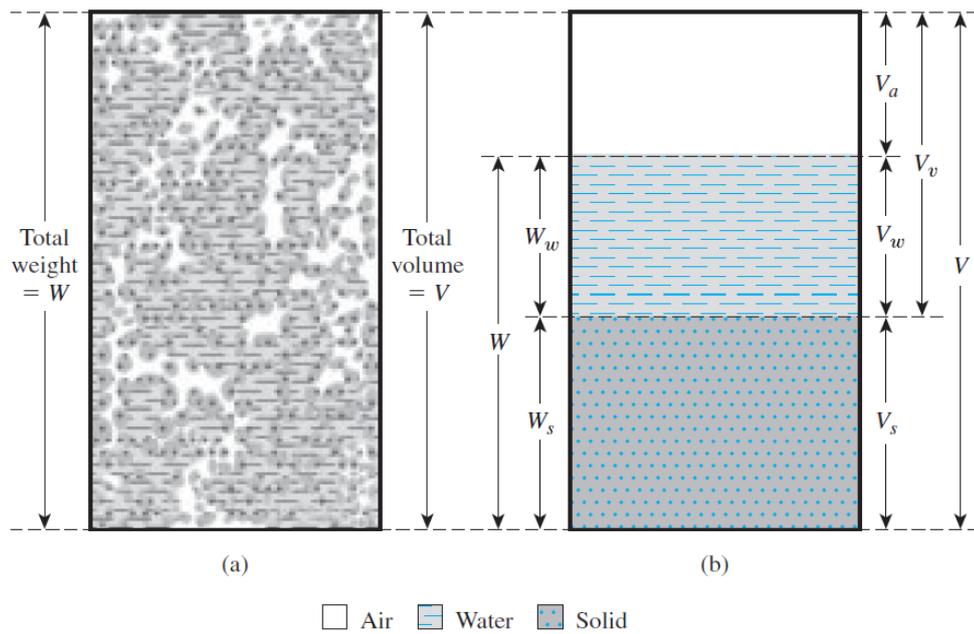


BAB II

LANDASAN TEORI

2.1 Hubungan Berat – Volume Tanah

Menurut (B. M. Das, 1995) tanah merupakan material yang terdiri dari agregat (butiran) mineral-mineral padat yang tidak tersementasi (terikat secara kimia) satu sama lain dan dari bahan-bahan organik yang telah melapuk (yang berpartikel padat) disertai dengan zat cair dan gas yang mengisi ruang-ruang kosong di antara partikel-partikel padat tersebut. Sedangkan menurut (Hardiyatmo, 2002) tanah adalah himpunan mineral, bahan organik, dan endapan-endapan yang relatif lepas (*loose*), yang terletak di atas batuan dasar (*bedrock*). Ikatan antara butiran yang relatif lemah dapat disebabkan oleh karbonat, zat organik, atau oksida-oksida yang mengendap di antara partikel-partikel. Ruang diantara partikel-partikel dapat berisi air, udara maupun keduanya. Pembentukan tanah dapat berupa proses fisik maupun kimia. Proses pembentukan tanah secara fisik yang mengubah batuan menjadi partikel-partikel yang lebih kecil disebabkan pengaruh erosi, angin, air, es, manusia, atau hancurnya partikel tanah akibat perubahan suhu atau cuaca. Sedangkan pembentukan tanah secara kimia disebabkan oleh pengaruh oksigen, karbondioksida, air yang mengandung asam atau alkali, dan proses kimia lain.



Gambar 2.1 Elemen Tanah

Dapat dilihat dari gambar 2.1 di atas tanah tidak hanya berisi benda padat dari tanah itu sendiri, melainkan memiliki kandungan lain dalam suatu sampel volume tanah, yaitu air dan udara yang mengisi rongga-rongga kosong di dalamnya. Kondisi jenuh merupakan kondisi dimana seluruh rongga terisi dengan air.

2.2 Klasifikasi Tanah

Menurut (B. M. Das, 1995) sistem klasifikasi tanah adalah suatu sistem pengaturan beberapa jenis tanah yang berbeda-beda tapi mempunyai sifat yang serupa ke dalam kelompok-kelompok dan subkelompok-subkelompok berdasarkan pemakainya.

Secara umum tanah asli adalah campuran dari butiran yang mempunyai ukuran yang berbeda-beda. Di dalam sistem klasifikasi tanah berdasarkan tekstur, tanah diberi nama atas dasar komponen utama kandungannya, seperti lempung berpasir (*sandy clay*), pasir lanauan (*silty sand*), dan sebagainya. Pengembangan

klasifikasi berdasarkan teksturnya telah dikembangkan oleh berbagai organisasi untuk memenuhi kebutuhan organisasi tersebut. Sistem klasifikasi yang sering digunakan seperti *Unified Soil Classification System* (USCS) dan *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO)

2.2.1 Klasifikasi *Unified Soil Classification System* (USCS)

Berdasarkan (Hardiyatmo, 2002) sistem Unified mengklasifikasikan tanah menjadi tanah berbutir kasar dan tanah berbutir halus. Dikatakan tanah berbutir kasar apabila kurang dari 50% lolos saringan nomor 200. Disebut tanah berbutir halus apabila lebih dari 50% lolos saringan nomor 200. Setelah klasifikasi tanah berbutir kasar dan tanah berbutir halus, tanah diklasifikasikan menjadi kelompok-kelompok dan subkelompok sebagai berikut.

- G = Kerikil (*gravel*)
- S = Pasir (*sand*)
- C = Lempung (*clay*)
- M = Lanau (*silt*)
- O = Lanau atau lempung organik (*organic silt or clay*)
- Pt = Tanah gambut dan tanah organik tinggi (*peat and highly organic soil*)
- W = Gradasi baik (*well graded*)
- P = Gradasi buruk (*poorly graded*)
- H = Plastisitas tinggi (*high plasticity*)
- L = Plastisitas rendah (*low plasticity*)

Divisi Utama		Simbol Kelompok	Nama Jenis	Kriteria laboratorium		
Tanah berbutir kasar 50% atau lebih lolos saringan no. 200 (0,075 mm)	Kerikil 50% atau lebih dari fraksi kasar ter-tahan saringan no. 4 (4,75 mm)	Kerikil bersih (sedikit atau tak ada butiran halus)	GW	Kerikil gradasi baik dan campuran pasir - kerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$, $C_c = \frac{(D_{20})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ antara 1 dan 3 Tidak memenuhi kriteria untuk GW	
		Kerikil banyak kandungan butiran halus	GP	Kerikil gradasi buruk dan campuran pasir - kerikil, atau tidak mengandung butiran halus		
		Pasir lebih dari 50 % fraksi kasar lolos saringan no. 4 (4,75 mm)	Kerikil banyak kandungan butiran halus	GM	Kerikil berlanau, campuran kerikil pasir - lempung	Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $PI < 4$ Batas-batas Atterberg di atas garis A atau $PI > 7$ Bila batas Atterberg berada di daerah arsir dari diagram plastisitas, maka dipakai simbol
			Kerikil bersih (sedikit atau tak ada butiran halus)	GC	Kerikil berlempung, campuran kerikil pasir - lempung	
	Pasir gradasi baik, pasir berkerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus		SW	Pasir gradasi baik, pasir berkerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$, $C_c = \frac{(D_{20})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ antara 1 dan 3 Tidak memenuhi kriteria untuk SW	
			SP	Pasir gradasi buruk, pasir berkerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus		
	Kerikil banyak kandungan butiran halus	SM	Pasir berlanau, campuran pasir - lanau	Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $PI < 4$ Batas-batas Atterberg di atas garis A atau $PI > 7$ Bila batas Atterberg berada di daerah arsir dari diagram plastisitas, maka dipakai simbol		
		SC	Pasir berlempung, campuran pasir - lempung			
Tanah berbutir halus 50% atau lebih lolos saringan no. 200 (0,075 mm)	Lanau dan lempung batas cair 50 % atau kurang	ML	Lanau tak organik dan pasir sangat halus, serbuk batuan atau pasir halus berlanau atau berlempung	<p>Diagram plastisitas: Untuk mengklasifikasi kadar butiran halus yang terkandung dalam tanah berbutir halus dan tanah berbutir kasar. Batas Atterberg yang termasuk dalam daerah yang diarsir berarti batasan klasifikasinya menggunakan dua simbol.</p>		
		CL	Lempung tak organik dengan plastisitas rendah sampai sedang, lempung berkerikil, lempung berpasir, lempung berlanau, lempung kurus ("lean clays")			
		OL	Lanau organik dan lempung berlanau organik dengan plastisitas rendah			
	Lanau dan lempung batas cair > 50 %	MH	Lanau tak organik atau pasir halus diatome, lanau elastis			
		CH	Lempung tak organik dengan plastisitas tinggi, lempung gemuk ("fat clays")			
		OH	Lempung organik dengan plastisitas sedang sampai tinggi			
Tanah dengan kadar organik tinggi	P _t	Gambut ("peat") dan tanah lain dengan kandungan organik tinggi	Manual untuk identifikasi secara visual dapat dilihat di ASTM Designation D-2488			

Gambar 2.2 Klasifikasi Tanah USCS

2.2.2 Klasifikasi *Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO)

Berdasarkan (Hardiyatmo, 2002) sistem klasifikasi *Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) berfokus pada lingkup penentuan kualitas tanah untuk perencanaan timbunan jalan. Sistem klasifikasi ini mendiversifikasi tanah menjadi delapan kelompok. Diantaranya ada beberapa subkelompok A-1 sampai dengan A-8. Tanah-tanah dalam tiap kelompoknya dievaluasi terhadap indeks kelompoknya yang dihitung dengan rumus-rumus empiris. Pengujian yang digunakan adalah analisis saringan dan batas-batas *Atterberg*. Sistem klasifikasi *Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Klasifikasi umum	Material granuler (<35% lolos saringan no, 200)						Tanah-tanah lanau-lempung (>35% lolos saringan no. 200)				
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Klasifikasi kelompok	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Analisis saringan (%lolos)											
2,00 mm (no.10)	50 maks	-	-	-	-			-	-	-	-
0,425 mm (no. 40)	30 maks	50 maks	50 min	-	-			-	-	-	-
0,075 mm (no. 200)	15 maks	25 maks	10 maks	35 maks	35 maks	35 maks	35 maks	36 min	36 min	36 min	36 min
Sifat fraksi lolos saringan no.40											
Batas cair (LL)	-	-	-	40 maks	41 min	40 maks	41 min	40 maks	41 min	40 maks	41 min
Indeks plastis (PI)	6 maks		Np	10 maks	10 maks	11 min	11 min	10 maks	10 maks	11 min	11 min
Indeks kelompok (G)	0		0	0		4 maks		8 maks	12 maks	16 maks	20 maks
Tipe material yang pokok pada umumnya	Pecahan batu, kerikil dan pasir		Pasir halus	Kerikil berlanau atau berlempung dan pasir				Tanah berlanau		Tanah berlempung	
Penilaian umum sebagai tanah dasar	Sangat baik sampai baik						Sedang sampai buruk				

Gambar 2.3 Klasifikasi Tanah AASHTO

Catatan:

Kelompok A-7 dibagi atas A-7-5 dan A-7-6 bergantung pada batas plastisnya (PL)

Untuk $PL > 30$, klasifikasinya A-7-6;

Untuk $PL < 30$, klasifikasinya A-7-6,

N_p = nonplastis.

2.3 Penentuan Parameter Tanah

2.3.1 Parameter Berat Isi Tanah Jenuh (γ_{sat})

Di bawah ini merupakan tabel penentuan Parameter Berat Isi Tanah Jenuh (γ_{sat}) untuk tanah non kohesif berdasarkan (Lambe, T. William, Whitman, 1962) dan parameter berat isi tanah jenuh (γ_{sat}) untuk tanah kohesif berdasarkan (Lambe, T. William, Whitman, 1962)

Tabel 2.1 Berat Isi Tanah Jenuh Tanah Non kohesif (γ_{sat})

<i>Description</i>	<i>Very Loose</i>	<i>Loose</i>	<i>Medium</i>	<i>Dense</i>	<i>Very Dense</i>
N_{SPT}					
<i>Fine</i>	1-2	3-6	7-15	16-30	
<i>Medium</i>	2-3	4-7	8-20	21-40	>40
<i>Coarse</i>	3-6	5-9	10-25	26-45	>45
ϕ					
<i>Fine</i>	26-28	28-30	30-34	33-38	
<i>Medium</i>	27-28	30-32	32-36	36-42	<50
<i>Coarse</i>	28-30	30-34	33-34	40-50	
γ_{sat} (kN/m ³)	11-16	14-18	17-20	17-22	20-23

Tabel 2.2 Berat Isi Tanah Jenuh Tanah Kohesif

N_{SPT}	Konsistensi	γ_{sat} (kN/m ³)
< 2	<i>Very Soft</i>	16-19
2-4	<i>Soft</i>	16-19
4-8	<i>Medium</i>	17-20
8-15	<i>Stiff</i>	19-22
15-30	<i>Very Stiff</i>	19-22
> 30	<i>Hard</i>	19-22

2.3.2 Parameter *Undrained Shear Strength* (Cu)

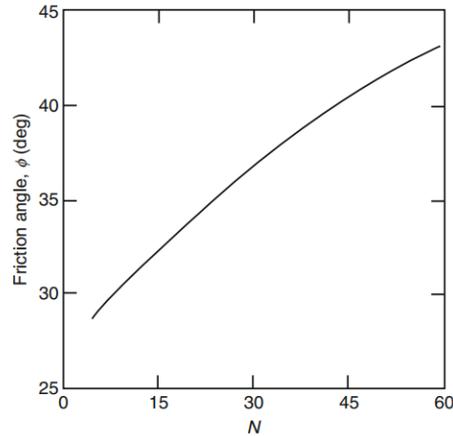
Parameter *Undrained Shear Strength* (Cu) ditentukan berdasarkan nilai NSPT masing-masing titik uji lapangan. Di bawah ini merupakan tabel korelasi antara nilai NSPT dengan parameter *Undrained Shear Strength* (Cu) berdasarkan (Terzaghi et al., 1996)

Tabel 2.3 *Undrained Shear Strength* (Cu)

Konsistensi	N	Cu (kN/m ²)
Sangat Lunak	0-2	<12
Lunak	2-4	12-25
Sedang	4-8	25-50
Kaku	8-15	50-100
Sangat Kaku	15-30	100-200
Keras	>30	>200

2.3.3 Parameter *Angle of Internal Friction* (ϕ)

Gambar di bawah ini merupakan sumber dalam menentukan parameter *Angle of Internal Friction* (ϕ) berdasarkan (Ameratunga et al., 2016)



Gambar 2.4 Grafik *Angle of Internal Friction* (ϕ)

Tabel di bawah ini menunjukkan *friction angle* dari tanah pasir ukuran medium berdasarkan (Look, 2007)

Tabel 2.4 Nilai *Friction Angle*

<i>Description</i>	<i>Relative density</i> D_r	<i>SPT-N (blows/300mm)</i>		<i>Strength</i>
		<i>Uncorrected field value</i>	<i>Corrected value</i>	<i>Friction angle</i>
V. Loose	<15%	$N \leq 4$	$(N_o)_{60} \leq 3$	$(\phi) < 28^\circ$
Loose	15-35%	$N = 4-10$	$(N_o)_{60} = 3-8$	$(\phi) = 20-30^\circ$
Med dense	35-65%	$N = 10-30$	$(N_o)_{60} = 8-25$	$(\phi) = 30-40^\circ$
Dense	65-85%	$N = 30-50$	$(N_o)_{60} = 25-42$	$(\phi) = 40-45^\circ$
V. Dense	>85%	$N > 50$	$(N_o)_{60} > 42$	$(\phi) = 45-50^\circ$
	100%		$(N_o)_{60} = 60$	$(\phi) = 50^\circ$

Tabel 2.5 Nilai *Relative Density* Tanah Pasir

<i>Relative Density, D_r(%)</i>	<i>Description</i>
0-20	<i>Very Loose</i>
20-40	<i>Loose</i>
40-60	<i>Medium</i>
60-80	<i>Dense</i>
80-100	<i>Very Dense</i>

2.3.4 Parameter *Effective Shear Strength* pada Tanah Lempung (c')

Tabel di bawah ini merupakan sumber dalam menentukan parameter *Effective Shear Strength* (c') berdasarkan (Look, 2007)

Tabel 2.6 Nilai *Effective Shear Strength* (c')

<i>Type</i>	<i>Soil description/state</i>	<i>Effective cohesion (kPa)</i>	<i>Friction angle (degrees)</i>
<i>Cohesive</i>	<i>Soft-organic</i>	5-10	10-20
	<i>Soft-non organic</i>	10-20	15-25
	<i>Stiff</i>	20-50	20-30
	<i>Hard</i>	50-100	25-30

Berdasarkan (Ameratunga et al., 2016) nilai c' dan ϕ' lebih kecil, berikut merupakan tabel nilai C' dan ϕ' berdasarkan jenis tanah.

Tabel 2.7 Nilai Tipikal c' dan ϕ'

Soil group	Typical soils in group	Soil parameters	
		C' (kPa)	ϕ' ($^{\circ}$)
Poor	Soft and firm clay of medium to high plasticity; silty clays; loose variable clayey fills; loose sandy silts	0 – 5	17 – 25
Average	Stiff sandy clays; gravelly clays; compact clayey sands and sandy silts; compacted clay fills	0 – 10	26 – 32
Good	Gravelly sands, compacted sands, controlled crushed sandstone and graveled fills, dense well graded sands	0 – 5	32 – 37
Very Good	Weak weathered rock, controlled fills of road base, gravel and recycled concrete.	0 – 25	36 – 43

2.3.5 Parameter *Effective Angle of Internal Friction* (ϕ')

Tabel di bawah ini merupakan sumber dalam menentukan parameter *Effective Angle of Internal Friction* (ϕ') berdasarkan (Ameratunga et al., 2016)

Tabel 2.8 Nilai *Effective Angle of Internal Friction* (ϕ')

<i>Soil</i>	ϕ' (Degrees)	
	<i>Loose</i>	<i>Dense</i>
<i>Sand, round grains, uniform</i>	27.5	34,0
<i>Sand, angular grains, well graded</i>	33,0	45,0
<i>Sandy gravels</i>	35,0	50,0
<i>Silty sand</i>	27-33	30-34
<i>Inorganic silt</i>	27-30	30-35

2.3.6 Parameter *Compression Index* (Cc)

Nilai *Compression Index* (Cc) hanya terdapat pada tanah kohesif atau lempung. Nilai Cc sangat luas, tergantung dari tanahnya. Untuk *compression index* pada lempung *undisturbed* berdasarkan Terzaghi and Peck (1948) dalam (Ameratunga et al., 2016)

$$Cc = 0,009(LL - 10) \quad (2.1)$$

Terkadang keterbatasan data laboratorium membuat perencana kesulitan dalam menentukan nilai *Compression Index* (Cc). Oleh karena itu, nilai *Compression Index* (Cc) tipikal juga bisa didapatkan berdasarkan (Carter & Bentley, 2016) pada tabel di bawah ini.

Tabel 2.9 *Typical values of the coefficient of volume compressibility m_v and the descriptive terms used.*

<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>	<i><0,05</i>	<i>0,025</i>
<i>Stiff Glacial Till (Boulder Clay), marls, very stiff tropical residual clays</i>	<i>Low Compressibility</i>	<i>0,05 – 0,1</i>	<i>0,025 – 0,05</i>
<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>	<i>0,1 – 0,3</i>	<i>0,05 – 0,15</i>
<i>Poorly consolidated alluvial clays such as estuarine deposits, and sensitive clays</i>	<i>High Compressibility</i>	<i>0,3 – 0,15</i>	<i>0,15 – 0,75</i>
<i>Highly organic alluvial clays and peats</i>	<i>Very High Compressibility</i>	<i>>1,5</i>	<i>0,75 – 5+</i>

2.3.7 Parameter *Recompression Index* (C_r) dan *Swelling Index* (C_s)

Nilai *recompression index* dan *swelling index* berdasarkan (Ameratunga et al., 2016) dapat diperkirakan dengan dasar bahwa C_r/C_c ada pada kisaran 1/5-1/10.

2.3.8 Parameter *Poisson Ratio* (ν)

Tabel di bawah ini menunjukkan hubungan jenis tanah dengan *Poisson Ratio* berdasarkan (Bowles, 1997) sebagai berikut.

Tabel 2.10 Nilai *Poisson Ratio* Tanah Lempung dan Pasir

Jenis Tanah	<i>Poisson ratio</i> (ν)
Lempung jenuh	0,4-0,5
Lempung tak jenuh	0,1-0,3
Lempung berpasir	0,2-0,3
Lanau	0,3-0,35
Pasir	0,1-1,00
Umum dipakai untuk tanah pasir	0,3-0,4
Batuan (tergantung pada tipe batuan)	0,1-0,4
Loess	0,1-0,3

2.3.9 Parameter *Initial Void Ratio* (e_0)

Tabel di bawah ini merupakan dasar dalam menentukan parameter *Initial Void Ratio* (e_0) berdasarkan (Braja M Das, 2009) sebagai berikut.

Tabel 2.11 Nilai *Initial Void Ratio* (e_0)

<i>Type of soil</i>	<i>Void ratio, e</i>	<i>Natural moisture content in a saturated state (%)</i>	<i>Dry unit weight, γ_d (kN/m³)</i>
<i>Loose uniform sand</i>	0,80	30,00	14,50
<i>Dense uniform sand</i>	0,45	16,00	18,00
<i>Loose angular-grained silty sand</i>	0,65	25,00	16,00
<i>Dense angular-grained silty sand</i>	0,40	15,00	19,00
<i>Stiff clay</i>	0,60	21	17,00
<i>Soft clay</i>	0,90-1,40	30-50	11,5-14,5
<i>Loess</i>	0,90	25	13,50
<i>Soft organic clay</i>	2,50-3,20	90-120	6-8
<i>Glacial till</i>	0,30	10	21,00

2.3.10 Parameter Modulus Elastisitas *Undrained* (E_u)

Penentuan nilai Modulus Elastisitas *Undrained* (E_u) bergantung pada persentase Batas Cair (LL) suatu sampel tanah dan nilai *Overconsolidation Ratio* (OCR). Nilai Modulus Elastisitas *Undrained* (E_u) diperoleh berdasarkan (Duncan & Buchignani, 1976) dalam (Strahler & Stuedlein, 2013) dengan persamaan (2.2)

$$E_u = K \cdot S_u \quad (2.2)$$

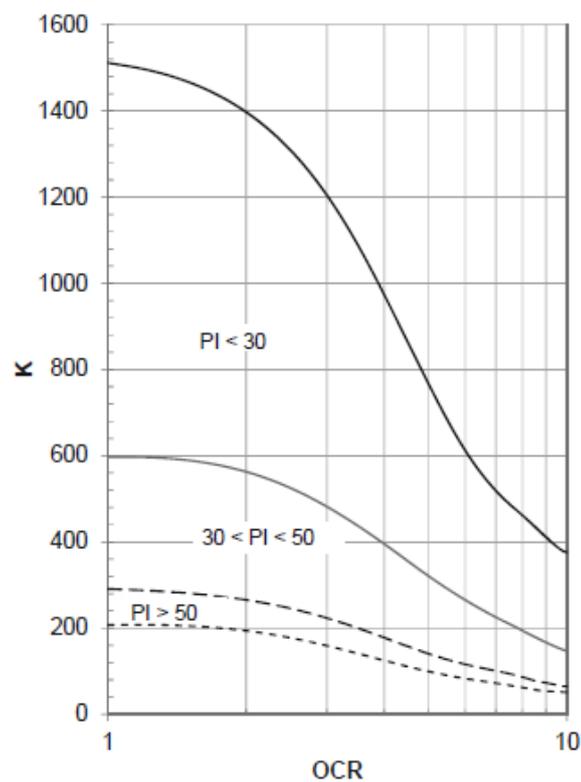
Dimana =

E_u = Modulus Elastisitas Undrained

K = Konstanta proporsionalitas dan fungsi *stress history* dan plastisitas tanah

S_u = *Undrained Shear Strength* Tanah

Konstanta K dapat didapatkan berdasarkan grafik dari (Duncan & Buchignani, 1976) di bawah ini.



Gambar 2.5 Variasi Nilai Faktor K Berdasarkan Nilai OCR dan Indeks Plastisitas (PI)

Tabel di bawah ini merupakan nilai Modulus Elastisitas *Undrained* (E_u) untuk tanah kohesif berdasarkan (Ameratunga et al., 2016)

Tabel 2.12 Nilai Modulus Elastisitas *Undrained* (E_u)

<i>Clay</i>	E_u (MPa)
<i>Very soft clay</i>	0,5-5
<i>Soft clay</i>	5-20
<i>Medium clay</i>	20-50
<i>Stiff clay, silty clay</i>	50-100
<i>Sandy clay</i>	25-200
<i>Clay shale</i>	100-200

2.3.11 Parameter Modulus Elastisitas *Drained* (E')

Parameter modulus elastisitas *drained* (E') dapat dikorelasikan berdasarkan nilai N_{SPT} di lapangan. Berdasarkan Schmertmann (1970) dalam (Braja M. Das, 2008) nilai modulus elastisitas *drained* (E') dapat dicari dengan persamaan (2.3) di bawah ini.

$$E \left(\frac{kN}{m^2} \right) = 766 N_{SPT} \quad (2.3)$$

Tabel 2.13 Nilai Modulus Elastisitas *Drained* (E')

<i>Type of Soil</i>	E' (MPa)
<i>Loose Sand</i>	10,35 – 24,15
<i>Silty Sand</i>	10,35 – 17,25
<i>Medium-dense Sand</i>	17,25 – 27,60
<i>Dense Sand</i>	34,50 – 55,20
<i>Sand and Gravel</i>	69,0 0– 172,50

Sedangkan (Ameratunga et al., 2016) menyarankan untuk Nilai E' dengan menggunakan persamaan di bawah ini.

$$E' = \frac{2}{3}(1 + \nu)E_u \quad (2.4)$$

Atau sekitar

$$E' = 0,6 \sim 0,8 E_u \quad (2.5)$$

2.3.12 Parameter *Coefficient of Consolidation (Cv)*

Nilai tipikal untuk parameter *coefficient of consolidation (Cv)* berdasarkan (Carter and Bentley, 1991) dalam (Look, 2007) pada tabel di bawah ini.

Tabel 2.14 Nilai *Coefficient of Consolidation (Cv)* dari Beragam Lempung

<i>Soil</i>	<i>Classification</i>	<i>Coefficient of consolidation, Cv, m²/yr</i>
<i>Boston blue clay</i>	CL	12±6
<i>Organic silt</i>	OH	0,6-3
<i>Glacial lake clays</i>	CL	2,0-2,7
<i>Chicago silty clays</i>	CL	2,7
<i>Swedish medium</i>	CL-CH	0,1-1,2 (<i>Laboratory</i>)
<i>Sensitive clays</i>		0,2-1,0 (<i>Field</i>)
<i>San Francisco bay mud</i>	CL	0,6-1,2
<i>Mexico city clay</i>	MH	0,3-0,5

Berdasarkan Holtz & Kovacs (1981) dalam (Carter & Bentley, 2016) nilai tipikal C_v adalah sebagai berikut.

Tabel 2.15 Nilai tipikal *Coefficient of Consolidation* (C_v)

<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 – 19
<i>Low plasticity glacial lake clays (CL)</i>	0,0006 – 0,0009	2 – 3
<i>Low plasticity mud (CL)</i>	0,0002 – 0,0004	0,6 – 1,2
<i>Medium plasticity clays (CL – MH)</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

Tanah di lapangan biasanya memiliki lapisan yang berbeda – beda, sehingga nilai C_v juga memiliki nilai yang berbeda tergantung jenis tanahnya. Nilai C_v gabungan dari berbagai lapisan tanah dapat dicari dengan persamaan (2.6) di bawah ini.

$$C_{v_{gabungan}} = \frac{(H_1 + H_2 + \dots + H_n)^2}{\left(\frac{H_1}{\sqrt{C_{v1}}} + \frac{H_2}{\sqrt{C_{v2}}} + \frac{H_n}{\sqrt{C_{vn}}}\right)^2} \quad (2.6)$$

2.3.13 Parameter *Coefficient of Compressibility* (m_v)

Nilai *coefficient of compressibility* (m_v) didapatkan berdasarkan nilai N_{SPT} . Di bawah ini merupakan tabel nilai *coefficient of compressibility* (m_v) berdasarkan (Stroud and Butler, 1975) dalam (Look, 2007).

Tabel 2.16 Nilai *Coefficient of Compressibility* (m_v)

<i>Plasticity index (%)</i>	<i>Conversion factor (f_2)</i>	m_v (10^{-3} kPa^{-1}) based on N -value: $m_v = I / (f_2 N)$				
		$N=10$	20	30	40	50
10	800	0,12	0,06	0,04	0,03	0,02
20	525	0,19	0,09	0,06	0,05	0,04
30	475	0,21	0,10	0,07	0,05	0,04
40	450	0,22	0,11	0,07	0,06	0,04

2.3.14 Parameter *Coefficient of Permeability* (k)

Nilai parameter *coefficient of permeability* (k) dapat ditentukan dengan korelasinya dengan *coefficient of consolidation* (c_v). Di bawah ini merupakan tabel yang menghubungkan *coefficient of permeability* (k) dengan *coefficient of consolidation* (c_v) berdasarkan (Look, 2007)

Tabel 2.17 *Coefficient of Permeability* (k)

<i>Parameter</i>	<i>Symbol and relationship</i>
<i>Coefficient of vertical consolidation</i>	$C_v = k / (m_v \cdot \gamma_w)$
<i>Coefficient of permeability</i>	K
<i>Unit weight of water</i>	γ_w
<i>Coefficient of compressibility</i>	m_v
<i>Coefficient of horizontal consolidation</i>	$c_h = 2 \text{ to } 10 c_v$
<i>Coefficient of vertical permeability</i>	k_v
<i>Coefficient of horizontal permeability</i>	$K_h = 2 \text{ to } 10 k_v$

Nilai permeabilitas tanah juga dapat diklasifikasikan berdasarkan jenis tanah seperti pada tabel di bawah ini.

Tabel 2.18 Permeabilitas Berdasarkan Klasifikasi Tanah

<i>Soil Type</i>	<i>Description</i>	<i>USC Symbol</i>	<i>Permeability, m/s</i>
<i>Gravels</i>	<i>Well Graded</i>	GW	$10^{-3} - 10^{-1}$
	<i>Poorly Graded</i>	GP	$10^{-2} - 10$
	<i>Silty</i>	GM	$10^{-7} - 10^{-5}$
	<i>Clayey</i>	GC	$10^{-8} - 10^{-6}$
<i>Sands</i>	<i>Well Graded</i>	SW	$10^{-5} - 10^{-3}$
	<i>Poorly Graded</i>	SP	$10^{-4} - 10^{-2}$
	<i>Silty</i>	SM	$10^{-7} - 10^{-5}$
	<i>Clayey</i>	SC	$10^{-8} - 10^{-6}$
<i>Inorganic Silts</i>	<i>Low Plasticity</i>	ML	$10^{-9} - 10^{-7}$
	<i>High Plasticity</i>	MH	$10^{-9} - 10^{-7}$
<i>Inorganic Clays</i>	<i>Low Plasticity</i>	CL	$10^{-9} - 10^{-7}$
	<i>High Plasticity</i>	CH	$10^{-10} - 10^{-8}$
<i>Organic</i>	<i>With Silts/clays of low plasticity</i>	OL	$10^{-8} - 10^{-6}$
	<i>With Silts/clays of high plasticity</i>	OH	$10^{-7} - 10^{-5}$
<i>Peat</i>	<i>Highly organic soils</i>	Pt	$10^{-6} - 10^{-4}$

2.4 Tegangan Tanah Akibat Timbunan

Pekerjaan timbunan dapat meningkatkan tegangan tanah eksisting. Beban dari timbunan menghasilkan besarnya tegangan tanah tergantung pada titik yang ditinjau di kedalaman tanah. Tegangan tanah akibat beban timbunan dapat dihitung menggunakan persamaan (2.7).

$$\Delta\sigma_z = \frac{q_0}{\pi} \left[\left(\frac{B_1 + B_2}{B_2} \right) (\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{B_1}{B_2} (\alpha_2) \right] \quad (2.7)$$

$$q_0 = \gamma H$$

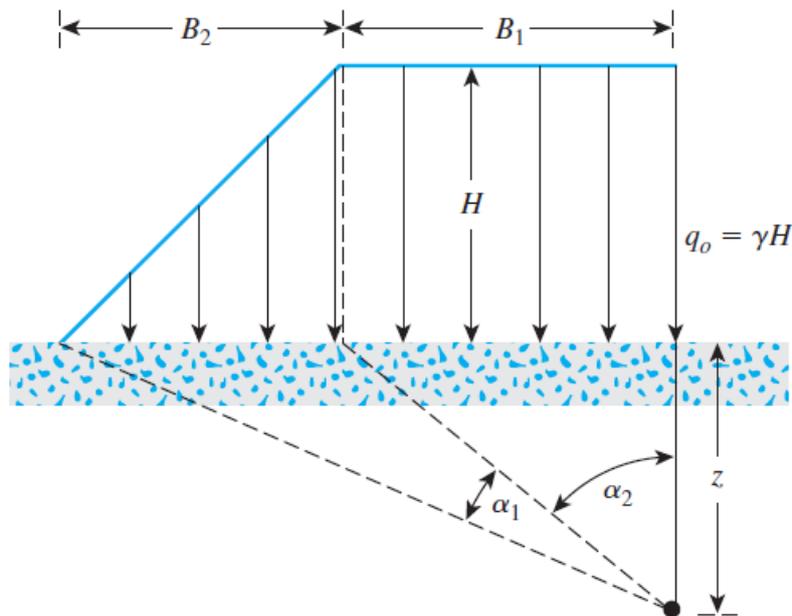
$$\gamma = \text{Berat jenis timbunan}$$

$$H = \text{Tinggi Timbunan}$$

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

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

Gambar di bawah ini merupakan visualisasi penentuan tegangan tanah pada suatu titik tinjau tertentu berdasarkan (Braja M Das, 2009)



Gambar 2.6 Tegangan Tanah akibat Beban Timbunan

2.5 Stabilitas Lereng

Lereng merupakan permukaan miring yang membentuk sudut terhadap bidang horizontal pada tanah ataupun batuan. Stabilitas lereng merupakan kemampuan suatu lereng terhadap pergerakan. Lereng dapat berupa lereng alamiah ataupun buatan. Cruden dan Varnes (1996) dalam (Braja M Das, 2009) gambar 2.3 di bawah ini berdasarkan (USGS, 2004) memudahkan visualisasi variasi kegagalan lereng.

Kegagalan lereng dapat terdiri dari lima variasi utama, yaitu.

1. Jatuhan (*Fall*)

Jatuhan adalah jatuh/runtuhnya sebagian masa batuan pada lereng yang terjal. Pada tipe ini masa batuan atau tanah meloncat atau menggelinding tanpa adanya bidang gelincir.

2. Robohan (*Topple*)

Robohan merupakan masa batuan yang roboh pada lereng terjal hingga tegak.

3. Longsoran (*Slide*)

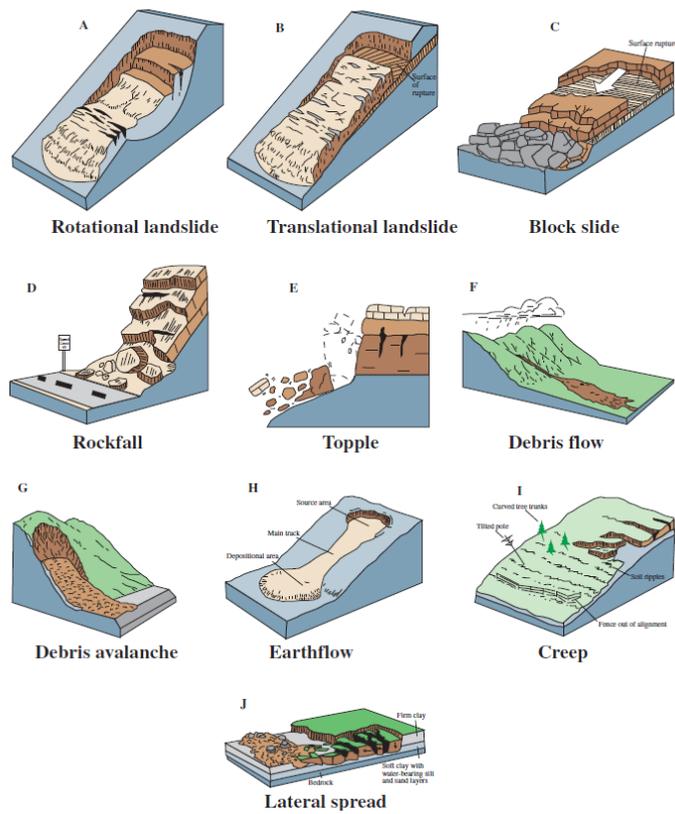
Longsoran merupakan masa batuan yang bergerak menuruni lereng melalui bidang gelincir pada lereng. Bidang gelincirnya pun dapat berbentuk lurus (translasi) maupun lengkungan (rotasi).

4. Pencaran (*Spread*)

Pencaran merupakan pergerakan batuan yang bergerak secara translasi. Pergerakan ini disebabkan pembebanan masa di atasnya sehingga massa tanah lunak mengalami pengembangan (*swelling*) serta bergerak secara translasi.

5. Aliran (*Flow*)

Aliran merupakan pergerakan massa tanah jenuh air, biasanya terjadi pada tanah lempung.



Gambar 2.7 Macam – Macam Kegagalan Lereng

Untuk mencegah terjadinya kegagalan lereng diperlukan analisis stabilitas lereng, analisis stabilitas lereng merupakan analisis stabilitas pada suatu permukaan tanah yang miring. Ada beberapa faktor yang dapat mempengaruhi hasil analisis, seperti kondisi tanah, kuat geser tanah, aliran rembesan air, dan lain lain.

Berdasarkan (Hardiyatmo, 2003) analisis stabilitas lereng didasarkan pada konsep keseimbangan plastis batas (*limit plastic equilibrium*) untuk menentukan faktor aman (*safety factor*) dari bidang longsor yang potensial. Secara sederhana faktor aman (*safety factor*) dapat didefinisikan sebagai perbandingan antara gaya yang menahan dan gaya yang menggerakkan.

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad (2.8)$$

Dimana:

$F_s = \text{safety factor}$

$\tau_f = \text{kuat geser rata – rata sepanjang permukaan longsoran}$

$\tau_d = \text{Tegangan geser rata – rata sepanjang bidang permukaan longsoran potensial}$

Berdasarkan SNI 8460 2017 faktor keamanan untuk lereng tanah dapat dikategorikan sebagai berikut.

Tabel 2.19 Nilai Faktor Keamanan untuk Lereng Tanah

Biaya dan konsekuensi dari kegagalan lereng	Tingkat ketidakpastian kondisi analisis	
	Rendah ^a	Tinggi ^b
Biaya perbaikan sebanding dengan biaya tambahan untuk merancang lereng yang lebih konservatif	1,25	1,5
Biaya perbaikan lebih besar dari biaya tambahan untuk merancang lereng yang lebih konservatif	1,5	2,0 atau lebih
^a Tingkat ketidakpastian kondisi analisis dikategorikan rendah, jika kondisi geologi dapat dipahami, kondisi tanah seragam, penyelidikan tanah konsisten, lengkap dan logis terhadap kondisi lapangan ^b Tingkat ketidakpastian kondisi analisis dikategorikan tinggi, jika kondisi geologi sangat kompleks, kondisi tanah bervariasi, dan penyelidikan tanah tidak konsisten dan tidak dapat diandalkan.		

2.5.1 Tinggi Timbunan Kritis (H_{kritis})

Tinggi timbunan kritis adalah tinggi timbunan pada suatu nilai Faktor Keamanan bernilai 1. Perhitungan tinggi timbunan kritis diperlukan sehingga timbunan tidak terjadi keruntuhan atau *collapse*. Tinggi timbunan kritis dapat ditentukan dengan rumus di bawah ini.

Berdasarkan (Simanjorang & Hendriyawan, 2021) penentuan nilai H_{kritis} dapat menggunakan persamaan di bawah ini.

$$H_{cr} \leq \frac{q_{all}}{\gamma_{timbunan}} \quad (2.9)$$

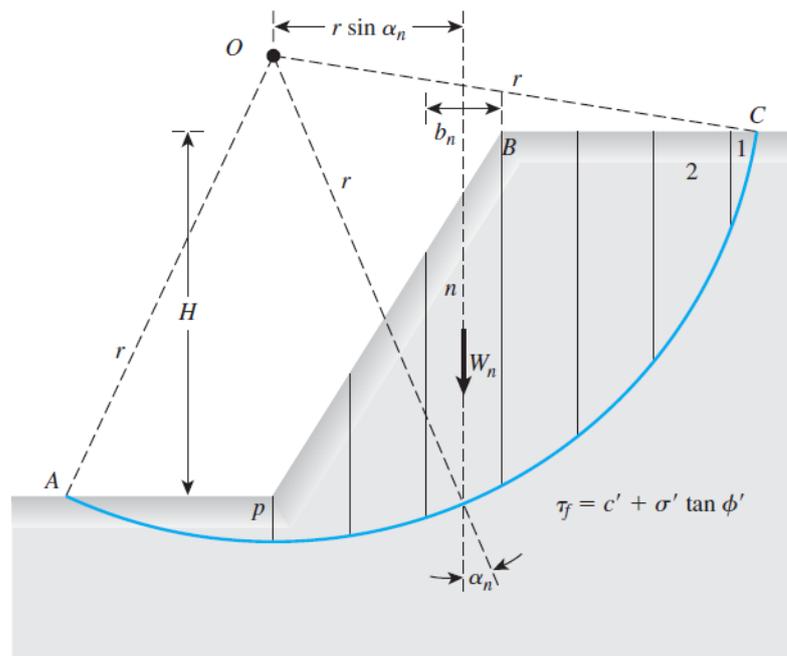
Nilai q_{all} didapatkan dari persamaan daya dukung yang umum digunakan berdasarkan Terzaghi.

$$qu = cNc + qNq + 0,5\gamma BN\gamma \quad (2.10)$$

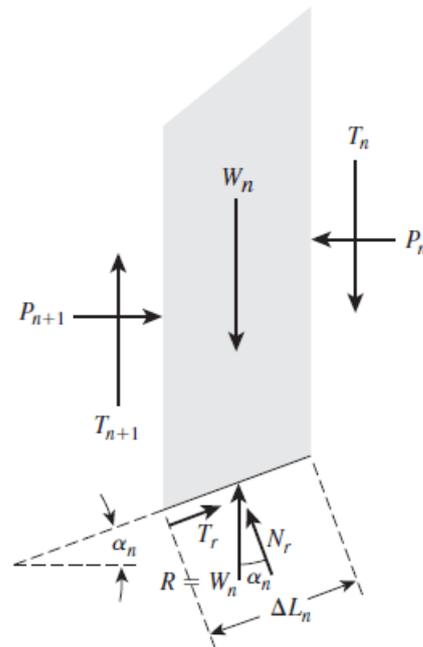
$$q_{all} = \frac{qu}{SF} \quad (2.11)$$

2.5.2 Analisis Stabilitas Lereng Menggunakan Metode Fellenius

Analisis Stabilitas Lereng menggunakan metode Fellenius atau biasa disebut *method of slices* merupakan keruntuhan lereng berbentuk *circular* (Braja M Das, 2009). Faktor keamanan dari stabilitas lereng merupakan rasio antara tahanan geser pada bidang gelincir (T) dan gaya normal pada bidang gelincir (N).



Gambar 2.8 Analisis Stabilitas Lereng *Method of Slice*



Gambar 2.9 Gaya yang Bekerja pada Pias Tanah

Di bawah ini merupakan persamaan yang digunakan untuk mencari angka faktor keamanan menggunakan *method of slice*.

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c' \Delta L_n + W_n \cos \alpha_n \tan \phi')}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n} \quad (2.12)$$

Jika tanah terdapat MAT yang masuk pada bidang keruntuhan, maka akan terdapat tekanan air pori, sehingga persamaan di atas menjadi.

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c \Delta L_n + (W_n \cos \alpha_n - u \Delta L_n) \tan \phi)}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n} \quad (2.13)$$

Dimana :

- SF = Faktor Keamanan
- c = Kohesi tanah (kN/m²)
- ϕ = Sudut gesek (°)
- ΔL_n = Panjang bidang runtuh (m)
- W_n = Berat irisan tanah (kN)
- u = Tekanan Air pori (kN/m²)
- α = Sudut yang dari pias yang ditinjau

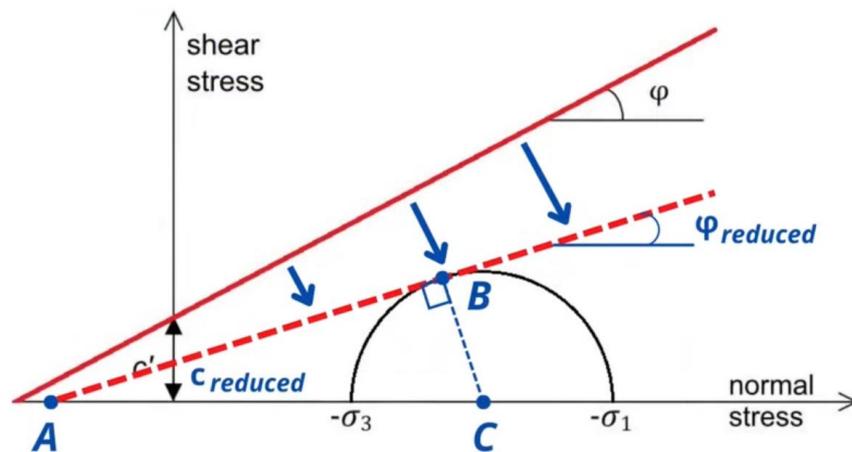
2.5.3 Analisis Lereng Metode Elemen Hingga dengan Program FEM 2D

Program FEM 2D menggunakan metode *shear strength reduction* atau *phi-c reduction* dalam menghitung *safety factor* $\sum M_{SF}$ dalam model Mohr-Coloumb. Metode ini mereduksi kekuatan material tanah, yaitu parameter *effective friction angle* (ϕ') dan *effective cohesion* (c') (Oberhollenzer et al., 2018) dan (Gusnadi et al., 2023)

$$\sum M_{SF} = \frac{\tan \phi_{input}}{\tan \phi_{reduced}} = \frac{c_{input}}{c_{reduced}} \quad (2.14)$$

Dimana :

- ΣM_{SF} = Faktor Keamanan
- c = Kohesi tanah
- c_{reduced} = Kohesi tanah tereduksi
- φ = Sudut geser dalam tanah
- φ_{reduced} = Sudut geser dalam tanah tereduksi



Gambar 2.10 Grafik phi - c Reduction Kegagalan Mohr – Coulumb

Metode FEM dapat memperoleh hasil perhitungan pada bidang paling kritis secara otomatis, sedangkan metode *Limit Equilibrium Method* (LEM) seperti metode Fellenius bidang keruntuhan lereng merupakan asumsi awal (N. K. Sari et al., 2024). Saat ini, metode elemen hingga (FEM) cukup banyak digunakan untuk perkuatan lereng karena hasil analisis menggunakan FEM ini cukup *powerfull*. (Desilia et al., 2024).

Berdasarkan data tanah eksisting yang tersedia, stabilitas lereng dapat dianalisis dengan *software* Program FEM 2D, sehingga dapat diketahui apakah tanah eksisting saja dapat mencapai *safety factor* yang sesuai dengan timbunan yang direncanakan ataukah membutuhkan perkuatan *minipile* untuk meningkatkan *safety factor* stabilitas lereng timbunan.

2.6 Penurunan Tanah (*Settlement*)

Berdasarkan (Hardiyatmo, 2003) Penurunan (*settlement*) merupakan kondisi dimana jika suatu lapisan tanah diberi beban, maka akan terjadi regangan atau penurunan. Regangan yang terjadi dalam tanah ini disebabkan oleh berubahnya susunan tanah serta berkurangnya rongga pori dalam tanah tersebut.

Penurunan yang disebabkan pembebanan pada tanah dibagi menjadi 3, yaitu.

1. Penurunan Segera (*immediate settlement*)

Penurunan segera merupakan penurunan akibat deformasi elastis tanah tanpa disertai perubahan kadar air. Penurunan segera terjadi seketika sesaat beban diaplikasikan. Penurunan ini dapat dihitung dengan teori elastisitas.

2. Penurunan Konsolidasi Primer (*Primary Consolidation Settlement*)

Penurunan konsolidasi primer dapat terjadi jika perubahan volume tanah jenuh air disebabkan oleh disipasi air pada pori tanah. Penurunan ini bergantung terhadap waktu konsolidasi.

3. Penurunan Konsolidasi Sekunder (*Secondary Consolidation Settlement*)

Penurunan konsolidasi sekunder dapat terjadi setelah penurunan konsolidasi primer berhenti. Besarnya penurunan konsolidasi sekunder merupakan fungsi waktu serta kemiringan kurva fase konsolidasi sekunder.

Berdasarkan jenis-jenis penurunan diatas dapat kita nyatakan penurunan total dalam bentuk persamaan dengan menjumlahkan ketiga jenis penurunan tersebut.

$$S = S_i + S_c + S_s \quad (2.15)$$

Batasan penurunan timbunan untuk mencegah timbulnya masalah pada perkerasan harus memenuhi syarat Manual desain pekerasan jalan (2017), dimana penurunan tanah sebelum pelaksanaan perkerasan (konstruksi) dan konsolidasi tidak boleh lebih dari 100mm. Lebih jelasnya terdapat pada tabel berikut.

Tabel 2.20 Batasan Penurunan (*Settlement*) pada Timbunan di Atas Tanah Lunak Setelah Pelaksanaan Perkerasan

Jenis Penurunan	Status/Kelas Jalan	Uraian	Batas Izin	Pencegahan Tipikal
Kelas umum; penurunan total	Semua jalan nasional, provinsi, kab/kota dan lokal.	Penurunan mutlak setelah pelaksanaan perkerasan (sama dengan perbedaan penurunan berdekatan dengan struktur tetap)	Total 100mm	<ul style="list-style-type: none"> a) Pra pembebanan sebelum pelaksanaan perkerasan (pada oprit struktur mungkin diperlukan pra pembebanan yang sama dengan konsolidasi primer kecuali jika ada penanganan tambahan b) Drainase vertikal atau beban tambah (surcharge) untuk mempercepat konsolidasi c) Penggantian tanah atau pemancangan pada oprit struktur
Perbedaan penurunan (<i>differential settlement</i>) dan penurunan total	Jalan bebas hambatan atau jalan raya dengan kecepatan rencana 100 – 120 km/jam	Di antara setiap dua titik secara memanjang dan melintang termasuk yang berdampingan dengan	0,003:1 (perubahan kemiringan 0,3%)	Seperti penanganan penurunan total

jika berdampingan dengan bangunan struktur		struktur tertanam dan atau pada relief slab abutment jembatan		
	Jalan raya atau jalan kecil dengan kecepatan rencana 60 km/jam atau lebih rendah	Berlaku untuk perkerasan kaku dengan sambungan	0,006:1 (0,6%) (nilai antara bisa dipakai untuk kecepatan rencana lainnya)	
Penurunan Rangkak (<i>creep settlement</i>) akibat beban dinamis dan statis	Jalan bebas hambatan atau jalan raya dengan kecepatan rencana 100 – 120 km/jam		Perlu penanganan atau perbaikan apabila terjadi patahan atau perbedaan penurunan >4mm pada sambungan	Tinggi timbunan minimum sesuai gambar 6.3, atau dukungan dari micropile dan cakar ayam atau tulangan menerus
	Jalan raya atau jalan kecil dengan kecepatan rencana 60km/jam atau lebih rendah		Perlu penanganan atau perbaikan apabila terjadi patahan atau perbedaan penurunan >8mm pada sambungan	

Kecepatan penurunan timbunan harus memenuhi syarat $<20\text{mm/tahun}$ berdasarkan Panduan Geoteknik 4. Berikut ini merupakan syarat kecepatan penurunan tanah.

Tabel 2.21 Batas – batas Penurunan untuk Timbunan pada Umumnya (dari Gambut Pusat Litbang Prasarana Transportasi)

Kelas Jalan	Penurunan yang Disyaratkan selama Masa Konstruksi (s/s_{tot})	Kecepatan Penurunan setelah Konsolidasi (mm/tahun)
I	$>90\%$	<20
II	$>85\%$	<25
III	$>80\%$	<30
IV	$>75\%$	<30

2.7 Konsolidasi Tanah

Konsolidasi adalah suatu proses terdisipasinya air pori dari tanah jenuh dengan permeabilitas rendah akibat adanya pembebanan yang prosesnya berkaitan dengan kecepatan keluarnya air pori dari rongga pori tanah dengan diikuti penurunan tanahnya (Hardiyatmo, 2003).

Jika tanah lempung jenuh dengan kompresibilitas tinggi dibebani maka beban tersebut ditanggung oleh tekanan air pori pada tanah, seiring berjalannya waktu tekanan air pori berkurang dan tanah mulai menanggung beban yang ada hingga sepenuhnya beban ditanggung oleh tanah. Proses konsolidasi ini memakan waktu yang lama dan tentunya penurunan tanah tidak dapat dihindarkan karena terdisipasinya air pori keluar. Hal ini dapat ditulis dengan persamaan (2.16)

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u \quad (2.16)$$

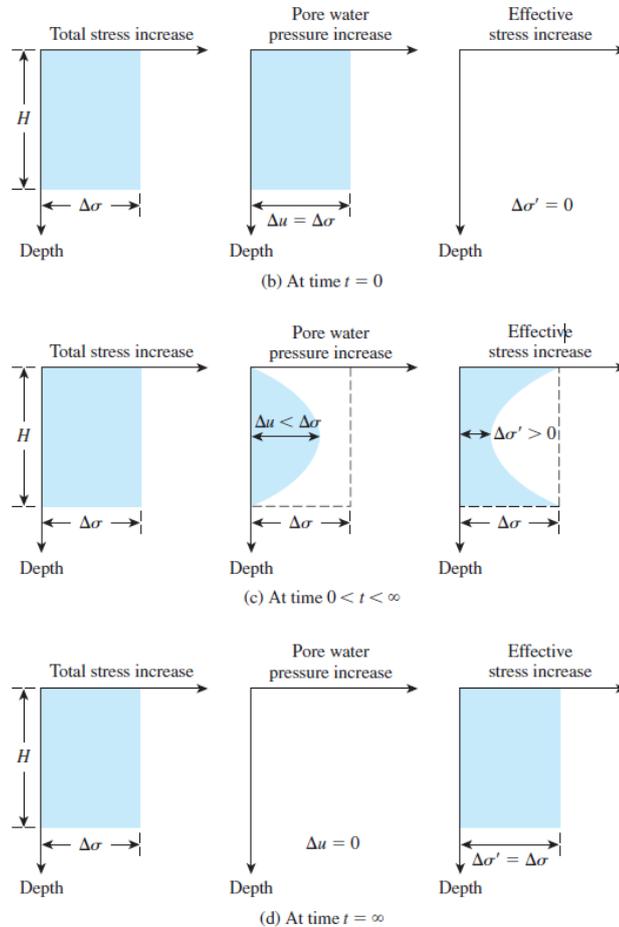
Dimana :

$\Delta\sigma$ = Tekanan total

$\Delta\sigma'$ = Peningkatan tekanan efektif

Δu = Peningkatan tekanan air pori

Gambar di bawah ini memudahkan visualisasi proses konsolidasi berdasarkan (Braja M Das, 2009)



Gambar 2.11 Variasi Tegangan Total, Tekanan Air Pori, dan Tegangan Efektif pada Tanah Lempung

Berdasarkan sejarah pembebanannya, tanah digolongkan menjadi 3 seperti berikut :

1. *Normally Consolidated* (NC), atau tanah terkonsolidasi normal yaitu kondisi dimana maksimum *past pressure* yang pernah diterima oleh tanah sama dengan tegangan akibat berat sendirinya saat ini.

2. *Over Consolidated* (OC), atau tanah yang sudah tidak berkonsolidasi yaitu kondisi dimana maksimum *past pressure* yang pernah diterima oleh tanah lebih kecil dari tegangan akibat berat sendirinya saat ini.
3. *Under Consolidated* (UC), merupakan tanah yang sedang berkonsolidasi.

Penggolongan sejarah pembebanan tanah ini direpresentasikan dari nilai *Over Consolidation Ratio* (OCR).

$$\text{OCR} = \frac{P_c'}{P_0'} \quad (2.17)$$

Dimana,

OCR = *Over Consolidated Ratio*

P_c' = Tegangan prakonsolidasi

P_0' = Tegangan vertikal efektif

Tanah yang memiliki nilai OCR=1 maka tanah tersebut termasuk pada golongan tanah *Normally Consolidated* (NC). Jika nilai OCR>1 maka tanah termasuk *Over Consolidated* (OC), dan apabila nilai OCR<1 maka tanah masih dalam proses konsolidasi (*Under Consolidated*/UC). Nilai tegangan prakonsolidasi diperoleh dari hasil pengujian konsolidasi pada laboratorium.

2.7.1 Penurunan Konsolidasi

Besar penurunan berdasarkan sejarah pembebanannya dapat ditentukan dengan persamaan berikut:

Normally Consolidated (NC)

$$SC = \frac{C_c \cdot H}{1 + e_0} \log \left(\frac{P'_0 + \Delta P'}{P'_0} \right) \quad (2.18)$$

Over Consolidated (OC)

Jika $(P'_0 + \Delta P) \leq P_c$, maka persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut.

$$SC = \frac{C_s \cdot H}{1 + e_0} \log \left(\frac{P'_0 + \Delta P'}{P'_0} \right) \quad (2.19)$$

Jika $(P'_0 + \Delta P) > P_c$, maka persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut.

$$SC = \frac{C_s \cdot H}{1 + e_0} \log \left(\frac{P_c}{P'_0} \right) + \frac{C_c \cdot H}{1 + e_0} \log \left(\frac{P'_0 + \Delta P'}{P'_c} \right) \quad (2.20)$$

Dimana:

- H = Tebal lapisan yang mengalami konsolidasi
- C_c = Indeks kompresi
- C_s = Indeks Swelling
- e₀ = Angka pori awal
- P_c = Tegangan prakonsolidasi
- ΔP = Penambahan tegangan vertikal
- P₀ = Tegangan vertikal efektif

Parameter indeks kompresi (C_c) pada tanah lempung tak terganggu (*undisturbed clay*) dapat dicari dengan rumus yang disarankan Skempton (1944) dalam (Braja M Das, 2009)

$$C_c = 0,009(LL - 10) \quad (2.21)$$

Dimana :

LL = Liquid Limit

Selain parameter indeks kompresi (C_c) dibutuhkan parameter indeks *swelling* (C_s), indeks *swelling* dapat ditentukan dengan uji laboratorium, biasanya bernilai.

$$C_s = \frac{1}{5} \frac{s}{d \frac{1}{10} C_c} \quad (2.22)$$

2.7.2 Waktu Konsolidasi

Total penurunan konsolidasi primer dapat dihitung dengan salah satu dari persamaan sebelumnya. Namun persamaan ini belum mengakomodasi besar kecepatan penurunan konsolidasi primer itu sendiri. Terzaghi (1925) mengemukakan teori pertama untuk mencari kecepatan konsolidasi primer 1 dimensi untuk tanah lempung jenuh. Persamaan ini memiliki beberapa asumsi diantaranya

1. Tanah diasumsikan homogen
2. Tanah yang mampat diasumsikan jenuh sempurna
3. Kompresibilitas partikel tanah dan air dapat diabaikan

4. Regangan yang terjadi kecil
5. Arah aliran dan tekanan diasumsikan 1D
6. Nilai permeabilitas (k) dan koefisien konsolidasi (c_v) diasumsikan konstan selama konsolidasi berlangsung
7. Hukum Darcy adalah valid

Persamaan konsolidasi satu dimensi Terzaghi adalah sebagai berikut.

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.23)$$

Dimana :

- c_v = Koefisien konsolidasi arah vertikal
 u = *Pore water pressure*
 t = Waktu
 z = Koordinat arah vertikal

Nilai c_v dapat ditentukan dengan persamaan di bawah ini.

$$c_v = \frac{k}{m_v \cdot \gamma_w} \quad (2.24)$$

Dimana :

- k = Koefisien permeabilitas
 m_v = $1/E$

Persamaan lain yang berhubungan dengan parameter c_v adalah faktor waktu (T_v) yang dapat dinyatakan dalam persamaan di bawah ini.

$$T_v = c_v \frac{t}{H_{dr}^2} \quad (2.25)$$

$$t = \frac{T_v \cdot H_{dr}^2}{c_v} \quad (2.26)$$

Dimana :

T_v = Faktor waktu

H_{dr} = Panjang aliran terjauh

Karena derajat konsolidasi berdasarkan disipasi tegangan air pori eksese, derajat konsolidasi pada jarak z dan waktu t adalah

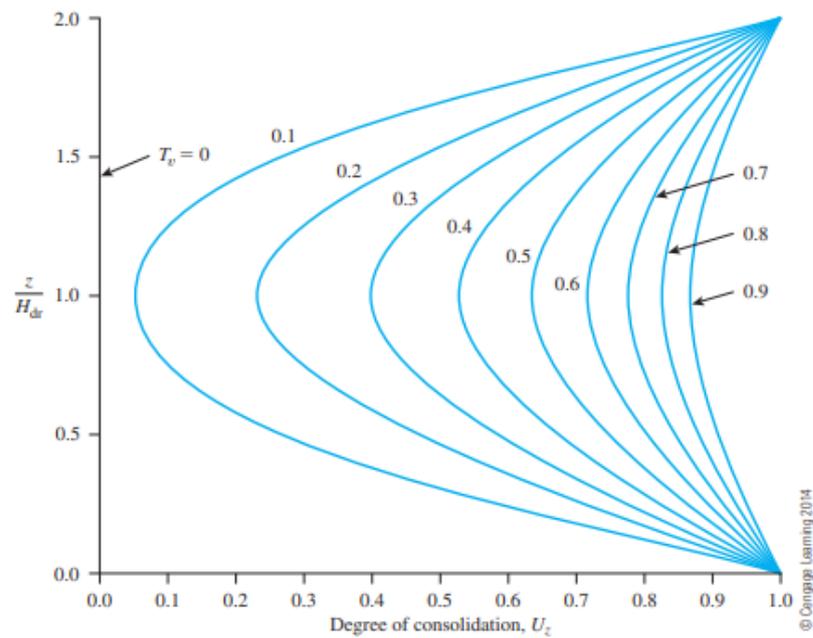
$$U_z = \frac{u_0 - u_z}{u_0} = 1 - \frac{u_z}{u_0} \quad (2.27)$$

Dimana :

U_z = Derajat konsolidasi pada kedalaman z pada saat t

u_z = Tegangan air pori eksese pada waktu t

u_0 = Tegangan air pori awal



Gambar 2.12 Grafik Derajat Konsolidasi

Derajat konsolidasi rata-rata untuk semua kedalaman pada semua waktu t dinyatakan sebagai berikut.

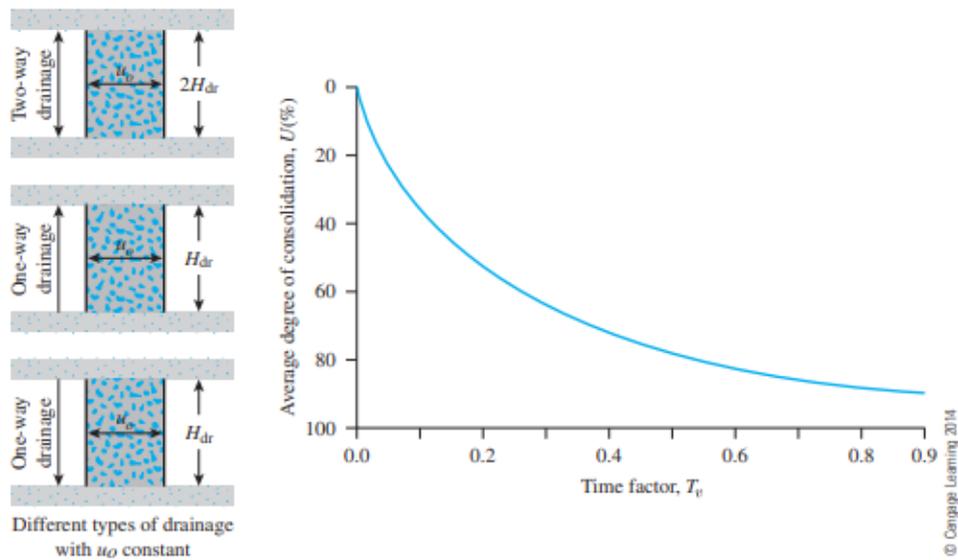
$$U = \frac{S_c(t)}{S_c} \quad (2.28)$$

Dimana:

U = Derajat konsolidasi rata – rata

$S_c(t)$ = Penurunan konsolidasi pada waktu t

S_c = Penurunan konsolidasi ultimit



Gambar 2.13 Grafik *Time Factor* terhadap Derajat Konsolidasi

Berdasarkan (Braja M Das, 2009) Nilai faktor waktu terhadap derajat konsolidasi rata-rata diatas juga dapat didekati dengan persamaan berikut.

$$U = 0 - 60\% \quad T_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{U\%}{100} \right)^2 \quad (2.29)$$

$$U > 60\% \quad T_v = 1.781 - 0.933 \log(100 - U\%) \quad (2.30)$$

$$\frac{U\%}{100} = \frac{\left(\frac{4T_v}{\pi} \right)^{0.5}}{\left[1 + \left(\frac{4T_v}{\pi} \right)^{2.8} \right]^{0.179}} \quad (2.31)$$

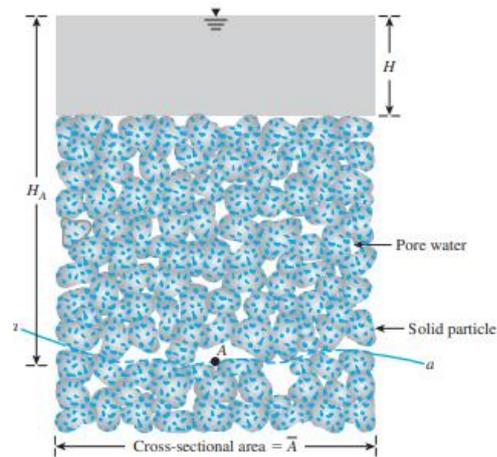
Atau

$$T_v = \frac{\left(\frac{\pi}{4} \right) \left(\frac{U\%}{100} \right)^2}{\left[1 - \left(\frac{U\%}{100} \right)^{5.6} \right]^{0.357}} \quad (2.32)$$

Persamaan diatas memberikan *error* pada nilai T_v sebesar kurang dari 1% untuk $U < 90\%$ dan 3% untuk $90\% < U < 100\%$.

2.7.3 Tegangan Vertikal Efektif

Tegangan vertikal efektif didefinisikan sebagai jumlah komponen gaya vertikal pada titik kontak partikel per unit luas penampang massa tanah.



Gambar 2.14 Tegangan Efektif Tanah Kondisi Jenuh Air

Persamaan di bawah ini dapat mencari tegangan total pada tanah.

$$\sigma_v = H \cdot \gamma_w + (H_A - H) \cdot \gamma_{sat} \quad (2.33)$$

Dimana :

σ_v = Derajat konsolidasi rata-rata

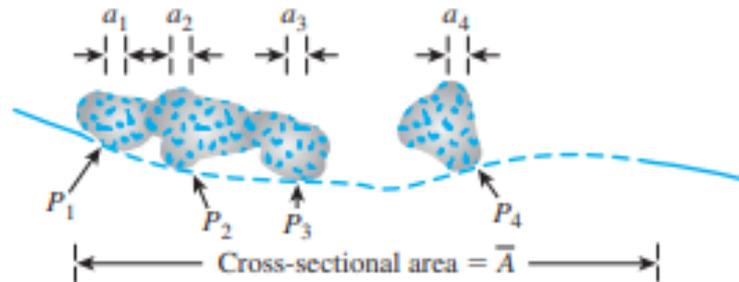
γ_w = Berat isi air

γ_{sat} = Berat isi tanah tersaturasi

H = Tinggi muka air terhadap permukaan tanah

H_A = Jarak titik tinjau (A) terhadap muka air

Tegangan total yang ditunjukkan oleh persamaan diatas terdiri dari dua komponen utama, yaitu tegangan yang diterima oleh air dan tegangan yang diterima oleh partikel tanah itu sendiri.



Gambar 2.15 Gaya Kerja pada Titik Kontak Antar Partikel Tanah

Tegangan antar partikel tanah yang bekerja sepanjang penampang A dapat ditulis sebagai berikut.

$$\sigma'_v = \frac{P_1 + P_2 + P_3 + P_4}{\bar{A}} \quad (2.34)$$

Dengan \bar{A} merupakan luas tampang melintang sepanjang kontak partikel tanah. Jika luas kontak antar partikel tanah ditulis sebagai a_1, a_2, a_3, a_4 dan total luas area kontak antar partikel tanah adalah a_s maka luas penampang air adalah $\bar{A} - a_s$, sehingga tegangan total dapat ditulis sebagai.

$$\sigma_v = \sigma'_v + \frac{u(\bar{A} - a_s)}{\bar{A}} = \sigma'_v + u(1 - a'_s) \quad (2.35)$$

Dimana :

u = tekanan air pada pori tanah

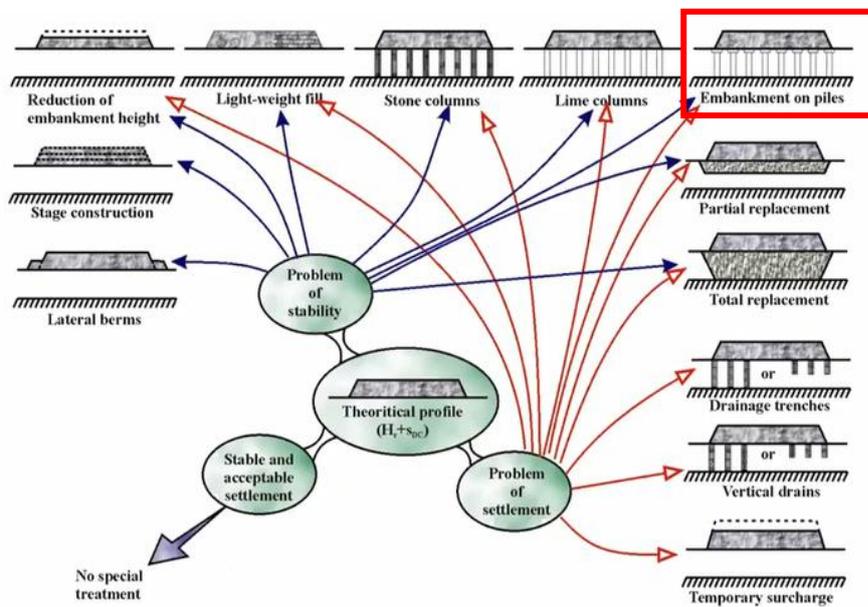
$$a'_s = \frac{a_s}{\bar{A}}$$

Kemudian area kontak antar partikel yang sangat kecil dapat diabaikan. Sehingga persamaan tegangan total menjadi sebagai berikut.

$$\sigma_v = \sigma'_v + u \quad (2.36)$$

2.8 Penentuan Metode Perkuatan Tanah

Penentuan metode perkuatan tanah berdasarkan permasalahan yang ada, yaitu masalah stabilitas dan masalah penurunan. Berdasarkan (Leroueil, et. al., 1990) dalam (Irsyam, 2017) pemilihan metode perbaikan dan perkuatan tanah dapat dipilih berdasarkan gambar di bawah ini.



Gambar 2.16 *Common Solutions for Embankment on Soft Soils*

Selain itu berdasarkan penelitian yang dilakukan (F. Sari & Istiatun, 2022) perkuatan timbunan dengan cerucuk *minipile* menghasilkan faktor keamanan (FK) terbesar dibandingkan dengan metode perbaikan dengan *soil replacement* dan geotekstil. Selain itu waktu konsolidasi dengan perkuatan cerucuk *minipile* lebih cepat dibandingkan metode perbaikan *soil replacement* dan geotekstil.

Berdasarkan penelitian yang dilakukan (Ayodya et al., 2023) perkuatan timbunan dengan Cerucuk Matras Beton (Cermaton) merupakan metode perbaikan yang efisien dari segi waktu dan biaya. Di bawah ini merupakan perbandingan biaya perbaikan.

Tabel 2.22 Perbandingan Biaya Perbaikan Tanah Berdasarkan Penelitian Sebelumnya

No	Metode Perbaikan	Biaya Konstruksi (Rp)
1	Pile Slab	11.142.561.673,00
2	PVD Vacuum	10.878.509.508,00
3	Cerucuk Matras Beton	7.749.942.997,00

2.8.1 Fondasi *Minipile*

Pondasi tiang pancang adalah bagian konstruksi yang terbuat dari beberapa material, seperti kayu, beton, dan/atau baja. Pondasi tiang digunakan untuk meneruskan beban dari struktur atas ke tingkat yang lebih rendah di dalam massa tanah. Distribusi beban dapat berupa beban vertikal dari beban sepanjang tiang pancang (*friction pile*) atau penggunaan beban secara langsung terhadap lapisan yang lebih rendah melalui ujung tiang pancang (*end bearing*) (Bowles, 1997)

Fungsi dari fondasi tiang adalah sebagai berikut.

1. Meneruskan beban struktur atas ke dalam lapisan tanah ke arah vertikal maupun horizontal
2. Untuk mengurangi gaya angkat atau *overturning* seperti bangunan *basement*
3. Untuk memadatkan tanah lepas
4. Untuk mengontrol penurunan saat fondasi footplat ada diatas tanah dengan kompresibilitas tinggi
5. Untuk memperkaku tanah di bawah *machine foundation* dalam mengatur amplitudo getaran dan frekuensi natural sistem.
6. Sebagai *safety factor* tambahan di bawah abutment jembatan atau pier jika tanah memiliki potensi *scouring*.
7. Untuk menyalurkan beban di atas permukaan air ke dalam air dan dasar tanah.

Fondasi *minipile* adalah modifikasi tiang pancang beton bertulang pracetak (*precast reinforced concrete*) ataupun beton prategang (*precast prestressed concrete*) yang dibuat dengan dimensi lebih kecil dari tiang ukuran standard. Minipile memiliki beberapa tipe penampang, panjang, dan mutu.

Menurut (Pagehgiri, 2015) Kriteria penggunaan *minipile* digunakan apabila terdapat beberapa kondisi di bawah ini.

1. Kondisi tanah dasar di bawah bangunan tidak memiliki daya dukung seperti pembangunan lepas pantai
2. Kondisi tanah dasar di bawah bangunan tidak mampu memikul beban bangunan di atas nya.

3. Kondisi tanah keras berada jauh dari muka tanah
4. Pembangunan di atas tanah dengan topografi tidak rata
5. Memenuhi kebutuhan untuk menahan gaya desak ke atas (*uplift*)

Dikarenakan *minipile* merupakan fondasi tiang dengan ukuran yang kecil, dimensi, bentuk dan panjang *minipile* juga terbatas, *minipile* biasanya memiliki penampang persegi dan segitiga, ukuran dan kekuatan *minipile* adalah sebagai berikut.

Tabel 2.23 Dimensi *Minipile*

Bentuk penampang	Dimensi (mm)	Daya Dukung (Ton)
Persegi	• 200x200	• 30 – 35
	• 250x250	• 40 – 50
Segitiga	• 280	• 25 – 30
	• 320	• 35 – 40

Spesifikasi *minipile* yang akan digunakan pada analisis perkuatan tanah ini menggunakan *minipile* JHS *system* dari PT. SAETI CONCRETINDO WAHANA, spesifikasi dari *minipile* dapat dilihat pada Tabel 2.24 di bawah ini.

Tabel 2.24 Spesifikasi *Minipile*

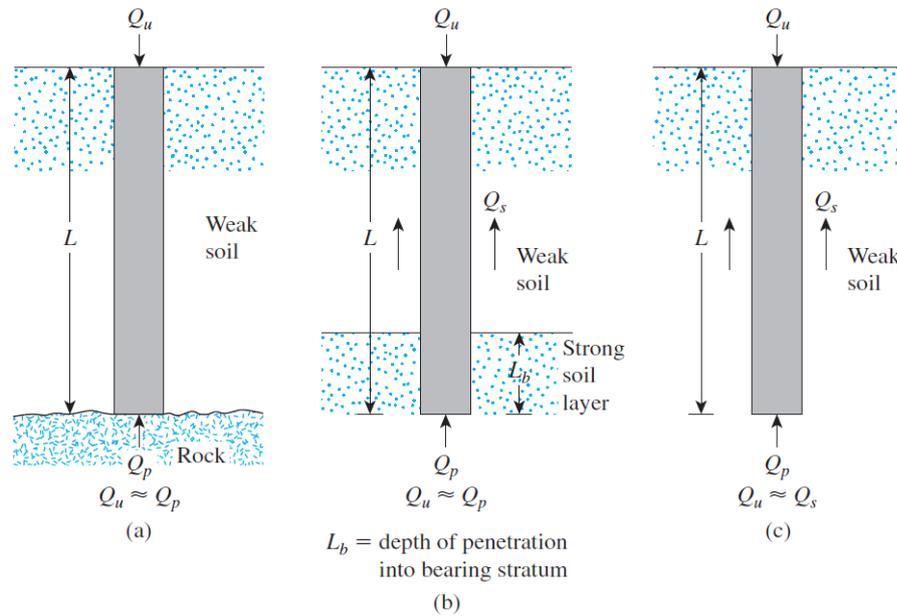
Ukuran		25x25 cm
b (mm)		250,00 mm
h (mm)		250,00 mm
Luas (A)		62.500,00 mm ²
Zb		2.604.167,00 mm ³
<i>No of Strand</i>		4,00
<i>Type of Strand</i>		Bar D16
<i>Ultimate Normal Capacity</i>	<i>Comperssion</i>	1.278,00 kN
	<i>Tension</i>	293,00 kN
<i>Shear Capacity</i>		53,68 kN
<i>Torsion Capacity</i>		5,03 kNm
<i>Crack Moment</i>		22,47 kNm
<i>Bending Capacity Ultimate</i>	P = 0	29,00 kNm
	Max	53,00 kNm

2.8.2 Kapasitas Dukung Fondasi Tiang

2.8.2.1 Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Tunggal

Berdasarkan kapasitas daya dukungnya, tiang pancang dapat dibedakan menjadi dua daya dukung, yaitu daya dukung ujung tiang (*point bearing pile*) dan daya dukung geser (*friction pile*) (Braja M. Das, 2007).

Di bawah ini merupakan visualisasi kapasitas daya dukung tiang dengan ujung tiang dan selimut tiang berdasarkan (Braja M. Das, 2007)



Gambar 2.17 Kapasitas Dukung Tiang Pancang

1. Tiang Tahanan Ujung (*point bearing pile*)

Kapasitas dukung ultimit dari tiang pancang sepenuhnya bergantung pada ujung tiang. Tiang pancang dipancang hingga mencapai lapisan keras, sehingga dapat mendukung beban yang ada.

$$Q_p = A_p (c_p N_c + q N_q) \quad (2.37)$$

Dimana :

Q_p = Tahanan ujung bawah ultimit (*end bearing*)

A_p = Luas penampang tiang

q = Tekanan *overburden*

c_p = Kohesi tiang

N_c, N_q = Faktor daya dukung Terzaghi

2. Tiang Tahanan Gesek (*friction pile*)

Kapasitas dukung ultimit dari tiang pancang sepenuhnya ditentukan oleh perlawanan gesek antara dinding luar tiang dengan tanah sekeliling tiang. Kondisi dapat dicapai jika tiang pancang tidak mencapai lapisan keras pada ujung tiang.

$$Q_s = \sum K \Delta l (\alpha c_u) + \sum K \Delta l (K_s \sigma'_v \tan \delta) \quad (2.38)$$

Dimana :

- Q_s = Tahanan gesek tiang (*skin friction*)
- $\sum A_p$ = Luas penampang tiang
- Δl = Panjang tiang pada jenis tanah tertentu
- α = Koefisien adhesi antara tanah dan tiang
- c_u = Kohesi (*undrained*)
- K_s = Koefisien tanah lateral
- K = Keliling Tiang
- σ'_v = Tegangan vertikal efektif
- δ = Sudut gesek efektif dalam tanah

3. Daya Dukung Ultimit (Q_u)

Daya dukung ultimate merupakan gabungan daya dukung dengan tahanan ujung dan tahanan gesek pada tiang, daya dukung ultimit dapat dihitung menggunakan persamaan berikut ini.

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (2.39)$$

Dimana :

- Q_u = daya dukung *ultimate* tiang tunggal
 Q_p = Tahanann ujung bawah *ultimate (end bearing)*
 Q_s = Tahanann gesek selimut *ultimate (friction pile)*

4. Daya Dukung Ultimit Netto (Q_{un})

Daya dukung ultimit netto (Q_{un}) adalah daya dukung ultimate yang mana jumlah dari daya dukung ujung ultimit (Q_p) dan daya dukung gesek tiang (Q_s) dikurangi berat tiang itu sendiri (W_p).

$$Q_{un} = Q_p + Q_s - W_p \quad (2.40)$$

Dimana :

- Q_{un} = daya dukung *ultimate netto* tiang tunggal
 Q_p = Tahanann ujung bawah *ultimate (end bearing)*
 Q_s = Tahanann gesek selimut *ultimate (friction pile)*
 W_p = Berat sendiri tiang (*pile self weight*)

Secara umum persamaan (3.4) jika mempertimbangkan tekanan overburden, kohesi tanah, dan faktor-faktor kapasitas daya dukung atau suatu fungsi dari sudut gesek tanah, maka berdasarkan (Terzaghi, 1943) dalam (Hardiyatmo, 2008) dapat dijabarkan menjadi persamaan di bawah ini.

$$Q_u = A_p (c_p N_c + q N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma) + \sum A_s (C_d + K_s \sigma'_v \tan \delta) - W_p \quad (2.41)$$

Dimana :

- A_p = Luas penampang ujung tiang
 C_p = Kohesi tanah (*undrained*)
 q = Tekanan *overburden* pada dasar tiang
 D_f = Kedalaman fondasi
 γ = Berat volume tanah
 B = Lebar/diameter selimut tiang
 A_s = Luas selimut tiang
 C_d = Adhesi antara tiang dan tanah di sekitarnya
 δ = Sudut gesek efektif dalam tanah

Daya dukung izin tanah (Q_{all}) suatu tiang dapat ditentukan dengan menjumlahkan daya dukung ujung ultimate (Q_p) dengan daya dukung gesek tiang *ultimate* (Q_s) dengan mempertimbangkan *safety factor* atau faktor keamanan untuk mendapatkan beban total yang di izinkan.

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{FS} \quad (2.42)$$

Dimana :

- Q_{all} = Daya dukung izin tiang
 FS = Faktor keamanan
 Q_u = Daya dukung ultimit tiang

2.8.2.2 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Secara umum tiang pancang digunakan tidak hanya satu buah saja, tetapi digunakan beberapa tiang pancang untuk mentransfer beban ke tanah, kumpulan tiang pancang akan diikat menggunakan *pilecap* yang berada diatas tiang. Penentuan daya dukung tiang kelompok sangat rumit karena tiang-tiang saling berdekatan satu sama lain. Oleh karena itu, diperlukan jarak tertentu antar tiang agar kinerja setiap dalam *support* beban akan efektif (Braja M. Das, 2007). Perletakan antar tiang dapat dilihat pada gambar

Kapasitas dukung tiang kelompok dipengaruhi oleh beberapa faktor, diantaranya.

1. Jumlah Tiang

Jumlah tiang dapat ditentukan berdasarkan beban dan kapasitas dukung izin tiang. Untuk mencari jumlah tiang dapat digunakan persamaan di bawah ini.

$$n = \frac{P}{Q_{all}} \quad (2.43)$$

dimana :

Q_{all} = Daya dukung izin tiang

n = Jumlah Tiang

P = Beban yang bekerja

2. Jarak Tiang

Jarak tiang merupakan jarak antara titik pusat tiang ke pusat tiang lainnya, berdasarkan (Braja M. Das, 2007) jarak antar tiang dapat beragam.

$$S \geq 2,5 D \quad (2.44)$$

$$3 D \leq S \leq 3,5 D \quad (2.45)$$

Dimana :

S = Jarak tiang

D = Diameter tiang

3. Efisiensi Tiang Kelompok

Persamaan untuk menghitung efisiensi kelompok tiang berdasarkan rumus *Converse – Labbarre* dalam (Braja M. Das, 2007) dapat dilihat pada persamaan di bawah.

$$\eta = 1 - \frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90n_1n_2} \theta \quad (2.46)$$

Dimana :

η = Efisiensi kelompok tiang

θ = arc tg (D/s)

D = Diameter tiang

S = Jarak tiang (as ke as)

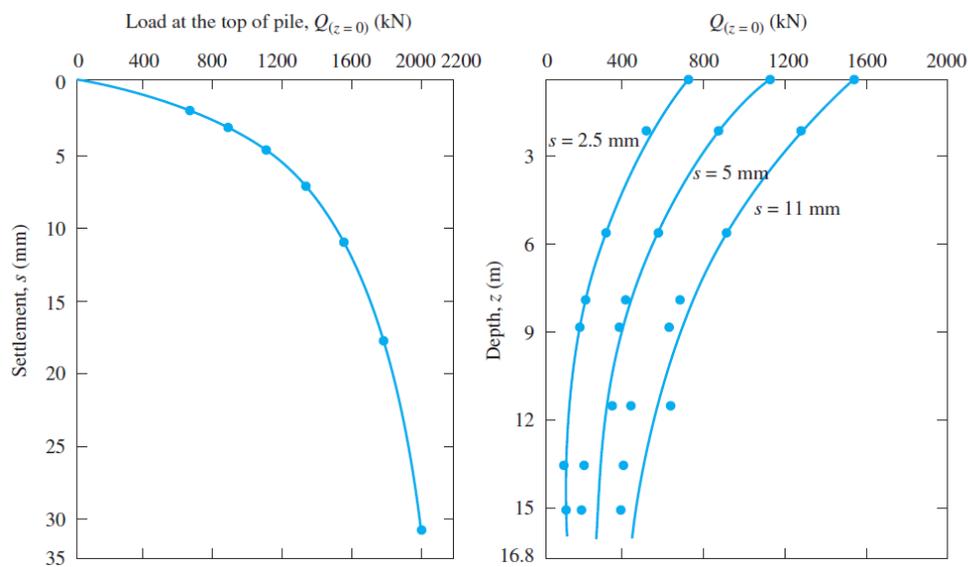
n_2 = Jumlah tiang dalam satu kolom

n_1 = Jumlah tiang dalam satu baris

2.8.3 Mekanisme Transfer Beban pada Tiang Pancang

Secara umum mekanisme transfer beban dari tiang ke tanah berdasarkan (Braja M. Das, 2007) adalah apabila beban luar aksial tekan (Q_w) berangsur mengalami peningkatan yang dimulai saat $Q_w=0$, maka akan timbul gaya tahanan dari tiang pancang yang dimulai dari tahanan gesek tiang (Q_s) yang sedikit demi sedikit menjalar dari bagian atas tiang hingga seluruh permukaan luar tiang seiring dengan meningkatnya beban aksial tekan (Q_w). Tahanan gesek permukaan maksimum apabila *displacement* sebesar 5-10 mm. Seiring bertambahnya beban akan timbul tahanan ujung (Q_p) yang termobilisasi penuh jika terjadi *displacement* sebesar 10-25% dari diameter tiang.

Upaya memahami mekanisme transfer beban cukup rumit, untuk mempermudah memahami mekanisme transfer beban dapat dilihat pada Gambar 2.16 di bawah ini.



Gambar 2.18 Grafik Mekanisme Transfer Beban Tiang

2.9 Pembebanan

2.9.1 Beban Struktur

Beban Struktur merupakan beban perkerasan jalan yang sudah direncanakan. Ketebalan setiap lapisan perkerasan terdapat pada gambar potongan melintang timbunan jalan. Sedangkan berat isi material perkerasan mengacu pada Tabel 2 dalam SNI 1725 2016 tentang Pembebanan untuk Jembatan.

Tabel 2.25 Berat Isi untuk Beban Mati

No	Bahan	Berat isi (kN/m ³)	Kerapatan Massa (kg/m ³)
1	Lapisan permukaan beraspal (<i>bituminous wearing surfaces</i>)	22,0	2245
2	Besi tuang (<i>cast iron</i>)	71,0	7240
3	Timbunan tanah dipadatkan (<i>compacted sand, silt, or clay</i>)	17,2	1755
4	Kerikil dipadatkan (<i>rolled gravel, macadam or ballast</i>)	18,8-22,7	1920-2315
5	Beton aspal (<i>asphalt concrete</i>)	22,0	2245
6	Beton ringan (<i>low density</i>)	12,25-19,6	1250-2000
7	Beton $f'c < 35$ Mpa	22,0-25,0	2320
	$35 < f'c < 105$ MPa	$22 + 0,0022 f'c$	$2240 + 2,29 f'c$
8	Baja (<i>steel</i>)	78,5	7850
9	Kayu (ringan)	7,8	800
10	Kayu keras (<i>hard wood</i>)	11,0	1125

2.9.2 Beban Lalu Lintas

Beban lalu lintas yang digunakan berdasarkan (DPU, 2001) dalam SNI 8460 2017 tentang Persyaratan Perencanaan Geoteknik, Jalan Tol Jogja Bawen termasuk dalam Kelas Jalan I sehingga beban lalu lintas yang dipergunakan adalah 15kPa.

Tabel 2.26 Beban Lalu Lintas untuk Analisis Stabilitas

Kelas Jalan	Beban Lalu Lintas (kPa)	Beban di Luar Jalan ^(*) (kPa)
I	15	10
II	12	10
III	12	10

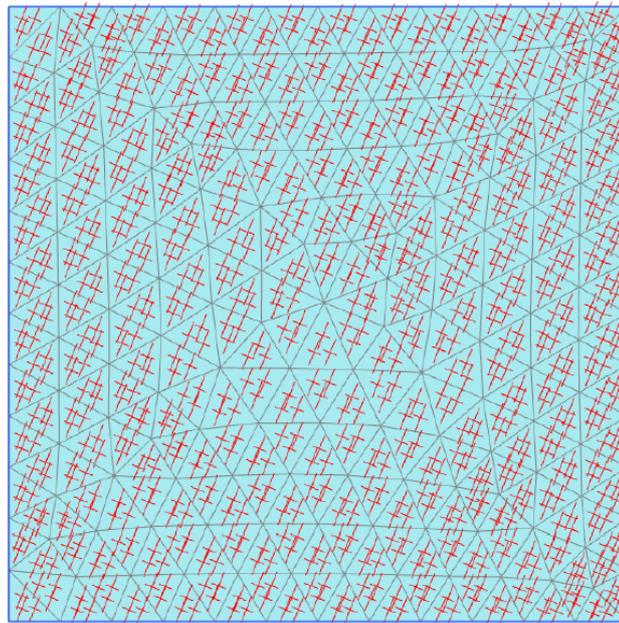
Keterangan : (*) beban dari bangunan rumah – rumah sekitar lereng.

2.10 *Finite Element Method* (FEM)

Finite Element Method (FEM) atau metode elemen hingga merupakan prosedur analisis numerik untuk menyelesaikan berbagai masalah matematika dan fisika yang kompleks dengan membagi domain kontinum menjadi elemen-elemen yang lebih kecil. Konsep ini menggunakan fungsi matematika sederhana yang biasa dikenal sebagai fungsi interpolasi untuk merepresentasikan suatu elemen. Metode elemen hingga biasa digunakan di berbagai bidang keilmuan *engineering*, seperti rekayasa geoteknik, rekayasa struktur, mekanika fluida, elektromagnetik potensial, dan lain lain. (Reddy, 2006)

Seperti yang sudah disebutkan sebelumnya, FEM membagi permasalahan yang kompleks menjadi bagian-bagian kecil biasa disebut diskritisasi. Bagian-bagian kecil ini dapat disebut sebagai elemen. Setiap elemen-elemen dihubungkan dengan titik-titik (*nodes*) sehingga membuat sudut tertentu pada setiap elemennya.

Gambar di bawah ini merupakan contoh penerapan FEM dengan diskritisasi *field stress* yang lebih kompleks menjadi lebih kecil dengan menggunakan *mesh* pada *software* Program FEM 2D 20 V20.



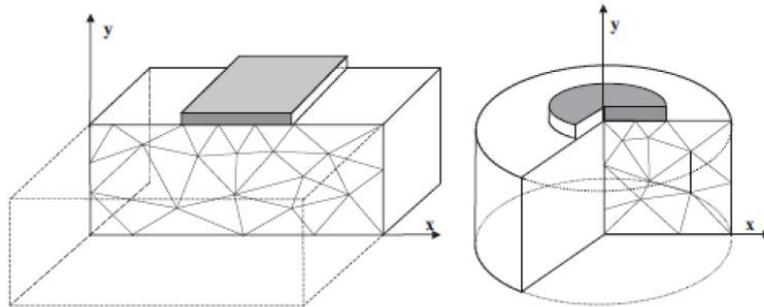
Gambar 2.19 Diskritisasi Elemen pada *Software* Program FEM 2D

2.10.1 Program FEM 2D

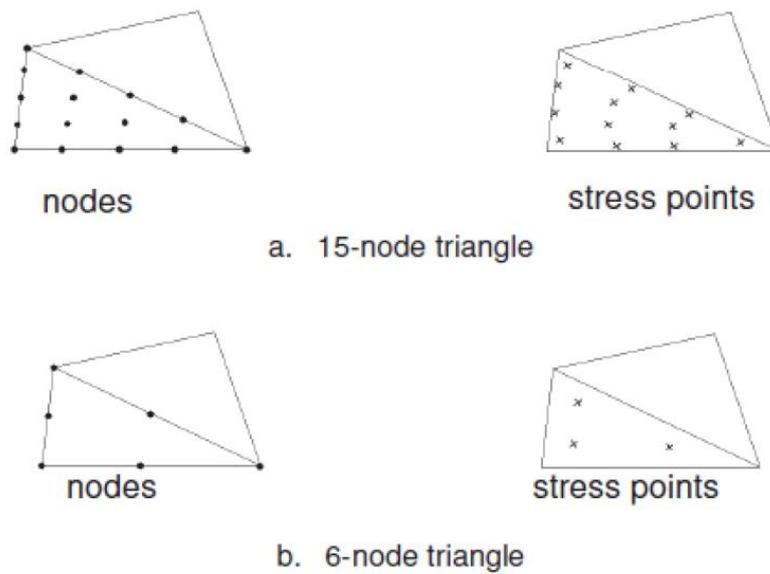
Program FEM 2D merupakan *software* simulasi geoteknik untuk kebutuhan analisis perilaku tanah dan struktur terhadap beban serta kondisi batas lingkungan tertentu. Beberapa permasalahan geoteknik dapat di analisis pada *software* ini

seperti deformasi tanah, perencanaan dinding penahan tanah (DPT), analisis stabilitas lereng, interaksi tanah dengan struktur seperti beton, dan sebagainya.

Dalam *software* Program FEM 2D ini pemodelan dapat dianalisis dalam dua kondisi, yaitu *plane strain* dan *axisymmetry*. Pada pemodelan *plane strain* biasanya digunakan untuk menganalisis struktur dengan potongan melintang, sedangkan untuk kondisi *axisymmetry* digunakan untuk analisis struktur yang memiliki potongan radial atau lingkaran dan pembebanan terpusat, seperti pemodelan tiang pancang.



Gambar 2.20 Pemodelan *Plain Strain* (Kiri) dan *Axisymetry* (kanan)



Gambar 2.21 Jumlah *Nodes* pada *meshing element*

Program FEM 2D merupakan *software* yang memiliki konsep *Finite Element Method* (FEM) dengan membagi bagi objek yang besar menjadi bagian – bagian yang lebih sederhana. Setiap elemen dihubungkan dengan *nodes* menjadi bagian – bagian segitiga yang lebih kecil. Dapat di lihat pada gambar di atas semakin banyak *nodes* yang digunakan semakin detail dan lama dalam perhitungannya.