

BAB 2 LANDASAN TEORI

2.1 Tanah Lunak

Tanah lunak didefinisikan sebagai tanah berbutir halus dengan karakteristik fisik dan mekanis yang kurang menguntungkan bagi konstruksi. Tanah ini biasanya terdiri dari lempung dengan kadar air tinggi dan permeabilitas rendah, serta memiliki kompresibilitas yang tinggi sehingga mudah terdeformasi. Menurut Rachlan (1986) dan Bina Marga (1999), tanah lunak juga dapat ditembus hingga kedalaman 25 mm oleh tekanan ibu jari. Data ini sejalan dengan temuan (Huang et al., 2021) yang menyatakan bahwa tanah lunak memiliki rasio rongga besar, kadar air yang tinggi, dan kekuatan geser rendah, sehingga berpotensi menyebabkan deformasi dan penurunan struktur jika tidak ditangani dengan baik dalam desain geoteknik modern.

Selain itu, panduan Geoteknik (2001) menegaskan bahwa tanah lunak memiliki kuat geser *undrained* kurang dari 40 kPa, sehingga rentan terhadap ketidakstabilan dan penurunan struktural. Hal ini menjadi tantangan serius dalam konstruksi, terutama di daerah dengan tanah lunak yang terbentuk melalui pengendapan aluvial di dataran pantai, sungai, atau rawa. Kerentanan ini dapat mengakibatkan berbagai masalah seperti retakan, penurunan tidak merata, dan bahkan likuefaksi saat terjadi gempa bumi.

Untuk mengatasi permasalahan tersebut, pemahaman mendalam tentang sifat fisik–mekanis tanah lunak menjadi sangat penting sebelum menentukan metode perbaikan yang tepat. Stabilitas tanah dapat ditingkatkan melalui stabilisasi dengan bahan khusus, seperti *nano–materil* atau *biopolimer*, yang dapat mengurangi kompresibilitas dan meningkatkan kuat geser. Investigasi laboratorium dan lapangan yang detail wajib dilakukan untuk meminimalkan risiko kegagalan konstruksi. (Gunawan et al., 2025) menyoroti pentingnya analisis parameter konsolidasi dalam tanah lunak untuk prediksi deformasi jangka panjang dan perencanaan teknik yang efektif. Melalui pendekatan ini, konstruksi pada tanah lunak dapat dilakukan dengan aman dan efisien.

2.2 Klasifikasi Tanah

Sistem klasifikasi tanah adalah suatu sistem pengaturan beberapa jenis tanah yang berbeda-beda tapi memiliki sifat yang serupa ke dalam kelompok-kelompok dan subkelompok – subkelompok berdasarkan pemakaiannya. Sistem klasifikasi memberikan suatu bahasa yang mudah untuk menjelaskan secara singkat sifat-sifat umum tanah yang sangat bervariasi tanpa penjelasan yang rinci. Sebagian besar sistem klasifikasi tanah yang telah dikembangkan untuk tujuan rekayasa didasarkan pada sifat-sifat indeks tanah yang sederhana seperti distribusi ukuran butiran dan plastisitas. Walaupun saat ini terdapat berbagai sistem klasifikasi tanah, tetapi tidak ada satu pun dari sistem-sistem tersebut yang benar-benar memberikan penjelasan yang tegas mengenai segala kemungkinan pemakaiannya. Hal ini disebabkan karena sifat-sifat tanah yang sangat bervariasi. (Das, 1995)

1. Sistem Klasifikasi AASTHO

Sistem klasifikasi ini dikembangkan sejak tahun 1929 oleh *Public Road Administration Classification System*. Sistem ini sudah mengalami beberapa perbaikan. Versi yang saat ini berlaku adalah yang diajukan oleh *Committee on Classification of Materials for Subgrade and Granular Type Road of the Highway Research Board* dalam tahun 1945 (ASTM Standard No. D-3282, AASHTO metode M145). Sistem klasifikasi AASHTO, tanah diklasifikasikan ke dalam tujuh kelompok besar, yaitu A-1 sampai dengan A-7

Tabel 2.1 Kelompok Klasifikasi AASHTO

Kelompok	Deskripsi
A-1, A-2, dan A-3	Tanah berbutir di mana 35% atau kurang dari jumlah butiran tanah tersebut lolos ayakan No. 200
A-4, A-5, A-6, dan A-7	Tanah di mana lebih dari 35% butirannya lolos ayakan No. 200 (sebagian besar adalah lanau dan lempung)

Untuk pengklasifikasian lebih lengkapnya dapat dilihat pada Tabel 2.2 seperti di bawah ini.

Tabel 2.2 Klasifikasi Tanah Sistem AASHTO

General Classification	Granular materials						
	(35% or less of totsl sample passing No. 200)						
Group Classification	A-1		A-3	A-2			
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Sieve analysis (Percentage passing)							
No. 10	50 max.						
No. 40	30 max.	50 max.	51 max.				
No. 200	15 max.	25 max.	10 max.	35 max.	35 max.	35 max.	35 max.
Character of friction							
Passing No. 40							
Liquid Limit				40 max.	41 max.	40 max.	41 max.
Plasticity Index	6 max.		NP	10 max	10 max	11 min	11 min
Usual types of significant	Stone fragments		Fine	Silty or clayey gravel and sand			
Constituent materials	gravel and sand		sand				
General subgrade rating	Excellent to good						
General Classification			Granular materials				
			(35% or less of totsl sample passing No. 200)				
Group Classification				A-4	A-5	A-6	A-7
							A-7-5*
							A-7-6*
Sieve analysis (percentage passing)							
No 10.							
No. 40							
No. 200				36 max.	36 max.	36 max.	36 max.
Character of friction Passing No. 40							
Liquid Limit				40 max.	41 max.	40 max.	41 max.
Plasticity Index				10 max	10 max	11 min	11 min
Usual types of significant Constituent materials				Silty soils		Clayey soils	
General subgrade rating				Fair to poor			
*For A-7-5 $Pl \leq LL-30$							
*For A-7-6 $PILL-30$							

Sumber: (Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Direktorat Jenderal Bina Marga, 2019)

2. Klasifikasi Tanah Sistem *Unified*

Sistem ini pada mulanya diperkenalkan oleh *Casagrande* dalam tahun 1942 untuk dipergunakan pada pekerjaan pembuatan lapangan terbang yang dilaksanakan oleh *The Army Corps of Engineers* selama Perang Dunia II. Dalam rangka kerja sama dengan *United States Bureau of Reclamation* tahun 1952, sistem ini disempurnakan. Pada masa kini, sistem klasifikasi tersebut digunakan secara

luas oleh para ahli teknik. Sistem Klasifikasi *Unified* diberikan dalam Gambar 2.1. Sistem ini mengelompokkan tanah ke dalam dua kelompok besar, yaitu:

- a. Tanah berbutir-kasar (*coarse-grained-soil*), yaitu: tanah kerikil dan pasir di mana kurang dari 50% berat total contoh tanah lolos ayakan No. 200. Simbol dari kelompok ini di mulai dengan huruf awal G atau S. G adalah untuk kerikil (gravel) atau tanah berkerikil, dan S adalah untuk pasir (*sand*) atau tanah berpasir.
- b. Tanah berbutir-halus (*fine-grained-soil*), yaitu tanah di mana lebih dari 50% berat total contoh tanah lolos ayakan No. 200. Simbol dari kelompok ini dimulai dengan huruf awal M untuk lanau (silt) anorganik, C untuk lempung (*clay*) anorganik, dan O untuk lanau-organik dan lempung-organik. Simbol PT digunakan untuk tanah gambut (*peat*), *muck*, dan tanah-tanah lain dengan kadar organik yang tinggi.

Simbol-simbol lain yang digunakan untuk klasifikasi USCS adalah

W = *well graded* (tanah dengan gradasi baik)

P = *poorly graded* (tanah dengan gradasi buruk)

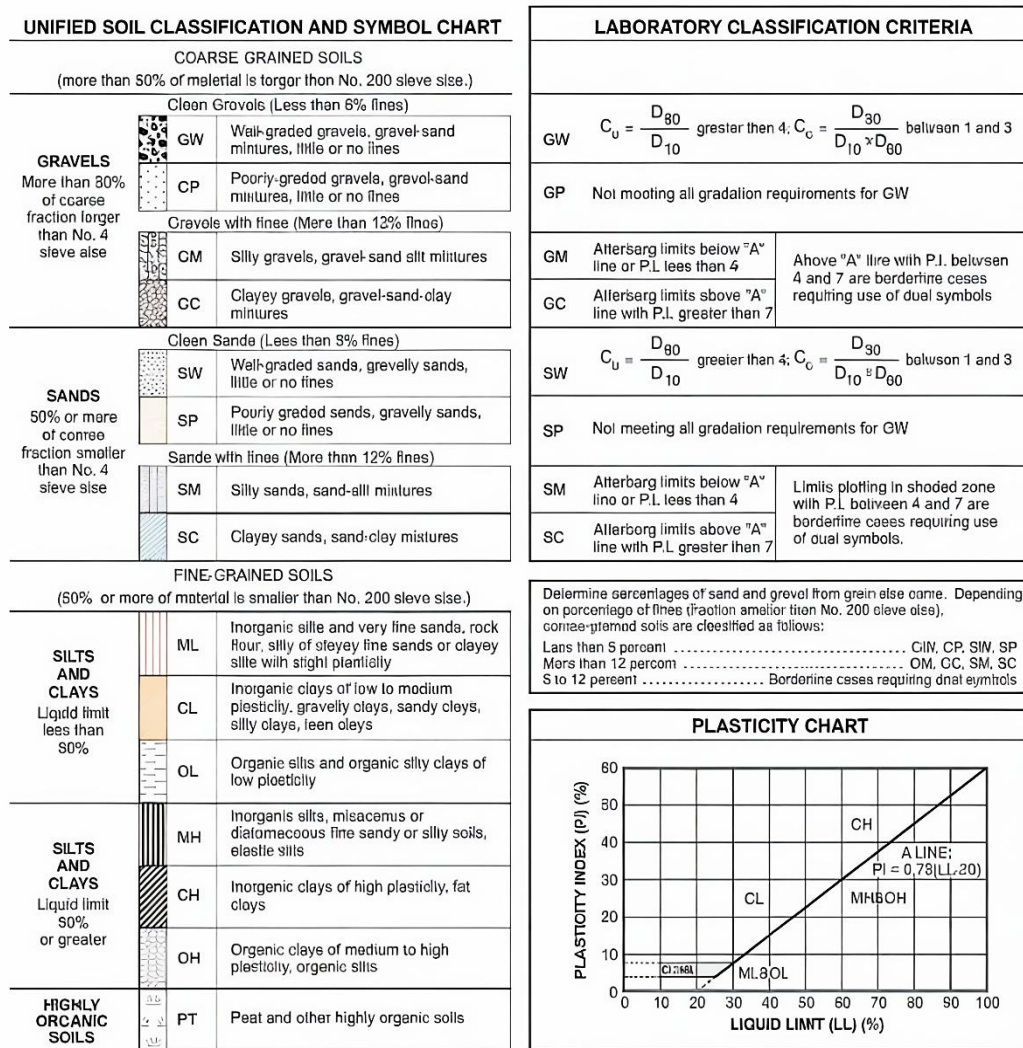
L = *Low plasticity* (plastisitas rendah) ($LL < 50$)

H = *High plasticity* (plastisitas tinggi) ($LL > 50$)

Tanah berbutir kasar ditandai dengan simbol kelompok seperti: GW, GP, GM, GC, SW, SP, SM, dan SC. Untuk klasifikasi yang benar, faktor-faktor berikut ini perlu diperhatikan:

1. Persentase butiran yang lolos ayakan No. 200 (ini adalah fraksi halus)
2. Persentase fraksi kasar yang lolos ayakan No. 40
3. Koefisien keseragaman (*uniformity coefficient*, C_u) dan koefisien gradasi (*gradation coefficient*, C_c) untuk tanah di mana 0 – 12% lolos ayakan No. 200
4. Batas cair (LL) dan indeks plastisitas (PI) bagian tanah yang lolos ayakan No. 40 (untuk tanah di mana 5% atau lebih lolos ayakan No. 200).

Bilamana persentase butiran yang lolos ayakan No. 200 adalah antara 5 sampai dengan 12%, simbol ganda seperti GW-GM, GP-GM, GW-GC, GP-GC, SW-SM, SW-SC, SP-SM, dan SP-SC diperlukan.



Gambar 2.1 Klasifikasi Tanah USCS

Sumber: (Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Direktorat Jenderal Bina Marga, 2019)

Catatan: Dalam klasifikasi USCS ini diagram plastisitas dibagi dalam dua golongan batas cair, yaitu: tinggi dan rendah (*high and low*); Dalam Standar Inggris (*British Standard*) diagram plastisitas dibagi dalam lima golongan batas cair, yaitu: *extremely high* (E), *very high* (V), *high* (H), *intermediate* (I) and *low* (L).

2.3 Parameter Tanah

Parameter tanah merupakan cara untuk mengetahui sifat dan jenis dari tanah yang dapat dijadikan nilai atau acuan untuk menentukan metode pekerjaan yang lebih efektif dan efisien. Parameter ini dapat diperoleh melalui penyelidikan

tanah di lapangan dan melakukan pengujian melalui sampel tanah dari lapangan di laboratorium.

2.3.1 Berat Isi Tanah (γ)

Berat isi tanah merupakan salah satu parameter yang terdapat dalam tanah yang merupakan perbandingan antara berat tanah dengan volume tanah. Tujuan dari pengujian ini yaitu untuk mengetahui kepadatan suatu tanah. Nilai tipikal untuk berat isi tanah dapat diketahui pada Tabel 2.3.

Tabel 2.3 Berat Isi Tanah Normal dan Tanah Tersaturasi

		Bulk unit weight (kN/m²)		Saturated unit weight (kN/m³)	
		Loose	Dense	Loose	Dense
Granular soil	<i>Gravel</i>	16	18	20	21
	<i>Well graded sand and gravel</i>	19	21	21,5	23
	<i>Coarse or medium sand</i>	16,5	18,5	20	21,5
	<i>Well graded sand</i>	18	21	20,5	22,5
	<i>Fine or silty sand</i>	17	19	20	21,5
	<i>Rock Fill</i>	15	17,5	19,5	21
	<i>Brick hardcore</i>	13	17,5	16,5	19
	<i>Slag Fill</i>	12	15	18	20
	<i>Ash Fill</i>	6,5	10	13	15
Cohesive Soils	<i>Peat (high variability)</i>	12		12	
	<i>Organic clay</i>	15		15	
	<i>Soft clay</i>	17		17	
	<i>Firm clay</i>	18		18	
	<i>Stiff clay</i>	19		19	
	<i>Hard clay</i>	20		20	
	<i>Stiff or hard glacial clay</i>	21		21	

Sumber: (Ameratunga et al., 2016)

2.3.2 Angka Pori Awal

Angka pori (*void ratio*) e_0 , adalah rasio antara ruang yang tidak ditempati oleh partikel padat (*volume void*) dengan volume partikel padat dalam suatu massa tanah. Angka pori menunjukkan seberapa besar ruang kosong yang disebut pori-pori tanah terhadap ruang padat. Pori-pori inilah yang nanti akan terisi air atau butiran tanah yang lebih kecil, sehingga sifat dari tanah pun berubah. Adapun nilai tipikal dari angka pori dapat diketahui dari Tabel 2.4.

Tabel 2.4 Angka Pori Berdasarkan Jenis Tanah

<i>Type of soil</i>	<i>Void ratio, e</i>
<i>Loose uniform sand</i>	0,8
<i>Dense uniform sand</i>	0,45
<i>Loose angular-grained silty sand</i>	0,65
<i>Dense angular-grained silty sand</i>	0,4
<i>Stiff clay</i>	0,6
<i>Soft clay</i>	0,9 – 1,4
<i>Loess</i>	0,9
<i>Soft organic clay</i>	2,5 – 3,2
<i>Glacial still</i>	0,3

Sumber: (Das & Khaled, 2014)

2.3.3 Modulus Elastisitas Tanah

Modulus elastisitas tanah (E) merupakan salah satu koefisien parameter tanah yang menghubungkan antara besarnya tegangan dan regangan yang terjadi pada tanah, parameter ini cenderung sulit diperkirakan karena tergantung dari banyak faktor. Adapun nilai tipikal dari parameter elastisitas tanah dapat diketahui seperti pada Tabel 2.5.

Tabel 2.5 Parameter Elastisitas Beberapa Jenis Tanah

<i>Type</i>	<i>Strength of Soil</i>	<i>Elastic Modulus, E (Mpa)</i>	
		<i>Short term</i>	<i>Long term</i>
<i>Gravel</i>	<i>Loose</i>	25 – 50	
	<i>Medium</i>	50 – 100	
	<i>Dense</i>	100 – 20	
<i>Medium to coarse sand</i>	<i>Very Loose</i>	< 5	
	<i>Loose</i>	3 – 10	
	<i>Medium dense</i>	8 – 30	
	<i>Dense</i>	25 – 50	
	<i>Very Dense</i>	40 – 100	
<i>Fine sand</i>	<i>Loose</i>	5 – 2	
	<i>Medium</i>	10 – 25	
	<i>Dense</i>	25 – 50	
<i>Silt</i>	<i>Soft</i>	< 10	< 8
	<i>Stiff</i>	10 – 20	8 – 15
	<i>Hard</i>	> 20	> 15
<i>Clay</i>	<i>Very soft</i>	< 3	< 2
	<i>Soft</i>	2 – 7	1 – 5

<i>Type</i>	<i>Strength of Soil</i>	<i>Elastic Modulus, E (Mpa)</i>	
		<i>Short term</i>	<i>Long term</i>
	<i>Firm</i>	5 – 12	4 – 8
	<i>Stiff</i>	10 – 25	7 – 20
	<i>Very stiff</i>	20 – 50	15 – 35
	<i>Hard</i>	40 – 80	35 – 60

Sumber: (Look, 2007)

2.3.4 Kohesi dan Sudut Geser

Kohesi merupakan gaya tarik antar partikel dalam tanah. Kohesi dinyatakan dalam bentuk satuan berat persatuan luas. Besarnya kohesi dalam batuan dipengaruhi oleh kekuatan geser yang semakin besar.

Kekuatan geser dalam memiliki variabel kohesi dan sudut geser dalam. Sudut geser dalam bersamaan dengan kohesi pada tanah dapat menentukan ketahanan yang diakibatkan tegangan yang bekerja pada tekanan lateral tanah. Sudut geser ditemukan pada tanah non kohesif, sedangkan pada tanah kohesif tidak ditemukannya sudut geser. Adapun pendekatan nilai kohesi tanah untuk tanah kohesif dapat dilihat pada Tabel 2.6.

Tabel 2.6 Nilai Tipikal Kohesi dari Tanah Kohesif

<i>Consistency</i>	N	C_u (kN/m²)
<i>Very soft</i>	0 – 2	<12
<i>Soft</i>	2 – 4	12 – 25
<i>Medium</i>	4 – 8	25 – 50
<i>Stiff</i>	8 – 15	50 – 100
<i>Very stiff</i>	15 – 30	100 – 200
<i>Hard</i>	>30	>200

Sumber: (Ameratunga et al., 2016)

2.3.5 Kohesi Efektif dan Sudut Geser Efektif

Pada tanah lempung terkonsolidasi normal, nilai sudut geser efektif dapat bernilai kurang dari 20° hingga lebih kecil dari 30°. Sedangkan untuk lempung keras, nilai tipikal sudut geser efektif berada di interval 25° – 30°, atau bisa lebih tinggi. Nilai Tipikal c' dan ϕ' dapat dilihat pada Tabel 2.7.

Tabel 2.7 Nilai Tipikal c' dan ϕ'

Soil Group	Typical soil grup	Soil Parameters	
		c' (kPa)	ϕ' (degree)
<i>Poor</i>	<i>Soft and firm clay of medium to high plasticity; silty clays; loose variable clayey Fills; loose sandy silts</i>	0 – 5	17 – 25
<i>Average</i>	<i>Stiff sand clays; gravelly clays; compact clayey sand and sandy silt; compacted clay Fills</i>	0 – 10	25 – 32
<i>Good</i>	<i>Gravelly sand, compacted, controlled crushed sandstone and graveled Fills, dense well graded sands</i>	0 – 5	32 – 37
<i>Very good</i>	<i>Weak weathered rock, controlled Fills or road base, gravel and recycled concrete</i>	0 – 25	36 – 43

Sumber: (Ameratunga et al., 2016)

2.3.6 Angka Poisson's

Angka *poisson's* (μ) atau *poisson ratio* digunakan untuk rasio kompresi poros terhadap regangan pemuaian lateral. Nilai dari *poisson ratio* dapat ditentukan berdasarkan pada jenis tanah seperti pada Tabel 2.8.

Tabel 2.8 Nilai Angka *Poisson's* Berdasarkan Jenis Material

Material	Poisson's ratio
<i>Saturated clays (undrained)</i>	0,5
<i>Saturated clays (drained)</i>	0,2 – 0,4
<i>Dense sand</i>	0,3 – 0,4
<i>Loose sand</i>	0,1 – 0,3
<i>Loess</i>	0,1 – 0,3
<i>Ice</i>	0,36
<i>Aluminum</i>	0,35
<i>Steel</i>	0,29
<i>Concrete</i>	0,15

Sumber: (Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Direktorat Jenderal Bina Marga, 2019)

2.3.7 Koefisien Konsolidasi Tanah Arah Vertikal

Koefisien konsolidasi arah vertikal (C_v) adalah parameter yang menghubungkan perubahan tekanan air pori eksese terhadap waktu ataupun penentuan kecepatan pengaliran air pada arah vertikal dalam tanah. Karena pada

umumnya konsolidasi berlangsung satu arah saja, yaitu arah vertikal, maka koefisien konsolidasi sangat berpengaruh terhadap kecepatan konsolidasi yang akan terjadi. Nilai tipikal koefisien konsolidasi tanah arah vertikal dapat dilihat pada Tabel 2.9 berikut.

Tabel 2.9 Nilai Koefisien Konsolidasi Vertikal

<i>Soil type (Unified classification)</i>	C_v	
	cm^2/s	m^2/a
<i>Low plasticity clays (CL)</i>	0,001 - 0,006	3,0 - 19,0
<i>Low plasticity glacial lake clays (CL)</i>	0,0006 - 0,0009	2,0 - 3,0
<i>Low plasticity mud (CL)</i>	0,0002 - 0,0004	0,6 - 1,2
<i>Medium plasticity clays (CL-CH)</i>	<0,0001 - 0,0003	<0,3 - 0,9
<i>Volcanic silt (MH)</i>	0,0001 - 0,00015	0,3 - 0,5
<i>Organic silt (OL)</i>	0,0002 - 0,001	0,6 - 3,0

Sumber: (Carter & Bentley, 2016)

Nilai C_v dapat juga dihitung menggunakan persamaan rumus berikut:

$$C_v = \frac{T_v \cdot H_{dr}^2}{t} \quad (2.1)$$

Keterangan:

C_v = Koefisien konsolidasi vertikal (cm^2/detik)

T_v = Faktor waktu yang dipengaruhi oleh derajat konsolidasi (detik)

H_{dr} = Panjang aliran yang harus ditempuh air pori selama proses konsolidasi (cm)

2.3.8 Koefisien Konsolidasi Tanah Arah Horizontal

Material tanah jenis lempung dengan tipe seragam memiliki nilai konsolidasi horizontal:

$$C_h = (1 \text{ sampai } 2)C_v \quad (2.2)$$

Keterangan:

C_h = Koefisien konsolidasi horizontal (cm^2/detik)

2.3.9 Koefisien Permeabilitas Tanah Arah Vertikal

Permeabilitas tanah adalah kemampuan tanah untuk mengalirkan air melalui pori-pori yang dimilikinya. Koefisien permeabilitas tanah vertikal (K_v) adalah besaran yang menunjukkan kecepatan air pada arah vertikal mengalir dalam lapisan tanah. Nilai tipikal koefisien permeabilitas tanah arah vertikal ini dapat dilihat pada Tabel 2.10.

Tabel 2.10 Nilai Koefisien Permeabilitas Tanah Vertikal

<i>Soil Type</i>	<i>Description</i>		<i>k, m/s</i>	<i>Drainage</i>
<i>Cobbles and boulders</i>	<i>Flow may be turbulent, Darcy's law may not be valid</i>		1	<i>Very Good</i>
<i>Gravels</i>	<i>Coarse</i>	<i>Uniformly graded coarse aggregate</i>	10^{-1}	
	<i>Clean</i>		10^{-2} 10^{-3}	
<i>Gravel sand mix</i>	<i>Clean</i>	<i>Well graded without fines</i>	10^{-4}	<i>Good</i>
<i>Sands</i>	<i>Clean, very fine</i>	<i>Fissured, desiccated, weathered clays</i>	10^{-5} 10^{-6} 10^{-7}	
	<i>Silty</i>	<i>Compacted clays – dry of optimum</i>	10^{-8}	
<i>Silts</i>	<i>Homogeneous below zone of weathering</i>		10^{-9} 10^{-10}	<i>Poor</i>
<i>Clays</i>		<i>Compacted clays – wet of optimum</i>	10^{-11} 10^{-12}	<i>Practically impermeable</i>
<i>Artificial</i>	<i>Bituminous, cements stabilized soil</i> <i>Geosynthetic clay liner / Bentonite enriched soil</i> <i>Concrete</i>			

Sumber: (Look, 2007)

2.3.10 Koefisien Permeabilitas Tanah Arah Horizontal

Koefisien permeabilitas tanah horizontal (K_h) adalah besaran yang menunjukkan kecepatan air pada arah horizontal mengalir dalam lapisan tanah.

Nilai koefisien permeabilitas tanah arah horizontal ini dapat didapat melalui persamaan berikut.

$$K_h = (1 \text{ sampai } 2)K_v \quad (2.3)$$

Keterangan:

K_h = Koefisien permeabilitas tanah horizontal (m/detik)

2.3.11 Parameter Indeks Tanah

2.3.11.1 Indeks Kompresi

Indeks kompresi (C_c) adalah nilai parameter suatu tanah yang digunakan untuk memprediksi besarnya penurunan (*settlement*) tanah yang mengalami pemampatan akibat beban yang terjadi di atasnya. Adapun nilai tipikal untuk indeks kompresi dapat dilihat pada Tabel 2.11.

Tabel 2.11 Nilai Tipikal untuk Indeks Kompresi

<i>Type of clay</i>	<i>Descriptive term</i>	<i>Coefficient of volume compressibility, m_v (m^2/MN)</i>	<i>Compression index, C_c^b</i>
<i>Hard, heavily overconsolidated Glacial Till (Boulder Clay), stiff weathered rocks (e.g. Completely weathered mudstone) and hard clays</i>	<i>Very low compressibility</i>	$<0,05$	$0,025$
<i>Stiff glacial Till (Boulder Clay), marls, very stiff tropical residual clays</i>	<i>Low compressibility</i>	$0,05 - 0,1$	$0,035 - 0,05$
<i>Firm clays, glacial outwash clays, consolidated lake deposits, weathered marls, firm glacial till, normally consolidated clays at depth, firm tropical residual clays</i>	<i>Medium compressibility</i>	$0,1 - 0,3$	$0,05 - 0,15$

<i>Type of clay</i>	<i>Descriptive term</i>	<i>Coefficient of volume compressibility, m_v (m^2/MN)</i>	<i>Compression index, C_c^b</i>
<i>Poorly consolidated alluvial clays such as estuarine deposits, and sensitive clays</i>	<i>High compressibility</i>	0,3 - 1,5	0,15 - 0,75
<i>Highly organic alluvial clays and peats</i>	<i>Very high compressibility</i>	>1,5	0,75 - 5+
<i>*Related to the coefficient of volume compressibility m_v.</i>			
<i>*Based on an initial voids ratio of 0.5 and initial and final pressures of 100 kPa and 200 kPa, respectively.</i>			

Sumber: (Carter & Bentley, 2016)

2.3.11.2 Indeks Swelling

Indeks pemuaian atau *Swelling Index* bernilai lebih kecil daripada indeks pemampatan dan biasanya dapat ditentukan di laboratorium. Berikut adalah persamaan untuk mendapatkan nilai indeks pemuaian tanah.

$$C_s \approx \frac{1}{5} \text{ sampai } \frac{1}{10} C_c \quad (2.4)$$

Keterangan:

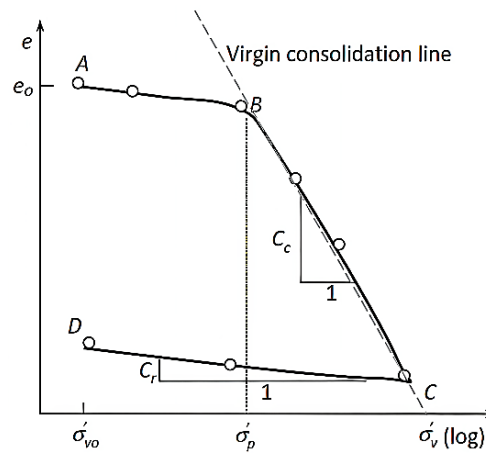
C_s = Indeks swelling

2.3.11.3 Indeks *Rebound*

Indeks *Rebound* (C_r) adalah nilai yang digunakan untuk mendapatkan besarnya penurunan pada tanah lempung *over consolidated*. Nilai C_r merupakan kemiringan dari kurva e -log p' pada saat tahap *unloading*.

Dalam praktiknya, C_r berperan penting untuk memprediksi penurunan balik (*rebound settlement*) atau pengangkatan tanah (*heave*) yang terjadi setelah beban dihilangkan. Tanah dengan riwayat *overconsolidated* (OC) umumnya

memiliki nilai C_r yang lebih besar dibanding tanah *normally consolidated* (NC), menunjukkan kemampuan pemulihan yang lebih baik.



Gambar 2.2 Grafik $e - \log p'$

Sumber: (Ameratunga et al., 2016)

2.4 Daya Dukung

Daya dukung tanah adalah kemampuan tanah untuk menerima atau menahan beban di atasnya dan tidak berubah kondisinya. Nilai daya dukung tanah dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut:

$$Q_{ult} = C \cdot N_c + q \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (2.5)$$

Keterangan:

Q_{ult} = Daya dukung ultimit (kN/m^2)

c = Nilai kohesi rata-rata (kN/m^2)

γ = Berat isi tanah (kN/m^3)

D_f = Kedalaman fondasi (m)

B = Lebar fondasi (m)

N_c, N_q, N_γ = Nilai faktor daya dukung (didapat dari Tabel 2.13)

Nilai faktor daya dukung didapat dari Tabel 2.12 berikut berdasarkan nilai sudut geser tanah (ϕ).

Tabel 2.12 Nilai Faktor Daya Dukung Tanah

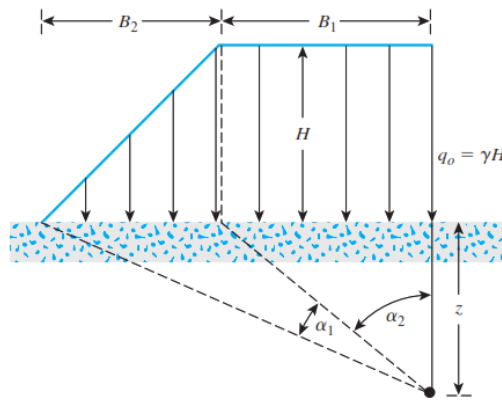
ϕ	Nc	Nq	N γ'	ϕ	Nc	Nq	N γ'
0	5,70	1,00	0,00	26	27,09	14,21	9,84
1	6,00	1,10	0,01	27	29,24	15,90	11,60
2	6,30	1,22	0,04	28	31,61	17,81	13,70
3	6,62	1,35	0,06	29	34,24	19,98	16,18
4	6,97	1,49	0,10	30	37,16	22,46	19,13
5	7,34	1,64	0,14	31	40,41	25,28	22,65
6	7,73	1,81	0,20	32	44,04	28,52	26,87
7	8,15	2,00	0,27	33	48,09	32,23	31,94
8	8,60	2,21	0,35	34	52,64	36,50	38,04
9	9,09	2,44	0,44	35	57,75	41,44	45,41
10	9,61	2,69	0,56	36	63,53	47,16	54,36
11	10,16	2,98	0,69	37	70,01	53,80	65,27
12	10,76	3,29	0,85	38	77,50	61,55	78,61
13	11,41	3,63	1,04	39	85,97	70,61	95,03
14	12,11	4,02	1,26	40	95,66	81,27	115,31
15	12,86	4,45	1,52	41	106,81	93,85	140,51
16	13,68	4,92	1,82	42	119,67	108,75	171,99
17	14,60	5,45	2,18	43	134,58	126,50	211,56
18	15,12	6,04	2,59	44	151,95	147,74	261,60
19	16,56	6,70	3,07	45	172,28	173,28	325,34
20	17,69	7,44	3,64	46	196,22	204,19	407,11
21	18,92	8,26	4,31	47	224,55	241,80	512,84
22	20,27	9,19	5,09	48	258,28	287,85	650,67
23	21,75	10,23	6,00	49	298,71	344,63	831,99
24	23,36	11,40	7,08	50	247,50	415,14	1072,80
25	25,13	12,72	8,34				

Sumber: (Kumbhojkar, 1993)

2.5 Distribusi Tegangan dalam Tanah

Distribusi tegangan merupakan penyebaran tegangan yang terjadi akibat beban yang bekerja di permukaan atau beban akibat berat sendiri tanah. Tegangan yang berasal dari beban di permukaan tanah berkurang bila kedalaman bertambah. Sebaliknya, tegangan yang berasal dari berat sendiri tanah bertambah bila kedalamannya bertambah.

Untuk menghitung tegangan vertikal akibat beban di permukaan tanah dapat digunakan teori pendekatan yang diusulkan oleh *Boussinesq* (1983). Salah satu asumsinya yaitu menentukan besarnya distribusi tegangan dalam tanah dengan beban trapesium yang terbagi rata dan ditinjau dari titik A yang terletak di dalam tanah dan mengalami pembebanan akibat beban yang terbagi rata.



Gambar 2.3 Ilustrasi Beban Trapesium

Sumber: (Das & Khaled, 2014)

Tegangan pada titik A dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$q_0 \left(\text{kN} / \text{m}^2 \right) = \gamma \cdot h \quad (2.6)$$

$$\alpha_1 (\text{radians}) = \tan^{-1} \left(\frac{B_1 + B_2}{z} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{B_1}{z} \right) \quad (2.7)$$

$$\alpha_2 (\text{radians}) = \tan^{-1} \left(\frac{B_1}{z} \right) \quad (2.8)$$

$$\Delta \sigma_z (\text{kPa}) = \frac{q_0}{\pi} \left[\left(\frac{B_1 + B_2}{B_1} \right) (\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{B_1}{B_2} (\alpha_2) \right] \quad (2.9)$$

$$\Delta \sigma_{z \text{ total}} (\text{kPa}) = \Delta \sigma_z \times 2 \quad (2.10)$$

2.6 Penurunan Tanah

Penurunan atau *settlement* pada tanah merupakan suatu reaksi dari pembebanan di atas lapisan tanah. Penurunan ini terjadi dikarenakan berubahnya susunan tanah ataupun pengurangan rongga pori atau air dalam tanah. Penurunan akibat beban merupakan jumlah total penurunan segera dan penurunan konsolidasi. Penurunan yang disebabkan oleh beban ini terdiri atas penurunan segera (*immediate settlement*) dan penurunan konsolidasi (*consolidation settlement*).

Penurunan (S) didapat dengan menggunakan persamaan berikut:

$$S = S_i + S_c + S_s \quad (2.11)$$

Keterangan:

S = Penurunan total (m)

S_i = Penurunan seketika (m)

S_c = Penurunan konsolidasi primer (m)

S_s = Penurunan konsolidasi sekunder (m)

2.6.1 Penurunan Tanah Seketika

Penurunan seketika (S_i) adalah penurunan yang terjadi pada tanah dengan butir kasar dan tanah berbutir halus kering (tidak jenuh) yang terjadi setelah diberikan pembebanan. Untuk mendapatkan nilai penurunan tanah segera dapat menggunakan persamaan berikut:

$$S_i = \Delta\sigma (\alpha B') \frac{1 - \mu_s^2}{E_s} I_s I_f \quad (2.12)$$

$$E_s = \frac{\sum E_{s(i)} \Delta z}{Z} \quad (2.13)$$

$$I_s = F_1 + \frac{1 - 2\mu_s}{1 - \mu_s} F_2 \quad (2.14)$$

Keterangan:

- S_i = Penurunan seketika (m)
 $\Delta\sigma$ = Beban timbunan (kN/m^2)
 α = Nilai faktor yang bergantung pada lokasi beban di mana penurunan dihitung
 B' = Lebar timbunan (m)
 μ_s = Angka *poisson's*
 E_s = Modulus elastisitas rata-rata (kPa)
 I_s = Nilai faktor bentuk
 I_f = Nilai faktor kedalaman
 z = Kedalaman pengaruh beban (m)
 F_1 = Nilai faktor untuk menghitung nilai faktor bentuk
 F_2 = Nilai faktor untuk menghitung nilai faktor bentuk

2.6.2 Penurunan Konsolidasi Primer

Konsolidasi primer terjadi selama keluarnya air pori dalam tanah di saat konsolidasi, penyebabnya yaitu perubahan volume tanah. Air pori yang keluar mengakibatkan tegangan air pori berpindah pada tegangan efektif. Penambahan total tekanan mengakibatkan penambahan tegangan total terbagi yaitu ke tegangan efektif dan tegangan air pori. Berdasarkan sejarah pembebanannya, rasio konsolidasi dibedakan menjadi:

1. *Normally Consolidated* (NC)

Pada tanah yang mengalami *normally consolidated*, tegangan vertikal efektif merupakan tekanan maksimum yang pernah diterima oleh tanah. Berikut persamaan penurunan konsolidasi yang digunakan pada tanah *normally consolidated*.

$$S_c = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \right) \quad (2.15)$$

Keterangan:

- S_c = Penurunan konsolidasi (m)
 C_c = Indeks pemampatan
 H = Tebal lapisan yang berkonsolidasi (m)

- σ'_0 = Tegangan vertikal (kN/m²)
 $\Delta\sigma'$ = Distribusi tegangan (kN/m²)
 e_0 = Angka pori awal

2. *Over Consolidated* (OC) - $\sigma'_0 + \Delta\sigma' \leq \sigma'_c$

Pada tanah yang mengalami *over consolidated*, tegangan vertikal efektif tanah lebih kecil dari tegangan maksimum yang pernah diterima oleh tanah. Berikut persamaan penurunan konsolidasi yang digunakan pada tanah *over consolidated*.

$$S_c = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \right) \quad (2.16)$$

Keterangan:

C_s = Indeks pengembangan

3. *Over Consolidated* (OC) - $\sigma'_0 + \Delta\sigma' > \sigma'_c$

Pada tanah yang mengalami *over consolidated*, tegangan *overburden* belum mencapai maksimum dan konsolidasi tanah masih berlangsung saat sampel tanah diambil. Berikut persamaan penurunan konsolidasi yang digunakan pada tanah *over consolidated*.

$$S_c = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} \right) + \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \right) \quad (2.17)$$

2.6.3 Waktu Konsolidasi Alami

Waktu konsolidasi (t) dihitung dengan melihat nilai penurunan yang terjadi pada lapisan tanah, parameter koefisien konsolidasi arah vertikal, dan derajat konsolidasinya. Waktu konsolidasi alami dapat dihitung menggunakan persamaan berikut.

$$t = \frac{T_v (H_{dr})^2}{C_v} \quad (2.18)$$

$$T_v = \frac{\left(\frac{\pi}{4}\right)\left(\frac{U\%}{100}\right)^2}{\left(1 - \left(\frac{U\%}{100}\right)^{5.6}\right)^{0.357}} \quad (2.19)$$

Keterangan:

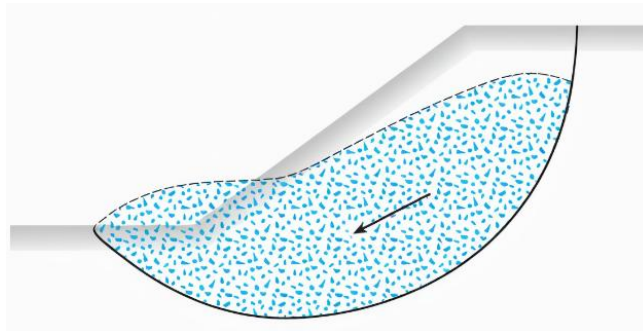
H_{dr} = Alur maksimum air terkonsolidasi (m)

C_v = Nilai koefisien konsolidasi arah vertikal (m^2/s)

T_v = Faktor waktu

$U\%$ = Derajat konsolidasi (%)

2.7 Stabilitas Lereng



Gambar 2.4 Ilustrasi dari Longsor Lereng Tanah

Sumber: (Das & Khaled, 2014)

Lereng adalah suatu bidang di permukaan tanah yang menghubungkan permukaan tanah yang lebih tinggi dengan permukaan tanah yang lebih rendah. Longsor merupakan salah satu bencana alam yang sering terjadi pada lereng, biasanya diakibatkan karena adanya peningkatan tekanan air pori pada lereng. Hal ini berakibat pada terjadinya penurunan kuat geser tanah (c) dan sudut geser dalam (ϕ) yang selanjutnya menyebabkan kelongsoran.

Lereng yang tidak stabil sangat berbahaya terhadap lingkungan sekitarnya, oleh sebab itu analisis stabilitas lereng sangat diperlukan. Kestabilan lereng terpengaruhi oleh hubungan antara gaya pendorong (*driving force*) dan gaya penahan (*resisting force*) pada suatu lereng yang dapat dinyatakan dengan nilai

Faktor Keamanan (FK). Suatu lereng dinyatakan aman apabila memiliki nilai FK lebih dari 1,5.

2.8 Perbaikan Tanah

Perbaikan tanah atau *soil improvement* merupakan suatu jenis stabilitas tanah yang dimaksudkan untuk memperbaiki dan/atau mempertahankan kemampuan dan kinerja tanah sesuai dengan syarat teknis yang dibutuhkan, dengan menggunakan bahan *additive* (kimiaawi), pencampuran tanah (*re-gradation*), pengeringan tanah (*dewatering*) atau melalui penyaluran energi statis/dinamis ke dalam lapisan tanah (fisik). Perbaikan tanah ini bertujuan untuk meningkatkan kepadatan tanah, kuat geser tanah, dan/atau ketahanan likuefaksi. Serta, untuk mengurangi kompresibilitas, permeabilitas, dan penurunan tanah. Perancangan perbaikan tanah diperlukan, apabila ditemui kondisi-kondisi sebagai berikut.

1. Tanah berpotensi likuefaksi yang dapat membahayakan keselamatan struktur dan fasilitas di sekitar lokasi pekerjaan.
2. Tanah berpotensi mengalami penyebaran lateral (*lateral spreading*) yang membahayakan keselamatan struktur dan fasilitas di sekitar lokasi pekerjaan.
3. Terdapat potensi perbedaan penurunan yang sangat besar antara struktur yang berdiri di atas fondasi dalam dan tanah di sekitar lokasi pekerjaan.
4. Terdapat potensi penurunan total yang tidak dapat ditoleransi.

2.9 Load Ratio

Dalam analisis geoteknik area terminal peti kemas, beban operasional yang berasal dari tumpukan kontainer dan pergerakan kendaraan di atas area reklamasi menjadi hal penting yang perlu diperhitungkan. Beban ini menggambarkan kondisi nyata yang akan terjadi selama terminal beroperasi dan berpengaruh langsung terhadap penurunan tanah dasar. Oleh karena itu, beban operasional peti kemas digunakan sebagai dasar dalam analisis penurunan untuk memastikan bahwa tanah hasil perbaikan memiliki kekuatan dan kestabilan yang cukup, sehingga tidak mengalami penurunan berlebih yang dapat mengganggu fungsi dan keamanan area terminal. Menurut Thoresen (2014) dalam *Port Designer's Handbook*, besarnya tekanan yang dihasilkan oleh muatan kontainer

bergantung pada kondisi penumpukan dan tingkat keterisian muatan (C. A. Thoresen, 2014).

Tabel 2.13 Beban Muatan untuk Berbagai Jenis Lalu Lintas dan Kargo

<i>Type of traffic and cargo</i>	<i>Loading: kN/m²</i>
<i>Container Loading</i>	
<i>Empty and stacked four high</i>	15
<i>Full and stacked two high</i>	35
<i>Full and Stacked four high</i>	55
<i>General ro/ro loads</i>	30-50

Sebelum melaksanakan pekerjaan pemasangan PVD, perlu dihitung terlebih dahulu kebutuhan dari beban *preloading* yang nantinya akan digunakan. Perbandingan antara beban pada masa perbaikan dan masa operasional disebut *load ratio*. Berdasarkan SNI 8460:2017, *load ratio* tanpa memperhitungkan gaya angkat air adalah lebih dari sama dengan 1,3 ($LR \geq 1,3$).

Beban pada masa perbaikan seperti beban timbunan, beban *preloading*, dan beban penurunan. Sedangkan beban pada masa operasional, seperti beban timbunan, beban penurunan, beban perkerasan jalan, dan beban lalu lintas. Berikut merupakan persamaan untuk menghitung besar nilai *load ratio*.

$$LR = \frac{\Sigma \text{Beban masa perbaikan}}{\Sigma \text{Beban masa operasional}} \quad (2.20)$$

2.10 *Preloading*

Preloading adalah salah satu metode perbaikan tanah yang umum digunakan pada proyek reklamasi atau pembangunan di atas tanah lunak, seperti tanah lempung jenuh. Tujuan utama dari *preloading* adalah untuk mempercepat proses konsolidasi dan mengurangi penurunan (*settlement*) yang terjadi setelah pembangunan struktur di atas tanah tersebut. Metode ini bekerja dengan memberikan beban tambahan sementara (*preload*) di atas tanah lunak untuk mensimulasikan beban akhir dari struktur yang akan dibangun.

Preloading dapat dilakukan dengan atau tanpa bantuan sistem drainase vertikal, seperti *Prefabricated Vertical Drain* (PVD). Dalam kasus tanpa PVD, proses konsolidasi berjalan lambat karena air pori hanya dapat keluar secara vertikal. Sebaliknya, dengan adanya PVD, aliran air pori menjadi lebih efisien karena mengalir secara horizontal menuju *drain*, yang secara signifikan mempercepat waktu konsolidasi.

2.11 *Prefabricated Vertical Drain* (PVD)

Prefabricated Vertical Drain (PVD) adalah material geosintetik komposit yang digunakan dalam perbaikan tanah lunak dengan cara mempercepat proses disipasi air pori berlebih sehingga mempercepat konsolidasi tanah. PVD terdiri dari inti plastik (polypropylene atau polyethylene) yang dilapisi oleh selimut filter berbahan geotekstil. Penggunaan PVD mengurangi jarak aliran horizontal air pori dalam tanah yang tadinya panjang menjadi lebih pendek melalui saluran vertikal buatan ini, sehingga waktu konsolidasi dapat dikurangi secara signifikan. Metode ini banyak diterapkan di proyek konstruksi pada tanah lunak, seperti reklamasi, timbunan di atas tanah lunak, dan pembangunan infrastruktur lain yang memerlukan perbaikan daya dukung tanah

Kecepatan proses konsolidasi menggunakan PVD dipengaruhi oleh 3 (tiga) faktor sebagai berikut:

1. Jarak antara PVD

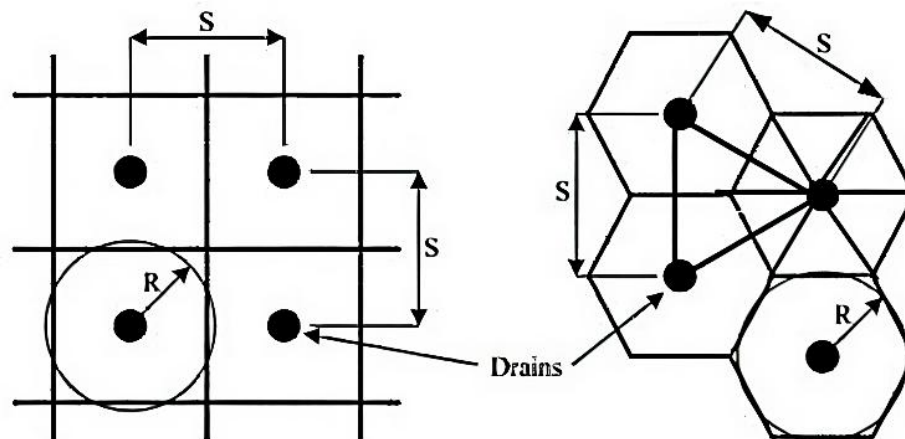
Jarak antara PVD berkaitan dengan panjang lintasan drainase horizontal air pori. Semakin besar jarak antara PVD, semakin jauh air harus bergerak untuk mencapai PVD dan keluar. Hal ini mengakibatkan proses konsolidasi berlangsung lebih lambat.

2. Panjang PVD

Dalam proses konsolidasi, PVD berperan untuk mempercepat konsolidasi hanya di sepanjang drainase vertikal tersebut. PVD dapat mempersingkat jarak aliran drainase di sepanjangnya, namun daerah yang tidak dijangkau oleh PVD akan mengalami konsolidasi secara normal.

3. Pola Pemasangan PVD

Penentuan lokasi pemasangan PVD mengikuti pola tertentu untuk mempermudah proses instalasi. Terdapat dua jenis pola pemasangan PVD, yaitu pola segi empat dan segitiga yang dilampirkan ilustrasi berikut



Gambar 2.5 Pola Pemasangan PVD Segi Empat (Kiri) dan Segitiga (Kanan)

Dalam penentuan pemasangan kedalaman penetrasi PVD ke dalam tanah, terdapat tahapan perhitungan yang perlu diperhatikan seperti sebagai berikut.

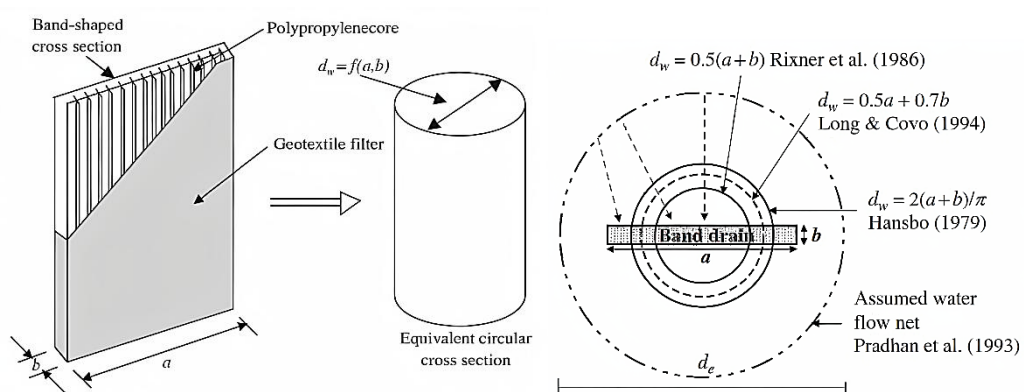
1. Menentukan kedalaman penetrasi PVD

Penentuan kedalaman penetrasi PVD umumnya dilakukan hingga mencapai lapisan tanah medium, yaitu dengan N-SPT kurang dari 10. PVD harus berpenetrasi sampai ke lapisan tanah keras atau tanah lempung yang kokoh, di mana tidak akan terjadi penurunan yang besar. Dasar pengertian ini sejalan dengan teori dari yang dikemukakan oleh Hansbo (1981) pemasangan PVD harus dilakukan hingga menembus seluruh lapisan tanah lempung lunak yang bersifat kompresibel. PVD sebaiknya tidak dihentikan pada bagian tanah yang masih memiliki sifat kompresibilitas menengah, melainkan dipanjangkan hingga mencapai atau sedikit menembus lapisan yang lebih permeabel di bawahnya, seperti pasir atau lanau berpasir, guna memastikan jalur aliran air pori lateral dapat berlangsung secara optimal selama proses konsolidasi. Dengan demikian, panjang efektif PVD ditentukan oleh ketebalan total lapisan kompresibel ditambah panjang penetrasi tambahan sekitar 0,3 – 0,5 m ke dalam lapisan permeabel di bawahnya (Hansbo, 1981).

2. Menghitung diameter pengaruh dan ekuivalen PVD

Diameter pengaruh dilihat dari spasi dan pola pemasangan PVD yang akan dilaksanakan. Diameter pengaruh dengan pola pemasangan segi empat didapat dengan menggunakan persamaan berikut.

Ekuivalensi PVD digunakan untuk memperhitungkan kemampuan nilai dari PVD berbentuk lembaran agar dapat menghasilkan kemampuan yang sama dengan bentuk lingkaran.



Gambar 2.6 Ekuivalensi PVD

3. Menghitung Faktor Waktu

a. Faktor waktu konsolidasi arah vertikal (T_v)

Nilai faktor waktu konsolidasi arah vertikal dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$T_v = \frac{C_v \times t}{H_{dr}^2} \quad (2.21)$$

Keterangan:

T_v = Faktor waktu konsolidasi arah vertikal

t = Waktu (detik)

H_{dr} = Panjang maksimum lintasan air (m)

C_v = Koefisien konsolidasi arah vertikal ($m^2/detik$)

b. Faktor Waktu Konsolidasi Arah Horizontal (T_h)

Nilai faktor waktu konsolidasi arah horizontal dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$T_v = \frac{C_h \times t}{D_e^2} \quad (2.22)$$

Keterangan:

T_h = Faktor waktu konsolidasi arah horizontal

t = Waktu (detik)

D_e = Diameter pengaruh PVD sesuai dengan pola pemasangan (m)

C_h = Koefisien konsolidasi arah horizontal ($m^2/detik$)

4. Menghitung derajat konsolidasi

Nilai derajat konsolidasi arah vertikal dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

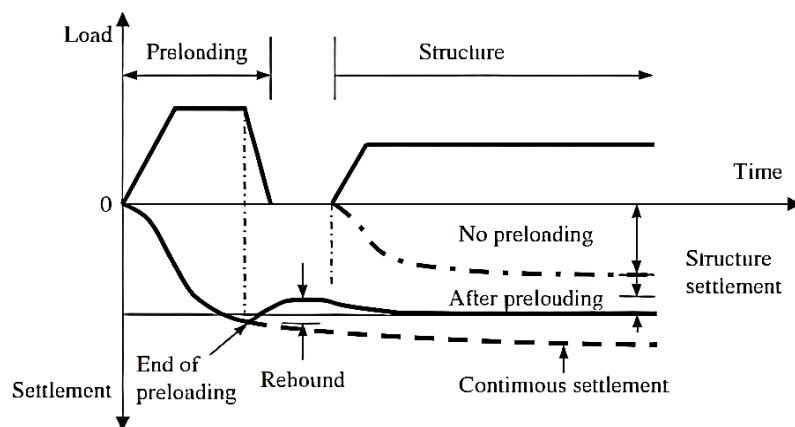
$$U_v = \frac{\left(\frac{4T_v}{\pi} \right)^{0.5}}{\left(1 - \left(\frac{4T_v}{\pi} \right)^{2.8} \right)^{0.179}} \quad (2.23)$$

Keterangan:

U_v = Derajat konsolidasi arah vertikal

2.12 Evaluasi Kondisi Tanah Dasar Setelah Perbaikan

Grafik Penurunan Masa Operasional



Gambar 2.7 Grafik Penurunan Masa Operasional dengan Prabebean

Dengan menggunakan metode prabeban, maka untuk mendapatkan nilai penurunan masa operasional yaitu dengan menjumlahkan nilai *rebound*, penurunan beban operasional, dan penurunan konsolidasi sekunder. Berikut persamaan untuk menghitung nilai penurunan masa operasional dengan prabeban.

$$S_{mo} = S_{rb} + S_s + S_{bo} \quad (2.24)$$

Keterangan:

S_{mo} = Penurunan masa operasional (m)

S_{rb} = *Rebound* (m)

S_s = Penurunan konsolidasi sekunder (m)

S_{bo} = Penurunan akibat beban operasional (m)

2.13 *Finite Element Methode Menggunakan Software FEM 2D*

Finite Element Method (Metode elemen hingga) adalah pendekatan numerik yang digunakan untuk menyelesaikan masalah mekanika tanah secara lebih akurat dan kompleks. Dalam konteks geoteknik, metode elemen hingga dapat mensimulasikan interaksi antara beban, tanah, air pori, drainase, dan batas domain secara simultan.

Dalam konteks geoteknik, FEM banyak digunakan untuk menganalisis respon tanah terhadap beban dan perubahan kondisi, baik akibat beban luar maupun perubahan internal seperti perbaikan tanah.

FEM bekerja dengan cara membagi domain analisis menjadi elemen-elemen kecil yang saling terhubung di titik simpul (*nodes*). Dengan menerapkan hukum-hukum mekanika (seperti hukum kekekalan momentum dan hukum *Hooke* untuk elastisitas), sistem persamaan matematis dapat disusun dan diselesaikan untuk mendapatkan distribusi tegangan, regangan, dan deformasi.

Pemodelan dua dimensi (2D) pada *Finite Element Method* merupakan pendekatan yang umum digunakan dalam studi geoteknik, khususnya untuk kasus yang dapat diasumsikan memiliki kondisi *plane strain* atau *axisymmetric*. Dalam pemodelan *plane strain*, deformasi dianggap hanya terjadi dalam bidang, dan tidak

terjadi regangan sepanjang arah tegak lurus terhadap bidang tersebut (misalnya, pada galian memanjang atau perbaikan tanah dengan drainase vertikal).

Pendekatan 2D memiliki keuntungan dari segi efisiensi komputasi dan kemudahan pemodelan dibandingkan dengan model tiga dimensi (3D), meskipun memiliki keterbatasan dalam merepresentasikan fenomena yang kompleks secara spasial.

Software umum seperti PLAXIS menggunakan prinsip FEM dengan pendekatan *Mohr-Coulomb*, *Soft Soil*, atau *Hardening Soil Model* untuk memodelkan perilaku tanah (Chakraborty et al., 2023).

Beberapa keunggulan FEM:

1. Dapat memodelkan geometri kompleks
2. Mensimulasikan kondisi drainase dan aliran air pori
3. Memberikan distribusi tegangan dan deformasi spasial
4. Cocok untuk analisis *time-dependent* seperti konsolidasi

Dalam simulasi menggunakan FEM, perilaku tanah dapat direpresentasikan oleh model *konstitutif* berikut:

1. *Mohr-Coulomb Model*: Model elastis-plastik sederhana, cocok untuk tanah kaku.
2. *Soft Soil Model*: Digunakan untuk tanah lempung lunak dengan kompresibilitas tinggi.
3. *Hardening Soil Model*: Model *nonlinier* lanjutan yang mempertimbangkan peningkatan kekakuan akibat pembebanan ulang.

Pemilihan model sangat tergantung pada jenis tanah dan tujuan simulasi. Untuk tujuan dalam mencari nilai penurunan dapat menggunakan *Hardening Soil Model* atau *Soft Soil Model*.

2.14 *Equivalent Permeability* (k_{ev})

Dalam analisis perbaikan tanah menggunakan PVD, konsep ekuivalen permeabilitas (*equivalent permeability*) diterapkan untuk menyederhanakan kondisi aliran air pori yang secara nyata bersifat tiga dimensi (radial) di lapangan menjadi bentuk dua dimensi (vertikal) dalam pemodelan numerik, seperti pada

metode *Finite Element Method* (FEM 2D). Pendekatan ini penting karena perangkat lunak berbasis 2D tidak dapat secara langsung merepresentasikan aliran radial yang terjadi di sekitar sistem drainase vertikal. Oleh karena itu, nilai permeabilitas tanah disesuaikan atau “diekuivalensikan” agar hasil simulasi dua dimensi tetap menggambarkan perilaku konsolidasi yang mendekati kondisi lapangan sebenarnya.

Salah satu metode yang umum digunakan untuk menentukan nilai permeabilitas ekuivalen adalah metode Chai (Chai et al., 2001). Metode ini memperkenalkan hubungan empiris antara konfigurasi PVD, jarak antar pemasangan, serta karakteristik aliran tanah, sehingga dapat menghasilkan nilai permeabilitas horizontal dan vertikal ekuivalen yang mewakili kinerja sistem drainase sebenarnya. Dengan pendekatan ini, area tanah di sekitar kelompok PVD dianggap memiliki permeabilitas ekuivalen yang setara dengan kondisi tanah asli yang telah terpengaruh oleh keberadaan PVD dan zona *smear* di sekitarnya. Dengan demikian, metode Chai memungkinkan pemodelan yang lebih efisien tanpa perlu memodelkan setiap elemen PVD secara eksplisit, namun tetap mampu mencerminkan pengaruh perbaikan tanah terhadap proses disipasi tekanan air pori dan percepatan konsolidasi.

Guna mencari nilai permeabilitas vertikal ekivalen (k_{ve}'), dicari terlebih dahulu nilai rata – rata permeabilitas horizontal dan vertikal dengan persamaan sebagai berikut:

$$k_{h(eq)} = \frac{1}{H} \left((k_{h1} \times H_1) + (k_{h2} \times H_2) + \dots + (k_{hn} \times H_n) \right) \quad (2.25)$$

$$k_{v(eq)} = \frac{H}{\frac{H_1}{k_{v1}} + \frac{H_2}{k_{v2}} + \dots + \frac{H_n}{k_{vn}}} \quad (2.26)$$

Keterangan:

$k_{h(eq)}$ = Permeabilitas tanah rata – rata horizontal (m/s)

$k_{v(eq)}$ = Permeabilitas tanah rata – rata vertikal (m/s)

k_h = Permeabilitas tanah horizontal (m/s)

K_v = Permeabilitas tanah vertikal (m/s)

Ekuivalensi permeabilitas dengan PVD berdasarkan metode Chai et al. (2001), di mana membuat permeabilitas pada klaster tanah setara dengan permeabilitas tanah dengan pengaruh PVD. Adapun untuk menghitung nilai μ didapati persamaan:

$$D_e = 1.128 \times \text{spasi} \quad (2.27)$$

$$d_w = \frac{2(a + b)}{\pi} \quad (2.28)$$

$$n = \frac{D_e}{d_w} \quad (2.29)$$

$$d_s = 1,5 \times d_w \quad (2.30)$$

$$s = \frac{d_s}{d_w} \quad (2.31)$$

$$k_r = \frac{k_c}{10} \quad (2.32)$$

$$k_s = 0,5 \times k_r \quad (2.33)$$

Keterangan:

a = Lebar PVD (m)

b = Tebal PVD (m)

D_e = Diameter ekuivalen pengaruh spasi (m)

d_w = Diameter PVD dari bentuk atau dimensi PVD (m)

N = Rasio jarak antar PVD terhadap diameter *drain*

d_s = Diameter *smear zone* (m)

S = Rasio antara diameter zona *smear* dan diameter *drain*

k_r = koefisien permeabilitas horizontal tanah asli (tidak terganggu) (m/s)

k_s = Koefisien permeabilitas horizontal zona *smear* (m/s)

Untuk mendapatkan nilai permeabilitas tanah terpengaruh PVD berdasarkan metode Chai et al. (2001), didapatkan berdasarkan persamaan sebagai berikut:

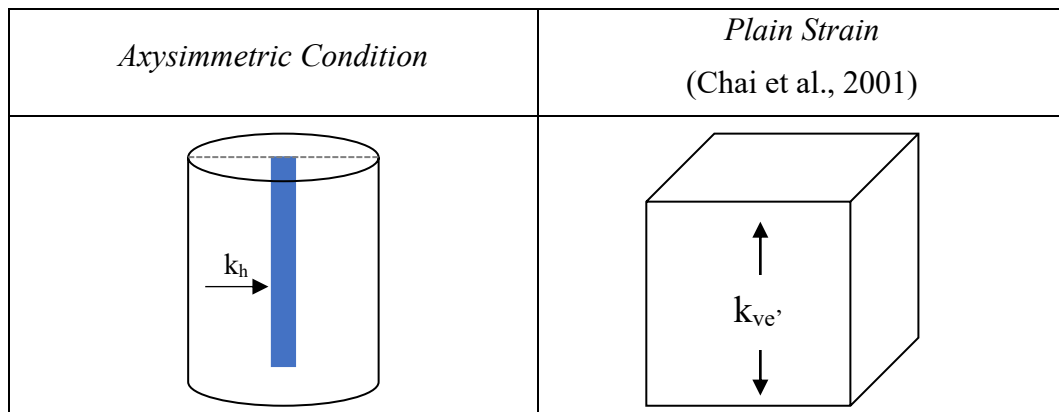
$$\mu = \ln \frac{n}{s} + \frac{k_{h(eq)}}{k_s} \ln(s) - \frac{3}{4} + \frac{2(l^2)k_{h(eq)}}{3q_w} \quad (2.34)$$

$$k_{ve'} = \left(1 + \frac{2,5l^2 k_{h(eq)}}{\mu D_e^2 k_{v(eq)}} \right) k_{v(eq)} \quad (2.35)$$

Keterangan:

- μ = Faktor hambatan aliran (*flow resistance factor*)
- n = Rasio jarak antar PVD terhadap diameter *drain*
- s = Rasio antara diameter zona *smear* dan diameter *drain*
- k_h = koefisien permeabilitas horizontal (m/s)
- k_s = Koefisien permeabilitas horizontal zona *smear* (m/s)
- q_w = Kapasitas aliran *drain* (*discharge capacity of PVD*) (m³/s)
- k_{ve} = Permeabilitas vertikal ekuivalen (m/s)
- k_v = Koefisien permeabilitas vertikal tanah (m/s)
- D_e = Diameter ekuivalen area drainase (m)
- l = Panjang *drain* efektif di lapisan tanah kompresibel (m)

Hasil skema penyetaraan ekuivalen permeabilitas untuk metode Chai (2001) dapat dilihat pada Gambar 2.8.



Gambar 2.8 Skema Ekuivalen Permeabilitas Metode Chai (2001)

2.15 Geosintetik

Geotekstil adalah bahan tekstil sintetis yang berfungsi sebagai material teknik sipil untuk meningkatkan stabilitas dan kekuatan tanah dalam berbagai aplikasi rekayasa geoteknik, seperti stabilisasi tanah dan perkuatan pondasi. Terbuat dari serat polimer yang kuat dan tahan lama, geotekstil memiliki sifat permeabel yang memungkinkan air melewati sambil menahan partikel tanah, sehingga mencegah erosi dan memperbaiki daya dukung tanah. Menurut penelitian oleh (Yona et al., 2024), penggunaan teknologi geotekstil efektif dalam meningkatkan stabilitas tanah pada proyek infrastruktur serta memperpanjang umur layanan konstruksi dengan biaya yang relatif ekonomis. Selain itu, penelitian lain menunjukkan bahwa penggunaan geotekstil dapat meningkatkan faktor keamanan dan daya dukung tanah, terutama pada tanah lunak seperti gambut, sehingga menunjang keberhasilan proyek teknik sipil di lokasi dengan kondisi tanah menantang (Rachael Tunas Pratama et al., 2021).

Secara umum jenis geotekstil ini dibagi menjadi dua yaitu sebagai berikut.

1. Geotekstil Teranyam (*Woven*)

Geotekstil teranyam (*woven*) adalah salah satu bahan geotekstil yang berbentuk lembaran terbuat dari silt film *tape polypropylene* yang dianyam secara dua arah, memanjang (di atas) dan melintang (di bawah). Permukaan geotekstil teranyam memiliki bentuk yang khas untuk memberikan koefisien geser (*pull out resistance*) yang tinggi, bahkan ketika dipasang di tanah yang bersifat kohesif. Hal ini berdampak pada panjang penjangkaran geotekstil yang dibutuhkan. Untuk meningkatkan kekuatan tanah dasar, terutama tanah lunak serta digunakan untuk lahan reklamasi, jalur kereta api, bandara, pembangunan jalan dan lainnya menggunakan geotekstil jenis ini, karena bersifat *permeable* dan mempunyai kuat tarik lebih tinggi untuk mendapatkan keamanan struktur yang optimal.

2. Geotekstil Tak Teranyam

Geotekstil tak teranyam adalah salah satu produk geotekstil yang memiliki bentuk tidak teranyam, tetapi terbuat dari bahan dasar *polypropylene* dan *polyester* dibuat dengan mesin berteknologi tinggi untuk meningkatkan kinerja yang optimal per satuan berat. Geotekstil jenis ini memiliki bukaan pori yang relatif lebih kecil,

tetapi memiliki permeabilitas yang tinggi. Oleh karena itu, ketahanan mekanik dan hidrolis tinggi membuat geotekstil tak teranyam menjadi pilihan yang baik sebagai lapisan pemisah dan penyaring.

Geotekstil berfungsi sebagai elemen perkuatan, pemisah, filtrasi, dan drainase dalam sistem perbaikan tanah, khususnya pada proyek reklamasi dan timbunan di atas tanah lunak. Sebagai lapisan pemisah (*separator*), geotekstil mencegah tercampurnya material timbunan dengan tanah dasar yang lunak sehingga menjaga stabilitas dan daya dukung lapisan timbunan. Dalam fungsi filtrasi dan drainase, geotekstil memungkinkan air pori mengalir keluar tanpa membawa partikel halus, membantu percepatan konsolidasi serta mengurangi tekanan air pori berlebih di bawah timbunan. Selain itu, pada kondisi tertentu geotekstil juga berperan sebagai perkuatan (*reinforcement*) dengan memberikan dukungan tarik tambahan yang meningkatkan kestabilan timbunan terhadap geser dan deformasi lateral. Kombinasi fungsi tersebut menjadikan geotekstil sebagai komponen penting dalam sistem perbaikan tanah lunak dan pengendalian deformasi pada konstruksi berbasis reklamasi atau pelabuhan. Perencanaan penggunaan geotekstil sebagai perkuatan dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$T_{all} = T_u \left(\frac{1}{RF_{id} \times RF_{cr} \times RF_{cbd}} \right) \quad (2.36)$$

Di mana:

T_{all} = kekuatan izin geotekstil (kN)

T_u = kekuatan ultimit (kN/m)

RF_{id} = faktor reduksi akibat kerusakan pemasangan

RF_{cr} = faktor reduksi terhadap kerusakan akibat rangkai

RF_{cbd} = faktor reduksi akibat kerusakan aktivitas biologis dalam tanah

Faktor reduksi akibat kerusakan pemasangan, faktor reduksi terhadap kerusakan akibat rangkai dan faktor akibat kerusakan aktivitas kimia dan biologis dalam tanah disesuaikan dengan masalah yang dianalisis. Faktor reduksi dapat dilihat dalam Tabel 2.14.

Tabel 2.14 Faktor Reduksi untuk T_{all}

Area	Faktor Reduksi		
	RF_{id}	RF_{cr}	RF_{cbd}
<i>Separation</i>	1,1 – 2,5	1,5 – 2,5	1,0 – 1,5
<i>Cushioning</i>	1,1 – 2,0	1,2 – 1,5	1,0 – 2,0
<i>Unpaved Road</i>	1,1 – 2,0	1,5 – 2,5	1,0 – 1,5
<i>Walls</i>	1,1 – 2,0	2,0 – 4,0	1,0 – 1,5
<i>Embankments</i>	1,1 – 2,0	2,0 – 3,5	1,0 – 1,5
<i>Bearing And Foundation</i>	1,1 – 2,0	2,0 – 4,0	1,0 – 1,5
<i>Slope Stabilization</i>	1,1 – 2,0	2,0 – 3,0	1,0 – 1,5
<i>Pavement Overlays</i>	1,1 – 1,5	1,0 – 2,0	1,0 – 1,5
<i>Railroads (filter/sep)</i>	1,5 – 3,0	1,0 – 1,5	1,5 – 2,0
<i>Flexible Form</i>	1,1 – 1,5	1,5 – 3,0	1,0 – 1,5
<i>Silt Fences</i>	1,1 – 1,5	1,5 – 2,5	1,0 – 1,5

(Koerner, 2005)

Berdasarkan dalam jurnal (Gouw, 2018) kekakuan aksial (EA) geosintetik dalam analisis elemen hingga harus ditentukan dengan mempertimbangkan regangan batas (*limiting strain*) yang sesuai dengan jenis struktur. Hal ini dilakukan agar perilaku deformasi struktur tanah bertulang dapat dimodelkan secara realistis dan tidak melebihi batas deformasi yang diizinkan secara fungsional. Persamaan yang digunakan untuk mencari kekuatan geotekstil dibawah berikut.

$$E_a = \frac{T_{all}}{\epsilon\%} \quad (2.37)$$

Di mana:

 E_a = Kekuatan geotekstil (kN/m) T_{all} = Kekuatan izin geotekstil (kN)

ε = Kekuatan tarik maksimal geotekstil (kN/m)

Adapun dalam penentuan nilai kekuatan tarik maksimal (*limiting strain*) dapat dilihat pada Tabel 2.15.

Tabel 2.15 *Limiting Strain of Geosynthetics for Reinforced Soil Structures* (Gouw, 2015)

<i>Application</i>	<i>Limiting Strain (%)</i>
<i>MSE walls</i>	3 – 5
<i>Embankments</i>	6
<i>Bearing and foundations</i>	2
<i>Slope Stabilization</i>	4 – 5