

24/2/09



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember



RSS
624.5
And
a-1
—————
Jog

TUGAS AKHIR - PS 1380

**ALTERNATIF KOMBINASI BASEMENT DAN
TIANG PANCANG SEBAGAI PONDASI PADA
GEDUNG TINGGI DI TANAH LUNAK
(STUDI KASUS OFFICE PARK "SURYA SQUARE")**

DIAN ARDIYANTO
NRP 3104 100 087

Dosen Pembimbing
Dr. Ir. DJOKO UNTUNG

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2009

PERPUSTAKAAN ITS	
Tgl. Terima	12-2-2009
Terima Dari	H
No. Agenda Prp.	817



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

TFINAL PROJECT PS-1380

**ALTERNATIF COMBINATION BASEMENT AND
PILE AS FOUNDATION FOR HIGH BUILDING IN
COHESIVE SOIL (CASE STUDY FOR OFFICE PARK
“SURYA SQUARE”)**

**DIAN ARDIYANTO
NRP. 3104 100 087**

**Lecturer :
Dr. Ir. DJOKO UNTUNG**

**DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2008**

**ALTERNATIF KOMBINASI BASEMENT
DAN TIANG PANCANG SEBAGAI PONDASI
PADA GEDUNG TINGGI DI TANAH LUNAK
(STUDI KASUS OFFICE PARK “SURYA SQUARE”)**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Bidang Studi Geoteknik
Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

DIAN ARDIYANTO

Nrp. 3104 100 087



Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

Dr. Ir. Djoko Untung

**SURABAYA
FEBRUARI, 2009**

**ALTERNATIF KOMBINASI BASEMENT
DAN TIANG PANCANG SEBAGAI PONDASI
PADA GEDUNG TINGGI DI TANAH LUNAK
(STUDI KASUS OFFICE PARK “SURYA SQUARE”)**

Nama Mahasiswa : Dian Ardiyanto
NRP : 3104 100 087
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen pembimbing : Dr. Ir. Djoko Untung

Abstrak

Pondasi rakit bertiang yang telah banyak digunakan selama ini, hanya mengandalkan pelimpahan beban struktur ke tiang tanpa memperhitungkan sumbangan bidang kontak antara rakit dengan tanah

Pada tugas akhir ini dilakukan studi pada gedung office park “Surya Square” yang dilengkapi setengah basement. Pada awalnya gedung ini menggunakan pondasi tiang bor sebagai pondasinya. Pondasi ini akan dimodifikasi menjadi pondasi tiang pancang, sedangkan setengah basement akan dirubah menjadi basement penuh kemudian dijadikan pondasi rakit. Kedua pondasi itu kemudian akan dipadukan menjadi satu kesatuan pondasi. Untuk jumlah lantai akan dimodifikasi dengan beberapa variasi jumlah lantai untuk mendapatkan variasi beban, kemudian juga divariasikan dengan diameter dan jarak tiang yang berbeda.

Tujuan akhir dari Tugas Akhir ini akan di dapatkan grafik hubungan antara beban, kedalaman rakit-tiang, dan proporsi masing-masing pondasi untuk memikul beban pada kondisi 1 jenis tanah lunak.

Kata Kunci : Pondasi Rakit Bertiang, Tanah, Alih-Beban, Basement, Pondasi Tiang, tanah lunak

**ALTERNATIF COMBINATION BASEMENT
AND PILE AS FOUNDATION
FOR HIGH BUILDING IN COHESIVE SOIL
(CASE STUDY FOR OFFICE PARK "SURYA SQUARE")**

Student Name : Dian Ardiyanto
Number Reg : 3104 100 087
Majors : Teknik Sipil FTSP-ITS
Lecturer : Dr. Ir. Djoko Untung

Abstrak

Pile-raft foundation has been in use widely, assuming all structure loads to be transferred to piles without the contribution of load taken by contact surface between raft and soil

this final report studied on office park " surya square " building that equipped with semibasement is done. in the begining this building used bore pile foundation as the foundation. this foundation will be modiflicated to pile foundation and semi basement will be modiflicated to fully basement and then it is used to be raft foundation. both of the foundation will be combinated to be a unity foundation. load variation is obtained from the modification of number story with a number of variation of total story, piles diameter, and the space between the piles.

final purpose of this final report is to get charts of relationship between loads, deepness of pile-raft, dan the proportion of each foundation to bear the loads in the homogen soft soil type condition.

keywords: raft-pile foundation, soil, loads transfer, pile foundation, soft soil.

KATA PENGANTAR

Segala puji syukur penulis panjatkan kehadiran Allah SWT, atas segala rahmat dan ridhoNya serta yang telah memberikan kekuatan, sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini.

Penulis menyadari bahwa keberhasilan dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini tidak lepas dari bantuan, bimbingan dan dorongan berbagai pihak. Oleh karena itu penulis mengucapkan banyak terima kasih dan penghargaan yang setinggi-tingginya, kepada yang terhormat :

1. Bapak Dr. Ir. Djoko Untung selaku dosen pembimbing yang telah banyak membantu dan membimbing penulis dalam penyusunan laporan Tugas Akhir ini.
2. Ir. I Ketut Dunia, PD.Eng.D., selaku dosen wali.
3. Bapak Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS., selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS.
4. Dosen Teknik Sipil ITS atas semua ilmu yang telah diberikan dan tidak lelah mendidik kami sebagai mahasiswa Teknik Sipil ITS.

Penulis menyadari bahwa tugas akhir yang dikerjakan ini masih jauh dari kesempurnaan. Untuk itu penulis menerima dengan tangan terbuka segala saran dan usul ke arah perbaikan. Akhir kata semoga Tugas Akhir ini bermanfaat.

Surabaya, Februari 2009

(Dian Ardiyanto)

LEMBAR PERSEMBAHAN

Atas terselesainya tugas akhir ini, penulis mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada:

1. Allah SWT dengan segala kebesaran-Nya yang telah memberikan limpahan rahmat dan karunia-Nya..
2. Bapak dan ibuku tercinta yang selalu memberikan dukungan moril dan materiil serta seluruh keluarga dan kerabat penulis atas do'a dan restunya selama ini.
3. Bapak Djoko Untung sebagai dosen pembimbing atas restunya dan begitu telaten memberikan masukan.
4. Dosen-dosen Teknik Sipil yang telah membimbingku serta para karyawan Teknik Sipil yang telah banyak membantu.
5. Teguh Prihatono atas support terutama semangat yang tak akan pernah bisa diartikan di lembaran kertas ini. Thanks banget bro.
6. Afdian, Febri atas dukungan moril yang tak bisa saya lupakan.
7. Bang iwan, Arta, lingga dan semua teman satu kost yang telah banyak membantu
8. Teman-teman seperjuanganku (S-47), Milanisti semua. dan yang lainnya yang tidak dapat saya sebutkan satu-persatu. Kalian adalah teman-temanku yang tidak akan pernah aku lupakan.

DAFTAR ISI

Halaman judul	
Abstrak	
Kata pengantar.....	i
Lembar persembahan.....	ii
Daftar Isi.....	iii
Daftar Gambar	vi
Daftar Tabel.....	viii

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang	1
1.2 Perumusan Masalah	3
1.3 Tujuan	3
1.4 Lingkup pekerjaan	4

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

II.1 Umum	5
II.2 Penyelidikan Tanah dengan Standard Penetration Test (SPT).....	7
II.3 Korelasi SPT.....	9
II.4 Pembebanan dari struktur atas	14
II.5 Daya dukung pondasi rakit dari SPT	15
II.6 Daya dukung pondasi tiang dari SPT	18
II.7 Daya Dukung Dari Perpaduan Pondasi Rakit dan Pondasi Tiang Pancang	24
II.8 Mekanisme alih beban pada Sistem pondasi rakit-tiang.....	31

BAB III METODOLOGI

III.1 Diagram Alir Metodologi	33
-------------------------------------	----

BAB IV ANALISA PEMBEBANAN

IV.1 Data-data perencanaan	37
IV.2 Beban gravitasi.....	37

IV.2.1	Beban Gempa	38
IV.2.1.1	Gaya Geser pada Gempa Kuat	
IV.2.1.1.1	Periode Waktu Getar Alami Fundamental (T_1)	39
IV.2.1.1.2	Faktor Respons Gempa (C)	40
IV.2.1.1.3	Faktor Reduksi Gempa (R)	40
IV.2.1.1.4	Faktor Keutamaan (I)	40
IV.2.1.1.5	Gaya Geser Dasar Nominal (V)	41
IV.2.1.1.6	Penyebaran Gaya Geser secara Vertikal Arah X	42
IV.2.1.1.7	Penyebaran Gaya Geser secara Vertikal Arah Y	46
IV.2.1.1.8	Penyebaran Gaya Geser secara Vertikal Arah X	
IV.3	Hasil analisa pembebanan dengan SAP 2000 ..	50

BAB V PERENCANAAN PONDASI

V.1	Pondasi rakit	57
V.1.1	Distribusi beban pada pondasi rakit	57
V.1.1.1	Menghitung nilai eksentrisitas.....	59
V.1.2	Daya dukung pondasi rakit	62
V.1.3	Penurunan pondasi rakit	66
V.1.3.1	Penurunan segera.....	66
V.1.3.2	Penurunan konsolidasi.....	70
V.1.4	Ketebalan minimum plat rakit	72
V.2	Pondasi tiang	75
V.2.1	Distribusi beban pada pondasi tiang	76

V.1.2	Daya dukung pondasi rakit	62
V.1.3	Penurunan pondasi rakit	66
V.1.3.1	Penurunan segera.....	66
V.1.3.2	Penurunan konsolidasi.....	70
V.1.4	Ketebalan minimum plat rakit	72
V.2	Pondasi tiang	75
V.2.1	Distribusi beban pada pondasi tiang	76
V.2.2	Daya dukung pada pondasi tiang	78
V.1.3.1	Daya dukung pondasi tiang berdasarkan bahan.....	79
V.1.3.2	Daya dukung pondasi tiang berdasarkan tanah.....	81
V.3	Perpaduan antara pondasi rakit dan Pondasi tiang	83
V.3.1.	Grafik perhitungan perpaduan pondasi rakit dan pondasi Tiang Pancang.....	85
V.3.2.	Analisa grafik dan hasil perhitungan.....	92

BAB VIII KESIMPULAN

8.1	Kesimpulan	93
8.2	Saran	93

Daftar Pustaka

Lampiran-Lampiran

- Lampiran 1 Data Tanah
- Lampiran 2 Gambar denah asli dan gambar denah hasil modifikasi
- :Lampiran 3 Tabel perhitungan daya dukung pondasi rakit dan penurunan pondasi rakit
- Lampiran 4 Tabel perhitungan distribusi beban pada tiang dan dayadukung tiang pancang.
- Lampiran 5 Tabel perhitungan Perpaduan pondasi rakit-tiang dan cek penurunan yang sama, grafik hasil perhitungan

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Korelasi grafis antara dense relatif dengan pukulan (N).....	13
Gambar 2.2	Korelasi grafis antara effective overburden pressure ($\sigma'v$) dengan pukulan (N)	13
Gambar 2.3	Korelasi grafis antara sudut geser dalam tanah (Φ) dengan pukulan (N).....	14
Gambar 2.4	kekakuan pondasi dan harga k Pada tanah pondasi.....	20
Gambar 2.5	Diagram perhitungan daya dukung ultimate di ujung tiang	22
Gambar 2.6	Diagram tegangan dan regangan.....	26
Gambar 2.7	Elastisitas tanah dan bahan akibat beban	27
Gambar 5.1	Skema distribusi beban dalam pondasi rakit.....	58
Gambar 5.2	Letak e_b dan e_t	59
Gambar 5.3	Pondasi rakit.....	41
Gambar 5.4	Garafik korelasi μ_0, μ_1 (Janbu,Bjerrum,Kjaemsl(1956)).....	69
Gambar 5.5	Sket pondasi rakit untk beban 5 lantai	71
Gambar 5.6	Sket Basement	74
Gambar 5.7	Lendutan yang terjadi pada plat rakit.....	74
Gambar 5.8	Skema pondasi tiang pancang group dengan spasi tertentu.....	75
Gambar 5.9	Proporsi beban antara rakit dan pancang	84
Gambar 5.10	Grafik hubungan proporsi beban yang diterima rakit dengan beban (pondasi tiang diameter 400 mm)..	86
Gambar 5.11	Grafik hubungan proporsi beban yang diterima rakit dengan beban (pondasi tiang diameter 500 mm)..	88
Gambar 5.12	Grafik hubungan proporsi beban yang diterima rakit dengan beban (pondasi tiang diameter 600 mm)..	89
Gambar 5.13	Hubungan proporsi beban yang diterima rakit dengan spasi tiang (diameter tiang 400 mm).....	90

- Gambar 5.14 Hubungan proporsi beban yang diterima rakit dengan spasi tiang (diameter tiang 500 mm).....91
- Gambar 5.14 Hubungan proporsi beban yang diterima rakit dengan spasi tiang (diameter tiang 600 mm).....91

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Korelasi nilai N (SPT) dari Bowless.....	10
Tabel 2.2	Koreksi C_n dari harga tegangan efektif vertikal tanah ($\sigma'v$).....	12
Tabel 2.3	Faktor daya dukung dari vesic	17
Tabel 2.4	Nilai safety factor kazuto nakazawa	21
Tabel 4.1	Pembagian Beban Gempa Nominal Arah X	43
Tabel 4.2	Pembagian Beban Gempa Nominal Arah Y	47
Tabel 4.3	Hasil analisa pembebanan dari Sap 2000.....	56
Tabel 5.1	Hasil perhitungan daya dukung dan kedalaman minimal rakit.....	66
Tabel 5.2	Perkiraan modulus elastisitas E	68
Tabel 5.3	Batas penurunan maksimum (skempton & MacDonald,1955)..	69
Tabel 5.4	Jumlah tiang pancang	76
Tabel 5.5	Hasil perhitungan P_{max} yang bekerja pada 1 tiang pancang..	78
Tabel 5.6a	P_{max} yang bekerja pada 1 tiang pancang	79
Tabel 5.6b	P_{max} yang bekerja pada 1 tiang pancang	79
Tabel 5.6c	P_{max} yang bekerja pada 1 tiang pancang	80
Tabel 5.6d	P_{max} yang bekerja pada 1 tiang pancang	80
Tabel 5.7	Kedalaman minimal tiang pancang untuk diameter 400 mm..	82
Tabel 5.8	Kedalaman minimal tiang pancang untuk diameter 500 mm..	82
Tabel 5.9	Kedalaman minimal tiang pancang untuk diameter 600 mm..	83
Tabel 5.10	Hasil analisa perhitungan perpaduan 2 pondasi diameter 400 mm spasi 4D	85
Tabel 5.11	Hasil analisa perhitungan perpaduan 2 pondasi diameter 400 mm spasi 5D	85
Tabel 5.12	Hasil analisa perhitungan perpaduan 2 pondasi diameter 400 mm spasi 6D	86

Tabel 5.13	Hasil analisa perhitungan perpaduan 2 pondasi diameter 500 mm spasi 4D	87
Tabel 5.14	Hasil analisa perhitungan perpaduan 2 pondasi diameter 500 mm spasi 5D	87
Tabel 5.15	Hasil analisa perhitungan perpaduan 2 pondasi diameter 500 mm spasi 6D	87
Tabel 5.16	Hasil analisa perhitungan perpaduan 2 pondasi diameter 600 mm spasi 4D	88
Tabel 5.17	Hasil analisa perhitungan perpaduan 2 pondasi diameter 600 mm spasi 5D	88
Tabel 5.18	Hasil analisa perhitungan perpaduan 2 pondasi diameter 600 mm spasi 6D	89
Tabel 5.19	Proporsi beban yang diterima rakit dengan variasi jarak tiang pancang	90

BAB I

PENDAHULUAN

I.1. Latar belakang

Meningkatnya pembangunan gedung – gedung tinggi seperti mall, hotel, perkantoran dan gedung tinggi lainnya mendorong pada sebuah pemikiran, bagaimana membangun gedung dengan berbagai sarana dan prasarana pendukung yang berkualitas, kuantitas, dan efisien terhadap ruang. Berkualitas berarti prasarana itu harus bagus dan benar – benar sesuai dengan kebutuhan operasional gedung. Secara kuantitas prasarana tersebut harus mempunyai cakupan penggunaan secara luas (multifungsi). Efisien ruang sangatlah penting sehingga prasarana tersebut tidak mengganggu operasional gedung.

Penggunaan basement pada saat ini telah dikenal luas. Basement adalah salah satu solusi yang bisa ditawarkan sebagai prasarana pendukung yang tidak hanya berkualitas, tapi juga berkuantitas dan efisien terhadap ruang. Pemakaian basement lazim digunakan sebagai lahan parkir, hal ini dikarenakan semakin mahalnya harga tanah, maka sangat tidak mungkin menyediakan lahan yang luas untuk tempat parkir. Solusinya adalah membangun tempat parkir sistem basement atau tempat parkir bertingkat. Pembangunan tempat parkir sistem bertingkat tidaklah efisien secara ruang dan biaya. Pilihan terakhir adalah pada pembangunan basement karena selain konstruksinya yang stabil juga efisien secara ruang. Efisien dikarenakan letaknya yang berada dibawah gedung sehingga tidak mengganggu jalannya operasional gedung. Selain difungsikan sebagai tempat parkir basement juga dapat difungsikan sebagai gudang dan penempatan sarana dan prasarana pendukung lainnya; semisal genset dan sistem instalasi lainnya. Satu hal yang mungkin menjadi permasalahan yaitu penambahan beban sehingga pondasi yang ada dibawahnya juga harus ditambah.

Pilihan penggunaan pondasi adalah salah satu factor penting dalam pembangunan sebuah gedung. Salah satu alternatif yang digunakan pada pembangunan gedung tinggi adalah penggunaan tiang pancang. Penggunaan tiang pancang umum digunakan untuk mengatasi ketidakmungkinan penggunaan pondasi dangkal dan mengatasi penurunan tanah (settlement) yang tinggi. Selain itu alasan lain penggunaan tiang pancang adalah pengerjaannya yang mudah,

persediaan di pabrik yang banyak, dan perumusan daya dukung yang dapat diperkirakan dengan rumus – rumus yang ada.

Seperti dikatakan terdahulu bahwa penambahan basement sama artinya dengan penambahan beban yang berarti menambah penggunaan tiang pancang. Untuk mengatasi hal tersebut maka diperkenalkan penggunaan pondasi rakit bertiang. Pondasi rakit (mat foundation) adalah pelat beton yang besar, yang digunakan mengantarai permukaan (interface) dari satu atau lebih kolom di dalam beberapa garis (jalur) tanah dasar. Pondasi tersebut dapat meliputi seluruh atau hanya sebagian dari daerah pondasi (Bowles, 1988). Pondasi rakit boleh digunakan pada tanah dasar yang rendah tetapi penurunan yang diijinkan tidak boleh melebihi 2 inc (Bowles,1988). Karena hal tersebut maka diperlukan penggunaan pancang. Ide awal proposal TA ini adalah memodifikasi basement menjadi pondasi rakit dipadukan dengan tiang pancang dengan tujuan mengurangi penggunaan tiang pancang itu sendiri jika basement hanya sebagai beban tanpa dianggap menambah daya dukung. Selain itu pancang juga difungsikan untuk mengatasi penurunan (settlement) yang berlebih pada pondasi rakit.

Sebenarnya pondasi rakit bertiang telah banyak digunakan tetapi selama ini hanya mengandalkan pelimpahan beban struktur ke tiang tanpa memperhitungkan sumbangan bidang kontak antara rakit dengan tanah. Seandainya pun ada, kebanyakan metode desain analisisnya berdasarkan asumsi – asumsi yang relative konservatif dari perilaku tanah atau interaksi tanah – struktur yang kurang realistis maupun simplifikasi terhadap permasalahannya. Dengan demikian ketidakpastian mekanisme alih beban yang akan terjadi perlu dikompensasi dengan factor keamanan yang lebih tinggi (Roesyanto, 2005). Hal ini menyebabkan penggunaan basement sebagai pondasi rakit bukannya malah mengurangi penggunaan tiang pancang tapi malah dapat menambah penggunaan tiang pancang. Oleh karena itu perlu diteliti lebih lanjut dan disimulasikan untuk mengetahui seberapa besar kemampuan kombinasi kontak rakit-tanah dan tiang pancang.

I.2. Perumusan Masalah

Dari segala pemaparan masalah diatas dapat dirumuskan masalah-masalah yang akan diselesaikan dalam Tugas Akhir ini, antara lain:

1. Bagaimana mengkombinasikan tiang pancang dan basement menjadi satu kesatuan pondasi dalam memikul beban bersama-sama.
2. Perhitungan settlement yang terjadi
3. Mengetahui proporsi masing-masing pondasi dalam memikul beban.

I.3. Tujuan

Tujuan akhir dari pengerjaan Tugas Akhir ini adalah:

1. Dapat memanfaatkan basement sebagai pondasi rakit (*mat foundations*)
2. Mendapatkan kedalaman basement yang harus dibangun, dalam hal ini kedalaman didapat dengan trial and error dengan dikombinasikan tiang pancang.
3. Mendapatkan kedalaman tiang pancang yang harus dipancang dengan kombinasi pondasi rakit, dengan diameter dan jarak tiang pancang sebagai variabel
4. Merencanakan basement sebagai pondasi rakit dan merencanakan tiang penggunaan tiang pancang.
5. Mendapatkan grafik hubungan antara beban, kedalaman rakit-tiang, diameter tiang pancang, proporsi masing-masing pondasi untuk memikul beban, dan jarak tiang pancang yang bervariasi.

I.4 Batasan Masalah

Karena cakupan permasalahannya cukup banyak maka perlu adanya batasan permasalahan yang akan dikerjakan dalam Tugas Akhir ini, yaitu:

1. Analisa data tanah
2. Tidak merencanakan dinding penahan tanah
3. Beban yang akan disimulasikan adalah beban vertikal, sedangkan beban horizontal tidak menjadi bahasan utama
4. Beban, Diameter tiang pancang, jarak tiang pancang merupakan variabel dalam menentukan daya dukung rakit-tiang
5. Tidak meninjau dari segi biaya dan manajemen konstruksi termasuk metode pelaksanaan proyek.
6. Perencanaan pondasi dengan menggunakan peraturan SNI 2847-2002 dan literatur-literatur yang ada

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

II.1. Umum

Perencanaan pondasi sebuah gedung haruslah mempertimbangkan hal-hal berikut:

1. Keadaan tanah pondasi.
2. Batasan-batasan akibat konstruksi di atasnya termasuk di dalamnya penurunan yang diijinkan.
3. Batasan-batasan sekelilingnya.
4. Waktu dan biaya pekerjaan.

Sebelum memilih jenis pondasi ada serangkaian tes yang harus dilakukan terhadap tanah untuk mengetahui jenis, karakteristik, dan kekuatan tanah baik terhadap beban vertikal maupun horizontal. Beberapa penyelidikan tanah yang sering dipakai antara lain Standard Penetration Test (SPT), Sondir atau Cone Penetrometer Test (CPT), Penetrometer Dinamis, dan Pressuremeter.

Standard Penetration Test (SPT) adalah sebuah alat yang digunakan untuk menguji daya dukung dengan menggunakan perhitungan pukulan sebagai prinsip perhitungannya. Dari setiap N pukulan didapatkan korelasi dengan beberapa parameter tanah .

Cone Penetrometer Test (CPT) atau sering disebut sondir yaitu berupa tabung silinder dengan ujung bawahnya berbentuk konus (Conique), dimasukkan ke dalam tanah dengan bantuan piston berkecepatan lambat dan konstan ($V = 3 \text{ mm/dtk}$). Secara terpisah atau bersamaan, hambatan lekatan lateral (Friction Laterale) dapat diukur dengan bantuan sebuah mantel dari tabung sondirnya, yang terletak diatas elemen konus di ujung tiang. Berdasarkan friction yang terbaca bisa langsung dihitung daya dukung tanahnya.

Secara umum, prinsip percobaan Penetrometer Dinamis adalah memasukkan tabung berujung konus kedalam tanah dengan cara dipancang. Palu pemukul seberat W dengan tinggi jatuh H , dipukulkan secara berulang-ulang ke batang

penetrometer yang berluas A, hingga kedalaman yang diinginkan. Penggunaan penetrometer dinamis pada tanah kohesive dibawah permukaan air tanah adalah sangat berbahaya, dan percobaan ini lebih sesuai untuk tipe tiang pondasi yang dipancang.

Percobaan Pressuremeter dengan tabung pengukur (sonde) dimasukkan kedalam lubang yang telah dibor sebelumnya, untuk dicatat perubahan volume arah radial sebagai akibat diterapkannya pressure secara kontinyu beraturan. Pendataan test berupa grafik atau kurva-kurva:

1. Pressure versus waktu
2. Volumic strain versus waktu
3. Variation of volumic strain versus pressure

Dalam proyek surya office park square yang menjadi rujukan untuk pengerjaan Tugas akhir ini, data tanah yang didapat adalah dari hasil test Standard Penetration Test.

Setelah mengadakan penyelidikan tanah maka selanjutnya akan dipilih jenis pondasi yang akan dipakai. Ada beberapa jenis pondasi yang kita kenal antara lain:

1. Pondasi dangkal yaitu pondasi telapak, pondasi telapak sebar, ataupun pondasi rakit (Mat Foundations)
2. Pondasi dalam yaitu Pondasi Tiang Pancang, Pondasi Tiang Bor, dan Pondasi Kaison.

Penggunaan pondasi dangkal digunakan untuk tanah dengan daya dukung dekat dengan permukaan tanah (2-3 meter), sedangkan selebihnya bisa digunakan pondasi dalam.

Pada kondisi tertentu semisal daya dukung tanah yang dalam (melebihi panjang tiang pancang yang ada di pabrik yaitu ± 12 meter) tentu akan dibutuhkan tiang pancang yang lebih panjang dan juga harus dilakukan penyambungan pada tiang pancang.

Daya dukung tanah yang dalam biasanya dialami oleh tanah cohesive soil yaitu berupa lempung. Sebenarnya pada kondisi tanah cohesive soil masih bisa digunakan pondasi dangkal berupa pondasi rakit, akan tetapi dengan ketentuan tidak boleh

terjadi penurunan yang besar. Pada kondisi bisa diakali dengan penggunaan tiang pancang.

Penggunaan pondasi rakit biasanya dipakai dalam pembangunan basement ataupun ruangan-ruangan bawah tanah lainnya. Jadi pada plat lantai basement diberikan penebalan yang difungsikan mirip dengan pondasi tetlapak sebar.

Pada kenyataannya dilapangan belum pernah ditemui penggunaan pondasi rakit dan pondasi tiang pancang dengan dihitung proporsi masing-masing untuk memikul beban bangunan atas. Penggunaan pondasi rakit hanyalah akan menjadi tambahan beban bagi tiang pancang karena dianggap perilaku keruntuhan tanah adalah perilaku keruntuhan pondasi dalam sehingga beban akan total akan tetap dipikul oleh tiang pancang. Oleh karena itu diperlukan analisa lebih lanjut untuk mendapatkan asumsi baru mengenai kondisi/ perilaku keruntuhan bersama antara pondasi rakit-tiang.

II.2. Penyelidikan Tanah dengan Standard Penetration Test (SPT)

Uji penetrasi standar yang dikembangkan pada tahun 1927, dewasa ini merupakan sarana paling populer dan paling ekonomis untuk mendapatkan informasi dari lapisan bawah permukaan (tanah). Diperkirakan bahwa antara 85 sampai 90 persen dari rancang pondasi konvensional di amerika dibuat dengan SPT. Cara ini telah dibakukan oleh ASTM D 1586 sejak tahun 1958 dengan revisi-revisi secara berkala sampai sekarang. Pengujiannya terdiri dari :

1. Setelah lubang digali, sebuah tabung silinder baja standard ($\Phi=37$ mm, $L=813$ mm) dimasukkan hingga ke dasar lubang dan dipancang sedalam ± 15 cm pada "Undisturbed Soil".
2. Selanjutnya kita catat jumlah pukulan N untuk pemancangan berikutnya sedalam ± 30 cm.
3. Energi pemancangan yang dipakai adalah sesuai standard ASTM D 1586, yaitu : 63.5 kg (140 lb)

untuk berat palunya dan 76 cm (30 in) tinggi jatuhnya. (sumber :Wahyudi, Herman, " *Daya dukung pondasi dalam*", 1999)

Pengujian SPT sampai sekitar tahun 1967 (menurut ASTM) hanya memerlukan agar alat tersebut terpasang dan kemudian didorong sedalam 30 cm. Cara ini dapat mengurangi hitungan N sampai hampir 50 persen karena pemancangan pertama sedalam 15 cm menghasilkan banyak sekali tahanan gesek pada pemancangan 30 cm berikutnya.

Buku catatan (log) pemboran menunjukkan pengujian dihentikan bila:

1. Diperlukan 50 kali pukulan untuk setiap pertambahan 15 cm
2. Telah dicapai 100 kali pukulan
3. 10 pukulan berturut tidak menunjukkan kemajuan.

Dalam kenyataannya di lapangan ternyata pengujian SPT tidaklah selalu benar. Hal ini mungkin disebabkan pendorong yang bengkok/aus, pendorongan batu, dan membiarkan terjadinya kondisi merapung (quick) pada dasar lubang bor, karena pencabutan bor-tanah, atau sumbat mata bor yang terlalu cepat.

Hal ini menyisakan energi dorong dan pemborosan daya disekitar bor itu kedalam tanah disekitarnya sebagai faktor-faktor utama untuk nilai N yang rentangnya luas. Menurut kovac dan salomone (1982) energi yang diberikan pendorong kepada bor adalah berkisar 30 sampai 80 persen, dan menurut Right dan kawan-kawan (1983) dari 70 sampai 100 persen.

Bowles (1988) dalam bukunya "analisis dan desain pondasi" mengungkapkan ketidakcocokan antara hasil pengujian dan keadaan tanah dalam dilapangan antara lain kemungkinan disebabkan:

1. Penggunaan peralatan berasal dari pabrik yang berlainan.

2. Bentuk godam yang berbeda agaknya mempengaruhi energi dorongnya.
3. Apakah dipakai bahan pelapis pada bagian dalam alat SPT
4. Tekanan kolom-tanah-penutup-tanah dengan kerapatan yang sama akan memberikan nilai N yang lebih kecil. Lubang-lubang bor yang berukuran lebih besar dari 15 sampai 20 cm juga akan mengurangi N, kecuali bila dipakai bor-tanah-putar berbatang bolong dimana bor-tanahnya dijaga agar bersentuhan erat dengan tanah pada dasar lubang bor.
5. Ukuran panjang batang bor – ukuran panjang batang yang melebihi kira-kira 10 m agaknya tak terlalu kritis; akan tetapi, ukuran batang yang lebih pendek dengan $N < 30$ keadaannya kritis. Efek ini untuk pertama kali diperiksa oleh Gibbs dan Holtz (1957) serta kemudian oleh Mclean dan kawan-kawan (1975) yang memakai suatu model komputer untuk menganalisis pengaruh ukuran panjang batang maupun faktor-faktor lain seperti tahanan alat.

II.3. Korelasi SPT

Dari pengujian SPT telah dapat dikorelasikan dengan satuan yang lain. Ada beberapa korelasi antara nilai N dan sifat-sifat karakteristik tanah, yaitu:

Tabel : SPT cohesionless (BOWLES, 1988)

		Cohesionless Soil				
N	(Blows)	0-3	4 – 10	30-Nov	31 - 50	> 50
σ	(KN/m ³)	-	12 – 16	14 -18	16 - 20	18 - 23
Φ	(°)	-	25 – 32	28 - 36	30 - 40	>35
State		Very loose	Loose	Medium	Dense	Very Dense

Dr (%)	0-15	15 - 35	35 - 65	65 - 85	85 - 100
	cohesive soil				
N (Blows)	<4	4 - 6	6 - 15	16 - 25	>25
∂ (KN/m ³)	14 - 16	16 - 18	16 - 18	16 - 20	>20
qu (Kpa)	<25	20 - 50	30 - 60	40 - 200	>100
consistency	Very soft	Soft	Medium	Stiff	Hard

Tabel 2.1 Korelasi nilai N (SPT) dari Bowless

Dengan Dr

$$\frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100 \quad (\text{void rasio}) \quad (2.1)$$

Meyerhof, memberikan korelasi antara Dr dan Φ (sudut geser dalam tanah)

$$\Phi = 25 + 0.35 \text{ Dr} \quad (\text{jika kandungan pasir dan lanau} > 5 \%)$$

$$\Phi = 35 + 0.15 \text{ Dr} \quad (\text{jika kandungan pasir dan lanau} < 5 \%)$$

Disamping itu masih ada yang mengusulkan korelasi antara Φ dan nilai N yaitu

a. Dunham

$$\Phi = (12N)^{0.5} + 25$$

b. Osaki

$$\Phi = (20N)^{0.5} + 15$$

Beberapa engginer mengemukakan usulan tentang korelasi antara N, Dr, Φ , dan Cu antara lain:

a. Marcusson dan Bieganousky (1977) mengemukakan usulan korelasi antara Dr, N, dan overconsolidation ratio (OCR).

$$\text{Dr} = 0.086 + 0.0083 (2311 + 222N - 711(\text{OCR}) - C1 \sigma'v)^{0.5} \quad (2.2)$$

Dimana :

$C_1 = 7.7$ untuk $\sigma'v$ dalam KPa dan 63 untuk psi units

OCR = Overconsolidation Ratio = σ' dahulu/ σ' sekarang

- b. Fardis dan Venezano (1981) memberi korelasi antara N dan C

$$\ln N = C_2 + 2.06 \ln Dr + C_3 \ln \sigma'v \quad (2.3)$$

Dimana :

$C_2 =$ fungsi kedalaman yang harus ditentukan di lapangan dengan pengukuran N dan Dr

$C_3 = 0.222$ untuk $\sigma'v$ dalam KPa dan 0.442 untuk psi units

- c. Schults dan Mezenback (1982) juga memberi korelasi antara N dan Dr

$$\ln Dr = 0.478 \ln N - 0.262 \ln (\sigma'vo) + 2.84 \quad (2.4)$$

Dimana :

$\sigma'vo =$ Tegangan vertikal tanah efektif dalam bars atau 100 KPa

- d. Terzaghi dan Peck (1943) memberikan korelasi antara N dan C_u untuk tanah yang berlempung :

$$\text{Lempung plastis} \quad C_u = 12.5 N \quad (2.5)$$

$$\text{Lempung berlanau} \quad C_u = 10 N \quad (2.6)$$

$$\text{Lempung berpasir} \quad C_u = 6.7 N \quad (2.7)$$

Dimana :

C_u dalam KPa

- e. Terzaghi dan peck (1943) mengusulkan harga N dilapangan harus dikoreksi dahulu sebelum dimasukkan ke perumusan yang lain. Harga N menjadi N' dengan perumusan berikut :

$$N' = 15 + 0.5(N-15) \quad (2.8)$$

Dimana :

N = Jumlah pukulan kenyataan di lapangan untuk di bawah permukaan air

- f. Seed dan kawan-kawan dilain hal menyajikan factor koreksi C_n untuk mengoreksi harga N lapangan hasil test, dimana $N_1 = C_n \cdot N$

Besarnya koreksi C_n ini tergantung dari harga tegangan vertical efektif tanah ($\sigma'v$) dengan $N_1 =$ harga N koreksi

$\sigma'v$ (Kpa)	30	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500
C_n	1.6	1.22	0.95	0.78	0.65	0.57	0.5	0.45	0.42	0.4	0.39

Tabel. 2.2 Koreksi C_n dari harga tegangan efektif vertikal tanah ($\sigma'v$)
(sumber :Wahyudi,Herman, " *Daya dukung pondasi dalam*", 1999)

- e. Wayne C teng (1962) dalam bukunya "foundations design" memberi koreksi antara harga N dengan N' dikaitkan dengan standard korelasi "terzhaghi dan peck" dan tegangan vertical efektif tanah ($\sigma'v$)

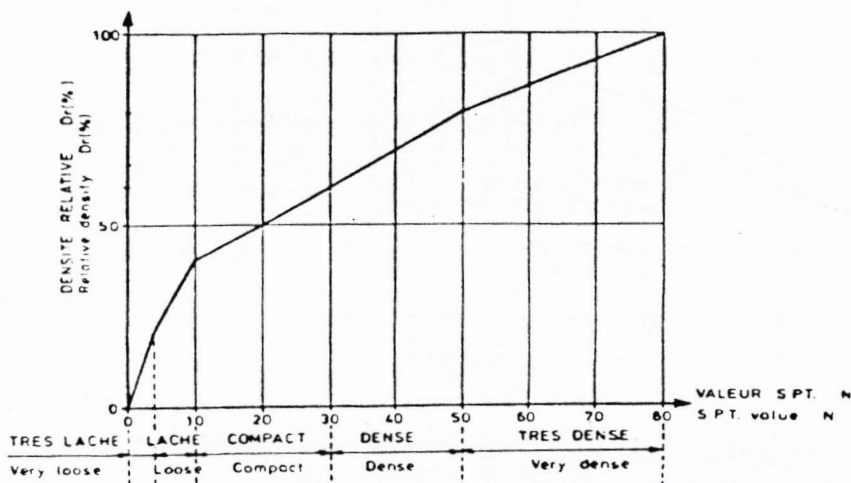
$$N = N' \left(\frac{50}{p + 10} \right) \quad (2.9)$$

Dimana :

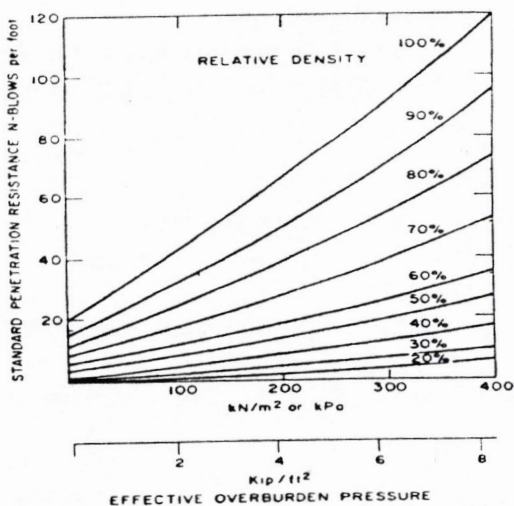
N' = Jumlah pukulan kenyataan dilapangan di bawah muka air tanah

P = Tegangan vertical efektif tanah

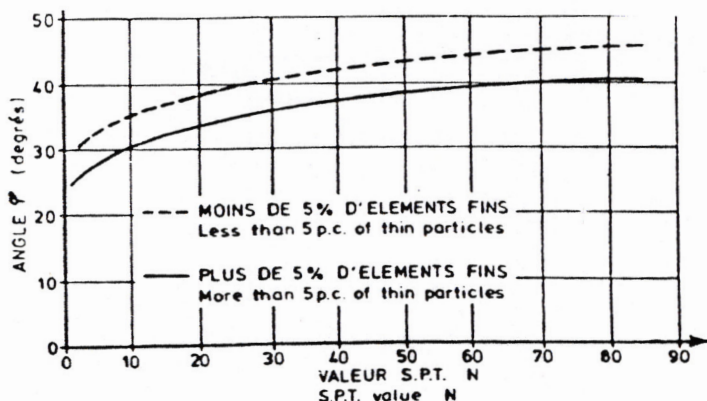
Di halaman dibawah dapat dilihat gambar-gambar yang menyajikan korelasi grafis antara D_r dan N , antara N , $\sigma'v$, dan D_r serta antara Φ dengan N .



Gbr. 2.1 Korelasi grafis antara dense relatif dengan pukulan (N)



Gbr. 2.2 Korelasi grafis antara effective overburden pressure ($\sigma'v$) dengan pukulan (N)



Gambar 4: korelasi grafis antara harga SPT dengan sudut geser dalam tanah menurut MEYERHOF.

Gbr. 2.3 Korelasi grafis antara sudut geser dalam tanah (ϕ) dengan pukulan (N)

II.4. Pembebanan dari Struktur atas

Beban-ban yang ada harus dikalikan factor pembesaran beban sesuai SNI 2847-2002 yaitu beban dipilih yang terbesar antara :

$$P_u = 1.4 D$$

$$P_u = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 (A \text{ atau } R)$$

$$P_u = 1.2 D + 1.0 L + 1.6 W + 0.5 (A \text{ atau } R)$$

$$P_u = 0.9 D + 1.6 W$$

$$P_u = 1.2 D + 1.0 L \pm 1.0 E \text{ (untuk desain SRPMM dan$$

SRPMK)

(sumber: Purwono, Rahmat, "kontruksi beton bertulang", 2004)

Sedangkan untuk besarnya beban sesuai dengan pembebanan pada PPUIG 1983. Untuk beban hidup diambil 400 kg/m^2 . (sumber: PPUIG 1983)

II.5. Daya Dukung Pondasi Rakit dari SPT

Pondasi rakit sebenarnya adalah pondasi telapak yang dirangkai menjadi satu kesatuan utuh. Ada persyaratan yang perlu di penuhi agar pondasi telapak bisa menjadi pondasi rakit yaitu; daya dukung tanah dasar yang terlalu rendah dan/beban kolom yang begitu besar, sehingga lebih dari 50 persen luas, ditutupi oleh pondasi telapak sebaran konvensional. (sumber: Bowless, "analisis dan desain pondasi",1988).

Oleh karena pondasi rakit adalah modifikasi dari pondasi telapak maka untuk menghitung daya dukungnya sama dengan menghitung pondasi telapak. Dalam pada itu pondasi rakit harus memenuhi persyaratan-persyaratan yang tidak diberikan pada pondasi rakit, persyaratan itu antara lain :

- a. Pondasi rakit harus dirancang untuk membatasi penurunan sampai jumlah yang dapat ditoleransi. Penurunan maksimum yang boleh terjadi pada pondasi rakit adalah 2 inci.
- b. penurunan cenderung dikontrol melalui; tekanan sentuh tanah yang lebih rendah, dan volume tanah yang dipindahkan (efek apung); secara teoritis jika berat penggalian sama dengan berat kombinasi dari konstruksi atas dan pondasi rakit, maka sistem "mengapung" di dalam massa tanah dan tidak ad penurunan yang terjadi.
- c. Sebuah pondasi rakit harus stabil terhadap keruntuhan geser yang dalam yang dapat mengakibatkan baik keruntuhan rotasi maupun keruntuhan vertikal. Suatu keruntuhan pukulan vrtikal yang merata tidak akan begitu serius, karena efek tersebut hanya sekedar merupakan penurunan yang besar, yang kemungkinan dapat diperkirakan; akan tetapi , karena penurunan tersebut kemungkinan tidak merata atau diramalkan seperti itu, maka raagam ini harus diperlakukan dengan perhatian yang sama seperti untuk keruntuhan geser yang terbenam dalam. Dalam hal ini pondasi rakit menghasilkan taksiran perbedaan penurunan yang hampir

sama disebabkan kesinambungannya dari pada pondasi pakit sebar.

(sumber: Bowless, "analisis dan desain pondasi", 1988).

Untuk perhitungan daya dukung ijin tanah untuk pondasi rakit meyerhoff memberi perumusan

$$Q_{ult} = cN_c s_c i_c d_c + \gamma DN_q s_q i_q d_q + \frac{1}{2} \lambda BN_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma$$

(2.10-a)

Atau

$$Q_{ult} = 5.14 s_u (1 + s'_c + d'_c - i'_c + \bar{q}) \quad (2.10-b)$$

s_c, s_q, s_γ = Faktor bentuk pondasi dengan perumusan

$$s_c = 1 + 0.2 K_p B/L \quad (\text{untuk semua } \Phi)$$

$$s_q = 1 + 0.1 K_p B/L \quad (\Phi > 10)$$

$$s_\gamma = s_q = 1 \quad (\Phi = 0)$$

d_c, d_q, d_γ = Faktor kedalaman pondasi dengan perumusan

$$d_c = 1 + (0.2)^{0.5} D/B \quad (\text{untuk semua } \Phi)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + (0.1)^{0.5} D/B \quad (\Phi > 10)$$

$$d_\gamma = d_q = 1 \quad (\Phi = 0)$$

i_c, i_q, i_γ = Faktor kemiringan pondasi dengan perumusan

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\rho^\circ}{90^\circ}\right)^2 \quad (\text{untuk semua } \Phi)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\rho^\circ}{\phi^\circ}\right)^2 \quad (\Phi > 10)$$

$$i_\gamma = 0 \quad (\Phi = 0)$$

Untuk mendapatkan nilai N_c , N_q , dan N_γ menggunakan tabel yang telah diusulkan vesic(1974)

Φ , deg	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1	0
5	6.49	1.6	0.4
10	8.34	2.5	1.2
15	10.97	3.9	2.6
20	14.83	6.4	5.4
25	20.71	10.7	10.9
26	22.25	11.8	12.5
28	25.79	14.7	16.7
30	30.13	18.4	22.4
32	35.47	23.2	30.2
34	42.14	29.4	41
36	550.55	37.7	56.2
38	61.31	48.9	77.9
40	75.25	64.1	109.3
45	133.73	134.7	271.3
50	266.9	318.5	761.3

Tabel. 2.3 Faktor daya dukung dari vesic

Dimana :

B = Dimensi pondasi telapak yang paling kecil

D = Kedalaman pondasi telapak.

Bila daya dukung dihasilkan berdasarkan pada uji SPT, maka Bowless(1988) menyarankan untuk penurunan yang di izinkan, kira-kira 2 inci boleh menggunakan persamaan sebagai berikut

$$Q_a = \frac{N}{F_2} K_d \quad (\text{ untuk tanah tidak berkohesi }) \quad (2.11)$$

Diambil $F_2 = 0.08$ unutu SI; 4 untuuk Fpsi; $K_d = ! + 0.33$
 $D/b \leq 1.33$

(sumber: Bowless, "analisis dan desain pondasi", 1988).

II.6. Daya Dukung Pondasi tiang pancang dari SPT

Pondasi tiang adalah suatu konstruksi pondasi yang mampu menahan gaya orthogonal ke sumbu tiang dengan jalan menyerap lenturan. pondasi tiang dibuat menjadi satu kesatuan yang monolit dengan menyatukan pangkal tiang pancang yang terdapat di bawah konstruksi, dengan tumpuan pondasi. Perencanaan jenis tiang yang akan dipakai, ditentukan berdasarkan persamaan berikut ini:

$$1. \text{Tiang panjang} = l^4 \sqrt{\frac{k \cdot D}{4EI}} > 3 \quad (2.12)$$

$$2. \text{Tiang pendek} = 1 < l^4 \sqrt{\frac{k \cdot D}{4EI}} \leq 3 \quad (2.13)$$

$$3. \text{Kaison} = l^4 \sqrt{\frac{k \cdot D}{4EI}} \leq 1 \quad (2.14)$$

Nilai k dihitung

$$K = k_0 \cdot y^{-1/2} \quad (2.15-a)$$

$$k_0 = 0,2 \cdot E_0 \cdot D^{-3/4} \quad (2.15-b)$$

Dimana

E_0 = Modulus deformasi tanah pondasi, biasanya diperkirakan dari $E_0 = 28N$ dengan memakai harga N dari percobaan Standard Penetration Test.

l = Panjang tubuh pondasi yang tertanam di dalam tanah (cm)

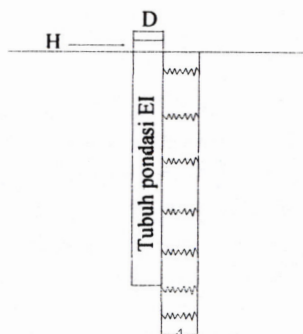
- k = Koefisien reaksi tanah dalam arah melintang (kg/cm^3)
 D = Diameter atau lebar tubuh pondasi (cm)
 EI = Kekakuan lentur tubuh pondasi
 (sumber: nakazawa kazuto dkk, "soil mechanics and foundation engineering", 1980)

Persamaan-persamaan (2.12)-(2.14) dimaksudkan untuk menentukan apakah akibat lenturan tubuh pondasi ataukah lendutan akibat rotasi yang lebih menentukan, tergantung pada kekakuan tubuh pondasi dan sifat elastis tanah pondasi, jika hal ini dimisalkan sebagai suatu harga tertentu k dalam arah melintang dan dibuat konstan untuk tubuh pondasi, seperti diperlihatkan pada gambar 2.1, dan gaya mendatar H bekerja pada kepala tiang. Persamaan (2.12) dipakai bila lendutan akibat lenturan oleh gaya orthogonal terhadap poros bersifat menentukan, yang menguatkan anggapan untuk menganggap pondasi sebagai suatu tiang. Sebaliknya, persamaan (2.14) dipakai bila lendutan akibat rotasi lebih menentukan, dan sebagai konsekuensi dari anggapan ini, walaupun tiang dipancang dengan cara pemancangan tiang yang biasa dilakukan, namun dalam perencanaan kita harus menganggapnya sebagai "kaison".

Alasan mengapa membedakan tiang dengan kaison dalam perencanaan terutama adalah sebagai berikut ini. Dengan adanya tiang yang terbuat dari pipa baja yang besar, atau tiang PC (*prestressed concrete*) akhir-akhir ini, kekakuan tiang secara relatif dari dasar pondasi dan tubuh pondasi, dan sebagai hasilnya, suatu tiang yang hampir menyerupai kaison biasa, kini banyak dipakai. Hal ini dikarenakan sampai saat ini belum jua didapatkan desain yang sama untuk tiang dan kaison, dan metode perencanaan suatu tiang dapat diubah, tergantung pada pemakaiannya, tiang ataukah kaison. Perencanaan yang terbaru untuk tiang, seperti yang telah diterangkan diatas, ditekankan pada fakta bahwa pada awal mula, jika perencanaan pondasi tiang akan dilakuakn, anggaplah

sebagai suatu tiang dimana kekakuan tiang dan sifat-sifat tanahnya ditentukan, lalu perencanaan dimulai.

(sumber: nakazawa kazuto dkk, "soil mechanics and foundation engineering", 1980)



Gbr. 2.4 Kekakuan pondasi dan harga k pada tanah pondasi

Selanjutnya secara umum kazuto nakazawa dkk (1980) memberi perumusan daya dukung pondasi diperoleh dari jumlah daya dukung terpusat tiang dan tahanan geser pada dinding tiang. Perumusannya adalah sebagai berikut:

$$R_a = \frac{1}{n} R_u = \frac{1}{n} (R_p + R_f) \quad (2.16)$$

Dimana

n = Faktor keamanan, biasanya dipakai angka-angka dalam tabel seperti dibawah ini

	jembatan jalan raya		Jembatan kereta api	Konstruksi pelabuhan	
	Tiang Pendukung	Tiang Geser		Tiang Pendukung	Tiang Geser
Beban Tetap	3	4	3	lebih besar dari	

				2.5	
Beban tetap + Beb. smntara	-	-	2	-	
waktu gempa	2	3	1,2	> 1.5	> 2.0

Tabel. 2.4 Nilai safety factor kazuto nakazawa

R_u = Daya dukung batas pada tanah pondasi (ton)

R_p = Daya dukung terpusat tiang (ton)

R_f = Daya dukung akibat gesekan/friction (ton)

Nilai R_p dihitung dengan perumusan

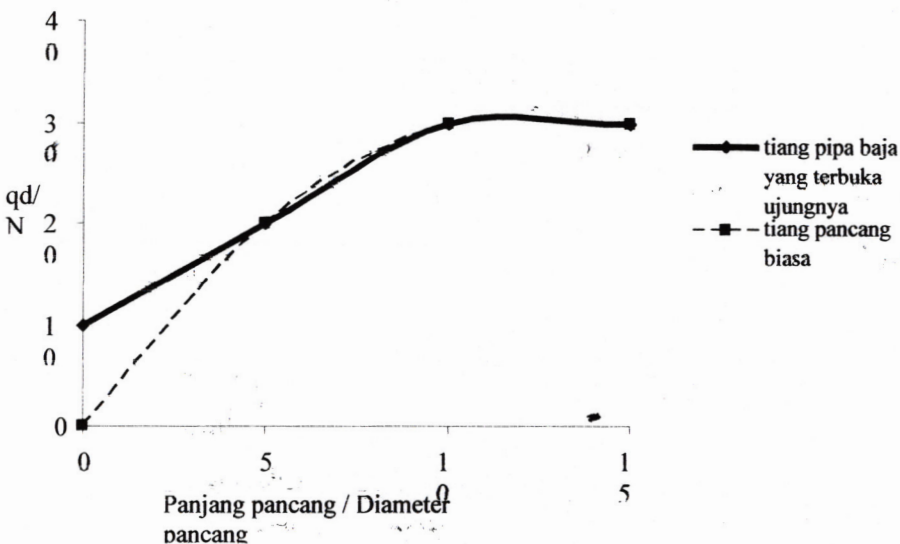
$$R_p = q_d \cdot A_{\text{tiang pancang}} \quad (2.17)$$

Dimana q_d didapat dari gambar 2.5. Nilai N pada gambar 2.5 adalah nilai \overline{N}

$$\overline{N} = \frac{N_1 + \overline{N}_2}{2} \quad (2.18)$$

N_1 = Harga N pada ujung tiang

\overline{N}_2 = Harga rata-rata N pada 4D dari ujung tiang



Gbr. 2.5 Diagram perhitungan daya dukung ultimate di ujung tiang

Nilai R_f dihitung dengan perumusan

$$R_f = U \cdot \sum l_i f_i$$

(2.19)

Dimana

U = Panjang keliling tiang (m)

l_i = Tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tanah

f_i = Besarnya gaya geser maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (ton/m^2)

(sumber: nakazawa kazuto dkk, "soil mechanics and foundation engineering", 1980)

Meyerhof (1956) memberikan sebuah perumusan tentang daya dukung pondasi tiang yaitu:

$$Q_l = Q_p + Q_s = 4.N.A_p + \frac{\pi.B.D}{50}.N_{av} \quad (2.20)$$

Dimana

Q_l = Daya dukung tanah maksimum (ton)

N = Harga SPT di dasar pondasi

N_{av} = Harga N rata-rata disepanjang tiang yang terbenam (D)

A_p = Luas ttiang pancang

$$\bar{Q} = Q_l / F \quad \text{dengan } F = 2 \quad (2.21)$$

Mohan, Jain, dan Kumar (1963) menyarankan faktor pada aspek Q_s adalah 170, dan 90 menurut Tavenas (1971). Dilain hal, Gregersen dkk (1973) mengusulkan pada aspek Q_p adalah 10.

Pada tahun 1982, Luciano Dacourt mengusulkan perumusan untuk daya dukung pondasi tiang pancang yaitu:

$$Q_l = Q_p + Q_s \quad (2.22)$$

Dimana

Q_l = Daya dukung tanah maksimum pondasi (ton)

Q_p = Resistence ultimate di dasar pondasi (ton)

Q_s = Resistence ultimate akiba tekanan lateral (ton)

$$Q_p = q_p.A_p = (\bar{N}_p.K)A_p \quad (2.23)$$

Dimana



\overline{N}_p = Harga rata-rata SPT disekitar 4B diatas hingga 4B dibawah dasar tiang pondasi (B = diameter

$$\text{pondasi}) = \sum_{i=1}^n Ni/n$$

k = Koefisien karakteristik tanah :

12 t/m² = 117,5 KPa, untuk lempung

20 t/m² = 196 KPa, untuk lanau berlempung

25 t/m² = 245 KPa, untuk lanau berpasir

40 t/m² = 292 KPa, untuk pasir

Ap = Luas penampang dasar tiang

q_p = Tegangan di ujung tiang

$$q_s = q_s \cdot A_s = (((\overline{N}_s / 3) + 1) \cdot A_s) \quad (2.24)$$

Dimana

q_s = Tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m²

\overline{N}_s = Harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam,
dengan batasan :

$$3 \leq N \leq 50$$

A_s = Keliling * panjang tiang yang terbenam (luas selimut tiang)

(sumber :Wahyudi,Herman, " *Daya dukung pondasi dalam*", 1999)

II.7. Daya Dukung Dari Perpaduan Pondasi Rakit dan Pondasi Tiang Pancang

Sebelum menentukan kapasitas daya dukung dari perpaduan 2 pondasi, pondasi rakit dan tiang, terlebih dahulu haru kita ketahui teori apa yang bisa dipakai untuk memdukan kedua pondasi tersebut. Hal ini dikarenakan kedua pondasi tersebut jelas sekali mempunyai perilaku, karakteristik dan pola keruntuhan yang berbeda. Adapun teori yang bisa dipakai adalah:

a. Teori elastisitas tanah

Teori ini menganggap tanah adalah elastis seperti pegas. Dasar dari teori ini adalah teori pegas yang dikemukakan oleh Robert Hooke. Dalam hukum Hooke gaya yang diterima pegas adalah sama dengan nilai kekakuan (k) benda dikalikan perubahan panjang pegas

$$P = k \cdot \Delta x \quad (2.25)$$

Dimana

P = Gaya yang diterima benda (ton)

k = Faktor kekakuan benda (ton/m)

Δx = Perubahan panjang benda (m)

Pada benda-benda non elastis persamaan itu dimodifikasi menjadi

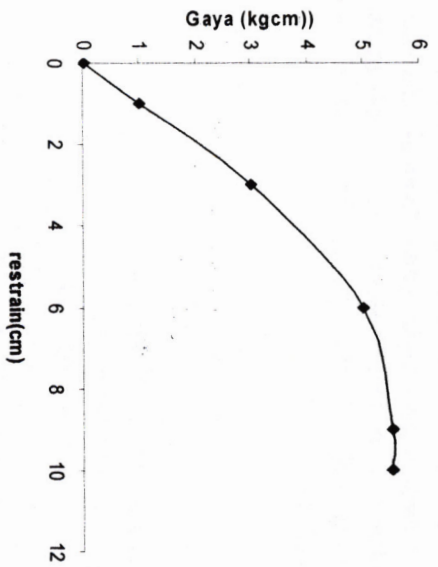
$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (2.25-a)$$

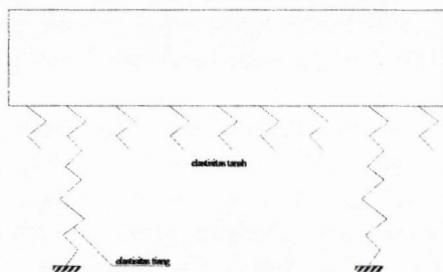
$$E = \operatorname{tg} \alpha \quad (2.25-b)$$

Dimana

E = modulus elastisitas bahan (kg/cm^2)

ε = perubahan panjang pada benda





Gbr. 2.7. elastisitas tanah dan bahan akibat beban

Teori diatas sebenarnya merupakan asumsi umum yang telah ada sampai sekarang ini, akan tetapi jika kita teliti ada beberapa kelemahan dalam pengasumsian diatas, diantaranya:

1. Pada asumsi diatas kedalaman pondasi tiang pancang dianggap telah mempunyai daya dukung yang cukup sehingga keruntuhan yang terjadi pada pondasi tiang adalah dominan pada bearingnya, bukan pada frictionnya
2. Seandainya pondasi yang diambil adalah pondasi tiang apung dan masih mengijinkan terjadinya penurunan maka pada persamaan 2.28 harusnya E_{tiang} bisa diganti dengan E_{tanah} sehingga akan terlihat proporsi beban yang akan ditanggung oleh pondasi rakitnya.

b. Teori keruntuhan tanah

Keruntuhan tanah sebenarnya sangat behubungan erat dengan daya dukung. Tanah mempunyai sifat untuk meningkatkan kepadatan dan kekuatan gesernya apabila mendapat tekanan. Apabila beban yang bekerja pada tanah pondasi telah melampaui daya dukung batasnya, tegangan geser yang ditimbulkan di dalam tanah pondasi melampaui ketahanan geser tanah pondasi maka akan berakibat keruntuhan geser dari tanah pondasi.

Dalam keadaan batas dimana keruntuhan geser akan terjadi, maka akan terbentuk daerah keseimbangan plastis disekitar tanah pondasi yang bersentuhan dengan pondasi (Gbr 2.8). Suatu daerah keseimbangan plastis tertentu diperkirakan terbentuk dengan pola yang sama, tidak hanya bila pondasi ditempatkan pada permukaan tetapi juga pada pondasi yang dibuat pada galian dalam atau pada bagian ujung tiang-tiang pancang yang dipancang kedalam tanah.

Tetapi harus diingat bahwa kelakuan pondasi pada tiang pancang adalah berbeda dengan kelakuan pondasi yang dibangun di sekitar permukaan tanah, yaitu bahwa daerah plastis diatas bagian bawah pondasi berubah akibat penetrasi. Untuk tiang pancang, gesekan (friction) sekeliling permukaan tiang pancang mengambil bagian dalam menahan beban yang bekerja pada puncak tiang pancang.

Dengan demikian bisa dikatakan perpaduan pondasi tiang pancang dan pondasi rakit tidak akan terjadi manakala tidak terjadi keruntuhan yang sama. Sekarang timbul dalam benak kita bagaimana jika terjadi keruntuhan yang sama, yang berarti terjadi keruntuhan kelompok? Tentu dalam hal ini dibutuhkan analisis yang lebih dalam untuk melihat dan membuat perhitungan terhadap pola keruntuhan geser kelompok yang terjadi akibat tekanan yang ada.

Para engginer umumnya masih menganggap perhitungan tiang pancang adalah perhitungan tersendiri yang tidak bisa dipengaruhi oleh adanya pondasi yang lain ataupun pilecap. Akan

tetapi mungkin ada satu rujukan bagus yang bisa pakai, seperti yang dikemukakan H.G. Poulos dan E.H. Davis (1980) dalam bukunya "pile foundations, analysis and design" yang menyertakan pilecap dalam perhitungan daya dukung tiang pancang. Secara umum Whitaker memberi 2 perumusan untuk 2 kondisi yang berbeda.

$$1. P_u = P_b + \text{Ultimate load capacity of that portion of the cap outside the perimeter of the block} \quad (2.27-a)$$

$$P_b = B_r \cdot L_r \cdot c \cdot N_c + 2(B_r + L_r)L\bar{c} \quad (2.27-b)$$

Dimana

$B_r \times L_r$ = Block rectangular (luas yang dicakup tiang pancang) (m^2)

L = Panjang tiang pancang (m)

c = kohesi tanah diujung tiang pancang (kg/m^2)

N_c = Faktor daya dukung dari vesic seperti dikemukakan di tabel 2.3

\bar{c} = kohesi rata-rata sepanjang kedalaman tiang pancang (kg/m^2)

$$2. P_u = n(\bar{c}_a \cdot A_s + A_b \cdot c_b \cdot N_c) + N_{cc} \cdot c_c (B_c \cdot L_c - n \cdot \pi \cdot d^2 / 4) \quad (2.28)$$

Dimana

\bar{c}_a = Adhesi rata-rata sepanjang tiang pancang (kg/m^2)

A_s = Luas selimut tiang (keliling tiang x panjang tiang) (m^2)

c_b = kohesi didasar tiang pancang (kg/m^2)

A_b = Luas tiang pancang (m^2)

c_c = kohesi dibawah permukaan pilecap (kg/m^2)

N_c = Faktor daya dukung vesic pada tabel 2.3

N_{cc} = Faktor daya dukung dari pilecap

$$B_c \times L_c (L_c > B_c) \approx 5.14(1 + 0.2.B_c / L_c)$$

(Skempton 1951)

Persamaan 2.27 dipakai untuk jarak tiang pancang dekat dan persamaan 2.28 dipakai untuk jarak tiang pancang jauh dimana aksi individu dapat terjadi.

Pada persamaan diatas lebih difokuskan ke tiang pancang group sehingga untuk perhitungan diperlukan efisiensi untuk jarak tiang pancang. Untuk menghitung berapa efisiensi tiang pancang group dapat di pakai rumusan Converse-labbare

$$\eta = 1 - \xi \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{mn} \right] / 90$$

Dimana

m = Banyaknya baris tiang pancang

n = Banyaknya tiang pancang dalam 1 baris

ξ = $\text{Arctan } d/s$

d = diameter tiang pancang

s = jarak antar tiang pancang dihitung center-to-center

Untuk mendapatkan pengaruh daya dukung yang besar dari pondasi rakit maka sebaiknya dipakai jarak tiang pancang jauh ($\geq 3d$), dan untuk jarak tiang pancang jauh yang memungkinkan terjadinya keruntuhan individu maka sebaiknya digunakan efisiensi pancang sama dengan 1 dengan mencoba jarak dan diameter tiang pancang (s) sesuai rumusan Converse-labbare.

II.8. Mekanisme Alih Beban Pada Sistem Pondasi Rakit-Tiang

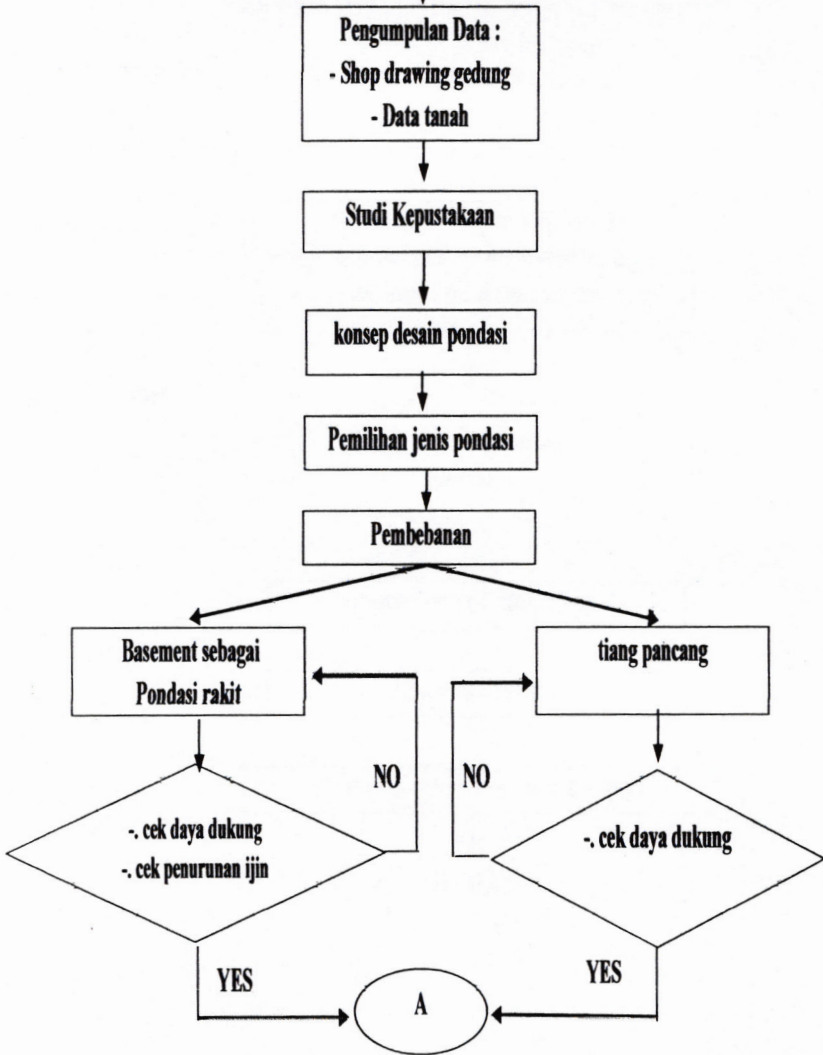
Secara umum gambarannya adalah mula-mula seluruh beban didistribusikan ke selimut tiang. Kemudian penambahan beban didistribusikan ke tahanan ujung tiang dan rakit. Bilamana beban terus ditambah terus, maka beban pada selimut tiang, tahanan ujung tiang, dan rakit seakan-akan didistribusikan ke lapisan tanah kurang lebih selebar rakit. Keruntuhan yang terjadi berupa keruntuhan kelompok.

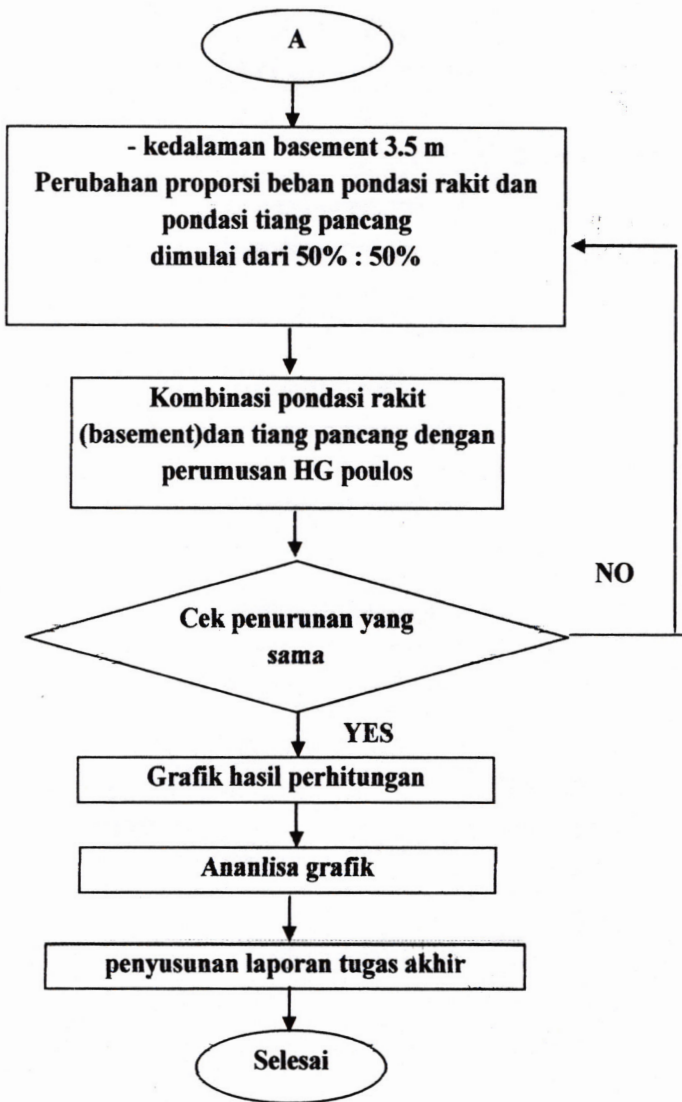
Secara teknis gambarannya adalah mula-mula pondasi rakit dan pondasi tiang dianggap berdiri sendiri-sendiri, kemudian dicari daya dukung ultimate masing-masing, kemudian kedua pondasi akan dipadukan. Penggunaan pondasi rakit otomatis akan mengurangi kedalaman dari pondasi tiang. Kemudian akan dicoba dengan berbagai kedalaman rakit-tiang untuk mendapatkan perilaku keruntuhan transisi antara pondasi dangkal dan dalam. Percobaan akan terus dilakukan dengan berbagai beban sehingga di dapat korelasi antara beban, kedalaman rakit-tiang, dan proporsi masing-masing pondasi untuk memikul beban (beban yang disimulasikan adalah beban vertikal).

Sengaja dikosongkan

BAB III METODOLOGI

III.1. Diagram alir Metodologi





Metodologi yang akan digunakan dalam penyusunan Tugas Akhir ini adalah:

- a. Pengumpulan dan pencarian data yang diperlukan untuk perencanaan:
 - Gambar Arsitektur
 - Data tanah
- b. Studi Kepustakaan
 - Tata Cara Perencanaan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung, Standar Nasional Indonesia 2002.
 - Daya Dukung Pondasi Dalam, Herman Wahyudi, 1999
 - Tata Cara Penghitungan Pembebanan Untuk Bangunan Rumah dan gedung, RSNI 03-1727-1989
 - Analisis dan Desain Pondasi, Joseph E. Bowless, 1981
 - Foundations Design, Wayne C. Teng, 1962
 - Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa, Prof. Rachmat Purwono, 2005.
 - Soil Mechanics and Foundation Engineering, Kazuto Nakazawa dkk, 1980
 - Sistem Alih Beban pada Pondasi Rakit-Tiang, Roesyanto, 2005
 - Pile foundations, Analysis and Design, H.G. Poulos dan E.G. Davis, 1980
- c. Persyaratan tata letak bangunan, diasumsikan:
 - Tipe Bangunan : Perkantoran
 - Letak bangunan : Jauh dari pantai
 - Zone gempa : 1
 - Tinggi bangunan : 20 – 40 meter
 - Jumlah lantai : Dicoba dari 5 sampai dengan 10 lantai
 - Struktur bangunan : Beton bertulang
 - Struktur pondasi : Pondasi Rakit-Tiang
 - Mutu beton (f_c') : 30 Mpa
 - Mutu baja (f_y) : 400 Mpa
- d. Pembebanan

Pembebanan pada struktur ini berdasarkan RSNI 03-1727-1989 dan SNI 03-1726-2002.

- e. Analisa daya dukung pondasi rakit dan pondasi tiang pancang pada kondisi terpisah.
- f. Analisa daya dukung kelompok pondasi rakit-tiang.
- g. Analisa keruntuhan tanah dengan menggunakan program bantu PLAXIS.
- h. Analisa struktur dengan p0rogram bantu SAP 2000.
- i. Perencanaan struktur dengan menggunakan Standar Nasional Indonesia 2002.
- j. Gambar detail struktur dengan program Bantu AutoCad 2006.
- k. Penyusunan laporan Tugas Akhir.
- l. Selesai.

BAB IV ANALISA PEMBEBANAN

IV-1. Data – Data Perencanaan

Adapun data teknis yang digunakan adalah sebagai berikut :

Mutu beton (f_c')	= 30 Mpa
Mutu baja tulangan (f_y)	= 400 Mpa
Jumlah lantai	= 5-8 lantai
Tinggi tiap lantai	= 4 m
Jenis bangunan	= beton bertulang
Dimensi kolom	= 70 cm x 70 cm
Dimensi balok	= 40 cm x 60 cm
Zona Gempa	= zona gempa 2

IV.2. Beban Gravitasi

1. Beban Mati (DL)

- Berat sendiri plat (0,12x2400)	= 288 kg/m ²
- Plafon + penggantung (11+7)	= 18 kg/m ²
- Spesi (2 cm) 2x21	= 42 kg/m ²
- Tegel (1 cm) 1x11	= 11 kg/m ²
- Ducting AC + pipa	= 40 kg/m ²
DL	= 399 kg/m ²

2. Beban Hidup

Lantai atap	= 120 kg/m ²
Lantai perkantoran	= 250 kg/m ²

2. Beban Gempa

Perencanaan dan perhitungan struktur terhadap gempa dilakukan berdasarkan SNI 03-1726-2002 untuk zone gempa 2

IV.2.1. Beban Gempa

Berat bangunan total (Wt) :

Atap

Beban Mati (DL)

$$\text{Pelat} = 28 \times 42 \times 0,1 \times 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$= 282.240 \text{ kg}$$

$$\text{Penggantung} = 28 \times 42 \times 11 \text{ kg/m}^2$$

$$= 12.936 \text{ kg}$$

$$\text{Plafond} = 28 \times 42 \times 7$$

$$= 8.232 \text{ kg}$$

$$\text{Balok induk} = \{(42 \times 5) + (8 \times 28)\} \times 0,6 \times 0,4 \times 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$= 249.984 \text{ kg}$$

$$\text{Balok anak} = 28 \times 4 \times 0,3 \times 0,4 \times 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$= 32.256 \text{ kg}$$

$$\text{Dinding} = 392 \times 4 \times 0,15 \times 250 \text{ kg/m}^3$$

$$= 21.562,5 \text{ kg}$$

$$\text{Kolom} = 5 \times 8 \times 0,7 \times 0,7 \times 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$= 47.040 \text{ kg}$$

$$\text{Spesi (2cm)} = 28 \times 42 \times 0,02 \times 21 \text{ kg/m}^2$$

$$= 493,9 \text{ kg}$$

$$\text{Plumbing (1cm)} = 28 \times 42 \times 10 \text{ kg/m}^2$$

$$= 11.760 \text{ kg}$$

$$\text{Aspal (1cm)} = 28 \times 42 \times 0,01 \times 14 \text{ kg/m}^2$$

$$= 164,64 \text{ kg}$$

$$W_{DL} = 328.319,73 \text{ kg}$$

Beban Hidup (LL)

$$q_h \text{ atap} = 100 \text{ kg/m}^2$$

koefisien reduksi = 0,3 → PPIUG tabel 3.3 hal 21

$$W_{LL} = 0,3 \times 28 \times 42 \times 100 = 35.280 \text{ kg}$$

$$\text{Jadi berat total atap} = 328.319,73 + 35.280 = 363.599.73 \text{ kg}$$

Lantai

Beban Mati (DL)

$$\text{Pelat} = 28 \times 42 \times 0,12 \times 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$= 338.688 \text{ kg}$$

Penggantung	= $28 \times 42 \times 11 \text{ kg/m}^2$ = 12.936 kg
Plafond	= $28 \times 42 \times 7$ = 8.232 kg
Balok induk	= $\{(42 \times 5) + (8 \times 28) \times 0,6 \times 0,4 \times 2400 \text{ kg/m}^3$ = 249.984 kg
Balok anak	= $28 \times 4 \times 0,3 \times 0,4 \times 2400 \text{ kg/m}^3$ = 32.256 kg
Dinding	= $392 \times 4 \times 0,15 \times 250 \text{ kg/m}^3$ = 21.562,5 kg
Kolom	= $5 \times 8 \times 0,7 \times 0,7 \times 2400 \text{ kg/m}^3$ = 47.040 kg
Spesi (2cm)	= $28 \times 42 \times 0,02 \times 21 \text{ kg/m}^2$ = 493.9 kg
Plumbing (1cm)	= $28 \times 42 \times 10 \text{ kg/m}^2$ = 11.760 kg
Aspal (1cm)	= $28 \times 42 \times 0,01 \times 14 \text{ kg/m}^2$ = 164.64 kg

$$W_{DL} = 384.767,73 \text{ kg}$$

Beban Hidup (LL)

$$q_h \text{ atap} = 250 \text{ kg/m}^2$$

koefisien reduksi = 0,3 → PPIUG tabel 3.3 hal 21

$$W_{LL} = 0,3 \times 28 \times 42 \times 250 = 88.200 \text{ kg}$$

$$\text{Jadi berat total tiap lantai} = 384.767,73 + 88.200 = 420.047.73 \text{ kg}$$

IV.2.1.1. Gaya Geser pada Gempa Kuat

IV.2.1.1.1 Periode Waktu Getar Alami Fundamental (T_1)

Berdasarkan pasal 5.6 SNI 03 – 1726 – 2002, waktu getar alami struktur gedung (T_1) dibatasi sebagai berikut :

$$T_1 < \zeta \cdot n$$

Dimana :

ζ = ditetapkan menurut tabel 8 SNI 03 – 1726 – 2002

zone gempa 2 maka $\zeta = 0,19$

n = jumlah tingkat

jumlah tingkat dicoba dari 5 lantai- 8 lantai

$$T_1 < 0,19 \cdot 5 = 0,95 \text{ detik, diambil } T_1 = 1,0 \text{ detik}$$

$$T_2 < 0,19 \cdot 6 = 1,14 \text{ detik, diambil } T_2 = 1,2 \text{ detik}$$

$$T_3 < 0,19 \cdot 7 = 1,33 \text{ detik, diambil } T_3 = 1,4 \text{ detik}$$

$$T_4 < 0,19 \cdot 8 = 1,52 \text{ detik, diambil } T_4 = 1,5 \text{ detik}$$

IV.2.1.1.2. Faktor Respons Gempa (C)

Dari data tanah yang ada, di lokasi pembangunan tergolong tanah lunak dan dalam wilayah gempa 2 (Gambar 1 SNI 03 - 1726 - 2002). Berdasarkan gambar 2 SNI 03 - 1726 - 2002 didapatkan nilai Faktor Respons Gempa untuk waktu getar alami pertama T_1 :

$$C = \frac{0,50}{T_1} = \frac{0,50}{1,0} = 0,5$$

$$C = \frac{0,50}{T_2} = \frac{0,50}{1,20} = 0,42$$

$$C = \frac{0,50}{T_3} = \frac{0,50}{1,40} = 0,36$$

$$C = \frac{0,50}{T_4} = \frac{0,50}{1,5} = 0,33$$

IV.2.1.1.3 Faktor Reduksi Gempa (R)

Gedung Diagnostik Terpadu RS Haji direncanakan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) beton bertulang, sehingga berdasarkan tabel 3 SNI 03-1726-2002 didapatkan nilai faktor reduksi gempa $R = 8,5$ untuk gempa kuat.

IV.2.1.1.4 Faktor Keutamaan (I)

Berdasarkan tabel 1 SNI 03 - 1726 - 2002, didapatkan (I) = 1,00 untuk gedung umum seperti perumahan, perniagaan dan perkantoran.

IV.2.1.1.5 Gaya Geser Dasar Nominal (V)

Untuk perencanaan gaya gempa dipergunakan peraturan SNI 03-1726-2002. Total gaya geser dasar yang bekerja dapat dihitung berdasarkan :

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_t \quad \text{SNI 03-1726-2002 pasal 6.1.2}$$

dimana :

C_1 = nilai faktor respon gempa yang didapat dari *spectrum respons* gempa rencana

W_t = berat total gedung

I = faktor keutamaan gedung

R = faktor reduksi gempa

Dari ketentuan diatas diperoleh nilai dari masing – masing koefisien :

$$C_1 = 0,9$$

$$C_2 = 0,75$$

$$C_3 = 0,64$$

$$C_4 = 0,6$$

$$I = 1$$

$$\bar{R}_1 = 8,5$$

$$W_1 = 2.463.838,38 \text{ kg}$$

$$W_2 = 2.940.334,11 \text{ kg}$$

$$W_3 = 5.040.572,76 \text{ kg}$$

$$W_4 = 5.880.668,22 \text{ kg}$$

Dengan data-data seperti C_1 , W_t , I dan R yang telah tersedia didapat nilai Gaya Geser Dasar (V) sebagai berikut :

$$V = \frac{0,9 \times 1,0}{8,5} \times 2.463.838,38 = 260.877 \text{ kg}$$

$$V = \frac{0,75 \times 1,0}{8,5} \times 2.940.334,11 = 259.441,25 \text{ kg}$$

$$V = \frac{0,64 \times 1,0}{8,5} \times 5.040.572,76 = 379.525,48 \text{ kg}$$

$$V = \frac{0,6 \times 1,0}{8,5} \times 5.880.668,22 = 415.106 \text{ kg}$$

IV.2.1.1.6 Penyebaran Gaya Geser secara Vertikal Arah X

Berdasarkan pasal 5.8.2 SNI 03-1726-2002 untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama harus dianggap 100 % dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30 %. Dalam hal ini sumbu utama searah dengan sumbu x (sumbu panjang) sedangkan sumbu y merupakan tegak lurusnya.

Setelah didapatkan gaya geser dasar, selanjutnya gaya geser tersebut di distribusikan ke sepanjang tinggi gedung berdasarkan **pasal 6.1.4 SNI 03-1726-2002** dimana rasio antara tinggi gedung dan ukuran denah terpendeknya dalam arah pembebanan gempa sama dengan $\rightarrow \frac{33,6}{24} = 1,4$ kurang dari 3 sehingga harga V harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beberapa gempa nominal statik ekuivalen diaman menurut **pasal 6.1.3 SNI 03-1726-2002** yaitu :

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i} \times V$$

Dimana :

W_i = berat lantai tingkat ke-i, termasuk beban hidup yang sesuai.

Z_i = ketinggian lantai tingkat ke- i diukur dari taraf penjepitan lateral.

n = nomor lantai tingkat paling atas.

V = beban geser dasar nominal statik ekuivalen

Berdasarkan formula di atas, didapatkan beban-beban nominal gempa statik ekuivalen pada tiap-tiap lantai yang ditabelkan pada tabel berikut :

Tabel 4.1 Pembagian Beban Gempa Nominal Arah X

Beban gempa 5 lantai

Lantai	Berat Lantai (kg)	h (m)	$W_i \times h_i$ (kgm)	F tiap lantai (kgm)
atap	363599.73	20	7271994.6	78803.01
5				
	420047.73	16	6720763.7	72829.6
4				
	420047.73	12	5040572.8	54622.2
3				
	420047.73	8	3360381.8	36414.8
2				
	420047.73	4	1680190.9	18207.4
1				
	2043790.7		24073904	260877

Beban gempa 6 lantai

Lantai	Berat Lantai (kg)	h (m)	Wi x hi (kgm)	F tiap lantai (kgm)
atap	363599.73	24	8726393.5	66726.67
6				
	420047.73	20	8400954.6	64238.19
5				
	420047.73	16	6720763.7	51390.55
4				
	420047.73	12	5040572.8	38542.92
3				
	420047.73	8	3360381.8	25695.28
2				
	420047.73	4	1680190.9	12847.64
1				
	2463838.4		33929257	259441.25

Beban gempa 7 lantai

Lantai	Berat Lantai (kg)	h (m)	Wi x hi (kgm)	F tiap lantai (kgm)
atap	363599.73	28	10180792	84985.97
7				
	420047.73	24	10081146	84154.15
6				
	420047.73	20	8400954.6	70128.46
5				
	420047.73	16	6720763.7	56102.76
4				

	420047.73	12	5040572.8	42077.07
3				
	420047.73	8	3360381.8	28051.38
2				
	420047.73	4	1680190.9	14025.69
1				
	2883886.1		45464802	379525.48

Beban gempa 8 lantai

Lantai	Berat Lantai (kg)	h (m)	W _i x h _i (kgm)	F tiap lantai (kgm)
atap	363599.73	32	11635191	82307.32
8				
	420047.73	28	11761336	83199.67
7				
	420047.73	24	10081146	71314
6				
	420047.73	20	8400954.6	59428.34
5				
	420047.73	16	6720763.7	47542.67
4				
	420047.73	12	5040572.8	35657
3				
	420047.73	8	3360381.8	23771.33
2				
	420047.73	4	1680190.9	11885.67
1				
	3303933.8		58680537	415106

IV.2.1.1.7 Penyebaran Gaya Geser secara Vertikal Arah Y

Berdasarkan pasal 5.8.2 SNI 03-1726-2002 untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama harus dianggap 100 % dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30 %. Dalam hal ini sumbu utama searah dengan sumbu y (sumbu panjang) sedangkan sumbu x merupakan tegak lurusnya.

Setelah didapatkan gaya geser dasar, selanjutnya gaya geser tersebut di distribusikan ke sepanjang tinggi gedung berdasarkan pasal 6.1.4 SNI 03-1726-2002 dimana rasio antara tinggi gedung dan ukuran denah terpendeknya dalam arah

pembebanan gempa sama dengan $\rightarrow \frac{33,6}{24} = 1,4$ kurang dari 3

sehingga harga V harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beberapa gempa nominal statik ekuivalen diaman menurut pasal 6.1.3 SNI 03-1726-2002 yaitu :

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i} \times V$$

Dimana :

W_i = berat lantai tingkat ke-i, termasuk beban hidup yang sesuai.

Z_i = ketinggian lantai tingkat ke-i diukur dari taraf penjepitan lateral.

n = nomor lantai tingkat paling atas.

V = beban geser dasar nominal statik ekuivalen

Berdasarkan formula di atas, didapatkan beban-beban nominal gempa statik ekuivalen pada tiap-tiap lantai yang ditabelkan pada tabel berikut :

Tabel 4.2 Pembagian Beban Nominal Arah Y**Beban gempa 5 lantai**

Lantai	Berat Lantai (kg)	h (m)	Wi x hi (kgm)	F tiap lantai (kgm)
atap	363599.73	20	7271994.6	78803.01
5				
	420047.73	16	6720763.7	72829.6
4				
	420047.73	12	5040572.8	54622.2
3				
	420047.73	8	3360381.8	36414.8
2				
	420047.73	4	1680190.9	18207.4
1				
	2043790.7		24073904	260877

Beban gempa 6 lantai

Lantai	Berat Lantai (kg)	h (m)	Wi x hi (kgm)	F tiap lantai (kgm)
atap	363599.73	24	8726393.5	66726.67
6				
	420047.73	20	8400954.6	64238.19
5				
	420047.73	16	6720763.7	51390.55
4				
	420047.73	12	5040572.8	38542.92
3				
	420047.73	8	3360381.8	25695.28

2				
	420047.73	4	1680190.9	12847.64
1				
	2463838.4		33929257	259441.25

Beban gempa 7 lantai

Lantai	Berat Lantai (kg)	h (m)	Wi x hi (kgm)	F tiap lantai (kgm)
atap	363599.73	28	10180792	84985.97
7				
	420047.73	24	10081146	84154.15
6				
	420047.73	20	8400954.6	70128.46
5				
	420047.73	16	6720763.7	56102.76
4				
	420047.73	12	5040572.8	42077.07
3				
	420047.73	8	3360381.8	28051.38
2				
	420047.73	4	1680190.9	14025.69
1				
	2883886.1		45464802	379525.48

Beban gempa 8 lantai

Lantai	Berat Lantai (kg)	h (m)	Wi x hi (kgm)	F tiap lantai (kgm)
atap	363599.73	32	11635191	82307.32

8				0
	420047.73	28	11761336	83199.67
7				0
	420047.73	24	10081146	71314
6				0
	420047.73	20	8400954.6	59428.34
5				0
	420047.73	16	6720763.7	47542.67
4				0
	420047.73	12	5040572.8	35657
3				0
	420047.73	8	3360381.8	23771.33
2				0
	420047.73	4	1680190.9	11885.67
1				
	3303933.8		58680537	415106

IV.3 Hasil analisa pembebanan dengan SAP

1	2	3	4	5	6	7	8
9	10	11	12	13	14	15	16
17	18	19	20	21	22	23	24
25	26	27	28	29	30	31	32
33	34	35	36	37	38	39	40

Untuk beban 5 lantai

no	OutputCase Text	Fx Kgf	Fy Kgf	Fz Kgf	Mx Kgf-m	My Kgf-m	Mz Kgf-m
1	COMB4	-4.103	-7.505	94.270	25.339	-18.874	-49
2	COMB4	-6.594	-9.579	167.655	28.119	-22.120	-21
3	COMB4	-6.618	-9.558	166.568	28.176	-22.203	-21
4	COMB4	-6.666	-9.598	166.331	28.304	-22.324	-14
5	COMB4	-6.719	-9.607	166.344	28.328	-22.462	2
6	COMB4	-6.750	-9.576	166.585	28.224	-22.551	12
7	COMB4	-6.802	-9.554	166.434	28.116	-22.632	11
8	COMB4	-6.662	-7.767	121.137	25.731	-22.440	-1
9	COMB4	-2.584	-6.882	138.831	24.561	-18.338	-18

10	COMB4	-6.890	-7.095	261.863	24.920	-22.607	19
11	COMB4	-6.902	-7.149	260.149	25.075	-22.656	20
12	COMB4	-6.928	-7.212	259.605	25.247	-22.725	-18
13	COMB4	-6.961	-7.212	259.620	25.278	-22.805	-5
14	COMB4	-6.966	-7.164	260.163	25.116	-22.825	7
15	COMB4	-7.030	-7.111	259.970	24.964	-22.908	8
16	COMB4	-7.646	-6.926	168.435	24.675	23.693	5
17	COMB4	-3.623	-6.878	138.969	24.550	-18.445	-9
18	COMB4	-6.936	-7.079	262.035	24.875	-22.726	-12
19	COMB4	-6.956	-7.135	26.278	25.029	-22.401	-17
20	COMB4	-7.020	-7.207	259.721	25.230	-22.974	-64
21	COMB4	-7.034	-7.207	259.773	25.230	-23.003	64
22	COMB4	-6.983	-7.135	260.156	24.875	-22.901	12
23	COMB4	-7.027	-7.079	260.156	24.875	-22.901	12
24	COMB4	-7.641	-6.870	168.566	24.550	-23.676	8
25	COMB4	-3.621	-6.900	139.487	24.565	-18.453	-3
26	COMB4	-6.933	-7.129	262.727	24.901	-22.725	-7
27	COMB4	-6.933	-7.187	261.016	25.057	-22.757	-6
28	COMB4	-6.946	-7.244	260.473	25.216	-22.775	5
29	COMB4	-6.943	-7.233	260.488	25.184	-22.754	18
30	COMB4	-6.930	-7.175	261.030	25.015	-22.725	19
31	COMB4	-6.486	-7.113	260.875	24.857	-22.789	17
32	COMB4	-7.608	-6.856	169.091	24.451	-23.577	16
33	COMB4	-4.286	-3.526	70.120	20.194	-19.308	-3
34	COMB4	-6.717	-1.766	141.976	17.981	-22.459	-11
35	COMB4	-6.713	-1.882	140.815	18.207	-22.468	-12
36	COMB4	-6.704	-1.926	140.528	18.329	-22.431	-2
37	COMB4	-6.680	-1.918	140.540	18.305	-22.355	14
38	COMB4	-6.655	-1.865	140.832	18.159	-22.286	21
39	COMB4	-6.679	-1.791	140.755	17.981	-22.294	21
40	COMB4	-6.478	-3.293	96.988	19.802	-22.006	52
jumlah		-259.353	-260.889	7.607.355	967.591	-839.966	70

Untuk beban 6 lantai

TABLE 2. Element Forces - Area Slabs							
no	OutputCase Text	Fx Kgf	Fy Kgf	Fz Kgf	Mx Kgf-m	My Kgf-m	Mz Kgf-m
1	COMB4	-4.312	-7.484	104.888	31.903	-24.827	-48
2	COMB4	-6.514	-9.430	185.699	34.517	-27.712	-18
3	COMB4	-6.553	-9.406	184.579	34.560	-27.814	-18
4	COMB4	-6.596	-9.438	184.390	34.666	-27.924	-11
5	COMB4	-6.640	-9.444	184.397	34.686	-28.043	2
6	COMB4	-6.666	-9.420	184.606	34.600	-28.119	10
7	COMB4	-6.698	-9.410	184.702	34.518	-29.171	9
8	COMB4	-6.693	-7.698	135.316	32.270	-28.150	-2
9	COMB4	-3.792	-6.782	152.384	31.026	-24.283	-16
10	COMB4	-6.804	-6.997	288.136	31.381	-28.182	-17
11	COMB4	-6.826	-7.041	286.202	31.512	-28.244	-17
12	COMB4	-6.850	-7.088	285.777	31.650	-28.308	-15
13	COMB4	-6.880	-7.096	285.788	31.675	-28.380	-3
14	COMB4	-6.806	-7.052	286.242	31.545	-28.401	5
15	COMB4	-6.926	-7.010	286.375	31.418	-28.454	7
16	COMB4	-7.645	-6.823	186.412	31.134	-29.371	4
17	COMB4	-3.824	-6.768	152.557	31.008	-24.376	-7
18	COMB4	-6.840	-6.968	288.461	31.316	-28.282	-10
19	COMB4	-6.869	-7.011	286.509	31.443	-28.364	-14
20	COMB4	-6.921	-7.066	286.066	31.606	-28.511	-55
21	COMB4	-6.936	-7.066	286.097	31.606	-28.541	55
22	COMB4	-6.899	-7.011	286.574	31.443	-28.436	14
23	COMB4	-6.926	-6.968	286.708	31.316	-28.451	10
24	COMB4	-7.643	-6.768	186.591	31.008	-29.359	7
25	COMB4	-3.823	-6.756	152.742	30.967	-24.381	-2
26	COMB4	-6.837	-6.961	288.672	31.265	-28.279	-6
27	COMB4	-6.855	-7.004	286.733	31.390	-28.327	-5
28	COMB4	-6.864	-7.047	286.307	31.518	-28.349	4
29	COMB4	-6.865	-7.039	286.318	31.493	-28.339	15
30	COMB4	-6.857	-6.994	286.772	31.357	-28.318	17

31	COMB4	-6.893	-6.948	286.911	31.228	-28.356	16
32	COMB4	-7.615	-6.715	186.770	30.859	-29.273	14
33	COMB4	-4.470	-3.790	77.702	27.121	-25.208	-1
34	COMB4	-6.612	-2.143	156.403	25.031	-27.996	-9
35	COMB4	-6.627	-2.244	155.221	25.227	-28.033	-11
36	COMB4	-6.625	-2.278	155.003	25.325	-28.012	-2
37	COMB4	-6.611	-2.271	155.011	25.306	-27.955	12
38	COMB4	-6.593	-2.230	155.246	25.187	-27.901	18
39	COMB4	-6.600	-2.163	155.405	25.031	-27.887	19
40	COMB4	-6.535	-3.585	108.130	26.754	-27.769	51
	jumlah	-259.341	-259.413	8.644.802	1.228.866	-1.114.086	2

Untuk beban 7 lantai

no	OutputCase Text	Fx Kgf/m	Fy Kgf/m	Fz Kgf/m	Mx Kgf-m	My Kgf-m	Mz Kgf-m
1	COMB4	-6,805	-10,041	122,510	46,232	-37,527	-65
2	COMB4	-9,565	-12,106	226,051	49,030	-41,148	-21
3	COMB4	-9,616	-12,083	225,153	49,084	-41,279	-19
4	COMB4	-9,666	-12,119	224,883	49,205	-41,410	-13
5	COMB4	-9,716	-12,127	224,896	49,227	-41,543	3
6	COMB4	-9,743	-12,899	225,166	49,128	-41,622	12
7	COMB4	-9,780	-12,072	224,621	49,016	-41,677	11
8	COMB4	-9,252	-10,350	175,870	46,751	-40,972	-5
9	COMB4	-6,405	-9,939	168,899	46,147	-37,170	-18
10	COMB4	-9,979	-10,256	335,801	46,650	-41,799	-20
11	COMB4	-10,007	-10,309	334,329	46,803	-41,875	-19
12	COMB4	-10,035	-10,362	333,735	46,959	-41,949	-17
13	COMB4	-10,067	-10,371	333,754	46,985	-42,027	-4
14	COMB4	-10,072	-10,321	334,342	46,839	-42,046	6
15	COMB4	-10,126	-10,272	333,153	46,694	-42,113	7

16	COMB4	-10,284	-9,993	228,495	46,287	-42,303	3
17	COMB4	-6,443	-9,928	163,399	46,146	-37,279	-8
18	COMB4	-10,022	-10,219	336,746	46,578	-41,917	-12
19	COMB4	-10,057	-10,270	335,288	46,725	-42,013	-16
20	COMB4	-10,115	-10,332	334,659	46,907	-42,176	-60
21	COMB4	-10,130	-10,332	334,706	46,907	-42,207	60
22	COMB4	-10,088	-10,270	335,332	46,725	-42,087	16
23	COMB4	-10,127	-10,219	334,109	46,578	-42,112	12
24	COMB4	-10,284	-9,928	229,019	46,146	-42,292	8
25	COMB4	-6,441	-9,920	169,371	46,111	-37,284	-1
26	COMB4	-10,018	-10,212	336,541	46,525	-41,912	-6
27	COMB4	-10,040	-10,262	335,057	46,668	-41,971	-6
28	COMB4	-10,052	-10,310	334,463	46,812	-41,996	4
29	COMB4	-10,051	-10,302	334,482	46,785	-41,980	17
30	COMB4	-10,039	-10,250	335,071	46,632	-41,951	19
31	COMB4	-10,087	-10,196	333,093	46,481	-42,000	19
32	COMB4	-10,249	9,865	228,968	45,972	-42,189	17
33	COMB4	-7,017	-6,442	74,494	41,589	-38,011	2
34	COMB4	-9,684	-4,792	174,337	39,513	-41,487	-11
35	COMB4	-9,703	-4,908	173,327	39,735	-41,534	-13
36	COMB4	-9,701	-4,946	173,021	39,946	-41,511	-3
37	COMB4	-9,682	-4,938	173,033	39,824	-41,442	13
38	COMB4	-9,656	-4,892	173,340	29,690	-41,368	20
39	COMB4	-9,661	-4,826	172,907	39,526	-41,339	22
40	COMB4	-9,041	-6,132	127,863	41,071	-40,487	68
	jumlah	-379,506	-360,581	10,104,284	1,816,629	-1,649,005	2

Untuk beban 8 lantai

TABLE: Element Forces - Area Slabs

no	OutputCase Text	Fx Kgf	Fy Kgf	Fz Kgf	Mx Kgf-m	My Kgf-m	Mz Kgf-m
1	COMB4	-9.458	-12.841	144.031	60.873	-51.151	-79
2	COMB4	-12.941	-15.211	284.391	64.080	-55.719	-20
3	COMB4	-13.000	-15.191	284.131	64.132	-55.870	-16
4	COMB4	-13.057	-15.224	283.747	64.234	-56.010	-10
5	COMB4	-13.107	-15.230	283.774	64.251	-56.139	2
6	COMB4	-13.134	-15.206	284.094	64.169	56.212	11
7	COMB4	-13.178	-15.160	282.473	64.042	-56.273	10
8	COMB4	-12.129	-13.280	236.101	61.577	-54.191	-8
9	COMB4	-9.206	-13.356	185.698	61.663	-51.003	-17
10	COMB4	-13.590	-13.966	401.108	62.405	-56.675	-19
11	COMB4	-13.617	-14.023	400.883	62.637	-56.749	-17
12	COMB4	-13.647	-14.069	399.998	62.765	-56.826	-14
13	COMB4	-13.678	-14.076	400.035	62.785	-56.900	-4
14	COMB4	-1.383	-14.032	400.762	62.663	-56.918	5
15	COMB4	-13.756	-13.982	397.258	62.527	-57.008	7
16	COMB4	-13.354	-13.423	290.191	61.763	-56.475	2
17	COMB4	-9.246	-13.355	186.527	61.623	-51.112	-7
18	COMB4	-13.635	-13.929	402.953	62.417	-56.790	-11
19	COMB4	-13.664	-13.983	402.758	62.560	-56.872	-14
20	COMB4	-13.711	-14.036	401.817	62.709	-57.003	-43
21	COMB4	-13.726	-14.036	401.915	62.709	-57.033	43
22	COMB4	-13.694	-13.983	402.702	62.560	-56.946	14
23	COMB4	-13.757	-13.929	399.126	62.417	-57.005	11
24	COMB4	-13.352	-13.355	291.141	61.623	-56.464	7
25	COMB4	-9.240	-13.367	186.407	61.614	-54.443	-1
26	COMB4	-13.632	-13.956	402.585	62.407	-96.780	16
27	COMB4	-13.651	-14.000	402.297	62.544	-56.843	-5
28	COMB4	-13.663	-14.051	401.415	62.665	56.869	4

29	COMB4	-13.662	-14.044	401.453	62.545	-56.857	13
30	COMB4	-13.648	-14.000	402.176	62.518	-56.824	17
31	COMB4	-13.715	-13.940	398.714	62.365	-56.896	18
32	COMB4	-13.319	-13.300	290.901	61.454	-56.365	15
33	COMB4	-9.777	-9.217	61.351	56.227	-51.785	5
34	COMB4	-13.079	-7.623	192.234	54.225	-56.080	-11
35	COMB4	-13.094	-7.752	191.615	54.444	-56.125	-11
36	COMB4	-13.092	-7.776	191.144	54.539	-56.107	-2
37	COMB4	-13.072	-7.770	191.172	54.522	-56.041	10
38	COMB4	-13.039	-7.727	191.579	54.406	-55.957	16
39	COMB4	-13.040	-7.675	190.316	54.263	-55.912	20
40	COMB4	-11.810	-8.778	153.421	55.523	-54.257	82
	jumlah	-501.553	-513.852	12.094.394	2.441.385	-2.047.323	19

Tabel 4.3 hasil analisa pembebanan dari Sap 2000

BAB V PERENCANAAN PONDASI

V.1. Pondasi Rakit

Terdapat beberapa cara untuk merancang pondasi rakit. Salah satu caranya adalah menganggap rakit sebagai material yang sangat kaku dan distribusi tekanan yang timbul akibat beban pondasinya dianggap linier dengan pusat tekanan berimpit dengan resultan beban-bebannya.

Penentuan kedalaman pondasi dilakukan dengan coba-coba. Kedalaman pondasi diukur dari permukaan tanah bagian luar sampai ke dasar pondasinya. Sesudah kedalaman ditentukan, gaya-gaya yang bekerja pada rakitnya dihitung.

Pada perencanaan pondasi rakit ada 2 syarat keamanan pondasi yang ditinjau yaitu aman terhadap daya dukung dan penurunan toleransi memenuhi.

V.1.1. Distribusi beban pada pondasi rakit

Beban-beban yang harus digunakan dalam hitungan tekanan tanah yang menekan rakit pondasi (tekanan sentuh) yang harus dicek terhadap daya dukung yang diizinkan adalah beban mati yang benar-benar aktif yaitu beban dari struktur atas yang di distribusikan lewat kolom-kolom dan dinding basement, dikurangi dengan beban terbagi rata akibat berat tanah di atas dasar pondasi. Berat rakit dapat tidak dimasukkan dalam hitungan struktur rakitnya, karena di setiap titik pada rakit didukung tanah secara langsung oleh tanah bawahnya sehingga tak menimbulkan momen lentur.

Beban-beban yang bekerja didistribusikan dalam bentuk tegangan yang bekerja pada tanah dengan perumusan :

$$q = \frac{\sum P}{A} \pm \frac{\sum Pe_x y}{I_y} \pm \frac{\sum Pe_y x}{I_x} \quad (5-1)$$

Dengan

ΣP = jumlah total beban pondasi ($\Sigma P_{\text{kolom}} + P_{\text{dinding}}$)

A = luas total pondasi rakit

x, y = koordinat pada sembarang titik pada rakit terhadap pusat berat luasan pondasinya

I_x, I_y = momen inersia

Jika rakit berbentuk empat persegi panjang, menjadi :

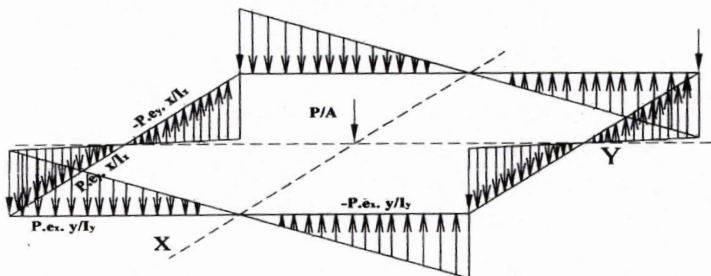
$$q = \frac{\Sigma P}{BL} \left(1 \pm \frac{6e_b}{L} \pm \frac{6e_l}{B} \right) \quad (5-2)$$

Dengan

L = panjang rakit

B = lebar rakit

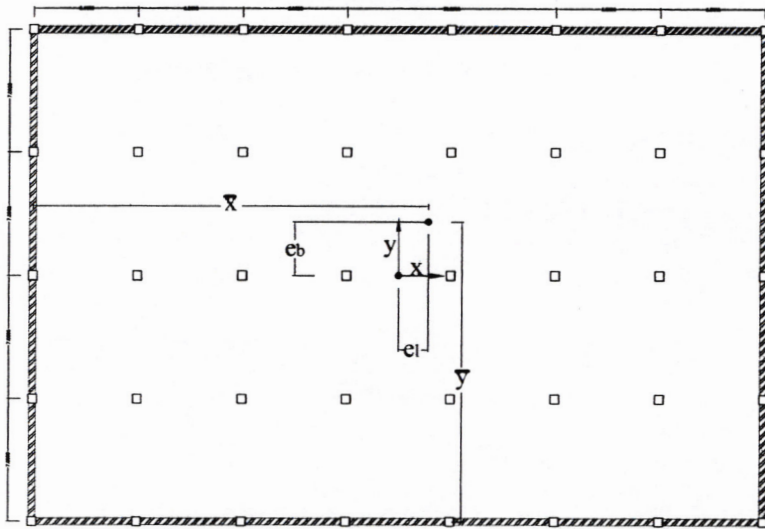
e_l, e_b = eksentrisitas resultan beban arah L dan B



Gambar 5.1 skema distribusi beban dalam pondasi rakit

V.1.1.1, Menghitung nilai eksentrisitas

Untuk menghitung nilai eksentrisitas beban yang dimasukkan adalah beban dari kolom-kolom. Beban dari dinding bisa tidak dimasukkan karena dianggap simetris.



Gambar 5.2 letak e_b dan e_l

1. untuk beban 5 lantai

$$\Sigma P_{\text{kolom}} = Fz = 7.607.355 \text{ kg}$$

$$A_{\text{rakit}} = 42 \times 28 = 1176 \text{ m}^2$$

$$\bar{x} = \frac{\Sigma Px}{\Sigma P}$$

$$= \frac{7(1.868636) + 14(1.635854) + 21(1.875187) + 28(1.012554)}{7.607.355}$$

$$= 13.63 \text{ m}$$

$$e_b = 14 - 13,63 = 0,37 \text{ m}$$

$$\bar{y} = \frac{\sum Py}{\sum P}$$

$$= \frac{6(1.096.256) + 12(854.826) + 18(1.086.658) + 24(1.086.765) + 30(1.088.766) + 36(1.088.190) + 42(724.217)}{7.607.355}$$

$$= 21,65 \text{ m}$$

$$e_1 = 21 - 21,65 = -0,65 \text{ m (sebelah kanan pusat luas)}$$

2. untuk beban 6 lantai

$$\sum P_{\text{kolom}} = Fz = 8.644.802 \text{ kg}$$

$$A_{\text{rakit}} = 42 \times 28 = 1176 \text{ m}^2$$

$$\bar{x} = \frac{\sum Px}{\sum P}$$

$$= \frac{7(2.057.316) + 14(2.059.563) + 21(2.061.225) + 28(1.118.121)}{8.664.802}$$

$$= 13,6 \text{ m}$$

$$e_b = 14 - 13,6 = 0,40 \text{ m}$$

$$\bar{y} = \frac{\sum Py}{\sum P}$$

$$= \frac{6(1.096.256) + 12(854.826) + 18(1.086.658) + 24(1.086.765) + 30(1.088.766) + 36(1.088.190) + 42(724.217)}{8.664.802}$$

$$= 21,33 \text{ m}$$

$$e_1 = 21 - 21,65 = -0,58 \text{ m (sebelah kanan pusat luas)}$$

3. untuk beban 7 lantai

$$\sum P_{\text{kolom}} = Fz = 10.104.284 \text{ kg}$$

$$A_{\text{rakit}} = 42 \times 28 = 1176 \text{ m}^2$$

$$\bar{x} = \frac{\sum Px}{\sum P}$$

$$= \frac{7(2.402.508) + 14(2.403.258) + 21(2.407.046) + 28(1.242.322)}{10.104.284}$$

$$= 13,44 \text{ m}$$

$$e_b = 14 - 13,44 = 0,56 \text{ m}$$

$$\bar{y} = \frac{\sum Py}{\sum P}$$

$$\begin{aligned} & 6(1.409.476) + 12(1.403.154) + 18(1.400.761) + 24(1.400.871) + \\ & = \frac{30(1.403.251) + 36(1.397.883) + 42(990.215)}{10.104.284} \end{aligned}$$

$$= 21,59 \text{ m}$$

$$e_i = 21 - 21,59 = -0,59 \text{ m (sebelah kanan pusat luas)}$$

3. untuk beban 8 lantai

$$\Sigma P_{\text{kolom}} = Fz = 12.094.394 \text{ kg}$$

$$A_{\text{rakit}} = 42 \times 28 = 1176 \text{ m}^2$$

$$\bar{x} = \frac{\sum Px}{\sum P}$$

$$= \frac{7(2.875.933) + 14(2.888.939) + 21(2.885.948) + 28(1.362.832)}{12.096.394}$$

$$= 13,17 \text{ m}$$

$$e_b = 14 - 13,17 = 0,83 \text{ m}$$

$$\bar{y} = \frac{\sum Py}{\sum P}$$

$$\begin{aligned} & 6(1.683.271) + 12(1.681.684) + 18(1.678.121) + 24(1.678.349) + \\ & = \frac{30(1.681.313) + 36(1.667.887) + 42(1.261.755)}{12.096.394} \end{aligned}$$

$$= 21,84 \text{ m}$$

$$e_i = 21 - 21,84 = -0,84 \text{ m (sebelah kanan pusat luas)}$$

Untuk selanjutnya distribusi beban dihitung bersama daya dukung pondasi rakit. Hal ini dikarenakan ada beban dinding struktur yang harus dimasukkan dalam perhitungan, sedangkan untuk kedalaman pondasi rakit melalui trial and error.

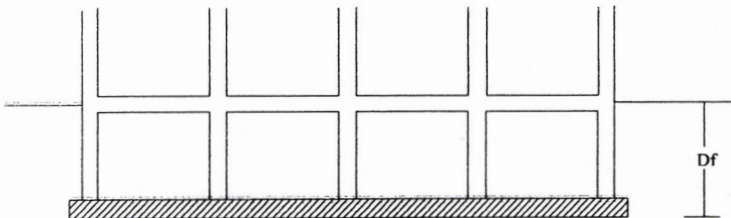
V.1.2. Daya dukung pondasi rakit

Secara umum perumusan daya dukung pondasi rakit sama dengan daya dukung pondasi dangkal, perbedaannya terletak pada distribusi bebannya.

$$Q_{ult} = cN_c s_c i_c d_c + \gamma DN_q s_q i_q d_q + \frac{1}{2} \lambda BN_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma$$

$$\gamma = \gamma' \quad (\text{jika kondisi di bawah MAT})$$

$$q = \frac{Q_{ult}}{SF} \quad (\text{ambil SF} = 3)$$



Gambar 5.3 pondasi rakit

Beban yang akan dimasukkan adalah beban struktur atas yang melalui kolom dan beban dinding struktur basement kemudian dibandingkan dengan daya dukung ijin tanah (Q_{ult}/SF).

$$q = \frac{\sum P}{A} \pm \frac{\sum P e_x y}{I_y} \pm \frac{\sum P e_y x}{I_x}$$

$$\sum P = \sum P_{kolom} + P_{dinding}$$

$$P_{dinding} = \partial b \times \text{volume dinding}$$

1. Untuk beban 5 lantai

Dari SPT menghasilkan :

Lempung plastis $C_u = 6 \text{ N}$ (N diambil dibawah pondasi)

$\phi = 0$ (dari tabel vesic)

$N_c = 5.14$

$N_q = 1$

$N_\gamma = 0$

$$d_\gamma = d_q = s_\gamma = s_q = 1$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\rho^0}{90^0}\right)^2$$

$$\rho^0 = \text{Arc tg} (F_y/F_z) = \text{Arc tg} (260.889 / 7.607.355) \\ = 1.96^0$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{1.96^0}{90^0}\right)^2 = 0.96$$

$$\partial t = 14 \text{ KN/m}^3 \quad (N < 4)$$

$$\partial t = 16 \text{ KN/m}^3 \quad (4 < N < 6)$$

$$\partial t = 18 \text{ KN/m}^3 \quad (6 < N < 15)$$

Cara perhitungan :

Dicoba kedalaman $d = 3 \text{ m}$ (kedalaman rencana basement)

MAT = -1,5 m ; Luas dinding = 70 m^2 ; tebal dinding = 0,5 m



$$N = 4 \quad ; \quad \hat{\sigma}_t = 1400 \text{ kg/m}^2 \quad ; \quad \hat{\sigma}_t' = 400 \text{ kg/m}^2$$

$$C_u = 2400 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_{ult} = (2.400 \times 5,14 \times 0,96) + ((1,5 \times 1400)) \\ = 15.875 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_{ult}/SF = 15.875/3 = 5.292 \text{ kg/m}^2$$

$$\Sigma P = 7.607.355 + (2400 \times 70 \times 0,5 \times 3) \\ = 7.859.355 \text{ kg}$$

$$q_{maks} = \frac{7.859.355}{28 \times 42} \left(1 + \frac{(6 \times 0,37)}{42} + \frac{(6 \times 0,65)}{28} \right) \\ = 7.967 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_{ult}/SF = 5.292 \text{ kg/m}^2 < q_{maks} = 7.967 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{OK})$$

Karena nilai $Q_{ult}/SF < q_{maks}$ maka kedalaman pondasi rakit harus diperdalam agar daya dukungnya mencukupi. Perhitungan lengkapnya ditabelkan dalam lampiran 3

2. Untuk beban 6 lantai

Dari hasil SPT menghasilkan :

Lempung plastis $C_u = 6 \text{ N}$ (N diambil dibawah pondasi)

$\phi = 0$ (dari tabel vesic)

$$N_c = 5.14$$

$$N_q = 1$$

$$N_\gamma = 0$$

$$d_\gamma = d_q = s_\gamma = s_q = 1$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^0}{90^0} \right)^2$$

$$\theta^0 = \text{Arc tg} (F_y/F_z) = \text{Arc tg} (259.413 / \beta.644.802) \\ = 1.71^0$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{1,71^0}{90^0} \right)^2 = 0,96$$

$$\hat{\sigma}_t = 14 \text{ KN/m}^3 \quad (N < 4)$$

$$\partial t = 16 \text{ KN/m}^3 \quad (4 < N < 6)$$

$$\partial t = 18 \text{ KN/m}^3 \quad (6 < N < 15)$$

Untuk perhitungan lengkapnya ditabelkan dalam lampiran 3

3. Untuk beban 7 lantai

Dari hasil SPT menghasilkan :

Lempung plastis $C_u = 6 \text{ N}$ (N diambil dibawah pondasi)

$$\emptyset = 0 \text{ (dari tabel vesic)}$$

$$N_c = 5.14$$

$$N_q = 1$$

$$N_\gamma = 0$$

$$d_\gamma = d_q = s_\gamma = s_q = 1$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^0}{90^0} \right)^2$$

$$\begin{aligned} \theta^0 &= \text{Arc tg} (F_y/F_z) = \text{Arc tg} (360.581 / 10.104.284) \\ &= 2,04^0 \end{aligned}$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{2,04^0}{90^0} \right)^2 = 0,95$$

$$\partial t = 14 \text{ KN/m}^3 \quad (N < 4)$$

$$\partial t = 16 \text{ KN/m}^3 \quad (4 < N < 6)$$

$$\partial t = 18 \text{ KN/m}^3 \quad (6 < N < 15)$$

Untuk perhitungan lengkapnya ditabelkan dalam lampiran 3

4. Untuk beban 8 lantai

Dari hasil SPT menghasilkan :

Lempung plastis $C_u = 6 \text{ N}$ (N diambil dibawah pondasi)

$$\emptyset = 0 \text{ (dari tabel vesic)}$$

$$N_c = 5.14$$

$$N_q = 1$$

$$N_\gamma = 0$$

$$d_r = d_q = s_r = s_q = 1$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{g^0}{90^0} \right)^2$$

$$g^0 = \text{Arc tg} (F_y/F_z) = \text{Arc tg} (513.852 / 12.094.334) \\ = 2,43^0$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{2,43^0}{90^0} \right)^2 = 0,94$$

$$\partial t = 14 \text{ KN/m}^3 \quad (N < 4)$$

$$\partial t = 16 \text{ KN/m}^3 \quad (4 < N < 6)$$

$$\partial t = 18 \text{ KN/m}^3 \quad (6 < N < 15)$$

Untuk perhitungan lengkapnya ditabelkan dalam lampiran 3

jumlah lantai	e_b (m)	e_l (m)	ΣP (kg)	q (kg/m ²)	kedalaman rakit (m)
5	0.37	0.65	10,933,755	11,084	7.5
6	0.4	0.58	12,013,202	12,069	8
7	0.56	0.59	13,598,684	13,951	9
8	0.83	0.84	15,672,794	17,306	12

Tabel 5.1 hasil perhitungan daya dukung dan kedalaman minimal rakit

V.1.3. Penurunan pondasi rakit

Selain harus dicek terhadap daya dukung, pondasi rakit harus di cek terhadap settlement (penurunan). Penurunan harus diperhitungkan agar nantinya pondasi rakit dijamin tidak mengalami penurunan yang berlebihan. Pada kondisi dimana terjadi penurunan berlebihan tentu akan mengganggu baik secara pandangan mata maupun kestabilan bangunan. (harry cristady h, 1996)

Penurunan pondasi yang terletak pada tanah berbutir halus yang jenuh dapat dibagi menjadi 3 komponen, yaitu:

penurunan-segera, penurunan konsolidasi primer, dan penurunan konsolidasi sekunder.

V.1.3.1. Penurunan-segera

Penurunan-segera atau disebut juga *penurunan elastis* adalah penurunan yang dihasilkan oleh distorsi massa tanah yang tertekan, dan terjadi pada volume kostan. Penurunan-segera terjadi segera setelah penerapan bebannya.

Perumusan yang dipakai untuk perhitungan ugas akhir ini untuk perhitungan penurunan-segera memakai perumusan janbu. Perumusan janbu mensyaratkan kondisi tanah di bawah permukaan pondasi harus jenuh, terletak pada tanah elastis, homogen dengan tebal terbatas.

Berdasarkan dari perhitungan daya dukung diatas semua persyaratan ternyata memenuhi dan perumusan bisa dipakai.

$$S_i = \mu_1 \cdot \mu_0 \cdot \frac{qB}{E} \quad (\text{untuk } \mu = 0,5)$$

Dengan

S_i = Penurunan segera rata-rata

μ_1 = Faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H (Gambar 5.4)

μ_0 = Faktor koreksi untuk kedalaman pondasi Df (Gambar 5.6)

B = Lebar pondasi rakit

q = tekanan pondasi netto

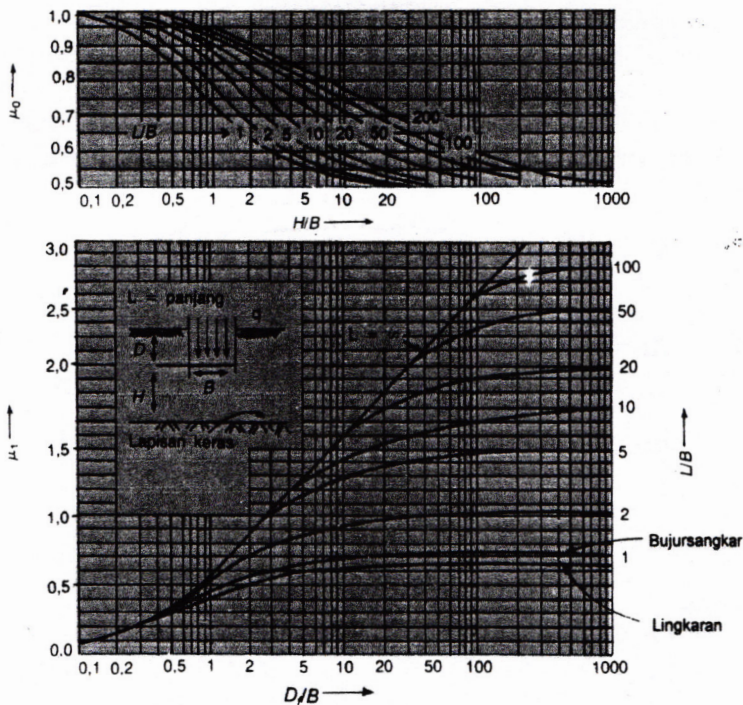
E = modulus elastisitas tanah (tabel 5-1)

Setelah perhitungan itu penurunan dikoreksi lagi dengan perumusan (Das,1983) :

$$S_i' = 0,93xS_i \quad (\text{untuk pondasi kaku})$$

Macam tanah	E (kg/cm ²)
Lempung	
sangat lunak	3-30
lunak	20-40
sedang	45-90
keras	70-200
berpasir	300-425
Pasir	
berlanau	50-200
tidak padat	100-250
padat	500-1000
Pasir dan kerikil	
padat	800-2000
Tidak padat	500-1400
Lanau	20-200
Loess	150-600
Serpih	1400-14000

Tabel 5.2 perkiraan modulus elastisitas E (Bowless, 1968)



Gambar 5.4 Grafik korelasi μ_0 , μ_1 (Janbu, Bjerrum, Kjaemli (1956))

jenis pondasi	Batas penurunan maksimum (mm)
pondasi terpisah pada tanah lempung	65
pondasi terpisah pada tanah pasir	40
pondasi rakit pada tanah lempung	65-100
pondasi rakit pada pasir	40-65

Tabel 5.3 Batas penurunan maksimum (skempton & MacDonald, 1955)

V.1.3.2. Penurunan konsolidasi

penurunan konsolidasi terbagi menjadi 2 yaitu konsolidasi primer dan sekunder. Konsolidasi sekunder terjadi setelah konsolidasi primer selesai jadi rentang waktunya akan sanat lama. Dalam tugas akhir ini perhitungan penurunan sebatas penurunan-segera dan konsolidasi primer. perumusanya sebagai berikut:

$$S_c = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \cdot H$$

$$\Delta e = C_r \log \frac{p_0' + \Delta p}{p_0'} \quad (p_1' < p_0')$$

$$\Delta e = C_r \log \frac{p_c'}{p_0'} C_c \log \frac{p_0' + \Delta p}{p_0'} \quad (p_0' < p_c' < p_1')$$

$$\Delta p = \frac{q_n BL}{(B + z) + (L + z)}$$

Dengan

C_c, C_r = indeks pemampatan

C_c = 0,009 (Wl - 13)

C_r = 1/10 C_c

Wl = water content (lampiran 4 tabel 9)

e_0 = angka pori (lampiran 4 tabel 9)

p_c' = tekanan prakonsolidasi

H = tebal lapisan tanah yang ditinjau

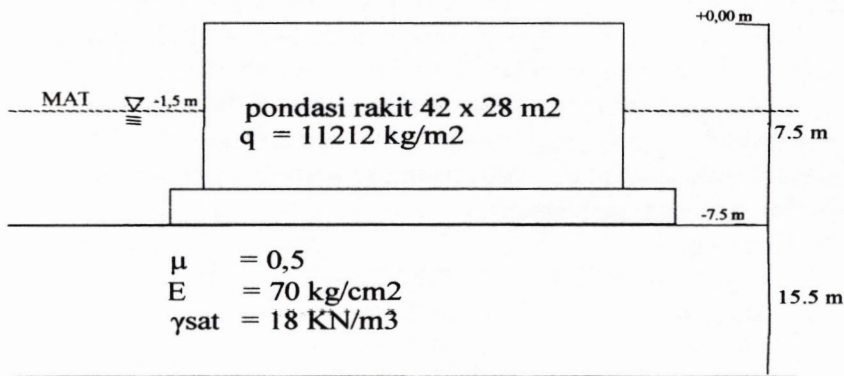
z = jarak dari dasar pondasi ke tengah-tengah lapisan

Penurunan total adalah jumlah dari penurunan-segera dan penurunan konsolidasi :

$$S = S_i + S_c$$

Cara perhitungan

1. Untuk beban 5 lantai



Gambar 5.5 sket pondasi rakit untuk beban 5 lantai

a) penurunan-segera

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

Dari perhitungan daya dukung didapat kedalaman rakit = 6 m

Penurunan dari kedalaman 6-12 m

$$L/B = 42/28 = 1,5 ; H/B = 6/28 = 0,21 ; D/B = 6/28 = 0,21$$

$$E = 70 \text{ kg/cm}^2 = 700.000 \text{ kg/m}^2 ; \mu = 0,5 ;$$

Dari gambar 5.6 diperoleh $\mu_0 = 0,96$; $\mu_1 = 0,18$

$$q = q_{\text{rakit}} + \text{tekanan akibat berat plat} - D\gamma$$

$$= 8223 + (2400 \times 1) - (6 \times 1400)$$

$$= 2.223 \text{ kg/m}^2$$

$$S_i = 0,96 \times 0,18 \times \frac{2.223 \times 28}{700000} = 0,015 \text{ m}$$

Koreksi jika pondasi kaku : $S_i' = 0,93 \times 0,015 = 0,014 \text{ m}$

Untuk perhitungan selanjutnya dalam lampiran 3

7.1.2 Ketebalan minimum Plat Rakit

Plat rakit direncanakan untuk meneruskan gaya dari struktur atas ke tanah. Perhitungan plat rakit adalah seperti menghitung ketebalan minimum pada pondasi telapak. Pada saat pondasi rakit dan pondasi tiang dipadukan, plat rakit difungsikan seperti poer yang mempunyai kontribusi terhadap daya dukung tanah terhadap beban yang bekerja. Untuk menghitung ketebalan minimum maka plat rakit harus memiliki kekuatan yang cukup terhadap geser pons dan lentur.

Data rencana poer :

- P_{\max} (1 kolom) = 402.953 kg
- Mutu beton = 30 MPa
- Mutu baja = 400 MPa
- Selimut beton = 50 mm
- Diameter tulangan 25 mm
- Tinggi efektif (d) :

$$dx = 1000 - 50 - \frac{1}{2} * 25 = 937,5 \text{ mm}$$

$$dy = 1000 - 50 - 25 - \frac{1}{2} * 25 = 912,5 \text{ mm}$$

1. Kontrol geser pons pada Plat rakit

Dalam merencanakan poer harus dipenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada SNI 03-2847-2002 pasal 13.12(2).

Kuat geser yang disumbangkan beton dirumuskan :

$$\phi V_c = \phi \left(1 + \frac{2}{\beta c} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) \times b_o \times d$$

tetapi tidak boleh kurang dari :

$$\phi V_c = \phi \times \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

dimana :

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek beton dari daerah beban terpusat atau reaksi = $\frac{700}{700} = 1$

b_o = keliling dari penampang kritis pada poer

- Keliling penampang kritis

$$b_o = 2(b_k + d) + 2(h_k + d)$$

dimana : b_k = lebar penampang kolom

h_k = tinggi penampang kolom

d = tebal efektif poer

$$b_o = 2(700 + 937,5) + 2(700 + 937,5) \\ = 6550 \text{ mm}$$

- Batas geser pons

$$\phi V_c = 0,6 \left(1 + \frac{2}{1} \right) \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) \times 6550 \times 937,5$$

$$= 10.090.076,49 \text{ N} = 1.009.007,65 \text{ kg}$$

$$\Phi V_c = 0,6 \times \frac{1}{3} \cdot \sqrt{30} \times 6950 \times 937,5$$

$$= 10.090.076,49 \text{ N}$$

$$= 1.009.007,65 \text{ kg}$$

$$P_u = 402.953 \text{ kg} < \Phi V_c = 1.009.007,65 \text{ kg}$$

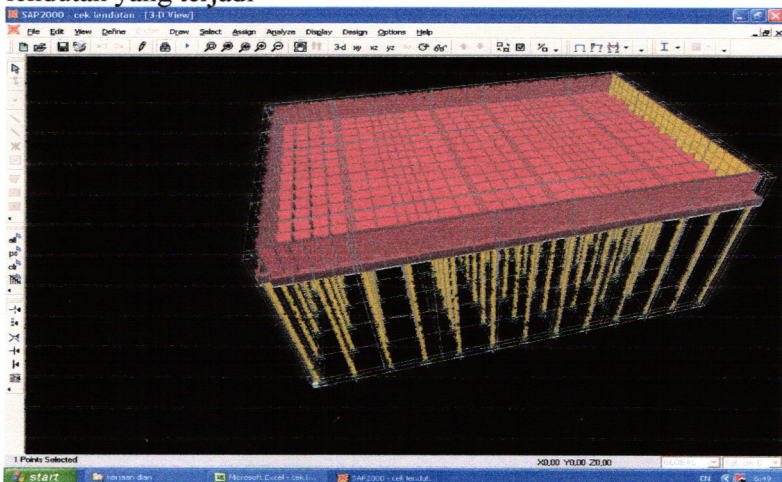
Jadi ketebalan plat rakit setebal 1 m memenuhi syarat terhadap geser pons.

2. Cek lendutan

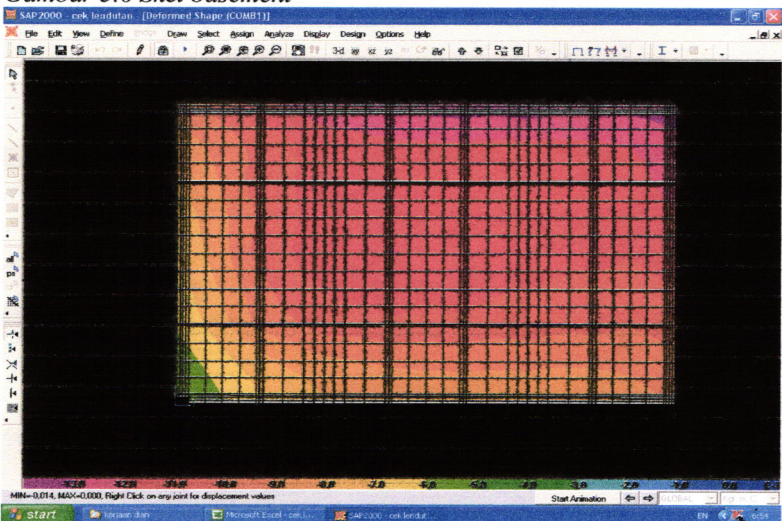
Untuk menjamin plat cukup kaku, sehingga beban dapat disebarkan merata ke seluruh luasan rakit, maka lendutan yang terjadi harus lebih kecil dari lendutan yang diijinkan dalam tabel 9 SNI 03-2847-2002. lendutan yang masih diperbolehkan adalah

$$f \leq \frac{\lambda}{240} ; \lambda = \text{jarak antar joint (tiang pancang)}$$

dengan bantuan dari program SAP 2000 didapat gambar lendutan yang terjadi



Gambar 5.6 Sket basement



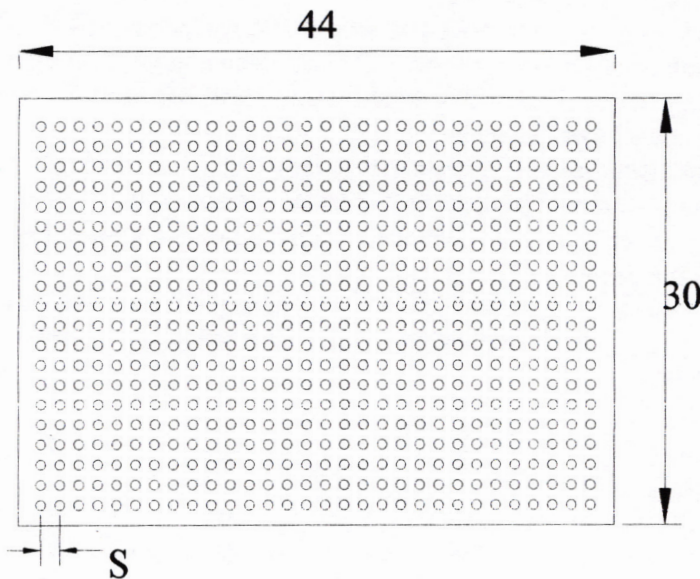
Gambar 5.7 lendutan yang terjadi pada plat rakit

Nilai lendutan maksimum sebesar $1.36 \text{ cm} < 360/240 = 1.5 \text{ cm}$. Jadi plat rakit setebal 1 meter bisa dipakai.

V.2. Pondasi tiang

Setelah merancang kedalaman dan daya dukung pondasi rakit langkah selanjutnya adalah merancang kedalaman tiang pancang untuk diketahui daya dukung ultimatenya.

Dalam merencanakan pondasi tiang dipakai poer dengan dimensi yang lebih besar dari dimensi rakit. Dimensi poernya adalah 44×30 m². Sket dalam gambar 5.8 menunjukkan adanya susunan tiang pancang group dengan diameter 400 mm dengan spasi tertentu yang akan digunakan dalam pengerjaan Tugas akhir ini.



Gambar 5.8 Skema pondasi tiang pancang group dengan spasi tertentu

Dalam merencanakan pondasi tiang ini akan direncanakan dengan spasi dan diameter yang bervariasi. Untuk spasi akan digunakan spasi 3D, \$D, dan 5D. Untuk diameter tiang akan digunakan tiang pancang dari WIKA pile dengan 3 variasi

tiang yaitu tiang A3 diameter 400 mm, tiang A3 diameter 500 mm, tiang B diameter 600 mm. Data tanah dipakai data B1

V.2.1. Distribusi beban pada Pondasi tiang

Beban yang akan dimasukkan adalah beban struktur atas yang melalui kolom dan beban poer selebar $30 \times 44 \text{ m}^2$.

Sebelum diketahui distribusi beban yang bekerja pada setiap tiang pancang perlu diketahui dahulu jumlah tiang pancangnya.

1. Untuk tiang pancang dengan diameter 400 mm dengan jarak 4D jumlah tiang pancang adalah 532 buah, dengan jarak 5D jumlah tiang pancang adalah 330 buah, untuk jarak 6D jumlah tiang pancang adalah 247 buah
2. Untuk tiang pancang dengan diameter 500 mm dengan jarak 4D jumlah tiang pancang adalah 330 buah, dengan jarak 5D jumlah tiang pancang adalah 234 buah, untuk jarak 6D jumlah tiang pancang adalah 165 buah
3. Untuk tiang pancang dengan diameter 600 mm dengan jarak 4D jumlah tiang pancang adalah 247 buah, dengan jarak 5D jumlah tiang pancang adalah 165 buah, untuk jarak 6D jumlah tiang pancang adalah 117 buah

jarak tiang pancang	jumlah tiang arah panjang dalam satu baris	jumlah tiang arah lebar dalam satu baris	jumlah tiang pancang
diameter 400 mm			
4D	28	19	532
5D	22	15	330
6D	19	13	247
diameter 500 mm			
4D	22	15	330
5D	18	13	234
6D	15	11	165
diameter 600 mm			
4D	19	13	247
5D	15	11	165
6D	13	9	117

Tabel 5.4 jumlah tiang pancang

Untuk menghitung distribusi beban maximum yang akan diterima 1 tiang pancang adalah

$$P_{\max} = \frac{\sum P}{n} + \frac{\sum P \cdot e_b \cdot X_{\max}}{\sum X^2} + \frac{\sum P \cdot e_l \cdot Y_{\max}}{\sum Y^2}$$

1. Untuk beban 5 lantai

Untuk tiang pancang diameter 400 mm dengan jarak 4D:

Asumsi awal tebal poer = 1 m ; jumlah tiang pancang = 532 buah

$$\begin{aligned} \Sigma P &= \Sigma P_{\text{kolom}} + P_{\text{poer}} \\ &= 7.607.355 + (2400 \times 30 \times 44 \times 1) \\ &= 10.775.355 \text{ kg} \\ \Sigma X^2 &= 38 \times (0,8^2 + 2,4^2 + 4^2 + 5,6^2 + 7,2^2 + 8,8^2 + 10,4^2 + 12^2 + 13,6^2 + \\ &\quad 15,2^2 + 16,8^2 + 18,4^2 + 20^2 + 21,8^2) \\ &= 88.865,28 \text{ m}^2 \\ \Sigma Y^2 &= 56 \times (1,6^2 + 3,2^2 + 4,8^2 + 6,4^2 + 8^2 + 9,6^2 + 11,2^2 + 12,8^2 + 14,4^2) \\ &= 40.857,6 \text{ m}^2 \\ P_{\max} &= \frac{10.775.355}{532} + \frac{10.775.355 \times 0,37 \times 21,6}{88.865,28} + \frac{10.775.355 \times 0,65 \times 14,4}{40.857,6} \\ &= 24.861,3 \text{ kg} \end{aligned}$$

Untuk tiang pancang diameter 400 mm dengan jarak 5D:

Asumsi awal tebal poer = 1 m ; jumlah tiang pancang = 330 buah

$$\begin{aligned} \Sigma P &= \Sigma P_{\text{kolom}} + P_{\text{poer}} \\ &= 7.607.355 + (2400 \times 30 \times 44 \times 1) \\ &= 10.775.355 \text{ kg} \\ \Sigma X^2 &= 30 \times (1^2 + 3^2 + 7^2 + 9^2 + 11^2 + 13^2 + 15^2 + 17^2 + 19^2 + 21^2) \\ &= 53.130 \text{ m}^2 \\ \Sigma Y^2 &= 44 \times (2^2 + 4^2 + 6^2 + 8^2 + 10^2 + 12^2 + 14) \\ &= 24.640 \text{ m}^2 \\ P_{\max} &= \frac{10.775.355}{330} + \frac{10.775.355 \times 0,4 \times 21}{53.130} + \frac{10.775.355 \times 0,58 \times 14}{24.640} \\ &= 38.207,97 \text{ kg} \end{aligned}$$

Untuk tiang pancang diameter 400 mm dengan jarak 6D:

Asumsi awal tebal poer = 1 m ; jumlah tiang pancang = 247 buah

$$\begin{aligned}
 \Sigma P &= \Sigma P_{\text{kolom}} + P_{\text{poer}} \\
 &= 7.607.355 + (2400 \times 30 \times 44 \times 1) \\
 &= 10.775.355 \text{ kg} \\
 \Sigma X^2 &= 26 \times (2,4^2 + 4,8^2 + 7,2^2 + 9,6^2 + 12^2 + 14,4^2 + 16,8^2 + 19,2^2 \\
 &\quad + 21,6^2) \\
 &= 42681,6 \text{ m}^2 \\
 \Sigma Y^2 &= 38 \times (2,4^2 + 4,8^2 + 7,2^2 + 9,6^2 + 12^2 + 14,4^2) \\
 &= 19.918,08 \text{ m}^2 \\
 P_{\text{max}} &= \frac{10.775.355}{247} + \frac{10.775.355 \times 0.37 \times 21,6}{42.681,6} + \frac{10.775.355 \times 0.65 \times 14,4}{19.918,08} \\
 &= 50.706,18 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Untuk perhitungan selanjutnya dalam lampiran 4

jarak tiang pancang	Beban 5 lantai P_{max} (kg)	Beban 6 lantai P_{max} (kg)	Beban 7 lantai P_{max} (kg)	Beban 8 lantai P_{max} (kg)
diameter 400 mm				
4D	23692.00	25973.06	29182.06	33557.75
5D	38207.97	41886.62	47061.74	54118.41
6D	49078.59	53803.86	60451.37	69415.74
diameter 500 mm				
4D	38207.97	41886.62	47061.74	54118.41
5D	53292.83	58423.85	65642.16	75484.88
6D	75374.49	82631.52	92840.72	106761.70
diameter 600 mm				
4D	50706.18	55588.15	62456.11	71821.08
5D	75374.49	82631.52	92840.72	106761.70
6D	106130.89	116349.13	130724.16	150325.57

Tabel 5.5 Hasil perhitungan P_{max} yang bekerja pada 1 tiang pancang

V.2.2. Daya dukung pada Pondasi tiang

Daya dukung pada meliputi 2 hal yaitu daya dukung berdasarkan kekuatan material tiang pancang menahan beban dan daya dukung tanah dalam menahan beban yang bekerja.

V.2.2.1. Daya dukung Pondasi tiang berdasarkan bahan

Daya dukung pondasi tiang berdasarkan bahan disini maksudnya harus dicek apakah beban maksimum yang bekerja apakah melebihi Pijin tiang atau tidak, jika melebihi berarti diameter tiang yang dipakai harus diperbesar.

1. Untuk beban 5 lantai

Cek daya dukung diperlihatkan dalam tabel 5.5

jarak tiang pancang	Beban 5 lantai P_{max} (kg)	Pijin 1 tiang (kg)	keterangan
diameter 400 mm			
4D	23692.00	109,710	OK
5D	38207.97	109,710	OK
6D	49078.59	109,710	OK
diameter 500 mm			
4D	38207.97	166,210	OK
5D	53292.83	166,210	OK
6D	75374.49	166,210	OK
diameter 600 mm			
4D	50706.18	226,690	OK
5D	75374.49	226,690	OK
6D	106130.89	226,690	OK

Tabel 5.6a P_{max} yang bekerja pada 1 tiang pancang

2. Untuk beban 6 lantai

Cek daya dukung diperlihatkan dalam tabel 5.6

jarak tiang pancang	Beban 6 lantai P_{max} (kg)	Pijin 1 tiang (kg)	keterangan
diameter 400 mm			
4D	25767.77	109,710	OK
5D	41556.86	109,710	OK
6D	53577.54	109,710	OK
diameter 500 mm			
4D	41556.86	166,210	OK
5D	58013.96	166,210	OK
6D	82067.79	166,210	OK
diameter 600 mm			
4D	55169.68	226,690	OK
5D	82067.79	226,690	OK
6D	115531.80	226,690	OK

Tabel 5.6b P_{max} yang bekerja pada 1 tiang pancang

3. Untuk beban 7 lantai

Cek daya dukung diperlihatkan dalam tabel 5.7

jarak tiang pancang	Beban 7 lantai P_{max} (kg)	Pijin 1 tiang (kg)	keterangan
diameter 400 mm			
4D	29514.34	109,710	OK
5D	47606.01	109,710	OK
6D	61336.89	109,710	OK
diameter 500 mm			
4D	47606.01	166,210	OK
5D	66424.46	166,210	OK
6D	93949.67	166,210	OK
diameter 600 mm			
4D	63156.57	226,690	OK
5D	93949.67	226,690	OK
6D	132155.65	226,690	OK

Tabel 5.6c P_{max} yang bekerja pada 1 tiang pancang

3. Untuk beban 8 lantai

Cek daya dukung diperlihatkan dalam tabel 5.8

jarak tiang pancang	Beban 8 lantai P_{max} (kg)	Pijin 1 tiang (kg)	keterangan
diameter 400 mm			
4D	36286.27	109,710	OK
5D	58541.03	109,710	OK
6D	74491.34	109,710	OK
diameter 500 mm			
4D	58541.03	166,210	OK
5D	81383.01	166,210	OK
6D	114998.89	166,210	OK
diameter 600 mm			
4D	77470.55	226,690	OK
5D	114998.89	226,690	OK
6D	161599.99	226,690	OK

Tabel 5.6d P_{max} yang bekerja pada 1 tiang pancang

V.2.2.2. Daya dukung Pondasi tiang berdasarkan tanah

Untuk perumusan daya dukung tiang menggunakan perumusan dari Luciano Dacourt yaitu:

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

$$\bar{Q} = Q_l / F \quad \text{dengan } F = 2$$

Dimana

Q_l = Daya dukung tanah maksimum pondasi (ton)

Q_p = Resistence ultimate di dasar pondasi (ton)

Q_s = Resistence ultimate akibat tekanan lateral (ton)

$$Q_p = q_p \cdot A_p = (\bar{N}_p \cdot K) A_p$$

Dimana

\bar{N}_p = Harga rata-rata SPT disekitar 4B diatas hingga 4B dibawah dasar tiang pondasi (B = diameter

$$\text{pondasi}) = \sum_{i=1}^n Ni / n$$

k = Koefisien karakteristik tanah :

12 t/m² = 117,5 KPa, untuk lempung

20 t/m² = 196 KPa, untuk lanau berlempung

25 t/m² = 245 KPa, untuk lanau berpasir

40 t/m² = 292 KPa, untuk pasir

A_p = Luas penampang dasar tiang

q_p = Tegangan di ujung tiang

$$q_s = q_s \cdot A = (((\bar{N}_s / 3) + 1) \cdot A_s)$$

Dimana

q_s = Tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m²

\bar{N}_s = Harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan :

$$3 \leq N \leq 50$$

As = Keliling * panjang tiang yang terbenam (luas selimut tiang)

Cara perhitungan :

1. untuk beban 5 lantai

Digunakan diameter 400 mm dengan jarak 4D, dicoba kedalaman 5,5m.

Dari SPT didapat

$N_p = 5,5$; $N_s = 3,5$; $K = 12000 \text{ kg/m}^2$;

$Q_l = Q_p + Q_s$

$$= ((5,5 \times 12000) \times 0,25 \times 3,14 \times 0,4^2) + (((3,5/3)+1) \times 3,14 \times 0,4 \times 4) \\ = 19.174,93 \text{ kg}$$

$Q_l/F = 19.174,93/2 = 9.587,467 \text{ kg} < 23.692 \text{ kg}$

Karena hasilnya $Q_l/F < P_u$ maka kedalaman tiang pancang harus ditambah agar daya dukung mencukupi. Perhitungan selanjutnya di lampiran 5.

Beban	ΣP (kg)	kedalaman pondasi tiang pancang (m)		
		jarak 4D	jarak 5D	jarak 6D
5 lantai	10,775,355	10.5	14.5	18.5
6 lantai	11,812,802	11.5	15.5	19.5
7 lantai	13,272,284	11.5	17.5	21.5
8 lantai	15,262,394	14.5	20.5	24.5

Tabel 5.7 kedalaman minimal tiang pancang untuk diameter 400 mm

Beban	ΣP (kg)	kedalaman pondasi tiang pancang (m)		
		jarak 4D	jarak 5D	jarak 6D
5 lantai	10,775,355	11.5	15.5	20.5
6 lantai	11,812,802	12.5	16.5	21.5
7 lantai	13,272,284	14.5	18.5	23.5
8 lantai	15,262,394	15.5	21.5	27.5

Tabel 5.8 kedalaman minimal tiang pancang untuk diameter 500 mm

Beban	ΣP (kg)	kedalaman pondasi tiang pancang (m)		
		jarak 4D	jarak 5D	jarak 6D
5 lantai	10,775,355	11.5	16.5	22.5
6 lantai	11,812,802	12.5	18.5	23.5
7 lantai	13,272,284	14.5	25.5	26.5
8 lantai	15,262,394	17.5	23.5	29.5

Tabel 5.9 kedalaman minimal tiang pancang untuk diameter 600 mm

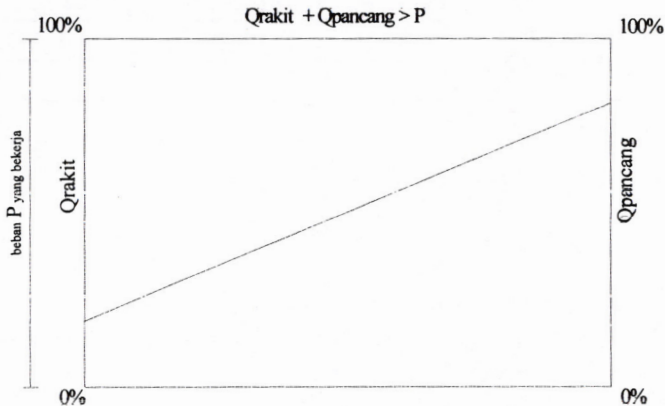
V.3. Perpaduan antara Pondasi Rakit dan Pondasi Tiang

Perpaduan pondasi rakit dengan pondasi tiang pancang bisa terjadi karena beberapa hal yaitu

1. Pondasi tiang yang dipakai adalah pondasi tiang apung sehingga masih mengijinkan terjadinya penurunan
2. Untuk penggunaan pondasi tiang apung artinya kedalaman tiang pancang tidak boleh mencapai tanah keras sehingga tidak terjadi lagi penurunan tanah, sedangkan penurunan akibat perpendekan elastis bahan dianggap kecil ($D \leq 23 \text{ m}$)
3. terjadi penurunan yang sama antara pondasi tiang pancang dan pondasi rakit.

Cara pengerjaan :

1. Mendefinisikan beban yang akan dimasukkan kedalam perhitungan beban. Beban yang akan dimasukkan adalah beban dari struktur atas yang disalurkan lewat kolom, beban rakit dan beban dinding.
2. Menghitung proporsi beban yang akan ditumpukan ke masing-masing pondasi.



Gambar 5.9 proporsi beban antara rakit dan pancang

3. Untuk menghitung daya dukung pondasi rakit tiang dengan perumusan :

$$P_u = n(\overline{c}_a \cdot A_s + A_b \cdot c_b \cdot N_c) + N_{cc} \cdot c_c (B_c \cdot L_c - n \cdot \pi \cdot d^2 / 4)$$

Dimana

\overline{c}_a = Adhesi rata-rata sepanjang tiang pancang (kg/m^2)

A_s = Luas selimut tiang (keliling tiang x panjang tiang) (m^2)

c_b = kohesi didasar tiang pancang (kg/m^2)

A_b = Luas tiang pancang (m^2)

c_c = kohesi dibawah permukaan pilecap (kg/m^2)

N_c = Faktor daya dukung vesic pada tabel 2.3

N_{cc} = Faktor daya dukung dari pilecap

$$B_c \times L_c (L_c > B_c) \approx 5.14(1 + 0.2 \cdot B_c / L_c)$$

(Skempton 1951)

$$c_a = \alpha \cdot c_u \quad (\alpha \text{ dari grafik 1 lampiran 7})$$

4. Cek apakah terjadi penurunan yang sama pada waktu yang sama
5. Hasil akhir dalam bentuk grafik yaitu
 - Proporsi Vs Beban (untuk pondasi rakit) dengan variasi spasi dan diameter
 - proporsi Vs jarak tiang pancang.
6. Perhitungan dilampirkan di lampiran 5

V.3.1. Grafik perhitungan perpaduan pondasi rakit dan pondasi Tiang Pancang

1. proporsi beban yang diterima rakit Vs beban

digunakan tiang diameter 400 mm spasi 4D				
Beban (lantai)	proporsi rakit (%)	proporsi tiang (%)	kedalaman rakit (m)	kedalaman tiang (m)
5	48,3	51,7	3,5	8,5
6	49	51	3,5	8,5
7	49	51	3,5	9
8	48	52	3,5	9,5

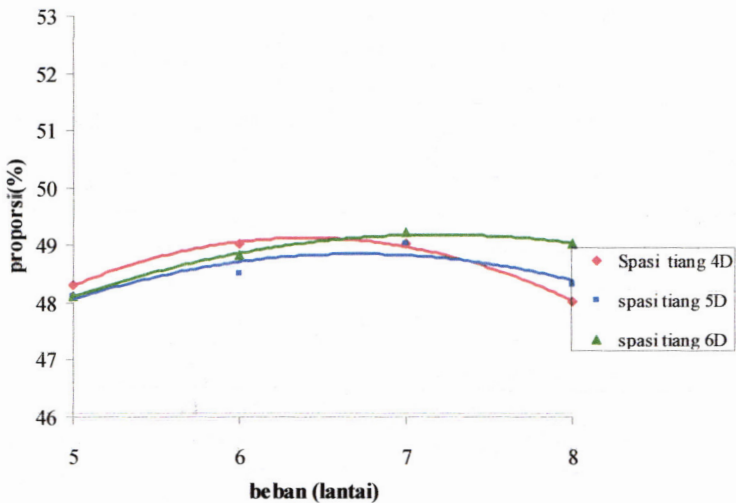
Tabel 5.10 hasil analisa perhitungan perpaduan 2 pondasi diameter 400 mm spasi 4D

digunakan tiang diameter 400 mm spasi 5D				
Beban (lantai)	proporsi rakit (%)	proporsi tiang (%)	kedalaman rakit (m)	kedalaman tiang (m)
5	48,1	51,9	3,5	10
6	48,5	51,5	3,5	10,5
7	49	51	3,5	11,5
8	48,3	51,7	3,5	12

Tabel 5.11 hasil analisa perhitungan perpaduan 2 pondasi diameter 400 mm spasi 5D

digunakan tiang diameter 400 mm spasi 6D				
Beban (lantai)	proporsi rakit (%)	proporsi tiang (%)	kedalaman rakit (m)	kedalaman tiang (m)
5	48.1	51.9	3.5	12
6	48.8	51.2	3.5	12.5
7	49.2	50.8	3.5	13.5
8	49	51	3.5	15

Tabel 5.12 hasil analisa perhitungan perpaduan 2 pondasi diameter 400 mm spasi 6D



Gambar 5.10 Grafik hubungan proporsi beban yang diterima rakit dengan beban (pondasi tiang diameter 400 mm)

digunakan tiang diameter 500 mm spasi 4D				
Beban (lantai)	proporsi rakit (%)	proporsi tiang (%)	kedalaman rakit (m)	kedalaman tiang (m)
5	48.1	51.9	3.5	9
6	48.5	51.5	3.5	9.5
7	48.9	51.1	3.5	10
8	48	52	3.5	10.5

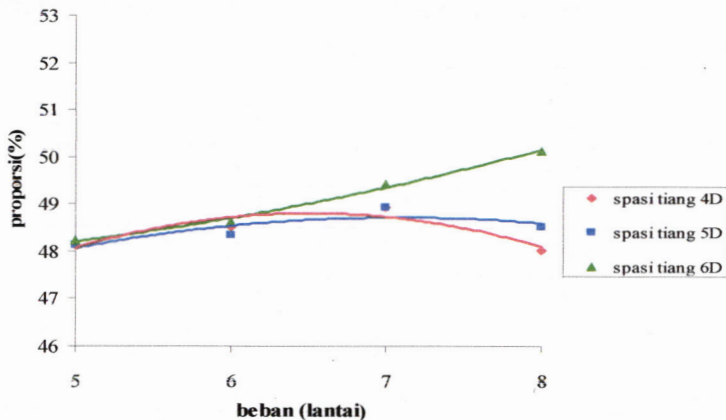
Tabel 5.13 hasil analisa perhitungan perpaduan 2 pondasi diameter 500 mm spasi 4D

digunakan tiang diameter 500 mm spasi 5D				
Beban (lantai)	proporsi rakit (%)	proporsi tiang (%)	kedalaman rakit (m)	kedalaman tiang (m)
5	48.1	51.9	3.5	11
6	48.3	51.7	3.5	11.5
7	48.9	51.1	3.5	12
8	48.5	51.5	3.5	13.5

Tabel 5.14 hasil analisa perhitungan perpaduan 2 pondasi diameter 500 mm spasi 5D

digunakan tiang diameter 500 mm spasi 6D				
Beban (lantai)	proporsi rakit (%)	proporsi tiang (%)	kedalaman rakit (m)	kedalaman tiang (m)
5	48.2	51.8	3.5	13.5
6	48.6	51.4	3.5	14.5
7	49.4	50.6	3.5	15.5
8	50.1	49.9	3.5	17

Tabel 5.15 hasil analisa perhitungan perpaduan 2 pondasi diameter 500 mm spasi 6D



Gambar 5.11 Grafik hubungan proporsi beban yang diterima rakit dengan beban (pondasi tiang diameter 500 mm)

digunakan tiang diameter 600 mm spasi 4D				
Beban (lantai)	proporsi rakit (%)	proporsi tiang (%)	kedalaman rakit (m)	kedalaman tiang (m)
5	48.1	51.9	3.5	9.5
6	48.5	51.5	3.5	10
7	48.9	51.1	3.5	10.5
8	48.1	51.9	3.5	11

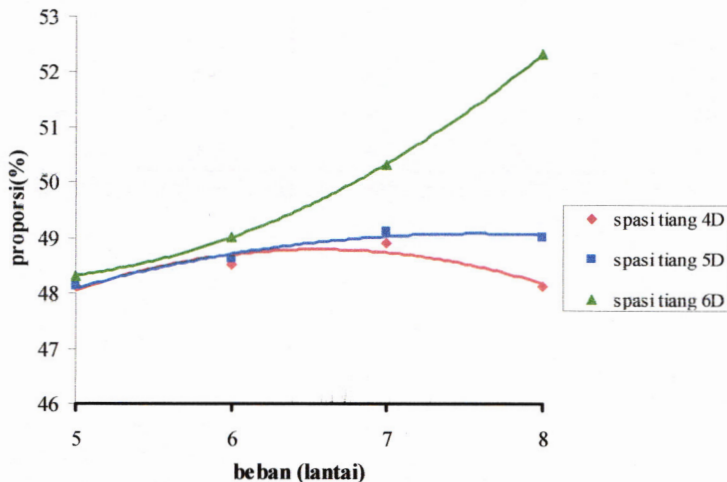
Tabel 5.16 hasil analisa perhitungan perpaduan 2 pondasi diameter 600 mm spasi 4D

digunakan tiang diameter 600 mm spasi 5D				
Beban (lantai)	proporsi rakit (%)	proporsi tiang (%)	kedalaman rakit (m)	kedalaman tiang (m)
5	48.1	51.9	3.5	12
6	48.6	51.4	3.5	12.5
7	49.1	50.9	3.5	13.5
8	49	51	3.5	15

Tabel 5.17 hasil analisa perhitungan perpaduan 2 pondasi diameter 600 mm spasi 5D

digunakan tiang diameter 600 mm spasi 6D				
Beban (lantai)	proporsi rakit (%)	proporsi tiang (%)	kedalaman rakit (m)	kedalaman tiang (m)
5	48.3	51.7	3.5	15
6	49	51	3.5	16
7	50.3	49.7	3.5	17.5
8	52.3	47.7	3.5	19

Tabel 5.18 hasil analisa perhitungan perpaduan 2 pondasi diameter 600 mm spasi 6D

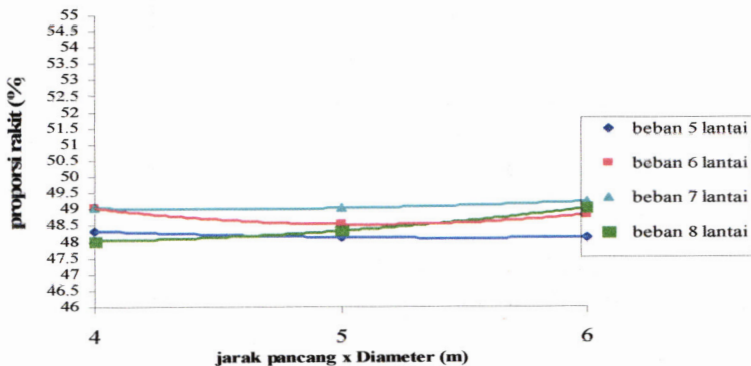


Gambar 5.12 Grafik hubungan proporsi beban yang diterima rakit dengan beban (pondasi tiang diameter 600 mm)

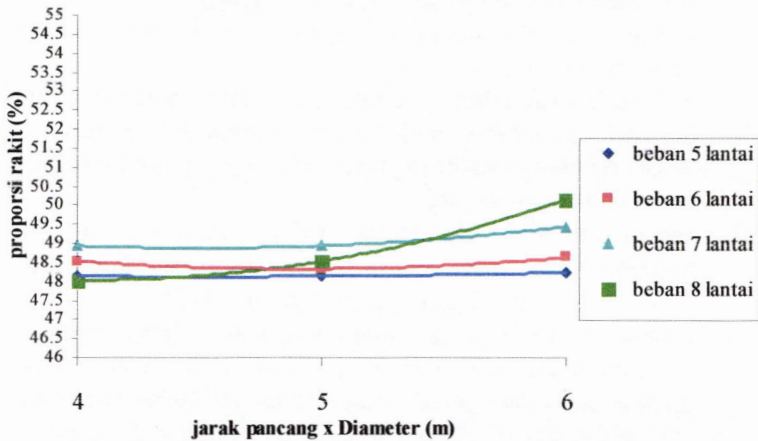
2. proporsi beban yang diterima rakit Vs jarak tiang pancang

jarak tiang pancang	Proporsi daya dukung dari rakit (%)			
	Beban 5 lantai	Beban 6 lantai	Beban 7 lantai	Beban 8 lantai
D 400 mm				
4D	48.3	49	49	48
5D	48.1	48.5	49	48.3
6D	48.1	48.8	49.2	49
D 500 mm				
4D	48.1	48.5	48.9	48
5D	48.1	48.3	48.9	48.5
6D	48.2	48.6	49.4	50.1
D 600 mm				
4D	48.1	48.5	48.9	48.1
5D	48.1	48.6	49.1	49
6D	48.3	49	50.3	52.3

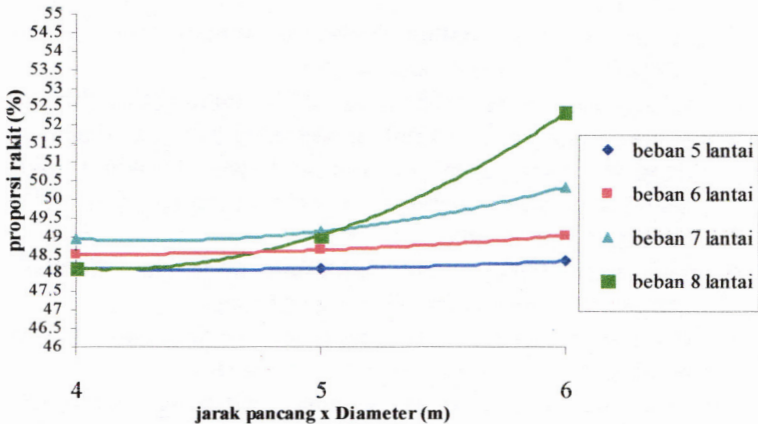
Tabel 5.19 proporsi beban yang diterima rakit dengan variasi jarak tiang pancang



Gambar 5.13 Hubungan proporsi beban yang diterima rakit dengan spasi tiang (diameter tiang 400 mm)



Gambar 5.14 Hubungan proporsi beban yang diterima rakit dengan spasi tiang (diameter tiang 500 mm)



Gambar 5.15 Hubungan proporsi beban yang diterima rakit dengan spasi tiang (diameter tiang 600 mm)

V.3.2. Analisa grafik dan hasil perhitungan

1. kontribusi rakit dalam memikul beban bertambah dengan bertambahnya beban ini terlihat dari grafik
2. kedalaman rakit tetap sedangkan kedalaman pondasi tiang bervariasi
3. kedalaman rakit hanya antara 3.5-5 m. kedalaman yang berlebih membuat rakit tidak mengalami penurunan sedangkan tiang masih menurun sehingga perpaduan rakit tiang tidak akan terjadi.
4. secara umum kontribusi rakit menurun dengan bertambahnya spasi, akan tetapi penurunan kontribusi tidak signifikan dengan margin sekitar 1-2 %
5. Dengan beban 100 % ditanggung pondasi rakit ternyata membutuhkan penanaman pondasi rakit yang lebih dalam. Dalam pengerjaan tugas akhir ini kedalaman rakit yang memikul 100 % beban adalah 6-9 meter. Sedangkan dengan perpaduan kedalaman rakit ditetapkan 3,5 meter..
6. Pondasi tiang yang memikul 100 % beban membutuhkan pemancangan sampai sekitar 29,5 meter sedangkan pada perpaduan dengan pondasi rakit hanya sampai maksimal 19 meter.
7. kontribusi rakit dalam memikul beban pada sistem pondasi rakit-tiang antara 48-50 %
8. Persentase beban didukung rakit meningkat dengan makin besarnya rasio jarak antara tiang s dengan diameter tiang d . Akan tetapi Persentase beban didukung rakit cenderung sama dengan perubahan rasio luas rakit dengan diameter tiang.
9. Persentase beban yang didukung rakit-tiang berubah dengan rasio luas rakit dan tinggi gedung.
10. Penurunan yang terjadi akibat beban yang dipikul oleh pondasi, bukan karena daya dukung tanah.
11. penurunan pada sistem pondasi rakit-tiang didominasi penurunan konsolidasi, sedangkan penurunan segera bernilai kecil..

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

VI.1 Kesimpulan

1. Plat rakit mempunyai ketebalan 1 meter.
2. pondasi rakit mempunyai kedalaman tertentu yaitu 3,5 meter dengan diameter tiang pancang 500 mm berjarak 6D
3. pondasi rakit mendapat porsi memikul beban sebesar 48,9 % pada beban bangunan atas 7 lantai
4. kedalaman pondasi tiang pancang pada Diameter 500 mm spasi 6D adalah 19 meter
5. Basement dapat dianggap sebagai pondasi rakit yang bersama-sama dengan pondasi tiang pancang dalam memikul beban bangunan atas.

VI.1 Saran

Perpaduan antara pondasi rakit dengan pondasi tiang bisa terjadi. Disarankan dilakukan penelitian lebih lanjut sistem pondasi rakit-tiang untuk mengetahui pola keruntuhan yang terjadi pada sistem pondasi rakit-tiang di tanah kohesif.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Nasional. 2002. *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2002)*. Bandung : BSN
- Badan Standardisasi Nasional. 1989. *Tata Cara Penghitungan Pembebanan Untuk Bangunan Rumah dan gedung (RSNI 03-1727-1989)*. Bandung : BSN
- Bowless, E. Joseph. *Analisis dan Desain Pondasi*. 1988. Edisi Keempat, jilid 1. Jakarta: Penerbit Erlangga
- Bowless, E. Joseph. *Analisis dan Desain Pondasi*. 1988. Edisi Keempat, jilid 2. Jakarta: Penerbit Erlangga
- Hardiyatmo H. Cristady. *Teknik Fondasi 1*. 1996
Jakarta : Penerbit PT Gramedia Pustaka Utama
- Nakazawa, Kazuto dkk. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1980. Diterjemahkan oleh : Ir. Taulu dkk. Jakarta: PT. Pradnya Paramita
- Poulos H.G. & E.G Davis.. *Pile Foundations, Analysis and Design*. 1980. Jakarta
- Purwono, Rachmat. 2005. *Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa*. Edisi Pertama. Surabaya : Institut Teknologi Sepuluh Nopember
- Roesyanto. *Sistem Alih Beban pada Pondasi Rakit-Tiang*. 2005, Bandung : Institut Teknologi Bandung

Wahyudi, Herman. 1999. *Diktat Daya Dukung Pondasi Dalam*. Surabaya : ITS

Wayne C. Teng. *Foundations Design*. 1962. New Jersey, Englewood

LAMPIRAN

DATA TANAH

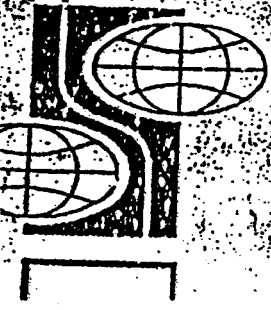
Laporan Penyelidikan Tanah
YAMAHA OFFICE PARK
Jl. MAYJEN, SINGKONO, SURABAYA

DATA PERSADA

GEOTECHNICAL CONSULTANCY & FOUNDATION ENGINEERING

Margorejo Indah XIX / 35 - Blok D - 507 - Surabaya

Phone: (031) 8492706, 8437298, 8410581 Fax: (031) 8437302



Laporan Penyelidikan Tanah

PROYEK : YAMAHA OFFICE PARK
LOKASI : JL. MAYJEN. SUNKONO, SURABAYA
ORDER : PT. CALINDOMAS AGUNG

Daftar Isi:

I.	Pendahuluan	1
ii.	Pekerjaan Lapangan	1
III.	Hasil Test dan Diskusi	2
IV.	Saran Pondasi	2

Gambar

1. Posisi titik-titik boring
2. Rangkuman N-SPT vs. kedalaman

Lampiran

1. Profil boring B2 dan B3
2. Hasil uji rising head

Surabaya, 15 Desember 2006

Data Persada



Johnes Suwont
Ir. Supie Prawono, M.Eng.
Direktur

I. Pendahuluan

Laporan ini merupakan hasil penyelidikan tanah tambahan untuk proyek YAMAHA Office Park di jalan MayJen. Sungkono, Surabaya.

Penyelidikan ini merupakan kelanjutan dari penyelidikan yang lalu yang telah dilaporkan dalam Laporan no: 144/Laj./XII/06, tertanggal 1 Desember 2006.

Pekerjaan tambahan ini ditugaskan kepada kami oleh PT. CALINDOMAS AGUNG, pemilik, melalui persetujuannya atas penawaran no: 233/DP/K/XII/06, tertanggal 2 Desember 2006.

Tujuan dari pekerjaan tambahan ini adalah untuk meyakinkan adanya muka air tanah, serta untuk mengetahui keseragaman kondisi kepadatan tanah guna perencanaan pondasi bangunan berlantai banyak.

Pekerjaan yang dilaksanakan mencakup dua titik boring dalam (35m), dengan SPT serta pengukuran muka air dalam lubang bor. Jumlah, macam pengujian, dan posisi titik-titik bor telah ditentukan oleh konsultan pihak pemberi tugas.

Pekerjaan lapangan ini telah dilaksanakan antara tanggal 2 – 5 Desember 2006, dan kemudian monitoring muka air tanah dilakukan sampai tanggal 13 Desember 2006.

II. Pekerjaan Lapangan

2.1 Umum

Posisi titik-titik penyelidikan ditunjukkan pada Gambar 1. Permukaan tanah telah dapat dianggap rata, dan merupakan kedalaman nol dari titik boring. Gambar ini menunjukkan pula posisi boring pada penyelidikan yang lalu. Menyambung penyelidikan yang lalu, notasi boring adalah B2 dan B3.

2.2. Boring

- o Boring-dalam dilaksanakan dengan mesin Yoshida YSO-1, dengan metode *straight flushed rotary drilling*. Tidak dipakai casings dalam pengeboran ini, dinding lubang bor hanya dijaga oleh lumpur bor. Lumpur bor ini dikurangi kepekatannya sewaktu pengeboran menjelang kedalaman 12m.
- o Tidak diperlukan *undisturbed sampling* dalam pekerjaan ini. Kondisi kepadatan atau kekuatan tanah diindikasikan oleh nilai *N-SPT*. Hasil boring disajikan berupa profil tanah di posisi titik-titik boring di Lampiran 1 yang juga mencantumkan hasil pembacaan SPT.

2.3. Pengukuran muka air tanah

- o Setelah pengeboran selesai, dalam lubang bor dipasang pipa berukuran $\phi 75\text{mm}$ -12m yang dindingnya telah diperforasi.
- o Air dalam lubang dipompa dan ditimba keluar, dan dari waktu ke waktu diukur dalamnya muka air ini terhadap permukaan tanah setempat. Muka air dalam lubang bor ternyata meningkat dengan waktu (*rising head*).
- o Hasil pengukuran digambarkan berupa dalamnya muka air sepanjang waktu, dan dapat di pelajari di Lampiran 2.

III. Hasil Test dan Diskusi

3.1. Umum

Hasil uji SPT dari penyelidikan ini digambarkan bersama dengan hasil SPT yang lalu seperti di Gambar 2. Terlihat trend kekuatan tanah yang sama, yaitu kekuatan tanah berangsur meningkat dengan kedalaman.

Namun ternyata kondisi kepadatannya berbeda dengan hasil yang lalu, dan menunjukkan ketidakseragaman kekuatan tanah. Kondisi di B3 masih dapat menyamai kondisi B1 dari penyelidikan yang lalu maupun hasil dari testana, namun kondisi di B2 lebih kuat dibandingkan yang lainnya.

Melihat trend hasil SPT serta berdasarkan kondisi rata-rata yang teraman, maka hubungan N -SPT dengan kedalaman yang disarankan dalam penyelidikan yang lalu, $N = 18 + 1/13(L - 22)$ masih dapat dipakai.

Hasil SPT ini lebih rendah dari yang didapat pada penyelidikan Testana maupun dari hasil B3, namun trend kenaikannya dapat dikatakan sama.

3.2. Hambatan lekat tanah

Hambatan lekat tanah masih dapat dianggap konsisten sebesar $8t/m^2$. Hal ini sesuai dengan N' rata-rata = 20 sepanjang kedalaman 20-30m dan plastisitas tanah lempung yang tinggi.

Dari penyelidikan tambahan ini dapatlah ditentukan hambatan lekat ini mulai termobilisir setelah kedalaman 18m.

Kokoh geser tanah lempung yang sangat kaku di bawah kedalaman 22m memberikan tahanan ujung yang cukup besar. Berdasarkan pengalaman di kawasan ini, tahanan ujung dapat dikorelasikan sebesar $40 N$ (dalam t/m^2). Untuk pemasangan dengan *bored pile* angka ini direduksi 75%.

3.3. Muka air tanah

Dari pengamatan selama 1 minggu diketahui bahwa muka air dalam lubang bor menaik setelah ditimba keluar. Kenaikan muka air ini mengindikasikan adanya air dalam tanah, yang diduga merupakan air permukaan (*perched water*) yang tertampung oleh lapisan lempung yang kedap.

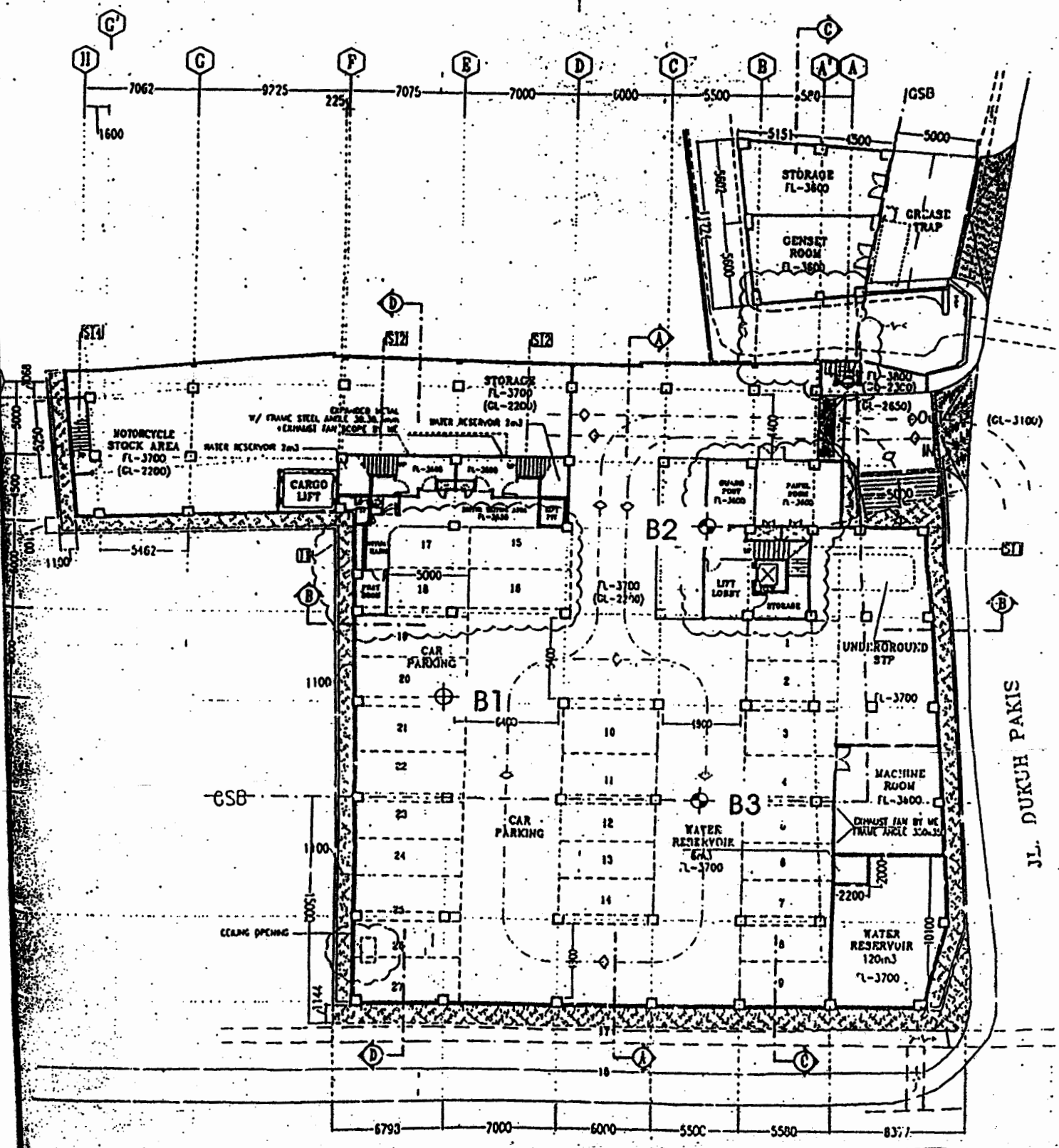
Adanya air memerlukan perhatian dalam perencanaan dan pelaksanaan *basement*.

Dari penyelidikan yang terbatas ini, belum dapat diketahui di kedalaman mana lapisan kedap air ini bermula dan sampai berapa luas daerah yang menampung air ini.

V. Saran Pondasi

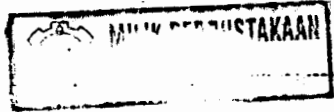
- o Daya dukung ijin untuk tiang bor dapat dihitung kembali berdasarkan penyelidikan yang sekarang, yaitu dengan menasikkan bermulanya hambatan lekat ke kedalaman 18m. Hasil perhitungan seperti tergambar di *Gambar 4*.
- o Diperlukan *static pile loading test* sekurang-kurangnya dua buah untuk meyakinkan besarnya Q_{ult} yang ditentukan dan untuk mempelajari perilaku penurunan tiangnya.

Handwritten signature



JL. MAYJEN SUNGKONO

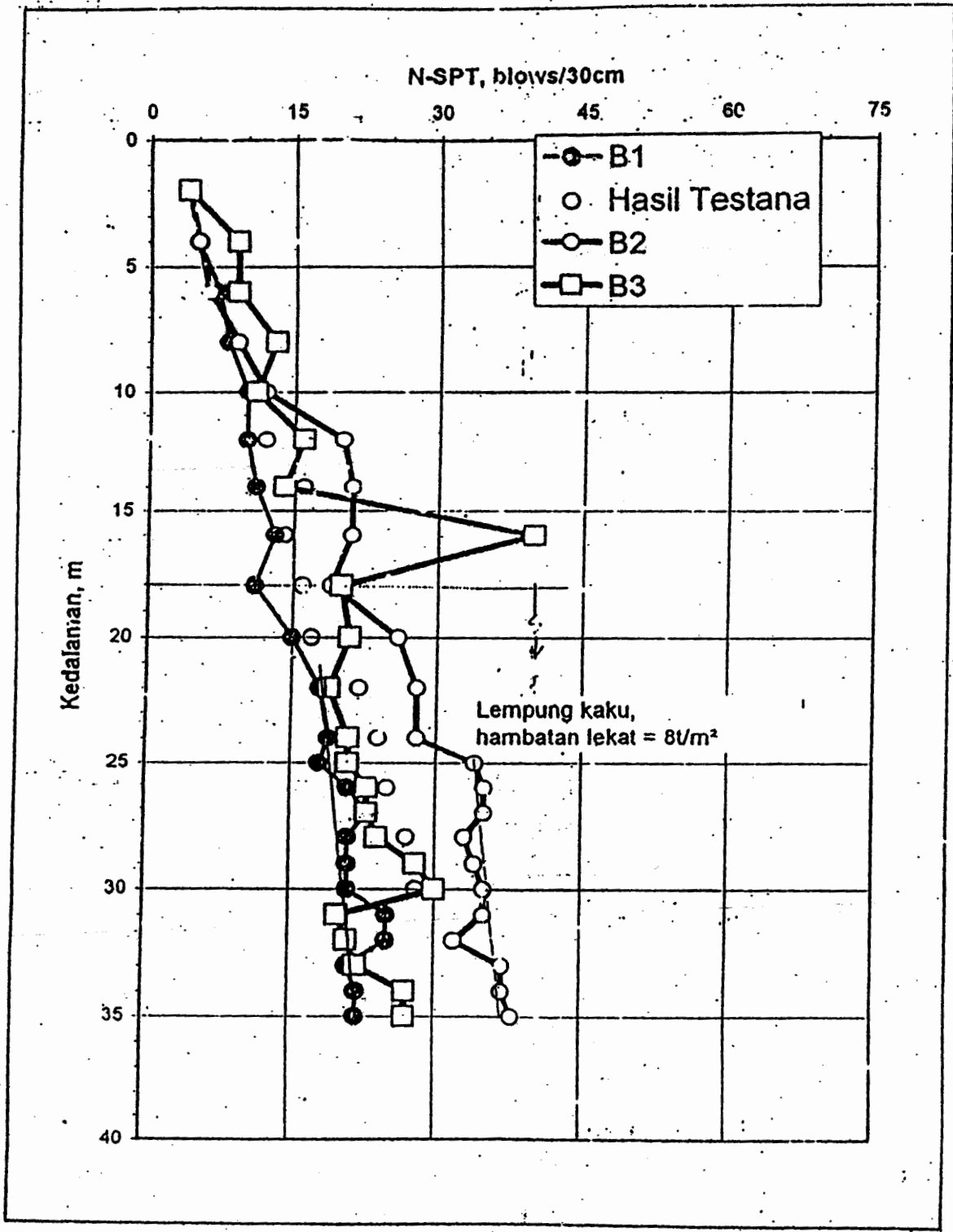
FL-1900 (CL-10.00)



Note: B1 sudah dilaksanakan sebelumnya

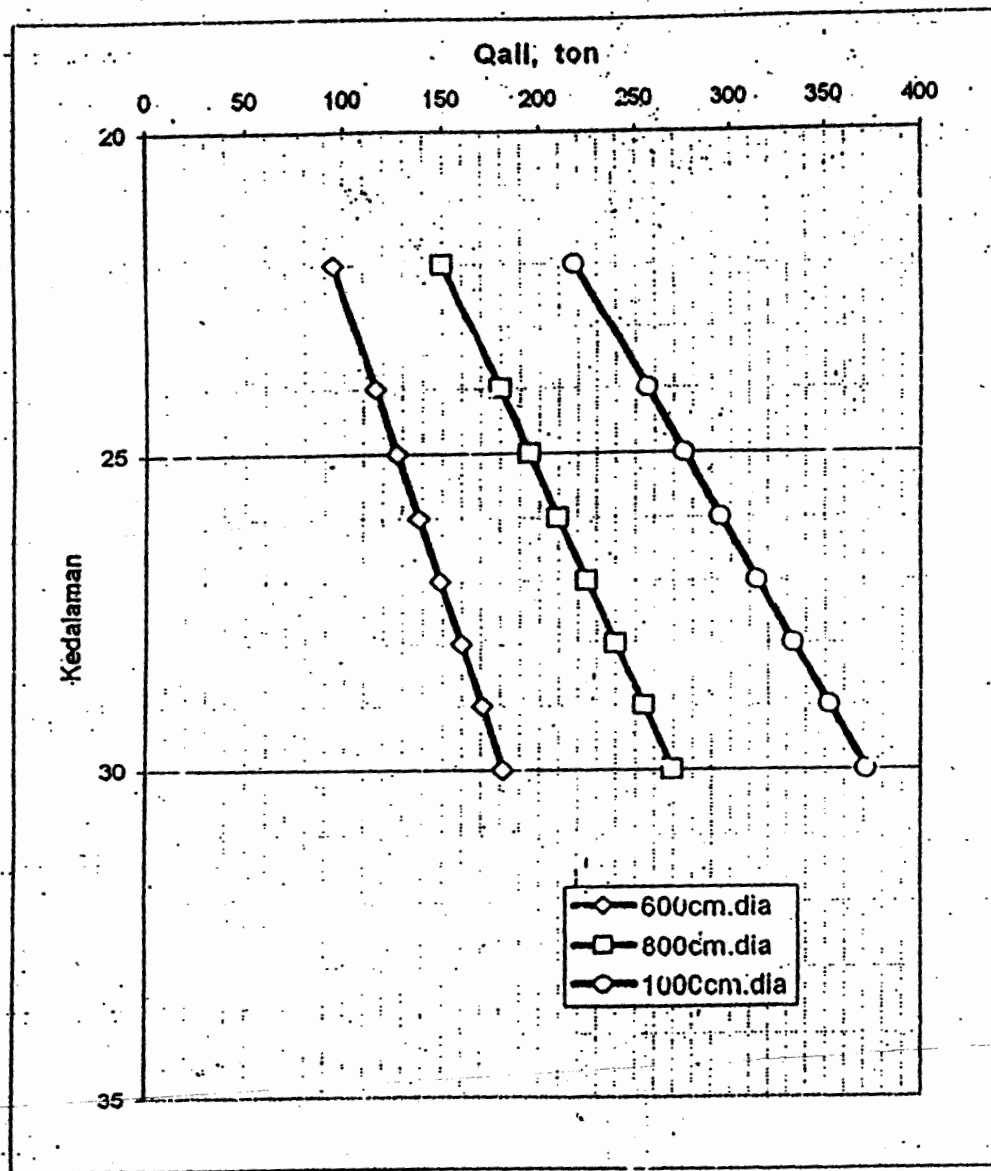
N vs Kedalaman

YAMAHA OFFICE PARK
Jl. MayJen Sungkono, Surabaya



Gambar 2

Daya Dukung Ijin Bored Pile YAMAHA OFFICE PARK



Gambar 3

SOIL DESCRIPTION :	Standard Penetration Test							VANE SHEAR TEST				STRENGTH TEST					Atterberg Limits			γ	G _s	e
	10	20	30	40	50	60	70	S _v	Typ.	C	φ	c _u	LL	PL	LI	γ	G _s	e				
Stru																						
Lempung, mantap - kaku, abu kekuningan	4																					
	5																					
	6																					
	9																					
	12																					
Lempung, kaku, abu	20																					
	21																					
	22																					
	23																					
	26																					
	28																					
	29																					
Lempung, sangat kaku labu	34																					
	35																					
	36																					
	37																					
	37																					
	38																					

Standard Penetration Test (Blows/30 cm)	c = Cohesion kg/cm ²	w _n = moisture content %
Undisturbed Vane Shear Strength kg/cm ²	φ = Angle of Internal Friction	w _p = plastic limit %
Remolded Vane Shear Strength kg/cm ²	UU = Unconsolidated Undrained	w _L = liquid limit %
Unconfined Compressive Strength kg/cm ²	CU = Consolidated Undrained	γ = bulk density g/cc
Sensitivity	CD = Consolidated Drained	G _s = specific gravity
		e _o = void ratio

BOREHOLE #

B2

LEGEND: □ - SPT □ - CORING

PROJECT: YAMAHA OFFICE PARK

LOCATION: Jl. Mayjen Sungkono
STA. / CH. : Surabaya

GROUND WATER LEVEL:

BORING DEPTH:

GROUND SURFACE LEVEL:

SOIL DESCRIPTION:

Standard Penetration Test

VANE SHEAR TEST

STRENGTH TEST

Atterberg Limits

γ

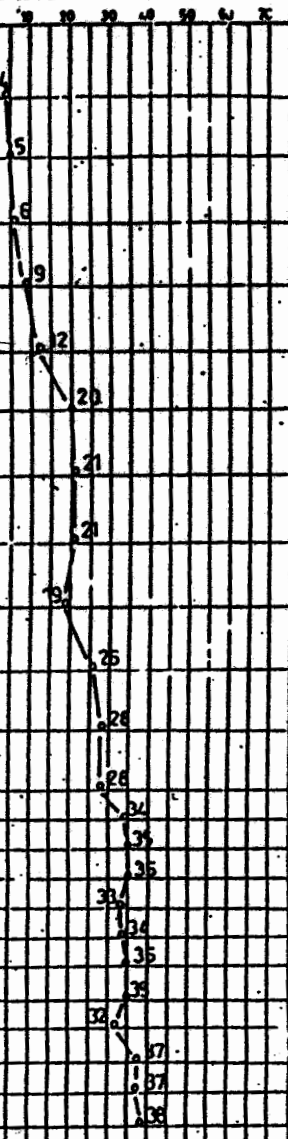
G_s

e_v

4
5
6
8

10
Lempung, kaku, abu²

Lempung, sangat kaku
abu²



Standard Penetration Test (Blows/30 cm)
 Undisturbed Vane Shear Strength kg/cm²
 Remolded Vane Shear Strength kg/cm²
 Unconfined Compressive Strength kg/cm²
 Sensitivity

c = Cohesion kg/cm²
 ϕ = Angle of Internal Friction
 UU = Unconsolidated Undrained
 CU = Consolidated Undrained
 CD = Consolidated Drained

w_n = moisture content %
 w_p = plastic limit %
 w_l = liquid limit %
 γ = bulk density g/cc
 G_s = specific gravity
 e_v = void ratio

BOREHOLE

B2

1150 - SPT

1150 - CORING



YAMAHA OFFICE PARK

LOCATION : **Jl. Mayjen Sungkono**
 STA - / CH. : **Surabaya**

GROUND WATER LEVEL :

BORING DEPTH: **m**

GROUND SURFACE LEVEL:

SOIL DESCRIPTION :	Standard Penetration Test							VANE SHEAR TEST			STRENGTH TEST			Atterberg Limits			γ	G_s	e_c
	10	20	30	40	50	60	70	St	Type	C	ϕ	c_u							
Lempung, mantap - kaku, abu ² kekuningan	4	9	9	13															
Lempung, kaku, abu ²	11	15	14																
Lempung, sangat kaku, ada lapisan mengeras abu ²	20			40															
Lempung, sangat kaku	21	19	21	21	23	23	24	26	30										
	20	21	22	27															

Standard Penetration Test (blows/30 cm)
 Disturbed Vane Shear Strength kg/cm²
 Undisturbed Vane Shear Strength kg/cm²
 Unconfined Compressive Strength kg/cm²
 Plasticity

c = Cohesion kg/cm²
 ϕ = Angle of internal friction
 UU = Unconsolidated Undrained
 CU = Consolidated Undrained
 CD = Consolidated Drained

w_n = moisture content %
 w_p = plastic limit %
 w_l = liquid limit %
 γ = bulk density g/cc
 G_s = specific gravity
 e_o = void ratio

BORING HOLE No.:

B3

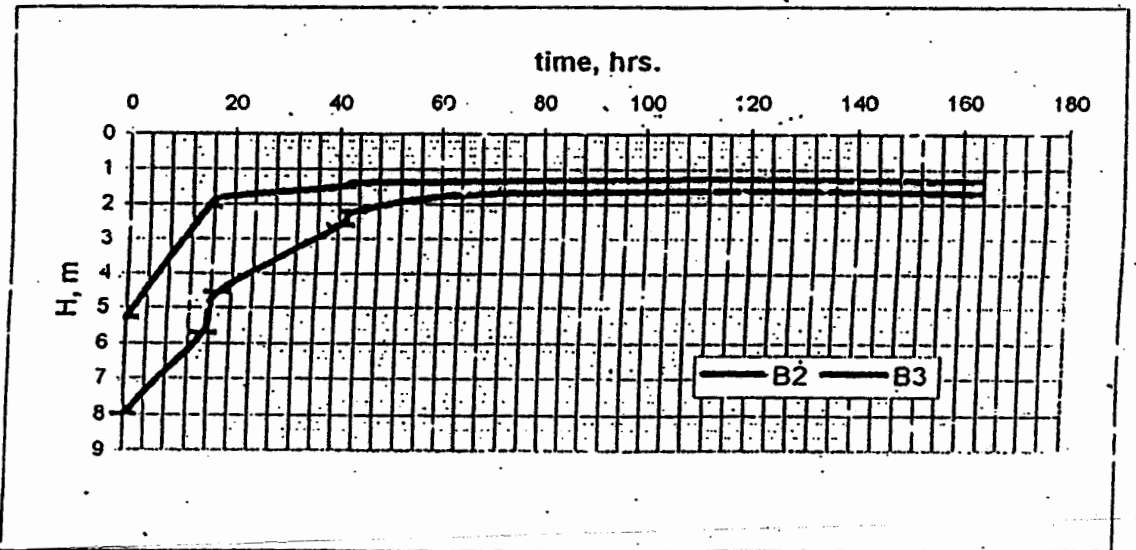
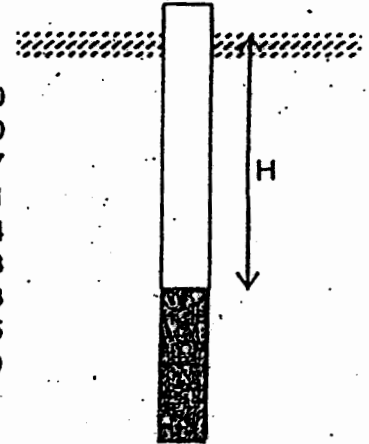
☐ - SPT

☐ - CORING



**Rising water level
Yamaha office park**

tgl/jam	time elapsed, hrs.	H, m	
		B2	B3
06-12-06 16:30	0	5.30	8.00
07-12-06 07:30	15	2.10	5.70
07-12-06 10:00	17	1.82	4.57
08-12-06 09:00	41	1.50	2.61
08-12-06 11:20	43	1.40	2.24
09-12-06 09:25	65	1.36	1.73
11-12-06 11:40	115	1.28	1.63
12-12-06 15:20	143	1.33	1.65
13-12-06 10:05	162	1.35	1.70





PROGRAM S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASTENSI TUGAS AKHIR

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111
 Telp.031-5946094, F.031-5947284

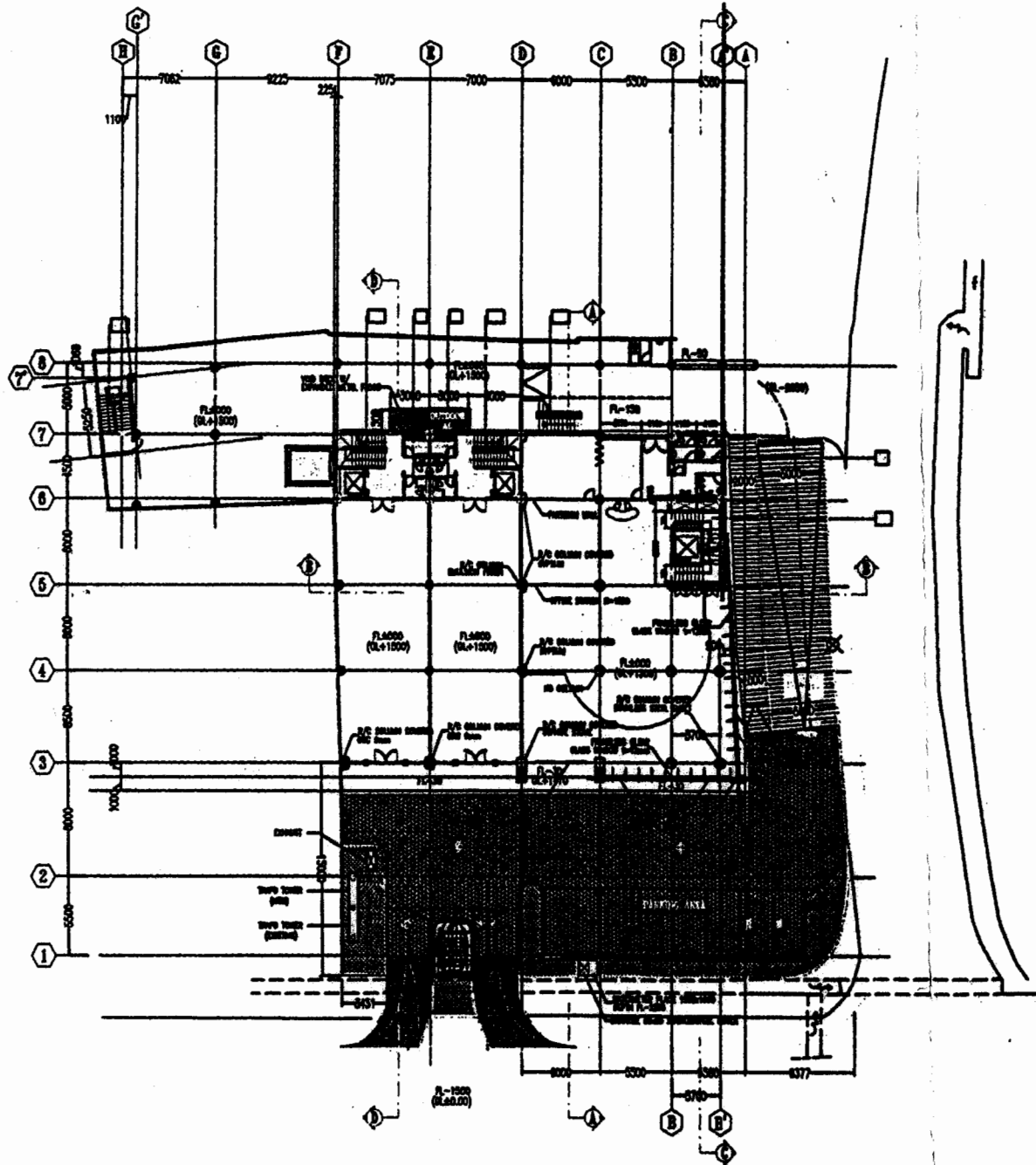


Form AK/TA-04

NAMA PEMBIMBING	: Dr. Ir Djoko Untung
NAMA MAHASISWA	: Dian Ardianto
NRP	: 3104 100 087
JUDUL TUGAS AKHIR	: Alternatif Kombinasi Basement dan tiang pancang sebagai pondasi pada Gedung tinggi di tanah lunak (Studi Kasus Office Park "Surya Square"
TANGGAL PROPOSAL	:
NO. SP-MMTA	:

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARA ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	28/11/08	Pembekuan	sur. basement	A. A. A. A. A.
2	10/12/08	P. Raliit	Perencanaan P. Raliit	
3	17/12/08	Faktor kemiringan la- kedalaman borsum +	Perencanaan	
4	24/12/08	Distorsi beb.	Analisis beban di bunyi ke luar - TP	
5	6/1/09	Selesai	Hasil dijelaskan.	

GAMBAR DENAH ASLI
GAMBAR DENAH MODIFIKASI



SURYA OFFICE PAI

PROJECT NAME	PT. CALINDOMAS AGUNG
CLIENT	SURABAYA AIR SERVICE
DESIGNER	JOSHIE ARENCO DESIGN GROUP
DATE	...
SCALE	...
PROJECT NO.	...
DESIGNER	...
DATE	...
SCALE	...
PROJECT NO.	...

JOSHIE ARENCO
DESIGN GROUP

PROJECT NO.	...
DESIGNER	...
DATE	...
SCALE	...
PROJECT NO.	...
DESIGNER	...
DATE	...
SCALE	...
PROJECT NO.	...
DESIGNER	...
DATE	...
SCALE	...

PT. CALINDOMAS AGUNG

PROJECT NAME	
PROJECT LOCATION	
CLIENT	A. BUDIMAN
TYPE	OFFICE AND RETAIL
PROJECT NO.	
1. 1004-10-040	
2. 1004-10-040	
3. 1004-10-040	
4. 1004-10-040	
5. 1004-10-040	
6. 1004-10-040	
7. 1004-10-040	



FIGURE 1

PROJECT NO.

PROJECT NO.

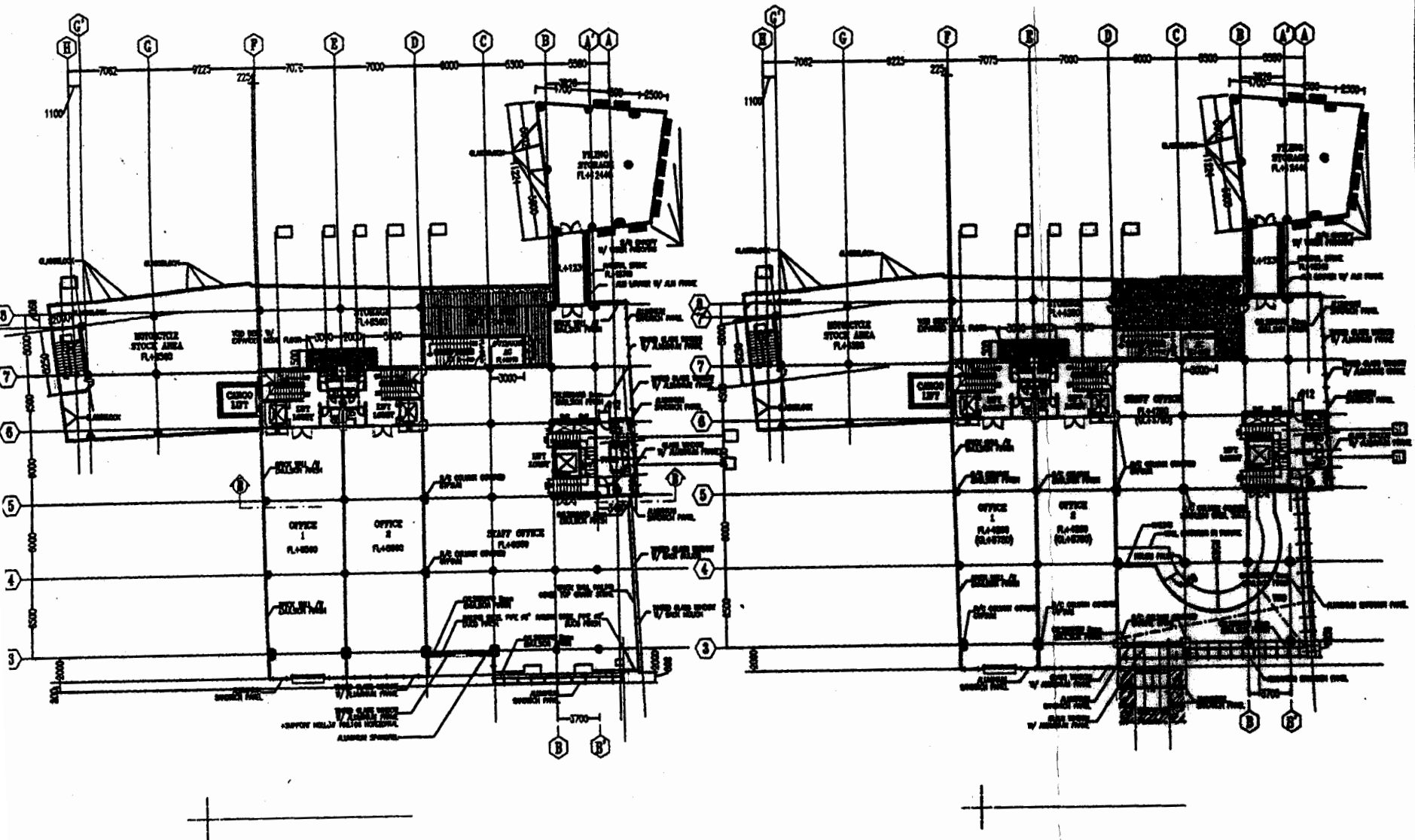
PROJECT NO.

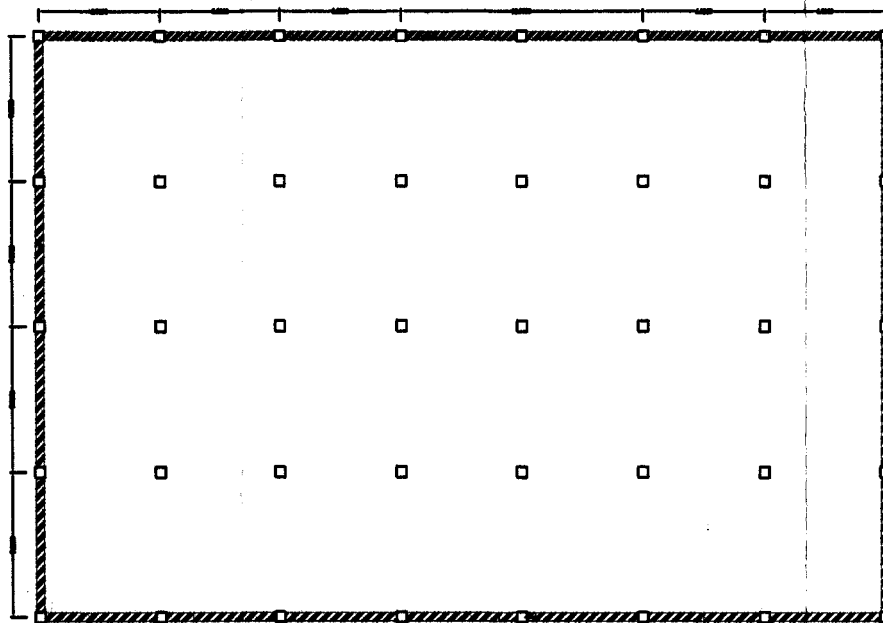
PROJECT NO.

PROJECT NO.

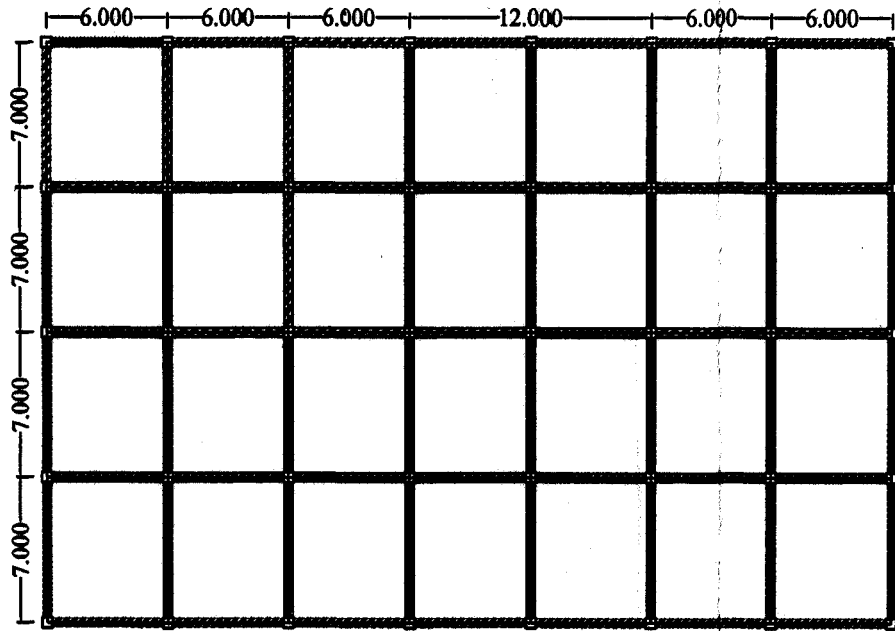
PROJECT NO.

PROJECT NO.

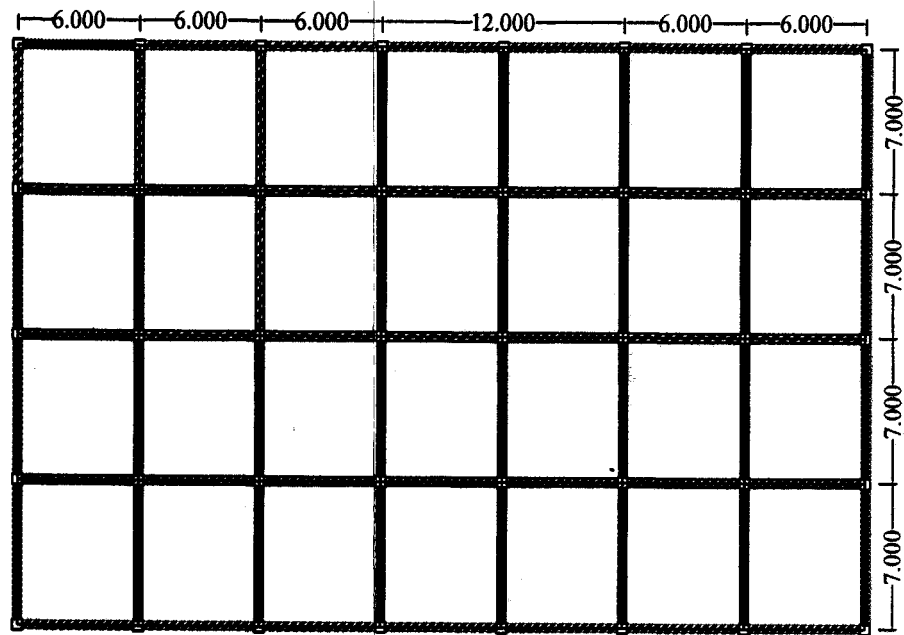




GROUND FLOOR PLAN
SKALA 1 :200



DENAH LANTAI 1, 2, 3, 4
SKALA 1 : 400



DENAH LANTAI 5, 6, 7, 8
SKALA 1 : 400



**TABEL PERHITUNGAN
DAYA DUKUNG PONDASI RAKIT
PENURUNAN PONDASI RAKIT**

V.1.2. Daya dukung pondasi rakit

jumlah lantai	e_b (m)	e_1 (m)	ΣP (kg)	q (kg/m ²)	kedalaman rakit (m)
5	0.37	0.65	10,933,755	11,084	7.5
6	0.4	0.33	12,013,202	12,069	8
7	0.56	0.59	13,598,684	13,951	9
8	0.83	0.84	15,672,794	17,306	12

1. untuk beban 5 lantai (asumsi awal tebal plat pondasi = 1 m)

tebal dinding = 0.5 m luas dinding = 70 m² L pondasi = 42 m
 $\partial b = 2,400$ kg/m² luas pondasi = 1,176 m² B pondasi = 28 m

kedalaman (m)	ΣP kolom (kg)	P dinding (kg)	ΣP (kg)	e_b (m)	e_1 (m)	x (m)	y (m)	q (kg/m ²)
3	10,429,755	252,000	10,681,755	0.37	0.65	21	14	10,828
6	10,429,755	504,000	10,933,755	0.37	0.65	21	14	11,083.84
7.5	10,429,755	630,000	11,059,755	0.37	0.65	21	14	11,211.57

$N_c = 5.14$ $\partial t = 14$ KN/m³ (N < 4) $C_u = 600$ N kg/m²
 $N_q = 1$ $\partial t = 16$ KN/m³ (4 < N < 6) MAT = -1.5 m
 $i_c = i_q = 0.96$ $\partial t = 18$ KN/m³ (6 < N < 15)

kedalaman	N	C_u (kg/m ²)	$\partial t'$ (kg/m ³)	Q_{ult} (kg/m ²)	Q_{ult}/SF (kg/m ²)	q (kg/m ²)	keterangan
3	4	2,400	1,400	15,875	5,292	10,828	NOK
6	6	3,600	1,600	26,404	8,801	11,084	NOK
7.5	8	4,800	1,800	35,493	11,831	11,212	OK

$Q_{ult}/SF = 11,831$ kg/m² $\geq 11,212$ kg/m²

Jadi dipakai kedalaman pondasi rakit = 7.5 m (tinggi efektif basement = 6.5 m)

2. untuk beban 6 lantai

(asumsi awal tebal plat pondasi = 1 m)

tebal dinding = 0.5 m luas dinding = 70 m² L pondasi = 42 m
 $\delta b = 2,400$ kg/m² luas pondasi = 1,176 m² B pondasi = 28 m

kedalaman (m)	ΣP kolom (kg)	P dinding (kg)	ΣP (kg)	e_0 (m)	e_1 (m)	x (m)	y (m)	q (kg/m ²)
3	11,467,202	252,000	11,719,202	0.4	0.58	21	14	11,773
6	11,467,202	504,000	11,971,202	0.4	0.58	21	14	12,026.46
6.5	11,467,202	546,000	12,013,202	0.4	0.58	21	14	12,068.66
8	11,467,202	672,000	12,139,202	0.4	0.58	21	14	12,195.24

$N_c = 5.14$ $\delta t = 14$ KN/m³ ($N < 4$) $C_u = 600$ N kg/m²
 $N_q = 1$ $\delta t = 16$ KN/m³ ($4 < N < 6$) MAT = -1.5 m
 $i_c = i_g = 0.96$ $\delta t = 18$ KN/m³ ($6 < N < 15$)

kedalaman	N	C_u (kg/m ²)	$\delta t'$ (kg/m ³)	Q_{ult} (kg/m ²)	Q_{ult}/SF (kg/m ²)	q (kg/m ²)	keterangan
3	4	2,400	1,400	15,875	5,292	11,773	NOK
6	6	3,600	1,600	26,404	8,801	12,026	NOK
6.5	7	4,200	1,800	30,804	10,268	12,069	NOK
8	9	5,400	1,800	39,318	13,106	12,195	OK

$Q_{ult}/SF = 13,106$ kg/m² \geq 12,195 kg/m²
 Jadi dipakai kedalaman pondasi rakit = 8 m (tinggi efektif basement = 7 m)

3. untuk beban 7 lantai

(asumsi awal tebal plat pondasi = 1 m)

tebal dinding = 0.5 m luas dinding = 70 m² L pondasi = 42 m
 $\partial b = 2,400$ kg/m² luas pondasi = 1,176 m² B pondasi = 28 m

kedalaman (m)	ΣP kolom (kg)	P dinding (kg)	ΣP (kg)	e_0 (m)	e_1 (m)	x (m)	y (m)	q (kg/m ²)
3	12,926,684	252,000	13,178,684	0.56	0.59	21	14	13,520
4	12,926,684	336,000	13,262,684	0.56	0.59	21	14	13,605.85
6	12,926,684	504,000	13,430,684	0.56	0.59	21	14	13,778.20
9	12,926,684	756,000	13,682,684	0.56	0.59	21	14	14,036.72

$N_c = 5.14$ $\partial t = 14$ KN/m³ (N < 4) $C_u = 600$ Ni kg/m²
 $N_q = 1$ $\partial t = 16$ KN/m³ (4 < N < 6) MAT = -1.5 m
 $i_c = i_g = 0.95$ $\partial t = 18$ KN/m³ (6 < N < 15)

kedalaman	N	C_u (kg/m ²)	$\partial t'$ (kg/m ³)	Q_{ult} (kg/m ²)	Q_{ult}/SF (kg/m ²)	q (kg/m ²)	keterangan
3	4	2,400	1,400	15,709	5,236	13,520	NOK
4	5	3,000	1,600	18,734	6,245	13,606	NOK
6	5.5	3,300	1,600	23,239	7,746	13,778	NOK
9	11	6,600	1,800	45,053	15,018	14,037	OK

$Q_{ult}/SF = 15,018$ kg/m² $\geq 14,037$ kg/m²

Jadi dipakai kedalaman pondasi rakit = 9 m (tinggi efektif basement = 8 m)

4. untuk beban 8 lantai

(asumsi awal tebal plat pondasi = 1 m)

tebal dinding = 0.5 m luas dinding = 70 m² L pondasi = 42 m
 $\partial b = 2,400$ kg/m² luas pondasi = 1,176 m² B pondasi = 28 m

kedalaman (m)	ΣP kolom (kg)	P dinding (kg)	ΣP (kg)	e_0 (m)	e_1 (m)	x (m)	y (m)	q (kg/m ²)
3	14,916,794	252,000	15,168,794	0.83	0.84	21	14	16,750
5	14,916,794	420,000	15,336,794	0.83	0.84	21	14	16,935.31
7	14,916,794	588,000	15,504,794	0.83	0.84	21	14	17,120.82
9	14,916,794	756,000	15,672,794	0.83	0.84	21	14	17,306.33
12	14,916,794	1,008,000	15,924,794	0.83	0.84	21	14	17,584.59

$N_c = 5.14$ $\partial t = 14$ KN/m³ ($N < 4$) $C_u = 600$ Nl kg/m²
 $N_q = 1$ $\partial t = 16$ KN/m³ ($4 < N < 6$) MAT = -1.5 m
 $i_c = i_q = 0.94$ $\partial t = 18$ KN/m³ ($6 < N < 15$)

kedalaman	N	C_u (kg/m ²)	$\partial t'$ (kg/m ³)	Q_{ult} (kg/m ²)	Q_{ult}/SF (kg/m ²)	q (kg/m ²)	keterangan
3	4	2,400	1,400	15,875	5,292	(kg/m ²)	NOK
5	5.5	3,300	1,600	21,490	7,163	16,935	NOK
7	7	4,200	1,800	29,599	9,866	17,121	NOK
9	11	6,600	1,800	44,579	14,860	17,306	NOK
12	13	7,800	1,800	55,452	18,484	17,585	OK

$Q_{ult}/SF = 18,484$ kg/m² $\geq 17,585$ kg/m²
 Jadi dipakai kedalaman pondasi rakit = 12 m (tinggi efektif basement = 11 m)

V.1.2. Penurunan pondasi rakit

II. Untuk beban 5 lantai

a) penurunan segera

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

L	=	42 m	yb	=	2400 kg/m ³
B	=	28 m	tebal plat	=	11 m
D	=	7.5 m	yt	=	1600 kg/m ³
E	=	700,000 kg/m ²	q rakit	=	11,212 kg/m ²
μ	=	0.5	H	=	15.5 m
L/B	=	1.5 H/B	=	0.55	
D/B	=	0.27			

Dari gambar 5.6 diperoleh

$$\mu_0 = 0.83 \quad \mu_1 = 0.18$$

$$q = q_{\text{rakit}} + \text{tekanan akibat berat plat} - D_y$$

$$q = 2011.5714 \text{ kg/m}^2$$

$$S_{i1} = 0.012 \text{ m}$$

$$S_{i1} = 0.011 \text{ m}$$

b) penurunan konsolidasi

consolidation settlement : *normally consolidation*

$$S_{cr} = \left[\frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{p' + \Delta p}{p'} \right] \times H$$

asumsi $\gamma_{air} = 1000 \text{ kg/m}^3$

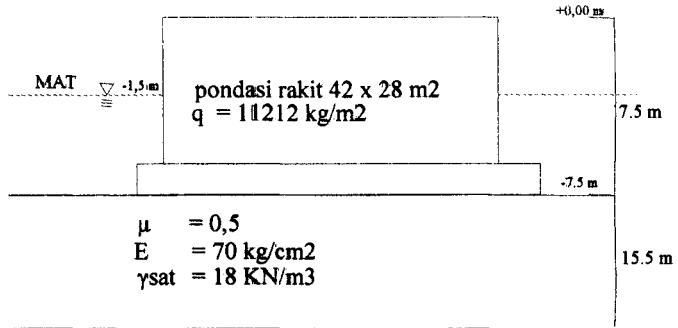
Fluktuasi muka air tanah: 0.5 m = 500 ton/m² z = jarak dari dasar pondasi ke tengah-tengah lapisan

consolidation settlement : *over consolidation*

$$S_{ci} = \left[\frac{C_s}{1 + e_0} \log \frac{p'_z}{p'_0} + \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{p'_0 + \Delta p}{p'_z} \right] H_i$$

$$\Delta p = \frac{q_n BL}{(B + z) + (L + z)}$$

$C_c = 0,009 (W - 13)$



$$S_{\text{total}} = S_i + \Delta S_c$$

$$= 84.723 \text{ mm} < 100 \text{ mm (DK)}$$

Jadi kedalaman rakit memenuhi syarat dan bisa dipakai

lapisan	kedalaman (m)	Tebal lap (m)	Z (m)	x (m)	γ_{sat} (kg/m ³)	ee	Cc	Cs	w	Δp (kg/m ²)	Po (kg/m ²)	Pt*	$\Delta p + P_0$ (kg/m ²)	Sc (m)
1	0.0-2.0	2.0	1	0	1400	3.290	0.98	0.10	121.67	0	400	900	400	0.000
2	2.0-4.0	2.0	3	0	1600	1.850	0.50	0.10	68.5	0	1800	2300	1800	0.000
3	4.0-6.0	2.0	5	0	1600	1.850	0.50	0.10	68.5	0	3000	3500	3000	0.000
4	6.0-8.0	0.5	7	0.25	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	1982	5600	6100	7582	0.007
5	8.0-10.0	2.0	9	1.5	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	1843	7200	7700	9043	0.018
6	10.0-12.0	2.0	11	3.5	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	1651	8800	9300	10451	0.013
7	12.0-14.0	2.0	13	5.5	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	1487	10400	10900	11887	0.010
8	14.0-16.0	2.0	15	7.5	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	1346	12000	12500	13346	0.008
9	16.0-18.0	2.0	17	9.5	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	1225	13600	14100	14825	0.006
10	18.0-20.0	2.0	19	11.5	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	1119	15200	15700	16319	0.005
11	20.0-22.0	2.0	21	13.5	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	1027	16800	17300	17827	0.004
12	22.0-23.0	1.0	22.5	15.5	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	946	18000	18500	18946	0.002
														$\Delta S_{c \text{ total}} = 0.074$

2. Untuk beban 6 lantai
a) penurunan segera

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

L	=	42 m	γ _b	=	2400 kg/m ³
B	=	28 m	tebal plat	=	1 m
D	=	8 m	γ _t	=	1600 kg/m ³
E	=	700,000 kg/m ²	q rakit	=	12,195 kg/m ²
μ	=	0.5	H	=	15 m
L/B	=	1.5	H/B	=	0.54
D/B	=	0.29			

Dari gambar 5.6 dipperoleh

μ ₀	=	0.84	μ ₁	=	0.19
q	=	q rakit + tekanan akibat berat plat - D _γ			
q	=	2195.2382 kg/m ²			

$$S_i = \begin{cases} 0.014 \text{ m} \\ 0.013 \text{ m} \end{cases}$$

- b) penurunan konsolidasi

consolidation settlement : *normally consolidation*

$$S_{nc} = \left[\frac{C_c}{1 + e_s} \log \frac{p'_{s0} + \Delta p}{p'_s} \right] \times H$$

asumsi $\gamma_{air} = 1000 \text{ kg/m}^3$

Fluktuasi muka air tanah = 0.5 m = 500 ton/m²

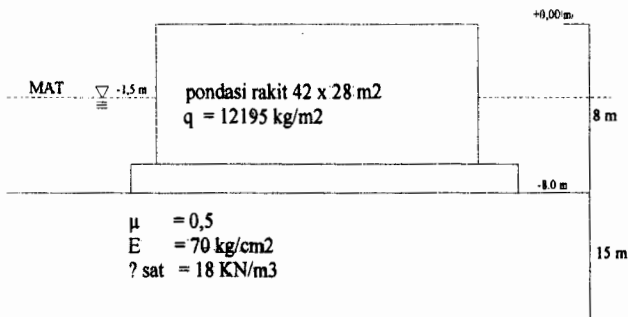
consolidation settlement : *over consolidation*

$$S_{oc} = \left[\frac{C_c}{1 + e_s} \log \frac{p'_s}{p'_s} + \frac{C_c}{1 + e_s} \log \frac{p'_s + \Delta p}{p'_s} \right] H$$

$$\Delta p = \frac{q_s B L}{(B + z) + (L + z)}$$

C_c = 0,009 (W_l - 13)

z = jarak dari dasar pondasi ke tengah-tengah lapisan



$$S_{total} = S_i + \Delta S_c = 89.439 \text{ mm} < 100 \text{ mm (OK)}$$

Jadi kedalaman rakit memenuhi syarat dan bisa dipakai

lapisan	kedalaman	Tebal lap (m)	z (m)	z (m)	γ_{sat} (kg/m ³)	ee	C _c	C _s	w	Δp (kg/m ²)	P ₀ (kg/m ²)	P _e ⁰	Δp + P _e (kg/m ²)	S _c (m)	
1	0.0- 2.0	2.0	1	0	1400	3.290	0.98	0.10	121.67	0	400	900	460	0.000	
2	2.0- 4.0	2.0	3	0	1600	1.850	0.50	0.10	68.5	0	1800	2300	1800	0.000	
3	4.0- 6.0	2.0	5	0	1600	1.850	0.50	0.10	68.5	0	3000	3500	3000	0.000	
4	6.0- 8.0	2.0	7	0	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	0	5600	6100	5600	0.000	
5	8.0- 10.0	2.0	9	1	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	2070	7200	7700	9270	0.021	
6	10.0- 12.0	2.0	11	3	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	1851	8800	9300	10651	0.015	
7	12.0- 14.0	2.0	13	5	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	1664	10400	10900	12064	0.012	
8	14.0- 16.0	2.0	15	7	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	1505	12000	12500	13505	0.009	
9	16.0- 18.0	2.0	17	9	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	1368	13600	14100	14968	0.007	
10	18.0- 20.0	2.0	19	11	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	1249	15200	15700	16449	0.006	
11	20.0- 22.0	2.0	21	13	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	1145	16800	17300	17945	0.004	
12	22.0- 23.0	1.0	22.5	15	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	1053	18000	18500	19053	0.002	
														ΔS _{c total} =	0.076

3. Untuk beban 7 lantai
a) penurunan segera

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

L	=	42 m	y _b	=	2400 kg/m ³
B	=	28 m	tebal plat =		11 m
D	=	9 m	γ _t	=	1600 kg/m ³
E	=	700,000 kg/m ²	q rakit =		14,037 kg/m ²
μ	=	0.5	H	=	14 m
L/B	=	1.5	H/B	=	0.50
D/B	=	0.32			

Dari gambar 5.6 diperoleh

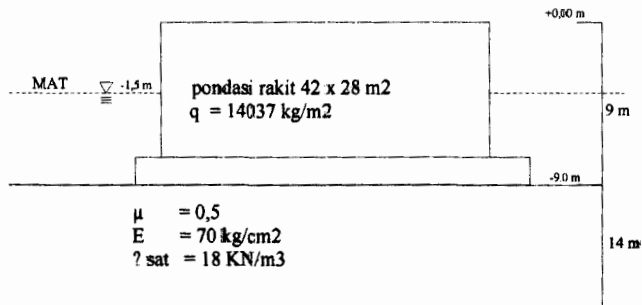
$$\mu_0 = 0.86 \mu_1 = 0.2$$

$$q = q \text{ rakit} + \text{tekanan akibat berat plat} - D\gamma$$

$$q = 2436.7185 \text{ kg/m}^2$$

$$S_{i1} = 0.017 \text{ m}$$

$$S_{i1}': 0.016 \text{ m}$$



$$S \text{ total} = S_i' + \Delta S_c$$

$$= 95.754 \text{ mm} < 100 \text{ mm (OK)}$$

Jadi kedalaman rakit memenuhi syarat dan bisa dipakai

- b) penurunan konsolidasi

consolidation settlement : normally consolidation

$$S_a = \left[\frac{C_c}{1 + e_s} \log \frac{p'_{s'} + \Delta p}{p'_s} \right] \times H$$

asumsi $\gamma_{air} = 1000 \text{ kg/m}^3$

consolidation settlement : over consolidation

$$S_{ci} = \left[\frac{C_s}{1 + e_s} \log \frac{p'_s}{p'_s} + \frac{C_c}{1 + e_s} \log \frac{p'_s + \Delta p}{p'_s} \right] H$$

$$\Delta p = \frac{q_s B L}{(B + z) + (L + z)}$$

$$C_c = 0.009 (W_L - 13)$$

Fluktuasi muka air tanah

$$i = m = 1000 \text{ ton/m}^2$$

z = jarak dari dasar pondasi ke tengah-tengah lapisan

lapisan	kedalaman	Tebal lap (m)	Z (m)	z (m)	γ_{sat} kg/m ³	ee	Cc	Cs	w	Δp kg/m ²	Po kg/m ²	Pe*	$\Delta p + Pe$ kg/m ²	Sc (m)
1	0.0 - 2.0	2.0	1	0	1400	3.290	0.98	0.10	121.67	0	400	900	400	0.000
2	2.0 - 4.0	2.0	3	0	1600	1.850	0.50	0.10	68.5	0	1800	2300	1800	0.000
3	4.0 - 6.0	2.0	5	0	1600	1.850	0.50	0.10	68.5	0	3000	3500	3000	0.000
4	6.0 - 8.0	2.0	7	0	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	0	5600	6100	5600	0.000
5	8.0 - 10.0	1.0	9	0.5	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	2366	7200	7700	9566	0.013
6	10.0 - 12.0	2.0	11	2	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	2171	8800	9300	10971	0.019
7	12.0 - 14.0	2.0	13	4	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	1947	10400	10900	12347	0.014
8	14.0 - 16.0	2.0	15	6	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	1756	12000	12500	13756	0.011
9	16.0 - 18.0	2.0	17	8	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	1592	13600	14100	15192	0.009
10	18.0 - 20.0	2.0	19	10	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	1450	15200	15700	16650	0.007
11	20.0 - 22.0	2.0	21	12	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	1327	16800	17300	18127	0.006
12	22.0 - 23.0	1.0	22.5	14	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	1218	18000	18500	19218	0.003
														$\Delta S_{c, total} = 0.080$

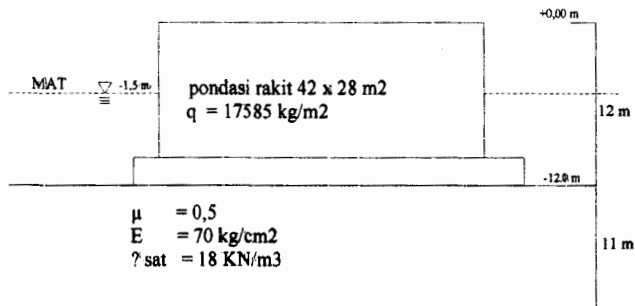
3. Untuk beban 8 lantai
a) penurunan segera

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

L	=	42 m	γ_b	=	2400 kg/m ³
B	=	28 m	tebal plat	=	1 m
D	=	12 m	γ_t	=	1600 kg/m ³
E	=	700,000 kg/m ²	q rakit	=	17,585 kg/m ²
μ	=	0.5	H	=	11 m
L/B	=	1.5 H/B		=	0.39
D/B	=	0.43			

Dari gambar 5.6 diperoleh

μ_0	=	0.86 μ_1	=	0.21
q	=	q rakit + tekanan akibat berat plat - D _y		
q	=	1184.594 kg/m ²		
S_i	=	0.009 m		
$\sum S_i$	=	0.008 m		



$$S_{\text{total}} = S_i + \Delta S_c$$

$$= 29.163 \text{ mm} < 100 \text{ mm (OK)}$$

Jadi kedalaman rakit memenuhi syarat dan bisa dipakai

- b) penunranan konsolidasi

consolidation settlement: normally consolidation

$$S_n = \left[\frac{C_c}{1 + e_s} \log \frac{p'_{s+} + \Delta p}{p'_s} \right] \times H_i$$

asumsi $\gamma_{air} = 1000 \text{ kg/m}^3$

consolidation settlement: over consolidation

$$S_{cr} = \left[\frac{C_c}{1 + e_s} \log \frac{p'_s + \Delta p}{p'_s} + \frac{C_c}{1 + e_s} \log \frac{p'_s + \Delta p}{p'_s} \right] H_i$$

$$\Delta p = \frac{q_s BL}{(B + z) + (L + z)}$$

$$C_c = 0.009 (W_L - 13)$$

z = jarak dari dasar pondasi ke tengah-tengah lapisan

lapisan	kedalaman	Tebal lap (m)	Z (m)	z (m)	γ_{sat} (kg/m ³)	ee	Cc	Cs	w	Δp (kg/m ²)	Po (kg/m ²)	P's (kg/m ²)	$\Delta p + P_s$ (kg/m ²)	Sc (m)	
1	0.0 - 2.0	2.0	1	0	1400	3.290	0.98	0.10	121.67	0	400	900	400	0.000	
2	2.0 - 4.0	2.0	3	0	1600	1.850	0.50	0.10	68.5	0	1800	2300	1800	0.000	
3	4.0 - 6.0	2.0	5	0	1600	1.850	0.50	0.10	68.5	0	3000	3500	3000	0.000	
4	6.0 - 8.0	2.0	7	0	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	0	5600	6100	5600	0.000	
5	8.0 - 10.0	2.0	9	0	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	0	7200	7700	7200	0.000	
6	10.0 - 12.0	2.0	11	0	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	0	8800	9300	8800	0.000	
7	12.0 - 14.0	2.0	13	1	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	1117	10400	10900	11517	0.007	
8	14.0 - 16.0	2.0	15	3	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	999	12000	12500	12999	0.005	
9	16.0 - 18.0	2.0	17	5	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	898	13600	14100	14498	0.004	
10	18.0 - 20.0	2.0	19	7	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	812	15200	15700	16012	0.003	
11	20.0 - 22.0	2.0	21	9	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	738	16800	17300	17538	0.002	
12	22.0 - 23.0	1.0	22.5	11	1800	1.140	0.26	0.10	42.03	674	18000	18500	18674	0.001	
														$\Delta S_c_{total} =$	0.021

**TABEL PERHITUNGAN
DISTRIBUSI BEBAN PADA TIANG
DAYA DUKUNG TIANG PANCANG**

V.2.1. Distribusi beban pada Pondasi tiang

$$P_{\max} = \frac{\sum P}{n} + \frac{\sum P \cdot e_b \cdot X_{\max}}{\sum X^2} + \frac{\sum P \cdot e_l \cdot Y_{\max}}{\sum Y^2}$$

dimensi poer = 30 x 44 m2 tebal poer = 1 m
 $\gamma_b = 2,400 \text{ kg/m}^3$

1. Untuk beban 5 lantai

Untuk tiang pancang diameter 400 mm jarak 4D

$$\begin{aligned} \Sigma P &= \sum P_{kolom} + P_{poer} && \text{jumlah tiang} = 532 \\ &= 7,607,355 + 3,168,000 \\ &= 10,775,355 \text{ kg} \end{aligned}$$

$e_b = 0.37 \text{ m}$ $X_{\max} = 21.6 \text{ m}$
 $e_l = 0.65 \text{ m}$ $Y_{\max} = 14.4 \text{ m}$

pengali 38

X	ΣX^2
0.8	24.32
2.4	218.88
4	608
5.6	1191.68
7.2	1969.92
8.8	2942.72
10.4	4110.08
12	5472
13.6	7028.48
15.2	8779.52
16.8	10725.12
18.4	12865.28
20	15200
21.6	17729.28
jumlah	88,865.28

pengali 56

Y	ΣY^2
1.6	143.36
3.2	573.44
4.8	1290.24
6.4	2293.76
8	3584
9.6	5160.96
11.2	7024.64
12.8	9175.04
14.4	11612.16
jumlah	40,857.60

$$\begin{aligned} P_{\max} &= \frac{10,775,355}{532} + \frac{10,775,355 \times 0.37 \times 21.6}{88,865.28} + \frac{10,775,355 \times 0.65 \times 14.4}{40,857.60} \\ &= 23692.0045 \text{ kg} \end{aligned}$$

pengali adalah jumlah tiang dengan jarak yang sama

dimensi poer 30 x 44 m2 tebal poer= 1 m

$\gamma_b = 2,400 \text{ kg/m}^3$

Untuk tiang pancang diameter 400 mm jarak 5D

$$\begin{aligned} \Sigma P &= \Sigma P_{kolom} + P_{poer} \\ &= 7,607,355 + 3,168,000 \\ &= 10,775,355 \text{ kg} \end{aligned}$$

jumlah tiang= 330

$e_0 = 0.37 \text{ m}$ $X_{max} = 21 \text{ m}$

$e_1 = 0.65 \text{ m}$ $Y_{max} = 14 \text{ m}$

pengali 30

X	ΣX^2
1	30
3	270
5	750
7	1470
9	2430
11	3630
13	5070
15	6750
17	8670
19	10830
21	13230
0	0
0	0
0	0
jumlah	53,130.00

pengali 44

Y	ΣY^2
2	176
4	704
6	1584
8	2816
10	4400
12	6336
14	8624
0	0
0	0
jumlah	24,640.00

$$\begin{aligned} P_{max} &= \frac{10,775,355}{330} + \frac{10,775,355 \times 0.37 \times 21}{53,130.00} + \frac{10,775,355 \times 0.65 \times 14}{24,640.00} \\ &= 38207.96786 \text{ kg} \end{aligned}$$

pengali adalah jumlah tiang dengan jarak yang sama

dimensi poer = 30 x 44 m2 tehal poer = 1 m
 $\gamma_b = 2,400 \text{ kg/m}^3$

Untuk tiang pancang diameter 400 mm jarak 6D

$$\Sigma P = \sum P_{kolom} + P_{poer} \quad \text{jumlah tiang} = 247$$

$$= 7,607,355 + 3,168,000$$

$$= 10,775,355 \text{ kg}$$

$e_b = 0.37 \text{ m} \quad X_{max} = 21.6 \text{ m}$

$e_1 = 0.65 \text{ m} \quad Y_{max} = 14.4 \text{ m}$

pengali 26

X	ΣX^2
2.4	149.76
4.8	599.04
7.2	1347.84
9.6	2396.16
12	3744
14.4	5391.36
16.8	7338.24
19.2	9584.64
21.6	12130.56
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0
jumlah	42,681.60

pengali 56

Y	ΣY^2
2.4	322.56
4.8	1290.24
7.2	2903.04
9.6	5160.96
12	8064
14.4	11612.16
0	0
0	0
0	0
jumlah	29,352.96

$$P_{max} = \frac{10,775,355}{247} + \frac{10,775,355 \times 0.37 \times 21.6}{42,681.60} + \frac{10,775,355 \times 0.65 \times 14.4}{29,352.96}$$

$$= 49078.59035 \text{ kg}$$

pengali adalah jumlah tiang dengan jarak yang sama

$$P_{\max} = \frac{\sum P}{n} + \frac{\sum P \cdot e_b \cdot X_{\max}}{\sum X^2} + \frac{\sum P \cdot e_1 \cdot Y_{\max}}{\sum Y^2}$$

dimensi poer = 30 x 44 m2 tebal poer = 1 m

γb = 2,400 kg/m3

Untuk tiang pancang diameter 500 mm jarak 4D

Σ P = Σ P_{kolom} + P_{poer} jumlah tiang = 330

= 7,607,355 + 3,168,000

= 10,775,355 kg

e_b = 0.37 m X_{max} = 21 m

e₁ = 0.65 m Y_{max} = 14 m

pengali 30

X	Σ X ²
1	30
3	270
5	750
7	1470
9	2430
11	3630
13	5070
15	6750
17	8670
19	10830
21	13230
0	0
0	0
0	0
jumlah	53,130.00

pengali 44

Y	Σ Y ²
2	176
4	704
6	1584
8	2816
10	4400
12	6336
14	8624
0	0
0	0
jumlah	24,640.00

$$P_{\max} = \frac{10,775,355}{330} + \frac{10,775,355 \times 0.37 \times 21}{53,130.00} + \frac{10,775,355 \times 0.65 \times 14}{24,640.00}$$

= 38207.96786 kg

pengali adalah jumlah tiang dengan jarak yang sama

dimensi poer = 30 x 44 m² tebal poer = 1 m

$\gamma_b = 2,400 \text{ kg/m}^3$

Untuk tiang pancang diameter 500 mm jarak 5D

$$\Sigma P = \sum P_{kolom} + P_{poer} \quad \text{jumlah tiang} = 234$$

$$= 7,607,355 + 3,168,000$$

$$= 10,775,355 \text{ kg}$$

$e_b = 0.37 \text{ m} \quad X_{max} = 21.25 \text{ m}$

$e_1 = 0.65 \text{ m} \quad Y_{max} = 14.5 \text{ m}$

pengali 26

X	ΣX^2
1.25	40.625
3.75	365.625
6.25	1015.625
8.75	1990.625
11.25	3290.625
13.75	4915.625
16.25	6865.625
18.75	9140.625
21.25	11740.625
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0
jumlah	39,365.63

pengali 36

Y	ΣY^2
2.5	225
5	900
7.5	2025
10	3600
12.5	5625
14.5	7569
0	0
0	0
0	0
jumlah	19,944.00

$$P_{max} = \frac{10,775,355}{234} + \frac{10,775,355 \times 0.37 \times 21.3}{39,365.63} + \frac{10,775,355 \times 0.65 \times 14.5}{19,944.00}$$

$$= 53292.83236 \text{ kg}$$

pengali adalah jumlah tiang dengan jarak yang sama

dimensi poer = 30 x 44 m2 tebal poer = 1 m
 $\gamma_b = 2,400 \text{ kg/m}^3$

Untuk tiang pancang diameter 500 mm jarak 6D

$$\Sigma P = \sum P_{kolom} + P_{poer}$$

$$= 7,607,355 + 3,168,000$$

$$= 10,775,355 \text{ kg}$$

jumlah tiang = 165

$e_b = 0.37 \text{ m}$ $X_{max} = 21 \text{ m}$

$e_i = 0.65 \text{ m}$ $Y_{max} = 14.5 \text{ m}$

pengali 22

X	ΣX^2
3	198
6	792
9	1782
12	3168
15	4950
18	7128
21	9702
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0
jumlah	27,720.00

pengali 30

Y	ΣY^2
3	270
6	1080
9	2430
12	4320
14.5	6307.5
0	0
0	0
0	0
0	0
jumlah	14,407.50

$$P_{max} = \frac{10,775,355}{165} + \frac{10,775,355 \times 0.37 \times 21}{27,720.00} + \frac{10,775,355 \times 0.65 \times 14.5}{14,407.50}$$

$$= 75374.49466 \text{ kg}$$

pengali adalah jumlah tiang dengan jarak yang sama

$$P_{\max} = \frac{\sum P}{n} + \frac{\sum P e_b \cdot X_{\max}}{\sum X^2} + \frac{\sum P e_l \cdot Y_{\max}}{\sum Y^2}$$

dimensi poer = 30 x 44 m2 tebal poer = 1 m
 yb = 2,400 kg/m3

Untuk tiang pancang diameter 600 mm jarak 4D

$\Sigma P = \sum P_{\text{kolom}} + P_{\text{poer}}$ jumlah tiang = 247
 = 7,607,355 + 3,168,000
 = 10,775,355 kg

$e_b = 0.37$ m $X_{\max} = 21.6$ m

$e_l = 0.65$ m $Y_{\max} = 14.4$ m

pengali 26

X	ΣX^2
2.4	149.76
4.8	599.04
7.2	1347.84
9.6	2396.16
12	3744
14.4	5391.36
16.8	7338.24
19.2	9581.64
21.6	12130.56
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0
jumlah	42,681.60

pengali 38

Y	ΣY^2
2.4	218.88
4.8	875.52
7.2	1969.92
9.6	3502.08
12	5472
14.4	7879.68
0	0
0	0
0	0
jumlah	19,918.08

$$P_{\max} = \frac{10,775,355}{247} + \frac{10,775,355 \times 0.37 \times 21.6}{42,681.60} + \frac{10,775,355 \times 0.65 \times 14.4}{19,918.08}$$

$$= 50706.17821 \text{ kg}$$

pengali adalah jumlah tiang dengan jarak yang sama

dimensi poer = 30 x 44 m2 tebal poer = 1 m

$\gamma_b = 2,400 \text{ kg/m}^3$

Untuk tiang pancang diameter 600 mm jarak 5D

$$\Sigma P = \sum P_{kolom} + P_{poer} \quad \text{jumlah tiang} = 165$$

$$= 7,607,355 + 3,168,000$$

$$= 10,775,355 \text{ kg}$$

$e_b = 0.37 \text{ m} \quad X_{max} = 21 \text{ m}$

$e_l = 0.65 \text{ m} \quad Y_{max} = 14.5 \text{ m}$

pengali 22	
X	ΣX^2
3	198
6	792
9	1782
12	3168
15	4950
18	7128
21	9702
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0
jumlah	27,720.00

pengali 30	
Y	ΣY^2
3	270
6	1080
9	2430
12	4320
14.5	6307.5
0	0
0	0
0	0
0	0
jumlah	14,407.50

$$P_{max} = \frac{10,775,355}{165} + \frac{10,775,355 \times 0.37 \times 21}{27,720.00} + \frac{10,775,355 \times 0.65 \times 14.5}{14,407.50}$$

$$= 75374.49466 \text{ kg}$$

pengali adalah jumlah tiang dengan jarak yang sama

dimensi poer = 30 x 44 m2 tebal poer = 1 m
 $\gamma_b = 2,400 \text{ kg/m}^3$

Untuk tiang pancang diameter 600 mm jarak 6D

$$\Sigma P = \sum P_{kolom} + P_{poer}$$

$$= 7,607,355 + 3,168,000$$

$$= 10,775,355 \text{ kg}$$

jumlah tiang = 117

$$e_0 = 0.37 \text{ m } X_{max} = 21.6 \text{ m}$$

$$e_1 = 0.65 \text{ m } Y_{max} = 14.4 \text{ m}$$

pengali 18

X	ΣX^2
3.6	233.28
7.2	933.12
10.8	2099.52
14.4	3732.48
18	5832
21.6	8398.08
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0
jumlah	21,228.48

pengali 26

Y	ΣY^2
3.6	336.96
7.2	1347.84
10.8	3032.64
14.4	5391.36
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0
jumlah	10,108.80

$$P_{max} = \frac{10,775,355}{117} + \frac{10,775,355 \times 0.37 \times 21.6}{21,228.48} + \frac{10,775,355 \times 0.65 \times 14.4}{10,108.80}$$

$$= 106130.8877 \text{ kg}$$

pengali adalah jumlah tiang dengan jarak yang sama

$$P_{\max} = \frac{\sum P}{n} + \frac{\sum P \cdot e_x \cdot X_{\max}}{\sum X^2} + \frac{\sum P \cdot e_y \cdot Y_{\max}}{\sum Y^2}$$

dimensi poer = 30 x 44 m2 tebal poer = 1 m
 yb = 2,400 kg/m3

1. Untuk beban 6 lantai

Untuk tiang pancang diameter 400 mm jarak 4D

$\Sigma P = \sum P_{kolom} + P_{poer}$ jumlah tiang = 532
 = 8,644,802 + 3,168,000
 = 11,812,802 kg
 $e_b = 0.37$ m Xmax = 21.6 m
 $e_l = 0.65$ m Ymax = 14.4 m

pengali 38

X	ΣX^2
0.8	24.32
2.4	218.88
4	608
5.6	1191.68
7.2	1969.92
8.8	2942.72
10.4	4110.08
12	5472
13.6	7028.48
15.2	8779.52
16.8	10725.12
18.4	12865.28
20	15200
21.6	17729.28
jumlah	88,865.28

pengali 56

Y	ΣY^2
1.6	143.36
3.2	573.44
4.8	1290.24
6.4	2293.76
8	3584
9.6	5160.96
11.2	7024.64
12.8	9175.04
14.4	11612.16
jumlah	40,857.60

$$P_{\max} = \frac{11,812,802}{532} + \frac{11,812,802 \times 0.37 \times 21.6}{88,865.28} + \frac{11,812,802 \times 0.65 \times 14.4}{40,857.60}$$

$$= 25973.0615 \text{ kg}$$

pengali adalah jumlah tiang dengan jarak yang sama

dimensi poer 30 x 44 m²

$\gamma_b = 2,400 \text{ kg/m}^3$

Untuk tiang pancang diameter 400 mm jarak 5D

$$\begin{aligned} \Sigma P &= \sum P_{kaom} + P_{poer} \\ &= 8,644,802 + 3,168,000 \\ &= 11,812,802 \text{ kg} \end{aligned}$$

$e_b = 0.37 \text{ m}$ $X_{max} = 21 \text{ m}$

$e_l = 0.65 \text{ m}$ $Y_{max} = 14 \text{ m}$

tebal poer = 1 m

jumlah tiang = 330

pengali 30

X	ΣX^2
1	30
3	270
5	750
7	1470
9	2430
11	3630
13	5070
15	6750
17	8670
19	10830
21	13230
0	0
0	0
0	0
jumlah	53,130.00

pengali 44

Y	ΣY^2
2	176
4	704
6	1584
8	2816
10	4400
12	6336
14	8624
0	0
0	0
jumlah	24,640.00

$$\begin{aligned} P_{max} &= \frac{11,812,802}{330} + \frac{11,812,802 \times 0.37 \times 21}{53,130.00} + \frac{11,812,802 \times 0.65 \times 14}{24,640.00} \\ &= 41886.61618 \text{ kg} \end{aligned}$$

pengali adalah jumlah tiang dengan jarak yang sama

dimensi poer = 30 x 44 m² tebal poer = 1 m
 yb = 2,400 kg/m³

Untuk tiang pancang diameter 400 mm jarak 6D

$$\Sigma P = \sum P_{kolom} + P_{poer}$$

$$= 8,644,802 + 3,168,000$$

$$= 11,812,802 \text{ kg}$$

jumlah tiang = 247

$$e_b = 0.37 \text{ m } X_{max} = 21.6 \text{ m}$$

$$e_l = 0.65 \text{ m } Y_{max} = 14.4 \text{ m}$$

pengali 26

X	ΣX^2
2.4	149.76
4.8	599.04
7.2	1347.84
9.6	2396.16
12	3744
14.4	5391.36
16.8	7338.24
19.2	9584.64
21.6	12130.56
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0
jumlah	42,681.60

pengali 56

Y	ΣY^2
2.4	322.56
4.8	1290.24
7.2	2903.04
9.6	5160.96
12	8064
14.4	11612.16
0	0
0	0
0	0
0	0
jumlah	29,352.96

$$P_{max} = \frac{11,812,802}{247} + \frac{11,812,802 \times 0.37 \times 21.6}{42,681.60} + \frac{11,812,802 \times 0.65 \times 14.4}{29,352.96}$$

$$= 53803.85799 \text{ kg}$$

pengali adalah jumlah tiang dengan jarak yang sama

$$P_{\max} = \frac{\sum P}{n} + \frac{\sum P \cdot e_b \cdot X_{\max}}{\sum X^2} + \frac{\sum P \cdot e_l \cdot Y_{\max}}{\sum Y^2}$$

dimensi poer = 30 x 44 m2 tebal poer = 1 m
 yb = 2,400 kg/m3

Untuk tiang pancang diameter 500 mm jarak 4D

$\Sigma P = \sum P_{kolom} + P_{poer}$ jumlah tiang = 330
 = 8,644,802 + 3,168,000
 = 11,812,802 kg

$e_b = 0.37$ m $X_{\max} = 21$ m

$e_l = 0.65$ m $Y_{\max} = 14$ m

pengali 30

X	ΣX^2
1	30
3	270
5	750
7	1470
9	2430
11	3630
13	5070
15	6750
17	8670
19	10830
21	13230
0	0
0	0
0	0
jumlah	53,130.00

pengali 44

Y	ΣY^2
2	176
4	704
6	1584
8	2816
10	4400
12	6336
14	8624
0	0
0	0
jumlah	24,640.00

$$P_{\max} = \frac{11,812,802}{330} + \frac{11,812,802 \times 0.37 \times 21}{53,130.00} + \frac{11,812,802 \times 0.65 \times 14}{24,640.00}$$

$$= 41886.61618 \text{ kg}$$

pengali adalah jumlah tiang dengan jarak yang sama

dimensi poer 30 x 44 m2 tebal poer= 1 m

$\gamma_b = 2,400 \text{ kg/m}^3$

Untuk tiang pancang diameter 500 mm jarak 5D

$$\Sigma P = \Sigma P_{kolom} + P_{poer}$$

$$= 8,644,802 + 3,168,000$$

$$= 11,812,802 \text{ kg}$$

jumlah tiang= 234

$e_b = 0.37 \text{ m}$ $X_{max} = 21.25 \text{ m}$

$e_l = 0.65 \text{ m}$ $Y_{max} = 14.5 \text{ m}$

pengali 26

X	ΣX^2
1.25	40.625
3.75	365.625
6.25	1015.625
8.75	1990.625
11.25	3290.625
13.75	4915.625
16.25	6865.625
18.75	9840.625
21.25	11740.625
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0
jumlah	39,365.63

pengali 36

Y	ΣY^2
2.5	225
5	900
7.5	2025
10	3600
12.5	5625
14.5	7569
0	0
0	0
0	0
jumlah	19,944.00

$$P_{max} = \frac{11,812,802}{234} + \frac{11,812,802 \times 0.37 \times 21.3}{39,365.63} + \frac{11,812,802 \times 0.65 \times 14.5}{19,944.00}$$

$$= 58423.84559 \text{ kg}$$

pengali adalah jumlah tiang dengan jarak yang sama

dimensi poer = 30 x 44 m² tebal poer = 1 m
 $\gamma_b = 2,400 \text{ kg/m}^3$

Untuk tiang pancang diameter 500 mm jarak 6D

$$\Sigma P = \sum P_{kolom} + P_{poer} = 8,644,802 + 3,168,000 = 11,812,802 \text{ kg}$$

jumlah tiang = 165

$e_b = 0.37 \text{ m}$ $X_{max} = 21 \text{ m}$

$e_t = 0.65 \text{ m}$ $Y_{max} = 14.5 \text{ m}$

pengali 22

X	ΣX^2
3	198
6	792
9	1782
12	3168
15	4950
18	7128
21	9702
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0
jumlah	27,720.00

pengali 30

Y	ΣY^2
3	270
6	1080
9	2430
12	4320
14.5	6307.5
0	0
0	0
0	0
0	0
jumlah	14,407.50

$$P_{max} = \frac{11,812,802}{165} + \frac{11,812,802 \times 0.37 \times 21}{27,720.00} + \frac{11,812,802 \times 0.65 \times 14.5}{14,407.50}$$

= 82631.52177 kg

pengali adalah jumlah tiang dengan jarak yang sama

$$P_{\max} = \frac{\sum P}{n} + \frac{\sum P e_1 X_{\max}}{\sum X^2} + \frac{\sum P e_1 Y_{\max}}{\sum Y^2}$$

dimensi poer = 30 x 44 m2 tebal poer = 1 m

y_b = 2,400 kg/m³

Untuk tiang pancang diameter 600 mm jarak 4D

$$\begin{aligned} \Sigma P &= \sum P_{\text{kolom}} + P_{\text{poer}} && \text{jumlah tiang} = 247 \\ &= 8,644,802 + 3,168,000 \\ &= 11,812,802 \text{ kg} \end{aligned}$$

e₀ = 0.37 m X_{max} = 21.6 m

e₁ = 0.65 m Y_{max} = 14.4 m

pengali 26

pengali 38

X	Σ X ²
2.4	149.76
4.8	599.04
7.2	1347.84
9.6	2396.16
12	3744
14.4	5391.36
16.8	7338.24
19.2	9584.64
21.6	12130.56
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0
jumlah	42,681.60

Y	Σ Y ²
2.4	218.88
4.8	875.52
7.2	1969.92
9.6	3502.08
12	5472
14.4	7879.68
0	0
0	0
0	0
jumlah	19,918.08

$$\begin{aligned} P_{\max} &= \frac{11,812,802}{247} + \frac{11,812,802 \times 0.37 \times 21.6}{42,681.60} + \frac{11,812,802 \times 0.65 \times 14.4}{19,918.08} \\ &= 55588.14938 \text{ kg} \end{aligned}$$

pengali adalah jumlah tiang dengan jarak yang sama

dimensi poer = 30 x 44 m² tebal poer = 1 m
 $\gamma_b = 2,400 \text{ kg/m}^3$

Untuk tiang pancang diameter 600 mm jarak 5D

$$\Sigma P = \sum P_{\text{baton}} + P_{\text{poer}} \quad \text{jumlah tiang} = 165$$

$$= 8,644,802 + 3,168,000$$

$$= 11,812,802 \text{ kg}$$

$e_b = 0.37 \text{ m}$ $X_{\text{max}} = 21 \text{ m}$

$e_1 = 0.65 \text{ m}$ $Y_{\text{max}} = 14.5 \text{ m}$

pengali 22

X	ΣX^2
3	198
6	792
9	1782
12	3168
15	4950
18	7128
21	9702
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0
jumlah	27,720.00

pengali 30

Y	ΣY^2
3	270
6	1080
9	2430
12	4320
14.5	6307.5
0	0
0	0
0	0
0	0
jumlah	14,407.50

$$P_{\text{max}} = \frac{11,812,802}{165} + \frac{11,812,802 \times 0.37 \times 21}{27,720.00} + \frac{11,812,802 \times 0.65 \times 14.5}{14,407.50}$$

$$= 82631.52177 \text{ kg}$$

pengali adalah jumlah tiang dengan jarak yang sama

dimensi poer = 30 x 44 m2 tebal poer = 1 m
 yb = 2,400 kg/m3

Untuk tiang pancang diameter 600 mm jarak 6D

$$\Sigma P = \sum P_{kolom} + P_{poer} = 8,644,802 + 3,168,000 = 11,812,802 \text{ kg}$$

jumlah tiang = 117

$e_0 = 0.37 \text{ m}$ $X_{max} = 21.6 \text{ m}$

$e_1 = 0.65 \text{ m}$ $Y_{max} = 14.4 \text{ m}$

pengali 18

X	ΣX^2
3.6	233.28
7.2	933.12
10.8	2099.52
14.4	3732.48
18	5832
21.6	8398.08
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0
jumlah	21,228.48

pengali 26

Y	ΣY^2
3.6	336.96
7.2	1347.84
10.8	3032.64
14.4	5391.36
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0
jumlah	10,108.80

$$P_{max} = \frac{11,812,802}{117} + \frac{11,812,802 \times 0.37 \times 21.6}{21,228.48} + \frac{11,812,802 \times 0.65 \times 14.4}{10,108.80}$$

= 116349.1284 kg

pengali adalah jumlah tiang dengan jarak yang sama

jarak tiang pancang	Beban 5 lantai P_{\max} (kg)	Beban 6 lantai P_{\max} (kg)	Beban 7 lantai P_{\max} (kg)	Beban 8 lantai P_{\max} (kg)
diameter 400 mm				
4D	23692.00	25767.77	29514.34	36286.27
5D	38207.97	41556.86	47606.01	58541.03
6D	49078.59	53577.54	61336.89	74491.34
diameter 500 mm				
4D	38207.97	41556.86	47606.01	58541.03
5D	53292.83	58013.96	66424.46	81383.01
6D	75374.49	82067.79	93949.67	114998.89
diameter 600 mm				
4D	50706.18	55169.68	63156.57	77470.55
5D	75374.49	82067.79	93949.67	114998.89
6D	106130.89	115531.80	132155.65	161599.99

V.2.2.2. Daya dukung Pondasi tiang berdasarkan kekuatan tanah

$$P_{max} < QI/F$$

$$QI = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = q_p \cdot A_p = (\bar{N}_p \cdot K) \cdot A_p$$

$$q_s = q_s \cdot A = \left(\frac{\bar{N}_s}{3} + 1 \right) \cdot A$$

1. Untuk beban 5 lantai

13732.26667

Diameter 400 mm jarak 4D elevasi dibawah poer = -3,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	A _p (m ²)	Ns	As (m ²)	Q _p (kg)	Q _s (kg)	QI/F (kg)	Pmax (kg)
5.5	0.4	2	5.5	12000	0.1256	3.500	2.512	8,289.600	5,442.667	6,866.133	23692.00
9.5	0.4	8	10.42	12000	0.1256	5.300	10.048	15,705.024	27,799.467	21,752.245	23692.00
10.5	0.4	9	11.1	12000	0.1256	6.091	11.304	16,729.920	34,254.545	25,492.233	23692.00

Diameter 400 mm jarak 5D elevasi dibawah poer = -3,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	A _p (m ²)	Ns	As (m ²)	Q _p (kg)	Q _s (kg)	QI/F (kg)	Pmax (kg)
5.5	0.4	2	5.5	12000	0.1256	3.500	2.512	8,289.600	5,442.667	6,866.133	38207.97
9.5	0.4	6	10.42	12000	0.1256	5.300	7.536	15,705.024	20,849.600	18,277.312	38207.97
10.5	0.4	7	11.1	12000	0.1256	6.091	8.792	16,729.920	26,642.424	21,686.172	38207.97
15.5	0.4	12	12.15	12000	0.1256	7.000	15.072	18,312.480	50,240.000	34,276.240	38207.97
16.5	0.4	13	12.78	12000	0.1256	8.412	16.328	19,262.016	62,110.431	40,686.224	38207.97

Diameter 400 mm jarak 6D elevasi dibawah poer = -3,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	A _p (m ²)	Ns	As (m ²)	Q _p (kg)	Q _s (kg)	QI/F (kg)	Pmax (kg)
5.5	0.4	2	5.5	12000	0.1256	3.500	2.512	8,289.600	5,442.667	6,866.133	49078.59
9.5	0.4	6	10.42	12000	0.1256	5.300	7.536	15,705.024	20,849.600	18,277.312	49078.59
10.5	0.4	7	11.1	12000	0.1256	6.091	8.792	16,729.920	26,642.424	21,686.172	49078.59
14.5	0.4	11	11.75	12000	0.1256	7.000	13.816	17,709.600	46,053.333	31,881.467	49078.59
15.5	0.4	12	12.15	12000	0.1256	7.000	15.072	18,312.480	50,240.000	34,276.240	49078.59
16.5	0.4	13	12.78	12000	0.1256	8.412	16.328	19,262.016	62,110.431	40,686.224	49078.59
18.5	0.4	15	13.22	12000	0.1256	8.842	18.84	19,925.184	74,368.421	47,146.803	49078.59
19.5	0.4	16	13.56	12000	0.1256	9.050	20.096	20,437.632	80,718.933	50,578.283	49078.59

Diameter 500 mm jarak 4D elevasi dibawah poer = -3,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	Ap (m ²)	Ns	As (m ²)	Qp (kg)	Qs (kg)	Q _l :F (kg)	Pmax (kg)
5.5	0.5	2	5.80	12000	0.19625	3.500	3.14	13,659.000	6,803.333	10,231.167	38207.97
6.5	0.5	3	6.80	12000	0.19625	3.857	4.71	16,014.000	10,765.714	13,389.857	38207.97
12.5	0.5	9	12.20	12000	0.19625	7.000	14.13	28,731.000	47,100.000	37,915.500	38207.97
13.5	0.5	10	12.40	12000	0.19625	7.500	15.7	29,202.000	54,950.000	42,076.000	38207.97

Diameter 500 mm jarak 5D elevasi dibawah poer = -3,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	Ap (m ²)	Ns	As (m ²)	Qp (kg)	Qs (kg)	Q _l :F (kg)	Pmax (kg)
5.5	0.5	2	5.80	12000	0.19625	3.500	3.14	13,659.000	6,803.333	10,231.167	53292.83
6.5	0.5	3	6.80	12000	0.19625	3.857	4.71	16,014.000	10,765.714	13,389.857	53292.83
12.5	0.5	9	12.20	12000	0.19625	7.000	14.13	28,731.000	47,100.000	37,915.500	53292.83
13.5	0.5	10	12.40	12000	0.19625	7.500	15.7	29,202.000	54,950.000	42,076.000	53292.83
16.5	0.5	13	13.00	12000	0.19625	8.412	20.41	30,615.000	77,638.039	54,126.520	53292.83

Diameter 500 mm jarak 6D elevasi dibawah poer = -1,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	Ap (m ²)	Ns	As (m ²)	Qp (kg)	Qs (kg)	Q _l :F (kg)	Pmax (kg)
5.5	0.5	2	5.80	12000	0.19625	3.500	3.14	13,659.000	6,803.333	10,231.167	75374.49
6.5	0.5	3	6.80	12000	0.19625	3.857	4.71	16,014.000	10,765.714	13,389.857	75374.49
12.5	0.5	9	12.20	12000	0.19625	7.000	14.13	28,731.000	47,100.000	37,915.500	75374.49
13.5	0.5	10	12.40	12000	0.19625	7.500	15.7	29,202.000	54,950.000	42,076.000	75374.49
16.5	0.5	13	13.00	12000	0.19625	8.412	20.41	30,615.000	77,638.039	54,126.520	75374.49
19.5	0.5	16	13.60	12000	0.19625	9.050	25.12	32,028.000	100,898.667	66,463.333	75374.49
20.5	0.5	17	14.20	12000	0.19625	9.333	26.69	33,441.000	109,725.556	74,583.278	75374.49
21.5	0.5	18	15.00	12000	0.19625	9.591	28.26	35,325.000	118,606.364	76,965.682	75374.49



Diameter 600 mm jarak 4D elevasi dibawah poer = -3,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	Ap (m ²)	Ns	As (m ²)	Qp (kg)	Qs (kg)	Ql/F (kg)	Pmax (kg)
5.5	0.6	2	6.00	12000	0.2826	3.500	3.768	20,347.200	8,164.000	14,255.600	50,706.178
6.5	0.6	3	7.00	12000	0.2826	3.857	5.652	23,738.400	12,918.857	18,328.629	50,706.178
12.5	0.6	9	12.14	12000	0.2826	7.000	16.956	41,178.857	56,520.000	48,849.429	50,706.178
13.5	0.6	10	12.57	12000	0.2826	7.500	18.84	42,632.229	65,940.000	54,286.114	50,706.178

Diameter 600 mm jarak 5D elevasi dibawah poer = -3,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	Ap (m ²)	Ns	As (m ²)	Qp (kg)	Qs (kg)	Ql/F (kg)	Pmax (kg)
5.5	0.6	2	6.00	12000	0.2826	3.500	3.768	20,347.200	8,164.000	14,255.600	75,374.495
6.5	0.6	3	7.00	12000	0.2826	3.857	5.652	23,738.400	12,918.857	18,328.629	75,374.495
12.5	0.6	9	12.14	12000	0.2826	7.000	16.956	41,178.857	56,520.000	48,849.429	75,374.495
13.5	0.6	10	12.57	12000	0.2826	7.500	18.84	42,632.229	65,940.000	54,286.114	75,374.495
17.5	0.6	14	13.29	12000	0.2826	8.667	26.376	45,054.514	102,573.333	73,813.924	75,374.495
18.5	0.6	15	13.57	12000	0.2826	8.842	28.26	46,023.429	111,552.632	78,788.030	75,374.495

Diameter 600 mm jarak 6D elevasi dibawah poer = -3,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	Ap (m ²)	Ns	As (m ²)	Qp (kg)	Qs (kg)	Ql/F (kg)	Pmax (kg)
5.5	0.6	2	6.00	12000	0.2826	3.500	3.768	20,347.200	8,164.00	14,255.60	106,130.89
6.5	0.6	3	7.00	12000	0.2826	3.857	5.652	23,738.400	12,918.86	18,328.63	106,130.89
12.5	0.6	9	12.14	12000	0.2826	7.000	16.956	41,178.857	56,520.00	48,849.43	106,130.89
13.5	0.6	10	12.57	12000	0.2826	7.500	18.84	42,632.229	65,940.00	54,286.11	106,130.89
17.5	0.6	14	13.29	12000	0.2826	8.667	26.376	45,054.514	102,573.33	73,813.92	106,130.89
18.5	0.6	15	13.57	12000	0.2826	8.842	28.26	46,023.429	111,552.63	78,788.03	106,130.89
22.5	0.6	19	15.43	12000	0.2826	9.870	35.796	52,321.371	153,559.65	102,940.51	106,130.89
23.5	0.6	20	16.14	12000	0.2826	10.125	37.68	54,743.657	164,850.00	109,796.83	106,130.89

Untuk beban 6 lantai

Diameter 400 mm jarak 4D elevasi dibawah poer = -3,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	A _p (m ²)	Ns	As (m ²)	Q _p (kg)	Q _s (kg)	Q _{b/F} (kg)	P _{max} (kg)
5.5	0.4	2	5.5	12000	0.1256	3.500	2.512	8,289.600	5,442.667	6,866.133	25,767.77
6.5	0.4	3	6.5	12000	0.1256	3.857	3.768	9,796.800	8,612.571	9,204.686	25,767.77
11.5	0.4	8	12.15	12000	0.1256	7.000	10.048	18,312.480	33,493.333	25,902.907	25,767.77
12.5	0.4	9	12.3	12000	0.1256	7.000	11.304	18,538.560	37,680.000	28,109.280	25,767.77

Diameter 400 mm jarak 5D elevasi dibawah poer = -3,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	A _p (m ²)	Ns	As (m ²)	Q _p (kg)	Q _s (kg)	Q _{b/F} (kg)	P _{max} (kg)
5.5	0.4	2	5.5	12000	0.1256	3.500	2.512	8,289.600	5,442.667	6,866.133	41,556.86
6.5	0.4	3	6.5	12000	0.1256	3.857	3.768	9,796.800	8,612.571	9,204.686	41,556.86
11.5	0.4	8	12.15	12000	0.1256	7.000	10.048	18,312.480	33,493.333	25,902.907	41,556.86
12.5	0.4	9	12.3	12000	0.1256	7.000	11.304	18,538.560	37,680.000	28,109.280	41,556.86
15.5	0.4	12	12.6	12000	0.1256	8.063	15.072	18,990.720	55,578.000	37,284.360	41,556.86
16.5	0.4	13	12.78	12000	0.1256	8.412	16.328	19,262.016	62,110.431	40,686.224	41,556.86
17.5	0.4	14	12.98	12000	0.1256	8.667	17.584	19,563.456	68,382.222	43,972.839	41,556.86

Diameter 400 mm jarak 6D elevasi dibawah poer = 3,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	A _p (m ²)	Ns	As (m ²)	Q _p (kg)	Q _s (kg)	Q _{b/F} (kg)	P _{max} (kg)
5.5	0.4	2	5.5	12000	0.1256	3.500	2.512	8,289.600	5,442.667	6,866.133	53,577.54
6.5	0.4	3	6.5	12000	0.1256	3.857	3.768	9,796.800	8,612.571	9,204.686	53,577.54
11.5	0.4	8	12.15	12000	0.1256	7.000	10.048	18,312.480	33,493.333	25,902.907	53,577.54
12.5	0.4	9	12.3	12000	0.1256	7.000	11.304	18,538.560	37,680.000	28,109.280	53,577.54
15.5	0.4	12	12.6	12000	0.1256	8.063	15.072	18,990.720	55,578.000	37,284.360	53,577.54
16.5	0.4	13	12.78	12000	0.1256	8.412	16.328	19,262.016	62,110.431	40,686.224	53,577.54
17.5	0.4	14	12.98	12000	0.1256	8.667	17.584	19,563.456	68,382.222	43,972.839	53,577.54
20.5	0.4	17	14.12	12000	0.1256	9.333	21.352	21,281.664	87,780.444	54,531.054	53,577.54

Diameter 500 mm jarak 4D elevasi dibawah poer = -3,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	A _p (m ²)	Ns	As (m ²)	Q _p (kg)	Q _s (kg)	Q _t /F (kg)	P _{max} (kg)
5.5	0.5	2	5.80	12000	0.19625	3.500	3.14	13,659.000	6,803.333	10,231.167	41,556.86
6.5	0.5	3	6.80	12000	0.19625	3.857	4.71	16,014.000	10,765.714	13,389.857	41,556.86
12.5	0.5	9	12.20	12000	0.19625	7.000	14.13	28,731.000	47,100.000	37,915.500	41,556.86
13.5	0.5	10	12.40	12000	0.19625	7.500	15.7	29,202.000	54,950.000	42,076.000	41,556.86

Diameter 500 mm jarak 5D elevasi dibawah poer = -3,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	A _p (m ²)	Ns	As (m ²)	Q _p (kg)	Q _s (kg)	Q _t /F (kg)	P _{max} (kg)
5.5	0.5	2	5.80	12000	0.19625	3.500	3.14	13,659.000	6,803.333	10,231.167	58,013.96
6.5	0.5	3	6.80	12000	0.19625	3.857	4.71	16,014.000	10,765.714	13,389.857	58,013.96
12.5	0.5	9	12.20	12000	0.19625	7.000	14.13	28,731.000	47,100.000	37,915.500	58,013.96
13.5	0.5	10	12.40	12000	0.19625	7.500	15.7	29,202.000	54,950.000	42,076.000	58,013.96
16.5	0.5	13	13.00	12000	0.19625	8.412	20.41	30,615.000	77,638.039	54,126.520	58,013.96
17.5	0.5	14	13.00	12000	0.19625	8.667	21.98	30,615.000	85,477.778	58,046.389	58,013.96

Diameter 500 mm jarak 6D elevasi dibawah poer = -3,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	A _p (m ²)	Ns	As (m ²)	Q _p (kg)	Q _s (kg)	Q _t /F (kg)	P _{max} (kg)
5.5	0.5	2	5.80	12000	0.19625	3.500	3.14	13,659.000	6,803.333	10,231.167	82,067.79
6.5	0.5	3	6.80	12000	0.19625	3.857	4.71	16,014.000	10,765.714	13,389.857	82,067.79
12.5	0.5	9	12.20	12000	0.19625	7.000	14.13	28,731.000	47,100.000	37,915.500	82,067.79
13.5	0.5	10	12.40	12000	0.19625	7.500	15.7	29,202.000	54,950.000	42,076.000	82,067.79
16.5	0.5	13	13.00	12000	0.19625	8.412	20.41	30,615.000	77,638.039	54,126.520	82,067.79
17.5	0.5	14	13.00	12000	0.19625	8.667	21.98	30,615.000	85,477.778	58,046.389	82,067.79
21.5	0.5	18	15.00	12000	0.19625	9.591	28.26	35,325.000	118,606.364	76,965.682	82,067.79
22.5	0.5	19	15.80	12000	0.19625	9.870	29.83	37,209.000	127,966.377	82,587.688	82,067.79

Diameter 600 mm jarak 4D elevasi dibawah poer = -3,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	Ap (m ²)	Ns	As (m ²)	Qp (kg)	Qs (kg)	Ql/F (kg)	Pmax (kg)
5.5	0.6	2	6.00	12000	0.2826	3.500	3.768	20,347.200	8,164.000	14,255.600	54,547.85
6.5	0.6	3	7.00	12000	0.2826	3.857	5.652	23,738.400	12,918.857	18,328.629	54,547.85
13.5	0.6	10	12.57	12000	0.2826	7.500	18.84	42,632.229	65,940.000	54,286.114	#REF!
14.5	0.6	11	12.71	12000	0.2826	7.733	20.724	43,116.686	74,145.867	58,631.276	#REF!

Diameter 600 mm jarak 5D elevasi dibawah poer = -3,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	Ap (m ²)	Ns	As (m ²)	Qp (kg)	Qs (kg)	Ql/F (kg)	Pmax (kg)
5.5	0.6	2	6.00	12000	0.2826	3.500	3.768	20,347.200	8,164.000	14,255.600	82,067.79
6.5	0.6	3	7.00	12000	0.2826	3.857	5.652	23,738.400	12,918.857	18,328.629	82,067.79
13.5	0.6	10	12.57	12000	0.2826	7.500	18.84	42,632.229	65,940.000	54,286.114	82,067.79
14.5	0.6	11	12.71	12000	0.2826	7.733	20.724	43,116.686	74,145.867	58,631.276	82,067.79
15.5	0.6	12	12.71	12000	0.2826	8.063	22.608	43,116.686	83,367.000	63,241.843	82,067.79
19.5	0.6	16	14.00	12000	0.2826	9.050	30.144	47,476.800	121,078.400	84,277.600	82,067.79

Diameter 600 mm jarak 6D elevasi dibawah poer = -3,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	Ap (m ²)	Ns	As (m ²)	Qp (kg)	Qs (kg)	Ql/F (kg)	Pmax (kg)
5.5	0.6	2	6.00	12000	0.2826	3.500	3.768	20,347.200	8,164.00	14,255.60	115,531.80
6.5	0.6	3	7.00	12000	0.2826	3.857	5.652	23,738.400	12,918.86	18,328.63	115,531.80
13.5	0.6	10	12.57	12000	0.2826	7.500	18.84	42,632.229	65,940.00	54,286.11	115,531.80
14.5	0.6	11	12.71	12000	0.2826	7.733	20.724	43,116.686	74,145.87	58,631.28	115,531.80
15.5	0.6	12	12.71	12000	0.2826	8.063	22.608	43,116.686	83,367.00	63,241.84	115,531.80
19.5	0.6	16	14.00	12000	0.2826	9.050	30.144	47,476.800	121,078.40	84,277.60	115,531.80
22.5	0.6	19	15.43	12000	0.2826	9.870	35.796	52,321.371	153,559.65	102,940.51	115,531.80
23.5	0.6	20	16.14	12000	0.2826	10.125	37.68	54,743.657	164,850.00	109,796.83	115,531.80
24.5	0.6	21	16.86	12000	0.2826	10.400	39.564	57,165.943	176,719.20	116,942.57	115,531.80

Untuk beban 7 lantai

Diameter 400 mm jarak 4D elevasi dibawah poer = -3,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	Ap (m ²)	Ns	As (m ²)	Qp (kg)	Qs (kg)	Q _b F (kg)	Pmax (kg)
5.5	0.4	2	5.5	12000	0.1256	3.500	2.512	8,289.600	5,442.667	6,866.133	29,514.34
6.5	0.4	3	6.5	12000	0.1256	3.857	3.768	9,796.800	8,612.571	9,204.686	29,514.34
12.5	0.4	9	12.15	12000	0.1256	7.000	11.304	18,312.480	37,680.000	27,996.240	29,514.34
13.5	0.4	10	12.3	12000	0.1256	7.500	12.56	18,538.560	43,960.000	31,249.280	29,514.34

Diameter 400 mm jarak 5D elevasi dibawah poer = -3,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	Ap (m ²)	Ns	As (m ²)	Qp (kg)	Qs (kg)	Q _b F (kg)	Pmax (kg)
5.5	0.4	2	5.5	12000	0.1256	3.500	2.512	8,289.600	5,442.667	6,866.133	47,606.01
6.5	0.4	3	6.5	12000	0.1256	3.857	3.768	9,796.800	8,612.571	9,204.686	47,606.01
12.5	0.4	9	12.15	12000	0.1256	7.000	11.304	18,312.480	37,680.000	27,996.240	47,606.01
13.5	0.4	10	12.3	12000	0.1256	7.500	12.56	18,538.560	43,960.000	31,249.280	47,606.01
18.5	0.4	15	13.22	12000	0.1256	8.842	18.84	19,925.184	74,368.421	47,146.803	47,606.01
19.5	0.4	16	13.56	12000	0.1256	9.050	20.096	20,437.632	80,718.933	50,578.283	47,606.01

Diameter 400 mm jarak 6D elevasi dibawah poer = -3,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	Ap (m ²)	Ns	As (m ²)	Qp (kg)	Qs (kg)	Q _b F (kg)	Pmax (kg)
5.5	0.4	2	5.5	12000	0.1256	3.500	2.512	8,289.600	5,442.667	6,866.133	61,336.89
6.5	0.4	3	6.5	12000	0.1256	3.857	3.768	9,796.800	8,612.571	9,204.686	61,336.89
12.5	0.4	9	12.15	12000	0.1256	7.000	11.304	18,312.480	37,680.000	27,996.240	61,336.89
13.5	0.4	10	12.3	12000	0.1256	7.500	12.56	18,538.560	43,960.000	31,249.280	61,336.89
18.5	0.4	15	13.22	12000	0.1256	8.842	18.84	19,925.184	74,368.421	47,146.803	61,336.89
19.5	0.4	16	13.56	12000	0.1256	9.050	20.096	20,437.632	80,718.933	50,578.283	61,336.89
20.5	0.4	17	14.12	12000	0.1256	9.333	21.352	21,281.664	87,780.444	54,531.054	61,336.89
21.5	0.4	18	14.65	12000	0.1256	9.591	22.608	22,080.480	94,885.091	58,482.785	61,336.89
22.5	0.4	19	15.5	12000	0.1256	9.870	23.864	23,361.600	102,373.101	62,867.351	61,336.89

Diameter 500 mm jarak 4D elevasi dibawah poer = -3,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	Ap (m ²)	Ns	As (m ²)	Qp (kg)	Qs (kg)	Q _b /F (kg)	Pmax (kg)
5.5	0.5	2	5.80	12000	0.19625	3.500	3.14	13,659.000	6,803.333	10,231.167	47,606.01
6.5	0.5	3	6.80	12000	0.19625	3.857	4.71	16,014.000	10,765.714	13,389.857	47,606.01
13.5	0.5	10	12.40	12000	0.19625	7.500	15.7	29,202.000	54,950.000	42,076.000	47,606.01
14.5	0.5	11	12.80	12000	0.19625	7.733	17.27	30,144.000	61,788.222	45,966.111	47,606.01
15.5	0.5	12	13.00	12000	0.19625	8.063	18.84	30,615.000	69,472.500	50,043.750	47,606.01

Diameter 500 mm jarak 5D elevasi dibawah poer = -3,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	Ap (m ²)	Ns	As (m ²)	Qp (kg)	Qs (kg)	Q _b /F (kg)	Pmax (kg)
5.5	0.5	2	5.80	12000	0.19625	3.500	3.14	13,659.000	6,803.333	10,231.167	66,424.46
6.5	0.5	3	6.80	12000	0.19625	3.857	4.71	16,014.000	10,765.714	13,389.857	66,424.46
13.5	0.5	10	12.40	12000	0.19625	7.500	15.7	29,202.000	54,950.000	42,076.000	66,424.46
14.5	0.5	11	12.80	12000	0.19625	7.733	17.27	30,144.000	61,788.222	45,966.111	66,424.46
15.5	0.5	12	13.00	12000	0.19625	8.063	18.84	30,615.000	69,472.500	50,043.750	66,424.46
18.5	0.5	15	13.40	12000	0.19625	8.842	23.55	31,557.000	92,960.526	62,258.763	66,424.46
19.5	0.5	16	13.60	12000	0.19625	9.050	25.12	32,028.000	100,898.667	66,463.333	66,424.46

Diameter 500 mm jarak 6D elevasi dibawah poer = -3,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	Ap (m ²)	Ns	As (m ²)	Qp (kg)	Qs (kg)	Q _b /F (kg)	Pmax (kg)
5.5	0.5	2	5.80	12000	0.19625	3.500	3.14	13,659.000	6,803.333	10,231.167	93,949.67
6.5	0.5	3	6.80	12000	0.19625	3.857	4.71	16,014.000	10,765.714	13,389.857	93,949.67
13.5	0.5	10	12.40	12000	0.19625	7.500	15.7	29,202.000	54,950.000	42,076.000	93,949.67
14.5	0.5	11	12.80	12000	0.19625	7.733	17.27	30,144.000	61,788.222	45,966.111	93,949.67
15.5	0.5	12	13.00	12000	0.19625	8.063	18.84	30,615.000	69,472.500	50,043.750	93,949.67
18.5	0.5	15	13.40	12000	0.19625	8.842	23.55	31,557.000	92,960.526	62,258.763	93,949.67
19.5	0.5	16	13.60	12000	0.19625	9.050	25.12	32,028.000	100,898.667	66,463.333	93,949.67
23.5	0.5	20	16.00	12000	0.19625	10.125	31.4	37,680.000	137375	87,527.500	93,949.67
24.5	0.5	21	16.60	12000	0.19625	10.400	32.97	39,093.000	147266	93,179.500	93,949.67
25.5	0.5	22	17.40	12000	0.19625	10.615	34.54	40,977.000	156758.4615	98,867.731	93,949.67

Diameter 600 mm jarak 4D elevasi dibawah poer = -3,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	Ap (m ²)	Ns	As (m ²)	Qp (kg)	Qs (kg)	Ql:F (kg)	Pmax (kg)
5.5	0.6	2	6.00	12000	0.2826	3.500	3.768	20,347.200	8,164.000	14,255.600	63,156.57
6.5	0.6	3	7.00	12000	0.2826	3.857	5.652	23,738.400	12,918.857	18,328.629	63,156.57
13.5	0.6	10	12.30	12000	0.2826	7.500	18.84	41,711.760	65,940.000	53,825.880	63,156.57
14.5	0.6	11	12.50	12000	0.2826	7.733	20.724	42,390.000	74,145.867	58,267.933	63,156.57
15.5	0.6	12	12.60	12000	0.2826	8.063	22.608	42,729.120	83,367.000	63,048.060	63,156.57

Diameter 600 mm jarak 5D elevasi dibawah poer = -3,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	Ap (m ²)	Ns	As (m ²)	Qp (kg)	Qs (kg)	Ql:F (kg)	Pmax (kg)
5.5	0.6	2	6.00	12000	0.2826	3.500	3.768	20,347.200	8,164.000	14,255.600	93,949.67
6.5	0.6	3	7.00	12000	0.2826	3.857	5.652	23,738.400	12,918.857	18,328.629	93,949.67
13.5	0.6	10	12.30	12000	0.2826	7.500	18.84	41,711.760	65,940.000	53,825.880	93,949.67
14.5	0.6	11	12.50	12000	0.2826	7.733	20.724	42,390.000	74,145.867	58,267.933	93,949.67
15.5	0.6	12	12.60	12000	0.2826	8.063	22.608	42,729.120	83,367.000	63,048.060	93,949.67
19.5	0.6	16	14.00	12000	0.2826	9.050	30.144	47,476.800	121,078.400	84,277.600	93,949.67
20.5	0.6	17	14.29	12000	0.2826	9.333	32.028	48,445.714	131,670.667	90,058.190	93,949.67
21.5	0.6	18	14.86	12000	0.2826	9.591	33.912	50,383.543	142,327.636	96,355.590	93,949.67

Diameter 600 mm jarak 6D elevasi dibawah poer = -3,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	Ap (m ²)	Ns	As (m ²)	Qp (kg)	Qs (kg)	Ql:F (kg)	Pmax (kg)
5.5	0.6	2	6.00	12000	0.2826	3.500	3.768	20,347.200	8,164.000	14,255.600	132,155.65
6.5	0.6	3	7.00	12000	0.2826	3.857	5.652	23,738.400	12,918.857	18,328.629	132,155.65
13.5	0.6	10	12.30	12000	0.2826	7.500	18.84	41,711.760	65,940.000	53,825.880	132,155.65
14.5	0.6	11	12.50	12000	0.2826	7.733	20.724	42,390.000	74,145.867	58,267.933	132,155.65
15.5	0.6	12	12.60	12000	0.2826	8.063	22.608	42,729.120	83,367.000	63,048.060	132,155.65
18.5	0.6	15	13.57	12000	0.2826	8.842	28.26	46,023.429	111,552.63	78,788.03	132,155.65
19.5	0.6	16	14.00	12000	0.2826	9.050	30.144	47,476.800	121,078.400	84,277.600	132,155.65
20.5	0.6	17	14.29	12000	0.2826	9.333	32.028	48,445.714	131,670.667	90,058.190	132,155.65
21.5	0.6	18	14.86	12000	0.2826	9.591	33.912	50,383.543	142,327.64	96,355.59	132,155.65
26.5	0.6	23	17.57	12000	0.2826	10.889	43.332	59,588.229	200,611.11	130,099.67	132,155.65
27.5	0.6	24	17.86	12000	0.2826	11.214	45.216	60,557.143	214,237.71	137,397.43	132,155.65

Untuk beban 8 lantai

Diameter 400 mm jarak 4D elevasi dibawah poer = -3,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	Ap (m ²)	Ns	As (m ²)	Qp (kg)	Qs (kg)	Ql/F (kg)	Pmax (kg)
5.5	0.4	2	5.5	12000	0.1256	3.500	2.512	8,289.600	5,442.667	6,866.133	36,286.27
6.5	0.4	3	6.5	12000	0.1256	3.857	3.768	9,796.800	8,612.571	9,204.686	36,286.27
13.5	0.4	10	12.3	12000	0.1256	7.500	12.56	18,538.560	43,960.000	31,249.280	36,286.27
14.5	0.4	11	12.5	12000	0.1256	7.733	13.816	18,840.000	49,430.578	34,135.289	36,286.27
15.5	0.4	12	12.6	12000	0.1256	8.063	15.072	18,990.720	55,578.000	37,284.360	36,286.27

Diameter 400 mm jarak 5D elevasi dibawah poer = -3,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	Ap (m ²)	Ns	As (m ²)	Qp (kg)	Qs (kg)	Ql/F (kg)	Pmax (kg)
5.5	0.4	2	5.5	12000	0.1256	3.500	2.512	8,289.600	5,442.667	6,866.133	58,541.03
6.5	0.4	3	6.5	12000	0.1256	3.857	3.768	9,796.800	8,612.571	9,204.686	58,541.03
13.5	0.4	10	12.3	12000	0.1256	7.500	12.56	18,538.560	43,960.000	31,249.280	58,541.03
16.5	0.4	13	12.78	12000	0.1256	8.412	16.328	19,262.016	62,110.431	40,686.224	58,541.03
20.5	0.4	17	14.12	12000	0.1256	9.333	21.352	21,281.664	87,780.444	54,531.054	58,541.03
21.5	0.4	18	14.65	12000	0.1256	9.591	22.608	22,080.480	94,885.091	58,482.785	58,541.03
22.5	0.4	19	15.5	12000	0.1256	9.870	23.864	23,361.600	102,373.101	62,867.351	58,541.03

Diameter 400 mm jarak 6D elevasi dibawah poer = -3,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	Ap (m ²)	Ns	As (m ²)	Qp (kg)	Qs (kg)	Ql/F (kg)	Pmax (kg)
5.5	0.4	2	5.5	12000	0.1256	3.500	2.512	8,289.600	5,442.667	6,866.133	74,491.34
6.5	0.4	3	6.5	12000	0.1256	3.857	3.768	9,796.800	8,612.571	9,204.686	74,491.34
13.5	0.4	10	12.3	12000	0.1256	7.500	12.56	18,538.560	43,960.000	31,249.280	74,491.34
16.5	0.4	13	12.78	12000	0.1256	8.412	16.328	19,262.016	62,110.431	40,686.224	74,491.34
20.5	0.4	17	14.12	12000	0.1256	9.333	21.352	21,281.664	87,780.444	54,531.054	74,491.34
21.5	0.4	18	14.65	12000	0.1256	9.591	22.608	22,080.480	94,885.091	58,482.785	74,491.34
22.5	0.4	19	15.5	12000	0.1256	9.870	23.864	23,361.600	102,373.101	62,867.351	74,491.34
23.5	0.4	20	15.98	12000	0.1256	10.125	25.12	24,085.056	109,900.000	66,992.528	74,491.34
24.5	0.4	21	16.45	12000	0.1256	11.200	26.376	24,793.440	124,846.400	74,819.920	74,491.34

Diameter 500 mm jarak 4D elevasi dibawah poer = -3,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	Ap (m ²)	Ns	As (m ²)	Qp (kg)	Qs (kg)	Ql/F (kg)	Pmax (kg)
5.5	0.5	2	5.80	12000	0.19625	3.500	3.14	13,659.000	6,803.333	10,231.167	58,541.03
6.5	0.5	3	6.80	12000	0.19625	3.857	4.71	16,014.000	10,765.714	13,389.857	58,541.03
16.5	0.5	13	13.00	12000	0.19625	8.412	20.41	30,615.000	77,638.039	54,126.520	58,541.03
17.5	0.5	14	13.00	12000	0.19625	8.667	21.98	30,615.000	85,477.778	58,046.389	58,541.03
18.5	0.5	15	13.40	12000	0.19625	8.842	23.55	31,557.000	92,960.526	62,258.763	58,541.03

Diameter 500 mm jarak 5D elevasi dibawah poer = -3,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	Ap (m ²)	Ns	As (m ²)	Qp (kg)	Qs (kg)	Ql/F (kg)	Pmax (kg)
5.5	0.5	2	5.80	12000	0.19625	3.500	3.14	13,659.000	6,803.333	10,231.167	81,383.01
6.5	0.5	3	6.80	12000	0.19625	3.857	4.71	16,014.000	10,765.714	13,389.857	81,383.01
16.5	0.5	13	13.00	12000	0.19625	8.412	20.41	30,615.000	77,638.039	54,126.520	81,383.01
17.5	0.5	14	13.00	12000	0.19625	8.667	21.98	30,615.000	85,477.778	58,046.389	81,383.01
18.5	0.5	15	13.40	12000	0.19625	8.842	23.55	31,557.000	92,960.526	62,258.763	81,383.01
21.5	0.5	18	15.00	12000	0.19625	9.591	28.26	35,325.000	118,606.364	76,965.682	81,383.01
22.5	0.5	19	15.80	12000	0.19625	9.870	29.83	37,209.000	127,966.377	82,587.688	81,383.01

Diameter 500 mm jarak 6D elevasi dibawah poer = -3,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	Ap (m ²)	Ns	As (m ²)	Qp (kg)	Qs (kg)	Ql/F (kg)	Pmax (kg)
5.5	0.5	2	5.80	12000	0.19625	3.500	3.14	13,659.000	6,803.333	10,231.167	114,998.89
6.5	0.5	3	6.80	12000	0.19625	3.857	4.71	16,014.000	10,765.714	13,389.857	114,998.89
16.5	0.5	13	13.00	12000	0.19625	8.412	20.41	30,615.000	77,638.039	54,126.520	114,998.89
17.5	0.5	14	13.00	12000	0.19625	8.667	21.98	30,615.000	85,477.778	58,046.389	114,998.89
18.5	0.5	15	13.40	12000	0.19625	8.842	23.55	31,557.000	92,960.526	62,258.763	114,998.89
21.5	0.5	18	15.00	12000	0.19625	9.591	28.26	35,325.000	118,606.364	76,965.682	114,998.89
22.5	0.5	19	15.80	12000	0.19625	9.870	29.83	37,209.000	127,966.377	82,587.688	114,998.89
23.5	0.5	20	16.00	12000	0.19625	10.125	31.4	37,680.000	137,375	87,527.500	114,998.89
27.5	0.5	24	18.00	12000	0.19625	11.214	37.68	42,390.000	178,531.4286	110,460.714	114,998.89
28.5	0.5	25	18.40	12000	0.19625	11.448	39.25	43,332.000	189,031.6092	116,181.805	114,998.89

Diameter 600 mm jarak 4D elevasi dibawah poer = -3,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	Ap (m ²)	Ns	As (m ²)	Qp (kg)	Qs (kg)	Ql/F (kg)	Pmax (kg)
5.5	0.6	2	6.00	12000	0.2826	3.500	3.768	20,347.200	8,164.000	14,255.600	77,470.55
6.5	0.6	3	7.00	12000	0.2826	3.857	5.652	23,738.400	12,918.857	18,328.629	77,470.55
16.5	0.6	13	12.86	12000	0.2826	8.412	24.492	43,601.143	93,165.647	68,383.395	77,470.55
17.5	0.6	14	13.29	12000	0.2826	8.667	26.376	45,054.514	102,573.333	73,813.924	77,470.55
18.5	0.6	15	13.57	12000	0.2826	8.842	28.26	46,023.429	111,552.632	78,788.030	77,470.55

Diameter 600 mm jarak 5D elevasi dibawah poer = -3,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	Ap (m ²)	Ns	As (m ²)	Qp (kg)	Qs (kg)	Ql/F (kg)	Pmax (kg)
5.5	0.6	2	6.00	12000	0.2826	3.500	3.768	20,347.200	8,164.000	14,255.600	114,998.89
6.5	0.6	3	7.00	12000	0.2826	3.857	5.652	23,738.400	12,918.857	18,328.629	114,998.89
16.5	0.6	13	12.86	12000	0.2826	8.412	24.492	43,601.143	93,165.647	68,383.395	114,998.89
17.5	0.6	14	13.29	12000	0.2826	8.667	26.376	45,054.514	102,573.333	73,813.924	114,998.89
18.5	0.6	15	13.57	12000	0.2826	8.842	28.26	46,023.429	111,552.632	78,788.030	114,998.89
23.5	0.6	20	16.14	12003	0.2826	10.125	37.68	54,757.343	164850	109,803.672	114,998.89
24.5	0.6	21	16.86	12004	0.2826	10.400	39.564	57,184.998	176719.2	116,952.099	114,998.89

Diameter 600 mm jarak 6D elevasi dibawah poer = -3,5 m

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Np	K (kg/m ²)	Ap (m ²)	Ns	As (m ²)	Qp (kg)	Qs (kg)	Ql/F (kg)	Pmax (kg)
5.5	0.6	2	6.00	12000	0.2826	3.500	3.768	20,347.200	8,164.00	14,255.60	161,599.99
6.5	0.6	3	7.00	12000	0.2826	3.857	5.652	23,738.400	12,918.86	18,328.63	161,599.99
16.5	0.6	13	12.86	12000	0.2826	8.412	24.492	43,601.143	93,165.65	68,383.39	161,599.99
17.5	0.6	14	13.29	12000	0.2826	8.667	26.376	45,054.514	102,573.33	73,813.92	161,599.99
18.5	0.6	15	13.57	12000	0.2826	8.842	28.26	46,023.429	111,552.63	78,788.03	161,599.99
23.5	0.6	20	16.14	12000	0.2826	10.125	37.68	54,743.657	164,850.00	109,796.83	161,599.99
24.5	0.6	21	16.86	12000	0.2826	10.400	39.564	57,165.943	176,719.20	116,942.57	161,599.99
29.5	0.6	26	19.43	12000	0.2826	11.667	48.984	65,886.171	239,477.33	152,681.75	161,599.99
30.5	0.6	27	19.43	12000	0.2826	11.871	50.868	65,886.171	252,152.13	159,019.15	161,599.99
31.5	0.6	28	19.14	12000	0.2826	12.188	52.752	64,917.257	267,057.00	165,987.13	161,599.99

**TABEL PERHITUNGAN
DISTRIBUSI BEBAN PADA TIANG
DAYA DUKUNG TIANG PANCANG**

V.3. Perpaduan antara Pondasi Rakit dan Pondasi Tiang

$$P_c = n(c_s \cdot A_s + A_b \cdot c_b \cdot N_c) + N_w \cdot c_c (B_c \cdot L_c - n \cdot \pi \cdot d^2 / 4)$$

$$Q_{pancang} = n (c_s \cdot A_s + A_b \cdot c_b \cdot N_c)$$

$$Q_{rakit} = N_w \cdot c_c (B_c \cdot L_c - n \cdot \pi \cdot d^2 / 4)$$

1. Untuk diameter 400 mm jarak 4D dengan variasi beban

a. beban 5 lantai

$$\text{proporsi tiang pancang : rakit} = 0.517 : 0.483$$

$$\begin{aligned} \Sigma P &= \Sigma P_{pancang} + P \text{ dinding} & n \text{ pancang} &= 532 \\ \Sigma P_{pancang} &= 10,775,355 \text{ kg} & A_p &= 0.1256 \text{ m}^2 \\ \Sigma P &= 11,447,355 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$Q_{rakit} = N_w \cdot c_c (B_c \cdot L_c - n \cdot \pi \cdot d^2 / 4)$$

$$\begin{aligned} \text{tebal dinding} &= 8.5 \text{ m} & \text{luas dinding} &= 70 \text{ m}^2 & L \text{ pondasi} &= 44 \text{ m} \\ \rho_b &= 2,400 \text{ kg/m}^2 & \text{luas pondasi} &= 1,176 \text{ m}^2 & B \text{ pondasi} &= 30 \text{ m} \end{aligned}$$

kedalaman (m)	$\Sigma P_{pancang}$ (kg)	P dinding (kg)	ΣP (kg)	q_s (m)	q_b (m)	x (m)	y (m)	q (kg/m ²)
3.5	5,204,496	284,004	5,488,500	0.37	0.65	21	14	5,509
4	5,204,496	324,576	5,529,072	0.37	0.65	21	14	5,550
4.5	5,204,496	365,148	5,569,644	0.37	0.65	21	14	5,591
5	5,204,496	405,720	5,610,216	0.37	0.65	21	14	5,631
5.5	5,204,496	446,292	5,650,788	0.37	0.65	21	14	5,672

$$\begin{aligned} N_c &= 5.14 & \hat{\sigma} &= 14 \text{ KN/m}^3 \quad (N < 4) & C_u &= 600 \text{ N} & \text{kg/m}^2 & B/L &= 0.68 \\ N_q &= 1 & \hat{\sigma} &= 16 \text{ KN/m}^3 \quad (4 < N < 6) & \text{MAT} &= -1.5 & \text{m} \\ i_c = i_g &= 0.96 & \hat{\sigma} &= 18 \text{ KN/m}^3 \quad (6 < N < 15) \end{aligned}$$

kedalaman	N	Cu (kg/m ²)	Ncc	D tiang (m)	Apangcang (m ²)	n pancang	Arakit	Qrakit (kg)	Qr/SF	ΣP (kg)	keterangan
3.5	4	2,400	6	0.4	0.1256	532	1320	17,567,316	8,783,658	5,488,500	OK
4	4.5	2,700	6	0.4	0.1256	532	1320	19,763,231	9,881,615	5,529,072	OK
4.5	5	3,000	6	0.4	0.1256	532	1320	21,959,145	10,979,573	5,569,644	OK
5	5.5	3,300	6	0.4	0.1256	532	1320	24,155,060	12,077,530	5,610,216	OK
5.5	6	3,600	6	0.4	0.1256	532	1320	26,350,974	13,175,487	5,650,788	OK

$$\text{kedalaman rakit} = 3.5 \text{ m}$$

$$Q_{pancang} = n (c_s \cdot A_s + A_b \cdot c_b \cdot N_c)$$

$$\Sigma P_p = 5,918,283 \text{ kg}$$

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Cb (kg/m ²)	α	Ca (kg/m ²)	Ca rata2 (kg/m ²)	Ap (m ²)	As (m ²)	n pancang	Qpancang (kg)	Qp/F (kg)	ΣP (kg)	keterangan
3.5	0.4	0	3,000	1	3000	3000	0.1256	0	532	1,936.752	968.376	5,918,282.54	NOK
4.5	0.4	1	3,600	0.98	3528	3284	0.1256	1.256	532	2,183,302.790	1,091,651.395	5,918,282.54	NOK
5.5	0.4	2	3,600	0.98	3528	3352	0.1256	2.512	532	4,481,883.270	2,240,941.635	5,918,282.54	NOK
6.5	0.4	3	4,800	0.96	4608	3686	0.1256	3.768	532	7,351,874.419	3,675,937.210	5,918,282.54	NOK
7.5	0.4	4	5,400	0.92	4968	3926.4	0.1256	5.024	532	10,497,842.429	5,248,921.214	5,918,282.54	NOK
8.5	0.4	5	6,600	0.85	5610	4207	0.1256	6.28	532	14,059,679.574	7,029,839.787	5,918,282.54	OK
9	0.4	5.5	7,200	0.8	5760	4428.857	0.1256	6.908	532	16,280,946.221	8,140,473.110	5,918,282.54	OK
11	0.4	7.5	7,200	0.8	5760	4595.25	0.1256	9.42	532	23,033,467.865	11,516,733.932	5,918,282.54	OK

$$\text{kedalaman tiang} = 8.500 \text{ m}$$

Untuk diameter 400 mm jarak 4D dengan variasi beban

b. beban 6 lantai

proporsi tiang pancang : rakit = 0.51 : 0.49

EP = EP_{pancang} + P dinding n pancang = 532
 EP_{pancang} = 11,812,802 kg Ap = 0.1256 m²
 EP = 12,400,802 kg

Q_{rakit} = $N_c \cdot c_o \cdot (B_c \cdot L_c - n \cdot \pi \cdot d^2 / 4)$
 tebal dinding = 0.5 m luas dinding = 70 m² L pondasi = 44 m
 ϕ_b = 2,400 kg/m² luas pondasi = 1,176 m² B pondasi = 30 m

kedalaman (m)	EP pancang (kg)	P dinding (kg)	EP (kg)	e _o (m)	e ₁ (m)	x (m)	y (m)	q (kg/m ²)
3.5	5,788,273	288,120	6,076,393	0.4	0.58	21	14	6,048
4	5,788,273	329,280	6,117,553	0.4	0.58	21	14	6,089
4.5	5,788,273	370,440	6,158,713	0.4	0.58	21	14	6,130
5	5,788,273	411,600	6,199,873	0.4	0.58	21	14	6,171
5.5	5,788,273	452,760	6,241,033	0.4	0.58	21	14	6,212

N_c = 5.14 δ̇_t = 14 KN/m³ (N < 4) C_u = 600 N kg/m² B/L = 0.68
 N_q = 1 δ̇_t = 16 KN/m³ (4 < N < 6) MAT = -1.5 m
 i_c = i_s = 0.96 δ̇_t = 18 KN/m³ (6 < N < 15)

kedalaman	N	C _u (kg/m ²)	N _{oc}	D tiang (m)	A _{pancang} (m ²)	n pancang	Arakit	Q _{enkit} (kg)	Q _r /SF (kg)	EP (kg)	keterangan
3.5	4	2,400	6	0.4	0.1256	532	1320	17,567,316	8,783,658	6,076,393	OK
4	4.5	2,700	6	0.4	0.1256	532	1320	19,763,231	9,881,615	6,117,553	OK
4.5	5	3,000	6	0.4	0.1256	532	1320	21,959,145	10,979,573	6,158,713	OK
5	5.5	3,300	6	0.4	0.1256	532	1320	24,155,060	12,077,530	6,199,873	OK
5.5	6	3,600	6	0.4	0.1256	532	1320	26,350,974	13,175,487	6,241,033	OK

kedalaman rakit = 3.5 m

Q_{pancang} = $n \cdot (c_o \cdot A_c + A_b \cdot c_b \cdot N_c)$

EP_p = 6,324,409 kg

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	C _b (kg/m ²)	c _r	C _a (kg/m ²)	C _a rata2 (kg/m ²)	A _p (m ²)	A _s (m ²)	n pancang	Q _{pancang} (kg)	Q _p /F (kg)	EP (kg)	keterangan
3.5	0.4	0	3,000	1	3000	3000	0.1256	0	532	1,936,752	968,376	6,324,409.02	NOK
4.5	0.4	1	3,600	0.98	3528	3264	0.1256	1.256	532	2,183,302.790	1,091,651.395	6,324,409.02	NOK
5.5	0.4	2	3,600	0.98	3528	3352	0.1256	2.512	532	4,481,883.270	2,240,941.635	6,324,409.02	NOK
6.5	0.4	3	4,800	0.96	4608	3866	0.1256	3.768	532	7,351,874.419	3,675,937.210	6,324,409.02	NOK
7.5	0.4	4	5,400	0.92	4968	3926.4	0.1256	5.024	532	10,497,842.429	5,248,921.214	6,324,409.02	NOK
8.5	0.4	5	6,600	0.85	5610	4207	0.1256	6.28	532	14,059,679.574	7,029,839.787	6,324,409.02	OK
9.5	0.4	6	7,200	0.8	5760	4428.857	0.1256	7.536	532	17,760,609.677	8,880,304.838	6,324,409.02	OK
10.5	0.4	7	7,200	0.8	5760	4596.25	0.1256	8.792	532	21,498,213.221	10,749,106.610	6,324,409.02	OK

kedalaman tiang = 8.500 m

Untuk diameter 400 mm jarak 4D dengan variasi beban

c. beban 7 lantai

proporsi tiang pancang : rakit = 0.51 : 0.49

$\Sigma P = \Sigma P_{\text{pancang}} + P_{\text{dinding}} \quad n_{\text{pancang}} = 532$
 $\Sigma P_{\text{pancang}} = 13.272,284 \quad \text{kg} \quad A_p = 0.1256 \text{ m}^2$
 $\Sigma P = 13.860,284 \quad \text{kg}$

$Q_{\text{rakit}} = N_{\text{cc}} \cdot c_c \cdot (M_c \cdot L_c - n \cdot \pi \cdot d^2 / 4)$

tebal dinding = 0.5 m luas dinding = 70 m² L pondasi = 44 m
 $c_b = 2,400 \text{ kg/m}^2$ luas pondasi = 1,176 m² B pondasi = 30 m

kedalaman (m)	$\Sigma P_{\text{pancang}}$ (kg)	P dinding (kg)	ΣP (kg)	ϕ_c (m)	ϕ_s (m)	x (m)	y (m)	q (kg/m ²)
3.5	6,503,419	288,120	6,791,539	0.56	0.59	21	14	6.898
4	6,503,419	329,280	6,832,699	0.56	0.59	21	14	6.939
4.5	6,503,419	370,440	6,873,859	0.56	0.59	21	14	6.981
5	6,503,419	411,600	6,915,019	0.56	0.59	21	14	7.023
5.5	6,503,419	452,760	6,956,179	0.56	0.59	21	14	7.065

$N_c = 5.14 \quad \hat{\sigma}_t = 14 \text{ KN/m}^3 \quad (N < 4) \quad C_u = 600 \text{ N} \quad \text{kg/m}^2 \quad B/L = 0.68$
 $N_q = 1 \quad \hat{\sigma}_t = 16 \text{ KN/m}^3 \quad (4 < N < 6) \quad \text{MAT} = -1.5 \quad \text{m}$
 $i_s = i_u = 0.96 \quad \hat{\sigma}_t = 18 \text{ KN/m}^3 \quad (6 < N < 15)$

kedalaman (m)	N	C_u (kg/m ²)	N_{cc}	D tiang (m)	A_{pancang} (m ²)	n pancang	A rakit	Q rakit (kg)	Q _r /SF (kg)	ΣP (kg)	keterangan
3.5	4	2,400	6	0.4	0.1256	532	1320	17,567,316	8,783,658	6,791,539	NOK
4	4.5	2,700	6	0.4	0.1256	532	1320	19,763,231	9,881,615	6,832,699	OK
4.5	5	3,000	6	0.4	0.1256	532	1320	21,959,145	10,979,573	6,873,859	OK
5	5.5	3,300	6	0.4	0.1256	532	1320	24,155,060	12,077,530	6,915,019	OK
5.5	6	3,600	6	0.4	0.1256	532	1320	26,350,974	13,175,487	6,956,179	OK

$Q_{\text{pancang}} = n \cdot (c_s \cdot A_{s1} + A_{s2} \cdot c_{s2} \cdot N_c)$ kedalaman rakit = 3.5 m
 $\Sigma P_p = 7,068,745 \quad \text{kg}$

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	C_b (kg/m ²)	α	C_u (kg/m ²)	$C_a \text{ rum}2$ (kg/m ²)	A_p (m ²)	A_s (m ²)	n pancang	Q_{pancang} (kg)	Q _p /F (kg)	ΣP (kg)	keterangan
3.5	0.4	0	3,000	1	3000	3000	0.1256	0	532	1,936,752	968,376	7,068,744.84	NOK
4.5	0.4	1	3,600	0.98	3528	3264	0.1256	1.256	532	2,183,302.790	1,091,651.395	7,068,744.84	NOK
5.5	0.4	2	3,600	0.98	3528	3352	0.1256	2.512	532	4,481,883.270	2,240,941.635	7,068,744.84	NOK
6.5	0.4	3	4,800	0.96	4608	3666	0.1256	3.768	532	7,351,874.419	3,675,937.210	7,068,744.84	NOK
7.5	0.4	4	5,400	0.92	4968	3926.4	0.1256	5.024	532	10,497,842.429	5,248,921.214	7,068,744.84	NOK
8.5	0.4	5	6,600	0.85	5610	4207	0.1256	6.28	532	14,059,679.574	7,029,839.787	7,068,744.84	OK
9	0.4	5.5	7,200	0.8	5760	4428.8571	0.1256	6.908	532	16,280,946.221	8,140,473.110	7,068,744.84	OK
10.5	0.4	7	7,200	0.8	5760	4594.25	0.1256	8.792	532	21,498,213.221	10,749,106.610	7,068,744.84	OK

kedalaman tiang = 9.000 m

Untuk diameter 406 mm jarak 4D dengan variasi beban
c. beban 8 lantai

proporsi tiang pancang : rakit = 0.52 : 0.48

$$\begin{aligned} \Sigma P &= \Sigma P_{\text{pancang}} + P_{\text{dinding}} & n_{\text{pancang}} &= 532 \\ \Sigma P_{\text{pancang}} &= 15,262,394 \text{ kg} & A_p &= 0.1256 \text{ m}^2 \\ \Sigma P &= 15,850,394 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$Q_{\text{rakit}} = N_w \cdot c_c \cdot (B_c \cdot L_c - n \cdot \pi \cdot d^2 / 4)$$

sebal dinding = 0.5 m luas dinding = 70 m² L pondasi = 44 m
 $\gamma_b = 2,400 \text{ kg/m}^2$ luas pondasi = 1,176 m² B pondasi = 30 m

kedalaman (m)	$\Sigma P_{\text{pancang}}$ (kg)	P dinding (kg)	ΣP (kg)	e_0 (m)	e_1 (m)	x (m)	y (m)	q (kg/m ²)
3.5	7,325,949	282,240	7,608,189	0.83	0.84	21	14	8,289
4	7,325,949	322,560	7,648,509	0.83	0.84	21	14	8,333
4.5	7,325,949	362,880	7,688,829	0.83	0.84	21	14	8,377
5	7,325,949	403,200	7,729,149	0.83	0.84	21	14	8,420
5.5	7,325,949	443,520	7,769,469	0.83	0.84	21	14	8,464

$$\begin{aligned} N_c &= 5.14 & \hat{\sigma}_t &= 14 \text{ KN/m}^3 \quad (N < 4) & C_u &= 600 \text{ N} & \text{kg/m}^2 & B/L &= 0.68 \\ N_q &= 1 & \hat{\sigma}_t &= 16 \text{ KN/m}^3 \quad (4 < N < 6) & \text{MAT} &= -1.5 & \text{m} \\ f_c = f_g &= 0.96 & \hat{\sigma}_t &= 18 \text{ KN/m}^3 \quad (6 < N < 15) \end{aligned}$$

kedalaman (m)	N	Cu (kg/m ²)	Ncc	D tiang (m)	Apancang (m ²)	n pancang	Arakit	Qrakit (kg)	Qr/ SF (kg)	ΣP (kg)	keterangan
3.5	4	2,400	6	0.4	0.1256	532	1320	17,567,316	8,783,658	7,608,189	NOK
4	4.5	2,700	6	0.4	0.1256	532	1320	19,763,231	9,881,615	7,648,509	NOK
4.5	5	3,000	6	0.4	0.1256	532	1320	21,959,145	10,979,573	7,688,829	NOK
5	5.5	3,300	6	0.4	0.1256	532	1320	24,155,060	12,077,530	7,729,149	OK
5.5	6	3,600	6	0.4	0.1256	532	1320	26,350,974	13,175,487	7,769,469	OK

kedalaman rakit = 3.5 m

$$Q_{\text{pancang}} = n \cdot (C_u \cdot A_p + A_b \cdot c_b \cdot N_c) \quad \Sigma P_p = 8,242,205 \text{ kg}$$

kedalaman (m)	D tiang (m)	p tiang (m)	Cb (kg/m ²)	α	Cu (kg/m ²)	Cu rata2 (kg/m ²)	Ap (m ²)	As (m ²)	n pancang	Qpancang (kg)	Qp/F (kg)	ΣP (kg)	keterangan
3.5	0.4	0	3,000	1	3000	3000	0.1256	0	532	1,936,752	968,376	8,242,204.88	NOK
4.5	0.4	1	3,600	0.98	3528	3264	0.1256	1.256	532	2,183,302.790	1,091,651.395	8,242,204.88	NOK
5.5	0.4	2	3,600	0.98	3528	3352	0.1256	2.512	532	4,481,883.270	2,240,941.635	8,242,204.88	NOK
6.5	0.4	3	4,800	0.96	4608	3666	0.1256	3.768	532	7,351,874.419	3,675,937.210	8,242,204.88	NOK
7.5	0.4	4	5,400	0.92	4968	3926.4	0.1256	5.024	532	10,497,842.429	5,248,921.214	8,242,204.88	NOK
8.5	0.4	5	6,600	0.85	5610	4207	0.1256	6.28	532	14,059,679.574	7,029,839.787	8,242,204.88	OK
9.5	0.4	6	7,200	0.8	5760	4428.8571	0.1256	7.536	532	17,760,609.677	8,880,304.838	8,242,204.88	OK
10.5	0.4	7	7,200	0.8	5760	4599.25	0.1256	8.792	532	21,498,213.221	10,749,106.610	8,242,204.88	OK

kedalaman tiang = 9.500 m

Cek penurunan bersama antara tiang pancang dan rakit

1. Untuk beban 5 lantai

a) penurunan segera rakit

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

L	=	44 m	γ_b	=	2400 kg/m ³
B	=	30 m	tebal plat	=	11 m
D	=	3.5 m	γ_t	=	1600 kg/m ³
E	=	700,000 kg/m ²	q rakit	=	5,509 kg/m ²
μ	=	0.5	H	=	19.5 m
L/B	=	1.47	H/B	=	0.65
D/B	=	0.12			

Dari gambar 5.6 diperoleh

$$\mu_0 = 0.84 \mu_1 = 0.1$$

q = q rakit + tekanan akibat berat plat - Dy

$$q = 309.29024 \text{ kg/m}^2$$

$$S_i = 0.0011134 \text{ m}$$

$$S_i' = 0.0010355 \text{ m}$$

$$S_{\text{total}} = S_i' + \Delta S_c = 38.534 \text{ mm}$$

b) penurunan konsolidasi rakit

consolidation settlement : normally consolidation

$$S_{\text{or}} = \left[\frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{p'_{v0} + \Delta p}{p'_0} \right] \times H_i$$

asumsi : $\gamma_{\text{air}} = 1000 \text{ kg/m}^3$

consolidation settlement : over consolidation

$$S_{\text{or}} = \left[\frac{C_s}{1 + e_0} \log \frac{p'_0}{p'_0} + \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{p'_{v0} + \Delta p}{p'_0} \right] H_i$$

$$\Delta p = \frac{q_{\text{rakit}}}{(B+z)^2} (L+z)$$

$$C_c = 0.009 (W_i - 13)$$

Fluktuasi muka air tanah = 0.5 m

= 500 ton/m²

z = jarak dari dasar pondasi ke tengah-tengah lapisan

lapisan	kedalaman	Tebal lap (m)	Z (m)	z (m)	γ_{sat} (kg/m ³)	eo	Cc	Cs	w	Δp (kg/m ²)	Po (kg/m ²)	Pc' (kg/m ²)	$\Delta p + Po$ (kg/m ²)	Sc (m)
1	0.0 - 2.0	2.0	1	0	1400.00	3.290	0.98	0.10	121.67	0	400	900	400	0
2	2.0 - 4.0	0.5	3	0.25	1600.00	1.850	0.50	0.05	68.55	305	1800	2300	2105	0.0059625
3	4.0 - 6.0	2.0	5	1.5	1600.00	1.850	0.50	0.05	68.55	285	3000	3500	3285	0.0138212
4	6.0 - 8.0	2.0	7	3.5	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	257	5600	6100	5857	0.0047505
5	8.0 - 10.0	2.0	9	5.5	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	232	7200	7700	7432	0.0033678
6	10.0 - 12.0	2.0	11	7.5	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	211	8800	9300	9011	0.0025174
7	12.0 - 14.0	2.0	13	9.5	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	193	10400	10900	10593	0.0019518
8	14.0 - 16.0	2.0	15	11.5	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	177	12000	12500	12177	0.001555
9	16.0 - 18.0	2.0	17	13.5	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	163	13600	14100	13763	0.0012651
10	18.0 - 20.0	2.0	19	15.5	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	151	15200	15700	15351	0.0010469
11	20.0 - 22.0	2.0	21	17.5	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	140	16800	17300	16940	0.0008785
12	22.0 - 23.0	1.0	22.5	19.5	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	130	18000	18500	18130	0.0003812
													$\Delta S_{\text{total}} =$	0.03760

a) penurunan segera tiang

$$S_i = \mu_v \mu_o \frac{qB}{E}$$

L	=	44 m	γ _b	=	2400 kg/m ³
B	=	30 m	tebal plat	=	11 m
D	=	3.5 m	γ _t	=	1600 kg/m ³
E	=	700,000 kg/m ²	q pancang	=	5,941 kg/m ²
μ	=	0.5	H	=	16 m
L/B	=	1.47 H/B		=	0.53
D/B	=	0.12			

Dari gambar 5.6 diperoleh

$$\mu_o = 0.85 \mu_1 = 0.18$$

$$q = q \text{ rakit} + \text{tekanan akibat berat plat} \cdot D_y$$

$$q = 1540.7003 \text{ kg/m}^2$$

$$S_i = 0.0101026 \text{ m}$$

$$S_i = 0.0093954 \text{ m}$$

$$S_{\text{total}} = S_i + \Delta S_c$$

$$= 37.547 \text{ mm} < 100 \text{ mm (OK)}$$

b) penurunan konsolidasi tiang

consolidation settlement : normally consolidation

$$S_{ci} = \left[\frac{C_c}{1 + e_o} \log \frac{p'_o + \Delta p}{p'_o} \right] \times H_i$$

$$\text{asumsi } \gamma_{\text{air}} = 1000 \text{ kg/m}^3$$

consolidation settlement : over consolidation

$$S_{ci} = \left[\frac{C_s}{1 + e_o} \log \frac{p'_o}{p'_o} + \frac{C_c}{1 + e_o} \log \frac{p'_o + \Delta p}{p'_o} \right] H_i$$

$$\Delta p = \frac{q_v B L}{(B + z) + (L + z)}$$

$$C_c = 0,009 (W_L - 13)$$

Fluktuasi muka air tanah = 0.5 m

= 500 ton/m²

z = jarak dari dasar pondasi ke tengah-tengah lapisan

lapisan	kedalaman	Tebal lap	Z	z	γ _{sat}	e _o	C _c	C _s	w	Δp	P _o	P _{c'}	Δp + P _o	S _c
	(m)	(m)	(m)	(m)	kg/m ³					kg/m ²	kg/m ²		kg/m ²	(m)
0	0.0 - 2.0	2.0	1	0	1400.00	3.290	0.98	0.10	121.67	0	900	1400	900	0
2	2.0 - 4.0	2.0	3	0	1600.00	1.850	0.50	0.05	68.55	0	3300	3800	3300	0
3	4.0 - 6.0	0.3	5	0.185	1600.00	1.850	0.50	0.05	68.55	1527	5500	6000	7027	0.0046335
4	6.0 - 8.0	2.0	7	1.33	1800.00	1.850	0.26	0.03	42.03	1432	9100	9600	10532	0.0075909
5	8.0 - 10.0	2.0	9	3.33	1800.00	1.850	0.26	0.03	42.03	1289	11700	12200	12989	0.0051578
6	10.0 - 12.0	2.0	11	5.33	1800.00	1.850	0.26	0.03	42.03	1167	14300	14800	15467	0.0036464
7	12.0 - 14.0	2.0	13	7.33	1800.00	1.850	0.26	0.03	42.03	1061	16900	17400	17961	0.0026444
8	14.0 - 16.0	2.0	15	9.33	1800.00	1.850	0.26	0.03	42.03	970	19500	20000	20470	0.0019489
9	16.0 - 18.0	2.0	17	11.33	1800.00	1.850	0.26	0.03	42.03	889	22100	22600	22989	0.0014491
10	18.0 - 20.0	2.0	19	13.33	1800.00	1.850	0.26	0.03	42.03	819	24700	25200	25519	0.0010805
11	20.0 - 22.0	2.0	21	15.33	1800.00	1.850	0.26	0.03	42.03	756	27300	27800	28056	0.0008027
12	22.0 - 23.0	1.0	22.5	17.33	1800.00	1.850	0.26	0.03	42.03	701	29250	29750	29951	0.0003351
ΔS_{c total} =														0.02815

Cek penurunan bersama antara tiang pancang dan rakit

2. Untuk beban 6 lantai

a) penurunan segera rakit

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

L	=	44 m	γ_b	=	2400 kg/m ³
B	=	30 m	tebal plat	=	1 m
D	=	3.5 m	γ_t	=	1600 kg/m ³
E	=	700,000 kg/m ²	q rakit	=	6,048 kg/m ²
μ	=	0.5	H	=	19.5 m
L/B	=	1.47	H/B	=	0.65
D/B	=	0.12			

Dari gambar 5.6 diperoleh

$$\mu_0 = 0.84 \mu_1 = 0.1$$

$$q = q \text{ rakit} + \text{tekanan akibat berat plat} - D\gamma$$

$$q = 848,20934 \text{ kg/m}^2$$

$$S_i = 0.0030536 \text{ m}$$

$$S_i' = 0.0028398 \text{ m}$$

$$S_{\text{total}} = S_i' + \Delta S_c$$

$$= 44.680 \text{ mm}$$

b) penurunan konsolidasi rakit

consolidation settlement : normally consolidation

$$S_{ci} = \left[\frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{p'_{c0} + \Delta p}{p'_{c0}} \right] \times H_i$$

consolidation settlement : over consolidation

$$S_{ci} = \left[\frac{C_s}{1 + e_0} \log \frac{p'_{c0}}{p'_{c0}} + \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{p'_{c0} + \Delta p}{p'_{c0}} \right] H_i$$

$$\Delta p = \frac{q \cdot BL}{(B + z) + (L + z)}$$

asumsi : $\gamma_{air} = 1000 \text{ kg/m}^3$

$C_c = 0,009 (W_L - 13)$

Fluktuasi muka air tanah = 0.5 m

= 500 ton/m²

z = jarak dari dasar pondasi ke tengah-tengah lapisan

lapisan	kedalaman	Tebal lap (m)	Z (m)	z (m)	γ_{sat} kg/m ³	e_0	C_c	C_s	w	Δp kg/m ²	P_0 kg/m ²	P_c'	$\Delta p + P_0$ kg/m ²	S_c (m)
1	0.0 - 2.0	2.0	1	0	1400.00	3.290	0.98	0.10	121.67	0	400	900	400	0
2	2.0 - 4.0	0.5	3	0.25	1600.00	1.850	0.50	0.05	68.55	836	1800	2300	6636	0.0070679
3	4.0 - 6.0	2.0	5	1.5	1600.00	1.850	0.50	0.05	68.55	781	3000	3500	3781	0.0129487
4	6.0 - 8.0	2.0	7	3.5	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	704	5600	6100	6304	0.0039355
5	8.0 - 10.0	2.0	9	5.5	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	637	7200	7700	7837	0.0022282
6	10.0 - 12.0	2.0	11	7.5	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	580	8800	9300	9380	0.0011985
7	12.0 - 14.0	2.0	13	9.5	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	530	10400	10900	10930	0.0005387
8	14.0 - 16.0	2.0	15	11.5	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	486	12000	12500	12486	0.0042111
9	16.0 - 18.0	2.0	17	13.5	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	448	13600	14100	14048	0.0034342
10	18.0 - 20.0	2.0	19	15.5	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	414	15200	15700	15614	0.0028468
11	20.0 - 22.0	2.0	21	17.5	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	383	16800	17300	17183	0.0023921
12	22.0 - 23.0	1.0	22.5	19.5	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	356	18000	18500	18356	0.001039

$$\Delta S_{c_{total}} = 0.04184$$

a) penurunan segera tiang

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

L	=	44 m	γ_b	=	2400 kg/m ³
B	=	30 m	tebal plat	=	11 m
D	=	3.5 m	γ_t	=	1600 kg/m ³
E	=	700,000 kg/m ²	q pancang	=	6,295 kg/m ²
μ	=	0.5	H	=	16 m
L/B	=	1.47	H/B	=	0.53
D/B	=	0.12			

Dari gambar 5.6 diperoleh

$$\mu_0 = 0.87 \mu_1 = 0.18$$

$$q = q_{\text{rakit}} + \text{tekanan akibat berat plat} - D\gamma$$

$$q = 1095.075 \text{ kg/m}^2$$

$$S_i = 0.0073495 \text{ m}$$

$$\sum S_i = 0.0068351 \text{ m}$$

$$S_{\text{total}} = S_i' + \Delta S_c$$

$$= 37.321 \text{ mm}$$

b) penurunan konsolidasi tiang

consolidation settlement : normally consolidation

$$S_{ci} = \left[\frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{p'_0 + \Delta p}{p'_0} \right] \times H_i$$

$$\text{asumsi } \gamma_{\text{air}} = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Fluktasi muka air tanah} = 0.5 \text{ m}$$

consolidation settlement : over consolidation

$$S_{ci} = \left[\frac{C_s}{1 + e_0} \log \frac{p'_c}{p'_0} + \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{p'_0 + \Delta p}{p'_0} \right] H_i$$

$$\Delta p = \frac{q_s BL}{(B+z) + (L+z)}$$

$$C_c = 0.009 (W_i - 13)$$

z = jarak dari dasar pondasi ke tengah-tengah lapisan

lapisan	Kedalaman	Tebal lap (m)	Z (m)	z (m)	γ_{sat} kg/m ³	eo	Cc	Cs	w	Δp kg/m ²	Po kg/m ²	Pc'	$\Delta p + P_0$ kg/m ²	Sc (m)
1	0.0 - 2.0	2.0	1	0	1400.00	3.290	0.98	0.10	121.67	0	400	900	400	0
2	2.0 - 4.0	2.0	3	0	1600.00	1.850	0.50	0.05	68.55	0	1800	2300	1800	0
3	4.0 - 6.0	0.3	5	0.165	1600.00	1.850	0.50	0.05	68.55	1085	3000	3500	4085	0.0050602
4	6.0 - 8.0	2.0	7	1.33	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	1018	5600	6100	6618	0.0090937
5	8.0 - 10.0	2.0	9	3.33	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	916	7200	7700	8116	0.0059399
6	10.0 - 12.0	2.0	11	5.33	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	829	8800	9300	9629	0.0039841
7	12.0 - 14.0	2.0	13	7.33	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	754	10400	10900	11154	0.0026954
8	14.0 - 16.0	2.0	15	9.33	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	689	12000	12500	12689	0.0018092
9	16.0 - 18.0	2.0	17	11.33	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	632	13600	14100	14232	0.0011804
10	18.0 - 20.0	2.0	19	13.33	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	582	15200	15700	15782	0.0007234
11	20.0 - 22.0	2.0	21	15.33	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	537	16800	17300	17337	0.000385
12	22.0 - 23.0	1.0	22.5	17.33	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	498	18000	18500	18498	0.001447

$$\Delta S_{c \text{ total}} = 0.03048$$

Cek penurunan bersama antara tiang pancang dan rakit

3. Untuk beban 7 lantai

a) penurunan segera rakit

$$S_i = \mu_i \cdot \mu_0 \cdot \frac{qB}{E}$$

L	=	44 m	γ_b	=	2400 kg/m ³
B	=	30 m	tebal plat	=	1 m
D	=	3.5 m	γ_t	=	1600 kg/m ³
E	=	700,000 kg/m ²	q rakit	=	6,898 kg/m ²
μ	=	0.5	H	=	19.5 m
L/B	=	1.47	H/B	=	0.65
D/B	=	0.12			

Dari gambar 5.6 diperoleh

μ_0	=	0.84	μ_1	=	0.1
q	=	q rakit + tekanan akibat berat plat - Dy			
q	=	1697.5913 kg/m ²			
S_i	=	0.0061113 m			
S_i	=	0.0056835 m			

$$S_{total} = S_i' + \Delta Sc = 117.243 \text{ mm}$$

b) penurunan konsolidasi rakit

consolidation settlement : normally consolidation

consolidation settlement : over consolidation

$$S_{nc} = \left[\frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{p'_0 + \Delta p}{p'_0} \right] \times H_i$$

$$S_{oc} = \left[\frac{C_s}{1 + e_0} \log \frac{p'_c}{p'_0} + \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{p'_0 + \Delta p}{p'_c} \right] H_i$$

$$\Delta p = \frac{q_n B L}{(B + z) + (L + z)}$$

asumsi : $\gamma_{air} = 1000 \text{ kg/m}^3$

$$C_c = 0,009 (W_L - 13)$$

Fluktuasi muka air tanah = 0.5 m

= 500 ton/m²

z = jarak dari dasar pondasi ke tengah-tengah lapisan

lapisan	Kedalaman (m)	Tebal lap (m)	Z (m)	z (m)	γ_{sat} (kg/m ³)	e_0	C_c	C_s	w	Δp (kg/m ²)	P_0 (kg/m ²)	P_c'	$\Delta p + P_0$ (kg/m ²)	S_c (m)
1	0.0 - 2.0	2.0	1	0	1400.00	3.290	0.98	0.10	121.67	0	400	900	400	0
2	2.0 - 4.0	0.5	3	0.25	1600.00	1.850	0.50	0.05	68.55	1698	1800	2300	3498	0.0178344
3	4.0 - 6.0	2.0	5	1.5	1600.00	1.850	0.50	0.05	68.55	1674	3000	3500	4674	0.045249
4	6.0 - 8.0	2.0	7	3.5	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	1408	5600	6100	7008	0.0151719
5	8.0 - 10.0	2.0	9	5.5	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	1275	7200	7700	8475	0.0105281
6	10.0 - 12.0	2.0	11	7.5	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	1160	8800	9300	9960	0.0075669
7	12.0 - 14.0	2.0	13	9.5	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	1060	10400	10900	11460	0.0055652
8	14.0 - 16.0	2.0	15	11.5	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	973	12000	12500	12973	0.0041543
9	16.0 - 18.0	2.0	17	13.5	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	896	13600	14100	14496	0.0031278
10	18.0 - 20.0	2.0	19	15.5	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	828	15200	15700	16028	0.0023623
11	20.0 - 22.0	2.0	21	17.5	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	767	16800	17300	17567	0.0017801
12	22.0 - 23.0	1.0	22.5	19.5	1800.00	1.140	0.26	0.03	42.03	713	18000	18500	18713	0.0001453
$\Delta Sc_{total} =$														0.11186

a) penurunan segera tiang

$$S_i = \mu_i \cdot \mu_o \cdot \frac{qB}{E}$$

L	=	44 m	γ_b	=	2400 kg/m ³
B	=	30 m	tebal plat	=	l m
D	=	3.5 m	γ_t	=	1600 kg/m ³
E	=	700,000 kg/m ²	q pancang	=	7,179 kg/m ²
μ	=	0.5	H	=	15 m
L/B	=	1.47	H/B	=	0.50
D/B	=	0.12			

Dari gambar 5.6 diperoleh

$$\begin{aligned} \mu_0 &= 0.87 \mu_1 = 0.1 \\ q &= q_{\text{rakit}} + \text{tekanan akibat berat plat} - D\gamma \\ q &= 1979.1257 \text{ kg/m}^2 \\ S_i &= 0.0073793 \text{ m} \\ \sum_i S_i &= 0.0068628 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\text{total}} &= S_i' + \Delta S_c \\ &= 85.016 \text{ mm} \end{aligned}$$

b) penurunan konsolidasi tiang

consolidation settlement : *normally consolidation*

$$S_{ci} = \left[\frac{C_c}{1+e_o} \log \frac{p'_o + \Delta p}{p'_o} \right] \times H_i$$

asumsi $\gamma_{air} = 1000 \text{ kg/m}^3$

Fluktuasi muka air tanah = 0.5 m

consolidation settlement : *over consolidation*

$$S_{ci} = \left[\frac{C_s}{1+e_o} \log \frac{p'_c}{p'_o} + \frac{C_c}{1+e_o} \log \frac{p'_o + \Delta p}{p'_c} \right] H_i$$

$$\Delta p = \frac{q_o BL}{(B+z) + (L+z)}$$

$C_c = 0,009 (W_i - 13)$

z = jarak dari dasar pondasi ke tengah-tengah lapisan

lapisan	kedalaman	Tebal lap (m)	Z (m)	z (m)	γ_{sat} kg/m ³	e_o	C_c	C_s	w	Δp kg/m ²	P_o kg/m ²	P_c'	$\Delta p + P_o$ kg/m ²	S_c (m)
1	0.0 - 2.0	2.0	1	0	1400.00	3.290	0.98	0.10	121.67	0	400	900	400	0
2	2.0 - 4.0	2.0	3	0	1600.00	1.850	0.50	0.10	68.55	0	1800	2300	1800	0
3	4.0 - 6.0	2.0	5	0	1600.00	1.850	0.50	0.10	68.55	0	3000	3500	3000	0
4	6.0 - 8.0	2.0	7	1	1800.00	1.140	0.26	0.10	42.03	1873	5600	6100	7473	0.0232215
5	8.0 - 10.0	2.0	9	3	1800.00	1.140	0.26	0.10	42.03	1684	7200	7700	8884	0.0165047
6	10.0 - 12.0	2.0	11	5	1800.00	1.140	0.26	0.10	42.03	1523	8800	9300	10323	0.0121667
7	12.0 - 14.0	2.0	13	7	1800.00	1.140	0.26	0.10	42.03	1384	10400	10900	11784	0.0092054
8	14.0 - 16.0	2.0	15	9	1800.00	1.140	0.26	0.10	42.03	1264	12000	12500	13264	0.0071004
9	16.0 - 18.0	2.0	17	11	1800.00	1.140	0.26	0.10	42.03	1159	13600	14100	14759	0.0055571
10	18.0 - 20.0	2.0	19	13	1800.00	1.140	0.26	0.10	42.03	1066	15200	15700	16266	0.0043973
11	20.0 - 22.0	2.0	21	15	1800.00	1.140	0.26	0.10	42.03	984	16800	17300	17784	0.003508
12	22.0 - 23.0	1.0	22.5	17	1800.00	1.140	0.26	0.10	42.03	911	18000	18500	18911	0.0017095
													$\Delta S_c \text{ total} =$	0.07816

Cek penurunan bersama antara tiang pancang dan rakit

1. Untuk beban 8 lantai

a) penurunan segera rakit

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

L	=	44 m	γ_b	=	2400 kg/m ³
B	=	30 m	tebal plat	=	1 m
D	=	3.5 m	γ_t	=	1600 kg/m ³
E	=	700,000 kg/m ²	q rakit	=	8,289 kg/m ²
μ	=	0.5	H	=	19.5 m
L/B	=	1.47 H/B		=	0.65
D/B	=	0.12			

Dari gambar 5.6 diperoleh

$$\mu_0 = 0.84 \mu_1 = 0.11$$

$$q = q \text{ rakit} + \text{tekanan akibat berat plat} - D\gamma$$

$$q = 3088.668 \text{ kg/m}^2$$

$$S_i = 0.0122311 \text{ m}$$

$$S_i' = 0.0113749 \text{ m}$$

$$S_{\text{total}} = S_i' + \Delta S_c = 239.485 \text{ mm}$$

b) penurunan konsolidasi rakit

consolidation settlement : normally consolidation

$$S_{nc} = \left[\frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{p'_0 + \Delta p}{p'_0} \right] \times H_c$$

asumsi : $\gamma_{sat} = 1000 \text{ kg/m}^3$

Fluktuasi muka air tanah = 0.5 m

consolidation settlement : over consolidation

$$S_{oc} = \left[\frac{C_s}{1 + e_0} \log \frac{p'_c}{p'_0} + \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{p'_0 + \Delta p}{p'_c} \right] H_c$$

$$\Delta p = \frac{q_n B L}{(B + z) + (L + z)}$$

$$C_c = 0.009 (W_L - 13)$$

z = jarak dari dasar pondasi ke tengah-tengah lapisan

lapisan	kedalaman (m)	tebal lap (m)	Z (m)	z (m)	γ_{sat} (kg/m ³)	e_0	Cc	Cs	w	Δp (kg/m ²)	Po (kg/m ²)	Pc'	$\Delta p + P_o$ (kg/m ²)	Sc (m)
1	0.0 - 2.0	2.0	1	0	1400.00	3.290	0.98	0.10	121.67	0	400	900	400	0
2	2.0 - 4.0	0.5	3	0.25	1600.00	1.850	0.50	0.10	68.55	3046	1800	2300	4846	0.0320399
3	4.0 - 6.0	2.0	5	1.5	1600.00	1.850	0.50	0.10	68.55	2845	3000	3500	5845	0.0804256
4	6.0 - 8.0	2.0	7	3.5	1800.00	1.140	0.26	0.10	42.03	2562	5600	6100	8162	0.0325799
5	8.0 - 10.0	2.0	9	5.5	1800.00	1.140	0.26	0.10	42.03	2320	7200	7700	9520	0.023834
6	10.0 - 12.0	2.0	11	7.5	1800.00	1.140	0.26	0.10	42.03	2111	8800	9300	10911	0.0180392
7	12.0 - 14.0	2.0	13	9.5	1800.00	1.140	0.26	0.10	42.03	1929	10400	10900	12329	0.0139982
8	14.0 - 16.0	2.0	15	11.5	1800.00	1.140	0.26	0.10	42.03	1770	12000	12500	13770	0.0110725
9	16.0 - 18.0	2.0	17	13.5	1800.00	1.140	0.26	0.10	42.03	1630	13600	14100	15230	0.0088919
10	18.0 - 20.0	2.0	19	15.5	1800.00	1.140	0.26	0.10	42.03	1506	15200	15700	16706	0.0072284
11	20.0 - 22.0	2.0	21	17.5	1800.00	1.140	0.26	0.10	42.03	1396	16800	17300	18196	0.0059348
12	22.0 - 23.0	1.0	22.5	19.5	1800.00	1.140	0.26	0.10	42.03	1297	18000	18500	19297	0.005438
$\Delta S_{c \text{ total}} =$														0.22811

b) penurunan segera tiang

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

L	=	44 m	γ_b	=	2400 kg/m ³
B	=	30 m	tebal plat	=	1 m
D	=	3.5 m	γ_t	=	1600 kg/m ³
E	=	700,000 kg/m ²	q pancang	=	8,979 kg/m ²
μ	=	0.5	H	=	15 m
L/B	=	1.47	H/B	=	0.50
D/B	=	0.12			

Dari gambar 5.6 diperoleh

μ_0	=	0.87	μ_1	=	0.11
q	=	q rakit + tekanan akibat berat plat - $D\gamma$			
q	=	3779.3903 kg/m ²			
S_i	=	0.0155009 m			
i_1	=	0.0144158 m			

$$S_{total} = S_i' + \Delta S_c$$

$$= 172.747 \text{ mm}$$

b) penurunan konsolidasi tiang

consolidation settlement : normally consolidation

$$S_{nc} = \left[\frac{C_s}{1+e_s} \log \frac{p'_{s0} + \Delta p}{p'_{s0}} \right] \times H_s$$

asumsi $\gamma_{sat} = 1000 \text{ kg/m}^3$

consolidation settlement : over consolidation

$$S_{oc} = \left[\frac{C_s}{1+e_s} \log \frac{p'_{s0}}{p'_{s0}} + \frac{C_c}{1+e_s} \log \frac{p'_{s0} + \Delta p}{p'_{s0}} \right] H_s$$

$$\Delta p = \frac{q_s B L}{(B+z) + (L+z)}$$

$$C_c = 0,009 (W_L - 13)$$

Fluktuasi muka air tanah = 0.5 m

= 500 ton/m²

z = jarak dari dasar pondasi ke tengah-tengah lapisan

lapisan	kedalaman	Tebal lap (m)	Z (m)	z (m)	γ_{sat} kg/m ³	e_0	C_c	C_s	w	Δp kg/m ²	P_0 kg/m ²	P_c'	$\Delta p + P_0$ kg/m ²	S_c (m)
1	0.0 - 2.0	2.0	1	0	1400.00	3.290	0.98	0.10	121.67	0	400	900	400	0
2	2.0 - 4.0	2.0	3	0	1600.00	1.850	0.50	0.10	68.55	0	1800	2300	1800	0
3	4.0 - 6.0	2.0	5	0	1600.00	1.850	0.50	0.10	68.55	0	3000	3500	3000	0
4	6.0 - 8.0	1.67	7	0.835	1800.00	1.140	0.26	0.10	42.03	3609	5600	6100	9209	0.0381654
5	8.0 - 10.0	2.0	9	2.67	1800.00	1.140	0.26	0.10	42.03	3272	7200	7700	10472	0.0339395
6	10.0 - 12.0	2.0	11	4.67	1800.00	1.140	0.26	0.10	42.03	2957	8800	9300	11757	0.0259531
7	12.0 - 14.0	2.0	13	6.67	1800.00	1.140	0.26	0.10	42.03	2685	10400	10900	13085	0.0203063
8	14.0 - 16.0	2.0	15	8.67	1800.00	1.140	0.26	0.10	42.03	2449	12000	12500	14449	0.0161787
9	16.0 - 18.0	2.0	17	10.67	1800.00	1.140	0.26	0.10	42.03	2244	13600	14100	15844	0.0130814
10	18.0 - 20.0	2.0	19	12.67	1800.00	1.140	0.26	0.10	42.03	2063	15200	15700	17263	0.0107072
11	20.0 - 22.0	2.0	21	14.67	1800.00	1.140	0.26	0.10	42.03	1904	16800	17300	18704	0.0088543
12	22.0 - 23.0	1.0	22.5	16.67	1800.00	1.140	0.26	0.10	42.03	1762	18000	18500	19762	0.0040425

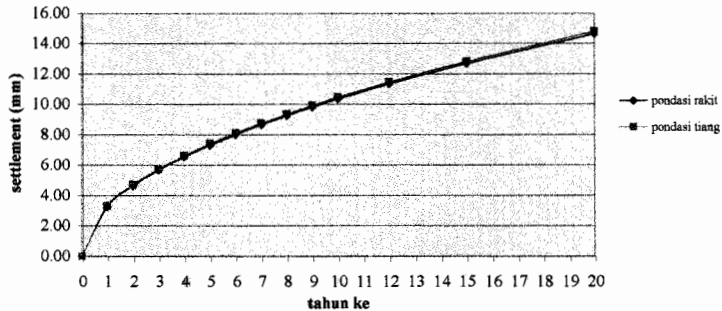
$$\Delta S_{total} = 0.15833$$

grafik penurunan pondasi rakit (5 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement, Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.00599585	8.73958215	3.277176
2	0.01199171	12.35963356	4.634626
3	0.01798756	15.1374003	5.676235
4	0.02398341	17.4791643	6.554351
5	0.02997927	19.5422998	7.327987
6	0.03597512	21.4075168	8.027408
7	0.04197097	23.1227609	8.670592
8	0.04796683	24.7192712	9.269252
9	0.05396268	26.2187465	9.831527
10	0.05995853	27.6369854	10.363339
12	0.07195024	30.2748007	11.352469
15	0.0899378	33.8482561	12.692446
20	0.11991707	39.0845996	14.655975

grafik penurunan pondasi tiang (5 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement, Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.01084387	11.75323117	3.308716
2	0.02168774	16.62157893	4.679231
3	0.0325316	20.35719355	5.730864
4	0.04337547	23.50646235	6.617432
5	0.05421934	26.28102386	7.398514
6	0.06506321	28.7894192	8.104656
7	0.07590707	31.09612679	8.754040
8	0.08675094	33.24315785	9.358462
9	0.09759481	35.25969352	9.926148
10	0.10843868	37.16698037	10.463079
12	0.13012641	40.71438709	11.461729
15	0.16265802	45.5200686	12.814602
20	0.21687736	52.56204772	14.797028



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 400 mm spasi 4D dengan waktu

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$C_{v \text{ rata-rata}} = \frac{(\sum h)^2}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{C_{v1}}} \right) + \left(\frac{h_2}{\sqrt{C_{v2}}} \right) + \left(\frac{h_3}{\sqrt{C_{v3}}} \right) \dots + \left(\frac{h_n}{\sqrt{C_{v_n}}} \right) \right)^2}$$

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 19.5 \text{ m}$

$\alpha_{90\%} = \text{\#REF! (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)}$

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{C_v}$

$t = \frac{0.848 \quad 19.5^2}{2.2799232}$

$t = 141.43108 \text{ tahun}$

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 14.5 \text{ m}$

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{C_v}$

$t = \frac{0.848 \quad 14.5^2}{2.2799232}$

$t = 78.2008797 \text{ tahun}$

$T_v = \frac{t \cdot C_v}{(H_{dr})^2}$

Untuk Uv antara 0 s/d 60% = $\left(2 \sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \right) \times 100\%$

$U_v > 60\% = (100 - a)\%$

dimana a = $\frac{1.781 - T_v}{0.933}$

$S_c \text{ total} = 0.037 \text{ m}$

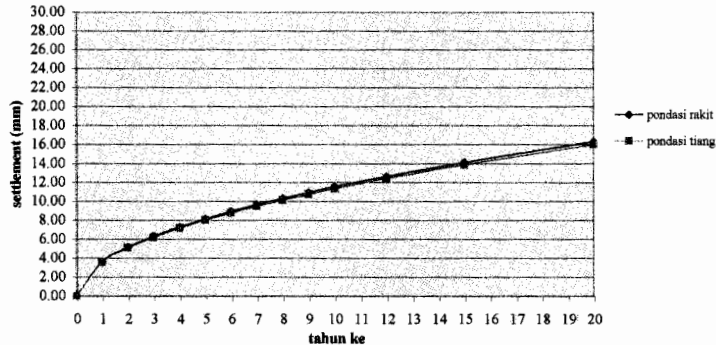
$S_c \text{ total} = 0.02815 \text{ m}$

grafik penurunan pondasi rakit (6 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement, Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.00599585	8.73958215	3.656694
2	0.01199171	12.3596356	5.171346
3	0.01798756	15.1374003	6.333580
4	0.02398341	17.4791643	7.313388
5	0.02997927	19.5422998	8.176617
6	0.03597512	21.4075168	8.957035
7	0.04197097	23.1227609	9.674703
8	0.04796683	24.7192712	10.342693
9	0.05396268	26.2187465	10.970082
10	0.05995853	27.6369854	11.563482
12	0.07195024	30.2748007	12.667160
15	0.0899378	33.8482561	14.162315
20	0.11991707	39.0845996	16.353233

grafik penurunan pondasi tiang (6 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement, Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.01084387	11.75323117	3.583118
2	0.02168774	16.62157893	5.067294
3	0.0325316	20.35719355	6.206142
4	0.04337547	23.50646235	7.166236
5	0.05421934	26.28102386	8.012095
6	0.06506321	28.7894192	8.776811
7	0.07590707	31.09612679	9.480039
8	0.08675094	33.24315785	10.134588
9	0.09759481	35.25969352	10.749354
10	0.10843868	37.16698037	11.330814
12	0.13012641	40.71438709	12.412285
15	0.16265802	45.5200686	13.877356
20	0.21687736	52.56204772	16.024191



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 400 mm spasi 4D dengan waktu



kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$C_{v \text{ rata-rata}} = \frac{(\sum h)^2}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{Cv_1}} \right)^2 + \left(\frac{h_2}{\sqrt{Cv_2}} \right)^2 + \left(\frac{h_3}{\sqrt{Cv_3}} \right)^2 \dots + \left(\frac{h_i}{\sqrt{Cv_i}} \right)^2 \right)}$$

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 19.5 \text{ m}$

$T_{90\%} = 0.848 \text{ (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)}$

$$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{Cv}$$

$$t = \frac{0.848}{2.2799232} \cdot 19.5^2$$

$t = 141.43108 \text{ tahun}$

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 14.50 \text{ m}$

$$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{Cv}$$

$$t = \frac{0.848}{2.2799232} \cdot 14.5^2$$

$t = 78.2008797 \text{ tahun}$

$$Tv = \frac{1Cv}{(Hdr)^2}$$

Untuk Liv antara 0 s/d 60% = $\left(2 \sqrt{\frac{Tv}{\pi}} \right) \cdot 100\%$

$Uv > 60\% = (100 - a)\%$

dimana $a = \frac{1.781 - Tv}{0.933}$

$Sc \text{ total} = 0.042 \text{ m}$

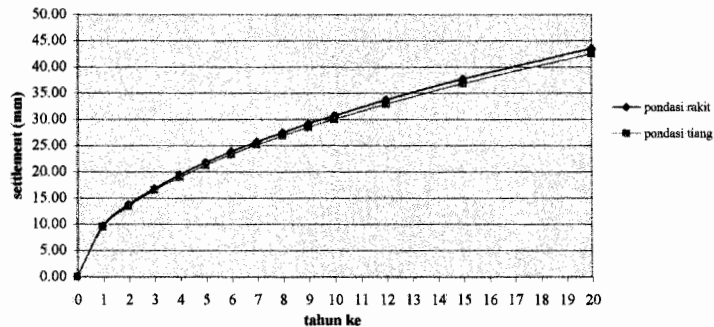
$Sc \text{ total} = 0.03049 \text{ m}$

grafik penurunan pondasi rakit (7 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement, Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.00599585	8.73958215	9.749866
2	0.01199171	12.3596356	13.788393
3	0.01798756	15.1374003	16.887263
4	0.02398341	17.4791643	19.499732
5	0.02997927	19.5422998	21.801363
6	0.03597512	21.4075168	23.882197
7	0.04197097	23.1227609	25.795721
8	0.04796683	24.7192712	27.576786
9	0.05396268	26.2187465	29.249598
10	0.05995853	27.6369854	30.831784
12	0.07195024	30.2748007	33.774527
15	0.0899378	33.8482561	37.761069
20	0.11991707	39.0845996	43.602726

grafik penurunan pondasi tiang (7 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement, Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.01163226	12.17298943	9.513560
2	0.02326452	17.21520675	13.454206
3	0.03489678	21.08423617	16.477970
4	0.04652904	24.34597886	19.027121
5	0.05816131	27.21963185	21.272968
6	0.06979357	29.81761275	23.303369
7	0.08142583	32.20670274	25.170515
8	0.09305809	34.43041349	26.908413
9	0.10469035	36.51896829	28.540681
10	0.11632261	38.49437253	30.084520
12	0.13958713	42.16847234	32.955940
15	0.17448392	47.14578533	36.845861
20	0.23264522	54.43926371	42.545936



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 400 mm spasi 4D dengan waktu

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$C_{v \text{ rata-rata}} = \frac{(\sum h)^2}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{Cv_1}} \right) + \left(\frac{h_2}{\sqrt{Cv_2}} \right) + \left(\frac{h_3}{\sqrt{Cv_3}} \right) \dots + \left(\frac{h_n}{\sqrt{Cv_n}} \right) \right)^2}$$

$C_{v \text{ rata-rata}} =$ ##### $\text{cm}^2/\text{sec} =$ 2.2799232 m^2/thn

$H_{dr} =$ 19.5 m

$T_{90\%} =$ 0.848 (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{Cv}$

$t = \frac{0.848 \quad 19.5^2}{2.2799232}$

$t =$ 141.43108 tahun

$S_c \text{ total} =$ 0.112 m

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$C_{v \text{ rata-rata}} =$ ##### $\text{cm}^2/\text{sec} =$ 2.2799232 m^2/thn

$H_{dr} =$ 14 m

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{Cv}$

$t = \frac{0.848 \quad 14^2}{2.2799232}$

$t =$ 72.9007012 tahun

$S_c \text{ total} =$ 0.07815 m

$$Tv = \frac{rCv}{(Hdr)^2}$$

Untuk Uv antara 0 s/d 60% = $\left(2 \sqrt{\frac{Tv}{\pi}} \right) \times 100\%$

$Uv > 60\% = (100 - a)\%$

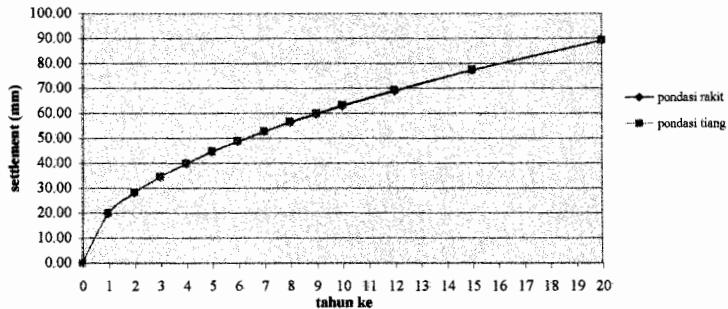
dimana a = $\frac{1.78 \sqrt{1 - Uv}}{0.933}$

grafik penurunan pondasi rakit (8 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.00599585	8.73958215	19.935834
2	0.01199171	12.3596356	28.193527
3	0.01798756	15.1374003	34.529878
4	0.02398341	17.4791643	39.871669
5	0.02997927	19.5422998	44.577881
6	0.03597512	21.4075168	48.832622
7	0.04197097	23.1227609	52.745260
8	0.04796683	24.7192712	56.387055
9	0.05396268	26.2187465	59.807503
10	0.05995853	27.6369854	63.042644
12	0.07195024	30.2748007	69.059756
15	0.0899378	33.8482561	77.211155
20	0.11991707	39.0845996	89.155762

grafik penurunan pondasi tiang (8 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.01250987	12.62384089	19.987517
2	0.02501973	17.852807	28.266617
3	0.0375296	21.86513381	34.619394
4	0.05003947	25.24768178	39.975033
5	0.06254933	28.22776637	44.693446
6	0.0750592	30.92196877	48.959217
7	0.08756907	33.39954358	52.881998
8	0.10007893	35.70561399	56.533234
9	0.1125888	37.87152267	59.962550
10	0.12509867	39.92009003	63.206077
12	0.1501184	43.73026762	69.238788
15	0.187648	48.89192553	77.411319
20	0.25019733	56.45553273	89.386891



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 400 mm spasi 4D dengan waktu

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$Cv_{rata-rata} = \frac{(\sum h)^2}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{Cv_1}} \right) + \left(\frac{h_2}{\sqrt{Cv_2}} \right) + \left(\frac{h_3}{\sqrt{Cv_3}} \right) \dots + \left(\frac{h_i}{\sqrt{Cv_i}} \right) \right)^2}$$

$Cv_{rata-rata} =$ ##### $cm^2/sec =$ 2.2799232 m^2/thn

$H_{dr} =$ 19,5 m

$T_{90\%} =$ 0.848 (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{Cv}$

$t = \frac{0.848}{2.2799232} \cdot 19,5^2$

$t =$ 141.43108 tahun

$Sc_{total} =$ 0.228 m

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$Cv_{rata-rata} =$ ##### $cm^2/sec =$ 2.2799232 m^2/thn

$H_{dr} =$ 13.5 m

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{Cv}$

$t = \frac{0.848}{2.2799232} \cdot 13,5^2$

$t =$ 67.7864939 tahun

$Sc_{total} =$ 0.15833 m

$$Tv = \frac{t \cdot Cv}{(H_{dr})^2}$$

Untuk U_v antara 0 s/d 60% = $\left(2 \sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \right) \times 100\%$

$U_v > 60\% = (100 - a)\%$

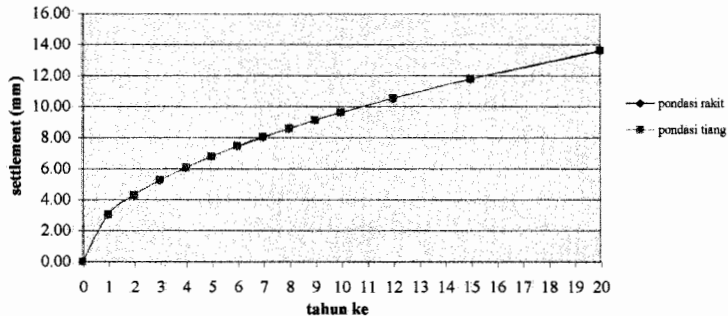
dimana $a = \frac{1.783 - T_v}{0.933}$

grafik penurunan pondasi rakit (5 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement, Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.00599585	8.73958215	3.043170
2	0.01199171	12.3596356	4.303693
3	0.01798796	15.1374003	5.270926
4	0.02398341	17.4791643	6.086341
5	0.02997927	19.5422998	6.804736
6	0.03597512	21.4075168	7.454214
7	0.04197097	23.1227609	8.051472
8	0.04796683	24.7192712	8.607385
9	0.05396268	26.2187465	9.129511
10	0.05995853	27.6369854	9.623349
12	0.07195024	30.2748007	10.541851
15	0.0899378	33.8482561	11.786148
20	0.11991707	39.0845996	13.609471

grafik penurunan pondasi tiang (5 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement, Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.01349067	13.10937323	3.043829
2	0.02698134	18.53945342	4.304625
3	0.04047201	22.70610049	5.272067
4	0.05396268	26.21874646	6.087658
5	0.06745335	29.31344969	6.806209
6	0.08094402	32.1127927	7.455828
7	0.09443469	34.68414142	8.053215
8	0.10792536	37.07890684	8.609249
9	0.12141603	39.3281197	9.131488
10	0.1349067	41.45547811	9.625433
12	0.16188804	45.41220099	10.544134
15	0.20236005	50.77238421	11.788700
20	0.2698134	58.62689938	13.612418



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 400 mm spasi 5D dengan waktu

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$C_{v \text{ rata-rata}} = \frac{(\sum h)^2}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{C_{v1}}} \right) + \left(\frac{h_2}{\sqrt{C_{v2}}} \right) + \left(\frac{h_3}{\sqrt{C_{v3}}} \right) \dots + \left(\frac{h_i}{\sqrt{C_{vi}}} \right) \right)^2}$$

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 19.5 \text{ m}$

$T_{90\%} = 0.848 \text{ (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)}$

$t = \frac{T_{90\%} (H_{dr})^2}{C_v}$

$t = \frac{0.848}{2.2799232} \cdot 19.5^2$

$t = 141.43108 \text{ tahun}$

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 13 \text{ m}$

$t = \frac{T_{90\%} (H_{dr})^2}{C_v}$

$t = \frac{0.848}{2.2799232} \cdot 13^2$

$t = 62.8582577 \text{ tahun}$

$T_v = \frac{t \cdot C_v}{(H_{dr})^2}$

Untuk Uv antara 0 s/d 60% = $\left(2 \sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \right) \times 100\%$

$U_v > 60\% = (100 - a)\%$

dimana a = $\frac{1.78 \cdot \dots - T_v}{0.933}$

$S_c \text{ total} = 0.035 \text{ m}$

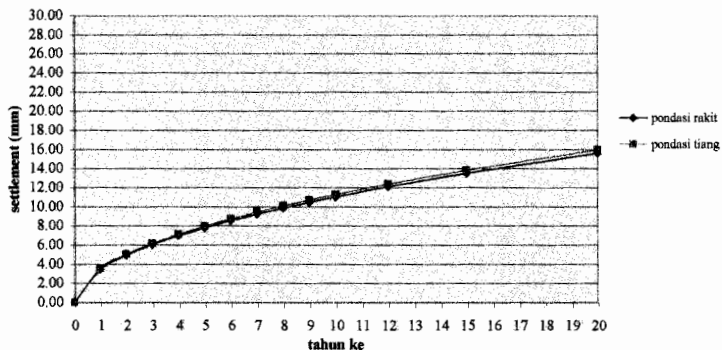
$S_c \text{ total} = 0.02322 \text{ m}$

grafik penurunan pondasi rakit (6 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.00599585	8.73958215	3.498313
2	0.01199171	12.3596356	4.947361
3	0.01798756	15.1374003	6.059256
4	0.02398341	17.4791643	6.996626
5	0.02997927	19.5422998	7.822465
6	0.03597512	21.4075168	8.569081
7	0.04197097	23.1227609	9.255666
8	0.04796683	24.7192712	9.894723
9	0.05396268	26.2187465	10.494938
10	0.05995853	27.6369854	11.062636
12	0.07195024	30.2748007	12.118511
15	0.0899378	33.8482561	13.548907
20	0.11991707	39.0845996	15.644930

grafik penurunan pondasi tiang (6 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.01349067	13.10937323	3.576795
2	0.02698134	18.53945342	5.058352
3	0.04047201	22.70610049	6.195191
4	0.05396268	26.21874646	7.153590
5	0.06745335	29.31344969	7.997957
6	0.08094402	32.11127527	8.761323
7	0.09443469	34.68414142	9.463310
8	0.10792536	37.07890684	10.116704
9	0.12141603	39.3281197	10.730385
10	0.1349067	41.45547811	11.310819
12	0.16188804	45.41220099	12.390381
15	0.20236005	50.77238421	13.852867
20	0.2698134	58.62689938	15.995913



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 400 mm spasi 5D dengan waktu

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$C_{v \text{ rata-rata}} = \frac{(\sum h)^2}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{Cv_1}} \right) + \left(\frac{h_2}{\sqrt{Cv_2}} \right) + \left(\frac{h_3}{\sqrt{Cv_3}} \right) \dots + \left(\frac{h_i}{\sqrt{Cv_i}} \right) \right)^2}$$

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 19.5 \text{ m}$

$T_{90\%} = 0.848 \text{ (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)}$

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{Cv}$

$t = \frac{0.848 \quad 19.5^2}{2.2799232}$

$t = 141.43108 \text{ tahun}$

$S_c \text{ total} = 0.040 \text{ m}$

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 12.50 \text{ m}$

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{Cv}$

$t = \frac{0.848 \quad 12.5^2}{2.2799232}$

$t = 58.1159927 \text{ tahun}$

$S_c \text{ total} = 0.02728 \text{ m}$

$Tv = \frac{t \cdot Cv}{(Hdr)^2}$

Untuk U_v antara 0 s/d 60% = $\left(2 \sqrt{\frac{Tv}{\pi}} \right) \times 100\%$

$U_v > 60\% = (100 - a)\%$

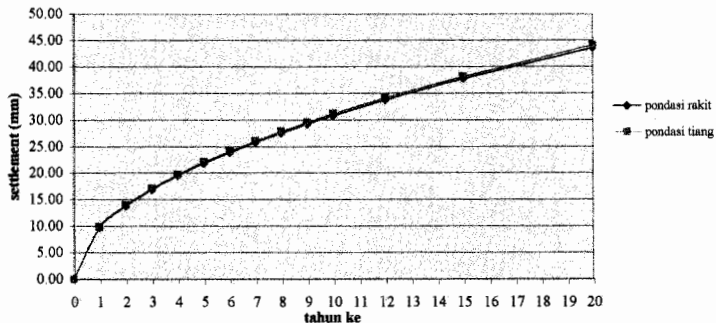
dimana $a = \frac{1.781 - Tv}{0.933}$

grafik penurunan pondasi rakit (7 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement, Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.00599585	8.73958215	9.749866
2	0.01199171	12.3596356	13.788393
3	0.01798756	15.1374003	16.887263
4	0.02398341	17.4791643	19.499732
5	0.02997927	19.5422998	21.801363
6	0.03597512	21.4075168	23.882197
7	0.04197097	23.1227609	25.795721
8	0.04796683	24.7192712	27.576786
9	0.05396268	26.2187465	29.249598
10	0.05995853	27.6369854	30.831784
12	0.07195024	30.2748007	33.774527
15	0.0899378	33.8482561	37.761069
20	0.11991707	39.0845996	43.602726

grafik penurunan pondasi tiang (7 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement, Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.01723949	14.81929148	9.857223
2	0.03447899	20.95764299	13.940218
3	0.05171848	25.66776577	17.073211
4	0.06895798	29.63858296	19.714446
5	0.08619747	33.13694313	22.041421
6	0.10343697	36.29970247	24.145167
7	0.12067646	39.20815986	26.079761
8	0.13791596	41.91528599	27.880437
9	0.15515545	44.45787444	29.571669
10	0.17239495	46.86271438	31.171276
12	0.20687394	51.33553155	34.146422
15	0.25859242	57.3948691	38.176860
20	0.3447899	66.27388625	44.082841



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 400 mm spasi 5D dengan waktu

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$C_{v_{rata-rata}} = \frac{(\sum h)^2}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{Cv_1}} \right) + \left(\frac{h_2}{\sqrt{Cv_2}} \right) + \left(\frac{h_3}{\sqrt{Cv_3}} \right) \dots + \left(\frac{h_n}{\sqrt{Cv_n}} \right) \right)^2}$$

$C_{v_{rata-rata}} =$ ##### $\text{cm}^2/\text{sec} =$ 2.2799232 m^2/thn

$H_{dr} =$ 19.5 m

$T_{90\%} =$ 0.848 (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)

$$t = \frac{T_{90\%} (H_{dr})^2}{Cv}$$

$$t = \frac{0.848 \quad 19.5^2}{2.2799232}$$

$t =$ 141.43108 tahun

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$C_{v_{rata-rata}} =$ ##### $\text{cm}^2/\text{sec} =$ 2.2799232 m^2/thn

$H_{dr} =$ 11.5 m

$$t = \frac{T_{90\%} (H_{dr})^2}{Cv}$$

$$t = \frac{0.848 \quad 11.5^2}{2.2799232}$$

$t =$ 49.1893762 tahun

$$Tv = \frac{tCv}{(Hdr)^2}$$

Untuk Liv antara 0 s/d 60% = $\left(2\sqrt{\frac{Tv}{\pi}} \right) \times 100\%$

$Uv > 60\% = (100 - a)\%$

dimana a = $\frac{1.781 - Tv}{0.933}$

$Sc_{total} =$ 0.112 m

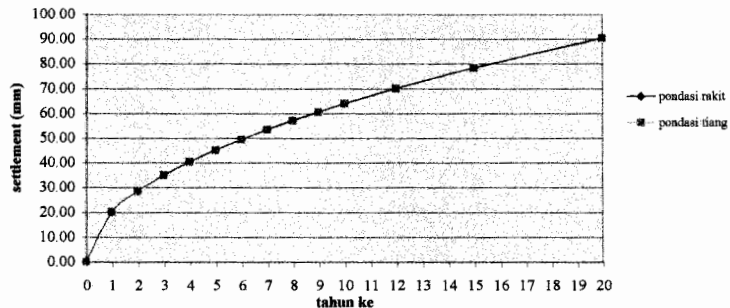
$Sc_{total} =$ 0.06652 m

grafik penurunan pondasi rakit (8 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement, Sc (mm)
0	0	0	0.000000
1	0.00599585	8.73958215	20.270386
2	0.01199171	12.3596356	28.666654
3	0.01798756	15.1374003	35.109338
4	0.02398341	17.4791643	40.540771
5	0.02997927	19.5422998	45.325960
6	0.03597512	21.4075168	49.652102
7	0.04197097	23.1227609	53.630399
8	0.04796683	24.7192712	57.333309
9	0.05396268	26.2187465	60.811157
10	0.05995853	27.6369854	64.100588
12	0.07195024	30.2748007	70.218676
15	0.0899378	33.8482561	78.506866
20	0.11991707	39.0845996	90.651920

grafik penurunan pondasi tiang (8 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement, Sc (mm)
0	0	0	0.000000
1	0.01884234	15.49289564	20.218214
2	0.03768468	21.91026313	28.592873
3	0.05652702	26.8344824	35.018974
4	0.07536936	30.98579127	40.436428
5	0.0942117	34.64316781	45.209301
6	0.11305404	37.94968895	49.524308
7	0.13189638	40.99034895	53.492367
8	0.15073872	43.82052626	57.185746
9	0.16958106	46.47868691	60.654643
10	0.1884234	48.99283777	63.935607
12	0.22610809	53.6689648	70.037949
15	0.28263511	60.00372679	78.304807
20	0.37684681	69.28633563	90.418603



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 400 mm spasi 5D dengan waktu

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$C_{v \text{ rata-rata}} = \frac{(\sum h)^2}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{C_{v_1}}} \right) + \left(\frac{h_2}{\sqrt{C_{v_2}}} \right) + \left(\frac{h_3}{\sqrt{C_{v_3}}} \right) \dots + \left(\frac{h_i}{\sqrt{C_{v_i}}} \right) \right)^2}$$

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 19.5 \text{ m}$

$U_{90\%} = 0.848 \text{ (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)}$

$$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{C_v}$$

$$t = \frac{0.848 \quad 19.5^2}{2.2799232}$$

$t = 141.43108 \text{ tahun}$

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 11 \text{ m}$

$$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{C_v}$$

$$t = \frac{0.848 \quad 11^2}{2.2799232}$$

$t = 45.0050247 \text{ tahun}$

$$Tv = \frac{tC_v}{(Hdr)^2}$$

Untuk Uv antara 0 s/d 60% = $\left(2 \sqrt{\frac{Tv}{\pi}} \right) \times 100\%$

$Uv > 60\% = (100 - a)\%$

dimana a = $\frac{1.781 - Tv}{0.933}$

$S_c \text{ total} = 0.232 \text{ m}$

$S_c \text{ total} = 0.13050 \text{ m}$

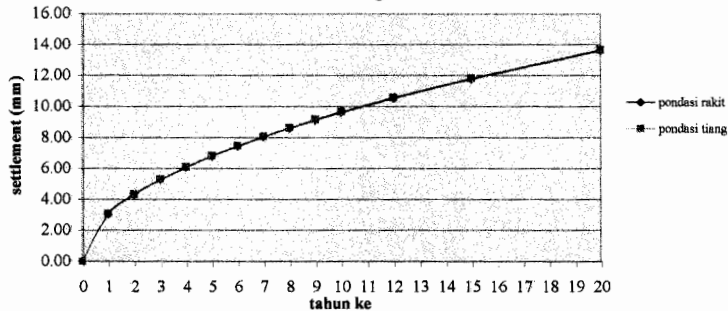
grafik penurunan pondasi rakit (5 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.00599585	8.73958215	3.043170
2	0.01199171	12.3596356	4.303693
3	0.01798756	15.1374003	5.270926
4	0.02398341	17.4791643	6.086341
5	0.02997927	19.5422998	6.804736
6	0.03597512	21.4075168	7.454214
7	0.04197097	23.1227609	8.051472
8	0.04796683	24.7192712	8.607385
9	0.05396268	26.2187465	9.129511
10	0.05995853	27.6369854	9.623349
12	0.07195024	30.2748007	10.541851
15	0.0899378	33.8482561	11.786148
20	0.11991707	39.0845996	13.609471

grafik penurunan pondasi tiang (5 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.01884234	15.49289564	3.054147
2	0.03768468	21.91026313	4.319217
3	0.05652702	26.8344824	5.289938
4	0.07536936	30.98579127	6.108295
5	0.0942117	34.64316781	6.829281
6	0.11305404	37.94968895	7.481103
7	0.13189638	40.99034895	8.080514
8	0.15073872	43.82052626	8.638433
9	0.16958106	46.47868691	9.162442
10	0.1884234	48.99283777	9.658062
12	0.22610809	53.6689648	10.579877
15	0.28263511	60.00372679	11.828662
20	0.37684681	69.28633563	13.658562

settlement tiang vs rakit



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 400 mm spasi 6D dengan waktu

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$C_{v \text{ rata-rata}} = \frac{(\sum H)}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{Cv_1}} \right) + \left(\frac{h_2}{\sqrt{Cv_2}} \right) + \left(\frac{h_3}{\sqrt{Cv_3}} \right) \dots + \left(\frac{h_n}{\sqrt{Cv_n}} \right) \right)^2}$$

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 19.5 \text{ m}$

$T_{90\%} = 0.848 \text{ (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)}$

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{Cv}$

$t = \frac{0.848 \quad 19.5^2}{2.2799232}$

$t = 141.43108 \text{ tahun}$

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 11 \text{ m}$

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{Cv}$

$t = \frac{0.848 \quad 11^2}{2.2799232}$

$t = 45.0050247 \text{ tahun}$

$Tv = \frac{tCv}{(H_{dr})^2}$

Untuk Uv antara 0 s/d 60% = $\left(2 \sqrt{\frac{Tv}{\pi}} \right) \times 100\%$

$Uv > 60\% = (100 - a)\%$

dimana a = $\frac{1.781 - Tv}{0.33}$

Sc total = 0.035 m

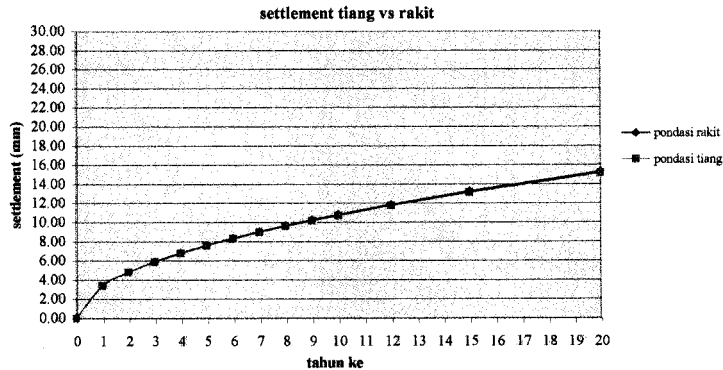
Sc total = 0.01971 m

grafik penurunan pondasi rakit (6 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.00599585	8.73958215	3.428725
2	0.01199171	12.3596356	4.848949
3	0.01798756	15.1374003	5.938726
4	0.02398341	17.4791643	6.857450
5	0.02997927	19.5422998	7.666862
6	0.03597512	21.4075168	8.398627
7	0.04197097	23.1227609	9.071554
8	0.04796683	24.7192712	9.697899
9	0.05396268	26.2187465	10.286175
10	0.05995853	27.6369854	10.842581
12	0.07195024	30.2748007	11.877452
15	0.0899378	33.8482561	13.279395
20	0.11991707	39.0845996	15.333724

grafik penurunan pondasi tiang (6 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.01884234	15.49289564	3.389667
2	0.03768468	21.91026313	4.793714
3	0.05652702	26.8344824	5.871076
4	0.07536936	30.98579127	6.779335
5	0.0942117	34.64316781	7.579527
6	0.11305404	37.94968895	8.302955
7	0.13189638	40.99034895	8.968217
8	0.15073872	43.82052626	9.587427
9	0.16958106	46.47868691	10.169002
10	0.1884234	48.99283777	10.719069
12	0.22610809	53.6689648	11.742152
15	0.28263511	60.00372679	13.128125
20	0.37684681	69.28633563	15.159053



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 400 mm spasi 6D dengan waktu

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$C_{v \text{ rata-rata}} = \frac{(\sum h)^2}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{C_{v_1}}} \right) + \left(\frac{h_2}{\sqrt{C_{v_2}}} \right) + \left(\frac{h_3}{\sqrt{C_{v_3}}} \right) \dots + \left(\frac{h_i}{\sqrt{C_{v_i}}} \right) \right)^2}$$

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 19.5 \text{ m}$

$\alpha_{90\%} = 0.848 \text{ (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)}$

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{C_v}$

$t = \frac{0.848 \quad 19.5^2}{2.2799232}$

$t = 141.43108 \text{ tahun}$

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 10.50 \text{ m}$

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{C_v}$

$t = \frac{0.848 \quad 10.5^2}{2.2799232}$

$t = 41.0066444 \text{ tahun}$

$T_v = \frac{t \cdot C_v}{(H_{dr})^2}$

Untuk Uv antara 0 s/d 60% = $\left(2 \sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \right) \times 100\%$

$U_v > 60\% = (100 - a)\%$

dimana a = $\frac{1.781 - T_v}{0.933}$

$S_c \text{ total} = 0.039 \text{ m}$

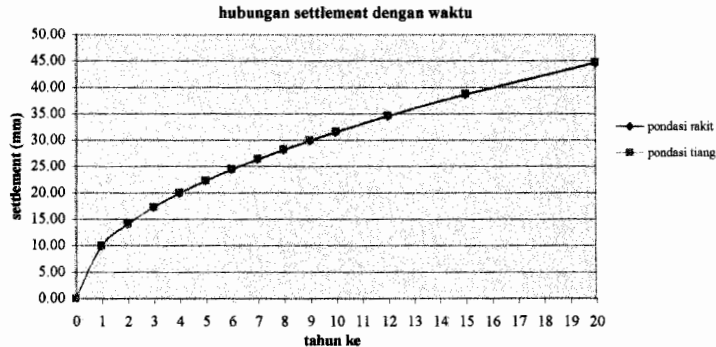
$S_c \text{ total} = 0.02188 \text{ m}$

grafik penurunan pondasi rakit (7 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement, Sc (mm)
0	0	0	0.000000
1	0.00599585	8.73958215	9.970396
2	0.01199171	12.3596356	14.100269
3	0.01798756	15.1374003	17.269232
4	0.02398341	17.4791643	19.940791
5	0.02997927	19.5422998	22.294482
6	0.03597512	21.4075168	24.422382
7	0.04197097	23.1227609	26.379187
8	0.04796683	24.7192712	28.200537
9	0.05396268	26.2187465	29.911187
10	0.05995853	27.6369854	31.529159
12	0.07195024	30.2748007	34.538463
15	0.0899378	33.8482561	38.615176
20	0.11991707	39.0845996	44.588964

grafik penurunan pondasi tiang (7 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement, Sc (mm)
0	0	0	0.000000
1	0.02526231	17.93914232	10.011805
2	0.05052461	25.36977836	14.158830
3	0.07578692	31.07150594	17.340955
4	0.10104923	35.87828463	20.023610
5	0.12631153	40.11314168	22.387077
6	0.15157384	43.9417451	24.523814
7	0.17683615	47.4625093	26.488746
8	0.20209846	50.73955672	28.317661
9	0.22736076	53.81742695	30.035415
10	0.25262307	56.72854899	31.660107
12	0.30314768	62.14301187	34.681910
15	0.3789346	69.47799944	38.775554
20	0.50524614	80.22628336	44.774153



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 400 mm spasi 6D dengan waktu

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$Cv_{rata-rata} = \frac{(\sum h)^2}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{Cv_1}} \right)^2 + \left(\frac{h_2}{\sqrt{Cv_2}} \right)^2 + \left(\frac{h_3}{\sqrt{Cv_3}} \right)^2 + \dots + \left(\frac{h_i}{\sqrt{Cv_i}} \right)^2 \right)}$$

$Cv_{rata-rata} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 19.5 \text{ m}$

$T_{90\%} = 0.848$ (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)

$$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{Cv}$$

$$t = \frac{0.848 \cdot 19.5^2}{2.2799232}$$

$t = 141.43108 \text{ tahun}$

$Sc_{total} = 0.114 \text{ m}$

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$Cv_{rata-rata} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 9.5 \text{ m}$

$$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{Cv}$$

$$t = \frac{0.848 \cdot 9.5^2}{2.2799232}$$

$t = 33.5677974 \text{ tahun}$

$Sc_{total} = 0.05581 \text{ m}$

$$Tv = \frac{tCv}{(Hdr)^2}$$

Untuk Uv antara 0 s/d 60% = $\left(2 \sqrt{\frac{Tv}{\pi}} \right) \times 100\%$

$Uv > 60\% = (100 - a)\%$

dimana $a = \frac{1.781 - Tv}{0.933}$

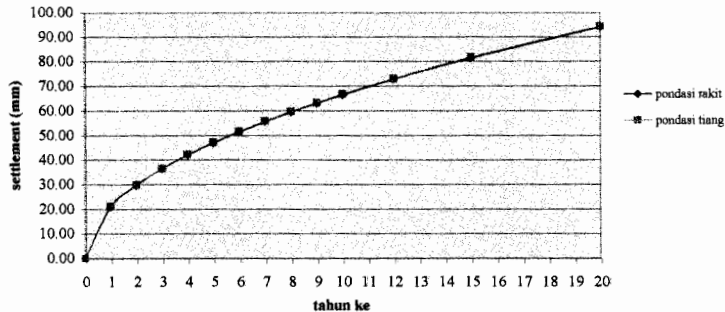
grafik penurunan pondasi rakit (8 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.00599585	8.73958215	21.043672
2	0.01199171	12.3596356	29.760246
3	0.01798756	15.1374003	36.448709
4	0.02398341	17.4791643	42.087344
5	0.02997927	19.5422998	47.055081
6	0.03597512	21.4075168	51.546258
7	0.04197097	23.1227609	55.676323
8	0.04796683	24.7192712	59.520492
9	0.05396268	26.2187465	63.131016
10	0.05995853	27.6369854	66.545934
12	0.07195024	30.2748007	72.897418
15	0.0899378	33.8482561	81.501791
20	0.11991707	39.0845996	94.110162

grafik penurunan pondasi tiang (8 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.0356238	21.3027315	21.09496
2	0.0712476	30.12661181	29.832830
3	0.1068714	36.8974133	36.537605
4	0.1424952	42.605463	42.189992
5	0.178119	47.63435574	47.169845
6	0.2137428	52.18082231	51.671977
7	0.2493666	56.3617298	55.812114
8	0.2849904	60.25322361	59.665659
9	0.3206142	63.9081945	63.284989
10	0.356238	67.36515193	66.708235
12	0.4274856	73.7948266	73.075210
15	0.534357	82.50512433	81.700569
20	0.712476	95.26871149	94.339691

settlement pada tiang & rakit



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 400 mm spasi 6D dengan waktu

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$C_{v \text{ rata-rata}} = \frac{(\sum h)^2}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{C_{v_1}}} \right) + \left(\frac{h_2}{\sqrt{C_{v_2}}} \right) + \left(\frac{h_3}{\sqrt{C_{v_3}}} \right) \dots + \left(\frac{h_i}{\sqrt{C_{v_i}}} \right) \right)^2}$$

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$
 $H_{dr} = 19.5 \text{ m}$
 $T_{90\%} = 0.848 \text{ (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)}$

$$t = \frac{T_{90\%} (H_{dr})^2}{C_v}$$

$$t = \frac{0.848 \cdot 19.5^2}{2.2799232}$$

$$t = 141.43108 \text{ tahun}$$

$$S_c \text{ total} = 0.241 \text{ m}$$

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$
 $H_{dr} = 8 \text{ m}$

$$t = \frac{T_{90\%} (H_{dr})^2}{C_v}$$

$$t = \frac{0.848 \cdot 8^2}{2.2799232}$$

$$t = 23.8043106 \text{ tahun}$$

$$S_c \text{ total} = 0.09902 \text{ m}$$

$$T_v = \frac{t C_v}{(H_{dr})^2}$$

$$\text{Untuk Uv antara 0 s/d 60\%} = \left(2 \sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \right) \times 100\%$$

$$U_v > 60\% = (100 - a)\%$$

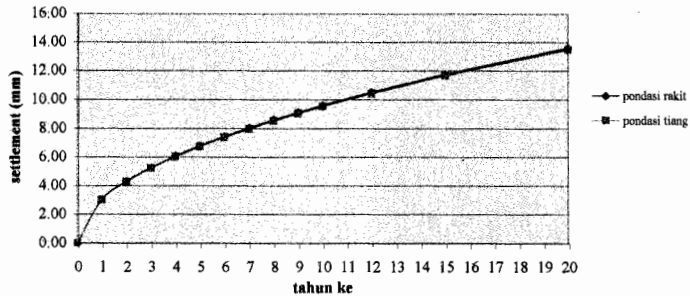
$$\text{dimana } a = \frac{1.78 \sqrt{T_v} - T_v}{0.933}$$

grafik penurunan pondasi rakit (5 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement, Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.00599585	8.73958215	3.043170
2	0.01199171	12.3596356	4.303693
3	0.01798756	15.1374003	5.270926
4	0.02398341	17.4791643	6.086341
5	0.02997927	19.5422998	6.804736
6	0.03597512	21.4075168	7.454214
7	0.04197097	23.1227609	8.051472
8	0.04796683	24.7192712	8.607385
9	0.05396268	26.2187465	9.129511
10	0.05995853	27.6369854	9.623349
12	0.07195024	30.2748007	10.541851
15	0.0899378	33.8482561	11.786148
20	0.11991707	39.0845996	13.609471

grafik penurunan pondasi tiang (5 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement, Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.01163226	12.17298943	3.011534
2	0.02326452	17.21520675	4.258952
3	0.03489678	21.08423617	5.216130
4	0.04652904	24.34597886	6.023068
5	0.05816131	27.21963185	6.733994
6	0.06979357	29.81761275	7.376721
7	0.08142583	32.20670274	7.967770
8	0.09305809	34.43041349	8.517904
9	0.10469035	36.51896829	9.034602
10	0.11632261	38.49437253	9.523306
12	0.13958713	42.16847234	10.432259
15	0.17448392	47.14578533	11.663621
20	0.23264522	54.43926371	13.467989



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 500 mm spasi 4D dengan waktu

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$C_{v_{rata-rata}} = \frac{(\sum h)^2}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{C_{v_1}}} \right) + \left(\frac{h_2}{\sqrt{C_{v_2}}} \right) + \left(\frac{h_3}{\sqrt{C_{v_3}}} \right) \dots + \left(\frac{h_i}{\sqrt{C_{v_i}}} \right) \right)^2}$$

$C_{v_{rata-rata}} = 7.3300E-04 \text{ cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{cr} = 19.5 \text{ m}$

$T_{sc\%} = \#REF! \text{ (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)}$

$t = \frac{T_{sc\%} (H_{cr})^2}{C_v}$

$t = \frac{0.848}{2.2799232} 19.5^2$

$t = 141.43108 \text{ tahun}$

$S_c \text{ total} = 0.035 \text{ m}$

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$C_{v_{rata-rata}} = 7.3300E-04 \text{ cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{cr} = 14 \text{ m}$

$t = \frac{T_{sc\%} (H_{cr})^2}{C_v}$

$t = \frac{0.848}{2.2799232} 14^2$

$t = 72.9007012 \text{ tahun}$

$S_c \text{ total} = 0.02474 \text{ m}$

$T_v = \frac{t C_v}{(H_{cr})^2}$

Untuk U_v antara 0 s/d 60% = $\left(2 \sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \right) \times 100\%$

$U_v > 60\% = (100 - a)\%$

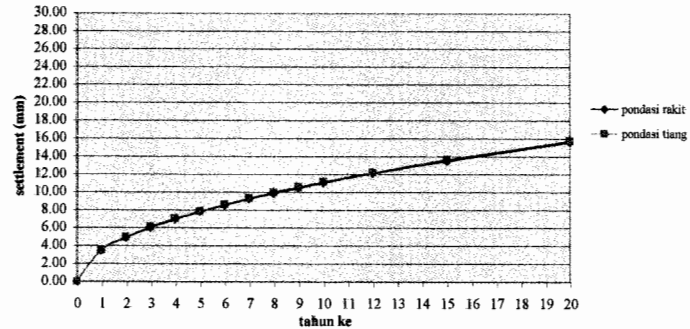
dimana $a = \frac{1.781 - T_v}{0.933}$

grafik penurunan pondasi rakit (6 lantai)

tahun ke	U_v	$U_v(\%)$	Settlement $_s$ (mm)
0	0	0	0.00000
1	0.00599585	8.73958215	3.498313
2	0.01199171	12.3596356	4.947361
3	0.01798756	15.1374003	6.059256
4	0.02398341	17.4791643	6.996626
5	0.02997927	19.5422998	7.822465
6	0.03597512	21.4075168	8.569081
7	0.04197097	23.1227609	9.255666
8	0.04796683	24.7192712	9.894723
9	0.05396268	26.2187465	10.494938
10	0.05995853	27.6369854	11.062636
12	0.07195024	30.2748007	12.118511
15	0.08993778	33.8482561	13.548907
20	0.11991707	39.0845996	15.644930

grafik penurunan pondasi tiang (6 lantai)

tahun ke	U_v	$U_v(\%)$	Settlement $_s$ (mm)
0	0	0	0.000000
1	0.01163226	12.17298943	3.526633
2	0.02326452	17.21520675	4.987413
3	0.03489678	21.08423617	6.108308
4	0.04652904	24.34597886	7.053267
5	0.05816131	27.21963185	7.885792
6	0.06979357	29.81761275	8.638452
7	0.08142583	32.20670274	9.330595
8	0.09305809	34.43041349	9.974826
9	0.10469035	36.51896829	10.579900
10	0.11632261	38.49437253	11.152194
12	0.13958713	42.16847234	12.216616
15	0.17448392	47.14578533	13.658592
20	0.23264522	54.43926371	15.771584



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 500 mm spasi 4D dengan waktu

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$C_{v, rata-rata} = \frac{(\sum h)^2}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{C_{v1}}} \right) + \left(\frac{h_2}{\sqrt{C_{v2}}} \right) + \left(\frac{h_3}{\sqrt{C_{v3}}} \right) \dots + \left(\frac{h_i}{\sqrt{C_{vi}}} \right) \right)^2}$$

$C_{v, rata-rata} = 7.3300E-04 \text{ cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$
 $H_{dr} = 19.5 \text{ m}$
 $T_{90\%} = 0.848 \text{ (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)}$

$$t = \frac{T_{90\%} (H_{dr})^2}{C_v}$$

$$t = \frac{0.848 \cdot 19.5^2}{2.2799232}$$

$$t = 141.43108 \text{ tahun}$$

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$C_{v, rata-rata} = 7.3300E-04 \text{ cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$
 $H_{dr} = 13.50 \text{ m}$

$$t = \frac{T_{90\%} (H_{dr})^2}{C_v}$$

$$t = \frac{0.848 \cdot 13.5^2}{2.2799232}$$

$$t = 67.7864939 \text{ tahun}$$

$$T_v = \frac{t \cdot C_v}{(H_{dr})^2}$$

Untuk U_v antara 0 s/d 60 % = $\left(2 \sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \right) \times 100 \%$

$U_v > 60\% = (100 - a) \%$

dimana $a = \frac{1.781 - T_v}{0.933}$

Sc total = 0.040 m

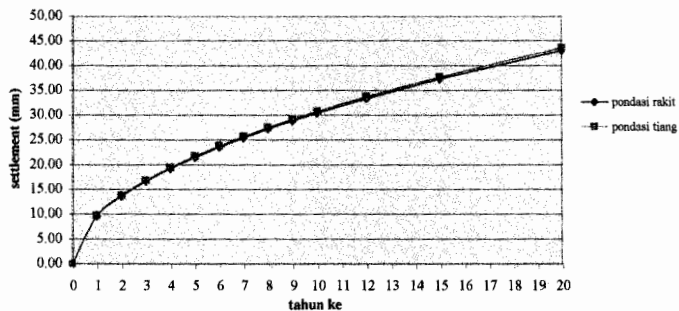
Sc total = 0.02897 m

grafik penurunan pondasi rakit (7 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.00599585	8.73958215	9.639252
2	0.01199171	12.3596356	13.631961
3	0.01798756	15.1374003	16.695674
4	0.02398341	17.4791643	19.278504
5	0.02997927	19.5422998	21.554022
6	0.03597512	21.4075168	23.611249
7	0.04197097	23.1227609	25.503063
8	0.04796683	24.7192712	27.263921
9	0.05396268	26.2187465	28.917756
10	0.05995853	27.6369854	30.481991
12	0.07195024	30.2748007	33.391348
15	0.0899378	33.8482561	37.332662
20	0.11991707	39.0845996	43.108045

grafik penurunan pondasi tiang (7 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.01349067	13.10937323	9.741842
2	0.02698134	18.53945342	13.777045
3	0.04047201	22.70610049	16.873365
4	0.05396268	26.21874646	19.483684
5	0.06745335	29.31344969	21.783421
6	0.08094402	32.11127527	23.862542
7	0.09443469	34.68414142	25.774491
8	0.10792536	37.07890684	27.554090
9	0.12141603	39.3281197	29.225526
10	0.1349067	41.45547811	30.806409
12	0.16188804	45.41220099	33.746730
15	0.20236005	50.77238421	37.729991
20	0.2698134	58.62689938	43.566841



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 500 mm spasi 4D dengan waktu

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$Cv_{rata-rata} = \frac{(\sum h)^2}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{Cv_1}} \right)^2 + \left(\frac{h_2}{\sqrt{Cv_2}} \right)^2 + \left(\frac{h_n}{\sqrt{Cv_n}} \right)^2 + \dots + \left(\frac{h_i}{\sqrt{Cv_i}} \right)^2 \right)}$$

$C_{rata-rata} = 7.3300E-04 \text{ cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{av} = 19.5 \text{ m}$

$T_{80\%} = 0.848 \text{ (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)}$

$t = \frac{T_{80\%}(H_{av})^2}{Cv}$

$t = \frac{0.848 \quad 19.5^2}{2.2799232}$

$t = 141.43108 \text{ tahun}$

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$C_{rata-rata} = 7.3300E-04 \text{ cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{av} = 13 \text{ m}$

$t = \frac{T_{80\%}(H_{av})^2}{Cv}$

$t = \frac{0.848 \quad 13^2}{2.2799232}$

$t = 62.8582577 \text{ tahun}$

$Tv = \frac{t \cdot Cv}{(H_{av})^2}$

Untuk Uv antara 0 s/d 60% = $\left(2 \sqrt{\frac{Tv}{\pi}} \right) \times 100\%$

$Uv > 60\% = (100 - a)\%$

dimana $a = \frac{1.781 - Tv}{0.933}$

$Sc \text{ total} = 0.110 \text{ m}$

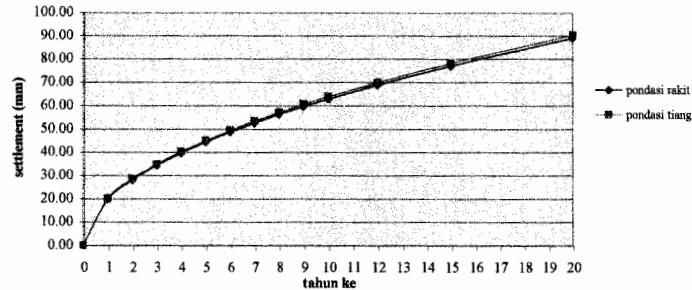
$Sc \text{ total} = 0.07431 \text{ m}$

grafik penurunan pondasi rakit (8 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement, Sc (mm)
0	0	0	0.000000
1	0.00599585	8.73958215	19.935834
2	0.01199171	12.3596356	28.193527
3	0.01798756	15.1374003	34.529878
4	0.02398341	17.4791643	39.871669
5	0.02997927	19.5422998	44.577881
6	0.03597512	21.4075168	48.832622
7	0.04197097	23.1227609	52.745260
8	0.04796683	24.7192712	56.387055
9	0.05396268	26.2187465	59.807503
10	0.05995853	27.6369854	63.042644
12	0.07195024	30.2748007	69.059756
15	0.0899378	33.8482561	77.211155
20	0.11991707	39.0845996	89.155762

grafik penurunan pondasi tiang (8 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement, Sc (mm)
0	0	0	0.000000
1	0.01459151	13.63374816	20.207030
2	0.02918302	19.28103156	28.577056
3	0.04377453	23.61434451	34.999603
4	0.05836603	27.26749632	40.414060
5	0.07295754	30.48598768	45.184293
6	0.08754905	33.39572628	49.496913
7	0.10214056	36.07150707	53.462776
8	0.11673207	38.56206311	57.154112
9	0.13132358	40.90124448	60.621090
10	0.14591508	43.11369723	63.900240
12	0.1750981	47.22868902	69.999206
15	0.21887263	52.80327957	78.261491
20	0.29183017	60.97197535	90.368586



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 500 mm spasi 4D dengan waktu

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$C_{v_{rata-rata}} = \frac{(\sum h)^2}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{C_{v_1}}} \right)^2 + \left(\frac{h_2}{\sqrt{C_{v_2}}} \right)^2 + \left(\frac{h_3}{\sqrt{C_{v_3}}} \right)^2 \dots + \left(\frac{h_i}{\sqrt{C_{v_i}}} \right)^2 \right)}$$

$C_{v_{rata-rata}} = 7.3300E-04 \text{ cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 19.5 \text{ m}$

$T_{90\%} = 0.848 \text{ (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)}$

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{C_v}$

$t = \frac{0.848 \cdot 19.5^2}{2.2799232}$

$t = 141.43108 \text{ tahun}$

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$C_{v_{rata-rata}} = 7.3300E-04 \text{ cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 12.5 \text{ m}$

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{C_v}$

$t = \frac{0.848 \cdot 12.5^2}{2.2799232}$

$t = 58.1159927 \text{ tahun}$

$T_v = \frac{t C_v}{(H_{dr})^2}$

Untuk U_v antara 0 s/d 60 % = $\left(2 \sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \right) \times 100\%$

$U_v > 60\% = (100 - a) \%$

dimana $a = \frac{1.781 - T_v}{0.933}$

$S_c \text{ total} = 0.228 \text{ m}$

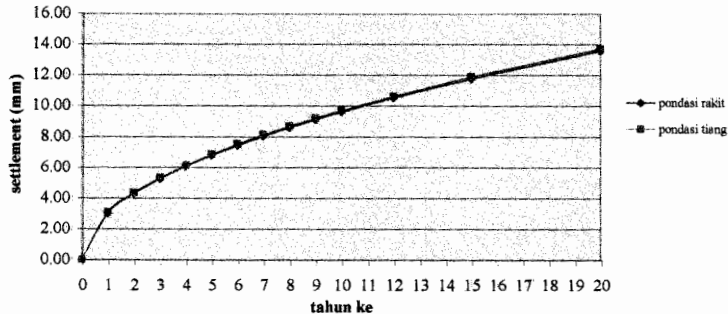
$S_c \text{ total} = 0.14821 \text{ m}$

grafik penurunan pondasi rakit (5 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.00599585	8.73958215	3.043170
2	0.01199171	12.3596356	4.303693
3	0.01798756	15.1374003	5.270926
4	0.02398341	17.4791643	6.086341
5	0.02997927	19.5422998	6.804736
6	0.03597512	21.4075168	7.454214
7	0.04197097	23.1227609	8.051472
8	0.04796683	24.7192712	8.607385
9	0.05396268	26.2187465	9.129511
10	0.05995853	27.6369854	9.623349
12	0.07195024	30.2748007	10.541851
15	0.0899378	33.8482561	11.786148
20	0.11991707	39.0845996	13.609471

grafik penurunan pondasi tiang (5 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.0158328	14.201821	3.072013
2	0.0316656	20.08440787	4.344483
3	0.0474984	24.59827553	5.320883
4	0.0633312	28.403642	6.144027
5	0.079164	31.75623716	6.869231
6	0.0949968	34.78721487	7.524865
7	0.1108296	37.57448653	8.127784
8	0.1266624	40.16881574	8.688966
9	0.1424952	42.605463	9.216040
10	0.158328	44.91010129	9.714559
12	0.1899936	49.19655107	10.641767
15	0.237492	55.00341622	11.897857
20	0.316656	63.51247433	13.738462



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 500 mm spasi 5D dengan waktu

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$Cv_{rata-rata} = \frac{(\sum h)^2}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{Cv_1}} \right) + \left(\frac{h_2}{\sqrt{Cv_2}} \right) + \left(\frac{h_3}{\sqrt{Cv_3}} \right) \dots + \left(\frac{h_i}{\sqrt{Cv_i}} \right) \right)^2}$$

$Cv_{rata-rata} =$ ##### $cm^2/sec =$ 2.2799232 m^2/thn

$H_{dr} =$ 19.5 m

$T_{90\%} =$ 0.848 (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)

$t = \frac{T_{90\%} (H_{dr})^2}{Cv}$

$t = \frac{0.848 \quad 19.5^2}{2.2799232}$

$t =$ 141.43108 tahun

$S_c \text{ total} =$ 0.035 m

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$Cv_{rata-rata} =$ ##### $cm^2/sec =$ 2.2799232 m^2/thn

$H_{dr} =$ 12 m

$t = \frac{T_{90\%} (H_{dr})^2}{Cv}$

$t = \frac{0.848 \quad 12^2}{2.2799232}$

$t =$ 53.5596989 tahun

$S_c \text{ total} =$ 0.02163 m

$Tv = \frac{r.Cv}{(Hdr)^2}$

Untuk Uv antara 0 s/d 60% = $\left(2 \sqrt{\frac{Tv}{\pi}} \right) \times 100\%$

$Uv > 60\% = (100 - a)\%$

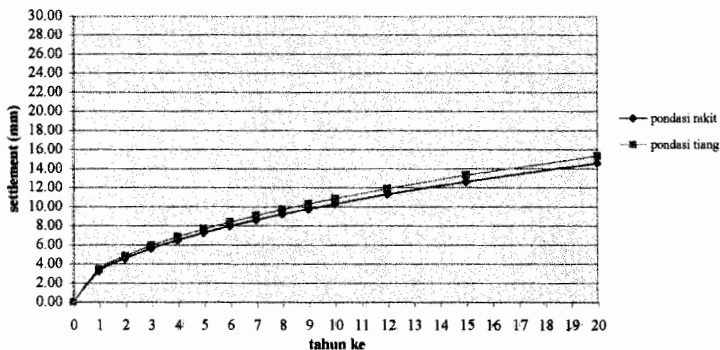
dimana $a = \frac{1.781 - Tv}{0.933}$

grafik penurunan pondasi rakit (6 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.00599585	8.73958215	3.267804
2	0.01199171	12.3596356	4.621373
3	0.01798756	15.1374003	5.660002
4	0.02398341	17.4791643	6.535608
5	0.02997927	19.5422998	7.307032
6	0.03597512	21.4075168	8.004452
7	0.04197097	23.1227609	8.645797
8	0.04796683	24.7192712	9.242745
9	0.05396268	26.2187465	9.803412
10	0.05995853	27.6369854	10.333703
12	0.07195024	30.2748007	11.320005
15	0.0899378	33.8482561	12.656150
20	0.11991707	39.0845996	14.614064

grafik penurunan pondasi tiang (6 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.0158328	14.201821	3.434663
2	0.0316656	20.08440787	4.857346
3	0.0474984	24.59827553	5.949010
4	0.0633312	28.403642	6.869325
5	0.079164	31.75623716	7.680139
6	0.0949968	34.78721487	8.413171
7	0.1108296	37.57448653	9.087263
8	0.1266624	40.16881574	9.714693
9	0.1424952	42.605463	10.303988
10	0.158328	44.91010129	10.861357
12	0.1899936	49.19655107	11.898020
15	0.237492	55.00341622	13.302391
20	0.316656	63.51247433	15.360278



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 500 mm spasi 5D dengan waktu

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$C_{v_{rata-rata}} = \frac{(\sum h)^2}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{Cv_1}} \right)^2 + \left(\frac{h_2}{\sqrt{Cv_2}} \right)^2 + \left(\frac{h_3}{\sqrt{Cv_3}} \right)^2 + \dots + \left(\frac{h_i}{\sqrt{Cv_i}} \right)^2 \right)}$$

$C_{v_{rata-rata}} = ##### \text{ cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 19.5 \text{ m}$

$\alpha_{90\%} = 0.848 \text{ (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)}$

$t = \frac{T_{90\%} (H_{dr})^2}{Cv}$

$t = \frac{0.848 \quad 19.5^2}{2.2799232}$

$t = 141.43108 \text{ tahun}$

$S_c \text{ total} = 0.037 \text{ m}$

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$C_{v_{rata-rata}} = ##### \text{ cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 11.50 \text{ m}$

$t = \frac{T_{90\%} (H_{dr})^2}{Cv}$

$t = \frac{0.848 \quad 11.5^2}{2.2799232}$

$t = 49.1893762 \text{ tahun}$

$S_c \text{ total} = 0.02418 \text{ m}$

$Tv = \frac{t \cdot Cv}{(Hdr)^2}$

Untuk Uv antara 0 s/d 60% = $\left(2 \sqrt{\frac{Tv}{\pi}} \right) \times 100\%$

Uv > 60% = (100 - a)%

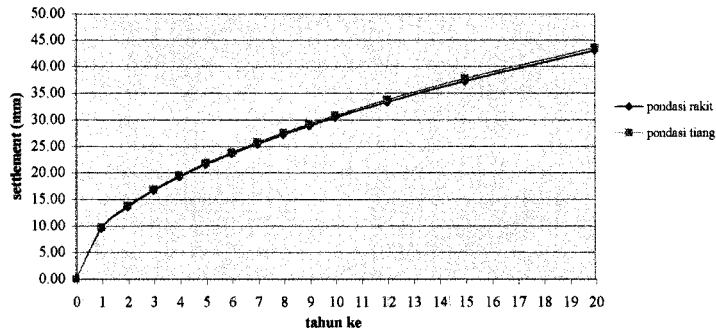
dimana a = $\frac{1.781 - Tv}{0.933}$

grafik penurunan pondasi rakit (7 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.00599585	8.73958215	9.639252
2	0.01199171	12.3596356	13.631961
3	0.01798756	15.1374003	16.695674
4	0.02398341	17.4791643	19.278504
5	0.02997927	19.5422998	21.554022
6	0.03597512	21.4075168	23.611249
7	0.04197097	23.1227609	25.503063
8	0.04796683	24.7192712	27.263921
9	0.05396268	26.2187465	28.917756
10	0.05995853	27.6369854	30.481991
12	0.07195024	30.2748007	33.391348
15	0.0899378	33.8482561	37.332662
20	0.11991707	39.0845996	43.108045

grafik penurunan pondasi tiang (7 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.01884234	15.49289564	9.748911
2	0.03768468	21.91026313	13.787043
3	0.05652702	26.8344824	16.885610
4	0.07536936	30.98579127	19.497823
5	0.0942117	34.64316781	21.799228
6	0.11305404	37.94968895	23.879858
7	0.13189638	40.99034895	25.793195
8	0.15073872	43.82052626	27.574085
9	0.16958106	46.47868691	29.246734
10	0.1884234	48.99283777	30.828765
12	0.22610809	53.6689648	33.771220
15	0.28263511	60.00372679	37.757371
20	0.37684681	69.28633563	43.598457



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 500 mm spasi 5D dengan waktu

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$C_{v \text{ rata-rata}} = \frac{(\sum h)^2}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{Cv_1}} \right) + \left(\frac{h_2}{\sqrt{Cv_2}} \right) + \left(\frac{h_3}{\sqrt{Cv_3}} \right) \dots + \left(\frac{h_i}{\sqrt{Cv_i}} \right) \right)^2}$$

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 19.5 \text{ m}$

$T_{90\%} = 0.848 \text{ (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)}$

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{Cv}$

$t = \frac{0.848 \quad 19.5^2}{2.2799232}$

$t = 141.43108 \text{ tahun}$

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 11.50 \text{ m}$

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{Cv}$

$t = \frac{0.848 \quad 11.5^2}{2.2799232}$

$t = 49.1893762 \text{ tahun}$

$U_v = \frac{t \cdot C_v}{(H_{dr})^2}$

Untuk U_v antara 0 s/d 60% = $\left(2 \sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \right) \times 100\%$

$U_v > 60\% = (100 - a)\%$

dimana $a = \frac{1.781 - T_v}{0.933}$

$S_c \text{ total} = 0.037 \text{ m}$

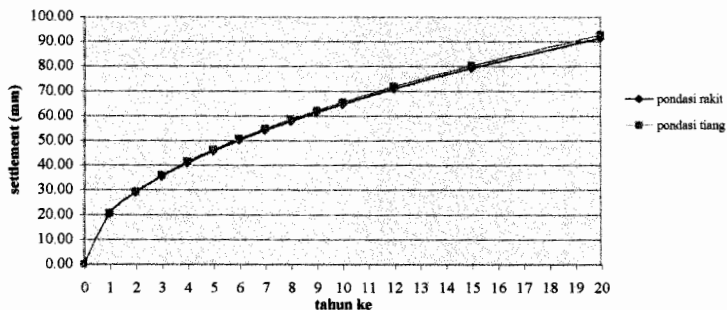
$S_c \text{ total} = 0.02418 \text{ m}$

grafik penurunan pondasi rakit (8 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.00599585	8.73958215	20.492364
2	0.01199171	12.3596356	28.980579
3	0.01798756	15.1374003	35.493816
4	0.02398341	17.4791643	40.984728
5	0.02997927	19.5422998	45.822319
6	0.03597512	21.4075168	50.195835
7	0.04197097	23.1227609	54.217699
8	0.04796683	24.7192712	57.961158
9	0.05396268	26.2187465	61.477092
10	0.05995853	27.6369854	64.802545
12	0.07195024	30.2748007	70.987631
15	0.0899378	33.8482561	79.366584
20	0.11991707	39.0845996	91.644638

grafik penurunan pondasi tiang (8 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.02526231	17.93914232	20.734896
2	0.05052461	25.36977836	29.323571
3	0.07578692	31.07150594	35.913893
4	0.10104923	35.87828463	41.469791
5	0.12631153	40.11314168	46.364636
6	0.15157384	43.9417451	50.789914
7	0.17683615	47.4625093	54.859377
8	0.20209846	50.73955672	58.647141
9	0.22736076	53.81742695	62.204687
10	0.25262307	56.72854899	65.569497
12	0.30314768	62.14301187	71.827786
15	0.3789346	69.47799944	80.305906
20	0.50524614	80.22628336	92.729272



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 500 mm spasi 5D dengan waktu

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$Cv_{rata-rata} = \frac{t \cdot Cv}{(\sum h)^2}$$

$$\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{Cv_1}} \right) + \left(\frac{h_2}{\sqrt{Cv_2}} \right) + \left(\frac{h_3}{\sqrt{Cv_3}} \right) \dots + \left(\frac{h_i}{\sqrt{Cv_i}} \right) \right)^2$$

$Cv_{rata-rata} =$ ##### $cm^2/sec =$ 2.2799232 m^2/thn

$H_{dr} =$ 19,5 m

$T_{90\%} =$ 0.848 (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{Cv}$

$t = \frac{0.848}{2.2799232} \cdot 19,5^2$

$t =$ 141.43108 tahun

$Sc_{total} =$ 0.110 m

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$Cv_{rata-rata} =$ ##### $cm^2/sec =$ 2.2799232 m^2/thn

$H_{dr} =$ 11 m

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{Cv}$

$t = \frac{0.848}{2.2799232} \cdot 11^2$

$t =$ 45.0050247 tahun

$Sc_{total} =$ 0.06293 m

$Tv = \frac{t \cdot Cv}{(H_{dr})^2}$

Untuk U_v antara 0 s/d 60% = $\left(2 \sqrt{\frac{Tv}{\pi}} \right) \times 100\%$

$U_v > 60\% = (100 - a)\%$

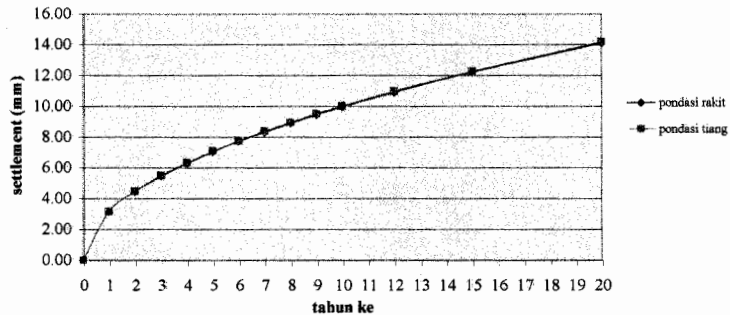
dimana $a = \frac{1.78 \sqrt{Tv} - Tv}{0.933}$

grafik penurunan pondasi rakit (5 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.00599585	8.73958215	3.160317
2	0.01199171	12.3596356	4.469363
3	0.01798756	15.1374003	5.473829
4	0.02398341	17.4791643	6.320634
5	0.02997927	19.5422998	7.066683
6	0.03597512	21.4075168	7.741164
7	0.04197097	23.1227609	8.361412
8	0.04796683	24.7192712	8.938726
9	0.05396268	26.2187465	9.480950
10	0.05995853	27.6369854	9.993799
12	0.07195024	30.2748007	10.947659
15	0.0899378	33.8482561	12.239854
20	0.11991707	39.0845996	14.133366

grafik penurunan pondasi tiang (5 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.02526231	17.93914232	3.170616
2	0.05052461	25.36977836	4.483928
3	0.07578692	31.07150594	5.491667
4	0.10104923	35.87828463	6.341231
5	0.12631153	40.11314168	7.089712
6	0.15157384	43.9417451	7.766390
7	0.17683615	47.4625093	8.388660
8	0.20209846	50.73955672	8.967855
9	0.22736076	53.81742695	9.511847
10	0.25262307	56.72854899	10.026367
12	0.30314768	62.14301187	10.983334
15	0.3789346	69.47799944	12.279741
20	0.50524614	80.22628336	14.179424



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 500 mm spasi 6D dengan waktu

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$C_{v \text{ rata-rata}} = \frac{(\sum h)^2}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{Cv_1}} \right) + \left(\frac{h_2}{\sqrt{Cv_2}} \right) + \left(\frac{h_3}{\sqrt{Cv_3}} \right) \dots + \left(\frac{h_i}{\sqrt{Cv_i}} \right) \right)^2}$$

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 19.5 \text{ m}$

$T_{90\%} = 0.848$ (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)

$$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{Cv}$$

$$t = \frac{0.848}{2.2799232} \cdot 19.5^2$$

$t = 141.43108 \text{ tahun}$

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 9.5 \text{ m}$

$$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{Cv}$$

$$t = \frac{0.848}{2.2799232} \cdot 9.5^2$$

$t = 33.5677974 \text{ tahun}$

$$Tv = \frac{tCv}{(Hdr)^2}$$

Untuk Uv antara 0 s/d 60% = $\left(2 \sqrt{\frac{Tv}{\pi}} \right) \times 100\%$

$Uv > 60\% = (100 - a)\%$

dimana $a = \frac{1.781 - Tv}{0.933}$

Sc total = 0.036 m

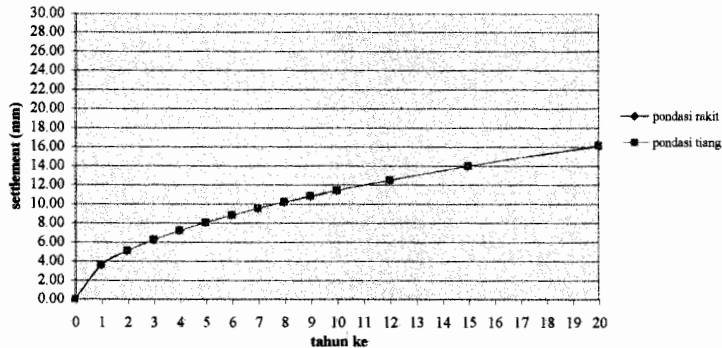
Sc total = 0.01767 m

grafik penurunan pondasi rakit (6 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.00599585	8.73958215	3.613182
2	0.01199171	12.3596356	5.109811
3	0.01798756	15.1374003	6.258215
4	0.02398341	17.4791643	7.226364
5	0.02997927	19.5422998	8.079320
6	0.03597512	21.4075168	8.850452
7	0.04197097	23.1227609	9.559581
8	0.04796683	24.7192712	10.219622
9	0.05396268	26.2187465	10.839546
10	0.05995853	27.6369854	11.425884
12	0.07195024	30.2748007	12.516429
15	0.0899378	33.8482561	13.993793
20	0.11991707	39.0845996	16.158641

grafik penurunan pondasi tiang (6 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.02526231	17.93914232	3.615618
2	0.05052461	25.36977836	5.113256
3	0.07578692	31.07150594	6.262434
4	0.10104923	35.87828463	7.231236
5	0.12631153	40.11314168	8.084768
6	0.15157384	43.9417451	8.856420
7	0.17683615	47.4625093	9.566027
8	0.20209846	50.73955672	10.226513
9	0.22736076	53.81742695	10.846855
10	0.25262307	56.72854899	11.433589
12	0.30314768	62.14301187	12.524869
15	0.3789346	69.47799944	14.003229
20	0.50524614	80.22628336	16.169536



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 500 mm spasi 6D dengan waktu

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$C_{v_{rata-rata}} = \frac{(\sum h)^2}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{Cv_1}} \right) + \left(\frac{h_2}{\sqrt{Cv_2}} \right) + \left(\frac{h_3}{\sqrt{Cv_3}} \right) \dots + \left(\frac{h_n}{\sqrt{Cv_n}} \right) \right)^2}$$

$C_{v_{rata-rata}} = ##### \text{ cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 19.5 \text{ m}$

$T_{90\%} = 0.848 \text{ (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)}$

$t = \frac{T_{90\%} \cdot (H_{dr})^2}{Cv}$

$t = \frac{0.848 \quad 19.5^2}{2.2799232}$

$t = 141.43108 \text{ tahun}$

$S_c \text{ total} = 0.041 \text{ m}$

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$C_{v_{rata-rata}} = ##### \text{ cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 8.50 \text{ m}$

$t = \frac{T_{90\%} \cdot (H_{dr})^2}{Cv}$

$t = \frac{0.848 \quad 8.5^2}{2.2799232}$

$t = 26.872835 \text{ tahun}$

$S_c \text{ total} = 0.02015 \text{ m}$

$Tv = \frac{t \cdot Cv}{(Hdr)^2}$

Untuk U_v antara 0 s/d 60% = $\left(2 \sqrt{\frac{Tv}{\pi}} \right) \times 100\%$

$U_v > 60\% = (100 - a)\%$

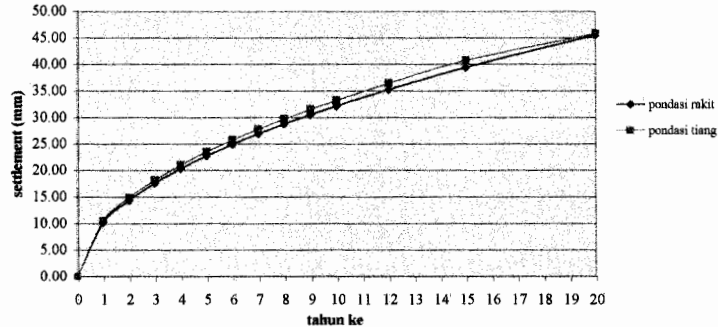
dimana $a = \frac{1.78 \sqrt{1 - U_v}}{0.933}$

grafik penurunan pondasi rakit (7 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.00599585	8.73958215	10.190002
2	0.01199171	12.3596356	14.410839
3	0.01798756	15.1374003	17.649601
4	0.02398341	17.4791643	20.380004
5	0.02997927	19.5422998	22.785537
6	0.03597512	21.4075168	24.960305
7	0.04197097	23.1227609	26.960211
8	0.04796683	24.7192712	28.821677
9	0.05396268	26.2187465	30.570005
10	0.05995853	27.6369854	32.223615
12	0.07195024	30.2748007	35.299202
15	0.0899378	33.8482561	39.465707
20	0.11991707	39.0845996	45.571073

grafik penurunan pondasi tiang (7 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.04053197	22.7229136	10.517849
2	0.08106394	32.13505259	14.874485
3	0.1215959	39.35724085	18.217449
4	0.16212787	45.4458272	21.035698
5	0.20265984	50.80997946	23.518625
6	0.24319181	55.65954379	25.763363
7	0.28372378	60.11917845	27.827613
8	0.32425574	64.27010518	29.748969
9	0.36478771	68.1687408	31.553547
10	0.40531968	71.85616206	33.260359
12	0.48638362	78.71448171	36.434897
15	0.60797952	88.00546596	40.735454
20	0.81063936	98.95995644	45.806004



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 500 mm spasi 6D dengan waktu

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$C_{v_{rata-rata}} = \frac{(\sum h)^2}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{Cv_1}} \right) + \left(\frac{h_2}{\sqrt{Cv_2}} \right) + \left(\frac{h_3}{\sqrt{Cv_n}} \right) \dots + \left(\frac{h_i}{\sqrt{Cv_i}} \right) \right)^2}$$

$C_{v_{rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 19.5 \text{ m}$

$T_{90\%} = 0.848 \text{ (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)}$

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{Cv}$

$t = \frac{0.848 \quad 19.5^2}{2.2799232}$

$t = 141.43108 \text{ tahun}$

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$C_{v_{rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 7.5 \text{ m}$

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{Cv}$

$t = \frac{0.848 \quad 7.5^2}{2.2799232}$

$t = 20.9217574 \text{ tahun}$

$Tv = \frac{t \cdot Cv}{(H_{dr})^2}$

Untuk Uv antara 0 s/d 60% = $\left(2 \sqrt{\frac{Tv}{\pi}} \right) \times 100\%$

Uv > 60% = (100 - a)%

dimana a = $\frac{1.781 - Tv}{0.933}$

Sc total = 0.117 m

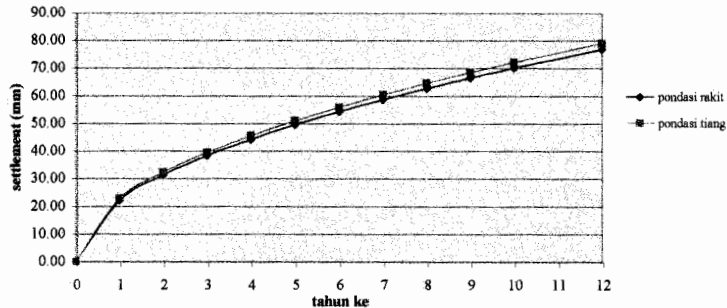
Sc total = 0.04629 m

grafik penurunan pondasi rakit (8 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.00599585	8.73958215	22.238755
2	0.01199171	12.3596356	31.450350
3	0.01798756	15.1374003	38.518654
4	0.02398341	17.4791643	44.477511
5	0.02997927	19.5422998	49.727369
6	0.03597512	21.4075168	54.473603
7	0.04197097	23.1227609	58.838216
8	0.04796683	24.7192712	62.900699
9	0.05396268	26.2187465	66.716266
10	0.05995853	27.6369854	70.325120
12	0.07195024	30.2748007	77.037309

grafik penurunan pondasi tiang (8 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.0633312	28.403642	22.863867
2	0.1266624	40.16881574	32.334391
3	0.1899936	49.19655107	39.601380
4	0.2533248	56.807284	45.727735
5	0.316656	63.51247433	51.125161
6	0.3799872	69.57442974	56.004808
7	0.4433184	75.14897307	60.492107
8	0.5066496	80.33763148	64.668782
9	0.5699808	85.21092601	68.591602
10	0.633312	89.82020257	72.301897
12	0.7599744	98.39310214	79.202759



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 500 mm spasi 6D dengan waktu

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$C_{v \text{ rata-rata}} = \frac{(\sum h)^2}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{C_{v1}}} \right) + \left(\frac{h_2}{\sqrt{C_{v2}}} \right) + \left(\frac{h_3}{\sqrt{C_{v3}}} \right) + \dots + \left(\frac{h_n}{\sqrt{C_{vn}}} \right) \right)^2}$$

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$
 $H_{dr} = 19.5 \text{ m}$
 $T_{90\%} = 0.848 \text{ (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)}$

$$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{C_v}$$

$$t = \frac{0.848}{2.2799232} \cdot 19.5^2$$

$$t = 141.43108 \text{ tahun}$$

$$S_c \text{ total} = 0.254 \text{ m}$$

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$
 $H_{dr} = 6 \text{ m}$

$$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{C_v}$$

$$t = \frac{0.848}{2.2799232} \cdot 6^2$$

$$t = 13.3899247 \text{ tahun}$$

$$S_c \text{ total} = 0.08050 \text{ m}$$

$$T_v = \frac{t C_v}{(H_{dr})^2}$$

$$\text{Untuk } U_v \text{ antara } 0 \text{ s/d } 60\% = \left(2 \sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \right) \times 100\%$$

$$U_v > 60\% = (100 - a)\%$$

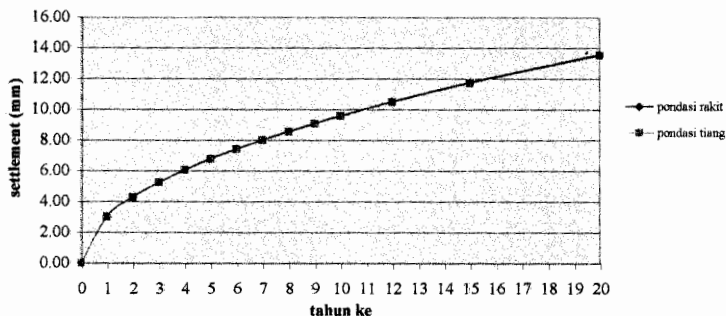
$$\text{dimana } a = \frac{1.78 \sqrt{T_v} - T_v}{0.933}$$

grafik penurunan pondasi rakit (5 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement, Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.00599585	8.73958215	3.043170
2	0.01199171	12.3596356	4.303693
3	0.01798756	15.1374003	5.270926
4	0.02398341	17.4791643	6.086341
5	0.02997927	19.5422998	6.804736
6	0.03597512	21.4075168	7.454214
7	0.04197097	23.1227609	8.051472
8	0.04796683	24.7192712	8.607385
9	0.05396268	26.2187465	9.129511
10	0.05995853	27.6369854	9.623349
12	0.07195024	30.2748007	10.541851
15	0.0899378	33.8482561	11.786148
20	0.11991707	39.0845996	13.609471

grafik penurunan pondasi tiang (5 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement, Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.01250987	12.62384089	3.029942
2	0.02501973	17.852807	4.284985
3	0.0375296	21.86513381	5.248014
4	0.05003947	25.24768178	6.059884
5	0.06254933	28.22776637	6.775156
6	0.0750592	30.92196877	7.421812
7	0.08756907	33.39954358	8.016473
8	0.10007893	35.70561399	8.569970
9	0.1125888	37.87152267	9.089826
10	0.12509867	39.92009003	9.581518
12	0.1501184	43.73026762	10.496027
15	0.187648	48.89192553	11.734915
20	0.25019733	56.45553273	13.550313



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 600 mm spasi 4D dengan waktu

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$C_{v \text{ rata-rata}} = \frac{(\sum h)^2}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{Cv_1}} \right) + \left(\frac{h_2}{\sqrt{Cv_2}} \right) + \left(\frac{h_3}{\sqrt{Cv_3}} \right) \dots + \left(\frac{h_n}{\sqrt{Cv_n}} \right) \right)^2}$$

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 19.5 \text{ m}$

$T_{90\%} = \text{:REF! (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)}$

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{Cv}$

$t = \frac{0.848 \quad 19.5^2}{2.2799232}$

$t = 141.43108 \text{ tahun}$

$S_c \text{ total} = 0.035 \text{ m}$

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 13.5 \text{ m}$

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{Cv}$

$t = \frac{0.848 \quad 13.5^2}{2.2799232}$

$t = 67.7864939 \text{ tahun}$

$S_c \text{ total} = 0.02400 \text{ m}$

$Tv = \frac{t \cdot Cv}{(Hdr)^2}$

Untuk Uv antara 0 s/d 60% = $\left(2 \sqrt{\frac{Tv}{\pi}} \right) \times 100\%$

$Uv > 60\% = (100 - a)\%$

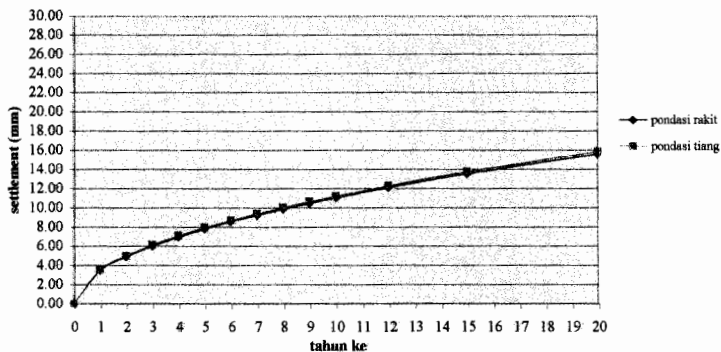
dimana $a = \frac{1.781 - Tv}{0.933}$

grafik penurunan pondasi rakit (6 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement, Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.00599585	8.73958215	3.498313
2	0.01199171	12.3596356	4.947361
3	0.01798756	15.1374003	6.059256
4	0.02398341	17.4791643	6.996626
5	0.02997927	19.5422998	7.822465
6	0.03597512	21.4075168	8.569081
7	0.04197097	23.1227609	9.255666
8	0.04796683	24.7192712	9.894723
9	0.05396268	26.2187465	10.494938
10	0.05995853	27.6369854	11.062636
12	0.07195024	30.2748007	12.118511
15	0.0899378	33.8482561	13.548907
20	0.11991707	39.0845996	15.644930

grafik penurunan pondasi tiang (6 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement, Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.01250987	12.62384089	3.551036
2	0.02501973	17.852807	5.021923
3	0.0375296	21.86513381	6.150575
4	0.05003947	25.24768178	7.102072
5	0.06254933	28.22776637	7.940358
6	0.0750592	30.92196877	8.698226
7	0.08756907	33.39954358	9.395158
8	0.10007893	35.70561399	10.043847
9	0.1125888	37.87152267	10.653108
10	0.12509867	39.92009003	11.229362
12	0.1501184	43.73026762	12.301150
15	0.187648	48.89192553	13.753104
20	0.25019733	56.45553273	15.880716



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 600 mm spasi 4D dengan waktu

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$C_{v \text{ rata-rata}} = \frac{(\sum h)^2}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{Cv_1}} \right) + \left(\frac{h_2}{\sqrt{Cv_2}} \right) + \left(\frac{h_3}{\sqrt{Cv_3}} \right) \dots + \left(\frac{h_i}{\sqrt{Cv_i}} \right) \right)^2}$$

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 19.5 \text{ m}$

$T_{90\%} = 0.848 \text{ (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)}$

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{Cv}$

$t = \frac{0.848 \quad 19.5^2}{2.2799232}$

$t = 141.43108 \text{ tahun}$

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 13.00 \text{ m}$

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{Cv}$

$t = \frac{0.848 \quad 13^2}{2.2799232}$

$t = 62.8582577 \text{ tahun}$

$Tv = \frac{tCv}{(H_{dr})^2}$

Untuk Uv antara 0 s/d 60% = $\left(2 \sqrt{\frac{Tv}{\pi}} \right) \times 100\%$

$Uv > 60\% = (100 - a)\%$

dimana a = $\frac{1.781 - Tv}{0.933}$

Sc total = 0.040 m

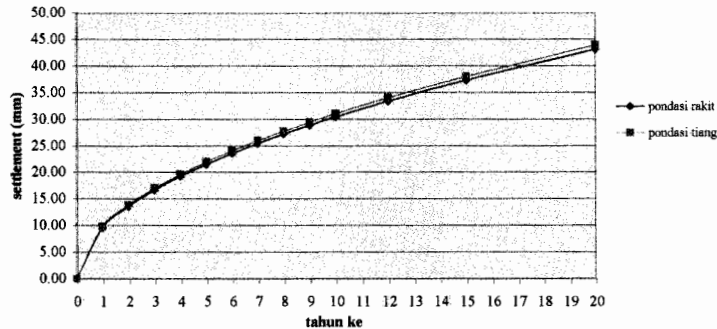
Sc total = 0.02813 m

grafik penurunan pondasi rakit (7 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement, Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.00599585	8.73958215	9.639252
2	0.01199171	12.3596356	13.631961
3	0.01798756	15.1374003	16.695674
4	0.02398341	17.4791643	19.278504
5	0.02997927	19.5422998	21.554022
6	0.03597512	21.4075168	23.611249
7	0.04197097	23.1227609	25.503063
8	0.04796683	24.7192712	27.263921
9	0.05396268	26.2187465	28.917756
10	0.05995853	27.6369854	30.481991
12	0.07195024	30.2748007	33.391348
15	0.0899378	33.8482561	37.332662
20	0.11991707	39.0845996	43.108045

grafik penurunan pondasi tiang (7 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement, Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.01459151	13.63374816	9.814883
2	0.02918302	19.28103156	13.880340
3	0.04377453	23.61434451	16.999875
4	0.05836603	27.26749632	19.629765
5	0.07295754	30.48598768	21.946745
6	0.08754905	33.39572628	24.041454
7	0.10214056	36.07150707	25.967739
8	0.11673207	38.56206311	27.760680
9	0.13132358	40.90124448	29.444648
10	0.14591508	43.11369723	31.037384
12	0.1750981	47.22868902	33.999751
15	0.21887263	52.80327957	38.012877
20	0.29183017	60.97197535	43.893489



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 600 mm spasi 4D dengan waktu

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$C_{v \text{ rata-rata}} = \frac{(\sum h)^2}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{Cv_1}} \right) + \left(\frac{h_2}{\sqrt{Cv_2}} \right) + \left(\frac{h_3}{\sqrt{Cv_3}} \right) + \dots + \left(\frac{h_i}{\sqrt{Cv_i}} \right) \right)^2}$$

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 19.5 \text{ m}$

$T_{90\%} = 0.848 \text{ (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)}$

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{Cv}$

$t = \frac{0.848 \quad 19.5^2}{2.2799232}$

$t = 141.43108 \text{ tahun}$

$S_c \text{ total} = 0.110 \text{ m}$

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 12.5 \text{ m}$

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{Cv}$

$t = \frac{0.848 \quad 12.5^2}{2.2799232}$

$t = 58.1159927 \text{ tahun}$

$S_c \text{ total} = 0.07199 \text{ m}$

$Tv = \frac{tCv}{(Hdr)^2}$

Untuk Uv antara 0 s/d 60% = $\left(2 \sqrt{\frac{Tv}{\pi}} \right) \times 100\%$

$Uv > 60\% = (100 - a)\%$

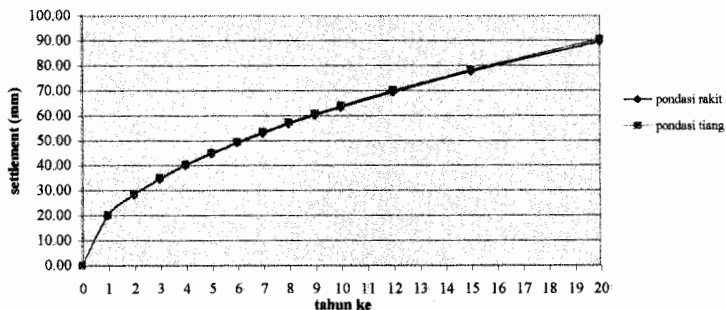
dimana a = $\frac{1.781 - Tv}{0.933}$

grafik penurunan pondasi rakit (8 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.00599585	8.73958215	20.047564
2	0.01199171	12.3596356	28.351537
3	0.01798756	15.1374003	34.723399
4	0.02398341	17.4791643	40.095128
5	0.02997927	19.5422998	44.827716
6	0.03597512	21.4075168	49.106302
7	0.04197097	23.1227609	53.040869
8	0.04796683	24.7192712	56.703074
9	0.05396268	26.2187465	60.142692
10	0.05995853	27.6369854	63.395964
12	0.07195024	30.2748007	69.446799
15	0.0899378	33.8482561	77.643881
20	0.11991707	39.0845996	89.655432

grafik penurunan pondasi tiang (8 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.0158328	14.201821	20.228727
2	0.0316656	20.08440787	28.607740
3	0.0474984	24.59827553	35.037183
4	0.0633312	28.403642	40.457454
5	0.079164	31.75623716	45.232809
6	0.0949968	34.78721487	49.550060
7	0.1108296	37.57448653	53.520181
8	0.1266624	40.16881574	57.215481
9	0.1424952	42.605463	60.686182
10	0.158328	44.91010129	63.968852
12	0.1899936	49.19655107	70.074367
15	0.237492	55.00341622	78.345524
20	0.316656	63.51247433	90.465618



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 600 mm spasi 4D dengan waktu

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$C_{v \text{ rata-rata}} = \frac{(\sum h)^2}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{C_{v1}}} \right) + \left(\frac{h_2}{\sqrt{C_{v2}}} \right) + \left(\frac{h_3}{\sqrt{C_{v3}}} \right) \dots + \left(\frac{h_i}{\sqrt{C_{vi}}} \right) \right)^2}$$

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{#####} \text{ cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$
 $H_{dr} = 19.5 \text{ m}$
 $T_{90\%} = 0.848 \text{ (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)}$

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{C_v}$
 $t = \frac{0.848 \cdot 19.5^2}{2.2799232}$
 $t = 141.43108 \text{ tahun}$

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{#####} \text{ cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$
 $H_{dr} = 12 \text{ m}$

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{C_v}$
 $t = \frac{0.848 \cdot 12^2}{2.2799232}$
 $t = 53.5596989 \text{ tahun}$

$$T_v = \frac{t C_v}{(H_{dr})^2}$$

Untuk Uv antara 0 s/d 60% = $\left(2 \sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \right) \times 100\%$

Uv > 60% = (100 - a)%

dimana a = $\frac{1.78 \sqrt{T_v} - T_v}{0.933}$

Sc total = 0.229 m

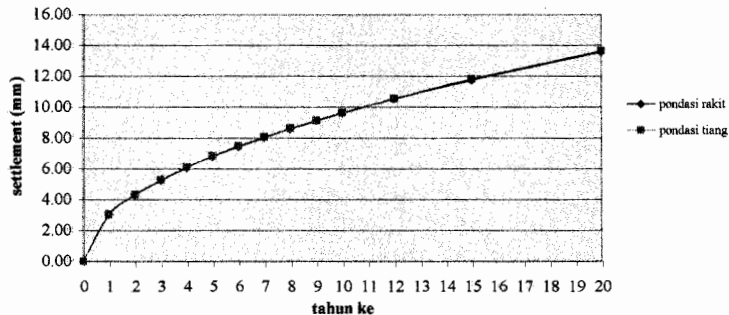
Sc total = 0.14244 m

grafik penurunan pondasi rakit (5 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement, Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.00599585	8.73958215	3.043170
2	0.01199171	12.3596356	4.303693
3	0.01798756	15.1374003	5.270926
4	0.02398341	17.4791643	6.086341
5	0.02997927	19.5422998	6.804736
6	0.03597512	21.4075168	7.454214
7	0.04197097	23.1227609	8.051472
8	0.04796683	24.7192712	8.607385
9	0.05396268	26.2187465	9.129511
10	0.05995853	27.6369854	9.623349
12	0.07195024	30.2748007	10.541851
15	0.0899378	33.8482561	11.786148
20	0.11991707	39.0845996	13.609471

grafik penurunan pondasi tiang (5 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement, Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.01884234	15.49289564	3.054147
2	0.03768468	21.91026313	4.319217
3	0.05652702	26.8344824	5.289938
4	0.07536936	30.98579127	6.108295
5	0.0942117	34.64316781	6.829281
6	0.11305404	37.94968895	7.481103
7	0.13189638	40.99034895	8.080514
8	0.15073872	43.82052626	8.638433
9	0.16958106	46.47868691	9.162442
10	0.1884234	48.99283777	9.658062
12	0.22610809	53.6689648	10.579877
15	0.28263511	60.00372679	11.828662
20	0.37684681	69.28633563	13.658562



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 600 mm spasi 5D dengan waktu



kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$C_{v \text{ rata-rata}} = \frac{(\sum H)^2}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{Cv_1}} \right) + \left(\frac{h_2}{\sqrt{Cv_2}} \right) + \left(\frac{h_3}{\sqrt{Cv_3}} \right) \dots + \left(\frac{h_i}{\sqrt{Cv_i}} \right) \right)^2}$$

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 19.5 \text{ m}$

$T_{90\%} = \text{\#REF! (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)}$

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{Cv}$

$t = \frac{0.848 \cdot 19.5^2}{2.2799232}$

$t = 141.43108 \text{ tahun}$

$S_c \text{ total} = 0.035 \text{ m}$

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 11 \text{ m}$

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{Cv}$

$t = \frac{0.848 \cdot 11^2}{2.2799232}$

$t = 45.0050247 \text{ tahun}$

$S_c \text{ total} = 0.01971 \text{ m}$

$Tv = \frac{tCv}{(Hdr)^2}$

Untuk Liv antara 0 s/d 60% = $\left(2 \sqrt{\frac{Tv}{\pi}} \right) \times 100\%$

$Uv > 60\% = (100 - a)\%$

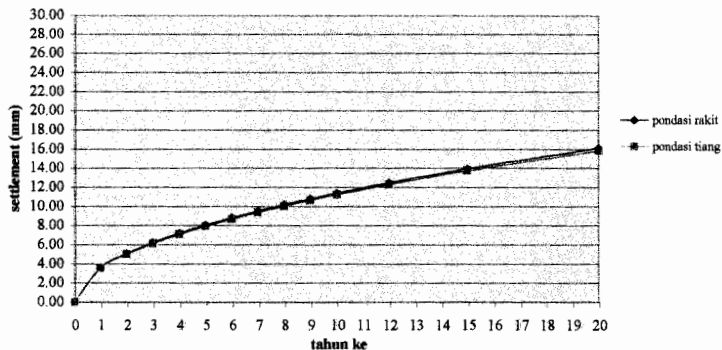
dimana $a = \frac{1.781 - Tv}{0.933}$

grafik penurunan pondasi rakit (6 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.00599585	8.73958215	3.613182
2	0.01199171	12.3596356	5.109811
3	0.01798756	15.1374003	6.258215
4	0.02398341	17.4791643	7.226364
5	0.02997927	19.5422998	8.079320
6	0.03597512	21.4075168	8.850452
7	0.04197097	23.1227609	9.559581
8	0.04796683	24.7192712	10.219622
9	0.05396268	26.2187465	10.839546
10	0.05995853	27.6369854	11.425884
12	0.07195024	30.2748007	12.516429
15	0.0899378	33.8482561	13.993793
20	0.11991707	39.0845996	16.158641

grafik penurunan pondasi tiang (6 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.01884234	15.49289564	3.548744
2	0.03768468	21.91026313	5.018682
3	0.05652702	26.8344824	6.146605
4	0.07536936	30.98579127	7.097488
5	0.0942117	34.64316781	7.935233
6	0.11305404	37.94968895	8.692612
7	0.13189638	40.99034895	9.389094
8	0.15073872	43.82052626	10.037364
9	0.16958106	46.47868691	10.646232
10	0.1884234	48.99283777	11.222114
12	0.22610809	53.6689648	12.293210
15	0.28263511	60.00372679	13.744227
20	0.37684681	69.28633563	15.870466



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 600 mm spasi 5D dengan waktu

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$C_{v \text{ rata-rata}} = \frac{(\sum h)^2}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{C_{v1}}} \right) + \left(\frac{h_2}{\sqrt{C_{v2}}} \right) + \left(\frac{h_3}{\sqrt{C_{v3}}} \right) \dots + \left(\frac{h_i}{\sqrt{C_{vi}}} \right) \right)^2}$$

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 19.5 \text{ m}$

$T_{90\%} = 0.848 \text{ (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)}$

$t = \frac{T_{90\%} (H_{dr})^2}{C_v}$

$t = \frac{0.848 \quad 19.5^2}{2.2799232}$

$t = 141.43108 \text{ tahun}$

$S_c \text{ total} = 0.041 \text{ m}$

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 10.50 \text{ m}$

$t = \frac{T_{90\%} (H_{dr})^2}{C_v}$

$t = \frac{0.848 \quad 10.5^2}{2.2799232}$

$t = 41.0066444 \text{ tahun}$

$S_c \text{ total} = 0.02291 \text{ m}$

$T_v = \frac{t \cdot C_v}{(H_{dr})^2}$

Untuk Uv antara 0 s/d 60% = $\left(2 \sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \right) \times 100\%$

$U_v > 60\% = (100 - a)\%$

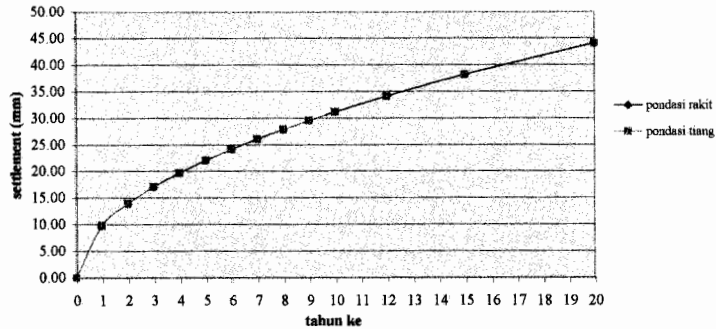
dimana a = $\frac{1.783 - T_v}{0.933}$

grafik penurunan pondasi rakit (7 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.00599585	8.73958215	9.860247
2	0.01199171	12.3596356	13.944495
3	0.01798756	15.1374003	17.078448
4	0.02398341	17.4791643	19.720494
5	0.02997927	19.5422998	22.048182
6	0.03597512	21.4075168	24.152573
7	0.04197097	23.1227609	26.087761
8	0.04796683	24.7192712	27.888990
9	0.05396268	26.2187465	29.580740
10	0.05995853	27.6369854	31.180838
12	0.07195024	30.2748007	34.156897
15	0.0899378	33.8482561	38.188572
20	0.11991707	39.0845996	44.096364

grafik penurunan pondasi tiang (7 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.02526231	17.93914232	9.843364
2	0.05052461	25.36977836	13.920619
3	0.07578692	31.07150594	17.049207
4	0.10104923	35.87828463	19.686729
5	0.12631153	40.11314168	22.010432
6	0.15157384	43.9417451	24.111220
7	0.17683615	47.4625093	26.043094
8	0.20209846	50.73955672	27.841239
9	0.22736076	53.81742695	29.530093
10	0.25262307	56.72854899	31.127451
12	0.30314768	62.14301187	34.098415
15	0.3789346	69.47799944	38.123187
20	0.50524614	80.22628336	44.020864



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 600 mm spasi 5D dengan waktu

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$C_{v \text{ rata-rata}} = \frac{(\sum h)^2}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{Cv_1}} \right) + \left(\frac{h_2}{\sqrt{Cv_2}} \right) + \left(\frac{h_3}{\sqrt{Cv_3}} \right) \dots + \left(\frac{h_n}{\sqrt{Cv_n}} \right) \right)^2}$$

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 19.5 \text{ m}$

$T_{90\%} = 0.848 \text{ (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)}$

$t = \frac{T_{90\%} (H_{dr})^2}{Cv}$

$t = \frac{0.848 \quad 19.5^2}{2.2799232}$

$t = 141.43108 \text{ tahun}$

$S_c \text{ total} = 0.113 \text{ m}$

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 9.5 \text{ m}$

$t = \frac{T_{90\%} (H_{dr})^2}{Cv}$

$t = \frac{0.848 \quad 9.5^2}{2.2799232}$

$t = 33.5677974 \text{ tahun}$

$S_c \text{ total} = 0.05487 \text{ m}$

$Tv = \frac{t \cdot Cv}{(Hdr)^2}$

Untuk U_v antara 0 s/d 60% = $\left(2 \sqrt{\frac{Tv}{\pi}} \right) \times 100\%$

$U_v > 60\% = (100 - a)\%$

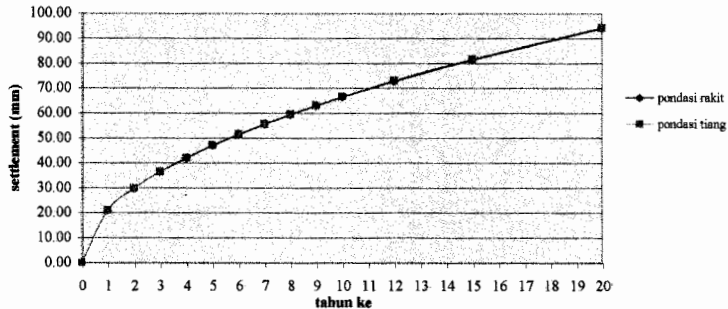
dimana $a = \frac{1.781 - Tv}{0.933}$

grafik penurunan pondasi rakit (8 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.00599585	8.73958215	21.043672
2	0.01199171	12.3596356	29.760246
3	0.01798756	15.1374003	36.448709
4	0.02398341	17.4791643	42.087344
5	0.02997927	19.5422998	47.055081
6	0.03597512	21.4075168	51.546258
7	0.04197097	23.1227609	55.676323
8	0.04796683	24.7192712	59.520492
9	0.05396268	26.2187465	63.131016
10	0.05995853	27.6369854	66.545934
12	0.07195024	30.2748007	72.897418
15	0.0899378	33.8482561	81.501791
20	0.11991707	39.0845996	94.110162

grafik penurunan pondasi tiang (8 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.0356238	21.3027315	21.094996
2	0.0712476	30.12661181	29.832830
3	0.1068714	36.8974133	36.537605
4	0.1424952	42.605463	42.189992
5	0.178119	47.63435574	47.169845
6	0.2137428	52.18082231	51.671977
7	0.2493666	56.3617298	55.812114
8	0.2849904	60.25322361	59.665659
9	0.3206142	63.9081945	63.284989
10	0.356238	67.36515193	66.708235
12	0.4274856	73.7948266	73.075210
15	0.534357	82.50512433	81.700569
20	0.712476	95.26871149	94.339691



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 600 mm spasi 5D dengan waktu

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$C_{v \text{ rata-rata}} = \frac{(\sum h)^2}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{C_{v_1}}} \right) + \left(\frac{h_2}{\sqrt{C_{v_2}}} \right) + \left(\frac{h_3}{\sqrt{C_{v_3}}} \right) \dots + \left(\frac{h_n}{\sqrt{C_{v_n}}} \right) \right)^2}$$

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 19.5 \text{ m}$

$T_{90\%} = 0.848 \text{ (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)}$

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{C_v}$

$t = \frac{0.848 \quad 19.5^2}{2.2799232}$

$t = 141.43108 \text{ tahun}$

$S_c \text{ total} = 0.241 \text{ m}$

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 8 \text{ m}$

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{C_v}$

$t = \frac{0.848 \quad 8^2}{2.2799232}$

$t = 23.8043106 \text{ tahun}$

$S_c \text{ total} = 0.09902 \text{ m}$

$T_v = \frac{t \cdot C_v}{(H_{dr})^2}$

Untuk U_v antara 0 s/d 60% = $\left(2 \sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \right) \times 100\%$

$U_v > 60\% = (100 - a)\%$

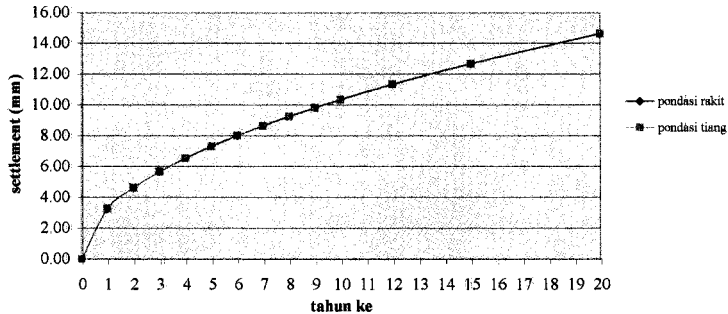
dimana $a = \frac{1.78 \sqrt{1 - T_v}}{0.933}$

grafik penurunan pondasi rakit (5 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement, Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.00599585	8.73958215	3.277176
2	0.01199171	12.3596356	4.634626
3	0.01798756	15.1374003	5.676235
4	0.02398341	17.4791643	6.554351
5	0.02997927	19.5422998	7.327987
6	0.03597512	21.4075168	8.027408
7	0.04197097	23.1227609	8.670592
8	0.04796683	24.7192712	9.269252
9	0.05396268	26.2187465	9.831527
10	0.05995853	27.6369854	10.363339
12	0.07195024	30.2748007	11.352469
15	0.0899378	33.8482561	12.692446
20	0.11991707	39.0845996	14.655975

grafik penurunan pondasi tiang (5 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement, Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.0356238	21.3027315	3.270821
2	0.0712476	30.12661181	4.625640
3	0.1068714	36.8974133	5.665229
4	0.1424952	42.605463	6.541643
5	0.178119	47.63435574	7.313779
6	0.2137428	52.18082231	8.011843
7	0.2493666	56.3617298	8.653780
8	0.2849904	60.25322361	9.251280
9	0.3206142	63.9081945	9.812464
10	0.356238	67.36515193	10.343245
12	0.4274856	73.7948266	11.330457
15	0.534357	82.50512433	12.667836
20	0.712476	95.26871149	14.627557



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 600 mm spasi 6D dengan waktu

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$C_v \text{ rata-rata} = \frac{(\sum h)^2}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{C_{v1}}} \right)^2 + \left(\frac{h_2}{\sqrt{C_{v2}}} \right)^2 + \left(\frac{h_3}{\sqrt{C_{v3}}} \right)^2 + \dots + \left(\frac{h_n}{\sqrt{C_{vn}}} \right)^2 \right)}$$

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 19.5 \text{ m}$

$T_{90\%} = \text{\#REF! (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)}$

$$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{C_v}$$

$$t = \frac{0.848 \cdot 19.5^2}{2.2799232}$$

$t = 141.43108 \text{ tahun}$

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 8 \text{ m}$

$$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{C_v}$$

$$t = \frac{0.848 \cdot 8^2}{2.2799232}$$

$t = 23.8043106 \text{ tahun}$

$$T_v = \frac{t C_v}{(H_{dr})^2}$$

Untuk Uv antara 0 s/d 60% = $\left(2 \sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \right) \times 100\%$

$U_v > 60\% = (100 - a)\%$

dimana a = $\frac{1.78 \sqrt{t} - T_v}{0.933}$

$S_c \text{ total} = 0.037 \text{ m}$

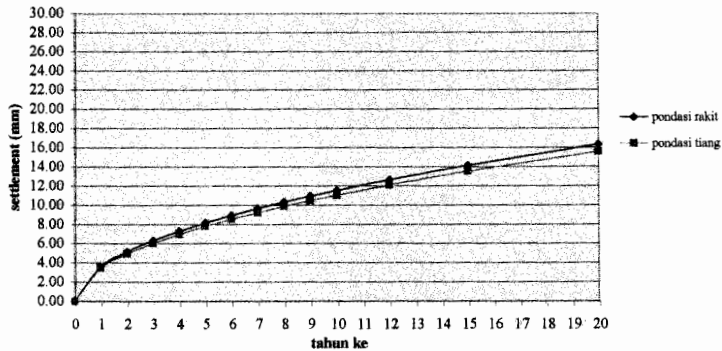
$S_c \text{ total} = 0.01535 \text{ m}$

grafik penurunan pondasi rakit (6 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.00599585	8.73958215	3.656694
2	0.01199171	12.3596336	5.171346
3	0.01798756	15.1374003	6.333580
4	0.02398341	17.4791643	7.313388
5	0.02997927	19.5422998	8.176617
6	0.03597512	21.4075168	8.957035
7	0.04197097	23.1227609	9.674703
8	0.04796683	24.7192712	10.342693
9	0.05396268	26.2187465	10.970082
10	0.05995853	27.6369854	11.563482
12	0.07195024	30.2748007	12.667160
15	0.0899378	33.8482561	14.162315
20	0.11991707	39.0845996	16.353233

grafik penurunan pondasi tiang (6 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.0356238	21.3027315	3.491261
2	0.0712476	30.12661181	4.937389
3	0.1068714	36.8974133	6.047042
4	0.1424952	42.605463	6.982523
5	0.178119	47.63435574	7.806698
6	0.2137428	52.18082231	8.551809
7	0.2493666	56.3617298	9.237009
8	0.2849904	60.25322361	9.874778
9	0.3206142	63.9081945	10.473784
10	0.356238	67.36515193	11.040338
12	0.4274856	73.7948266	12.094084
15	0.534357	82.50512433	13.521597
20	0.712476	95.26871149	15.613395



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 600 mm spasi 6D dengan waktu

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$Cv_{rata-rata} = \frac{(\sum H)^2}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{Cv_1}} \right) + \left(\frac{h_2}{\sqrt{Cv_2}} \right) + \left(\frac{h_3}{\sqrt{Cv_3}} \right) \dots + \left(\frac{h_i}{\sqrt{Cv_i}} \right) \right)^2}$$

$Cv_{rata-rata} = ##### \text{ cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 19.5 \text{ m}$

$\alpha_{90\%} = 0.848 \text{ (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)}$

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{Cv}$

$t = \frac{0.848 \quad 19.5^2}{2.2799232}$

$t = 141.43108 \text{ tahun}$

$S_c \text{ total} = 0.042 \text{ m}$

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$Cv_{rata-rata} = ##### \text{ cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 7.00 \text{ m}$

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{Cv}$

$t = \frac{0.848 \quad 7^2}{2.2799232}$

$t = 18.2251753 \text{ tahun}$

$S_c \text{ total} = 0.01639 \text{ m}$

$Tv = \frac{tCv}{(Hdr)^2}$

Untuk U_v antara 0 s/d 60% = $\left(2 \sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \right) \times 100\%$

$U_v > 60\% = (100 - a)\%$

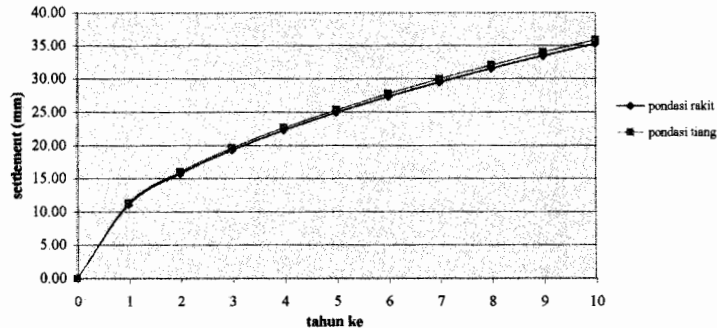
dimana $a = \frac{1.781 - T_v}{0.933}$

grafik penurunan pondasi rakit (7 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement_Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.00599585	8.73958215	11.167069
2	0.01199171	12.3596356	15.792620
3	0.01798756	15.1374003	19.341931
4	0.02398341	17.4791643	22.334138
5	0.02997927	19.5422998	24.970325
6	0.03597512	21.4075168	27.353621
7	0.04197097	23.1227609	29.545287
8	0.04796683	24.7192712	31.585241
9	0.05396268	26.2187465	33.501207
10	0.05995853	27.6369854	35.313373

grafik penurunan pondasi tiang (7 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement_Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.07536936	30.98579127	11.338719
2	0.15073872	43.82052626	16.035370
3	0.22610809	53.6689648	19.639237
4	0.30147745	61.97158255	22.677437
5	0.37684681	69.28633563	25.354146
6	0.45221617	75.8993779	27.774075
7	0.52758553	81.98069789	29.999430
8	0.6029549	87.64105252	32.070739
9	0.67832426	92.95737382	34.016156
10	0.75369362	97.98567553	35.856177



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 600 mm spasi 6D dengan waktu

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$C_{v \text{ rata-rata}} = \frac{(\sum h)^2}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{C_{v1}}} \right) + \left(\frac{h_2}{\sqrt{C_{v2}}} \right) + \left(\frac{h_3}{\sqrt{C_{v3}}} \right) \dots + \left(\frac{h_n}{\sqrt{C_{vn}}} \right) \right)^2}$$

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 19.5 \text{ m}$

$T_{90\%} = 0.848 \text{ (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)}$

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{C_v}$

$t = \frac{0.848 \quad 19.5^2}{2.2799232}$

$t = 141.43108 \text{ tahun}$

$S_c \text{ total} = 0.128 \text{ m}$

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 5.5 \text{ m}$

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{C_v}$

$t = \frac{0.848 \quad 5.5^2}{2.2799232}$

$t = 11.2512562 \text{ tahun}$

$S_c \text{ total} = 0.03659 \text{ m}$

$$T_v = \frac{t C_v}{(H_{dr})^2}$$

Untuk Uv antara 0 s/d 60% = $\left(2 \sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \right) \times 100\%$

$U_v > 60\% = (100 - a)\%$

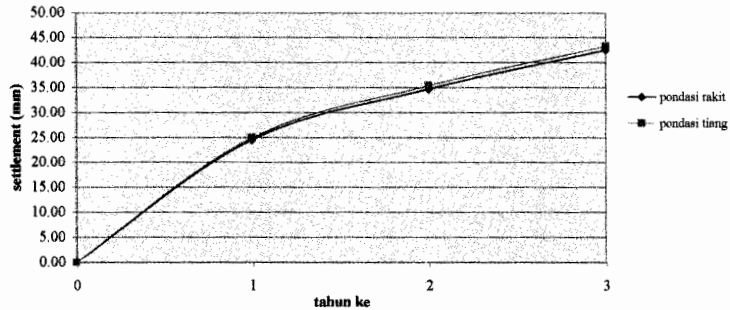
dimana a = $\frac{1.781 - T_v}{0.933}$

grafik penurunan pondasi rakit (8 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.00599585	8.73958215	24.559553
2	0.01199171	12.3596356	34.732453
3	0.01798756	15.1374003	42.538394

grafik penurunan pondasi tiang (8 lantai)

tahun ke	Tv	Uv(%)	Settlement,Sc(mm)
0	0	0	0.000000
1	0.1424952	42.605463	24.994474
2	0.2849904	60.25322361	35.347524
3	0.4274856	73.7948266	43.291698



grafik hubungan penurunan konsolidasi pondasi rakit dan pondasi tiang diameter 600 mm spasi 6D dengan waktu

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi rakit

$$C_{v \text{ rata-rata}} = \frac{(\sum h)^2}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{C_{v_1}}} \right) + \left(\frac{h_2}{\sqrt{C_{v_2}}} \right) + \left(\frac{h_3}{\sqrt{C_{v_3}}} \right) \dots + \left(\frac{h_n}{\sqrt{C_{v_n}}} \right) \right)^2}$$

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 19.5 \text{ m}$

$T_{90\%} = 0.848 \text{ (tabel 7.3 Buku Mekanika Tanah)}$

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{C_v}$

$t = \frac{0.848 \quad 19.5^2}{2.2799232}$

$t = 141.43108 \text{ tahun}$

kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi tiang

$C_{v \text{ rata-rata}} = \text{##### cm}^2/\text{sec} = 2.2799232 \text{ m}^2/\text{thn}$

$H_{dr} = 4 \text{ m}$

$t = \frac{T_{90\%}(H_{dr})^2}{C_v}$

$t = \frac{0.848 \quad 4^2}{2.2799232}$

$t = 5.95107765 \text{ tahun}$

$T_v = \frac{t C_v}{(H_{dr})^2}$

Untuk U_v antara 0 s/d 60% = $\left(2 \sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \right) \times 100\%$

$U_v > 60\% = (100 - a)\%$

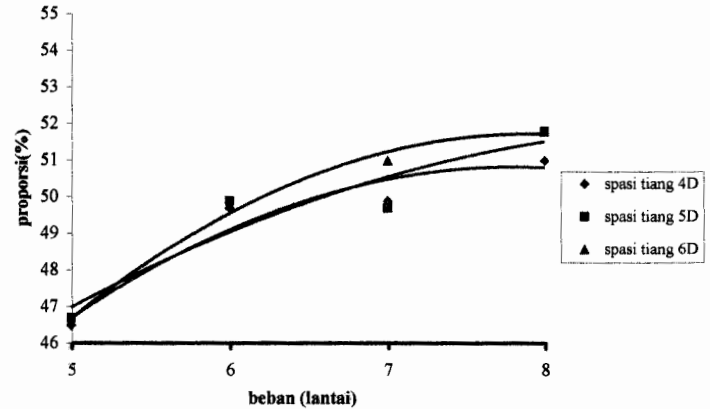
dimana $a = \frac{1.78 \sqrt{T_v}}{0.933}$

$S_c \text{ total} = 0.281 \text{ m}$

$S_c \text{ total} = 0.05866 \text{ m}$

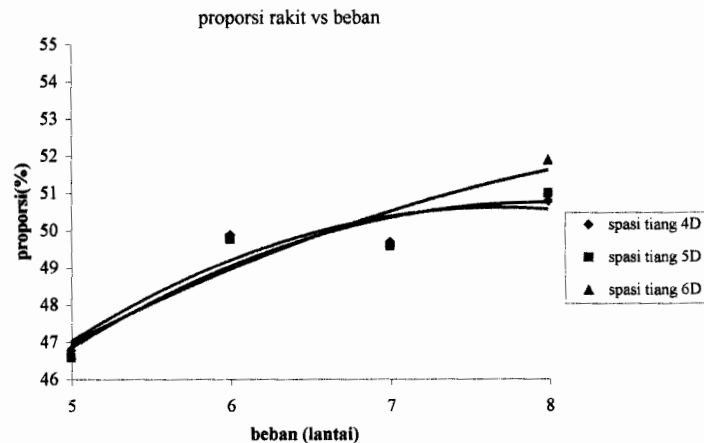
digunakan tiang diameter 600 mm spasi 4D				
Beban (lantai)	proporsi rakit (%)	proporsi tiang (%)	kedalaman rakit (m)	kedalaman tiang (m)
5	46.5	53.5	3.5	10.5
6	49.7	50.3	4	11
7	49.9	50.1	4.5	12.5
8	51	49	5	15
digunakan tiang diameter 600 mm spasi 5D				
Beban (lantai)	proporsi rakit (%)	proporsi tiang (%)	kedalaman rakit (m)	kedalaman tiang (m)
5	46.7	53.3	3.5	12.5
6	49.9	50.1	4	13
7	49.7	50.3	4.5	16.5
8	51.8	48.2	5	19
digunakan tiang diameter 600 mm spasi 6D				
Beban (lantai)	proporsi rakit (%)	proporsi tiang (%)	kedalaman rakit (m)	kedalaman tiang (m)
5	46.6	53.4	3.5	16.5
6	49.8	50.2	4	17
7	51	49	4.5	21.5
8	51.8	48.2	5	24

proporsi rakit vs beban



Proporsi rakit pada pondasi rakit-tiang dengan diameter tiang 600 mm

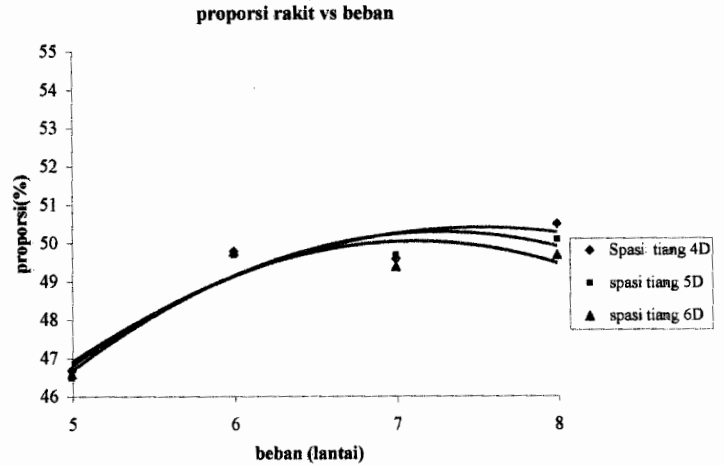
digunakan tiang diameter 500 mm spasi 4D				
Beban (lantai)	proporsi rakit (%)	proporsi tiang (%)	kedalaman rakit (m)	kedalaman tiang (m)
5	46.8	53.2	3.5	9.5
6	49.9	50.1	4	10
7	49.7	50.3	4.5	11.5
8	50.8	49.2	5	12
digunakan tiang diameter 500 mm spasi 5D				
Beban (lantai)	proporsi rakit (%)	proporsi tiang (%)	kedalaman rakit (m)	kedalaman tiang (m)
5	46.6	53.4	3.5	11.5
6	49.8	50.2	4	12
7	49.6	50.4	4.5	13.5
8	51	49	5	15
digunakan tiang diameter 500 mm spasi 6D				
Beban (lantai)	proporsi rakit (%)	proporsi tiang (%)	kedalaman rakit (m)	kedalaman tiang (m)
5	46.7	53.3	3.5	14.5
6	49.8	50.2	4	15
7	49.7	50.3	4.5	16.5
8	51.9	48.1	5	19



Proporsi rakit pada pondasi rakit-tiang dengan diameter tiang 500 mm

V.3.1. Grafik perhitungan perpaduan pondasi rakit dan pondasi tiang pancang (Proporsi Vs beban)

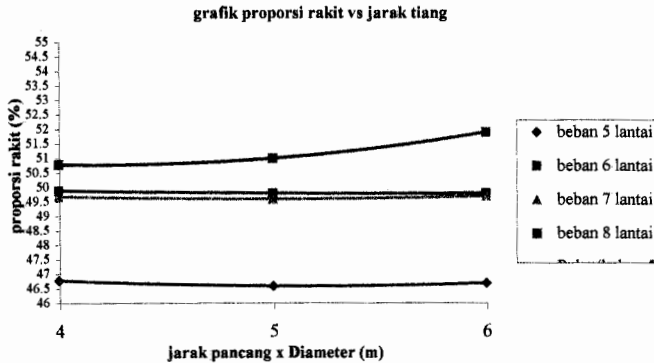
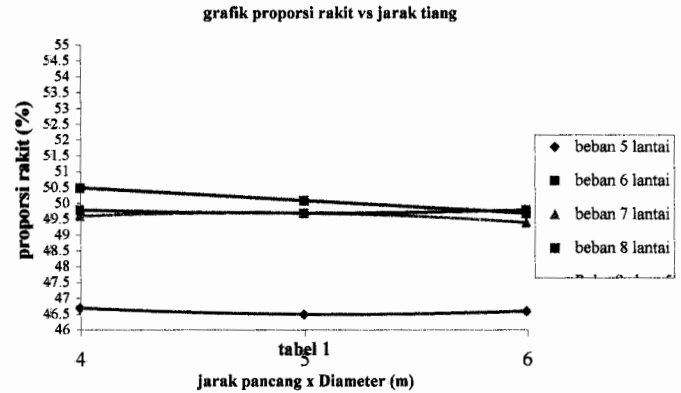
digunakan tiang diameter 400 mm spasi 4D				
Beban (lantai)	proporsi rakit (%)	proporsi tiang (%)	kedalaman rakit (m)	kedalaman tiang (m)
5	46.7	53.3	3.5	8.5
6	49.8	50.2	4	9
7	49.6	50.4	4.5	10.5
8	50.5	49.5	5	11
digunakan tiang diameter 400 mm spasi 5D				
Beban (lantai)	proporsi rakit (%)	proporsi tiang (%)	kedalaman rakit (m)	kedalaman tiang (m)
5	46.5	53.5	3.5	10.5
6	49.7	50.3	4	11
7	49.7	50.3	4.5	12.5
8	50.1	49.9	5	14
digunakan tiang diameter 400 mm spasi 6D				
Beban (lantai)	proporsi rakit (%)	proporsi tiang (%)	kedalaman rakit (m)	kedalaman tiang (m)
5	46.6	53.4	3.5	12.5
6	49.8	50.2	4	13
7	49.4	50.6	4.5	14.5
8	49.7	50.3	5	17



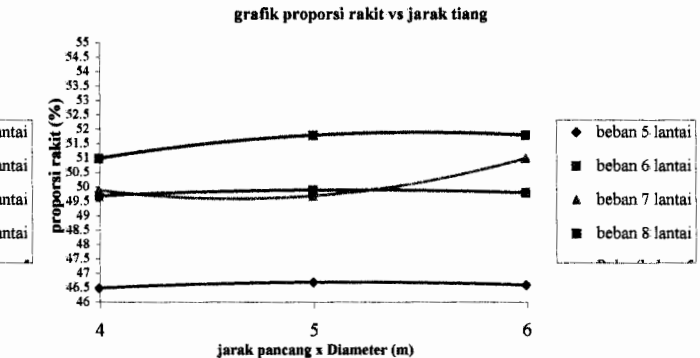
Proporsi rakit pada pondasi rakit-tiang dengan diameter tiang 400 mm

V.3.1. Grafik perhitungan perpaduan pondasi rakit dan pondasi tiang pancang (Proporsi Vs jarak tiang pancang)

jarak tiang pancang	Proporsi daya dukung dari rakit (%)			
	Beban 5 lantai	Beban 6 lantai	Beban 7 lantai	Beban 8 lantai
D 400 mm				
4D	46.7	49.8	49.6	50.5
5D	46.5	49.7	49.7	50.1
6D	46.6	49.8	49.4	49.7
D 500 mm				
4D	46.8	49.9	49.7	50.8
5D	46.6	49.8	49.6	51
6D	46.7	49.8	49.7	51.9
D 600 mm				
4D	46.5	49.7	49.9	51
5D	46.7	49.9	49.7	51.8
6D	46.6	49.8	51	51.8



Hubungan proporsi rakit dengan spasi tiang (diameter tiang 500 mm)



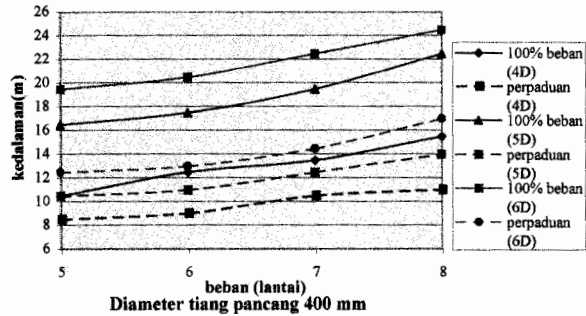
Hubungan proporsi rakit dengan spasi tiang (diameter tiang 600 mm)

kedalaman pondasi tiang pancang berdiameter 400 mm (m)						
Beban (lantai)	jarak 4D		jarak 5D		jarak 6D	
	100 % beban	perpaduan	100 % beban	perpaduan	100 % beban	perpaduan
5	10.5	8.5	16.5	10.5	19.5	12.5
6	12.5	9	17.5	11	20.5	13
7	13.5	10.5	19.5	12.5	22.5	14.5
8	15.5	11	22.5	14	24.5	17

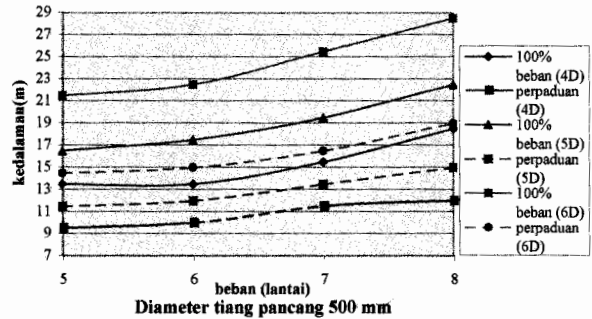
kedalaman pondasi tiang pancang berdiameter 500 mm (m)						
Beban (lantai)	jarak 4D		jarak 5D		jarak 6D	
	100 % beban	perpaduan	100 % beban	perpaduan	100 % beban	perpaduan
5	13.5	9.5	16.5	11.5	21.5	14.5
6	13.5	10	17.5	12	22.5	15
7	15.5	11.5	19.5	13.5	25.5	16.5
8	18.5	12	22.5	15	28.5	19

kedalaman pondasi tiang pancang berdiameter 600 mm (m)						
Beban (lantai)	jarak 4D		jarak 5D		jarak 6D	
	100 % beban	perpaduan	100 % beban	perpaduan	100 % beban	perpaduan
5	13.5	10.5	18.5	12.5	23.5	16.5
6	14.5	11	19.5	13	24.5	17
7	15.5	12.5	21.5	16.5	27.5	21.5
8	18.5	15	24.5	19	31.5	24

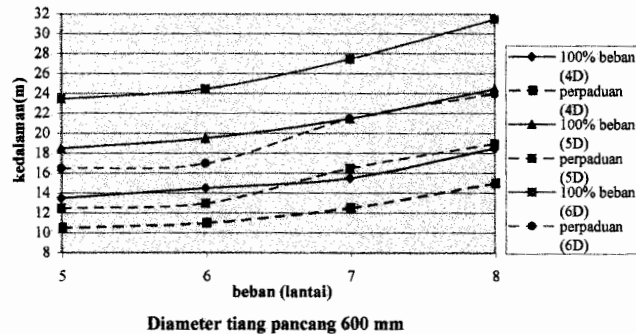
kedalaman tiang sebelum & sesudah dipadukan



kedalaman tiang sebelum & sesudah dipadukan



kedalaman tiang sebelum & sesudah dipadukan



BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Kediri, 31 Maret 1987, merupakan anak pertama dari empat bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal, yaitu MIM kromasan, MTsN Kanigoro dan SMUN 2 Kediri. Setelah lulus dari SMUN tahun 2004, penulis diterima di S1 Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya pada tahun yang sama dan terdaftar dengan NRP. 3104 100 087. Di jurusan Teknik Sipil ITS ini penulis mengambil bidang studi Geoteknik. Penulis pernah mengikuti beberapa kegiatan seminar dan pelatihan yang diselenggarakan oleh Jurusan, Fakultas dan Institut.