok dan plat: SS400 ( $F_u = 400 \text{ MPa}$ ,  $F_y = 240 \text{ MPa}$ )

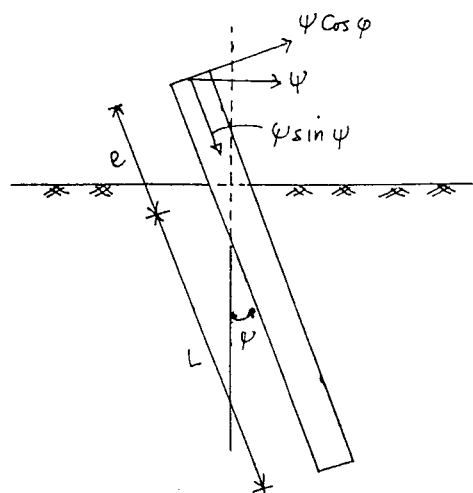
## (b) Perencanaan Tiang Pondasi



Gambar 5.2. Penampang tiang

(1) Perhitungan pondasi tiang kelompok miring dengan arah ( $y'$ )

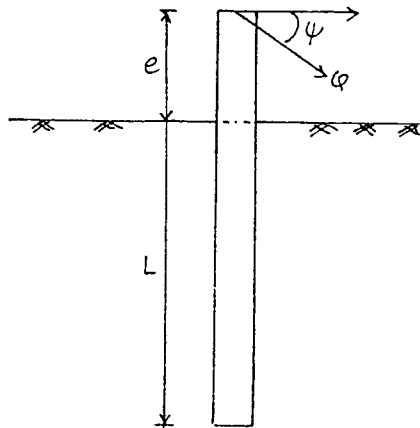
Untuk jarak normal dipakai tiang miring adalah praktis karena adanya anggapan gaya aksial ultimit dan beban normal tidak terlalu berpengaruh adalah layak, sebab kemiringan permukaan tanah relatif terhadap sumbu tiang ( Poulus H.G dan Davis E.H. 1980)



Gambar 5.3. Tiang pancang miring

Tiang miring boleh dipertimbangkan sama dengan tiang vertikal dengan beban miring. Sudut kemiringan tiang  $\delta$ , dimana :

$$\delta = 90^\circ + \phi$$



Gambar 5.4. Tiang pancang vertikal

a) Perhitungan pondasi tiang kelompok dengan kemiringan  $y'$ .

$$\frac{1}{iy} = \frac{1}{n} \sum_{P=1}^n \left[ \frac{1}{i} \cos \theta_p \right] \quad (5.1)$$

dimana :

$iy$  = kemiringan tiang arah  $y$

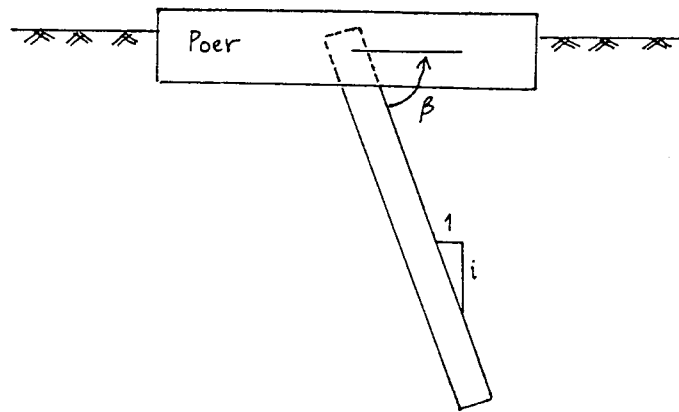
$n$  = jumlah tiang

$i$  = kemiringan tiang

$\theta_p$  = sudut kemiringan tiang

b) Rata-rata sudut kemiringan tiang kelompok

$$\beta = \tan^{-1} \left[ \frac{1}{iy} \right] \quad (5.2)$$



Gambar 5.5. Tiang miring

c) Jarak tiang pada kedalaman  $dL$ , harus lebih besar atau sama dengan  $2D$

$$S \geq 2D = 2 \cdot 0,3 \quad (5.3)$$

$$S \geq 0,6 \text{ m}$$

d) Kontrol persyaratan, koordinat pada kedalaman  $dL$  adalah :

$$Y = Y_0 + dL \cdot \frac{1}{i} \cos \theta \quad (5.4)$$

$$X = X_0 + dL \cdot \frac{1}{i} \sin \theta \quad (5.5)$$

e) Jarak antara tiang 1 dan tiang 2 dengan koordinat  $(x_1, y_1)$  dan  $(x_2, y_2)$

$$S = \sqrt{(x_1 - x_2)^2 + (y_1 - y_2)^2} \quad (5.6)$$

f) Transformasi (perubahan) sumbu koordinat sebenarnya adalah :

$$Hx' = \frac{| Hx - Hy |}{\sqrt{2}} \quad (5.7)$$

$$Hy' = \frac{| Hx + Hy |}{\sqrt{2}} \quad (5.8)$$

dimana :

$H_x$  = Beban horisontal searah sumbu x

$H_y$  = Beban horisontal searah sumbu y

g) Komponen vertikal maksimum akibat pembebanan tiang

$$Q_{vu} = \frac{N_u}{n} + \frac{M_{uy} \cdot x}{\sum x^2} + \frac{M_{ux} \cdot y}{\sum y^2} \quad (5.9)$$

$$Q_{vc} = \frac{N_c}{n} + \frac{M_{cy} \cdot x}{\sum x^2} + \frac{M_{cx} \cdot y}{\sum y^2} \quad (5.10)$$

$$N_u = F_u - \frac{W_{cap}}{1,5} \quad (5.11)$$

$$N_c = F_c + W_{cap} \quad (5.12)$$

dimana :

$Q_{vu}$  = komponen vertikal untuk beban tarik ke atas

$Q_{vc}$  = komponen vertikal untuk beban tekan

$F_u$  = Beban tarik ke atas maksimum untuk beban campuran dari tower

$F_c$  = Beban tekan untuk beban campuran dari tower

$W_{cap}$  = Berat poer ("pile Cap")

$M_{ux}, M_{uy}$  = Komponen momen guling x dan y untuk kondisi tarik keatas

$M_{cx}, M_{cy}$  = komponen momen guling x dan y untuk kondisi tekan

h) Beban maksimum pada tiang

$$Q_u = \frac{Q_{vu} \sqrt{i^2+1}}{i} \quad (5.13)$$

$$Q_c = \frac{Q_{vc} \sqrt{j^2+1}}{i} \quad (5.14)$$

dimana :

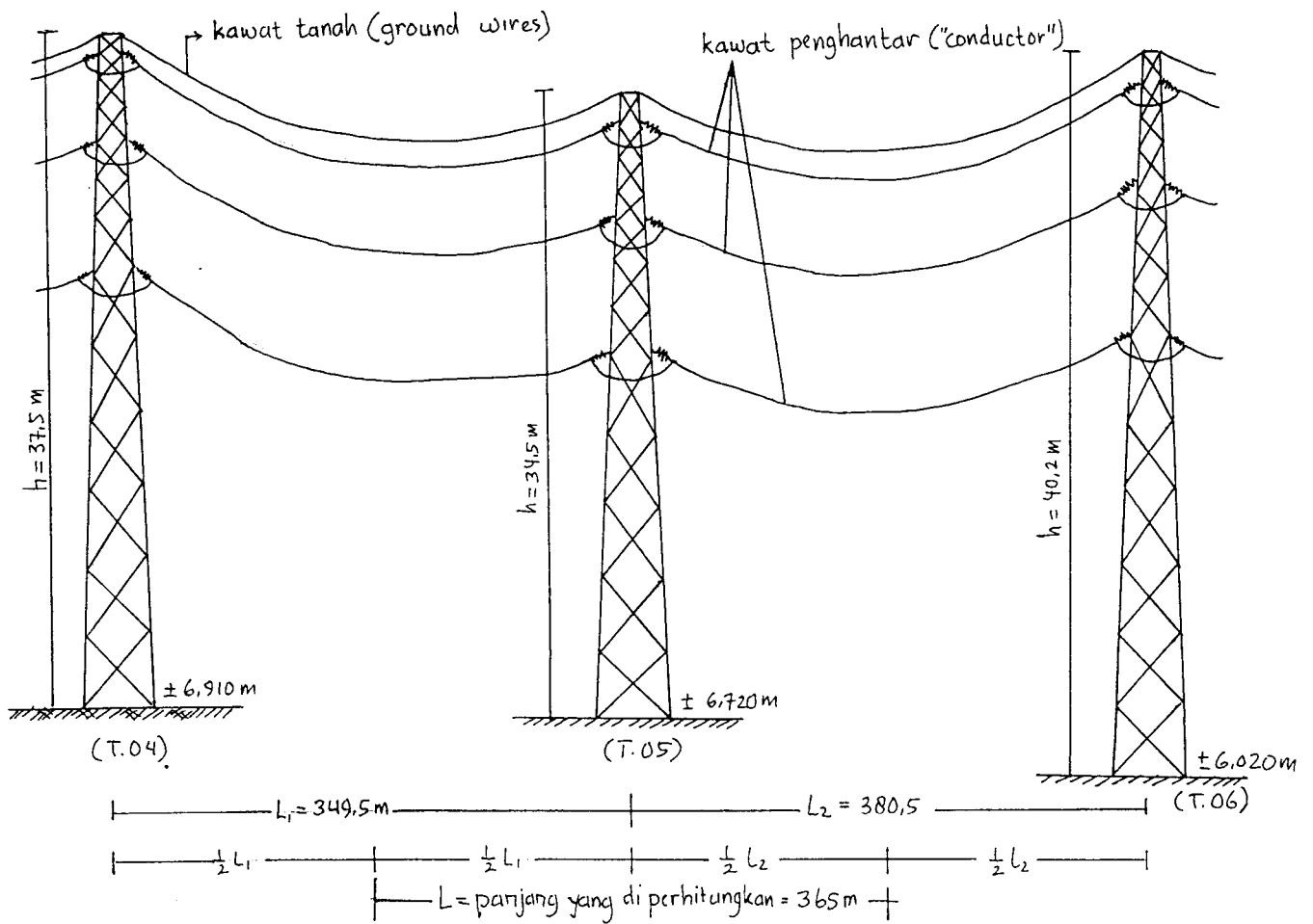
$Q_u$  = Beban tarik ke atas maksimum

$Q_v$  = Beban tekan maksimum

$i$  = Kemiringan tiang

**BAB VI**  
**ANALISIS PERHITUNGAN**  
**PONDASI "MICROPILES" ("S.M.C.F")**

6.1. Analisis perhitungan beban yang bekerja pada menara T.05.



Gambar 6.1. Tampang melintang menara T.04, T.05 dan T.06



## a) Spesifikasi Menara

Tabel 6.1. Spesifikasi menara yang dipakai

No.	Nomor Menara	Tipe Menara	Tinggi Menara H (m)	Berat Menara W (kg)	Jarak Menara S (m)	Beda Tinggi Menara h (m)	Sudut Beda Tinggi Menara $\theta$
1.	T.04	4AA7 + 6	37,2	7993			
					349,5	2,7	0,44°
2.	T.05	4007 + 3	34,5	12945			
					393,5	3,0	0,91°
3.	T.06	4AA7 + 9	40,5	9857			

## b) Spesifikasi Kawat

Tabel 4.2. Spesifikasi Kawat yang dipakai

No.		Kawat Penghantar	Kawat Tanah
1.	Ukuran Nominal	240/40	1/2"
2.	Jenis Material	ACSR	GALVANIZED STEEL
3.	Luas Penampang (mm <sup>2</sup> )	240	93,26
4.	Jumlah/diameter Kawat (mm)	26/3,45 + 7/2,68	19/2,5
5.	Diameter Luar (mm)	21,90	12,5
6.	Berat Kawat (kg/m)	0,987	0,73
7.	Kuat Tarik (kg)	86400	10945

## c) Menghitung Andongan ("Sag")

(1) Untuk menara T.04 dan T.05

$$D = \frac{W \cdot S^2}{8 \cdot T}$$

$$= \frac{0,987 (9,81) (349,5)^2}{8 \cdot 86400} = 1,7100 \text{ m}$$

$$D_0 = D \left[ 1 - \frac{h}{4D} \right]^2$$

$$= 1,71 \left[ 1 - \frac{2,7}{4 \cdot 1,71} \right]^2 = 0,6264 \text{ m}$$

Cheking :

$$D_o + h = D \left[ 1 + \frac{h}{4 D} \right]^2$$

$$0.6264 + 2.7 = 1.71 \left[ 1 + \frac{2.7}{4 \cdot 1.71} \right]^2$$

$$3.3264 = 3.3264 \text{ (ok)}$$

Maka panjang sebenarnya kawat penghantar adalah :

$$L_o = S + \frac{8 \cdot D^2}{3 \cdot S}$$

$$= 349.5 + \frac{8 (1.71)^2}{3 (349.5)}$$

$$= 349.53 \text{ m}$$

(2) Untuk menara T.05 dan T.06

$$D = \frac{W \cdot S^2}{8 \cdot T}$$

$$= \frac{0.987 (9.81) (380.5)^2}{8 \cdot 86400} = 2.0300 \text{ m}$$

$$D_o = D \left[ 1 - \frac{h}{4 D} \right]^2$$

$$= 2.03 \left[ 1 - \frac{6.0}{4 \cdot 2.03} \right]^2 = 0.1375 \text{ m}$$

Cheking :

$$D_o + h = D \left[ 1 + \frac{h}{4 D} \right]^2$$

$$0.1375 + 6.0 = 2.03 \left[ 1 + \frac{6.0}{4 \cdot 2.03} \right]^2$$

$$6.1375 = 6.1375 \text{ (ok)}$$

Maka panjang sebenarnya kawat penghantar adalah :

$$L_o = S + \frac{8 \cdot D^2}{3 \cdot S}$$

$$= 380.5 + \frac{8 (2.03)^2}{3 (380.5)}$$

$$= 380.53 \text{ m}$$

d) Menghitung beban pada menara T.05

(1) Kawat Tanah ("Ground Wires")

(a) Beban horisontal arah tegak lurus atau "Transversal Load" (Hx)

- Tekanan angin pada kawat :

$$= 1 \times 0,5(349,53+380,53)(0,0125)(100)$$

$$= 456,875 \text{ kg}$$

- Arah angin diagonal :

$$= 0,7071 \times 456,875 = 322,641 \text{ kg} = 3,165 \text{ kN}$$

(b) Beban vertikal arah tegak lurus atau "Vertical Load" (V)

- Berat kawat :

$$= 1 \times 0,5(349,53+380,53)(0,73) +$$

$$10945 (\tan 0,44^\circ + \tan 0,91^\circ)$$

$$= 524,405 \text{ kg} = 5,144 \text{ kN}$$

(2) Kawat Penghantar ("Conductor")

(a) Beban horisontal arah tegak lurus atau "Transversal Load" (Hx)

- Tekanan angin pada kawat :

$$= 1 \times 0,5(349,53 + 380,53)(0,0219)(100)$$

$$= 799,416 \text{ kg}$$

- Tekanan angin pada isolator :

$$= 2 \times 2(0,254 \times 1,752 \times 140)$$

$$= 249,205 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 & - \text{Arah angin diagonal :} \\
 & = 0,7071 \times (799,416 + 249,205) \\
 & = 741,479 \text{ kg} = 7,274 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(b) Beban horisontal arah sejajar atau "Longitudinal Load" (Hy)

$$\begin{aligned}
 & - \text{Tekanan angin pada isolator :} \\
 & = 2 \times 2(0,254 \times 1,752 \times 140) \\
 & = 249,205 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & - \text{Arah angin diagonal :} \\
 & = 0,7071 \times 249,205 \\
 & = 176,213 \text{ kg} = 1,729 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(c) Beban vertikal arah tegak lurus atau "Vertical Load" (V)

$$\begin{aligned}
 & - \text{Berat kawat :} \\
 & = 1 \times 0,5(349,53+380,53)(0,987) + \\
 & \quad 86400 (\tan 0,44^\circ + \tan 0,91^\circ) \\
 & = 2396,165 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & - \text{Berat isolator :} \\
 & = 2(2 \times 2,6 \times 12) + 100 \\
 & = 224,800 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & - \text{Berat total :} \\
 & = 2396,165 + 224,165 \\
 & = 2620,965 \text{ kg} = 25,712 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## (3) Menara T.05

- Tekanan angin pada menara :

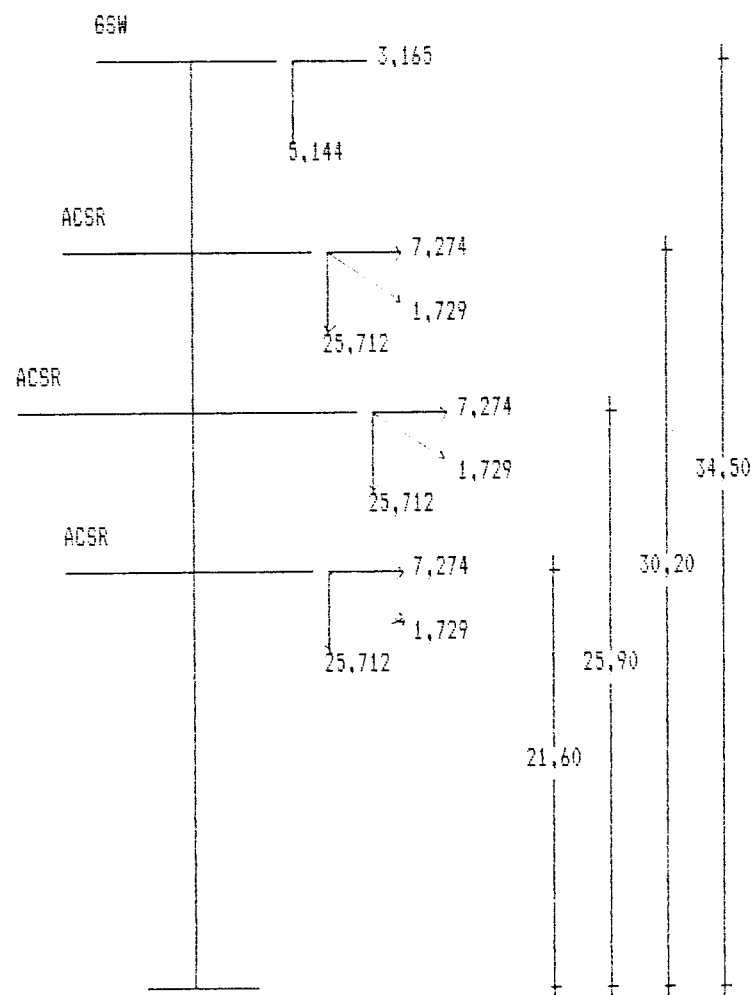
$$= (7,740 \times 1,5)(290)$$

$$= 3366,900 \text{ kg} = 33,029 \text{ kN}$$

- Berat menara sendiri :

$$= 126,991 \text{ kN}$$

(4) Menghitung beban momen arah horizontal dan beban arah vertikal pada menara T.05



Gambar 6.2. Arah beban pada menara T.05

(a) Beban momen arah transversal (Hx)

$$2 \times 3,165 \times 34,50 = 218,385 \text{ kNm}$$

$$2 \times 7,274 \times 30,20 = 439,349 \text{ kNm}$$

$$2 \times 7,274 \times 25,90 = 376,793 \text{ kNm}$$

$$2 \times 7,274 \times 21,60 = 314,237 \text{ kNm}$$

---

$$\Sigma M (Hx) = 1348,764 \text{ kNm}$$

(b) Beban momen arah longitudinal (Hy)

$$2 \times 1,729 \times 30,20 = 104,407 \text{ kNm}$$

$$2 \times 1,729 \times 25,90 = 89,541 \text{ kNm}$$

$$2 \times 1,729 \times 21,60 = 74,767 \text{ kNm}$$

---

$$\Sigma M (Hy) = 268,687 \text{ kNm}$$

(c) Beban arah vertikal (V)

$$2 \times 5,144 = 10,288 \text{ kN}$$

$$6 \times 25,712 = 154,272 \text{ kN}$$

---

$$\Sigma V = 164,560 \text{ kN}$$

(5) Menghitung kombinasi beban pada menara T.05

(a) Beban arah transversal (Hx)

(1) Beban tekan maksimum

$$\begin{aligned}
 F_c &= \frac{\Sigma V + W \text{ menara}}{4} + \frac{\Sigma M (Hx) + H \text{ menara}}{h/2} \\
 &= \frac{164,56 + 126,9905}{4} + \frac{1348,764 + 33,0290}{34,5/2} \\
 &= 152,9915 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(2) Beban tarik maksimum

$$F_u = \frac{W \text{ menara}}{4} - \frac{\Sigma M (H_x) + H_{\text{menara}}}{h/2}$$

$$= \frac{126,9905}{4} - \frac{1348,764 + 33,0290}{34,5/2}$$

$$= 48,3563 \text{ kN}$$

(b) Beban arah longitudinal (Hy)

(1) Beban tekan maksimum

$$F_c = \frac{\Sigma V + W \text{ menara}}{4} + \frac{\Sigma M (H_y) + H_{\text{menara}}}{h/2}$$

$$= \frac{164,56 + 126,9905}{4} + \frac{268,687 + 33,0290}{34,5/2}$$

$$= 90,3784 \text{ kN}$$

(2) Beban tarik maksimum

$$F_u = \frac{W \text{ menara}}{4} - \frac{\Sigma M (H_y) + H_{\text{menara}}}{h/2}$$

$$= \frac{126,9905}{4} - \frac{268,687 + 33,0290}{34,5/2}$$

$$= 14,2568 \text{ kN}$$

(c) Beban arah vertikal (V)

(1) Beban tekan maksimum

$$F_c = \frac{\Sigma V + W \text{ menara}}{4} + \frac{\Sigma M (H_x) + \Sigma M (H_y) + H_{\text{menara}}}{h/2}$$

$$= \frac{164,56 + 126,9905}{4} + \frac{1348,764 + 268,624 + 33,0290}{34,5/2}$$

$$= 168,5676 \text{ kN}$$

(2) Beban tarik maksimum

$$F_u = \frac{W \text{ menara}}{4} - \frac{\Sigma M (H_x) + \Sigma M (H_y) + H_{\text{menara}}}{h/2}$$

$$= \frac{126,9905}{4} - \frac{1348,764 + 268,624 + 33,0290}{34,5/2}$$

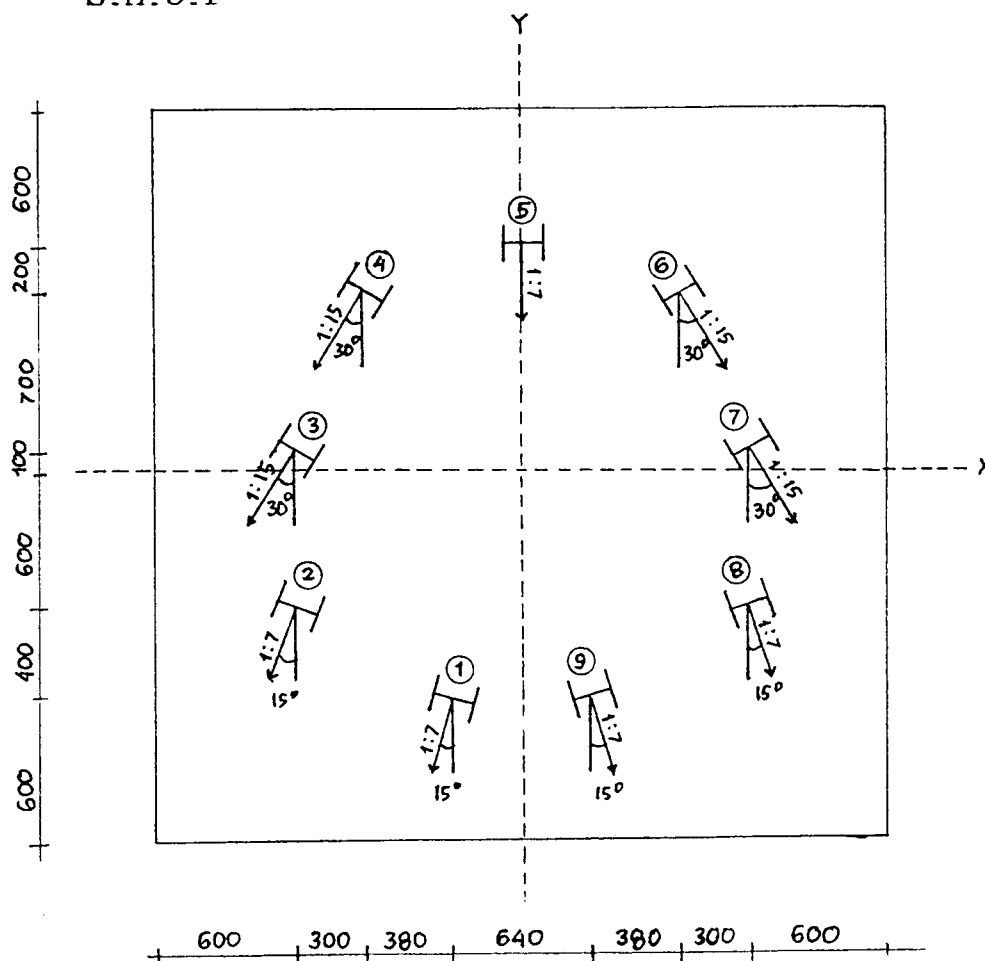
$$= 63,9324 \text{ kN}$$

Tabel 6.3. Hasil perhitungan kombinasi beban

	V (kN)	Hx (kN)	Hy (kN)
Beban tekan maks	252,8514	229,4873	135,5676
Beban tarik ke atas maks	95,8986	72,5343	21,3852
Beban tekan arah horisontal maks	252,8514	229,4873	135,5676
Beban tarik arah horisontal maks	95,8986	72,5343	21,3852

\*) Load Faktor = 1,5

## 6.2. Analisis perhitungan pondasi tiang "micropiles" atau "S.M.C.F"



Gambar 6.3. Denah letak tiang



## a) Perencanaan Tiang

## (1) Perhitungan kemiringan pondasi tiang "micropiles"

\* Contoh perhitungan Tiang No.1 :

- Kemiringan tiang ;

$$i=7 \text{ -----} \rightarrow 1/i = 0.143$$

- Kemiringan tiang arah y ;

$$1/i_y = 1/i \cos \theta_p$$

$$= 0.143 \cdot \cos 15^\circ = 0.138$$

- Kemiringan tiang arah x ;

$$1/i_x = 1/i \sin \theta_p$$

$$= 0.143 \cdot \sin 15^\circ = 0.037$$

Tabel 6.4. Hasil perhitungan kemiringan tiang

No.Tiang	i	$\theta$	1/i	1/i <sub>y</sub>	1/i <sub>x</sub>
1	7	15	0.134	0.138	0.037
2	7	15	0.143	0.138	0.037
3	15	30	0.067	0.058	0.033
4	15	30	0.067	0.058	0.033
5	7	0	0.143	0.143	0.000
6	15	-30	0.067	0.058	-0.033
7	15	-30	0.067	0.058	-0.033
8	7	-15	0.143	0.138	-0.037
9	7	-15	0.143	0.138	-0.037
Total				0.927	

## (2) Perhitungan koordinat pondasi tiang "micropiles"

\* Contoh perhitungan Tiang No.1 :

- Ordinat Tiang = (0,32 ; 1)

- Kontrol persyaratan koordinat pada ke dalaman

dL :

$$\begin{aligned}
 y &= y_0 + dL \cdot 1/i \cdot \cos \theta \\
 &= 1 + 1,4 \cdot 0,134 \cdot \cos 15^\circ \\
 &= 1,193
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 x &= x_0 + dL \cdot 1/i \cdot \sin \theta \\
 &= 0,32 + 1,4 \cdot 0,134 \cdot \sin 15^\circ \\
 &= 0,372
 \end{aligned}$$

- jarak antara tiang 1 dan tiang 2 dengan koordinat (0,32 ; 1) dan (1 ; 0,6) adalah:

$$\begin{aligned}
 S &= \sqrt{(x_1 - x_2)^2 + (y_1 - y_2)^2} \\
 &= \sqrt{(0,32 - 1)^2 + (1 - 0,6)^2} \\
 &= 0,789 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Tabel 6.5. Hasil perhitungan koordinat tiang

No.Tiang	$y_0'$	$x_0'$	y	x	Jarak	
1	1	0,32	1,193	0,372	S12	0,789
2	0,6	1	0,793	1,052	S23	0,812
3	-0,1	1	-0,019	1,047	S34	0,762
4	-0,8	0,70	-0,719	0,747	S45	0,747
5	-0,9	0,0	-0,70	0,000	S56	0,747
6	0,8	0,7	0,719	-0,747	S67	0,762
7	-0,1	1	0,019	-1,047	S78	0,812
8	0,6	1	0,793	1,052	S89	0,789
9	1	0,32	1,193	0,372	S91	0,744

(3) Perhitungan pondasi kelompok tiang

\* Dimensi pondasi tiang "micropiles" adalah :

- Panjang tiang,  $L = 9,00 \text{ m}$

- Diameter tiang,  $D = 0,30 \text{ m}$

- Volume pondasi tiang,

$$= 0,30 \times 0,30 \times 9 = 0,81 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned}
 & - \text{Volume "pile cap" atau "poer"}, \\
 & = 3,20 \times 3,20 \times 1,5 = 15,36 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Tabel 6.6. Hasil perhitungan berat pondasi kelompok tiang

	n	Volume (m <sup>3</sup> )	$\tau$ (kN/m <sup>3</sup> )	Berat (kN)
Poer	1	15,36	22,4	344,064
Tiang	9	7,29	12,0	87,480
Berat total pondasi				431,554

b) Beban yang bekerja pada pondasi tiang "micropiles"

(1) Akibat gaya angkat ke atas ("Up lift")

$$F_u = 95,8966 \text{ kN (Faktor beban = 1,5)}$$

$$H_{ux} = 72,5343 \text{ kN (Faktor beban = 1,5)}$$

$$H_{uy} = 21,3852 \text{ kN (Faktor beban = 1,5)}$$

$$F_u = 63,9324 \text{ kN (Tanpa Faktor beban)}$$

$$H_{ux} = 48,3563 \text{ kN (Tanpa Faktor beban)}$$

$$H_{uy} = 14,2568 \text{ kN (Tanpa Faktor beban)}$$

$$H_{ux}' = H_{ux} / 2 = 48,3563 / 2 = 24,1781 \text{ kNm}$$

$$H_{uy}' = H_{uy} / 2 = 14,2566 / 2 = 7,1284 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{ux}' &= \frac{| H_{ux}' + H_{uy}' |}{\sqrt{2}} \\
 &= \frac{| 24,1781 + 7,1284 |}{\sqrt{2}} \\
 &= 22,1370 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{uy}' &= \frac{| H_{ux}' - H_{uy}' |}{\sqrt{2}} \\
 &= \frac{| 24,1782 - 7,1384 |}{\sqrt{2}} \\
 &= 12,0559 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

(2) Akibat gaya desak/tekan ("Compression")

$$F_c = 252,8514 \text{ kN (Faktor beban = 1,5)}$$

$$H_{cx} = 229,4873 \text{ kN (Faktor beban = 1,5)}$$

$$H_{cy} = 135,5676 \text{ kN (Faktor beban = 1,5)}$$

$$F_c = 168,5676 \text{ kN (Tanpa Faktor beban)}$$

$$H_{cx} = 152,9915 \text{ kN (Tanpa Faktor beban)}$$

$$H_{cy} = 90,3784 \text{ kN (Tanpa Faktor beban)}$$

$$H_{cx}' = H_{cx} / 2 = 152,9915 / 2 = 76,4958 \text{ kNm}$$

$$H_{cy}' = H_{cy} / 2 = 90,3784 / 2 = 45,1892 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{cx}' &= \frac{| H_{cx}' + H_{cy}' |}{\sqrt{2}} \\
 &= \frac{| 76,4958 + 45,1892 |}{\sqrt{2}} \\
 &= 86,0430 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{cy}' &= \frac{| H_{cx}' - H_{cy}' |}{\sqrt{2}} \\
 &= \frac{| 76,4958 - 45,1892 |}{\sqrt{2}} \\
 &= 22,1371 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

(3) Akibat beban yang bekerja pada pondasi tiang

"micropiles"(9 tiang + poer)

Dimana :

$$n = 9$$

$$W_{poer} = 344,064 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 N_u &= P_u - \frac{W_{dead}}{1.5} \\
 &= 85.0500 - \frac{313.000}{1.5} = -165.6750 \text{ KN} < 0
 \end{aligned}$$

Karena nilai  $N_u = -165.6750 \text{ KN} < 0$ , maka di ambil nilai  $N_u = P_u = 85.0500 \text{ KN}$

$$\begin{aligned}
 N_u &= P_u + W_{dead} \\
 &= 100.5000 + 349.000 = 510.0000 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

3.2.2. perhitungan Pondasi Tiang "micropiles" No.1 analitis :

a) Komponen Vertikal :

$$\begin{aligned}
 &\text{- Gaya angkat ke atas :} \\
 \sigma_u &= \frac{N_u}{A} + \frac{M_{max} \cdot y}{I_x} + \frac{M_{ax} \cdot y}{I_y} \\
 &= \frac{85.0500}{0.1000} + \frac{20.1085 \cdot 0.100}{0.0001} + \frac{17.0543 \cdot 0.1}{0.0001} \\
 &= 10.9559 \text{ MN}
 \end{aligned}$$

- Gaya tekan atau desah :

$$\begin{aligned}
 \sigma_u &= \frac{N_u}{A} - \frac{M_{max} \cdot y}{I_x} - \frac{M_{ax} \cdot y}{I_y} \\
 &= \frac{510.0000}{0.1000} - \frac{20.1085 \cdot 0.100}{0.0001} - \frac{20.1584 \cdot 0.1}{0.0001} \\
 &= 32.8500 \text{ MN}
 \end{aligned}$$

b) Gaya Tiang :

- Gaya Angkat ke Atas :

$$\begin{aligned}
 Q_u &= \frac{\sigma_u \cdot A \cdot (1 + \lambda)}{1 + \lambda \cdot \frac{I_p}{A \cdot L}} \\
 &= \frac{10.9559 \cdot 0.01 \cdot (1 + 1)}{1 + 1 \cdot \frac{0.0001}{0.01 \cdot 1}} = 11.0770 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

- Gaya tekan atau desak :

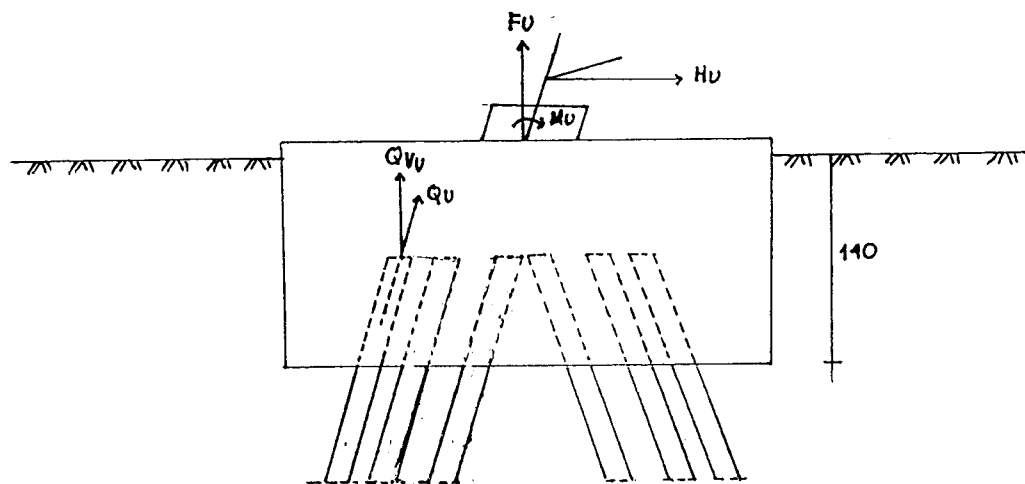
$$Q_c = \frac{Q_{Vc} \sqrt{i^2 + 1}}{i}$$

$$= \frac{66,8527 \sqrt{7^2 + 1}}{7} = 67,5314 \text{ kN}$$

Hasil perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 6.7 berikut:

Tabel 6.7. Hasil perhitungan beban

No. Tiang	Y <sub>o</sub>	X <sub>o</sub>	Y <sub>o</sub> <sup>2</sup>	X <sub>o</sub> <sup>2</sup>	Komponen Vertikal		Gaya Tiang	
					Gaya angkat	Gaya tekan	Gaya angkat	Gaya tekan
1	1	0,32	1	0,102	10,9659	66,9528	11,0772	67,5315
2	0,6	1	0,36	1	12,8706	76,3039	13,0013	77,0786
3	-0,1	1	0,01	1	11,6226	74,0123	11,6484	74,1766
4	-0,8	0,7	0,64	0,49	12,0890	72,2421	12,1158	72,4025
5	-0,9	0,0	0,81	0	9,3500	61,0839	9,4449	61,7041
6	-0,8	-0,7	0,64	0,49	12,0890	72,2421	12,1158	72,4025
7	-0,1	-1	0,01	1	11,6226	74,0123	11,6484	74,1766
8	0,6	-1	0,36	1	12,8706	76,3039	13,0013	77,0786
9	1	-0,32	1	0,102	10,9659	66,9528	11,0772	67,2069
Jumlah			4,830	5,185	Maksimum		13,0013	77,0786



Gambar 6.4. Arah beban pondasi tiang

## c) Perhitungan beban horizontal

(1) Perhitungan untuk perencanaan 9 tiang dengan panjang = 9 m ( jumlah tiang,  $n = 9$ ).

Beban tekan vertikal = 252,8458 kN

$H_x = 229,4873$  kN

$H_y = 135,5676$  kN

$$\begin{aligned} \text{Beban horizontal (H)} &= \sqrt{(H_x^2 + H_y^2)} \\ &= \sqrt{(229,4873^2 + 135,5676^2)} \\ &= 226,5362 \text{ kN} \end{aligned}$$

(2) Beban lateral untuk tiap tiang :

$$H_p = \frac{H}{n} = \frac{266,5362}{9} = 29,6151 \text{ kN}$$

$$H_p' = \frac{H_p}{2} = \frac{29,6151}{2} = 14,8076 \text{ kN}$$

(Faktor beban = 2)

(3) Perhitungan Momen Plastis dari H-beam Section (H 150x150x7x10).

$b_f = 150$  mm     $d = 150$  mm     $f_y = 240$  MPa

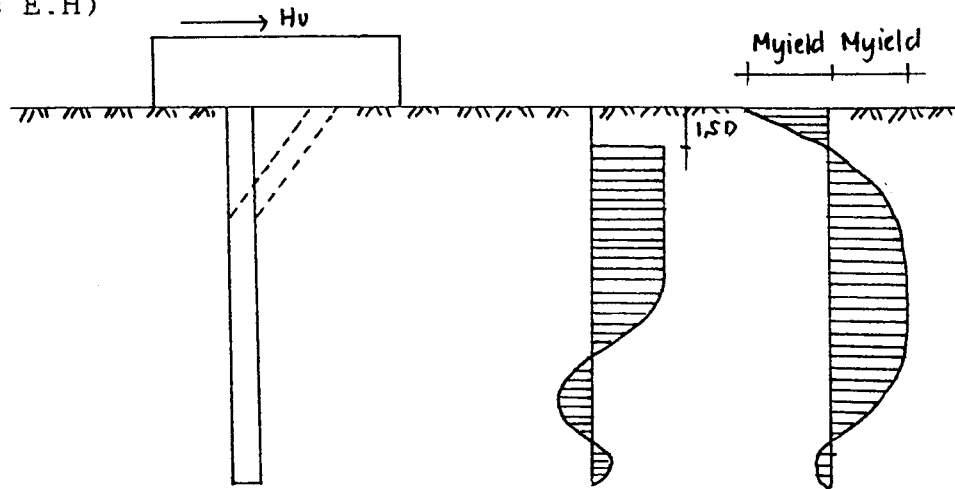
$t_f = 10$  mm     $t_w = 7$  mm

$$M_y = f_y \left[ b_f^2 \cdot \frac{t_f}{2} + (d - 2t_f) \cdot \frac{t_w^2}{4} \right]$$

$$M_y = 240 \cdot 10^{-6} \left[ 150^2 \cdot \frac{10}{2} + (150 - 2 \cdot 10) \cdot \frac{7^2}{4} \right]$$

$$= 27,382 \text{ kNm}$$

Kapasitas tiang terhadap beban horisontal berdasar teori "Brom" (Mekanisme Panjang tiang) (Poulos H.G dan Davis E.H)



Keterangan :  $M_y$  = Momen yang dihasilkan

(4) Perhitungan gaya lateral pengaruh nilai sondir

$$q_c = 50,0 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 0,3 \text{ m}$$

$$C_u = \frac{q_c}{16} = \frac{50,00}{16} \cdot 10^2 = 312,5 \text{ kN/m}^2$$

Menurut Poulos H.G dan Davis E.H diperoleh rumus gaya lateral

$$H_u = \frac{2 M_{\text{yield}}}{1,5d + 0,5f} \quad \text{dan} \quad f = \frac{H_u}{9 \cdot C_u \cdot d}$$

dengan cara iterasi (trial error) terhadap rumus :

$$\left[ 1,5 \cdot d \cdot H_u + \frac{0,5 \cdot H_u^2}{9 \cdot C_u \cdot d} - 2 M_y \right]$$

—————> diperoleh  $H_u = 106,71 \text{ kN}$



Untuk beban horisontal yang diijinkan dipakai faktor keamanan = 3, sehingga :

$$\frac{H_u}{3} = \frac{106,71}{3}$$

$$= 35,57 \text{ kN} > H_p = 14,8076 \text{ kN (aman)}$$

d) Perhitungan daya dukung tiang tunggal

Data lapangan :

- Dimensi poer :  $h = 1,5 \text{ m}$  ,  $B = 3,2 \text{ m}$
- Dimensi tiang :  $d_p = 0,3 \text{ m}$  ,  $L_p = 9 \text{ m}$
- Rekaman hasil penyelidikan sondir :  
 $q_c = \text{nilai sondir}$   
 $q_c \text{ bagian bawah tiang} = 57,00 \text{ kg/cm}^2$
- Jumlah gaya gesekan sedalam 9 m ;  
 $(TF) = 390 \text{ kg/cm}$
- Berat volume beton,  $\gamma_c' = 12 \text{ kN/m}^3$
- Perhitungan :

$$A_{ap} = 4 d_p = 4 \cdot 0,3 = 1,2 \text{ m}$$

$$A_p = d_p^2 = (0,3)^2 = 0,09 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{bawah}} = d_p^2 = (0,3)^2 = 0,09 \text{ m}^2$$

$$W_p = \gamma_c' \cdot A_p \cdot L_p$$

$$= 12 \cdot 0,09 \cdot 9$$

$$= 9,72 \text{ kN}$$

Kapasitas dukung per-tiang terhadap gaya tarik ke atas :

$$\begin{aligned}
 P_{up} &= \frac{TP \cdot A_{ap}}{A} + \frac{W_r}{1,5} \\
 &= \frac{100 \cdot 1,17}{A} + \frac{9,77}{1,5} \\
 &= 107,48 \text{ kN} + P_{u \text{ max}} = 13,0012 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Kapasitas dukung per-tiang terhadap gaya desak :

$$\begin{aligned}
 P_{down} &= \left[ \frac{TP \cdot A_{ap}}{A} + \frac{q_{u \text{ bawah}} \cdot A_{\text{bawah}}}{A} \right] \cdot W_p \\
 &= \left[ \frac{100 \cdot 1,17}{A} + \frac{57,00 \cdot 0,09,10^2}{A} \right] \cdot 9,77 \\
 &= 117,08 \text{ kN} + P_{d \text{ max}} = 70,0786 \text{ kN (aman)}
 \end{aligned}$$

2. Efisiensi kelompok tiang

Karena susunan tiang tidak simetris, maka banyak kolom dan baris di asumsikan sebagai berikut :

m = banyak kolom = 4

n = banyak baris = 4

- Demikian pula dengan jarak antar tiang, di asumsikan sebagai berikut :

s = jarak antar tiang = 0,50 m

--- didapat  $\theta = \arcsin \frac{B}{s}$

$$= \arcsin \frac{0,09}{0,50}$$

$$= 10,9032^\circ$$

- Maka efisiensi pondasi tiang "micropiles" :

$$\begin{aligned}
 E_g &= 1 - \frac{\theta(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n} \\
 &= 1 - \frac{30,9638^\circ(4-1)4 + (4-1)4}{90.4.4} \\
 &= 0,7336
 \end{aligned}$$

f) Perhitungan kapasitas dukung kelompok tiang

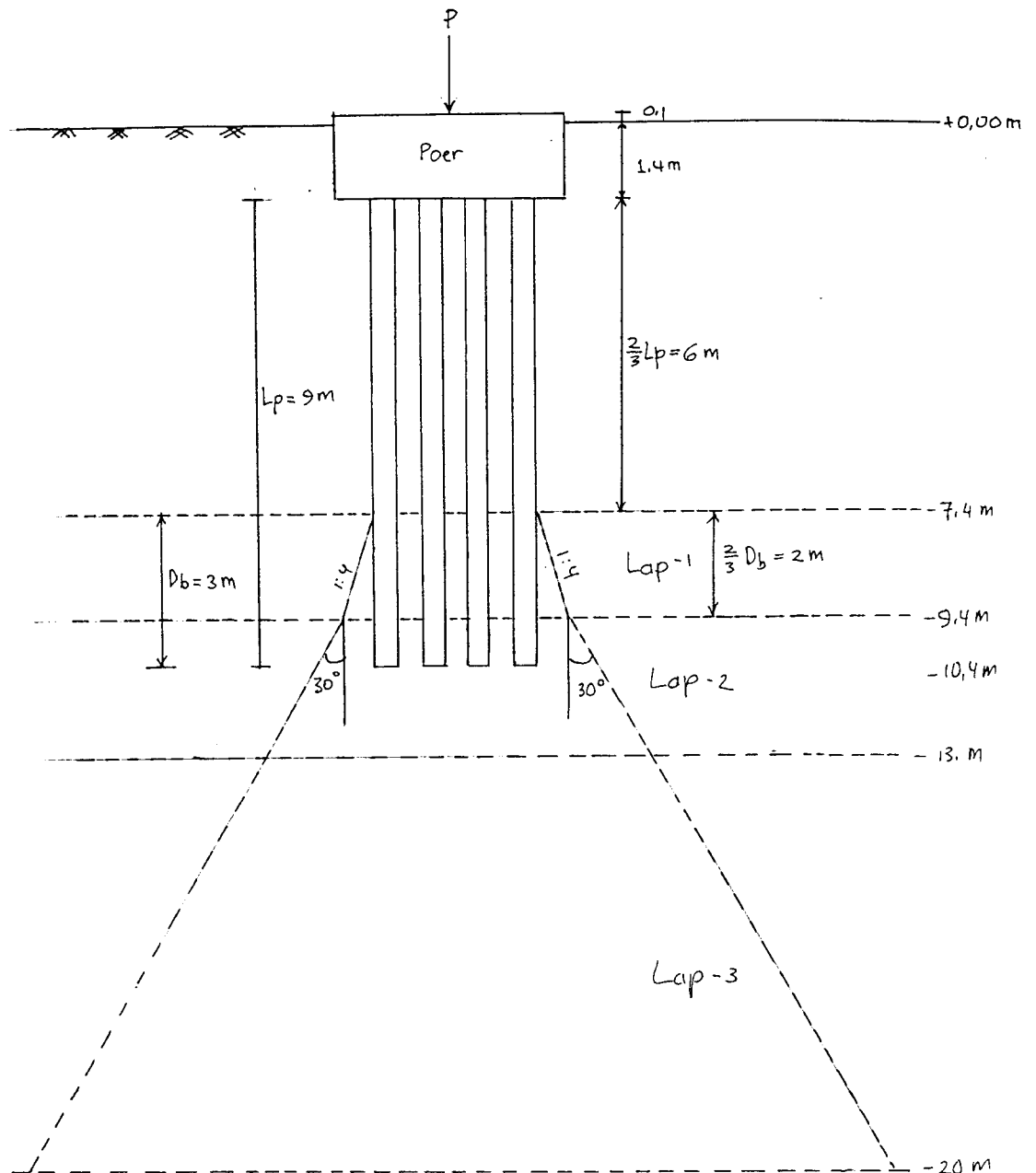
- Kapasitas dukung kelompok tiang terhadap gaya tarik ke atas :

$$\begin{aligned}
 P_u &= E_g \times P_{au} \times n \text{ tiang} \\
 &= 0,7336 \times 162,48 \times 9 \\
 &= 1072,8091 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Kapasitas dukung kelompok tiang terhadap gaya desak :

$$\begin{aligned}
 P_c &= E_g \times P_{ac} \times n \text{ tiang} \\
 &= 0,7336 \times 317,28 \times 9 \\
 &= 2094,8094 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

6.3. Analisis penurunan ("settlement") pondasi kelompok tiang "micropiles"



Gambar 6.5. Penurunan berdasar "equivalent raft"

a) Apabila diketahui :

- Beban yang bekerja termasuk berat pondasi itu sendiri (di asumsikan beban desak) adalah :

$$P_{\text{total}} = 2094,8094 \text{ kN}$$

- Berat volume tanah :  $\tau_b = 18 \text{ kN/m}^2$

b) Menghitung lebar "equivalent raft" tiap lapisan tanah :

$$B_1 = (3 \times 0,5) + (4 \times 0,3) + (2 \times 1/4 \times 2/3 \times 3) = 3,8250 \text{ m}$$

$$B_2 = B_1 + (2 \times \tan 30^\circ \times 3,6) = 7,9819 \text{ m}$$

$$B_3 = B_2 + (2 \times \tan 30^\circ \times 7,0) = 16,0648 \text{ m}$$

c) Menghitung panjang "equivalent raft" tiap lapisan tanah

$$L_1 = (3 \times 0,5) + (4 \times 0,3) + (2 \times 1/4 \times 2/3 \times 3) = 3,8250 \text{ m}$$

$$L_2 = L_1 + (2 \times \tan 30^\circ \times 3,6) = 7,9819 \text{ m}$$

$$L_3 = L_2 + (2 \times \tan 30^\circ \times 7,0) = 16,0648 \text{ m}$$

d) Garis "equivalent raft" terletak pada ke dalaman :

$$D_1 = 9,4 \text{ m} \rightarrow P_o' = \tau_b \times D_1 = 18 \times 9,4 = 169,2 \text{ kN/m}^2$$

$$D_2 = 13,0 \text{ m} \rightarrow \text{Kedalaman lapisan ke-2}$$

$$D_3 = 20,0 \text{ m} \rightarrow \text{Kedalaman lapisan ke-3}$$

e) Menghitung penurunan seketika ("immediate settlement")

dapat dicari dengan persamaan berikut ini :

$$S_1 = \mu_1 \cdot \mu_0 \cdot \frac{q_n \cdot B}{E}$$

$$\text{dimana : } q_1 = \frac{P_{\text{total}}}{B_1 \times L_1} - P_o'$$

$$= \frac{2094,8094}{3,2850 \times 3,2850} - 169,2$$

$$= - 26,0202 \text{ kN/m}^2 \approx 0$$

$$\begin{aligned}
 q_2 &= \frac{P_{\text{total}}}{B_2 \times L_2} - P_o' \\
 &= \frac{2094,8094}{7,9819 \times 7,9819} - 169,2 \\
 &= -136,3190 \text{ kN/m}^2 \approx 0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_3 &= \frac{P_{\text{total}}}{B_3 \times L_3} - P_o' \\
 &= \frac{2094,8094}{16,0648 \times 16,0648} - 169,2 \\
 &= -161,0830 \text{ kN/m}^2 \approx 0
 \end{aligned}$$

f) Menghitung nilai modulus young's (E) di ambil dari 1,5 - 5,3 qc.

Maka nilai modulus young's adalah :

$$E = 3,5 \times qc$$

$$= 3,5 \times 50 = 175 \text{ kg/cm}^2 = 1,7168 \cdot 10^{-4} \text{ kN/m}^2$$

Tabel 6.8. Hasil perhitungan "settlement" kelompok tiang "micropiles"

D(m)	B(m)	L(m)	qn(kN/m <sup>2</sup> )	μ1	μ0	E (kN/m <sup>2</sup> )	S1(mm)
9,4	3,8250	3,8250	0,0000	-	-	1,7168.10 <sup>-4</sup>	0,0000
13,0	7,9819	7,9819	0,0000	-	-	1,7168.10 <sup>-4</sup>	0,0000
20,0	16,0648	16,0648	0,0000	-	-	1,7168.10 <sup>-4</sup>	0,0000
ΣS1							0,0000

\* Maka berdasarkan hasil penurunan seketika ("immediate settlement") ternyata tidak terjadi penurunan, karena nilai, S1 = 0,0000 mm

#### 6.4. Pembahasan

1) Penentuan Type menara yang dipakai harus berdasarkan :

- a) keadaan tanah, tempat di mana akan direncanakannya pondasi menara,
- b) besarnya tegangan yang bekerja pada kawat penghantar,
- c) besarnya sudut yang ditentukan oleh rute atau lokasi tempat pendirian menara saluran transmisi.

Sedang untuk spesifikasi menara yang dipakai seperti tercantum dalam Tabel 6.1. telah memenuhi syarat.

2) Penentuan Type Kawat dengan penampang kawat optimum harus memperhatikan faktor-faktor sebagai berikut ini:

- a) biaya yang ekonomis,
- b) kapasitas hantar kawat (faktor thermis),
- c) pengaturan tegangan yang memadai,
- d) kuat tarik dari kawat dapat menahan beban atau gaya yang bekerja.

Spesifikasi kawat penghantar ("conductor") yang dipakai seperti tercantum pada Tabel 6.2 telah memenuhi syarat-syarat pada proyek saluran transmisi, jalur Kudus-Pati yaitu kawat penghantar jenis ACSR, kawat ini merupakan kawat aluminium yang diperkuat dengan baja (logam campuran). Sedangkan untuk kawat tanah ("ground wires") yang dipakai untuk melindungi kawat penghantar dari sambaran petir digunakan jenis kawat baja.

7) Tegangan andongan ("sag") tergantung dari panjang kawat, besaran tarik kawat dan kedua besaran ini saling mempengaruhi satu sama lain. Andongan kawat yang terlalu besar dapat menimbulkan bahaya bagi objek lain dan pada kawat itu sendiri.

Hasil perhitungan andongan ("sag") adalah sebagai berikut ini:

a) Menara T.04 dan T.05 :

- Besar andongannya,  $D = 1.71 \text{ m}$
- Panjang penghantar sebenarnya,  $L_0 = 348.53 \text{ m}$

b) Menara T.00 dan T.05 :

- Besar andongannya,  $D = 2.03 \text{ m}$
- Panjang penghantar sebenarnya,  $L_0 = 300.53 \text{ m}$

Dari hasil perhitungan, besarnya andongan tidak terlalu besar dan jarak kawat penghantar ke tanah masih lebih besar (+ 10m) dari jarak terkecil yang di iijinkan (7-8m). Panjang kawat penghantar yang sebenarnya juga lebih selisihnya jika dibandingkan jarak antar menara atau lebar awang sehingga memudahkan menentukan panjang kawat penghantar pada waktu pelaksanaan penarikan kawat.

4) Beban-beban yang bekerja pada menara T.05

- a) kawat tanah ("ground wires").
- b) kawat penghantar ("conductor").
- c) beban isolator.
- d) tekanan angin.
- e) berat menara T.05.



Beban-beban diatas bekerja secara bersamaan sehingga terdapat kombinasi beban yang bekerja pada menara T.05 yaitu sebagai berikut ini :

a) Beban arah Transveral ( $H_x$ )

- Beban tekan maksimum = 229,4873 kN (LF = 1,5)
- Beban tarik maksimum = 72,5343 kN (LF = 1,5)

b) Beban arah Longitudinal ( $H_y$ )

- Beban tekan maksimum = 135,5676 kN (LF = 1,5)
- Beban tarik maksimum = 21,3852 kN (LF = 1,5)

c) Beban arah Vertikal ( $V$ )

- Beban tekan maksimum = 252,6614 kN (LF = 1,5)
- Beban tarik maksimum = 95,8966 kN (LF = 1,5)

Dengan memperhatikan arah beban kombinasi maka beban tarik maksimum mengurangi beban tekan maksimum yang bekerja pada pondasi "micropiles". Pada kondisi di lapangan biasanya pondasi jenis apapun mampu untuk menahan beban tekan maksimum, tetapi untuk mengantisipasi adanya beban tarik maksimum tidak semua jenis pondasi mampu menahan. Karena pada tegangan kerja yang lebih tinggi, beban tarik maksimum akan lebih besar, bahkan akan lebih besar dari beban tekan maksimum. Dengan penggunaan struktur pondasi "micropiles" yang pemancangannya dibuat miring akan menambahkan kekuatan untuk menahan beban tarik maksimum.

5) Pembebanan pada pondasi "micropiles" :

- a) Beban horisontal,  $H = 226,5362$  kN
- b) Beban horisontal untuk tiang,  $H_p' = 14,8076$  kN

c) Momen plastis dari H-beam section (H150x150x7x10),  
 $M_y = 27,382 \text{ kNm}$

d) Hasil perhitungan gaya horizontal akibat pengaruh nilai sondir ( $q_c$ ),  $H_u = 106,71 \text{ kN}$ , maka beban horizontal yang di ijinakan adalah :

$$H_u / 3 = 106,71 / 3 = 35,57 \text{ kN} > H_p' = 14,8076 \text{ kN}$$

Dari hasil perhitungan yaitu beban horizontal yang di ijinakan masih lebih besar dari beban horizontal yang terjadi ( $H_p'$ ), maka pondasi "micropiles" dengan sudut kemiringan tiang yang ditetapkan, aman menahan beban horizontal.

e) Besarnya kapasitas dukung per-tiang dibagi dua yaitu :

- Kapasitas dukung per-tiang terhadap gaya tarik ke atas,  $P_{au} = 162,48 \text{ kN} > P_u \text{ max} = 13,0013 \text{ kN}$
- Kapasitas dukung per-tiang terhadap gaya desak,  $P_{ac} = 297,99 \text{ kN} > P_c \text{ max} = 77,0786 \text{ kN}$

Dari hasil perhitungan selisih antara gaya tarik atau gaya desak dengan kapasitas dukung per-tiang relatif besar sehingga struktur pondasi "micropiles" dipastikan aman menahan kedua beban tersebut.

f) Hasil perhitungan penurunan ("settlement") kelompok tiang "micropiles" ( $S_1 = 0,0000 \text{ mm}$ ) hal ini menunjukkan bahwa tidak terjadi penurunan pada menara T-05.



## **BAB VII**

### **KESIMPULAN DAN SARAN**

#### **7.1. Kesimpulan**

Dari hasil pembahasan mengenai analisis daya dukung pondasi tiang "micropiles" atau "S.M.C.F" pada Proyek Pembangunan Jaringan Saluran Transmisi 150 kV Kudus-Pati dapat disimpulkan :

1) Menara penopang kawat penghantar ("conductor") mengalami berbagai macam gaya yang besar, seperti gaya tarik, gaya tekan dan juga gaya momen, maka penggunaan pondasi tiang "micropiles" yang dipancang secara miring sangat membantu kemampuan daya dukung menara dari gaya-gaya tersebut,

2) Mengatur letak, jarak, kemiringan dan sudut kemiringan sesuai dengan luas dari poer atau "pile cap" dapat membantu keseimbangan beban yang di topang tiang "micropiles" secara merata,

3) Hasil perhitungan daya dukung tiang "micropiles" akibat gesekan (TF) berdasarkan hasil pengujian CPT, menunjukkan bahwa semakin dalam tiang "micropiles" di pancang maka semakin besar pula gaya gesekan tanah terhadap permukaan kulit luar dari tiang, sehingga besar pula daya dukungnya,

4) Berdasarkan hasil uji pembebanan tiang tarik diperoleh hasil rata-rata nilai kenaikan akibat gaya tarik hanya sebesar 1,725 mm, hal ini menunjukkan bahwa tiang "micropiles" tersebut mampu menahan beban tarik sampai 200% dari beban rencana.

5) Penggunaan pondasi tiang "micropiles" sangat tepat pada kondisi tanah lempung jenuh air seperti lokasi tempat di dirikannya menara T.05 untuk saluran transmisi tegangan tinggi 150 kV Kudus-Pati. Disamping pengangkutan material yang mudah, pemancangan tiang "micropiles" dapat di lakukan dengan peralatan yang sederhana.

6) Hasil perhitungan penurunan ("settlement") kelompok tiang "micropiles" yang menunjukkan harga  $S_1 = 0,0000$  mm hanya merupakan asumsi atau perkiraan saja, karena penyusun kesulitan untuk mendapatkan data hasil penyelidikan tanah secara lengkap.

## 7.2. Saran

1) Untuk melindungi baja dari korosi sebagai selimut baja, sebaiknya digunakan campuran beton (1pc:2ps:3kr), karena campuran beton dapat melindungi baja lebih lama dan berat pondasi juga dapat meningkatkan kemampuan daya dukung tiang terhadap gaya tarik,

2) Perlu adanya perhitungan yang lebih teliti dengan menggunakan program komputer, sebagai perbandingan dari hasil yang telah diperoleh.

## **PENUTUP**

Puji syukur dengan mengucapkan Alhamdulillah ke Hadlirat Allah SWT, yang telah memberikan rahmat serta hidayahnya kepada penyusun sehingga penyusun dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini.

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini, Penyusun telah berusaha dengan sebaik-baiknya. Mengingat keterbatasan waktu dan kemampuan yang ada, penyusun memahami dengan segala kerendahan hati, tentunya dalam menyusun Tugas akhir ini masih jauh dari kesempurnaan. Untuk itu harap maklum adanya, Kepada semua pihak yang mengerti bidang teknik sipil dan teknik listrik.

Akhir kata, penyusun mengucapkan terima kasih yang sedalam-dalamnya kepada semua pihak yang telah banyak membantu, hingga terselesaikannya penyusunan Tugas Akhir ini. Semoga amal baik yang telah diberikan kepada penyusun, diberikan balasan yang setimpal dari Allah SWT, Amin.

Penyusun

## DAFTAR PUSTAKA

- Arismunandar, A dan Kuwahara, S, "Teknik Tenaga Listrik", Jilid 2 saluran transmisi, P.T. Pradnya Paramita, Jakarta, 1982.
- Bowles, J.E, "Foundation Analysis and Design" 4th edision, McGraw Hill Company, 1988.
- Bowles, J.E, "Sifat-sifat Fisis Goeteknik Tanah", Penerbit Erlangga, 1986.
- Basah Suryolelono, K, "Fondasi Tiang, Turap, Sumuran dan Fondasi Spesial, Penerbit Nafiri, Yogyakarta, 1994
- Bowles, J.E, "Analisis dan disain Fondasi", edisi ke empat, jilid 2, Penerbit Erlangga, 1991
- Craig, R.F, "Mekanika Tanah" (Soil Mechanics"), Penterjemah Supandji, B.S, Penerbit Erlangga, jakarta 1989
- Hutauruk, T.S, "Transmisi Daya Listrik", Penerbit Erlangga, 1993
- Kadir, A, " Pengantar Teknik Tenaga Listrik", LP3S, 1978
- Poulos, H.G, dan Davis, E.H, "Pile Foundation Analysis And Design, John Wiley & Sons, New York, 1980
- Prakash, S and Sharma, H.D, "Pile Foundations in Engineering Practice", John Wiley & Sons, New York, 1989
- Suyono Sosrodarsono, dan Kazuto Nakazawa, "Mekanika tanah & Teknik Fondasi", Penterjemah L. Taulu, dkk
- Sarjono, H.S, "Fondasi Tiang Pancang", Jilid 1 dan 2, Sinar Wijaya, Surabaya (1990)
- Tomlinson, M.J, "Pile Design and Construction Practice", Penerbit Viewpoint Publication, 1977

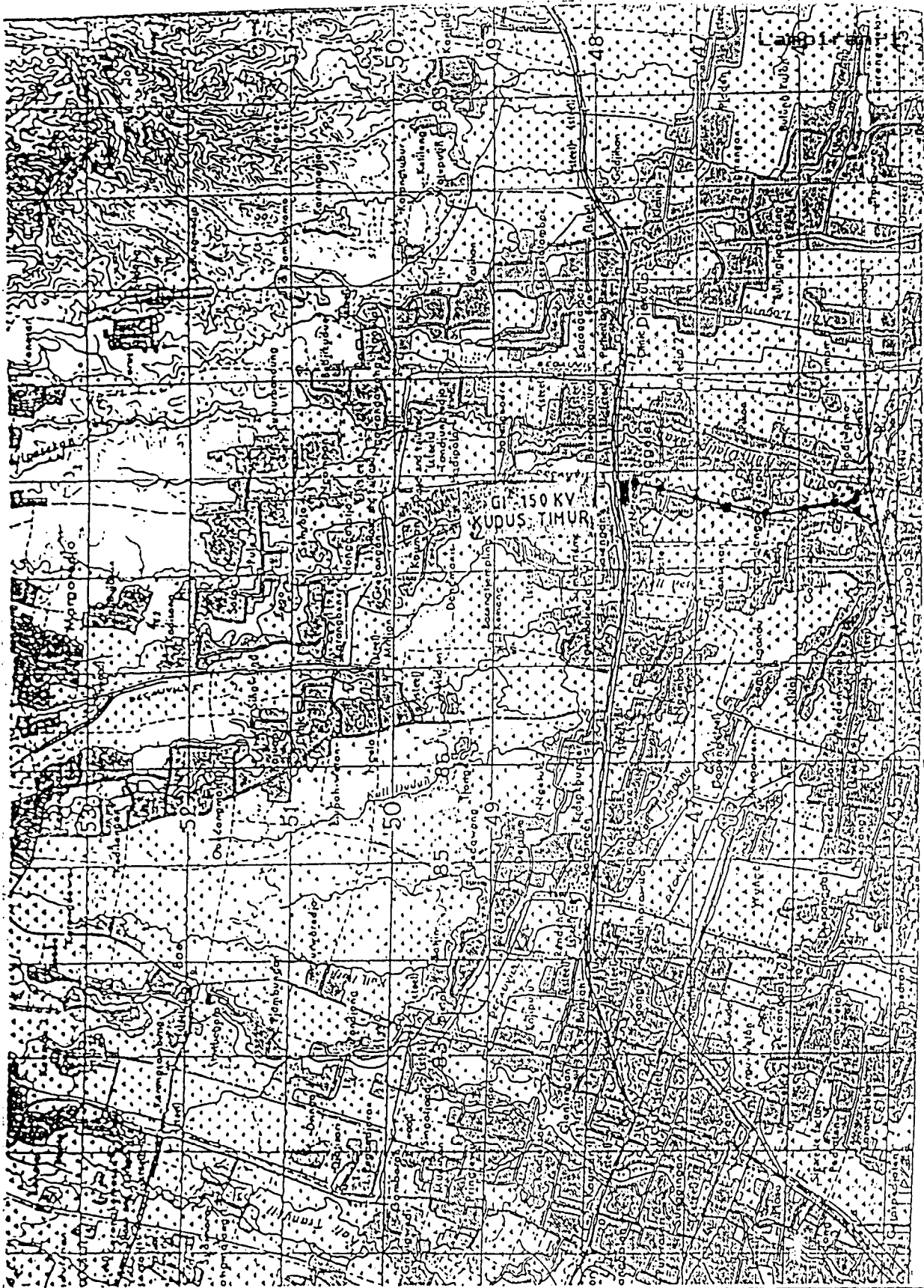
Teng, W.C. "Foundation Design", Prentice-Hall of  
India Private Limited, New Delhi, 1964

Wesley, L.D. "Mekanika Tanah", Badan Penerbit  
Pekerjaan Umum, Jakarta, 1977





**LAMPIRAN - LAMPIRAN**



PLN PROYEK INDUK PEMBANGKIT DAN JARINGAN JAWA TENGAH

SITUASI  
JALUR TRANSMISI 150 KV

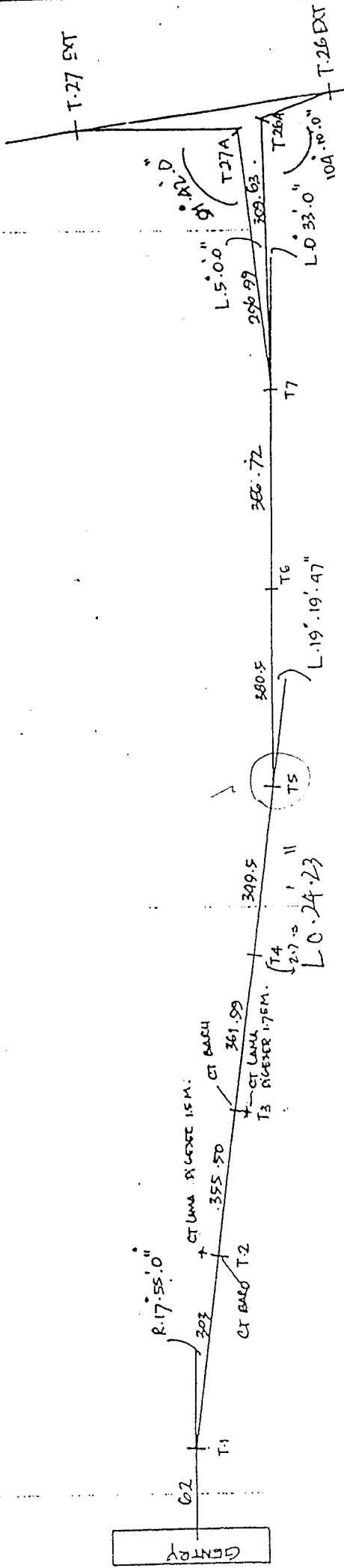
LOKASI	TERSEBAR
KECAMATAN	TERSEBAR
DATI II	KUDUS
DATI I	JAWA TENGAH

DURUR/DIGAMBAR	SOEKIDI		LOOPING KUDUS TIMUR	NO. GAMBAR
DIRENCANA	BAG. PERENCANAAN			
DIPERIKSA	V. HARSOYO		A 4	SKALA 1 : 50.000
DISYAHKAN	IR. USMAN HIDAT			

TOWER SCHEDULE  
150 KV KUDUS  
=====

	NOMOR TOWER	SUDUT	JARAK		TYPE TOWER	KET	
	Gentry-	90° 0' 0"	62				
	1	17° 55' 0"	303		4DD7-3		
	2		355.50		4AA7+9		
	3		361.99		4AA7+9		
	4		349.5		4AA7+6		
	5	L.19° 19' 47"	380.5		4CC7+3		
	6		386.72		4AA7+9		
	7	L.0° 33' 10"	309.63		4DD7+6		
	26A				DD6+0		
0	26				AA+3	Existing	
1	7	L.5° 0' 0"	296.99		4DD7+6		
2	27A				DD6+0		
3	27				BB+3	Existing	

19March1997



101.5-37  
 Map k  
 miles  
 Spatial. H

PERUSAHAAN UMUM LISTRIK NEGARA  
 PROYEK INDUK PEMBANGKIT DAN JARINGAN  
 JAWA TENGAH



PT. KWARSA HEXAGON  
 CONSULTING ENGINEERS  
 JALAN RANCAEBOLANG 36 PHONE (022) 762107-762108 BANDUNG 40296

## DATA OF DUTCH CONE PENETRATION TEST

Proyek :  
 Investigation for G.I. & Transmission Line  
 Lokasi :  
 Looping G.I. 150 Kv - Kudus Timur  
 Elevasi :  
 + 6.720 m

Point No. / Titik No. :  
 S L. K d - 05  
 Tested by / Ditest oleh :  
 E b a s  
 Date / Tanggal :  
 3 - 11 - 94

qc kg/cm <sup>2</sup>	qc+f kg/cm <sup>2</sup>	F kg/cm <sup>2</sup>	LF kg/cm <sup>2</sup>	20 LF kg/cm	TF kg/cm
15.00	19.00	4.00	0.36	7.20	7.20
16.00	20.00	4.00	0.36	7.20	14.40
11.00	15.00	4.00	0.36	7.20	21.60
8.00	12.00	4.00	0.36	7.20	28.80
10.00	13.00	3.00	0.27	5.40	34.20
13.00	16.00	3.00	0.27	5.40	39.60
13.00	17.00	4.00	0.36	7.20	46.80
14.00	18.00	4.00	0.36	7.20	54.00
9.00	15.00	6.00	0.54	10.80	64.80
7.00	10.00	3.00	0.27	5.40	70.20
9.00	13.00	4.00	0.36	7.20	77.40
7.00	10.00	3.00	0.27	5.40	82.80
13.00	16.00	3.00	0.27	5.40	88.20
11.00	15.00	4.00	0.36	7.20	95.40
13.00	17.00	4.00	0.36	7.20	102.60
13.00	18.00	5.00	0.45	9.00	111.60
12.00	16.00	4.00	0.36	7.20	118.80
13.00	17.00	4.00	0.36	7.20	126.00
14.00	17.00	3.00	0.27	5.40	131.40
11.00	15.00	4.00	0.36	7.20	136.60
10.00	15.00	5.00	0.45	9.00	147.60
12.00	17.00	5.00	0.45	9.00	156.60
15.00	20.00	5.00	0.45	9.00	165.60
18.00	24.00	6.00	0.54	10.80	176.40
20.00	26.00	6.00	0.54	10.80	187.20
10.00	16.00	6.00	0.54	10.80	198.00
9.00	13.00	4.00	0.36	7.20	205.20
8.00	12.00	4.00	0.36	7.20	212.40
12.00	16.00	4.00	0.36	7.20	219.60
11.00	17.00	6.00	0.54	10.80	230.40
20.00	26.00	6.00	0.54	10.80	241.20
25.00	30.00	5.00	0.45	9.00	250.20
30.00	40.00	10.00	0.90	18.00	260.20
26.00	30.00	4.00	0.36	7.20	275.40
26.00	30.00	4.00	0.36	7.20	282.60
27.00	32.00	5.00	0.45	9.00	291.60
22.00	28.00	6.00	0.54	10.80	302.40
27.00	33.00	6.00	0.54	10.80	313.20
26.00	32.00	4.00	0.36	7.20	320.40
18.00	21.00	3.00	0.27	5.40	325.80
18.00	22.00	4.00	0.36	7.20	333.00
26.00	35.00	7.00	0.63	12.60	345.60
40.00	50.00	10.00	0.90	18.00	363.60
47.00	55.00	8.00	0.72	14.40	378.00
50.00	57.00	7.00	0.63	12.60	390.60
55.00	62.00	7.00	0.63	12.60	403.20
80.00	90.00	10.00	0.90	18.00	421.20
92.00	100.00	8.00	0.72	14.40	435.60
82.00	90.00	8.00	0.72	14.40	450.00
95.00	112.00	17.00	1.53	30.60	460.60

Depth m	qc kg/cm <sup>2</sup>	qc+f kg/cm <sup>2</sup>	F kg/cm <sup>2</sup>	LF kg/cm <sup>2</sup>	20 LF kg/cm	TF kg/cm
10.20	220.00					
40						
60						
80						
11.00						
20						
40						
60						
80						
12.00						
20						
40						
60						
80						
13.00						
20						
40						
60						
80						
14.00						
20						
40						
60						
80						
15.00						
20						
40						
60						
80						
16.00						
20						
40						
60						
80						
17.00						
20						
40						
60						
80						
18.00						
20						
40						
60						
80						
19.00						
20						
40						
60						
80						
20.00						

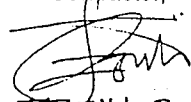
### TEST RECORD SHEET

Project	: Transmisi 150 kV Looping Kudus Timur	Dial Gauge No	: 3
No of Tower	: T.05	Type of Testing	: Up - Lift Test
Location	: Desa Golantepus Kec. Mejobo Kab. Kudus	Design Load	: 13.824 Ton (100 %)
Date of Driving	: March 3th, 1997	Temperature	:
Date of Testing	: March 25th, 1997	Weather	:
			Sheet no 5 of .....

TIME	LOAD TEST			DIAL GAUGE	REMARK
	PRESSURE GAUGE READING (Bar)	APPLIED LOAD (Kg)	PERCENTAGE (%)	READING (mm)	
0			125	0,98	
10				0,98	
20				0,98	
0			100	0,96	
10				0,96	
20				0,96	
0			50	0,64	
10				0,61	
20				0,61	
0			0	0,38	CALLER
10				0,35	
20				0,33	
30				0,33	
40				0,33	
50				0,32	
60				0,31	
0			50	0,35	
10				0,35	
20				0,35	

Kudus March, 25th 1997

  
PT. PLN (Persero)

Contractor,  
  
TEGUH. P  
PT. PRIAMANAYA

  
PT. TWINK INDONESIA

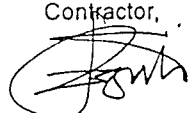
## TEST RECORD SHEET

Project : Transmisi 150 kV Looping Kudus Timur	Dial Gauge No : 3
No of Tower : T.05	Type of Testing : Up - Lift Test
Location : Desa Golantepus Kec. Mejobo Kab. Kudus	Design Load : 13.824 Ton (100%)
Date of Driving : March 3th, 1997	Temperature : _____
Date of Testing : March 25th, 1997	Weather : _____
Sheet no 6...of .....	

TIME	LOAD TEST			DIAL GAUGE READING (mm)	REMARK
	PRESSURE GAUGE READING (Bar)	APPLIED LOAD (Kg)	PERCENTAGE (%)		
0			100	0,60	
10				0,61	
20				0,61	
0			150	0,95	
10				1,00	
20				1,01	
0			175	1,24	
10				1,29	
20				1,32	
30				1,33	
40				1,33	
50				1,33	
60				1,33	
0			200	1,58	
10				1,65	
20				1,71	
30				1,74	
40				1,75	
50				1,79	
60				1,80	

Kudus March, 25th 1997

  
 PT. PLN (Persero)

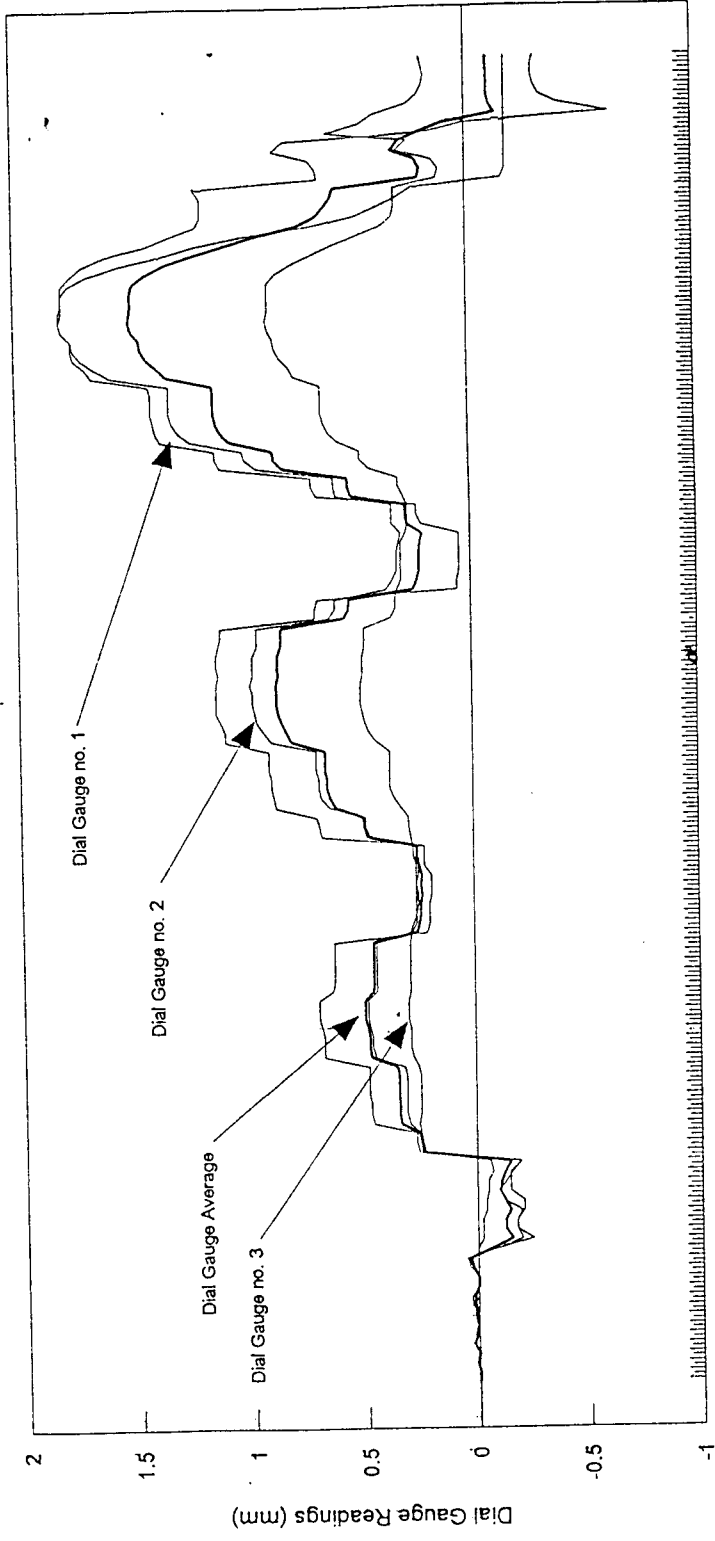
Contractor,  
  
 TEGUH P  
 PT. PRIAMANAYA

  
 PSEPP  
 PT. TWINK INDONESIA



# PILE SETTLEMENT LOADING TEST

T.05 150 KV LOOPING KUDUS TIMUR



Time

- Time
- Dial Gauge Readings No. 1
- Dial Gauge Readings No. 2
- Dial Gauge Readings No. 3
- AVERAGE