



**UNIVERSITAS INDONESIA**

**STUDI PARAMETER KOMPRESI SEKUNDER  
PADA TANAH LUNAK DI MARUNDA**

**SKRIPSI**

**EKO SUMANTO PUTRO**

**0405010213**

**FAKULTAS TEKNIK**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL**

**DEPOK**

**JULI 2010**

972/FT.01/SKRIP/07/2010



UNIVERSITAS INDONESIA

**STUDI PARAMETER KOMPRESI SEKUNDER  
PADA TANAH LUNAK DI MARUNDA**

**SKRIPSI**

**Diajukan sebagai salah satu syarat untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik**

**EKO SUMANTO PUTRO**

**0405010213**

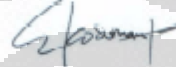
**FAKULTAS TEKNIK  
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL  
KEKHUSUSAN GEOTEKNIK**

**DEPOK**

**JULI 2010**

## HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS

**Skripsi ini adalah hasil karya saya sendiri,  
dan semua sumber baik yang dikutip maupun dirujuk  
telah saya nyatakan dengan benar**


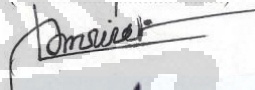
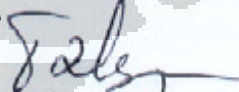
**Nama : Eko Sumanto Putro**  
**NPM : 0405010213**  
**Tanda Tangan : **  
**Tanggal : 20 Juli 2010**

## HALAMAN PENGESAHAN

**Skripsi ini diajukan oleh :**  
**Nama :** Eko Sumanto Putro  
**NPM :** 0405010213  
**Program Studi :** Teknik Sipil  
**Judul Skripsi :** Studi Parameter Kompresi Sekunder Pada Tanah Lunak di Marunda

**Telah berhasil dipertahankan dihadapan Dewan Penguji dan diterima sebagai bagian persyaratan yang diperlukan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Sipil Fakultas Teknik, Universitas Indonesia**

### DEWAN PENGUJI

**Pembimbing :** Dr.Ir. Wiwik Rahayu, DEA (  )  
**Penguji :** Ir. Widjojo A. Prakoso Ph.D (  )  
**Penguji :** Prof. Dr. Ir Tommy Ilyas, M.Eng (  )

**Ditetapkan di :** Depok

**Tanggal :** 15 Juli 2010

## KATA PENGANTAR/UCAPAN TERIMA KASIH

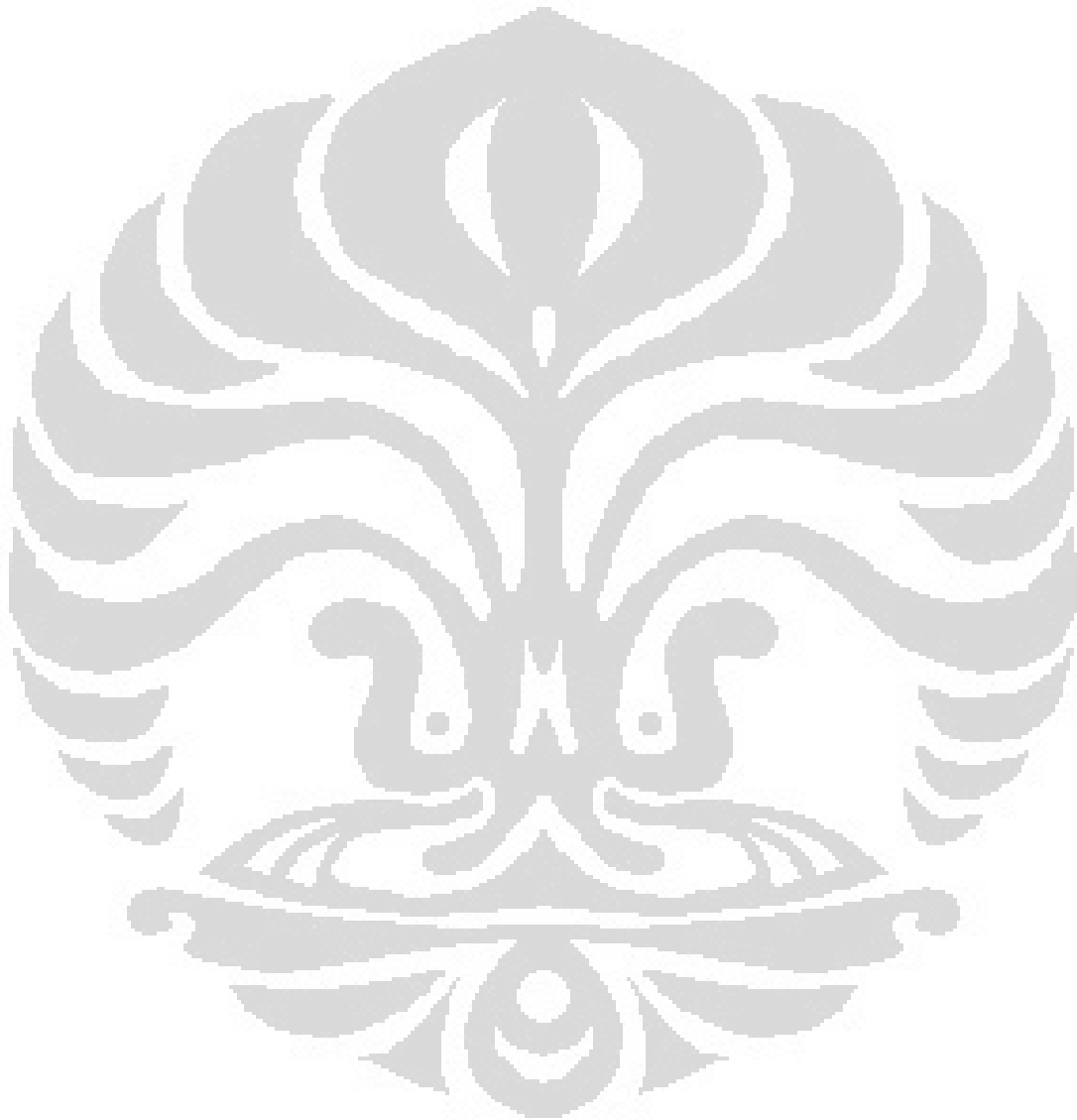
Puji syukur saya panjatkan kepada Allah SWT, karena atas berkat dan rahmat-Nya, saya dapat menyelesaikan skripsi ini. Penulisan skripsi ini dilakukan dalam rangka memenuhi salah satu syarat untuk mencapai gelar Sarjana Teknik Program Studi Teknik Sipil pada Fakultas Teknik Universitas Indonesia. Saya menyadari bahwa, tanpa bantuan dan bimbingan dari berbagai pihak, dari masa perkuliahan sampai pada penyusunan skripsi ini, sangatlah sulit bagi saya untuk menyelesaikan skripsi ini. Oleh karena itu, saya mengucapkan terima kasih kepada:

- 1) Allah SWT, yang telah memberikan rahmat, hidayah, dan kekuatan kepada saya untuk menyelesaikan skripsi ini;
- 2) Dr. Ir. Wiwik Rahayu, DEA, selaku dosen pembimbing yang telah menyediakan waktu, tenaga, dan pikiran untuk mengarahkan saya dalam penyusunan skripsi ini;
- 3) Prof. Dr. Ir. Tommy Ilyas, M.Eng dan, Ir. Widjojo A. Prakoso Ph.D selaku dosen penguji yang telah memberi masukan dan saran untuk penulisan skripsi ini;
- 4) Orang tua dan keluarga saya, Ayahanda Sumanto, Ibunda Sutarti, serta adik-adikku Edi, Eni (Alm) & Azis yang telah memberikan bantuan dukungan material dan moral;
- 5) Laboran di laboratorium mekanika tanah, Pak Wardoyo, Pak Sunarto, Pak Acong, Pak Safruddin dan Anto yang telah banyak membantu dalam usaha memperoleh data yang saya perlukan, terima kasih juga untuk Mba Dian, Hamid dan Jalih;
- 6) Teman-teman seperjuangan di Geotek S'05, Tjatur, Nintyo, Teguh, Bagas, Ramadona, Iqbal, Nisa, Metha, Adi dan Teo;
- 7) Hadi, Dwi & Arman, terima kasih untuk pinjaman laptopnya;
- 8) Semua orang yang tidak dapat saya sebutkan satu persatu yang telah banyak membantu saya dalam menyelesaikan skripsi ini.

Akhir kata, saya berharap Allah SWT. berkenan membalas segala kebaikan semua pihak yang telah membantu. Semoga skripsi ini membawa manfaat bagi pengembangan ilmu pengetahuan.

Depok, 20 Juli 2010

Penulis



**HALAMAN PERNYATAAN PERSETUJUAN PUBLIKASI  
TUGAS AKHIR UNTUK KEPENTINGAN AKADEMIS**

---

---

Sebagai sivitas akademik Universitas Indonesia, saya yang bertanda tangan di bawah ini;

Nama : Eko Sumanto Putro

NPM : 0405010213

Program Studi : Teknik Sipil

Departemen : Sipil

Fakultas : Teknik

Jenis karya : Skripsi

Demi pengembangan ilmu pengetahuan, menyetujui untuk memberikan kepada Universitas Indonesia **Hak Bebas Royalti Noneksklusif** (*Non-exclusive Royalty Free Right*) atas karya ilmiah saya yang berjudul :

**Studi Parameter Kompresi Sekunder Pada Tanah Lunak di Marunda**

Beserta perangkat yang ada (jika diperlukan). Dengan Hak Bebas Royalti Noneksklusif ini Universitas Indonesia bebas menyimpan, mengalih media/formatkan mengelola dalam bentuk pangkalan data (*database*), merawat, dan memublikasikan tugas akhir saya selama tetap mencantumkan nama saya sebagai penulis/pencipta dan pemilik Hak Cipta.

Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya.

Dibuat di : Depok

Pada tanggal : 15 Juli 2010

Yang menyatakan



(Eko Sumanto Putro)

## ABSTRAK

Nama : Eko Sumanto Putro

Program Studi : Teknik Sipil

Judul : Studi Parameter Kompresi Sekunder Pada Tanah Lunak di Marunda

Skripsi ini membahas nilai parameter kompresi sekunder yang didapatkan dari hasil pengujian tanah lunak di Marunda. Pada tanah lunak, konsolidasi sekunder turut berkontribusi dalam total *settlement* yang terjadi. Kompresi sekunder terjadi dalam jangka waktu yang lama akibat adanya dilatasi dari struktur tanah. Data yang diperoleh dalam penelitian ini didapat dari hasil uji menggunakan oedometer standar berdiameter kecil dan oedometer modifikasi berdiameter besar. Pengujian dilakukan dengan memberikan variasi beban dan lamanya waktu uji. Dari hasil analisa data didapat nilai  $C\alpha$  yang semakin kecil seiring dengan besarnya tegangan yang diberikan. Semakin lama pembebanan, kurva konsolidasi semakin menunjukkan asimtot.

Kata kunci : kompresi sekunder,  $C\alpha$ , tanah lunak



## ABSTRACT

Name : Eko Sumanto Putro  
Study Programe : Civil Engineering  
Title : Study of Secondary Compression Behavior of Marunda  
Soft Soils

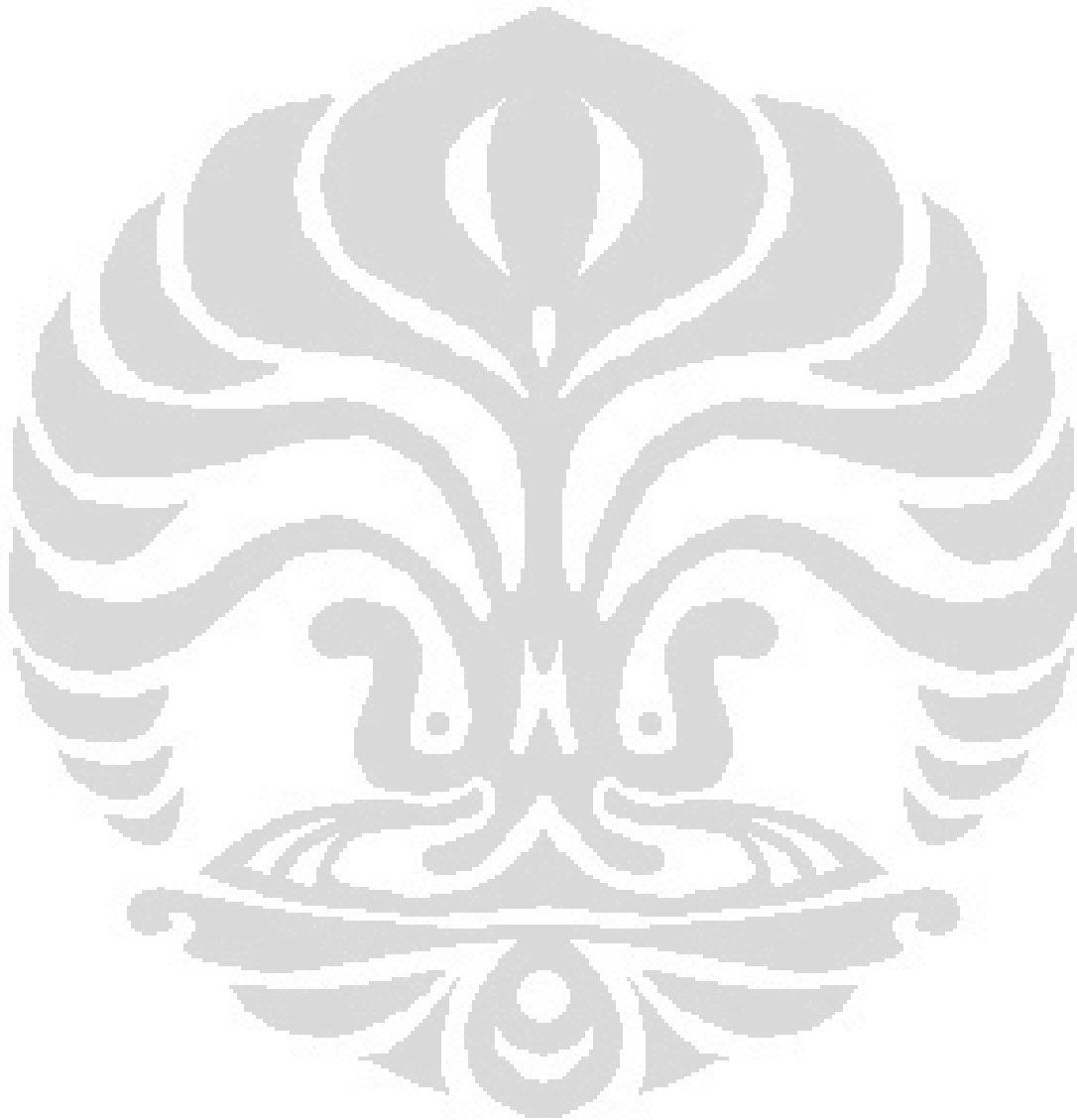
This paper discuse about the value of secondary compression parameters obtained from the soft soil test results in Marunda. On soft soil, secondary consolidation contribute to the total settlement that occurred. Secondary compression occurs for long periods due to dilatation of soil structure. In this study, data obtained from standart oedometer with small diameter and oedometer modification with large diameter. Testing was done with load variation and duration of the test. From the data analysis, found that  $C\alpha$  values decreased if the load increased. Consolidation curve will be show asymptotes if the loading time more long.

Key word : secondary compression,  $C\alpha$ , soft soil

## DAFTAR ISI

Halaman Sampul	
Halaman Judul .....	ii
Pernyataan Orisinalitas .....	iii
Halaman Pengesahan .....	iv
Kata Pengantar/Ucapan Terima Kasih .....	v
Pernyaan Publikasi Karya Ilmiah .....	vii
Abstrak .....	viii
Abstrac .....	ix
Daftar Isi .....	x
Daftar Gambar .....	xii
Daftar Tabel .....	xiv
<b>BAB I. Pendahuluan</b>	
1.1 Latar Belakang Permasalahan .....	1
1.2 Maksud dan Tujuan .....	2
1.3 Pembatasan Masalah .....	2
1.4 Sistematika Penulisan .....	2
<b>BAB II. Tinjauan Pustaka</b>	
2.1 Tanah Lunak .....	4
2.2 Hubungan Antarfase pada tanah .....	6
2.3 Penurunan Pada Tanah .....	8
Penurunan Konsolidasi Tanah .....	10
2.4 Prinsip Konsolidasi .....	12
2.5.1 Teori Konsolidasi Terzaghi satu Dimensi .....	13
2.5 Kompersi Sekunder .....	15
<b>BAB III. Metodologi Pengujian Laboratorium</b>	
3.1 Umum .....	24
3.2 Diagram Alir Penelitian .....	25
3.3 Pengujian di Laboratorium .....	26
3.4 Pengujian Sifat Fisis Tanah .....	27
3.5 Pengujian Konsolidasi .....	28
3.5.1 Oedometer Test Standar .....	28
3.5.2 Test Dengan Variasi Waktu Pembebanan .....	30
3.5.3 Test Konsolidasi Dengan Mold Diameter Besar .....	31
<b>BAB IV. Analisa</b>	
4.1 Analisa Nilai Sondir .....	33
4.2 Analisa Sifat Fisis Tanah .....	34
4.2.1 Spesific Grafity .....	34
4.2.2 Atterberg Limit .....	34
4.3 Analisa Pengujian Konsolidasi .....	36
4.3.1 Analisa Derajat Saturasi .....	36

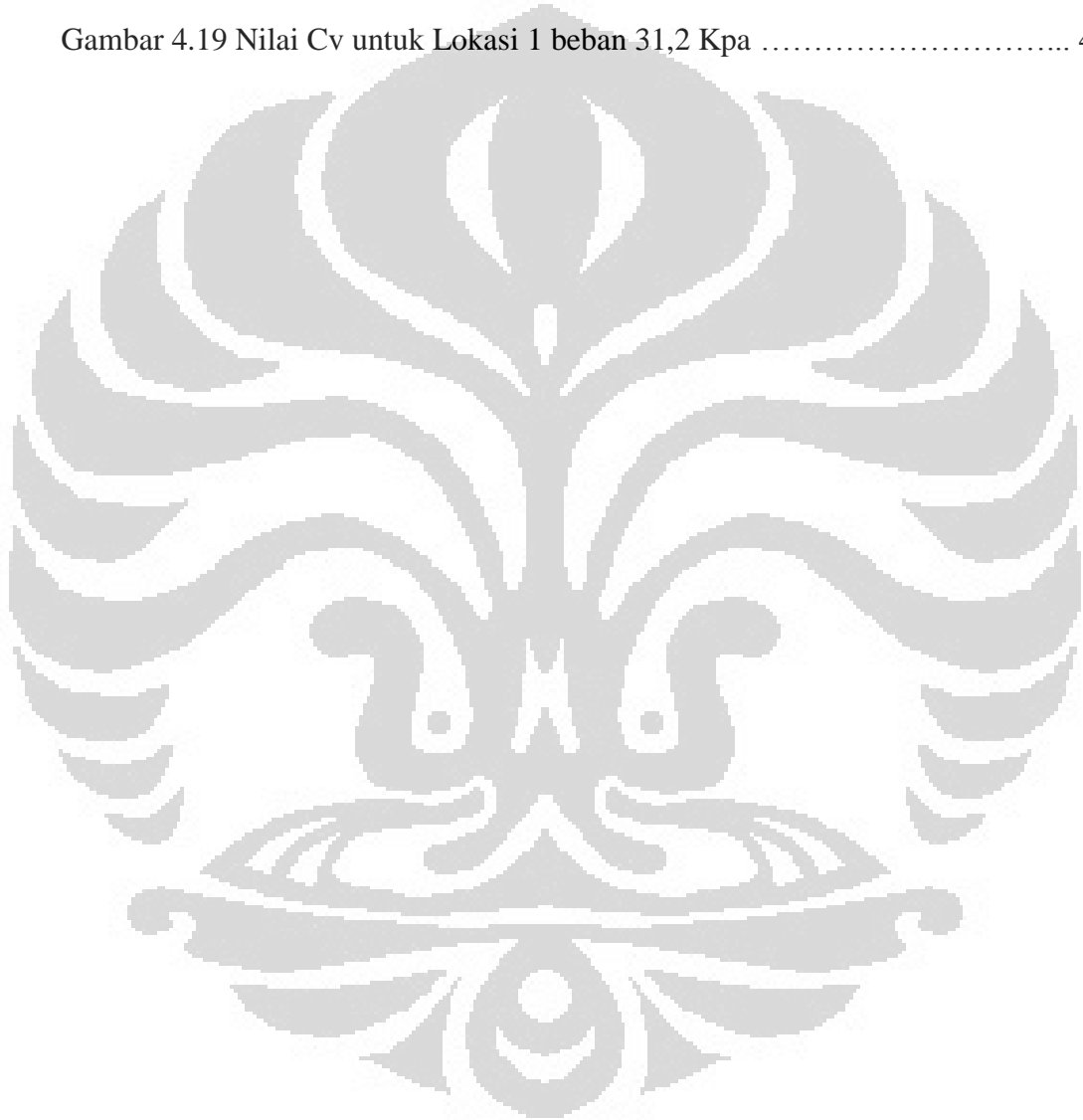
4.3.2	Analisa Parameter Kompresi Tanah .....	36
4.3.3	Analisa Nilai Ca .....	40
4.3.4	Analisa Koefisien Konsolidasi Cv .....	47
BAB V KESIMPULAN DAN SARAN		
5.1	Kesimpulan .....	49
5.2	Saran .....	50
DAFTAR PUSTAKA .....		51



## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Penyebaran tanah lunak di Indonesia .....	6
Gambar 2.2 Penyebaran tanah lunak di Pulau Jawa .....	6
Gambar 2.3 Komponen-komponen tanah .....	7
Gambar 2.4 Diagram Antarfase Tanah .....	7
Gambar 2.5 Analogi Pegas .....	12
Gambar 2.6 Kurva konsolidasi .....	18
Gambar 2.7 Efek LIR & tegangan tanah terhadap $C\alpha$ .....	21
Gambar 2.8 Efek jarak drainasi & waktu terhadap $C\alpha$ .....	21
Gambar 2.9 Grafik korelasi antara natural water content dengan $C\alpha$ .....	23
Gambar 3.1 Diagram Alir Penelitian .....	25
Gambar 3.2 Skema Pengujian Konsolidasi .....	25
Gambar 3.3 Batas-batas Plastisitas Tanah .....	27
Gambar 3.4 Oedometer tipe fixed ring .....	29
Gambar 3.5 Proses pencetakan sampel tanah .....	32
Gambar 3.6 Susunan modul tes konsolidasi dengan mold .....	32
Gambar 4.1 Grafik Sondir Lokasi 1 .....	33
Gambar 4.2 Grafik Sondir Lokasi 2 .....	34
Gambar 4.3 Plasticity Chart sampel tanah Marunda .....	36
Gambar 4.4 Nilai $P_c$ & $C_c$ lokasi 1 dengan waktu pembebanan 1 hari .....	37
Gambar 4.5 Nilai $C_c$ lokasi 1 dengan waktu pembebanan 3 hari .....	38
Gambar 4.6 Nilai $P_c$ & $C_c$ lokasi 2 dengan waktu pembebanan 1 hari .....	39
Gambar 4.7 Nilai $C_c$ lokasi 2 dengan waktu pembebanan 3 hari .....	40
Gambar 4.8 Kurva konsolidasi untuk lokasi 1 (uji 1 hari) .....	41
Gambar 4.9 Grafik $C\alpha - \log \sigma$ .....	41
Gambar 4.10 Kurva konsolidasi untuk lokasi 1 (uji 3 hari) .....	42
Gambar 4.11 Grafik $C\alpha - \log \sigma$ .....	42
Gambar 4.12 Kurva konsolidasi untuk lokasi 2 (uji 1 hari) .....	43
Gambar 4.13 Grafik $C\alpha - \log \sigma$ .....	43
Gambar 4.14 Kurva konsolidasi untuk lokasi 2 (uji 3 hari) .....	44

Gambar 4.15 Grafik $C_{\alpha} - \log \sigma$ .....	44
Gambar 4.16 $C_{\alpha}$ untuk lokasi 1 dengan variasi tegangan & diameter .....	45
Gambar 4.17 $C_{\alpha}$ untuk lokasi 2 dengan variasi tegangan & diameter .....	46
Gambar 4.18 Korelasi antara modified secondary compression index dengan natural water content .....	47
Gambar 4.19 Nilai $C_v$ untuk Lokasi 1 beban 31,2 Kpa .....	47



## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Konsistensi tanah lunak berdasarkan kuat geser .....	5
Tabel 2.2 Konsistensi tanah lunak berdasarkan indikasi di lapangan .....	5
Tabel 2.3 Mekanisme penyebab <i>preconsolidation</i> .....	16
Tabel 2.4 Persamaan empiris $C_c$ .....	17
Tabel 2.5 Korelasi $C_\alpha$ dan jenis tanah .....	22
Tabel 2.6 Korelasi antara $C_\alpha/C_c$ dan jenis tanah .....	22
Tabel 4.1 Sifat Fisis Tanah Lokasi 1 .....	34
Tabel 4.2 Sifat Fisis Tanah Lokasi 2 .....	35
Tabel 4.3 Derajat saturasi lokasi 1 .....	36
Tabel 4.4 Derajat saturasi lokasi 2 .....	37
Tabel 4.5 Nilai $C_v$ pada lokasi 1 .....	48
Tabel 4.6 Nilai $C_v$ pada lokasi 2 .....	48

# BAB 1

## PENDAHULUAN

### 1.1 LATAR BELAKANG

Tanah selalu mempunyai peranan yang penting dalam setiap pekerjaan konstruksi. Tanah adalah tempat diletakkannya pondasi bangunan. Tanah juga bisa berfungsi sebagai bahan konstruksi dari bangunan itu sendiri seperti pada bendungan dan timbunan. Tanah juga bisa menjadi sumber gaya luar pada bangunan seperti yang terjadi pada dinding penahan tanah.

Saat ini, banyak konstruksi sipil yang pondasinya terletak di atas tanah lunak. Di Jakarta, akibat semakin terbatasnya lahan pada daerah pusat kota, pembangunan perumahan dan sarana umum kini telah mengarah ke daerah pesisir pantai yang tanahnya lunak. Permasalahan yang sering muncul pada tanah lunak yang dibebani adalah terjadinya penurunan pondasi dan tidak mencukupinya daya dukung tanah. Settlement yang cukup besar dan daya dukung yang rendah merupakan hal yang harus diperhatikan ketika berhadapan dengan tanah lunak. Banyak kerusakan struktur yang terjadi akibat adanya *settlement* tanah.

Total *settlement* pada tanah lunak adalah jumlah dari penurunan segera tanah, konsolidasi primer dan kompresi sekunder. Penurunan segera tanah dapat diketahui setelah beberapa saat tanah dibebani. Konsolidasi primer terjadi selama adanya pengaliran sebagian air pori yang kelebihan tegangan. Kompresi sekunder tanah terjadi dalam jangka waktu yang lama akibat adanya dilatasi dari struktur tanah.

Pada tanah lunak, besarnya penurunan akibat kompresi sekunder memberikan kontribusi terhadap total penurunan tanah. Oleh karena itu, penelitian yang mendalam terhadap karakteristik kompresibilitas sekunder pada tanah lunak perlu dilakukan agar pengaruh kompresi sekunder terhadap total penurunan tanah diketahui secara pasti.

## 1.2 TUJUAN

Penelitian ini bertujuan untuk:

- Mengetahui lebih lanjut pengaruh pembebanan terhadap nilai index kompresi sekunder ( $C\alpha$ ) pada tanah lunak di Marunda.
- Mengetahui lebih lanjut pengaruh lamanya waktu pembebanan serta perbedaan dimensi alat uji terhadap index kompresi sekunder ( $C\alpha$ ) pada tanah lunak di Marunda.

## 1.3 PEMBATAAN MASALAH

Batasan-batasan yang digunakan dalam skripsi ini adalah sebagai berikut :

- Tanah yang digunakan sebagai bahan penelitian adalah tanah yang diambil dari Marunda, Jakarta Utara pada kedalaman 0,5 - 1,1 m
- Sampel uji adalah tanah *undisturbed*.
- Penentuan parameter kompresi sekunder dilakukan dengan menggunakan uji oedometer standar dan uji dengan mold berdiameter besar.

## 1.4 SISTEMATIKA PENULISAN

Laporan penelitian ini dibagi menjadi lima bab :

a) Bab 1: Pendahuluan

Bab ini membahas mengenai latar belakang masalah dilakukannya penelitian, pembatasan masalah, sistematika penulisan, serta maksud dan tujuan penulis melakukan penelitian.

b) Bab 2: Studi Literatur

Bab ini membahas mengenai teori-teori yang mendasari penelitian ini. Dimana dalam bab ini dibahas mengenai deskripsi dan karakteristik umum dari tanah lunak, teori dasar konsolidasi, dan teori yang digunakan untuk mencari nilai parameter kompresi sekunder pada tanah lunak. Bab ini juga membahas sejumlah penelitian yang telah dilakukan terhadap topik penelitian yang sama.



c) Bab 3: Metodologi Pengujian Laboratorium

Bab ini membahas mengenai metodologi yang digunakan untuk menguji sampel hingga didapat data yang nantinya akan dianalisa. Pengujian yang dilakukan dalam penelitian ini mencakup pengujian lapangan dan pengujian laboratorium.

d) Bab 4: Hasil dan Analisa Data

Dalam bab ini, data yang telah diperoleh dari percobaan praktikum kemudian dianalisa. Analisa terhadap data dilakukan dengan cara membandingkan hasil pengolahan data dengan studi literatur yang ada pada Bab 2.

e) Bab 5: Kesimpulan dan Saran

Bab ini berisi kesimpulan yang didapat dari analisis bab sebelumnya yaitu karakteristik kompresibilitas sekunder tanah lunak Marunda. Selain itu, bab ini juga berisi saran-saran yang diberikan untuk penelitian lebih lanjut.

## BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA

### 2.1 TANAH LUNAK

Tanah adalah akumulasi partikel mineral yang tidak mempunyai atau lemah ikatan antar partikelnya, yang terbentuk karena pelapukan dari batuan. Diantara partikel-partikel tanah terdapat ruang kosong yang disebut pori-pori yang berisi air atau udara. Ikatan yang lemah antar partikel-partikel tanah disebabkan oleh pengaruh karbonat atau oksida yang tersenyawa diantara partikel-partikel tersebut, atau bisa juga disebabkan oleh adanya material organik.

Berdasarkan asalnya, tanah dapat diklasifikasikan secara luas menjadi tanah organik dan anorganik. Tanah organik adalah campuran yang mengandung bagian-bagian yang berasal dari pelapukan tanaman, dan terkadang berasal dari kumpulan kerangka dan kulit organisme kecil. Tanah anorganik berasal dari pelapukan batuan secara kimiawi ataupun fisis. Proses pembentukan tanah secara fisis terjadi akibat erosi yang disebabkan oleh angin, pengikisan oleh air dan *gletsyer*, atau perpecahan akibat pembekuan dan pencairan es dalam batuan. Tanah yang terjadi akibat penghancuran tersebut tetap mempunyai komposisi yang sama dengan batuan asalnya. Tanah tipe ini mempunyai ukuran partikel yang hampir sama rata dan dideskripsikan berbentuk *bulky*.

Seringkali tanah hasil pelapukan mengalami perpindahan tempat dari material induknya. Perpindahan ini dapat disebabkan oleh gaya berat atau akibat media transportasi seperti air, angin, dan es. Tanah inorganik yang tetap berada pada tempat terbentuknya dinamakan tanah residual. Apabila tanah telah dipindahkan ke tempat lain, maka tanah tersebut dinamakan tanah pindahan.

Pengetahuan tentang sejarah suatu deposit tanah, secara garis besar dapat banyak mengungkapkan sifat-sifat teknis tanah. Sifat-sifat teknis pada dasarnya merupakan fungsi dari sifat-sifat kimia dan fisis dari bahan induknya, tipe pelapukan yang telah membentuk tanah, apakah deposit berupa tanah residual atau tanah pindahan, cara perpindahan dan deposisinya bagi tanah pindahan,

sejarah tegangan dari deposit tanah, sejarah kimia dari air pori, dan sejarah dari posisi permukaan air. Meskipun diperlukan persyaratan pengambilan sampel dan pengujian yang terinci untuk mengevaluasi sifat-sifat teknis tanah, banyak informasi yang dapat diperoleh dari pengetahuan tentang tipe tanah dan sejarahnya.

Tanah lunak didefinisikan sebagai tanah yang mempunyai kuat geser yang rendah dan kompresibilitas yang tinggi sehingga dapat menyebabkan masalah ketidakstabilan dan penurunan jangka panjang. Tanah lunak dibagi dalam dua tipe yaitu lempung lunak, dan gambut. Dalam rekayasa geoteknik tanah lunak dapat ditentukan dengan melihat kuat geser dan indikasi penampakan fisiknya di lapangan.

Tabel 2.1 Konsistensi tanah lunak berdasarkan kuat geser

Su (kPa)	Description
< 10	Very soft
10 – 25	Soft
25 – 50	Medium
50 – 100	Stiff
100– 200	Very stiff
> 200	Extremely stiff

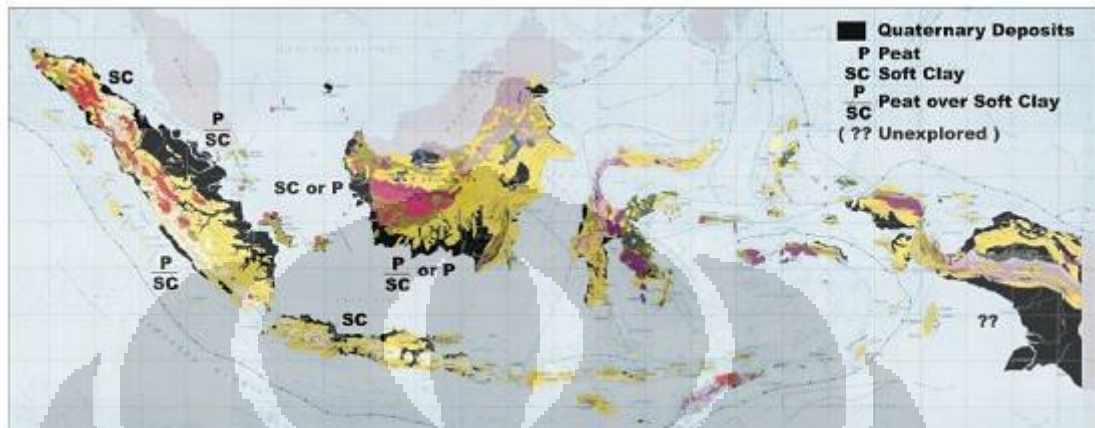
Sumber: Muni Budhu, *Soil Mechanic and Foundations*  
Hoboken: John Wiley&Sons, 2007

Tabel 2.2 Konsistensi tanah lunak berdasarkan indikasi di lapangan

Konsistensi	Indikasi lapangan
Lunak	Bisa dibentuk dengan mudah dengan jari tangan
Sangat lunak	Keluar diantara jari tangan jika diremas dalam kepalan tangan

Sumber: Panduan Geoteknik 1, *Proses Pembentukan dan Sifat-sifat Dasar Tanah Lunak*  
Pusat Litbang & Prasarana Tranportasi, Bandung: 2001

Di Indonesia, tanah lunak banyak ditemukan di pulau Jawa, Sumatra, Kalimantan, dan Irian Jaya.



Gambar 2.1 Penyebaran tanah lunak di Indonesia

Sumber: Panduan Geoteknik 1, *Proses Pembentukan dan Sifat-sifat Dasar Tanah Lunak*  
Pusat Litbang & Prasarana Transportasi, Bandung: 2001

Sedangkan di Jawa, tanah lunak tersebar di beberapa kota seperti di Jakarta, Semarang dan Surabaya.



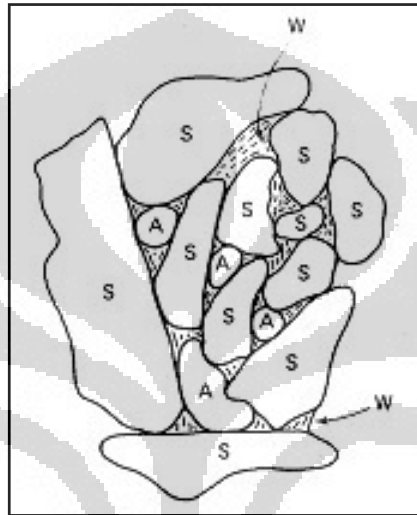
Gambar 2.2 Penyebaran tanah lunak di Pulau Jawa

Sumber: Panduan Geoteknik 1, *Proses Pembentukan dan Sifat-sifat Dasar Tanah Lunak*  
Pusat Litbang & Prasarana Transportasi, Bandung: 2001

## 2.2 HUBUNGAN ANTARFASE PADA TANAH

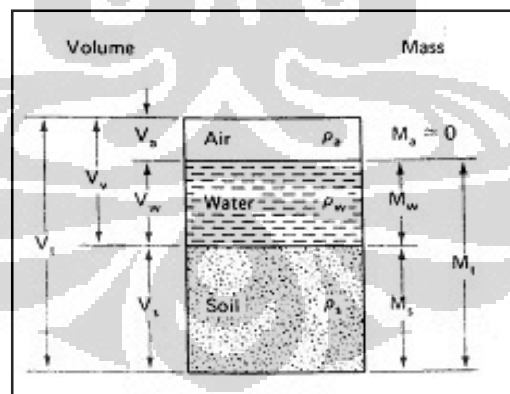
Tanah merupakan komposisi dari dua atau tiga fase yang berbeda. Tanah yang benar-benar kering terdiri dari dua fase, yaitu partikel padat dan udara pengisi pori. Pada fase ini, semua ruang kosong diantara partikel tanah diisi oleh udara. Tanah yang jenuh sempurna (*fully saturated*) juga terdiri dari dua fase,

yaitu partikel padat dan air pori. Pada fase ini, semua ruang kosong diantara partikel tanah diisi oleh air. Sedangkan tanah yang jenuh sebagian terdiri dari tiga fase, yaitu partikel padat, udara pori, dan air pori. Komponen-komponen tanah ditunjukkan oleh gambar 2.3, sedangkan diagram antarfase tanah ditunjukkan oleh gambar 2.4.



Gambar 2.3 Komponen-komponen tanah

Sumber: Robert D. Holtz & William D. Covacs, *An Introduction to Geotechnical Engineering*  
New Jersey: Prentice Hall, 1981



Gambar 2.4 Diagram Antarfase Tanah

Sumber: Robert D. Holtz & William D. Covacs, *An Introduction to Geotechnical Engineering*  
New Jersey: Prentice Hall, 1981

Dari diagram antarfase pada gambar 2.4, dapat ditentukan nilai dari angka pori ( $e$ ) dan porositas ( $n$ ). Angka pori didefinisikan sebagai perbandingan antara

volume pori/rongga pada tanah dan volume tanah padat. Sedangkan porositas didefinisikan sebagai perbandingan antara volume pori/rongga pada tanah dan volume total tanah.

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2.1)$$

Dimana :

$e$  = Angka pori

$V_v$  = Volume rongga pada tanah

$V_s$  = Volume tanah padat

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (2.2)$$

$n$  = Porositas

$V_v$  = Volume rongga pada tanah

$V$  = Volume total tanah

Hubungan antara angka pori dengan porositas adalah sebagai berikut :

$$e = \frac{n}{1-n} \quad (2.3)$$

$$n = \frac{e}{1+e} \quad (2.4)$$

Kadar air (*water content*) adalah perbandingan antara berat air yang terkandung dalam tanah dengan berat tanah padat.

$$w = (W_w/W_s) \quad (2.5)$$

Dimana :

$W$  = kadar air

$W_w$  = berat air yang terkandung di dalam tanah

$W_s$  = berat tanah padat

### 2.3 PENURUNAN PADA TANAH

Ketika tanah dibebani, misalnya oleh bangunan atau timbunan, maka akan terjadi kenaikan tegangan pada tanah yang kemudian menyebabkan deformasi. Deformasi yang terjadi adalah akibat dari tereduksinya volume pori atau angka pori. Total deformasi vertikal pada permukaan tanah akibat beban yang diberikan disebut penurunan tanah. Penurunan tanah dapat menyebabkan kerusakan pada struktur bangunan, terutama jika penurunan terjadi dengan cepat. Pada tanah lunak, penurunan tanah bisa terjadi dalam jangka waktu yang cukup lama. Total penurunan tanah di dapat dari penjumlahan tiga komponen :

$$S_t = S_i + S_c + S_s \quad (2.5)$$

Dimana :

$S_i$  = penurunan segera

$S_c$  = penurunan akibat konsolidasi

$S_s$  = penurunan akibat kompresi sekunder

Pada penurunan segera, walaupun sifatnya tidak selalu elastis namun biasanya nilai dari penurunan segera didapat dengan menggunakan teori elastisitas. Persamaan untuk menghitungnya pada dasarnya sama dengan cara perhitungan deformasi pada kolom akibat beban aksial. Penurunan segera biasanya lebih banyak pengaruhnya pada desain pondasi dangkal. Saat pengetesan di laboratorium, penurunan segera dapat dilihat pada saat-saat awal penambahan beban ketika belum terjadi pengaliran air pori.

Konsolidasi adalah proses yang berhubungan dengan waktu yang terjadi pada tanah berbutir halus jenuh sempurna dengan nilai koefisien permeabilitas rendah. Besarnya penurunan akibat konsolidasi tergantung pada besarnya pengaliran kelebihan air pori pada tanah yang terbebani.

Kompresi sekunder juga sebuah proses yang berhubungan dengan waktu, yang terjadi ketika nilai efektif stresnya konstan tanpa ada pengaliran kelebihan air pori.

## 2.4 PENURUNAN KONSOLIDASI TANAH

Penurunan konsolidasi adalah perpindahan vertikal permukaan tanah akibat adanya proses pengecilan volume secara perlahan-lahan pada tanah jenuh sempurna dengan permeabilitas rendah akibat pengaliran sebagian air pori, proses tersebut berlangsung terus sampai kelebihan tekanan air pori yang disebabkan oleh kenaikan tegangan total telah benar-benar hilang.

Proses konsolidasi di laboratorium diasumsikan terjadi pada tanah jenuh sempurna. Untuk mengetahui tingkat kejenuhan suatu sampel tanah, maka parameter derajat saturasi bisa dijadikan acuan. Semakin besar nilai derajat saturasinya maka sampel tanah akan semakin jenuh. Tanah jenuh sempurna memiliki nilai derajat saturasi 100%. Derajat saturasi bisa dihitung dengan menggunakan persamaan:

$$S_r = \frac{w_o \cdot G_s}{e_o} \% \quad (2.6)$$

Dimana :

$S_r$  = Derajat saturasi

$w_o$  = Kadar air awal

$G_s$  = *Specific gravity*

$e_o$  = *Void ratio* awal

Derajat saturasi juga bisa dihitung dengan menggunakan persamaan :

$$S_o = \frac{(w_t - w_s)}{(H_i - H_o) \cdot A} \cdot 100\% \quad (2.7)$$

Dimana :

$S_o$  = Derajat saturasi

$w_t$  = Berat tanah awal

$w_s$  = Berat tanah kering

$H_i$  = Tinggi sampel

$H_o$  = Tinggi tanah kering

$A$  = Luas ring konsolidasi



Perkembangan konsolidasi di lapangan dapat dipantau dengan *piezometer* yang digunakan untuk mencatat perubahan tekanan air pori terhadap waktu. Besarnya penurunan dapat diukur dengan mencatat ketinggian suatu titik acuan yang sesuai pada suatu struktur atau pada permukaan tanah. Sedangkan pengujian konsolidasi di laboratorium dapat dilakukan dengan pengujian menggunakan oedometer.

Kompresi masa tanah disebabkan oleh tegangan yang dibebankan pada tanah tersebut. Terjadinya perubahan volume pada tanah akan mengakibatkan butiran tanah akan berpindah menjadi lebih dekat. Karakteristik kompresibilitas pada masa tanah kemungkinan disebabkan oleh faktor-faktor dibawah ini.

- Kompresi dari komponen padat tanah
- Kompresi air dan udara di dalam pori
- Keluarnya air dan udara di dalam pori

Komponen partikel padat tanah dan air diasumsikan sebagai zat yang tidak dapat dikompresi, sehingga perubahan volume dari penambahan tegangan eksternal pada masa tanah disebabkan karena keluarnya air pori. Kondisi ini terjadi pada tanah jenuh sempurna. Jika tanah tersebut tidak berada pada kondisi jenuh sempurna, maka perubahan volume massa tanah hanya disebabkan oleh terkompresinya udara di dalam pori.

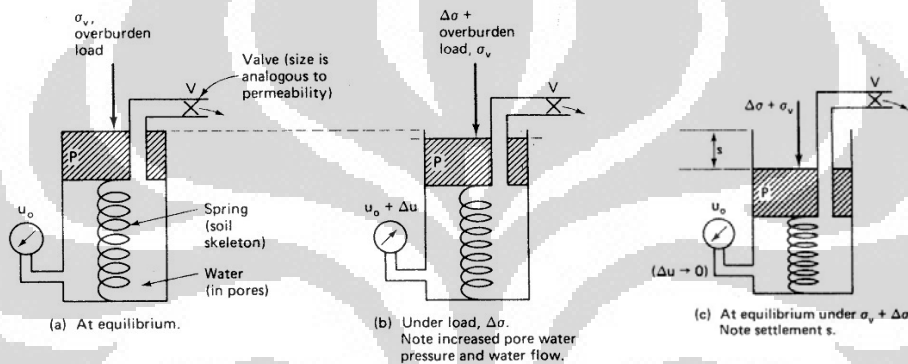
Kompresibilitas massa tanah pada umumnya tergantung pada kekakuan dari komponen tanah, sedangkan kekakuan tanah sangat tergantung dari kekakuan struktur partikel, dan sejauh mana derajat ikatan antar partikel tanah yang berdekatan satu sama lain. Jadi dapat dikatakan bahwa kompresibilitas suatu tanah akan sangat bergantung pada susunan struktur masa tanah tersebut.

Ketika tanah dibebani, maka seketika itu juga tanah akan berdeformasi. Deformasi vertikal tersebut disebut dengan penurunan. Semua tanah yang mengalami tegangan, akan mengalami regangan di dalam kerangka tanah tersebut. Regangan ini sebenarnya disebabkan oleh penggulingan, pergeseran, penggelinciran, dan juga kehancuran partikel-partikel tanah pada titik kontak, serta *distorsi elastic*. Regangan pada tanah, baik jenuh sebagian (*unsaturated*)

maupun dalam kondisi kering (*dry*) akan terjadi segera setelah bekerjanya tegangan.

## 2.5 PRINSIP KONSOLIDASI

Mekanisme efek penundaan penerimaan tegangan pada sebuah tanah elastis berpemeabilitas rendah yang dibebani secara konstan bisa dilihat pada model pegas piston. Analogi pegas piston ini lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar berikut :



Gambar 2.5 Analogi Pegas

Sumber: Robert D. Holtz & William D. Covacs, *An Introduction to Geotechnical Engineering*  
New Jersey: Prentice Hall, 1981

Tanah dianalogikan seperti pegas, yang mempunyai tegangan efektif awal. Beban yang diberikan pada tanah diwakili oleh  $\Delta\sigma$ . Gambar diatas menunjukkan bahwa seiring berjalannya waktu, maka air akan dialirkan melalui katup dan kemudian kelebihan air pori akan segera menurun. Dari gambar dapat dilihat bahwa tegangan efektif awal akan terus meningkat secara perlahan-lahan seiring dengan terjadinya disipasi air pori. Kelebihan air pori akan berakhir dan terdisipasi pada saat  $t=\infty$ . Nilai tegangan efektif yang diperoleh pada saat itu sama dengan tegangan efektif awal ditambah dengan tegangan tambahan yang diberikan. Untuk tanah berlapis banyak, mekanisme proses konsolidasi pada tanah berlapis banyak dapat dianalogikan dengan silinder pegas bertingkat.

Dari pemodelan diatas, dapat disimpulkan bahwa persentase kompresi akan sangat bergantung pada beberapa faktor berikut :

- Ukuran outlet drainasi
- Viskositas air
- Kompresibilitas pegas

Ukuran outlet drainasi dan viskositas air berpengaruh terhadap seberapa cepat air akan mengalir keluar. Ukuran outlet drainasi adalah analogi dari nilai permeabilitas tanah. Semakin kecil nilai permeabilitas tanah, maka air akan semakin sulit teralirkan. Jika air sulit teralirkan, maka waktu yang diperlukan untuk mencapai kesetimbangan semakin lama. Viskositas air juga memberikan pengaruh terhadap waktu untuk mencapai kesetimbangan. Semakin kental air pori, maka waktu yang dibutuhkan semakin lama. Sedangkan kompresibilitas pegas adalah analogi dari karakteristik tanah, yang secara tidak langsung juga menentukan waktu yang diperlukan untuk mencapai kesetimbangan.

### **2.5.1 TEORI KONSOLIDASI TERZAGHI SATU DIMENSI**

Untuk memahami konsep konsolidasi satu dimensi, tanah dengan ketebalan tertentu dianggap berada di bawah permukaan air tanah dan berada diantara tanah pasir yang memiliki nilai permeabilitas yang tinggi. Kemudian sebuah beban diberikan diatas lapisan atas tanah tersebut dengan area pembebanan yang sangat luas.

Secara umum teori konsolidasi yang mencangkup konsep tekanan air pori dan tegangan efektif pada awalnya dikembangkan oleh Terzaghi.

Teori konsolidasi Terzaghi memuat asumsi-asumsi sebagai berikut:

- ❖ Tanah adalah homogen, mempunyai ketebalan yang seragam dan jenuh sempurna.
- ❖ Air dan butiran tanah tidak dapat ditekan.
- ❖ Terdapat hubungan linear antara tekanan yang bekerja dan perubahan volume.
- ❖ Koefisien permeabilitas ( $k$ ), dan kompresibilitas ( $m_v$ ) merupakan suatu konstanta.

- ❖ Hukum Darcy berlaku ( $v = k.i$ )
- ❖ Konsolidasi yang terjadi merupakan konsolidasi satu dimensi (vertikal), sehingga tidak terdapat aliran air atau pergerakan tanah lateral. Ini terjadi pada pengujian dilaboratorium dan umumnya juga terjadi di lapangan.
- ❖ Tekanan air pori berlebih awal akibat beban yang diberikan seragam untuk setiap kedalaman lempung.
- ❖ Terdapat temperatur yang konstan. Perubahan temperatur dari 10-20° C dapat menghasilkan sekitar 30% perubahan dalam viskositas air.
- ❖ Contoh tanah yang digunakan untuk pengujian merupakan contoh tanah tidak terganggu.

Ada beberapa faktor yang dapat mempengaruhi pengujian konsolidasi di laboratorium. Diantaranya adalah, ukuran sampel tanah, gesekan samping, permeabilitas tanah, dan temperatur.

Ukuran sampel tanah yang akan diuji akan sangat mempengaruhi perilaku tanah tersebut. Idealnya ukuran sampel tanah yang lebih besar akan menghasilkan analisis perilaku tanah yang lebih baik dan mewakili kondisi sebenarnya jika dibandingkan dengan contoh sampel tanah yang lebih kecil. Pengaruh pembatasan ukuran spesimen ini akan menghasilkan output yang tidak natural karena tidak bisa mewakili fitur alami tanah. Spesimen yang lebih besar akan mengurangi kerusakan (*disturbance*) dari tanah selama pencetakan.

Adanya gesekan samping atau friksi akan mengurangi tegangan yang terjadi di tiap titik kedalaman sampel. Dengan adanya friksi yang besar antara spesimen dengan dinding ring oedometer, penurunan yang terjadi ketika percobaan dapat lebih kecil.

Permeabilitas tanah berpengaruh terhadap cepat lambatnya air pori dapat terdisipasi keluar pada tanah yang sedang mengalami proses konsolidasi. Semakin besar nilai permeabilitas, maka air akan semakin mudah keluar.

Temperatur akan mempengaruhi viskositas air pori. Sedangkan viskositas air pori adalah salah satu faktor yang menentukan cepat lambatnya disipasi air pori.

### 2.5.2 TEKANAN PRAKONSOLIDASI

Tanah memiliki "memori" terkait dengan kejadian yang pernah dialami oleh tanah tersebut. Kejadian-kejadian seperti beban yang pernah ditanggung oleh tanah dapat diketahui dengan melihat nilai *over consolidation ratio*-nya. Ketika tanah menerima beban lebih besar dari pada beban yang pernah ditanggungnya, maka tanah tersebut cenderung mengalami penurunan. *Over consolidation ratio* dapat dihitung dengan menggunakan rumus :

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} \quad (2.8)$$

Dimana :

$\sigma'_p$  = Tegangan prakonsolidasi

$\sigma'_{vo}$  = Tegangan efektif tanah saat ini.

Tanah dikatakan terkonsolidasi normal jika tegangan prakonsolidasinya sama dengan tegangan yang ditanggung tanah saat ini atau  $OCR = 1$ .

Jika nilai  $OCR > 1$ , tanah dikatakan terkonsolidasi berlebih (*overconsolidated or preconsolidated*). Penyebab konsolidasi berlebih pada tanah bisa disebabkan karena naiknya muka air tanah, erosi yang terjadi pada permukaan, proses pengeringan pada tanah lapisan atas, atau adanya galian pada tanah. Brumund, Jonas dan Ladd (1976) merangkum beberapa penyebab terjadinya *preconsolidation* :

Tabel 2.3 Mekanisme penyebab *preconsolidation*

Mechanism	Remarks and References
Change in total stress due to: Removal of overburden Past structures Glaciation	Geologic erosion or excavation by man
Change in pore water pressure due to: Change in water table elevation Artesian pressures Deep pumping; flow into tunnels Desiccation due to surface drying Desiccation due to plant life	Kenney (1964) gives sea level changes Common in glaciated areas Common in many cities May have occurred during deposition May have occurred during deposition
Change in soil structure due to: Secondary compression (aging)†	Raju (1956) Leonards and Ramiah (1959) Leonards and Altschaeffl (1964) Bjerrum (1967, 1972)
Environmental changes such as pH, temperature, and salt concentration	Lambe (1958a and b)
Chemical alterations due to "weathering," precipitation, cementing agents, ion exchange	Bjerrum (1967)
Change of strain rate on loading‡	Lowe (1974)

Sumber: Robert D. Holtz & William D. Covacs, *An Introduction to Geotechnical Engineering* New Jersey: Prentice Hall, 1981

Jika nilai OCR < 1, tanah dikatakan sedang terkonsolidasi (*under consolidated*). Hal ini bisa disebabkan oleh adanya material timbunan selama proses konstruksi atau karena material deposit hasil proses geologi. Indeks kompresi adalah kemiringan pada bagian linier dari plot  $e - \log \sigma'$

$$C_c = \frac{e_0 - e_1}{\log\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_0}\right)} \quad (2.9)$$

Nilai  $C_c$  juga dapat dihitung dengan menggunakan persamaan empiris yang dibuat oleh Azzouz, Krizek dan Corotis (1976).

Tabel 2.4 Persamaan empiris  $C_c$ 

Equation	Regions of Applicability
$C_c = 0.007 (LL - 7)$	Remolded clays
$C_{ce} = 0.208e_o + 0.0083$	Chicago clays
$C_c = 17.66 \times 10^{-5} w_n^2 + 5.93 \times 10^{-3} w_n - 1.35 \times 10^{-1}$	Chicago clays
$C_c = 1.15(e_o - 0.35)$	All clays
$C_c = 0.30(e_o - 0.27)$	Inorganic, cohesive soil; silt, some clay; silty clay; clay
$C_c = 1.15 \times 10^{-2} w_n$	Organic soils—meadow mats, peats, and organic silt and clay
$C_c = 0.75(e_o - 0.50)$	Soils of very low plasticity
$C_{ce} = 0.156e_o + 0.0107$	All clays
$C_c = 0.01w_n$	Chicago clays

Sumber: Robert D. Holtz & William D. Covacs, *An Introduction to Geotechnical Engineering* New Jersey: Prentice Hall, 1981

Terzaghi dan Peck juga mendefinisikan persamaan empiris untuk tanah lempung tidak terganggu dengan tingkat sensitivitas rendah sampai sedang.

$$C_c = 0,009 (LL - 10) \quad (2.10)$$

Persamaan diatas tidak berlaku untuk tanah dengan nilai sensitivitas lebih dari 4, kadar air lebih dari 100%, atau banyak mengandung mineral organik.

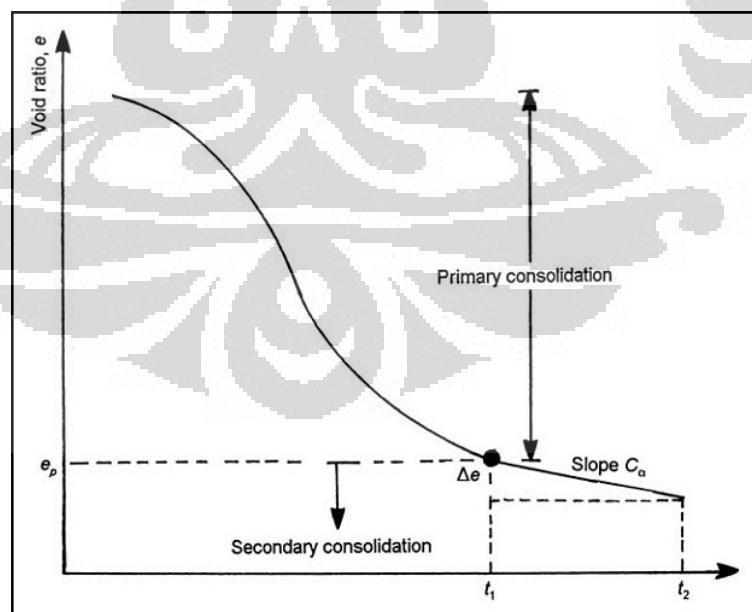
## 2.6 KOMPRESI SEKUNDER

Teori konsolidasi Terzaghi dan hasil dari pengetesan konsolidasi satu dimensi biasanya digunakan untuk memprediksi penurunan yang terjadi di lapangan. Dari data percobaan di laboratorium dan hasil pengamatan di lapangan diketahui bahwa kecepatan konsolidasi yang terjadi berbeda dengan prediksi ketika menggunakan teori konsolidasi Terzaghi. Perbedaan antara prediksi pengujian di laboratorium dengan pengamatan di lapangan ada hubungannya dengan efek dari kompresi sekunder. Taylor dan Merchant (1940) adalah yang pertama kali memodelkan kompresi sekunder. Sejak itulah kompresi sekunder menjadi solusi bagi masalah konsolidasi. Taylor (1948) dan banyak peneliti lainnya menyatakan bahwa kompresi sekunder terjadi selama proses konsolidasi primer berlangsung dan setelah selesainya proses konsolidasi primer.

Dalam banyak penelitian, ketika proses konsolidasi satu dimensi terjadi diasumsikan terjadi dua proses yaitu, pertama konsolidasi primer yang kemudian disusul oleh konsolidasi sekunder, atau keduanya terjadi secara bersamaan. Bagaimanapun juga, sangat sulit memastikan karakteristik kompresi sekunder yang terjadi bersamaan dengan konsolidasi primer, karena sangat sulit untuk memisahkan antara kompresi sekunder dengan konsolidasi primer. Hal ini disebabkan total kompresi yang teramati selama percobaan di laboratorium merupakan jumlah kompresi primer dan sekunder.

Menurut Muni Budhu (2007), kompresi sekunder adalah perubahan volume pada tanah yang disebabkan oleh pengaturan kembali struktur tanah setelah proses konsolidasi primer telah selesai. Kompresi sekunder terjadi karena adanya dilatasi tanah akibat beban konstan dalam waktu yang cukup lama.

Untuk mendapatkan nilai  $C_\alpha$ , angka pori dan waktu pembacaan dial diplot dalam sebuah grafik. Angka pori sebagai absis dan  $\log t$  sebagai ordinat. Untuk menentukan nilai  $C_\alpha$ , sebuah garis singgung pada kurva konsolidasi primer di tarik hingga bertemu dengan garis singgung dari kurva konsolidasi sekunder. Kemudian nilai  $C_\alpha$  didapat dengan mencari tangen antara titik pertemuan tersebut dengan sebuah titik pada kurva konsolidasi sekunder.



Gambar 2.6 Kurva konsolidasi

Sumber: Robert D. Holtz & William D. Covacs, *An Introduction to Geotechnical Engineering*  
New Jersey: Prentice Hall, 1981



Koefisien kompresi sekunder didefinisikan sebagai:

$$C_{\alpha} = \frac{(e_t - e_p)}{\log t - \log t_p} = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{t}{t_p}\right)} \quad (2.11)$$

Dimana :

$C_{\alpha}$  = Koefisien kompresi sekunder

$e_t$  = Angka pori saat waktu  $t$

$e_p$  = Angka pori saat berakhirnya konsolidasi primer

$t_p$  = Waktu saat berakhirnya konsolidasi primer

$t$  = Waktu saat  $e_t$

Sedangkan hubungan antara waktu dan perubahan ketinggian sampel dalam koefisien kompresi sekunder dirumuskan oleh:

$$C_{\alpha} = \frac{\Delta H_t / H_t}{\Delta \log t} \quad (2.12)$$

Dimana :

$C_{\alpha}$  = Koefisien kompresi sekunder

$H_t$  = Ketebalan sampel tanah

$t$  = Waktu

*Secondary Compression Ratio* dirumuskan dengan rumus :

$$C_{ac} = \frac{C_{\alpha}}{1 + e_p} \quad (2.13)$$

Dimana :

$C_{\alpha}$  = Koefisien kompresi sekunder

$e_p$  = angka pori saat dimulainya konsolidasi sekunder

Rumus penurunan akibat kompresi sekunder adalah :

$$S_s = \frac{C_\alpha \cdot H_0}{1 + e_0} \cdot \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right) \quad (2.14)$$

Dimana :

$S_c$  = Penurunan sekunder

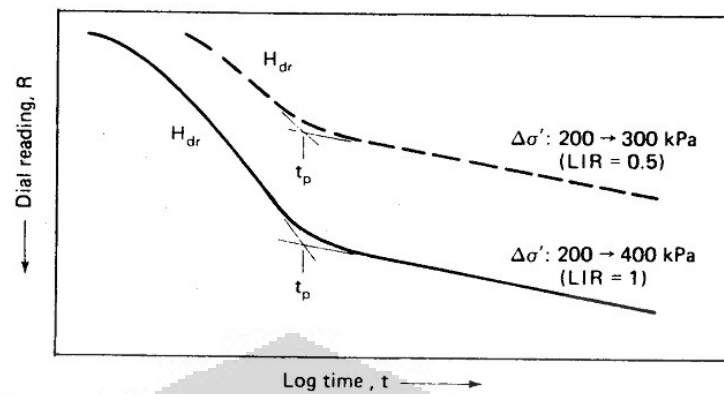
$C_\alpha$  = Koefisien kompresi sekunder

$e_p$  = Angka pori saat berakhirnya konsolidasi primer

Untuk mengestimasi besar dari penurunan sekunder, Ladd (1971) dan juga Raymond & Wahls (1976) membuat hipotesis awal yang memuat asumsi-asumsi yang menyatakan perilaku dari tanah ketika mengalami kompresi sekunder. Asumsi-asumsi tersebut adalah :

- $C_\alpha$  tidak tergantung pada waktu.
- $C_\alpha$  tidak tergantung pada ketebalan lapisan tanah.
- $C_\alpha$  tidak tergantung pada LIR (*Load Increment Ratio*)
- Rasio  $C_\alpha/C_c$  dianggap konstan pada tanah berkonsolidasi normal.

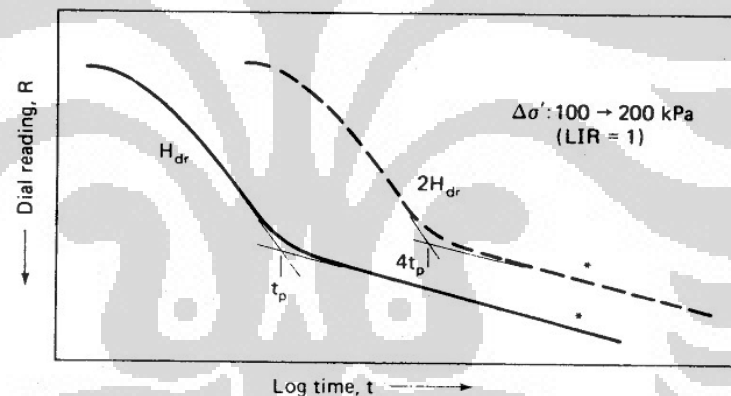
Dari grafik hasil penelitian Ladd (1971) dan juga Raymond & Wahls (1976) pada gambar 2.7, dapat dilihat bahwa asumsi  $C_\alpha$  tidak tergantung pada LIR dan asumsi rasio  $C_\alpha/C_c$  dianggap konstan terbukti benar. Gambar tersebut menunjukkan bahwa kedua garis kompresi sekunder dengan nilai LIR yang berbeda memiliki kemiringan yang sama. Asumsi bahwa  $C_\alpha$  tidak tergantung pada LIR juga telah dibuktikan oleh Leonards & Girault (1961) serta Mesri & Godlewski (1977).



Gambar 2.7 Efek LIR & tegangan tanah terhadap  $C\alpha$  (Ladd:1971)

Sumber: Robert D. Holtz & William D. Covacs, *An Introduction to Geotechnical Engineering*  
New Jersey: Prentice Hall, 1981

Grafik pada gambar 2.8 menunjukkan bahwa mungkin terdapat perbedaan nilai  $C\alpha$  jika waktu pembacaan dial dan ketebalan sampel tanah divariasikan (Aboshi:1973).



Gambar 2.8 Efek jarak drainasi & waktu terhadap  $C\alpha$

Sumber: Robert D. Holtz & William D. Covacs, *An Introduction to Geotechnical Engineering*  
New Jersey: Prentice Hall, 1981

Lambe & Whitman memberikan nilai koefisien kompresi sekunder ( $C\alpha$ ) untuk beberapa jenis tanah :

Tabel 2.5 Korelasi  $C_\alpha$  dan jenis tanah

Soil Type	$C_\alpha$
Normally consolidated clays	0,005 – 0,02
Very plastic clays	0,03 or higher
Organic clays	0,03 or higher
Overconsolidated clays: OCR > 2	Less than 0,001

Sumber: Robert D. Holtz & William D. Covacs, *An Introduction to Geotechnical Engineering*  
New Jersey: Prentice Hall, 1981

Untuk tanah lunak di Jakarta, Morrison et al (1984) mengidentifikasi bahwa kompresi sekunder  $C_\alpha$  bernilai sekitar 0,02. Nilai tersebut berdasarkan uji konsolidasi laboratorium yang diperpanjang pada sampel-sampel yang diambil dengan piston sampler.

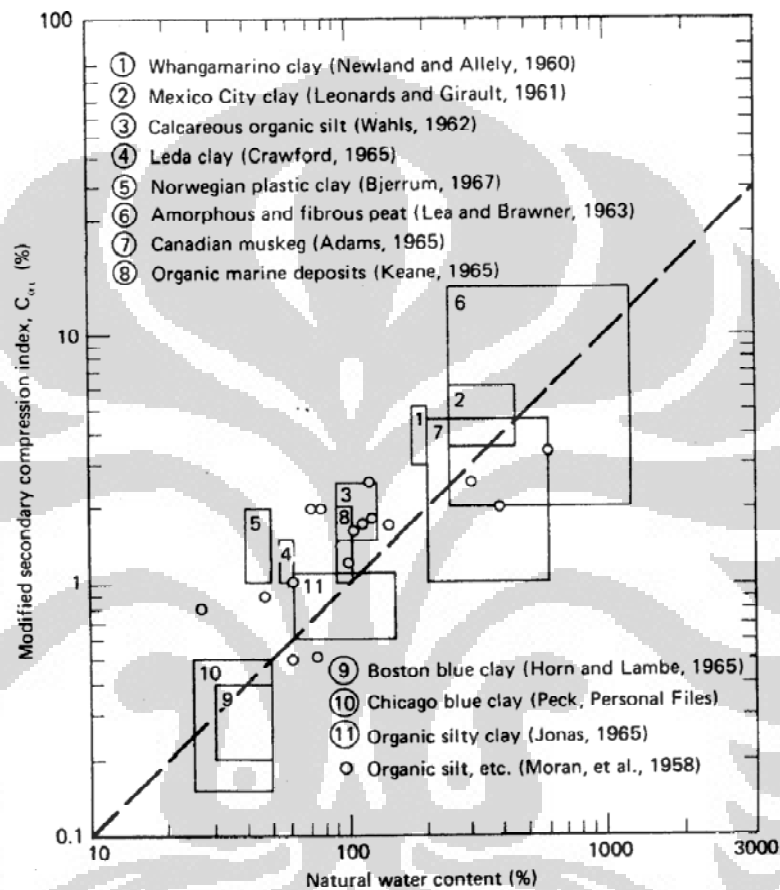
Mesri & Godlewski (1977) memberikan sebuah korelasi antara nilai  $C_\alpha/C_c$  terhadap beberapa tipe tanah.

Tabel 2.6 Korelasi antara  $C_\alpha/C_c$  dan jenis tanah

Soil	$C_\alpha/C_c$
Organic silts	0.035–0.06
Amorphous and fibrous peat	0.035–0.085
Canadian muskeg	0.09–0.10
Leda clay (Canada)	0.03–0.06
Post-glacial Swedish clay	0.05–0.07
Soft blue clay (Victoria, B.C.)	0.026
Organic clays and silts	0.04–0.06
Sensitive clay, Portland, ME	0.025–0.055
San Francisco Bay Mud	0.04–0.06
New Liskeard (Canada) varved clay	0.03–0.06
Mexico City clay	0.03–0.035
Hudson River silt	0.03–0.06
New Haven organic clay silt	0.04–0.075

Sumber: Robert D. Holtz & William D. Covacs, *An Introduction to Geotechnical Engineering*  
New Jersey: Prentice Hall, 1981

Selain menggunakan rumus, nilai  $C_{\alpha}$  juga dapat dihitung dengan menggunakan grafik yang diberikan oleh Mesri (1974). Grafik tersebut adalah korelasi antara *modified secondary compression index* % dengan kadar air natural tanah.



Gambar 2.9 Grafik korelasi antara natural water content dengan  $C_{\alpha}$

Sumber: Robert D. Holtz & William D. Covacs, *An Introduction to Geotechnical Engineering*  
New Jersey: Prentice Hall, 1981

## BAB 3

### METODOLOGI PENGUJIAN LABORATORIUM

#### 3.1 UMUM

Untuk mengetahui sifat fisis dan mekanis dari sampel tanah, maka perlu dilakukan pengujian di laboratorium. Sebelumnya, telah dilakukan pengujian di lapangan untuk memastikan bahwa sampel yang diambil adalah tanah lunak. Secara garis besar, penelitian ini meliputi tiga kegiatan yaitu persiapan, pengujian, serta analisis dan penarikan kesimpulan.

Kegiatan persiapan meliputi penentuan lokasi pengambilan sampel dan persiapan alat-alat yang akan digunakan. Lokasi pengambilan sampel ditetapkan di KBN Marunda, Jakarta Utara. Sampel diambil pada kedalaman 0,5 - 1 meter di dua titik, dengan jarak antar titik 100 meter. Sampel yang diambil adalah sampel *undisturbed*. Alat-alat yang digunakan untuk mendapatkan sampel pada lokasi yang telah ditetapkan adalah tabung silinder, cangkul, tali dan *hammer*. Tabung silinder memiliki properties sebagai berikut :

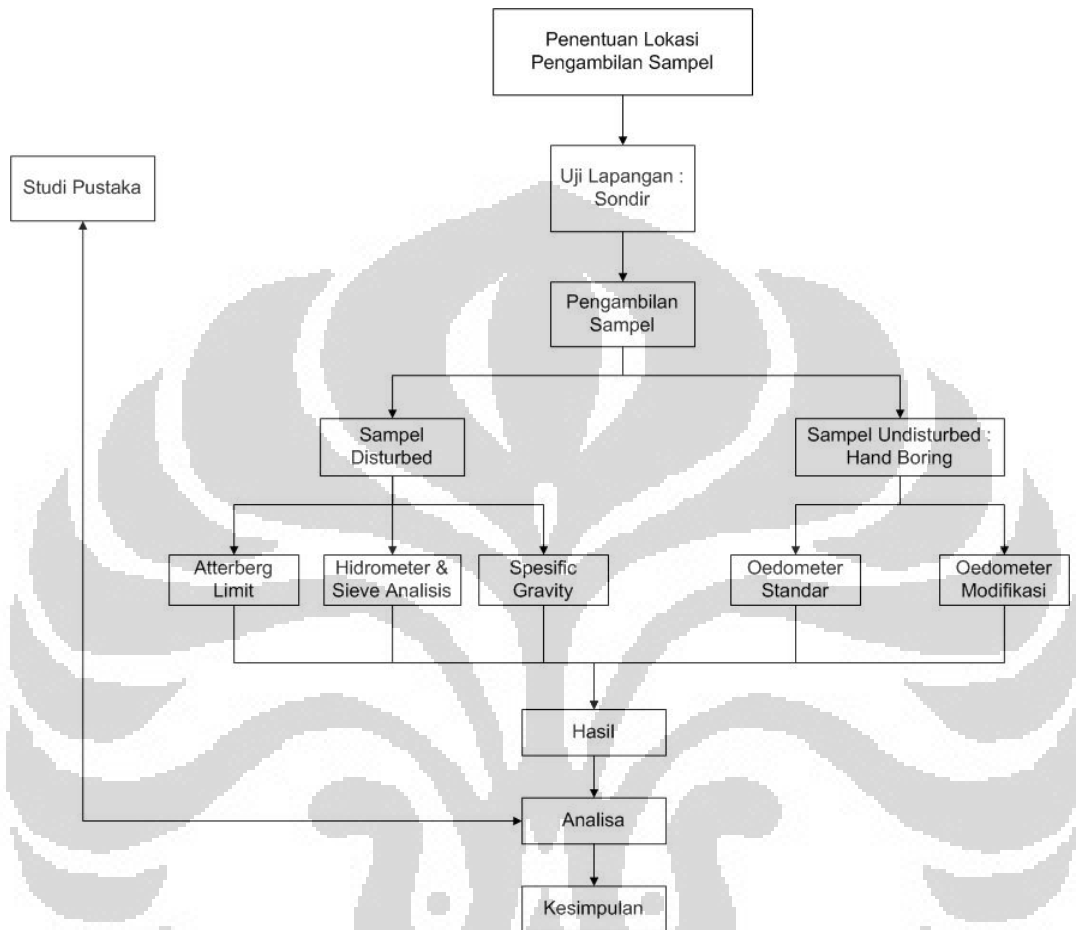
Diameter luar	: 185 mm
Diameter dalam	: 181 mm
Ketebalan	: 4 mm
Panjang	: 600 mm

Kegiatan pengujian meliputi pengujian di lapangan dan pengujian di laboratorium. Pengujian yang dilakukan di lapangan adalah pengujian dengan *hand boring* dan uji sondir tangan. *Hand boring* dilakukan untuk mengambil contoh tanah *undisturbed* sedangkan uji sondir tangan dimaksudkan untuk mengetahui daya dukung tanah. Pengujian di laboratorium meliputi uji *atterberg limit*, *specific gravity*, *hydrometer*, *sieve analisis* dan *oedometer test*.

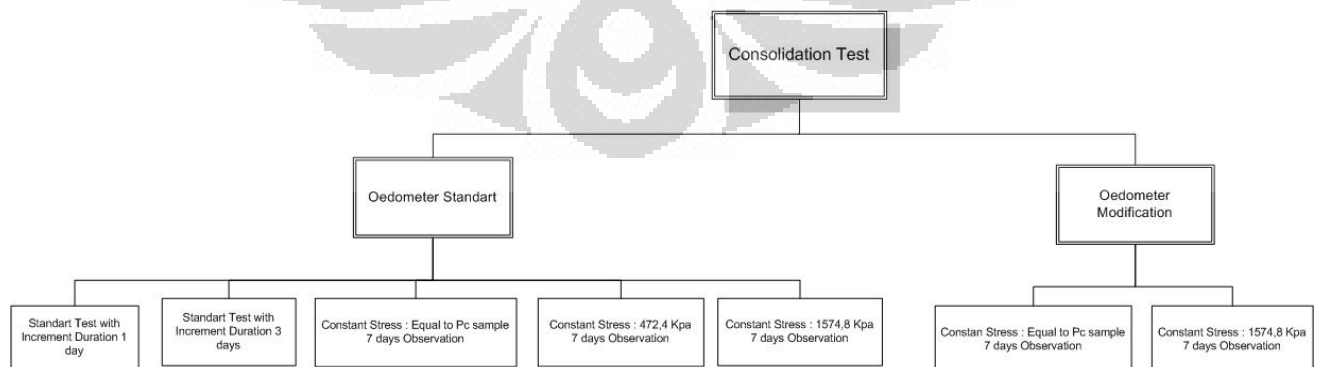
Dalam kegiatan analisis dan penarikan kesimpulan dilakukan analisis hasil terhadap data-data hasil pengujian dengan hipotesis dan penarikan kesimpulan yang merupakan jawaban dari masalah yang telah dikemukakan pada Bab 1.

### 3.2 DIAGRAM ALIR PENELITIAN

Berikut ini adalah diagram alir dari kegiatan yang dilakukan :



Gambar 3.1 Diagram Alir Penelitian



Gambar 3.2 Skema Pengujian Konsolidasi

### 3.3 PENGUJIAN DI LABORATORIUM

Dalam penelitian ini, uji yang dilaksanakan di laboratorium antara lain :

- a) Atterberg Limit : Untuk tiap-tiap titik, akan dilakukan uji *atterberg limit* sebanyak dua sampel. Total pengujian *atterberg limit* adalah empat sampel.
- b) Specific Gravity : Untuk tiap-tiap titik, akan dilakukan uji *specific gravity* sebanyak dua sampel. Total pengujian *specific gravity* adalah empat sampel.
- c) Hidrometer & Sieve Analisis : Untuk tiap-tiap titik akan dilakukan pengujian hidrometer & *sieve analisis* sebanyak tiga sampel. Total pengujian ini adalah enam sampel.
- d) Oedometer standar : Untuk tiap-tiap titik akan dilakukan uji oedometer standar sebanyak tiga sampel dengan beban dan waktu pembebanan yang bervariasi. Sampel pertama diuji dengan prosedur standar. Pada sampel kedua, pengujian dilakukan dengan memberikan pembebanan langsung dengan nilai beban yang diberikan melebihi nilai  $P_c$  sampel tanah. Pembacaan dial dilakukan selama tujuh hari. Untuk sampel ketiga pembebanan diberikan sesuai standar pembebanan, sedangkan waktu pembacaan tiap beban dilakukan selama tiga hari.
- e) Mold diameter besar : Untuk tiap-tiap titik akan dilakukan pengujian sebanyak dua sampel dengan tipe pembebanan yang berbeda-beda. Tipe pembebanan pertama, beban diberikan secara bertahap hingga beban yang diberikan melebihi nilai  $P_c$  tanah tersebut. Interval pembebanan dilakukan tiap dua hari. Tipe pembebanan kedua, beban diberikan secara langsung dengan besar beban melebihi nilai  $P_c$  tanah. Pembacaan pada tipe pembebanan ini dilakukan selama tujuh hari.



### 3.4 PENGUJIAN SIFAT FISIS TANAH

Untuk menguji sifat fisis tanah, dilakukan beberapa pengujian, antara lain :

a) Atterberg Limit

Uji atterberg limit dilakukan untuk mengetahui batas cair, plastis dan batas susut dari sampel tanah. Skema batas-batas tersebut dapat dilihat pada gambar berikut :

Cair	Plastis	Semi Plastis	Solid
------	---------	--------------	-------

Batas Cair      Batas Plastis      Batas Susut

Gambar 3.3 Batas-batas Plastisitas Tanah

R.F Craig, *Mekanika Tanah*, Penerjemah Budi Susilo S.Jakarta: Erlangga,1991

Dalam pengujian ini, pengeringan sampel dilakukan dengan menggunakan oven. Seharusnya, pengeringan dilakukan secara alami (kering udara). Hal ini akan mempengaruhi nilai akhir dari pengujian atterberg limit (Satria:2008).

Di dalam laboratorium, batas cair didefinisikan sebagai kadar air dimana contoh tanah yang telah dimasukkan pada alat *cassagrande*, dibuat celah di tengahnya dengan *standard grooving tool* lalu alat *cassagrande* diputar dengan kecepatan 2 ketukan per-detik dan tinggi jatuh 10 mm, sehingga pada ketukan ke-25 contoh tanah yang digores dengan *grooving tool* merapat sepanjang 0,5 inch.

Batas plastis didefinisikan sebagai kadar air pada batas dimana contoh tanah digulung pada pelat kaca hingga mencapai diameter kurang lebih  $\frac{1}{8}$  inch (3.2 mm) dan tanah tersebut tepat retak-retak halus.

Batas susut adalah kadar air pada batas keadaan semi plastis dan beku. Di dalam laboratorium, batas susut didefinisikan sebagai batas dimana tidak akan terjadi perubahan volume pada massa tanah, apabila kadar airnya dikurangi. Pada tahapan ini tanah mengering tanpa diikuti perubahan volume. Batas susut ditunjukkan dengan kadar

air tanah pada tahap mengering dan tidak terdapat perubahan/pengurangan volume.

b) Specific Gravity

Tujuan dari pengujian ini adalah untuk mendapatkan harga *specific gravity* dari butiran tanah, yaitu perbandingan berat isi tanah dan berat isi air pada suhu 40°C

c) Hidrometer dan Sieve Analisis

Hidrometer tes dilakukan untuk menentukan distribusi dari butiran tanah yang memiliki diameter yang lebih kecil dari 0.074 mm (saringan no. 200 ASTM) dengan cara pengendapan (*hydrometer analysis*). Sedangkan uji sieve analisis dilakukan untuk mengetahui distribusi ukuran butiran tanah yang berdiameter 4.76 mm sampai 0.074 mm (lolos saringan No. 4 ASTM dan tertahan saringan No. 200).

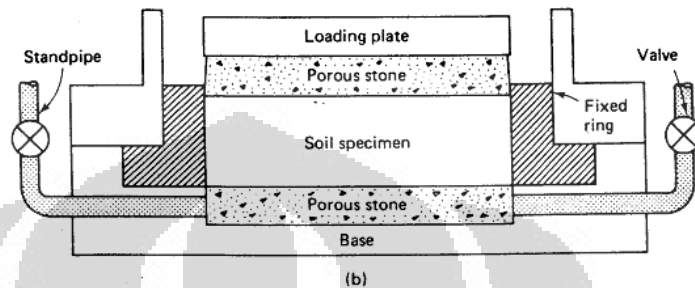
### 3.5 PENGUJIAN KONSOLIDASI

#### 3.5.1 OEDOMETER TEST STANDAR

Oedometer test biasanya digunakan untuk menentukan karakteristik konsolidasi dari tanah yang memiliki permeabilitas rendah. Ada dua parameter yang biasanya didapat dari uji ini :

- Kompresibilitas dari tanah, yaitu nilai yang menunjukkan sejauh mana tanah akan terkompresi ketika dibebani. Biasanya dinyatakan dalam koefisien volume kompresibilitas.
- Parameter yang berhubungan dengan waktu, yaitu parameter yang memperkirakan waktu terjadinya *settlement*.

Oedometer yang digunakan dalam penelitian ini adalah tipe *fixed ring*.



Gambar 3.4 Oedometer tipe fixed ring

Sumber: Robert D. Holtz & William D. Covacs, *An Introduction to Geotechnical Engineering* New Jersey: Prentice Hall, 1981

a. Alat dan bahan :

- Consolidation loading device
- Consolidation cell
- Ring Konsolidasi
- Beban (1; 2; 4; 8; 16; 32 kg)
- Jangka sorong dengan ketelitian 0,01 mm
- Gergaji kawat dan spatula
- Vaseline, kertas pori, dan batu Porous,
- Oven pengering
- Dial dengan akurasi 0,002 mm
- Stopwatch
- Extruder
- Timbangan dengan ketelitian 0,01 gr
- Can

b. Prosedur pengujian :

- i. Ring konsolidometer dibersihkan dan diolesi vaseline diseluruh permukaan bagian dalam, kemudian dimensi ( $D$ )

dan  $h_0$ ) dan massa-nya ( $W_{ring}$ ) diukur dengan jangka sorong dan timbangan.

- ii. Sampel tanah dikeluarkan dengan menggunakan ekstruder dan dimasukkan ke dalam ring dan diratakan permukaannya dengan spatula. Kemudian ditimbang beratnya ( $W_{w0}$ ).
- iii. Susun modul ke dalam sel konsolidasi dengan urutan dari bawah :
  - Batu porous
  - Kertas pori
  - Sampel tanah dalam ring
  - Kertas pori
  - Batu porous
  - Silinder tembaga yang berfungsi meratakan beban
- iv. Penahan dengan 3 mur
- v. Diberikan pembebanan konstan sebesar 1 kg dengan interval waktu 0", 6", 15", 30", 60", 120", 240", 480", dan 24 jam. Dan masing-masing pembacaan pada dial dicatat.
- vi. Percobaan diulangi untuk pembebanan 2; 4; 8; 16 dan 32 kg dengan interval waktu 24 jam. Dan masing-masing pembacaan pada dial dicatat.
- vii. Dilakukan proses unloading yaitu menurunkan beban secara bertahap dari 32; 16; 8; 4; 2; dan 1 kg. Mencatat nilai unloading sebelum beban diturunkan.
- viii. Tanah dikeluarkan dari sel konsolidometer dan ring berikut sampel tanah kemudian ditimbang dan dimasukkan ke dalam oven untuk mendapatkan berat kering sampel ( $W_d$ ) sehingga dapat ditentukan kadar airnya.

### 3.5.2 TEST DENGAN VARIASI WAKTU PEMBEBANAN

Pada tes ini, prosedur percobaan sama dengan pengetesan konsolidasi standar, hanya waktu penambahan pembebanan yang

dibedakan. Waktu penambahan pembebanan dilakukan tiap tiga hari. Untuk beban statik konstan, beban diberikan selama seminggu.

### 3.5.3 TEST KONSOLIDASI DENGAN MOLD DIAMETER BESAR

Pada pengetesan ini, secara umum prosedur percobaan sama dengan test oedometer standar. Perbedaannya hanya terletak pada alat dan waktu pembebanan.

a. Alat yang digunakan adalah:

Mold CBR digunakan sebagai ring oedometer

Diameter : 15,34 cm

Luas Alas : 184,72 cm

Tinggi : 11,61 mm

Berat : 2,488 kg

Piston digunakan sebagai alat pengkompresi

Diameter : 15,02 cm

Luas Alas : 177,09

Berat : 4,254 kg

b. Prosedur pengujian

- i. Mold konsolidometer dibersihkan dan diolesi vaseline diseluruh permukaan bagian dalam, kemudian dimensi ( $D$  dan  $h_0$ ) dan massa-nya ( $W_{ring}$ ) diukur dengan jangka sorong dan timbangan.
- ii. Sampel tanah dikeluarkan dengan menggunakan ekstruder dan dimasukkan ke dalam mold dan diratakan permukaannya. Kemudian ditimbang beratnya ( $W_{w0}$ ).

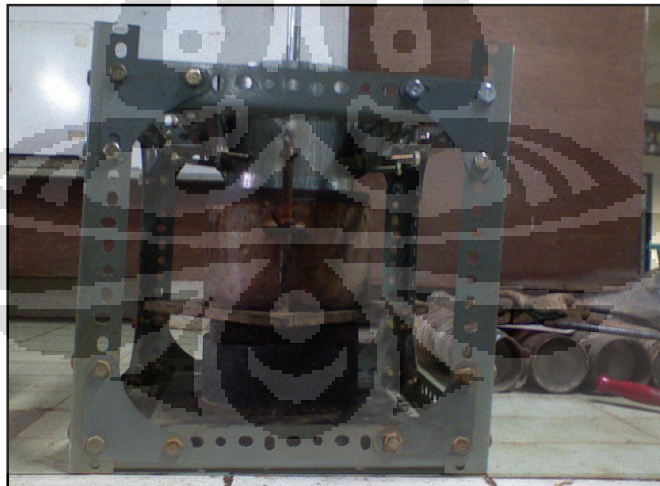


Gambar 3.5 Proses pencetakan sampel tanah

iii. Susun modul mold konsolidasi dengan urutan sebagai berikut:

- Alas besi berpori
- Kertas pori
- Sampel tanah dalam mold
- Kertas pori
- Alas besi berpori

iv. Masukkan modul ke dalam rak penyangga



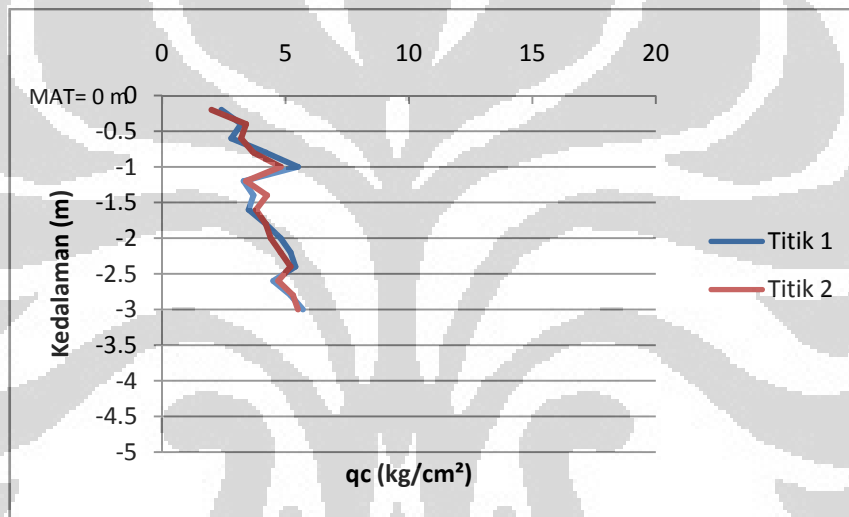
Gambar 3.6 Susunan modul tes konsolidasi dengan mold

v. Dilakukan pembebanan sesuai dengan rencana pembebanan.

## BAB 4 HASIL DAN ANALISA

### 4.1 ANALISA HASIL SONDIR TANGAN

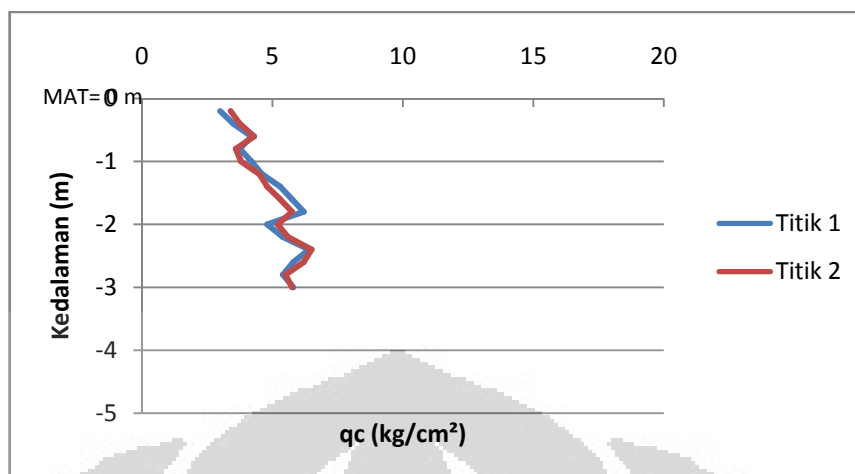
Pengujian tanah dengan sondir tangan dilakukan untuk mengetahui seberapa lunak tanah yang diuji. Pengujian dilakukan di dua titik pada masing-masing lokasi. Sondir dilakukan sampai kedalaman 3 meter. Dari hasil pengujian, didapat grafik sebagai berikut.



Gambar 4.1 Grafik Sondir Lokasi 1

Dari grafik diatas, diketahui bahwa nilai tahanan konus semakin meningkat seiring dengan bertambahnya kedalaman. Namun, pada kedalaman 1 meter, terjadi penurunan nilai tahanan. Nilai tahanan terbesar ditunjukkan pada kedalaman 3 meter yaitu sebesar 5,7 kg/cm<sup>2</sup>.

Selain lokasi 1, sondir juga dilakukan pada lokasi 2. Berikut ini adalah grafik sondir pada lokasi 2.



Gambar 4.2 Grafik Sondir Lokasi 2

Dari grafik diatas, terlihat bahwa nilai tahanan konus semakin meningkat seiring dengan bertambahnya kedalaman. Namun, kenaikannya fluktuatif di tiap kedalaman. Pada kedalaman 0,8 dan 2 meter, terjadi penurunan nilai tahanan. Nilai tahanan terbesar ditunjukkan pada kedalaman 2,4 meter yaitu sebesar 6,5 kg/cm<sup>2</sup>. Dari hasil pengujian sondir di dua lokasi, didapat nilai tertinggi pengujian sondir yaitu 6,5 kg/cm<sup>2</sup>. Dari data tersebut diketahui bahwa tanah yang diuji adalah tanah lunak.

#### 4.2 ANALISIS HASIL UJI SIFAT FISIS TANAH

Pada tanah uji, dilakukan pengujian sifat fisis tanah yang meliputi tes *atterberg limit*, *grain size* analisis dan uji *specific gravity*. Dari pengujian yang telah dilakukan, didapat data-data sebagai berikut :

Tabel 4.1 Sifat Fisis Tanah Lokasi 1

Pengujian	Hasil	Klasifikasi	Standar & Referensi
Uji Specific Gravity	2.58	Kaolinite	(Murthy,1980)
Natural Water Content	51.33		
Uji Grain Size Analisis	Presentase (%)		
Pasir	28.4	Clayey Silt	
Lanau	42.3		
Lempung	29.3		
Uji Atterberg Limit	Kadar air (%)		
Liquid Limit	54.23	MH	Advaced Soil Mechanics ;Braja M.Das (1983)
Plastic Limit	32.9		
Shrinkage Limit	18.14		
Plasticity Index	21.33		
Liquiditas Index	0.86	Very Soft	Basic & Applied Soil Mechanics; G.Ranjam
Consistency Index	0.14	Very Soft	Basic & Applied Soil Mechanics; G.Ranjam
Flow Index	16.10		Advaced Soil Mechanics ;Braja M.Das (1983)
Shrinkage Ratio Rata-Rata	1.74		



Berdasarkan uji *grain size* dan *atterberg limit*, tanah pada lokasi 1 berjenis *clayey silt* dengan plastisitas tinggi. Dengan melihat nilai *liquiditas index* yang berada pada rentang 0,75 – 1 dan juga nilai *consistency index* yang berada pada rentang 0 – 0,25 maka tanah uji termasuk tanah sangat lunak. Dari hasil pengujian *specific gravity*, didapat nilai SG 2,58.

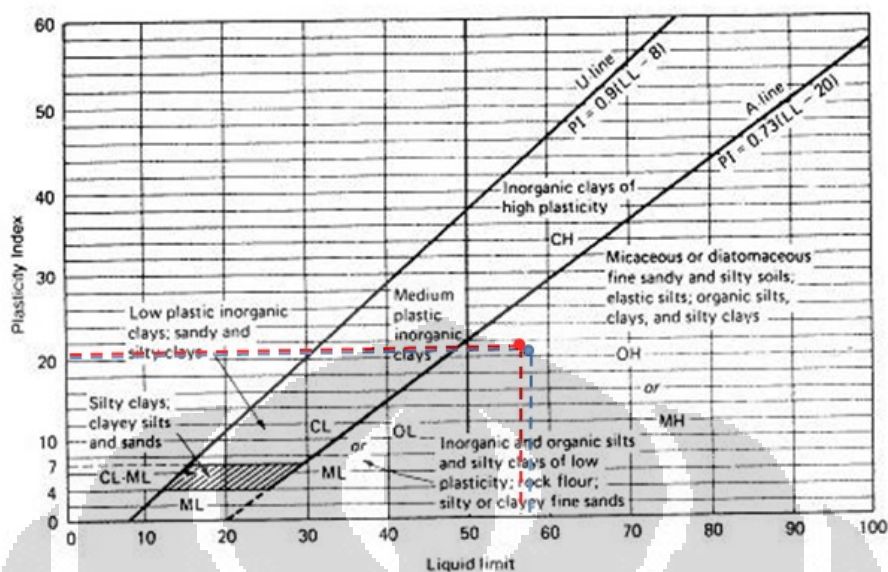
Selain lokasi 1, uji sifat fisis tanah juga dilakukan pada tanah lokasi 2. Berikut ini adalah data-data hasil pengujiannya :

Tabel 4.2 Sifat Fisis Tanah Lokasi 2

Pengujian	Hasil	Klasifikasi	Standar & Referensi
Uji Specific Gravity	2.63	kaolinite	(Murthy,1980)
Natural Water Content	48.7		
Uji Grain Size Analisis	Presentase (%)		
Pasir	25.5	Sandy silt	
Lanau	52		
Lempung	22.5		
Uji Atterberg Limit	Kadar Air (%)		
Liquid Limit	53.78	MH	Advaced Soil Mechanics ;Braja M.Das (1983)
Plastic Limit	32.36		
Shrinkage Limit	17.12		
Plasticity Index	21.42		Basic & Applied Soil Mechanics; G.Ranjam
Liquiditas Index	0.76	Very Soft	Basic & Applied Soil Mechanics; G.Ranjam
Consistency Index	0.24	Very Soft	Basic & Applied Soil Mechanics; G.Ranjam
Flow Index	17.96		Advaced Soil Mechanics ;Braja M.Das (1983)
Shrinkage Ratio Rata-Rata	1.77		

Berdasarkan uji *grain size* dan *atterberg limit*, tanah pada lokasi 2 berjenis *sandy silt* dengan plastisitas tinggi. Dengan melihat nilai *liquiditas index* yang berada pada rentang 0,75 – 1 dan juga nilai *consistency index* yang berada pada rentang 0 – 0,25 maka tanah uji termasuk tanah sangat lunak. Dari hasil pengujian *specific gravity*, didapat nilai SG 2,63.

Klasifikasi tanah uji dilakukan dengan memplot nilai *liquid limit* dan *plasticity index* dalam *grafik plasticity chart*. Setelah di plot ke dalam grafik, sampel tanah Marunda termasuk kedalam jenis OH/MH. Dengan melihat warna tanah dan distribusi butiran, maka tanah Marunda termasuk jenis lanau dengan plastisitas tinggi.



Gambar 4.3 Plasticity Chart sampel tanah Marunda

Sumber: Robert D. Holtz & William D. Covacs, *An Introduction to Geotechnical Engineering* New Jersey: Prentice Hall, 1981

### 4.3 ANALISA PENGUJIAN KONSOLIDASI

#### 4.3.1 ANALISA DERAJAT SATURASI

Pada pengujian konsolidasi, tanah diasumsikan jenuh sempurna. Untuk mengetahui tingkat kejenuhan sebuah sampel tanah, maka perlu ditinjau derajat saturasi dari sampel tersebut. Tanah yang jenuh sempurna memiliki derajat saturasi 100%. Hal ini berarti semua rongga pada tanah tersebut terisi oleh air. Berikut ini adalah tabel derajat saturasi dari tiap-tiap sampel:

Tabel 4.3 Derajat saturasi lokasi 1

Lokasi 1	
Tipe Pengujian	Derajat Saturasi (%)
Pengujian Normal	99.54
Waktu pembebanan selang 3 hari	99.13
Beban langsung statik 127,47 Kpa	96.02
Beban langsung statik 478 Kpa	99.70
Beban langsung statik 1593 Kpa	99.83
Beban langsung 46,7 Kpa (diameter besar)	99.66
Beban langsung 10,9 Kpa (diameter besar)	99.42

Tabel 4.4 Derajat saturasi lokasi 2

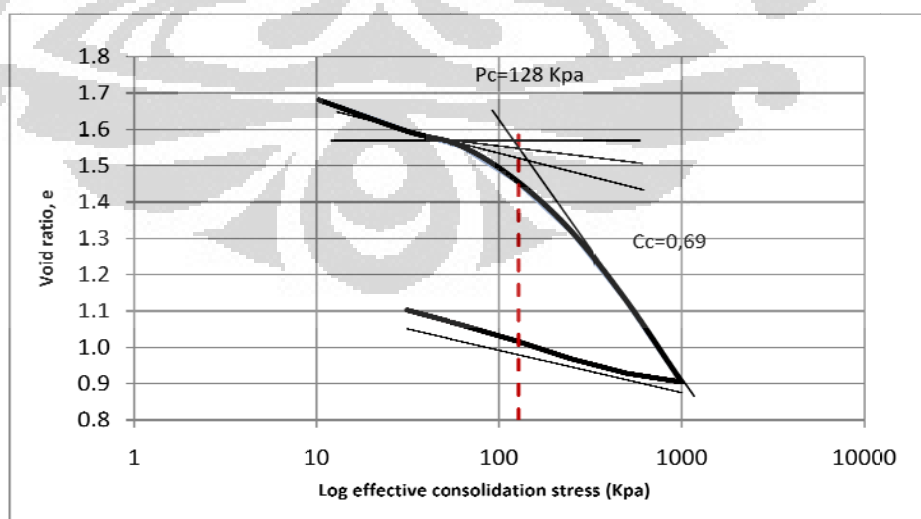
Lokasi 2	
Tipe Pengujian	Derajat Saturasi (%)
Pengujian Normal	99.30
Waktu pembebanan selang 3 hari	87.71
Beban langsung siklik 76,48 Kpa	99.52
Beban langsung siklik 478 Kpa	99.45
Beban langsung siklik 1593 Kpa	98.29
Beban langsung 46,7 Kpa (diameter besar)	99.54
Beban langsung 6,5 Kpa (diameter besar)	99.40

Dari tabel diatas, dapat dilihat bahwa sampel pengujian memiliki derajat saturasi mendekati 100%. Hal ini menandakan bahwa rongga-rongga pada sampel uji hampir secara sempurna terisi oleh air. Hal ini juga menandakan bahwa sampel uji diambil pada kedalaman dibawah muka air tanah.

#### 4.3.2 ANALISA PARAMETER KOMPRESI TANAH ( $P_c$ & $C_c$ )

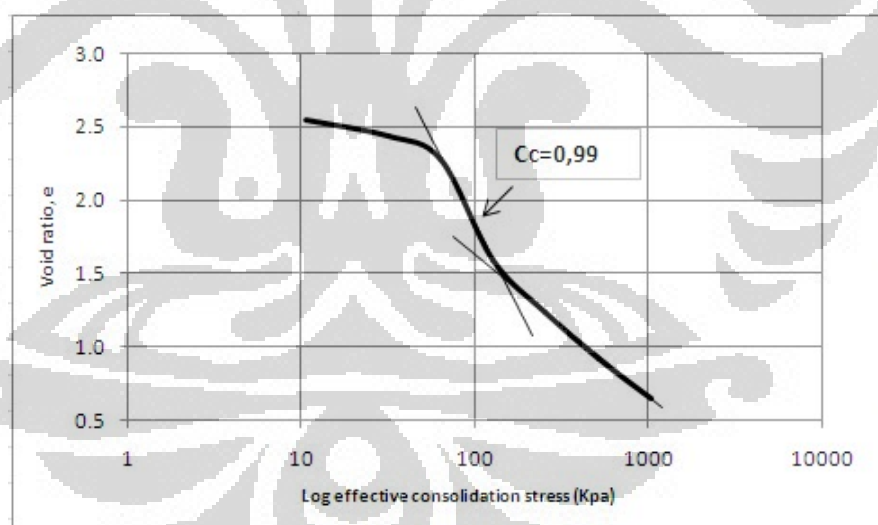
Nilai tegangan prakonsolidasi yang diperoleh dari pengujian sampel uji menunjukkan sejarah tegangan yang pernah dialami oleh contoh tanah yang diuji. Nilai tegangan prakonsolidasi nantinya digunakan untuk menentukan besarnya beban preloading pada sampel tanah.

##### a. Nilai $P_c$ dan $C_c$ pada lokasi 1 (uji 1 hari)

Gambar 4.4 Nilai  $P_c$  &  $C_c$  lokasi 1 dengan waktu pembebanan 1 hari

Pada lokasi 1, tegangan prakonsolidasi tanah bernilai 128 Kpa. Nilai ini akan dijadikan acuan untuk melakukan pembebanan pada pengujian sampel berikutnya di lokasi 1. Nilai  $C_c$  yang didapat dari kurva kompresi diatas adalah 0,69. Nilai dari koefisien kemiringan kurva kompresi merupakan parameter untuk menentukan besarnya penurunan primer. Jika menggunakan persamaan empiris yang diberikan oleh Azzouz, Krizek dan Corotis (1976),  $C_c = 1,15 \times 10^{-2} w_n$  didapat nilai  $C_c = 0,75$ . Persamaan tersebut digunakan untuk tanah *organic silt*, dan *clay*. Perbedaan antara nilai hasil pengesanan di laboratorium dengan nilai dari persamaan empiris yang direkomendasikan oleh Azzouz, Krizek dan Corotis adalah 8,7 %. Dengan nilai yang tidak jauh berbeda, maka persamaan empiris tersebut dapat digunakan untuk menentukan asumsi parameter desain awal.

b. Nilai  $C_c$  pada lokasi 1 ( uji 3 hari)

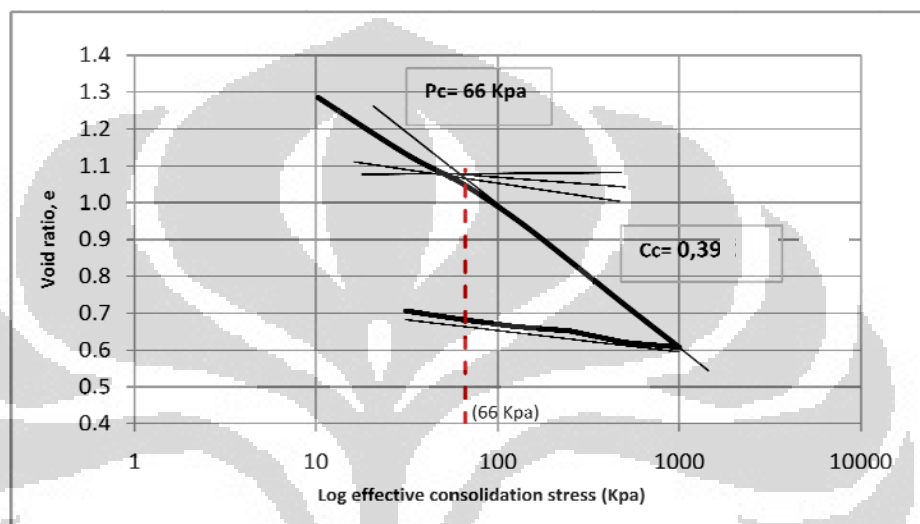


Gambar 4.5 Nilai  $C_c$  lokasi 1 dengan waktu pembebanan 3 hari

Nilai  $C_c$  yang didapat dari kurva kompresi diatas adalah 0,99. Jika menggunakan persamaan empiris yang diberikan oleh Azzouz, Krizek dan Corotis (1976),  $C_c = 1,15 \times 10^{-2} w_n$  didapat nilai  $C_c = 1,15$ . Persamaan tersebut digunakan untuk tanah *organic silt*, dan *clay*.

Perbedaan antara nilai hasil pengesanan di laboratorium dengan nilai dari persamaan empiris yang direkomendasikan oleh Azzouz, Krizek dan Corotis adalah 16,16 %.

c. Nilai  $P_c$  dan  $C_c$  pada lokasi 2 (uji 1 hari)

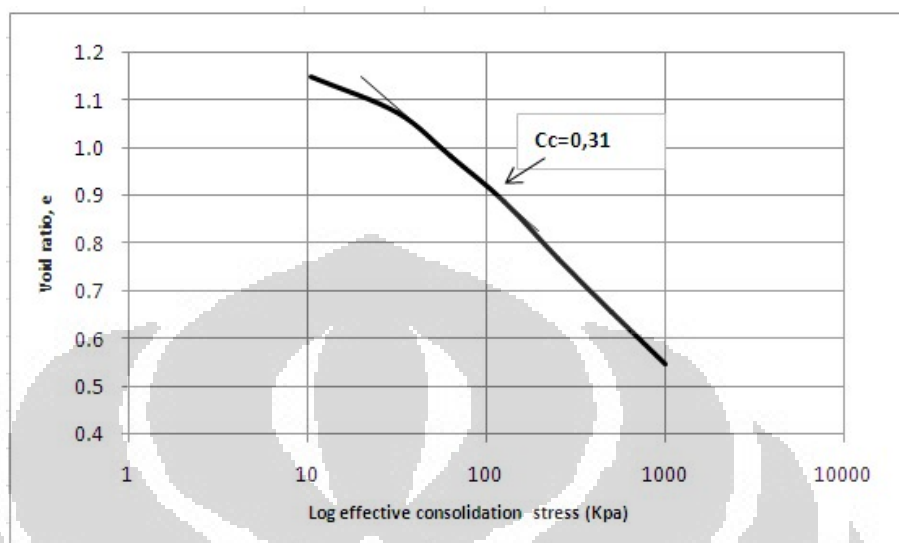


Gambar 4.6 Nilai  $P_c$  &  $C_c$  lokasi 2 dengan waktu pembebanan 1 hari

Pada lokasi 1 nilai  $P_c$  yang diperoleh adalah 128 Kpa. Sedangkan pada lokasi 2, nilai  $P_c$  yang diperoleh adalah 66 Kpa. Selanjutnya tegangan prakonsolidasi ini akan dijadikan acuan dalam menentukan besarnya beban pada pengujian selanjutnya di lokasi 2.

Nilai  $C_c$  yang didapat dari kurva kompresi diatas adalah 0,39. Jika menggunakan persamaan empiris yang diberikan oleh Azzouz, Krizek dan Corotis (1976),  $C_c = 0,30(e_0 - 0,27)$  didapat nilai  $C_c = 0,32$ . Persamaan tersebut digunakan untuk tanah *inorganic*, *silty clay*, dan *clay*. Perbedaan antara nilai hasil pengesanan di laboratorium dengan nilai dari persamaan empiris yang direkomendasikan oleh Azzouz, Krizek dan Corotis adalah 21,8 %.

d. Nilai  $C_c$  pada lokasi 2 (uji 3 hari)



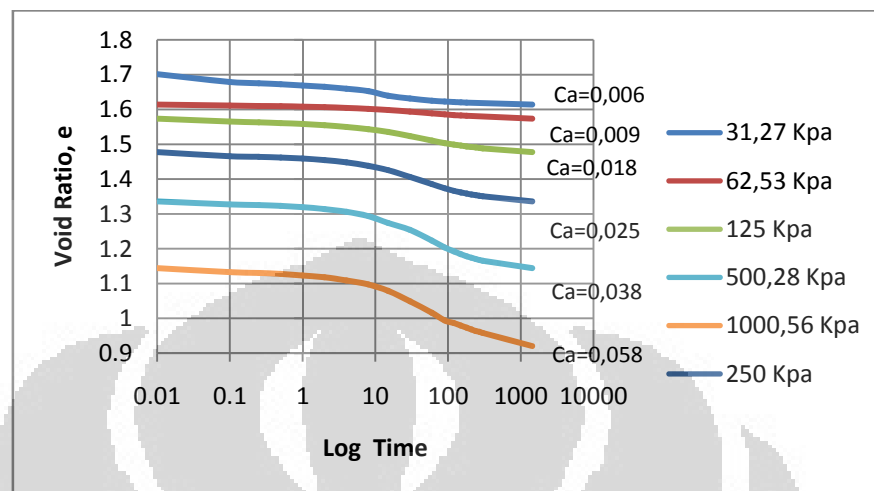
Gambar 4.7 Nilai  $C_c$  lokasi 2 dengan waktu pembebanan 3 hari

Nilai  $C_c$  yang didapat dari kurva kompresi pada lokasi 2 dengan pengujian 3 hari adalah 0,31. Jika menggunakan persamaan empiris yang diberikan oleh Azzouz, Krizek dan Corotis (1976), didapat nilai  $C_c = 0,27$ . Persamaan tersebut digunakan untuk tanah *inorganic*, *silty clay*, dan *clay*. Perbedaan antara nilai hasil pengetestan di laboratorium dengan nilai dari persamaan empiris yang direkomendasikan oleh Azzouz, Krizek dan Corotis adalah 14,8 %.

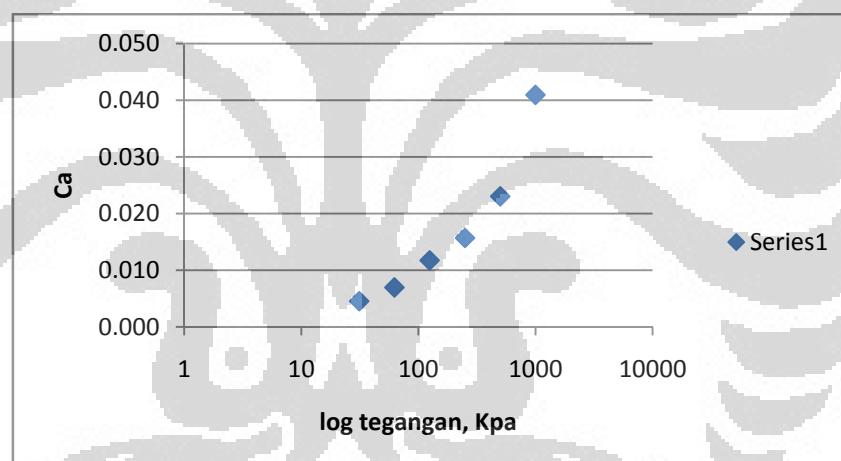
#### 4.3.3 ANALISA NILAI $C_\alpha$

Setelah selesainya proses konsolidasi primer, tanah lunak akan terus mengalami penurunan karena adanya proses konsolidasi sekunder. Untuk menentukan besarnya penurunan yang terjadi akibat konsolidasi sekunder, perlu diketahui terlebih dahulu nilai dari koefisien kompresi sekunder ( $C_\alpha$ ).

a) Lokasi 1 (uji 1 hari)



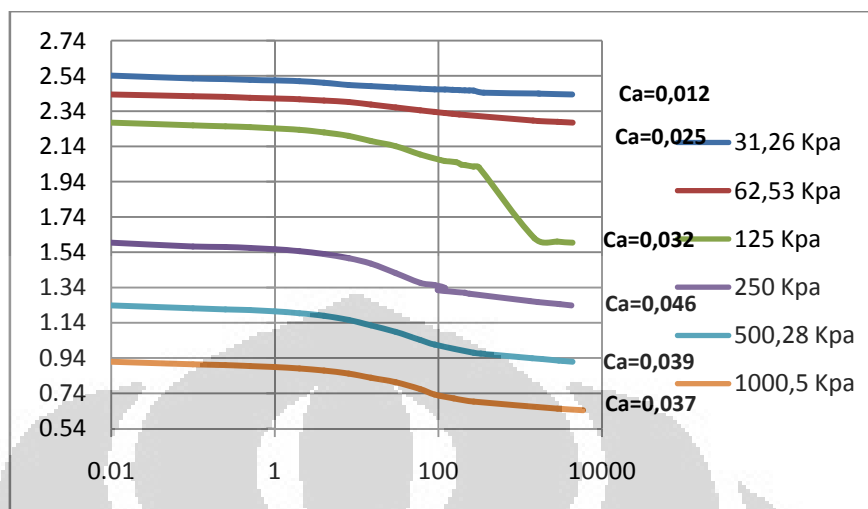
Gambar 4.8 Kurva konsolidasi untuk lokasi 1 (uji 1 hari)



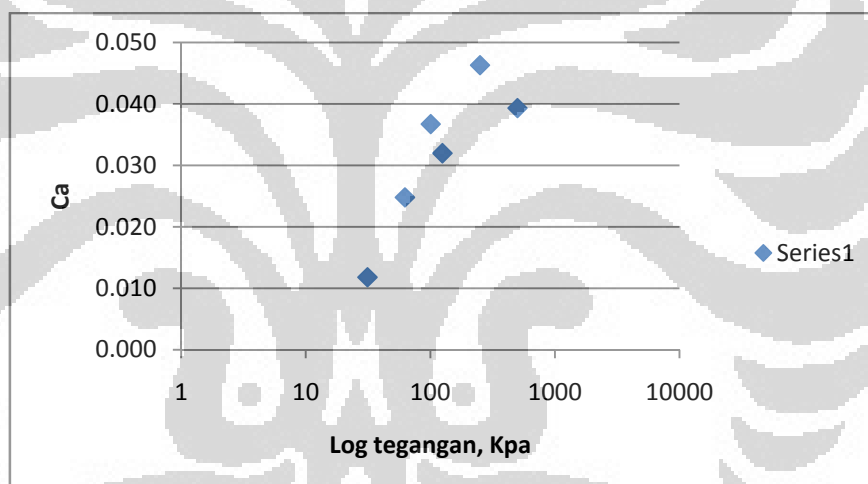
Gambar 4.9 Grafik Ca - log  $\sigma$

Kedua grafik diatas menunjukkan nilai  $C\alpha$  untuk tiap tegangan yang berbeda-beda dengan waktu pengujian yang sama. Dari grafik terlihat bahwa nilai  $C\alpha$  semakin besar seiring dengan meningkatnya tegangan yang diberikan. Nilai  $C\alpha$  juga dapat dihitung dengan menggunakan grafik korelasi antara  $C\alpha$  dan kadar air natural tanah. Dari grafik yang diberikan oleh Mesri (1973), untuk tegangan 1000,56 Kpa didapat nilai  $C\alpha = 0,012$ .

## b) Lokasi 1 (uji 3 hari)



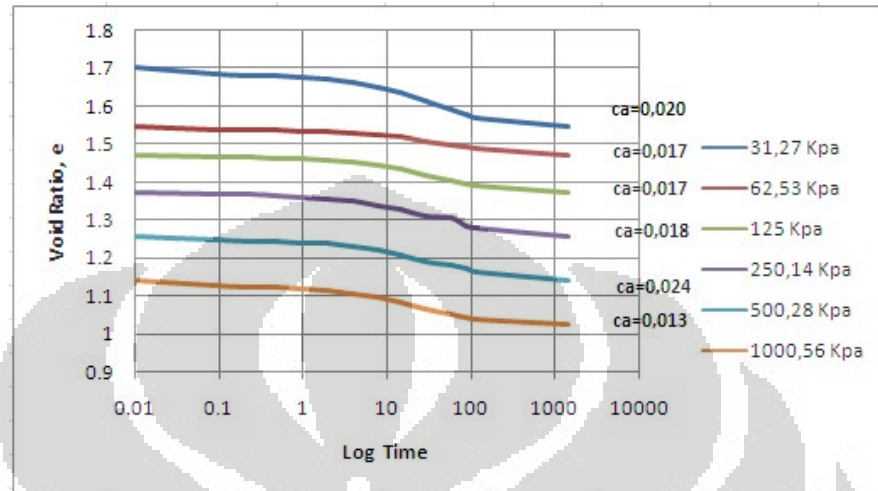
Gambar 4.10 Kurva konsolidasi untuk lokasi 1 (uji 3 hari)

Gambar 4.11 Grafik  $C_a - \log \sigma$ 

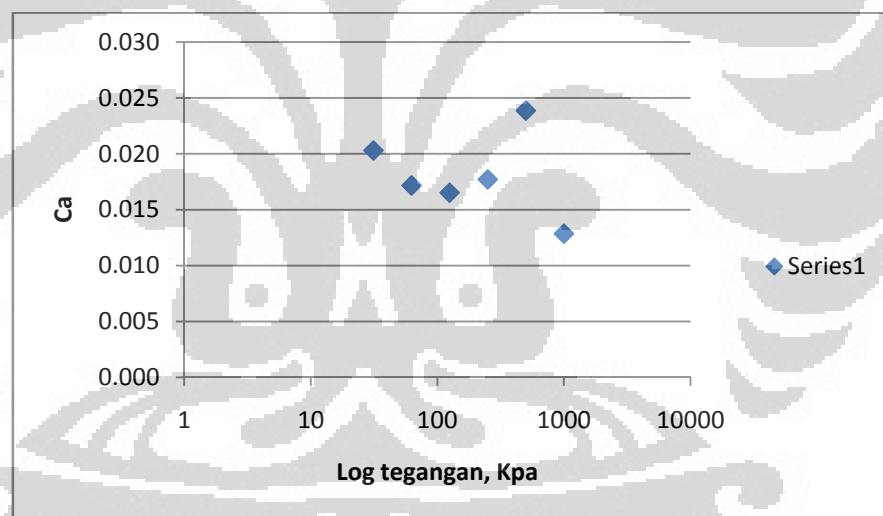
Kedua grafik diatas menunjukkan nilai  $C_a$  pada lokasi 1 dengan waktu pengujian 3 hari. Dari tiap tegangan yang berbeda-beda, didapat nilai  $C_a$  yang bervariasi. Dari grafik terlihat bahwa nilai  $C_a$  semakin besar seiring dengan meningkatnya tegangan yang diberikan. Namun pada tegangan 500,28 Kpa dan 1000,5 Kpa nilai  $C_a$  cenderung menurun. Nilai  $C_a$  juga dapat dihitung dengan menggunakan grafik korelasi antara  $C_a$  dan kadar air natural tanah. Dari grafik yang diberikan oleh Mesri (1973), didapat persamaan  $C_a = 0,01w_n.(1+e)$ . Dengan nilai kadar air sebesar 100,11%, didapat nilai  $C_a$  untuk tegangan 1000,5 sebesar 0,016.



## c) Lokasi 2 (uji 1 hari)



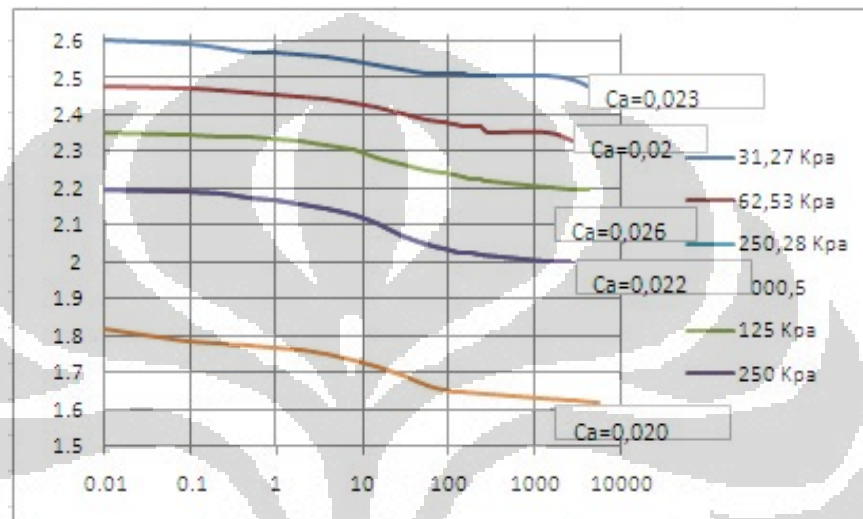
Gambar 4.12 Kurva konsolidasi untuk lokasi 2 (uji 1 hari)

Gambar 4.13 Grafik  $C\alpha$  –  $\log \sigma$ 

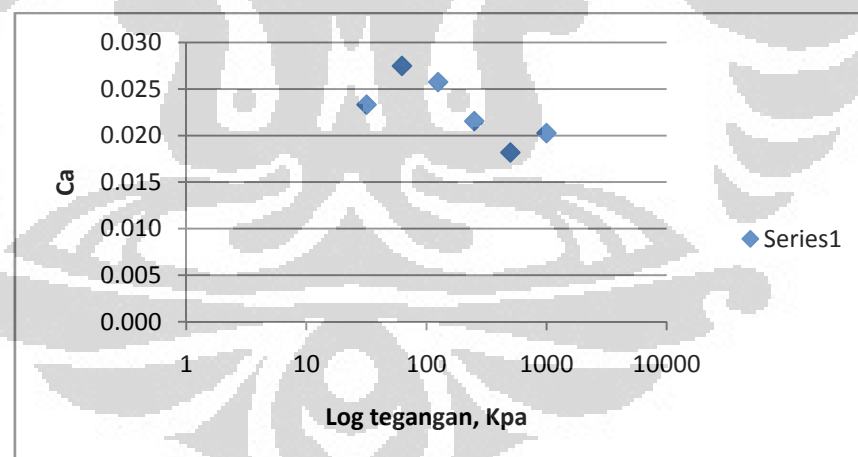
Nilai  $C\alpha$  pada lokasi 2 dengan waktu pengujian 1 hari bervariasi, tidak membentuk sebuah pola tertentu. Dari tiap tegangan yang berbeda-beda, didapat nilai  $C\alpha$  yang berbeda pula. Dari grafik terlihat bahwa nilai  $C\alpha$  terbesar ditunjukkan ketika sampel tanah menerima tegangan sebesar 500,28 Kpa, dan nilai  $C\alpha$  terkecil pada tegangan 1000,56 Kpa. Nilai  $C\alpha$  juga dapat dihitung dengan menggunakan grafik korelasi antara  $C\alpha$  dan

kadar air natural tanah. Dari grafik yang diberikan oleh Mesri (1973), didapat persamaan  $C\alpha = 0,01w_n.(1+e)$ . Dengan nilai kadar air sebesar 51,15 %, didapat nilai  $C\alpha$  untuk tegangan 1000,56 sebesar 0,01.

d) Lokasi 2 (uji 3 hari)



Gambar 4.14 Kurva konsolidasi untuk lokasi 2 (uji 3 hari)

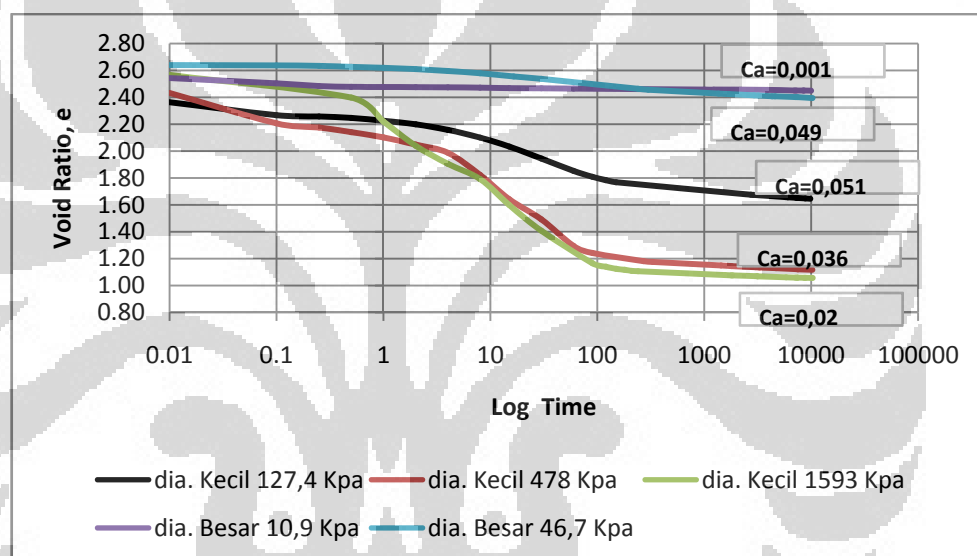


Gambar 4.15 Grafik  $C\alpha$  –  $\log \sigma$

Nilai  $C\alpha$  pada lokasi 2 dengan waktu pengujian 3 hari bervariasi, tidak membentuk sebuah pola tertentu. Dari tiap tegangan yang berbeda-beda, didapat nilai  $C\alpha$  yang berbeda pula. Dari grafik terlihat bahwa nilai  $C\alpha$  terbesar ditunjukkan ketika

sampel tanah menerima tegangan sebesar 250,28 Kpa, dan nilai  $C\alpha$  terkecil pada tegangan 31,27 dan 1000,5 Kpa. Nilai  $C\alpha$  juga dapat dihitung dengan menggunakan grafik korelasi antara  $C\alpha$  dan kadar air natural tanah. Dari grafik yang diberikan oleh Mesri (1973), didapat persamaan  $C\alpha = 0,01w_n.(1+e)$ . Dengan nilai kadar air sebesar 39,19 %, didapat nilai  $C\alpha$  untuk tegangan 1000,56 sebesar 0,01.

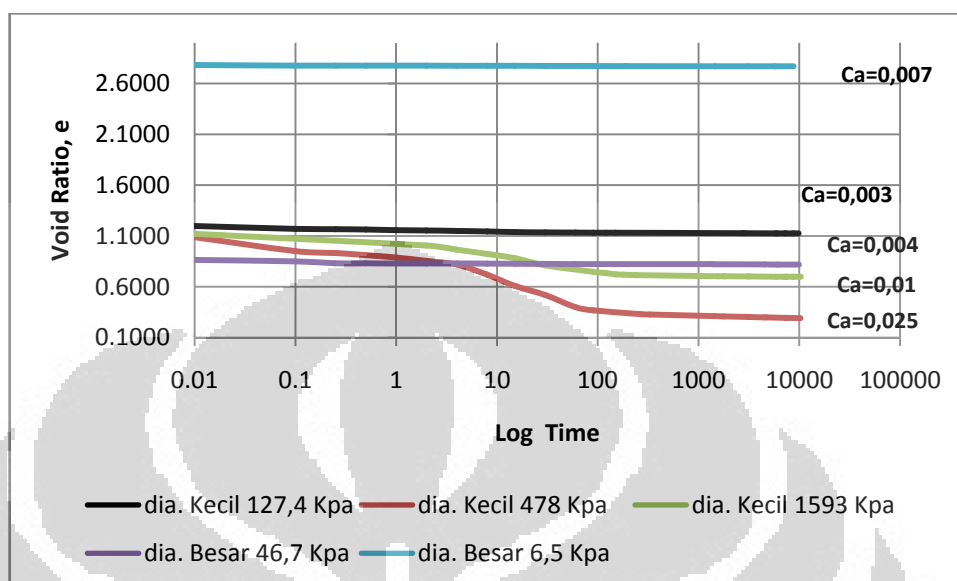
e) Lokasi 1 (uji 1 minggu dengan variasi tegangan dan diameter)



Gambar 4.16  $C\alpha$  untuk lokasi 1 dengan variasi tegangan & diameter

Grafik di atas adalah hasil pengujian konsolidasi dengan waktu pembebanan 1 minggu. Dengan waktu pembebanan yang lebih lama, grafik konsolidasi sudah menunjukkan asimtot. Untuk sampel uji yang menggunakan diameter kecil (6,3 cm), nilai  $C\alpha$  akan semakin kecil seiring dengan besarnya tegangan yang diberikan. Berkebalikan dengan diameter kecil, untuk sampel uji yang menggunakan diameter besar (15 cm), nilai  $C\alpha$  akan semakin bertambah besar seiring dengan besarnya tegangan yang diberikan.

f) Lokasi 2 (uji 1 minggu dengan variasi tegangan dan diameter)

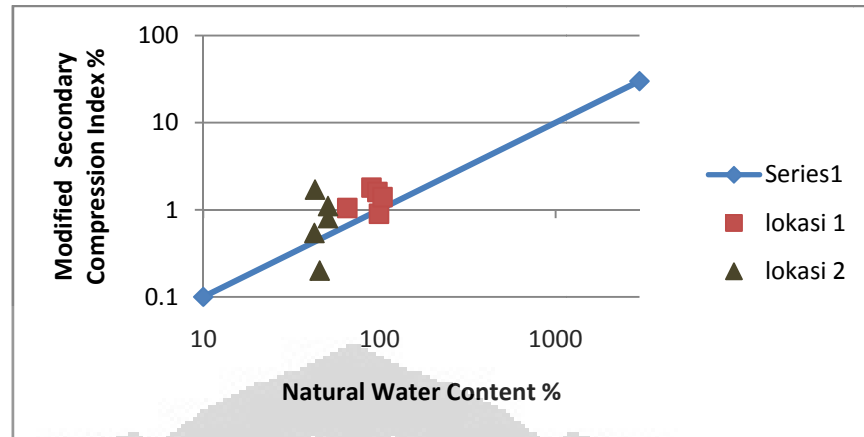


Gambar 4.17  $C_{\alpha}$  untuk lokasi 2 dengan variasi tegangan & diameter

Grafik di atas adalah hasil dari sampel uji yang dibebani hingga 1 minggu. Dengan waktu pembebanan yang lebih lama, grafik konsolidasi sudah menunjukkan asimtot. Untuk sampel uji yang menggunakan diameter kecil (6,3 cm), nilai  $C_{\alpha}$  tidak memberikan pola tertentu. Nilai  $C_{\alpha}$  akan naik saat tegangan dinaikkan, namun nilainya akan turun lagi saat tegangan ditambah. Untuk sampel uji yang menggunakan diameter besar (15 cm), nilai  $C_{\alpha}$  akan semakin bertambah kecil seiring dengan besarnya tegangan yang diberikan.

Selain menggunakan rumus, nilai  $C_{\alpha}$  juga dapat dihitung dengan menggunakan grafik yang diberikan oleh Mesri (1974). Grafik tersebut adalah korelasi antara *modified secondary compression index* dengan kadar air natural tanah. Dengan mengetahui nilai dari *modified secondary compression index*, maka nilai  $C_{\alpha}$  dapat diketahui dengan menggunakan rumus 2.12.

Dari hasil analisa laboratorium, didapat hubungan antara *modified secondary compression index* dengan kadar air natural tanah sebagai berikut :

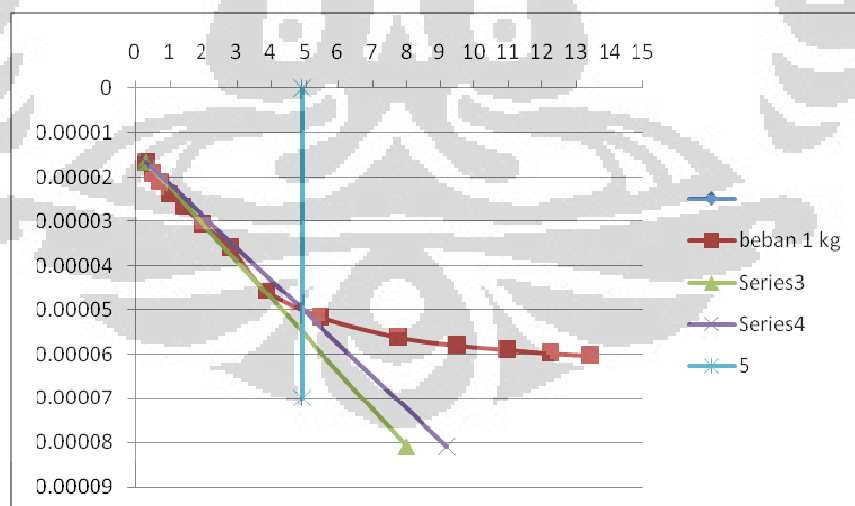


Gambar 4.18 Korelasi antara *modified secondary compression index* dengan *natural water content*

Dengan membandingkan grafik diatas dengan grafik yang dipublikasikan oleh Mesri (gambar 2.28) maka karakteristik kompresi sekunder tanah lunak Marunda mirip dengan *organic silt clay* dan *Chicago blue clay*.

#### 4.3.4 ANALISA KOEFISIEN KONSOLIDASI (Cv)

Penentuan nilai Cv untuk tanah lunak Marunda di lokasi 1 dan 2 ditentukan dengan menggunakan Metode Taylor.



Gambar 4.19 Nilai Cv untuk Lokasi 1 beban 31,2 Kpa

Dengan menggunakan metode Taylor, didapat nilai Cv untuk lokasi 1 beban 1 kg ( 31,2) Kpa) sebesar 0,0006 cm<sup>2</sup>/s atau 1,82 m<sup>2</sup>/s.

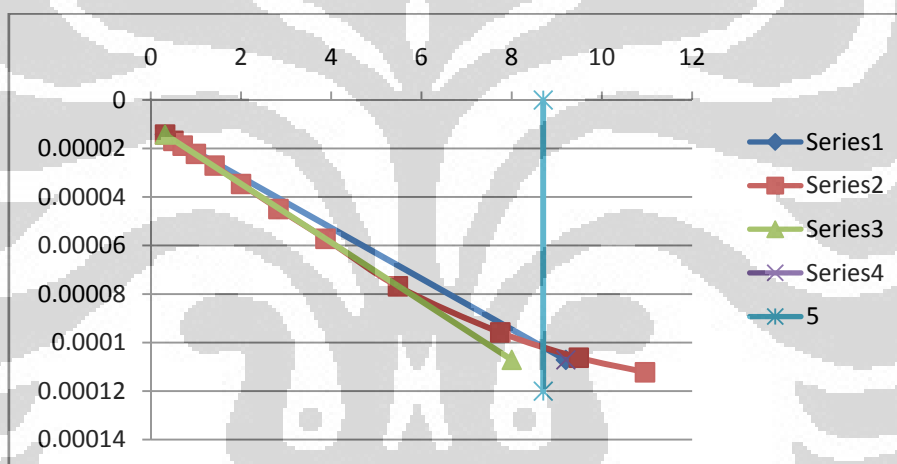
Pada lokasi 1, nilai Cv dicari pada tiap beban yang diberikan. Berikut ini adalah nilai Cv untuk masing-masing beban:

Tabel 4.5 Nilai Cv pada lokasi 1

Beban (Kpa)	t90	Cv (cm <sup>2</sup> /s)	Cv (m <sup>2</sup> /th)
0	0	0	0
3,12	24.01	0.0006	1.82
6,25	36.00	0.0004	1.23
12,5	49.00	0.0003	0.89
25	110.25	0.0001	0.39
50	169.00	0.0001	0.25
100	182.25	0.0001	0.23

Dari tabel di atas, dapat dilihat bahwa nilai Cv akan semakin kecil seiring dengan bertambahnya tegangan yang diberikan.

Selain lokasi 1, nilai Cv juga dicari untuk lokasi 2.



Gambar 4.19 Nilai Cv Lokasi 2 untuk beban 31,2 Kpa

Pada lokasi 2, nilai Cv relatif lebih kecil dibandingkan lokasi 1. Berikut ini adalah tabel nilai Cv untuk lokasi 2:

Tabel 4.6 Nilai Cv pada lokasi 2

beban (Kpa)	t90	Cv (cm <sup>2</sup> /s)	Cv (m <sup>2</sup> /th)
0	0	0	0.00
3,12	75.69	0.0002	0.56
6,25	90.25	0.0002	0.49
12,5	82.81	0.0002	0.53
25	43.56	0.0003	0.99
50	43.56	0.0003	0.99
100	64.00	0.0002	0.68

## **BAB 5**

### **KESIMPULAN DAN SARAN**

#### **5.1 KESIMPULAN**

Dari hasil penelitian yang telah didapatkan, berdasarkan beberapa pengujian konsolidasi yang telah dilakukan terhadap tanah lunak Marunda dengan menggunakan oedometer standar berdiameter kecil (6,3 cm), maka dapat disimpulkan:

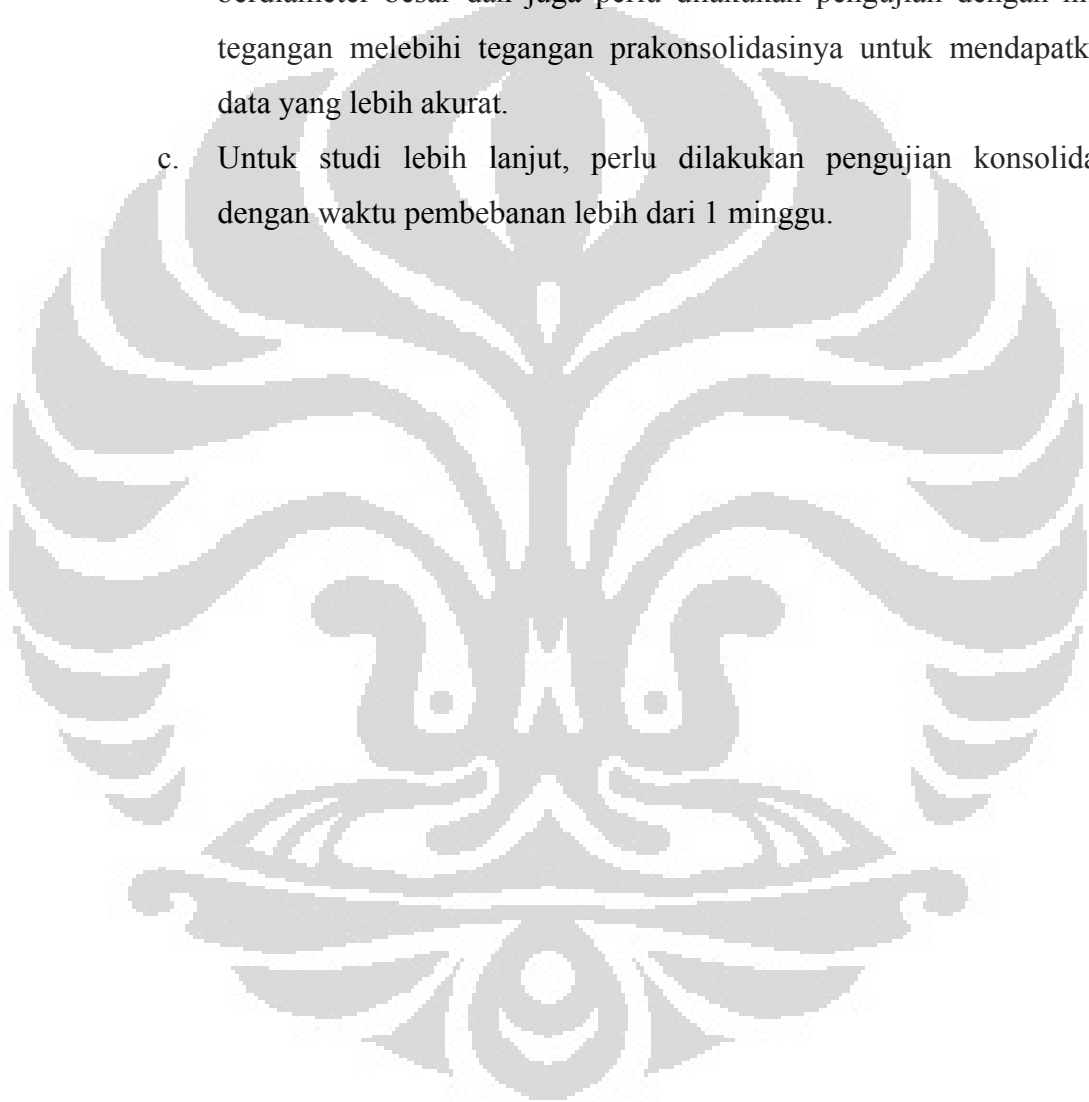
- a. Tegangan prakonsolidasi untuk lokasi 1 sebesar 128 Kpa dengan nilai  $C_c$  0,69. Untuk lokasi 2, tegangan prakonsolidasinya 66 Kpa dengan nilai  $C_c$  0,39.
- b. Pada pengujian dengan besar beban melebihi tegangan prakonsolidasi dengan waktu pembebanan 1 hari, nilai  $C_\alpha$  akan semakin besar seiring dengan bertambahnya beban.
- c. Pada pengujian dengan besar beban melebihi tegangan prakonsolidasi dengan waktu pembebanan 3 hari, nilai  $C_\alpha$  akan semakin kecil seiring dengan bertambahnya beban.
- d. Nilai  $C_v$  menunjukkan adanya penurunan nilai seiring dengan bertambahnya beban yang diberikan.

Berdasarkan pengujian konsolidasi tanah lunak Marunda dengan menggunakan mold dengan diameter besar (15,3 cm) maka dapat disimpulkan:

- a. Tegangan yang diberikan pada pengujian ini dibawah tegangan prakonsolidasi tanah, sehingga penurunan yang dihasilkan dari uji dengan mold diameter besar terlalu kecil.
- b. Nilai  $C_\alpha$  yang dihasilkan semakin besar jika tegangan yang diberikan bertambah.

## 5.2 SARAN

- a. Penambahan jumlah lokasi pengujian diperlukan agar hasil penelitian kompresibilitas sekunder yang diperoleh dapat mewakili kondisi yang sebenarnya di lapangan.
- b. Perlu dilakukan penyempurnaan alat pengujian konsolidasi pada mold berdiameter besar dan juga perlu dilakukan pengujian dengan nilai tegangan melebihi tegangan prakonsolidasinya untuk mendapatkan data yang lebih akurat.
- c. Untuk studi lebih lanjut, perlu dilakukan pengujian konsolidasi dengan waktu pembebanan lebih dari 1 minggu.





## DAFTAR REFERENSI

- Braja M. Das, *ebook: Shallow Foundations, Bearing Capacity & Settlement*
- Braja M. Das. (1985). *Advanced Soil Mechanics*. International Student Edition, Singapore: McGraw Hill.
- Dunn, I.S et al. (1992). *Dasar-dasar Analisis Geoteknik*
- Gopal Ranjam dan A.S.R. Rao. (1991). *Basic and Applied Soil Mechanics*. New Delhi: New Age International.
- Hiroaki Shirako et.al. (2006). *Secondary Behavior in Standard Consolidation Test*, Proceeding Eng.Tokai University
- John T. Germaine, Amy V. Germaine. (2009). *Geotechnical Laboratory Measurement For Engineers*. New Jersey: John Willey and Son.
- K.H. Head, *Manual of Soil Laboratory Testing, Volume 2*
- Lambe T.W. (1951). *Soil Testing For Engineers*. New York: John Willey and Sons.
- Muni Budhu. (2007). *Soil Mechanic and Foundations*. Hoboken: John Wiley&Sons
- Pusat Litbang Prasarana Transportasi. (2001). *Panduan Geoteknik 1: Proses Pembentukan dan Sifat-sifat Dasar Tanah Lunak*. Bandung.
- R.F Craig, (1991) *Mekanika Tanah*, Penerjemah Budi Susilo S. Jakarta: Erlangga
- Robert D. Holtz & William D. Covacs. (1981). *An Introduction to Geotechnical Engineering*. New Jersey: Prentice Hall
- Shumin Li et.al, (2004). *Time Effects on One-dimensional Consolidation Analysis*, Tokai University.
- Verhoef, P.N, (1985). *Geologi Untuk Teknik Sipil*. Penerjemah E. Diraatmadja Jakarta:Erlangga
- Yuni D. Sari, (2005). Skripsi: *Studi Parameter Tanah Lempung Lunak Dengan Uji Konsolidasi Siklik Monotonik Menggunakan Oedometer*. FTUI.

## LAMPIRAN

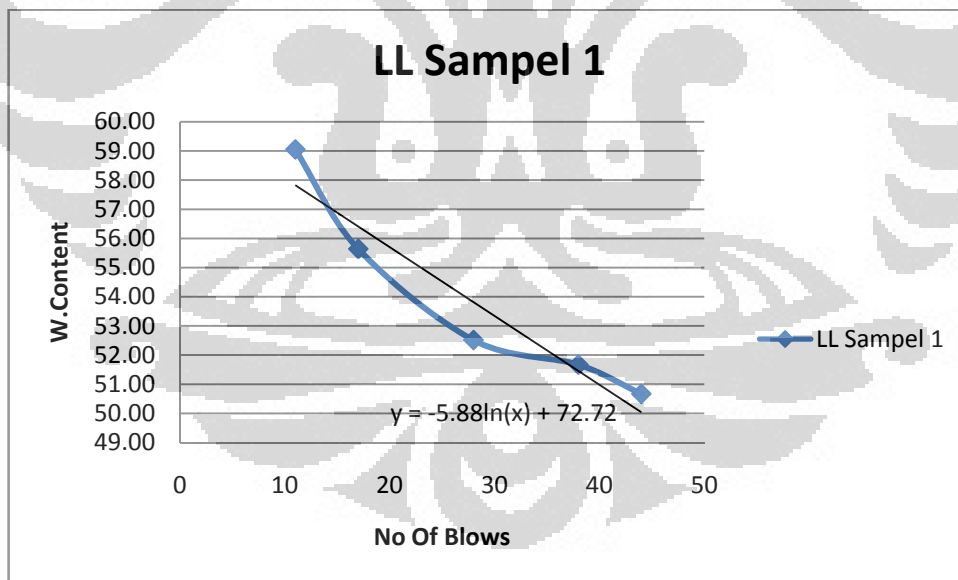
### LOKASI 1

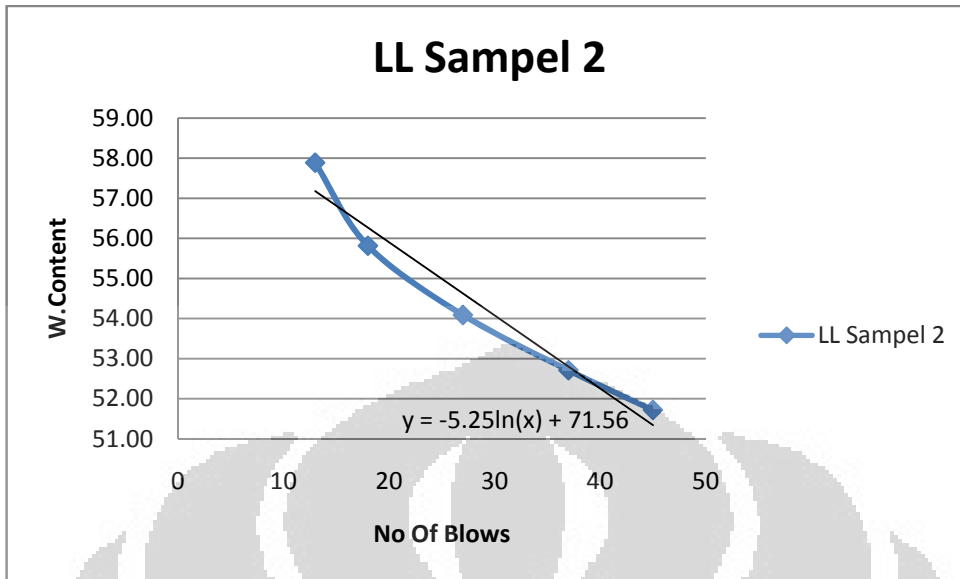
#### 1. Atterberg Limit

##### a. Liquid limit :

- cara grafis :

Can No.	Sampel 1					Sampel 2				
	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
Wt. of wet soil + can (W2)	40.65	35.73	28.61	26.99	49.08	39.88	39.73	28.50	28.19	27.01
Wt. of dry soil + can(W3)	30.06	26.61	21.72	20.48	34.11	29.06	29.04	21.36	21.09	20.15
Wt. of can (W1)	9.16	8.96	8.60	8.78	8.76	8.14	8.76	8.16	8.37	8.30
Wt. of dry soil	20.90	17.65	13.12	11.70	25.35	20.92	20.28	13.20	12.72	11.85
Water content	50.67	51.67	52.52	55.64	59.05	51.72	52.71	54.09	55.82	57.89
No of blows	44	38	28	17	11	45	37	27	18	13
<b>Liquid Limit</b>	<b>53.79</b>					<b>54.66</b>				
<b>Liquid Limit Rata-rata</b>	<b>54.23</b>									





- cara analisis :

	Sampel 1					Sampel 2				
Can No.	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
Liquid Limit	54.26	54.36	53.24	53.10	53.47	55.53	55.27	54.60	53.64	53.49
Liquid Limit Rata-rata	54.10									

b. Plastic limit

	Sampel 1		Sampel 2	
Can No.	1	2	3	4
Wt. of wet soil + can	35.58	56.21	45.99	
Wt. of dry soil + can	33.1	46.73	41.63	
Wt. of can	24.43	21.13	28.44	
Wt. of dry soil	8.67	25.6	13.19	
Water content	28.60	37.03	33.06	
Water content Rata2	32.90			

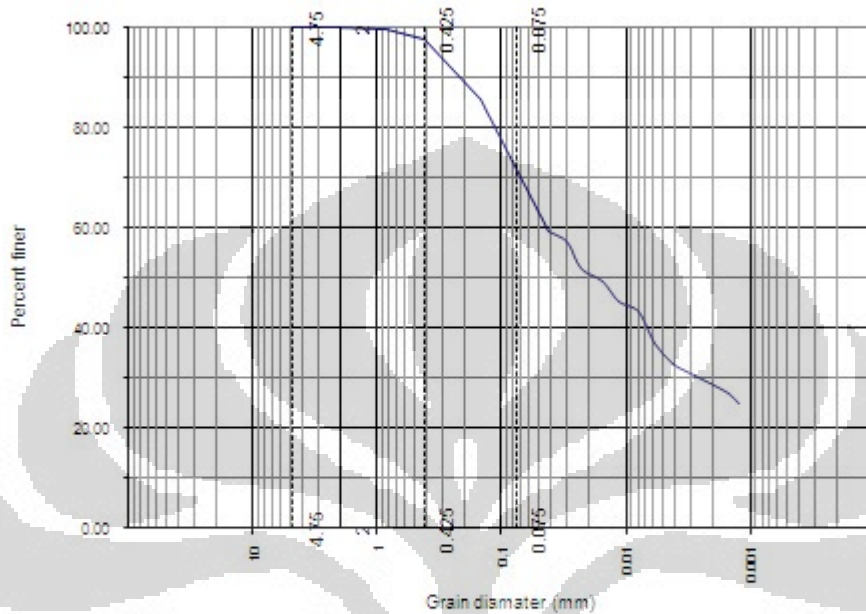
$$\begin{aligned}
 \text{Maka nilai PI (Plastic indeks)} &= \text{LL-PL} \\
 &= (54,23 - 32,90) \\
 &= 21,33 \%
 \end{aligned}$$

c. Shringkage limit

Coated Dish	Sampel 1		Sampel 2	
	1	2	1	2
Wt. of coated dish + wet soil	66.70	53.77	66.79	43.09
Wt. of coated dish	39.45	30.69	41.37	19.36
Wt. of wet soil	27.25	23.08	25.42	23.73
Wt. of coated dish + dry soil	56.71	45.36	57.13	34.07
Wt. of dry soil	17.26	14.67	15.76	14.71
Wt. of coated dish + mercury	259.97	221.21	258.87	219.06
Wt. of mercury	220.52	190.52	217.50	199.70
Volume of wet soil	16.30	14.08	16.08	14.76
Wt. of mercury + shrinkage dish	757.33	757.33	757.33	757.33
Wt. of shrinkage dish + Hg	625.33	645.11	635.31	643.44
Wt. of mercury remove	132.00	112.22	122.02	113.89
Volume of dry soil	9.76	8.29	9.02	8.42
Shrinkage Limit	19.97	17.88	16.52	18.20
Shrinkage ratio	1.77	1.77	1.75	1.75
Shrinkage Limit rata-rata	18.14			

## 2. Grain Size Analysis

<< Gravel	Sand	Silt	Clay >>
-----------	------	------	---------



Composition	
Sand	28.4 %
Silt	42.6 %
Clay	29 %

Visual Soil Description	CLAYEY SILT
Soil Classification	UNIFIED SOIL CLASSIFICATION

## 3. Specific Gravity

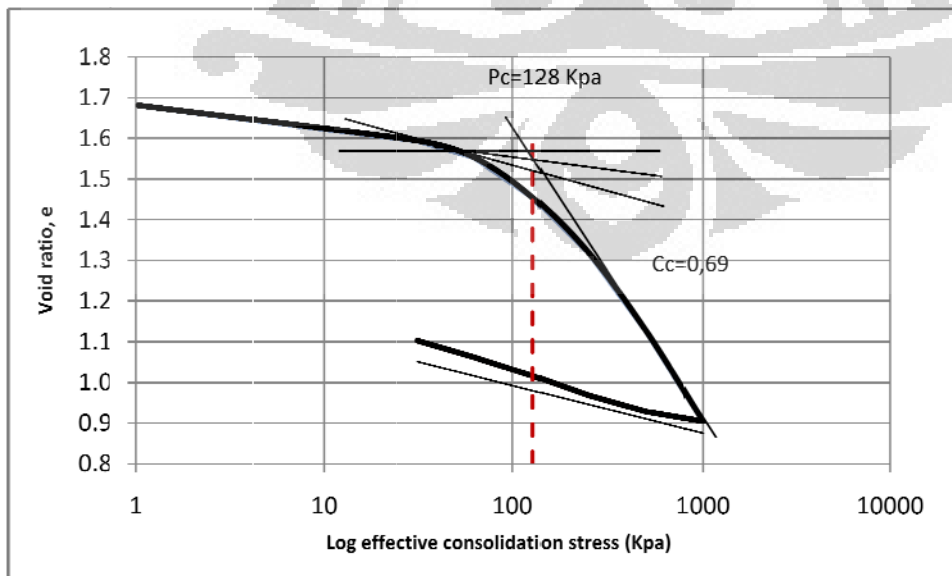
Test No.	Lokasi 1		
	1	2	3
Wt. flask + water + soil	731.46	702.58	730.90
Temperatur ( °C )	32	32	32
Wt. flask + water	669.92	641.36	669.92
Wt. evap. Dish +dry soil	486.77	445.40	473.10
Wt. evap. Dish	386.75	345.38	373.10
Wt. of dry soil	100.02	100.02	100.00
Gs	2.599	2.578	2.563
<b>Gs rata-rata</b>	<b>2.58</b>		



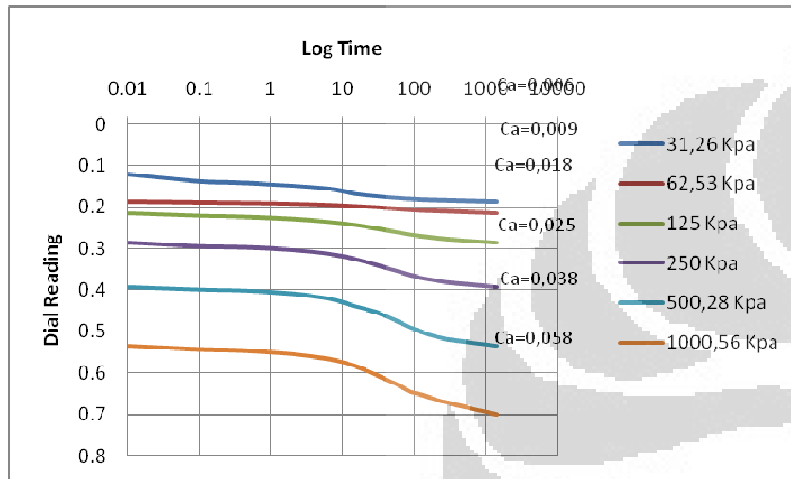
Lanjutan

Load (kg)	Load incremental (Kpa)	end dial reading(cm)	$\Delta H$	$\Delta e$	e	average H	HS	t90	Cv (cm <sup>2</sup> /s)
0	0	0.1063	0.000	0.000	1.701				
0.33	1.032	0.1214	0.015	0.020	1.681	2.002	1.00	0.0	0.0000
1	31.268	0.1858	0.064	0.087	1.594	1.978	0.99	24.0	0.0006
2	62.535	0.2159	0.030	0.040	1.554	1.995	1.00	36.0	0.0004
4	125.070	0.287	0.071	0.096	1.458	1.974	0.99	49.0	0.0003
8	250.140	0.3916	0.105	0.141	1.318	1.958	0.98	110.3	0.0001
16	500.281	0.5336	0.142	0.191	1.127	1.939	0.97	169.0	0.0001
32	1000.562	0.6992	0.166	0.223	0.904	1.927	0.96	182.3	0.0001
16	500.281	0.6814	-0.018	-0.024	0.928	2.019	1.01		
8	250.140	0.6519	-0.030	-0.040	0.968	2.025	1.01		
4	125.070	0.615	-0.037	-0.050	1.018	2.028	1.01		
2	62.535	0.5819	-0.033	-0.044	1.062	2.027	1.01		
1	31.268	0.5517	-0.030	-0.041	1.103	2.025	1.01		

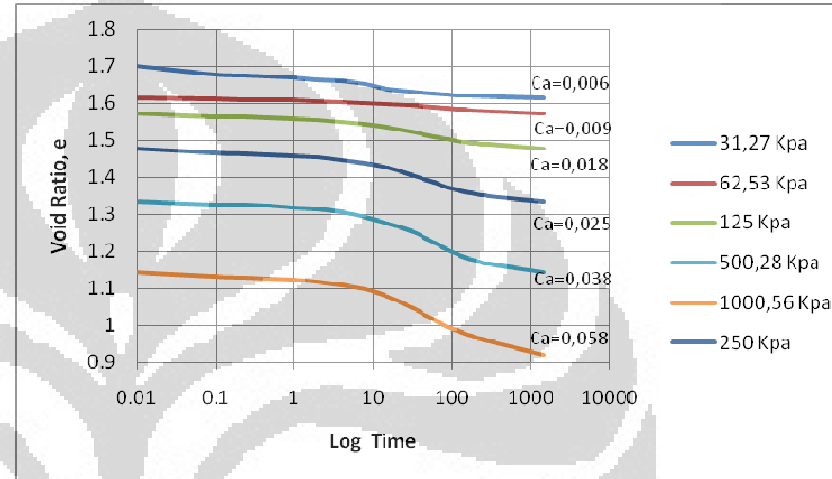
Akar Waktu	Penurunan					
	1	2	4	8	16	32
0.00	0	0.0000644	0.0000945	0.0001656	0.0002702	0.0004122
0.32	0.0000166	0.0000666	0.0001007	0.0001744	0.0002767	0.0004208
0.50	0.0000192	0.0000674	0.0001022	0.0001756	0.0002782	0.0004223
0.71	0.0000212	0.000068	0.0001038	0.0001771	0.0002799	0.0004245
1.00	0.000024	0.0000688	0.0001057	0.0001792	0.0002825	0.0004278
1.41	0.0000268	0.00007	0.0001084	0.0001826	0.0002865	0.0004317
2.00	0.0000307	0.0000715	0.000112	0.0001874	0.0002924	0.0004382
2.83	0.000036	0.0000736	0.000117	0.0001947	0.0003016	0.0004468
3.87	0.0000458	0.0000761	0.0001228	0.000204	0.0003162	0.0004604
5.48	0.0000517	0.0000793	0.0001314	0.0002183	0.000331	0.0004825
7.75	0.0000562	0.0000832	0.000141	0.0002334	0.0003537	0.000507
9.49	0.000058	0.0000853	0.0001466	0.0002424	0.0003683	0.0005234
10.95	0.000059	0.000087	0.0001496	0.0002478	0.0003765	0.0005287
12.25	0.0000598	0.0000877	0.0001516	0.0002512	0.0003826	0.0005344
13.42	0.0000603	0.0000882	0.0001535	0.0002537	0.0003871	0.0005388
14.49	-	-	0.0001547	0.0002557	0.0003902	0.0005426
15.49	-	-	0.0001558	0.0002572	0.0003927	0.000546
16.43	-	-	0.0001567	0.0002585	0.0003948	0.0005477
17.32	-	-	0.0001576	0.0002595	0.0003965	0.0005499
37.95	0.0000644	0.0000945	0.0001656	0.0002702	0.0004122	0.0005778



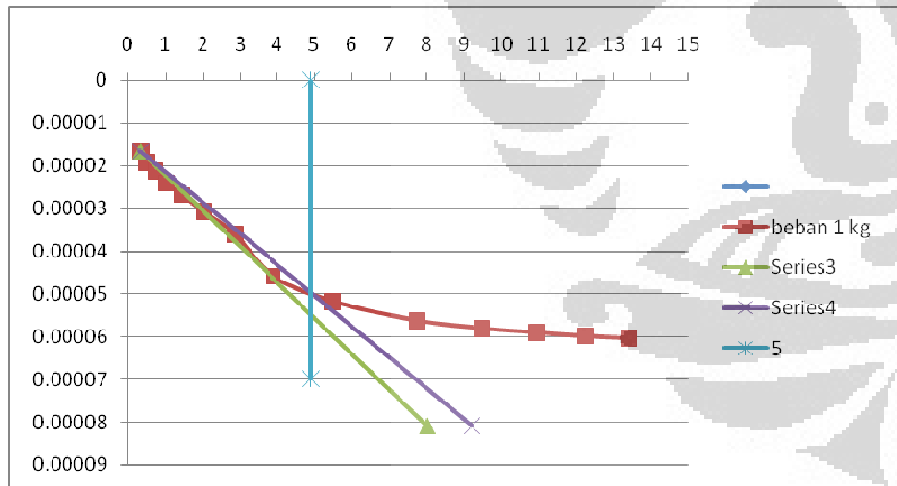
Kurva Kompresi ; Dial reading vs Log time



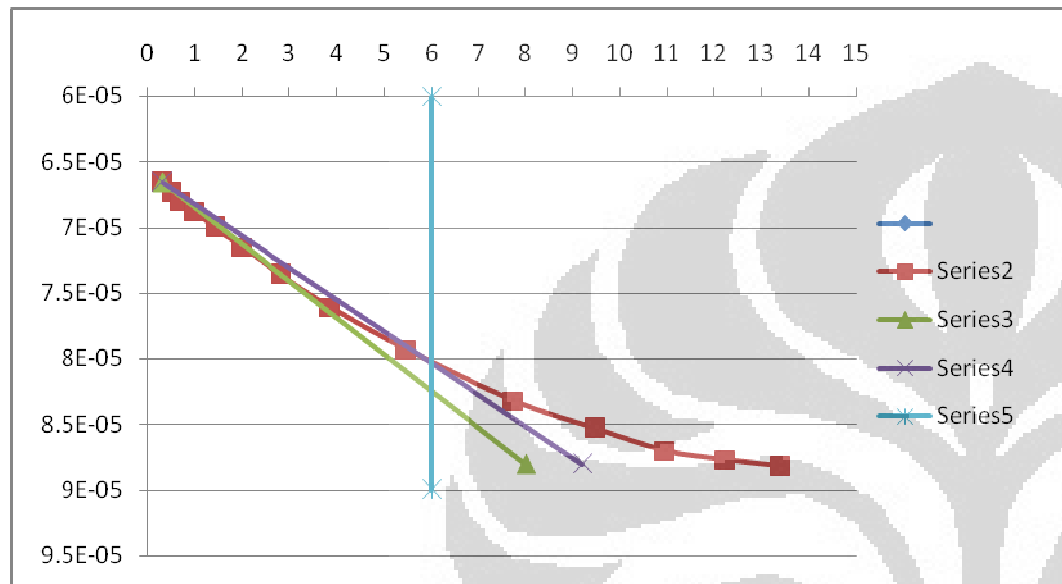
Kurva kompresi ; Void ratio vs Log time



Kurva Cv tegangan 1,03 Kpa



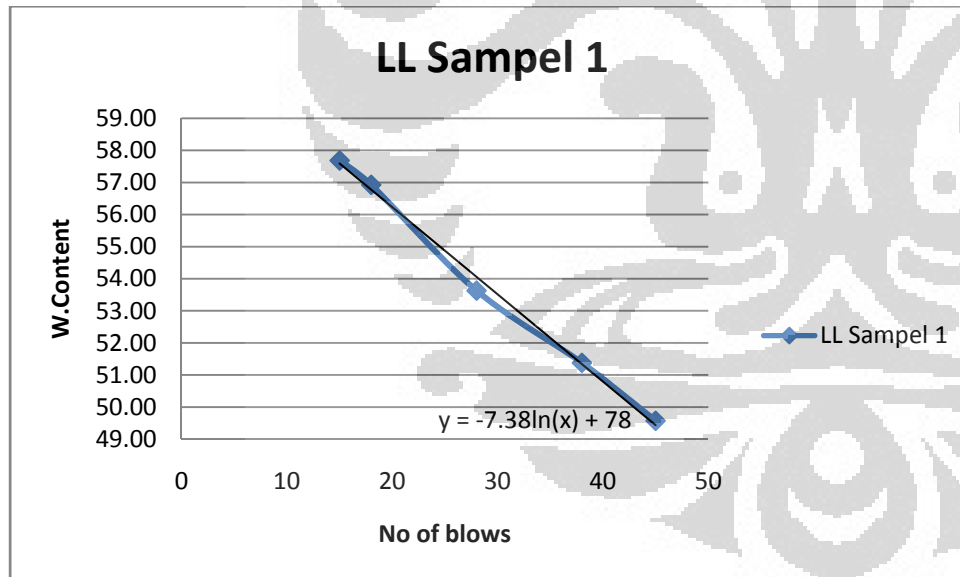


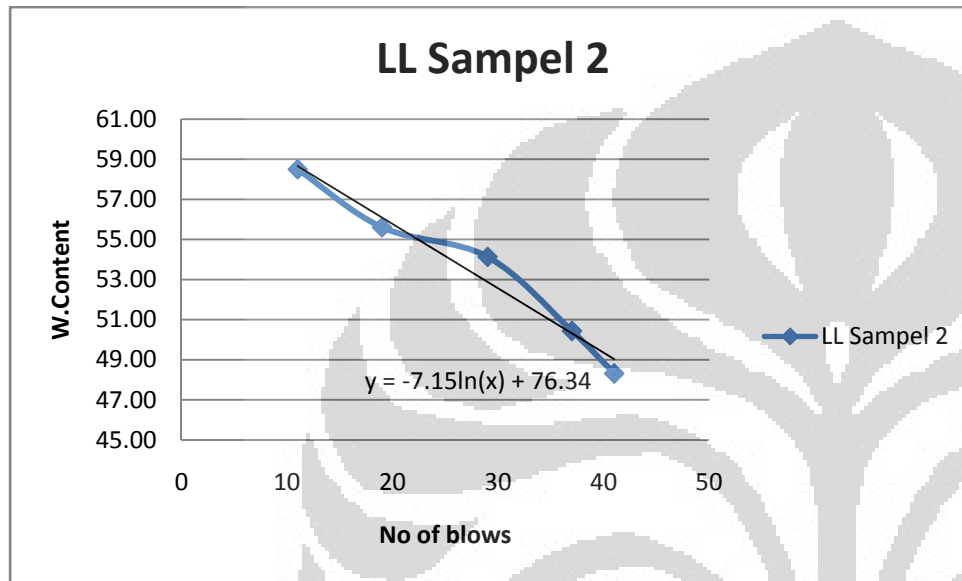


**LOKASI 2**

1. Atterberg limit  
 a. Liquid limit  
 - cara grafis

Can No.	Sampel 1					Sampel 2				
	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
Wt. of wet soil + can	45.40	48.68	45.48	52.82	46.90	49.89	40.75	47.93	48.89	47.68
Wt. of dry soil + can	33.25	35.26	32.48	36.84	33.02	36.56	30.97	34.52	34.31	33.37
Wt. of can	8.74	9.14	8.24	8.77	8.96	8.97	11.58	9.75	8.09	8.91
Wt. of dry soil	24.51	26.12	24.24	28.07	24.06	27.59	19.39	24.77	26.22	24.46
Water content	49.57	51.38	53.63	56.93	57.69	48.31	50.44	54.14	55.61	58.50
No of blows	45	38	28	18	15	41	37	29	19	11
<b>Liquid Limit</b>	<b>54.24</b>					<b>53.33</b>				
<b>Liquid Limit Rata-rata</b>	<b>53.78</b>									





- cara analisis

	Sampel 1					Sampel 2				
Can No.	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
Liquid Limit	53.23	54.05	54.37	54.71	54.23	51.29	52.89	55.12	53.79	52.97
Liquid Limit Rata-rata	53.79									

## b. Plastic Limit

	Sampel 1		Sampel 2	
	1	2	1	2
Can No.				
Wt. of wet soil + can	25.07	25.16	30.42	28.42
Wt. of dry soil + can	22.87	23.13	26.84	25.41
Wt. of can	15.75	16.4	16.18	16.76
Wt. of dry soil	7.12	6.73	10.66	8.65
<b>Water content</b>	<b>30.90</b>	<b>30.16</b>	<b>33.58</b>	<b>34.80</b>
<b>Water content Rata2</b>	<b>32.36</b>			

Maka nilai PI (Plastic indeks) = LL-PL

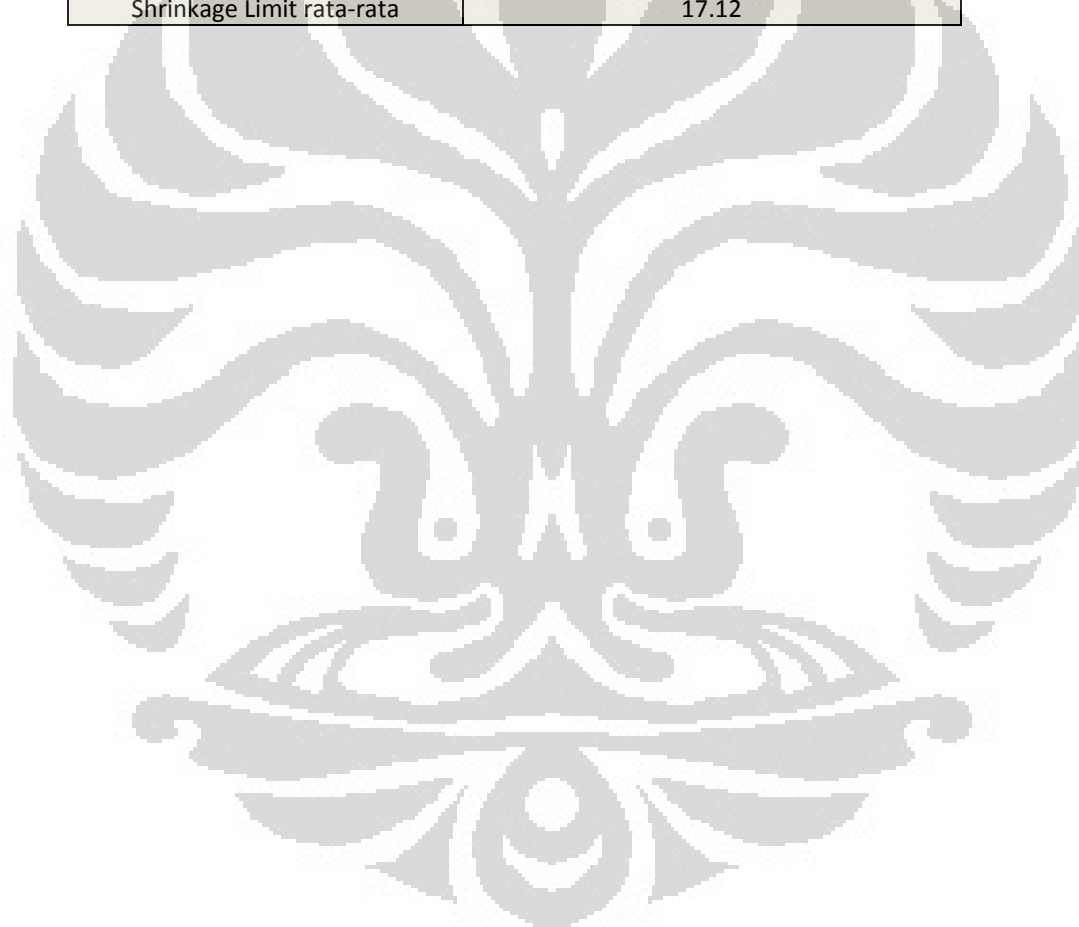
$$= (53,78 - 32,36)$$

$$= 21,42 \%$$

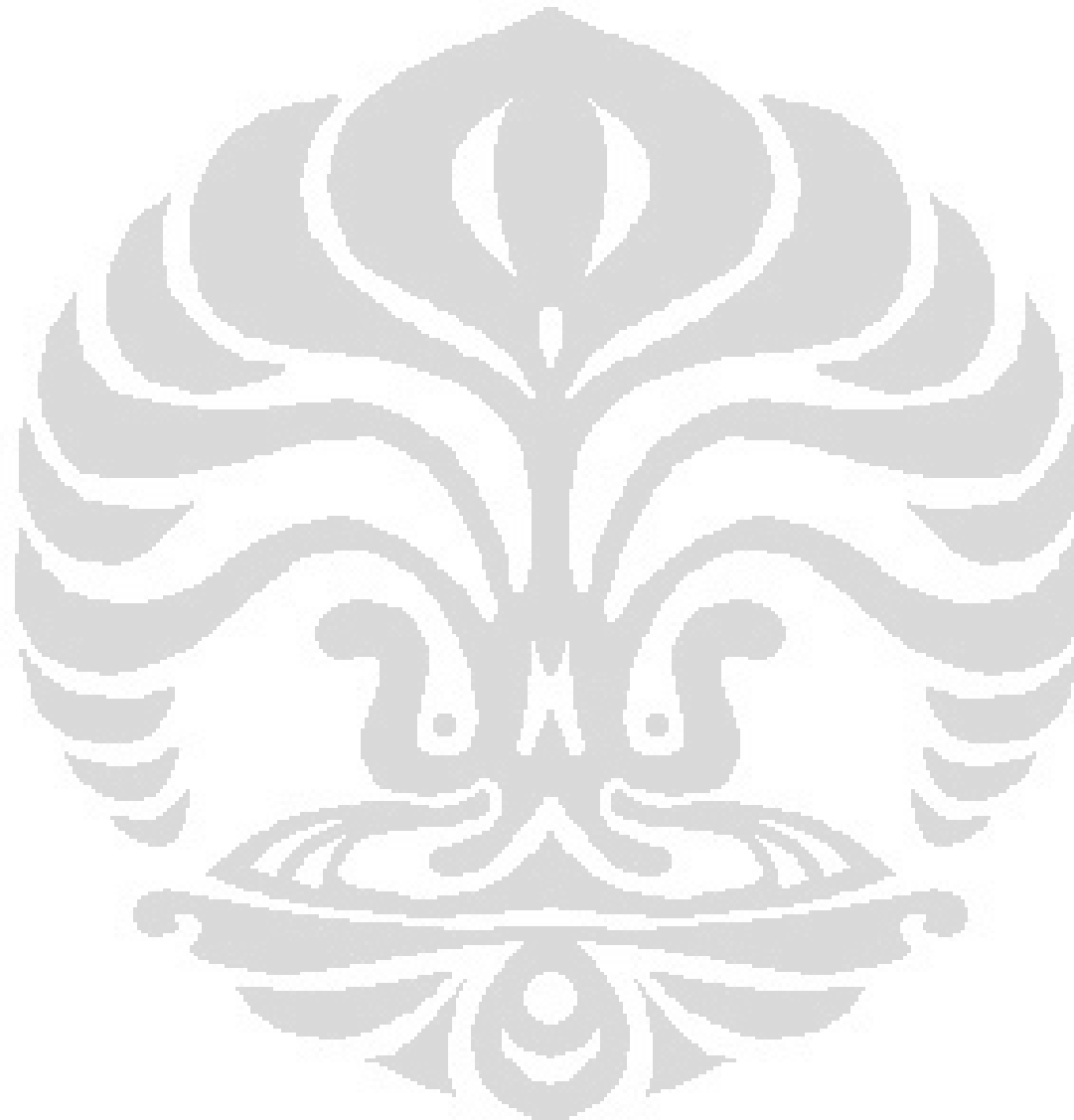
c. Shrinkage limit

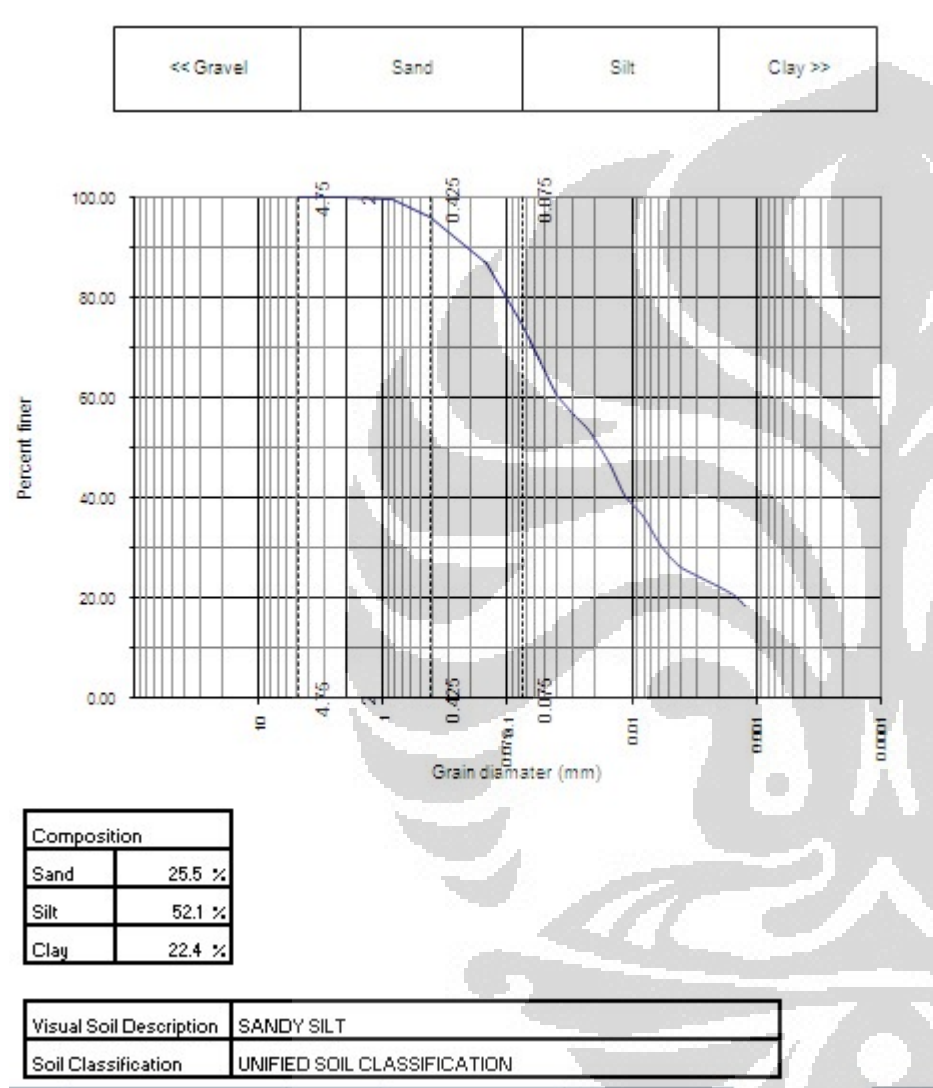
Coated Dish	Sampel 1		Sampel 2	
	1	2	1	2
Wt. of coated dish + wet soil	66.45	43.01	64.90	53.39
Wt. of coated dish	41.40	19.39	39.50	30.72
Wt. of wet soil	25.05	23.62	25.40	22.67
Wt. of coated dish + dry soil	56.43	33.51	54.69	44.29
Wt. of dry soil	15.03	14.12	15.19	13.57
Wt. of coated dish + mercury	259.73	222.59	260.15	223.46
Wt. of mercury	218.33	203.20	220.65	192.74
Volume of wet soil	16.14	15.02	16.31	14.25

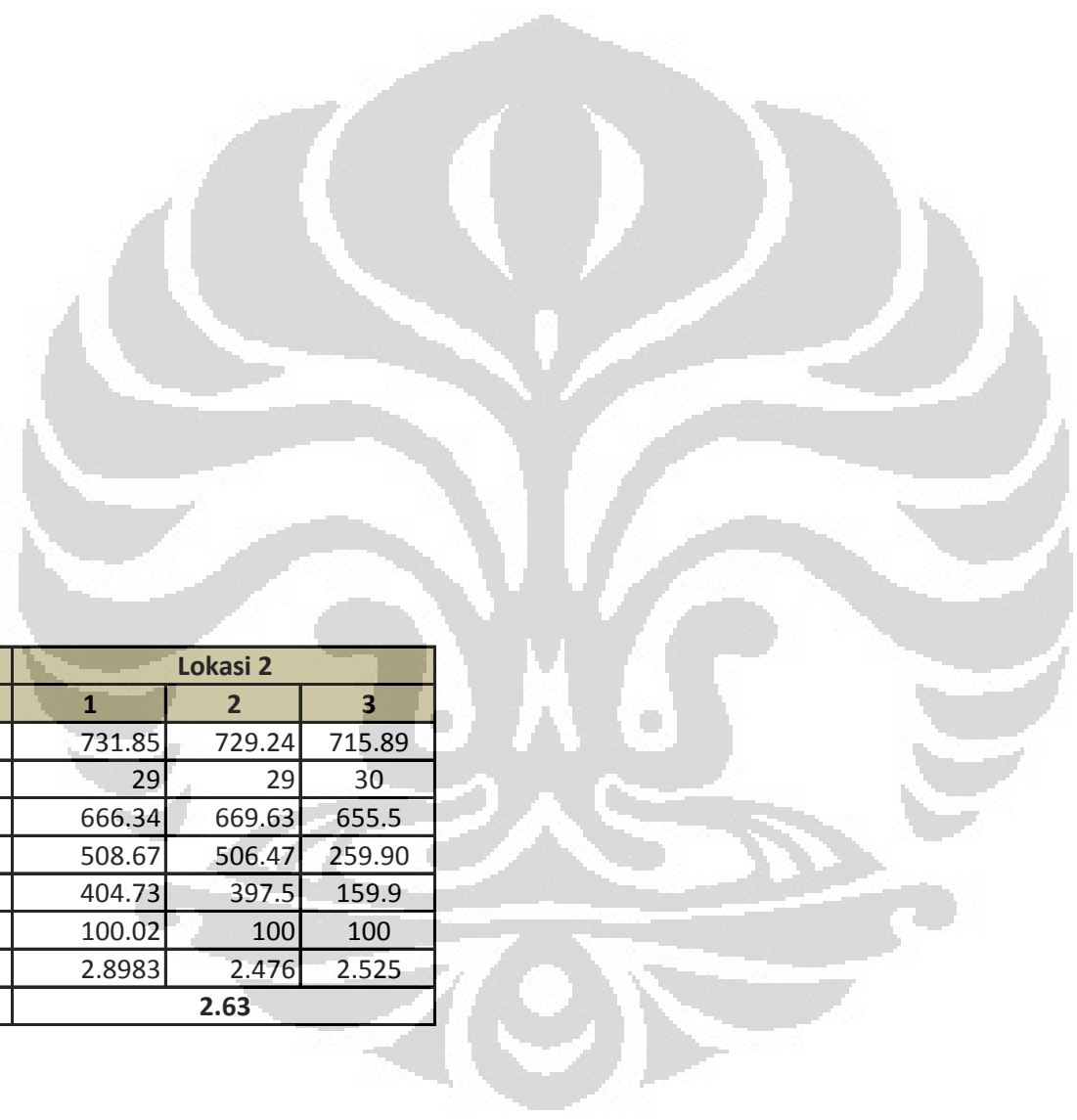
Wt. of mercury + shrinkage dish	760.76	760.76	760.76	760.76
Wt. of shrinkage dish + Hg	653.66	646.76	643.77	655.97
Wt. of mercury remove	107.10	114.00	116.99	104.79
Volume of dry soil	7.92	8.43	8.65	7.75
Shrinkage Limit	11.97	20.59	16.78	19.16
Shrinkage ratio	1.90	1.68	1.76	1.75
Shrinkage Limit rata-rata	17.12			



## 2. Grain Size Analysis







### 3. Specific Gravity

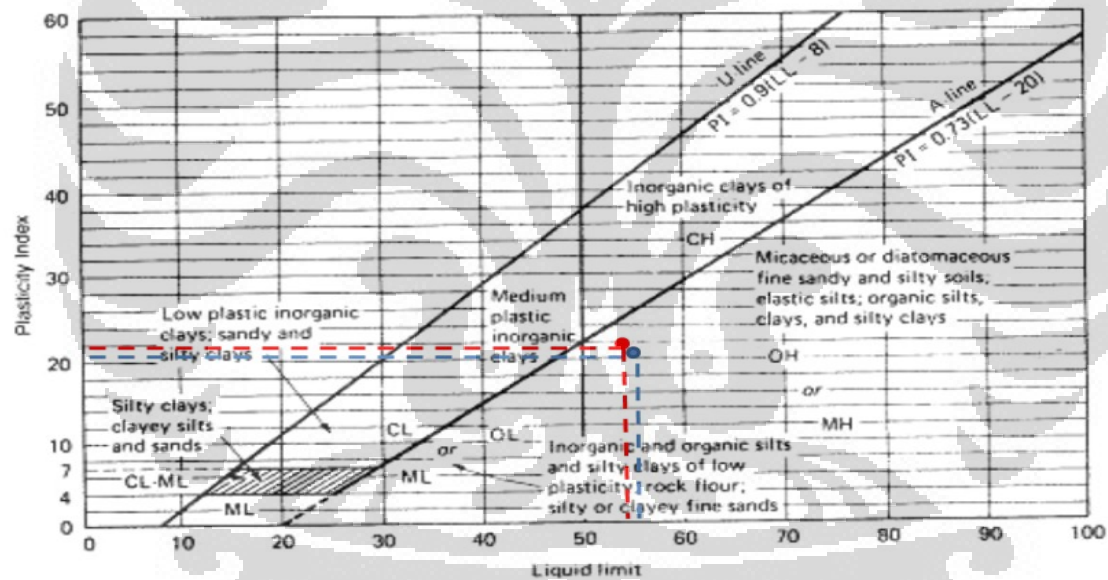
Test No.	Lokasi 2		
	1	2	3
Wt. flask + water + soil	731.85	729.24	715.89
Temperatur ( °C )	29	29	30
Wt. flask + water	666.34	669.63	655.5
Wt. evap. Dish +dry soil	508.67	506.47	259.90
Wt. evap. Dish	404.73	397.5	159.9
Wt. of dry soil	100.02	100	100
Gs	2.8983	2.476	2.525
<b>Gs rata-rata</b>	<b>2.63</b>		



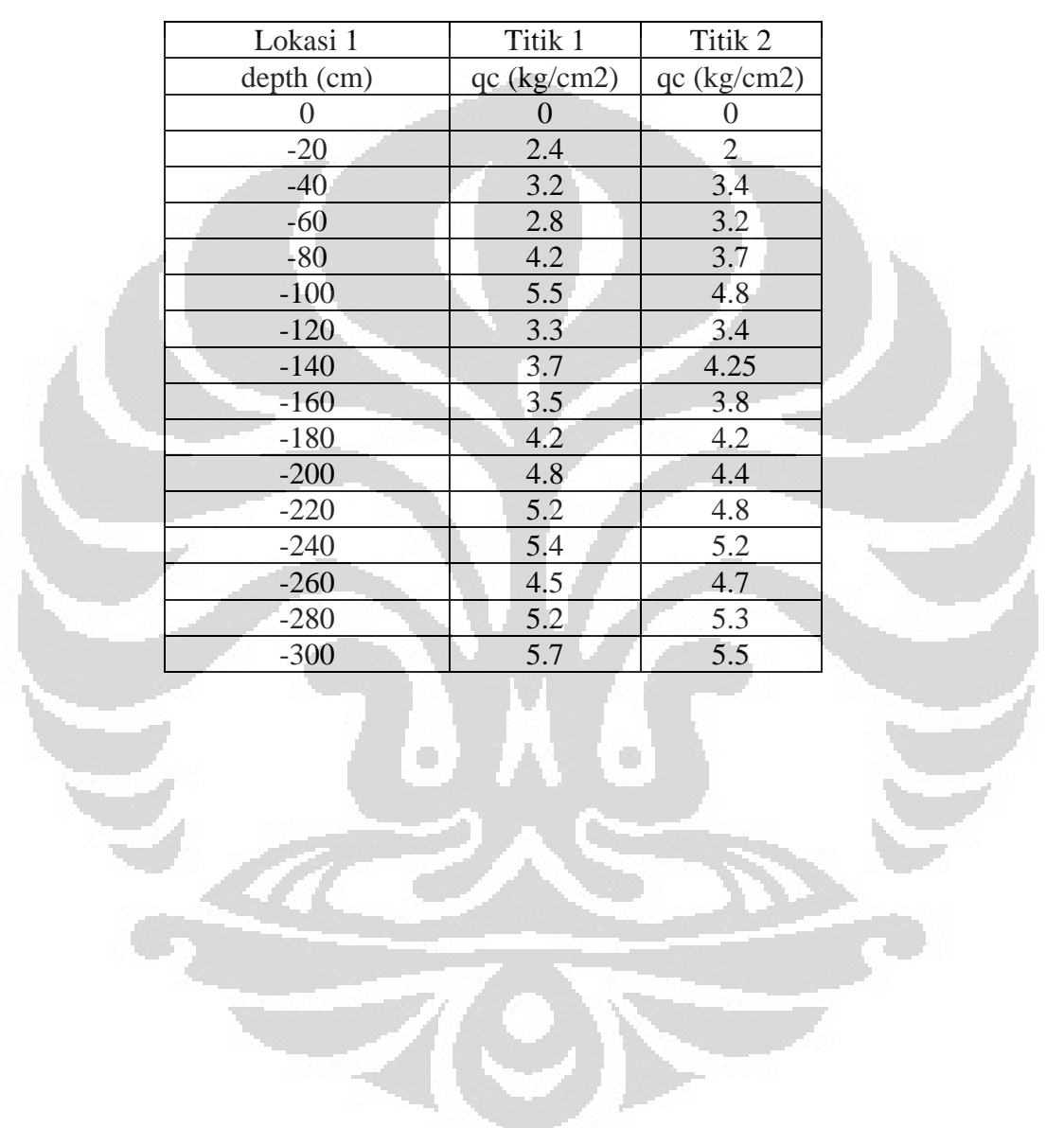
#### 4. Natural Water Content

LOKASI 2	
Wt. of wet soil + can	81.54
Wt. of dry soil + can	57.54
Wt. of can	8.31
Wt.wet soil	73.23
Wt.dry soil	49.23
Water content	48.75076

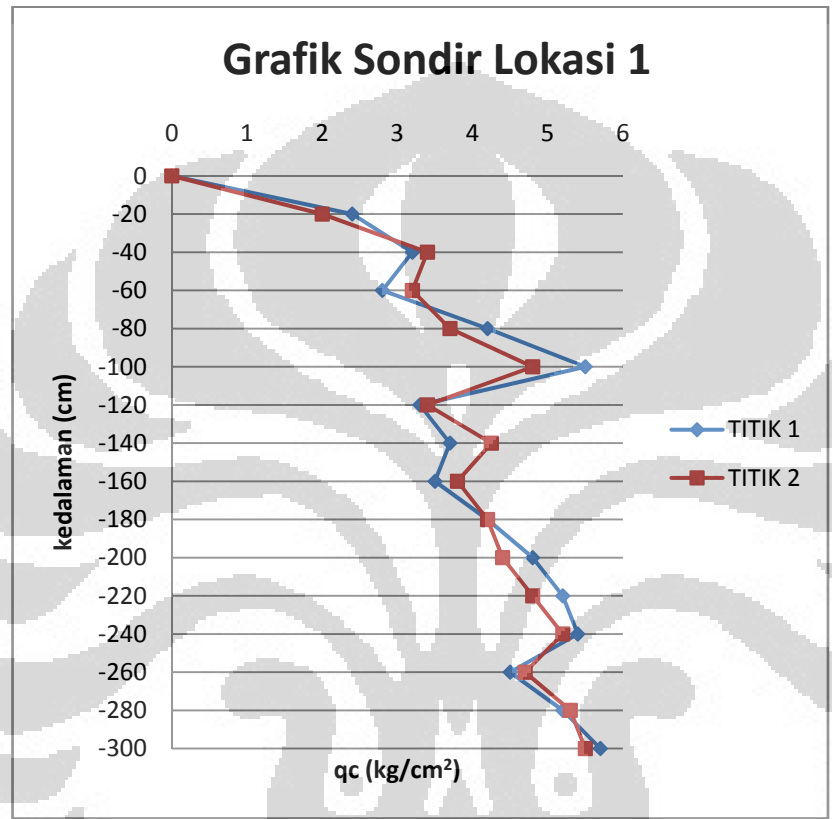
Plasticity Chart Lokasi 1 (warna merah) dan Lokasi 2 (warna biru)



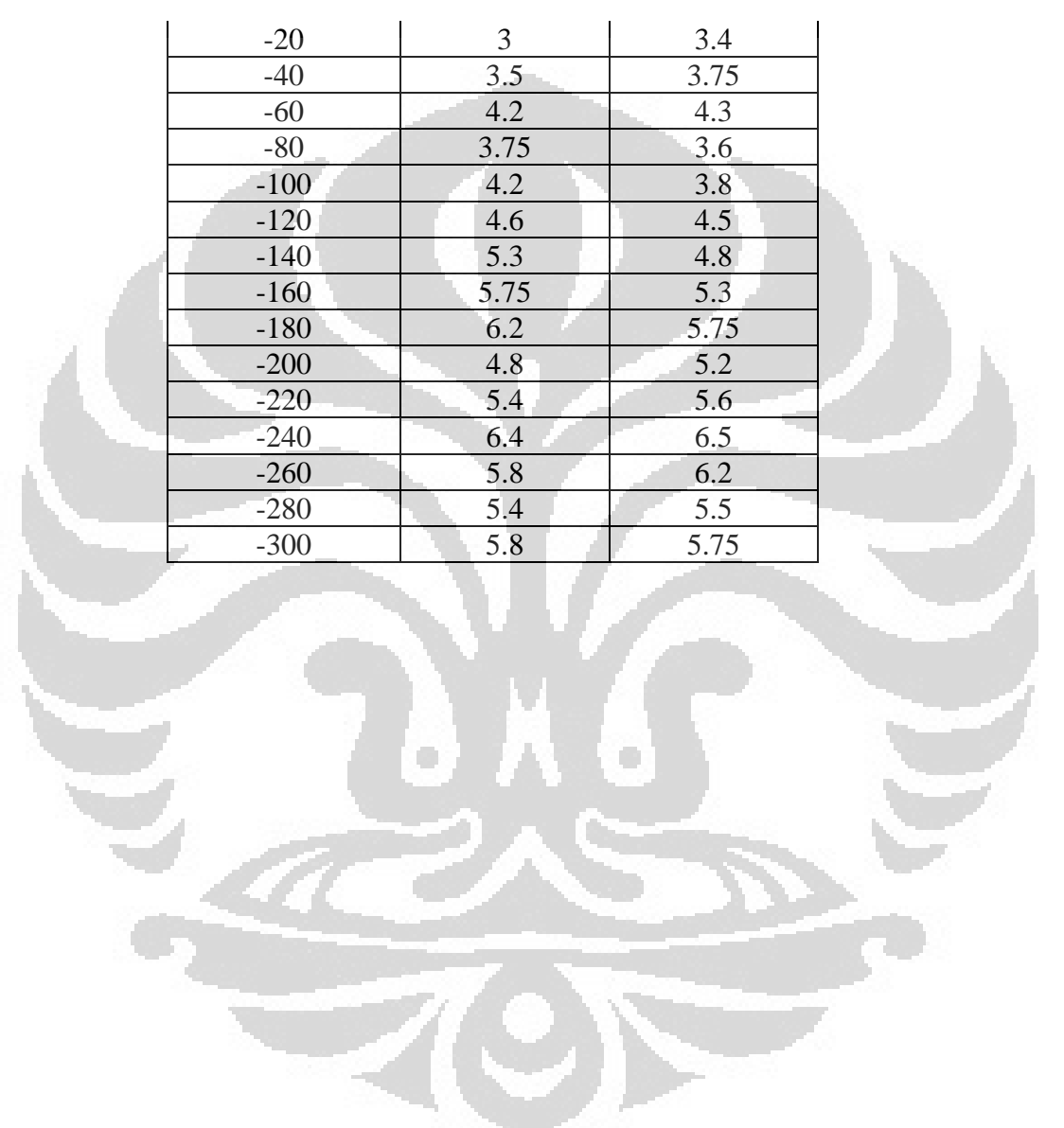
HASIL UJI SONDIR TANGAN LOKASI 1 DAN 2



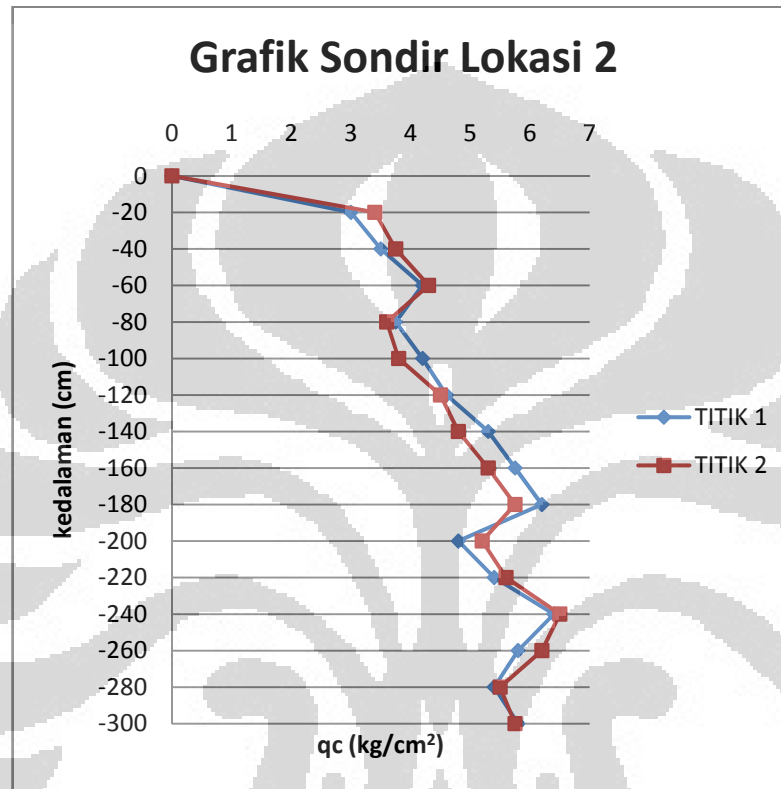
Lokasi 1	Titik 1	Titik 2
depth (cm)	qc (kg/cm2)	qc (kg/cm2)
0	0	0
-20	2.4	2
-40	3.2	3.4
-60	2.8	3.2
-80	4.2	3.7
-100	5.5	4.8
-120	3.3	3.4
-140	3.7	4.25
-160	3.5	3.8
-180	4.2	4.2
-200	4.8	4.4
-220	5.2	4.8
-240	5.4	5.2
-260	4.5	4.7
-280	5.2	5.3
-300	5.7	5.5



Lokasi 2	Titik 1	Titik 2
deph (cm)	qc (kg/cm2)	qc (kg/cm2)
0	0	0



-20	3	3.4
-40	3.5	3.75
-60	4.2	4.3
-80	3.75	3.6
-100	4.2	3.8
-120	4.6	4.5
-140	5.3	4.8
-160	5.75	5.3
-180	6.2	5.75
-200	4.8	5.2
-220	5.4	5.6
-240	6.4	6.5
-260	5.8	6.2
-280	5.4	5.5
-300	5.8	5.75



### KESIMPULAN KARAKTERISTIK TANAH

Lokasi 1

Pengujian	Hasil	Klasifikasi	Standar & Referensi
Uji Specific Gravity	2.58	Kaolinite	(Murthy,1980)
Natural Water Content	51.184		
Uji Grain Size Analisis	Presentase (%)		
Pasir	28.4	Clayey silt	
Lanau	42.6		
Lempung	29		
Uji Atterberg Limit	Kadar air (%)		
Liquid Limit	54.23	MH	Advaced Soil Mechanics ;Braja M.Das (1983)
Plastic Limit	32.9		
Shrinkage Limit	18.14		
Plasticity Index	21.33		
Liquiditas Index	0.86	Very Soft	Basic & Applied Soil Mechanics; G.Ranjam
Consistency Index	0.14	very soft	Basic & Applied Soil Mechanics; G.Ranjam
Uji Sondir	Titik 1 qc (kg/cm <sup>2</sup> )	Titik 2 qc (kg/cm <sup>2</sup> )	
0,2	2.4	2	Tanah Lunak
0,4	3.2	3.4	
0,6	2.8	3.2	
0,8	4.2	3.7	
1,00	5.5	4.8	
1,20	3.3	3.4	
1,40	3.7	4.25	
1,60	3.5	3.8	
1,80	4.2	4.2	

2,00	4.8	4.4
2,20	5.2	4.8
2,40	5.4	5.2
2,60	4.5	4.7
2,80	5.2	5.3
3,00	5.7	5.5

Lokasi 2			
Pengujian	Hasil	Klasifikasi	Standar & Referensi
Uji Specific Gravity	2.63	kaolinite	(Murthy,1980)
Natural Water Content	48.75		
Uji Grain Size Analisis	Presentase (%)		
Pasir	25.5	Sandy silt	
Lanau	52.1		
Lempung	22.4		
Uji Atterberg Limit	Kadar Air (%)		
Liquid Limit	53.78	MH	Advaced Soil Mechanics ;Braja M.Das (1983)
Plastic Limit	32.36		
Shrinkage Limit	17.12		Basic & Applied Soil Mechanics; G.Ranjam
Plasticity Index	21.42		
Liquiditas Index	0.77	Very Soft	Basic & Applied Soil Mechanics; G.Ranjam

Consistency Index	0.24	Very Soft	Basic & Applied Soil Mechanics; G.Ranjam
Flow Index	17.96		Advaced Soil Mechanics ;Braja M.Das (1983)
<b>Uji Sondir</b>	<b>Titik 1 qc (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Titik 2 qc (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	
Kedalaman tanah (m)			Tanah Lunak
0,2	3	3.4	
0,4	3.5	3.75	
0,6	4.2	4.3	
0,8	3.75	3.6	
1,00	4.2	3.8	
1,20	4.6	4.5	
1,40	5.3	4.8	
1,60	5.75	5.3	
1,80	6.2	5.75	
2,00	4.8	5.2	
2,20	5.4	5.6	
2,40	6.4	6.5	
2,60	5.8	6.2	
2,80	5.4	5.5	
3,00	5.8	5.75	