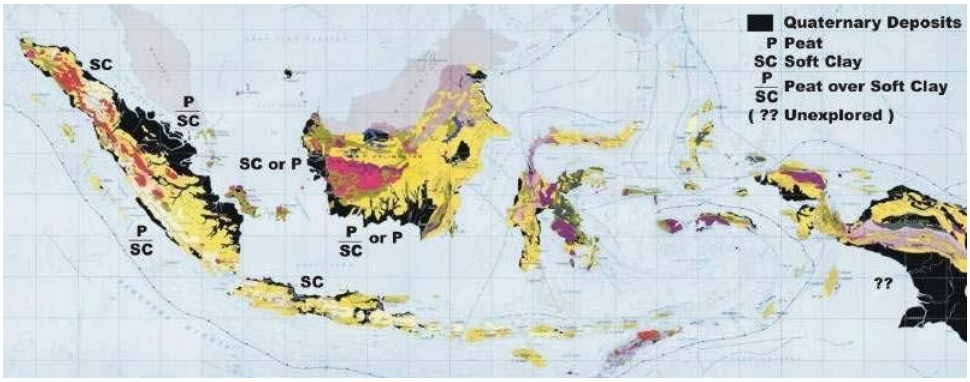
BAB II
STUDI LITERATUR

2.1 Tanah Lunak

Tanah lunak adalah tanah yang memiliki kuat geser rendah dan kompresibilitas yang sangat tinggi. Apabila tanah ini tidak diselidiki secara seksama dapat menyebabkan masalah ketidakstabilan dan penurunan jangka panjang yang tidak dapat ditolelir. Sebagian besar deposit tanah yang ada di Indonesia merupakan tanah lempung lunak. Tanah jenis ini umumnya dapat ditemui di wilayah Sumatera, Kalimantan, dan Irian Jaya. Ketebalan tanah lempung lunak pada ketiga wilayah di atas dapat mencapai lebih dari 30 m. Selain ketiga wilayah yang telah disebutkan di atas, tanah lempung lunak juga tersebar di kawasan Indonesia lainnya walaupun dalam jumlah yang relatif lebih sedikit seperti ditunjukan pada gambar di bawah.



Gambar II. 1 Peta penyebaran tanah lunak di Indonesia (Buku Panduan Geoteknik 1)

Maka dari itu selanjutnya akan dibahas hal-hal yang berkaitan dengan tanah lempung lunak.

2.1.1 Lempung lunak

Tanah jenis ini mengandung mineral lempung dan kadar air yang tinggi, hal tersebut menyebabkan kuat geser yang rendah. Dalam rekayasa geoteknik istilah "lunak" dan "sangat lunak" khusus didefinisikan untuk lempung dengan kuat geser seperti ditunjukan pada tabel II.1.

Tabel II. 1 Kuat geser lempung lunak (Buku Panduan Geoteknik 1)

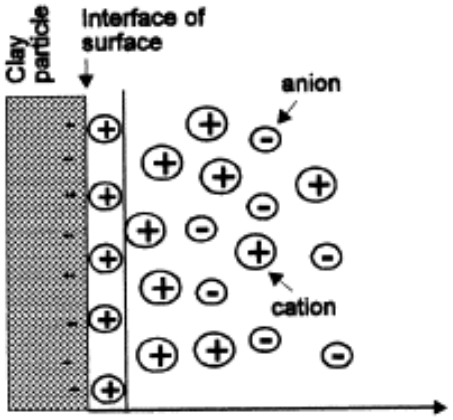
Konsistensi	**Kuat geser (kPa)**
Lunak	12.5 – 25
Sangat lunak	< 12.5

Sebagai indikasi dari kekuatan lempung tersebut, prosedur indikasi dilapangan akan ditunjukkan pada Tabel II.2.

Tabel II. 2 Indikator kuat geser tak terdrainase tanah lempung lunak

Konsistensi	**Indikasi di lapangan**
Lunak	Bisa dibentuk dengan mudah oleh jari tangan
Sangat lunak	Jika diremas dalam kepalan tangan, akan keluar diantara jari

2.1.2 Sifat-sifat mineral lempung



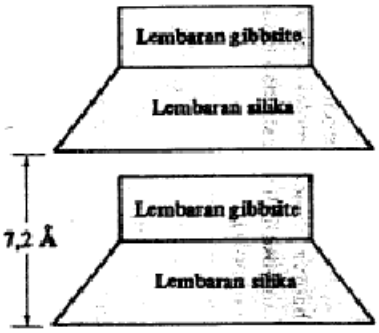
Gambar II. 2 Mineral lempung yang mudah mengikat air

Tanah lempung adalah kumpulan partikel-partikel mineral lempung yang pada intinya adalah hidrat alumunium silikat yang mengandung ion-ion Mg, K, Ca, Na dan Fe. Mineral ini bisa digolongkan ke dalam empat golongan besar, yaitu kaolinit, monmorilonit, ilit, dan halloysit. Mineral lempung merupakan produk pelapukan batuan. Jenis dan jumlah mineral lempung yang terbentuk sebagian

besar akibat pengaruh perubahan iklim, material asal dan topografi. Selanjutnya golongan besar mineral lempung tersebut dapat dijelaskan sebagai berikut:

1. Kaolinit

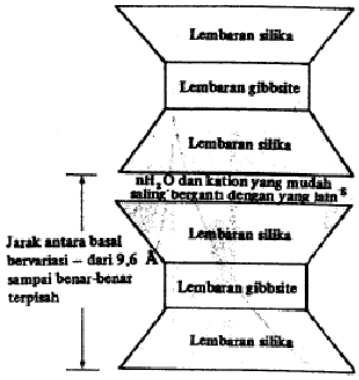
Mineral kaolinit terdiri dari tumpukan lapisan-lapisan dasar lembaran kombinasi silika-gibbsite seperti terlihat pada Gambar II.3. Tumpukan lapisan tersebut diikat oleh ikatn hidrogen. Pada keadaan tertentu, partikel kaolinit mungkin lebih dari seratus tumpukan yang sukar dipisahkan. Maka dari itu mineral ini stabil dan air tidak dapat masuk diantara lempengannya untuk menghasilkan pengembangan atau penyusutan.



Gambar II. 3 Struktur mineral kaolinit

2. Monmorilonit

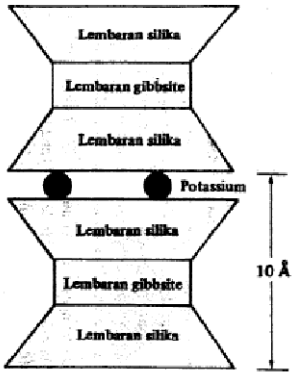
Monmorilonit berbentuk sebuah lembaran gibsit di tengah yang dihimpit diantara dua lembaran silikat, dan kristalnya sendiri terbentuk oleh susunan lapisan yang terhimpun oleh ikatan yang sangat lemah diantara atom oksigen yang bersebelahan. Monmorilonit memiliki pertukaran kation yang tinggi.



Gambar II. 4 Struktur mineral monmorilonit

3. Ilit

Ilit adalah suatu jenis monmorilonit yang khusus yang beberapa dari silikonnya digantikan dengan alumunium dan ion potassium menempati ruang antara lapisan unit kristal. Kristal ilit memiliki defisiensi muatan pada permukaannya, sehingga ikatannya lebih kuat, dan pengeluaran kationnya lebih sulit dan ikatan yang kuat ini mencegah terjadi pengembangan dan membuatnya lebih stabil dibanding monmorilonit.



Gambar II. 5 Struktur mineral ilit

4. Halloysit

Halloysit memiliki struktur mineral yang sama seperti kaolinit tetapi terdapat air pada strukturnya yang berbentuk tabung, sementara kaolinit berbentuk lembaran.

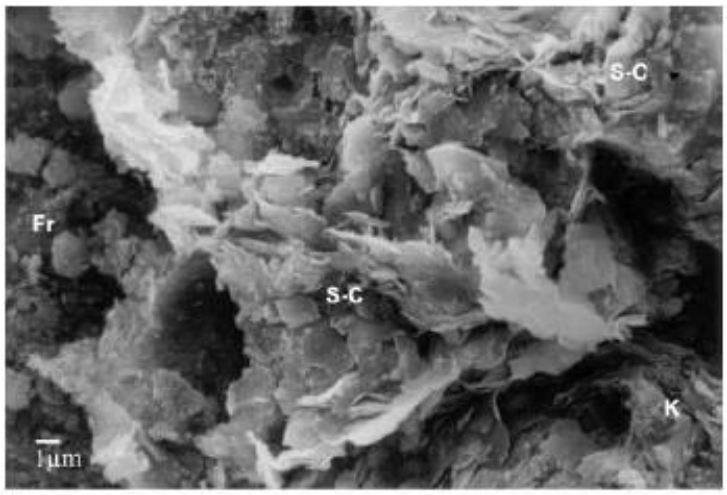
Masing-masing mineral lempung memiliki berat jenis, berikut adalah berat jenis masing-masing mineral lempung.

Tabel II. 3 Berat jenis mineral-mineral lempung (Lambe & Whitman 1969)

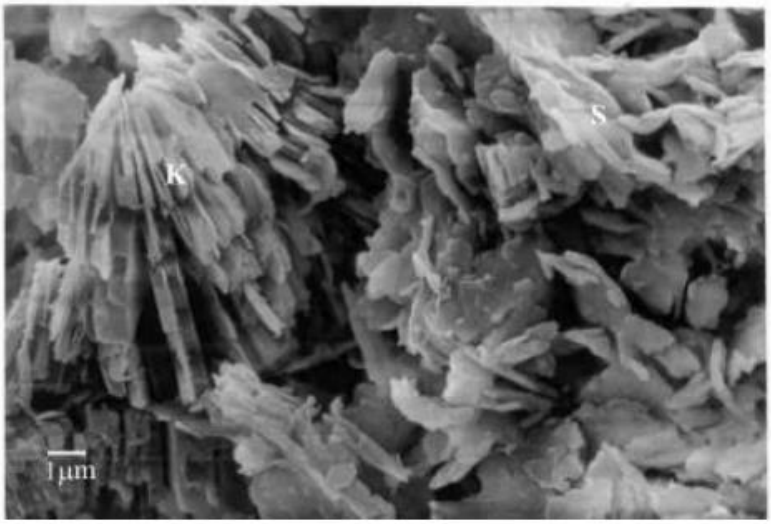
Mineral	Berat jenis
Kwarsa	2,65
K-Felspar	2,54 – 2,57
N-Ca-Felspars	2,62 – 2,76
Kalsit	2,72
Dolomit	2,85
Muskovit	2,7 – 3,1
Biotit	2,8 – 3,2
Klorit	2,6 – 2,9
Pirofilit	2,84
Serpentinit	2,2 – 2,7

Kaolinit	2,62
Halloysit	2,55
Illit	2,64
Monmorilonit	2,74
Atapuglit	2,3

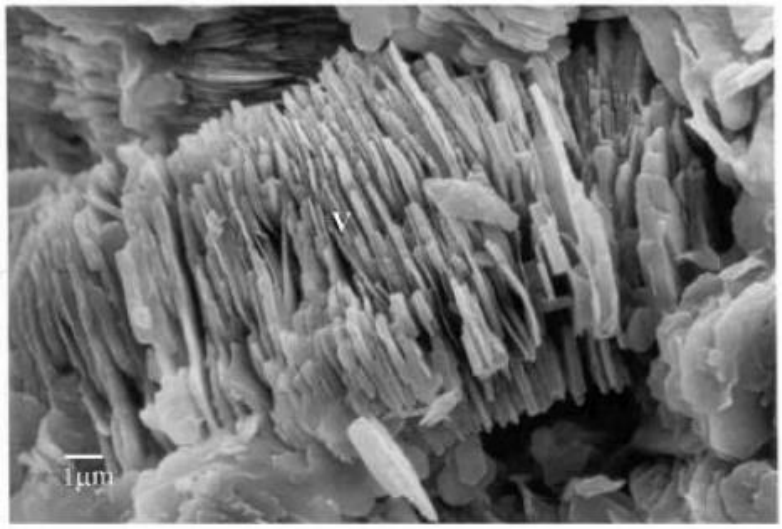
Pemahaman lebih lanjut mengenai tanah ini bisa didapat dengan cara menggunakan mikroskop elektron. Berikut adalah gambar beberapa mineral lempung di Indonesia.



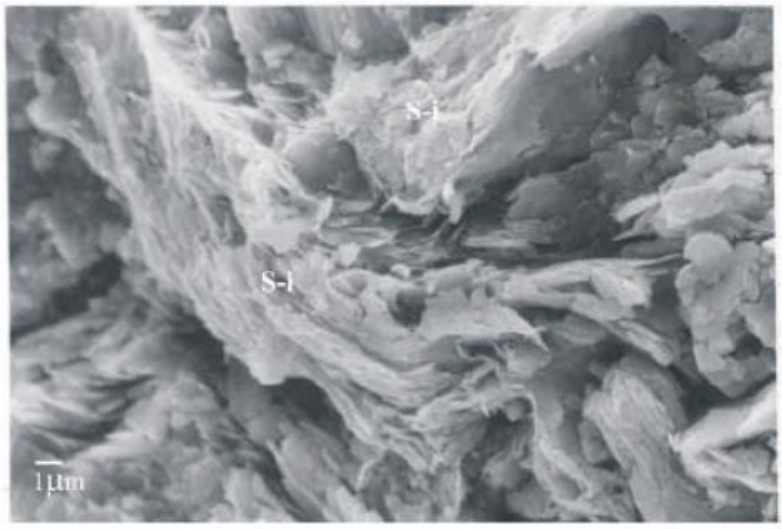
Gambar II. 6 Foto mikroskop lempung Smektit-Klorit (S-C) dengan beberapa Kolinit (K) dipojok kanan bawah dan Fragmen (Fr). Lokasi : Riau (Foto oleh Wikanda & Harmes, Puslitbang Geologi).



Gambar II. 7 Foto mikroskop Kaolinit (K) dan sejumlah kecil Smektit (S) pada kanan atas. Lokasi : Kalimantan Selatan.(Foto oleh Wikanda & Harmes, Puslitbang Geologi)



Gambar II. 8 Vermiculit (V) lempung Kaolinit. Lokasi : Riau. (Foto oleh Wikanda & Harmes, Puslitbang Geologi)



Gambar II. 9 Smektit-Ilit (S-i) lempung agak rapat. Lokasi : Sumatra Selatan. (Foto oleh Wikanda & Harmes, Puslitbang Geologi)

Pada umumnya, batas cair suatu lempung akan semakin berkurang berurutan mulai dari monmorilonit, atapulgit, illit, halloysit, kaolinit seperti ditunjukan tabel dibawah.

Tabel II. 4 Plastisitas mineral lempung
(Attwel, 1970; Lambe & Whitman, 1960)

Mineral	Ion yang Dapat Ditukar	Batas Plastis %	Batas Cair %	Batas Susut %
Kaolinit	Li	28-33	37-67	
	Na	26-32	29-52	26.8
	K	28-38	35-69	
	Ca	26-36	34-73	24.5
	Mg	28-31	39-60	28.7
	Fe	35-37	56-59	29.2
Haloysit (2H2O)	Li	37	49	
	Na	29	56	
	K	35	57	
	Ca	38	65	
	Mg	47	65	
Haloysit (4H2O)	Li	47	49	
	Na	54	56	
	K	55	57	
	Ca	58	65	
	Mg	60	65	
Monmorilonit	Li	59-80	292-638	
	Na	54-93	280-710	9.9
	K	57-98	108-660	9.3
	Ca	63-81	123-510	10.5
	Mg	51-73	128-410	14.7
	Fe	73-75	140-290	10.3
Ilit	Li	38-41	63-89	
	Na	34-53	59-120	15.4
	K	40-60	72-120	17.5
	Ca	36-45	69-100	16.8
	Mg	35-46	71-95	14.7
	Fe	46-49	79-110	15.3
Atapulgit	Li	103	226	
	Na	100	212	
	K	104	161	
	Ca	124	232	
	Mg	109	179	7.6
	H	150	270	

Permeabilitas dan laju konsolidasi mineral-mineral lempung yang berbeda, ditunjukan pada tabel.

Tabel II. 5 Permeabilitas relatif mineral lempung utama

	Kaolinit	**Ilit**	**Monmorilonit**
Pemeabilitas	Tinggi	Medium	Rendah
Laju konsolidasi	Tinggi	Medium	Rendah

Suatu tanah lempung memiliki tingkat keaktifan yang berbeda-beda tergantung dari mineral yang terkandung didalamnya. Tingkat keaktifan dapat didefinisikan sebagai berikut :

$$A = \frac{\text{Indeks Plastisitas}}{\text{Kadar Lempung}}$$

dan penetapan tingkat keaktifan dapat dilihat pada tabel berikut :

Tabel II. 6 Tingkat keaktifan lempung

Perilaku	Tingkat Keaktifan, A
Tidak aktif	< 0,75
Normal	0,75 - 1,25
Aktif	> 1,25

Tingkat keaktifan mempengaruhi perilaku lempung alami berdasarkan mineraloginya. Berikut disajikan tabel tingkat keaktifan berbagai jenis mineral.

Tabel II. 7 Tingkat keaktifan berbagai jenis mineral lempung

Mineral	Aktifitas, A	Perilaku
Kwarsa	0	Tidak aktif
Kalsit	0,2	Tidak aktif
Kaolinit	0,4	Tidak aktif
Illit, Klorit dan campuran mineral	0,9	Normal
Ca monmorilonit	1,5	Aktif
Na monmorilonit	> 5	Aktif

Angka tingkat keaktifan yang lebih tinggi menunjukan :

- Kapasitas penyimpanan air lebih tinggi
- Kesempatan untuk mengembang atau menyusut lebih besar
- Konsolidasi lebih besar
- Kapasitas penggantian kation lebih tinggi
- Permeabilitas lebih rendah
- Kuat geser lebih rendah

2.2 Pengertian Sheet pile

Sheet pile adalah suatu konstruksi penahan tanah bersifat fleksible yang relatif pipih bertujuan untuk menahan gaya horizontal yang bekerja dalam tanah. Di lapangan sheet pile dapat ditemui pada bendungan, pelabuhan, tebing yang ditahan agar tidak longsor dan galian tanah seperti pembangunan basement. Pada galian tanah lunak konstruksi yang biasanya digunakan adalah konstruksi sheet pile. Tanah lunak seperti lempung dan lanau pada umumnya tanah yang sebagian besar terdiri dari butiran yang sangat kecil dan memiliki nilai N-SPT lebih kecil dari 4. Tanah ini jika mengalami pembebanan sifat mekaniknya buruk dan tidak mampu memikul beban yang relatif besar. Disain sheet pile harus memenuhi kriteria sebagai berikut :

a) Sheet pile harus stabil dengan faktor keamanan yang memadai berhubungan dengan terjadinya keruntuhan total, baik sebelum maupun setelah konstruksi.
b) Pergeseran dan deformasi dinding sheet pile pada saat pembebanan bekerja harus kecil, sehingga sheet pile akan akan berfungsi dengan stabil.
c) Settlement atau penurunan total yang disebabkan pemasangan dinding sheet pile harus kecil, sehingga bangunan-bangunan yang berbatasan tidak mengalami kerusakan.

Dengan dilakukannya pemancangan sheet pile maka gaya-gaya lateral tanah yang bekerja, secara otomatis akan bekerja pula pada dinding sheet pile. Berikut adalah gaya-gaya yang bekerja pada dinding sheet pile :

a) Tekanan tanah lateral (kondisi aktif dan pasif)
b) Tekanan tanah lateral akibat beban permukaan
c) Gaya tumbuk kapal saat akan merapat (untuk konstruksi dermaga)
d) Gaya gempa

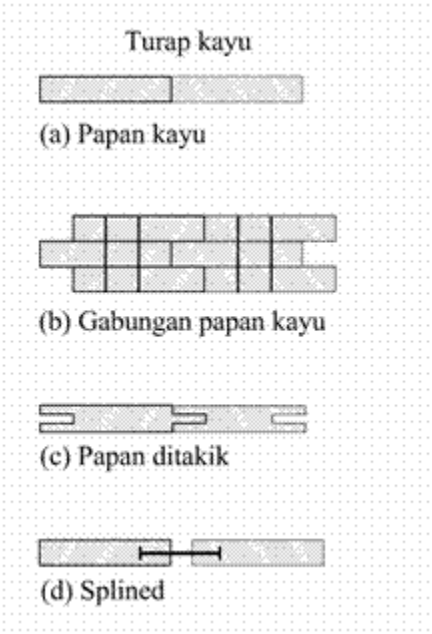
2.2.1 Jenis sheet pile berdasarkan bahan

Sheet pile dapat dibedakan berdasarkan tipe material yang digunakan. Material dapat dibedakan menjadi 3 yaitu :

1. Sheet pile kayu

Sheet pile ini terbuat dari kayu yang umumnya dipasang secara sementara, serta penggunaannya terbatas hanya untuk dinding penahan tanah yang tidak terlalu

tinggi. Jika konstruksi sheet pile kayu akan dipasang dibawah muka air, maka sheet pile kayu harus diawetkan dengan zat kimia tertentu untuk mencegah pelapukan atau pembusukan.



Gambar II. 10 Turap berbahan kayu

Keuntungan menggunakan sheet pile kayu :

a) Bahan mudah diperoleh
b) Praktis untuk dinding penahan tanah sementara

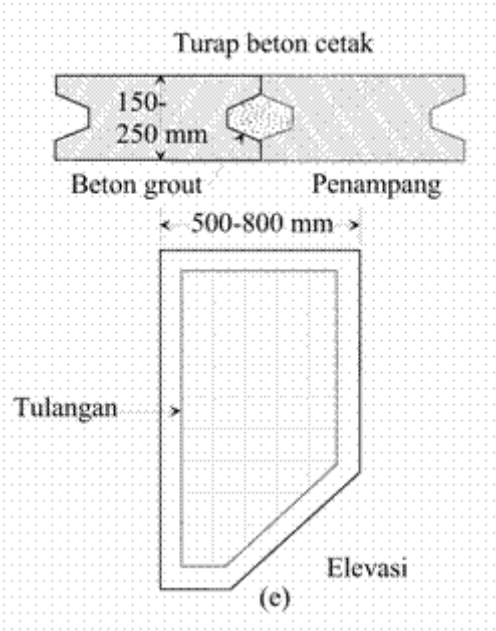
Kerugian menggunakan sheet pile kayu :

a) Panjang terbatas
b) Sulit dipancang pada tanah keras
c) Tidak tahan lama
d) Hanya dapat digunakan untuk menahan gaya lateral kecil

2. Sheet pile beton

Sheet pile ini umumnya merupakan jenis beton pre-cast. Oleh karena itu, sheet pile beton jarang digunakan untuk pekerjaan relatif kecil karena kesulitan mobilisasi alat pemancangan. Sheet pile ini digunakan untuk struktur yang permanen dan umumnya digunakan didaerah pantai karena tahan terhadap korosi.

Khusus untuk pemancangan pada tanah lunak perlu diperhitungkan besarnya penurunan akibat berat sendiri.



Gambar II. 11 Turap berbahan beton

Keuntungan menggunakan sheet pile beton :

a) Dapat dibuat di tempat
b) Waktu pelaksanaannya lebih cepat untuk jenis beton pre-cast
c) Baik untuk struktur penahan air
d) Dapat digunakan menahan gaya lateral cukup besar

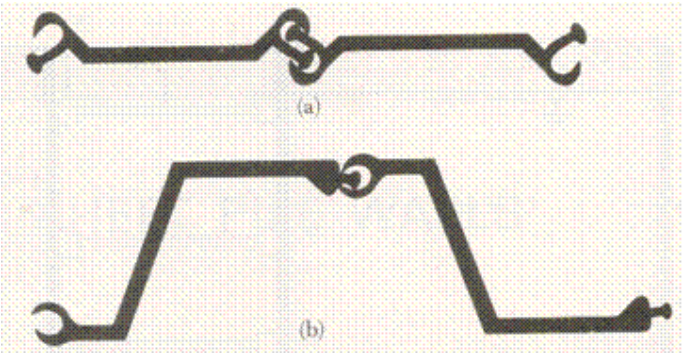
Kerugian menggunakan sheet pile beton adalah sambungan antar sheet pile sering mengalami kebocoran.

3. Sheet pile baja

Sheet pile dengan material ini paling sering dipakai karena memiliki kekuatan merata, berat sendiri yang relatif ringan dan waktu penggunaan yang relatif tahan lama. Namun sheet pile jenis ini memiliki sifat korosif, oleh karena itu penggunaannya perlu dipertimbangkan dengan baik.



Gambar II. 12 Sheet pile berbahan baja



Gambar II. 13 Hubungan antar turap; a. jempol-telunjuk, b. bola-keranjang

Keuntungan menggunakan sheet pile baja :

a) Dapat dipergunakan berulangkali
b) Tahan terhadap tegangan pancang yang tinggi akibat pemancangan tanah keras.
c) Berat sendiri relatif ringan
d) Mudah disambung
e) Lebih awet
f) Dapat digunakan menahan gaya lateral yang besar

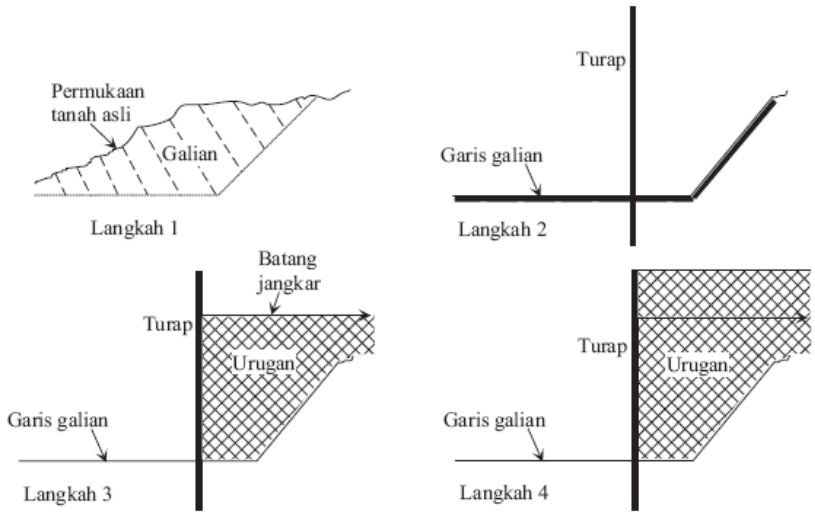
Kerugian menggunakan sheet pile baja :

a) Harga lebih mahal
b) Bersifat korosif

2.2.2 Jenis sheet pile berdasarkan tipe konstruksinya

Pada prinsipnya, perencanaan sheet pile dapat dibagi menjadi dua jenis, yaitu dinding kantilever (*cantilever walls*) dan dinding berjangkar (*anchor walls*). Sheet pile dengan dinding kantilever, sebagaimana dinyatakan dalam namanya adalah

tiang yang ujungnya tertahan oleh tanah sehingga seolah-olah tergantung. Stabilitas sheet pile jenis ini sangat tergantung pada penanaman tiang, sedangkan turap berjangkar, disamping ujungnya tertanam dan diujung tiang yang lain dipasang jangkar yang akan memberikan gaya tarik melawan kecenderungan tiang yang terdorong ke arah yang berlawanan dengan tanah. Dalam metode konstruksi sheet pile terdapat beberapa cara, yaitu pertama dengan meletakannya di dalam tanah terlebih dahulu digali lalu kemudian diisi kembali dengan tanah urugan, dan yang kedua dengan memancangkannya ke dalam tanah kemudian tanah yang di depannya digali. Dalam banyak kasus tanah urugan yang diletakkan dibelakang sheet pile biasanya adalah tanah granular. Sementara dibawah garis penggalian bisa tanah pasir ataupun lempung. Permukaan tanah pada sebelah dimana air berada biasanya diacu sebagai garis galian (*dredge line*). Berdasarkan hal ini terdapat dua macam metode konstruksi sheet pile, yaitu struktur urugan (*backfilled structure*) dan struktur galian (*dredge structure*). Langkah-langkah struktur urugan diperlihatkan pada gambar berikut



Gambar II. 14 Langkah-langkah konstruksi struktur urugan
(Sumber **:** Principles of Foundation Engineering 5E, Braja. M. Das)

Berikut adalah langkah-langkah konstruksi untuk struktur urugan :

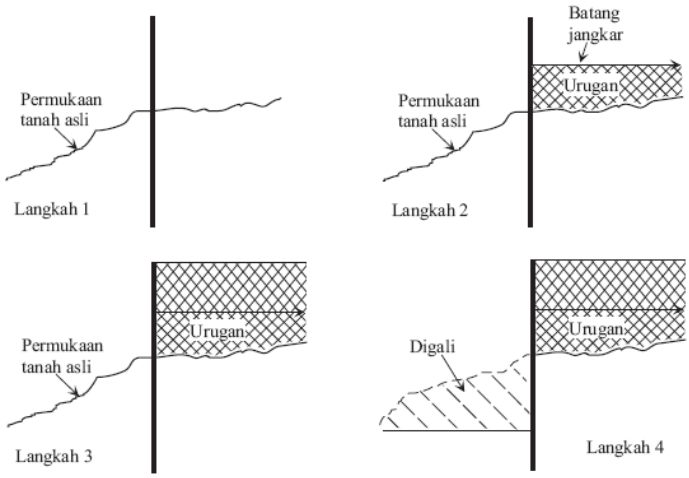
Langkah 1. Tanah di lapangan digali mengikuti struktur yang diusulkan.

Langkah 2. Pemasangan sheet pile.

Langkah 3. Mengisi tanah urugan sampai ke tingkat elevasi jangkar.

Langkah 4. Mengisi tanah urugan sampai ke atas.

Untuk tipe kantilever langkah ketiga tidak digunakan.



Gambar II. 15 Langkah-langkah konstruksi untuk struktur galian
(Sumber : Principles of Foundation Engineering 5E, Braja. M. Das)

Berikut adalah langkah-langkah konstruksi untuk struktur galian.

Langkah 1. Pemasangan sheet pile.

Langkah 2. Mengisi tanah urugan sampai ke tingkat elevasi jangkar.

Langkah 3. Mengisi tanah urugan sampai ke atas.

Langkah 4. Tanah di lapangan digali..

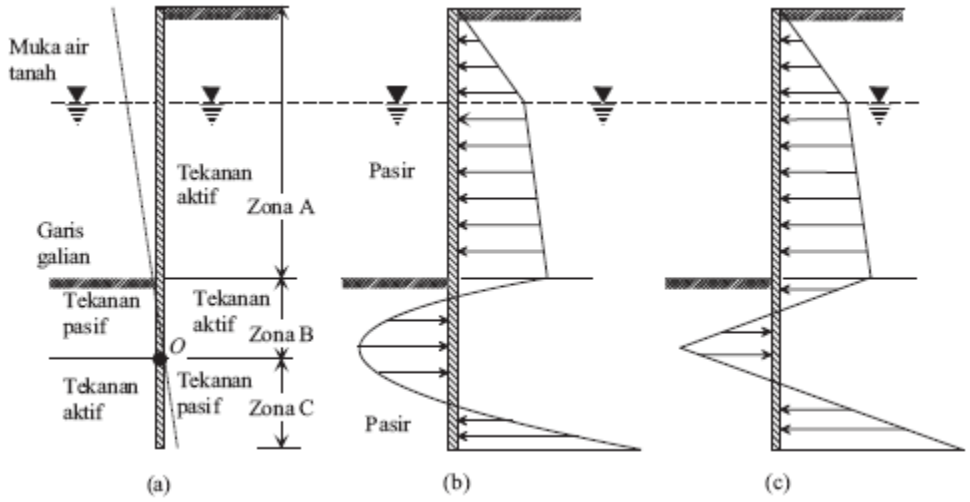
Bila digunakan tipe kantilever langkah kedua tidak digunakan.

1. Sheet pile kantilever

Sheet pile kantilever biasanya direkomendasikan untuk dinding ketinggian sedang, berkisar 6 m atau kurang diatas garis galian. Pada dinding ini, sheet pile berprilaku seperti sebuah balok lebar kantilever diatas garis galian. Prinsip dasar untuk menghitung distribusi tekanan lateral tiang sheet pile kantilever dapat dijelaskan dengan bantuan gambar dibawah yang menunjukan perilaku leleh dinding kantilever yang tertanam pada lapisan pasir dibawah garis galian. Dinding berputar pada titik O.

Oleh karena itu adanya tekanan hidrostatik pada masing-masing sisi dinding, maka tekanan ini akan saling menghilangkan, dengan demikian yang diperhitungkan hanya tekanan lateral efektif saja. Pada Zona A, tekanan lateral hanyalah tekanan tanah aktif saja yang berasal dari tanah sebelah diatas garis galian. Sementara Zona B, dikarenakan pelenturan dinding didaerah ini, maka

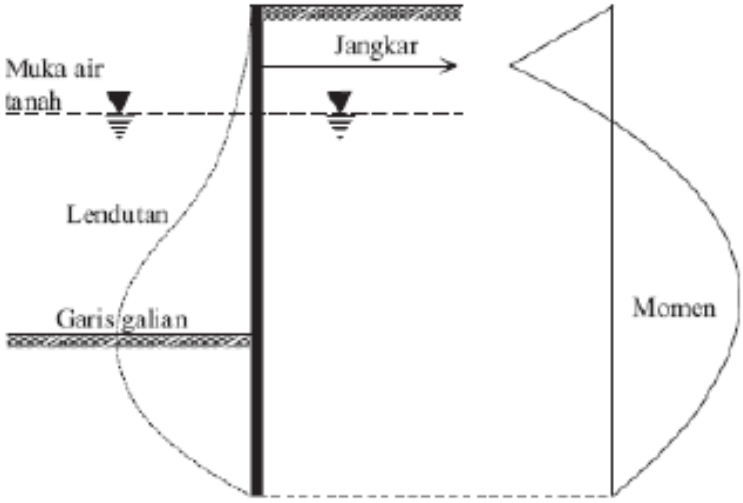
bekerja tekanan lateral aktif dari bagian tanah sebelah garis galian dan tekanan tanah pasif dibawah garis galian disebelah air. Kondisi pada zona B ini akan berkebalikan dengan Zona C, yaitu dibawah titik rotasi O. Disribusi tekanan tanah bersih ditunjukan pada gambar (b), namun untuk penyederhanaan biasanya gambar (c) akan digunakan dalam perencanaan.



Gambar II. 16 Sheet pile kantilever pada tanah pasir

2. Sheet pile dengan jangkar

Apabila tinggi tanah di belakang dinding sheet pile kantilever mencapai sekitar 6 m, maka akan menjadi lebih ekonomis apabila sheet pile tersebut diperkuat dengan suatu plat jangkar (*anchor plates*), dinding jangkar (*anchor walls*), atau tiang jangkar (*anchor piles*), yang letaknya dekat dengan puncak sheet pile. Cara dengan perkuatan jangkar ini disebut dengan sheet pile berjangkar (*anchored sheet piling*) atau sekatan berjangkar (*anchored bulkhead*). Jangkar akan mengurangi kedalaman penetrasi yang diperlukan oleh turap dan juga akan mengurangi luas penampang dan berat yang diperlukan dalam konstruksi. Namun, batang penguat (*tie rods*), yang menghubungkan turap dengan jangkar dan jangkar itu sendiri harus dirancang dengan hati-hati.



Gambar II. 17 Sheet pile berjangkar

2.3 Dasar-Dasar Analisis Sheet Pile

2.3.1 Tekanan tanah lateral

Tekanan tanah lateral merupakan hal utama pada perencanaan struktur penahan tanah. Oleh sebab itu pada suatu konstruksi penahan tanah harus diketahui besarnya tekanan tanah lateral yang bekerja pada konstruksi tersebut, karena besarnya tekanan tanah (gaya lateral) yang bekerja ini sangat menentukan desain dari konstruksi tersebut. Berikut adalah rumus untuk menentukan koefisien tekanan tanah.

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

dari rumusan diatas maka besarnya tekanan lateral dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$\sigma_h = K \cdot \sigma_v$$

Keterangan :

K = koefisien tekanan tanah

σ_h = gaya horizontal

σ_v = gaya vertikal

Besarnya tekanan tanah yang mendesak dinding sheet pile bergantung dari *index properties*, *shear-strength* tanah dan interaksi dari *soil structure interface*, muka

air tanah dan deformasi tanah. Hubungan nilai tersebut dapat dihitung dengan menggunakan rumus berikut :

$$\tau_f = c + \sigma' \tan\varphi$$

$$\sigma' = \sigma - u$$

dimana :

τ_f = tegangan geser

c = kohesi

σ = tegangan total

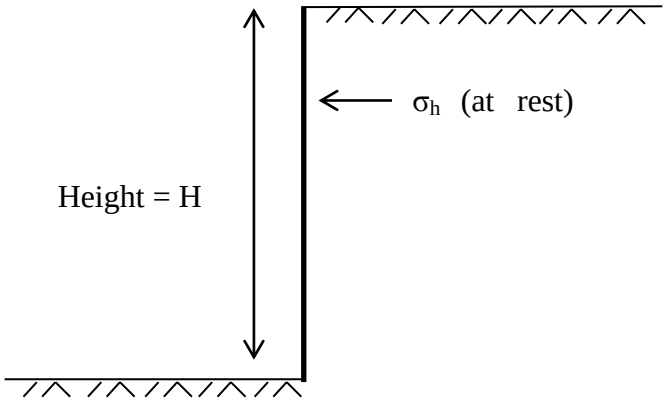
σ' = tegangan efektif

ϕ = sudut geser tanah

u = tegangan air pori

2.3.2 Tekanan tanah awal (kondisi diam)

Tekanan tanah awal/ kondisi diam adalah nilai tekanan dimana tidak terdapat pergerakan lateral atau regangan dalam massa tanah. Tekanan tanah awal adalah tekanan yang terdapat dalam tanah sebelum pemasangan sheet pile. Rasio tegangan horizontal dengan tegangan vertikal dinamakan koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam (K_o)



Gambar II. 18 Tekanan lateral saat diam

$$K_o = 1 - \sin\varphi$$

Keterangan :

ϕ = sudut geser

Dengan demikian tekanan tanah awal dapat dihitung dengan rumus berikut:

$$\sigma_h = K_o \, \sigma_v$$

Keterangan :

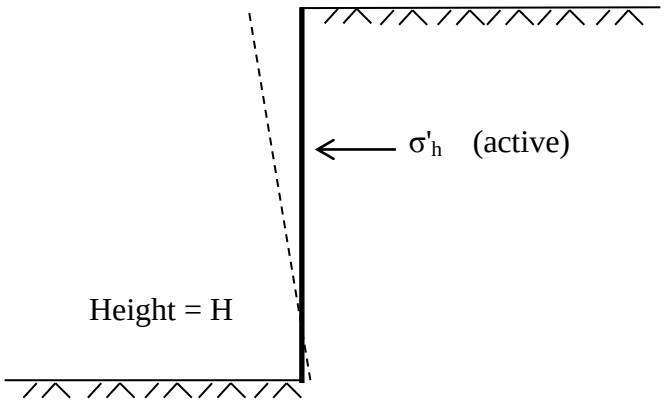
K_o = koefisien tekanan tanah

σ_h = gaya horizontal

σ_v = gaya vertikal

2.3.3 Tekanan tanah aktif

Tekanan tanah aktif adalah nilai minimum yang mungkin terjadi dari tekanan tanah horizontal di kedalaman tertentu. Tekanan ini disebabkan sewaktu dinding bergerak rotasi menjauhi tanah dan diikuti pergerakan tanah horizontal searah dengan pergerakan dinding. Jika pada saat kondisi diam dinding tidak bergerak ke kiri maupun ke kanan. Maka saat dinding menjauhi massa tanah, pergerakan horizontal semakin lama akan berkurang sampai menuju kondisi keseimbangan plastis. Kondisi ini dinamakan kondisi aktif dan tekanan tanah yang terjadi dinamakan tekanan tanah aktif. Koefisien yang berhubungan dengan kondisi ini dinamakan koefisien tekanan tanah aktif (K_a).



Gambar II. 19 Tekanan tanah aktif

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$$

dimana :

ϕ = sudut geser

γ = berat jenis tanah (kN/m^3)

H = kedalaman tanah yang ditinjau

Dengan demikian tekanan tanah aktif dapat dihitung dengan rumus berikut :

$$\sigma_h = K_a \, \sigma_v$$

Keterangan :

K_a = koefisien tekanan tanah

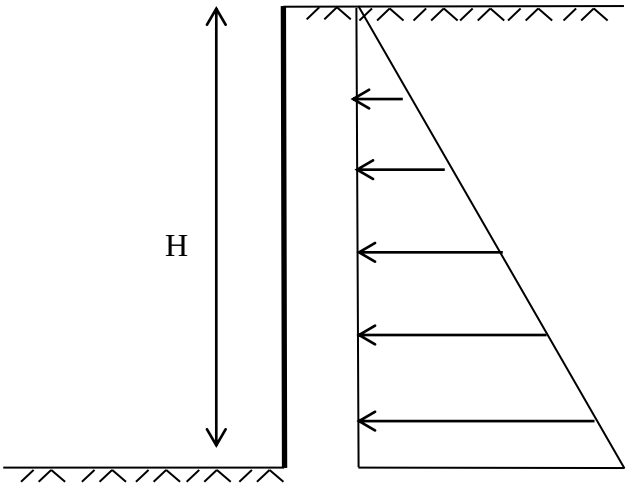
σ_h = gaya horizontal

σ_v = gaya vertikal

Ada dua kondisi tekanan tanah aktif yaitu, tekanan tanah aktif pada tanah tidak berkohesi dan tekanan tanah aktif pada tanah berkohesi yang akan dijelaskan sebagai berikut :

a. Tekanan tanah aktif pada tanah pasir (dengan kohesi nol, c = 0)

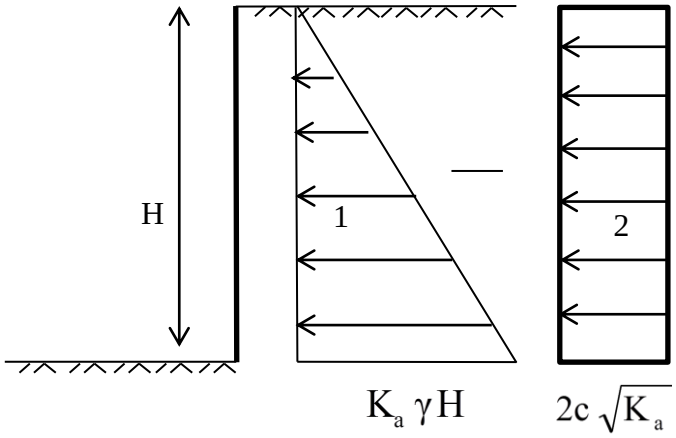
Suatu dinding penahan tanah berfungsi menjaga keseimbangan dari tekanan tanah horizontal. Tekanan ini dapat dievaluasi dengan menggunakan koefisien tanah K_a, jadi jika berat suatu tanah sampai kedalaman H maka tekanan tanahnya adalah γH dengan γ adalah berat volume tanah. Sedangkan untuk mendapatkan tekanan horizontal maka K_a adalah konstanta yang fungsinya mengubah tekanan horizontal.



Gambar II. 20 Diagram gaya tekanan tanah aktif pada pasir

b. Tekanan tanah aktif pada tanah berkohesi

Kohesi adalah lekatan antara butir-butir, sehingga kohesi mempunyai pengaruh mengurangi tekanan aktif tanah sebesar $2c\sqrt{Ka}$.



Gambar II. 21 Diagram gaya lateral pada tanah kohesif

Berikut adalah rumusan perhitungan tekanan lateral aktif pada tanah berkohesi:

a. Hitung K_a

b. Hitung tegangan tanah yg terjadi

$$\sigma_v = \gamma H$$

c. Hitung K_a kali σ_v

$$K_a\ \gamma H$$

d. Hitung luas diagram 1

$$\frac{1}{2} K_a\ \gamma H\ H = \frac{1}{2} K_a\ \gamma H^2$$

e. Hitung $2c\ \sqrt{K_a}$

f. Hitung luas diagram 2

$$2c\ \sqrt{K_a}\ H$$

g. Hitung P_a luas diagram 1 dikurang diagram luas 2. Semua langkah diatas dapat disederhanakan dengan rumus berikut:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a\ \gamma H^2\ -\ 2c\ \sqrt{K_a}\ H$$

dimana :

P_a = gaya lateral total

K_a = koefisien tekanan tanah aktif

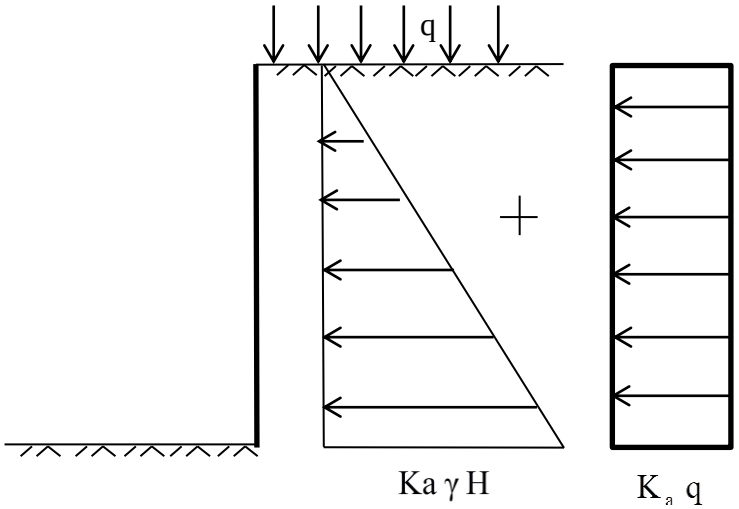
c = kohesi (kN/m^3)

γ = berat isi tanah (kN/m^3)

H = kedalaman (m)

2.3.4 Pengaruh beban luar terhadap gaya lateral

Selain dari kondisi-kondisi diatas ada pula kondisi dimana adanya pengaruh beban merata pada gaya lateral yang ditunjukan pada gambar berikut :



Gambar II. 22 Diagram gaya lateral dengan adanya beban merata

Berikut adalah rumusan perhitungannya :

$$P = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 + K_a q H$$

dimana :

P_a = gaya total (kNm)

K_a = koefisien tekanan tanah aktif

K_p = koefisien tekanan tanah pasif

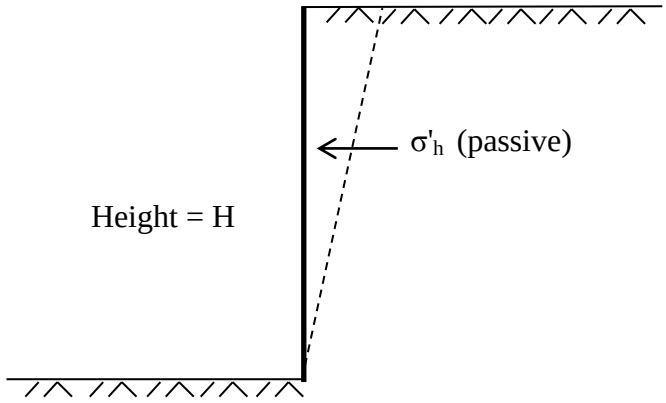
c = kohesi (kN/m^3)

γ = berat isi tanah (kN/m^3)

H = kedalaman (m)

2.3.5 Tekanan tanah pasif

Tekanan tanah pasif adalah nilai maksimum yang mungkin terjadi dari tekanan horizontal di kedalaman tertentu. Tekanan ini disebabkan dinding bergerak atau berotasi menuju ke tanah dan condong untuk menekan tanah secara horizontal. Pada kondisi ini pergerakan dinding mendekati masa tanah yang menyebabkan tegangan horizontal semakin besar dan semakin lama mencapai kondisi keseimbangan plastis. Kondisi ini dinamakan kondisi pasif dan tekanan tanah yang terjadi dinamakan tekanan tanah pasif. Koefisien yang berhubungan dengan kondisi ini dinamakan koefisien tekanan tanah pasif (K_p).



Gambar II. 23 Tekanan tanah lateral pasif

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$$

Keterangan :

ϕ = sudut geser

Dengan demikian tekanan tanah awal dapat dihitung dengan rumus berikut:

$$\sigma_h = K_p \, \sigma_v$$

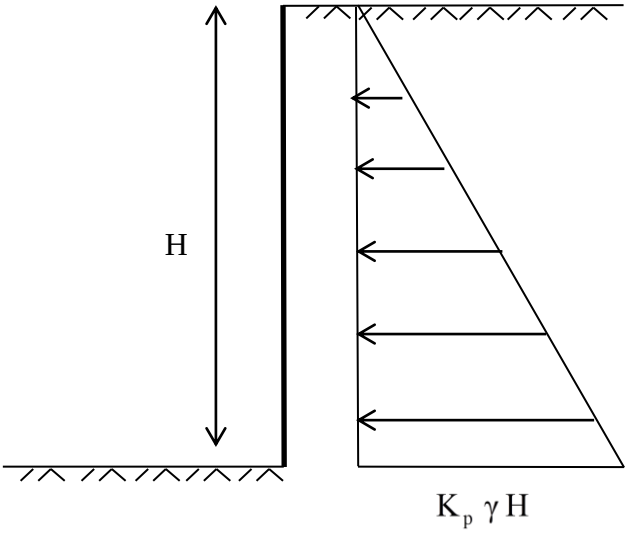
Keterangan :

K_p = koefisien tekanan tanah

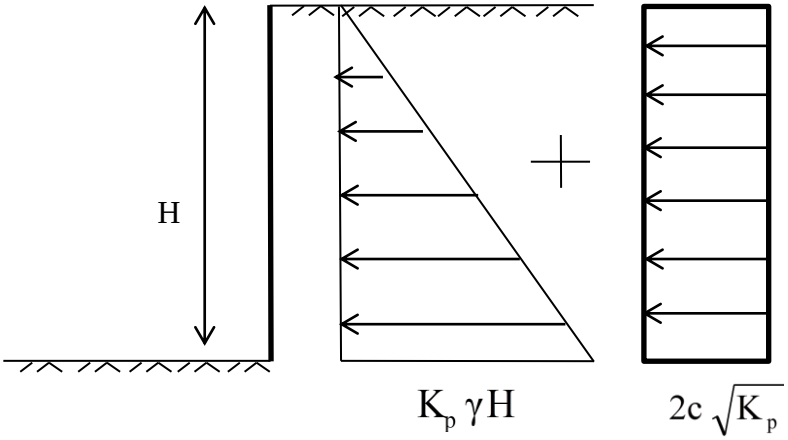
σ_h = gaya horizontal

σ_v = gaya vertikal

Sama halnya seperti tekanan tanah aktif, ada dua kondisi dalam tekanan tanah pasif yaitu tekanan tanah aktif pada tanah non kohesi dan berkohesi.



Gambar II. 24 Diagram gaya lateral pasif pada tanah non kohesi



Gambar II. 25 Diagram gaya lateral pasif pada tanah berkohesi

$$P_a = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 + 2c \sqrt{K_p} H$$

dimana :

P_a = gaya lateral total

K_p = koefisien tekanan tanah pasif

c = kohesi (kN/m^3)

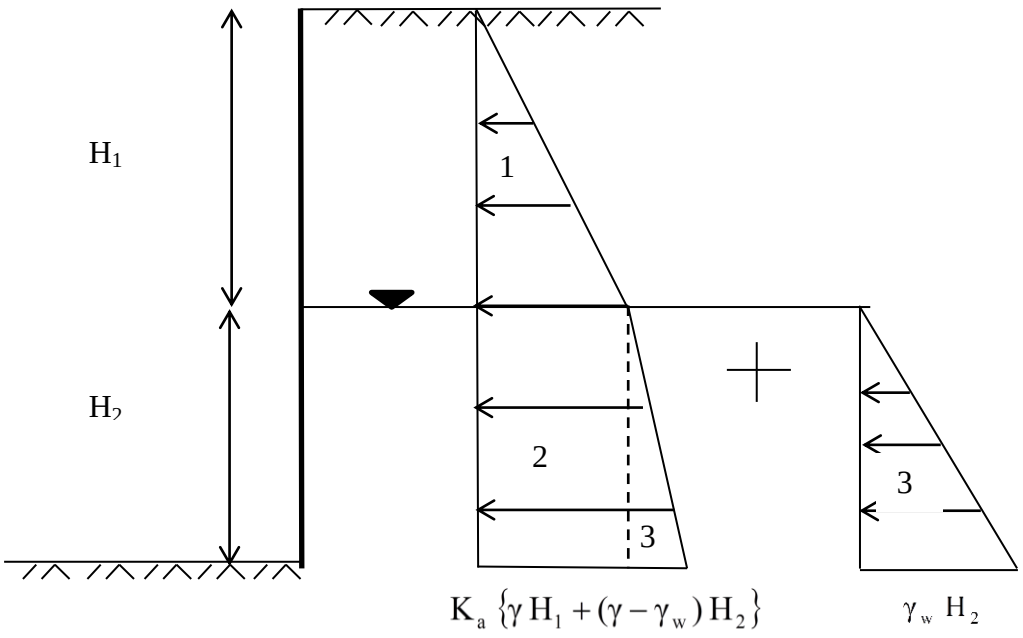
γ = berat isi tanah (kN/m^3)

H = kedalaman (m)

2.3.6 Pengaruh muka air tanah terhadap gaya lateral

Fluktuasi muka air tanah harus diselidiki, terutama daerah dengan intensitas hujan yang tinggi, perbedaan musim hujan dan musim kemarau. ketika penggalian dilakukan dekat sungai atau pantai, pengaruh tinggi rendahnya muka air tanah harus diselidiki. Kesalahan dalam memperkirakan muka air tanah akan mengarah pada kesalahan perhitungan tekanan air yg bekerja pada dinding penahan dan dapat menimbulkan gerakan berlebih dari dinding penahan. Seringkali kegagalan struktur disebabkan oleh adanya muka air tanah yang tinggi. Perbedaan tinggi muka air tanah dibagian depan atau belakang dinding sheet pile akan menyebabkan terjadinya tekanan lateral tambahan dan pengurangan berat isi tanah pada bagian depan dinding diikuti oleh berkurangnya tekanan tanah aktif. Besarnya tekanan hidrostatik yang terjadi merupakan hasil kali antara berat isi air dengan kedalaman. Selain itu, perbedaan tekanan air didepan dan belakang dinding sheet pile menyebabkan terjadinya seepage (aliran air) yang berdisipasi dibawah dinding sheet pile.

Berikut adalah contoh diagram gaya dengan adanya muka air tanah :



Gambar II. 26 Diagram gaya dengan muka air

Berikut adalah rumusan perhitungannya :

$$P = \frac{1}{2} H \gamma + K_a \gamma H_1^2 + \frac{1}{2} K_a \{(\gamma - \gamma_w) H_2 + \gamma_w H_2\}$$

dimana :

P_a = gaya total (kNm)

K_a = koefisien tekanan tanah aktif

K_p = koefisien tekanan tanah pasif

c = kohesi (kN/m^3)

γ = berat isi tanah (kN/m^3)

H = kedalaman (m)

2.4 Penentuan Parameter Tanah

Dalam mendisain suatu konstruksi bawah tanah diperlukan ketepatan dalam menentukan nilai parameter-parameter tanah. Kesalahan dalam menentukan parameter tanah seperti pemakaian parameter drained shear strength untuk undrained condition dan sebaliknya, kesalahan pengambilan nilai prameter kuat geser tanah (shear strength), kesalahan dalam memilih nilai modulus elastisitas tanah. Kesalahan-kesalahan tersebut berakibat fatal, pengambilan nilai parameter yang terlalu besar berakibat hasil analisis galian seolah-olah stabil. Ada dua metode untuk mendapatkan parameter-parameter tanah yaitu dengan melakukan pengujian laboratorium mekanika tanah dan pengujian tanah dilapangan (*in situ test*). Selanjutnya akan dibahas metode-metode untuk mendapatkan parameter tanah.

2.4.1 Pengujian laboratorium mekanika tanah

Untuk mendapatkan parameter-parameter tanah yang berguna untuk menghitung ke stabilan galian dapat dilakukan dengan pengujian tanah di laboratorium. Pengujian-pengujian ini dilakukan pada sampel tanah tak terganggu. Berikut adalah jenis-jenis pengujian tanah di laboratorium mekanika tanah.

2.4.1.1 Indeks properti

Pengujian indeks properti tanah meliputi pengujian berat isi tanah (γ), kadar air alami tanah (*w*), dan berat jenis tanah (Gs). Setelah melakukan pengujian, parameter-parameter tersebut diambil untuk dipertimbangkan dalam penentuan parameter tanah disain.



Gambar II. 27 Ring gamma untuk uji berat isi dan kadar air



Gambar II. 28 Piknometer untuk pengujian berat jenis tanah

2.4.1.2 Uji Triaxial CU dan UU

Pengujian Triaxial adalah pengujian yang bertujuan untuk mengetahui parameter kuat geser tanah (c dan ϕ). Pada uji Triaxial bentuk benda uji berupa silinder dengan ukuran tinggi dua kali diameter (biasanya: 38 mm x 76 mm atau 50 mm x 100 mm). Benda uji dimasukkan kedalam membran dan diletakkan dalam sel Triaxial. Tekanan di sekeliling benda uji diberikan melalui tekanan air yang dinamakan tegangan sel (σ_3). Keruntuhan geser terjadi dengan cara memberikan gaya aksial (normal) pada benda uji yang disebut dengan tegangan deviatorik ($\Delta\sigma$). Ada tiga kondisi pengujian dalam Triaxial yaitu, Consolidated Drained (CD), Consolidated Undrained (CU) dan Unconsolidated Undrained (UU). Selanjutnya akan dibahas secara singkat mengenai kondisi-kondisi pengujian triaxial.

a. Consolidated Drained (CD)

Test ini diawali dengan melakukan konsolidasi terhadap sampel tanah dengan memberikan tekanan balik (back pressure). Setelah proses konsolidasi selesai selanjutnya proses pengaliran air pori dilakukan dengan membuka katup pengaliran sehingga terjadi proses drained. Professor A. Casagrande menyebut

test ini dengan *S-test* (slow test) atau test yang lambat, karena proses keluarnya air pori dari sampel tanah membutuhkan waktu yang lama. Hal ini disebabkan tanah lempung memiliki koefisien permeabilitas yang kecil. Setelah proses drained selesai, selanjutnya sampel dibebani dengan diberi tegangan deviatorik sampai terjadi keruntuhan. Karena pada kondisi ini air pori dibiarkan mengalir, maka nilai tekanan air pori (u) sama dengan nol (0). Ini berarti kondisi total sama dengan kondisi tegangan efektif. Berikut adalah persamaan yang menjelaskan kondisi tersebut :

$$\sigma = u + \sigma'$$

$$u = 0,\ \sigma = \sigma'$$

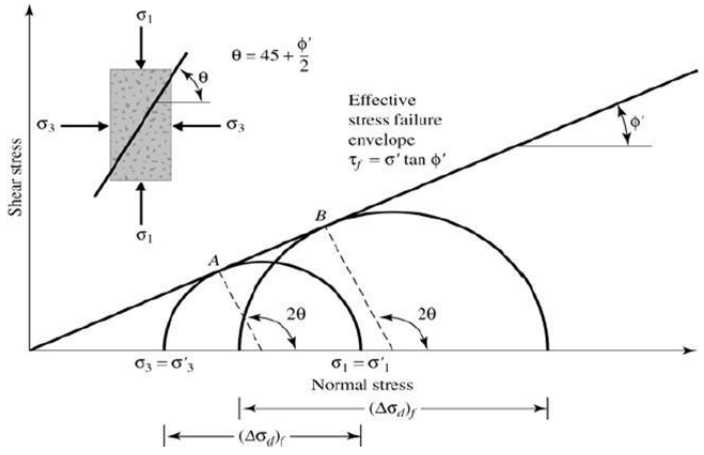
dimana

σ = tegangan total

u = tekanan air pori

σ' = tegangan efektif

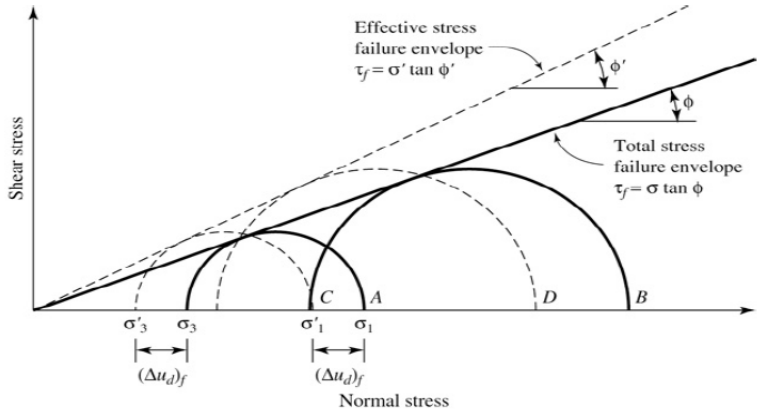
Pada tes ini dilakukan pendekatan kondisi tegangan efektif maka nilai c' mendekati nol (0) dan nilai ϕ' tidak sama dengan nol (0). Rata-rata nilai ϕ' untuk tanah lempung tak terganggu berkisar 20˚, untuk lempung terkonsolidasi normal memiliki plastisitas tinggi nilai ϕ' berkisar 30˚ dan untuk tanah lempung yang dipadatkan nilai ϕ' berkisar 25˚ - 30˚. Tes Consolidated Drained ini jarang sekali dilakukan karena tes ini membutuhkan waktu yang sangat lama, maka para teknisi laboratorium lebih banyak memilih tes CU dan UU untuk medapatkan nilai kekuatan tanah.



Gambar II. 29 Garis keruntuhan Mohr-Coulomb pada uji CD
(Shear strength of soil, Chi-Ping Lin)

b. Consolidated Undrained (CU)

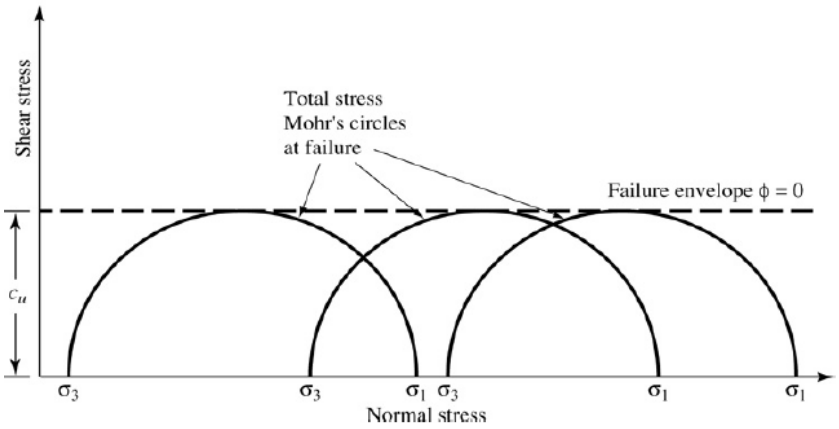
Sama halnya dengan tes CD, tes ini diawali dengan mengkonsolidasi sampel tanah hingga proses konsolidasi selesai. Setelah itu katup pengaliran dibiarkan tertutup agar air pori tidak keluar, dengan demikian excess pore pressure akan naik saat penggeseran dan diukur, lalu sampel tanah diberi tegangan deviatorik sampai terjadi keruntuhan. Ada dua pendekatan yang bisa dilakukan pada tes ini yaitu, pendekatan kondisi tegangan total dan tegangan efektif. Hal ini karena nilai tekanan air pori dapat diukur, sehingga tegangan total dikurangi tegangan air pori menghasilkan tegangan efektif.



Gambar II. 30 Garis keruntuhan Mohr-Coulomb pada uji CU
(Shear strength of soil, Chi-Ping Lin)

c. Unconsolidated Undrained (UU)

Berbeda dengan dua tes sebelumnya, pada tes unconsolidated undrained, sampel tanah tidak dikonsolidasi terlebih dahulu, katup pengaliran ditutup sehingga tidak ada air pori yang mengalir. Setelah itu sampel tanah digeser dengan memberikan tegangan deviatorik. Untuk mencapai keruntuhan sampel digeser antara 10 sampai 20 menit. Pada keadaan tanpa drainase ini menyebabkan meningkatnya tekanan air pori dan tidak ada tahanan geser dari butiran tanah. Pada kondisi tanah dengan jenuh air, nilai sudut gesek internal tanah (ϕ) mendekati nol, sehingga pada pengujian ini hanya memperoleh nilai kohesi (c). Biasanya tekanan air pori tidak diukur, karena pendekatan yang dilakukan adalah pendekatan kondisi tegangan total. Professor A. Casagrande menyebut test ini dengan *Q-test* (quick test) karena tes ini lebih cepat dari dua tes lainnya.



Gambar II. 31 Garis keruntuhan Mohr-Coulomb pada uji UU
(Shear strength of soil, Chi-Ping Lin)



Gambar II. 32 Alat uji Triaxial

2.4.1.3 Uji Atterberg Limits

Pengujian atterberg limits terdiri dari dua macam prosedur yaitu *Liquid Limit* (LI) dan *Plastic Limit* (PL). Liquid limit (LI) adalah kadar air yang membuat tanah berubah kondisi dari plastis ke cair. Sedangkan Plastic Limit (PL) adalah kadar air terendah yang membuat tanah berubah kondisi menjadi plastis. Tujuan akhir dari pengujian Atterberg Limits adalah nilai index plastisitas (PI), nilai ini dihasilkan dari selisih nilai LL dengan PL.



Gambar II. 33 Alat Cassagrande untuk pengujian Liquid Limit

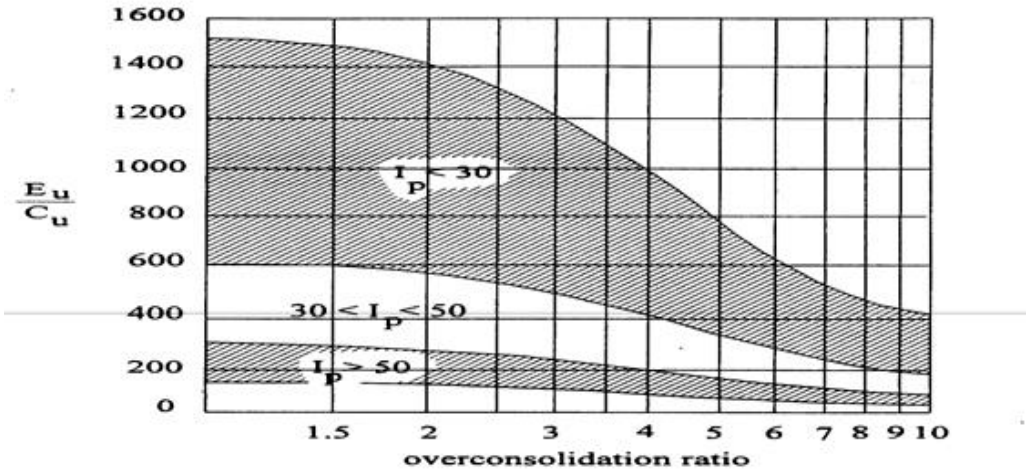


Gambar II. 34 Pengujian Plastic Limit

Nilai indeks plastisitas tanah (PI) memiliki hubungan dengan nilai ϕ, berikut adalah tabel hubungan nilai PI dengan nilai ϕ.

Tabel II. 8 Hubungan antara nilai Indeks plastisitas dengan ϕ'

Plasticity Index %	**ϕ' critical (degrees)**
15	30
30	25
50	20
80	15



Gambar II. 35 Korelasi antara nilai Cu, E dan PI
(Termaat, Vermer dan Vergeer, 1985)

2.4.1.4 Pengujian Konsolidasi

Pengujian konsolidasi bertujuan mengetahui sejarah penerimaan beban terhadap tanah, dari pengujian ini juga dihasilkan parameter tekanan prakonsolidasi (Pc') yang berguna untuk mengetahui kondisi tanah tersebut dilapangan. Ada dua kondisi tanah terkonsolidasi dilapangan yaitu, *Normally Consolidated* (NC) dan *Over Consolidated* (OC). Normally Consolidated (NC) adalah kondisi tanah hanya pernah menerima beban seberat tanah itu sendiri. Sedangkan *Over Consolidated* (OC) adalah kondisi tanah sudah pernah menerima beban lebih dari berat dirinya sendiri. Kondisi tanah terkonsolidasi dilapangan dapat diketahui dengan menghitung nilai *Over Consolidated Ratio* (OCR).

$$OCR = \frac{P_c'}{P_o}$$

OCR = 1 (Normally Consolidated)

OCR > 1 (Over Consolidated)

dimana :

P_c' = tekanan prakonsolidasi

P_o = tegangan efektif overburden

Nilai OCR memiliki hubungan dengan nilai *Undrained Shear Strength* (Su). Berikut adalah korelasi antara nilai OCR dengan Su :

Tabel II. 9 Tabel korelasi nilai OCR dengan Su

Soil type	Equations	Reference
Normal consolidated clays	$\left(\frac{s_u}{\sigma'_z}\right)_{nc} = 0.11 + 0.0037\ PI$	Skempton (1957)
Overconsolidated clays	$\frac{(s_u/\sigma'_z)_{oc}}{(s_u/\sigma'_z)_{nc}} = (OCR)^{0.8}$	Ladd at al (1977)
	$\frac{s_u}{\sigma'_z} = (0.23 \pm 0.04)\,OCR^{0.8}$	Jamiolkowski (1985)
All clays	$\frac{s_u}{\sigma'_{zc}} = 0.22$	Mesri (1975)
Clean quartz sand	$\varphi'_p = \varphi'_{cr} + 3D_r(10 - \ln p'_f) - 3$ Where p'_f is mean affective stress at failure (in kPa) and D_r is relative density. This equation should only be used if $12 > (\phi'_p - \phi'_{cr}) > 0$	Bolton (1986)

2.4.1.5 Pengujian tanah di lapangan

Selain adanya pengujian tanah di laboratorium mekanika tanah ada juga pengujian tanah di lapangan. Adapun pengujian tanah di lapangan yang akan disajikan dibawah ini adalah *Cone Penetrometer Test* (CPT) dan *Standard Penetration Test* (SPT).

2.4.1.6 Cone Penetrometer Test (CPT)

Cone Penetrometer Test (CPT) atau biasa dikenal dengan uji Sondir adalah pengujian yang dilakukan dengan cara menekan alat konus ke dalam tanah dengan *rate* 20 mm/detik, lalu dicatat nilai tahanan ujung (R1) dan tahanan friksi konus (R2). CPT dilakukan sampai menemukan tanah dengan nilai tahanan ujung konus (R1) sebesar 150 kg/cm^2.



Gambar II. 36 Foto konus

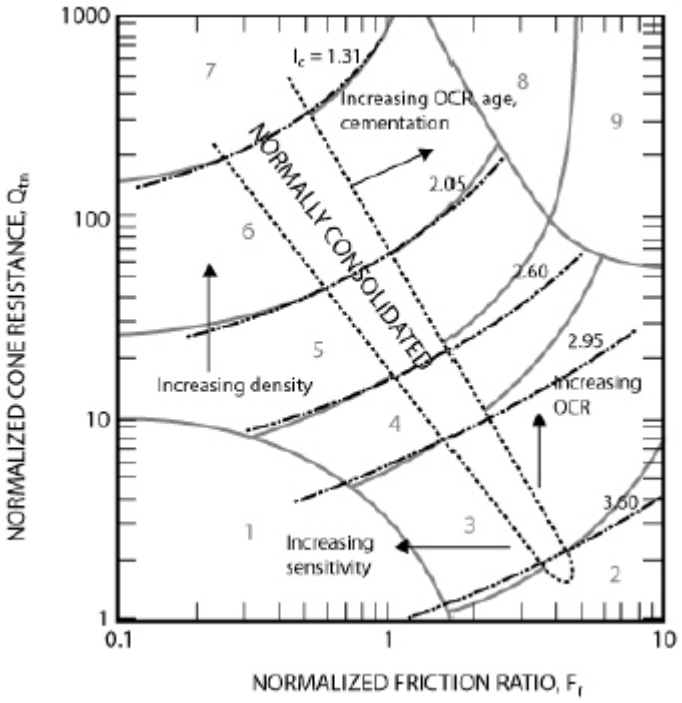


Gambar II. 37 Pengujian Sondir

Nilai tahanan konus dapat dikorelasikan dengan parameter-parameter tanah lainnya yaitu dengan s_u, OCR, γ.

1. Korelasi CPT dengan OCR

Sebuah grafik CPT yang diusulkan oleh Robertson (1990) yang ditunjukan seperti gambar dibawah telah dikorelasikan dengan OCR. Zona A telah diidentifikasi dimana hasil CPT di zona tersebut adalah tanah-tanah *normally consolidated* (NC)



Zone	Soil Behavior Type	I_c
1	*Sensitive, fine grained*	N/A
2	*Organic soils – clay*	> 3.6
3	*Clays – silty clay to clay*	2.95 – 3.6
4	*Silt mixtures – clayey silt to silty clay*	2.60 – 2.95
5	*Sand mixtures – silty sand to sandy silt*	2.05 – 2.6
6	*Sands – clean sand to silty sand*	1.31 – 2.05
7	*Gravelly sand to dense sand*	< 1.31
8	*Very stiff sand to clayey sand**	N/A
9	*Very stiff, fine grained**	N/A

** Heavily overconsolidated or cemented*

Gambar II. 38 Korelasi grafik CPT Robertson dengan OCR

2. Korelasi CPT dengan berat isi tanah (γ)

Dari grafik CPT Robertson pula dapat dikorelasikan dengan nilai berat isi tanah seperti berikut :

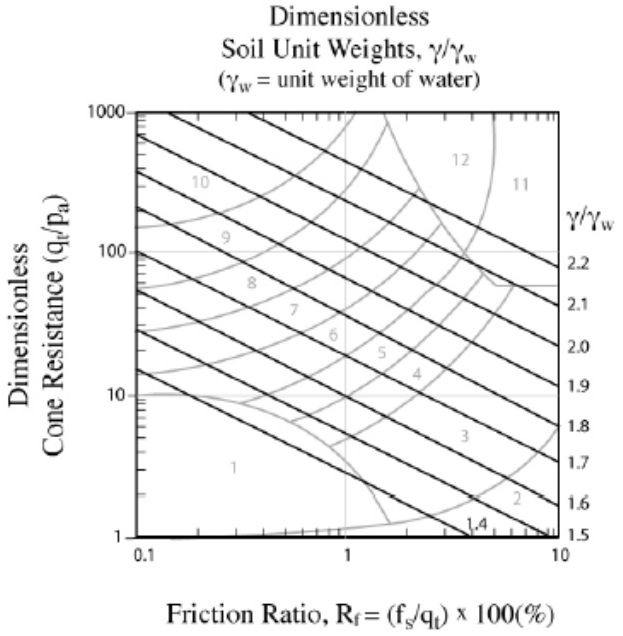
$$\gamma/\gamma_w = 0.27[\log R_f] + 0.36[\log(q_t/p_a)] + 1.236$$

dimana

R_f = friction ratio = (f_s/q_t) x 100%

γ_w = berat isi air

p_a = tekanan atmosfir (100 kPa)



Gambar II. 39 Korelasi Grafik CPT Robertson dengan nilai γ/γ_w

3. Korelasi CPT dengan su

Nilai qc (R1) dari CPT dapat dikorelasikan dengan nilai *undrained shear strength* (s_u). Berikut adalah rumus menentukan nilai s_u :

$$s_u = \frac{qc - \sigma_v}{N_{kt}}$$

dimana

qc = tahanan konus

σ_v = tegangan efektif

N_{kt} = faktor konus

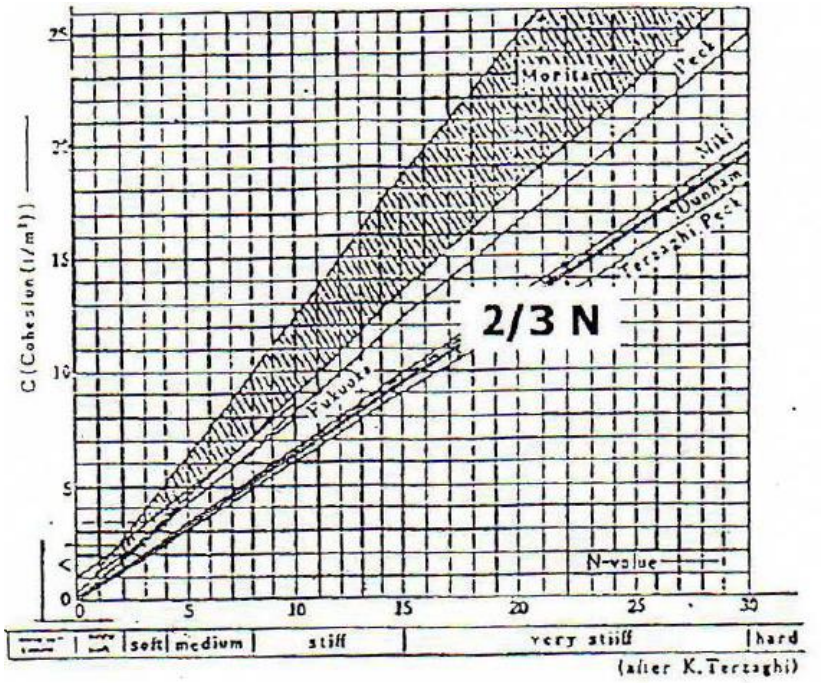
Nilai N_{kt} bervariasi antara 10 sampai 18 dengan 14 untuk rata-rata s_u. Nilai N_{kt} cenderung meningkat seiring dengan meningkatnya plastisitas dan menurun dengan meningkatnya sensitivitas tanah. Dan untuk estimasi N_{kt} yang lebih konservatif nilai N_{kt} adalah 16.

2.4.1.7 Standard Penetration Tes (SPT)

Standard Penetration Test adalah suatu pengujian dilapangan yang dilakukan pada saat pengeboran pada suatu kedalaman tertentu dengan melakukan pemukulan terhadap *Split-Spoon Sampler*. Pengujian SPT dilakukan dengan spesifikasi alat dan pengujian sebagai berikut:

a. Hammer = 63,5 kg
b. Tinggi jatuh = 76 cm
c. Dihitung sedalam 45 cm, dihitung 3x setiap 15 cm
d. N-SPT = N1+N2
e. Dilakukan setiap interval kedalaman 2 m
f. Pengujian berhenti ketika sudah mendapat nilai SPT > 50 pukulan.

Nilai N-SPT dapat dikorelasikan dengan parameter-parameter tanah lainnya. Berikut adalah korelasi-korelasi nilai N-SPT dengan parameter-parameter tanah lainnya.



Gambar II. 40 Korelasi nilai N-SPT dengan s_u (after K. Terzaghi)

Tabel II. 10 Hubungan kekompakan tanah, nilai N-SPT, qc sondir dan ϕ untuk pasir (Piling Handbook, Arcelor)

Relative Density	**Standard Penetration Test 'N' value**	**Cone Penetration Test 'qc' (kN/m^2)**	**ϕ (degrees)**
Very Loose	0-4	2.5	25
Loose	4-10	2.5-7.5	27.5
Medium Dense	10-30	7.5-15	30
Dense	30-50	15-25	35
Very Dense	Over 50	0ver 25	40

Tabel II. 11 Nilai korelasi kepadatan tanah, N-SPT, γ dan ϕ (Foundation and soil mechanic, Muni Budhu)

N	**N_{60}**	**Compactness**	**γ (kN/m^3)**	**D_r (%)**	**ϕ' (degree)**
0-4	0-3	Very loose	11-13	0-20	26-28
4-10	3-9	Loose	14-16	20-40	29-34
10-30	9-25	Medium	17-19	40-70	35-40[a]
30-50	25-45	Dense	20-21	70-85	38-45[a]
>50	>45	Very dense	>21	>85	>45[a]

Tabel II. 12 Korelasi antara kepadatan tanah, N-SPT, γ, ϕ dan q_u (Bowles 1991)

	Cohesionless Soil				
N	0-10	11-30	31-50	>50	
Unit weight γ, kN/m^3	12-16	14-18	16-20	18-23	
Angle of friction ϕ	25-32	28-36	30-40	>35	
State	Loose	Medium	Dense	Very dense	
	Cohesive Soil				
N	<4	4-6	6-15	16-25	>25
Unit weight γ, kN/m^3	14-18	16-18	16-18	16-20	>20
Qu, kPa	<25	20-50	30-60	40-200	>100
Consistency	Very soft	Soft	Medium	Stiff	Hard

2.5 Pemodelan tanah

Ada banyak model material tanah yang bisa digunakan untuk analisis tegangan regangan pada tanah, tetapi yang akan disajikan dalam tulisan ini hanya 3 (tiga jenis), yaitu Mohr-Coulomb, Soft Soil dan Hardening Soil.

2.5.1 Mohr-Coulomb

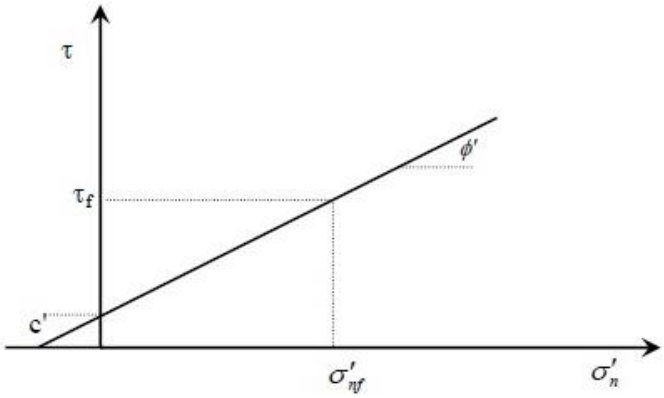
Tahun 1773, insinyur perancis Coulomb memperkenalkan analisis tentang gaya dorong yang bekerja pada dinding penahan. Sampai saat ini analisis kondisi keruntuhan tanah ini disebut kriteria keruntuhan Mohr-Coulomb. Menurut Mohr-Coulomb, tanah diasumsikan berperilaku sebagai material plastik linear elastis sempurna, sehingga tidak diperlukan pengerasan atau pelunakan. Kriteria keruntuhan untuk model ini yang ditunjukkan pada Gambar II.41 dan dapat dinyatakan sebagai berikut :

$$\tau_f = \sigma_{nf}' \tan \varphi' + c'$$

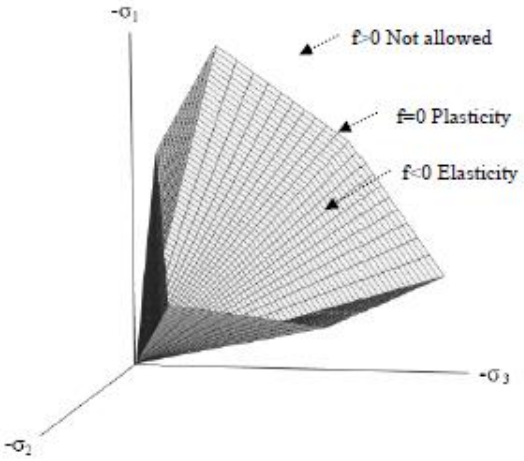
di mana, τ_f' dan σ_{nf}' adalah tegangan geser dan tegangan normal efektif pada keruntuhan rencana. Hasil fungsi Mohr-Coulomb ketika dirumuskan dalam tegangan utama efektif diberikan sebagai berikut:

$$f = \frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_2') + (\sigma_1' + \sigma_2')\sin\varphi' - c'\cos\varphi'$$

Dimana σ_1' dan σ_3' masing-masing adalah tegangan mayor dan tegangan minor pokok efektif. Hasil dari Mohr-Coulomb adalah 2 parameter model plastis yaitu sudut geser (ϕ') dan kohesi (c'), bersama-sama mewakili kerucut heksagonal dalam ruang tegangan utama seperti gambar :

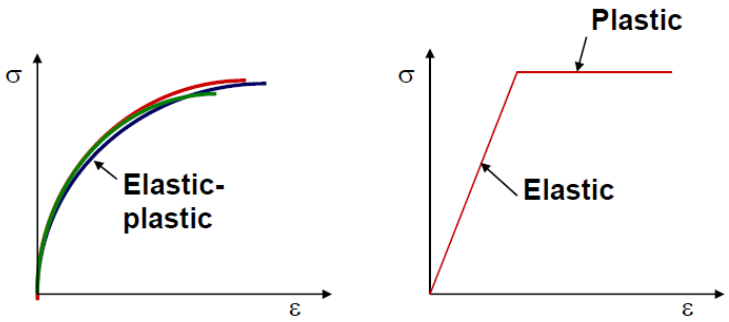


Gambar II. 41 Kriteria keruntuhan Mohr-Coulomb



Gambar II. 42 Heksagonal tegangan pokok Mohr-Coulomb (Geotechnical Aspect of The Bangkok MRT Blue Line Project, Chanaton Surarak *B. Sc, M.Eng*.)

Pada pemodelan tanah Mohr-Coulomb ada dua fase yang terjadi pada grafik tegangan regangan sebagai berikut :



Gambar II. 43 Grafik perfectly elatic plastic model Mohr-Coulomb

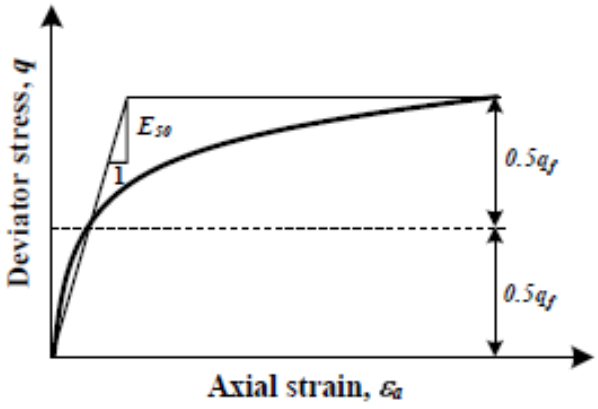
Pada grafik tersebut terlihat bahwa ketika tanah diberi pembebanan, tegangan dan regangan tanah tersebut akan terus bertambah sampai menemukan batas fase elastis, tegangan tanah akan tetap dan hanya regangan yang bertambah. Kondisi tersebut adalah kondisi plastis. Model Mohr-Coulomb terdapat lima parameter. Berikut rincian dari parameter tersebut.

Tabel II. 13 Parameter Mohr-Coloumb model

Parameter	Description	Parameter evaluation
ϕ'	Internal friction angle	Slope of failure line from Mohr-Coulomb failure criterion
c'	Cohesion	y-intercept of failure line from Mohr-Coulomb failure criterion
Ψ	Dilatancy angle	Function of ε_a and ε_v
E'	Reference secant stiffness from drained triaxial test	y-intercept in $\log(\sigma_3/p^{ref})$ - $\log(E_{50})$ space
v	Poisson's ratio	0.3-0.4 (drained), 0.5 (undrained)
K_o	Coefficient of earth pressure at rest (NC state)	1-sin ϕ' (default setting)

a) Youngs Modulus (E)

Modulus Young adalah modulus kekakuan dasar yang berhubungan dengan tegangan dan regangan tanah. Umumnya, modulus sekan pada kekuatan 50%, dilambangkan sebagai E_{50}, cocok untuk kondisi pembebanan tanah, lihat gambar dibawah ini.



Gambar II. 44 Definisi E_{50}

Hubungan antara modulus Young (E) dan modulus kekakuan lainnya, seperti modulus geser (G) dan modulus bulk (K), adalah sebagai berikut:

$$G = \frac{\nu}{2(1+\nu)}$$

$$K = \frac{E}{3(1-\nu)}$$

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)}$$

Dimana E_{oed} mengacu pada modulus Young dalam tes oedometer dalam kondisi tertekan.

b) Poisson ratio

Poison ratio pada tanah kondisi drained berkisar antara 0.3-0.4 (Bowles, 1986). Sedangkan untuk poisson ratio pada tanah undrained bernilai 0.5, namun untuk kondisi undrained angka poisson ratio yang tepat disarankan memakai nilai νu = 0.495.

c) Kohesi (c')

Kohesi (c') adalah dimensi tegangan. Dalam software Plaxis, bahkan untuk tanah berkohesi c' = 0, disarankan mengambil nilai setidaknya c' > 0.2 kN/m^2 untuk menghindari komplikasi komputasi.

d) Sudut geser (ϕ ')

Sudut geser (ϕ ') diperoleh dari plot tegangan geser terhadap tegangan normal, seperti yang ditunjukkan pada Gambar.II.42 (kriteria keruntuhan Mohr-Coulomb). Sudut geser dinyatakan dalam derajat.

e) Sudut dilatansi (ψ)

Sudut dilatansi (ψ) dinyatakan dalam derajat. Bolton (1986), dalam kaitannya dengan Plaxis, direkomendasikan korelasi sudut gesekan dan sudut dilatancy untuk tanah kohesif.

$$\psi = \phi - 30°$$

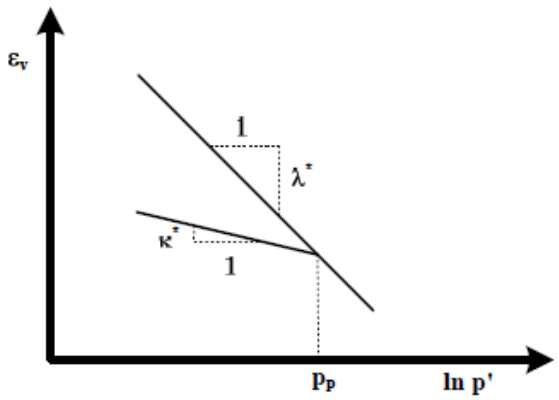
Untuk tanah kohesif, yang cenderung memiliki dilatansi kecil, nilai $\psi = 0$ akan realistis untuk digunakan dalam kasus umum.

2.5.2 Soft Soil Model

Model Soft Soil (SSM) telah dikembangkan dalam kerangka kerja Critical State Soil Mechanic (CSSM), yang mirip dengan model Clay Cam (CCM) atau Modified Cam Clay (MCC). Bagian ini menguraikan persamaan dan perbaikan dari SSM ke MCC. Tabel dibawah adalah tujuh parameter input untuk SSM. Seperti yang ditunjukkan pada Gambar dibawah. Untuk membedakan antara recompression dan beban utama, diperlukan tekanan pra-konsolidasi (pp). Tekanan pra-konsolidasi dapat ditentukan oleh nilai rasio OCR.

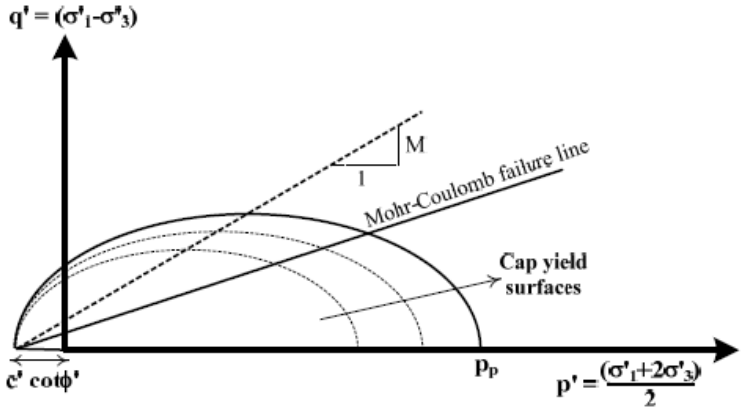
Tabel II. 14 Parameter Soft soil model

Parameter	Description	Parameter evaluation
ϕ'	Internal friction angle	Slope of failure line from Mohr-Coulomb failure criterion
c'	Cohesion	y-intercept of failure line from Mohr-Coulomb failure criterion
Ψ	Dilatancy angle	Function of ε_a and ε_v
λ	Modified compression index	Slope of primary loading curve ln p' versus e_v space
K	Modified swelling index	Slope of unloading/reloading curve ln p' versus e_v space
ν_{ur}	Unloading/reloading Poisson's ratio	0.2 (default setting)
Ko^{NC}	Coefficient of earth pressure at rest (NC state)	1-sin ϕ' (default setting)



Gambar II. 45 Tekanan, indeks swelling dan tekanan pra-konsolidasi

Kriteria kegagalan Mohr-Coulomb diadopsi dalam SSM, oleh karena itu diperlukan parameter kekuatan, ϕ 'dan c'. SSM ini memanfaatkan hasil permukaan berbentuk elips, yang mirip dengan Model Clay Cam Modified.



Gambar II. 46 Soft soil model dalam ruang p'-q
Sumber : Geotechnical Aspect of The Bangkok MRT Blue Line Project, 2011. Chanaton Surarak *B. Sc, M.Eng*.

Berbeda dengan Model Cam Modified Clay, parameter M pada keadaan kritis tidak mengatur garis keruntuhan. Kriteria keruntuhan Mohr-Coulomb digunakan sebagai pengganti, sedangkan parameter M disimpan dalam SSM untuk menentukan ketinggian elips. Oleh karena itu, garis kegagalan dan permukaan hasil elips dapat dikontrol secara terpisah. Secara signifikan, parameter M bukanlah parameter input langsung SSM tersebut.

2.5.3 Hardening Soil

Awalnya Model Tanah Hardening pertama kali diperkenalkan dalam program Plaxis sebagai perpanjangan dari Mohr Coulomb Model (Nordal, 1999). Kemudian, dalam Versi Plaxis 7, ditambahkan ke model untuk memungkinkan tekanan pra-konsolidasi untuk diperhitungkan, pada saat ini nama model tanah diubah menjadi Model Tanah Hardening. Perubahan ini menunjukkan bahwa model tersebut memiliki kapasitas yang akan digunakan untuk tanah lunak, termasuk tanah liat lunak, dengan bantuan Fungsi Mobilised Friction (Nordal, 1989). Memang, model Tanah Pengerasan telah dikembangkan di bawah kerangka teori plastisitas. Dalam model ini, tegangan total dihitung menggunakan kekakuan stres-dependent, yang berbeda untuk antara unloading / reload.

Pengerasan diasumsikan isotropik, tergantung pada geser plastik dan tegangan volumetrik. Aturan aliran nonassociated diadopsi ketika berhubungan antara frictional hardening dan aturan terkait aliran diasumsikan untuk cap hardening. Schanz et al. (1999) menjelaskan secara rinci, perumusan dan verifikasi Model Tanah Hardening. Latar belakang penting dari model diringkas dalam bagian ini. Sebanyak 10 parameter yang diperlukan masukan dalam HSM, sebagaimana ditampilkan dalam tabel dibawah berbeda dengan hubungan tegangan-regangan Mohr Coulomb Model, karena pemuatan utama, diasumsikan kurva hiperbolik dalam Model Tanah Hardening. Fungsi hiperbolik, seperti yang diberikan oleh Kondner (1963), untuk uji triaksial kondisi drained dapat dirumuskan sebagai:

$$\varepsilon_1 = \frac{q_a}{2\,E_{50}} \frac{q}{q_a - q}, \text{untuk } q > q_f$$

Tabel II. 15 Parameter Hardening soil model

Parameter	**Description**	**Parameter evaluation**
ϕ'	Internal friction angle	Slope of failure line from Mohr-Coulomb failure criterion
c'	Cohesion	y-intercept of failure line from Mohr-Coulomb failure criterion
R_f	Failure ratio	$(\sigma_1-\sigma_3)_f/(\sigma_1-\sigma_3)_{ult}$
Ψ	Dilatancy angle	Function of ε_a and ε_v
E_{50}	Reference secant stiffness from drained triaxial test	y-intercept in $\log(\sigma_3/p^{ref})$ - $\log(E_{50})$ space
E_{oed}	Reference tangent stiffness from oedometer primary loading	y-intercept in $\log(\sigma_3/p^{ref})$ - $\log(E_{oed})$ space
E_{ur}	Reference unloading/reloading stiffness	y-intercept in $\log(\sigma_3/p^{ref})$ - $\log(E_{ur})$ space
M	Exponential power	Slope of trend-line in $\log(\sigma_3/p^{ref})$ - $\log(E_{50})$ space
ν_{ur}	Unloading/reloading Poisson's ratio	0.2 (default setting)
Ko^{NC}	Coefficient of earth pressure at rest (NC state)	1-sin ϕ' (default setting)

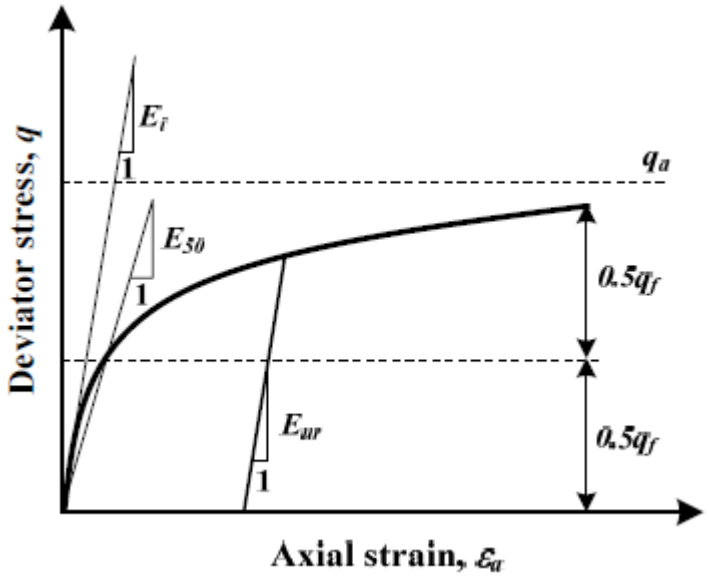
Dimana, ε_1 adalah tegangan triaxial dan q adalah tegangan deviatorik. Tegangan deviatorik utama didefinisikan sebagai berikut :

$$q_f = \frac{6 \sin \varphi}{3 - \sin\varphi} \left(\sigma_3' + c' \cot \varphi'\right)$$

dan nilai q_a adalah :

$$q_a = \frac{q_f}{R_f}$$

dimana, q_f adalah stres deviatorik akhir pada keruntuhan, yang berasal dari kriteria keruntuhan Mohr-Coulomb yang melibatkan parameter kekuatan c' dan ϕ'. q_a adalah nilai asimtotik dari kekuatan geser. R_f adalah rasio keruntuhan, jika $q_f = q_a$ (Rf = 1), terjadi kriteria keruntuhan plastik yang sempurna. Nilai Rasio keruntuhan (Rf) di Plaxis diberikan 0,9 untuk nilai default standar. Gambar dibawah menunjukkan hubungan hiperbolik tegangan dan regangan pada beban primer.



Gambar II. 47 Hubungan hiperbolik tegangan dan regangan pada beban primer untuk standar test triaxial kondisi drained (Schanz et al. 1999)

2.6 Konsep Kondisi Kritis

Pentingnya untuk menganalisis kondisi yang terjadi di lapangan yang berkaitan dengan tegangan total dan tegangan efektif. Karena kesalahan dalam menentukan kondisi kritis akan berdampak pada kesalahan estimasi kondisi di lapangan.

2.6.1 Tegangan Total

Pada suatu massa tanah, tegangan total suatu titik dihitung dari berat volume keseluruhan elemen tanah yang berada diatasnya. Jika diketahui pada tanah tersebut jenuh air, maka tegangan total dihitung dengan memasukkan pengaruh berat volume tanah jenuh air dengan berat volume air. Berikut adalah rumus menghitung tegangan total.

$$\sigma = \gamma_w .h + (h_a - h)\gamma_{sat}$$

dimana

σ = tegangan total

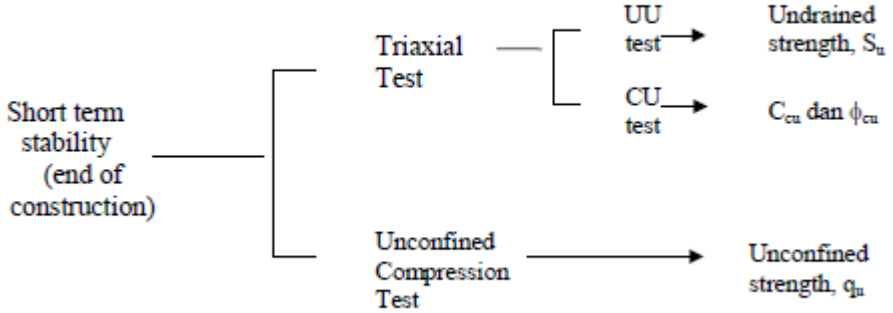
γ_{sat} = berat isi tanah jenuh air

γ_w = berat isi air

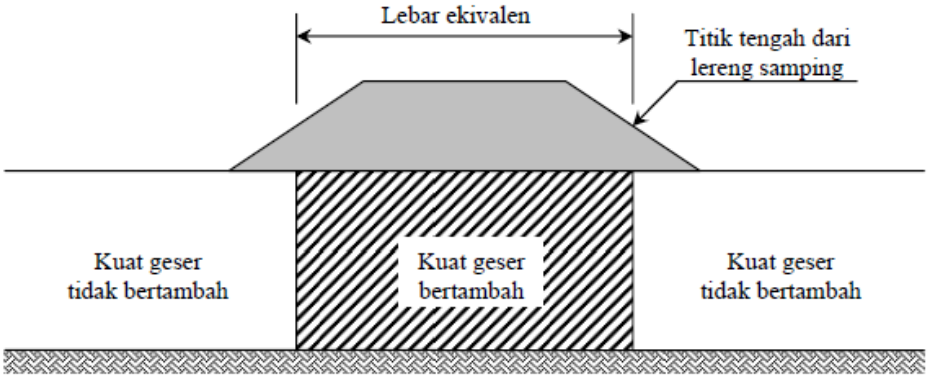
h = kedalaman

h_a = kedalaman pada titik a

Analisis tegangan total digunakan untuk menganalisis stabilitas jangka pendek (*short term*) atau akhir konstruksi, dalam penggunaan praktis disebut juga kondisi *undrained*. Kondisi ini terjadi pada saat penambahan beban luar melebihi kecepatan keluarnya air pori. Pada tanah lempung proses keluarnya tekanan air pori relatif lebih lambat dibandingkan dengan tanah pasir, oleh karena itu analisis kondisi *undrained* umumnya digunakan untuk tanah lempung. Faktor keamanan dalam kondisi kritis (minimal) terletak di akhir konstruksi pada saat nilai tekanan air pori maksimal. Seiring berjalannya waktu, tekanan air pori akan tereduksi sehingga menyebabkan kuat geser tanah dan faktor keamanan meningkat. Berdasarkan ilustrasi tersebut, maka analisis tegangan total digunakan pada pembangunan pondasi dan penimbunan tanah. Pada kondisi *undrained*, kekuatan geser dinyatakan dengan parameter-parameter yang dinotasikan dengan c_u dan ϕ_u.



Gambar II. 48 Tes yang dilakukan untuk stabilitas jangka pendek
(Slope stabillity and Stabilization Method, Thomas S Lee, 1996)



Gambar II. 49 Kasus timbunan merupakan pendekatan kondisi tegangan total. (Panduan Geoteknik 4, Departemen Pemukiman dan Prasarana Wilayah)

2.6.2 Tegangan Efektif

Analisis tegangan efektif digunakan untuk menganalisis stabilitas jangka panjang (long term) atau disebut juga dengan kondisi *drained*. Berikut adalah rumus menghitung tegangan efektif overburden tanah.

$$\sigma' = (\gamma - \gamma_w).h$$

dimana

σ' = tegangan efektif

γ = berat isi tanah

h = kedalaman

Parameter yang digunakan pada analisis tegangan efektif adalah c' dan ϕ'. Parameter-parameter tersebut disebut dengan parameter efektif. Analisis pada kondisi *long term* menggunakan metode tegangan efektif, parameter ditentukan dengan tes triaxial CD, CU juga tes direct shear. Umumnya analisis drained dengan menggunakan parameter efektif digunakan pada stabilitas galian dan lereng alami. Penurunan tekanan air pori pada saat proses penggalian awalnya akan menyebabkan tekanan air pori bernilai negatif, hal ini mengakibatkan tanah seolah-olah kuat pada awal konstruksi tetapi seiring dengan berjalannya waktu maka tekanan air pori akan kembali sehingga akan mengurangi besarnya tegangan efektif dan menyebabkan turunnya kuat geser tanah.

2.7 Analisis metode A, B, C Skempton

Metode ini adalah metode yang ditemukan oleh Sir Alec Wesley Skempton yang menghubungkan perilaku tekanan air pori dengan pemodelan tanah Mohr-Coulomb.

1. **Metode A (tegangan efektif)**

   Perilaku : drained

   Efektif stress parameter : c' , ϕ', ψ'

   Efektif stiffnes : E_{50}', υ'

2. **Metode B (tegangan efektif)**

   Perilaku : undrained

   Total stress parameter : c_u, ϕ =0, ψ =0

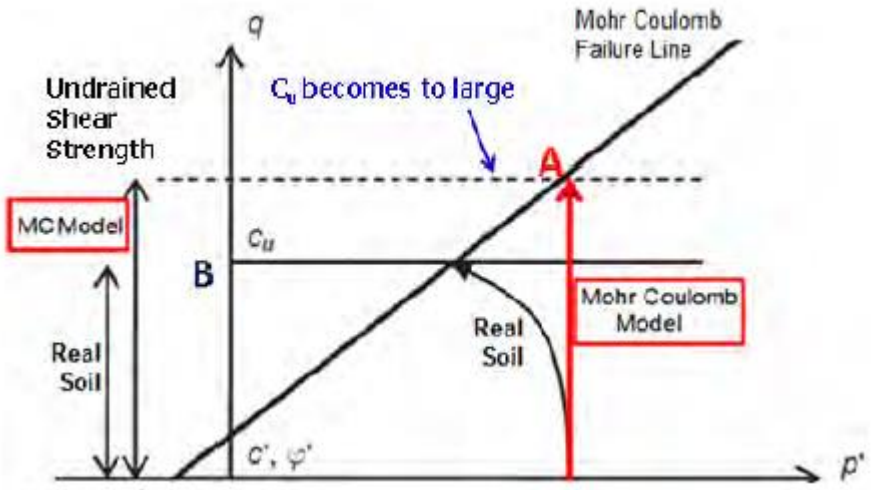
   Efektif stiffnes : E_{50}', υ'

3. **Metode C (tegangan total)**

   perilaku : undrained

   Total stress parameter : c_u, ϕ =0, ψ =0

   Undrained stiffnes : E_u, υ_u=0.495



Gambar II. 50 Kekuatan geser pada kondisi undrained menggunakan metode A (Deep Excavation Failure Can Be Prevented, Gouw, Tjie-Liong)

Penggunaan metode A untuk analisis undrained dalam pemodelan tanah Mohr-Coulomb menyebabkan penaksiran kekuatan geser undrained terlalu tinggi seperti yang ditunjukkan dalam diagram jalur stres pada gambar diatas. Jalur stres model

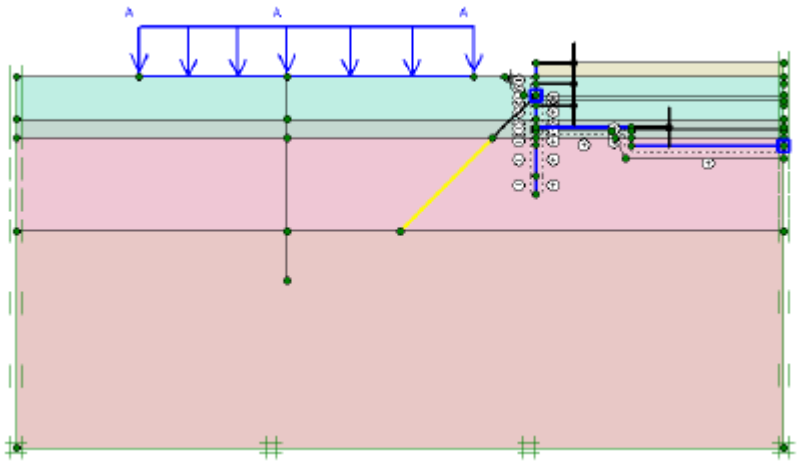
Mohr-Coulomb akan tegak lurus terhadap sumbu berarti stres yang efektif (sumbu p ') sampai menyentuh garis keruntuhan pada kekuatan geser undrained lebih tinggi dari nilai sebenarnya dari Cu. Over-estimasi Cu ini dapat dicegah dengan mengadopsi metode B dimana nilai Cu sebenarnya digunakan sebagai Input dalam program. Namun, harus dicatat bahwa, Metode A atau Metode B, keduanya tidak mengikuti jalur stres perilaku undrained tanah sebenarnya yang melengkung ke atas ke kiri.

2.8 Studi-studi terdahulu

Berikut adalah studi-studi terdahulu yang berkaitan dengan konstruksi galian dan pemodelan tanah :

2.8.1 Studi perbandingan model tanah Mohr-Coulomb dan Hardening Soil pada kasus unloading dengan metode elemen hingga

Studi ini dilakukan oleh Dian Paramita I.S dari ITB. Pada studinya penulis memakai pemodelan tanah Mohr-Coulomb dan Hardening Soil pada kondisi drained dan juga undrained. Kasus yang diambil adalah galian basemen dengan tinggi galian 4 meter. Tahapan konstruksi yang dilakukan mulai dari instalasi secant pile, penggalian tanah sedalam 4 meter, dan instalasi prestress ground anchor. Pada studi ini juga dilakukan analisa balik karena dilakukan monitoring di lapangan. Berikut adalah cross section dan parameter tanah yang digunakan untuk analisis.



Gambar II. 51 Cross section galian basemen pada Plaxis

Tabel II. 16 Parameter tanah pemodelan Mohr-Coulomb

Layer	1	2	3	4
Jenis	Clayey Silt	Clayey Silt	Silty Sand	Silty Clay
Konsistensi	soft	stiff	dense	stiff - very stiff
γ_{dry} [kN/m^3]	11	9,48	10,05	9,12
γ_{wet} [kN/m^3]	15,25	15,17	16	15,33
c [kN/m^2]	18	35		85
c' [kN/m^2]	6	10	10	15
ø' [°]	26	32	40	35
ν' [-]	0,35	0,25	0,25	0,3
k [m/day]	0,00001	0,00001	0,001	0,00001
E' [kN/m^2]	9000	30000	70000	40500

Tabel II. 17 Parameter tanah pemodelan Hardening Soil

Layer	1	2	3	4
Jenis	Clayey Silt	Clayey Silt	Silty Sand	Silty Clay
Konsistensi	soft	stiff	dense	stiff - very stiff
γ_{dry} [kN/m^3]	11	9,48	10,05	9,12
γ_{wet} [kN/m^3]	15,25	15,17	16	15,33
c [kN/m^2]	18	35		85
c' [kN/m^2]	6	10	10	15
ø' [°]	26	32	40	35
ν' [-]	0,35	0,25	0,25	0,3
k [m/day]	0,00001	0,00001	0,001	0,00001
E_{50}^{ref}	9000	30000	70000	62500
E_{oed}^{ref}	7200	24000	70000	50000
E_{ur}^{ref}	27000	90000	210000	187500
m	1	1	0,5	1

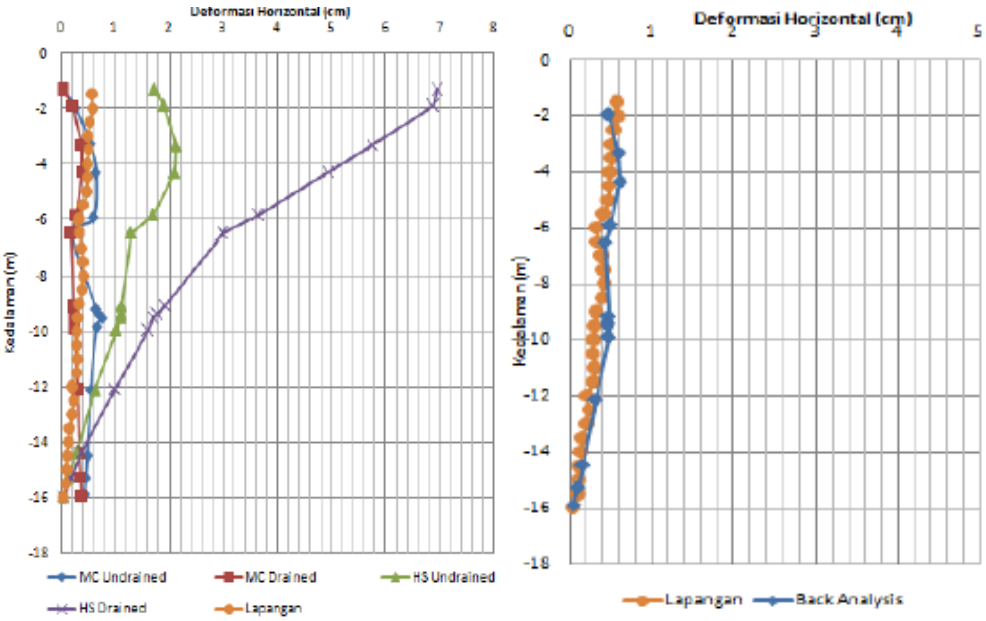
Tabel II. 18 Parameter material untuk pemodelan

Jenis	Secant Pile	Ground Anchor	Grout Body
Tipe	Elastoplastis	Anchor	Geotextile
EA (kN/m)	9,35E+6	101300	252800
EI (kNm^2/m)	4,74E+5	2,92	
w (kN/m/m)	10		
v	0,2		
Mp (kNm/m)	927		
Np (kN/m)	4117,147		
Ls (m)		2,92	

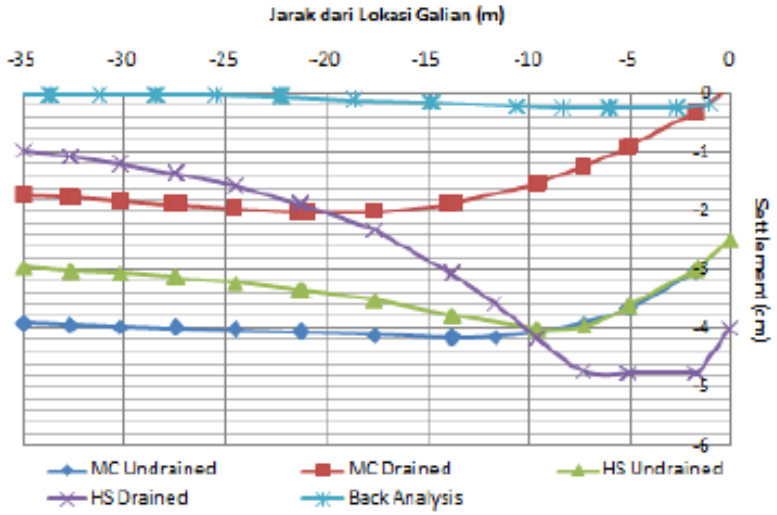
Tabel II. 19 Parameter analisa balik

Layer	1	2	3	4
Jenis	Clayey Silt	Clayey Silt	Silty Sand	Silty Clay
Konsistensi	soft	stiff	dense	stiff - very stiff
γ_{dry} [kN/m^3]	11	9,48	10,05	9,12
γ_{wet} [kN/m^3]	15,25	15,17	16	15,33
c [kN/m^2]	18	35		85
c' [kN/m^2]	6	10	10	15
ø	22	28		
ø' [°]	26	32	40	35
v' [-]	0,35	0,35	0,35	0,35
k [m/day]	0,0001	0,0001	0,1	0,0001
E' [kN/m^2]	6,480E+04	1,020E+05	1,030E+05	2,950E+05

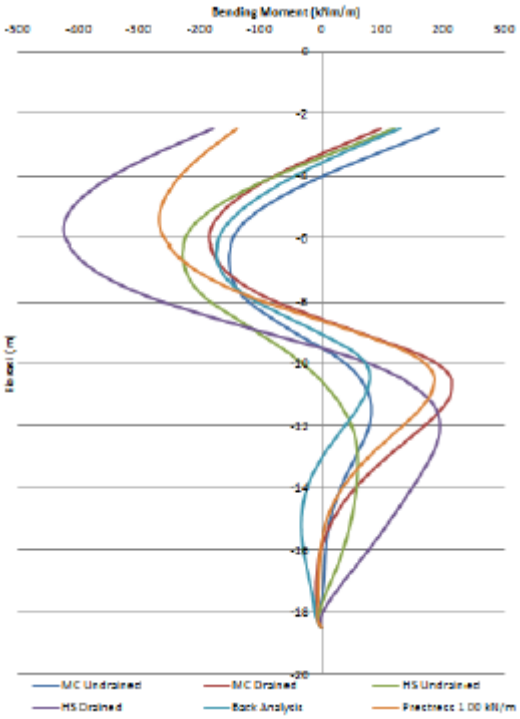
Berikut adalah perbandingan deformasi, bending momen dan penurunan tanah dibelakang galian dari hasil pemodelan tanah Mohr-Coulomb, Hardening Soil, analisis balik dan monitoring di lapangan.



Gambar II. 52 Perbandingan deformasi horizontal dengan hasil monitoring di lapangan (kiri); perbandingan analisa balik dengan hasil monitoring di lapangan(kanan)



Gambar II. 53 Deformasi dibelakang galian



Gambar II. 54 Hasil bending momen

Kesimpulan dari studi ini dapat dirangkum sebagai berikut :

1. Untuk deformasi horizontal tanah di belakang secant pile :
   a. Secara keseluruhan, deformasi horizontal yang dihasilkan model Hardening Soil lebih kritis jika dibandingkan dengan besar deformasi model Mohr-Coulomb.
   b. Kondisi drained lebih kritis daripada undrained.
   c. Parameter kekakuan untuk analisa balik agar deformasi pemodelan menyerupai kondisi lapangan adalah E = 3200-4000 Su.
2. Untuk deformasi dan bending momen secant pile :
   a. Untuk mendekati kondisi batas deformasi yang diperbolehkan, dengan parameter tanah hasil analisa balik dapat dilakukan pengurangan prestress untuk ground anchor hingga 100 kN/m
   b. Bending momen maksimum yang terjadi pada seluruh pemodelan tidak melebihi batas maksimum momen yang dapat dipikul oleh secant pile.
3. Secara keseluruhan besarnya penurunan didaerah sekitar galian yang dihasilkan model Hardening Soil lebih kritis jika dibandingkan dengan model Mohr-Coulomb.

4. Besarnya heave pada dasar galian, baik pada elevasi -8.25 m maupun -12.75 m yang dihasilkan oleh Mohr Coulomb lebih besar jika dibandingkan dengan Hardening Soil.

2.8.2 Effect rarely analyzed soil parameter for FEM analysis of embedded retaining structures

Studi ini dilakukan analisis dengan 2 pemodelan tanah yaitu Mohr-Coulomb dan Hardening Soil. Tinggi galian pada studi ini adalah 10 meter dengan menggunakan perkuatan sheet pile. Pada studi ini dilakukan percobaan berbagai nilai pada parameter poisson ratio, E unloading reloading dan Over Consolidated Ratio, yang bertujuan untuk mencari nilai bending momen dan deformasi terbesar. Berikut adalah parameter yang digunakan dalam analisis.

Tabel II. 20 Karakteristik tanah

	Unit	Gravelly sand	Sandy Clay
γ	kN/m^3	19,7	19
γ_s	kN/m^3	21,8	20,5
c'	kN/m^2	0	10
φ' (phi)	°	38	28
ψ (psi)	°	8	0

Tabel II. 21 Parameter poisson ratio

v analysis	Unit	Gravelly sand	Sandy Clay		
			A	B	C
		Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb		
E_{ref}	kN/m^2	33430	1000	8914	7477
E_{oed}	kN/m^2	45000	12000		
υ (nu)	-	0,3	0,25	0,3	0,35

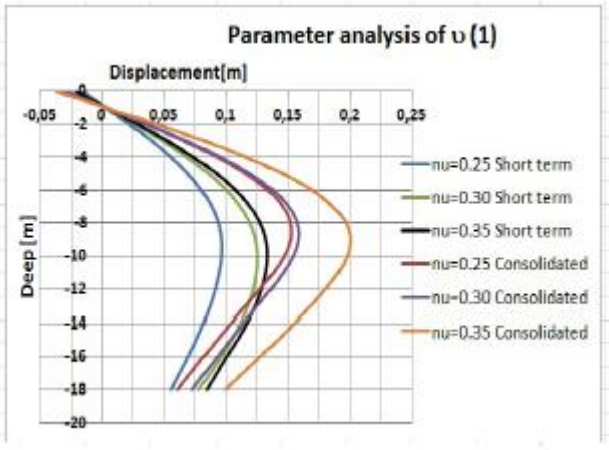
Tabel II. 22 Parameter E unloading reloading

OCR analysis	Unit	Gravelly sand	Sandy Clay				
			A	B	C	D	E
		Mohr-Coulomb	Hardening soil				
E_{50}^{ref}	kN/m^2	-	15000				
E_{oed}^{ref}	kN/m^2	45000	12000				
E_{ur}^{ref}	kN/m^2	-	45000				
OCR	-	-	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0
K_0	-	0,384	0,5	0,571	0,643	0,714	0,786
power (m)	-	-	1,0				
υ (nu)	-	0,3	0,3				

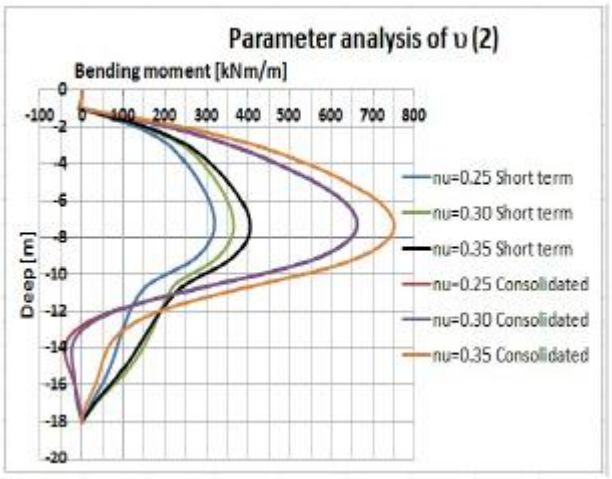
Tabel II. 23 Parameter OCR

E_{ur} analysis	Unit	Gravelly sand	Sandy Clay			
			A	B	C	D
		Mohr-Coulomb	Hardening soil			
E_{50}^{ref}	kN/m²	-	15000			
E_{oed}^{ref}	kN/m²	45000	12000			
E_{ur}^{ref}	kN/m²	-	30000	45000	75000	150000
power (m)	-	-	1,0			
υ (nu)	-	0,3	0,3			

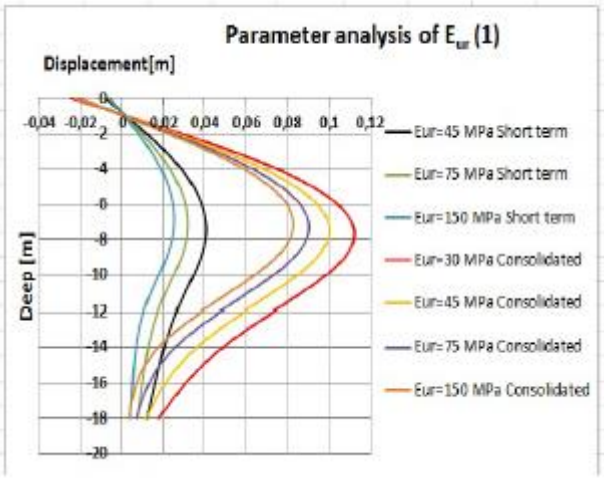
Dari parameter-parameter tersebut dihasilkan deformasi dan bending momen yang akan disajikan sebagai berikut :



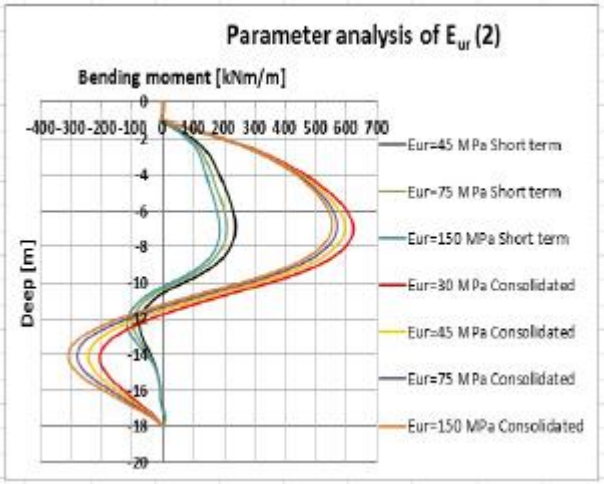
Gambar II. 55 Deformasi hasil analisis dengan macam-macam nilai poisson ratio



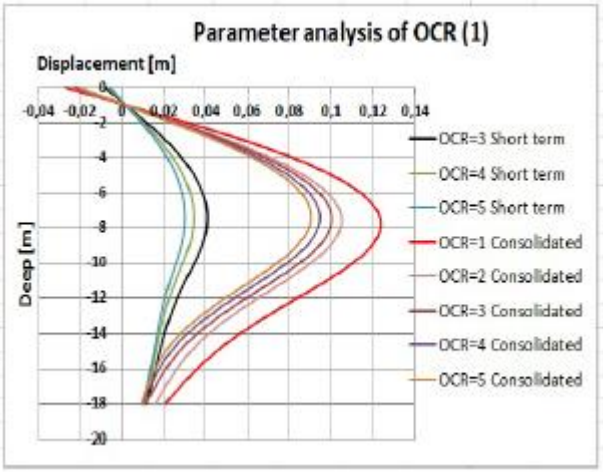
Gambar II. 56 Bending momen hasil analisis dengan macam-macam nilai poisson ratio



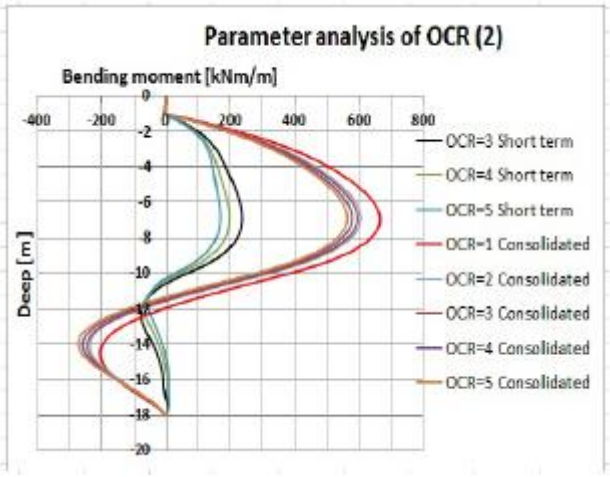
Gambar II. 57 Deformasi hasil analisis dengan macam-macam nilai E unloading reloading



Gambar II. 58 Bending momen hasil analisis dengan macam-macam nilai E unloading reloading



Gambar II. 59 Deformasi hasil analisis dengan macam-macam nilai OCR



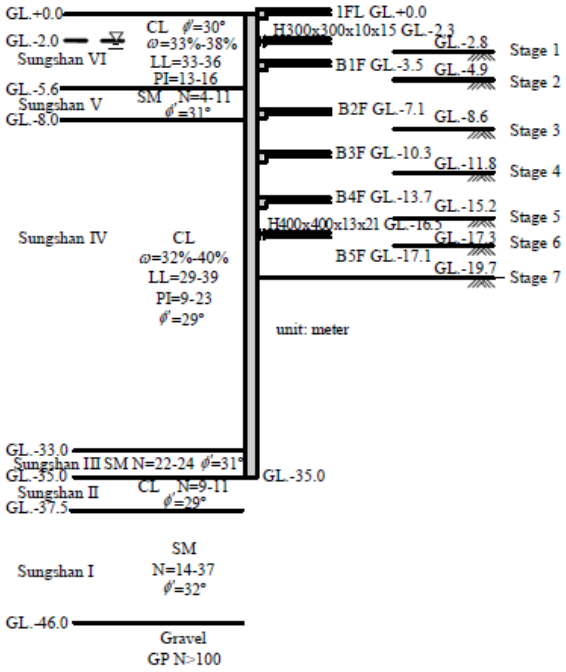
Gambar II. 60 Bending momen hasil analisis dengan macam-macam OCR

Kesimpulan dari studi yang dilakukan :

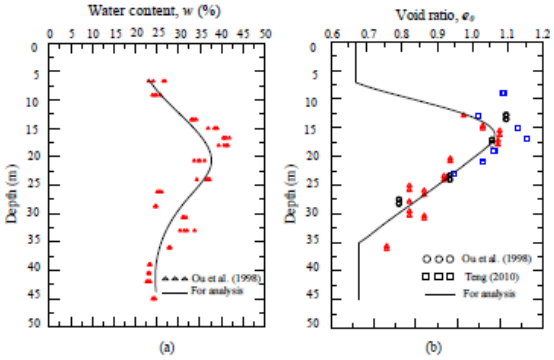
Perhitungan pada model MC sangat cepat dan ideal untuk analisa stabilitas tetapi deformasi yang dihasilkan tidak realistis. Model HS menghasilkan deformasi yang lebih tepat apabila penarikan parameternya benar.

2.8.3 Exaluation of clay constitutive models for analysis of deep excavation under undrained conditions

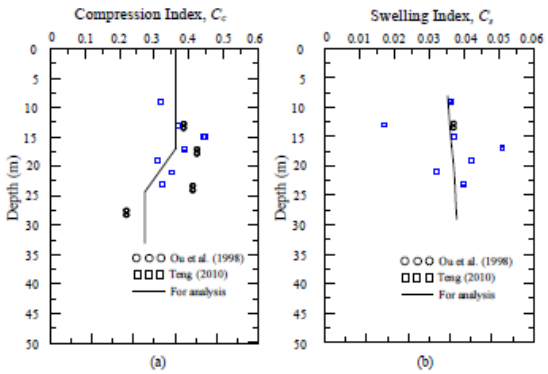
Objek pada studi ini adalah mengevaluasi performa dari model tanah konstitutive yang paling banyak digunakan untuk tanah lunak pada kasus galian pada kondisi undrained. Lima pemodelan tanah yang digunakan yaitu Cam Clay Model, Hardening Soil Model, Hardening Soil Small Strain Model, Mohr-Coulomb Model, dan Undrained Soft Clay Model. Pada studi ini tinggi galian yang dipakai 19.7 meter dengan menggunakan perkuatan sheet pile dan angkur. Cara pengambilan parameter disain, cara menganalisis dan penyajian analisis akan di tampilkan sebagai berikut.



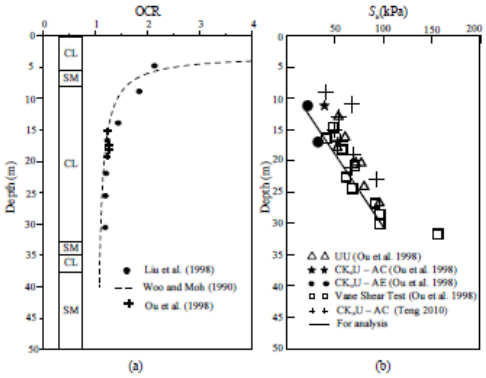
Gambar II. 61 Cross section pada galian dengan perkuatan sheet pile dan angkur



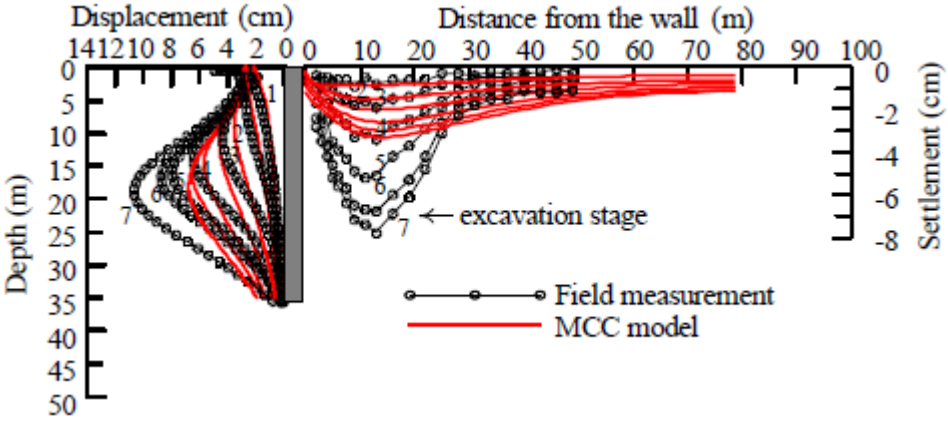
Gambar II. 62 Penentuan parameter w dan e



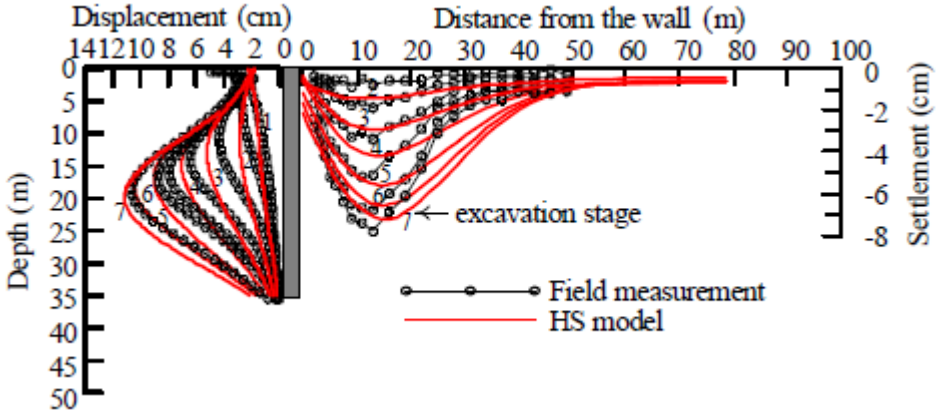
Gambar II. 63 Penentuan parameter Cc dan Cs



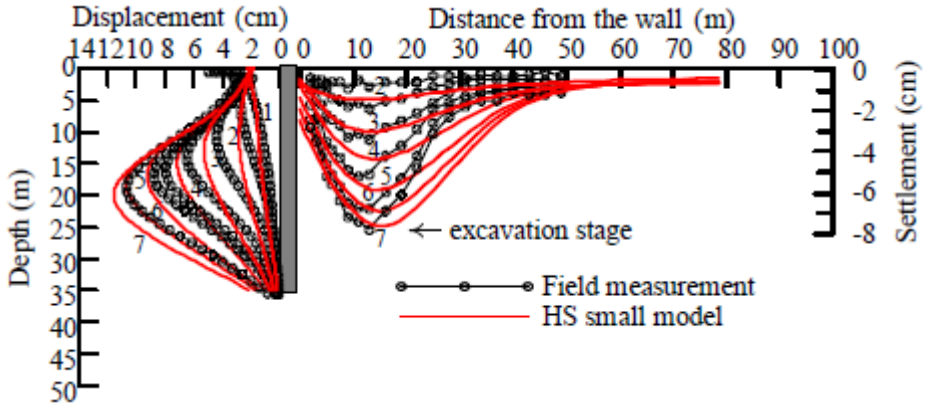
Gambar II. 64 Penentuan nilai OCR dan Su



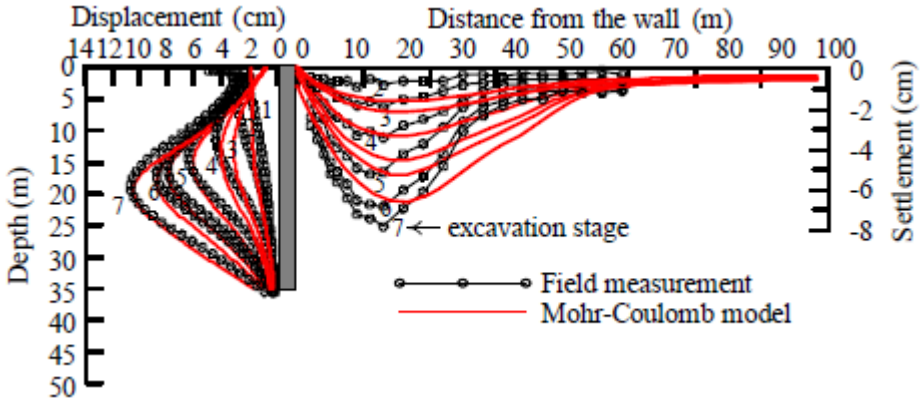
Gambar II. 65 Perbandingan hasil analisis MCC dengan hasil monitoring di lapangan



Gambar II. 66 Perbandingan hasil analisis HS dengan hasil monitoring di lapangan



Gambar II. 67 Perbandingan hasil analisis HS Small Strain dengan hasil monitoring di lapangan



Gambar II. 68 Perbandingan hasil analisis Mohr-Coulomb dengan hasil monitoring di lapangan

Kesimpulan dari studi ini adalah sebagai berikut:

1. Dengan menggunakan Cam Clay Model, prediksi deformasi sheet pile dan penurunan tanah adalah lebih kecil dibandingkan deformasi yang terjadi dari hasil monitoring di lapangan.
2. Dengan menggunakan Hardening Soil Model, deformasi secara keseluruhan mendekati deformasi yang terjadi dari hasil pengukuran di lapangan.
3. Pada dasarnya model Hardening Soil Small Strain memberikan hasil deformasi yang tidak jauh berbeda dengan model Hardening Soil.

Dari studi-studi terdahulu yang telah dijelaskan maka hasil studi terdahulu dapat dirangkum sebagai berikut :

Tabel II. 24 Studi-studi terdahulu mengenai konstruksi galian dan pemodelan tanah

No.	Judul Penelitian	Penulis	Jenis Konstruksi	Tinggi Galian	Model Tanah	Hasil
1.	Studi perbandingan model tanah Mohr-Coulomb dan Hardening soil pada kasus unloading dengan metode elemen hingga	Dian Paramita I.S. ITB, Indonesia	Galian	4 meter	Mohr-Coulomb dan Hardening Soil	Deformasi total HSM lebih kritis dibanding dengan MCM. Besar Penurunan HSM lebih kritis dibandingkanMC.
2.	Effects of rarely analyzed soil parameters for FEM analysis of embedded retaining structures	V. Jozsa. Geotecnical Department, Budapest University, Hungary	Galian	10 meter	Mohr-Coulomb dan Hardening Soil	Perhitungan pada model MC sangat cepat dan ideal untuk analisa stabilitas tetapi deformasi yang dihasilkan tidak realistis. Model HS menghasilkan deformasi yang lebih tepat apabila menarikan parameternya benar.
3.	Evaluation of clay constitutive models for analysis of deep excavation under undrained conditions	Aswim Lim, Chang-Yu Ou, Pio-Go Hsieh	Galian	19.7 meter	Mohr-Coulomb, Hardening Soil dan Modified Cam Clay	Pada model HS deformasi yang terjadi sangat dekat dengan hasil pengukuran di apangan. Pemodelan MCC menghasilkan deformasi yang jauh dari hasil pengukuran sementara MC sedikit lebih dekat dengan HS

BAB II STUDI LITERATUR 1
2.1 Tanah Lunak 1
2.1.1 Lempung lunak 1
2.1.2 Sifat-sifat mineral lempung 2
2.2 Pengertian Sheet pile 9
2.2.1 Jenis sheet pile berdasarkan bahan 9
2.2.2 Jenis sheet pile berdasarkan tipe konstruksinya 12
2.3 Dasar-Dasar Analisis Sheet Pile 16
2.3.1 Tekanan tanah lateral 16
2.3.2 Tekanan tanah awal (kondisi diam) 17
2.3.3 Tekanan tanah aktif 18
2.3.4 Pengaruh beban luar terhadap gaya lateral 21
2.3.5 Tekanan tanah pasif 22
2.3.6 Pengaruh muka air tanah terhadap gaya lateral 24
2.4 Penentuan Parameter Tanah 25
2.4.1 Pengujian laboratorium mekanika tanah 25
2.4.1.1 Indeks properti 25
2.4.1.2 Uji Triaxial CU dan UU 26
2.4.1.3 Uji Atterberg Limits 29
2.4.1.4 Pengujian Konsolidasi 31
2.4.1.5 Pengujian tanah di lapangan 32
2.4.1.6 Cone Penetrometer Test (CPT) 32
2.4.1.7 Standard Penetration Tes (SPT) 35
2.5 Pemodelan tanah 37
2.5.1 Mohr-Coulomb 37
2.5.2 Soft Soil Model 41

2.5.3 Hardening Soil 42
2.6 Konsep Kondisi Kritis 44
2.6.1 Tegangan Total 45
2.6.2 Tegangan Efektif 46
2.7 Analisis metode A, B, C Skempton 47
2.8 Studi-studi terdahulu 48
2.8.1 Studi perbandingan model tanah Mohr-Coulomb dan Hardening Soil pada kasus unloading dengan metode elemen hingga 48
2.8.2 Effect rarely analyzed soil parameter for FEM analysis of embedded retaining structures 53
2.8.3 Exaluation of clay constitutive models for analysis of deep excavation under undrained conditions 56

Gambar II. 1 Peta penyebaran tanah lunak di Indonesia (Buku Panduan Geoteknik 1) ... 1
Gambar II. 2 Mineral lempung yang mudah mengikat air 2
Gambar II. 3 Struktur mineral kaolinit 3
Gambar II. 4 Struktur mineral monmorilonit 3
Gambar II. 5 Struktur mineral ilit 4
Gambar II. 6 Foto mikroskop lempung Smektit-Klorit (S-C) dengan beberapa Kolinit (K) dipojok kanan bawah dan Fragmen (Fr). Lokasi : Riau (Foto oleh Wikanda & Harmes, Puslitbang Geologi). 5
Gambar II. 7 Foto mikroskop Kaolinit (K) dan sejumlah kecil Smektit (S) pada kanan atas. Lokasi : Kalimantan Selatan.(Foto oleh Wikanda & Harmes, Puslitbang Geologi) ... 5
Gambar II. 8 Vermiculit (V) lempung Kaolinit. Lokasi : Riau. (Foto oleh Wikanda & Harmes, Puslitbang Geologi) 6
Gambar II. 9 Smektit-Ilit (S-i) lempung agak rapat. Lokasi : Sumatra Selatan. (Foto oleh Wikanda & Harmes, Puslitbang Geologi) 6
Gambar II. 10 Turap berbahan kayu 10
Gambar II. 11 Turap berbahan beton 11
Gambar II. 12 Sheet pile berbahan baja 12
Gambar II. 13 Hubungan antar turap; a. jempol-telunjuk, b. bola-keranjang 12

Gambar II. 14 Langkah-langkah konstruksi struktur urugan **(**Sumber **:** Principles of Foundation Engineering 5E, Braja. M. Das)..... 13
Gambar II. 15 Langkah-langkah konstruksi untuk struktur galian (Sumber : Principles of Foundation Engineering 5E, Braja. M. Das)..... 14
Gambar II. 16 Sheet pile kantilever pada tanah pasir 15
Gambar II. 17 Sheet pile berjangkar 16
Gambar II. 18 Tekanan lateral saat diam 17
Gambar II. 19 Tekanan tanah aktif 18
Gambar II. 20 Diagram gaya tekanan tanah aktif pada pasir 19
Gambar II. 21 Diagram gaya lateral pada tanah kohesif..... 20
Gambar II. 22 Diagram gaya lateral dengan adanya beban merata 21
Gambar II. 23 Tekanan tanah lateral pasif 22
Gambar II. 24 Diagram gaya lateral pasif pada tanah non kohesi 23
Gambar II. 25 Diagram gaya lateral pasif pada tanah berkohesi 23
Gambar II. 26 Diagram gaya dengan muka air 24
Gambar II. 27 Ring gamma untuk uji berat isi dan kadar air..... 26
Gambar II. 28 Piknometer untuk pengujian berat jenis tanah..... 26
Gambar II. 29 Garis keruntuhan Mohr-Coulomb pada uji CD (Shear strength of soil, Chi-Ping Lin) 27
Gambar II. 30 Garis keruntuhan Mohr-Coulomb pada uji CU (Shear strength of soil, Chi-Ping Lin) 28
Gambar II. 31 Garis keruntuhan Mohr-Coulomb pada uji UU (Shear strength of soil, Chi-Ping Lin) 29
Gambar II. 32 Alat uji Triaxial 29
Gambar II. 33 Alat Cassagrande untuk pengujian Liquid Limit..... 30
Gambar II. 34 Pengujian Plastic Limit..... 30
Gambar II. 35 Korelasi antara nilai Cu, E dan PI (Termaat, Vermer dan Vergeer, 1985) 31
Gambar II. 36 Foto konus 32
Gambar II. 37 Pengujian Sondir 33
Gambar II. 38 Korelasi grafik CPT Robertson dengan OCR..... 34
Gambar II. 39 Korelasi Grafik CPT Robertson dengan nilai γ/γ_w 34
Gambar II. 40 Korelasi nilai N-SPT dengan s_u (after K. Terzaghi) 36
Gambar II. 41 Kriteria keruntuhan Mohr-Coulomb..... 38

Gambar II. 42 Heksagonal tegangan pokok Mohr-Coulomb (Geotechnical Aspect of The Bangkok MRT Blue Line Project, Chanaton Surarak *B. Sc, M.Eng*.) 38
Gambar II. 43 Grafik perfectly elatic plastic model Mohr-Coulomb 38
Gambar II. 44 Definisi E_{50} 39
Gambar II. 45 Tekanan, indeks swelling dan tekanan pra-konsolidasi..... 41
Gambar II. 46 Soft soil model dalam ruang p'-q Sumber : Geotechnical Aspect of The Bangkok MRT Blue Line Project, 2011. Chanaton Surarak *B. Sc, M.Eng*..... 42
Gambar II. 47 Hubungan hiperbolik tegangan dan regangan pada beban primer untuk standar test triaxial kondisi drained (Schanz et al. 1999)..... 44
Gambar II. 48 Tes yang dilakukan untuk stabilitas jangka pendek (Slope stabillity and Stabilization Method, Thomas S Lee, 1996)..... 46
Gambar II. 49 Kasus timbunan merupakan pendekatan kondisi tegangan total. (Panduan Geoteknik 4, Departemen Pemukiman dan Prasarana Wilayah) 46
Gambar II. 50 Kekuatan geser pada kondisi undrained menggunakan metode A (Deep Excavation Failure Can Be Prevented, Gouw, Tjie-Liong) 47
Gambar II. 51 Cross section galian basemen pada Plaxis..... 48
Gambar II. 52 Perbandingan deformasi horizontal dengan hasil monitoring di lapangan (kiri); perbandingan analisa balik dengan hasil monitoring di lapangan(kanan) 51
Gambar II. 53 Deformasi dibelakang galian..... 51
Gambar II. 54 Hasil bending momen..... 52
Gambar II. 55 Deformasi hasil analisis dengan macam-macam nilai poisson ratio 54
Gambar II. 56 Bending momen hasil analisis dengan macam-macam nilai poisson ratio 54
Gambar II. 57 Deformasi hasil analisis dengan macam-macam nilai E unloading reloading 55
Gambar II. 58 Bending momen hasil analisis dengan macam-macam nilai E unloading reloading 55
Gambar II. 59 Deformasi hasil analisis dengan macam-macam nilai OCR..... 55
Gambar II. 60 Bending momen hasil analisis dengan macam-macam OCR..... 56
Gambar II. 61 Cross section pada galian dengan perkuatan sheet pile dan angkur 57
Gambar II. 62 Penentuan parameter w dan e..... 57
Gambar II. 63 Penentuan parameter Cc dan Cs..... 57
Gambar II. 64 Penentuan nilai OCR dan Su..... 58
Gambar II. 65 Perbandingan hasil analisis MCC dengan hasil monitoring di lapangan. 58
Gambar II. 66 Perbandingan hasil analisis HS dengan hasil monitoring di lapangan 58

Gambar II. 67 Perbandingan hasil analisis HS Small Strain dengan hasil monitoring di lapangan 59
Gambar II. 68 Perbandingan hasil analisis Mohr-Coulomb dengan hasil monitoring di lapangan 59

Tabel II. 1 Kuat geser lempung lunak (Buku Panduan Geoteknik 1) 2
Tabel II. 2 Indikator kuat geser tak terdrainase tanah lempung lunak 2
Tabel II. 3 Berat jenis mineral-mineral lempung (Lambe & Whitman 1969) 4
Tabel II. 4 Plastisitas mineral lempung (Attwel, 1970; Lambe & Whitman, 1960) 7
Tabel II. 5 Permeabilitas relatif mineral lempung utama 7
Tabel II. 6 Tingkat keaktifan lempung 8
Tabel II. 7 Tingkat keaktifan berbagai jenis mineral lempung 8
Tabel II. 8 Hubungan antara nilai Indeks plastisitas dengan ϕ' 30
Tabel II. 9 Tabel korelasi nilai OCR dengan Su 32
Tabel II. 10 Hubungan kekompakan tanah, nilai N-SPT, qc sondir dan ϕ untuk pasir (Piling Handbook, Arcelor) 36
Tabel II. 11 Nilai korelasi kepadatan tanah, N-SPT, γ dan ϕ (Foundation and soil mechanic, Muni Budhu) 36
Tabel II. 12 Korelasi antara kepadatan tanah, N-SPT, γ, ϕ dan q_u (Bowles 1991) 37
Tabel II. 13 Parameter Mohr-Coloumb model 39
Tabel II. 14 Parameter Soft soil model 41
Tabel II. 15 Parameter Hardening soil model 43
Tabel II. 16 Parameter tanah pemodelan Mohr-Coulomb 49
Tabel II. 17 Parameter tanah pemodelan Hardening Soil 49
Tabel II. 18 Parameter material untuk pemodelan 50
Tabel II. 19 Parameter analisa balik 50
Tabel II. 20 Karakteristik tanah 53
Tabel II. 21 Parameter poisson ratio 53
Tabel II. 22 Parameter E unloading reloading 53
Tabel II. 23 Parameter OCR 54
Tabel II. 24 Studi-studi terdahulu mengenai konstruksi galian dan pemodelan tanah 60