

TUGAS AKHIR

**ANALISIS PENGARUH FORMASI TIANG PANCANG
KELOMPOK BETON *CAST IN PLACE* PADA TANAH LUNAK
TERHADAP KEMAMPUAN DAYA DUKUNG**



Disusun Oleh : -

Muhammad Agus Rifani

No. Mhs. : 91 310 038

NIRM : 910051013114120036

Dian Pitasari S.

No. Mhs. : 91 310 154

NIRM : 910051013114120149

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

1997

TUGAS AKHIR

ANALISIS PENGARUH FORMASI TIANG PANCANG KELOMPOK BETON *CAST IN PLACE* PADA TANAH LUNAK TERHADAP KEMAMPUAN DAYA DUKUNG

Diajukan kepada Universitas Islam Indonesia
untuk memenuhi persyaratan memperoleh
derajat sarjana Teknik Sipil

Disusun oleh :

Muhammad Agus Rifani

No. Mhs : 91 310 038

NIRM : 910051013114120036

Dian Pitasari S.

No. Mhs : 91 310 154

NIRM : 910051013114120149

**Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Universitas Islam Indonesia
Yogyakarta**

1997

LEMBAR PENGESAHAN

TUGAS AKHIR

ANALISIS PENGARUH FORMASI TIANG PANCANG KELOMPOK BETON *CAST IN PLACE* PADA TANAH LUNAK TERHADAP KEMAMPUAN DAYA DUKUNG

Disusun oleh :

Muhammad Agus Rifani

No. Mhs : 91 310 038

NIRM : 910051013114120036

Dian Pitasari S.

No. Mhs : 91 310 154

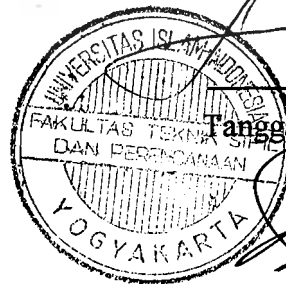
NIRM : 910051013114120149

DR. Ir. Edy Purwanto, DEA

Dosen Pembimbing

Ir. Ibnu Sudarmadji, MS

Dosen Pembimbing



Tanggal: *6-8-1997*

Tanggal: *6/8 97*

KATA PENGANTAR

Assalamu'alaikum wr.wb.

Puji syukur kehadirat Allah SWT. karena dengan izin-nya kami dapat menyelesaikan tugas akhir ini tepat pada waktunya.

Kami harap topik yang kami sampaikan dalam tugas akhir ini dapat memperkaya wawasan pembaca tentang pondasi tiang khususnya *Cast In Place* pada tanah lunak serta dapat bermanfaat bagi pengembangan ilmu dan teknologi di Indonesia.

Masih banyak kekurangan dalam analisis dan makalah kami. Karena itu kami mengharapkan masukan dan kritikan membangun yang dapat memperbaiki apa yang telah kami lakukan sehingga menjadi bahan masukan untuk analisis selanjutnya.

Kami sadari bahwa tanpa dukungan dari semua pihak, penelitian yang kami kembangkan tidak terwujud. Untuk itu kami ucapkan terima kasih kepada :

1. DR. Ir. Eddy Purwanto, DEA. selaku dosen pembimbing tugas akhir,
2. Ir. Ibnu Sudarmadji, MS. selaku dosen pembimbing tugas akhir,
3. Ir. A. Halim Hasmar, MS. selaku dosen penguji tugas akhir,
4. Semua pihak yang tidak dapat kami sebutkan satu persatu.

Terakhir dan yang tidak terlupakan kami ucapkan terima kasih pada orang-orang yang kami kasihi yaitu kedua orang tua serta saudara-saudara kami yang telah memberikan doa dan dorongan yang tak terhingga.

Wassalamu'alaikum wr.wb.



Penyusun

DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR	i
DAFTAR ISI	ii
DAFTAR TABEL	vi
DAFTAR GAMBAR	ix
DAFTAR NOTASI	xi
INTISARI	xiii
Bab I. Pendahuluan	1
I. 1. Umum	1
I. 2. Latar Belakang	5
I. 3. Tujuan	6
I. 4. Batasan Masalah	7
I. 5. Hipotesa	7
Bab II. Tinjauan Pustaka	10
II. 1. Pondasi Dalam	10
II. 1. 1. Pondasi tiang pancang beton	13
II. 2. Pondasi Tanah Lunak	15
II. 2. 1. Sifat endapan lempung yang berhubungan dengan perencanaan pondasi	18
A. Kuat geser tanah	19
B. Plastisitas dan konsistensi	20
C. Kompresibilitas	22

D. Sensitivitas	23
E. Kembang susut	23
II. 2. 2. Konsolidasi dan Penurunan	23
A. Hitungan penurunan	24
A. 1. Penurunan segera	26
A. 2. Penurunan konsolidasi primer	28
A. 3. Penurunan konsolidasi sekunder	31
II. 3. Dasar-dasar Perencanaan Pondasi	32
II. 3. 1. Perencanaan pondasi tiang pancang	34
II. 3. 2. Daya dukung tiang friction piles	36
II. 3. 3. Daya dukung kelompok tiang	39
II. 3. 4. Penurunan kelompok tiang pancang	42
Bab III. Data struktur dan Prosedur perhitungan	46
III. 1. Data struktur dan parameter bahan	46
III. 2. Analisis pondasi tiang pancang <i>friction piles</i> dengan metode statis	47
III. 2. 1. Penerusan beban ke tiang	48
A. Beban terbagi rata vertikal	48
A. 1. Beban terbagi rata vertikal sentris	48
A. 2. Beban terbagi rata vertikal eksentris	49
B. Beban terpusat vertikal	50
III. 2. 2. Kapasitas daya dukung tiang <i>friction piles</i>	52
A. Kapasitas daya dukung keseimbangan satu tiang	

friction piles	52
B. Daya dukung kelompok tiang	54
B. 1. Pertimbangan tiang pancang kelompok	54
B. 2. Daya dukung tiang pancang kelompok	55
III. 2. 3. Penurunan tiang pancang kelompok	57
A. Penurunan elastis atau penurunan segera (<i>elastic settlement atau immediate settlement</i>)	57
B. Penurunan konsolidasi atau penurunan yang terjadi dalam jangka waktu panjang	58
B. 1. Lapisan (L) dengan kedalaman (h_i)	58
B. 2. Menentukan Δe berdasar grafik tes konsolidasi	59
B. 3. Penurunan (S_{ci}) dengan metode <i>Wesley</i>	59
III. 2. 4. Efisiensi tiang kelompok	60
Bab IV. Analisis Daya Dukung dan Penurunan tiang pancang	
Kelompok	62
IV. 1. Kapasitas daya dukung tiang dalam menahan beban vertikal (A).....	63
IV. 2. Efisiensi tiang untuk formasi A	73
IV. 3. Penurunan elastis kelompok tiang untuk formasi A	75
IV. 4. Kapasitas daya dukung tiang dalam menahan beban vertikal (B).....	81
IV. 5. Efisiensi tiang untuk formasi B.....	89
IV. 6. Penurunan elastis kelompok tiang untuk formasi B.....	91
Bab V. Pembahasan	128
V. 1. Daya dukung kelompok tiang	129

V. 2. Efisiensi tiang pancang kelompok	131
V. 3. Penurunan	133
Bab VI. Kesimpulan dan saran.....	136
VI. 1. Kesimpulan	136
VI. 2. Saran	137
DAFTAR PUSTAKA	138
DAFTAR LAMPIRAN	



DAFTAR TABEL

No tabel	Halaman
4. 1. kapasitas daya dukung tiang kelompok formasi A pada tanah lunak	97
4. 2. Efisiensi satu tiang dalam kelompok pada formasi A	97
4. 3. Penurunan kelompok tiang pada formasi A	98
4. 4. Kapasitas daya dukung tiang kelompok formasi B pada tanah lunak	99
4. 5. Efisiensi satu tiang dalam kelompok pada formasi B	99
4. 6. Penurunan kelompok tiang pada formasi B	100
4. 7. Kapasitas daya dukung tiang kelompok dengan beban vertikal (V) dari formasi A dan B	101
4. 8. Penurunan dan Efisiensi tiang kelompok dengan beban vertikal (V) dari formasi A dan B	102
4. 9. Kapasitas daya dukung tiang kelompok dengan beban vertikal (V=150) dari formasi A dan B	104
4. 10. Penurunan dan Efisiensi tiang kelompok dengan beban vertikal (V=150) dari formasi A dan B	106
4. 11. Nilai daya dukung tiang kelompok (Q_s (kN)) untuk jumlah tiang 2 dengan formasi A dan B	108
4. 12. Nilai daya dukung tiang kelompok (Q_s (kN)) untuk jumlah tiang 3 dengan formasi A dan B	109

4. 13. Nilai daya dukung tiang kelompok (Q_s (kN)) untuk jumlah tiang 4 dengan formasi A dan B	110
4. 14. Nilai daya dukung tiang kelompok (Q_s (kN)) untuk jumlah tiang 5 dengan formasi A dan B	111
4. 15. Nilai daya dukung tiang kelompok (Q_s (kN)) untuk jumlah tiang 6 dengan formasi A dan B	112
4. 16. Nilai penurunan tiang kelompok (cm) untuk jumlah tiang 2 dengan formasi A dan B	113
4. 17. Nilai penurunan tiang kelompok (cm) untuk jumlah tiang 3 dengan formasi A dan B	114
4. 18. Nilai penurunan tiang kelompok (cm) untuk jumlah tiang 4 dengan formasi A dan B	115
4. 19. Nilai penurunan tiang kelompok (cm) untuk jumlah tiang 5 dengan formasi A dan B	116
4. 20. Nilai penurunan tiang kelompok (cm) untuk jumlah tiang 6 dengan formasi A dan B	117
4. 21. Beban yang dipikul dalam satu tiang kelompok (kN) untuk jumlah tiang 2 dengan formasi A dan B	118
4. 22. Beban yang dipikul dalam satu tiang kelompok (kN) untuk jumlah tiang 3 dengan formasi A dan B	119
4. 23. Beban yang dipikul dalam satu tiang kelompok (kN) untuk jumlah tiang 4 dengan formasi A dan B	120

4. 24. Beban yang dipikul dalam satu tiang kelompok (kN) untuk jumlah tiang 5 dengan formasi A dan B	121
4. 25. Beban yang dipikul dalam satu tiang kelompok (kN) untuk jumlah tiang 6 dengan formasi A dan B	122
4. 26. Nilai penurunan tiang kelompok (cm) untuk jumlah tiang 2 dengan formasi A dan B	123
4. 27. Nilai penurunan tiang kelompok (cm) untuk jumlah tiang 3 dengan formasi A dan B	124
4. 28. Nilai penurunan tiang kelompok (cm) untuk jumlah tiang 4 dengan formasi A dan B	125
4. 29. Nilai penurunan tiang kelompok (cm) untuk jumlah tiang 5 dengan formasi A dan B	126
4. 30. Nilai penurunan tiang kelompok (cm) untuk jumlah tiang 6 dengan formasi A dan B	127
5. 1. Daya dukung maksimal (kN) dari formasi A dan B untuk tiap diameter 20 sampai 60 cm	132
5. 2. Penurunan maksimal (cm) dari formasi A dan B untuk tiap diameter 20 sampai 60 cm	135

DAFTAR GAMBAR

No gambar	Halaman
2. 1. jenis -jenis tiang pancang cor di tempat	14
2. 2. grafik hubungan indeks plastisitas dengan batas cair	22
2. 3. grafik modulus deformasi E	27
2. 4. grafik faktor reduksi μ_0 . μ_1	28
2. 5. grafik hubungan tekanan dengan angka pori	30
2. 6. grafik penentuan indeks pemampatan sekunder C_{α}	32
2. 7. tiang dukungan ujung dan gesek	34
2. 8. kontribusi tegangan tiang pancang kelompok	36
2. 9. tiang dengan dukungan gesek dan nilai faktor N_c	39
2. 10. asumsi distribusi tekanan	44
3. 1. beban terpusat sentris	48
3. 2. analisis gaya pada tiang akibat beban vertikal sentris	49
3. 3. susunan tiang asimetris	51
3. 4. diskripsi kapasitas daya dukung tiang tunggal	54
3. 5. keruntuhan kelompok tiang	55
3. 6. efisiensi tiang pancang kelompok	60
4. 1. grafik hubungan diameter dengan daya dukung untuk tiang 2	108
4. 2. grafik hubungan diameter dengan daya dukung untuk tiang 3	109
4. 3. grafik hubungan diameter dengan daya dukung untuk tiang 4	110
4. 4. grafik hubungan diameter dengan daya dukung untuk tiang 5	111

4. 5. grafik hubungan diameter dengan daya dukung untuk tiang 6	112
4. 6. grafik hubungan diameter dengan penurunan untuk tiang 2	113
4. 7. grafik hubungan diameter dengan penurunan untuk tiang 3	114
4. 8. grafik hubungan diameter dengan penurunan untuk tiang 4	115
4. 9. grafik hubungan diameter dengan penurunan untuk tiang 5	116
4. 10. grafik hubungan diameter dengan penurunan untuk tiang 6	117
4. 11. grafik hubungan diameter dengan P_i untuk tiang 2	118
4. 12. grafik hubungan diameter dengan P_i untuk tiang 3	119
4. 13. grafik hubungan diameter dengan P_i untuk tiang 4	120
4. 14. grafik hubungan diameter dengan P_i untuk tiang 5	121
4. 15. grafik hubungan diameter dengan P_i untuk tiang 2	122
4. 16. grafik hubungan diameter dengan penurunan untuk tiang 2	123
4. 17. grafik hubungan diameter dengan penurunan untuk tiang 3	124
4. 18. grafik hubungan diameter dengan penurunan untuk tiang 4	125
4. 19. grafik hubungan diameter dengan penurunan untuk tiang 5	126
4. 20. grafik hubungan diameter dengan penurunan untuk tiang 6	127
5. 1. grafik nilai daya dukung maksimal	132
5. 2. grafik nilai penurunan maksimal	135

DAFTAR NOTASI

$A \text{ (m}^2\text{)}$	= luas kelompok tiang
$B \text{ (m)}$	= lebar kelompok tiang
$c \text{ (kN/m}^2\text{)}$	= kohesi
$C\alpha$	= koefisien pemampatan
$D \text{ (m)}$	= diameter tiang
$E_u \text{ (kN/m}^2\text{)}$	= modulus deformasi pada kondisi undrained
e	= angka pori
e_0	= angka pori awal
Δe	= perubahan nilai angka pori
E_q	= efisiensi kelompok tiang
$H \text{ (m)}$	= kedalaman tanah
K	= perbandingan gaya lekatan dengan kekuatan geser tanah
$l \text{ (m)}$	= kedalaman tiang yang masuk kedalam tanah
LL	= batas cair
LI	= modulus cair
$M_x \text{ (kN.m)}$	= momen pada arah sumbu x
$M_y \text{ (kN.m)}$	= momen pada arah sumbu y
m	= banyaknya kolom dalam kelompok tiang
n	= banyaknya baris dalam kelompok tiang
n_x	= jumlah tiang dalam satu arah sumbu x

n_y	= jumlah tiang dalam satu arah sumbu y
N_c	= faktor daya dukung
O	= keliling kelompok tiang
0	= pusat berat kelompok tiang
P (kN)	= beban yang diterima tiang
P_i (kN)	= beban maksimum yang dapat diterima tiang ke -i
p_o (kN)	= tegangan efektif pada tiap lapisan tanah
Δp (kN)	= tambahan tegangan pada tiap tengah lapisan tanah akibat beban yang bekerja
PL	= batas plastis
Q_a (kN)	= daya dukung keseimbangan
Q_{pq} (kN)	= daya dukung yang diijinkan pada kelompok tiang
Q_s (kN)	= daya dukung untuk satu tiang dalam kelompok
Q_t (kN)	= daya dukung tiang
q_n (kN)	= tekanan netto pondasi
s (m)	= jarak antar tiang
S_i (cm)	= penurunan kelompok tiang ke -i
SF	= angka keamanan
V (kN)	= beban vertikal
\emptyset (m)	= diameter tiang
φ (°)	= sudut gesek dalam
θ (°)	= sudut distribusi penyebaran tegangan

Intisari

Perencanaan pondasi pada tanah lunak memerlukan penanganan yang serius. Pondasi tiang pancang berfungsi meneruskan beban ke lapisan tanah yang lebih kuat. Pondasi tiang pancang digunakan apabila kondisi tanah di bawah bangunan tidak mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul beban atau apabila tanah keras yang mempunyai daya dukung yang cukup kuat, letaknya amat dalam. Tujuan penelitian ini adalah untuk mengetahui pengaruh formasi tiang pancang terhadap daya dukung. Analisis dilakukan dengan membandingkan daya dukung, penurunan seketika dan efisiensi yang dihasilkan dari setiap formasi. Diameter tiang yang dipakai adalah \varnothing 20, 30, 40, 50 dan 60 cm dan jumlah tiang 2, 3, 4, 5 dan 6. Pondasi tiang pancang yang dipakai adalah pondasi tiang vertikal. Diharapkan dengan perubahan formasi dapat diperoleh faktor-faktor yang mempengaruhi dalam perencanaan pondasi. Menurut hasil penelitian ternyata diperoleh daya dukung yang lebih besar dan penurunan yang terjadi lebih kecil.

BAB I

PENDAHULUAN

I.1 . Umum

Indonesia pada saat ini telah memasuki era Pembangunan Jangka Panjang Tahap kedua (PJPT II), dimana Pemerintah bertekad mengejar ketinggalan dengan negara lain yang telah lebih dahulu maju, dengan memacu derap pembangunan di segala bidang dan sektor kehidupan masyarakat Indonesia, baik itu di sektor pertanian, pendidikan, perekonomian, industri, sosial budaya dan politik yang cukup mantap serta stabil yang pada akhirnya dapat menciptakan iklim investasi yang sehat.

Tingkat pertumbuhan penduduk di Indonesia yang cukup pesat dewasa ini menuntutantisipasi penyediaan sarana dan prasarana berupa perumahan dalam skala besar, perkantoran, pertokoan dan pelayanan umum yang sangat kompleks. Oleh karena keterbatasan lahan maka Pemerintah dalam mengantisipasi masalah yang ada dengan jalan membuka lahan-lahan baru, sehingga tanah-tanah yang bermasalah juga turut dibuka baik itu tanah yang mengandung gambut ataupun tanah-tanah yang lunak (*soft soil*). Indonesia memiliki lahan berupa tanah lunak, dimana bila di atasnya akan didirikan suatu struktur bangunan memerlukan

penanganan yang serius dikarenakan kondisi tanahnya.

Semua struktur bangunan yang ada di atas tanah didukung oleh sistem pondasi pada permukaan atau di bawah permukaan tanah. Pondasi adalah bagian dari struktur bangunan yang meneruskan beban yang akan ditopang oleh pondasi dan berat sendiri pada lapisan tanah. Perilaku setiap pondasi sangat tergantung pada karakteristik tanah. Untuk itu dalam penentuan sifat-sifat tanah bawah permukaan harus dilakukan dengan hati-hati sehingga dapat ditentukan jenis pondasi yang sesuai dengan kondisi tanah.

Pondasi secara garis besar dapat digolongkan sebagai pondasi dangkal dan pondasi dalam (*J.E. Bowles, 1971*). Jenis pondasi dangkal yang sangat umum adalah pondasi telapak dan pondasi menerus. Pondasi-pondasi ini digunakan untuk menyebarkan beban kolom atau dinding pada lapisan tanah dekat permukaan. Pondasi dalam, meliputi pondasi tiang dan pondasi sumuran dimana tiang dan sumuran tersebut mentransfer beban struktural ke lapisan pendukung yang dalam. (*L.S. Dunn, L.R. Anderson, F.W. Kiefer, 1992*)

Perencanaan pondasi untuk suatu struktur bangunan harus mempertimbangkan beberapa hal sebagai berikut :

1. memperoleh informasi yang paling mendekati berkenaan dengan keadaan bangunan dan beban yang ditransfer ke pondasi,
2. menentukan kondisi bawah tanah secara umum,
3. mempertimbangkan dengan segera bentuk pondasi, untuk menentukan apakah pondasi tersebut dapat dibuat dengan pondasi yang ada, apakah pondasi tersebut

mampu mendukung beban yang dibutuhkan dan apakah akan timbul penurunan yang merugikan ,

4. memperkirakan biaya dari masing-masing bentuk pondasi dan memilih bentuk yang paling dapat diterima sesuai dengan kondisi pelaksanaan serta biaya yang lebih ekonomis.

Pengetahuan akan karakteristik tanah merupakan hal yang harus dimiliki teknisi Sipil, karena sangat berpengaruh dalam pemilihan pondasi yang akan digunakan. Mengklasifikasikan dengan tepat material bawah permukaan tanah merupakan langkah penting dikaitkan dengan pekerjaan pondasi, sebab klasifikasi memberikan petunjuk-petunjuk awal terhadap berbagai hal yang akan dapat diantisipasi selama dan setelah pelaksanaan struktur bangunan. (*Ralph.B. Peck, Walter E. Hanson, Thomas H. Thornburn, 1996*).

Pemilihan jenis pondasi yang akan digunakan harus mempertimbangkan kondisi tanah pondasi. Kegagalan suatu pekerjaan pondasi dapat terjadi karena perilaku tanah yaitu kekuatan tanah pendukung serta karakteristik deformasi tanah dan batuan. Kegagalan daya dukung tanah (*Bearing Capacity Failure*) dapat menyebabkan seluruh pondasi atau sebagian elemennya akan masuk ke dalam tanah, karena tanah tidak mampu menahan beban. Penurunan yang berlebihan (*Detrimental Settlement*) menyebabkan penurunan bangunan yang besar atau tidak sama sehingga struktur atas akan retak dan rusak. Beban yang dipilih sebagai dasar dalam perencanaan pondasi berpengaruh terhadap jenis pondasinya. Setiap pondasi dituntut mampu mendukung beban sampai batas keamanan tertentu, termasuk mendukung beban maksimum yang mungkin terjadi.

Jenis-jenis pondasi yang sesuai dengan kondisi tanah disesuaikan oleh Dr. Ir. Suyono Sosrodarsono dan *Kazuto Nakazawa*, 1994 sebagai berikut ;

1. bila tanah pendukung pondasi terletak pada permukaan tanah atau 2-3 meter di bawah permukaan tanah maka pondasi yang dipakai adalah pondasi telapak,
2. bila tanah pendukung terletak pada kedalaman 10 meter di bawah permukaan tanah dipakai pondasi tiang atau pondasi tiang apung (*Floating Pile Foundation*),
3. bila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman sekitar 20 meter di bawah permukaan tanah, maka digunakan pondasi *friction piles* dalam hal ini tergantung dari penurunan yang diizinkan,
4. bila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman sekitar 30 meter di bawah permukaan tanah biasanya dipakai kaisan terbuka, tiang baja atau tiang beton yang dicor ditempat,
5. bila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman lebih dari 40 meter di bawah permukaan tanah, bahan yang digunakan adalah tiang baja dan tiang beton di cor setempat.

Studi literatur ini membahas mengenai pondasi dalam yaitu pondasi tiang pancang beton cor di tempat (*cast in place*) pada tanah lunak (*soft soil*). Pembahasan akan lebih ditekankan pada daya dukung pondasi dan penurunan, yang dalam hal ini dihubungkan dengan formasi tiang pancang kelompok.

I. 2 . Latar Belakang

Perkembangan dunia konstruksi modern khususnya mengenai struktur

bawah dewasa ini yang semakin pesat menuntut seorang teknisi Sipil harus ikut menyesuaikan diri dengan segala kemajuan yang ada. Untuk menjawab kecenderungan tersebut diperlukan pengetahuan mengenai struktur bawah yang cukup baik dan memadai guna mengantisipasi kemungkinan-kemungkinan yang akan timbul.

Pengetahuan mengenai struktur bawah atau pondasi untuk berbagai macam kondisi tanah telah banyak mengalami kemajuan. Persoalan-persoalan yang timbul pada perencanaan pondasi khususnya persoalan yang diakibatkan oleh kondisi tanah telah dapat diantisipasi. Dalam perencanaan pondasi dimana kondisi tanah di bawah kedalaman terlalu lemah atau terlalu kompresibel untuk menyediakan daya dukung yang cukup akan memerlukan penanganan yang lebih mendalam, sebagai contohnya adalah pondasi pada tanah lunak (*soft soil*). Untuk kasus seperti ini maka pemakaian pondasi tiang pancang merupakan salah satu alternatif yang tepat, karena tiang pancang ini berfungsi meneruskan beban-beban di atas pondasi ke lapisan tanah pendukung yang lebih kuat.

Konstruksi pondasi tiang pancang sangat jarang terdiri dari sebuah tiang pancang tunggal, pada umumnya akan ada paling sedikit dua atau tiga buah tiang pancang. Beban struktural tersendiri akan didukung oleh beberapa tiang pancang yang bekerja sebagai kelompok tiang. Beban struktural tersebut bekerja pada penutup tiang (*Poer*) yang akan mendistribusikan beban tiang-tiang.

Perencanaan pondasi tiang pancang ini pada umumnya dipusatkan pada penyusunan tata letak tiang (formasi tiang) agar diperoleh formasi tiang yang menghasilkan daya dukung yang cukup kuat dan dapat menahan beban yang besar.

Selain itu, dari penyusunan tiang ini diharapkan tidak menimbulkan penurunan yang terlalu besar.

Perencanaan pondasi pada tanah lunak ini juga harus memperhitungkan adanya penurunan kelompok tiang yang diakibatkan oleh beban. Dalam kelompok tiang pancang yang dihubungkan oleh *poer* ini, diharapkan bila kelompok tiang tersebut dibebani akan terjadi penurunan yang merata.

I. 3 . Tujuan

Tujuan utama studi literatur ini adalah untuk menganalisis pengaruh formasi tiang pancang kelompok beton cetak di tempat (*Cast In Place*) terhadap daya dukung pada kondisi tanah lunak (*Soft Soil*) dan penurunan yang terjadi pada tiap-tiap formasi.

Seperti kita ketahui bahwa selama ini dalam pemakaian tiang pancang, khususnya tiang pancang kelompok kebanyakan dipakai formasi tiang pancang dengan *poer* berbentuk segiempat. Oleh karena itu di sini kami mencoba menganalisis formasi tiang pancang dengan jumlah dan bentuk formasi yang berbeda, sehingga dengan analisis ini diharapkan dapat dipelajari pengaruh formasi tiang pancang terhadap daya dukungnya dan penurunan yang terjadi..

Diharapkan tugas akhir ini dapat digunakan sebagai bahan pemikiran dan pertimbangan dalam perencanaan struktur bangunan khususnya pada perencanaan struktur bawah.

I. 4 . Batasan Masalah

Mengingat permasalahan mengenai pemakaian serta pengembangan formasi

tiang pancang kelompok ini sangat kompleks ditambah keterbatasan waktu dan kemampuan penulis, maka objek permasalahan akan dibatasi. Pembatasan pembahasan tersebut meliputi hal-hal sebagai berikut ini.

1. Kondisi tanah gambut atau lempung lunak dan data-data lapangan sesuai dengan hasil penyelidikan laboratorium PT. Puser Bumi Konsultan di daerah Telang Saleh, Sumatera Selatan,
2. Jenis pondasi tiang kelompok adalah pondasi tiang beton cor di tempat (*cast in place*), mutu K-350 yang disatukan dengan *poer*,
3. Perencanaan pondasi tiang pancang berdasarkan pada metode statis,
4. Diameter tiang pancang dibatasi yaitu \varnothing 20, 30, 40, 50 dan 60 (cm),
5. Jumlah tiang pancang 2, 3, 4, 5, dan 6,
6. Perhitungan daya dukung, penurunan segera dan efisiensi,
7. Kedalaman rencana tiang pancang dari muka tanah asli adalah 20 meter.
8. Tiang yang digunakan adalah tiang pancang vertikal.

1.5. Hipotesis

Pondasi tiang pancang yang hanya terdiri dari sebuah tiang pancang dalam pelaksanaannya sangat jarang digunakan, tetapi pondasi tiang pancang akan terdiri dari kelompok tiang. Setiap tiang dalam kelompok yang disatukan oleh *poer* dengan beban sentris di atasnya akan mengalami penurunan yang sama sehingga dapat dianggap bahwa setiap tiang akan mendukung beban yang sama pula.

Analisis terhadap formasi tiang pancang kelompok ini diharapkan dapat menemukan formasi tiang pancang kelompok yang disatukan dengan *poer* akan

menghasilkan daya dukung yang besar dan penurunan yang kecil pada tiap-tiap formasi

Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok ini menggunakan analisis pondasi dalam *friction pile* dengan metode statis. Adapun yang dimaksud dengan metode statis adalah perhitungan daya dukung tiang pancang yang menggunakan *bearing capacity formula* dan *strenght parameter* yang diperoleh dari hasil uji lapangan atau uji laboratorium atau dengan menggunakan rumus-rumus empiris langsung berdasarkan data hasil uji lapangan (CPT, SPT) atau data hasil uji laboratorium. Parameter tanah yang diperlukan untuk analisis kapasitas tiang pancang statik terdiri dari sudut gesek dalam ϕ dan kohesi c . (*J. E. Bowles, 1991*)

Adapun rumus yang digunakan dalam analisis daya dukung pondasi *friction pile* dengan metode statis adalah :

$$Q_t = c \cdot N_c \cdot A + 2 \cdot (B + Y) \cdot L \cdot c \cdot K \quad (1.1)$$

Dimana ;

Q_t = daya dukung keseimbangan pada kelompok tiang (kN)

c = kohesi (kN/m²)

A = luas penampang tiang pancang (m²)

L = kedalaman tiang pancang (m)

K = perbandingan gaya lekatan dengan kekuatan geser tanah

$2 \cdot (B + Y)$ = keliling kelompok tiang (m)

N_c = faktor gaya dukung (berdasarkan uji laboratorium)

atau dengan persamaan (*Terzaghi, R. B. Peck, 1987*)

$$N_c = \cot \phi \{ E^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45 + \phi/2) - 1 \}$$

dimana $E = 2,7182$ (bilangan epsilon)

dengan daya dukung ijin tiang kelompok

$$Q_{pg} = \frac{Q_t}{SF} \dots\dots\dots (1.2)$$

dimana $SF = 5 - 10$ untuk tanah lempung (*K. Basah . S, 1994*)

Q_{pg} = daya dukung yang diijinkan pada kelompok tiang (kN)

Persamaan untuk penurunan S_i menurut *Janbu, Bjerrum* dan *Kjaersnli* (*Tomlinson, 1991*) adalah ;

1. Penurunan elastis atau penurunan yang terjadi dalam waktu dekat (*Elastic Settlement* atau *Immediate Settlement*).

$$S_i = \frac{\mu_1 \cdot \mu_0 \cdot q_n \cdot B}{E_u} \dots\dots\dots (1.3)$$

dimana $\mu_1 \cdot \mu_0$ = faktor reduksi

q_n = tekanan netto pondasi ($q_n = V / A$) (kN)

A = luas kelompok tiang pondasi (m^2)

E_u = modulus deformasi pada kondisi *undrained* (kN/m^2)

2. Penurunan Plastis dalam jangka waktu panjang (*Long Term Consolidation Settlement*)

$$S_{ci} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \cdot h_i \dots\dots\dots (1.4)$$

dimana ; h_i = tebal lapisan yang ditinjau (m)

e_0 = angka pori

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

II. 1. Pondasi Dalam

Pondasi dalam dipergunakan pada keadaan tanah di mana suatu bangunan akan dibangun merupakan tanah yang lemah untuk menyediakan daya dukung yang cukup kuat, sehingga beban perlu diteruskan ke lapisan yang lebih kuat.

Jenis pondasi dalam yang paling umum digunakan adalah pondasi tiang dan sumuran. Pondasi tiang dan sumuran digunakan untuk meneruskan beban permukaan pada lapisan pendukung beban yang dalam apabila tanah permukaan tidak mampu mendukung beban yang bekerja. Mekanisme penerusan dukungan pada dasarnya sama bagi kedua sistem itu, perbedaan utama antara pondasi tiang dan pondasi sumuran adalah dalam metode pemasangannya. Tiang-tiang dipasangkan dengan memancang tiang atau selongsong tiang kedalam tanah dengan palu pancang tiang tumbuk atau getar. Sumuran dipasang dengan pemboran atau penggalian lubang silinderis sampai kedalaman yang diinginkan dan kemudian mengisi kembali lubang dengan beton. Karena tiang pancang dan sumuran memperoleh dukungan yang pada dasarnya dengan cara sama maka pembahasan selanjutnya dicurahkan pada pondasi tiang.

Tiang-tiang pada umumnya memperoleh dukungan berupa kombinasi dari gesekan sepanjang permukaan badan tiang (*Friction*) dan dukungan ujung tiang (*Point bearing pile*). Dukungan ujung tiang akan terjadi apabila ujung tiang menyentuh tanah keras, yang mampu memikul beban yang diterima oleh tiang pancang tersebut. Lapisan tanah keras ini bisa berupa lempung keras sampai batuan. Perhitungan kemampuan tiang dilakukan terhadap kekuatan bahan tiang dan kekuatan tanahnya. Pada tiang gesekan, daya dukung diperoleh dari pelekatan antara tiang dengan tanah, sehingga dalam perhitungan daya dukungnya harus diketahui besarnya gaya pelekatan tiang dengan tanah..

Pada keadaan sebenarnya sangat jarang dijumpai tiang pancang yang berdiri sendiri, tetapi akan terdiri dari beberapa tiang atau kelompok tiang. Beban-beban yang bekerja biasanya diteruskan ke tiang-tiang melalui *poer* beton bertulang. Satu kelompok tiang biasanya tertanam pada sebuah *poer* dan kelompok ini mendukung beban yang bekerja. Dalam perhitungan-perhitungan *poer* dianggap kaku sempurna sehingga bila beban-beban yang bekerja pada kelompok tiang tersebut menimbulkan penurunan, maka setelah penurunan bidang *poer* akan merupakan bidang yang rata dan gaya-gaya yang bekerja pada tiang berbanding lurus dengan penurunan tiang-tiang tersebut.

Pemancangan tiang pancang di dalam tanah dapat dilakukan dengan sejumlah metoda yaitu :

1. Pemancangan tiang pancang dengan pukulan berturutan secara tetap pada puncak tiang dengan menggunakan martil tiang pancang. Cara ini menimbulkan suara yang berisik dan getaran yang mungkin tidak diperbolehkan oleh

peraturan setempat.

2. Pemancangan yang menggunakan alat penggetar yang ditempelkan (diikatkan) di puncak tiang pancang, metode ini dipakai dalam endapan-endapan yang kohesinya kecil. Cara ini relatif sedikit mengeluarkan suara berisik dan getaran pemancangan yang tidak berlebihan.
3. Dengan mendongkrak tiang pancang, cara ini dipakai untuk bagian-bagian kaku yang pendek.
4. Dengan membor lubang serta memancang sebuah tiang pancang ke dalamnya, atau yang lebih umum lagi dengan mengisi rongga tersebut dengan beton sehingga menghasilkan sebuah tiang pancang yang dikeraskan.

Pemilihan tipe tiang pancang untuk berbagai jenis keadaan tergantung pada banyak variabel. Walaupun demikian harus terdapat indikator yang jelas sehingga dapat menunjukkan kesesuaian beberapa tipe tiang pancang dengan kondisi-kondisi tertentu.

Faktor-faktor yang perlu dipertimbangkan dalam memilih tiang pancang adalah:

1. tipe dari tanah dasar yang meliputi jenis tanah dasar dan ciri-ciri topografinya,
2. jenis bangunan yang akan dibuat,
3. alasan teknis pada waktu pelaksanaan pemancangan.

(Sardjono, 1991)

Pada umumnya pondasi tiang pancang terdiri dari berbagai variasi ukuran, bentuk dan bahan memenuhi persyaratan-persyaratan khusus termasuk persyaratan ekonomis. Menurut bahan yang digunakan, tiang pancang terbagi atas empat jenis

yaitu tiang pancang kayu, tiang pancang beton, tiang pancang baja dan tiang pancang komposit. Sesuai dengan uraian pada bab sebelumnya maka pembahasan lebih ditekankan pada tiang pancang beton yang dalam hal ini adalah tiang pancang beton *cast in place* (cor di tempat).

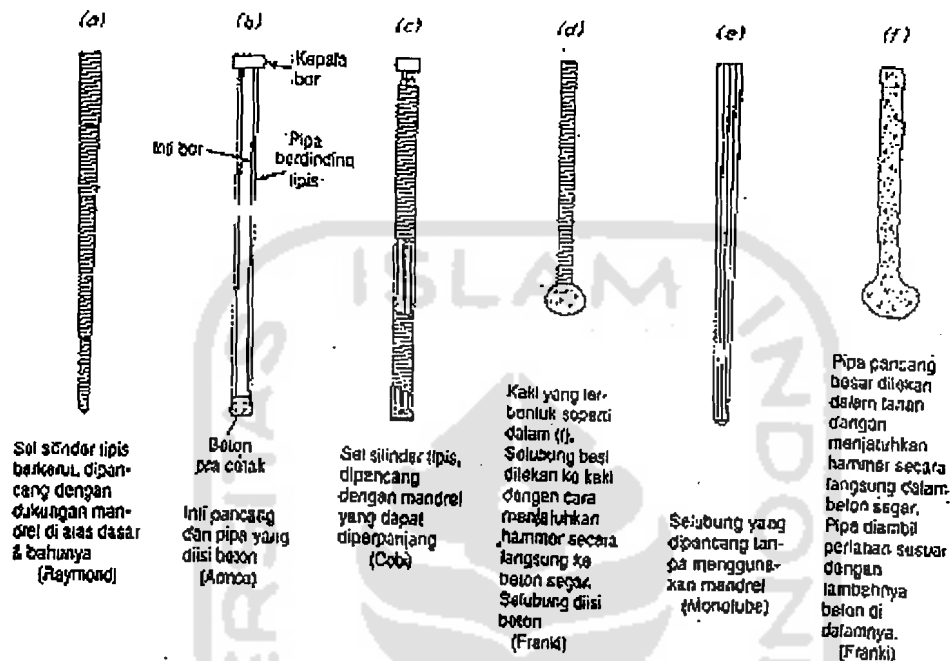
II. 1. 1. Pondasi tiang pancang beton

Tiang pancang beton dapat dibedakan dalam dua jenis yaitu tiang pancang beton cetak di tempat (*Cast in place*) dan tiang pancang beton pracetak (*Precast*). Untuk tiang *precast* dibagi lagi menjadi dua yaitu cetakan (*cased*) dan tanpa cetakan (*uncased*). Pada saat ini pondasi tiang pancang beton yang dicetak di tempat (*Cast in place*) lebih banyak digunakan karena sangat praktis dalam pemancangan, kekuatan tekannya dapat besar dan tidak membutuhkan alat transportasi yang semua itu akan memberikan penyusutan biaya sehingga lebih ekonomis.

Pemasangan tiang pancang *Cast in Place* dapat dilakukan dengan dua cara yaitu :

1. Pipa baja yang dipancangkan ke dalam tanah, kemudian diisi dengan beton dan ditumbuk sambil pipa baja tersebut ditarik ke atas,
2. Pipa baja yang dipancangkan ke dalam tanah kemudian diisi dengan beton, sedangkan pipa baja tersebut tetap tinggal di dalam tanah.

Gambar 2.1 menunjukkan beberapa jenis tiang pancang beton cor di tempat (*Cast in Place*) yang tersedia di pasaran.



Gambar 2.1. Jenis-jenis tiang pancang cor di tempat (*Cast in Place*)

Beton untuk tipe *cased*, dicor pada tempat yang terbuat dari kulit logam tipis atau pipa tipis yang ditinggalkan di dalam tanah. Pipa tersebut sangat tipis sehingga kekuatannya diabaikan pada hitungan kapasitas struktur, tetapi harus mempunyai kekuatan yang cukup sehingga tidak runtuh akibat tekanan tanah yang mengelilinginya sebelum beton dicor. Pondasi tanpa *casing* (cetakan) disebut *uncased*. Beberapa tipe awal dibuat dengan memancang pipa yang mempunyai ujung terbuka ke dalam tanah kemudian membersihkan tanahnya lalu mengisinya dengan beton, sambil menarik pipa keluar. Sebagai contoh adalah pembuatan tiang *Franki* (Gambar 2.1.f). Tiang *Franki* menggunakan sebuah pipa atau tabung yang

dapat ditarik dan ujung bawahnya disumbat dengan beton pra cetak yang sudah kering atau keras. Pipa dipancang dengan *Drop hammer* yang bekerja pada sumbat beton tersebut. Setelah pemancangan pipa mencapai kedalaman yang direncanakan, pipa ditarik keluar dan adukan beton dimasukkan. Proses selanjutnya adukan beton dan sumbat ditumbuk dengan *Drop hammer* sehingga ujung tiang akan melebar dan permukaan tiang menjadi kasar dengan demikian tahanan geser dan kekuatan tiang menjadi besar.

II.2. Pondasi pada Tanah Lunak

Tanah selalu mempunyai peranan penting pada suatu pekerjaan pondasi. Perilaku setiap pondasi sangat tergantung pada karakteristik tanah di bawahnya. Pengetahuan akan jenis dan sifat tanah sangat penting dalam perencanaan struktur bangunan, khususnya struktur bawah atau pondasi. Dalam perencanaan atau pelaksanaan bangunan, para Teknisi Sipil harus mempunyai pengertian yang mendalam mengenai fungsi-fungsi serta sifat-sifat tanah itu bila dilakukan pembebanan di atasnya.

Tanah adalah suatu agregat alam dari butiran mineral dengan atau tanpa bahan organik yang dapat dipisahkan dengan cara mekanis ringan, misalnya dengan pengadukan air (*Peck, Hanson, Thornburn, 1996*). Istilah-istilah utama yang dipakai untuk menyatakan tanah adalah kerikil, pasir, lanau dan lempung. Sebagian tanah alam terdiri dari campuran dua atau lebih dari bahan-bahan tersebut. Bahan-bahan ini mengandung campuran material organik pada keadaan sebagian atau sepenuhnya telah lapuk. Kerikil dan pasir dikenal sebagai tanah berbutir kasar,

sedangkan lanau dan lempung sebagai tanah berbutir halus. Perbedaan ini didasarkan atas apakah partikel-partikel individunya dapat dilihat dengan mata telanjang atau tidak.

Jenis dan kondisi tanah merupakan salah satu faktor yang menentukan dalam pemilihan tipe pondasi untuk suatu struktur bangunan. Idealnya, tanah di mana suatu bangunan akan didirikan memiliki sifat-sifat berikut ini.

1. Mempunyai kekuatan geser yang memadai dan daya dukung yang besar,
2. Bila dibebani akan mengalami deformasi dan penurunan yang kecil,
3. Perubahan volume yang kecil akibat *swelling* (mengembang), penyusutan ataupun karena pembebanan dinamik,
4. Memiliki sifat-sifat yang diinginkan sesuai dengan struktur bangunan yang akan dibangun.

(John N.Cernica, 1995)

Tidak semua tanah di suatu lokasi bangunan memiliki sifat-sifat yang diinginkan, sehingga bila suatu struktur bangunan didirikan di atasnya akan menimbulkan banyak problem, untuk itu dalam perencanaan selanjutnya perlu mempertimbangkan hal-hal sebagai berikut ini.

1. Memilih tipe pondasi yang sesuai dengan kondisi tanah, misal bila tanah berupa tanah yang lunak dan kompresibel maka akan lebih tepat digunakan pondasi tiang pancang atau sumuran.
2. Memperbaiki kondisi tanah, misalnya dengan memperbesar kekuatan tanah dengan pemadatan.

Salah satu jenis tanah yang memerlukan penanganan yang serius jika akan mendirikan struktur bangunan di atasnya adalah tanah lunak (*Soft soil*). Umumnya lapisan tanah yang disebut tanah lunak adalah lempung (*clay*) atau lanau (*silt*) yang mempunyai harga pengujian Penetrasi Standar (SPT) N yang lebih kecil dari 4 atau tanah organis seperti tanah gambut yang mempunyai kadar air alamiah sangat tinggi. Biasanya sebagian besar lapisan lunak telah dibentuk oleh proses alamiah. Tebal, luas dan stratifikasinya sangat tergantung dari corak topografi dan geologi yang membentuk lapisan lunak tersebut serta kondisi sekeliling sesudah terjadinya formasi tanah itu. Bilamana diperlukan untuk membangun di atas lapisan tanah lunak tersebut, maka pertama-tama masalah teknis yang harus diselidiki adalah daya dukung (*Bearing capacity*) dan penurunan (*Settlement*). Sifat lapisan tanah lunak adalah gaya gesernya yang kecil, kemampatan besar dan koefisien permeabilitas yang kecil. Jadi bila pembebanan konstruksi melampaui daya dukung yang diijinkan, maka akan terjadi kerusakan tanah pondasi. Meskipun intensitas beban itu kurang dari daya dukung diijinkan, dalam jangka waktu lama besarnya penurunan akan meningkat yang akhirnya akan mengakibatkan berbagai kesulitan.

Lapisan tanah lunak umumnya terdiri dari tanah yang sebagian besar terdiri dari butir-butir halus yang sangat kecil seperti lempung atau lanau. Lempung terdiri dari butir-butir yang sangat kecil dan menunjukkan plastisitas serta kohesi. Kohesi menunjukkan bahwa bagian-bagian dari lempung melekat satu sama lain. Plastisitas adalah sifat yang memungkinkan bentuk dari suatu bahan berubah-ubah tanpa menimbulkan perubahan isi atau tanpa kembali ke bentuk aslinya dan tidak terjadi retakan-retakan atau pecah.

Lanau adalah bahan yang merupakan peralihan antara lempung dan pasir halus. Lanau bersifat kurang plastis dan lebih mudah ditembus air serta memiliki sifat-sifat dilatasi. Dilatasi ini menunjukkan gejala perubahan isi apabila lanau itu diubah bentuknya dan menunjukkan gejala untuk menjadi hidup (*quick*) bila digetarkan. Lanau merupakan partikel batuan yang ukuran butirannya lebih besar dari fraksi mikroskopis (\varnothing 0,002 mm). Plastisitas lanau berasal dari prosentase tinggi zat organik. Tebal lapisan lanau dan jumlah zat organiknya dipengaruhi oleh keberadaannya, misalnya terbentuk di daerah pantai atau lapisan karang. Bila tanah terletak di bawah permukaan air tanah dan tidak pernah kering, maka tanah akan lunak dan kompresibel seperti lempung. Oleh karena itu lanau mempunyai sifat yang hampir serupa dengan lempung. Dengan pertimbangan ini, perencanaan pondasi pada tanah lanau dianggap sama dengan perencanaan pondasi pada tanah lempung.

II.2.1. Sifat endapan lempung yang berhubungan dengan perencanaan pondasi

Lempung terutama merupakan agregat kristalin berukuran mikroskopis dan submikroskopis. Lempung ciri khas dari sifat-sifat kolodial yaitu plastisitas, kohesi dan kemampuan mengadsorpsi ion. *J.E.Bowles, 1991* mendefinisikan tanah kohesif sebagai kumpulan dari partikel-partikel mineral yang mempunyai indeks plastisitas, dimana pada waktu mengering membentuk suatu massa yang bersatu sehingga diperlukan suatu gaya untuk memisahkan butiran mikroskopis.

Tanah-tanah kohesif umumnya mempunyai sifat-sifat sebagai berikut :

1. Kuat geser rendah,
2. Bila basah bersifat plastis dan mudah pampat,

3. Menyusut bila kering dan mengembang bila basah,
4. Berkurang kuat gesernya bila kadar air bertambah,
5. Berkurang kuat gesernya bila struktur tanahnya terganggu,
6. Berubah volumenya dengan bertambahnya waktu akibat rangkakan (*creep*) pada beban yang konstan,
7. Merupakan material kedap air,
8. Material yang jelek untuk tanah urug karena akan menghasilkan tekanan lateral yang tinggi.

Untuk pekerjaan-pekerjaan tertentu, sifat-sifat tanah kohesif yang perlu ditentukan adalah kadar air, berat volume dan angka pori, kuat geser, plastisitas, sensitivitas, kompresibilitas serta sifat kembang susut.

A. Kuat geser tanah

Pengetahuan kekuatan geser tanah diperlukan untuk berbagai macam soal praktis, terutama untuk menghitung daya dukung tanah (*bearing capacity*) dan tegangan tanah. Untuk analisis stabilitas pondasi pada tinjauan jangka pendek, kuat geser tanah lempung diperoleh dari pengujian triaksial, pengujian tekan bebas di laboratorium dan pengujian baling-baling di laboratorium atau di lapangan. Untuk pekerjaan pondasi pada tanah lempung jenuh yang tak mengandung retakan atau butiran kasar, umumnya lebih sering dipakai pengujian tekan bebas, kecuali untuk pekerjaan-pekerjaan yang besar maka pengujian kuat geser lain juga dilakukan. Nilai C' dan ϕ' pada tanah lempung diperoleh dari percobaan *Consolidated undrained* (konsolidasi tanpa drainase) dan jika plastisitas tanah lempung agak rendah sehingga mudah dirembesi air maka percobaan *Consolidated drained*

(konsolidasi dengan drainase) juga dapat dilakukan. Nilai C' dan ϕ' pada tanah lempung diperoleh dari percobaan *consolidated undrained* (konsolidasi dengan drainase) dan jika plastisitas tanah lempung agak rendah sehingga mudah dirembesi air maka percobaan *consolidated drained* juga dapat dilakukan.

Pada pengujian tekan bebas, kuat geser tanah dukungan dianalisis pada kondisi ϕ sama dengan nol. Untuk mendapatkan nilai C' dan ϕ' dari hasil percobaan triaksial, dipakai lingkaran *Mohr*. Lingkaran *Mohr* adalah cara grafik untuk menentukan tegangan-tegangan yang bekerja pada suatu bahan (tanah).

Harga C' dan ϕ' untuk lempung mempunyai variasi yang sangat besar. Secara garis besar, harga C' tergantung pada derajat *overconsolidation* (konsolidasi berlebihan). Lempung yang mengalami *normally consolidated* (konsolidasi normal) mempunyai harga C' yang kecil sekali (hampir mendekati nol). Makin besar *overconsolidation* harga C' akan semakin besar.

B. Plastisitas dan konsistensi

Plastisitas adalah kemampuan butiran untuk tetap melekat antara satu dengan yang lain. Batasan keplastisan tanah tergantung pada sejarah terjadinya dan komposisi mineral yang dikandungnya. Dalam pekerjaan pondasi, tiga nilai kadar yang memberikan indikasi sangat berguna untuk memperkirakan perilaku tanah berbutir halus adalah kadar air (w) di tempat pekerjaan pondasi dan dua batas konsistensi yaitu batas cair (LL) serta batas plastis (PL). Hal ini berhubungan dengan stabilitas tanah.

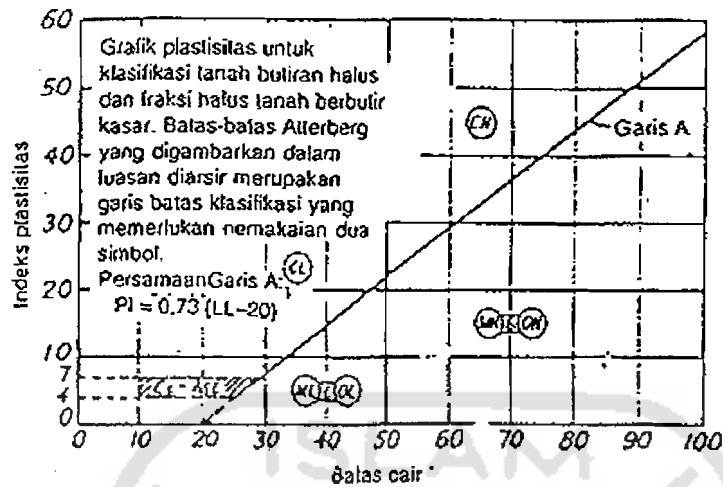
Batas cair (LL) adalah nilai kadar air tanah pada batas antara keadaan cair dan plastis. Pada keadaan ini butiran-butiran tersebar dan dukung oleh air. Jika

kadar air berkurang, misalnya akibat dikeringkan, perubahan volume yang terjadi adalah akibat berkurangnya air. Jadi hilangnya kandungan air sama dengan pengurangan volume. Jika kadar air berkurang terus, butiran-butiran menjadi mendekat satu sama lain sampai mendekati batas plastis (PL), yaitu kadar air tanah pada kedudukan antara plastis dan semi padat.

Penentuan batas-batas plastisitas antara lain berguna untuk membedakan kemungkinan dua jenis tanah yang mempunyai gradasi sama namun mempunyai sifat yang berbeda. Jika nilai PL dan LL bertambah, diperkirakan butiran tanah semakin halus. Selisih antara LL dan PL disebut indeks plastisitas (PI) atau $PI = LL - PL$.

Indeks plastisitas menyatakan interval kadar air dimana tanah tetap dalam kondisi plastis dan juga menyatakan jumlah relatif partikel lempung dalam tanah. Jika PI tinggi maka tanah banyak mengandung lempung. Nilai PI yang rendah menandakan tanah banyak mengandung lanau. Tanah dengan plastisitas tinggi menandakan karakteristik tanah yang tidak baik, karena sering menimbulkan hal-hal yang tidak diinginkan, seperti penurunan pondasi yang berlebihan, gerakan dinding penahan tanah, keruntuhan lereng dan lain-lain.

Interprestasi batas-batas plastis dan batas cair dapat dilakukan dengan bantuan diagram hubungan antara indeks plastisitas dan batas cair (Gambar 2.2). Dalam gambar tersebut ordinat menyatakan nilai indeks plastisitas (PI) dan absis menyatakan batas cair (LL) untuk tanah-tanah yang anorganik.



Gambar 2.2. Grafik hubungan indeks plastisitas dengan batas cair.
 (Cassie, 1968 dan Peck dkk, 1953)

C. Kompresibilitas

Bila tanah berbutir halus yang jenuh air dibebani, tanah akan terkompresi dan karena permeabilitas tanah ini kecil, pengurangan volume tanah memerlukan waktu lama yaitu waktu yang dibutuhkan oleh air pori untuk meninggalkan lapisan tertekan hingga tekanan air porinya dalam keseimbangan dengan tekanan akibat kedudukan air tanahnya. Pengurangan volume tanah akibat pembebanan ini akan mengakibatkan penurunan tanah. Jika beban dikurangi lempung akan mengembang dan permukaan tanah menjadi naik. Dalam beberapa hal, kasus ini dapat mempengaruhi stabilitas pondasi.

Sifat kompresibilitas tanah lempung tergantung dari sejarah geologi tanahnya, apakah tanah tersebut terkonsolidasi normal atau terkonsolidasi berlebihan. Pada beban yang sama tanah terkonsolidasi normal akan mengalami penurunan yang lebih besar daripada tanah yang terkonsolidasi berlebihan.

D. Sensitivitas

Tanah-tanah kohesif sering kehilangan sebagian dari kuat gesernya bila susunan tanahnya terganggu. Kehilangan kuat geser akibat gangguan susunan tanah pada kadar air tetap dinyatakan dalam istilah sensitivitas. Sensitivitas didefinisikan sebagai nilai banding kuat geser tanpa drainase dalam kondisi terganggu terhadap kuat geser tanpa drainase yang sudah berubah susunan tanah aslinya, pada kadar air yang sama.

E. Kembang susut

Beberapa tanah lempung dalam mendukung beban pondasi sangat tergantung pada sejarah geologi, kadar air dan kandungan mineralnya. Tanah lempung dinyatakan sebagai tanah lunak, sedang atau kaku tergantung dari kadar airnya seperti yang dinyatakan dalam konsistensi. Pada waktu kering, tanah ini dapat sangat keras dan menyusut yang disertai dengan retakan. Waktu basah, kuat geser akan turun dan lempung akan menjadi mengembang. Jenis lempung yang kaku sampai keras hanya mengalami penurunan konsolidasi yang kecil di bawah tekanan yang relatif besar. Jika dalam lapisan tanah ini terdapat butiran pasir dan kerikil, perancangan pondasi harus memperhitungkan variasi daya dukung dan penurunan pada lokasi tertentu.

II. 2. 2. Konsolidasi dan penurunan

Tanah akan mengalami deformasi karena beban dan apabila deformasi pada bagian yang tidak sama dari bangunan cukup untuk menyebabkan kerusakan dalam bagian-bagian bangunan. Keadaan ini dapat menimbulkan suatu keruntuhan struktural. Bila suatu lapisan tanah mendapat tambahan beban di atasnya, maka air

pori akan mengalir keluar dari lapisan tanah tersebut sehingga isinya (volume) akan menjadi lebih kecil. Proses ini disebut konsolidasi.

Pada tanah lempung perubahan volume berlangsung lama dan merupakan fungsi dari waktu, hal ini karena permeabilitasnya rendah. Perubahan volume tanah dalam arah vertikal disebut penurunan konsolidasi. Besarnya penurunan konsolidasi pada tanah lempung sangat tergantung pada sejarah geologi lapisannya, yaitu apakah lempung terkonsolidasi normal atau konsolidasi berlebihan. Ada beberapa cara pendekatan untuk membedakan kedua jenis tanah lempung tersebut yaitu :

1. Dengan mengetahui sejarah geologi tanahnya yaitu dengan meneliti apakah tebal lapisan tanah waktu lampau pernah berkurang atau dengan mengetahui apakah kedudukan muka air tanah sekarang lebih tinggi dari waktu yang lampau,
2. Menentukan indeks cair (LI) dari tanah lempung yaitu :

$$LI = \frac{WN - PL}{LL - PL}$$

dimana : LI = indeks cair

WN = kadar air asli di lapangan

PL = batas plastis

LL = batas cair

Lempung terkonsolidasi normal mempunyai indeks cair (LI) antara 0,6 sampai 1 dan lempung terkonsolidasi berlebihan mempunyai indeks cair dari 0 sampai 0,6 nilai-nilai tersebut hanya sebagai petunjuk secara kasar.

A. Hitungan penurunan

Penurunan (*settlement*) pondasi yang terletak pada tanah lunak atau tanah berbutir halus yang jenuh dapat dibagi menjadi tiga komponen, yaitu penurunan segera (*elastic settlement / immediate settlement*), penurunan konsolidasi (*consolidation settlement*) yang terdiri dari penurunan konsolidasi primer dan konsolidasi sekunder. Penurunan total adalah jumlah dari ketiga komponen penurunan tersebut.

Bila dinyatakan dengan persamaan adalah sebagai berikut :

$$S = S_i + S_c + S_s \text{ (2.1)}$$

dimana : S = penurunan total (cm)

S_i = penurunan segera (cm)

S_c = penurunan konsolidasi primer (cm)

S_s = penurunan konsolidasi sekunder (cm)

Penurunan segera (penurunan elastis) adalah penurunan yang dihasilkan oleh massa tanah yang tertekan dan terjadi pada volume konstan. Penurunan pada tanah-tanah berbutir kasar dan tanah berbutir halus yang tak jenuh termasuk tipe penurunan segera karena penurunan terjadi segera sesudah pembebanan.

Penurunan konsolidasi terdiri dari dua tahap yaitu penurunan konsolidasi primer dan penurunan konsolidasi sekunder. Penurunan konsolidasi primer adalah penurunan yang terjadi sebagai akibat dari pengurangan volume tanah karena aliran air meninggalkan zona tertekan yang diikuti oleh pengurangan kelebihan tekanan pori. Penurunan konsolidasi sekunder adalah penurunan yang terjadi

setelah penurunan konsolidasi primer telah selesai yang tegangan efektif akibat beban telah konstan.

Besarnya penurunan tergantung pada karakteristik tanah dan penyebaran tekanan pondasi ke tanah di bawahnya. Penurunan pondasi bangunan dapat diestimasi dari hasil-hasil pengujian laboratorium pada contoh-contoh tanah tak terganggu yang diambil dari pengeboran atau dari persamaan empiris yang dihubungkan dengan hasil pengujian di lapangan secara langsung.

A. 1. Penurunan segera (*Elastic Settlement/Immediate Settlement*)

Perhitungan penurunan segera dapat dicari dengan berbagai persamaan yang sesuai dengan kondisi tanah pendukungnya. Dari beberapa persamaan tersebut, persamaan penurunan dari *Janbu*, *Bjerrum* dan *Kjaernsli*, 1956 lebih banyak digunakan.

Besarnya penurunan segera tersebut adalah :

$$S_i = \frac{\mu_1 \cdot \mu_0 \cdot q_n \cdot B}{E} \dots\dots\dots (2.2)$$

dimana : S_i = penurunan segera (cm)

μ_1 = faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H

μ_0 = faktor koreksi untuk kedalaman pondasi D_f

B = lebar pondasi (m)

q_n = tekanan pondasi netto (kN)

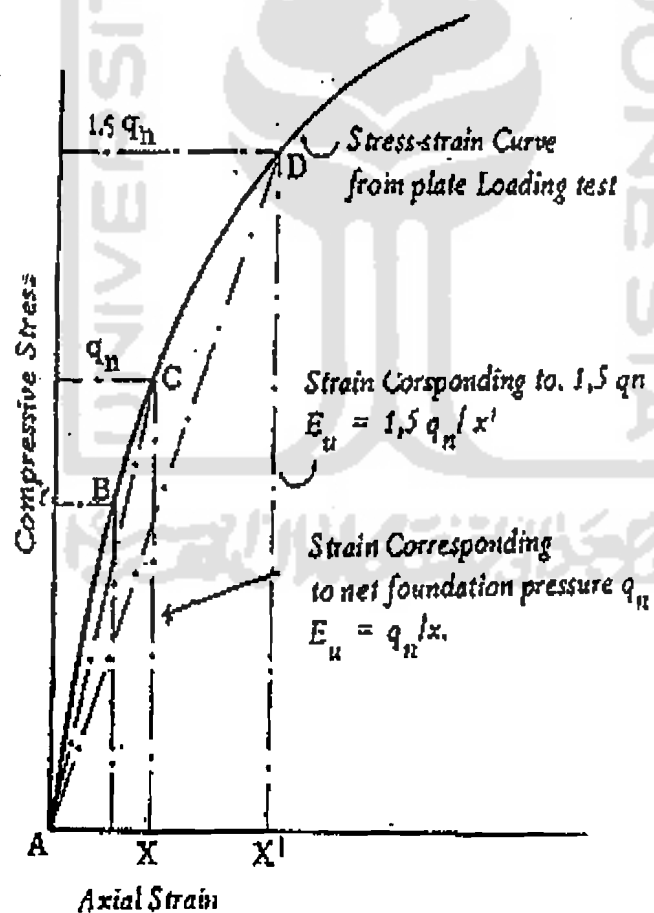
$$= V/A$$

A = luas pondasi (m^2)

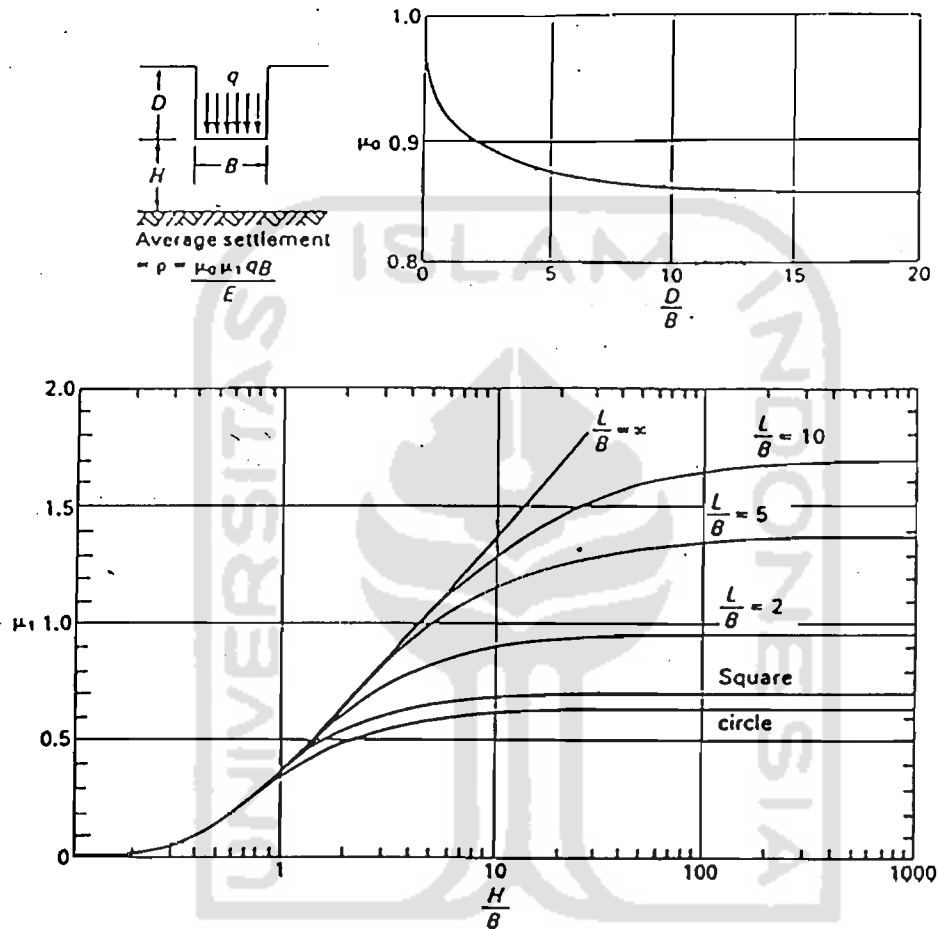
V = beban vertikal + berat sendiri (kN)

E = modulus elastis tanah (kN/m^2)

Diagram pada gambar 2.3 dan 2.4 dapat digunakan untuk memperoleh nilai μ_0 dan μ_1 dengan modulus E yang bervariasi kedalamannya. Hitungan penurunan segera dilakukan dengan membagi tanah kedalam beberapa lapisan yang terbatas. Jika regangan pada tiap lapisan dapat dihitung, akan dapat diperoleh nilai penurunan segera totalnya.



Gambar 2.3 Grafik modulus deformasi E



Gambar 2.4. Grafik faktor reduksi μ_0, μ_1 (Janbu, Bjerrum dan Kjaernsli, 1956)

A. 2. Penurunan konsolidasi primer

Interval tekanan yang diperhatikan dalam analisis penurunan konsolidasi umumnya diantara tekanan vertikal efektif sebelum pembebanan (P_0') yaitu tekanan efektif awal dan tekanan vertikal akibat beban tanah ditambah tekanan akibat penyebaran beban pondasi pada kedalaman yang ditinjau (Δp). Jadi untuk hitungan penurunan angka pori e_0 diambil pada kedudukan P_0' , sampai angka pori

menjadi e_1 yaitu angka pori saat berakhirnya konsolidasi. Pada saat konsolidasi berakhir tekanan vertikal pada kedalaman tanah yang ditinjau terletak pada kedudukan $P1' = P0' + \Delta p$.

Titik e_0 diambil dari kurva $e - p$ dan dipilih titik pada kurva dengan tekanan P_0' . Tekanan P_0' ini adalah tekanan awal pada kedalaman contoh tanah yang diuji. Bila contoh tanah yang jenuh tidak mengalami gangguan, maka $e_0 = w \cdot G_s$, dengan w adalah kadar air asli di lapangan dan G_s adalah berat jenis tanahnya. Titik e_1 dipilih titik pada kurva yang telah terkoreksi akibat gangguan contoh tanah pada tekanan $P1'$.

Penurunan konsolidasi dihitung dengan menggunakan persamaan :

$$S_c = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H = \frac{e_1 - e_0}{1 + e_0} H \quad \text{..... (2.3)}$$

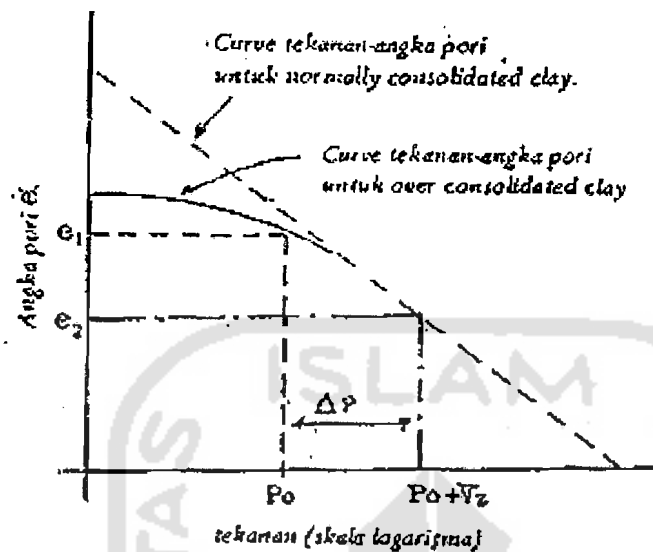
dimana : S_c = penurunan konsolidasi primer (cm)

Δe – perubahan angka pori akibat pembebanan

e_0 = angka pori awal

e_1 = angka pori saat berakhirnya konsolidasi

H = tebal lapisan yang ditinjau (m)



Gambar 2.5 Grafik hubungan tekanan dengan angka pori (M. J. Tomlinson, 1977)

Langkah-langkah hitungan penurunan konsolidasi dilakukan sebagai berikut :

1. Lapisan tanah yang terkonsolidasi dibagi menjadi n lapisan,
2. Hitungan besar tegangan efektif P_o' pada tiap-tiap tengah lapisan,
3. Hitung tambahan tegangan pada tiap tengah lapisan Δp akibat beban yang bekerja,
4. Hitung Δe untuk tiap-tiap lapisan,
5. Hitung penurunan konsolidasi total pada seluruh lapisan dengan menggunakan persamaan

$$S_c = \sum_{i=1}^{i=n} \Delta S_c = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{\Delta e_i}{1 + e_0} \Delta H_i \quad \dots \dots \dots (2.4)$$

A. 3. Penurunan konsolidasi sekunder

Penurunan konsolidasi sekunder terjadi pada tegangan efektif yang konstan yaitu setelah penurunan konsolidasi primer berhenti. Besarnya penurunan merupakan fungsi dari waktu (t) dan kemiringan kurva indeks pemampatan ($C\alpha$).

Persamaan kemiringan $C\alpha$ dinyatakan sebagai berikut :

$$C\alpha = \frac{\Delta e}{\log(t_2/t_1)} \quad \text{-----} \quad (2.5)$$

Penurunan konsolidasi sekunder dihitung dengan persamaan :

$$S_s = \frac{C\alpha}{1 + e_p} H \log \frac{t_2}{t_1} \quad \text{-----} \quad (2.6)$$

dimana : S_s = penurunan konsolidasi sekunder (cm)

H = tebal lapisan lempung (m)

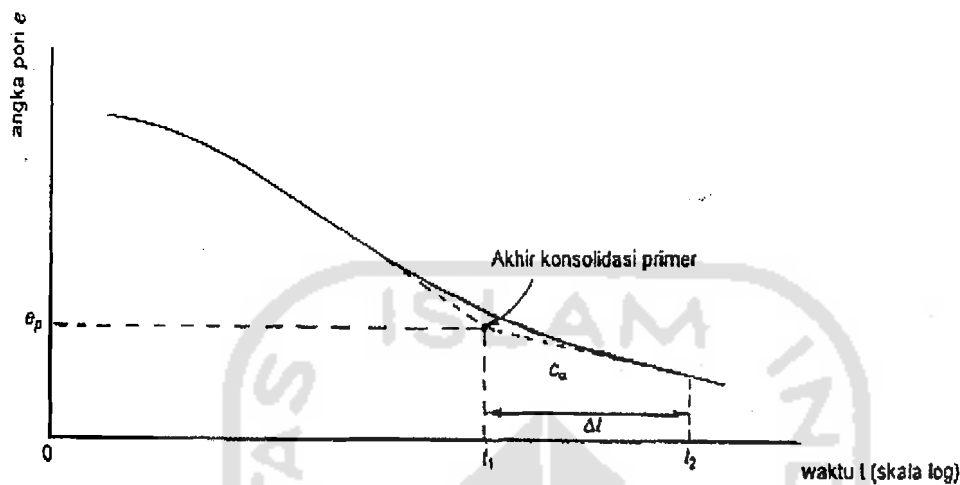
e_p = angka pori saat akhir konsolidasi primer

$t_2 = t_1 + \Delta t$

t_1 = waktu setelah konsolidasi primer terhenti (dt)

Nilai $C\alpha$ dapat diperoleh dari grafik hubungan angka pori (e) terhadap waktu (t).

(Gambar 2.6)



Gambar 2.6 Grafik penentuan indeks pemampatan sekunder C_{α} (Terzaghi, 1948)

II. 3. Dasar-dasar perencanaan pondasi

Hal yang pokok dalam perencanaan pondasi adalah menghitung jumlah beban efektif yang akan ditransfer ke tanah di bawah pondasi. Langkah selanjutnya adalah menentukan nilai daya dukung yang diijinkan (Q_{pq}). Besarnya daya dukung diijinkan (Q_{pq}) tergantung dari sifat-sifat teknis tanah, kedalaman dimensi pondasi dan besarnya penurunan yang ditoleransikan. Perhitungan daya dukung dapat dilakukan berdasar karakteristik kuat geser tanah yang diperoleh dari pengujian tanah dilaboratorium dan pengujian di lapangan atau dengan cara empiris yang didasarkan pada alat pengujian lapangan, misalnya pengujian SPT, sondir dan lain-lain.

Bila perhitungan daya dukung tanah didasarkan pada karakteristik tanah dasar, besar daya dukung ultimit untuk dimensi pondasi dan kedalaman tertentu

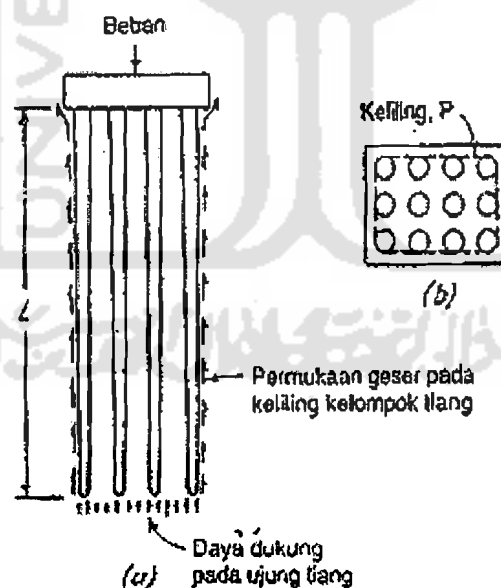
dihitung, kemudian besar daya dukung yang diijinkan ditentukan dengan membagi daya dukung ultimit dengan faktor aman yang sesuai. Hitungan daya dukung yang berdasarkan pada hasil pengujian di lapangan diperoleh dari rumus-rumus empiris hasil pengujian di lapangan.

Perencanaan daya dukung pondasi pada tanah lempung, dilakukan dengan tinjauan analisis tegangan total atau digunakan kuat geser tanpa drainase (c_u), dengan ϕ_u sama dengan nol. Daya dukung ultimit lempung umumnya tidak banyak tergantung pada lebar pondasi. Analisis daya dukung diijinkan untuk pondasi terpisah hanya dapat digunakan jika jarak antara pondasi cukup besar, sehingga pengaruh penyebaran tekanan masing-masing pondasinya tidak mempengaruhi satu sama lain (tidak saling tumpang tindih). Jika jarak antar pondasi kecil, penyebaran tekanan di bawahnya akan identik dengan penyebaran beban kelompok pondasi sebagai satu kesatuan sehingga daya dukung diijinkan harus dipertimbangkan terhadap pengaruh tekanan kelompok pondasi tersebut.

struktur pondasi yang terletak pada lapisan tanah lunak pondasi akan melesak ke bawah sehingga dapat mengakibatkan keruntuhan. Oleh karena itu hitungan daya dukung tanah perlu diperhitungkan terhadap pengaruh penyebaran beban pada lapisan lunak di bawahnya. Hitungan daya dukung dilakukan dengan menganggap beban pondasi disebarkan menurut aturan $2V : 1H$ (2 vertikal : 1 Horizontal) pada tanah lunak. Tekanan pada tanah lunak tidak boleh melampaui daya dukung yang diijinkan dari lapisan lunaknya.

II. 3. 1. Perencanaan pondasi tiang pancang

Pondasi tiang digunakan bila lapisan tanah di bawah permukaan mengandung lempung yang lemah atau kompresibel untuk mendukung beban struktur. Tiang berfungsi meneruskan beban yang bekerja ke lapisan pendukung yang lebih kuat. Pondasi tiang diklasifikasikan menjadi tiang dukungan ujung (*point bearing piles*) dan tiang dukungan gesek (*friction piles*). Tiang-tiang yang dimasukkan sampai ke lapisan tanah keras dianggap bahwa seluruh beban tiang dipindahkan ke lapisan keras melalui ujung tiang, sedangkan tiang gesekan mendapat daya dukung dari gaya gesekan antara tanah dengan tiang atau gaya pelekatan antara tanah dengan permukaan badan tiang (Gambar 2.7).

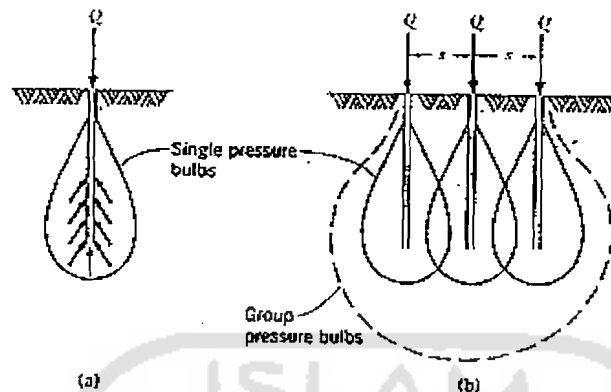


Gambar 2.7 Tiang dukungan ujung dan gesek

Pada keadaan sebenarnya sangat jarang dijumpai sebuah tiang pancang tunggal tetapi merupakan kombinasi sebagai kelompok atau grup. Tiang yang

dipancangkan ke dalam tanah akan selalu mengakibatkan perubahan dalam massa tanahnya. Hal ini juga akan menimbulkan pengaruh terhadap perilaku tiang tidak hanya selama perencanaan tetapi juga selama tiang tersebut mendukung beban yang akan diberikan. Perilaku kelompok tiang secara langsung tidak dapat dianggap sama dengan perilaku tiang tunggal meskipun tiap tiang menahan beban yang sama dan terletak dalam satu lokasi. Di atas kelompok tiang biasanya diletakkan suatu konstruksi *poer* beton bertulang yang mempersatukan kelompok tiang tersebut. Dalam perhitungan-perhitungan *poer* dianggap kaku sempurna sehingga bila beban-beban yang bekerja pada kelompok tiang menimbulkan penurunan maka setelah penurunan bidang *poer* akan merupakan bidang datar dan gaya-gaya yang bekerja pada tiang berbanding lurus dengan penurunan tiang-tiang.

Walaupun tiang menumpu pada lapisan tanah yang cukup baik namun dasar pembagian beban yang sama (merata) harus tetap dipegang agar dapat dihindari hal-hal yang tidak diperkirakan sebelumnya akibat penurunan yang tidak sama. Jarak minimum yang lazim digunakan adalah ketentuan jarak antara masing-masing tiang diukur dari sumbu tiang adalah $3,5 < s \leq 6 D$, dengan s adalah jarak antar tiang dan D adalah diameter tiang (J. E. Bowles, 1991). Pengaturan jarak tiang yang cukup besar dimaksudkan agar tegangan-tegangan yang terjadi pada lapisan tanah tidak akan *overlap* (Gambar 2.8)



Gambar 2.8 Kontribusi tegangan tiang pancang kelompok

II. 3. 2. Daya dukung tiang *friction piles*

Perencanaan pondasi untuk gedung atau bangunan yang lain perlu memperhatikan dua hal utama yaitu daya dukung tanah dan penurunan. Daya dukung tanah adalah kemampuan tanah untuk menahan beban pondasi tanpa terjadi keruntuhan akibat pergeseran (*shear failure*) dan penurunan.

Terdapat dua pendekatan untuk menghitung kapasitas ultimit tiang yaitu metode statis dan metode dinamis. Metode statis menggunakan mekanik tanah untuk menghitung kapasitas dari sifat-sifat tanah dan metode dinamik mengestimasi daya dukung dari data hasil analisis pemancangan tiang. Perhitungan kapasitas tiang statik menggunakan *bearing capacity formula* (formula kapasitas daya dukung) dengan menggunakan parameter-parameter tanah yang diperoleh dari uji lapangan dan uji laboratorium. Parameter-parameter tanah yang dipakai dalam metode statis adalah kohesi (c), sudut gesek (ϕ), berat volume tanah (γ) dan faktor daya dukung (N_c , N_q , N_γ). Nilai dari faktor daya dukung dipengaruhi oleh sudut gesek dalam, bila ϕ besar maka harga daya dukungnya bertambah.

Bila lapisan tanah keras letaknya sangat dalam sehingga pembuatan dan pemancangan tiang sampai ke lapisan tanah keras tersebut sangat sukar dilaksanakan maka dalam hal ini dipergunakan tiang pancang yang daya dukungnya berdasar pada kelekatan tanah dengan tiang. Untuk tanah lempung komponen gesekan diperlakukan sebagai adhesi antara badan tiang dengan tanah. Biasanya dihitung sebagai kuat geser tanpa drainase dikalikan luas permukaan. Karena sifat-sifat kuat geser pada umumnya berubah-ubah sesuai dengan kedalaman, maka tiang dibagi menjadi beberapa bagian vertikal dan menghitung komponen gesekan dari perlawanan sebagai jumlah perlawanan tiap bagian.

Besarnya gaya pelekatan antara tiang dengan tanah diperoleh dari percobaan sondir dengan memakai alat *Bikonus*. alat *Bikonus* ini selain dapat mengukur perlawanan ujung dapat juga mengukur gaya pelekatan antara *konus* dengan tanah. Gaya ini disebut hambatan pelekat dan dalam grafik biasanya angka-angka dijumlahkan sehingga didapat jumlah hambatan pelekat yaitu jumlah pelekatan dari permukaan tanah sampai kedalaman yang bersangkutan.

Secara teoritis kemampuan tiang atau daya dukung tiang dapat didukung dengan persamaan berikut :

1. Berdasarkan hasil sondir

$$Q_t = \frac{O \cdot L \cdot c}{SF} \dots\dots\dots (2.7)$$

dimana : Q_t = daya dukung tiang (kN)

O = keliling tiang (m)

L = kedalaman tiang (m)

c = nilai kohesi (kN/m^2)

SF = angka keamanan

$$2. \quad Q_t = \frac{O \cdot c}{SF} \dots\dots\dots (2.8)$$

(Sardjono,1991)

Q_t juga dapat dicari dengan persamaan dari *L. D. Wesley, 1977* sebagai berikut ini.

$$Q_t = c \cdot N_c \cdot A + K \cdot c \cdot O \cdot L \dots\dots\dots (2.9)$$

dimana : Q_t = daya dukung tiang (m^2)

A = luas penampang tiang pancang (m^2)

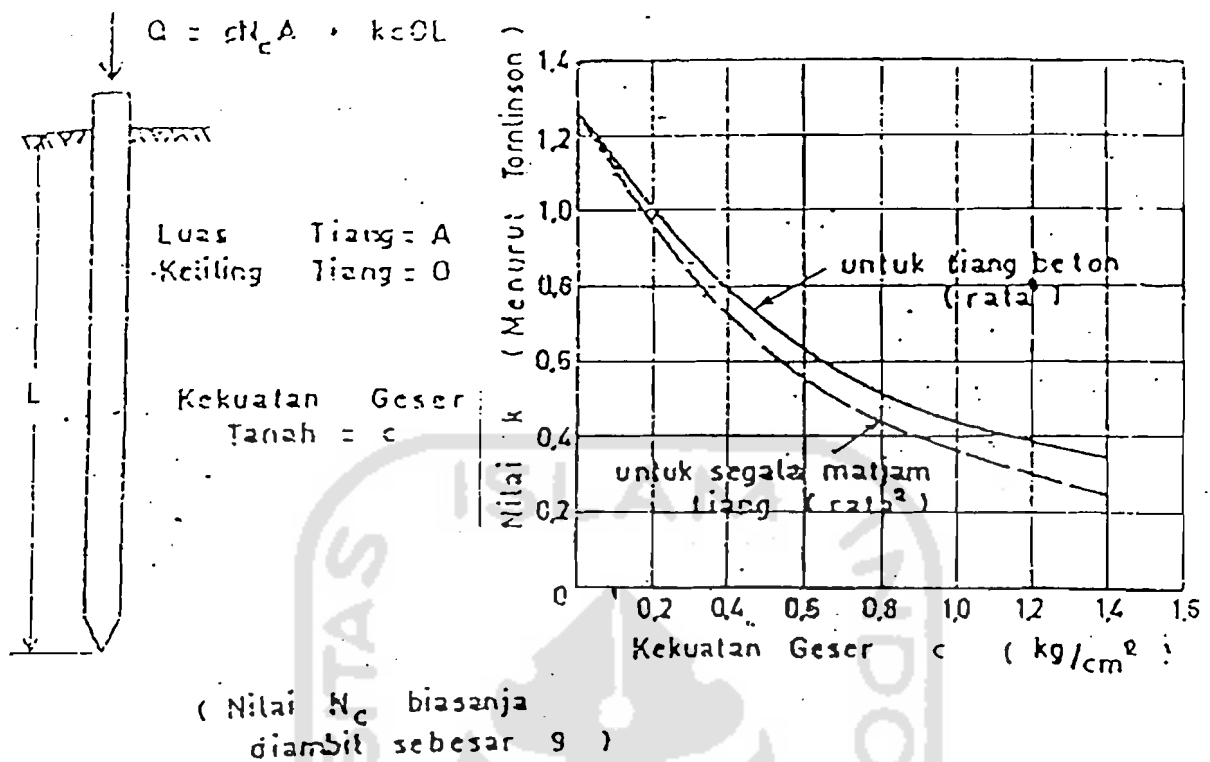
c = nilai kohesi (kN/m^2)

K = nilai perbandingan antara gaya pelekatan dengan kekuatan geser tanah

O = keliling tiang (m)

L = panjang tiang yang masuk ke dalam tanah (m)

N_c = faktor daya dukung



Gambar 2.9 Tiang dengan dukungan gesek dan nilai faktor N_c (L. D. Wesley, 1977)

II. 3. 3. Daya dukung kelompok tiang

Penentuan daya dukung kelompok tiang tidak cukup hanya dengan meninjau daya dukung satu tiang dikalikan dengan jumlah tiang. Kelompok tiang *friction piles* dalam tanah lempung kemungkinan akan mengalami keruntuhan secara keseluruhan (termasuk tanah di antara tiang-tiang). Keruntuhan ini harus ditinjau dalam memperhitungkan daya dukung tiang. Untuk menghitung daya dukung kelompok tiang berdasarkan hasil percobaan sondir dapat menggunakan beberapa perumusan antara lain adalah :

1. Berdasarkan perhitungan daya dukung tanah menurut Direktorat Jendral Binamarga Departemen P. T. U. L.

Perhitungan daya dukung tanahnya berdasarkan pada tekanan maksimum yang dapat ditahan pada dasar kelompok tiang dan perlawanan geser (*shear resistance*) pada permukaan keliling kelompok tiang.

Persamaan daya dukung kelompok tiang tersebut adalah :

$$Q_t = c \cdot N_c \cdot A + 2(B+Y) \cdot L \cdot c \quad \dots\dots\dots (2.10)$$

dan gaya dukung kelompok tiang yang diijinkan adalah :

$$Q_{pq} = \frac{Q_t}{SF} = \frac{c \cdot N_c \cdot A + 2(B+Y) \cdot L \cdot c}{SF} \quad \dots\dots\dots (2.11)$$

dimana : Q_{pq} = daya dukung yang diijinkan pada kelompok tiang (kN)

Q_t = daya dukung keseimbangan kelompok tiang (kN)

c = kohesi (kN/m²)

N_c = faktor daya dukung

A = luas kelompok tiang (m²)

= $B \cdot Y$

Y = panjang kelompok tiang (m)

L = panjang tiang yang masuk ke dalam tanah (m)

2. Berdasarkan efisiensi kelompok tiang

Effisiensi sebuah kelompok tiang adalah perbandingan kapasitas kelompok terhadap jumlah kapasitas masing-masing tiang pancang. Dalam suatu kelompok tiang pancang, misal banyaknya baris adalah n dan banyaknya kolom adalah m , jarak antar tiang adalah s , maka banyaknya tiang pancang adalah $k = m \cdot n$. Garis keliling kelompok tiang tersebut adalah :

$$p = 2 \{ (m-1)s + s (n-1) \} + 8 \cdot D/2 \quad \dots\dots\dots (2.12a)$$

$$\text{atau } p = 2 (m + n - 2) s + 4 D \quad \dots\dots\dots (2.12b)$$

Effisiensi kelompok E_q adalah perbandingan hambatan kulit pada garis keliling kelompok p/L_f terhadap jumlah tahanan kulit masing-masing tiang pancang $\pi D_k/L_f$ atau

$$E_q = \frac{p/L_f}{\pi D_k/L_f} = \frac{p}{\pi D_k} \quad \dots\dots\dots (2.13a)$$

dengan menstutitusikan garis keliling kelompok maka didapat :

$$E_q = \frac{2 (m+n-2)s+4D}{mn\pi D} \quad \dots\dots\dots (2.13b)$$

jika diambil effisiensi sebagai 100 persen maka :

$$E_q = \frac{1,57 D m n - 2s}{m + n - 2} \quad \dots\dots\dots (2.14)$$

dimana : s = jarak antara tiang (m)

D = diameter tiang (m)

m = banyak kolom

n = banyak baris

Untuk masing-masing tahan tiang pancang yang akan mengontrol aksi kelompok, maka s seharusnya sama dengan atau lebih besar dari s (persamaan 2.14).

Effisiensi kelompok tiang dihitung dengan persamaan *Converse-Labbarre*

$$E_q = \frac{\theta (n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n} \quad \dots\dots\dots (2.13a)$$

dimana : E_q = efisiensi satu tiang dalam kelompok

$$\theta = \text{arc tg } D/s$$

II. 3. 4. Penurunan kelompok tiang pancang

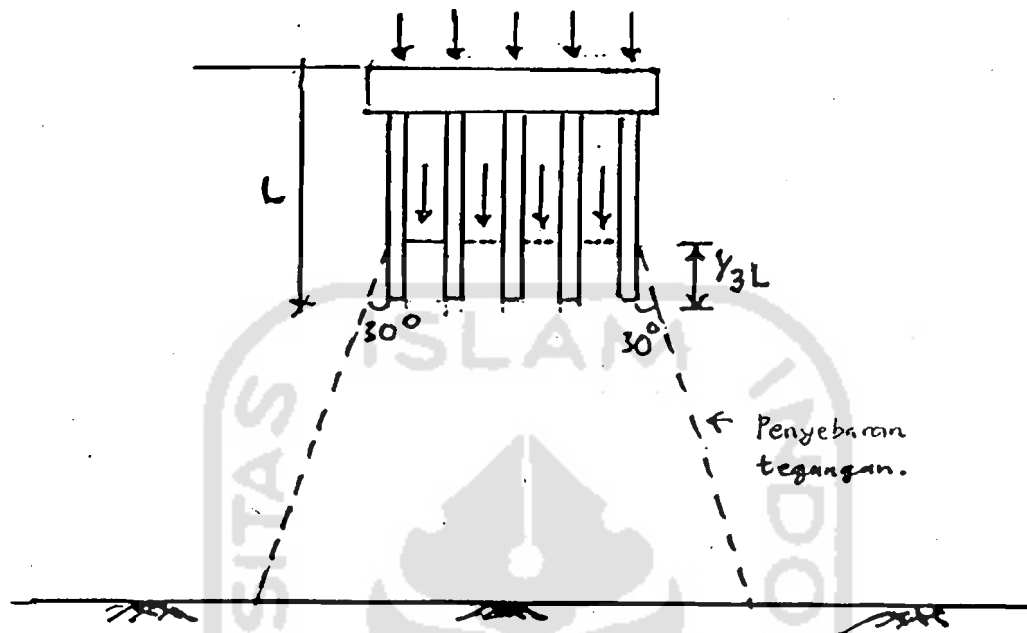
Pondasi yang terletak pada lempung homogen, tidak hanya menyebabkan kompresi tanah tetapi juga menyebabkan luluh lateral tanah di bawah pondasi. Penurunan pondasi dapat disebabkan oleh pemendekan tanah dalam arah vertikal akibat berkurangnya volume tanah dan pengembangan tanah ke arah lateral. Penurunan pondasi pada tanah lempung jenuh merupakan jumlah penurunan segera dan penurunan konsolidasi. Umumnya kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi pada tanah lempung berlangsung relatif lama. Penurunan tanah lempung disebabkan berkurangnya kadar air, karena permeabilitasnya rendah maka terperasnya air pori meninggalkan lapisan tertekan menuju lapisan yang terletak di atas atau di bawahnya menyebabkan proses penurunan berjalan sangat lambat.

Penurunan yang diijinkan dari suatu bangunan atau besarnya penurunan yang ditoleransikan tergantung pada beberapa faktor. Faktor-faktor tersebut meliputi jenis, tinggi, kekakuan dan fungsi bangunan, besar dan kecepatan penurunan beserta distribusinya. Faktor aman pondasi pada tanah lempung harus cukup untuk mencegah terjadinya keruntuhan. Tekanan pada tanah di bawah struktur mempunyai faktor aman untuk mencegah keruntuhan yang relatif kecil bila dibandingkan dengan kuat ultimit material, karena itu diperlukan pendekatan untuk mengetahui bagaimana beban didistribusikan ke lapisan bawah tanah.

Peningkatan atau penurunan tekanan pada tengah lapisan lempung dapat menyebabkan konsolidasi atau *swelling* tanah. Beban-beban sementara berpengaruh

kecil pada penurunan struktur di atas lempung. Beban yang perlu dipertimbangkan untuk perhitungan penurunan umumnya adalah tekanan tanah ke atas karena berat tanah yang dipindahkan, beban mati struktur, semua tanah pengisi serta rata-rata beban hidup yang diharapkan terjadi selama umur rencana. Total penurunan dapat diperkirakan dengan derajat ketelitian tinggi jika lapisan bawah tanah adalah lempung dengan pembebanan normal yang sensitif dan mempunyai lapisan homogen.

Dalam perencanaan, penurunan kelompok tiang dalam tanah lempung diperkirakan dengan pembebanan normal. Perlu diperhatikan bahwa keberadaan lempung akan mempengaruhi kompresibilitas tanah, karena alasan ini lempung dibagi menjadi beberapa lapisan di bawah titik tiang dimana beban dianggap akan diteruskan ke bawah. Satu tiang akan turun tidak saja karena beban yang langsung didukung tetapi juga akan turun karena pengaruh tiang-tiang lainnya. Distribusi beban diasumsikan bahwa beban tersebar mulai dari dasar tiang yang letaknya pada kedalaman $\frac{1}{3}$ panjang tiang diukur dari ujung bawah tiang dan mempunyai sudut penyebaran 30° (Gambar 2.10).



Gambar 2.10 Asumsi distribusi tekanan

Analisis penurunan tiang pancang kelompok dapat dilakukan dengan meninjau penurunan yang terjadi dalam jangka waktu dekat (penurunan segera atau penurunan elastis) dan penurunan yang terjadi dalam jangka waktu panjang (penurunan konsolidasi).

Penurunan dalam jangka waktu dekat dapat dicari dengan persamaan dari *Janbu*, *Bjerrum* dan *Kjaensli* berikut ini.

$$S_i = \frac{\mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_n \cdot B}{E} \dots \dots \dots (2.16)$$

dimana : S_i = penurunan segera (m)

q_n = tekanan pondasi netto (kN/m^2)

B = lebar pondasi (m)

E = modulus elastisitas tanah (kN/m^2)

$\mu_0 \cdot \mu_1$ = faktor reduksi (Gambar 2.4)

Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam perhitungan penurunan segera ini adalah :

1. Tekanan vertikal pada badan pondasi (q_n) sama dengan jumlah beban yang bekerja pada kelompok dibagi dengan luas dasar pondasi,
2. Pada tanah yang berbeda kompresibilitasnya dimana dalam perhitungan dibagi menjadi beberapa lapisan, maka dasar lapisan terbawah diambil sebagai ketinggian dimana tekanan vertikal telah berkurang hingga menjadi 1/10 dari q_n .

(Sardjono,1991)

Penurunan dalam jangka waktu panjang dapat dihitung dengan persamaan (2.17) yaitu :

$$S_c = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (2.17)$$

dimana : S_c = penurunan konsolidasi (cm)

Δe = nilai perubahan angka pori

e_0 = angka pori awal



BAB III

DATA STRUKTUR DAN PROSEDUR PERHITUNGAN

III. 1. Data Struktur dan Parameter Bahan

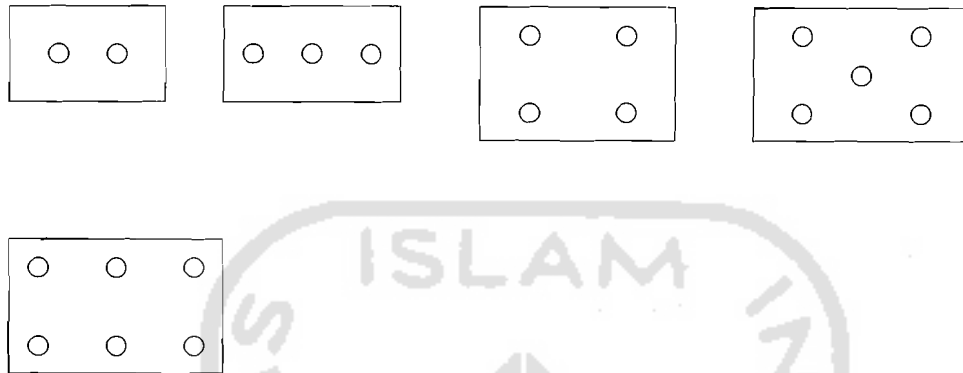
Bab ini menguraikan prosedur perhitungan pondasi tiang pancang kelompok *friction piles* dengan menggunakan metode statis. Data tanah diambil dari hasil penyelidikan tanah di daerah Telang Saleh Sumatera Selatan dan untuk parameter bahan menggunakan tiang pancang beton *cast in place*. Data-data tersebut diolah dengan menggunakan rumus-rumus yang telah dijabarkan dalam bab-bab terdahulu dan disederhanakan lagi urutan setiap langkah untuk memperjelas sebelum memasuki perhitungan lebih lanjut.

Data dan parameter bahan yang diperlukan dalam analisis formasi pondasi tiang pancang adalah sebagai berikut ini.

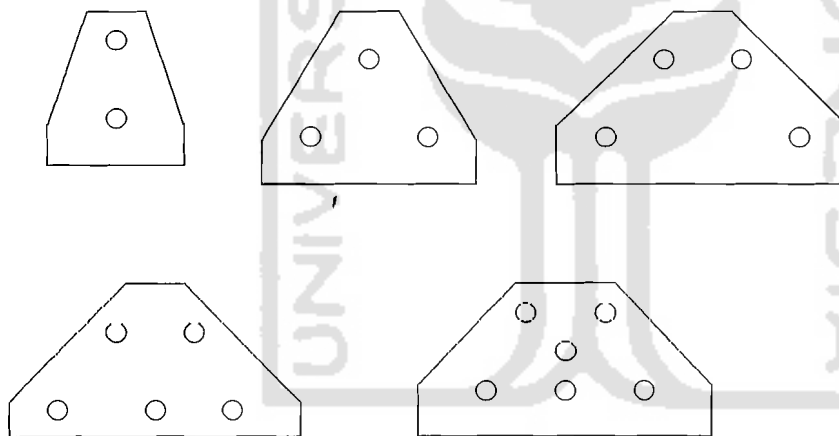
1. Data tanah diambil dari hasil penyelidikan tanah di daerah Telang Saleh Sumatera Selatan di titik TL-I/20 (lampiran dan tabel),
2. Mutu beton K-350 dengan berat volume beton 23 kN/m^3 ,
3. Diameter tiang pancang adalah $\varnothing 20$, $\varnothing 30$, $\varnothing 40$, $\varnothing 50$ dan $\varnothing 60$ dalam cm,
4. Jumlah tiang 2, 3, 4, 5 dan 6,
5. Tebal *poer* 40 cm,
6. Kedalaman rencana tiang pancang dari muka tanah asli adalah 20 meter,

diambil dari data sondir daerah Telang I titik 20 (TI/20),

7. Formasi tiang pancang A sebagai berikut :



8. Formasi tiang pancang B sebagai berikut :



III. 2. Analisis Pondasi Tiang Pancang *Friction Piles* dengan Metode Statis

Pondasi tiang pancang *friction piles* dalam perhitungan daya dukungnya berdasarkan pada gaya pelekatan antara tiang dengan tanah di sekeliling tiang. Dalam menganalisis struktur pondasi tiang pancang *friction piles* perlu memperhatikan hal-hal berikut ini.

III. 2. 1. Penerusan beban ke tiang

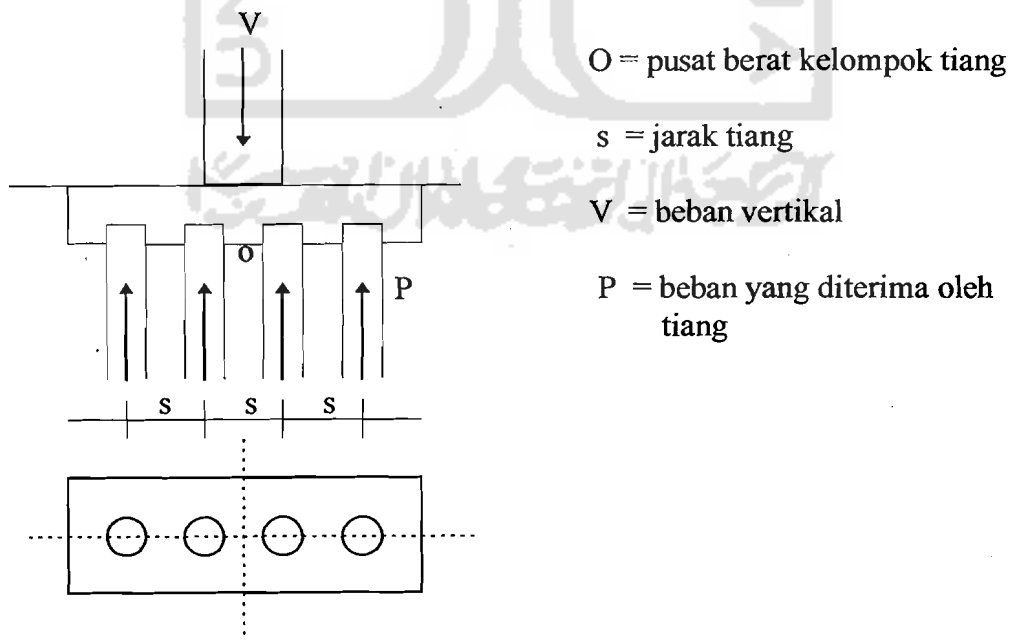
A. beban terbagi rata vertikal

Beban vertikal hanya dipikul oleh tiang, ini berarti bahwa *poer* tidak dapat diperhitungkan ikut mendukung beban yang langsung didukung oleh tanah dibawahnya karena pada pelaksanaannya tanah di bawah *poer* tidak asli lagi dan sudah banyak terganggu sehingga akan menjadi lembek dan mudah turun.

A. 1. Beban terbagi rata vertikal sentris

Beban ini merupakan beban (q) per satuan panjang yang bekerja melalui pusat berat kelompok tiang (O). Bila jumlah tiang yang mendukung pondasi tersebut adalah (n), maka tiang akan menerima beban sebesar :

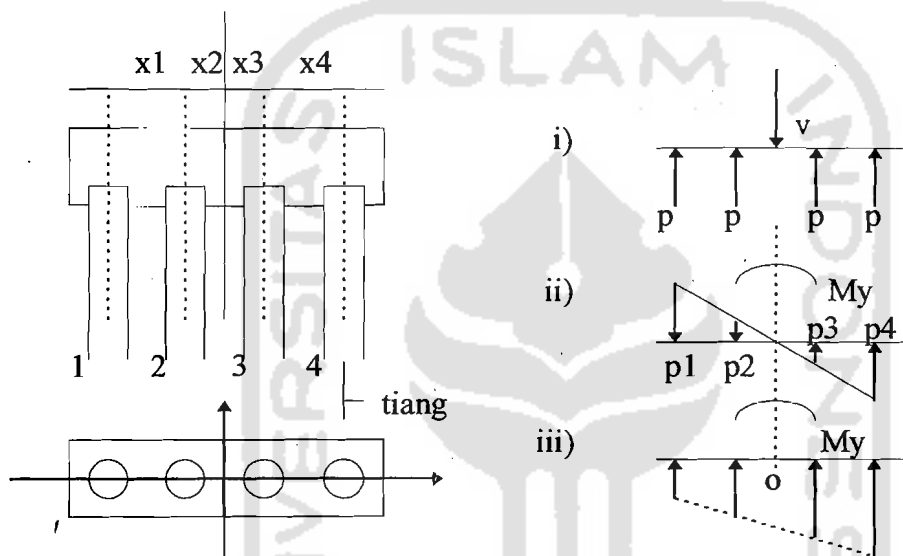
$$P = \frac{q}{n} \quad (3.1)$$



Gambar 3.1 Beban terpusat sentris

A. 2. Beban terbagi rata vertikal eksentris

Beban terbagi rata vertikal eksentris identik dengan beban terbagi rata vertikal sentris terhadap pusat berat kelompok tiang (O), ditambah dengan beban momen terhadap titik O. Momen terjadi karena beban terbagi rata vertikal eksentris (q) dibuat menjadi beban vertikal sentris (p), sehingga timbul momen sebesar $p \cdot x_i$.



Gambar 3. 2 Analisis gaya pada tiang akibat beban vertikal sentris

Keterangan :

- i) Diagram gaya-gaya yang bekerja pada tiang akibat beban terpusat sentris
- ii) Diagram gaya-gaya yang bekerja pada tiang akibat beban momen
- iii) Superposisi i) dan ii)

$$M = \sum_{i=1}^n p_i \cdot x_i \dots\dots\dots (3.2)$$

Poer diasumsikan kaku sempurna, maka akibat beban yang bekerja pada tiang akan memberikan perbandingan penurunan secara linier :

$$p_2 : p_1 = x_2 : x_1$$

$$p_n = \frac{x_2}{x_1} p_1 \text{ atau } p_2 = \frac{x_n}{x_1} p_1$$

Substitusi ke persamaan (3.2), menjadi :

$$M = \frac{x_1^2}{x_1} + p_1 \frac{x_2^2}{x_1} + \dots + p_1 \frac{x_n^2}{x_1}$$

Sehingga beban yang diterima tiap tiang adalah :

$$P = \frac{V}{n} + \frac{M \cdot x_i}{\sum x_i^2} \quad (3.3)$$

B. Beban terpusat vertikal

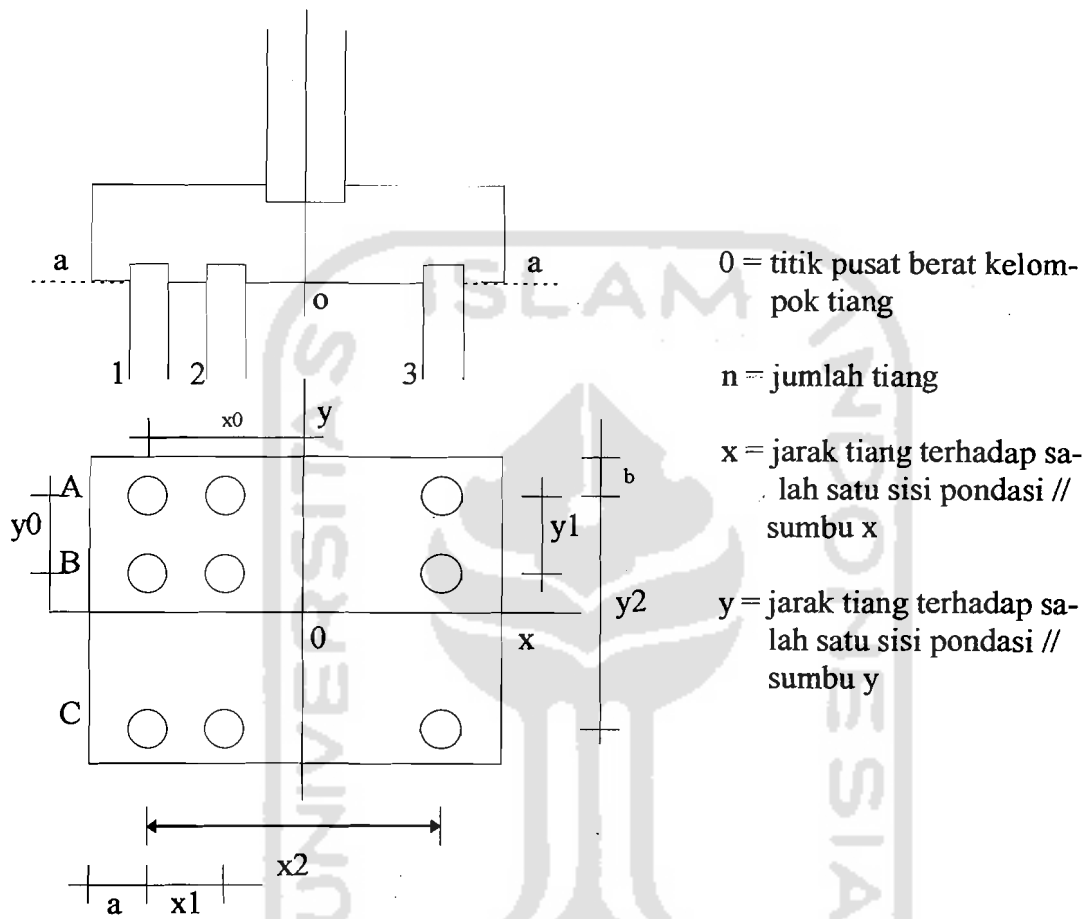
B. 1. Beban terpusat vertikal sentris terhadap titik pusat berat kelompok tiang.

Beban ini merupakan analogi dari persamaan (3.1), beban terpusat vertikal (V) merupakan resultante beban kolom, berat kolom dan berat pondasi.

Bila jumlah tiang (n), maka :

$$P = \frac{V}{n} \quad (3.4)$$

B. 2. Beban terpusat eksentris terhadap titik pusat berat kelompok tiang. Beban terpusat vertikal eksentris terhadap pusat berat kelompok tiang sama dengan kombinasi beban terpusat vertikal terhadap pusat kelompok tiang ditambah dengan adanya momen.



Gambar 3.3 Susunan tiang asimetris

Letak titik berat kelompok tiang :

$$nx_0 = n_1 \cdot x_1 + n_2 \cdot x_2 + \dots$$

$$x_0 = \frac{n_1 \cdot x_1 + n_2 \cdot x_2 + \dots + n_n \cdot x_n}{n} \quad (3.5)$$

analog :

$$y_0 = \frac{n_1 \cdot y_1 + n_2 \cdot y_2 + \dots + n_n \cdot y_n}{n} \quad (3.6)$$

Dengan (x_0, y_0) pada titik berat kelompok tiang, maka koordinat tiap tiang dapat diketahui.

Beban pada tiang ke-i (koordinat pusat tiang x_i, y_i) peroleh :

$$P_i = \frac{V}{n} + \frac{M_y \cdot x_i}{n_y \cdot \Sigma x^2} + \frac{M_x \cdot y_i}{n_x \cdot \Sigma y^2} \quad (3.7)$$

dimana :

P_i = beban pada tiang ke-i (kN)

V = resultante beban vertikal (kN)

n = jumlah tiang

M_x = komponen momen pada arah sumbu - x (kNm)

M_y = komponen momen pada arah sumbu - y (kNm)

x_i = absis pusat tiang ke - i

y_i = ordinat pusat tiang ke - i

n_y = jumlah tiang dalam satu baris arah sumbu - y

n_x = jumlah tiang dalam satu baris arah sumbu - x

$\Sigma x^2 = n_x \cdot x_1 + n_x \cdot x_2 + \dots + n_x \cdot x_n^2$

$\Sigma y^2 = n_y \cdot y_1 + n_y \cdot y_2 + \dots + n_y \cdot y_n^2$

III. 2. 2. Kapasitas daya dukung tiang *Friction Piles*

A. Kapasitas daya dukung keseimbangan satu tiang *friction piles*

Tiang yang dipancangkan pada tanah lempung, perlawanan ujung akan jauh lebih kecil dari pada perlawanan akibat pelekatan antara tiang dan tanah. Karena itu untuk menghitung daya dukung tiang dalam lempung besarnya gaya pelekatan

antara tiang dan tanah harus diketahui. Daya dukung tiang pada tanah lempung dapat ditentukan dengan percobaan sondir. Percobaan sondir dilakukan dengan memakai alat *Bikonus* yaitu sebuah *konus* yang selain dapat mengukur perlawanan pada ujung, juga dapat mengukur gaya pelekatan antara alat dengan tanah. Gaya ini disebut hambatan pelekat dan angka-angka hasil pengukuran kemudian dijumlahkan sehingga akan diperoleh "jumlah hambatan pelekat" (DHP) yaitu pelekatan dari permukaan tanah sampai kedalaman yang dimaksudkan. Daya dukung tiang kemudian dihitung dengan menganggap bahwa perlawanan pada ujung tiang serta gaya pelekat antara tiang dengan tanah akan sama seperti nilai yang diukur dengan alat sondir. Jadi daya dukung keseimbangan (Q) satu tiang dapat dihitung berdasar besarnya nilai perlawanan ujung (qc) dan jumlah hambatan pelekat (L.c) dengan persamaan dari L. D. Wesley, 1977 sebagai berikut ini.

$$Q = p \cdot A + O \cdot L \cdot c \quad \dots\dots\dots (3.8)$$

dimana : Q = daya dukung keseimbangan (kN)

p = nilai konis pada kedalaman rencana

A = luas tiang (m²)

O = keliling tiang (m)

L . C = jumlah hambatan lekat

Daya dukung keseimbangan (Qa) yang diijinkan dihitung dengan persamaan

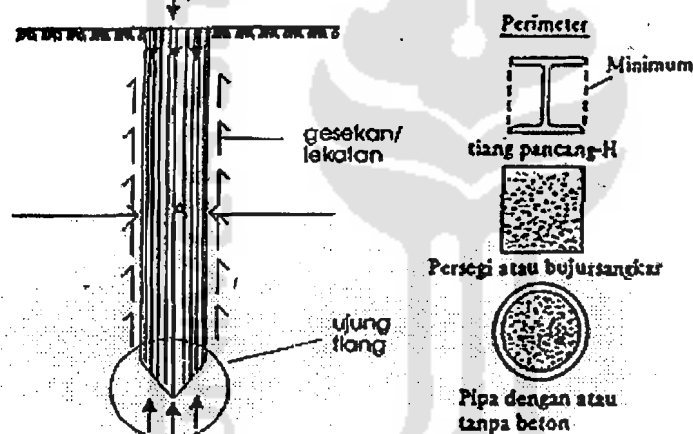
$$Q_a = \frac{p \cdot A}{SF} + \frac{O \cdot L \cdot c}{SF} \quad \dots\dots\dots (3.9)$$

Dengan SF = *Safety Factor* (angka keamanan).

Untuk lapisan tanah lempung lunak, dapat mengabaikan perlawanan ujung (nilai konis/p), sehingga persamaan menjadi :

$$Q_a = \frac{O . L . c}{SF} \dots\dots\dots (3.10)$$

Nilai SF diambil antara 5 sampai 10, untuk daya dukung tiang individu dalam kelompok tiang merupakan hasil dari perkalian Q_s dengan efisiensi satu tiang dalam kelompok tiang.



Gambar 3.4. Diskripsi kapasitas daya dukung tiang tunggal

B. Daya dukung kelompok tiang

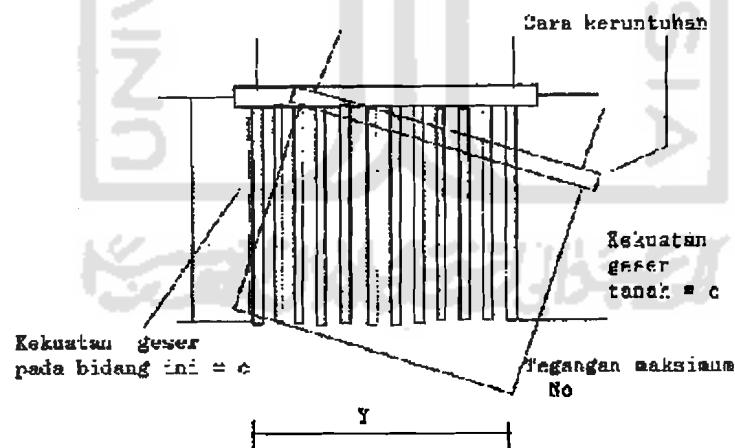
B. 1. Pertimbangan tiang pancang kelompok

Tiang kelompok dipakai bila beban yang diterima pondasi terlalu besar dan tidak mampu digunakan satu tiang. Permasalahan yang penting dalam kelompok tiang adalah jarak antara tiang. Bila beberapa tiang pancang dikelompokkan, maka wajar jika diperkirakan bahwa tekanan-tekanan tanah (baik gesekan samping

maupun dukungan titik) yang dikembangkan dalam tanah sebagai hambatan akan saling *overlap* (Tumpang tindih). Dengan memperbesar jarak, maka *overlap* dapat diperkecil. Bahkan *overlap* ini mungkin dapat hilang jika jarak antara tiang cukup besar. Jarak optimal antar tiang yang dianjurkan adalah $2,5 D \leq s \leq 3,5 D$, dengan D adalah diameter tiang. Untuk kelompok tiang pancang yang memikul beban-beban lateral dan beban dinamis, jarak antar tiang pancang yang lebih besar biasanya lebih efisien (J. E. Bowles, 1991).

B. 2. Daya dukung tiang pancang kelompok

Pada kelompok tiang *friction piles* pada tanah lempung atau lanau, kemungkinan terjadinya keruntuhan harus diperhitungkan. Cara keruntuhan kelompok tiang diterangkan pada gambar 3.5 berikut ini.



Gambar 3.5 Keruntuhan kelompok tiang

Besarnya daya dukung kelompok tiang friction piles terbagi dalam dua bagian yaitu tekanan maksimum yang dapat ditahan pada dasar kelompok ditambah dengan perlawanan geser (*Shear Resistance*) pada permukaan luar kelompok tiang.

Daya dukung kelompok tiang (Q_t) diperoleh dengan persamaan :

$$Q_t = c \cdot N_c \cdot A + 2 \cdot (B + Y) \cdot L \cdot c \cdot K \quad \dots\dots\dots (3.11)$$

dimana : Q_t = daya dukung kelompok tiang (kN)

c = kohesi tanah (kN/m²)

B = lebar kelompok (m)

Y = panjang kelompok (m)

A = Luas kelompok tiang (m²)

= $B \cdot Y$

K = perbandingan gaya lekatan dengan kekuatan geser tanah
(Grafik 3.10. lampiran)

N_c = faktor daya dukung, berdasar (Grafik 3.11. lampiran)

Atau dengan persamaan *Terzaghi dan R. B. Peck, 1987* sebagai berikut ini.

$$N_c = \cot \varphi \{ E^{\pi \cdot \tan \varphi} \cdot \tan^2 (45 + \varphi/2) - 1 \} \quad \dots\dots\dots (3.12)$$

dimana : $E = 2,7182$ (bilangan epsilon).

Daya dukung ijin tiang kelompok (Q) adalah :

$$Q = \frac{Q_t}{SF} \quad \dots\dots\dots (3.13)$$

dimana : $SF = 5 - 10$ untuk tanah lempung (*K. Basah S, 1984*)

III. 2. 3. Penurunan tiang pancang kelompok

Dalam tiang pancang kelompok, tiang-tiang disatukan oleh *poer* yang kaku,

sehingga merupakan suatu kesatuan yang kokoh. Dengan *poer* ini diharapkan bila kelompok tiang dibebani secara merata akan terjadi penurunan yang merata pula. Penurunan kelompok tiang pancang akan selalu lebih besar daripada penurunan tiang pancang tunggal. Dengan beban yang sama penurunan kelompok tiang akan lebih besar jika jumlah tiang bertambah. Salah satu cara untuk mengurangi penurunan tiang adalah dengan memperbesar jarak antara tiang.

Kelompok tiang pancang pada tanah lempung dapat menghasilkan penurunan elastis atau penurunan segera (*elastics settlement* atau *immediate settlement*) dan penurunan konsolidasi atau penurunan yang terjadi dalam jangka waktu yang panjang (*long term consolidation settlement*), *J. E. Bowles, 1991*.

A. Penurunan elastis atau penurunan segera (*elastics settlement* atau *immediate settlement*), S_i .

Menurut *Janbu, Bjerrum* dan *Kjaersnli* serta *Tomlinson, 1986* besar penurunan elastis adalah :

$$S_i = \frac{\mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_n \cdot B}{E_u} \quad (3.14)$$

dimana : $\mu_0 \cdot \mu_1$ = faktor reduksi

S_i = penurunan elastis (cm)

q_n = tekanan netto pondasi (kN)

= V/A

V = beban vertikal + berat sendiri (kN)

A = luas kelompok tiang (m^2)

= $B \cdot L$

B = lebar tiang dalam tanah (m)

E_u = modulus deformasi pada kondisi *undrained* (kN/m^2)

B. Penurunan konsolidasi atau penurunan yang terjadi dalam jangka waktu yang panjang (*long term consolidation settlement*)

Beban di atas tiang dianggap bekerja dalam tanah pada kedalaman $2/3$ panjang tiang. Beban merata (q) diperoleh dari beban vertikal dan berat sendiri tiang, sehingga :

$$q = \frac{V}{A}$$

dimana : V = beban vertikal + berat sendiri (kN)

A = luas kelompok tiang ($A = B \cdot L$) (m^2)

Tegangan akibat beban ini dianggap bekerja pada bidang yang makin luas seperti terlihat pada gambar 2.10 (hal.). Jadi luas tersebut dibatasi oleh garis dengan sudut kemiringan 30° terhadap vertikal. Untuk menentukan tambahan tegangan Δp guna keperluan perhitungan penurunan, maka beban di atas tiang dibagi dengan luas yang dibatasi oleh garis tersebut.

Besarnya penurunan dihitung sebagai berikut :

B. 1. Lapisan (L) dengan kedalaman (h_i)

$$L_1 = L + 2 \cdot y_i \cdot h_i \cdot \text{tg } 30^\circ \quad \dots\dots\dots (3.15)$$

$$B_1 = B + 2 \cdot x_i \cdot h_i \cdot \text{tg } 30^\circ \quad \dots\dots\dots (3.16)$$

Maka luas transformasi :

$$A_1 = L_1 \cdot B_1$$

$$\Delta p = (A/A_1) \cdot q$$

$$P_0 = h_0 \cdot \gamma_0 + \gamma_1 \cdot (h_i - 1/\gamma_1 \cdot h_i')$$

maka

$$P_i = P_0 + \Delta p \dots\dots\dots (3.17)$$

dimana : P_0 = tegangan sebelum pembebanan

Δp = pertambahan tegangan akibat beban luar

B. 2. Menentukan Δe berdasarkan grafik tes konsolidasi

Tes konsolidasi menghasilkan grafik (kurva) tegangan angka pori yang dapat digunakan untuk menentukan besarnya penurunan di lapangan. Misalnya, bila tegangan naik dari P_0 menjadi P , besarnya penurunan (perubahan angka pori) dapat langsung dibaca dari grafik.

Tegangan P_0 adalah tegangan efektif yang berlaku di atas tanah dan angka pori e_0 (e_1) adalah angka pori aslinya, sedangkan e (e_2) adalah angka pori pada saat tegangan sebesar P .

Maka : $P_0 \longrightarrow e_0 = e_1$

$P_1 \longrightarrow e_2$

$$\Delta e = e_1 - e_2$$

B. 3. Penurunan (S_c) dengan metode *Wesley*

Dari gambar 2.5 grafik hubungan tekanan- angka pori, besar penurunan akan dapat diketahui. Besar penurunan persatuan tebal (S_c) adalah:

$$S_c = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \cdot H \quad \text{atau}$$

$$S_c = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \cdot H \dots\dots\dots (3.18)$$

dimana : S_{ci} = penurunan pada lapisan tanah yang ditinjau (m)

H = tebal lapisan tanah (m)

e_o = angka pori awal

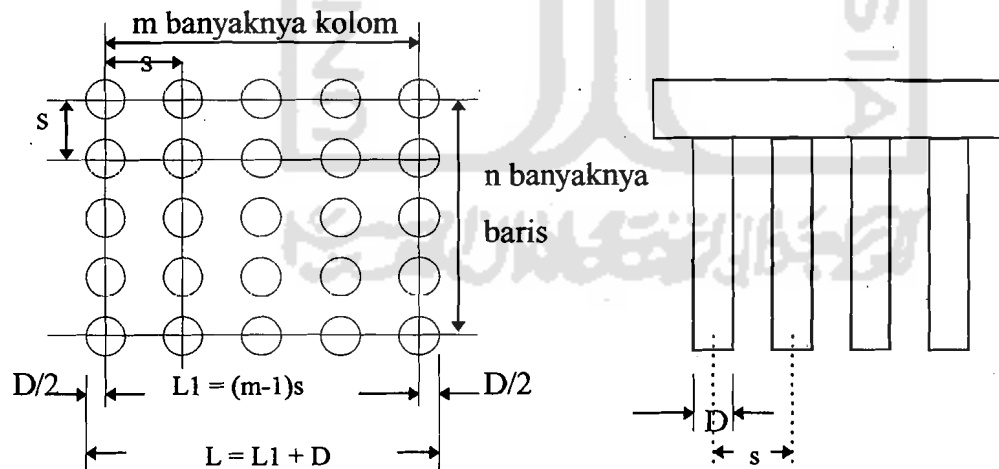
Untuk lapisan selanjutnya merupakan analog dari persamaan (3.15) - (3.18),

sehingga penurunan total menjadi :

$$S = \sum_{i=1}^n S_{ci} \dots \dots \dots (3.19)$$

III. 2. 4. Efisiensi tiang kelompok

Efisiensi sebuah tiang pancang kelompok adalah perbandingan antara kapasitas kelompok terhadap kapaitas masing-masing kelompok tiang pancang.



Gambar 3.6. Efisiensi tiang pancang kelompok

Misalnya, banyaknya baris adalah n dan banyaknya kolom adalah m sedangkan jarak masing-masing tiang adalah s , maka banyaknya tiang pancang adalah

$$k = m \cdot n$$

Garis keliling kelompok tiang tersebut adalah :

$$P = 2 (m + n - 2) s + 4D$$

Efisiensi kelompok tiang pancang *Friction Piles* dicari dengan *Converse Labarre*

(*J. E. Bowles, 1991*). Efisiensi satu tiang pancang kelompok adalah :

$$Eq = 1 - \frac{\theta (n - 1) \cdot m + (m - 1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n} \quad (3.20)$$

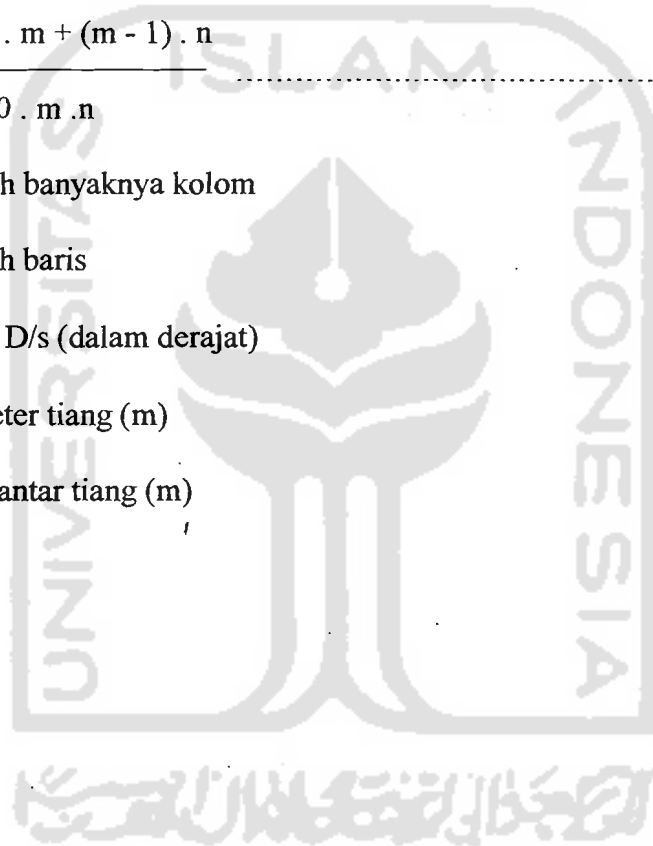
dimana : m = jumlah banyaknya kolom

n = jumlah baris

θ = arc tg D/s (dalam derajat)

D = diameter tiang (m)

s = jarak antar tiang (m)



BAB IV

ANALISIS DAYA DUKUNG DAN PENURUNAN TIANG PANCANG

KELOMPOK

Pada bab IV ini ditunjukkan beberapa perhitungan pondasi *friction pile* untuk mengetahui besarnya kapasitas daya dukung kelompok tiang dalam menahan beban vertikal pada titik sondir yang diambil serta penurunan yang terjadi.

Parameter hitungan diambil sebagai berikut :

1. Beban bekerja sentris terhadap titik berat kelompok tiang,
2. Diameter tiang 20 cm, 30 cm, 40 cm, 50 cm dan 60 cm,
3. Kedalaman tiang 20 meter diambil dari data sondir daerah telang I titik 20 (TI/20) (PT. Puser Bumi Consultants),
4. Tebal poer 40 cm,
5. Jumlah tiang 2 dengan beban vertikal ($V=150$ kN), Jumlah tiang 3 dengan $V=250$ kN, jumlah tiang 4 dengan $V=350$ kN, jumlah tiang 5 dengan $V=450$ kN dan jumlah tiang 6 dengan $V=550$ kN,
6. Jarak antara tiang $3,5 D$ (*J. E. Bowles, 1991*) dan jarak ke tepi as = 0,60 m
7. Mutu beton K-350 dengan berat volume beton = 23 kN/m^3 ,

8. Angka keamanan, $SF = 7$ (L. D. Wesley, 1977),
9. Data sondir daerah telang I titik 20 (PT. Puser Bumi Consultants).

Data-data survai Geoteknik dan Laboratorium (PT. Puser Bumi Consultants)

- Sudut gesek dalam (ϕ) : 1°
 - Kohesi (c) : 10 kN/m^2
 - q_c : $2,5 \text{ MPa}$ (pada kedalaman 20 meter, lampiran IV.)
 - Total kelekatan (L.c) : 540 MPa (pada kedalaman 20 meter, lampiran IV)
 - Kuat geser (s) : 10 kN/m^2 (lampiran IV)
- } Untuk perhitungan di ambil data dari titik 19

IV. 1. Kapasitas Daya Dukung Kelompok Tiang dalam menahan beban

Vertikal (V).

a. Faktor daya dukung pondasi

Sudut geser (ϕ) : 1°

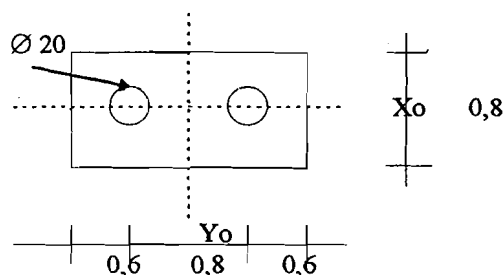
$$N_c = \text{Cot } \phi \cdot [E^{\pi \text{tg} \phi} \cdot \text{tg}^2 (45 + (\phi/2)) - 1]$$

$$N_c = \text{Cot } 1. [E^{\pi \text{tg} 1} \cdot \text{tg}^2(45+ (1/2)) - 1] = 5,37$$

b. Faktor lekatan pondasi dengan lapisan tanah. kuat geser (s) = kohesi (c)

$$= 10 \text{ kN/m}^2 \longrightarrow \text{Gambar 2.9 hal. 38 diperoleh } K = 1,14.$$

- Jumlah tiang 2 dengan diameter 20 cm



Gambar titik berat kelompok tiang

c. Luas kelompok tiang (A) = B . Y
 $= 0,8 + 0,2) \cdot (0,2) = 0,2 \text{ m}^2$

d. Keliling kelompok tiang (O) = 2 . (B + Y)
 $= 2 \cdot (1 + 0,2) = 2,4 \text{ m}$

e. Daya dukung kelompok tiang

$$Q_t = c \cdot N_c \cdot A + 2 \cdot (B + Y) \cdot L \cdot c \cdot K$$

$$Q_t = 10 \cdot 5,37 \cdot 0,2 + 2,4 \cdot 540 \cdot 1,14 = 1488,18 \text{ kN}$$

f. Daya dukung ijin

$$Q_{pq} = \frac{Q_t}{SF} = \frac{1488,18}{7} = 212,59 \text{ kN}$$

g. Daya dukung untuk satu tiang dalam kelompok

$$Q_s = \frac{Q_{pq}}{n} = \frac{212,59}{2} = 106,295 \text{ kN}$$

h. Momen arah sumbu -y dan sumbu-x (My dan Mx)

menentukan titik berat kelompok tiang

$$n \cdot y_o = n_1 \cdot y_1 + n_2 \cdot y_2$$

$$2 \cdot y_o = 1 \cdot 0,4 + 1 \cdot 0,4$$

$$y_o = 0,8 / 2 = 0,4$$

$$n \cdot x_o = n_1 \cdot x_1 + n_2 \cdot x_2$$

$$2 \cdot x_o = 1 \cdot 0,6 + 1 \cdot 1,4$$

$$x_o = 2/2 = 1$$

Titik berat kelompok tiang (1 ; 0,4) dari tepi kiri poer.

- Berat satu tiang, $P = 1/4 \cdot \pi \cdot 0,2^2 \cdot 20 \cdot 23 = 14,44 \text{ kN}$

- dari persamaan

$$M_x = P \cdot n_i \cdot x = 14,44 \cdot 1 \cdot 0 = 0 \text{ kNm}$$

$$M_y = P \cdot n_i \cdot y = 14,44 \cdot 1 \cdot 0,4 = 5,77 \text{ kNm}$$

j. Beban maksimum tiang (P_i)

- Tentukan $\sum x^2$ dan $\sum y^2$

$$\sum x^2 = n_i \cdot x_i^2 = 1 \cdot 0,4^2 = 0,16 \text{ m}^2$$

$$\sum y^2 = n_i \cdot y_i^2 = 1 \cdot 0^2 = 0$$

- Beban vertikal yang diterima oleh pondasi

$$\sum V = \text{beban } V + \text{beban poer}$$

$$= 150 + 0,4 \cdot 0,8 \cdot 2 \cdot 23 = 164,720 \text{ kN}$$

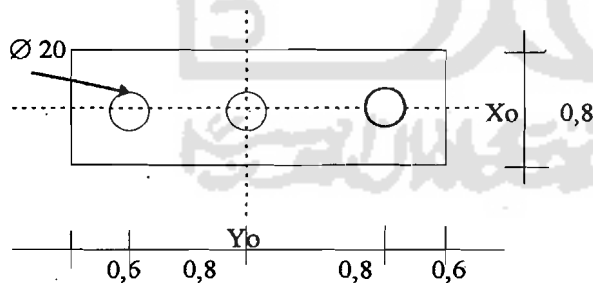
- P_i tiang

$$P_i = \frac{V}{n} + \frac{M_y \cdot x_i}{n_y \cdot \sum x^2} + \frac{M_x \cdot y_i}{n_x \cdot \sum y^2}$$

$$P_i = \frac{164,720}{2} + \frac{5,77 \cdot 0,4}{1 \cdot 0,16} + \frac{0 \cdot 0}{1 \cdot 0} = 96,785 \text{ kN}$$

k. Analog untuk diameter 30 cm, 40 cm, 50 cm dan 60 cm (lihat tabel 4.1).

- Jumlah tiang 3 dengan diameter 20 cm



Gambar; titik berat kelompok tiang

c. Luas kelompok tiang (A) = $B \cdot Y$

$$= (1,6 + 0,2) \cdot (0,2) = 0,36 \text{ m}^2$$

d. Keliling kelompok tiang (O) = $2 \cdot (B + Y)$

$$= 2 \cdot (1,8 + 0,2) = 4,0 \text{ m}$$

e. Daya dukung kelompok tiang

$$Q_t = c \cdot N_c \cdot A + 2 \cdot (B + Y) \cdot L \cdot c \cdot K$$

$$= 10 \cdot 5,37 \cdot 0,36 + 4 \cdot 540 \cdot 1,14 = 2481,732 \text{ kN}$$

f. Daya dukung ijin

$$Q_{pq} = \frac{Q_t}{SF} = \frac{2481,732}{7} = 354,533 \text{ kN}$$

g. Daya dukung untuk satu tiang dalam kelompok

$$Q_s = \frac{Q_{pq}}{n} = \frac{354,533}{3} = 118,177 \text{ kN}$$

h. Momen arah sumbu -y dan sumbu-x (M_y dan M_x)

menentukan letak titik berat kelompok tiang

$$n \cdot y_o = n_1 \cdot y_1 + n_2 \cdot y_2 + n_3 \cdot y_3$$

$$3 \cdot y_o = 1 \cdot 0,4 + 1 \cdot 0,4 + 1 \cdot 0,4$$

$$y_o = 1,2 / 3 = 0,4$$

$$n \cdot x_o = n_1 \cdot x_1 + n_2 \cdot x_2 + n_3 \cdot x_3$$

$$3 \cdot x_o = 1 \cdot 0,6 + 1 \cdot 1,4 + 1 \cdot 2,2$$

$$x_o = 4,2 / 3 = 1,4$$

Titik berat kelompok tiang (1,4 ; 0,4) dari tepi kiri poer.

- Berat satu tiang, $P = 1/4 \cdot \pi \cdot 0,2^2 \cdot 20 \cdot 23 = 14,444 \text{ kN}$

- dari persamaan

$$M_x = P \cdot n_i \cdot x = 14,444 \cdot 1 \cdot 0 = 0 \text{ kNm}$$

$$M_y = P \cdot n_i \cdot y = 14,444 \cdot 1 \cdot 0,8 = 11,555 \text{ kNm}$$

j. Beban maksimum tiang (P_i)

- Tentukan $\sum x^2$ dan $\sum y^2$

$$\sum x^2 = n_i \cdot x_i^2 = 1 \cdot 0,8^2 = 0,64 \text{ m}^2$$

$$\sum y^2 = n_i \cdot y_i^2 = 1 \cdot 0^2 = 0$$

- ΣV

$$\begin{aligned}\Sigma V &= \text{beban } V + \text{beban poer} \\ &= 250 + 0,4 \cdot 2,8 \cdot 0,8 \cdot 23 = 270,608 \text{ kN}\end{aligned}$$

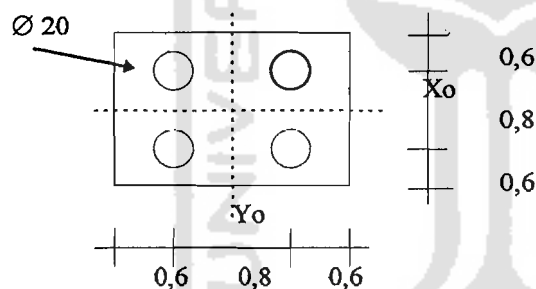
- P_i tiang

$$P_i = \frac{V}{n} + \frac{M_y \cdot x_1}{n_y \cdot \Sigma x^2} + \frac{M_x \cdot y_1}{n_x \cdot \Sigma y^2}$$

$$P_i = \frac{270,608}{3} + \frac{11,555 \cdot 0,8}{1 \cdot 0,64} + \frac{0 \cdot 0}{1 \cdot 0} = 104,646 \text{ kN}$$

k. Analog untuk tiang diameter 30 cm, 40 cm, 50 cm dan 60 cm (tabel 4.1).

- Jumlah tiang 4 dengan diameter 20 cm



Gambar; titik berat kelompok tiang

c. Luas kelompok tiang (A) = B . Y
 = (0,8 + 0,2) . (0,8 + 0,2) = 1,00 m²

d. Keliling kelompok tiang (O) = 4 . (B+Y)
 = 4 . (0,8 + 0,2) = 4,0 m

e. Daya dukung kelompok tiang

$$\begin{aligned}Q_t &= c \cdot N_c \cdot A + 4 \cdot (B+Y) \cdot L \cdot c \cdot K \\ &= 10 \cdot 5,37 \cdot 1,00 + 4 \cdot 540 \cdot 1,14 = 2516,100 \text{ kN}\end{aligned}$$

f. Daya dukung ijin

$$Q_{pq} = \frac{Q_t}{SF} = \frac{2516,100}{7} = 359,443 \text{ kN}$$

g. Daya dukung untuk satu tiang dalam kelompok

$$Q_s = \frac{Q_{pq}}{n} = \frac{359,443}{4} = 89,861 \text{ kN}$$

h. Momen arah sumbu -y dan sumbu-x (M_y dan M_x)

tentukan letak titik berat kelompok tiang

$$n \cdot y_o = n_1 \cdot y_1 + n_2 \cdot y_2 + n_3 \cdot y_3 + n_4 \cdot y_4$$

$$4 \cdot y_o = 1 \cdot 0,6 + 1 \cdot 0,6 + 1 \cdot 1,4 + 1 \cdot 1,4$$

$$y_o = 4/4 = 1 \text{ m (dari tepi kiri)}$$

$$n \cdot x_o = n_1 \cdot x_1 + n_2 \cdot x_2 + n_3 \cdot x_3 + n_4 \cdot x_4$$

$$4 \cdot x_o = 1 \cdot 0,6 + 1 \cdot 0,6 + 1 \cdot 1,4 + 1 \cdot 1,4$$

$$x_o = 4/4 = 1 \text{ m (dari tepi kiri)}$$

Titik berat kelompok tiang (1 ; 1) dari tepi kiri poer.

$$\text{- Berat satu tiang, } P = 1/4 \cdot \pi \cdot 0,2^2 \cdot 20 \cdot 23 = 14,444 \text{ kN}$$

- dari persamaan

$$M_x = P \cdot n_i \cdot x = 14,444 \cdot 2 \cdot 0,4 = 11,555 \text{ kNm}$$

$$M_y = P \cdot n_i \cdot y = 14,444 \cdot 2 \cdot 0,4 = 11,555 \text{ kNm}$$

j. Beban maksimum tiang (P_i)

- Tentukan $\sum x^2$ dan $\sum y^2$

$$\sum x^2 = n_i \cdot x_i^2 = 2 \cdot 0,4^2 = 0,32 \text{ m}^2$$

$$\sum y^2 = n_i \cdot y_i^2 = 2 \cdot 0,4^2 = 0,32 \text{ m}^2$$

- $\sum V$

$$\sum V = \text{beban } V + \text{beban poer}$$

$$= 350 + 0,4 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 23 = 386,800 \text{ kN}$$

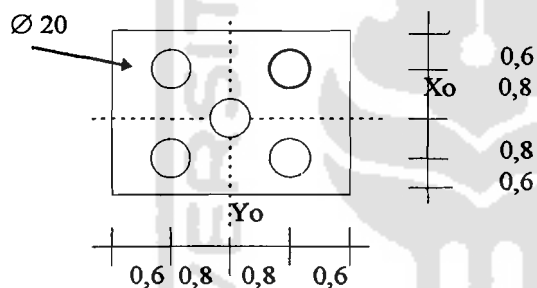
- Pi tiang

$$P_i = \frac{V}{n} + \frac{M_y \cdot x_1}{n y \cdot \sum x^2} + \frac{M_x \cdot y_1}{n x \cdot \sum y^2}$$

$$P_i = \frac{386,800}{4} + \frac{11,555.0,4}{2 \cdot 0,32} + \frac{11,555.0,4}{2 \cdot 0,32} = 111,144 \text{ kN}$$

k. Analog untuk tiang diameter 30 cm, 40 cm, 50 cm dan 60 cm (tabel 4.1).

• **Jumlah tiang 5 dengan diameter 20 cm**



Gambar; titik berat kelompok tiang

c. Luas kelompok tiang (A) = B . Y
 $= (1,6 + 0,2) \cdot (1,6 + 0,2) = 3,240 \text{ m}^2$

d. Keliling kelompok tiang (O) = 4 . (B+Y)
 $= 4 \cdot (1,6 + 0,2) = 7,2 \text{ m}$

e. Daya dukung kelompok tiang

$$Q_t = c \cdot N_c \cdot A + 4 \cdot (B+Y) \cdot L \cdot c \cdot K$$

$$= 10 \cdot 5,37 \cdot 3,24 + 7,2 \cdot 540 \cdot 1,14 = 4606,308 \text{ kN}$$

f. Daya dukung ijin

$$Q_{pq} = \frac{Q_t}{SF} = \frac{4606,308}{7} = 658,044 \text{ kN}$$

g. Daya dukung untuk satu tiang dalam kelompok

$$Q_s = \frac{Q_{pq}}{n} = \frac{658,044}{5} = 131,608 \text{ kN}$$

h. Momen arah sumbu -y dan sumbu-x (M_y dan M_x)

tentukan letak titik berat kelompok tiang

$$n \cdot y_o = n_1 \cdot x_1 + n_2 \cdot x_2 + n_3 \cdot x_3 + n_4 \cdot x_4 + n_5 \cdot x_5$$

$$5 \cdot y_o = 1 \cdot 0,6 + 1 \cdot 0,6 + 1 \cdot 2,2 + 1 \cdot 2,2 + 1 \cdot 1,4$$

$$y_o = 7/5 = 1,4 \text{ m (dari tepi kiri)}$$

$$n \cdot x_o = n_1 \cdot y_1 + n_2 \cdot y_2 + n_3 \cdot y_3 + n_4 \cdot y_4 + n_5 \cdot y_5$$

$$5 \cdot x_o = 1 \cdot 0,6 + 1 \cdot 0,6 + 1 \cdot 2,2 + 1 \cdot 2,2 + 1 \cdot 1,4$$

$$x_o = 6,5/5 = 1,4 \text{ m (dari tepi kiri)}$$

Titik berat kelompok tiang (1,4 ; 1,4) dari tepi kiri poer.

$$\text{- Berat satu tiang, } P = 1/4 \cdot \pi \cdot 0,2^2 \cdot 20 \cdot 23 = 14,444 \text{ kN}$$

- dari persamaan

$$M_x = P \cdot n_i \cdot x = 14,444 \cdot 2 \cdot 0,8 = 23,110 \text{ kNm}$$

$$M_y = P \cdot n_i \cdot y = 14,444 \cdot 2 \cdot 0,8 = 23,110 \text{ kNm}$$

j. Beban maksimum tiang (P_i)

- Tentukan $\sum x^2$ dan $\sum y^2$

$$\sum x^2 = n_i \cdot x_i^2 = 2 \cdot 0,8^2 = 1,28 \text{ m}^2$$

$$\sum y^2 = n_i \cdot y_i^2 = 2 \cdot 0,8^2 = 1,28 \text{ m}^2$$

- $\sum V$

$$\sum V = \text{beban } V + \text{beban poer}$$

$$= 450 + 0,4 \cdot 2,8 \cdot 2,8 \cdot 23 = 522,128 \text{ kN}$$

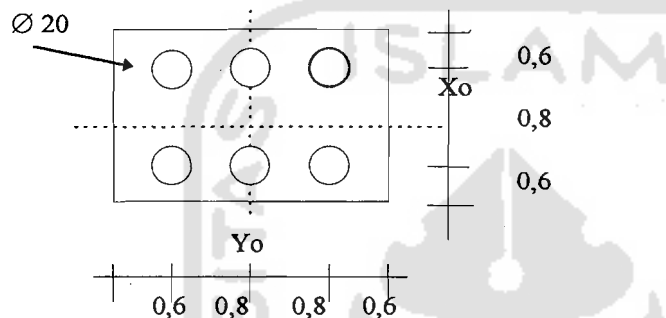
- P_i tiang

$$P_i = \frac{V}{n} + \frac{M_y \cdot x_1}{n_y \cdot \sum x^2} + \frac{M_x \cdot y_1}{n_x \cdot \sum y^2}$$

$$P_i = \frac{522,128}{5} + \frac{23,110 \cdot 0,8}{2 \cdot 1,28} + \frac{23,110 \cdot 0,8}{2 \cdot 1,28} = 118,870 \text{ kN}$$

k. Analog untuk tiang diameter 30 cm, 40 cm, 50 cm dan 60 cm (tabel 4.1).

• **Jumlah tiang 6 dengan diameter 20 cm**



Gambar; titik berat kelompok tiang

c. Luas kelompok tiang (A) = B . Y
 $= (1,6 + 0,2) \cdot (0,8 + 0,2) = 1,800 \text{ m}^2$

d. Keliling kelompok tiang (O) = 2 . (B+Y)
 $= 2 \cdot (1,8 + 1) = 5,60 \text{ m}$

e. Daya dukung kelompok tiang

$$Q_t = c \cdot N_c \cdot A + 4 \cdot (B+Y) \cdot L \cdot c \cdot K$$

$$= 10 \cdot 5,37 \cdot 1,800 + 5,60 \cdot 540 \cdot 1,14 = 3544,020 \text{ kN}$$

f. Daya dukung ijin

$$Q_{pq} = \frac{Q_t}{SF} = \frac{3544,020}{7} = 506,288 \text{ kN}$$

g. Daya dukung untuk satu tiang dalam kelompok

$$Q_s = \frac{Q_{pq}}{n} = \frac{506,288}{6} = 84,381 \text{ kN}$$

h. Momen arah sumbu -y dan sumbu-x (M_y dan M_x)

tentukan letak titik berat kelompok tiang

$$n \cdot y_0 = n_1 \cdot y_1 + n_2 \cdot y_2 + n_3 \cdot y_3 + n_4 \cdot y_4 + n_5 \cdot y_5 + n_6 \cdot y_6$$

$$6 \cdot y_0 = 1 \cdot 0,6 + 1 \cdot 0,6 + 1 \cdot 0,6 + 1 \cdot 1,4 + 1 \cdot 1,4 + 1 \cdot 1,4$$

$$y_0 = 6/6 = 1 \text{ m (dari tepi kiri)}$$

$$n \cdot x_0 = n_1 \cdot x_1 + n_2 \cdot x_2 + n_3 \cdot x_3 + n_4 \cdot x_4 + n_5 \cdot x_5 + n_6 \cdot x_6$$

$$6 \cdot x_0 = 1 \cdot 0,6 + 1 \cdot 0,6 + 1 \cdot 1,4 + 1 \cdot 1,4 + 1 \cdot 2,2 + 1 \cdot 2,2$$

$$x_0 = 8,4/6 = 1,4 \text{ m (dari tepi kiri)}$$

Titik berat kelompok tiang (1,4 ; 1) dari tepi kiri poer.

$$\text{- Berat satu tiang, } P = 1/4 \cdot \pi \cdot 0,2^2 \cdot 20 \cdot 23 = 14,444 \text{ kN}$$

- dari persamaan

$$M_x = P \cdot n_i \cdot x = 14,444 \cdot 2 \cdot 0,4 = 11,555 \text{ kNm}$$

$$M_y = P \cdot n_i \cdot y = 14,444 \cdot 2 \cdot 0,8 = 23,110 \text{ kNm}$$

j. Beban maksimum tiang (P_i)

- Tentukan $\sum x^2$ dan $\sum y^2$

$$\sum x^2 = n_i \cdot x_i^2 = 2 \cdot 0,8^2 = 1,28 \text{ m}^2$$

$$\sum y^2 = n_i \cdot y_i^2 = 2 \cdot 0,4^2 = 0,32 \text{ m}^2$$

- $\sum V$

$$\sum V = \text{beban } V + \text{beban poer}$$

$$= 550 + 0,4 \cdot 2,8 \cdot 2 \cdot 23 = 601,520 \text{ kN}$$

- P_i tiang

$$P_i = \frac{V}{n} + \frac{M_y \cdot x_1}{n_y \cdot \sum x^2} + \frac{M_x \cdot y_1}{n_x \cdot \sum y^2}$$

$$P_i = \frac{601,520}{6} + \frac{23,110 \cdot 0,8}{2 \cdot 1,28} + \frac{11,555 \cdot 0,4}{2 \cdot 0,32} = 114,697 \text{ kN}$$

k. Analog untuk tiang diameter 30 cm, 40 cm, 50 cm dan 60 cm (tabel 4.1).

IV. 2. Efisiensi tiang untuk formasi A

Efisiensi satu tiang dalam kelompok tiang dihitung dengan persamaan 3.20

$$Eq = 1 - \frac{\theta}{90^\circ} \cdot \frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{m \cdot n}$$

- Jumlah tiang 2 dengan diameter 20 cm

- jumlah baris dan kolom,

$$n \text{ (banyak baris)} = 1$$

$$m \text{ (banyak kolom)} = 2$$

- besar nilai θ .

$$\theta = \text{Arc tg } D/S = \text{Arc tg } \frac{0,2}{0,8} = 14,03^\circ$$

- efisiensi satu tiang

$$Eq = 1 - \frac{14,03^\circ}{90^\circ} \cdot \frac{(1-1) \cdot 2 + (2-1) \cdot 1}{2 \cdot 1} = 0,992$$

- Analog untuk tiang diameter 30 cm, 40 cm, 50 cm dan 60 cm (tabel 4.2)

- Jumlah tiang 3 dengan diameter 20 cm

- jumlah baris dan kolom,

$$n \text{ (banyak baris)} = 1$$

$$m \text{ (banyak kolom)} = 3$$

- besar nilai θ .

$$\theta = \text{Arc tg } D/S = \text{Arc tg } \frac{0,2}{0,8} = 14,036^\circ$$

- efisiensi satu tiang

$$\begin{aligned} E_q &= 1 - \frac{14,036^\circ (1-1) \cdot 3 + (3-1) \cdot 1}{90^\circ \cdot 3 \cdot 1} \\ &= 0,896 \end{aligned}$$

- Analog untuk diameter 30 cm, 40 cm, 50 cm dan 60 cm (tabel 4.2).

- Jumlah tiang 4 dengan diameter 20 cm

- jumlah baris dan kolom,

$$n \text{ (banyak baris)} = 2$$

$$m \text{ (banyak kolom)} = 2$$

- besar nilai θ .

$$\theta = \text{Arc tg } D/S = \text{Arc tg } \frac{0,2}{0,8} = 14,036^\circ$$

- efisiensi satu tiang

$$\begin{aligned} E_q &= 1 - \frac{14,036^\circ (2-1) \cdot 2 + (2-1) \cdot 2}{90^\circ \cdot 2 \cdot 2} \\ &= 0,844 \end{aligned}$$

- Analog untuk tiang diameter 30 cm, 40 cm, 50 cm dan 60 cm (tabel 4.2)

- Jumlah tiang 5 dengan diameter 20 cm

- jumlah baris dan kolom,

$$n \text{ (banyak baris)} = 3$$

$$m \text{ (banyak kolom)} = 3$$

- besar nilai θ .

$$\theta = \text{Arc tg } D/S = \text{Arc tg } \frac{0,2}{0,8} = 14,036^\circ$$

- efisiensi satu tiang

$$Eq = 1 - \frac{14,036^\circ (3-1) \cdot 3 + (3-1) \cdot 3}{90^\circ \cdot 3 \cdot 3} = 0,792$$

- Analog untuk tiang diameter 30 cm, 40 cm, 50 cm dan 60 cm (tabel 4.2)

- Jumlah tiang 6 dengan diameter 20 cm

- jumlah baris dan kolom,

$$n \text{ (banyak baris)} = 2$$

$$m \text{ (banyak kolom)} = 3$$

- besar nilai θ .

$$\theta = \text{Arc tg } D/S = \text{Arc tg } \frac{0,2}{0,8} = 14,036^\circ$$

- efisiensi satu tiang

$$Eq = 1 - \frac{14,036^\circ (2-1) \cdot 3 + (3-1) \cdot 2}{90^\circ \cdot 3 \cdot 2} = 0,818$$

- Analog untuk tiang diameter 30 cm, 40 cm, 50 cm dan 60 cm (tabel 4.2)

IV. 3. Penurunan Elastis Kelompok tiang untuk formasi A.

Penurunan "elastis/segera" terjadi dalam jangka waktu 1 sampai 10 hari (*J.*

E. Bowles, 1976). Besarnya penurunan diperoleh melalui persamaan 2.16.

$$Si = \frac{\mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_n \cdot B}{Eu}$$

Asumsi :

$$H = 30 \text{ meter}$$

$$D = 20 \text{ meter (kedalaman pondasi)}$$

$$E_u = 8 \cdot q_c = 8 \cdot 2,5 = 20 \text{ Mpa} = 200 \text{ kg/cm}^2$$

• **Jumlah tiang 2 dengan diameter 20 cm**

a. nilai faktor reduksi μ_0 dan μ_1 .

$$\frac{D}{B} = \frac{20}{(0,8 + 0,2)} = 20 \rightarrow \text{Gambar.2. 4. diperoleh } \mu_0 = 0,86$$

$$\frac{H}{B} = \frac{30}{(0,8 + 0,2)} = 30 \rightarrow \text{Gambar.2. 4. diperoleh } \mu_1 = 0,61$$

$$\frac{Y}{B} = \frac{0,2}{(0,8 + 0,2)} = 0,2$$

b. tekanan netto pondasi

$$q_n = \frac{V \text{ berat poer + pondasi + } V}{A \text{ luas kelompok tiang}}$$

$$q_n = \frac{(0,4 \cdot 1,4 \cdot 0,8 \cdot 23) + (2 \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot 0,2^2 \cdot 20 \cdot 23) + 150}{(0,8 + 0,2) \cdot (0,2)}$$

$$= 945,96 \text{ kN/m}^2 = 9,459 \text{ kg/cm}^2$$

c. besarnya penurunan S_i

$$S_i = \frac{\mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_n \cdot B}{E_u}$$

$$= \frac{0,86 \cdot 0,61 \cdot 9,459 \cdot (80 + 20)}{200} = 2,481 \text{ cm}$$

d. Analog untuk tiang diameter 30 cm, 40 cm, 50 cm dan 60 cm (tabel 4.3)

- **Jumlah tiang 3 dengan diameter 20 cm**

a. nilai faktor reduksi μ_0 dan μ_1 .

$$\frac{D}{B} = \frac{20}{(1,6 + 0,2)} = 11 \longrightarrow \text{Gambar 2.4. diperoleh } \mu_0 = 0,875$$

$$\frac{H}{B} = \frac{30}{(1,6 + 0,2)} = 16,7$$

$$\frac{Y}{B} = \frac{0,2}{(1,6 + 0,2)} = 0,11 \longrightarrow \text{Gambar 2.4. diperoleh } \mu_1 = 0,61$$

b. tekanan netto pondasi

$$q_n = \frac{V \text{ berat poer + pondasi + V}}{A \text{ luas kelompok tiang}}$$

$$q_n = \frac{(0,4 \cdot 2,6 \cdot 0,8 \cdot 23) + (3 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,2^2 \cdot 20 \cdot 23) + 250}{(1,6 + 0,2) \cdot (0,2)}$$

$$= 867,965 \text{ kN/m}^2 = 8,679 \text{ kg/cm}^2$$

c. besarnya penurunan S_i

$$S_i = \frac{\mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_n \cdot B}{E_u}$$

$$= \frac{0,875 \cdot 0,61 \cdot 8,679 \cdot (160 + 20)}{200} = 4,169 \text{ cm}$$

d. Analog untuk tiang diameter 30 cm, 40 cm, 50 cm dan 60 cm (tabel 4.3).

- **Jumlah tiang 4 dengan diameter 20 cm**

a. nilai faktor reduksi μ_0 dan μ_1 .

$$\frac{D}{B} = \frac{20}{(0,8 + 0,2)} = 20 \longrightarrow \text{Gambar 2.4. diperoleh } \mu_0 = 0,86$$

$$\frac{H}{B} = \frac{30}{(0,8 + 0,2)} = 30$$

$$\frac{Y}{B} = \frac{(0,8 + 0,2)}{(0,8 + 0,2)} = 1,0$$

Gambar 2.4. diperoleh $\mu_1 = 0,70$

b. tekanan netto pondasi

$$q_n = \frac{V \text{ berat poer} + \text{pondasi} + V}{A \text{ luas kelompok tiang}}$$

$$q_n = \frac{(0,4 \cdot 1,8 \cdot 1,8 \cdot 23) + (4 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,2^2 \cdot 20 \cdot 23) + 350}{(0,8 + 0,2) \cdot (0,8 + 0,2)}$$

$$= 437,534 \text{ kN/m}^2 = 4,375 \text{ kg/cm}^2$$

c. besarnya penurunan S_i

$$S_i = \frac{\mu_o \cdot \mu_1 \cdot q_n \cdot B}{E_u}$$

$$= \frac{0,86 \cdot 0,70 \cdot 4,375 \cdot (80 + 20)}{200} = 1,317 \text{ cm}$$

d. Analog untuk tiang diameter 30 cm, 40 cm, 50 cm dan 60 cm (tabel 4.3).

• **Jumlah tiang 5 dengan diameter 20 cm**

a. nilai faktor reduksi μ_o dan μ_1 .

$$\frac{D}{B} = \frac{20}{(1,6 + 0,2)} = 11,1 \longrightarrow \text{Gambar 2.4. diperoleh } \mu_o = 0,88$$

$$\frac{H}{B} = \frac{30}{(1,6 + 0,2)} = 16,6$$

$$\frac{Y}{B} = \frac{(1,6 + 0,2)}{(1,6 + 0,2)} = 1,0$$

→ Gambar 2.4. diperoleh $\mu_1 = 0,71$

b. tekanan netto pondasi

$$q_n = \frac{V}{A} = \frac{\text{berat poer} + \text{pondasi} + V}{\text{luas kelompok tiang}}$$

$$q_n = \frac{(0,4 \cdot 2,8 \cdot 2,8 \cdot 23) + (5 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,2^2 \cdot 20 \cdot 23) + 450}{(1,6 + 0,2) \cdot (1,6 + 0,2)}$$

$$= 183,440 \text{ kN/m}^2 = 1,834 \text{ kg/cm}^2$$

c. besarnya penurunan S_i

$$S_i = \frac{\mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_n \cdot B}{E_u}$$

$$= \frac{0,88 \cdot 0,71 \cdot 1,834 \cdot (160 + 20)}{200} = 1,031 \text{ cm}$$

d. Analog untuk tiang diameter 30 cm, 40 cm, 50 cm dan 60 cm (tabel 4.3).

• **Jumlah tiang 6 dengan diameter 20 cm**

a. nilai faktor reduksi μ_0 dan μ_1 .

$$\frac{D}{B} = \frac{20}{(1,6 + 0,2)} = 11,1$$

→ Gambar 2.4. diperoleh $\mu_0 = 0,88$

$$\frac{H}{B} = \frac{30}{(1,6 + 0,2)} = 16,6$$

$$\frac{Y}{B} = \frac{(0,8 + 0,2)}{(1,6 + 0,2)} = 0,55$$

Gambar 2.4. diperoleh
 $\mu_1 = 0,62$

b. tekanan netto pondasi

$$q_n = \frac{V}{A} = \frac{\text{berat poer} + \text{pondasi} + V}{\text{luas kelompok tiang}}$$

$$q_n = \frac{(0,4 \cdot 2,8 \cdot 2 \cdot 23) + (6 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,2^2 \cdot 20 \cdot 23) + 550}{(1,6 + 0,2) \cdot (0,8 + 0,2)}$$

$$= 382,324 \text{ kN/m}^2 = 3,823 \text{ kg/cm}^2$$

c. besarnya penurunan S_i

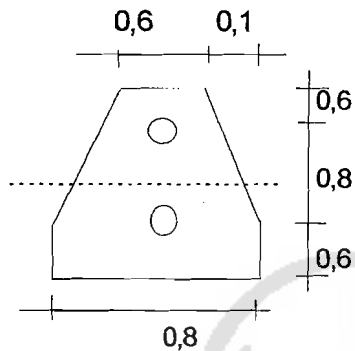
$$S_i = \frac{\mu_o \cdot \mu_1 \cdot q_n \cdot B}{E_u}$$

$$= \frac{0,88 \cdot 0,62 \cdot 3,823 \cdot (160 + 20)}{200} = 1,877 \text{ cm}$$

d. Analog untuk tiang diameter 30 cm, 40 cm, 50 cm dan 60 cm (tabel 4.3).

IV. 4. Kapasitas Daya Dukung Kelompok Tiang untuk formasi B

- Jumlah tiang 2 dengan diameter 20 cm



Gambar titik berat kelompok tiang

$$\begin{aligned} \text{c. Luas kelompok tiang (A)} &= B \cdot Y \\ &= (0,2) \cdot (0,8 + 0,2) = 0,2 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{d. Keliling kelompok tiang (O)} &= 2 \cdot (B + Y) \\ &= 2 \cdot (1 + 0,2) = 2,4 \text{ m} \end{aligned}$$

e. Daya dukung kelompok tiang

$$Q_t = c \cdot N_c \cdot A + 2 \cdot (B + Y) \cdot L \cdot c \cdot K$$

$$Q_t = 10 \cdot 5,37 \cdot 0,2 + 2,4 \cdot 540 \cdot 1,14 = 1488,18 \text{ kN}$$

f. Daya dukung ijin

$$Q_{pq} = \frac{Q_t}{SF} = \frac{1488,18}{7} = 212,59 \text{ kN}$$

g. Daya dukung untuk satu tiang dalam kelompok

$$Q_s = \frac{Q_{pq}}{n} = \frac{212,59}{2} = 106,295 \text{ kN}$$

h. Momen arah sumbu -y dan sumbu-x (M_y dan M_x)

menentukan titik berat kelompok tiang

$$n \cdot y_o = n_1 \cdot y_1 + n_2 \cdot y_2$$

$$2 \cdot y_o = 1 \cdot 0,6 + 1 \cdot 1,4$$

$$y_o = 2,0 / 2 = 1,0$$

$$n \cdot x_o = n_1 \cdot x_1 + n_2 \cdot x_2$$

$$2 \cdot x_o = 1 \cdot 0,4 + 1 \cdot 0,4$$

$$x_o = 0,8 / 2 = 0,4$$

Titik berat kelompok tiang (0,4 ; 1,0) dari tepi kiri poer.

- Berat satu tiang, $P = 1/4 \cdot \pi \cdot 0,2^2 \cdot 20 \cdot 23 = 14,44 \text{ kN}$

- dari persamaan

$$M_x = P \cdot n_i \cdot x = 14,44 \cdot 1 \cdot 0,4 = 5,776 \text{ kNm}$$

$$M_y = P \cdot n_i \cdot y = 14,44 \cdot 1 \cdot 0 = 0 \text{ kNm}$$

j. Beban maksimum tiang (P_i)

- Tentukan $\sum x^2$ dan $\sum y^2$

$$\sum x^2 = n_i \cdot x_i^2 = 1 \cdot 0^2 = 0 \text{ m}^2$$

$$\sum y^2 = n_i \cdot y_i^2 = 1 \cdot 0,4^2 = 0,16 \text{ m}^2$$

- Beban vertikal yang diterima oleh pondasi

$$\sum V = \text{beban } V + \text{beban poer}$$

$$= 150 + 0,4 \cdot 1,46 \cdot 23 = 163,432 \text{ kN}$$

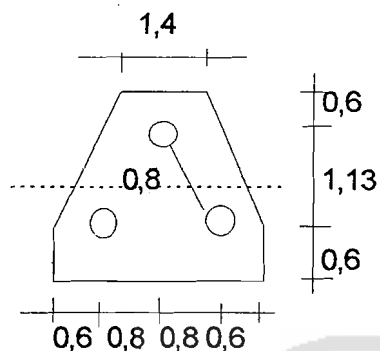
- P_i tiang

$$P_i = \frac{V}{n} + \frac{M_y \cdot x_1}{n_y \cdot \sum x^2} + \frac{M_x \cdot y_1}{n_x \cdot \sum y^2}$$

$$P_i = \frac{163,432}{2} + \frac{0 \cdot 0}{1 \cdot 0} + \frac{5,776 \cdot 0,4}{1 \cdot 0,16} = 96,156 \text{ kN}$$

k. Analog untuk diameter 30 cm, 40 cm, 50 cm dan 60 cm (lihat tabel 4.4)

- Jumlah tiang 3 dengan diameter 20 cm



Gambar titik berat kelompok tiang

c. Luas kelompok tiang (A) = $2 \cdot 1/2 \cdot (0,8 + 0,1) \cdot (0,7 + 0,2) = 0,81 \text{ m}^2$

d. Keliling kelompok tiang (O) = $0,8 \cdot 4 + 3 \cdot 0,2 = 3,8 \text{ m}$

e. Daya dukung kelompok tiang

$$Q_t = c \cdot N_c \cdot A + 2 \cdot (B + Y) \cdot L \cdot c \cdot K$$

$$Q_t = 10 \cdot 5,37 \cdot 0,81 + 3,8 \cdot 540 \cdot 1,14 = 2382,777 \text{ kN}$$

f. Daya dukung ijin

$$Q_{pq} = \frac{Q_t}{SF} = \frac{2382,777}{7} = 340,397 \text{ kN}$$

g. Daya dukung untuk satu tiang dalam kelompok

$$Q_s = \frac{Q_{pq}}{n} = \frac{340,397}{3} = 113,466 \text{ kN}$$

h. Momen arah sumbu -y dan sumbu-x (M_y dan M_x)

menentukan titik berat kelompok tiang

$$n \cdot x_o = n_1 \cdot x_1 + n_2 \cdot x_2 + n_3 \cdot x_3$$

$$3 \cdot x_o = 1 \cdot 0,6 + 1 \cdot 1,4 + 1 \cdot 2,2$$

$$x_o = 4,2 / 3 = 1,4$$

$$n \cdot y_o = n_1 \cdot y_1 + n_2 \cdot y_2 + n_3 \cdot y_3$$

$$3 \cdot y_o = 1 \cdot 0,6 + 1 \cdot 0,6 + 1 \cdot 1,73$$

$$y_o = 2,93 / 3 = 0,97$$

Titik berat kelompok tiang (1,4 ; 0,97) dari tepi kiri poer.

- Berat satu tiang, $P = 1/4 \cdot \pi \cdot 0,2^2 \cdot 20 \cdot 23 = 14,44 \text{ kN}$

- dari persamaan

$$M_x = P \cdot n_i \cdot x = 14,44 \cdot 2 \cdot 0,76 = 21,948 \text{ kNm}$$

$$M_y = P \cdot n_i \cdot y = 14,44 \cdot 1 \cdot 0,8 = 11,555 \text{ kNm}$$

j. Beban maksimum tiang (P_i)

- Tentukan $\sum x^2$ dan $\sum y^2$

$$\sum x^2 = n_i \cdot x_i^2 = 1 \cdot 0,8^2 = 0,64 \text{ m}^2$$

$$\sum y^2 = n_i \cdot y_i^2 = 2 \cdot 0,76^2 = 1,155 \text{ m}^2$$

- Beban vertikal yang diterima oleh pondasi

$$\sum V = \text{beban } V + \text{beban poer}$$

$$= 250 + 0,4 \cdot 5,31 \cdot 23 = 298,852 \text{ kN}$$

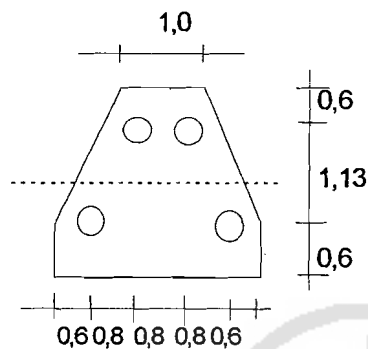
- P_i tiang

$$P_i = \frac{V}{n} + \frac{M_y \cdot x_i}{n_y \cdot \sum x^2} + \frac{M_x \cdot y_i}{n_x \cdot \sum y^2}$$

$$P_i = \frac{298,852}{3} + \frac{11,555 \cdot 0,8}{2 \cdot 0,64} + \frac{21,948 \cdot 0,35}{2 \cdot 1,155} = 110,164 \text{ kN}$$

k. Analog untuk diameter 30 cm, 40 cm, 50 cm dan 60 cm (lihat tabel 4.4)

- Jumlah tiang 4 dengan diameter 20



Gambar titik berat kelompok tiang

c. Luas kelompok tiang (A) = $1/2 \cdot \{(0,8 + 0,2) \cdot (3 \cdot 0,8 + 0,2)\} \cdot (1,13 + 0,2)$
 $= 2,394 \text{ m}^2$

d. Keliling kelompok tiang (O) = $6 \cdot 0,8 + 4 \cdot 0,2 = 5,6 \text{ m}$

e. Daya dukung kelompok tiang

$$Q_t = c \cdot N_c \cdot A + 2 \cdot (B + Y) \cdot L \cdot c \cdot K$$

$$Q_t = 10 \cdot 5,37 \cdot 2,394 + 5,6 \cdot 540 \cdot 1,14 = 3575,917 \text{ kN}$$

f. Daya dukung ijin

$$Q_{pq} = \frac{Q_t}{SF} = \frac{3575,917}{7} = 510,845 \text{ kN}$$

g. Daya dukung untuk satu tiang dalam kelompok

$$Q_s = \frac{Q_{pq}}{n} = \frac{510,845}{4} = 127,711 \text{ kN}$$

h. Momen arah sumbu -y dan sumbu-x (My dan Mx)

menentukan titik berat kelompok tiang

$$n \cdot x_o = n_1 \cdot x_1 + n_2 \cdot x_2 + n_3 \cdot x_3 + n_4 \cdot x_4$$

$$4 \cdot x_o = 1 \cdot 0,6 + 1 \cdot 1,4 + 1 \cdot 2,2 + 1 \cdot 3$$

$$x_o = 7,2 / 4 = 1,8$$

$$n \cdot y_o = n_1 \cdot y_1 + n_2 \cdot y_2 + n_3 \cdot y_3 + n_4 \cdot y_4$$

$$4 \cdot y_o = 2 \cdot 0,6 + 2 \cdot 1,73$$

$$y_o = 4,66 / 4 = 1,165$$

Titik berat kelompok tiang (1,8 ; 1,165) dari tepi kiri poer.

$$\text{- Berat satu tiang, } P = 1/4 \cdot \pi \cdot 0,2^2 \cdot 20 \cdot 23 = 14,44 \text{ kN}$$

- dari persamaan

$$M_x = P \cdot n_i \cdot x = 14,44 \cdot 2 \cdot 0,56 = 16,321 \text{ kNm}$$

$$M_y = P \cdot n_i \cdot y = 14,44 \cdot 2 \cdot 1,2 = 34,665 \text{ kNm}$$

j. Beban maksimum tiang (Pi)

- Tentukan $\sum x^2$ dan $\sum y^2$

$$\sum x^2 = n_i \cdot x_i^2 = 2 \cdot 1,2^2 = 2,88 \text{ m}^2$$

$$\sum y^2 = n_i \cdot y_i^2 = 2 \cdot 0,56^2 = 0,638 \text{ m}^2$$

- Beban vertikal yang diterima oleh pondasi

$$\sum V = \text{beban } V + \text{beban poer}$$

$$= 350 + 0,4 \cdot 7,00 \cdot 23 = 414,437 \text{ kN}$$

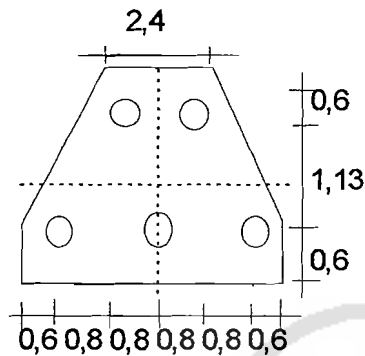
- Pi tiang

$$P_i = \frac{V}{n} + \frac{M_y \cdot x_i}{n_y \cdot \sum x^2} + \frac{M_x \cdot y_i}{n_x \cdot \sum y^2}$$

$$P_i = \frac{414,437}{4} + \frac{94,665 \cdot 1,2}{2 \cdot 2,88} + \frac{16,321 \cdot 0,56}{2 \cdot 0,638} = 119,222 \text{ kN}$$

k. Analog untuk diameter 30 cm, 40 cm, 50 cm dan 60 cm (lihat tabel 4.4)

- Jumlah tiang 5 dengan diameter 20 cm



Gambar titik berat kelompok tiang

$$\begin{aligned} \text{c. Luas kelompok tiang (A)} &= 1/2 \cdot \{(0,8 \cdot 2 + 0,2) \cdot (4 \cdot 0,8 + 0,2)\} \cdot (1,13 + 0,2) \\ &= 3,458 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{d. Keliling kelompok tiang (O)} = 8 \cdot 0,8 + 4 \cdot 0,2 = 7,2 \text{ m}$$

e. Daya dukung kelompok tiang

$$Q_t = c \cdot N_c \cdot A + 2 \cdot (B + Y) \cdot L \cdot c \cdot K$$

$$Q_t = 10 \cdot 5,37 \cdot 3,458 + 7,2 \cdot 540 \cdot 1,14 = 4618,015 \text{ kN}$$

f. Daya dukung ijin

$$Q_{pq} = \frac{Q_t}{SF} = \frac{4618,015}{7} = 659,716 \text{ kN}$$

g. Daya dukung untuk satu tiang dalam kelompok

$$Q_s = \frac{Q_{pq}}{n} = \frac{659,716}{5} = 131,943 \text{ kN}$$

h. Momen arah sumbu -y dan sumbu-x (M_y dan M_x)

menentukan titik berat kelompok tiang

$$n \cdot x_o = n_1 \cdot x_1 + n_2 \cdot x_2 + n_3 \cdot x_3 + n_4 \cdot x_4 + n_5 \cdot x_5$$

$$5 \cdot x_o = 1 \cdot 0,6 + 1 \cdot 1,4 + 1 \cdot 2,2 + 1 \cdot 3 + 1 \cdot 3,8$$

$$x_0 = 11 / 5 = 2,2$$

$$n \cdot y_0 = n_1 \cdot y_1 + n_2 \cdot y_2 + n_3 \cdot y_3 + n_4 \cdot y_4 + n_5 \cdot y_5$$

$$5 \cdot y_0 = 3 \cdot 0,6 + 2 \cdot 1,73$$

$$y_0 = 5,25/5 = 1,05$$

Titik berat kelompok tiang (2,2 ; 1,05) dari tepi kiri poer.

$$\text{- Berat satu tiang, } P = 1/4 \cdot \pi \cdot 0,2^2 \cdot 20 \cdot 23 = 14,44 \text{ kN}$$

- dari persamaan

$$M_x = P \cdot n_i \cdot x = 14,44 \cdot 2 \cdot 0,68 = 19,644 \text{ kNm}$$

$$M_y = P \cdot n_i \cdot y = 14,44 \cdot 2 \cdot 1,6 = 46,221 \text{ kNm}$$

j. Beban maksimum tiang (Pi)

- Tentukan $\sum x^2$ dan $\sum y^2$

$$\sum x^2 = n_i \cdot x_i^2 = 2 \cdot 1,6^2 = 5,12 \text{ m}^2$$

$$\sum y^2 = n_i \cdot y_i^2 = 2 \cdot 0,68^2 = 0,925 \text{ m}^2$$

- Beban vertikal yang diterima oleh pondasi

$$\sum V = \text{beban } V + \text{beban poer}$$

$$= 450 + 0,4 \cdot 8,52 \cdot 23 = 528,402 \text{ kN}$$

- Pi tiang

$$P_i = \frac{V}{n} + \frac{M_y \cdot x_1}{n_y \cdot \sum x^2} + \frac{M_x \cdot y_1}{n_x \cdot \sum y^2}$$

$$P_i = \frac{528,402}{5} + \frac{46,221 \cdot 1,6}{2 \cdot 5,12} + \frac{19,644 \cdot 0,68}{2 \cdot 0,925} = 120,123 \text{ kN}$$

k. Analog untuk diameter 30 cm, 40 cm, 50 cm dan 60 cm (lihat tabel 4.4)

IV. 5. Efisiensi tiang untuk formasi B

Efisiensi satu tiang dalam kelompok tiang dihitung dengan persamaan 3.20

$$Eq = 1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ} \cdot \frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{m \cdot n}$$

- Jumlah tiang 2 dengan diameter 20 cm

- jumlah baris dan kolom,

$$n \text{ (banyak baris)} = 2$$

$$m \text{ (banyak kolom)} = 1$$

- besar nilai θ .

$$\theta = \text{Arc tg } D/S = \text{Arc tg } \frac{0,2}{0,8} = 14,03^\circ$$

- efisiensi satu tiang

$$Eq = 1 - \frac{14,03^\circ}{90^\circ} \cdot \frac{(2-1) \cdot 1 + (1-1) \cdot 2}{1 \cdot 2} = 0,922$$

- Analog untuk tiang diameter 30 cm, 40 cm, 50 cm dan 60 cm (tabel 4.5)

- Jumlah tiang 3 dengan diameter 20 cm

- jumlah baris dan kolom,

$$n \text{ (banyak baris)} = 2$$

$$m \text{ (banyak kolom)} = 3$$

- besar nilai θ .

$$\theta = \text{Arc tg } D/S = \text{Arc tg } \frac{0,2}{0,8} = 14,036^\circ$$

- efisiensi satu tiang

$$\begin{aligned} E_q &= 1 - \frac{14,036^\circ}{90^\circ} \cdot \frac{(2-1) \cdot 3 + (3-1) \cdot 2}{3 \cdot 2} \\ &= 0,818 \end{aligned}$$

- Analog untuk tiang diameter 30 cm, 40 cm, 50 cm dan 60 cm (tabel 4.5)

- Jumlah tiang 4 dengan diameter 20 cm

- jumlah baris dan kolom,

$$n \text{ (banyak baris)} = 2$$

$$m \text{ (banyak kolom)} = 4$$

- besar nilai θ .

$$\theta = \text{Arc tg } D/S = \text{Arc tg } \frac{0,2}{0,8} = 14,036^\circ$$

- efisiensi satu tiang

$$\begin{aligned} E_q &= 1 - \frac{14,036^\circ}{90^\circ} \cdot \frac{(2-1) \cdot 4 + (4-1) \cdot 2}{4 \cdot 2} \\ &= 0,805 \end{aligned}$$

- Analog untuk tiang diameter 30 cm, 40 cm, 50 cm dan 60 cm (tabel 4.5)

- Jumlah tiang 5 dengan diameter 20 cm

- jumlah baris dan kolom,

$$n \text{ (banyak baris)} = 2$$

$$m \text{ (banyak kolom)} = 5$$

- besar nilai θ .

$$\theta = \text{Arc tg } D/S = \text{Arc tg } \frac{0,2}{0,8} = 14,036^\circ$$

- efisiensi satu tiang

$$Eq = 1 - \frac{14,036^\circ}{90^\circ} \cdot \frac{(2-1) \cdot 5 + (5-1) \cdot 2}{5 \cdot 2} = 0,797$$

- Analog untuk tiang diameter 30 cm, 40 cm, 50 cm dan 60 cm (tabel 4.5)

- Jumlah tiang 6 dengan diameter 20 cm

- jumlah baris dan kolom,

$$n \text{ (banyak baris)} = 3$$

$$m \text{ (banyak kolom)} = 5$$

- besar nilai θ .

$$\theta = \text{Arc tg } D/S = \text{Arc tg } \frac{0,2}{0,8} = 14,036^\circ$$

- efisiensi satu tiang

$$Eq' = 1 - \frac{14,036^\circ}{90^\circ} \cdot \frac{(3-1) \cdot 5 + (5-1) \cdot 3}{5 \cdot 3} = 0,771$$

- Analog untuk tiang diameter 30 cm, 40 cm, 50 cm dan 60 cm (tabel 4.5)

IV. 6. Penurunan Elastis Kelompok tiang untuk formasi B

Penurunan "elastis/segera" terjadi dalam jangka waktu 1 sampai 10 hari (*J. E.*

Bowles, 1976). Besarnya penurunan diperoleh melalui persamaan 2.16.

$$Si = \frac{\mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_n \cdot B}{Eu}$$

Asumsi :

H = 30 meter

$D = 20$ meter (kedalaman pondasi)

$E_u = 8 \cdot q_c = 8 \cdot 2,5 = 20 \text{ Mpa} = 200 \text{ kg/cm}^2$

• **Jumlah tiang 2 dengan diameter 20 cm**

a. Nilai faktor reduksi μ_0 dan μ_1 .

$$\frac{D}{B} = \frac{20}{0,2} = 100 \rightarrow \text{Gambar.2. 4. diperoleh } \mu_0 = 0,7$$

$$\frac{H}{B} = \frac{30}{0,2} = 150$$

$$\frac{Y}{B} = \frac{(0,8 + 0,2)}{0,2} = 5$$

Gambar.2. 4. diperoleh $\mu_1 = 1,48$

b. Tekanan netto pondasi

$$q_n = \frac{V \text{ berat poer + pondasi + } V}{A \text{ luas kelompok tiang}}$$

$$q_n = \frac{(0,4 \cdot 1,46 \cdot 23) + (2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,2^2 \cdot 20 \cdot 23) + 150}{0,2}$$

$$= 961,6 \text{ kN/m}^2 = 9,616 \text{ kg/cm}^2$$

c. Besarnya penurunan S_i

$$S_i = \frac{\mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_n \cdot B}{E_u}$$

$$= \frac{0,7 \cdot 1,48 \cdot 9,616 \cdot 20}{200} = 0,996 \text{ cm}$$

- Analog untuk tiang diameter 30 cm, 40 cm, 50 cm dan 60 cm (tabel 4.6)

- **Jumlah tiang 3 dengan diameter 20 cm**

a. Nilai faktor reduksi μ_0 dan μ_1 .

$$\frac{D}{B} = \frac{20}{(1,6 + 0,2)} = 11 \longrightarrow \text{Gambar 2.4. diperoleh } \mu_0 = 0,87$$

$$\frac{H}{B} = \frac{30}{(1,6 + 0,2)} = 16,7$$

$$\frac{Y}{B} = \frac{(1,13 + 0,2)}{(1,6 + 0,2)} = 0,73 \longrightarrow \text{Gambar 2.4. diperoleh } \mu_1 = 0,63$$

b. Tekanan netto pondasi

$$q_n = \frac{(0,4 \cdot 5,31 \cdot 23) + (3 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,2^2 \cdot 20 \cdot 23) + 250}{0,81}$$

$$= 422,449 \text{ kN/m}^2 = 4,224 \text{ kg/cm}^2$$

c. Besarnya penurunan S_i

$$S_i = \frac{0,86 \cdot 0,63 \cdot 4,224 \cdot (160 + 20)}{200} = 2,059 \text{ cm}$$

- Analog untuk tiang diameter 30 cm, 40 cm, 50 cm dan 60 cm (tabel 4.6)

- **Jumlah tiang 4 dengan diameter 20 cm**

a. Nilai faktor reduksi μ_0 dan μ_1 .

$$\frac{D}{B} = \frac{20}{(2,4 + 0,2)} = 7,69 \longrightarrow \text{Gambar 2.4. diperoleh } \mu_0 = 0,87$$

$$\frac{H}{B} = \frac{30}{(2,4 + 0,2)} = 11,53$$

$$\frac{Y}{B} = \frac{(1,13 + 0,2)}{(2,4 + 0,2)} = 0,51$$

→ Gambar 2.4. diperoleh
 $\mu_1 = 0,62$

b. Tekanan netto pondasi

$$q_n = \frac{(0,4 \cdot 7 \cdot 23) + (4 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,2^2 \cdot 20 \cdot 23) + 350}{2,394}$$

$$= 197,233 \text{ kN/m}^2 = 1,972 \text{ kg/cm}^2$$

c. Hitung besarnya penurunan S_i

$$S_i = \frac{0,87 \cdot 0,62 \cdot 1,972 \cdot (240 + 20)}{200} = 1,383 \text{ cm}$$

- Analog untuk tiang diameter 30 cm, 40 cm, 50 cm dan 60 cm (tabel 4.6)

• **Jumlah tiang 5 dengan diameter 20 cm**

a. Nilai faktor reduksi μ_0 dan μ_1 .

$$\frac{D}{B} = \frac{20}{(2,3 + 0,2)} = 5,88$$

→ Gambar 2.4. diperoleh
 $\mu_0 = 0,87$

$$\frac{H}{B} = \frac{30}{(2,3 + 0,2)} = 8,82$$

$$\frac{Y}{B} = \frac{(1,13 + 0,2)}{(2,3 + 0,2)} = 0,39$$

→ Gambar 2.4. diperoleh
 $\mu_1 = 0,61$

b. Tekanan netto pondasi

$$q_n = \frac{(0,4 \cdot 8,52 \cdot 23) + (5 \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot 0,2^2 \cdot 20 \cdot 23) + 450}{3,458}$$

$$= 173,685 \text{ kN/m}^2 = 1,737 \text{ kg/cm}^2$$

c. Besarnya penurunan Si

$$= \frac{0,87 \cdot 0,61 \cdot 1,737 \cdot (320 + 20)}{200} = 1,567 \text{ cm}$$

- Analog untuk tiang diameter 30 cm, 40 cm, 50 cm dan 60 cm (tabel 4.6)

• Jumlah tiang 6 dengan diameter 20 cm

a. Nilai faktor reduksi μ_0 dan μ_1 .

$$\frac{D}{B} = \frac{20}{(3,2 + 0,2)} = 5,88 \quad \rightarrow \text{Gambar 2.4. diperoleh } \mu_0 = 0,87$$

$$\frac{H}{B} = \frac{30}{(3,2 + 0,2)} = 8,82$$

$$\frac{Y}{B} = \frac{(2,26 + 0,2)}{(3,2 + 0,2)} = 0,72 \quad \rightarrow \text{Gambar 2.4. diperoleh } \mu_1 = 0,61$$

b. Tekanan netto pondasi

$$q_n = \frac{V \text{ berat poer + pondasi + } V}{A \text{ luas kelompok tiang}}$$

$$q_n = \frac{(0,4 \cdot 12,364 \cdot 23) + (6 \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot 0,2^2 \cdot 20 \cdot 23) + 550}{6,396}$$

$$= 117,325 \text{ kN/m}^2 = 1,173 \text{ kg/cm}^2$$

c. Besarnya penurunan S_i

$$S_i = \frac{\mu_o \cdot \mu_l \cdot q_n \cdot B}{E_u}$$
$$= \frac{0,87 \cdot 0,61 \cdot 1,173 \cdot (320 + 20)}{200} = 1,058 \text{ cm}$$

- Analog untuk tiang diameter 30 cm, 40 cm, 50 cm dan 60 cm (tabel 4.6)



Tabel 4. 1. Kapasitas daya dukung tiang kelompok formasi A pada tanah lunak

n	ϕ (cm)	A (m ²)	O (m)	Qt (kN)	Qpg (kN)	Qs (kN)	ΣV (kN)	(Xo, Yo)	Mx (kNm)	My (kNm)	Σx	Σy	Pi (kN)
2	20	0.2	2.4	1488.18	212.59	106.295	164.72	1; 0,4	0	5.77	0.16	0	96.785
	30	0.45	3.6	2240.325	320.05	160.023	176.496	1,2; 0,6	0	19.499	0.36	0	120.746
	40	0.72	4.4	2747.304	392.47	196.336	183.488	1,3; 0,7	0	40.488	0.49	0	151.978
	50	1.15	5.6	3509.115	501.3	250.651	199.68	1,5; 0,9	0	81.247	0.81	0	190.114
	60	1.62	6.6	4149.954	592.85	296.425	213.756	1,65; 1,05	0	136.496	1.103	0	236.815
3	20	0.36	4	2481.732	354.53	118.177	270.608	1,4; 0,4	0	11.555	0.64	0	104.646
	30	0.81	6	3737.097	533.87	177.957	289.744	1,8; 0,6	0	38.998	1.44	0	129.079
	40	1.28	7.2	4501.056	643.01	214.336	301.52	2; 0,7	0	80.886	1.96	0	158.282
	50	2.05	8.8	5527.365	789.62	263.208	329.488	2,4; 0,9	0	162.495	3.24	0	200.104
	60	2.88	10.8	6803.136	971.88	323.959	354.328	2,7; 1,05	0	272.992	4.41	0	248.105
4	20	1	4	2516.1	359.44	89.861	386.8	1; 1	11.55	11.55	0.32	0.32	111.144
	30	2.25	6	3814.425	544.92	136.229	376.496	1,2; 1,2	38.99	38.99	0.72	0.72	126.662
	40	3.24	7.2	4606.308	658.04	164.511	412.192	1,3; 1,3	80.886	80.886	0.98	0.98	160.824
	50	5.29	9.2	5947.593	849.66	212.414	427.28	1,5; 1,5	162.495	162.495	1.62	1.62	187.064
	60	7.29	10.8	7039.953	1005.7	251.427	450.188	1,65; 1,65	272.992	272.992	2.205	2.205	242.543
5	20	3.24	7.2	4606.308	658.04	131.608	522.128	1,4; 1,4	23.11	23.11	1.28	1.28	118.87
	30	7.29	10.8	7039.953	1005.7	201.142	569.232	1,8; 1,8	77.998	77.998	2.88	2.88	146.346
	40	10.24	12.8	8429.568	1204.2	240.845	597.2	2; 2	161.773	161.773	3.92	3.92	177.216
	50	16.81	16.4	10998.54	1571.2	314.244	661.968	2,4; 2,4	324.99	324.99	6.48	6.48	222.67
	60	23.04	19.2	13056.77	1865.3	373.051	718.272	2,7; 2,7	545.983	545.983	8.82	8.82	273.654
6	20	1.8	5.6	3544.02	506.29	84.381	601.52	1,4; 1	11.555	23.11	1.28	1.28	114.697
	30	4.05	8.4	5388.525	769.79	128.298	629.488	1,8; 1,2	38.999	77.998	2.88	0.72	137.414
	40	5.76	10	6465.312	923.62	153.936	645.68	2; 1,3	80.886	161.773	3.92	3.98	165.389
	50	9.43	12.8	8386.071	1198	199.668	682.48	2,4; 1,5	162.495	324.996	6.48	1.62	204.022
	60	12.96	15	9929.952	1418.6	236.428	713.944	2,7; 1,65	272.992	545.983	8.82	2.205	248.987

Tabel 4. 2. Efisiensi satu tiang dalam kelompok pada formasi A

n	ϕ (cm)	m	n	θ	Eq
2	20	2	1	14.03	0.992
	30	2	1	14.036	0.922
	40	2	1	15.945	0.911
	50	2	1	15.524	0.914
	60	2	1	15.945	0.911
3	20	3	1	14.036	0.896
	30	3	1	14.036	0.896
	40	3	1	15.945	0.882
	50	3	1	15.524	0.885
	60	3	1	15.945	0.882

n	ϕ (cm)	m	n	θ	Eq
4	20	2	2	14.04	0.844
	30	2	2	14.04	0.844
	40	2	2	15.95	0.823
	50	2	2	15.52	0.828
	60	2	2	15.95	0.823
5	20	3	3	14.04	0.792
	30	3	3	14.04	0.792
	40	3	3	15.95	0.763
	50	3	3	15.52	0.77
	60	3	3	15.95	0.763
6	20	3	2	14.04	0.818
	30	3	2	14.04	0.818
	40	3	2	15.95	0.793
	50	3	2	15.52	0.798
	60	3	2	15.95	0.793

Tabel 4.3. Penurunan kelompok tiang pada formasi A

n	ϕ (cm)	μ_o	μ_i	V (kN)	q_n (kg/cm ²)	Si (cm)
2	20	0.86	0.61	150	9.459	2.481
	30	0.87	0.61		5.219	2.077
	40	0.87	0.61		4.219	2.027
	50	0.88	0.605		3.306	2.024
	60	0.88	0.61		2.924	2.113
3	20	0.87	0.6	250	8.679	4.169
	30	0.86	0.6		4.753	3.311
	40	0.88	0.6		3.689	3.48
	50	0.885	0.6		2.985	3.17
	60	0.887	0.58		2.571	3.174
4	20	0.86	0.72	350	4.375	1.317
	30	0.87	0.71		2.331	1.079
	40	0.88	0.71		1.608	0.904
	50	0.87	0.7		1.48	1.036
	60	0.87	0.7		1.33	1.106
5	20	0.88	0.71	450	1.834	1.031
	30	0.88	0.7		1.003	0.834
	40	0.87	0.69		0.865	0.845
	50	0.88	0.68		0.695	0.839
	60	0.88	0.65		0.594	0.821
6	20	0.88	0.62	550	3.823	1.877
	30	0.88	0.61		2.035	1.483
	40	0.87	0.61		1.722	1.479
	50	0.88	0.6		1.298	1.416
	60	0.88	0.59		1.152	1.436

Tabel 4. 4. Kapasitas daya dukung tiang kelompok formasi B pada tanah lunak

n	ϕ (cm)	A (m ²)	O (m)	Qt (kN)	Qpg (kN)	Qs (kN)	ΣV (kN)	(Xo, Yo)	Mx (kNm)	My (kNm)	Σx	Σy	Pi (kN)
2	20	0.2	2.4	1488.18	212.59	106.295	103.432	0.4; 1.0	5.776	0	0	0.16	96.156
	30	0.45	3.6	2240.325	320.05	160.023	174.84	0.6; 1.2	19.499	0	0	0.36	119.918
	40	0.72	4.4	2747.472	392.47	196.336	181.648	0.7; 1.3	40.443	0	0	0.49	145.585
	50	1.15	5.6	3509.115	501.3	250.651	197.472	0.9; 1.5	81.248	0	0	0.81	189.012
	60	1.62	6.6	4149.954	592.85	296.425	211.272	1.05; 1.65	136.496	0	0	1.103	235.578
3	20	0.81	3.8	2382.777	340.4	113.466	298.852	1.4; 0.97	21.948	11.555	0.64	1.155	110.164
	30	1.89	5.7	3610.413	515.77	171.924	330.69	1.8; 1.16	73.447	38.999	1.44	2.55	142.843
	40	2.56	6.8	4325.552	617.65	205.883	350.372	2; 1.26	152.528	80.886	1.96	3.48	174.606
	50	4.035	8.7	5586.899	798.13	266.043	395.63	2.4; 1.45	305.13	162.495	3.24	5.71	222.079
	60	5.76	10.2	6588.432	941.21	313.735	434.184	2.7; 2.18	361.389	272.992	4.41	3.86	274.733
4	20	2.394	5.6	3575.917	510.85	127.711	414.437	1.8; 1.165	16.321	34.665	2.88	0.638	119.222
	30	5.373	8.4	5459.57	779.94	194.984	452.34	3.6; 1.445	54.923	116.816	6.48	1.428	145.559
	40	7.584	10	6563.261	937.61	234.404	474.384	4.04; 1.58	113.818	242.659	8.82	1.94	176.371
	50	12.46	12.8	8548.996	1221.3	305.321	525.094	4.95; 1.87	229.298	487.485	14.58	3.225	221.559
	60	17.09	15	10151.63	1450.2	362.558	568.621	5.62; 2.08	384.788	818.974	19.84	4.38	246.752
5	20	3.458	7.2	4618.015	659.72	131.943	528.402	2.2; 1.05	19.644	46.221	5.12	0.925	120.123
	30	7.761	10.8	7065.246	1009.3	201.864	508.033	3; 1.276	65.908	155.995	11.52	2.056	148.509
	40	10.9	12.8	8465.117	1209.3	241.86	610.485	3.4; 1.38	136.582	323.546	15.68	2.794	179.876
	50	17.94	16.4	11059	1579.9	315.972	681.251	4.2; 1.62	275.158	649.98	25.92	4.645	203.858
	60	28.7	19.2	13360.93	1908.7	381.741	742.082	4.8; 1.78	461.746	1091.966	35.28	6.308	278.418
6	20	6.396	10.4	6745.705	963.67	160.612	663.749	2.2; 1.54	57.198	46.221	5.12	5.227	122.662
	30	14.35	15.6	10374.06	1482	247.002	751.554	3; 2.008	192.264	155.995	11.52	11.66	151.913
	40	19.96	18.4	12399.11	1771.3	295.217	804.729	3.4; 2.24	370.922	323.546	15.68	13.73	182.268
	50	32.92	23	15926.71	2275.2	379.207	930.806	4.2; 2.72	801.642	649.98	25.92	26.28	230.363
	60	44.99	27.6	2275.244	2772.3	462.058	1040.87	4.8; 3.067	1349.36	1091.966	35.28	23.94	314.309

Tabel 4. 5. Efisiensi satu tiang dalam kelompok pada formasi B

n	ϕ (cm)	m	n	θ	Eq
2	20	1	2	14.03	0.992
	30	1	2	14.03	0.922
	40	1	2	15.945	0.913
	50	1	2	15.524	0.913
	60	1	2	15.945	0.911
3	20	3	2	14.036	0.818
	30	3	2	14.036	0.818
	40	3	2	15.945	0.793
	50	3	2	15.524	0.798
	60	3	2	15.945	0.793

n	ϕ (cm)	m	n	θ	Eq
4	20	4	2	14.04	0.805
	30	4	2	14.04	0.805
	40	4	2	15.95	0.778
	50	4	2	15.52	0.784
	60	4	2	15.95	0.778
5	20	5	2	14.04	0.797
	30	5	2	14.04	0.797
	40	5	2	15.95	0.769
	50	5	2	15.52	0.775
	60	5	2	15.95	0.769
6	20	5	3	14.04	0.771
	30	5	3	14.04	0.771
	40	5	3	15.95	0.74
	50	5	3	15.52	0.747
	60	5	3	15.95	0.74

Tabel 4.6. Penurunan kelompok tiang pada formasi B

n	ϕ (cm)	μ_o	μ_i	V (kN)	q_n (kg/cm)	Si (cm)
2	20	0.7	1.48	150	9.616	0.996
	30	0.8	1.45		5.329	0.927
	40	0.86	0.71		4.128	1.764
	50	0.86	0.7		3.287	1.781
	60	0.87	0.69		2.909	1.833
3	20	0.87	0.63	250	4.225	2.059
	30	0.86	0.62		2.266	1.631
	40	0.88	0.61		2.013	1.729
	50	0.88	0.6		1.547	1.075
	60	0.88	0.62		1.431	1.874
4	20	0.87	0.62	350	1.972	1.383
	30	0.87	0.62		1.104	1.161
	40	0.88	0.6		0.93	1.129
	50	0.89	0.6		0.711	1.12
	60	0.9	0.59		0.637	1.167
5	20	0.87	0.61	450	1.737	1.593
	30	0.88	0.6		0.957	1.288
	40	0.9	0.5		0.822	1.11
	50	0.9	0.54		0.631	1.181
	60	0.91	0.52		0.485	1.032
6	20	0.87	0.61	550	1.173	1.058
	30	0.88	0.6		0.659	0.888
	40	0.9	0.5		0.577	0.779
	50	0.96	0.54		0.447	0.837
	60	0.91	0.52		0.405	0.861

Tabel 4.7. kapasitas daya dukung tiang kelompok dengan beban vertikal (V)
dari formasi A dan B

n	ϕ (cm)	Formasi	A (m)	Qt (kN)	Qpg (kN)	Qs (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	V (kN)	Pi (kN)
2	20	A	0.2	1488.18	212.59	106.295	0	5.77	150	96.785
	30		0.45	2240.325	320.046	160.023	0	19.499		120.746
	40		0.72	2747.304	392.472	196.336	0	40.488		151.978
	50		1.15	3509.115	501.302	250.651	0	81.247		190.114
	60		1.62	4149.954	592.85	296.425	0	136.496		236.815
2	20	B	0.2	1488.18	212.59	106.295	5.776	0	150	96.156
	30		0.45	2240.325	320.046	160.023	19.499	0		119.918
	40		0.72	2747.472	392.472	196.336	40.443	0		145.585
	50		1.15	3509.115	501.302	250.651	81.248	0		189.012
	60		1.62	4149.954	592.851	296.425	136.496	0		235.578
3	20	A	0.36	2481.732	354.533	118.177	0	11.555	250	104.646
	30		0.81	3737.097	533.871	177.957	0	38.998		129.079
	40		1.28	4501.056	643.008	214.336	0	80.886		158.282
	50		2.05	5527.365	789.624	263.208	0	162.495		200.104
	60		2.88	6803.136	971.877	323.959	0	272.992		248.105
3	20	B	0.81	2382.777	340.397	113.466	21.948	11.555	250	110.164
	30		1.89	3610.413	515.773	171.924	73.447	38.999		142.843
	40		2.56	4325.552	617.65	205.883	152.528	80.886		174.606
	50		4.035	5586.899	798.128	266.043	305.13	162.495		222.079
	60		5.76	6588.432	941.205	313.735	361.389	272.992		274.733
4	20	A	1	2516.1	359.443	89.861	11.55	11.55	350	111.144
	30		2.25	3814.425	544.917	136.229	38.99	38.99		126.662
	40		3.24	4606.308	658.044	164.511	80.886	80.886		160.824
	50		5.29	5947.593	849.656	212.414	162.495	162.495		187.064
	60		7.29	7039.953	1005.708	251.427	272.992	272.992		242.543
4	20	B	2.394	3575.917	510.845	127.711	16.321	34.665	350	119.222
	30		5.373	5459.57	779.938	194.984	54.923	116.816		145.559
	40		7.584	6563.261	937.609	234.404	113.818	242.659		176.3713
	50		12.464	8548.996	1221.285	305.321	229.298	487.485		221.559
	60		17.088	10151.626	1450.232	362.558	384.788	818.974		246.752
5	20	A	3.24	4606.308	658.044	131.608	23.11	23.11	450	118.87
	30		7.29	7039.953	1005.708	201.142	77.998	77.998		146.346
	40		10.24	8429.568	1204.224	240.845	161.773	161.773		177.216
	50		16.81	10998.537	1571.219	314.244	324.99	324.99		222.67
	60		23.04	13056.768	1865.253	373.051	545.983	545.983		273.654
5	20	B	3.458	4618.015	659.716	131.943	19.644	46.221	450	120.123
	30		7.761	7065.246	1009.321	201.864	65.908	155.995		148.509
	40		10.902	8465.117	1209.302	241.86	136.582	323.546		179.876
	50		17.936	11059.003	1579.858	315.972	275.158	649.98		203.858
	60		28.704	13360.925	1908.704	381.741	461.746	1091.966		278.418

n	ϕ (cm)	Formasi	A (m)	Qt (kN)	Qpg (kN)	Qs (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	V (kN)	Pi (kN)
6	20	A	1.8	3544.02	506.288	84.381	11.555	23.11	550	114.697
	30		4.05	5388.525	769.789	128.298	38.999	77.998		137.414
	40		5.76	6465.312	923.616	153.936	80.886	161.773		165.389
	50		9.43	8386.071	1198.01	199.668	162.495	324.996		204.022
	60		12.96	9929.952	1418.565	236.428	272.992	545.983		248.987
6	20	B	6.396	6745.705	963.672	160.612	57.198	46.221	550	122.662
	30		14.352	10374.062	1482.009	247.002	192.264	155.995		151.913
	40		19.964	12399.107	1771.301	295.217	370.922	323.546		182.268
	50		32.922	15926.711	2275.244	379.207	801.642	649.98		230.363
	60		44.988	2275.244	2772.345	462.058	1349.358	1091.966		314.309

Tabel 4.8. Penurunan dan Efisiensi tiang kelompok dengan beban vertikal (V) dari formasi A dan B

n	ϕ (cm)	Formasi	A (m)	Qs (kN)	V (kN)	qn (kg/cm)	Si (cm)	Eq
2	20	A	0.2	106.295	150	9.459	2.481	0.992
	30		0.45	160.023		5.219	2.077	0.922
	40		0.72	196.336		4.219	2.027	0.911
	50		1.15	250.651		3.306	2.024	0.914
	60		1.62	296.425		2.924	2.113	0.911
2	20	B	0.2	106.295	150	9.616	0.996	0.992
	30		0.45	160.023		5.329	0.927	0.922
	40		0.72	196.336		4.128	1.764	0.913
	50		1.15	250.651		3.287	1.781	0.913
	60		1.62	296.425		2.909	1.833	0.911
3	20	A	0.36	118.177	250	8.679	4.169	0.896
	30		0.81	177.957		4.753	3.311	0.896
	40		1.28	214.336		3.689	3.48	0.882
	50		2.05	263.208		2.985	3.17	0.885
	60		2.88	323.959		2.571	3.174	0.882
3	20	B	0.81	113.466	250	4.225	2.059	0.818
	30		1.89	171.924		2.266	1.631	0.818
	40		2.56	205.883		2.013	1.729	0.793
	50		4.035	266.043		1.547	1.075	0.798
	60		5.76	313.735		1.431	1.874	0.793

n	ϕ (cm)	Formasi	A (m)	Qs (kN)	V (kN)	qn (kg/cm)	Si (cm)	Eq
4	20	A	1	89.861	350	4.375	1.317	0.844
	30		2.25	136.229		2.331	1.079	0.844
	40		3.24	164.511		1.608	0.904	0.823
	50		5.29	212.414		1.48	1.036	0.828
	60		7.29	251.427		1.33	1.106	0.823
4	20	B	2.394	127.711	350	1.972	1.383	0.805
	30		5.373	194.984		1.104	1.161	0.805
	40		7.584	234.404		0.93	1.129	0.778
	50		12.464	305.321		0.711	1.12	0.784
	60		17.088	362.558		0.637	1.167	0.778

5	20	A	3.24	131.608	450	1.834	1.031	0.792
	30		7.29	201.142		1.003	0.834	0.792
	40		10.24	240.845		0.865	0.845	0.763
	50		16.81	314.244		0.695	0.839	0.77
	60		23.04	373.051		0.594	0.821	0.763
5	20	B	3.458	131.943	450	1.737	1.593	0.797
	30		7.761	201.864		0.957	1.288	0.797
	40		10.902	241.86		0.822	1.11	0.769
	50		17.936	315.972		0.631	1.181	0.775
	60		28.704	381.741		0.485	1.032	0.769

6	20	A	1.8	84.381	550	3.823	1.877	0.818
	30		4.05	128.298		2.035	1.483	0.818
	40		5.76	153.936		1.722	1.479	0.793
	50		9.43	199.668		1.298	1.416	0.798
	60		12.96	236.428		1.152	1.436	0.793
6	20	B	6.396	160.612	550	1.173	1.058	0.771
	30		14.352	247.002		0.659	0.888	0.771
	40		19.964	295.217		0.577	0.779	0.74
	50		32.922	379.207		0.447	0.837	0.747
	60		44.988	462.058		0.405	0.861	0.74

Tabel 4.9. kapasitas daya dukung tiang kelompok dengan beban vertikal (V)
dari formasi A dan B

n	ϕ (cm)	Formasi	A (m2)	Qt (kN)	Qpg (kN)	Qs (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	V (kN)	Pi (kN)
2	20	A	0.2	1488.18	212.59	106.295	0	5.77	150	96.785
	30		0.45	2240.325	320.046	160.023	0	19.499		120.746
	40		0.72	2747.304	392.472	196.336	0	40.488		151.978
	50		1.15	3509.115	501.302	250.651	0	81.247		190.114
	60		1.62	4149.954	592.85	296.425	0	136.496		236.815
2	20	B	0.2	1488.18	212.59	106.295	5.776	0	150	96.156
	30		0.45	2240.325	320.046	160.023	19.499	0		119.918
	40		0.72	2747.472	392.472	196.336	40.443	0		145.585
	50		1.15	3509.115	501.302	250.651	81.248	0		189.012
	60		1.62	4149.954	592.851	296.425	136.496	0		235.578
3	20	A	0.36	2481.732	354.533	118.177	0	11.555	150	71.313
	30		0.81	3737.097	533.871	177.957	0	38.998		95.746
	40		1.28	4501.056	643.008	214.336	0	80.886		124.949
	50		2.05	5527.365	789.624	263.208	0	162.495		166.771
	60		2.88	6803.136	971.877	323.959	0	272.992		214.272
3	20	B	0.81	2382.777	340.397	113.466	21.948	11.555	150	76.831
	30		1.89	3610.413	515.773	171.924	73.447	38.999		106.509
	40		2.56	4325.552	617.65	205.883	152.528	80.886		141.273
	50		4.035	5586.899	798.128	266.043	305.13	162.495		188.746
	60		5.76	6588.432	941.205	313.735	361.389	272.992		241.462
4	20	A	1	2516.1	359.443	89.861	11.55	11.55	150	61.144
	30		2.25	3814.425	544.917	136.229	38.99	38.99		101.623
	40		3.24	4606.308	658.044	164.511	80.886	80.886		110.823
	50		5.29	5947.593	849.656	212.414	162.495	162.495		137.064
	60		7.29	7039.953	1005.708	251.427	272.992	272.992		192.543
4	20	B	2.394	3575.917	510.845	127.711	16.321	34.665	150	80.494
	30		5.373	5459.57	779.938	194.984	54.923	116.816		95.559
	40		7.584	6563.261	937.609	234.404	113.818	242.659		126.379
	50		12.464	8548.996	1221.285	305.321	229.298	487.485		171.559
	60		17.088	10151.63	1450.232	362.558	384.788	818.974		222.073
5	20	A	3.24	4606.308	658.044	131.608	23.11	23.11	150	58.869
	30		7.29	7039.953	1005.708	201.142	77.998	77.998		86.346
	40		10.24	8429.568	1204.224	240.845	161.773	161.773		117.216
	50		16.81	10998.54	1571.219	314.244	324.99	324.99		162.669
	60		23.04	13056.77	1865.253	373.051	545.983	545.983		213.65
5	20	B	3.458	4618.015	659.716	131.943	19.644	46.221	150	60.123
	30		7.761	7065.246	1009.321	201.864	65.908	155.995		88.509
	40		10.902	8465.117	1209.302	241.86	136.582	323.546		119.876
	50		17.936	11059	1579.858	315.972	275.158	649.98		143.872
	60		28.704	13360.93	1908.704	381.741	461.746	1091.966		218.418

n	ϕ (cm)	Formasi	A (m)	Qt (kN)	Qpg (kN)	Qs (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	V (kN)	Pi (kN)
6	20	A	1.8	3544.02	506.288	84.381	11.555	23.11	150	46.071
	30		4.05	5388.525	769.789	128.298	38.999	77.998		70.747
	40		5.76	6465.312	923.616	153.936	80.886	161.773		98.723
	50		9.43	8386.071	1198.01	199.668	162.495	324.996		137.355
	60		12.96	9929.952	1418.565	236.428	272.992	545.983		182.32
6	20	B	6.396	6745.705	963.672	160.612	57.198	46.221	150	55.995
	30		14.352	10374.06	1482.009	247.002	192.264	155.995		85.675
	40		19.964	12399.11	1771.301	295.217	370.922	323.546		115.601
	50		32.922	15926.71	2275.244	379.207	801.642	649.98		163.696
	60		44.988	2275.244	2772.345	462.058	1349.358	1091.966		241.643



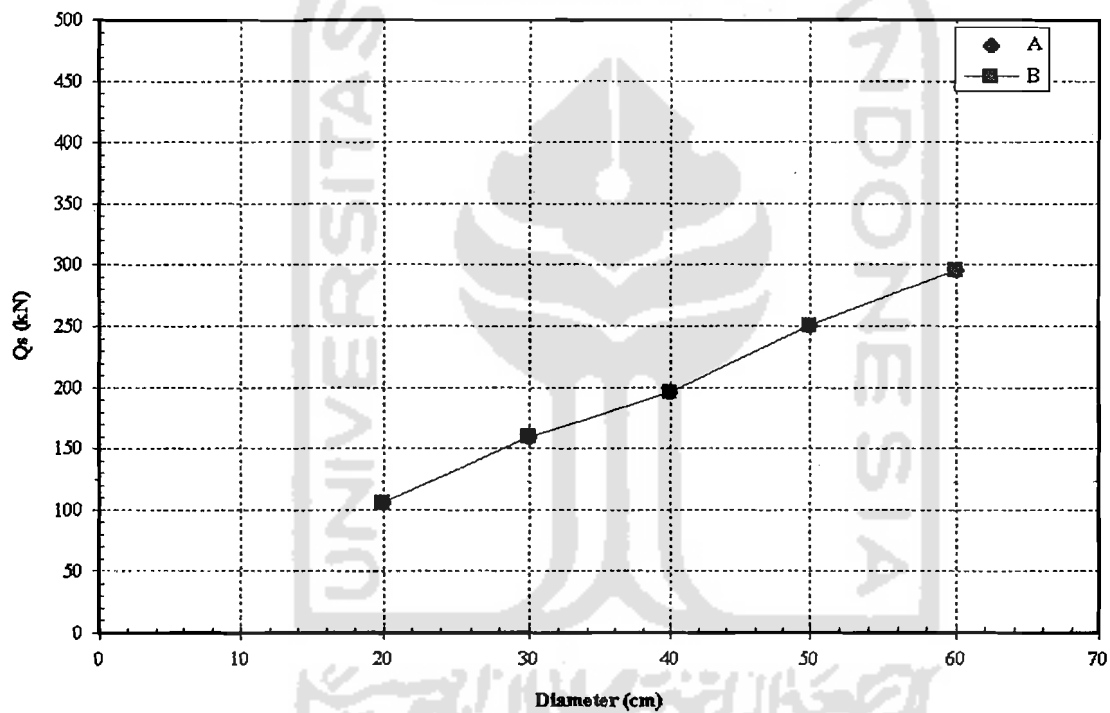
Tabel 4.10. Penurunan dan Efisiensi tiang kelompok dengan beban vertikal (V)
dari formasi A dan B

n	ϕ (cm)	Formasi	A (m)	Qs (kN)	V (kN)	qn (kg/cm)	Si (cm)	Eq
2	20	A	0.2	106.295	150	9.459	2.481	0.992
	30		0.45	160.023		5.219	2.077	0.922
	40		0.72	196.336		4.219	2.027	0.911
	50		1.15	250.651		3.306	2.024	0.914
	60		1.62	296.425		2.924	2.113	0.911
2	20	B	0.2	106.295	150	9.616	0.996	0.992
	30		0.45	160.023		5.329	0.927	0.922
	40		0.72	196.336		4.128	1.764	0.913
	50		1.15	250.651		3.287	1.781	0.913
	60		1.62	296.425		2.909	1.833	0.911
3	20	A	0.36	118.177	150	5.902	2.835	0.896
	30		0.81	177.957		2.85	1.985	0.896
	40		1.28	214.336		2.908	2.744	0.882
	50		2.05	263.208		2.424	2.639	0.885
	60		2.88	323.959		2.224	2.746	0.882
3	20	B	0.81	113.466	150	2.989	1.474	0.818
	30		1.89	171.924		1.738	1.251	0.818
	40		2.56	205.883		1.623	1.394	0.793
	50		4.035	266.043		1.315	1.447	0.798
	60		5.76	313.735		1.257	1.646	0.793
4	20	A	1	89.861	150	2.376	0.715	0.844
	30		2.25	136.229		1.442	0.668	0.844
	40		3.24	164.511		1.108	0.623	0.823
	50		5.29	212.414		1.103	0.772	0.828
	60		7.29	251.427		1.056	0.879	0.823
4	20	B	2.394	127.711	150	1.136	0.796	0.805
	30		5.373	194.984		0.725	0.763	0.805
	40		7.584	234.404		0.666	0.808	0.778
	50		12.464	305.321		0.551	0.867	0.784
	60		17.088	362.558		0.519	0.952	0.778

n	ϕ (cm)	Formasi	A (m)	Qs (kN)	V (kN)	qn (kg/cm)	Si (cm)	Eq
5	20	A	3.24	131.608	150	0.908	0.511	0.792
	30		7.29	201.142		0.592	0.492	0.792
	40		10.24	240.845		0.572	0.553	0.763
	50		16.81	314.244		0.484	0.598	0.77
	60		23.04	373.051		0.464	0.642	0.763
5	20	B	3.458	131.943	150	0.869	0.784	0.797
	30		7.761	201.864		0.57	0.767	0.797
	40		10.902	241.86		0.547	0.738	0.769
	50		17.936	315.972		0.464	0.868	0.775
	60		28.704	381.741		0.38	0.809	0.769
6	20	A	1.8	84.381	150	1.601	0.786	0.818
	30		4.05	128.298		1.048	0.764	0.818
	40		5.76	153.936		1.028	0.883	0.793
	50		9.43	199.668		0.874	0.953	0.798
	60		12.96	236.428		0.844	1.06	0.793
6	20	B	6.396	160.612	150	0.547	0.493	0.771
	30		14.352	247.002		0.382	0.514	0.771
	40		19.964	295.217		0.376	0.507	0.74
	50		32.922	379.207		0.325	0.608	0.747
	60		44.988	462.058		0.315	0.67	0.74

Tabel 4.11 nilai daya dukung tiang kelompok (Q_s (kN))
untuk jumlah tiang 2 dengan formasi A dan B

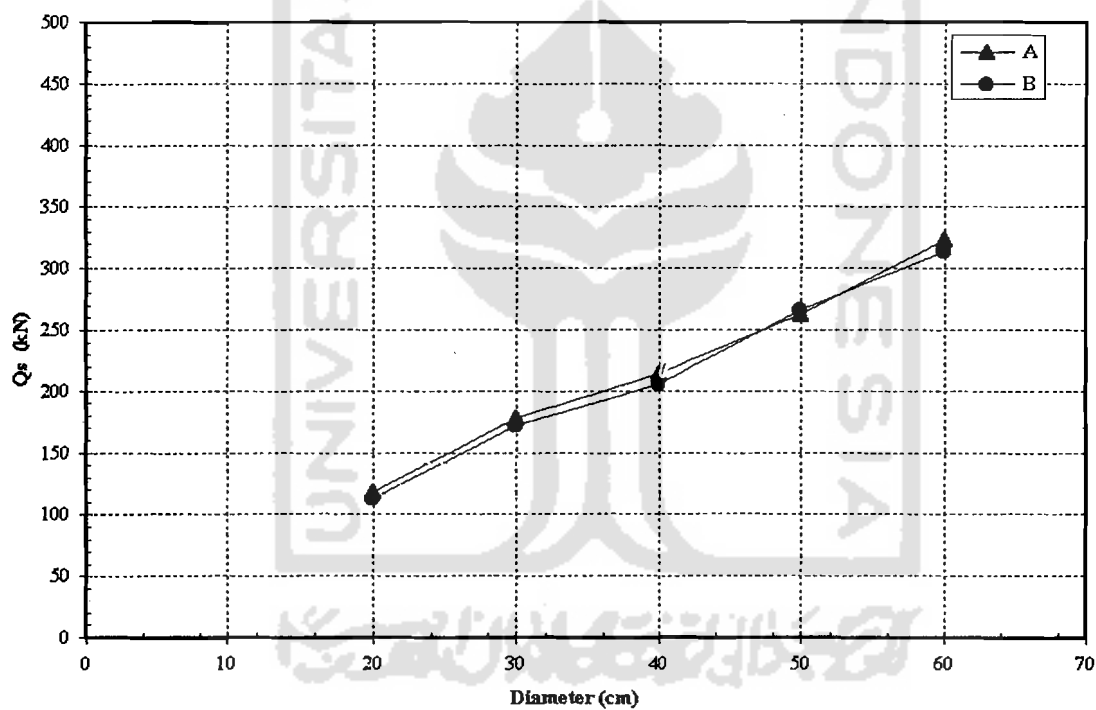
Dia.(cm)	Formasi	
	A	B
20	106.295	106.299
30	160.023	160.023
40	196.336	196.336
50	250.651	250.651
60	296.425	296.426



Gambar 4.1. grafik hubungan diameter dengan daya dukung

Tabel 4.12 nilai daya dukung tiang kelompok (Q_s (kN))
untuk jumlah tiang 3 dengan formasi A dan B

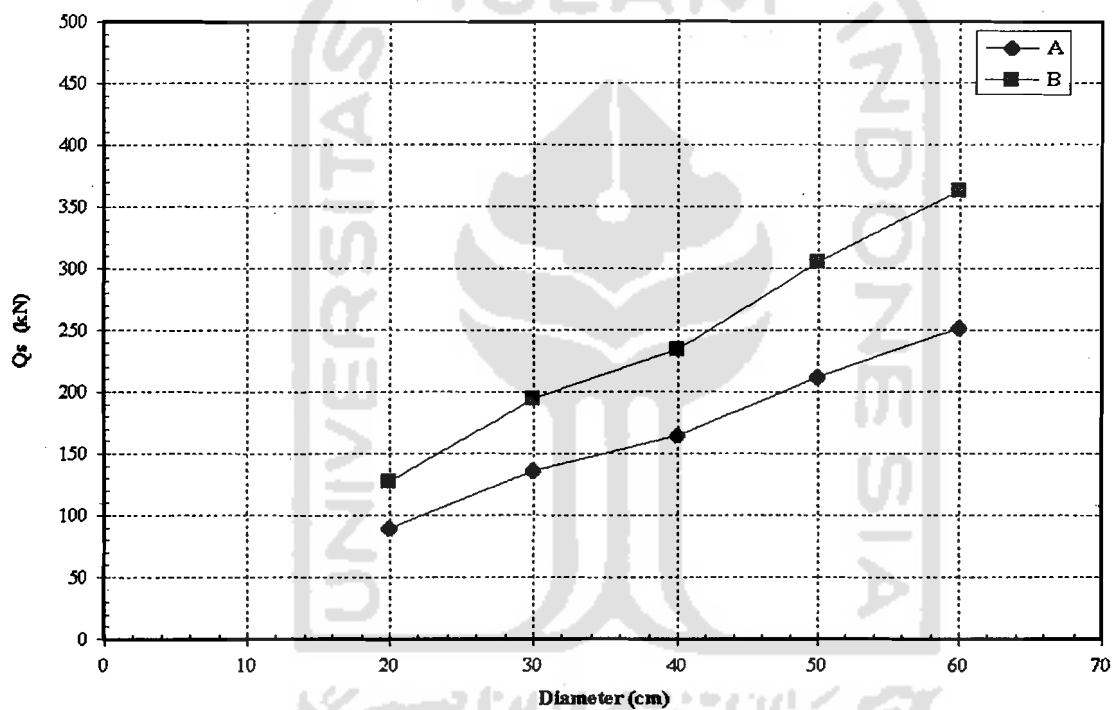
Dia.(cm)	Formasi	
	A	B
20	118.177	113.466
30	177.957	171.924
40	214.336	205.883
50	263.208	266.043
60	323.959	313.735



Grafik 4.2. grafik hubungan diameter dengan daya dukung

Tabel 4.13 nilai daya dukung tiang kelompok ($Q_s(kN)$)
untuk jumlah tiang 4 dengan formasi A dan B

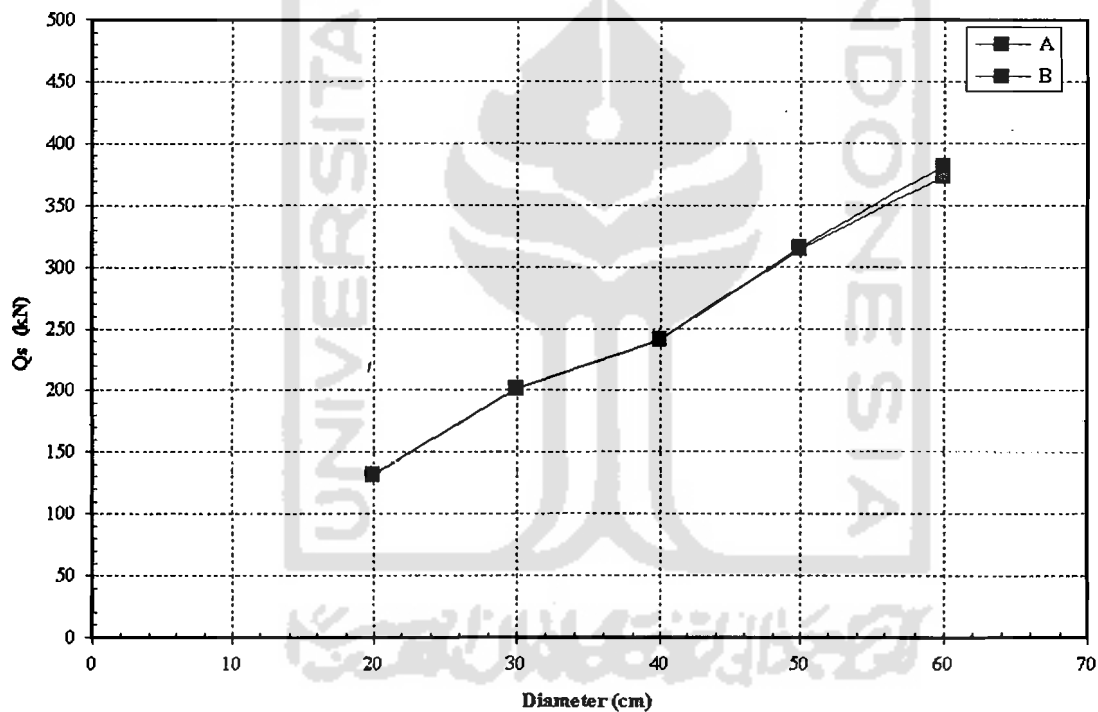
Dia.(cm)	Formasi	
	A	B
20	89.861	127.711
30	136.229	194.984
40	164.511	234.404
50	212.414	305.321
60	251.427	362.558



Gambar 4.3. grafik hubungan diameter dengan daya dukung

Tabel 4.14 nilai daya dukung tiang kelompok (Q_s (kN))
untuk jumlah tiang 5 dengan formasi A dan B

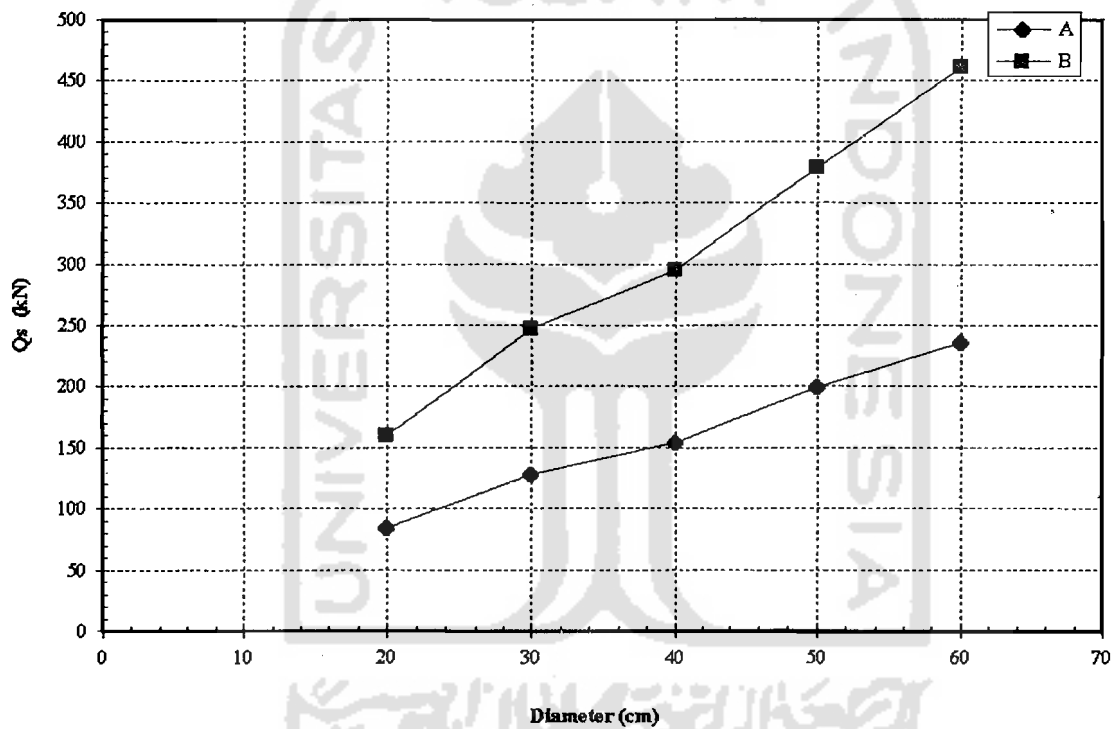
Dia.(cm)	Formasi	
	A	B
20	131.608	131.943
30	201.142	201.864
40	240.845	241.86
50	314.244	315.972
60	373.051	381.741



Grafik 4.4. grafik hubungan diameter dengan daya dukung

Tabel 4.15 nilai daya dukung tiang kelompok (Q_s (kN))
untuk jumlah tiang 6 dengan formasi A dan B

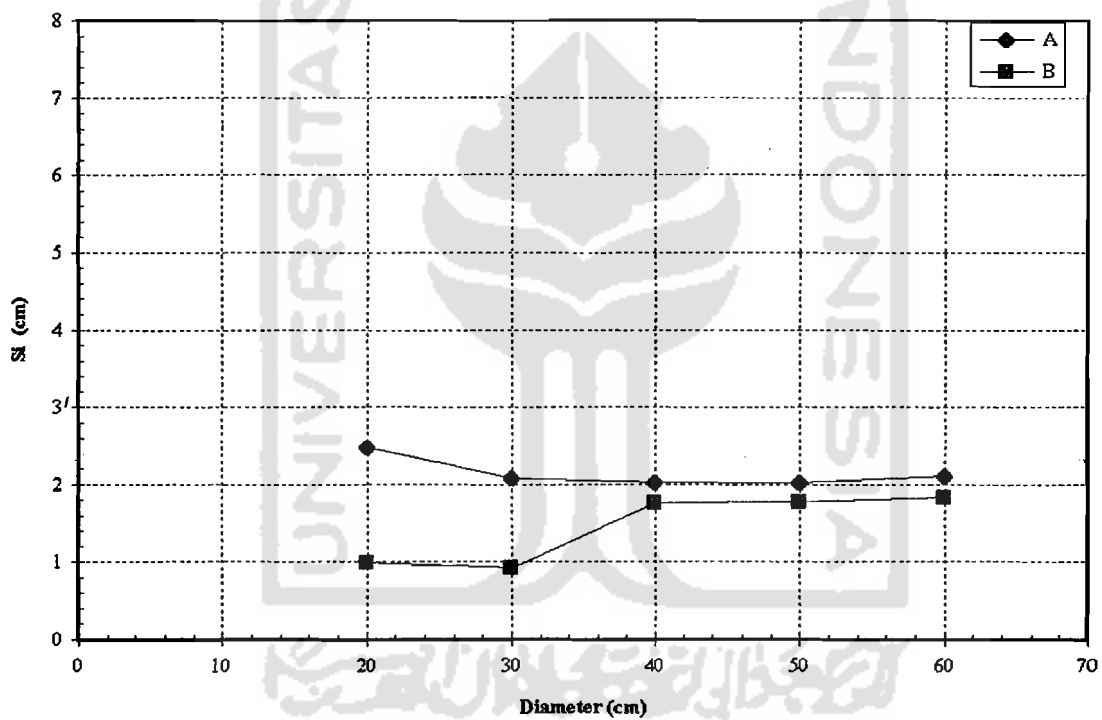
Dia. (cm)	Formasi	
	A	B
20	84.381	160.612
30	128.298	247.002
40	153.936	295.217
50	199.668	379.207
60	236.428	462.058



Gambar 4.5. grafik hubungan diameter dengan daya dukung

Tabel 4.16 nilai penurunan tiang kelompok (cm) untuk jumlah tiang 2 dengan formasi A dan B

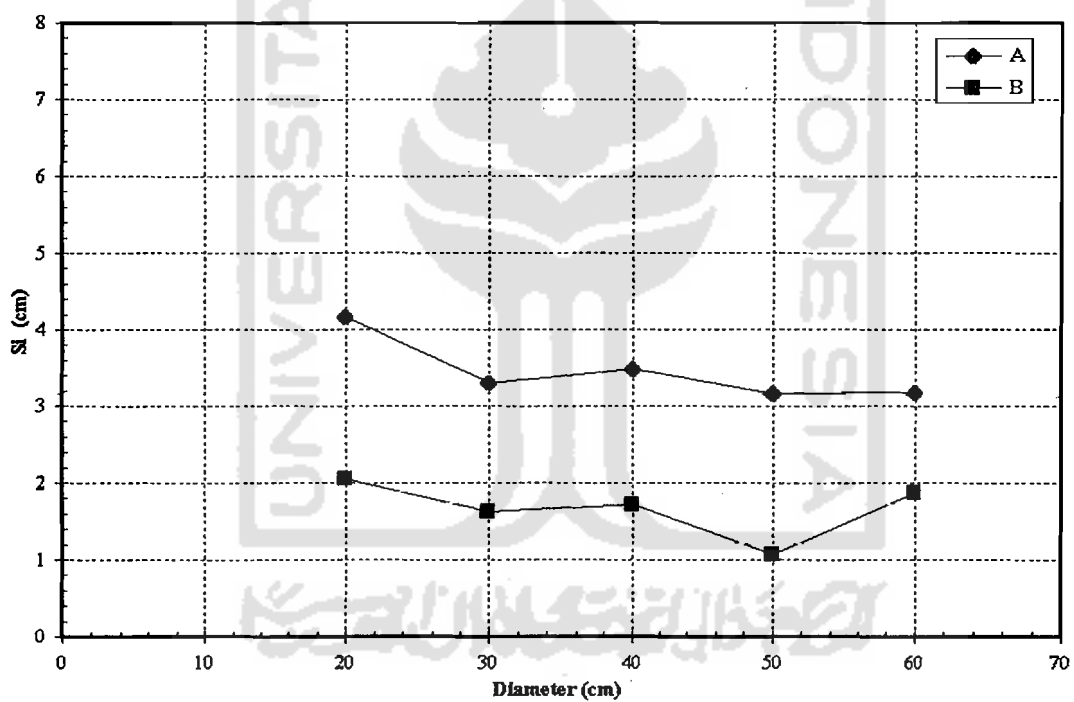
Dia. (cm)	Formasi	
	A	B
20	2.481	0.996
30	2.077	0.927
40	2.027	1.764
50	2.024	1.781
60	2.113	1.833



Gambar 4.6. Grafik hubungan diameter dengan nilai penurunan

Tabel 4.17 nilai penurunan tiang kelompok (cm) untuk jumlah tiang 3 dengan formasi A dan B

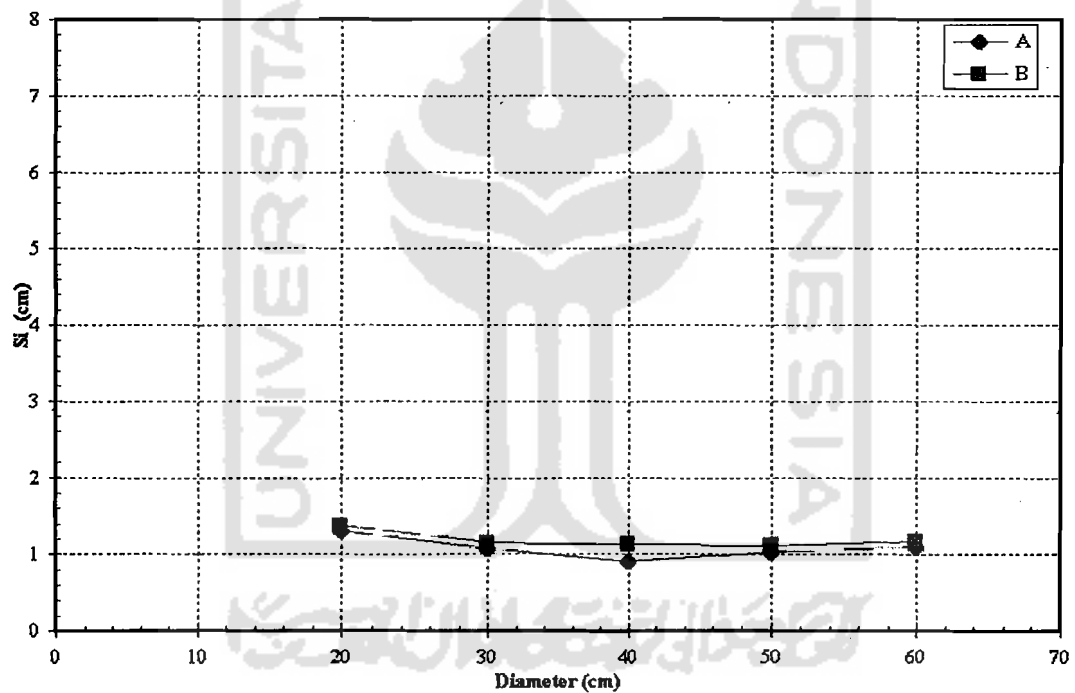
Dia. (cm)	Formasi	
	A	B
20	4.169	2.059
30	3.311	1.631
40	3.48	1.729
50	3.17	1.075
60	3.174	1.874



Gambar 4.7. Grafik hubungan diameter dengan nilai penurunan

Tabel 4.18 nilai penurunan tiang kelompok (cm) untuk jumlah tiang 4 dengan formasi A dan B

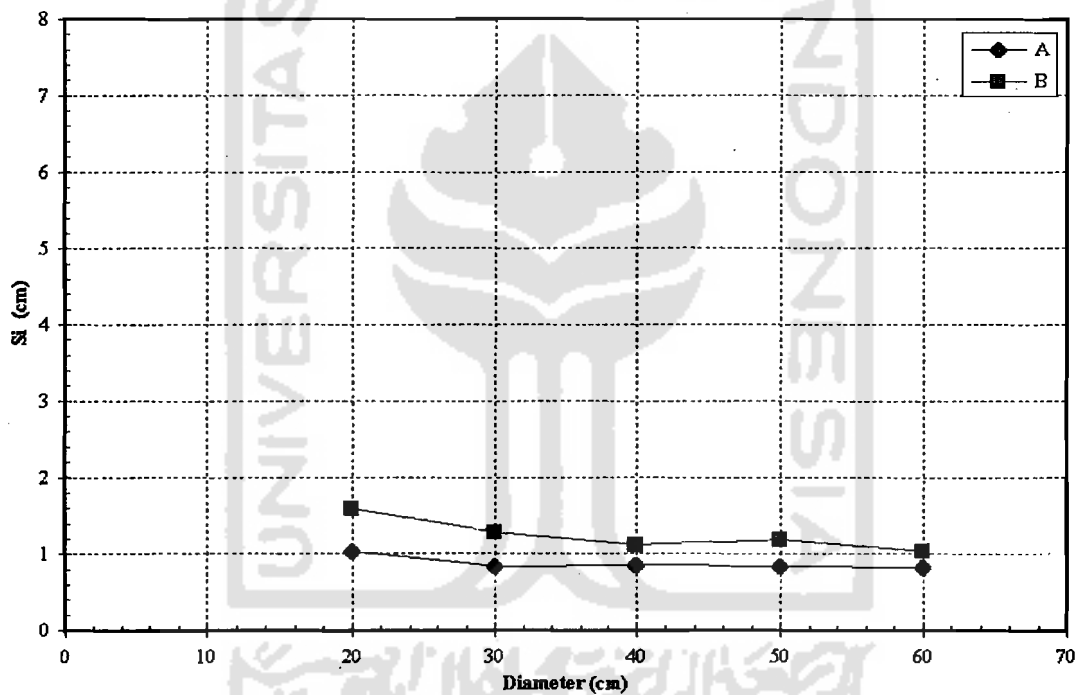
Dia. (cm)	Formasi	
	A	B
20	1.317	1.383
30	1.079	1.161
40	0.904	1.129
50	1.036	1.12
60	1.106	1.167



Gambar 4.8. Grafik hubungan diameter dengan nilai penurunan

Tabel 4.19 nilai penurunan tiang kelompok (cm) untuk jumlah tiang 5 dengan formasi A dan B

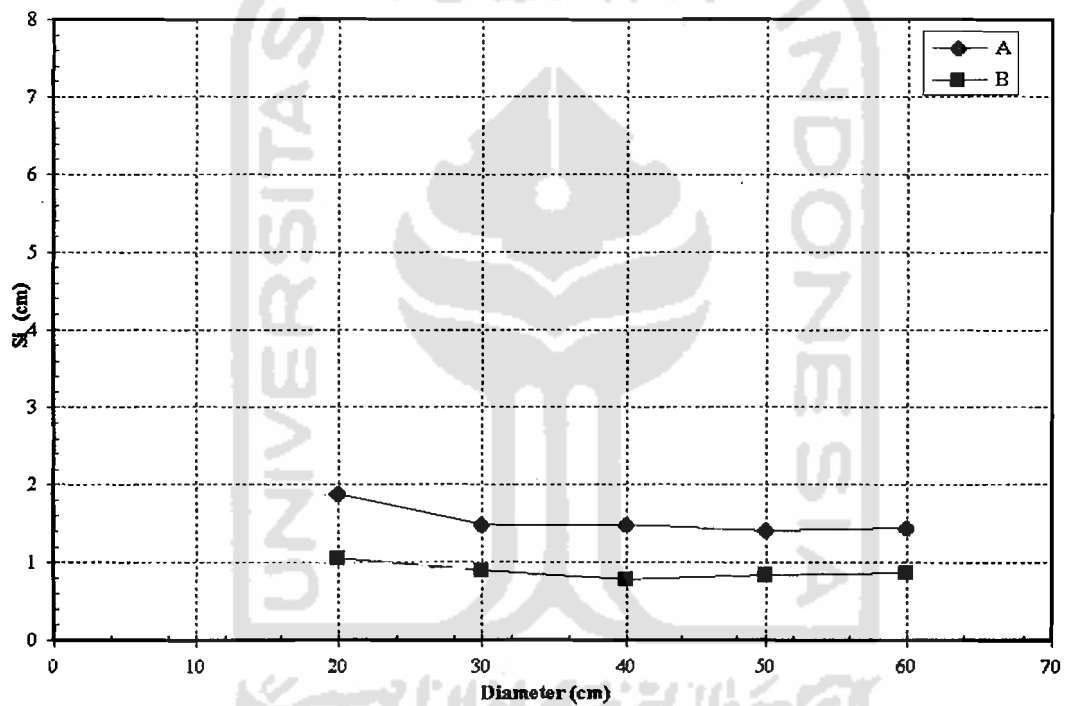
Dia. (cm)	Formasi	
	A	B
20	1.031	1.593
30	0.834	1.288
40	0.845	1.11
50	0.839	1.181
60	0.821	1.032



Gambar 4.9. Grafik hubungan diameter dengan nilai penurunan

Tabel 4.20 nilai penurunan tiang kelompok (cm) untuk jumlah tiang 6 dengan formasi A dan B

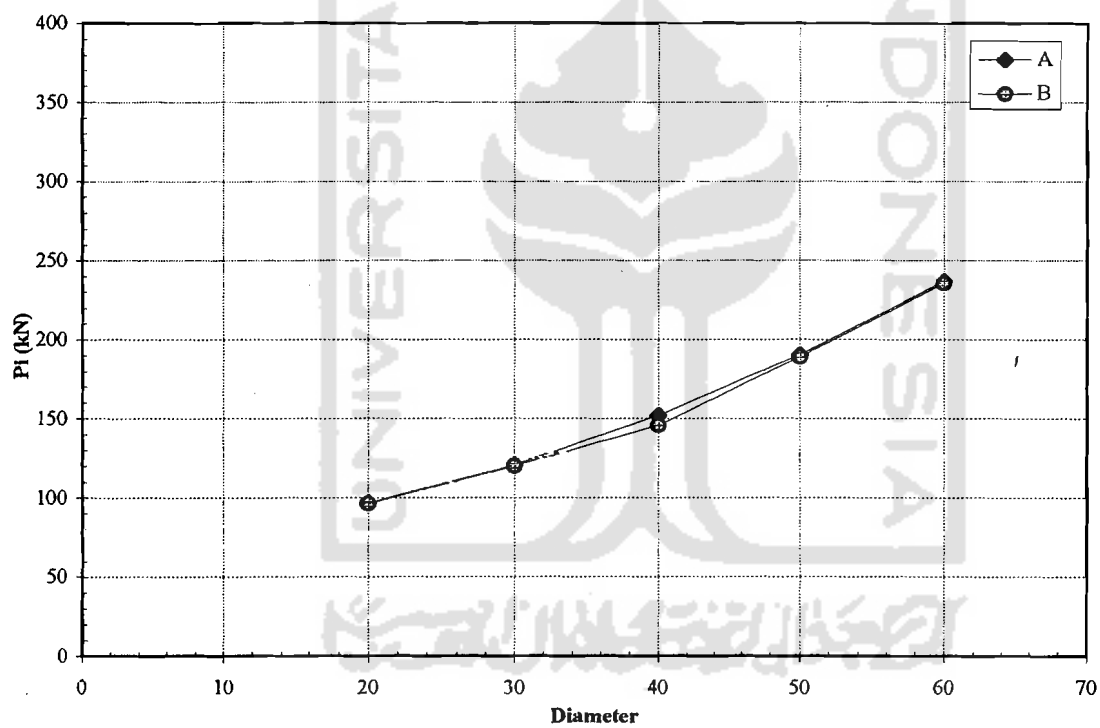
Dia. (cm)	Formasi	
	A	B
20	1.877	1.058
30	1.483	0.888
40	1.479	0.779
50	1.416	0.837
60	1.436	0.861



Gambar 4.10. Grafik hubungan diameter dengan nilai penurunan

Tabel 4.21 Beban yang dipikul dalam satu tiang kelompok (kN)
untuk jumlah tiang 2 dengan formasi A dan B

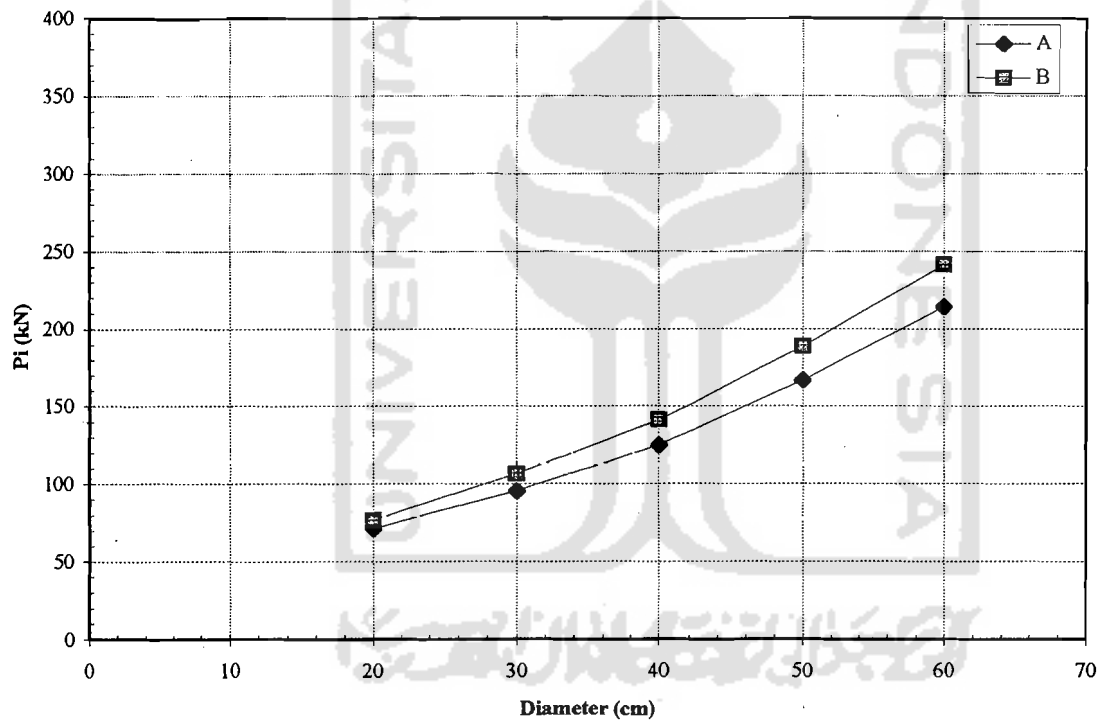
Dia.(cm)	Formasi	
	A	B
20	96.785	96.156
30	120.746	119.918
40	151.978	145.585
50	190.114	189.012
60	236.815	235.578



Gambar 4.11. Grafik hubungan diameter dengan Pi

Tabel 4.22 Beban yang dipikul dalam satu tiang kelompok (kN)
untuk jumlah tiang 3 dengan formasi A dan B

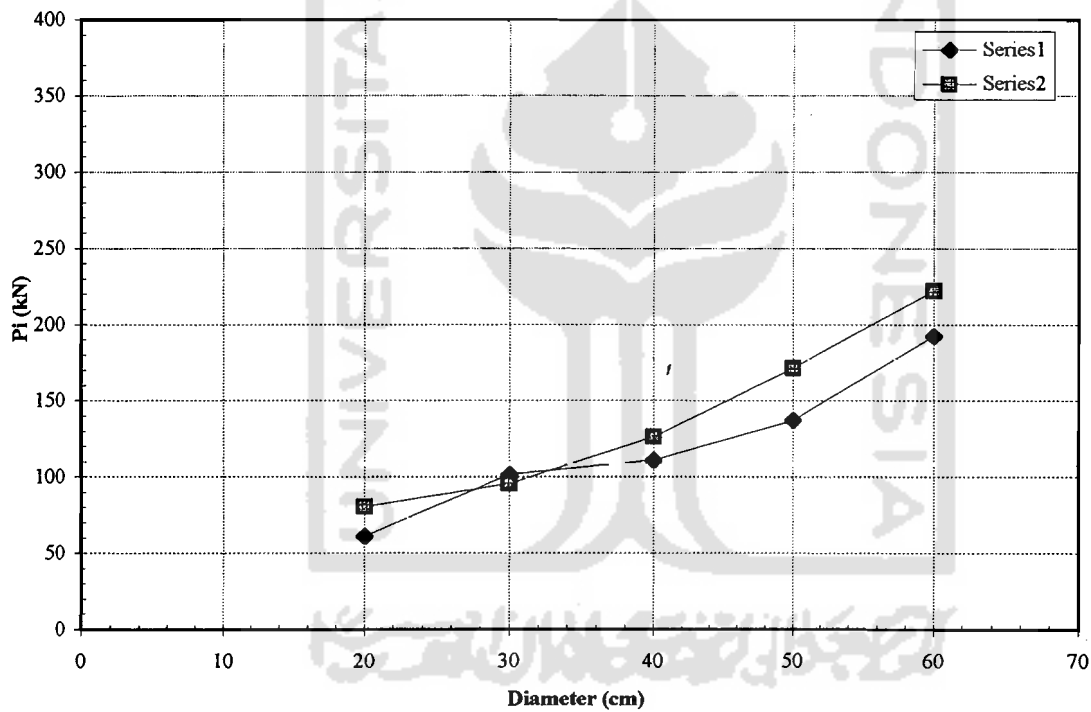
Dia.(cm)	Formasi	
	A	B
20	71.313	76.831
30	95.746	106.509
40	124.949	141.273
50	166.771	188.746
60	214.272	241.462



Gambar 4.12. Grafik hubungan diameter dengan Pi

Tabel 4.23 Beban yang dipikul dalam satu tiang kelompok (kN)
untuk jumlah tiang 4 dengan formasi A dan B

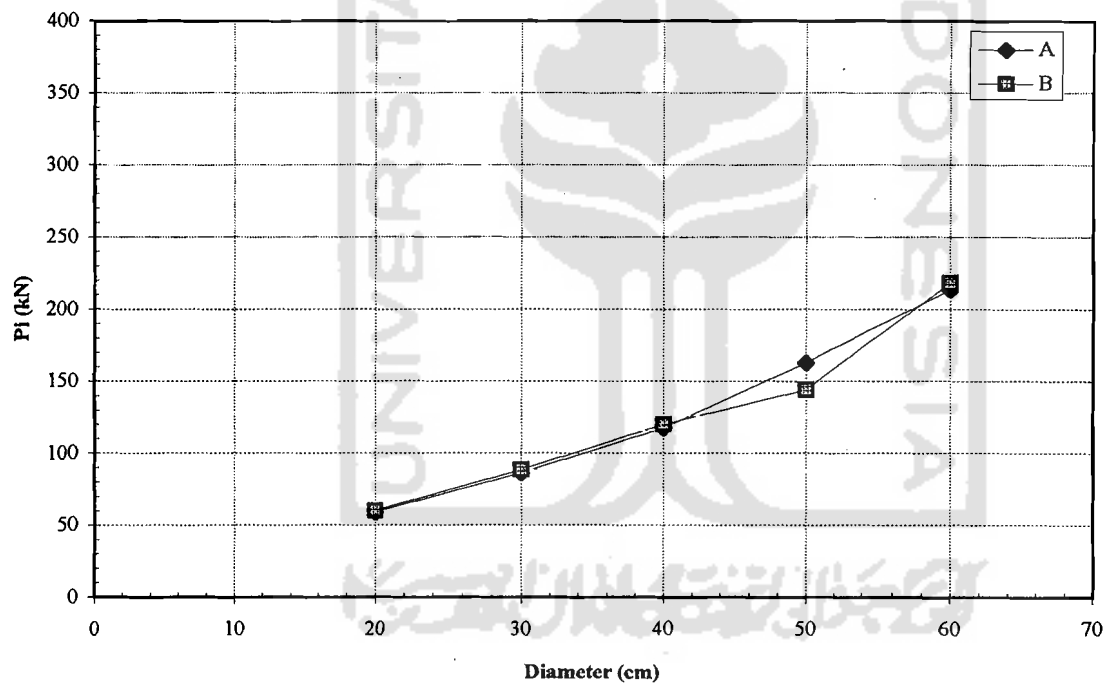
Dia.(cm)	Formasi	
	A	B
20	61.144	80.494
30	101.623	95.559
40	110.823	126.379
50	137.064	171.559
60	192.543	222.073



Gambar 4.13. Grafik hubungan diameter dengan Pi

Tabel 4.24 Beban yang dipikul dalam satu tiang kelompok (kN)
untuk jumlah tiang 5 dengan formasi A dan B

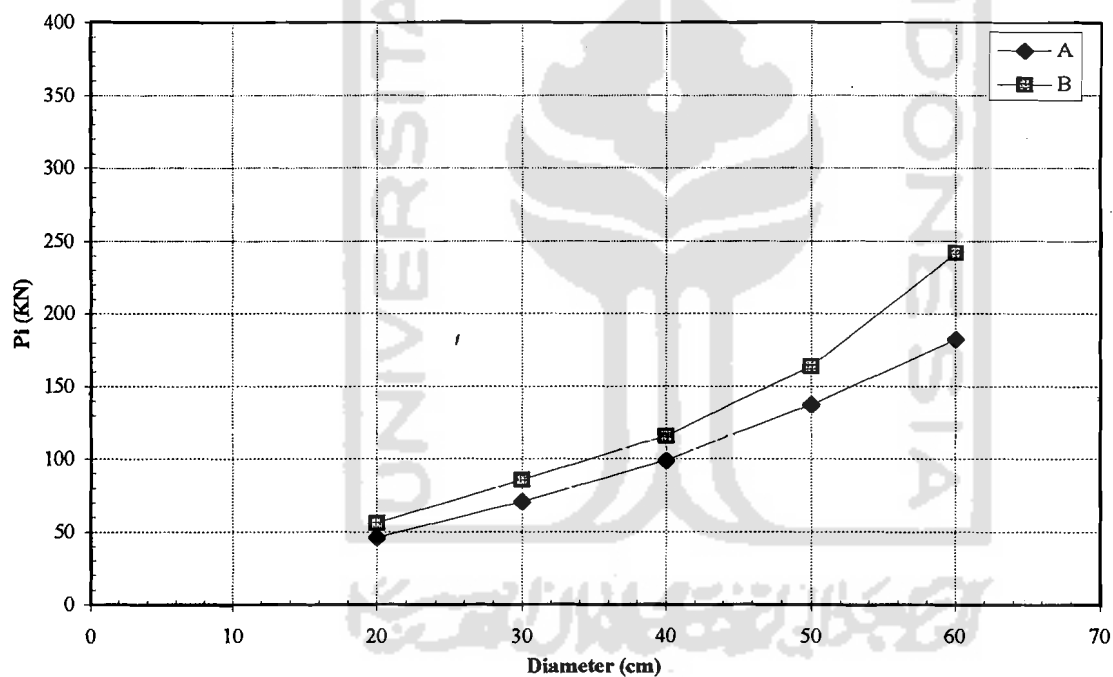
Dia.(cm)	Formasi	
	A	B
20	58.869	60.123
30	86.346	88.509
40	117.216	119.876
50	162.669	143.872
60	213.65	218.418



Gambar 4.14. Grafik hubungan diameter dengan Pi

Tabel 4.25 Beban yang dipikul dalam satu tiang kelompok (kN)
untuk jumlah tiang 6 dengan formasi A dan B

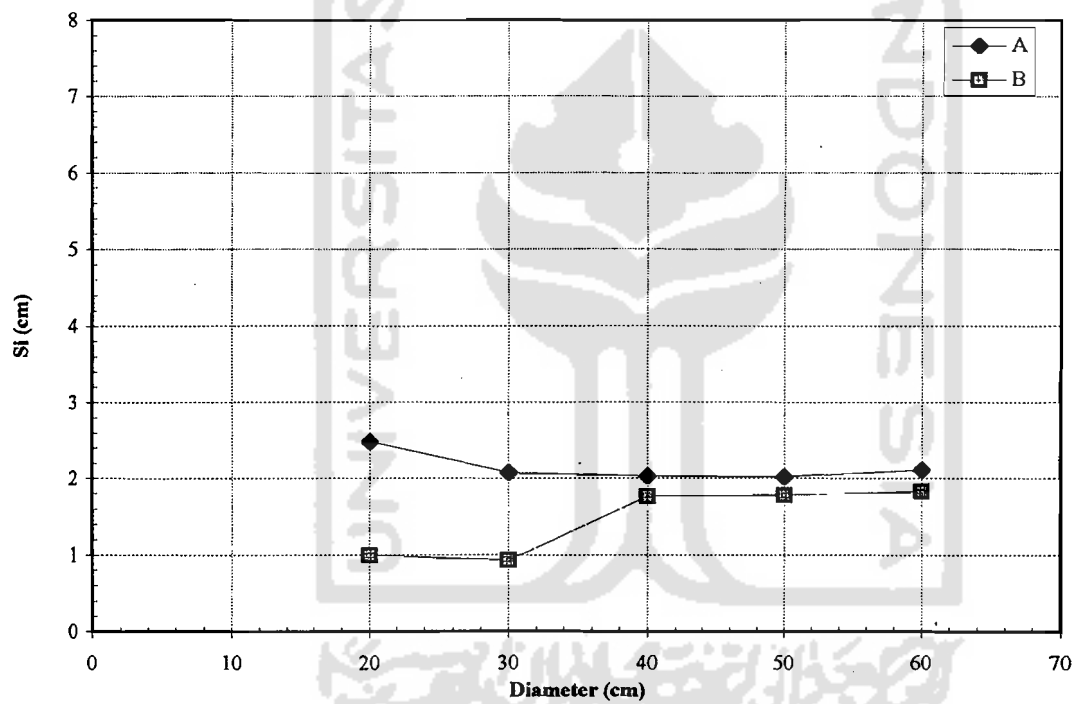
Dia.(cm)	Formasi	
	A	B
20	46.071	55.995
30	70.747	85.675
40	98.723	115.601
50	137.355	163.696
60	182.32	241.643



Gambar 4.15. Grafik hubungan diameter dengan Pi

Tabel 4.26 nilai penurunan tiang kelompok (cm) untuk jumlah tiang 2 dengan formasi A dan B

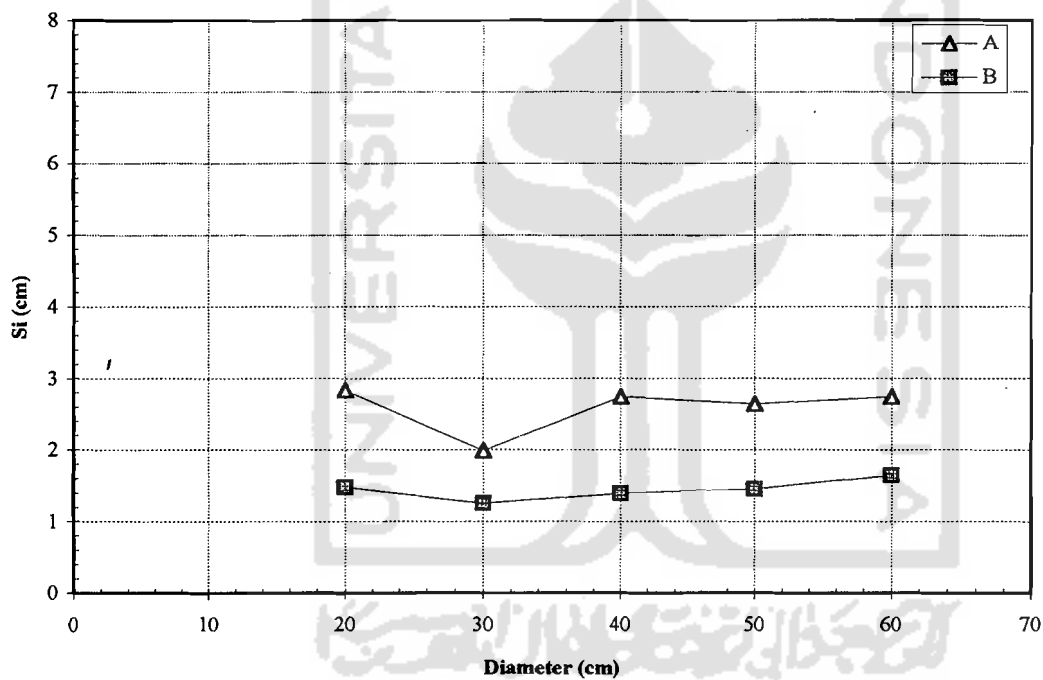
Dia. (cm)	Formasi	
	A	B
20	2.481	0.996
30	2.077	0.927
40	2.027	1.764
50	2.024	1.781
60	2.113	1.833



Gambar 4.16. grafik hubungan diameter dengan nilai penurunan

Tabel 4.27 nilai penurunan tiang kelompok (cm) untuk jumlah tiang 3 dengan formasi A dan B

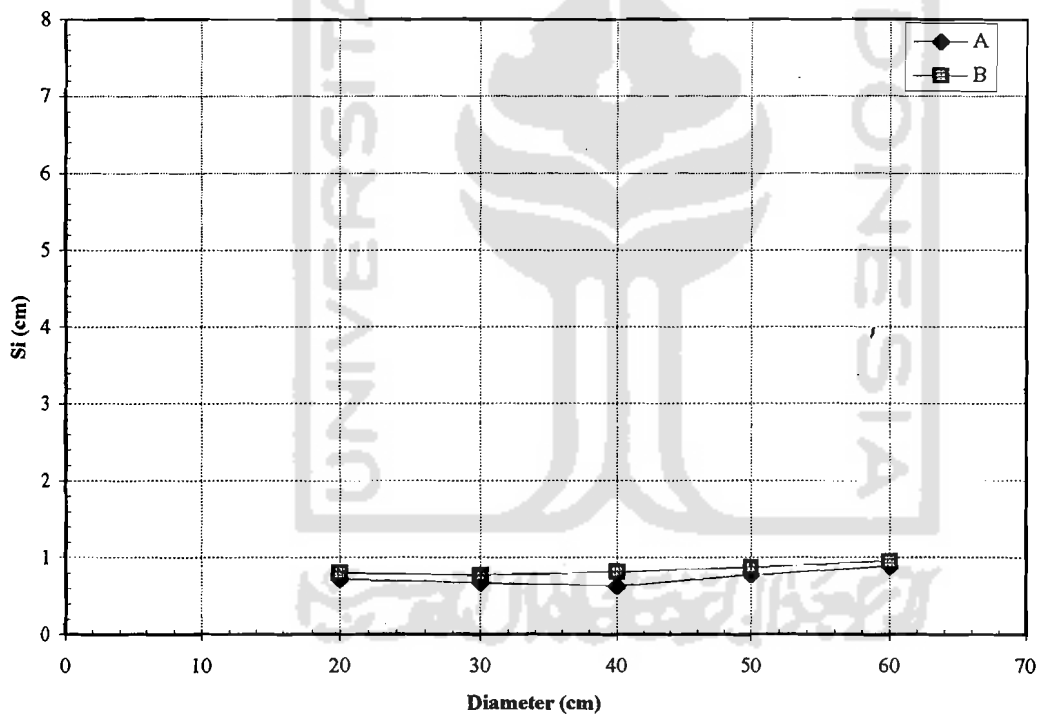
Dia. (cm)	Formasi	
	A	B
20	2.835	1.474
30	1.985	1.251
40	2.744	1.394
50	2.639	1.447
60	2.746	1.646



Gambar 4.17. grafik hubungan diameter dengan nilai penurunan

Tabel 4.28 nilai penurunan tiang kelompok (cm) untuk jumlah tiang 4 dengan formasi A dan B

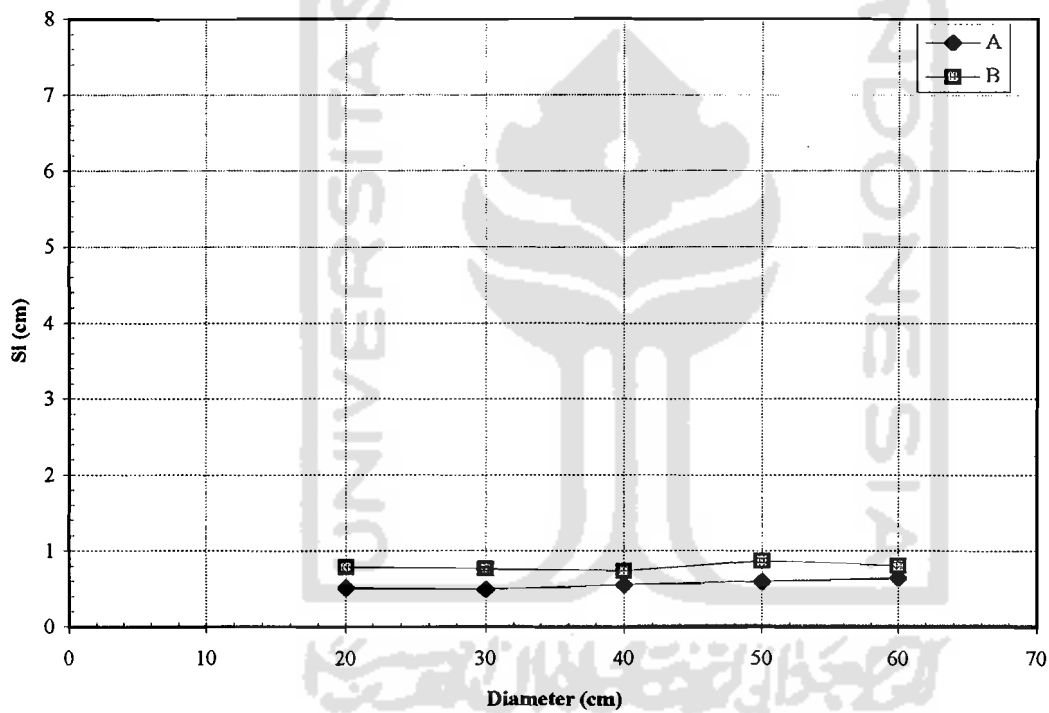
Dia. (cm)	Formasi	
	A	B
20	0.715	0.796
30	0.668	0.763
40	0.623	0.808
50	0.772	0.867
60	0.879	0.952



Gambar 4.18. grafik hubungan diameter dengan nilai penurunan

Tabel 4.29 nilai penurunan tiang kelompok (cm) untuk jumlah tiang 5 dengan formasi A dan B

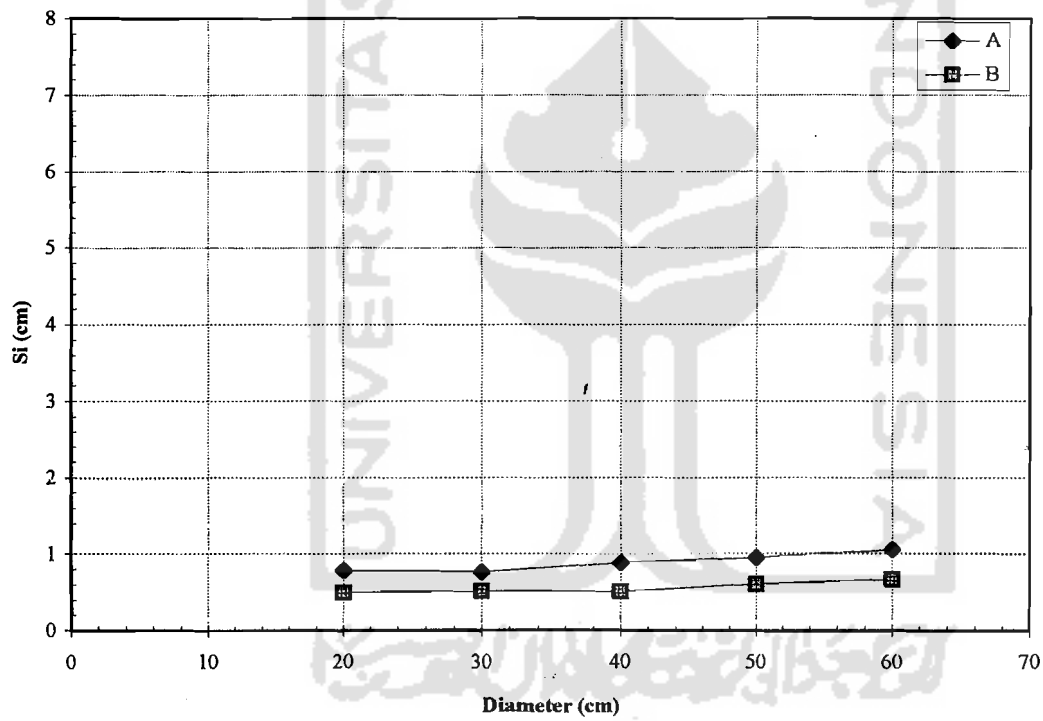
Dia. (cm)	Formasi	
	A	B
20	0.511	0.784
30	0.492	0.767
40	0.553	0.738
50	0.598	0.868
60	0.642	0.809



Gambar 4.19. grafik hubungan diameter dengan nilai penurunan

Tabel 4.30 nilai penurunan tiang kelompok (cm) untuk jumlah tiang 6 dengan formasi A dan B

Dia. (cm)	Formasi	
	A	B
20	0.786	0.493
30	0.764	0.514
40	0.883	0.507
50	0.953	0.608
60	1.06	0.67



Gambar 4.20. grafik hubungan diameter dengan nilai penurunan

BAB V

PEMBAHASAN

Perencanaan struktur pondasi pada tanah lunak menuntut ketelitian yang tinggi dalam perhitungannya. Hal ini disebabkan karena tanah lunak mempunyai kompresibilitas tinggi yang dapat menimbulkan penurunan dan keruntuhan struktur. Oleh karena itu dalam pemberian beban diperhitungkan secara cermat. Beban tersebut tidak boleh melebihi daya dukung yang diijinkan agar tidak menimbulkan hal-hal yang tidak diinginkan.

Besar daya dukung pondasi tiang kelompok pada tanah lempung tergantung pada daya kelekatan antara struktur pondasi dengan lapisan tanah. Kemampuan kelekatan tanah semakin meningkat dengan semakin dalamnya lapisan tanah. Daya dukung kelompok tiang selain dipengaruhi kelekatan juga dipengaruhi oleh tata letak tiang, yang dalam hal ini adalah mengenai pengaturan jaraknya. Bila jarak antara tiang kecil maka daya dukung kelompok akan lebih berpengaruh sehingga daya dukung tiang secara individu tidak dapat dimanfaatkan secara optimal. Sebaliknya bila jarak antara tiang diperbesar, daya dukung tiang secara individu dapat dimanfaatkan semaksimal mungkin.

Penurunan yang terjadi pada pondasi kelompok tiang sangat dipengaruhi oleh tekanan yang diterima pondasi yang disebut tekanan netto. Formasi tiang mempengaruhi luas kelompok tiang. Semakin luas kelompok tiang ($A = m^2$) maka tekanan yang diterima pondasi akan kecil daripada kekuatan tiang dalam menahan tekanan. Selain formasi, poer juga mempengaruhi penurunan, meskipun pengaruhnya kecil namun dalam perencanaan pondasi harus diperhitungkan dengan cermat agar tidak memberikan penambahan beban yang besar pada kelompok tiang.

V.1. Daya dukung kelompok tiang

Kemampuan daya dukung kelompok tiang merupakan parameter besarnya beban yang dapat dipikul oleh pondasi. Analisis daya dukung kelompok tiang dilakukan dengan terlebih dulu mengetahui data-data tanah, dimensi tiang dan poer, jarak antara tiang, kedalaman pondasi dan data pendukung seperti mutu beton. Analisis daya dukung kelompok tiang diperhitungkan dengan perubahan formasi tiang dan bentuk poer, variasi jumlah dan diameter tiang.

Hasil analisis menunjukkan bahwa semakin besar diameter tiang yang digunakan ternyata daya dukung dan beban maksimalnya (P_i) semakin besar. Daya dukung tersebut antara lain untuk kelompok tiang dengan jumlah tiang 2 (dari formasi A, beban $V=150$ kN), dengan memakai diameter 20 cm diperoleh daya dukung sebesar 106,295 kN dan P_i sebesar 98,785 kN. Dari tiang berdiameter 30 cm mempunyai daya dukung sebesar 160,023 kN dan beban maksimal P_i sebesar 120,746 kN.

Formasi tiang juga sangat berpengaruh terhadap besar kecilnya daya dukung kelompok tiang. Formasi tiang mempengaruhi bentuk dan luas *Poer*, semakin luas

kelompok tiang maka semakin luas pula *Poer*-nya. Dari analisis ini diperoleh nilai daya dukung yang beragam. Untuk jumlah tiang 2 ($n=2$) dengan formasi A dan B dengan variasi diameter (\varnothing 20 cm sampai \varnothing 60 cm) diperoleh daya dukung yang sama dengan beban maksimal (P_i) formasi A lebih besar dari formasi B. Formasi tiang dengan jumlah tiang 3, daya dukung tiang yang terjadi dari formasi A rata-rata lebih besar daripada formasi B akan tetapi beban maksimum yang dapat dipikul oleh kelompok tiang dengan formasi B lebih besar, sehingga formasi B lebih menguntungkan. Dari formasi A ($V = 150$ kN) dengan jumlah tiang 3 berdiameter 20 cm diperoleh Q_s sebesar 118, 177 kN dan P_i sebesar 71,313 kN sedangkan formasi B dengan jumlah tiang dan diameter sama diperoleh daya dukung sebesar 113,466 kN dan P_i sebesar 76,831 kN.

Formasi kelompok tiang A dan B dengan jumlah tiang 4,5 dan 6, daya dukung yang diperoleh dengan formasi B rata-rata lebih besar, begitu juga dengan beban maksimum yang dapat diterima tiang. Ini disebabkan karena luas kelompok tiang untuk formasi B lebih besar sehingga daya dukung yang dihasilkan cukup besar.

Uraian di atas menunjukkan bahwa formasi tiang mempengaruhi luas dan keliling kelompok tiang. Semakin besar luas dan keliling dari suatu formasi kelompok tiang, makin besar pula daya dukungnya. Hal ini terlihat jelas pada kelompok tiang dengan jumlah tiang 6. Dengan memakai formasi A daya dukung kelompok tiang 6 dengan diameter 60 cm hanya sebesar 236,426 kN lebih kecil dari daya dukung kelompok tiang dengan jumlah tiang 2 berdiameter 60 cm yang besarnya 296, 425 kN. Tetapi setelah formasi tiang diubah menjadi formasi B dengan jarak antar tiang sama ($3,5 D$), nilai daya dukungnya menjadi 462,058 kN

jauh lebih besar daripada sebelum formasi diubah. Dengan demikian terlihat bahwa formasi tiang sangat mempengaruhi besar kecilnya daya dukung kelompok tiang.

Penambahan jumlah tiang juga mempengaruhi daya dukung kelompok tiang, semakin banyak tiang yang dipakai maka daya dukungnya akan semakin besar. Tetapi sebaliknya dengan penambahan jumlah tiang ini maka beban maksimalnya (P_i) akan semakin kecil. Sebagai contohnya adalah untuk kelompok tiang dengan jumlah tiang 6 (dari formasi B) berdiameter 20 cm beban maksimal yang ditahan tiap tiang sebesar 55,995 kN lebih kecil daripada beban yang harus ditahan oleh tiap tiang dari kelompok tiang dengan jumlah tiang 5 yang besarnya 60,123 kN.

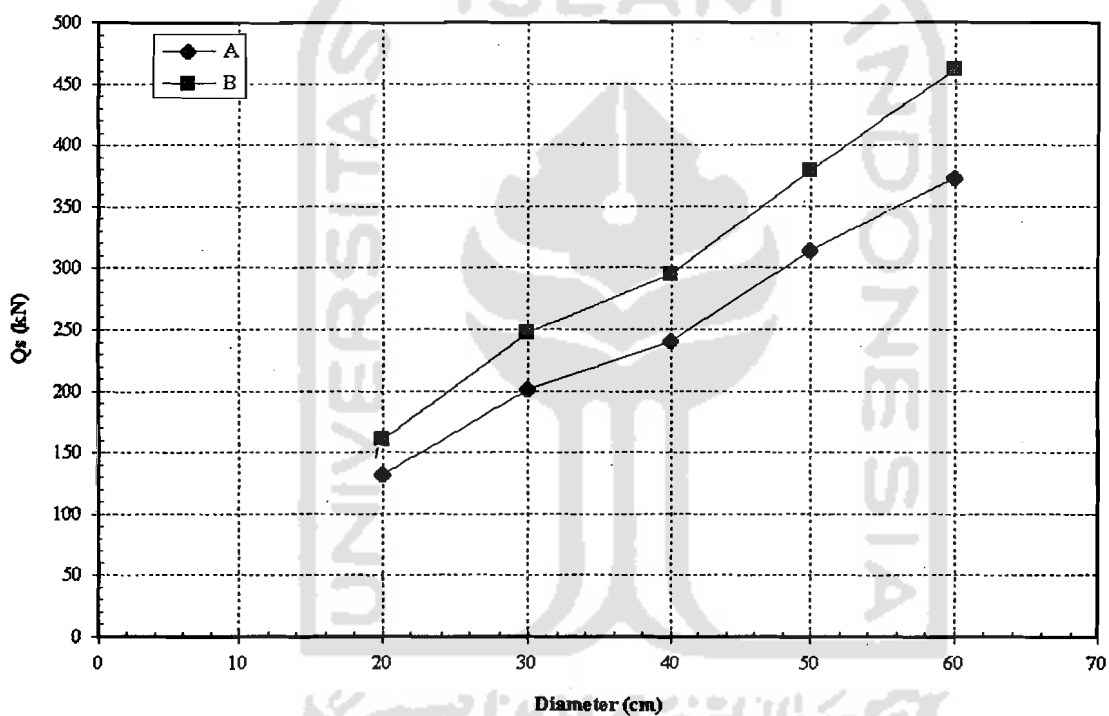
Daya dukung maksimal dari formasi A dan B untuk tiap pemakaian diameter tiang (\varnothing 20 cm sampai \varnothing 60 cm) dapat dilihat pada grafik 5.1.

V.2. Efisiensi tiang pancang kelompok

Efisiensi tiang pancang adalah perbandingan antara kapasitas kelompok terhadap kapasitas masing-masing tiang. Efisiensi merupakan nilai yang menunjukkan seberapa besar sebuah tiang pancang dapat dimanfaatkan secara optimal. Nilai efisiensi tergantung pada diameter tiang, formasi dan jumlah tiang. Hasil analisis ini menunjukkan bahwa semakin besar diameter tiang dan jumlah tiang maka efisiensinya akan semakin kecil. Efisiensi kelompok tiang dengan jumlah tiang 2 diameter 20 cm sebesar 0,991 lebih besar daripada kelompok tiang dengan diameter 60 cm yang besarnya 0,911. Sedangkan dari masing-masing formasi (A dan B) nilai efisiensi untuk tiap kelompok tiang mempunyai kecenderungan nilai yang sama.

Tabel 5.1. nilai daya dukung tiang kelompok (Q_s (kN))
untuk formasi A dan B diameter 20 sampai 60 cm

Dia. (cm)	Formasi	
	A	B
20	131.608	160.612
30	201.142	247.002
40	240.845	295.217
50	314.244	379.207
60	373.051	462.058



Gambar 5.1. grafik hubungan diameter dengan daya dukung

V.3. Penurunan kelompok tiang

Penurunan elastik kelompok tiang merupakan penurunan yang terjadi 1 sampai 10 hari setelah pembebanan. Besar penurunan dipengaruhi oleh parameter tanah, beban-beban yang bekerja pada pondasi juga berat sendiri. Penurunan ini juga dipengaruhi oleh bentuk formasi, diameter tiang dan jumlah tiang.

Pemakaian diameter tiang yang besar akan menyebabkan penurunan yang besar pula. Diameter yang besar menyebabkan penambahan beban yang cukup besar karena berat pondasinya akan bertambah besar. Dari formasi B dengan jumlah tiang 2 berdiameter 40 cm dan beban $V=150$ kN terjadi penurunan sebesar 1,764 cm, lebih besar daripada penurunan kelompok tiang berdiameter 20 cm yang besarnya 0,996 cm.

Analisis penurunan dengan perubahan formasi menghasilkan nilai penurunan yang beragam. Untuk kelompok tiang dengan jumlah tiang 4 dan 5, penurunan yang terjadi dari formasi B lebih besar daripada penurunan kelompok tiang dengan formasi A. Penurunan terbesar untuk kelompok tiang 4 dengan formasi A ($V=150$ kN) adalah 0,879 cm dan terkecil sebesar 0,623 cm. Dari formasi B, nilai penurunan terbesar adalah 0,952 cm dan terkecil 0,796 cm. Sedangkan untuk jumlah tiang 5, penurunan terbesar dari formasi A adalah 0,642 cm dan terkecil 0,492 cm. Penurunan terbesar dari formasi B adalah 0,809 cm dan terkecil 0,738 cm.

Penurunan untuk kelompok tiang dengan jumlah tiang 2,3 dan 6 menunjukkan hasil yang berbeda, karena untuk kelompok tiang tersebut penurunan dengan formasi B ternyata lebih kecil daripada formasi A. Dengan $V=150$ kN

untuk tiap kelompok tiang, penurunan terbesar dari formasi A adalah 2,835 cm terjadi pada kelompok tiang dengan jumlah tiang 3 berdiameter 20 cm dan terkecil sebesar 0,764 cm pada kelompok tiang dengan jumlah tiang 6 diameter 30 cm. Untuk formasi B penurunan terbesar terjadi pada kelompok tiang dengan jumlah tiang 2 diameter 60 cm sebesar 1,833 cm dan penurunan terkecil sebesar 0,493 cm pada kelompok tiang dengan jumlah tiang 6 diameter 20 cm.

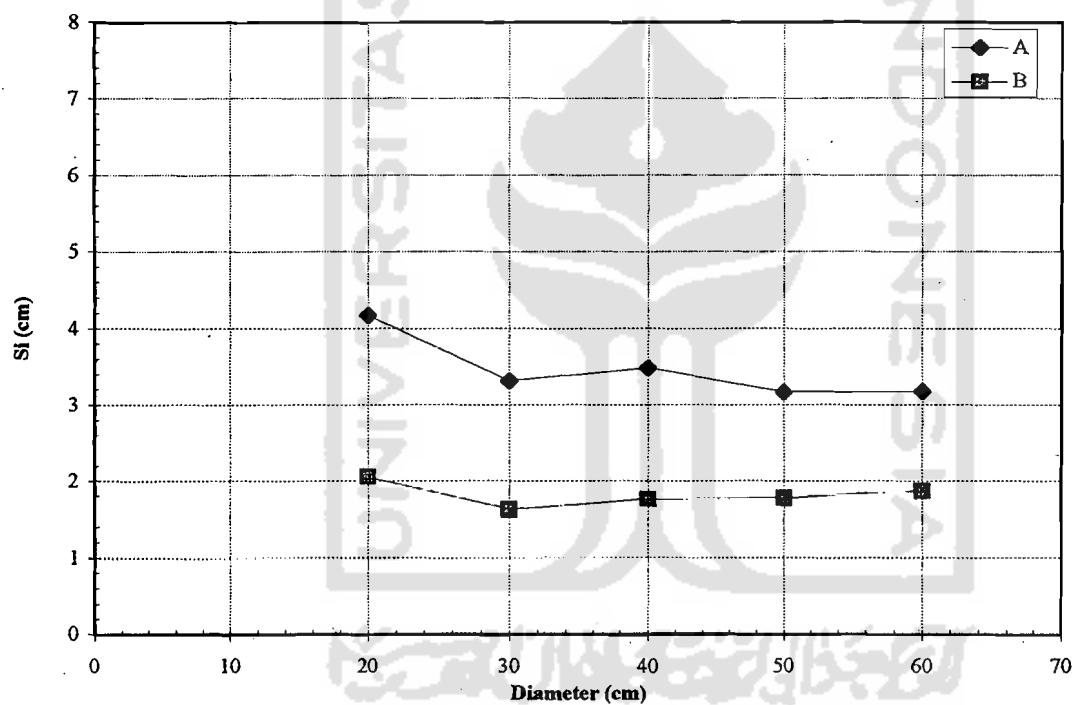
Perbedaan hasil penurunan dari kedua formasi untuk masing-masing kelompok tiang ini dipengaruhi oleh tata letak tiangnya. Yang sangat mempengaruhi besar kecilnya penurunan ini adalah lebar pondasi yang dihasilkan dari tiap formasi kelompok tiang. Lebar pondasi yang besar menyebabkan penurunan yang besar. Untuk kelompok tiang 4 dan 5, meskipun tekanan netto untuk kelompok tiang dengan formasi B lebih kecil ternyata penurunan yang terjadi lebih besar dari formasi A. Ini disebabkan karena lebar pondasi yang dihasilkan dari formasi B lebih besar daripada formasi A. Sebaliknya untuk kelompok tiang dengan jumlah tiang 2,3 dan 6, penurunan yang terjadi untuk formasi B lebih kecil daripada formasi A, ini juga disebabkan karena lebar pondasi formasi A lebih besar dari formasi B.

Penurunan maksimal dari formasi A dan B untuk tiap-tiap diameter (\varnothing 20 cm sampai \varnothing 60 cm) dapat dilihat pada grafik 5.2.

Selain formasi, besar kecilnya penurunan juga dipengaruhi oleh jumlah tiang yang digunakan. Semakin banyak tiang yang dipakai maka penurunan akan semakin besar. Tiang yang banyak menyebabkan penambahan beban yang besar dan akan mempengaruhi besarnya tekanan yang dapat menyebabkan penurunan.

Tabel 5.2. Nilai penurunan tiang kelompok (cm) untuk formasi A dan B diameter 20 sampai 60 cm

Dia. (cm)	Formasi	
	A	B
20	4.169	2.059
30	3.311	1.631
40	3.48	1.764
50	3.17	1.781
60	3.174	1.874



Gambar 5.2. grafik hubungan diameter dengan nilai penurunan

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

V1.1. Kesimpulan

Dari analisis dapat disimpulkan :

1. Formasi kelompok tiang berpengaruh terhadap besar kecilnya daya dukung kelompok tiang. Formasi tiang mempengaruhi kelompok tiang, makin besar luas kelompok tiang maka daya dukungnya akan semakin besar,
2. Formasi tiang juga mempengaruhi besar penurunan kelompok tiang. formasi tiang dengan lebar pondasi yang besar menyebabkan penurunan yang timbul cukup besar. Dari analisis untuk kelompok tiang dengan jumlah tiang 4 dan 5, penurunan yang terjadi dari formasi B lebih besar daripada formasi A sedangkan untuk jumlah tiang 2,3 dan 6 penurunan dengan formasi B lebih kecil dari formasi A,
3. Kelompok tiang dengan formasi B, tiap tiangnya mampu mendukung beban maksimal yang cukup besar,
4. Selain formasi kelompok tiang, besar daya dukung dan penurunan dipengaruhi oleh pemakaian diameter dan jumlah tiang. Makin besar diameter dan jumlah tiang maka daya dukung dan penurunan akan semakin besar,

5. Efisiensi tiang semakin kecil bila diameter tiang makin besar dan jumlah tiang bertambah. Dengan perubahan formasi (A dan B) menghasilkan efisiensi dengan kecenderungan nilai yang sama. Efisiensi kelompok tiang formasi A lebih besar daripada formasi B
6. *Poer* tidak diperhitungkan dalam penentuan daya dukung tetapi hanya sebagai penambah beban saja,

VI.2. Saran

1. Perlu adanya penelitian lebih lanjut tentang formasi tiang pancang kelompok, dengan formasi yang lebih variatif sehingga dapat ditemukan formasi pondasi *Cast In Place* yang aman sesuai dengan kondisi tanah lempung,
2. Perlu adanya penelitian tentang rencana pondasi tiang pancang kelompok *Cast In Place* dengan formasi berbeda tetapi bentuk *poer* yang sama,
3. Perlu adanya penelitian tentang rencana pondasi tiang pancang kelompok dengan beban eksentris,
4. Analisis penurunan tiang pancang kelompok dalam waktu panjang (akibat konsolidasi tanah),
5. Analisis tiang pancang kelompok dengan variasi jumlah dan diameter tiang yang lebih banyak.

DAFTAR PUSTAKA

1. Bowles, J. E, 1986, Sifat-sifat dan Geoteknis Tanah, Erlangga, Jakarta.
2. Bowles, J. E, 1991, Analisa dan Desain Pondasi jilid 2, Erlangga, Jakarta.
3. Cernica, 1995, Foundation Desain, John Wiley and Sons, Inc, New York.
4. Peck, Hanson dan Thorburn, 1996, Teknis Pondasi, Gadjah Mada University Press, Yogyakarta.
5. Poulos, H. G dan Davis, E. H, 1980, Pile Foundation Analysis and Desain, John Wiley and Sons, Inc, New York.
6. _____, Puser Bumi consultants, 1995, Survei Tanah dan Tata Guna Lahan di Telang Saleh Sumatra Selatan, Yogyakarta.
7. Sardjono, 1984, Pondasi Tiang Pancang, Sinar Wijaya, Surabaya.
8. Sardjono, 1991, Pondasi Tiang Pancang , Sinar Wijaya, Surabaya.
9. Sosrodarsono, S dan Nakazawa, K, 1994, Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi, Pradnya Paramita, Jakarta.
10. Wesley, L. D, 1977, Mekanika Tanah, Badan Penerbit Pekerja Umum, Jakarta.



Tabel 4.3
 Perbandingan nilai-nilai hasil uji
 Pocket Penetrometer, Vane Shear, Cone Penetrometer Test, dan
 Parameter Kuat Geser tanah dari CU Triaxial Test

No.	No. Boring Hole	Depth m	Pocket Penetration Test kPa	Vane Shear Test kPa	Cone Penetration Test kPa	CU Triaxial Test			
						ϕ deg	c kPa	ϕ deg	c' kPa
I. TELANG-I									
1	B/TL-I/02	5.00		23.0	200				
		5.50	0		300				
		5.50-5.95				3.6	2.9	4.2	2.6
		5.95	0		200				
		6.50		23.0	150				
2	B/TL-I/05	6.50		28.0	200				
		7.00	25		200				
		7.00-7.45				1.9	2.1	2	1.9
		7.45	45		300				
		8.00		35.0	200				
3	B/TL-I/08	5.00		26.5	300				
		5.50	15		300				
		5.50-5.95				4.5	2	5.5	0'
		5.95	20		300				
		6.50		28	300				
4	B/TL-I/09	5.00		28	400				
		5.50	25		300				
		5.50-5.95				0	19	0	19
		5.95	75		400				
		6.50		31	400				
5	B/TL-I/11	5.00		21	200				
		5.50	0		150				
		5.50-5.95				8	20	12	12
		5.95	0		200				
		6.50		44	500				

Lanjutan Tabel 4.3

No.	No. Boring Hole	Depth m	Pocket Penetration Test kPa	Vane Shear Test kPa	Cone Penetration Test kPa	CU Triaxial Test			
						ϕ deg	c kPa	ϕ deg	c' kPa
6	B/TL-I/14	5.00		25	300				
		5.50	25		300				
		5.50-5.95				0	22	0	22
		5.95	40		300				
		6.50		32	300				
7	B/TL-I/17	6.50		28	300				
		7.00	20		300				
		7.00-7.45				6	6	8	3
		7.45	25		300				
		8.00		28	300				
8	B/TL-I/19	5.00		29	400				
		5.50	15		400				
		5.50-5.95				1	10	12	0
		5.95	25		300				
		6.50		28	300				
9	B/TL-I/22	6.50		23	300				
		7.00	1		300				
		7.00-7.45				0	26	0	26
		7.45	1		300				
		8.00		40	300				
II. TELANG-II									
10	B/TL-II/02	5.00		16	200				
		5.50	20		200				
		5.50-5.95				2	24	3	20
		5.95	25		200				
		6.50		25	200				

RANGKUMAN HASIL UJI LABORATORIUM (Undisturbed Samples)

Proyek : P2DR PALEMBANG
Lokasi : TELANG I

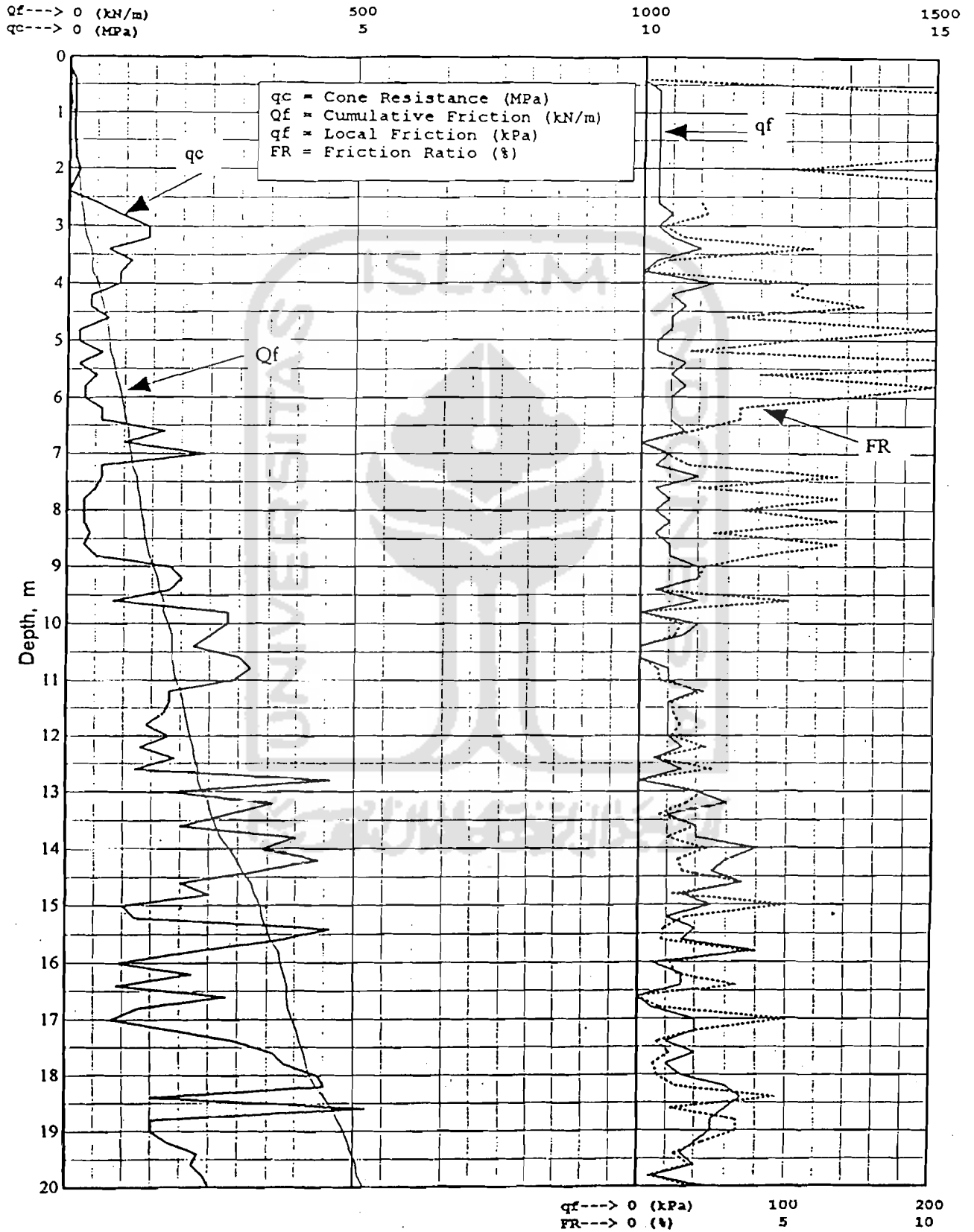
No. Bor	Dalam m	γ_b g/cm ³	γ_d g/cm ³	w_N %	LL %	PL %	PI %	LI %	G_s	c	S %	% lewat saringan No.200	SIMBOL	ϕ' degree	c' kN/m ²	ϕ degree	c kN/m ²	C_c
B/TL-1/19	1.00 - 1.45	1.67	1.13	47.8	56	31	25	2.7	2.45	1.17	100	97.5	MH					
	2.50 - 2.95	1.43	0.73	93.8	57	29	27	2.3	2.38	2.22	100	90.1	MH					
	4.00 - 4.45	1.45	0.84	70.6	50	22	28	1.7	2.46	1.89	92	93.8	CL-CH					
	5.50 - 5.95	1.46	0.79	65.5	64	29	35	1.6	2.46	2.11	99	93.8	CH	12	0	1	10	0.99
	7.00 - 7.45	1.46	0.76	92.1	62	32	30	2.0	2.52	2.31	100	93.3	MH-CH					
B/TL-1/20	1.00 - 1.45	1.29	0.55	131.0	69	45	24	3.6	2.27	3.06	97	39.4	OH					
	2.50 - 2.95	1.48	0.85	74.0	40	30	10	4.3	2.39	1.80	98	30.3	ML					
	4.00 - 4.45	1.63	1.12	44.6	NP	--	--	--	2.50	1.21	92	22.7	ML					
	5.50 - 5.95	1.72	1.21	42.0	NP	--	--	--	2.47	1.04	100	79.5	ML					
	7.00 - 7.45	1.71	1.19	43.6	NP	--	--	--	2.50	1.10	99	96.3	ML					
B/TL-1/21	1.00 - 1.45	1.45	0.78	84.8	75	31	44	1.2	2.32	1.96	100	95.9	CH					
	2.50 - 2.95	1.35	0.69	94.2	61	29	32	2.0	2.56	2.68	90	80.5	CH					
	4.00 - 4.45	1.42	0.74	89.5	61	29	32	1.9	2.56	2.41	95	94.0	CH					
	5.50 - 5.95	1.49	0.83	78.9	55	27	28	1.9	2.45	1.94	99	67.5	CH					
	7.00 - 7.45	1.43	0.77	83.5	57	27	30	1.9	2.53	2.24	94	93.9	CH					

DUTCH CONE PENETRATION TEST

Test No. : CPT/TL-U/20

Date : 21 December 1994

Location : Telang-I





UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 JURUSAN TEKNIK SIPIL
 Jl. Kaliurang Km. 14,4 Telp. 95330 Yogyakarta

KARTU PESERTA TUGAS AKHIR

No.	Nama	No. Mhs.	N.I.R.M.	Bidang Studi
1.	Muhamamad Agus Rifani	91310038		Struktur
2.	Dian Pitasari	91310154		Struktur

Dosen Pembimbing 1 : DR. Ir. Edy Purwanto, Ces, Dea
 Dosen Pembimbing 2 : Ir. Ibnu Sudarmadji, MS

Yogyakarta, 22 Januari 1997
 An. Dekan,
 Ketua Jurusan Teknik Sipil.



[Signature]
 IR. BAMBANG SULISTIONO, MSCE

CATATAN - KONSULTASI

No.	Tanggal	Konsultasi ke:	KETERANGAN	Paraf
I	21-03-97	I.	- Lembaran & perbiti	<i>[Signature]</i>
II	24-03-97	II	- Penulisan TA bisa di mulai dan konsultasi P. Dr. Uus S.	<i>[Signature]</i>
III	7/4/97	I	Perbiti yg & beri tanda & turunkan bab yg lain	<i>[Signature]</i>
IV	28/4/97	II	Perbiti. kemudian turunkan dgn bab? yg lain	<i>[Signature]</i>
V	24/5/97	III	Perbiti yg & beri tanda & turunkan sampai final	<i>[Signature]</i>
VI	31/9/97	IV	Perbiti daftar Perbiti & lengkapi dgn dokumen konsultasi ke P. Edy	<i>[Signature]</i>
VII	7/7-197	V	Perbiti & lengkapi sebelum perbiti	<i>[Signature]</i>
VIII	18/12-197	VI	acc untuk di serahkan	<i>[Signature]</i>
	27/12/97	VII	acc dan konsultasi ke P. Edy	<i>[Signature]</i>