

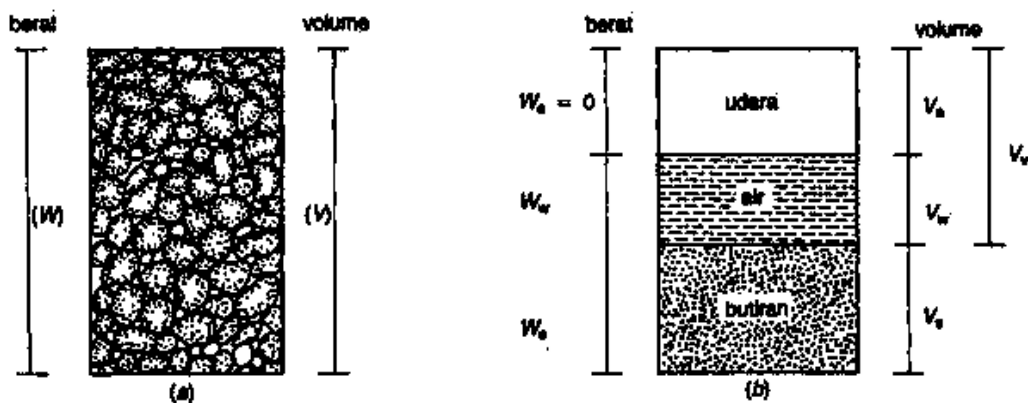
2 TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tanah

Tanah merupakan lapisan terluar dari permukaan bumi, di mana suatu bangunan berpijak di atasnya. Tanah pula memiliki peranan penting dalam suatu pekerjaan konstruksi yaitu sebagai fondasi pendukung dari suatu bangunan, sehingga kekuatan tanah dalam menopang bangunan di atasnya sangat mempengaruhi keberhasilan suatu proyek konstruksi bangunan.

Pengertian tanah menurut (Hardiyatmo, 2002) dalam buku Mekanika Tanah 1, menyebutkan bahwa tanah adalah himpunan mineral, bahan organik dan endapan-endapan yang relatif lepas (*loose*) yang letaknya berada di atas batuan dasar. Ikatan antar butir yang relatif lemah diakibatkan adanya bahan-bahan organik yang berada di antara partikel yang diisi oleh udara, air atau bahkan keduanya.

Dijelaskan pula bahwa dalam satu gumpal tanah terdiri dari dua atau bahkan tiga bahan. Apabila gumpalan tanah tersebut kering maka terdiri dari tanah dan pori-pori udara sedangkan pada gumpalan tanah jenuh maka terdiri dari tanah, pori udara dan air. Seperti pada ilustrasi Gambar 2.1



Gambar 2.1 Diagram Fase Tanah
(Sumber: Hardiyatno, H.C., 2002)

2.1.1 Klasifikasi Tanah

Sistem klasifikasi tanah dilakukan untuk memberikan informasi mengenai karakteristik dan sifat fisis pada tanah. Klasifikasi tanah dapat juga digunakan untuk studi mendetail mengenai keadaan tanah serta memenuhi kebutuhan pada pengujian

untuk menentukan sifat teknis tanah seperti karakteristik pemadatan, kekuatan tanah, berat isi dan sebagainya (Bowles, 1991).

Sistem klasifikasi tanah yang digunakan salah satunya adalah *Unified Soil Classification System* (USCS). A. Cassagrande pada tahun 1942 mengusulkan sistem klasifikasi tersebut bersama dengan *The Corps of Engineers* dan *U.S. Bureau of Reclamation* pada tahun 1952, Tahun 1969 sistem ini dijadikan sebagai prosedur standar oleh *American Society for Testing and Material* dalam mengklasifikasikan tanah untuk tujuan rekayasa.

Pengelompokan tanah dalam sistem ini terbagi menjadi dua bagian, yaitu:

1. 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 tanah ini diberi simbol G (*gravel*) untuk kerikil, dan simbol S (*sand*) untuk tanah berpasir.
2. Tanah berbutir halus (*fine grained soil*), yaitu: tanah lebih dari 50% berat total contoh tanah lolos ayakan No. 200, Simbol dari kelompok tanah ini diberi simbol M untuk lanau (*silt*) anorganik, C untuk lempung (*clay*) anorganik dan O untuk lanau-organik dan lempung-organik. Selain itu juga ada simbol PT untuk tanah gambut (*peat*), *muck* dan tanah-tanah lain dengan kadar organik yang tinggi.

Simbol lain yang digunakan untuk klasifikasi USCS, adalah:

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

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

L = tanah dengan plastisitas rendah (*low plasticity*), $LL < 50$

H = tanah dengan plastisitas tinggi (*high plasticity*), $LL > 50$

Tabel 2.1 Sistem Klasifikasi Tanah USCS (*Unified Soil Classification System*)

Divisi Utama			Simbol Kelompok	Nama Umum
Tanah Berbutir Kasar Lebih dari 50% butiran tertahan pada ayakan No. 200	Pasir Lebih dari 50% fraksi kasar lolos ayakan No. 4	Kerikil bersih (hanya kerikil)	GW	Kerikil bergradasi-baik dan campuran kerikil-pasir, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butiran halus
			GP	Kerikil bergradasi-buruk dan campuran kerikil-pasir, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butiran halus.
		Kerikil dengan	GM	Kerikil berlanau, campuran kerikil- pasir-lanau.
			GC	Kerikil berlempung, campuran kerikil-pasir-lempung.
	Kerikil 50% Atau lebih dari fraksi kasar tertahan pada ayakan No. 4	Pasir bersih (hanya pasir)	SW	Pasir bergradasi-baik, pasir berkerikil, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butiran halus.
			SP	Pasir bergradasi-buruk, pasir berkerikil, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butiran halus.
		Pasir dengan butiran halus	SM	Pasir berlanau, campuran pasir lanau
			SC	Pasir berlempung, campuran pasir lempung
	Tanah Berbutir Halus 50% atau lebih lolos ayakan No. 200	Lanau dan Lempung Batas cair 50% atau kurang	ML	Lanau anorganik, pasir halus sekali, serbuk batuan, pasir halus berlanau aau berlempung
			CL	Lempung anorganik dengan plastisitas rendah sampai dengan sedang lempung berkerikil, lempung berpasir, lempung berlanau, lempung “kurus”(lean clays)
OL			Lanau-organik dan lempung berlanau organic dengan plastisitas rendah	
Lanau dan Lempung Batas cair lebih dari 50%		MH	Lanau anorganik atau pasir halus diatomae, atau lanau diatomae, lanau yang elastis	
		CH	Lempung anorganik dengan plastisitas tinggi, lempung “gemuk” (fat clays)	
		OH	Lempung organik dengan plastisitas sedang sampai dengan tinggi	
Tanah-tanah dengan kandungan organik sangat tinggi			PT	Peat (gambut), muck, dan tanah lain dengan kandungan organik tinggi

(Sumber: Bowles, 1991)

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

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

Tanah berbutir halus ditandai dengan simbol kelompok seperti: ML, CL, OL, MH, CH dan OH didapat dengan cara menggambar batas cair dan indeks plastisitas tanah yang bersangkutan pada bagan plastisitas (Casagrande, 1948), yang diuraikan pada Tabel 2.1.

2.1.2 Tanah Lunak

Menurut Bina Marga (1999) dan Rachlan (1986), tanah lunak adalah tanah lempung dengan kadar air tinggi, permeabilitas rendah, dan sangat kompresibel, memiliki kuat geser kurang dari 40 kN/m². Secara visual, tanah ini dapat ditembus ibu jari sedalam ± 25 mm. Seotjiono (2008) dan Pasaribu (2008) menambahkan bahwa tanah lunak terbentuk dari lapisan alluvial, bersifat sangat kompresibel, dengan kuat geser undrained di bawah 40 kN/m². Tanah lunak dapat digolongkan menjadi lempung (*clay*), lanau (*silt*), dan gambut (*peat*). Karakteristik utama tanah lunak ini adalah kuat geser tanah rendah (daya dukung rendah) dan kompresibilitas tanah yang tinggi. Salah satu tolak ukur untuk mengetahui tanah termasuk jenis tanah lunak adalah dari hasil uji *Unconfined compression Test* (UCT).

Pada Panduan Geoteknik 1 tahun 2002 dijelaskan bahwa penggunaan istilah “tanah lunak” berkaitan dengan tanah-tanah yang tidak dikenali dan diselidiki secara teliti dapat menyebabkan masalah ketidakstabilan dan penurunan jangka panjang yang tidak dapat ditoleransi, tanah tersebut mempunyai kuat geser yang rendah dan kompresibilitas yang tinggi. Jenis tanah yang termasuk tanah lunak ini adalah lempung lunak dan gambut. Kuat tekan tanah kohesif menurut Braja M. Das (2014), di kelompokkan berdasarkan konsistensi seperti disajikan pada Tabel 2.2.

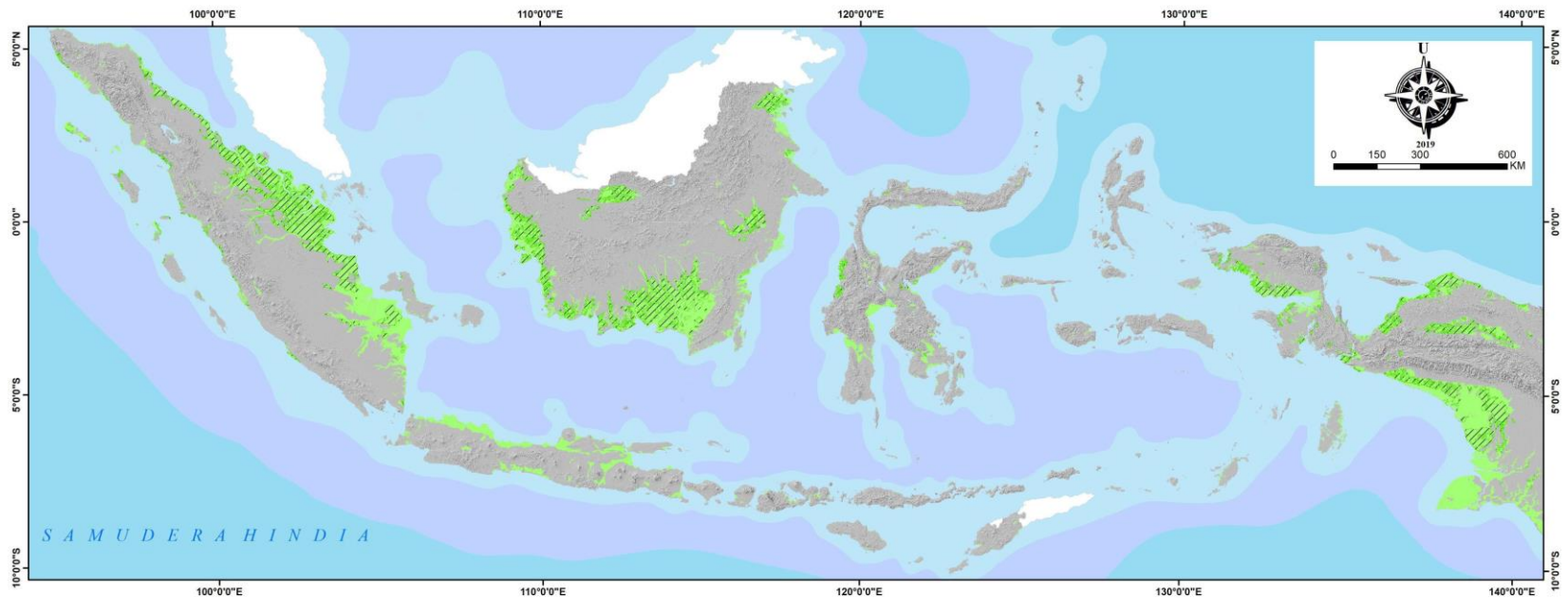
Tabel 2.2 Kuat Tekan Tanah Kohesif

No	Konsistensi	Identifikasi Lapangan (Kualitatif)	q_u <i>Undisturbed</i> (kg/cm ²)	q_u <i>Undisturbed</i> (Lbs/ft ²)
1	Sangat Lunak	Mudah ditekan beberapa inch dengan tinju	0 – 0,5	0 – 500
2	Lunak	Mudah ditekan beberapa inch dengan ibu jari	0,5 – 1	500 – 1000
3	Sedang	Dapat ditekan beberapa inch dengan ibu jari menggunakan tenaga	1-2	1000 – 2000
4	Keras	Mudah ditekan dengan kuku ibu jari	2 – 4	2000 – 4000
5	Sangat Keras	Sukar ditekan dengan kuku ibu jari	>4	>4000

(Sumber: Das, M. Braja, 2014)

Tanah lunak sendiri umumnya terbentuk dari sedimen tanah, deposisi, dan erupsi lumpur. Oleh karena itu biasanya tanah lunak tersebar di wilayah dataran rendah atau di pesisir pantai. Berikut merupakan peta sebaran tanah lunak di Indonesia pada Gambar 2.2.

PETA SEBARAN TANAH LUNAK INDONESIA



KETERANGAN

Lempung Lunak

Sebaran umumnya menempati dataran aluvial pantai, dataran aluvial sungai, dataran aluvial danau dan dataran rawa, dengan kemiringan lereng <2%, endapan umumnya berupa: lempung, lanau dan setempat-setempat terdapat pasir, sifat fisik: konsistensi sangat lunak (keluar di antara jari tangan jika diremas dalam kepalan tangan) sampai lunak (mudah dibentuk dengan jari tangan), kompresibilitas tinggi, daya dukung umumnya rendah sehingga dapat berpotensi menimbulkan kendala dalam pekerjaan konstruksi berupa perosakan (*settlement*).

Gambut dan Tanah Organik

Sebaran umumnya menempati dataran rawa-rawa, dengan kemiringan lereng <2%, berserat-tidak berserat, setempat-setempat terdapat tanah organik, sifat fisik: konsistensi sangat lunak-lunak, kompresibilitas tinggi-sangat tinggi (indeks kompresibilitas tercatat : 0,29 - 2,23), daya dukung umumnya rendah sehingga dapat berpotensi menimbulkan kendala dalam pekerjaan konstruksi berupa perosakan (*settlement*).

BATASAN DAN FUNGSI PETA

Peta Sebaran Tanah Lunak ini disusun berdasarkan data sekunder dan masih bersifat umum sebagai informasi awal pada daerah yang terdapat sebaran tanah lunak

SARAN UNTUK PEMAKAI PETA

Peta ini memuat informasi awal yang bersifat umum lokasi-lokasi yang memiliki sebaran tanah lunak. Untuk kepentingan perencanaan pengembangan wilayah / pembangunan infrastruktur yang lebih detail, diperlukan penyelidikan lebih rinci.

Sumber Data :

Peta Geologi Indonesia Skala 1 : 250.000 dan Skala 1 : 100.000, Pusat Survei Geologi, Badan Geologi
Peta Rupa Bumi Indonesia Skala 1 : 25.000 dan Skala 1 : 50.000, Badan Informasi Geospasial
Peta Landsystem Indonesia, Badan Informasi Geospasial
Peta Sebaran Gambut Indonesia, Pusat Sumber Daya Geologi dan Panas Bumi, Badan Geologi
Peta Sebaran Gambut dan Kandungan Karbon di Sumatera dan Kalimantan, 2002, WETLANDS Internasional
Peta Sebaran Rawa Indonesia, Balai Rawa Kementerian PUPR
DEMNAS, Badan Informasi Geospasial
Hasil Analisis Laboratorium Mekanika Tanah dan Batuan, PATGTI, Tahun 2005-2018, Badan Geologi



KEMENTERIAN ENERGI DAN SUMBER DAYA MINERAL
BADAN GEOLOGI
PUSAT AIR TANAH DAN GEOLOGI TATA LINGKUNGAN
Jl. Diponegoro No. 57, Bandung, 40122

Gambar 2.2 Sebaran Tanah Lunak di Indonesia
(Sumber: Kementrian ESDM ISBN.978-602-9105-8)

2.1.3 Sifat-sifat Tanah Lunak

Sifat dari tanah lunak adalah gaya gesernya kecil, kemampatannya besar, koefisien permeabilitas kecil dan mempunyai daya dukung rendah jika membandingkannya dengan tanah lempung lainnya. Menurut Suyono Sosrodarsono Lazuto dan Nakazawa (1984) tanah lunak secara umum mempunyai sifat-sifat sebagai berikut :

1. Gaya gesernya kecil,
2. Kemampatan yang besar,
3. Permeabilitas tinggi,
4. Tanah lunak memiliki sifat kompresibilitas yang sangat tinggi. Salah satu faktor yang menyebabkan tingginya tingkat kompresibilitas pada tanah lunak adalah karena tanah jenis ini memiliki angka pori yang tinggi, dan
5. Memiliki kadar air yang tinggi sehingga menyebabkan tanah lunak memiliki daya dukung yang sangat rendah dan memiliki masalah penurunan yang besar selama dan setelah konstruksi dibangun. Kadar air tanah lunak bervariasi tergantung pada kenaikan dari tingkat plastisitas dan struktur tanah tersebut. Tanah lunak dipengaruhi oleh persentase kadar air (Holtz, 1956).

Berdasarkan uji lapangan, tanah lunak secara fisik dapat diremas dengan mudah oleh jari-jari tangan. Braja, M. Das (1995) menyatakan bahwa nilai hasil pengujian di lapangan dan di laboratorium akan menunjukkan bahwa tanah tersebut lunak apabila koefisien rembesan (k) sangat rendah $\leq 0,0000001$ cm/detik, batas cair (LL) $\geq 50\%$, angka pori e antara 2,5 – 3,2, kadar air dalam keadaan jenuh antara 90%-120% dan berat spesifik (G_s) berkisar antara 2,6-2,9,

2.1.4 Permasalahan Pada Tanah Lunak

Tanah lunak memerlukan daya dukung tinggi untuk menopang infrastruktur di atasnya, karena pemampatan besar yang berlangsung lama. Jika tidak diperbaiki, tanah berpotensi rusak sebelum umur konstruksi tercapai. Permasalahan yang mungkin terjadi meliputi:

1. Gangguan Stabilitas Timbunan, daya dukung tanah yang rendah dipengaruhi oleh kadar air, kohesi, dan tegangan, dapat menyebabkan ketidakstabilan timbunan.
2. Penurunan Permukaan Besar, penurunan konsolidasi tanah lunak, terutama di lapisan bawah, dapat menyebabkan penurunan permukaan yang signifikan dan longsor.
3. Hilangnya Keseimbangan Tanah, tanah dengan daya dukung rendah dapat kehilangan keseimbangan akibat beban berat yang ditopangnya.

2.1.5 Penyelidikan Pada Tanah Lunak

Penyelidikan tanah dilakukan agar dapat melakukan analisis geoteknik, tujuannya agar mendapatkan data-data tanah bahwa permukaan yang akurat dan lengkap sehingga perencana dapat merencanakan bangunan yang baik. Penyelidikan tanah ini ada yang dilakukan langsung di lapangan dan dilakukan di laboratorium.

Penyelidikan tanah di lapangan banyak jenisnya, mulai dari pengeboran (*boring*) dangkal hingga dalam, sumur uji (*test pit*), uji penetrometer, *pocket penetrometer test*, uji sondir (*cone penetration test* = CPT), *California bearing test* (CBR) dan lain sebagainya. Sebagai contoh pengujian di lapangan yang paling umum dipakai adalah pemboran tanah (*boring*) dan uji sondir (CPT), keduanya merupakan pengujian tanah yang paling umum dan cukup akurat untuk tanah berlempung.

1. Pengeboran tanah (*boring*) dilakukan dengan cara membuat lubang ke dalam tanah dengan menggunakan alat bor mesin maupun manual, yang bertujuan:
 - a. Mengidentifikasi jenis tanah di sepanjang kedalaman lubang bor.
 - b. Mengambil contoh tanah pada kedalaman yang dikehendaki.
 - c. Memasukkan alat uji penetrasi baku (SPT) pada kedalaman yang dikehendaki.
 - d. Memasukkan alat uji lainnya ke dalam tanah, misalnya uji rembesan lapangan, uji *pressuremeter*, pengukuran tekanan air pori dan lainnya.
2. Sondir atau uji CPT dilakukan dengan memberikan tekanan konus (q_c) dan hambatan lekat (f_s) yang dapat dikorelasikan ke parameter tanah yang lain

seperti *undrained strength* (C_u), kompresibilitas (cc), elastisitas tanah (E_s) dan memperkirakan jenis lapisan tanah serta parameter lainnya.

Penyelidikan tanah di laboratorium biasanya bertujuan untuk mengetahui sifat fisik tanah (w , e , n , G_s , S_r), sifat plastis tanah (LL , PL , PI , SL , SI , Ac , LI), sifat konsolidasi tanah (mv , C_c , Cr , C_s , Ca , C_v , P_c), sifat kuat geser tanah (c , ϕ , c' , ϕ' , S_u , q_u , St , E_s), sifat kepadatan tanah timbunan (OMC , CBR , R_d). Hasil pengujian di lapangan dan di laboratorium itu akan dipakai sebagai data input desain untuk timbunan tanah, rekayasa bangunan sipil pada struktur bawah dan lain sebagainya.

2.1.6 Analisis Parameter Tanah

Analisa parameter tanah ini dilakukan untuk membuat stratigrafi parameter tanah di daerah yang akan ditinjau. Dasar teori yang perlu digunakan yaitu pendekatan statistik sederhana. Pendekatan ini digunakan untuk mengambil keputusan berdasarkan besar *coefisien variasi* (C_v) dari suatu distribusi nilai parameter tanah. Berikut merupakan beberapa persamaan statistik menggunakan persamaan (2.1), (2.2) dan (2.3).

$$\text{Rata-rata} = U = \frac{\sum_{n=1}^n x}{n} \quad (2.1)$$

$$\text{Standar Deviasi} = STS = \sqrt{\frac{\sum (x-U)^2}{n}} \quad (2.2)$$

$$\text{Koefisien Variasi} = CV = \frac{STD}{U} \times 100 \% \quad (2.3)$$

Distribusi sebaran pada suatu nilai tersebut dapat diterima jika harga koefisien variasi dari sebaran tersebut antara 10 – 20%. Dan jika nilai sebaran tersebut >20% maka harus dilakukan pembagian Lap kembali.

Parameter – parameter tanah yang dibutuhkan untuk analisis penurunan dan stabilitas timbunan adalah sebagai berikut:

2.1.6.1 Berat Isi Tanah

Berat isi tanah merupakan berat tanah per satuan volume, dinyatakan dalam satuan gr/cm^3 , t/m^3 , kN/m^3 dinyatakan dengan persamaan (2.4).

$$\gamma = \frac{W_s + W_w}{V} = G_s \gamma_w (1 - n)(1 + w) \quad (2.4)$$

- a. Berat isi tanah kering merupakan perbandingan antara berat tanah kering dengan satuan volume tanah. Berat isi kering dapat dinyatakan dengan persamaan (2.5).

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{G_s \gamma_w (1-n)}{1} = G_s \gamma_w (1-n) \quad (2.5)$$

- b. Berat isi tanah jenuh (γ_{sat}) perbandingan antara berat tanah jenuh air dengan satuan volume tanah jenuh. Dimana ruang porinya terisi penuh oleh air. Berat isi jenuh dapat dinyatakan dengan persamaan (2.6).

$$\gamma_{sat} = \frac{(G_s + e) \gamma_{air}}{(1+e)} \quad (2.6)$$

Nilai γ dapat ditentukan berdasarkan jenis tanah kohesif dan non – kohesif dengan korelasi nilai SPT, dilihat pada Tabel 2.3.

Tabel 2.3 Nilai Berat Isi Normal dan Berat Isi Tersaturasi

		Bulk unit weight (kN/m³)		Saturated unit weight (kN/m³)	
		Loose	Dense	Loose	Dense
Granular soils	<i>Gravel</i>	16,0	18,0	20,0	21,0
	<i>Well graded sand and gravel</i>	19,0	21,0	21,5	23,0
	<i>Coarse or medium sand</i>	16,5	18,5	20,0	21,5
	<i>Well graded sand</i>	18,0	21,0	20,5	22,5
	<i>Fine or silty sand</i>	17,0	19,0	20,0	21,5
	<i>Rock fill</i>	15,0	17,5	19,5	21,0
	<i>Brick hardcore</i>	13,0	17,5	16,5	19,0
	<i>Slag fill</i>	12,0	15,0	18,0	20,0
	<i>Ash fill</i>	6,5	10,0	13,0	15,0
Cohesive soils	<i>Peat (high variability)</i>	12,0		12,0	
	<i>Organic clay</i>	15,0		15,0	
	<i>Soft clay</i>	17,0		17,0	
	<i>Firm clay</i>	18,0		18,0	
	<i>Stiff clay</i>	19,0		19,0	
	<i>Hard clay</i>	20,0		20,0	
	<i>Stiff or hard glacial clay</i>	21,0		21,0	

(Sumber: Ameratunga et al., 2016)

2.1.6.2 Angka pori (e)

Angka pori merupakan perbandingan antara besarnya volume ruang kosong (V_v) dan volume butir padat (V_s). Semakin besarnya nilai angka pori maka daya dukung tanah tersebut semakin kecil. Angka pori dapat dinyatakan dengan persamaan (2.7).

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2.7)$$

Nilai angka pori disajikan pula untuk perhitungan korelasi pada Tabel 2.4.

Tabel 2.4 Angka Pori, Kadar Air, dan Berat Isi Kering

No	Tipe Tanah	Angka Pori, e	Kadar air dalam keadaan jenuh (%)	Berat volume kering (kN/m^3)
1	Pasir lepas dengan butiran seragam (<i>loose uniform sand</i>)	0,80	30	14,5
2	Pasir padat dengan butiran seragam (<i>dense uniform sand</i>)	0,45	16	18,0
3	Pasir berlanau yang lepas dengan butiran tersudut (<i>loose angular-grained silty sand</i>)	0,65	25	16,0
4	Pasir berlanau yang padat dengan butiran bersudut (<i>dense angular-grained silty sand</i>)	0,40	15	19,0
5	Lempung kaku (<i>stiff clay</i>)	0,60	21	17,0
6	Lempung lembek (<i>soft clay</i>)	0,90 – 1,40	30 – 50	11,5 – 14,5
7	Tanah (<i>loose</i>)	0,90	25	13,5
8	Lempung organik lembek (<i>soft organic clay</i>)	2,5 – 3,2	90 – 120	6 – 8
9	<i>Glacial till</i>	0,30	10	21,0

(Sumber: Das 1933, p.38)

Disipasi tekanan air pori berlebih dan konsolidasi satu dimensi menurut Buku Jie Han dapat dihitung menggunakan persamaan:

$$U = \frac{u_0 - u_t}{u_0} \times 100\% \quad (2.8)$$

Di mana u_t adalah tekanan air pori berlebih rata-rata pada waktu (t), yang dihitung berdasarkan luas tekanan air pori yang tersisa dibagi dengan ketebalan lapisan lempung.

2.1.6.3 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. Kohesi memiliki dimensi yang sama dengan tegangan. Kohesi akan cenderung meningkat sesuai dengan kedalaman yang ditinjau. Nilai kohesi dapat diperoleh dari beberapa jenis pengujian antara lain *triaxial test* dan *unconfined compression test*.

Sudut geser merupakan sudut yang dibentuk dari hubungan antara tegangan normal dan tegangan geser di dalam material tanah atau batuan. Sudut ini dibentuk jika suatu material dikenai tegangan atau gaya terhadapnya yang melebihi tegangan geser. Semakin besar sudut geser dalam suatu material maka material tersebut akan lebih tahan menerima tegangan luar yang dikenakan terhadapnya. Nilai dari sudut geser dapat diperoleh dari *engineering properties* tanah, yaitu dengan *triaxial test* dan *direct shear test* dapat dilihat pada Tabel 2.5 berdasarkan Terzaghi dan Peck, 1967,

Tabel 2.5 Variasi koefisien N-SPT dengan Cu Tanah Lempung

No	Konsistensi	N	Cu (kN/m ²)
1	Sangat lunak	0 – 2	<12
2	Lunak	2 – 4	12 – 25
3	Sedang	4 – 8	25 – 50
4	Kaku	8 – 15	50 – 100
5	Sangat kaku	15 – 30	100 – 200
6	Keras	>30	>200
		~0 mm	>200 mm

(Sumber: Terzaghi dan Peck, 1967)

2.1.6.4 Kohesi (c') dan Sudut Geser Dalam Efektif (ϕ')

Kohesi merupakan gaya tarik menarik dari antar partikel tanah. Kohesi juga salah satu parameter kuat geser tanah yang menentukan ketahanan tanah terhadap perubahan bentuk atau deformasi akibat tegangan yang bekerja pada tanah. Untuk nilai kohesi pada tanah lempung jenuh, J.E Bowles (1991) memberikan hubungan N dengan kuat tekan – bebas (q_u), Kuat tekan-bebas (q_u) diperoleh dari uji tekan bebas dengan $c_u=0,5 q_u$ dan $\phi = 0$, Sedangkan nilai kohesi (c) untuk pasir adalah 0.

Sedangkan sudut geser dalam merupakan sudut rekahan yang dibentuk jika suatu material yang dikenai tegangan atau gaya terhadapnya melebihi tegangan gesernya. Nilai ϕ untuk tanah lempung yaitu 20-25°, sedangkan untuk pasir yaitu 35-40 dalam (Braja M. Das, 1995). Adapun klasifikasi nilai tipikal dari kohesi efektif dan sudut geser dalam efektif berdasarkan pengelompokan tanah menurut AS 4678 pada Tabel 2.6.

Tabel 2.6 Nilai Tipikal dari Kohesi Efektif c'

No	Soil Group	Typical soils in group	Soil parameters	
			c' (kN/m ²)	Φ (degrees)
1	Poor	Soft and firm clay of medium to high plasticity; silty clays; loose variable clayey fills; loose sandy silts.	0-5	17-25
2	Average	Stiff sandy clays; gravelly clays; compact clayey sands and sandy silts; compacted clay fills.	0-10	26-32
3	Good	Gravelly sands clays; compacted sands, controlled crushed sandstone and graveled fills, dense well graded sands.	0-5	32-37
4	Very good	Weak weathered rock, controlled fills of road base, gravel and recycled concrete.	0-25	36-43

(Sumber: AS 4678)

2.1.6.5 Modulus elastisitas (E)

Modulus elastisitas merupakan hasil yang didapat dari hubungan antara regangan dari pengujian triaksial. Modulus elastisitas tanah merupakan salah satu koefisien parameter yang cenderung sulit diperkirakan karena tergantung dari banyak faktor. Selain dihasilkan dari pengujian di laboratorium, modulus elastisitas juga dapat ditentukan melalui pengujian di lapangan yaitu dengan pengujian *plate*

loading test dan *pressuremeter test*. Berikut tabel nilai modulus elastisitas menurut Look, n.d. pada Tabel 2.7.

Tabel 2.7 Nilai Modulus Elastisitas Beberapa Jenis Tanah

No	Soil Type	Strength of soil	Elastic modulus, E (Mpa)	
			Short term	Long term
1	Gravel	Loose	25 – 50	
		Medium	50 – 100	
		Dense	100 – 200	
2	Medium to coarse sand	Very loose	<5	
		Loose	3 – 10	
		Medium dense	8 – 30	
		Dense	25 – 50	
		Very dense	40 – 100	
3	Fine sand	Loose	5 – 10	
		Medium	10 – 25	
		Dense	25 – 50	
4	Silt	Soft	<10	<8
		Stiff	10 – 20	8 – 15
		Hard	>20	>15
5	Clay	Very soft	<3	<2
		Soft	2 – 7	1 – 5
		Firm	5 – 12	4 – 8
		Stiff	10 – 25	7 – 20
		Very Stiff	20 – 50	15 – 35
		Hard	40 – 80	30 – 60

(Sumber: Look, 2010)

2.1.6.6 Poisson ratio

Angka poisson atau *poisson's ratio* merupakan harga perbandingan antara regangan lateral dengan tegangan aksial yang digunakan untuk menghubungkan besar modulus elastisitas (E) dengan modulus geser (G). Nilai dari *poisson's ratio* dapat ditentukan berdasarkan pada jenis tanah Ameratunga et al., n.d. pada Tabel 2.8.

Tabel 2.8 Angka Poisson Pada Beberapa Jenis Tanah

No	Material	Poisson's ratio
1	Saturated clays (undrained)	0,5
2	Saturated clays (drained)	0,2 – 0,4
3	Dense sand	0,3 – 0,4
4	Loose sand	0,1 – 0,3
5	Loess	0,1 – 0,3
6	Ice	0,36
7	Aluminium	0,35
8	Steel	0,29
9	Concrete	0,15

(Sumber: Ameratunga et al., 2016)

2.1.6.7 Koefisien Konsolidasi Tanah Arah Vertikal (C_v)

Koefisien konsolidasi tanah arah vertikal atau C_v digunakan untuk perhitungan besaran kecepatan penurunan konsolidasi pada tanah. Kecepatan penurunan perlu diperhitungkan jika penurunan konsolidasi yang terjadi pada suatu struktur diperkirakan besar. Saat penurunan kecil, maka kecepatan penurunan bisa diabaikan, karena penurunan yang terjadi sejalan dengan waktunya tidak menghasilkan perbedaan yang signifikan. Penentuan koefisien konsolidasi dapat ditentukan dengan metode kecocokan log-waktu atau dengan metode akar waktu.

Nilai C_v dapat dihitung dengan menggunakan persamaan (2.9):

$$C_v = \frac{T_v \cdot H_{dr}^2}{t} \quad (2.9)$$

Dimana:

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 selama proses konsolidasi (cm)

Tabel 2.9 Nilai Koefisien Konsolidasi Arah Vertikal (C_v)

No	Soil type (Unified classification)	C_v	
		cm^2/s	m^2/a
1	Low plasticity clays (CL)	0,001 – 0,006	3,0 – 19,0
2	Low plasticity glacial lake clays (CL)	0,0006 – 0,0009	2,0 – 3,0
3	Low plasticity mud (CL)	0,0002 – 0,0004	0,6 – 1,2
4	Medium plasticity clays (CL-CH)	<0,0001 – 0,0003	<0,3 – 0,5
5	Volcanic silt (MH)	0,0001 – 0,00015	0,3 – 0,5
6	Organic silt (OL)	0,0002 – 0,001	0,6 – 3,0

(Sumber: Carter & Bentley, 1976)

2.1.6.8 Koefisien Konsolidasi Tanah Arah Horizontal (C_h)

Koefisien konsolidasi arah horizontal atau (C_h) adalah parameter yang menghubungkan perubahan tekanan air pori eksis terhadap waktu. Karakteristik konsolidasi dinyatakan oleh koefisien konsolidasi yang menggambarkan kecepatan kompresi tanah secara horizontal terhadap waktu.

Nilai C_h dapat dihitung dengan menggunakan persamaan (2.10) :

$$C_h = 2 \times C_v \quad (2.10)$$

Dimana:

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

2.1.6.9 Parameter Indeks Tanah

Dalam menentukan perilaku konsolidasi tanah lempung terdapat parameter yang di perhatikan yaitu indeks kompresi, indeks *swelling*, dan indeks *rebound*.

1. Indeks Kompresi (C_c)

Indeks kompresi adalah nilai parameter suatu tanah yang dicari dari hasil percobaan konsolidasi laboratorium yang digunakan untuk memprediksi besarnya penurunan tanah di bawah fondasi yang terjadi di lapangan sebagai akibat dari konsolidasi. Jika suatu tanah memiliki nilai indeks kompresi (C_c) yang tinggi maka tanah tersebut termasuk jenis tanah yang akan semakin lunak, begitupun sebaliknya. Menurut Balasurbramaniam dan Brenner (1981) pada buku (Ameratunga et al., 2016) nilai indeks kompresi dapat dihitung menggunakan persamaan (2.11).

$$C_c = 0,3(e_0 - 0,27) \quad (2.11)$$

2. Indeks *Swelling* (C_s)

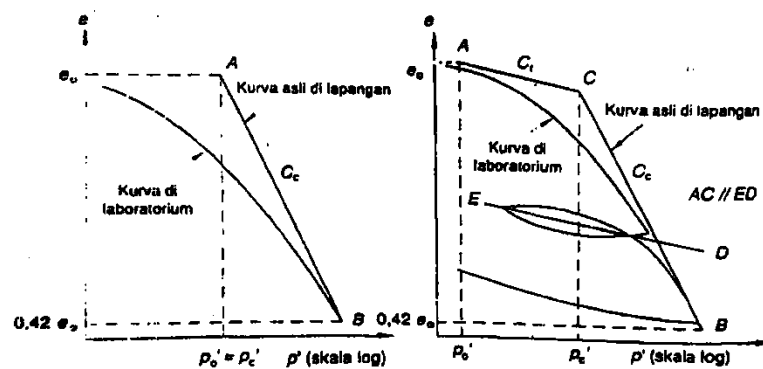
Indeks *swelling* (C_s) adalah hasil pengukuran yang didapat pada saat tanah lempung mengalami pengembangan. Perubahan volume seiring dengan perubahan kadar air, ketika tanah lempung dalam keadaan kering dapat terjadi penyusutan. Apabila kadar air bertambah setelah kondisi kering dan penyusutan, maka akan terjadi pengembangan (*swelling*).

Hal ini dikarenakan jenis mineral yang terdapat di tanah lempung sangat mempengaruhi besar pengembangan. Selain itu pengaruh dari beban konstruksi juga dapat mempengaruhi perubahan volume tanah lempung. Ketika beban yang diterima tanah dikurangi maka tanah akan mengalami pengembangan (*swelling*), begitu juga sebaliknya. Indeks pemuaian atau *swelling index* bernilai lebih kecil daripada indeks pemampatan dan biasanya dapat ditentukan di laboratorium, berikut Tabel 2.10 merupakan indeks pemampatan dan pemuaian tanah asli.

Tabel 2.10 Indeks Pemampatan dan Pemuaian Tanah Asli

No	Tanah	Batas Cair	Batas Plastis	Indeks	Indeks
				Pemampatan C_c	Pemuaian C_s
1	Lempung Boston Blue	41	20	0,35	0,07
2	Lempung Chicago	60	20	0,40	0,07
3	Lempung Ft. Gordon Georgia	51	26	0,12	-
4	Lempung New Orleans	80	25	0,30	0,05
5	Lempung Montana	60	28	0,21	0,05

(Sumber: Das et al., 2018)

3. Indeks *Rebound* (Cr)Gambar 2.3 Kedudukan Kurva Asli dilapangan (Kurva Terkoreksi)
(Sumber: Hardiyatno, 2002)

Indeks *rebound* atau indeks pemampatan kembali merupakan kemiringan dari kurva pelepasan beban dan pembebanan kembali pada grafik e -log p' pada Gambar 2.3. Nilai indeks pemampatan kembali sama dengan nilai indeks *swelling* atau indeks pengembangan dapat dihitung menggunakan persamaan (2.12).

$$Cr = \frac{1}{5} To \frac{1}{10} Cc \quad (2.12)$$

2.2 Beban Rencana

Beban rencana adalah beban yang direncanakan untuk dikenakan pada struktur selama masa pakainya, termasuk beban mati (berat bahan konstruksi) dan beban hidup (beban tidak tetap selain angin, gempa, atau pengaruh khusus). Beban ini berlaku tidak hanya pada bangunan gedung, tetapi juga pada jalan dan jembatan, berasal dari kendaraan yang melintas. Jalan adalah infrastruktur yang sangat vital dalam sistem transportasi, berfungsi untuk menghubungkan satu lokasi dengan lokasi lainnya guna memenuhi kebutuhan ekonomi, sosial, dan budaya (Fakhrudin et al., 2022). Berdasarkan Peraturan Menteri Pekerjaan Umum Dan Perumahan Rakyat Nomor 05/PRT/M/2018 tentang penetapan kelas jalan berdasarkan fungsi dan intensitas lalu lintas serta daya dukung menerima muatan sumbu terberat dan dimensi kendaraan bermotor, kelas jalan dibagi ke dalam 3 bagian berdasarkan kendaraan yang dilaluinya pada Tabel 2.11:

Tabel 2.11 Beban Lalu Lintas dan Beban di Luar Jalan

Kelas Jalan	Beban Lalu Lintas (kN/m ²)	Beban di Luar Jalan (kN/m ²)
I	15	10
II	12	10
III	12	10

(Sumber: SNI 8460:2017)

2.2.1 Timbunan Pra-pembebanan (*Preloading*)

Metode *preloading* melibatkan penimbunan beban yang setara atau melebihi beban konstruksi. Dikombinasikan dengan PVD (*Prefabricated Vertical Drains*), teknik ini mempercepat konsolidasi tanah. Timbunan diterapkan pada tanah lempung yang telah dipasang PVD. Studi ini bertujuan mengevaluasi percepatan waktu konsolidasi dengan metode *preloading* dan PVD untuk memastikan konsolidasi primer berlangsung lebih cepat. Menurut SNI 8460:2017 total prapembebanan atau timbunan yang diterapkan pada tanah asli harus memenuhi syarat-syarat tertentu sebagai berikut:

1. Lebih besar atau sama dengan 1,3 kali beban yang direncanakan pada kondisi layan bila efek gaya angkat (*bouyancy effect*) yang diterima beban timbunan pada saat proses prapembebanan berlangsung tidak diperhitungkan.

2. Lebih besar atau sama dengan 1,2 kali beban yang direncanakan pada kondisi layan bila efek gaya angkat (bouyancy effect) yang diterima beban timbunan pada saat proses prapembebanan berlangsung diperhitungkan.

Perhitungan *load ratio* didapatkan dari Persamaan (2.13).

$$\text{load ratio} = \frac{\text{Beban preloading}}{\text{Beban masa operasional}} \quad (2.13)$$

2.2.2 Daya Dukung Tanah dan Tinggi Kritis Timbunan

Untuk menghitung tinggi timbunan kritis yang diperlukan untuk beban *preloading*, kita dapat memperhitungkan daya dukung awal dari tanah lempung. Faktor kohesi tanah lempung akan berperan dalam menentukan tinggi timbunan yang optimal. Dalam perencanaan beban *preloading*, perhitungan daya dukung tanah dilakukan dengan cara berikut dengan menggunakan persamaan (2.14) oleh Terzaghi. Pada buku Rekayasa Fondasi II: Fondasi Dangkal dan Fondasi Dalam Hadihardja, J. Halaman 14,

$$q_{all} = \frac{c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0,5\gamma \cdot B \cdot N_\gamma}{FK} \quad (2.14)$$

Dimana:

q_{all}	= daya dukung izin (kN/m^2)
c	= kohesi (kN/m^2)
q	= <i>overburden pressure</i> (kN/m^2)
B	= lebar timbunan (m)
γ	= berat isi tanah (kN/m^3)
N_q, N_c, N_γ	= faktor daya dukung tanah Terzaghi
FK	= faktor keamanan

Berikut ini disajikan pada Tabel 2.12 faktor daya dukung tanah menurut Terzaghi diambil pada buku Mekanika Tanah 1, sebagai berikut:

Tabel 2.12 Faktor Daya Dukung Tanah

No.	$\phi(^{\circ})$	Nc	Nq	N γ	Nc'	Nq'	N γ '
1	0	5,7	1,0	0,0	5,7	1,0	0,0
2	5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
3	10	9,6	2,7	1,2	8,0	1,9	0,5
4	15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
5	20	17,7	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
6	25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
7	30	37,2	22,5	19,7	19,0	8,3	5,7
8	34	52,6	35,5	35,0	23,7	11,7	9,0
9	35	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
10	40	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
11	45	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7
12	48	258,3	287,9	780,1	66,8	50,5	60,4
13	50	347,6	415,1	1153,2	81,3	65,6	87,1

(Sumber: Terzaghi, 1943)

Maka perhitungan daya dukung pada tanah lempung dapat dihitung menggunakan persamaan (2.15) dan (2.16)

$$qu = 2 \times Cu \quad (2.15)$$

$$qu = \gamma_{timbunan} \times H_{cr} \quad (2.16)$$

Maka untuk menghitung tinggi timbunan kritis yang mampu didukung oleh tanah dasar agar tidak terjadi *sliding* dapat di analisis dengan persamaan (2.17)

$$H_{cr} = \frac{Fs \times Cu_{tanah\ dasar} \times Nc}{\gamma_{timbunan}} \quad (2.17)$$

Selain tinggi timbunan kritis terdapat dua jenis timbunan yang perlu dihitung yaitu timbunan rencana dan timbunan pada saat pelaksanaan yaitu:

a. Tinggi Timbunan Akhir (H_{akhir})

Tinggi timbunan akhir (H_{akhir}) merupakan tinggi akhir ketika tanah dasar sudah mengalami penurunan, sehingga persamaannya:

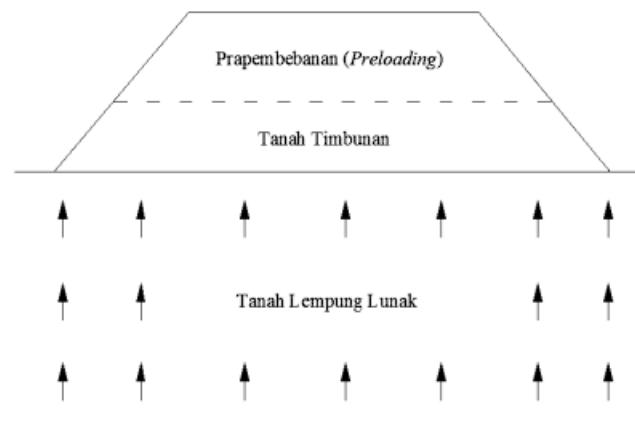
$$H_{\text{akhir}} = H_{\text{inisial}} - S_{\text{total}} \quad (2.18)$$

bukan hanya ditentukan dari ketinggian akhir yang direncanakan di lapangan, tetapi ditambah dengan tinggi dari *surcharge* yang bekerja di atasnya.

b. Penambahan Beban Timbunan ($H_{\text{surcharge}}$)

Penambahan beban pada timbunan merupakan cara untuk mengurangi penurunan jangka panjang dengan menerapkan beban tambahan sementara di atas timbunan agar penurunan primer dapat dipercepat. Setelah mencapai penurunan yang direncanakan, beban tambahan tersebut akan dibongkar atau dipindahkan. Beban *surcharge* merupakan pengganti beban perkerasan dan beban lalu lintas, yang akan dibongkar setelah konsolidasi selesai dan diganti dengan lapis perkerasan dan beban kendaraan aslinya (Nakhe, 2021). Beban *surcharge* ini harus diberikan pada saat perencanaan dengan cara mengkonversi nilai beban perkerasan dan kendaraan menjadi nilai tinggi timbunan tanah.

c. Tinggi Timbunan Awal (H_{inisial})



Gambar 2.4 Pra-pembebanan (*Preloading*)
(Sumber: Nakhe, 2021)

Tinggi timbunan awal ($H_{\text{surcharge}}$) merupakan tinggi yang diperlukan pada saat pelaksanaan di lapangan. pada pelaksanaan tidak sama dengan timbunan rencana, apabila tinggi timbunan 4 meter, maka timbunan total pada saat pelaksanaan penimbunan diharuskan lebih tinggi lagi, yaitu dengan memperhatikan adanya penurunan dari tanah asli *soil settlement* yang akan terjadi akibat adanya timbunan tersebut. Penentuan dari

tinggi timbunan akhir atau final pada saat pelaksanaan fisik dengan memperhatikan adanya settlement, dapat dihitung dengan persamaan (2.19) dan (2.20).

$$q_{final} = (H_{inisial} - S_c)\gamma_{sat} + S_c(\gamma_{sat} - \gamma_w) \quad (2.19)$$

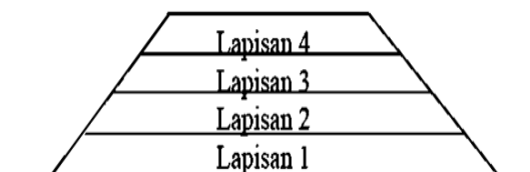
$$H_{inisial} = \frac{q_{final} + (S_c(\gamma_{timb} + \gamma_w - \gamma_{sattimb}))}{\gamma_{timb}} \quad (2.20)$$

d. Timbunan Beban Bertahap

Preloading dan *surcharge* dilakukan secara bertahap ketika tanah dasar memiliki daya dukung yang tidak kuat. Pemberian beban yang tinggi dan juga besar dapat menyebabkan kelongsoran pada tanah tersebut. Pada *preloading* dengan menggunakan beban bertahap, waktu yang dibutuhkan untuk mencapai ketinggian rencana tergantung dari peningkatan daya dukung tanah dasarnya tersebut. Beban diberi penambahan setiap lapisan beban *preloading* mengacu pada ketinggian yang mampu dipikul oleh tanah dasarnya agar tidak terjadi kelongsoran pada tanah tersebut. Penambahan tinggi timbunan pada *preloading* sistem bertahap dijelaskan sebagai berikut :

1. Menentukan berapa besarnya tinggi timbunan kritis (H_{cr}), yang mampu diterima oleh tanah dasar.
2. Menentukan tahapan penimbunan dengan memperhatikan kecepatan penimbunan di lapangan dan memperhatikan tinggi timbunan rencananya;
3. Menghitung peningkatan daya dukung tanah lapisan tanah dasar akibat penurunan;
4. Menghitung H kritis baru dengan memasukkan harga C_u yang baru, dan
5. Menghitung kembali untuk mengecek apakah perhitungan penurunan dan tahapan penimbunan sudah benar.

Pemberian *preloading* secara bertahap ditunjukkan pada Gambar 2.5.



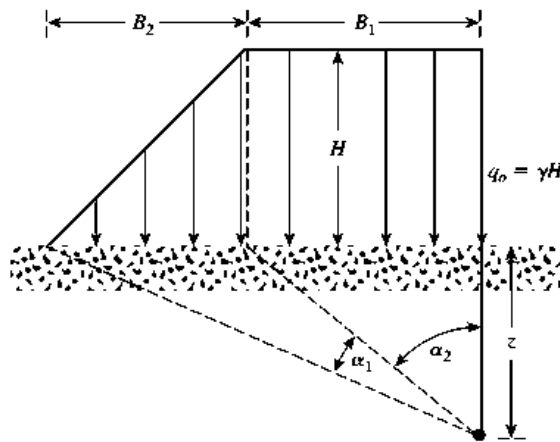
Gambar 2.5 Pemberian *Preloading* Secara Bertahap
(Sumber: Mochtar, 2002)

Faktor keamanan daya dukung tanah dalam metode *preloading* sangat penting untuk memastikan stabilitas timbunan. Faktor keamanan dihitung dengan membandingkan daya dukung ultimit tanah dengan beban yang diterapkan. *Preloading*

meningkatkan daya dukung tanah melalui proses konsolidasi, di mana air pori berkurang, meningkatkan kontak antar butir tanah, dan memperkuat struktur tanah.

Keamanan daya dukung juga dipengaruhi oleh jenis tanah, kondisi air tanah, dan adanya drainase vertikal (PVD) yang mempercepat konsolidasi. Pemantauan penurunan dan faktor keamanan selama proses ini sangat penting untuk menghindari kegagalan geoteknik. Pada perbaikan tanah nilai daya dukung tanah minimum menurut SNI 8640:2017 yaitu sebesar 1,5.

2.2.3 Distribusi Beban Timbunan



Gambar 2.6 Distribusi Beban

(Sumber: Braja M. Das, 2016)

Gambar 2.6 menunjukkan bahwa penampang timbunan dengan ketinggian sebesar H . untuk menjelaskan kondisi pada gambar tersebut, nilai peningkatan tegangan vertikal dapat dinyatakan sebagai persamaan (2.21) sampai (2.23):

$$\Delta\sigma_z = 2, \frac{q_0}{\pi} \left[\left(\frac{B_1 + B_2}{B_2} \right) (a_1 + a_2) - \left[\frac{B_1}{B_2} \right] (a_2) \right] \quad (2.21)$$

$$a_1 (\text{radian}) = \tan^{-1} \left(\frac{B_1 + B_2}{B_2} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{B_1}{z} \right) \quad (2.22)$$

$$a_2 = \tan^{-1} \left(\frac{B_1}{z} \right) \quad (2.23)$$

Dimana:

$$q_o = \gamma H$$

γ = Berat tanah timbunan

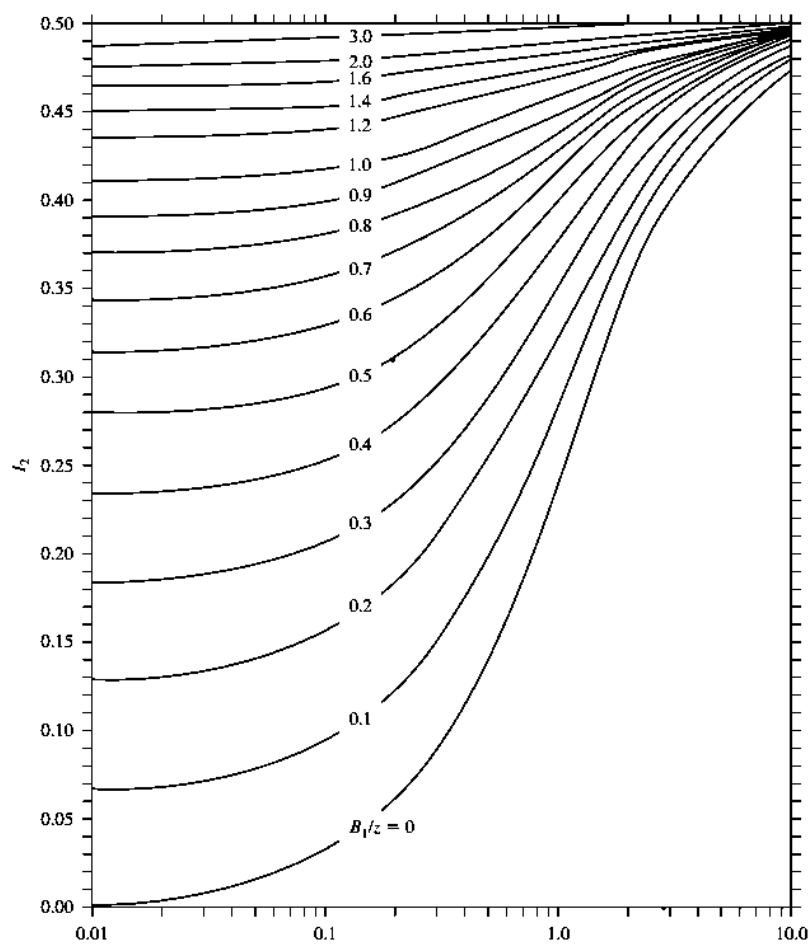
H = Tinggi timbunan

Adapun bentuk sederhana dari persamaan (2.21) yaitu dimuat dalam persamaan (2.24)

$$\Delta\sigma_z = q_o I_2 \quad (2.24)$$

dimana nilai I_2 = nilai fungsi dari $\frac{B_1}{z}$ dan $\frac{B_2}{z}$.

Nilai variasi dari I_2 dengan $\frac{B_1}{z}$ dan $\frac{B_2}{z}$ dapat dilihat pada Gambar 2.7.



Gambar 2.7 Grafik Penentuan Nilai I_2 untuk Tegangan Vertikal Akibat Beban Timbunan
(Sumber: Osterberg, 1957)

2.2.4 Stabilitas Lereng dengan Metode Simplified Bishop (1955) pada Pembebanan Statik

Analisis kestabilan lereng ditunjukkan untuk mendapatkan nilai faktor keamanan dari suatu bentuk lereng tertentu, nilai faktor keamanan digunakan untuk memudahkan pekerjaan pembentukan atau perkuatan lereng untuk memastikan apakah lereng tersebut memiliki risiko longsor atau sudah stabil (Indera & Mina, 2015). Faktor keamanan didefinisikan sebagai nilai perbandingan antara gaya yang menahan dan menggerakkan dihitung menggunakan persamaan (2.25)

$$F = \frac{\tau}{\tau_d} \quad (2.25)$$

Keterangan:

τ = tegangan yang dikerahkan oleh tanah

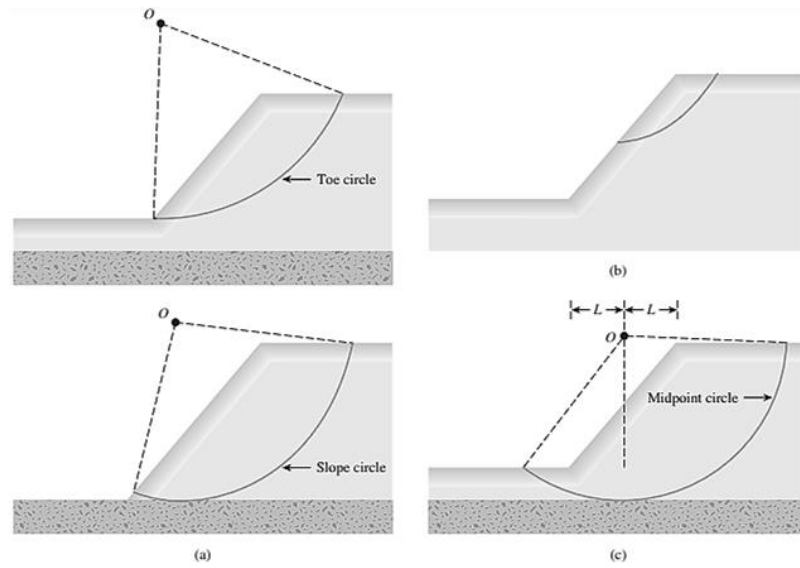
τ_d = tegangan yang terjadi akibat gaya berat

F = Faktor keamanan

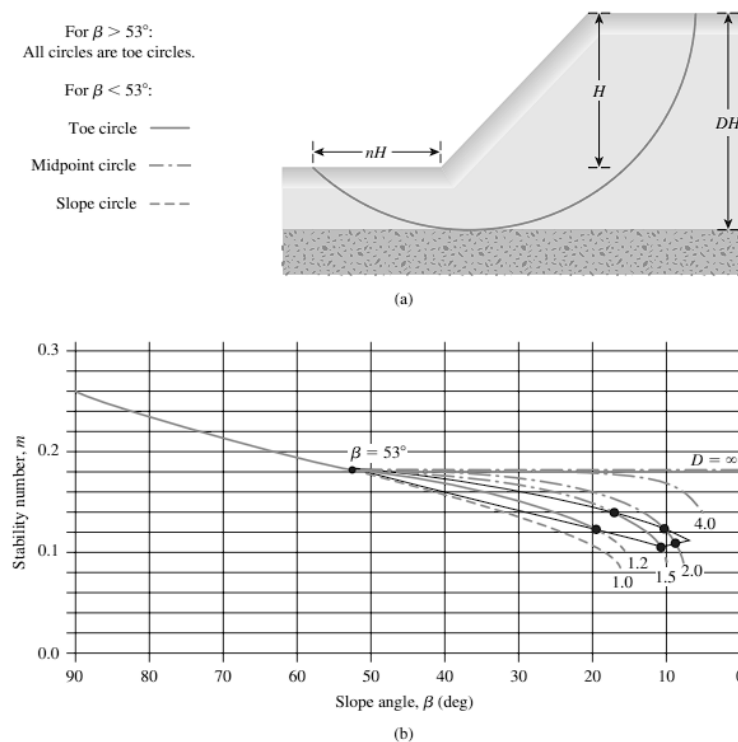
Dalam menentukan nilai faktor aman stabilitas lereng beberapa alternatif tipe dari analisis stabilitas dapat digunakan. Berbagai prosedur analisis stabilitas secara umum menurut Braja M. Das, dibagi menjadi dua bagian yaitu:

- a. Prosedur massa, dalam hal ini massa tanah diambil di atas permukaan geser yang menjadi satu kesatuan. prosedur ini digunakan ketika tanah yang membentuk lereng diasumsikan sebagai tanah homogen.
- b. Metode irisan, dalam metode ini, tanah di atas permukaan geser dibagi menjadi beberapa irisan paralel secara vertikal. stabilitas setiap irisan dihitung secara terpisah. Metode ini merupakan teknik serbaguna di mana ketidakhomogenan tanah dan tekanan air pori dapat dipertimbangkan serta dapat juga memperhitungkan variasi tegangan normal di sepanjang permukaan kegagalan potensial.

Dasar-dasar analisis stabilitas lereng dengan prosedur massa dan metode irisan ditunjukkan pada Gambar 2.8.



Gambar 2.8 Mode Kegagalan Kemiringan Lereng: (a) Kegagalan Kemiringan; (b) Keruntuhan Lereng Dangkal; (c) Keruntuhan Dasar
(Sumber: Braja M. Das, 2014)



Gambar 2.9 (a) Definisi Parameter Untuk Jenis Kegagalan Lingkaran Titik Tengah; (b) Plot Angka Stabilitas Terhadap Sudut Kemiringan
(Sumber: Terzaghi and Peck, 1967)

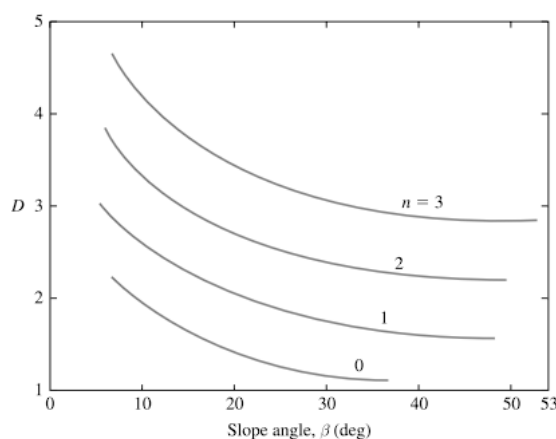
Selain model keruntuhan hal yang perlu diperhatikan yaitu sudut lereng. Nilai angka stabilitas, m , untuk berbagai sudut kemiringan (β) ditunjukkan pada Gambar 2.9. Terzaghi menggunakan istilah $\gamma H/cd$, kebalikan dari m dan menyebutnya faktor stabilitas. Nilai sudut kemiringan (β). Gambar 2.9 berlaku untuk lereng tanah liat jenuh dan hanya berlaku untuk kondisi yang tidak dikeringkan ($\phi = 0$).

Merujuk pada Gambar 2.9, perlu diperhatikan hal-hal berikut:

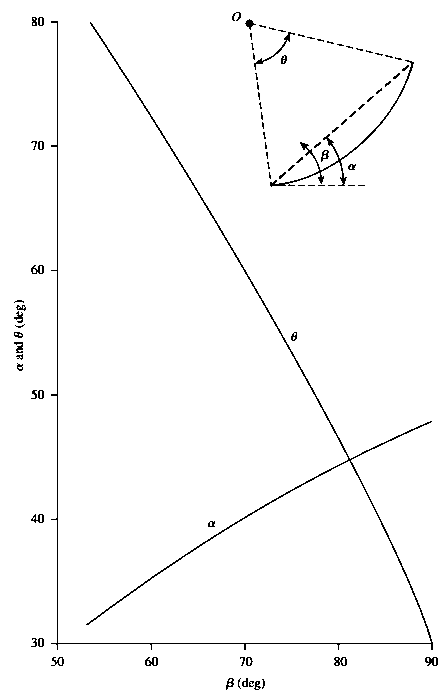
- Untuk sudut lereng (β) yang lebih besar dari 53° , lingkaran kritis selalu merupakan lingkaran di kaki lereng. Lokasi pusat lingkaran kritis di kaki lereng dapat ditemukan dengan bantuan Gambar 2.11.
- Untuk $\beta \leq 53^\circ$, lingkaran kritis dapat berupa lingkaran di kaki lereng, di lereng, atau di tengah lereng, tergantung pada lokasi lapisan dasar yang kokoh di bawah lereng. Hal ini dikenal sebagai fungsi kedalaman ditunjukkan pada persamaan (2.26).

$$D = \frac{\text{Jarak vertikal dari puncak lereng ke dasar}}{\text{Tinggi lereng}} \quad (2.26)$$

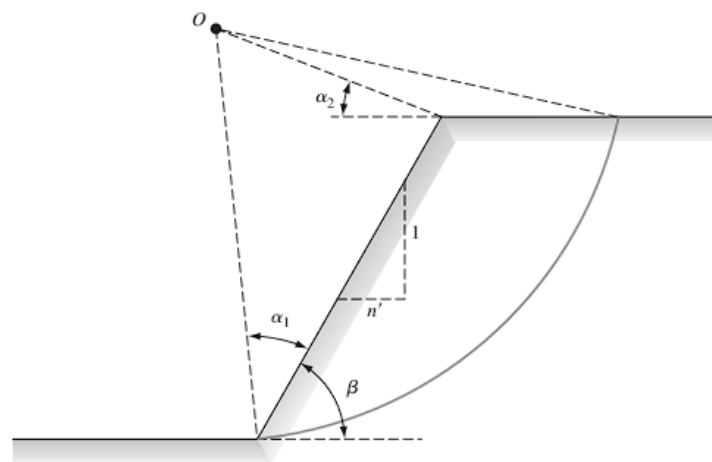
- Ketika lingkaran kritis merupakan lingkaran titik tengah (yaitu, permukaan kegagalan bersinggungan dengan dasar yang kokoh), posisinya dapat ditentukan dengan bantuan Gambar 2.11.
- Nilai maksimum yang mungkin untuk nomor stabilitas pada kegagalan sebagai lingkaran titik tengah adalah 0,181.



Gambar 2.10 Lokasi Titik Tengah Lingkaran
(Sumber: Fellenius, 1972; dan Terzaghi dan Peck, 1967)



Gambar 2.11 Lokasi Pusat Lingkaran Kritis Untuk $\beta > 53^\circ$
(Sumber: Braja M. Das)



Gambar 2.12 Lokasi Pusat Lingkaran Kritis Untuk $\beta < 53^\circ$
(Sumber: Braja M. Das)

Metode perhitungan yang digunakan pada analisis stabilitas lereng terbagi ke dalam dua metode yaitu metode Bishop dan Fellenius. Pada tugas akhir ini dipilih metode perhitungan menggunakan metode Bishop. Metode Bishop memiliki perhitungan yang lebih akurat dibandingkan dengan Metode Fellenius. Metode Bishop lebih akurat karena

memperhitungkan gaya-gaya antar irisan, iterasi dalam perhitungan, dan penggunaan keseimbangan gaya dan momen, sementara metode Fellenius lebih sederhana dan kurang detail dalam memperhitungkan distribusi gaya pada permukaan gelincir. Metode Bishop merupakan metode yang diperkenalkan oleh A.W. Bishop menggunakan cara potongan. Dalam metode ini diasumsikan bahwa gaya-gaya normal total berada atau bekerja dipusat alas potongan dan bisa ditentukan dengan menguraikan gaya-gaya pada potongan secara vertikal atau normal. Persyaratan keseimbangan dipakai pada potongan-potongan yang membentuk lereng tersebut. Hubungan beberapa variasi nilai faktor keamanan terhadap kemungkinan longsor lereng maupun pada perancangan lereng menurut Bowles (1997) dilihat pada Tabel 2.13.

Tabel 2.13 Hubungan Nilai *Safety Factor* dan Kemungkinan Kelongsoran Lereng Tanah

No.	Nilai SF	Kemungkinan Longsor
1	<1,07	Kelongsoran bisa terjadi
2	1,07<SF<1,25	Kelongsoran pernah terjadi
3	>1,25	Kelongsoran jarang terjadi

(Sumber: Bowles, 1997)

Metode Bishop menganggap bahwa gaya-gaya yang bekerja pada irisan mempunyai resultan nol pada arah vertikal (Bishop, 1955). Dengan memperhitungkan seluruh keseimbangan gaya, maka rumus untuk faktor keamanan Metode Bishop diperoleh dengan persamaan (2.27).

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c' b_n + W_n \tan \phi') \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n} \quad (2.27)$$

$$m_{\alpha n} = \cos \alpha_n + \frac{\tan \phi \cdot \sin \alpha_n}{F_s} \quad (2.28)$$

Dimana:

c = kohesi tanah pada bidang gelincir (ton/ m²)

φ = sudut geser dalam (derajat)

b = lebar horisontal segmen (m)

W = berat segmen tanah (ton) terkoreksi (cm/det^2)

g = gravitasi (cm/dtk^2)

Faktor keamanan diketahui pada kedua sisi di persamaan (2.27). Oleh karena itu, kita harus mengadopsi prosedur coba-coba untuk menemukan nilai F_s . Seperti dalam metode irisan biasa, sejumlah permukaan kegagalan harus diselidiki sehingga kita dapat menemukan permukaan kritis yang memberikan faktor keamanan minimum. Metode sederhana Bishop mungkin yang paling banyak digunakan. Ketika dimasukkan ke dalam program komputer, itu menghasilkan hasil yang lebih akurat dalam banyak kasus. Faktor keamanan lereng yang disyaratkan untuk analisis kestabilan lereng tanah diperlihatkan pada Tabel 2.14 dengan didasarkan pada pertimbangan biaya dan konsekuensi kegagalan lereng terhadap tingkat ketidakpastian kondisi analisis.

Tabel 2.14 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 di 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.		

(Sumber: SNI 8460:2017)

Sedangkan untuk lereng batuan, faktor keamanan yang disyaratkan diperlihatkan pada Tabel 2.15 dengan mempertimbangkan kondisi permanen atau sementara lereng batuan yang akan direncanakan.

Tabel 2.15 Rekomendasi Nilai Faktor Keamanan Untuk Lereng Batuan

Kondisi Lereng Batuan	Rekomendasi Nilai Faktor Keamanan
Kondisi Permanen	1,5
Kondisi Sementara	1,3

(Sumber: SNI 8460:2017)

Pada lereng batuan, pengaruh air perlu diperhitungkan. Apabila muka air tanah tinggi dan diperlukan usaha penurunan muka air tanah di dalam massa batuan untuk meningkatkan faktor keamanan, maka dapat dilakukan penurunan muka air tanah dengan bor horizontal yang berfungsi sebagai drainase untuk mengalirkan air keluar dari massa batuan. Tabel 2.15 memberikan rekomendasi nilai faktor keamanan untuk lereng batuan.

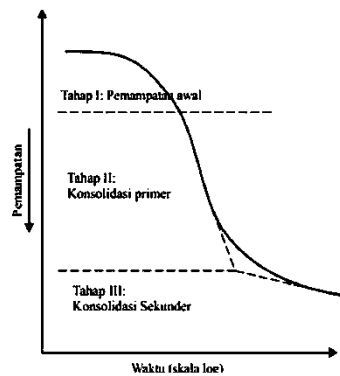
Kriteria faktor keamanan desain analisis untuk stabilitas timbunan dapat dikelompokkan ke dalam kondisi *short term* dan *long term* berdasarkan jenis beban yang digunakan. Pada Tabel 2.16 merupakan syarat nilai faktor keamanan yang diizinkan dalam melakukan analisis desain stabilitas timbunan.

Tabel 2.16 Kriteria Desain Analisis Stabilitas Timbunan

Kondisi	Jenis Beban	Syarat	Sumber
<i>Short term</i>	Beban timbunan	$FK > 1,40$	Kelas Jalan I: Panduan Geoteknik 4 Desain dan Konstruksi dari (Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah, 2002)
	Beban perkerasan jalan	$FK > 1,50$	(SNI 8460:2017)
<i>Long term</i>	Beban lalu lintas	$FK > 1,50$	(SNI 8460:2017)
	Beban gempa	$FK > 1,10$	(SNI 8460:2017)

2.3 Konsolidasi Tanah

Konsolidasi adalah perubahan volume yang disebabkan oleh keluarnya air dari alam pori. Proses keluarnya air dari dalam pori-pori tanah secara perlahan-lahan, sebagai akibat dari adanya penambahan beban, yang disertai dengan pemindahan kelebihan tekanan air pori ke tegangan efektif akan menyebabkan terjadinya penurunan yang merupakan fungsi dari waktu (*time dependent settlement*). Dengan kata lain, pengertian konsolidasi adalah proses terperasnya air tanah akibat bekerjanya beban, yang terjadi sebagai fungsi waktu karena kecilnya permeabilitas tanah. Grafik yang menunjukkan hubungan antara pemampatan dan waktu dapat dilihat pada gambar Gambar 2.13.



Gambar 2.13 Grafik Tahapan Konsolidasi
(Sumber: Braja M.Das, 1993)

Dari grafik tersebut terdapat tiga tahapan berbeda yang berjalan, yaitu:

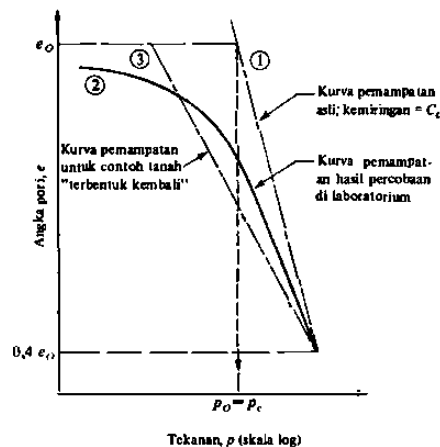
- a. Tahap I : Pemampatan awal (*initial compression*), disebabkan oleh pembebanan awal (*preloading*)
- b. Tahap II : Konsolidasi primer (*primary consolidation*), merupakan periode selama tekanan air pori secara lambat laun dipindahkan ke dalam tegangan efektif, sebagai akibat dari keluarnya air dari pori-pori tanah.
- c. Tahap III : Konsolidasi sekunder (*secondary consolidation*), terjadi setelah tekanan air pori hilang seluruhnya. Pemampatan yang terjadi di sini disebabkan oleh penyesuaian yang bersifat plastis dari butir-butir tanah.

2.3.1 Penurunan Konsolidasi

Proses konsolidasi dapat diamati dengan pemasangan piezometer, untuk mencatat perubahan tekanan air pori dengan waktunya. Besarnya penurunan dapat diukur dengan berpedoman pada titik referensi ketinggian pada tempat tertentu. Ada dua jenis penurunan konsolidasi, yaitu konsolidasi normal (*Normally Consolidated*) dan konsolidasi berlebih (*Over Consolidated*).

1. Tanah Terkonsolidasi Normal (*Normally Consolidated Soil*)

Tanah yang terkonsolidasi normal merupakan kondisi di mana tekanan efektif *overburden* pada saat ini merupakan tekanan maksimum yang pernah dialami oleh tanah itu (Das, 1995). Karakteristik tanah lempung yang terkonsolidasi secara normal dapat dilihat pada Gambar 2.14.



Gambar 2.14 Karakteristik Konsolidasi Lempung yang Terkonsolidasi Normal dengan Sensitivitas Rendah Sampai Sedang
(Sumber: Braja M. Das, 1993)

Penurunan akibat konsolidasi pada tanah terkonsolidasi normal (NC Soil) dapat dihitung menggunakan persamaan (2.29).

$$S_c = C_c \frac{H}{1+e_0} \log \frac{P_1'}{P_0'} \quad (2.29)$$

Keterangan:

S_c = Pemampatan konsolidasi pada lapisan tanah ke-I (m)

H = Tebal lapisan tanah ke-I (m)

e_0 = Angka pori awal dari lapisan tanah ke-i

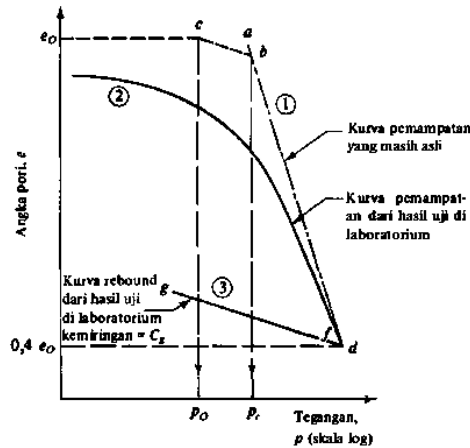
C_c = Indeks kompresi dari lapisan ke-i

P_0' = Tekanan tanah vertikal efektif (kN/m^2)

P_1' = Perubahan tegangan akibat tambahan tegangan pada beban permukaan (kN/m^2)

2. Tanah Terkonsolidasi Berlebih (*Over Consolidated Soil*)

Tanah yang terkonsolidasi berlebih merupakan kondisi di mana tekanan *overburden* saat ini lebih kecil dari tekanan yang pernah dialami oleh tanah itu sebelumnya. Karakteristik tanah lempung yang terlalu terkonsolidasi secara normal dapat dilihat pada Gambar 2.15.



Gambar 2.15 Karakteristik Konsolidasi Lempung yang Terkonsolidasi Berlebih dengan Sensitivitas Rendah Sampai Sedang
(Sumber: Braja M. Das, 1993)

Tekanan efektif *overburden* maksimum yang pernah dialami sebelumnya dinamakan tekanan prakonsolidasi (*preconsolidation pressure*). Penurunan akibat konsolidasi pada tanah terkonsolidasi berlebih (OC Soil) dapat dihitung menggunakan persamaan (2.30) dan (2.31).

a. Apabila : $po' + \Delta p \leq pc'$

$$S_c = C_r \frac{H}{1+e_0} \cdot \log \frac{po' + \Delta p'}{P_0'} \quad (2.30)$$

b. Apabila : $po' + \Delta p > pc'$

$$S_c = C_r \frac{H}{1+e_0} \log \frac{P_c'}{P_0'} + C_c \frac{H}{1+e_0} \log \frac{po' + \Delta p'}{P_c'} \quad (2.31)$$

Dengan,

$$P_0' = z(\gamma_{sat} - \gamma_w) \quad (2.32)$$

$$\Delta \sigma = 2 \times I_p \times q \quad (2.33)$$

$$\sigma c' = P_0' + \text{fluktuasi muka air tanah (t/m}^2\text{)} \quad (2.34)$$

Dimana, fluktuasi muka air tanah $\approx 2\text{m}$ dari asumsi apabila area tanah lunak berada dekat daerah pantai.

Keterangan:

S_c = Penurunan tanah (m)

H = Tebal total lapisan tanah (m)

e_o = Angka pori awal dari lapisan tanah ke-i

C_c = Indeks kompresi dari lapisan ke-i

C_s = Indeks mengembang dari lapisan ke-i

P_o' = Tekanan tanah vertikal efektif (kN/m^2)

P_c' = Tekanan prakonsolidasi (kN/m^2)

P_1' = Perubahan tegangan akibat tambahan tegangan pada beban permukaan (kN/m^2)

z = Tebal perlapisan (m)

I_p = *Influence Factor*

Berdasarkan uji konsolidasi ini terdapat parameter yang dapat diketahui dari tanah, diantaranya sebagai berikut:

1. *Overconsolidated Ratio* (OCR)

Nilai banding *overconsolidated* (*Overconsolidation Ratio*, OCR) didefinisikan sebagai nilai banding tekanan prakonsolidasi terhadap tegangan efektif yang ada. Dinyatakan dalam persamaan (2.35):

$$OCR = \frac{P'_c}{P'_o} \quad (2.35)$$

Jika didapatkan perbandingan nilai tekanan prakonsolidasi terhadap tegangan efektif yang ada, maka:

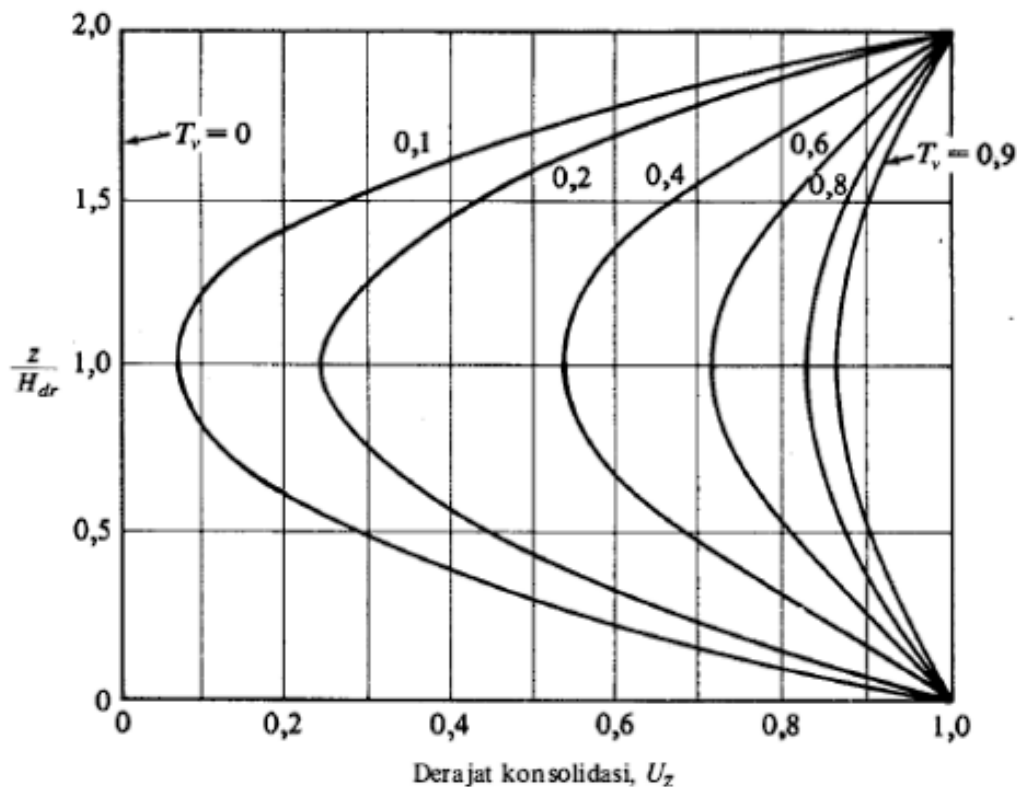
- a. Nilai $OCR > 1$, maka *overconsolidated*.
- b. Nilai $OCR = 1$, maka *normally consolidated*.
- c. Nilai $OCR < 1$, maka *underconsolidated*.

2. Indeks Pemampatan (C_c), Pemampatan Kembali (C_r), dan Pengembangan (C_s)

Ketiga indeks tersebut dapat diketahui nilainya dengan metode grafis dan menggunakan rumus persamaan. Metode grafis menggunakan grafik hubungan antara angka pori dengan tegangan efektif.

2.3.2 Waktu Konsolidasi Tanah

Perkembangan proses konsolidasi dapat dilihat dengan menggambar kurva u terhadap z pada waktu t yang berlainan. Kurva-kurva itu disebut isokron yang bentuknya tergantung pada distribusi *excess pore water pressure* dan kondisi drainase lapisan lempung (*double* atau *single drainage*) dan dapat dilihat pada Gambar 2.16. Variasi derajat konsolidasi rata-rata terhadap faktor waktu (T_v) dapat dilihat pada Tabel 2.17.



Gambar 2.16 Derajat Konsolidasi U_z terhadap Faktor Waktu T_v

(Sumber: Braja M. Das, 1993)

Tabel 2.17 Variasi Faktor Waktu terhadap Derajat Konsolidasi

No.	Derajat Konsolidasi (U%)	Faktor waktu (Tv)		
		Kurva 1	Kurva 2	Kurva 3
1	0	0	0	0
2	10	0,008	0,047	0,003
3	20	0,031	0,100	0,009
4	30	0,071	0,158	0,024
5	40	0,126	0,221	0,048
6	50	0,197	0,294	0,092
7	60	0,287	0,383	0,160
8	70	0,403	0,500	0,271
9	80	0,567	0,665	0,440
10	90	0,848	0,940	0,720
11	100	∞	∞	∞

(Sumber: Braja M. Das, 1993)

Dalam analisis timbunan dengan metode perbaikan tanah, laju konsolidasi harus diperhatikan. Metode ini membiarkan lapisan tanah dasar terkonsolidasi sebelum penimbunan berikutnya. Laju konsolidasi akan dibandingkan antara tanpa PVD, dengan PVD konfigurasi persegi, dan konfigurasi segitiga. Perhitungan laju waktu konsolidasi dapat menggunakan persamaan (2.36).

$$t = \frac{T_v (H_{dr})^2}{C_v} \quad (2.36)$$

Dimana:

t = Waktu konsolidasi

T_v = Faktor waktu arah vertikal

H_{dr} = Panjang lintasan air

C_v = Koefisien konsolidasi arah vertikal

Berikut merupakan Persamaan (2.37) dalam menentukan tingkat konsolidasi rata-rata untuk setiap kedalaman dan pada setiap waktu t .

$$U = \frac{S_{c(t)}}{S_c} \quad (2.37)$$

Dimana:

U = Derajat konsolidasi rata-rata

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

Faktor waktu (T_v) adalah fungsi dari derajat konsolidasi ($U\%$) dan bentuk dari distribusi tegangan air pori (u) di dalam tanah. Nilai T_v tergantung pada derajat konsolidasi (U) oleh karena itu, cara untuk mendapatkan nilai T_v menurut Casagrande (1938) dan Taylor (1948) dalam buku Mekanika Tanah 2 mengusulkan persamaan hubungan U dan T_v sebagai berikut:

- a. Untuk derajat konsolidasi $U = 0 < 60\%$ menggunakan persamaan (2.38).

$$T_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{U\%}{100} \right)^2 \quad (2.38)$$

- b. Untuk derajat konsolidasi $U = 0 > 60\%$ menggunakan persamaan (2.39).

$$T_v = 1,781 - 0,933 \times \log(100 - U\%) \quad (2.39)$$

2.4 Penurunan Tanah

Penurunan tanah dasar sangat dipengaruhi oleh sifat-sifat tanah. Setiap lokasi dapat memiliki karakteristik tanah dasar yang berbeda, bahkan di area yang sama, titik uji yang berbeda bisa menunjukkan variasi. Selain itu, metode pembebanan yang digunakan juga berperan penting dalam menentukan besarnya penurunan tanah (Gusnadi et al., 2021). Pembebanan mengakibatkan deformasi terhadap partikel tanah karena keluarnya air pori tanah disertai dengan berkurangnya volume pada tanah. Dalam suatu penurunan akan diketahui kecepatan yaitu apakah akan selesai atau akan terus berjalan bertahun-tahun lamanya. Kecepatan penurunan bergantung pada dua faktor:

1. Daya rembesan tanah (*permeability*). Ini yang menentukan kecepatan air mengalir dari tanah.
2. *Compressibility* tanah, ini akan menentukan banyaknya air yang harus mengalir.

Selain karena adanya beban luar (contoh: *preloading*) penurunan dapat terjadi karena beberapa hal berikut (Stamatopoulos, 1985):

1. Konsolidasi karena berat sendiri tanah.
2. Berkurangnya kadar air tanah, baik secara alami atau karena proses industri.
3. Naik turunnya muka air tanah.
4. Bahan kimia.
5. Pembusukan organik, baik secara alami maupun karena penambahan bahan tambah.
6. Pemompaan air, minyak maupun gas alam.
7. Gempa bumi, ledakan atau getaran.
8. Tekanan karena penggalian di dekatnya atau adanya konstruksi terowongan.
9. Pergerakan tektonik.
10. Erosi maupun longsor.

Dalam ilmu geoteknik, penurunan tanah dibagi ke dalam tiga jenis, yaitu:

a. Penurunan Seketika (*Immediate Settlement*)

Penurunan tanah seketika terjadi saat beban langsung diberikan. Pada tanah jenuh dengan permeabilitas rendah, beban diterima sepenuhnya oleh tegangan air pori. Di tanah dengan permeabilitas tinggi, tegangan air pori cepat terdisipasi. Deformasi tanah ini tidak mengubah volume, dan perhitungannya mengikuti hukum elastisitas (contoh: Hukum Hooke). Menurut Das (1993), untuk menghitung besarnya *Immediate Settlement* menggunakan persamaan (2.40).

$$S_i = \Delta\sigma(\alpha B') \frac{1-\mu^2}{E_s} I_s I_f \quad (2.40)$$

Dimana:

S_i = penurunan segera (m).

$\Delta\sigma$ = beban timbunan (kN/m^2).

E_s = modulus elastisitas rata-rata (MPa).

μ = *poisson's ratio*.

B = lebar atau diameter timbunan (m).

I_p = *nondimensional influence factor*.

Perlu diketahui bahwa uraian perhitungan dari persamaan (2.40) adalah sebagai berikut.

a. Modulus Elastisitas Rata-rata (E_s)

Dalam menghitung nilai modulus rata-rata digunakan persamaan (2.41).

$$E_s = \frac{\sum E_s (i) \Delta z}{z} \quad (2.41)$$

b. Parameter Nilai Faktor Bentuk Fondasi (α , I_s , dan I_f)

1. Nilai α

Nilai α ditentukan dari beban yang diterapkan pada fondasi. Beban ini tidak hanya menyebabkan tekanan langsung di bawahnya, tetapi juga menyebar secara lateral dalam tanah. Distribusi tekanan bervariasi di berbagai titik fondasi, seperti di tengah dan di sudut. Di tengah fondasi, beban menyebar lebih merata ke segala arah (360 derajat), sehingga penyebaran tekanannya lebih besar. Oleh karena itu, faktor $\alpha = 4$ digunakan untuk memperhitungkan penyebaran tekanan yang lebih luas di area tersebut. Sedangkan di sudut fondasi, penyebaran beban hanya terjadi ke satu arah dari sudut tersebut, sehingga pengaruh penyebaran beban lebih kecil dibandingkan di tengah fondasi. Oleh karena itu, faktor koreksi $\alpha = 1$ digunakan untuk mewakili distribusi beban yang kecil pada sudut fondasi.

2. Faktor Bentuk Fondasi (I_s)

Faktor bentuk fondasi (I_s) dapat ditentukan menggunakan persamaan (2.42) sebagai berikut:

$$I_s = F_1 + \frac{1 - 2\mu_s}{1 - \mu_s} F_2 \quad (2.42)$$

3. Faktor Bentuk Fondasi (I_f)

Karena nilai $D_f = 0$, maka $I_f = 1$. Ketika fondasi berada tepat di permukaan tanah tanpa penggalian, kedalaman fondasi (D_f) adalah nol. Hal ini umum pada konstruksi dengan beban ringan atau struktur sementara yang tidak memerlukan fondasi dalam, seperti fondasi untuk jalan *paving block* atau struktur permukaan seperti lapangan, di mana penggalian yang signifikan tidak diperlukan. Adapun nilai korelasi dari *poission ratio* berdasarkan jenis tanah pada Tabel 2.18.

Tabel 2.18 Korelasi Nilai *Poisson Ratio* dengan Jenis Tanah

Jenis Tanah	<i>Poisson Ratio</i>
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
Batuan	0,1 - 0,4
Umum dipakai untuk tanah	0,3 - 0,4

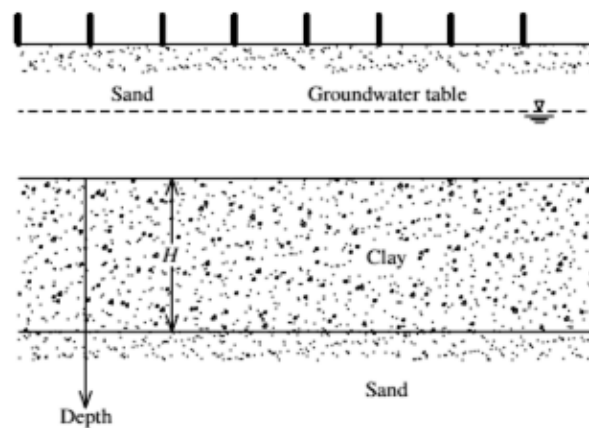
(Sumber: Braja M. Das, 1995)

b. Penurunan Konsolidasi / Primer (*Consolidation Settlement*)

Penurunan konsolidasi adalah penurunan pada tanah kohesif akibat terdisipasinya tegangan air berlebih, yang mengubah volume tanah. Proses ini berlangsung seiring waktu. Tegangan air pori berlebih dialihkan ke partikel tanah menjadi tegangan efektif ($\sigma' = \sigma - u$). Ketika tegangan air pori berlebih mencapai 0, penurunan konsolidasi selesai dan tanah berada dalam keadaan *drained*. Untuk menghitung penambahan tegangan efektif digunakan persamaan (2.43).

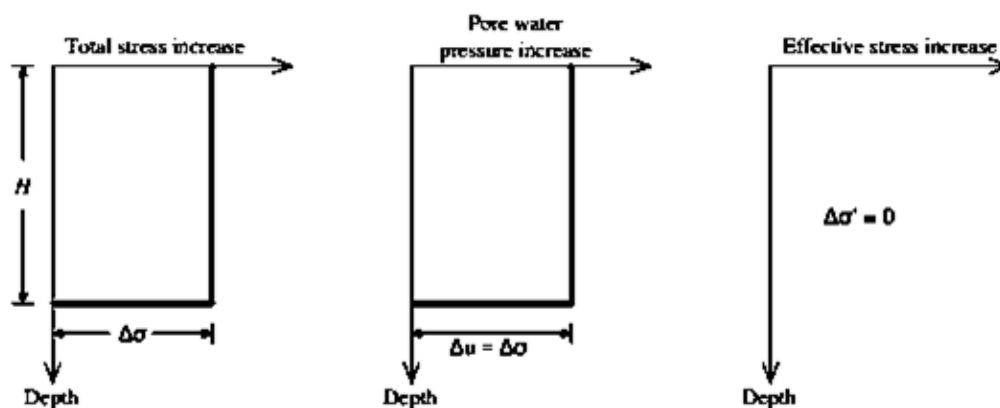
$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u \quad (2.43)$$

Dimana:

 $\Delta\sigma$ = penambahan tegangan efektif (kN/m²) $\Delta\sigma$ = penambahan tegangan porii (kN/m²)Gambar 2.17 Regangan Lapisan Tanah Lempung Jenuh Air Akibat Kenaikan Tegangan
(Sumber: Braja M. Das, 1985)

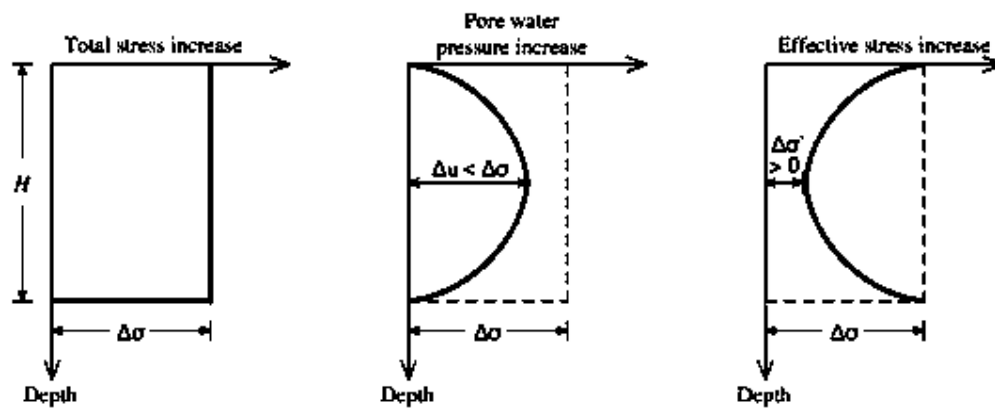
Lempung memiliki daya rembes yang sangat rendah dan air bersifat tidak terkompresi (incompressible) dibandingkan butiran tanah. Pada saat $t = 0$, seluruh penambahan tegangan ($\Delta\sigma$) ditanggung oleh air ($\Delta\sigma = \Delta u$) di seluruh kedalaman lapisan tanah pada Gambar 2.18, sementara butiran tanah tidak menanggung beban ($\Delta\sigma' = 0$). Setelah penambahan tegangan diterapkan, air dalam pori mulai tertekan dan mengalir keluar. Proses ini menyebabkan tekanan air pori berkurang secara bertahap pada setiap kedalaman, sehingga tegangan yang ditanggung oleh butiran tanah (efektif) meningkat seperti pada Gambar 2.19. Pada rentang waktu $0 < t < \infty$, hubungan ini dinyatakan dengan $\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u$, di mana $\Delta\sigma' > 0$ dan $\Delta u < \Delta\sigma$. Tetapi pada selang waktu ini, besarnya $\Delta\sigma'$ dan Δu pada setiap kedalaman tidak sama, tergantung pada jarak minimum yang harus ditempuh oleh air pori untuk mengalir keluar dari lapisan lempung.

Pada saat $t = \infty$, seluruh kelebihan air pori sudah hilang dari lapisan tanah lempung, jadi $\Delta u = 0$. Sekarang penambahan tegangan total, $\Delta\sigma$, akan dipikul oleh butiran tanah atau struktur tanah pada Gambar 2.20, maka $\Delta\sigma' = \Delta\sigma$. Gambar 2.18, Gambar 2.19 dan Gambar 2.20 adalah variasi tegangan total, tekanan air pori, dan tegangan efektif pada suatu lapisan lempung di mana air dapat mengalir ke atas dan ke bawah sebagai akibat dari penambahan tegangan $\Delta\sigma$.

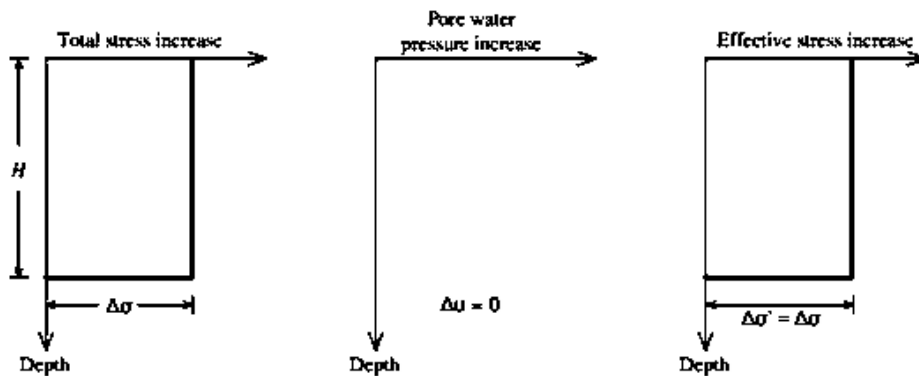


Gambar 2.18 Kondisi Tegangan Pada Saat $t=0$

(Sumber: Braja M. Das, 1985)

Gambar 2.19 Kondisi Tegangan Pada Saat $0 < t < \infty$

(Sumber: Braja M. Das, 1985)

Gambar 2.20 Kondisi Tegangan Pada Saat $t = \infty$

(Sumber: Braja M. Das, 1985)

Proses terdisipasinya air dalam pori-pori tanah secara bertahap, akibat penambahan beban dan pemindahan kelebihan tekanan air pori ke tegangan efektif, menyebabkan penurunan yang bergantung pada waktu (*time-dependent settlement*) pada lapisan tanah lempung. Tanah di lapangan pada kedalaman tertentu telah mengalami "tegangan efektif maksimum" akibat berat tanah di atasnya (*maximum effective overburden pressure*) dalam sejarah geologisnya. Tekanan maksimum ini bisa sama atau lebih kecil dari tekanan overburden saat pengambilan contoh tanah.

Apabila beban total yang dialami pada sat percobaan adalah lebih besar dari tekanan efektif *overburden* maksimum yang pernah dialami sebelumnya, maka

perubahan angka pori yang terjadi lebih besar. Ada tiga definisi didasarkan pada riwayat geologis dan sejarah tegangannya, yaitu:

1. Terkonsolidasi secara normal (*normally consolidated*), di mana tekanan efektif *overburden* pada saat ini merupakan tekanan maksimum yang pernah dialami tanah tersebut.
2. *Overconsolidated*, dimana tekanan efektif *overburden* saat ini lebih kecil dari tekanan yang pernah dialami oleh tanah tersebut sebelumnya. Tekanan efektif *overburden* maksimum yang pernah dialami oleh tanah tersebut sebelumnya dinamakan tekanan prakonsolidasi (*preconsolidation pressure*).
3. *Underconsolidated*, dimana tekanan efektif *overburden* saat ini mencapai maksimum sehingga peristiwa konsolidasi masih berlangsung.

c. Penurunan Rangkap/ Sekunder (*Secondary Settlement*)

Penurunan sekunder adalah penurunan yang terjadi setelah proses konsolidasi. Penurunan ini berlangsung seiring waktu dan biasanya terjadi lama setelah beban mulai bekerja, ketika partikel tanah mengalami creep atau pergerakan. Proses ini terjadi setelah semua tegangan air pori berlebih terdisipasi dan tegangan efektif berada dalam keadaan konstan. Dalam menghitung nilai penurunan konsolidasi sekunder digunakan persamaan (2.44).

$$S_s = \frac{c_\alpha H}{1+e_0} \log \left(\frac{t}{t_p} \right) \quad (2.44)$$

Dimana:

$$c_\alpha = 0,03Cc \quad (2.45)$$

$$t_p = - \frac{F_m(N_D) \ln(1 - Ur) de^2}{8c_r} \quad (2.46)$$

$$F_m(N_D) = \ln \frac{N_D}{N_s} + \frac{k_r}{k_s} \ln N_s - \frac{3}{4} + \pi z (2h_{dr} - z) \frac{k_r}{Q_c} \quad (2.47)$$

$$N_D = \frac{de}{dw} \quad (2.48)$$

$$N_s = \frac{ds}{dw} \quad (2.49)$$

$$ds = (1,5 \text{ to } 3,0) dc \quad (2.50)$$

$$k_r = 2 \cdot kv \quad (2.51)$$

$$k_v = C_v \times \gamma_w \times m_v \quad (2.52)$$

$$m_v = a_v(1 + e_0) \quad (2.53)$$

$$a_v = \frac{Cc(\log P_2 - \log P_1)}{(P_2 - P_1)} \quad (2.54)$$

$$Q_c = k_c \frac{\pi d w^2}{4} \quad (2.55)$$

$$k_c = \frac{0,000109 \times 4}{\pi d e^2} \quad (2.56)$$

$$k_s = \frac{1}{\lambda} k_r \text{ typically } \lambda = 2 - 6 \quad (2.57)$$

Dengan demikian, penurunan total dari suatu tanah yang dibebani dihitung menggunakan persamaan (2.58):

$$S_t = S_i + S_c + S_s \quad (2.58)$$

Keterangan:

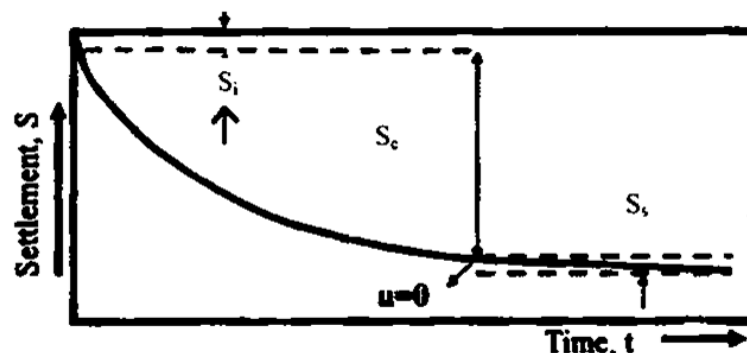
S_t = Penurunan Total (cm)

S_i = Penurunan Seketika

S_c = Penurunan Konsolidasi

S_s = Penurunan Sekunder

Dengan kata lain, penurunan sekunder terjadi ketika penurunan konsolidasi selesai, yaitu pada saat tegangan air pori berlebih $U = 0$, Berikut merupakan grafik hubungan antara penurunan dan waktu pada Gambar 2.21.



Gambar 2.21 Grafik Hubungan Antara Penurunan dengan Waktu
(Sumber: Gouw, 2010)

Terlihat pada Gambar 2.21 bahwa penurunan tanah sebagian besar terjadi pada saat penurunan konsolidasi. Dan pada fase ini pula, tanah mengalami peningkatan kekuatan dan stabilitas. Besar penurunan yang terjadi harus memenuhi syarat penurunan yang sudah ditentukan, berikut merupakan syarat penurunan total masa operasional dan kecepatan penurunan pada Tabel 2.19.

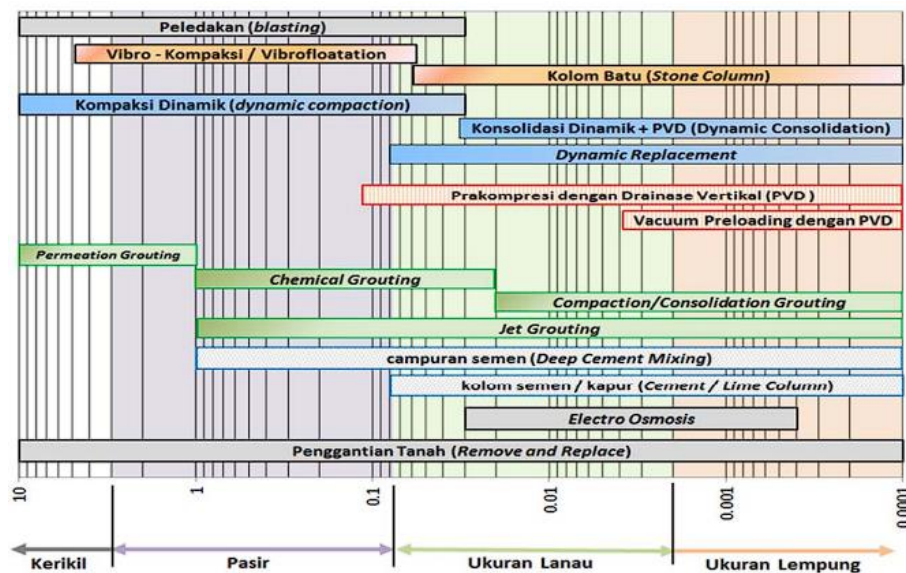
Tabel 2.19 Syarat Penurunan

Parameter	Syarat	Sumber
Penurunan total masa operasional	≤ 10	Manual Desain Perkerasan Jalan No. 02/M/BM/2017, 2017)
Laju penurunan	$< 2\text{cm/tahun}$	kelas Jalan I: Panduan Geoteknik 4 Desain dan Konstruksi dari (Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah, 2002)

2.5 Perbaikan Tanah

2.5.1 Pemilihan Jenis Perbaikan Tanah

Perbaikan tanah merupakan usaha yang dilakukan dengan tujuan untuk meningkatkan kualitas karakteristik tanah, utamanya parameter kuat geser tanah yang akan mendukung sebuah struktur sehingga mampu menahan beban struktur yang akan dibangun dengan deformasi yang diizinkan. Menurut SNI 8460:2017, secara garis besar jenis perbaikan tanah yang tepat untuk infrastruktur yang akan didirikan ditentukan berdasarkan diagram pada Gambar 2.22.



Gambar 2.22 Jenis - Jenis Perbaikan Tanah
(Sumber: SNI 8460:2017)

Dengan menentukan jenis perbaikan tanah sesuai gambar di atas, maka perlu dilakukan area percobaan (*trial area*) untuk melakukan uji coba sistem perbaikan tanah tersebut. Salah satu metode perbaikan tanah yang sering digunakan ialah kombinasi antara *Prefabricated Vertical Drain* (PVD) dengan *Vacuum Preloading*. Tujuan umum dari perbaikan tanah adalah untuk:

1. Meningkatkan daya dukung tanah.
2. Meningkatkan kuat geser tanah.
3. Memperkecil kompresibilitas dan penurunan tanah.
4. Memperkecil permeabilitas tanah (kasus: tanggul).
5. Memperbesar permeabilitas tanah (kasus: *dewatering* dan *sand lense*).
6. Memperkecil potensi kembang-susut pada tanah (*swelling potential*).
7. Menjamin kelestarian dan keberlanjutan sumber daya alam dan lingkungan.

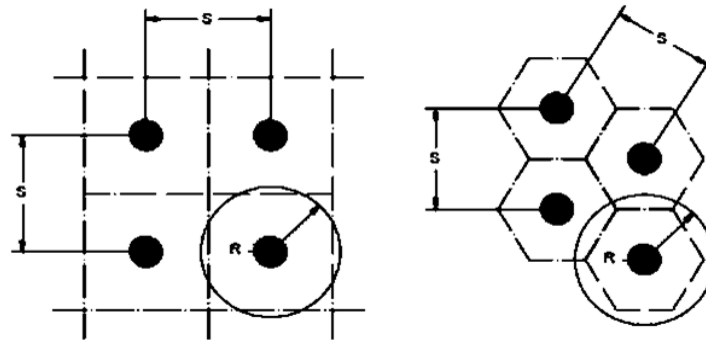
Dari sekian banyak jenis perbaikan tanah yang dapat dilakukan, masing-masing metode memiliki kelebihan dan kelemahan. Penerapan metode yang dilakukan apabila dilaksanakan dengan tidak tepat akan menimbulkan dampak buruk dalam jangka panjang, terutama penggunaan bahan kimia dan bahan perekat.

2.5.2 *Prefabricated Vertical Drain* (PVD)

Prefabricated Vertical Drain (PVD) adalah metode yang digunakan untuk mempercepat konsolidasi tanah secara vertikal. PVD dipasang secara vertikal ke dalam lapisan tanah lunak sebagai sistem drainase. Secara umum, PVD terbuat dari bahan sintesis yang terdiri dari dua komponen: serat penyaring geotekstil (*geotextile filter fabric*) yang mempermudah aliran air ke dalam rongga tanah, dan plastik inti drainase (*plastic drain core*) yang berfungsi sebagai pengumpul dan penyalur air. Bahan PVD biasanya terbuat dari *polypropylene*, *polystyrene*, dan *polyester*, yang dirancang untuk ketahanan terhadap kondisi tanah agar tetap stabil.

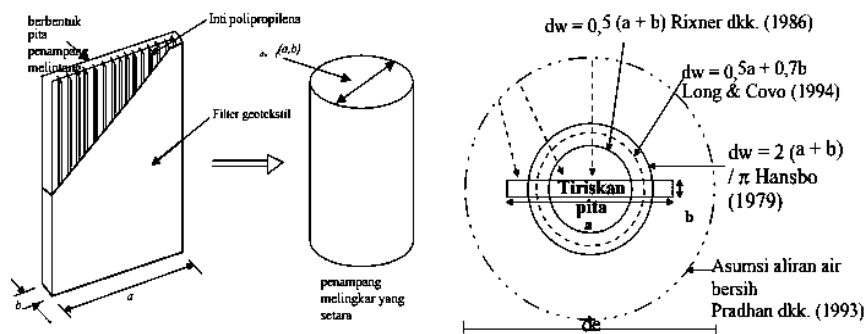
PVD adalah plastik bergerigi pipih memanjang yang dilapisi membran (*filler jacket*) berfungsi sebagai filter. PVD biasanya dikirim ke lapangan dalam gulungan dengan lebar 100 mm dan ketebalan bervariasi antara 2-5 mm. Saluran air berbentuk pita yang umum memiliki dimensi 100 mm x 4 mm. Sebagian besar PVD terdiri dari selaput drainase sintesis non-woven atau geotekstil sebagai filter. PVD dipasang secara vertikal

di lapisan tanah menggunakan mesin pemasangan dengan jarak yang bervariasi. Panjang PVD yang terpasang tergantung pada jenis tanah dan kedalaman tanah lunak. Menurut SNI 8640 tahun 2017, kedalaman pemasangan PVD harus mencapai tanah keras atau tanah lempung (stiff clay) untuk mencegah penurunan yang tidak dapat ditoleransi, dengan nilai konsistensi SPT berkisar antara 10-25. Gambar pola PVD dan Konsep PVD di ilustrasikan seperti pada Gambar 2.23 dan Gambar 2.24.



Gambar 2.23 Pola Pemasangan PVD

(Sumber: Hardiyatmo H.C. (2002))



Gambar 2.24 Ilustrasi Konsep PVD Berbentuk Pita dan Diameter Ekuivalen

(Sumber : Indraratna et al., 2005)

PVD mengasumsikan bahwa drainase memiliki potongan melintang berbentuk lingkaran, sehingga harus dipertimbangkan diameter ekuivalennya (d_w). Persamaan dari Hansbo (1997) merupakan persamaan umum yang digunakan untuk menghitung diameter ekuivalen yaitu pada persamaan (2.59).

$$d_w = \frac{a+b}{2} \quad (2.59)$$

Dimana:

d_w = Diameter Ekuivalen (cm)

a = Lebar PVD (cm)

b = Tebal PVD (cm)

PVD biasanya dikombinasikan dengan sistem preloading untuk memperpendek waktu perbaikan lapisan tanah lempung yang tebal. Penggunaan PVD memungkinkan aliran air pori secara radial dan horizontal, selain arah vertikal, sehingga air pori dapat dikeluarkan lebih cepat. Semakin tinggi rasio PVD, semakin bermanfaat pemasangannya.

Salah satu tujuan pemasangan PVD adalah mengurangi panjang lintasan pengaliran, sehingga jarak antar PVD menjadi penting. Saluran drainase harus lebih kecil dari tebal lapisan lempung. Untuk desain yang optimal, penting untuk mengetahui koefisien konsolidasi vertikal dan horizontal dengan akurat. Tujuan utama penggunaan PVD adalah mengeluarkan air dari pori tanah dan mengurangi tekanan air pori berlebih.

Proses pemasangan PVD dengan mandrel dapat mengganggu struktur tanah. Ukuran mandrel yang lebih besar akan meningkatkan area tanah yang terganggu, menciptakan zona kerusakan tanah (*smear zone*) yang dapat mengurangi permeabilitas. Menurut Barron (1948), dalam kondisi tertentu, lapisan dengan butiran halus dapat mengalami gangguan yang melebar ke lapisan berikutnya. Zona kerusakan ini menciptakan perkuatan tambahan yang harus diatasi oleh air berlebih, yang dapat menghambat laju konsolidasi.

Hal dasar yang dapat diketahui dari pemasangan PVD adalah semakin besar diameter ekuivalen dari PVD semakin kecil kemampuan *drain* tersebut. Semakin kecil efek *smear* yang terjadi semakin efektif *vertical drain* tersebut. Dengan metode analisa yang dikembangkan oleh Hansbo (1981) efek dari pemasangan PVD pada nilai *rate of consolidation* yang diaplikasikan pada tanah lunak dapat dihitung. Dalam suatu koordinat silinder tiga dimensi, bentuk persamaan konsolidasi dengan perbedaan sifat tanah dalam arah horizontal dan vertikal sekaligus pada persamaan (2.60).

$$\left(\frac{\delta u}{\delta t}\right) = Ch \left(\frac{\delta^2 u}{\delta r^2} + \frac{1}{r} \frac{\delta u}{\delta r}\right) + Cv \frac{\delta^2 u}{\delta z^2} \quad (2.60)$$

Waktu konsolidasi dinyatakan oleh persamaan (2.61).

$$t = \frac{D^2}{8 Ch} F(n) \ln \frac{1}{1-Uh} \quad (2.61)$$

Derajat konsolidasi arah radial rata-rata dihitung dengan persamaan (2.62).

$$U_v = 1 - e^{\left(\frac{8Th}{F(n)}\right)} \quad (2.62)$$

Pemasangan drainase vertikal yang biasa digunakan ada dua macam, yaitu pola segitiga dan pola segi empat. Mekanisme dari area penyerapan air pada masing-masing pola dapat dilihat pada Gambar 2.24. Diameter zona yang terpengaruh oleh *drain* (De) dari drainase vertikal masing-masing pola adalah:

Untuk pola segitiga menggunakan persamaan (2.63).

$$De = 1,05 \cdot S \quad (2.63)$$

Untuk pola segi empat menggunakan persamaan (2.64)

$$De = 1,128 \cdot S \quad (2.64)$$

dimana:

u = kelebihan tekanan air pori

t = waktu konsolidasi

r = koordinat silinder radial

z = koordinat silinder aksial

Ch = koefisien konsolidasi horizontal

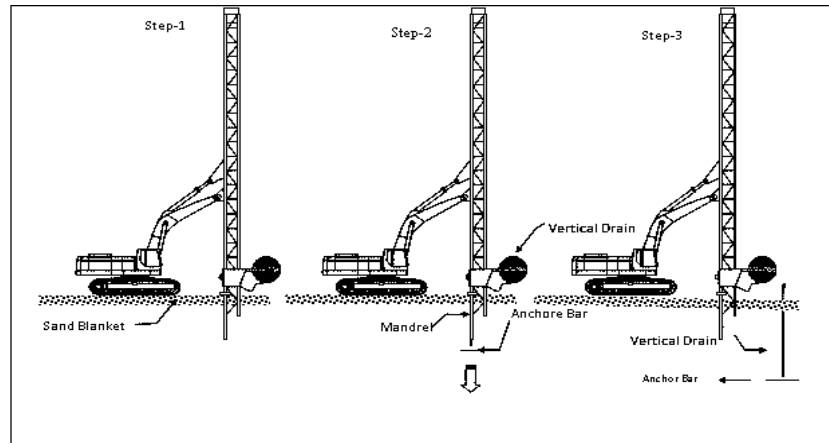
Cv = koefisien konsolidasi vertikal

S = jarak antar PVD

De = diameter silinder pengaruh drainase vertikal

Untuk penggunaan di lapangan, pola segitiga lebih sering dipilih karena area pengalirannya lebih mencakup seluruh area yang dipasang PVD. Pemasangan PVD

dengan pola segitiga dianggap menghasilkan pemampatan yang seragam dibandingkan dengan pola segiempat (Holtz, 1991). Adapun tahapan pemasangan *Prefabricated Vertical Drain* dapat dilihat pada Gambar 2.25.



Gambar 2.25 Skema Pemasangan PVD

(Sumber: PT. Geostucture Dynamics, 2023)

Penggunaan PVD di lapangan untuk mempercepat konsolidasi dapat diterapkan hampir di semua kondisi umum. PVD efektif digunakan pada tanah yang sangat mudah mampat (*permeable*) ketika diterapkan beban statis di atasnya, serta pada tanah dengan jarak tempuh pengaliran air pori yang jauh. Tanah dengan karakteristik tersebut biasanya termasuk dalam jenis tanah kohesif dan tanah berbutir halus, baik organik maupun non-organik. Selain itu, beberapa koefisien juga dapat mempengaruhi kinerja PVD di lapangan.

Gaya penahan yang baik dari tanah (*discharge capacity*) dari pengaliran adalah salah satu unsur yang paling berpengaruh terhadap *performance* dari *vertical drain*. *Smear zone* juga dianggap memiliki efek yang signifikan terhadap nilai konsolidasi pada tanah yang dipasang PVD. (Chai dan Miura, 2005)

Hansbo (1979) mengembangkan persamaan dengan pendekatan sebagai berikut pada persamaan (2.65).

$$t = \frac{D^2}{8ch} (F(n) + F_s + F_r) \ln \left(\frac{1}{1-U_h} \right) \quad (2.65)$$

Untuk $F(n)$, F_r , F_s masing-masing adalah faktor-faktor hambatan yang disebabkan akibat jarak antar PVD, gangguan pada PVD sendiri, dan tanah yang terganggu, dengan persamaan (2.66), (2.67) dan (2.68).

$$F(n) = \ln \left(\frac{D}{D_w} \right) - \frac{3}{4} \quad (2.66)$$

$$F_r = \pi \cdot z \cdot (L - z) \cdot \left(\frac{kh}{q_w} \right) \quad (2.67)$$

$$F_s = \left(\frac{kh}{q_w} - 1 \right) \cdot \ln \left(\frac{ds}{dw} \right) \quad (2.68)$$

dimana:

$F(n)$ = Faktor akibat jarak antar PVD

F_r = Faktor *well resistance*

F_s = Faktor efek *smear*

D = Diameter silinder pengaruh drainase vertikal

d_w = Diameter ekivalen PVD

z = Panjang suatu titik dari akhir drainase

L = Panjang aliran drainase jika drainase terjadi di dua ujung

kh = Koefisien permeabilitas arah horizontal pada tanah yang tidak terganggu

q_w = Kapasitas tampung PVD pada gradien hidrolik = 1

ds = Daerah di sekeliling drainase yang terusik akibat pemasangan PVD

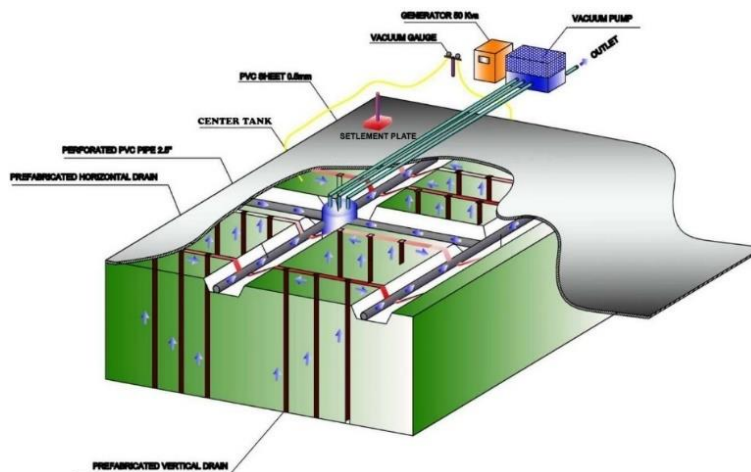
ks = Koefisien permeabilitas tanah horizontal pada daerah yang terusik

Dari data lapangan yang didapatkan, nilai $F_s/F(n)$ dapat berkisar antara 1 sampai dengan 3, Untuk memudahkan perencanaan dapat diasumsikan bahwa $F_s = F(n)$. Sedangkan untuk F_r dianggap = 0,

2.5.3 *Vacuum Preloading*

Pada tahun 1952, metode Vacuum Preloading diperkenalkan oleh Kjellman di Swedia, yang melibatkan pemasangan lembaran material kedap air di permukaan tanah

dan penyedotan air serta udara di dalam lembaran tersebut menggunakan pompa vakum (Indraratna et al., 2003). Sejak saat itu, metode ini telah berkembang menjadi teknik yang efisien untuk perbaikan tanah lempung lunak. Metode ini telah berhasil diterapkan dalam proyek reklamasi lahan di berbagai negara. Dalam beberapa tahun terakhir, metode ini terus ditingkatkan dengan penggabungan material dan teknologi baru. Ilustrasi pengaplikasian metode *Vacuum Preloading* dapat dilihat pada Gambar 2.26.



Gambar 2.26 Pengaplikasian Metode *Vacuum Preloading*

(Sumber: PT. Geosturcture Dynamics,2023)

Metode *Vacuum Preloading* didasarkan pada penerapan penghisapan vakum pada massa tanah terisolasi untuk mengurangi tekanan atmosfer di dalamnya. Dengan mengurangi tekanan air pori, tegangan efektif dapat meningkat tanpa mengubah tegangan total. Prinsip utama metode ini adalah menghilangkan tekanan atmosfer di tanah yang akan dikonsolidasi dan mempertahankan kondisi vakum selama waktu tertentu. Tipe tanah yang cocok untuk metode ini adalah tanah dengan konsistensi sangat lunak hingga lunak, dengan nilai N-SPT antara 0 hingga 4. Metode ini dipertimbangkan saat pekerjaan tanah mengalami hambatan signifikan, seperti tanah lempung lunak, tidak adanya lapisan pasir dekat permukaan, dan lokasi proyek yang sering hujan, yang dapat meningkatkan kadar air tanah.

Dalam penerapan metode ini, *sand drain* dan PVD sering digunakan untuk mendistribusikan tekanan vakum dan debit air pori. Beban vakum nominal 80 kN/m^2 biasanya diterapkan, meskipun kadang dapat mencapai 90 kN/m^2 . Metode ini efektif

untuk perbaikan tanah sangat lunak, karena tekanan tersebut dapat diterapkan tanpa masalah stabilitas. Tidak ada batasan dalam menentukan luas permukaan dan bentuk area yang akan diperbaiki; meskipun unit pompa vakum standar dirancang untuk area seluas 5000 m², area yang lebih luas dapat ditangani dengan penambahan untuk menyebarkan tekanan vakum. Dari segi biaya, area berbentuk segi empat lebih ekonomis dibandingkan bentuk lain karena memerlukan lebih sedikit perawatan untuk menjaga kedap air dan udara.

Hambatan utama dalam pengembangan metode vakum adalah kurangnya pemahaman tentang prinsip dasarnya, di mana banyak yang menganggap vakum sebagai beban tambahan. Dalam perhitungan tegangan tanah, tekanan atmosfer (Pa) sering kali diabaikan. Penyederhanaan ini umumnya tidak memengaruhi hasil akhir karena fokusnya pada tegangan efektif, dan tekanan atmosfer jarang menjadi parameter kunci dalam permasalahan geoteknik. Berikut adalah kondisi-kondisi yang perlu dicapai di dalam pengaplikasian metode *Vacuum Preloading* dalam sebuah proyek:

- a. *Ground water table* pada area yang ditingkatkan tetap pada keadaan awal dan tidak mencapai membran vakum, sehingga horizontal *drain* dan sebuah lapisan yang dapat mampat dapat dipasang di bawah membran.
- b. Vakum yang dinaikkan di dalam tanah setidaknya jauh dari kelilingnya, yang membutuhkan pemasangan jaringan *vertical drain*.
- c. Pompa vakum harus memiliki nilai efisiensi yang tinggi, n .

Kelebihan dari metode *Vacuum Preloading* menurut Qian (dalam Jurnal Teknik Universitas Atma Jaya) di antara lain:

1. Tegangan efektif meningkat seiring dengan peningkatan tekanan isap dan pergeseran lateral tanah dapat ditahan. Dengan demikian dapat mengurangi keruntuhan geser.
2. Tinggi tekanan vakum dapat didistribusikan sampai kedalaman yang jauh di bawah lapisan tanah dengan menggunakan sistem PVD.
3. Volume tambahan timbunan untuk pembebanan dapat diturunkan dan tetap mencapai besar penurunan yang sama.

Untuk mendapatkan beban timbunan akibat pompa *vacuum*, terlebih dahulu dilakukan koreksi tekanan atmosfer. Tekanan atmosfer $P = 1 \text{ atm} = 76 \text{ cmHg} = 101,3 \text{ kN/m}^2$. Pada perencanaan metode *vacuum preloading* efektivitas pompa yang sering digunakan adalah 80%. Sehingga tekanan *vacuum* tidak dapat dicapai secara maksimal. Besarnya tekanan atmosfer berdasarkan ketinggian lokasi dapat dihitung menggunakan persamaan (2.69):

$$P(\text{tinggi lokasi}) = 76 - \frac{\text{tinggi lokasi}}{100} \text{ cmHg} \quad (2.69)$$

Apabila efektivitas pompa yang diharapkan adalah 80%, maka digunakan persamaan (2.70):

$$q_{\text{vacuum}} = 80\% \times P \quad (2.70)$$

Untuk mengkonversi beban *vacuum* menjadi tinggi timbunan tanah digunakan persamaan (2.71).

$$H_{\text{vacuum}} = \frac{\gamma_{\text{timbunan}}}{q_{\text{vacuum}}} \quad (2.71)$$

Chai (2005) mengatakan, dengan sistem ini proses konsolidasi dapat tercapai lebih cepat tanpa perlu menambahkan tinggi timbunan yang dapat mengakibatkan keruntuhan geser. Selain itu waktu konstruksi menjadi lebih singkat, tidak memerlukan peralatan berat, tidak ada campuran kimia yang digunakan, sehingga merupakan metode perbaikan tanah yang ramah lingkungan. Untuk tahapan pelaksanaan pekerjaan *Vacuum Preloading* sebagai berikut:

1. Area yang akan dikonsolidasi dilapisi terlebih dahulu dengan pasir.
2. Pemasangan PVD.
3. Pipa horizontal dipasang.
4. Dilanjutkan dengan memasang membran penutup.
5. Penggalan parit perifer.
6. Diakhiri dengan pemasangan vakum.

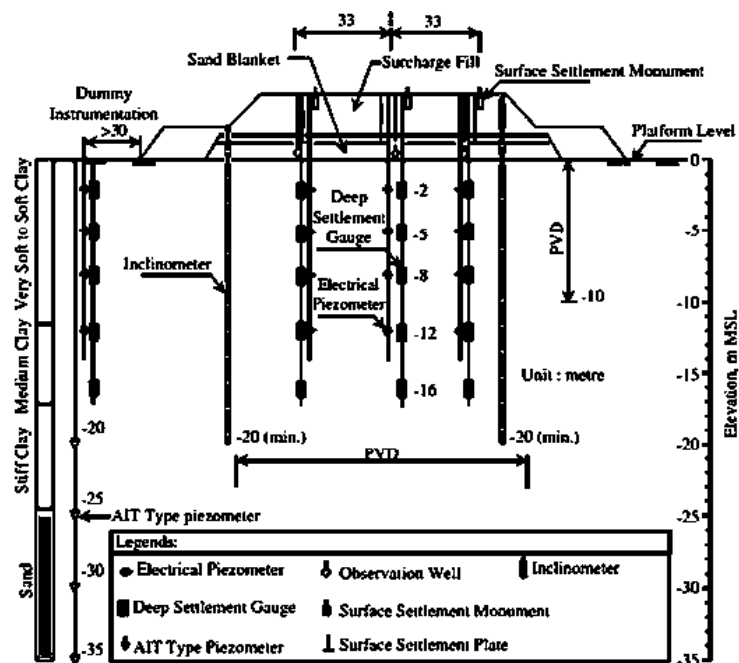
Prinsip metode *Vacuum Preloading* melibatkan sistem saluran air vertikal yang dipasang dari permukaan tanah ke dalam massa tanah hingga kedalaman tertentu, serta sistem drainase permukaan yang mencakup media granular (tikar pasir) dan saluran

horizontal. Pipa kolektor mengarah ke pompa vakum untuk mengeluarkan air dan udara dari massa tanah. Massa tanah vakum diisolasi dari permukaan dengan membran kedap udara, dan jika diperlukan, dilindungi secara lateral dari kebocoran menggunakan dinding *cut-off*.

Yan dan Chu (2003) menyatakan bahwa biaya perbaikan tanah dengan pembebanan vakum mengurangi sekitar 30% dari pada metode konsolidasi konvensional. Efektivitas sistem ini tergantung pada: (a) Integritas (kedap udara) membran, (b) efektivitas segel antara tepi membran dan permukaan tanah, dan (c) kondisi tanah dan lokasi muka air tanah (Cognon et al., 1994). Indraratna et.al., (2004) menunjukkan dengan pengukuran laboratorium bahwa pola distribusi tekanan vakum sepanjang PVD dapat mempengaruhi kinerja keseluruhan sistem prapembebanan vakum.

2.5.4 Instrumentasi Lapangan untuk Perbaikan Tanah PVD dan *Vacuum Preloading*

Dalam geoteknik instrumentasi yang digunakan berupa alat ukur yang digunakan untuk mengumpulkan data tanah dan batuan. Skema instrumentasi pada pekerjaan *preloading* atau *vacuum preloading* dapat dilihat pada Gambar 2.27.



Gambar 2.27 Skema Instrumentasi Pekerjaan *Vacuum Preloading*
(Sumber: Moh dan Lin, 2005)

Untuk perbaikan tanah dengan metode *vacuum preloading*, terdapat beberapa instrumentasi geoteknik yang bisa digunakan seperti:

a. *Vibrating Wire Piezometer*



Gambar 2.28 *Vibrating Wire Piezometer*

(Sumber: PT Geoststructure Dynamics, 2023)

Piezometer dipasang sebelum dilakukan pemasangan lapisan kedap (*geomembrane*). Alat ini terdiri atas pipa yang level ujungnya diletakkan di elevasi dimana tekanan air akan diukur. Ilustrasi alat dan penggunaan terdapat pada Gambar 2.28.

b. *Extensometer*



Gambar 2.29 *Extensometer*

(Sumber: PT Geoststructure Dynamics, 2023)

Extensometer merupakan alat untuk mengukur perubahan panjang dari suatu objek. Digunakan untuk mengukur penurunan dibawah tanah (*subsoils*). Pemasangan Ekstensometer dipasang sebelum dilakukan pemasangan lapisan kedap (*geomembrane*). Ekstensometer dipasang pada titik-titik di area cell vakum sesuai dengan gambar denah. Ilustrasi alat dan penggunaan terdapat pada Gambar 2.29.

c. *Settlement Plate*



Gambar 2.30 *Settlement Plate*
(Sumber: PT Geostucture Dynamics, 2023)

Settlement plate terdiri atas pelat yang bagian tengahnya dipasang pipa baja atau *rod* dan diletakkan pada kedalaman dimana penurunan akan diukur, biasanya terdiri dari dua pipa yaitu pipa yang langsung terhubung dengan pelatnya dan pipa yang menghubungkan pelat ke pelindung bagian luar. Digunakan untuk mengukur penurunan tanah permukaan. Ilustrasi alat dan penggunaan terdapat pada Gambar 2.30.

d. *Vacuum Gauges*



Gambar 2.31 *Vacuum Gauges*
(Sumber: PT Geostucture Dynamics, 2023)

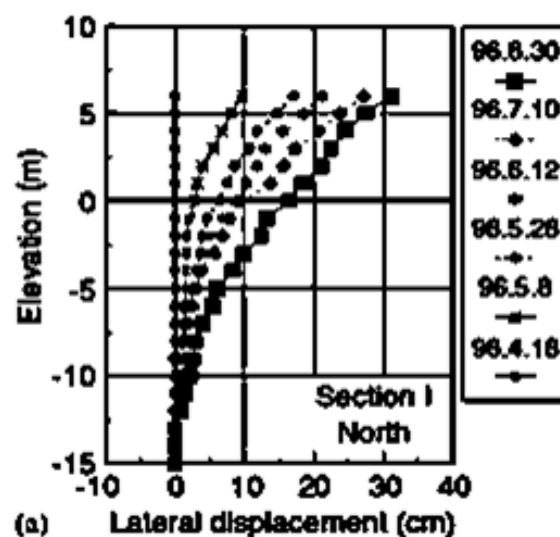
Digunakan untuk mengukur tekanan *vacuum* di bawah membran. Berdasarkan instrumen ini besar tekanan *vacuum* dapat di monitor, termasuk jika terjadi kehilangan tekanan. Ilustrasi alat dan penggunaan terdapat pada Gambar 2.31.

e. *Inclinometer*



Gambar 2.32 *Inclinometer*
(Sumber: PT Geostructure Dynamics, 2023)

Untuk mengukur deformasi lateral dari tanah melalui pengukuran sautu *probe* terhadap pipa yang sudah dimasukkan sebelumnya. Pergerakan horizontal inklinometer pada pekerjaan *vacuum* adalah arah ke dalam (*area vacuum*), tipikal hasil pembacaan inklinomter dapat dilihat pada Gambar 2.33. Pada pekerjaan *preloading* atau *vacuum preloading*, inklinometer biasanya diletakkan di kaki timbunan untuk memantau pergerakan lateralnya. Pemasangan Inclinometer dipasang setelah dilakukan Pekerjaan Angkur dan tanggul.



Gambar 2.33 Contoh Hasil Pembacaan Monitoring dengan *Inclinometer*
(Sumber: Chu dan Yan, 2005)

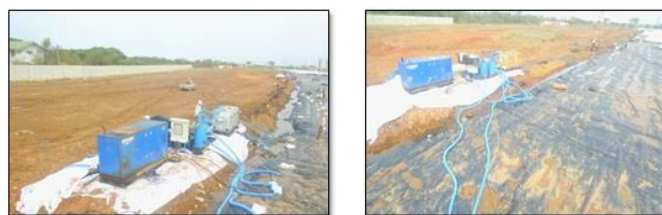
f. Lapisan Proteksi (*Geotextile Non Woven*) dan Lapisan Kedap (*Geomembrane*)



Gambar 2.34 Lapisan Proteksi (*Geotekstil Non Woven*) dan Lapisan Kedap (*Geomembrane*)
(Sumber: PT Geostructure Dynamics, 2023)

Geotextile Non Woven memiliki bahan dasar berupa PET dan PP yang dibuat melalui proses mekanis dengan melibatkan termal dengan mesin berteknologi tinggi. *Geotextile Non Woven* memiliki sifat permeabilitasnya tinggi dan daya tahan yang baik terhadap tusukan. Fungsi dari *Geotextile Non Woven* yaitu sebagai penyaring dan bagian dari komponen drainase yang bertujuan untuk mengalirkan air tanpa membawa partikel-partikel tanah. Selain *Geotextile Non Woven*, *geomembrane* sendiri memiliki fungsi yang sama yakni memproteksi dari benda yang cukup tajam. Ilustrasi alat dan penggunaan terdapat pada Gambar 2.34.

g. Pompa *Vacuum* dan Generator Listrik



Gambar 2.35 Pompa *Vacuum* dan Generator Listrik
(Sumber: PT Geostructure Dynamics, 2023)

Pompa Vakum dan generator listrik dipasang pada setiap kotak lahan dengan luas $\pm 3000\text{m}^2$, pemasangan pompa ini dilakukan setelah lapis kedap selesai dilaksanakan serta Setelah seluruh sistem atau jaringan dalam lahan telah terpasang. Pompa vakum dan

generator haruslah diletakan pada posisi yang lebih tinggi dari lahan sehingga tidak tergenang air. Ilustrasi alat dan penggunaan terdapat pada Gambar 2.35.

2.6 Perpindahan Lateral

Perpindahan lateral pada tanah mengacu pada gerakan horizontal tanah akibat beban eksternal, seperti timbunan atau konstruksi. Menurut Bowles (1996), perpindahan lateral terjadi karena perubahan distribusi tegangan yang memicu deformasi horizontal pada tanah, khususnya pada tanah lunak yang cenderung lebih kompresibel. Schmertmann (1981) menambahkan bahwa perpindahan ini dapat disebabkan oleh gaya geser yang melebihi kemampuan tahan geser tanah, mengakibatkan pergerakan horizontal. Dalam proyek-proyek infrastruktur, perpindahan lateral sangat penting untuk dipertimbangkan karena dapat memengaruhi kestabilan struktur dan keamanan proyek.

Untuk menghitung perpindahan lateral, digunakan persamaan (2.72) menurut (Liu et al., 2018):

$$\varepsilon_{vol} = \frac{1}{2} (1 - \alpha) \frac{\lambda}{1 + e} \ln \left(1 + \frac{\Delta\sigma_{vac}}{\sigma'_{vo}} \right) \quad (2.72)$$

Dimana:

λ = koefisien kompresi (cm)

e = tekanan vacuum (kPa)

σ'_{vo} = tekanan efektif tanah (kPa)

$\Delta\sigma_{vac}$ = tekanan *vacuum* (kPa)

α = min 0,8

2.7 Penelitian terdahulu

Penelitian terdahulu yang selaras dengan Tugas Akhir ini yang telah dilakukan sebelumnya dirangkum dalam Tabel 2.20 berikut ini:

Tabel 2.20 Penelitian Terdahulu

No	Judul	Penulis	Metode	Hasil
1,	Analisis Perbaikan Tanah Dasar Menggunakan Kombinasi <i>Preloading</i> dan <i>Prefabricated Vertical Drain</i> (Studi Kasus: Timbunan Proyek Muara Bakti, Bekasi)	Anggie Tri Putra Sinaga	Kombinasi <i>Preloading</i> dan <i>Prefabricated Vertical Drain</i>	a. Penurunan yang terjadi pada titik tinjau mengalami penurunan sebesar 1,4m dan 1,6m. b. Hasil analisis penurunan menggunakan <i>Prefabricated Vertical Drain</i> (PVD) didapatkan konfigurasi spasi 1m dengan waktu konsolidasi selama 12 hari, spasi 1,5m selama 25 hari dan spasi 2m selama 44 hari. c. Nilai faktor keamanan yang diperoleh sebesar 1,57,
2.	Analisis Perbaikan Tanah Lunak Metode <i>Preloading</i> dan <i>Preloading</i> Kombinasi <i>Prefabricated Vertical Drain</i> (PVD) dengan Variasi Panjang PVD (Studi Kasus: Pembangunan Jalan Tol Indralaya-Prabumulih)	Reynata Putri Utamia, Erdina Tyagita Utami, Julita Hayati	<i>Preloading</i> dan <i>Preloading</i> Kombinasi <i>Prefabricated Vertical Drain</i> (PVD)	a. Besar penurunan yang diperoleh berdasarkan hasil analisis secara manual yaitu sebesar 1,263 m. Sedangkan besar penurunan yang diperoleh secara program elemen hingga metode <i>preloading</i> yaitu sebesar 1,307 m dan metode <i>preloading</i> kombinasi PVD dengan

No	Judul	Penulis	Metode	Hasil
				variasi panjang PVD didapatkan besar penurunan dengan rata-rata 1,307 m. b. Pada perhitungan analitis, lama waktu konsolidasi yang diperoleh yaitu sebesar 468 hari. Sedangkan lama waktu konsolidasi yang diperoleh menggunakan program elemen hingga metode preloading yaitu sebesar 473 hari. pemasangan panjang PVD sebesar 22 m memiliki waktu konsolidasi yang paling singkat yaitu 32 hari. c. Hasil analisa tegangan air <i>excess pore pressure</i> maksimum menggunakan metode elemen hingga didapatkan hasil untuk metode <i>preloading</i> sebesar 61,00 kN/m² sedangkan untuk metode <i>preloading</i> kombinasi PVD hasil yang didapatkan yaitu panjang PVD