

BAB 2 LANDASAN TEORI

2.1 Tangki Penyimpanan Minyak

Stasiun pengumpul adalah suatu tempat yang berada di permukaan yang memiliki fungsi sebagai tempat untuk proses pemisahan fluida yang dialirkan melalui *flowline* dari sumur pertama kali. Stasiun pengumpul sendiri terdiri dari komponen transportasi (*flowline*, *manifold*, dan *header*), peralatan pemisah (*separator*, *oil skimmer*, *gas dehydrator*), dan peralatan penampung hasil pemisahan (tangki minyak).

Tangki penyimpanan minyak (*storage tank*) merupakan tempat dimana *crude oil* ditimbun. Tangki ini merupakan komponen penting dalam proses pengolahan minyak mentah (*crude oil*). Tangki penyimpanan minyak juga menjaga produk minyak atau bahan baku minyak mentah dari berbagai kontaminasi benda yang nantinya dapat mempengaruhi kemurnian dari minyak. Tangki penyimpanan minyak yang sering digunakan seringkali berbentuk silinder dengan berbagai macam jenis atap (Fathony Akbar et al., 2020).

Banyak cara untuk mengklasifikasikan tangki. Tangki diklasifikasikan berdasarkan kode, standar, dan peraturan yang berdasarkan tekanan dalam tangki. Tangki juga bisa dibedakan melalui jenis atapnya (Myers, 1997). Beberapa jenis tangki berdasarkan tekanan dalamnya diantaranya adalah:

1. *Atmospheric tanks*/tangki atmosferik

Tangki jenis ini merupakan tangki yang paling sering dipakai. Walaupun tangki ini disebut tangki *atmospheric* tangki ini beroperasi dengan tekanan di dalamnya hanya sedikit lebih tinggi diatas tekanan atmosfer.

2. *Low-pressure tanks*/tangki bertekanan rendah

Tidak seperti namanya `tangki ini dirancang untuk tekanan lebih tinggi dari tekanan atmosfer. Dengan kata lain tangki ini secara relatif merupakan tangki bertekanan tinggi. Tangki ini dirancang untuk beroperasi dengan besar tekanan atmosfer hingga besar tekanan 15 psig³. *Pressure Vessels* (tangki bertekanan tinggi)/bejana bertekanan tinggi.

3. *Pressure vessels* (tangki bertekanan tinggi)

Tangki bertekanan tinggi (bejana yang beroperasi dengan tekanan diatas 15 psig) kata ini tidak digunakan oleh mereka yang bekerja dengan tangki. Karena *pressure vessels* adalah bentuk lain dari wadah dan diperlakukan secara terpisah dari tangki oleh kode, standart, dan peraturan. Zat seperti amonia dan hidrokarbon seringkali disimpan di bejana berbentuk bola yang sering disebut sebagai tangki. Tangki ini dirancang dengan tekanan 15 psig atau lebih. Perancangan dan konstruksi dari tangki ini diatur oleh ASME *Boiler and Pressure Vessel Code* (Myers, 1997).

Tangki juga dapat diklasifikasikan berdasarkan bentuk dari atapnya. Beberapa jenis tangki berdasarkan bentuk atapnya adalah:

1. *Fixed-roof Tanks*

Jenis atap yang digunakan dalam jenis tangki ini adalah *cone-roof tanks*, *umbrella-roof tanks*, *dome roof tanks*, dan *aluminium geodesic dome-roof tanks*.

2. *Floating-roof tanks*

Semua *floating-roof tanks* mempunyai dinding vertikal, berbentuk silinder seperti *cone-roof tank*. Atap dari tangki jenis ini memiliki struktur berbentuk cakram yang akan mengapung dalam semua kondisi. Atap ini dibuat dengan celah sekitar 8 – 12 inci diantara dinding tangki dan atap. Ruang antara atap dan dinding tangki disegel oleh perangkat yang disebut *rim seal*. Atap dari tangki jenis ini terbagi lagi menjadi dua jenis yaitu *external floating roof* yang terdiri dari *pontoon roofs* dan *double-deck roofs*, lalu ada jenis *internal floating roof* yang terdiri dari *pan roof*, *bulkhead pan roof*, *skin and pontoon roof*, *honeycomb roof*, dan jenis *plastic sandwich* (Myers, 1997).

2.2 Pembebanan

Dalam perancangan desain tangki minyak terdapat beberapa pertimbangan desain. Menurut American Petroleum Institute (API) 650 pertimbangan perancangan seperti pembebanan, kombinasi pembebanan untuk tangki minyak.

Berikut dijelaskan mengenai besar pembebanan serta kombinasi pembebanan untuk tangki penyimpanan minyak.

2.2.1 Pembebanan Struktur Atas

Beban dari struktur atas yang diterima oleh fondasi meliputi beban mati tangki, beban hidup, beban angin, *external pressure load*, *internal pressure load* dan beban gempa (*seismic load*). Perhitungan pembebanan pada tangki mengacu pada standar oleh *American Petroleum Institute (API) 650 Welded Tanks for Oil Storage*. Beberapa komponen beban yang bekerja pada fondasi berasal dari tangki diantaranya adalah:

1. Beban mati (D), beban mati berasal dari berat sendiri tangki. Beberapa komponen yang mempengaruhi besar beban mati dari tangki seperti dinding tangki (*shell*), atap tangki (*roof tank*) serta alas tangki (*bottom plate, annular plate*).
2. Beban hidup (L), beban hidup pada tangki sendiri berasal dari atap tangki. Beban hidup pada dari atap tangki harus lebih besar dari 0,72 kPa sesuai dari ketentuan API 650.
3. Beban angin (W), lokasi tangki menjadi pertimbangan dalam menghitung beban angin karena kecepatan angin pada tiap lokasi pastinya berbeda. Beban angin sendiri dapat mempengaruhi kestabilan tangki. Beban angin dihitung dengan persamaan 2.1 dan persamaan 2.2 berikut:

Beban angin rencana pada area vertikal:

$$F_v = P_v \times A_v \quad (2.1)$$

Beban angin rencana pada area horizontal:

$$F_h = P_h \times A_h \quad (2.2)$$

Dimana,

P_v, P_h = Tekanan angin rencana pada area vertikal dan horizontal.

A_v, A_h = Area proyeksi vertikal dan horizontal pada permukaan.

4. *Internal Pressure Load*

Internal Pressure Load sendiri merupakan beban yang dihasilkan oleh tekanan fluida yang berada di dalam tangki dan bekerja pada dinding tangki. Besar *internal pressure load* dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$P_i = P \times A_h \quad (2.3)$$

Dimana,

P_i = *internal load pressure* (kN)

$$P = \frac{A F_y \tan \theta}{200 D^2} + 0,08 \text{ th (kPa)} \quad (2.4)$$

A_h = luas daerah yang menahan beban (m^2)

5. *External Pressure Load*

External pressure load merupakan beban yang dihasilkan dari tekanan yang berasal dari luar tangki yang bekerja terhadap dinding tangki. Dalam hal ini beban tersebut adalah beban dari hujan yang minimum nilainya adalah 0,25 kPa.

$$P_e = R \times A_h \quad (2.5)$$

Dimana,

P_e = *external pressure load* (kN)

R = besar beban hujan (kPa) (minimum 0,25 kPa)

A_h = luas daerah yang menahan beban (m^2)

6. Beban gempa (E), beban gempa akan menimbulkan momen guling (*overturning*). Sistem fondasi dari suatu struktur tidak boleh gagal terlebih dahulu daripada struktur yang ditumpu, sehingga kombinasi pembebanan yang mempertimbangkan faktor kuat lebih harus diaplikasikan dalam desain sistem fondasi. Tahapan dalam perhitungan beban gempa adalah sebagai berikut:

- a. Menentukan kategori risiko gempa dan nilai faktor keutamaan gempa (I_e).

Kategori risiko gempa dapat ditentukan dari Tabel 2.1 berikut, nantinya kategori risiko gempa ini akan berpengaruh pada penentuan nilai faktor keutamaan gempa (I_e) yang dapat dilihat pada Tabel 2.2.

Tabel 2.1 Kategori Risiko Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak Penjara - Bangunan untuk orang jompo Gedung dan nongedung. tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk	III

Jenis Pemanfaatan	Kategori risiko
fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	
Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah ibadah - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat. Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.	IV

(Sumber: SNI 1726 – 2019)

Tabel 2.2 Faktor Keutamaan Gempa (I_e)

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa (I_e)
I atau II	1,00
III	1,25
IV	1,50

(Sumber: SNI 1726 – 2019)

b. Menentukan klasifikasi situs tanah

Penentuan klasifikasi situs tanah menurut SNI 1726 – 2019 dapat ditinjau dengan menggunakan nilai tahanan penetrasi standar lapangan rata – rata ($\bar{N}$) yang didapatkan dari persamaan 2.6.

$$\bar{N} = \frac{\sum d_i}{\sum \frac{d_i}{N_i}} \quad (2.6)$$

Dimana,

$\bar{N}$ = tahanan penetrasi standar rata-rata.

d_i = tebal suatu lapisan tanah atau batuan.

N_i = tahanan penetrasi standar sesuai SNI 4153:2008.

Tabel 2.3 Klasifikasi Situs

Kelas situs	$\bar{V}_s$	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$
SA (Batuan Keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (Batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (Tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	> 50	≥ 100
SD (Tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (Tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut:		
	1. Indeks plastisitas, $PI > 20$,		
	2. Kadar air, $w \geq 40\%$,		
	3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (Tanah khusus yang)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut:		

Kelas situs	$\bar{V}_s$	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$
membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik situs yang mengikuti	>Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuefaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah >Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m)		

(Sumber: SNI 1726 – 2019)

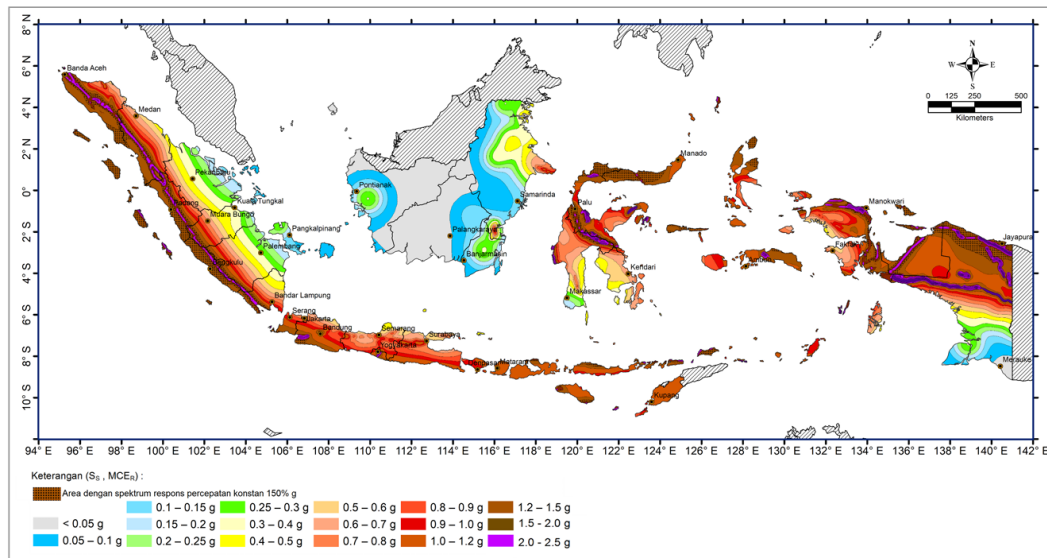
c. Mendapatkan data S_s , S_1 , T_L

Data S_s , S_1 , T_L didapatkan dari mengakses situs <https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/> yang perlu dilakukan hanya memasukkan koordinat dari lokasi. Selain itu data S_s , S_1 , T_L juga bisa didapatkan dari peta gempa pada Gambar 2.1 hingga Gambar 2.3.

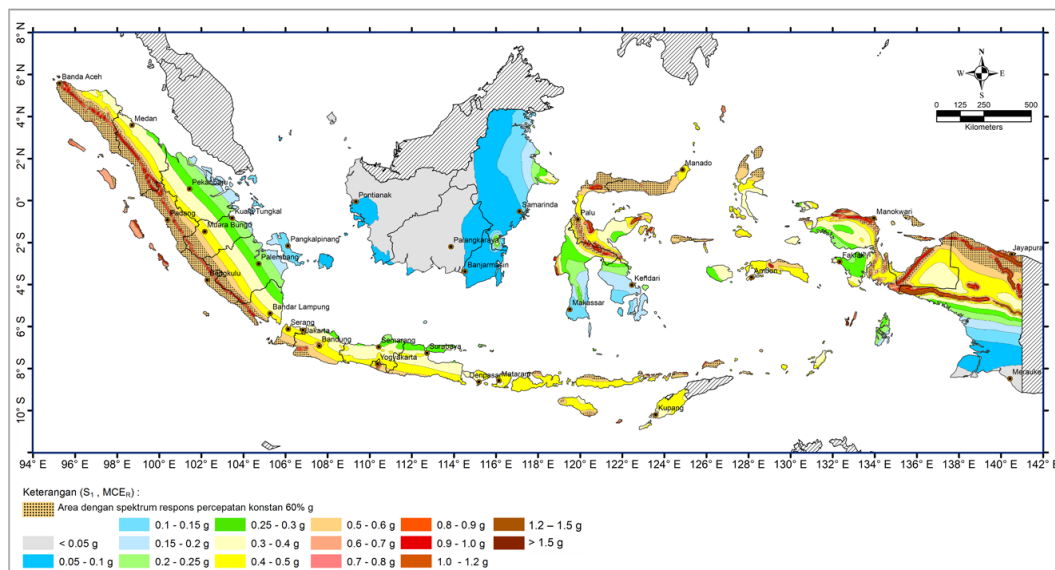
S_s = parameter percepatan respons spektral MCE dari peta gempa pada periode pendek, redaman 5 persen.

S_1 = parameter percepatan respons spektral MCE dari peta gempa pada periode 1 detik, redaman 5 persen.

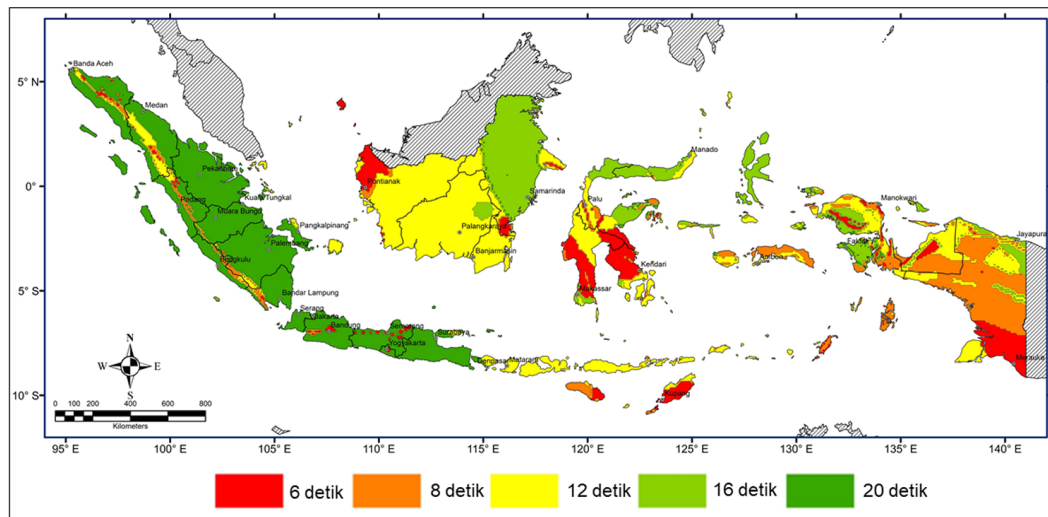
T_L = peta transisi perioda panjang yang ditunjukkan pada



Gambar 2.1 Parameter gerak tanah S_s , Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCE_R) Wilayah Indonesia untuk Spektrum Respons 0,2-Detik (Redaman Kritis 5%).
(Sumber: SNI 1726-2019)



Gambar 2.2 Parameter Gerak Tanah, S_1 , Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCE_R) Wilayah Indonesia untuk Spektrum Respons 1 Detik (redaman kritis 5%).
(Sumber: SNI 1726-2019)



Gambar 2.3 Peta Transisi Periode Panjang, TL, Wilayah Indonesia.

(Sumber: SNI 1726-2019)

d. Penentuan koefisien situs (F_a , F_v)

Faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan 1 detik diperlukan untuk menentukan respons spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah. Faktor amplifikasi yang dimaksud adalah faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v). Nilai faktor amplifikasi tersebut didapatkan dari Tabel 2.4 hingga Tabel 2.5 berikut.

Tabel 2.4 Koefisien Situs, F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	$SS^{(a)}$					

(Sumber: SNI 1726 – 2019)

Tabel 2.5 Koefisien Situs, F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik, S_1					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$	$S_1 \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	$SS^{(a)}$					

(Sumber: SNI 1726 – 2019)

- e. Penentuan parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R).

Parameter respons spektral percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, yang bisa didapatkan dengan persamaan 2.7 hingga persamaan 2.8 menurut SNI 1726 – 2019.

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (2.7)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (2.8)$$

Dimana,

S_{MS} = parameter spektral respons percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode pendek.

S_{M1} = parameter spektral respons percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode 1 detik.

- f. Penentuan parameter percepatan spektral desain.

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, S_{DS} dan pada periode 1 detik, S_{D1} , menurut SNI 1726 – 2019 dapat ditentukan dengan persamaan 2.9 hingga persamaan 2.13.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.9)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.10)$$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.11)$$

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.12)$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.13)$$

Dimana,

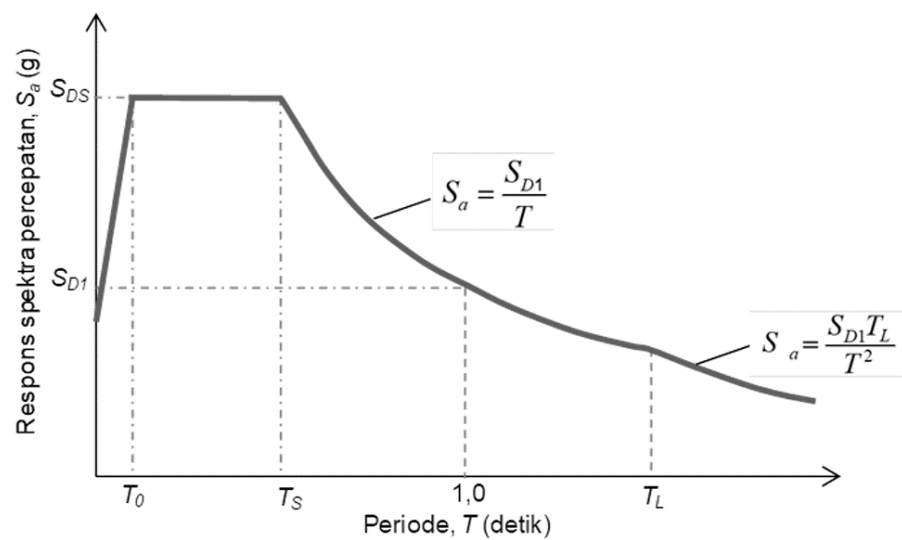
S_S = percepatan batuan dasar pada periode pendek

S_1 = percepatan batuan dasar pada periode 1 detik

S_{DS} = Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek

S_{D1} = Parameter percepatan spektral desain untuk periode 1 detik

T = periode getar fundamental struktur.



Gambar 2.4 Spektrum Respon Desain

(SNI 1726-2019)

g. Analisis Beban Gempa

Besar beban gempa pada tangki menurut API 650 dapat dihitung dengan menggunakan persamaan 2.14 berikut.

$$E = \sqrt{V_i^2 + V_c^2} \quad (2.14)$$

Dimana,

$$V_i = A_i (W_s + W_r + W_f + W_i) \quad (2.15)$$

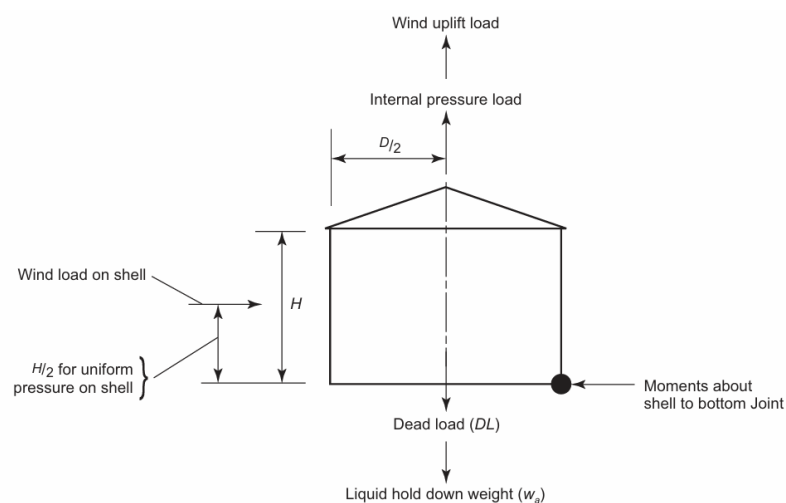
$$V_c = A_c \times W_c \quad (2.16)$$

2.2.2 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan dalam perancangan Tangki Minyak menurut American Petroleum Institute (API) 650 adalah:

1. *Fluid and Internal Pressure*, $DL + F + P_i$
2. *Hydrostatic Test*, $D_L + H_t + P_t$
3. *Wind and Internal Pressure*, $D_L + W + F_p P_i$
4. *Wind and External Pressure*, $DL + W + F_{pe} P_e$
5. *Gravity Loads*,
 - a. $D_L + L_r + F_{pe} P_e$
 - b. $D_L + P_e + 0,4 L_r$
6. *Seismic*, $D_L + F + E + F_p P_i$

Dimana nilai F_p (*internal pressure combination factor*) memiliki nilai minimum 0,4 dan nilai F_{pe} (*external pressure combination factor*) nilai minimumnya adalah 0,4.



Gambar 2.5 Visualisasi Pembebanan

2.3 Tanah dan Klasifikasi Tanah

Kumpulan dari beberapa mineral, bahan organik serta endapan – endapan yang berada diatas batuan dasar adalah Tanah. Tanah memiliki ruang diantara partikelnya yang berisi air, udara ataupun keduanya. Pembentukan tanah terjadi dalam proses fisik maupun kimia (Hardiyatmo, 2017).

Proses pembentukan tanah secara fisik terjadi dari partikel dari batuan yang terdampak dari pengaruh erosi, angin, air, es, manusia atau dari hancurnya partikel – partikel tanah akibat perubahan suhu dan cuaca. Lalu, pembentukan tanah secara kimia akibat dari pelapukan terjadi oleh pengaruh oksigen, karbondioksida, air, serta proses – proses kimia yang lain.

Penyebutan tanah dalam berbagai istilah seperti lempung, lanau, pasir, juga lumpur menggambarkan ukuran partikel dari masing – masing istilah tersebut. Namun, istilah – istilah tersebut dapat dipakai untuk menggambarkan sifat khusus dari tanah. Contohnya lempung memiliki sifat yang kohesif dan plastis (Hardiyatmo, 2017).

Secara umum tanah memiliki sifat – sifat seperti permeabilitas tanah, kemampuan dan konsoliditas tanah, kekuatan tegangan geser tanah dan klasifikasi tanah.

2.3.1 Klasifikasi Tanah

Penyelidikan dari sifat – sifat tanah banyak digunakan untuk masalah – masalah teknis diantaranya seperti:

1. Penentuan penurunan bangunan. Penentuan penurunan bangunan ini dapat dilakukan dengan menentukan kompresibilitas tanah. Selanjutnya penurunan dapat dianalisis menggunakan persamaan penurunan yang didasarkan oleh konsolidasi.
2. Menentukan kecepatan air yang mengalir lewat benda uji guna menghitung koefisien permeabilitas.
3. Untuk mengevaluasi stabilitas yang miring dengan menentukan kuat geser tanah. (Hardiyatmo, 2017)

Klasifikasi tanah umumnya didasarkan oleh ukuran partikel yang diperoleh dari analisis saringan, uji sedimentasi dan plastisitas. Sistem klasifikasi tanah yang

sering digunakan adalah sistem *Unified Soil Classification System* dan AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Official*). Sistem – sistem tersebut menggunakan sifat – sifat indeks tanah yang sederhana seperti distribusi ukuran butir, batas cair dan indeks plastisitas (Hardiyatmo, 2017).

2.3.1.1 Sistem Klasifikasi *Unified Soil Classification System*

Pada sistem klasifikasi tanah oleh *Unified Soil Classification System*, jika tanah kurang dari 50% lolos saringan nomor 200 maka tanah tersebut diklasifikasikan sebagai tanah berbutir kasar (kerikil dan pasir). Namun, jika lebih dari 50% tanah lolos saringan nomor 200 maka dikasifikasikan sebagai tanah berbutir halus (lanau/lempung) (Hardiyatmo, 2017). Gambar 2.6 menunjukkan bagaimana klasifikasi tanah menurut sistem klasifikasi *Unified Soil Classification System*

2.3.1.2 Sistem Klasifikasi Tanah AASHTO

Sistem klasifikasi tanah ini berguna dalam menentukan kualitas tanah dalam perancangan timbunan jalan, *subbase*, dan *subgrade*. AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials Classification*) dalam sistem ini membagi tanah kedalam 8 kelompok yang dimulai dari A-1 hingga A-8. Tanah – tanah dalam tiap kelompoknya dievaluasi terhadap indeks kelompoknya yang dihitung dengan rumus – rumus empiris. Pengujian yang digunakan adalah analisis saringan dan batas – batas Atterberg (Hardiyatmo, 2017). Tabel 2.6 menunjukkan bagaimana sistem klasifikasi tanah menurut AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials Classification*).

Divisi Utama		Simbol Kelompok	Nama Jenis	Kriteria laboratorium
Tanah berbutir kasar 50% atau lebih tertahan saringan no. 200 (0.075 mm)	Kerikil 50% atau lebih dari fraksi kasar tertahan saringan no. 4 (4,75 mm)	Kerikil bersih (sedikit atau tak ada butiran halus)	GW	Kerikil gradasi baik dan campuran pasir - kerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus
		Kerikil gradasi buruk dan campuran pasir - kerikil, atau tidak mengandung butiran halus	GP	
		Kerikil banyak kandungan butiran halus	GM	Kerikil berlanau, campuran kerikil pasir-lempung
			GC	Kerikil berlempung, campuran kerikil pasir-lempung
	Pasir lebih dari 50 % fraksi kasar lolos saringan no. 4 (4,75 mm)	Kerikil bersih (sedikit atau tak ada butiran halus)	SW	Pasir gradasi baik, pasir berkerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus
		Kerikil banyak kandungan butiran halus	SP	Pasir gradasi buruk, pasir berkerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus
Tanah berbutir halus 50% atau lebih lolos saringan no. 200 (0.075 mm)	Lanau dan lempung batas cair 50 % atau kurang		SM	Pasir berlanau, campuran pasir - lanau
			SC	Pasir berlempung, campuran pasir - lempung
	Lanau dan lempung batas cair > 50 %		ML	Lanau tak organik dan pasir sangat halus, serbuk batuan atau pasir halus berlanau atau berlempung
			CL	Lempung tak organik dengan plastisitas rendah sampai sedang, lempung berkerikil, lempung berpasir, lempung berlanau, lempung kurus ("lean clays")
			OL	Lanau organik dan lempung berlanau organik dengan plastisitas rendah
Tanah dengan kadar organik tinggi			MH	Lanau tak organik atau pasir halus diatomae, lanau elastis
			CH	Lempung tak organik dengan plastisitas tinggi, lempung gemuk ("fat clays")
			OH	Lempung organik dengan plastisitas sedang sampai tinggi
		P _t	Gambut ("peat") dan tanah lain dengan kandungan organik tinggi	

Klasifikasi berdasarkan prosentase butiran halus, kurang dari 5% lolos saringan no. 200 : GW, GP, SW, SP. Lebih dari 12% lolos saringan no.200 : GM, GC, SM, SC. 5% - 12% lolos saringan no. 200 : Batasan klasifikasi yang mempunyai simbol double

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4, \quad C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \text{ antara 1 dan 3}$$

Tidak memenuhi kriteria untuk GW

Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $PI < 4$

Batas-batas Atterberg di atas garis A atau $PI > 7$

Bila batas Atterberg berada di daerah arsir dari diagram plastisitas, maka dipakai double simbol

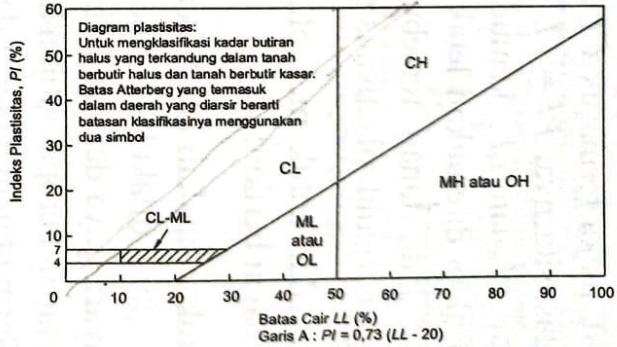
$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6, \quad C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \text{ antara 1 dan 3}$$

Tidak memenuhi kriteria untuk SW

Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $PI < 4$

Batas-batas Atterberg di atas garis A atau $PI > 7$

Bila batas Atterberg berada di daerah arsir dari diagram plastisitas, maka dipakai double simbol



Gambar 2.6 Sistem Klasifikasi Tanah Menurut USCS
(Sumber: Hardiyatmo, 2017)

Tabel 2.6 Sistem Klasifikasi Tanah Menurut AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials Classification*)

AASHTO Soil Classification System (from AASHTO M 145 or ASTM D3282)												
General Classification	Granual Material (35% or less passing the 0.075 mm sieve)							Silty-Clay Materials (>35% passing the 0,075 mm sieve)				
Group Classification	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7	
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5	
											A-7-6	
Sieve Analysis, % passing												
2,00 mm (No. 10)	50 max	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	
0,425 (No.40)	30 max	50 max	51 max	...	...	...	...		...	...	...	
0,075 (No. 200)	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max	36 min	36 min	36 min	36 min	
Characteristics of fraction passing 0,425 mm (No. 40)												
Liquid limit	...		...	40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min	
Plasticity Index	6 max		N. P.	10 max	10 max	11 min	11 min	10 max	10 max	11 min	11 min ¹	
Usual types of significant constituent materials	stone fragments, gravel and sand		fine sand	silty or clayey gravel and sand				silty soils		clayey soils		
General rating as a subgrade	excellent to good							fair to poor				

(Sumber: AASHTO, 2018)

2.3.2 Penyelidikan Tanah

Penyelidikan tanah yang dilakukan di lapangan sangatlah penting untuk perancangan fondasi. Penyelidikan tanah dapat dilakukan dengan cara menggali lubang uji (*test-pit*), pengeboran, dan uji secara langsung di lapangan (*in-situ test*) (Hardiyatmo, 2020). Tujuan dari penyelidikan tanah diantaranya adalah:

1. Menentukan sifat – sifat tanah yang terkait dengan perancangan struktur yang dibangun diatasnya.
2. Menentukan daya dukung tanah menurut tipe fondasi yang dipilih
3. Menentukan tipe dan kedalaman fondasi.
4. Mengetahui posisi dari muka air tanah.
5. Memprediksi besarnya penurunan
6. Menentukan besarnya tekanan tanah terhadap dinding penahan tanah atau pangkal jembatan.
7. Menyelidiki keamanan suatu struktur bila penyelidikan dilakukan pada bangunan yang telah ada sebelumnya.

Penyelidikan tanah untuk perancangan fondasi terdiri dari beberapa tahap, yaitu:

1. Pengeboran atau penggalian lubang uji.
2. Pengambilan contoh tanah (*sampling*).
3. Pengujian contoh tanah di laboratorium atau dilapangan.
4. Analisis hasil – hasil uji tanah untuk perancangan daya dukung.

Beberapa jenis tanah tertentu sangatlah mudah untuk terganggu oleh pengambilan contohnya di dalam tanah. Untuk menghindari hal tersebut dilakukan beberapa pengujian di lapangan secara langsung, antara lain:

1. Uji SPT (*Standart Penetration Test*) atau Uji penetrasi standar.
2. Uji penetrasi kerucut statis (*static cone penetration test*) atau uji sondir
3. Uji beban pelat (*plate load test*) dan lain – lain.

2.3.3 Parameter Tanah

Perancangan fondasi memerlukan beberapa parameter tanah seperti berat isi tanah, modulus elastisitas tanah, *poisson ratio*, koefisien konsolidasi, nilai sudut geser tanah dan lainnya yang didapatkan melalui uji laboratorium atau uji di

lapangan seperti uji SPT. Berikut ini merupakan korelasi nilai SPT untuk parameter tanah pada tanah granuler maupun kohesif.

2.3.3.1 N-SPT, Berat Volume Tanah, Sudut Geser (ϕ), dan Kohesi (c) untuk Perhitungan Tegangan Tanah dan Daya dukung Fondasi

Berat volume tanah merupakan salah satu parameter penting untuk diketahui. Berat volume tanah berguna untuk memperkirakan tekanan *overburden* tanah di kedalaman yang berbeda (Ameratunga et al., 2016). *Australian Standard for earth retaining structures* (AS 4678 – 2002) menyarankan perkiraan nilai untuk berat volume kering serta berat volume jenuh pada Tabel 2.7.

Tabel 2.7 Nilai Tipikal Berat Volume Kering dan Berat Volume Jenuh

		Bulk unit weight (kN/m^3)		Saturated unit weight (kN/m^3)	
		<i>Loose</i>	<i>Dense</i>	<i>Loose</i>	<i>Dense</i>
<i>Granular Soils</i>	<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 and gravel</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
<i>Cohesive soils</i>	<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: AS 4678, 2002)

Terzaghi dan Peck (1967) memberikan deskripsi kualitatif mengenai hubungan antara nilai N-SPT dengan nilai kerapatan relatif (D_r) pada tanah pasir pada Tabel 2.8. Selain itu, pada Tabel 2.9 Bowles (1977) juga menyarankan nilai empiris antara N-SPT terkoreksi dengan nilai kerapatan relatif (D_r), nilai sudut

geser (ϕ) dan berat volume tanah (γ). Terzaghi dan Peck (1967) juga memberikan korelasi antara nilai N-SPT dan nilai kohesi *undrained* (C_u) pada tanah lempung pada Tabel 2.10 berikut:

Tabel 2.8 Hubungan Nilai SPT dengan Kerapatan Relatif untuk Tanah Pasir

Nilai N	Kerapatan relatif (D_r)
<4	Sangat tidak padat
4 – 10	Tidak padat
10 – 30	Kepadatan sedang
30 – 50	Padat
>50	Sangat Padat

(Sumber: Terzaghi dan Peck, 1967)

Tabel 2.9 Nilai Empiris Kerapatan Relatif, Sudut Geser dan Berat Volume Tanah Berdasarkan Nilai SPT Koreksi

Deskripsi	Sangat Lepas	Lepas	Sedang	Padat	Sangat Padat
Kerapatan Relatif (D_r)	0 - 0,15	0,15 - 0,35	0,35 - 0,65	0,65 - 0,85	0,85 - 1,00
Nilai N' -SPT terkoreksi	0 - 4	4 - 10	10 - 30	30 - 50	>50
Sudut geser dalam (ϕ)($^\circ$)	25 - 30	27 - 32	30 - 35	35 - 40	38 - 43
Berat volume tanah (γ) (kN/m^3)	11,0 – 15,7	14,1 – 18,1	17,4 – 20,4	17,3 – 22,0	20,4 – 23,6

Tabel 2.10 Hubungan Nilai SPT dengan Nilai Kohesi *Undrained* (C_u) pada Tanah Lempung

Konsistensi	N	C_u (kN/m^2)
Sangat lunak	0 – 2	<12
Lunak	2 – 4	12 – 25

Konsistensi	N	C _u (kN/m ²)
Sedang	4 – 8	25 – 50
Kaku	8 – 15	50 – 100
Sangat Kaku	15 – 30	100 – 200
Keras	>30	>200

(Sumber: Terzaghi dan Peck, 1967)

Tabel 2.11 Korelasi Nilai SPT dengan Nilai Sudut Geser Tanah (ϕ) untuk Tanah Kohesif dan Non Kohesif

<i>Cohesionless Soil</i>					
<i>N</i>	0 - 10	11 - 30	31 - 50	> 50	
<i>Unit weight γ, kN/m³</i>	12 - 16	14 - 18	16 - 20	18 - 23	
<i>Angle of friction</i>	25 - 32	28 - 36	30 - 40	> 35	
<i>State</i>	<i>Loose</i>	<i>Medium</i>	<i>Dense</i>	<i>Very dense</i>	
<i>Cohesive Soil</i>					
<i>N</i>	< 4	4 - 6	6 - 15	16 - 25	> 25
<i>Unit weight γ, kN/m³</i>	14 - 18	16 - 18	16 - 18	16 - 20	> 20
<i>qu, kPa</i>	< 25	20 - 50	30 - 60	40 -200	> 100
<i>Consistency</i>	<i>Very soft</i>	<i>Soft</i>	<i>Medium</i>	<i>Stiff</i>	<i>Hard</i>

(Sumber: *Soil Mechanics*, William T., Whitman, Robert V., 1962)

Tabel 2.12 Korelasi q_c dan Kepadatan Relatif dengan Sudut Geser pada Tanah Pasir

Konsistensi	Kepadatan relatif	N-SPT	q_c (Mpa)	Perkiraan sudut geser triaksial (derajat)
Sangat lepas	< 0,2	< 4	< 2	< 30
Lepas	0,2 – 0,4	4 - 10	2 - 4	30 - 35

Konsistensi	Kepadatan relatif	N-SPT	q_c (Mpa)	Perkiraan sudut geser triaksial (derajat)
Padat sedang	0,4 – 0,6	10 - 30	4 - 12	35 - 40
Padat	0,6 – 0,8	30 - 50	12 - 20	40 - 45
Sangat padat	> 0,8	> 50	> 20	> 45

(Sumber: Meyerhof, 1956)

Tabel 2.13 Nilai c' dan ϕ'

<i>Soil group</i>	<i>Typical soils in group</i>	<i>Soil parameters</i>	
		c' (kPa)	ϕ' (degrees)
<i>Poor</i>	<i>Soft and firm clay of medium to high plasticity; silty clays; loose variable clayey fills; loose sandy silts</i>	0 - 5	17 - 25
<i>Average</i>	<i>Stiff sandy clays; gravelly clays; compact clayey sands and sandy silts; compacted clay fills</i>	0 - 10	26 - 32
<i>Good</i>	<i>Gravelly sands, compacted sands, controlled crushed sandstone and graveled fills, dense well graded sands</i>	0 - 5	32 - 37
<i>Very good</i>	<i>Weak weathered rock, controlled fills of road base, gravel and recycled concrete</i>	0 - 25	36 - 43

(Sumber: AS 4678, 2002)

2.3.3.2 Modulus Elastisitas dan Nilai *Poisson Ratio*

Berikut merupakan korelasi empiris modulus elastisitas tanah dengan konsistensi tanah pada tabel Tabel 2.14 Konsistensi tanah selain berkorelasi dengan modulus elastisitas juga berkorelasi dengan nilai poisson ratio yang dijabarkan pada Tabel 2.15.

Tabel 2.14 Perkiraan Modulus Elastisitas (E)

Tipe	Kondisi	Modulus Elastisitas (E) (kPa)	
Kerikil	Longgar	25.000 – 50.000	
	Kepadatan sedang	50.000 – 100.000	
	Padat	100.000 – 200.000	
Pasir butiran sedang sampai kasar	Sangat longgar	< 5.000	
	Longgar	3.000 – 10.000	
	Kepadatan sedang	8.000 – 30.000	
	Padat	25.000 – 50.000	
	Sangat padat	40.000 – 100.000	
Pasir halus	Longgar	5.000 – 10.000	
	Kepadatan sedang	10.000 – 25.000	
	Padat	25.000 – 50.000	
Lanau		Jangka pendek	Jangka panjang
	Lunak	< 10.000	< 8.000
	Kaku	10.000 – 20.000	8.000 – 15.000
	Keras	> 20.000	> 15.000
Lempung		Jangka pendek	Jangka panjang
	Sangat lunak	< 3.000	< 2.000
	Lunak	2.000 – 7.000	1.000 – 5.000
	Sedang	5.000 – 12.000	4.000 – 8.000
	Kaku	10.000 – 25.000	7.000 – 20.000
	Sangat kaku	20.000 – 50.000	15.000 – 35.000
	Keras	40.000 – 80.000	30.000 – 60.000

(Sumber: Look, 2007)

Tabel 2.15 Nilai Representatif *Poisson Ratio*

Type of soil	Poisson's Ratio
<i>Loose sand</i>	0,2 - 0,4
<i>Medium sand</i>	0,25 - 0,4
<i>Dense sand</i>	0,3 - 0,45
<i>Silty sand</i>	0,2 - 0,4
<i>Soft clay</i>	0,15 - 0,25
<i>Medium clay</i>	0,2 - 0,5

(Sumber: Braja M. Das, 2006)

2.3.3.3 Angka Pori (*Void Ratio, e*)

Nilai tipikal dari angka pori, kadar air dalam kondisi tersaturasi serta berat isi kering dari tanah terdapat pada Tabel 2.16 berikut:

Tabel 2.16 Korelasi Nilai Angka Pori dan Berat Isi Kering

<i>Type of soil</i>	<i>void ratio, e</i>	<i>Natural moisture content in a saturated state (%)</i>	<i>Dry unit weight, γ_d</i>	
			lb/ft ³	kN/m ³
<i>Loose uniform sand</i>	0,8	30	92	14,5
<i>Dense uniform sand</i>	0,45	16	115	18
<i>Loose angular-grained silty sand</i>	0,65	25	102	16
<i>Dense angular-grained silty sand</i>	0,4	15	121	19
<i>Stiff clay</i>	0,6	21	108	17
<i>Soft clay</i>	0,9 – 1,4	30 - 50	73 - 93	11,5 – 14,5
<i>Loess</i>	0,9	25	86	13,5
<i>Soft organic clay</i>	2,5 – 3,2	90 - 120	38 - 51	6 - 8
<i>Glacial till</i>	0,3	10	134	21

(Sumber: Braja M. Das, 2006)

2.3.3.4 Koefisien Konsolidasi (C_c , C_s , C_v)

Indeks kompresi (C_c) yang digunakan untuk menghitung penurunan tanah dapat ditentukan dengan grafik pada Gambar 2.7. Skempton (1944) menyarankan persamaan empiris untuk mengetahui besar indeks kompresi dari tanah lempung tak terganggu pada persamaan 2.17 dan kumpulan korelasi untuk indeks kompresi pada Tabel 2.17 berikut:

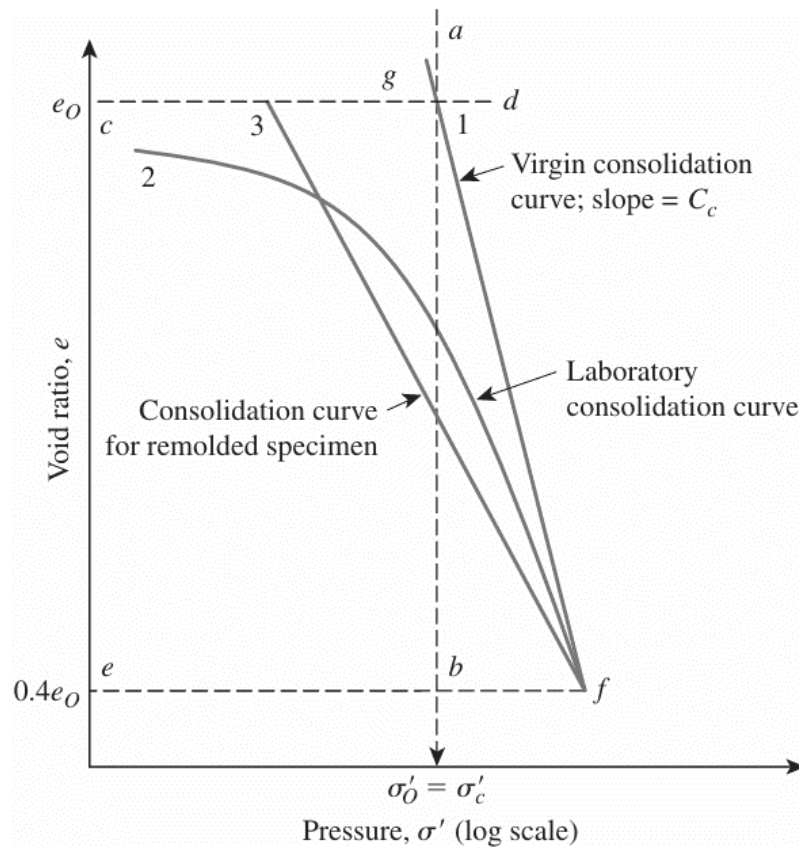
$$C_c = 0,009 (LL - 10) \quad (2.17)$$

Dimana,

LL = batas cair

Indeks pengembangan (C_s) secara signifikan besarnya lebih kecil dibandingkan dengan indeks kompresi (C_c) seringkali ditentukan dari uji laboratorium (Das, 2006). Seringkali nilai indeks pengembangan dapat dicari dengan persamaan 2.18 berikut:

$$C_s = \frac{1}{5} \text{ to } \frac{1}{10} C_c \quad (2.18)$$



Gambar 2.7 Karakteristik Konsolidasi dari Tanah Terkonsolidasi Normal dengan Sensitivitas Rendah hingga Tinggi
(Sumber: Braja M. Das, 2006)

Tabel 2.17 Korelasi Indeks Kompresi (C_c)

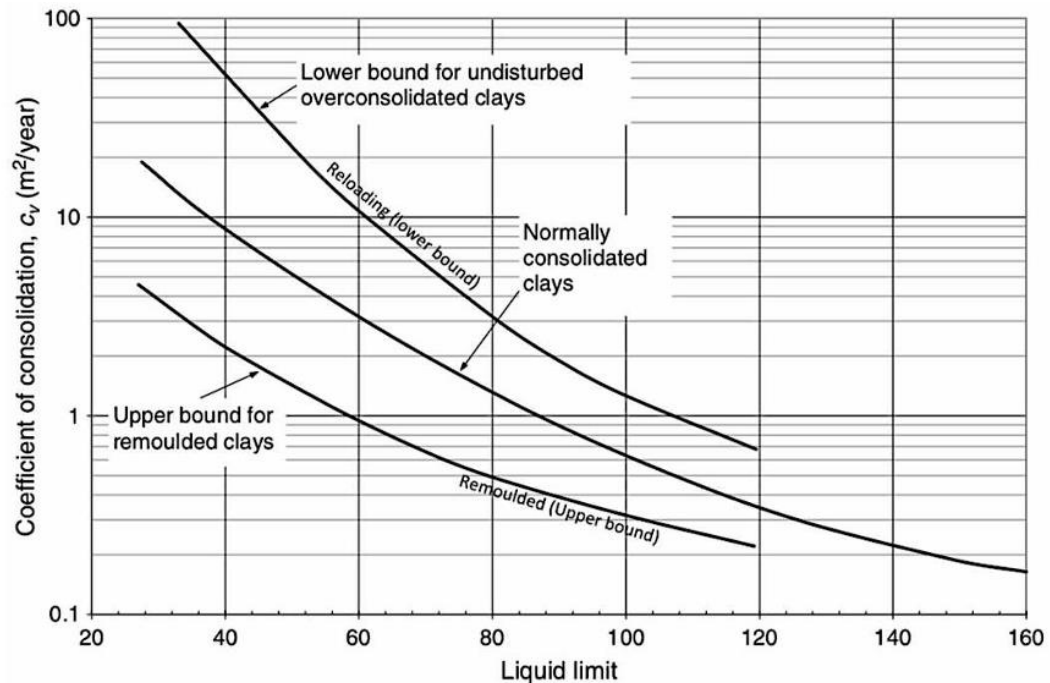
<i>Equation</i>	<i>Reference</i>	<i>Region of applicability</i>
$C_c = 0,007 (LL - 7)$	Skempton (1944)	<i>Remolded clays</i>
$C_c = 0,01w_n$		<i>Chicago clays</i>
$C_c = 1,15(e_0 - 0,27)$	Nishida (1956)	<i>All clays</i>
$C_c = 0,30(e_0 - 0,27)$	Hough (1957)	<i>Inorganic cohesive soil: silt, silty clay, clay</i>
$C_c = 0,0115w_n$		<i>Organic soils, peats, organic silt and clay</i>
$C_c = 0,0046(LL - 0)$		<i>Brazilian clays</i>
$C_c = 0,75(e_0 - 0,5)$		<i>Soils with low plasticity</i>
$C_c = 0,208 e_0 + 0,0083$		<i>Chicago clays</i>
$C_c = 0,156 e_0 + 0,0107$		<i>All clays</i>

(Sumber: Braja M. Das, 2006)

Indeks pengembangan menurut Nagaraj dan Murty (1985) tertera pada persamaan 2.19 berikut:

$$C_s = 0,0463 \left[\frac{LL (\%)}{100} \right] G_s \quad (2.19)$$

Grafik pada Gambar 2.8 yang diusulkan U.S. Navy (1982) menunjukkan hubungan antara nilai koefisien konsolidasi (C_v) dan batas cair (LL). Grafik ini dapat digunakan sebagai perkiraan awal untuk pengecekan nilai C_v yang di uji di laboratorium. Pada Tabel 2.18 menunjukan nilai tipikal dari koefisien konsolidasi dari jenis tanahnya.

Gambar 2.8 Grafik Hubungan C_v dan LL

(Sumber: U.S. Navy, 1982)

Tabel 2.18 Nilai Tipikal Koefisien Konsolidasi

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

(Sumber: Holtz & Kovacs, 1981)

2.4 Fondasi

Fondasi merupakan sebuah struktur yang terletak pada bagian dasar bangunan (*sub-structure*), yang bertujuan untuk mentransfer beban dari bagian atas bangunan (*upper-structure*) ke lapisan tanah di bawahnya tanpa menyebabkan keruntuhan geser tanah atau penurunan fondasi yang melewati batas.

Pentingnya memperhitungkan fondasi untuk menjamin stabilitas bangunan terhadap berbagai beban, seperti beban bangunan itu sendiri, gaya eksternal seperti tekanan angin, gempa, dan faktor lainnya. Selain itu fondasi juga perlu dijaga agar

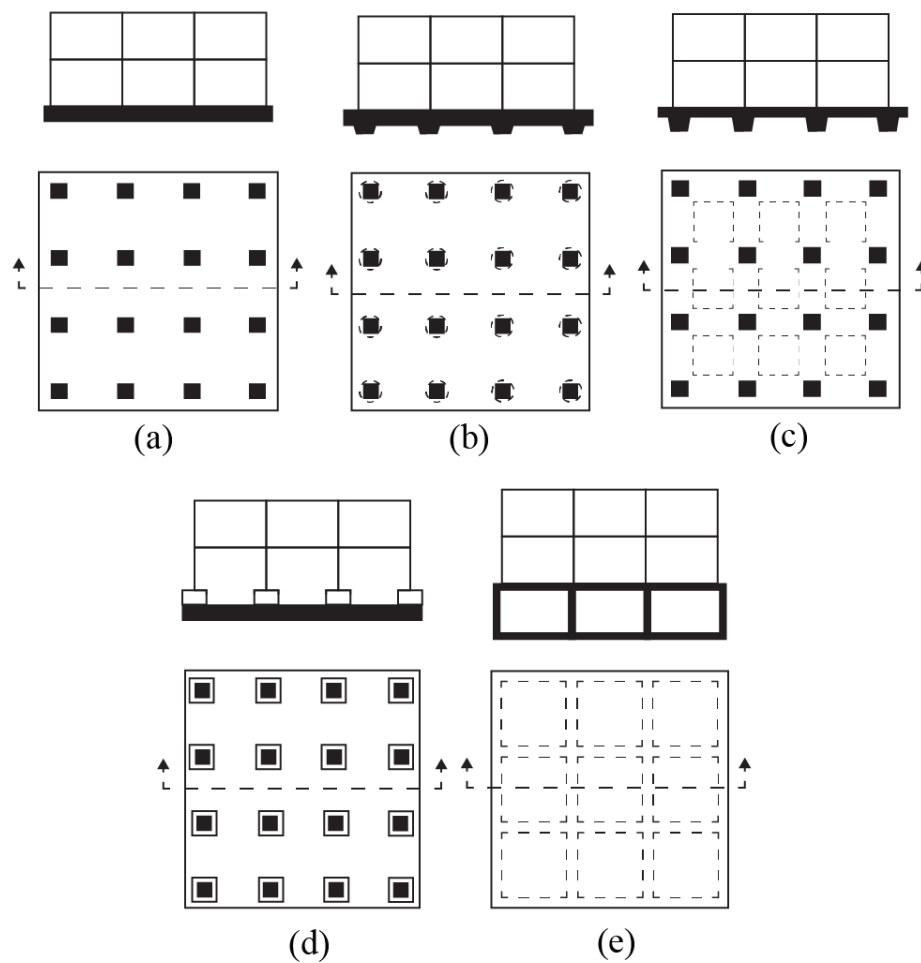
tidak terjadi penurunan yang melampaui batas yang telah ditetapkan (Candra et al., 2018).

Fondasi terdiri dari dua klasifikasi yaitu fondasi dangkal dan fondasi dalam. Dimana, fondasi dangkal merupakan fondasi yang menahan beban secara langsung seperti fondasi rakit, fondasi telapak, dan lainnya. Fondasi dalam sendiri merupakan fondasi yang meneruskan beban yang didapat ke tanah kerass atau batuan yang letaknya relatif jauh dari permukaan (Hardiyatmo, 2020).

2.4.1 Fondasi Rakit

Fondasi rakit adalah plat beton yang berbentuk rakit yang melebar ke seluruh bagian dari bangunan (Lapian et al., 2022). Fondasi rakit merupakan salah satu jenis dari fondasi dangkal. Fondasi rakit seringkali digunakan pada tanah yang memiliki daya dukung yang rendah (Das, 2011). Gambar 2.9 memperlihatkan bentuk – bentuk dari fondasi rakit yang digunakan pada kosntruksi gedung. Pemakaian fondasi rakit juga dapat memperkecil kemungkinan terjadinya *differential settlement* karna fondasi ini mengalami penurunan secara bersamaan. Jenis – jenis fondasi rakit yang sering digunakan adalah:

- a. Pelat rata.
- b. Pelat yang ditebalkan di bawah kolom.
- c. Balok dan pelat.
- d. Pelat dengan kaki tiang.
- e. Dinding *basement* sebagai bagian dari fondasi telapak.



Gambar 2.9 Jenis - jenis Fondasi Rakit untuk Konstruksi Gedung

(Sumber: Braja M. Das, 2011)

2.4.2 Fondasi Tangki Penyimpanan Minyak

Fondasi untuk tangki penyimpanan minyak sendiri ada fondasi tanah tanpa *ringwall* (*earth foundations without a ringwall*), fondasi dengan *ringwall* beton (*earth foundations with a concrete ringwall*), fondasi dengan *ringwall* batu pecahan kerikil (*earth foundations with a crushed stone and gravel ringwall*), dan fondasi rakit (*slab foundation*) (American Petroleum Institute, 2020).

Beberapa hal penting yang harus diperhatikan dalam perencanaan fondasi tangki ini seperti elevasi dari dasar tangki harus dibuat cukup tinggi untuk mengontrol gaya *uplift/bouyancy* ketika tangki kosong. Perencanaan drainase yang memadai juga penting untuk masa pakai fondasi. Drainase penting untuk

pencegahan korosi dan pengikisan tanah yang dapat mengganggu stabilitas dan daya dukung tanah (Myers, 1997).

Faktor – faktor dalam pemilihan fondasi untuk tangki dilihat dari daya dukung tanah, lalu penurunan juga menjadi perhatian dalam perencanaan fondasi tangki karena sangat penting untuk meminimalisir penurunan diferensial tangki. Lalu ada aspek biaya yang cukup penting bagi pemilik (Moradi et al., 2017).

2.4.2.1 Fondasi Tanah tanpa *Ringwall/Compacted soil*

Fondasi jenis ini sering digunakan ketika keadaan tanah dan daya dukung tanah baik. Fondasi ini bisa menjadi fondasi yang paling ekonomis untuk tangki, fondasi ini juga memiliki kelebihan dimana konstruksinya sederhana. Namun, penurunan pada daerah dinding tangki bisa melebihi toleransi yang dapat menyebabkan penurunan tidak merata yang disebabkan oleh tidak adanya penahan pada dinding tangki.

Keruntuhan lokal dibawah dinding tangki juga dapat disebabkan oleh beban berat yang diberikan oleh dinding dan atap tangki yang terkonsentrasi di sudut bawah tangki (Moradi et al., 2017). Fondasi tanah tanpa *ringwall/compacted soil* dapat dilihat pada Gambar 2.10.

Persyaratan untuk fondasi ini sama dengan fondasi yang berukuran lebih besar. Secara khusus, fondasi ini harus memenuhi syarat berikut:

1. Menyediakan permukaan yang stabil untuk mendukung tangki;
2. Membatasi nilai penurunan keseluruhan tangki sesuai dengan toleransi yang digunakan untuk mendesain pipa penghubung
3. Menyediakan drainase yang memadai.
4. Tidak mengalami penurunan yang berlebihan di bagian tepi tangki akibat berat dari dinding tangki itu sendiri.

2.4.2.2 Fondasi dengan *Ringwall Beton/Concrete Ringwall*

Fondasi ini merupakan salah satu jenis fondasi yang sering dipakai. Pada fondasi ini dibuat *ringwall* dibawah dinding tangki yang dapat menahan beban berat yang disebabkan oleh dinding tangki. Fondasi ini sangat disarankan untuk tangki yang berukuran besar. Penggunaan fondasi ini dapat meningkatkan kekakuan penahan tangki di bawah dinding tangki. Tentunya dengan penggunaan fondasi ini

juga akan terjadi penurunan yang lebih merata (Moradi et al., 2017). Fondasi dengan *ringwall* beton/*concrete ringwall* dapat dilihat pada Gambar 2.11

Ketika merencanakan fondasi ini *ringwall* tidak diperbolehkan untuk memiliki ketebalan kurang dari 300 mm. Salah satu kelemahan dari *ringwall* ini adalah *ringwall* mungkin tidak dapat menahan penurunan diferensial dengan baik yang akan menyebabkan tegangan lentur yang tinggi pada pelat dasar yang berdekatan dengan *ringwall* (American Petroleum Institute, 2020).

2.4.2.3 Fondasi dengan *Ringwall* Batu Pecahan Kerikil/Crushed Stone *Ringwall*

Fondasi ini dapat menjadi alternatif fondasi *concrete ringwall*. Fondasi ini dapat diaplikasikan bersama dengan *compacted soil*. Sebagai *ringwall* batuan yang dihancurkan memberikan penahan yang memadai dari beban berat yang disebabkan oleh dinding tangki. Kelebihan dari pemakaian fondasi jenis ini salah satunya adalah fondasi ini mendistribusikan beban terpusat dari dinding tangki lebih baik, selain itu fondasi ini dapat mengakomodasi penurunan diferensial karena fleksibilitasnya (Moradi et al., 2017).

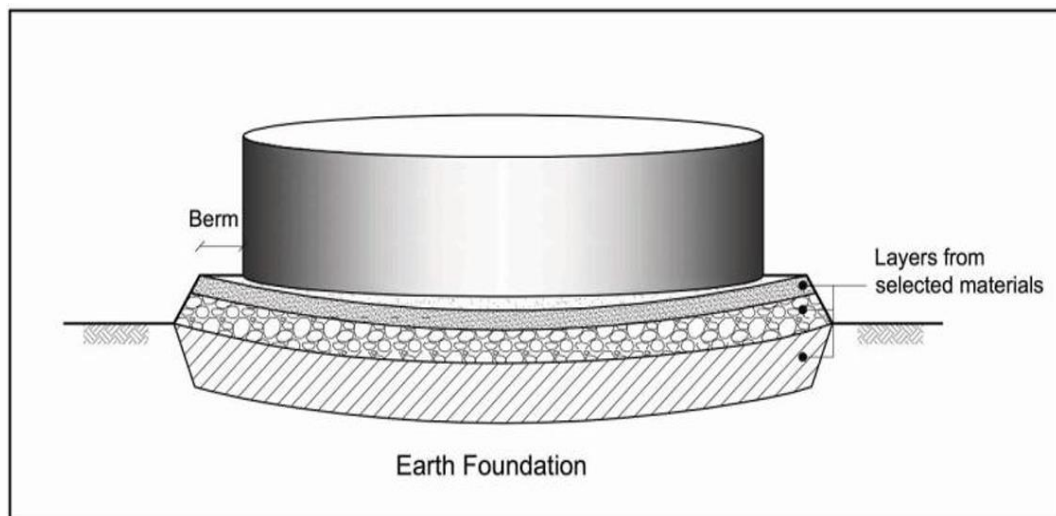
Fondasi ini cocok untuk tanah yang memiliki karakteristik sangat lembut namun penurunan di sudut menjadi sebuah masalah potensial (Myers, 1997). Selain itu, konstruksi dari fondasi ini juga lebih sulit karena sulit untuk mendapatkan permukaan yang rata untuk dinding tangki. Sulitnya ketersediaan serta mahalanya harga dari material batuan yang dihancurkan merupakan salah satu kekurangan dari fondasi ini juga (Moradi et al., 2017). Gambar 2.12 merupakan fondasi dengan *ringwall* batu pecahan kerikil/*crushed stone ringwall*.

2.4.2.4 Fondasi Rakit/*Slab*

Fondasi rakit punya kelebihan yang dimiliki oleh fondasi *ringwall concrete* namun fondasi ini terbatas untuk tangki yang mempunyai diameter kurang dari 30 kaki (9.144 meter). Fondasi ini sangatlah serbaguna, tapi biaya yang cukup tinggi membatasi penggunaannya pada tangki yang kecil. Fondasi ini menyediakan permukaan kerja yang rata dan datar yang dapat memfasilitasi pemasangan yang cepat di lapangan (Myers, 1997). Gambar dari fondasi rakit/*slab* dapat dilihat pada Gambar 2.13.

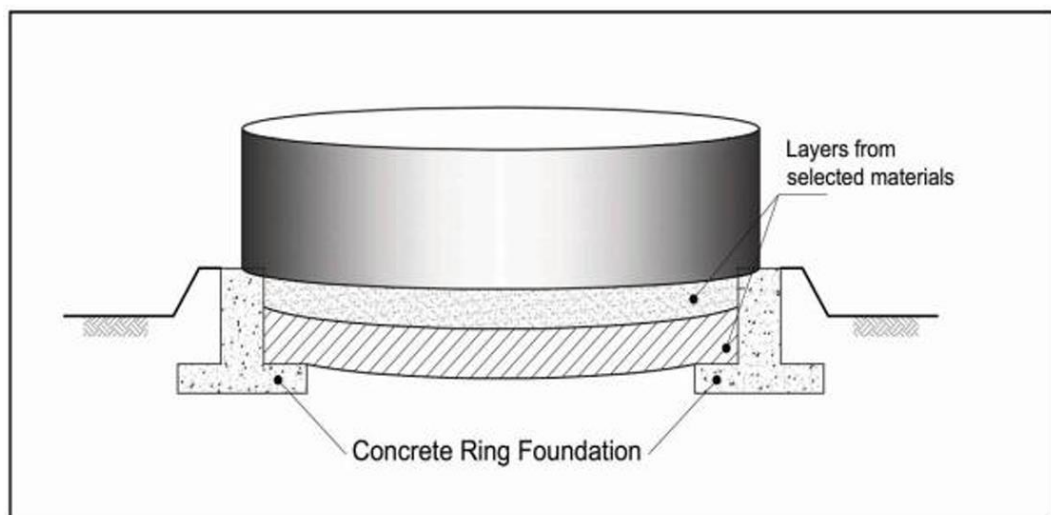
2.4.2.5 Fondasi Tiang/*Piled Foundation*

Pada beberapa kasus dimana tangki maupun peralatan pelengkapya sangat sensitif terhadap penurunan atau dimana permukaan tanah sangat buruk, fondasi tiang menjadi sebuah pilihan untuk mengatasi hal tersebut. Tiang fondasi dibuat dari beton maupun material lain yang cocok dan ditempatkan dibawah kepala tiang (*pile cap*) tangki (Myers, 1997). Gambar dari fondasi tiang/*piled foundation* dapat dilihat pada Gambar 2.14.

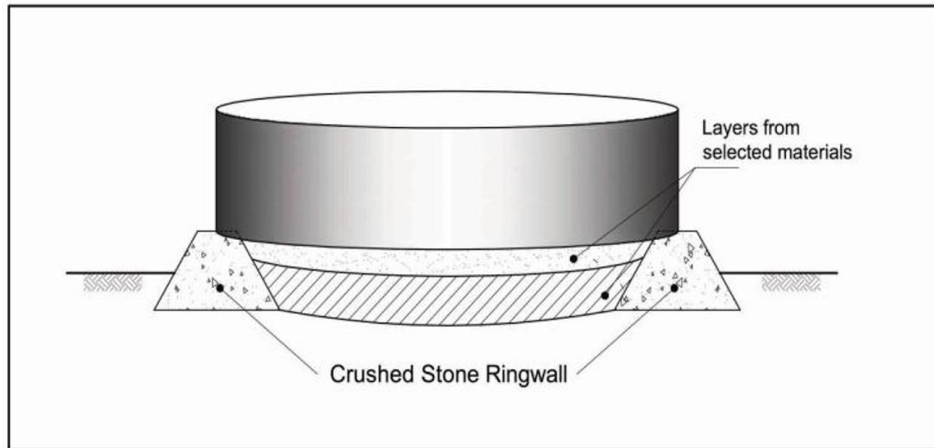


Gambar 2.10 Fondasi Tanah Tanpa *Ringwall/Compacted Soil*

(Sumber: Moradi et al., 2017)

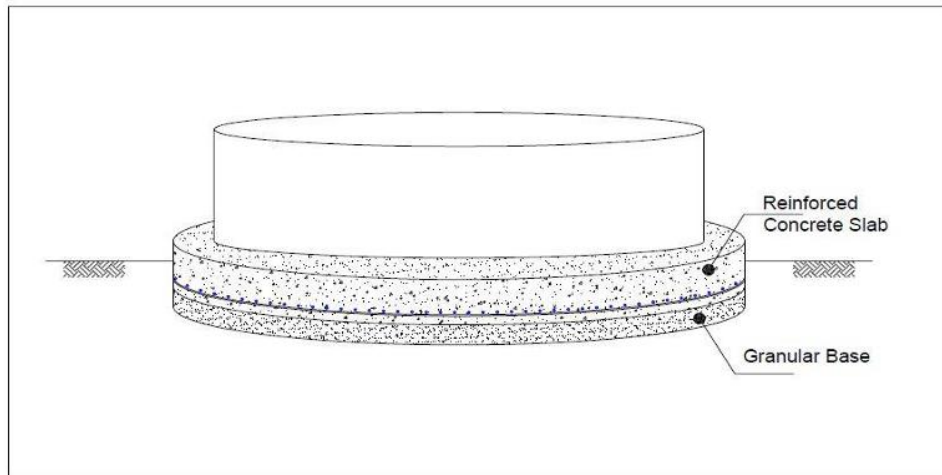


Gambar 2.11 Fondasi dengan *Ringwall Beton/Concrete Ringwall*

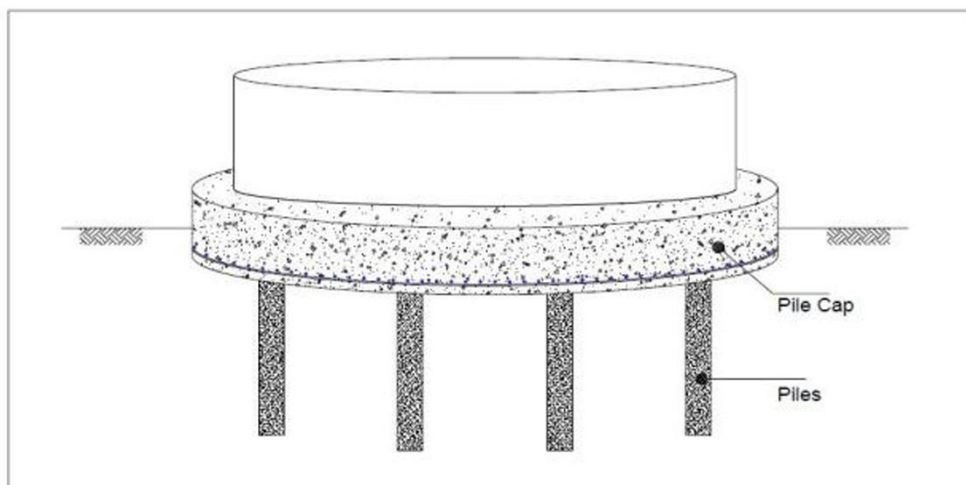


Gambar 2.12 Fondasi dengan *Ringwall* Batu Pecahan Kerikil/*Crushed Stone Ringwall*

(Sumber: Moradi et al., 2017)



Gambar 2.13 Fondasi Rakit/*Slab*



Gambar 2.14 Fondasi Tiang/*Piled Foundation*

2.5 Distribusi Tegangan di Dalam Tanah

Tambahan tegangan (*stress increment*) merupakan tegangan yang terjadi di dalam tanah yang timbul akibat adanya tambahan pembebanan. Tanah sendiri sebelum diberi beban sudah mengalami tekanan akibat beratnya sendiri yang biasa disebut tekanan *overburden* (Hardiyatmo, 2020).

Boussinesq di tahun 1885 mengusulkan persamaan matematis untuk menentukan besar tegangan tambahan dalam berbagai macam beban seperti beban yang terkonsentrasi di titik, beban terbagi rata berbentuk lajur memanjang, beban terbagi rata berbentuk empat persegi panjang serta beban terbagi rata berbentuk lingkaran.

Persamaan 2.20 menyatakan tambahan tegangan vertikal ($\Delta\sigma_z$) pada suatu titik di dalam tanah akibat beban titik Q di permukaan.

$$\Delta\sigma_z = \frac{Q}{z^2} I \quad (2.20)$$

Dimana,

Q = Beban titik (kN)

z = Kedalaman titik yang ditinjau (m)

$$I = \frac{3}{2\pi} \left(\frac{1}{1+(r/z)^2} \right)^{5/2} \quad (2.21)$$

Persamaan 2.22 menyatakan tambahan tegangan vertikal pada suatu tanah yang diberi pembebanan terbagi rata berbentuk lingkaran.

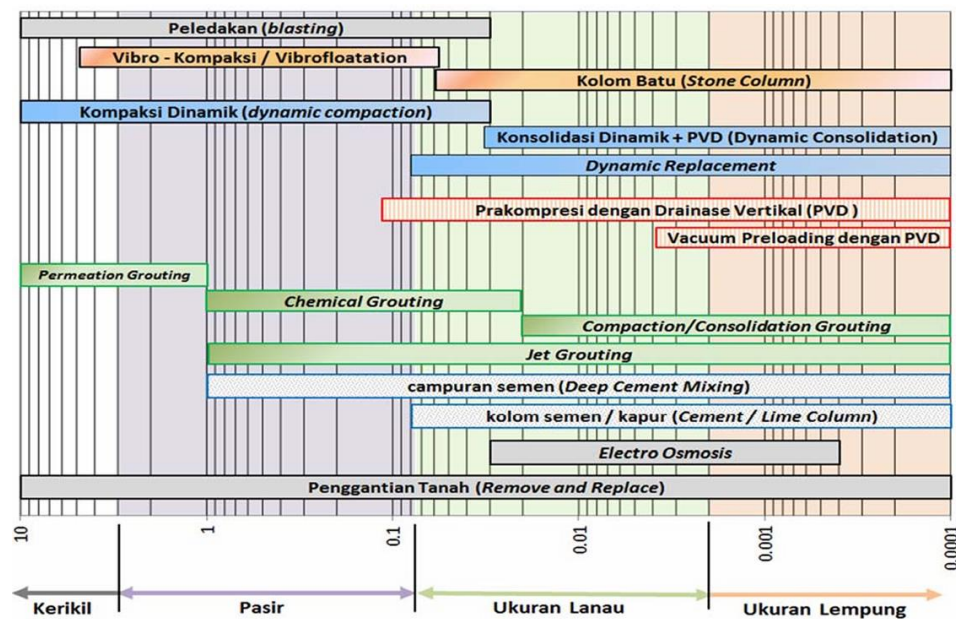
$$\Delta\sigma_z = qI \quad (2.22)$$

$$I = \left(1 - \frac{1}{[1+(r/z)^2]^{3/2}} \right) \quad (2.23)$$

2.6 Perbaikan Tanah

Berkembangnya zaman saat ini terdapat peningkatan dalam penggunaan lahan yang dikembangkan menjadi infrastruktur atau gedung untuk kehidupan manusia. Namun, area konstruksi seringkali tidak memiliki kondisi tanah yang

sesuai. Seperti daya dukung tanah yang tidak memadai, besarnya penurunan, ketidakstabilan tanah, likuefaksi dan lainnya (Han, 2015). Dalam menghadapi permasalahan tersebut perbaikan tanah dilakukan sehingga karakteristik tanah setempat berubah secara permanen serta memiliki karakteristik kompresibilitas, permeabilitas, daya dukung, serta ketahanan likuefaksi yang memadai untuk mencapai tingkat keamanan yang dibutuhkan. Gambar 2.15 menunjukkan berbagai metode perbaikan tanah yang dapat digunakan berdasarkan jenis tanahnya.



Gambar 2.15 Jenis - jenis Metode Perbaikan Tanah

(Sumber: SNI 8460:2017)

2.6.1 Perbaikan Tanah dengan Kolom Batuan (*Stone Column*)

Kolom batuan (*stone column*) merupakan kelompok kolom atau pilar yang dibuat dari agregat batuan yang dipasang di bawah bangunan. Perbaikan tanah dengan metode ini bertujuan untuk menaikkan kapasitas dukung tanah, mengurangi penurunan tidak seragam, menambah kestabilan lereng timbunan, mengurangi potensi likuefaksi, serta menambah kecepatan penurunan (Hardiyatmo, 2022).

Kolom batuan dapat digunakan untuk mendukung bangunan yang berada di atas tanah kohesif sangat lunak hingga kaku atau pasir berlanau longgar sekaligus. Diameter kolom batuan umumnya sekitar 0,45 m – 1,2 m. Selain itu kolom batuan

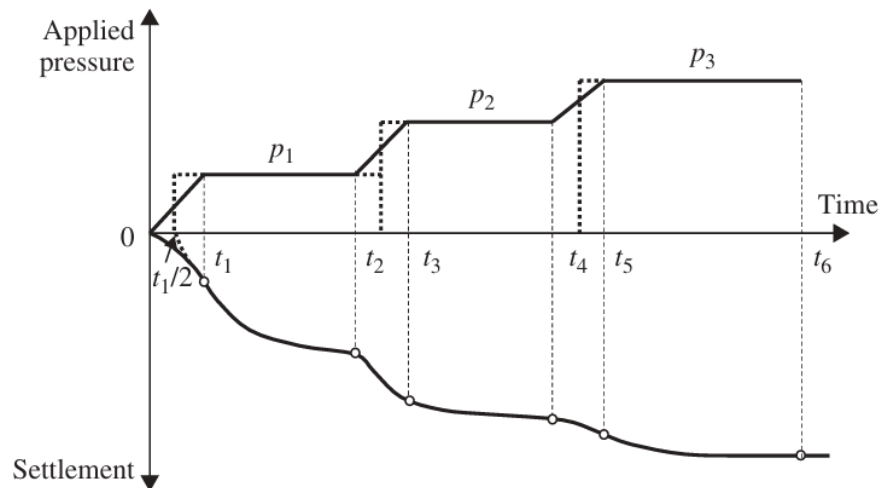
biasanya disusun dengan susunan segitiga sama sisi atau terkadang dalam pola susunan bujursangkar.

Metode pemasangan kolom batuan yang sering digunakan adalah metode basah (*wet method*) dan metode kering (*dry method*). Metode basah umumnya dilakukan dengan cara *vibro replacement*. Metode ini memerlukan volume air yang lebih besar dan setelah pelaksanaan akan ada banyak endapan tanah yang menumpuk di permukaan yang dapat mempengaruhi lingkungan. Sedangkan metode kering dilakukan dengan cara *vibro displacement*. Metode ini dapat digunakan ketika tidak diperkenankan adanya gangguan lingkungan.

2.6.2 Perbaikan Tanah dengan Prapembebanan (*Preloading*)

Penurunan konsolidasi yang berlebihan seringkali menjadi masalah dalam konstruksi yang dapat mengakibatkan rusaknya struktur yang berada diatas tanah. Masalah tersebut dapat diatasi dengan menggunakan prapembebanan (*preloading*). Prapembebanan (selanjutnya disebut *preloading*) adalah proses pemberian beban sementara (*surcharge*) pada tanah sebelum pembangunan struktur atau penerapan beban eksternal, dengan tujuan agar tanah terkonsolidasi hingga sebagian besar penurunan konsolidasi primer terjadi terlebih dahulu (Bell et al., 2013).

Bergantung dengan bagaimana *preloading* diterapkan, metode ini dikategorikan menjadi *preloading* dengan timbunan (*fill preloading*), prapembebanan dengan tekanan vakum (*vacuum preloading*) dan metode *preloading* gabungan antara timbunan dan vakum (Chu et al., 2014).



Gambar 2.16 Grafik Beban - Penurunan – Waktu

(Sumber: Jie Han, 2015)

Dalam praktiknya beban untuk *preloading* tidak langsung diterapkan secara instan. Beban seringkali naik secara bertahap. Gambar 2.16 menunjukkan skema pentahapan timbunan. Penempatan dari timbunan *preloading* disarankan tidak melebihi dari 0,3 m/minggu (Han, 2015). Besar beban *preloading* yang dapat diterima tanah dapat dihitung dengan persamaan 2.24. Selain itu tinggi timbunan kritis (H_{cr}) dapat dihitung dengan persamaan 2.25 berikut.

$$p = \frac{N_c C_u}{FS} \quad (2.24)$$

$$H_{cr} = \frac{N_c C_u}{FS \gamma} \quad (2.25)$$

Dimana,

p = Besar beban *preloading* yang dapat diterima tanah (kN/m^2)

N_c = Faktor daya dukung (5,14 untuk tanah lunak seragam)

C_u = Kekuatan geser tak terdrainase (kN/m^2)

FS = Faktor keamanan (biasanya 1,1 – 1,5)

γ = Berat isi tanah timbunan *preloading*

(20 kN/m^2 (Department of Transport and Main Roads, 2024))

2.6.2.1 *Surcharge Effect*

Rasio beban tambahan (*surcharge*) efektif (R_s) untuk timbunan *preloading* dapat dihitung dengan persamaan 2.26, nantinya sebelum dibongkar timbunan *preloading* harus mencapai derajat konsolidasi tertentu untuk menghindari berlanjutnya penurunan konsolidasi primer lanjutan yang dapat ditentukan dengan persamaan 2.27 berikut.

$$R_s = \frac{\sigma'_{zs}}{\sigma'_{zf}} - 1 \quad (2.26)$$

$$U_{tr} \geq \frac{p_f}{p_f + p_s} \quad (2.27)$$

Dimana,

σ'_{zs} = Tegangan vertikal efektif tengah lapisan setelah *unloading* (kN/m²)

σ'_{zf} = Tegangan vertikal efektif tengah lapisan akhir masa perbaikan (kN/m²)

U_{tr} = Derajat konsolidasi minimal sebelum beban *preloading* diangkat

p_f = tegangan vertikal setelah beban *preloading* diangkat.

p_s = tegangan vertikal dari beban *preloading* yang diangkat.

Setelah beban *preloading* diangkat akan terjadi *rebound* juga penurunan konsolidasi sekunder pada tanah. Nilai *rebound* pada tanah dapat diperkirakan dengan menggunakan persamaan 2.28. Besar penurunan konsolidasi sekunder juga dapat dihitung dengan persamaan 2.29 berikut. Penurunan akibat beban operasional dapat dihitung dengan persamaan 2.30 berikut.

$$S_r = \frac{C_r h}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{zf}}{\sigma'_{zs}} \quad (2.28)$$

$$S_s = \frac{C'_a h}{1 + e_0} \log \frac{t}{t_s} \quad (2.29)$$

$$S_{op} = \frac{C_r h}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{zf} + \Delta\sigma_{op}}{\sigma'_{zf}} \quad (2.30)$$

Dimana,

S_r = *rebound*

C_r = indeks *rebound*

h = tebal lapisan tanah (m)

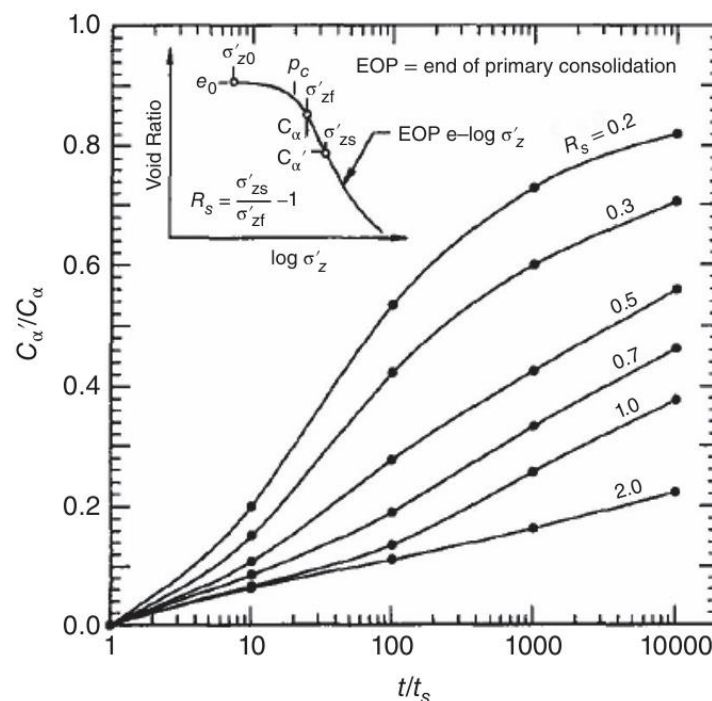
t = waktu penurunan konsolidasi sekunder

t_s = waktu mulainya penurunan konsolidasi sekunder

$\Delta\sigma_{op}$ = Beban operasional (kN/m^2)

C'_α = indeks pemampatan sekunder

Nilai C'_α/C_α didapatkan dengan membuat garis pada Gambar 2.17 dari nilai t/t_s dan nilai R_s .



Gambar 2.17 Indeks Pemampatan Sekunder Setelah Beban Ekstra (*Surcharge*)

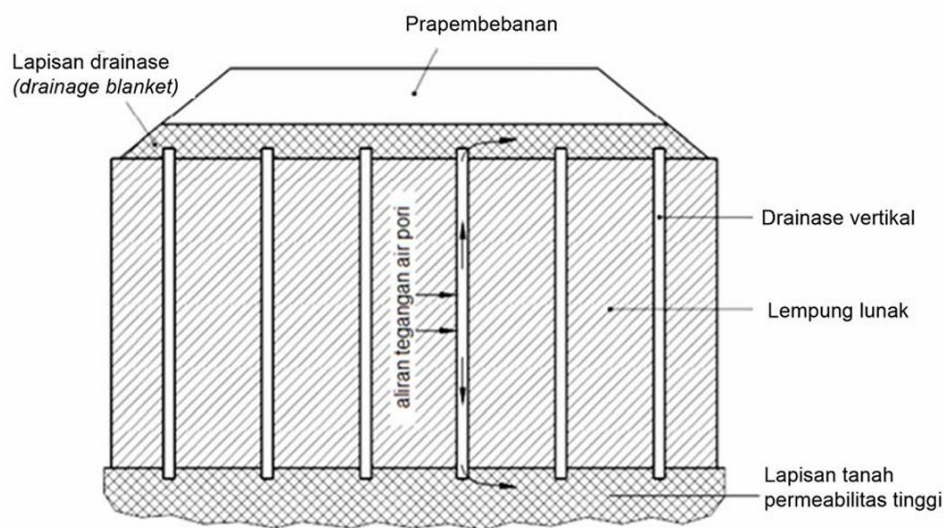
(Sumber: Mesri et al., 1977)

2.6.3 Perbaikan Tanah dengan *Prefabricated Vertical Drains* (PVD)

Penggunaan drainase vertikal dimulai dengan adanya *sand drain* (drainase pasir) pada tahun 1925 dan di dapatenkan pada tahun 1926 oleh Daniel D. Moran dimana *sand drain* dibentuk secara in situ dengan cata memasukkan pasir ke dalam lubang bor atau ke dalam sarung yang terbuat dari kain geosintetik atau geotekstik di dalam lubang bor. PVD (*Prefabricated Vertical Drains*) juga dikenal sebagai *band drain* atau *wick drain* sebagai alternatif yang lebih baik dikembangkan oleh Walter Kjellman pada tahun 1947 yang saat itu terbuat dari kayu dan karton. Saat ini kebanyakan PVD terbuat dari inti plastik bergelombang yang diselimuti oleh filter geotekstil (Bell et al., 2013).

Prefabricated Vertical Drains merupakan salah satu metode perbaikan tanah yang menggunakan drainase vertikal yang terbuat dari inti plastik bergelombang dan dilapisi oleh filter geotekstil yang dipasang secara vertikal di lapisan tanah dengan menggunakan mesin pemasangnya dengan jarak yang bervariasi. PVD digunakan untuk mempercepat konsolidasi tanah dengan mengurangi panjang lintasan disipasi tegangan air pori berlebih, mengurangi penurunan setelah pembangunan, menaikkan stabilitas tanah, serta mengurangi/mitigasi efek likuefaksi.

PVD memiliki standar ukuran panjang 100 mm dan ketebalan yang berkisar antara 3 - 6 mm. Saat ini PVD seringkali penggunaannya dikombinasikan dengan prapembebanan. Dimana, prapembebanan memberikan beban ekstra (*surcharge*) ke tanah sebelum pembangunan dengan tujuan mengkonsolidasikan tanah hingga sebagian besar penurunan konsolidasi primer terjadi dan digunakan PVD sebagai saluran drainase radial untuk mempercepat laju konsolidasi dengan cara mengurangi panjang jalur drainase (Bell et al., 2013).



Gambar 2.18 Skema Perbaikan Tanah dengan PVD dan *Preloading*

(Sumber: SNI 8460 – 2017)

PVD menurut SNI 8460 – 2017 harus dipasang hingga mencapai lapisan tanah keras atau tanah lempung teguh yang kemudian tidak menimbulkan penurunan serta menyebabkan kerusakan pada struktur. Selain itu, PVD juga bisa dipasang pada lapisan tanah lunak yang dimana tegangan pada kedalaman tanahnya

lebih kecil daripada 10% tegangan akibat beban. Gambar 2.18 menunjukkan bagaimana skema dari perbaikan tanah menggunakan kombinasi PVD dan *preloading*.

2.6.3.1 Teori Drainase Vertikal

Mendesain PVD memberikan solusi untuk menjawab permasalahan seperti berapa jarak antar drainase yang diperlukan untuk mencapai derajat konsolidasi yang diinginkan dalam jangka waktu yang ditentukan atau berapa lama waktu yang diperlukan untuk mencapai derajat konsolidasi tertentu dengan jarak dan waktu yang ditentukan. Untuk menjawab permasalahan tersebut diperlukan teori konsolidasi (Bell et al., 2013).

Salah satu teori dasar mengenai konsolidasi adalah persamaan konsolidasi satu dimensi oleh Terzaghi pada Persamaan 2.31 dan Persamaan 2.32 berikut:

$$\frac{\partial u_e}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} \quad (2.31)$$

$$c_v = \frac{k_v}{m_v \gamma_w} \quad (2.32)$$

Persamaan diatas hanya mengasumsikan bahwa disipasi air hanya terjadi pada arah vertikal. Namun, dalam penggunaan PVD aliran air juga terjadi dalam arah horizontal maka teori konsolidasi oleh Barron (1948) juga diperlukan seperti pada Persamaan 2.33 dan Persamaan 2.34 berikut:

$$c_h \left(\frac{\partial^2 u_e}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_e}{\partial r} \right) = \frac{\partial u_e}{\partial t} \quad (2.33)$$

$$c_h = \frac{k_h}{m_v \gamma_w} \quad (2.34)$$

Ketika mengkombinasikan aliran horizontal dan vertikal menjadi Persamaan 2.35 dan nilai konsolidasi akibat aliran horizontal dapat dihitung dengan persamaan 2.36 menurut Carillo (1942):

$$c_v \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} + c_h \left(\frac{\partial^2 u_e}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_e}{\partial r} \right) = \frac{\partial u_e}{\partial t} \quad (2.35)$$

$$U_{vr} = 1 - (1 - U_v)(1 - U_h) \quad (2.36)$$

Dengan menggunakan Persamaan 2.31 dari Terzaghi yang mengasumsikan bentuk distribusi awal tekanan air pori diperoleh hubungan antara derajat konsolidasi rata – rata dan faktor waktu dengan persamaan derajat konsolidasi oleh Sivaram dan Swamee (1977) pada Persamaan 2.37 dan faktor waktu pada Persamaan 2.38 berikut:

$$U_v = \frac{(4T_v / \pi)^{0,5}}{[1 + (4T_v / \pi)^{2,8}]^{0,179}} \quad (2.37)$$

$$T_v = \frac{C_v t}{H_d^2} \quad (2.38)$$

Sedangkan untuk konsolidasi radial dengan mengasumsikan regangan seragam (*equal strain*) dan asumsi lainnya yang digunakan dalam Persamaan 2.31, Barron (1948) mengembangkan Persamaan 2.39 hingga Persamaan 2.42 berikut:

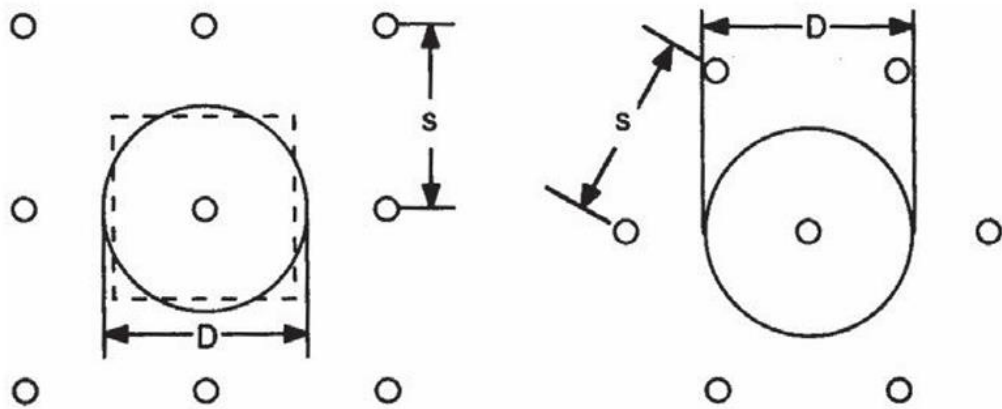
$$U_h = 1 - \exp \left[\frac{-8T_h}{F(n)} \right] \quad (2.39)$$

$$F(n) = \frac{n^2}{(n^2 - 1)} \ln(n) - \frac{(3n^2 - 1)}{4n^2} \approx \ln(n) - 0,75 \quad (2.40)$$

$$T_h = \frac{C_h t}{d_e^2} \quad (2.41)$$

$$n = \frac{d_e}{d_c} \quad (2.42)$$

$$d_c = \frac{(a + b)}{2} \quad (2.43)$$



Gambar 2.19 Pola Pemasangan PVD

(Sumber: Jie Han, 2015)

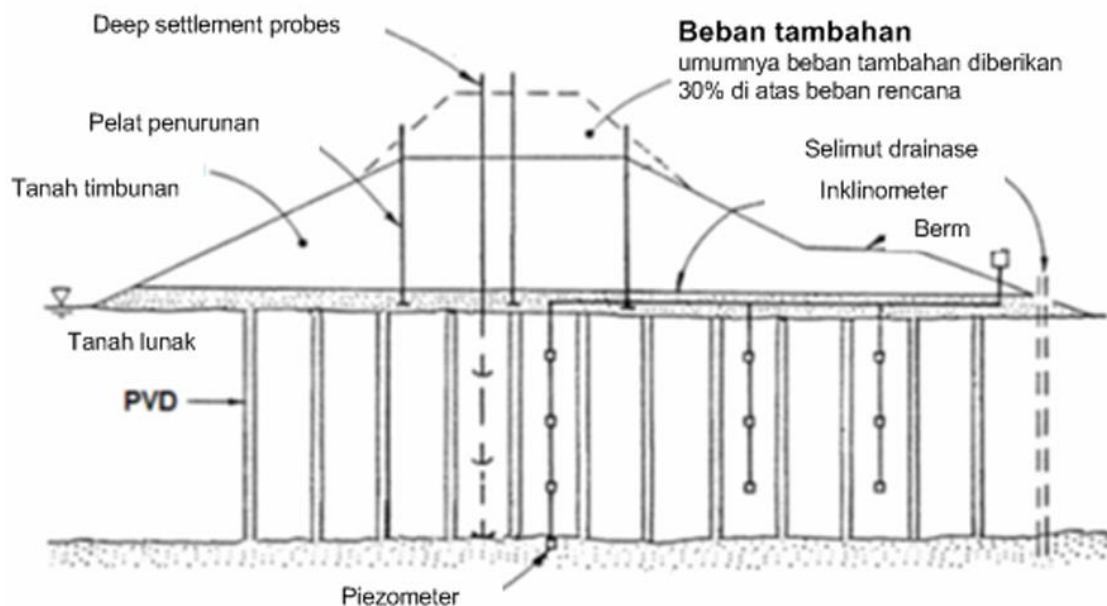
Pemasangan PVD di proyek seringkali menggunakan pola segitiga maupun segiempat seperti pada Gambar 2.18, nilai d_e dari tiap pola menggunakan persamaan yang berbeda seperti pada Persamaan 2.44 dan Persamaan 2.45 berikut:

$$d_e = 1,13 s \quad (\text{Pola Segiempat}) \quad (2.44)$$

$$d_e = 1,06 s \quad (\text{Pola Segitiga}) \quad (2.45)$$

2.6.4 Instrumentasi Lapangan Dalam Perbaikan Tanah.

Proyek perbaikan tanah harus dilakukan pemantauan kondisi lapangan secara berkala. Instrumentasi geoteknik seperti inklinometer, *settlement plate*, *piezometer*, serta *surface marker* dapat digunakan untuk mengukur parameter – parameter penting seperti besar penurunan, tekanan air pori, serta mengetahui pergerakan horizontal tanah. Data – data tadi dapat digunakan untuk mengevaluasi dan mengawasi efektivitas proses konsolidasi, kestabilan timbunan, juga menentukan waktu optimal untuk menghentikan *preloading*.



Gambar 2.20 Skema Instrumentasi untuk Monitoring Kinerja PVD

(Sumber: SNI 8460:2017)

Gambar 2.20 merupakan gambaran dari skema instrumentasi geoteknik untuk monitoring kinerja PVD. Berikut beberapa instrumen geoteknik yang digunakan dalam pelaksanaan perbaikan tanah menggunakan kombinasi *preloading* dan PVD.

a. Inklinometer

instrumen yang digunakan untuk mengukur pergerakan horizontal dan memantau stabilitas tanah timbunan. Alat yang digunakan harus sesuai dengan SNI 3404:2008. Selama masa penimbunan berlangsung, pembacaan data dari inklinometer wajib dilakukan setidaknya satu kali setiap hari.

b. Pelat Penurunan (*Settlement Plate*)

Settlement plate digunakan untuk mengukur penurunan vertikal pada tanah timbunan maupun tanah asli di bawahnya. Alat ini berupa pelat baja berbentuk persegi dengan ukuran 60 cm x 60 cm dan tebal 1 cm, yang ditempatkan di dasar timbunan. Pelat ini disambungkan dengan batang baja berdiameter 25 mm yang dapat diperpanjang sesuai ketinggian timbunan. Untuk menghindari gesekan antara batang baja dan timbunan, digunakan casing pipa PVD berdiameter 75 mm. Pemasangan pelat harus dilakukan sebelum pekerjaan timbunan dimulai. Agar posisinya tidak berubah saat ditimbun, dasar pelat perlu diratakan terlebih dahulu menggunakan pasir.

c. *Piezometer*

Piezometer berfungsi untuk mengukur tekanan air pori di dalam tanah. Informasi ini penting untuk mendeteksi potensi ketidakstabilan dan mengevaluasi proses konsolidasi tanah selama dan setelah penimbunan. *Piezometer* yang digunakan adalah *Vibrating Wire Piezometer*, sesuai dengan ketentuan SNI 6461:2021. Frekuensi pemantauan tekanan air pori disesuaikan dengan kebutuhan proyek.

d. *Surface Marker*

Surface marker adalah penanda berupa patok dari kayu, baja, atau beton yang dipasang di permukaan timbunan yang telah selesai dikerjakan. Alat ini digunakan sebagai referensi pengukuran penurunan total akibat konsolidasi tanah. Pengukuran dilakukan dengan membandingkan ketinggian *surface marker* terhadap patok acuan tetap (*bench mark*) yang berfungsi sebagai titik referensi utama. Data

ini berguna untuk memantau laju penurunan dan total penurunan pada timbunan maupun tanah dasarnya setelah pekerjaan konstruksi selesai (Direktorat Jenderal Bina Marga, 2021).

2.7 Daya dukung

Daya dukung tanah adalah bagaimana kemampuan tanah dalam mendukung beban fondasi yang bekerja di atasnya. Pemilihan fondasi bergantung pada jenis struktur dan tanah. Pada tanah yang didekat permukaan mampu mendukung beban struktur, maka jenis fondasi dangkal seperti fondasi telapak atau fondasi rakit dapat digunakan. Namun, jika tanah didekat permukaan tidak dapat menahan atau mendukung beban struktur di atasnya maka dapat digunakan fondasi sumuran atau fondasi tiang (Hardiyatmo, 2019).

Persyaratan dasar yang penting untuk merancang fondasi dangkal adalah fondasi harus memenuhi syarat kekuatan seperti daya dukung izin dan penurunan fondasi (Sarifah et al., 2023).

Pada analisis daya dukung tanah terdapat beberapa rumus pendekatan. Persamaan – persamaan yang diusulkan oleh peneliti pada umumnya dibuat dengan asumsi – asumsi yang berbeda dan bentuk bidang geser saat keruntuhan. Beberapa jenis analisis daya dukung seperti dengan rumus Terzaghi, Meyerhof, Hansen dan Vesic. Tabel 2.19 menunjukkan pertimbangan pemakaian metode untuk menghitung daya dukung:

Tabel 2.19 Pertimbangan Dalam Pemilihan Metode Perhitungan Daya Dukung

Metode	Baik digunakan untuk
Terzaghi	Tanah – tanah berkohesi, dimana $D/B \leq 1$ atau untuk memperkirakan q_u secara cepat. Jangan menggunakan metode ini bila fondasi mengalami momen (beban tidak sentris) dan atau gaya horizontal atau bila dasar fondasi miring.
Hansen, Meyerhof, Vesic	Sembarang situasi dapat diterapkan, bergantung kepada pemakai.

Metode	Baik digunakan untuk
Hansen, Vesic	Jika dasar fondasi miring atau fondasi pada lereng atau bila $D/B > 1$

(Sumber: Bowles, 1996)

2.7.1 Metode Terzaghi

Analisis daya dukung tanah dengan teori Terzaghi, teori ini didasarkan pada anggapan – anggapan seperti fondasi berbentuk memanjang tak terhingga, tanah di bawah dasar fondasi homogen, dasar fondasi kasar, lalu tahanan geser tanah di atas fondasi diabaikan. Digunakan persamaan 2.46 untuk menghitung daya dukung oleh Terzaghi yang digunakan untuk fondasi memanjang:

$$q_u = cN_c + D_f \gamma N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma \quad (2.46)$$

Dengan,

q_u = Daya dukung ultimit (kN/m^2)

c = Kohesi (kN/m^2)

D_f = Kedalaman fondasi (m)

γ = Berat volume tanah

$P_o = D_f \gamma$ = Tekanan *overburden* pada dasar fondasi (kN/m^2)

N_c, N_γ, N_q = Faktor daya dukung Terzaghi.

2.7.2 Metode Meyerhof

Analisis daya dukung menggunakan teori Meyerhof dalam teorinya memperhitungkan bentuk fondasi, eksentrisitas beban, kemiringan beban, dan kuat geser tanah di atas dasar fondasi (Meyerhof, 1951). Perhitungan daya dukung dijabarkan dalam persamaan 2.47 berikut:

$$q_u = c' N_c s_c d_c i_c + q N_q s_q d_q i_q + 0,5 B' \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (2.47)$$

Dimana,

q_u = Daya dukung ultimit (kN/m^2)

N_c, N_q, N_γ = Faktor daya dukung

s_c, s_q, s_γ	= Faktor pengaruh bentuk fondasi
d_c, d_q, d_γ	= Faktor pengaruh kedalaman fondasi
i_c, i_q, i_γ	= Faktor kemiringan beban
q	= Tekanan <i>overburden</i> di bawah fondasi
B'	= Lebar fondasi efektif (diameter pada fondasi berbentuk lingkaran)
c'	= Kohesi efektif
y	= Berat volume tanah (kN/m ³)

Persamaan 2.47 dapat digunakan jika nilai $\phi \geq 0$ dan nilai kohesi yang digunakan adalah nilai kohesi efektif karena persamaan diatas digunakan untuk analisis daya dukug *long term (drained)* yang parameter digunakan dalam analisis adalah ϕ' dan c' . Namun, jika parameter yang tersedia hanya parameter C_u (kohesi *undrained*) dan sudut geser dalam (ϕ) maka analisisnya menjadi analisis daya dukug *short term (undrained)* yang dapat dicari dengan persamaan 2.48 berikut.

$$q_u = C_u N_c s_c d_c i_i + q N_q s_q d_q i_q \quad (2.48)$$

Persamaan 2.49 hingga Persamaan 2.51 berikut merupakan faktor – faktor daya dukug yang diusulkan Meyerhof nilai faktor – faktor daya dukug juga dapat diambil dari Tabel 2.28.

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' \quad (2.49)$$

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) e^{(\pi \tan \phi)} \quad (2.50)$$

$$N_\gamma = (N_q + 1) \tan (1.4 \phi') \quad (2.51)$$

Penggunaan persamaan 2.47 harus memperhatikan faktor – faktor pada tabel - tabel berikut:

Tabel 2.20 Faktor Bentuk Fondasi

Faktor Bentuk	Nilai	Keterangan
s_c	$1 + 0,2 \left(\frac{B'}{L'} \right) \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$	Untuk sembarang φ
$s_q = s_\gamma$	$1 + 0,1 \left(\frac{B'}{L'} \right) \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$	Untuk $\varphi \geq 0$
	1	Untuk $\varphi = 0$

Tabel 2.21 Faktor Kedalaman Fondasi

Faktor Kedalaman	Nilai	Keterangan
d_c	$1 + 0,2 \left(\frac{D}{B} \right) \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$	Untuk sembarang φ
$d_q = d_\gamma$	$1 + 0,1 \left(\frac{D}{B} \right) \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$	Untuk $\varphi \geq 0$
	1	Untuk $\varphi = 0$

Tabel 2.22 Faktor Kemiringan Beban

Faktor kemiringan beban	Nilai	Keterangan
$i_c = i_q$	$\left(1 - \frac{\delta^\circ}{90^\circ} \right)^2$	Untuk sembarang φ
i_γ	$\left(1 - \frac{\delta^\circ}{\varphi} \right)^2$	Untuk $\varphi \geq 0$
	1	Untuk $\varphi = 0$

(Sumber: Meyerhof, 1963)

2.7.3 Metode Hansen

Persamaan daya dukung yang dikemukakan oleh Hansen pada dasarnya sama dengan teori yang dikemukakan oleh Terzaghi. Namun, dalam persamaannya Hansen memperhatikan pengaruh – pengaruh dari bentuk fondasi, kedalaman, inklinasi beban, inklinasi dasar dan inklinasi permukaan tanah.

$$q_u = s_c d_c i_c b_c g_c c' N_c + s_q d_q i_q b_q g_q q N_q + s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma 0,5 B' \gamma N_\gamma \quad (2.52)$$

Jika $\phi = 0$,

$$q_u = 5,14 C_u (1 + s_c' + d_c' + i_c' - b_c' - g_c') + q \quad (2.53)$$

Dimana,

q_u = daya dukung ultimit (kN/m^2)

$B' L'$ = Panjang dan lebar efektif fondasi (m)

γ = Berat volume tanah (kN/m^3)

C_u = Kohesi *undrained* (kN/m^2)

c' = Kohesi efektif tanah (kN/m^2)

q = Tekanan *overburden* di dasar fondasi (kN/m^2)

s_c, s_q, s_γ = faktor – faktor bentuk fondasi

d_c, d_q, d_γ = faktor – faktor kedalaman fondasi

i_c, i_q, i_γ = faktor – faktor kemiringan beban

b_c, b_q, b_γ = faktor – faktor kemiringan dasar

g_c, g_q, g_γ = faktor – faktor kemiringan permukaan

N_c, N_q, N_γ = faktor – faktor daya dukung Hansen

Persamaan 2.54 hingga persamaan 2.56 berikut merupakan faktor – faktor daya dukung untuk metode Hansen. Selain itu faktor daya dukung juga dapat diambil dari Tabel 2.28.

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' \quad (2.54)$$

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) e^{(\pi \tan \phi')} \quad (2.55)$$

$$N_\gamma = 1,5 (N_q + 1) \tan \phi' \quad (2.56)$$

Tabel 2.23 Faktor - faktor Bentuk Fondasi

Faktor Bentuk	Arah Beban		
	Tegak lurus dasar fondasi	Miring searah lebarnya (B)	Miring searah panjangnya (L)
s_c	$1 + (B'/L') (N_q/N_c)$	$1 + (B/L') (N_q/N_c) i_{cB}$	$1 + (B'/L') (N_q/N_c) i_{cL}$
s_c'	$0,2 (B'/L')$	$0,2 (B'/L') i_{cB}$	$0,2 (B'/L') i_{cL}$
s_q	$1 + (B'/L') \sin \varphi$	$1 + (B' i_{cB} / L') \sin \varphi$	$1 + (B' i_{qL} / L') \sin \varphi$
s_y	$1 - 0,4(B'/L') \geq 0,6$	$1 - 0,4(B' i_{yB} / L' i_{yL}) \geq 0,6$	$1 - 0,4(B' i_{yL} / L' i_{yB}) \geq 0,6$

Tabel 2.24 Faktor Kedalaman Fondasi

Faktor kedalaman	Nilai	Keterangan
d_c	$1 + 0,4 (D_f/B)$	Bila $(D_f/B) > 1$, maka (D_f/B) diganti dengan $\arctg (D_f/B)$
d_c'	$0,4 (D_f/B)$	
d_q	$1 + 2 (D_f/B) \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2$	
d_y	1	

Tabel 2.25 Faktor Kemiringan Beban

Faktor kemiringan beban	Nilai	Keterangan
i_c	$i_q - \frac{(1 - i_q)}{N_q - 1}$	
i_c'	$0,5 - 0,5 \sqrt{1 - H/A' c_a}$	
i_q	$\left[1 - \frac{0,5H}{V + A' c_a \tan \varphi} \right]^5 \geq 0$	
i_y	$\left[1 - \frac{0,7H}{V + A' c_a \tan \varphi} \right]^5 \geq 0$	Untuk dasar horizontal
i_y	$\left[1 - \frac{(0,7 - \alpha^\circ/450^\circ) H}{V + A' c_a \tan \varphi} \right]^5 \geq 0$	Untuk dasar miring
Batasan: $H \leq c_a A' + V \tan \delta$		

Tabel 2.26 Faktor Kemiringan Dasar Fondasi

Faktor kemiringan dasar	Nilai	Keterangan
b_c	$1 - \frac{\alpha^\circ}{147^\circ}$	$\alpha = \text{kemiringan dasar fondasi}$
b_c'	$\frac{\alpha^\circ}{147^\circ}$	
b_q	$e^{-2\alpha \text{ tg } \varphi}$	
b_y	$e^{-2,7 \alpha \text{ tg } \varphi}$	

Tabel 2.27 Faktor Kemiringan Permukaan

Faktor kemiringan permukaan	Nilai	Keterangan
g_c	$1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$	$\beta = \text{kemiringan permukaan tanah}$
g_c'	$\frac{\beta^\circ}{147^\circ}$	
$g_q = g_y$	$(1 - 0.5 \text{ tg } \beta)^5$	$\alpha + \beta \leq 90^\circ$

(Sumber: Hansen, 1970)

2.7.4 Metode Vesic

Persamaan daya dukung yang disarankan oleh Vesic mirip dengan persamaan yang dikemukakan oleh Terzaghi. Persamaan oleh Vesic ini memperhitungkan pengaruh – pengaruh dari kedalaman, bentuk fondasi, kemiringan dan eksentrisitas beban. Kemiringan dasar dan kemiringan permukaan yang mirip dengan persamaan daya dukung oleh Hansen (Hardiyatmo, 2020).

Persamaan 2.57 berikut merupakan persamaan yang diusulkan Vesic (1975) untuk menghitung daya dukung.

$$q_u = s_c d_c i_c b_c g_c c N_c + s_q d_q i_q b_q g_q q N_q + s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma 0,5 B \gamma N_\gamma \quad (2.57)$$

Dimana,

q_u = Daya dukung ultimit (kN)

- B = Lebar fondasi (m)
 $B'L'$ = Panjang dan lebar efektif fondasi (m)
 γ = Berat volume tanah (kN/m^3)
 c = kohesi tanah (kN/m^2)
 q = Tekanan *overburden* di dasar fondasi (kN/m^2)
 s_c, s_q, s_γ = faktor – faktor bentuk fondasi
 d_c, d_q, d_γ = faktor – faktor kedalaman fondasi
 i_c, i_q, i_γ = faktor – faktor kemiringan beban
 b_c, b_q, b_γ = faktor – faktor kemiringan beban
 g_c, g_q, g_γ = faktor – faktor kemiringan permukaan
 N_c, N_q, N_γ = faktor – faktor daya dukung Vesic

Nilai dari faktor – faktor daya dukung disajikan pada Tabel 2.28 berikut:

Tabel 2.28 Nilai Faktor - faktor Daya Dukung Meyerhof (1963), Hansen (1961), Vesic (1973)

ϕ°	Meyerhof (1963)			Hansen (1961)			Vesic (1973)		
	N_c	N_q	N_γ	N_c	N_q	N_γ	N_c	N_q	N_γ
0	5,14	1,00	0,00	5,14	1,00	0,00	5,14	1,00	0,00
1	5,38	1,09	0,00	5,38	1,09	0,00	5,38	1,09	0,07
2	5,63	1,20	0,01	5,63	1,20	0,01	5,63	1,20	0,15
3	5,90	1,31	0,02	5,90	1,31	0,02	5,90	1,31	0,24
4	6,19	1,43	0,04	6,19	1,43	0,04	6,19	1,43	0,34
5	6,49	1,57	0,07	6,49	1,57	0,07	6,49	1,57	0,45
6	6,81	1,72	0,11	6,81	1,72	0,11	6,81	1,72	0,57
7	7,16	1,88	0,15	7,16	1,88	0,16	7,16	1,88	0,71
8	7,53	2,06	0,21	7,53	2,06	0,22	7,53	2,06	0,86
9	7,92	2,25	0,28	7,92	2,25	0,30	7,92	2,25	1,03
10	8,34	2,47	0,37	8,34	2,47	0,39	8,34	2,47	1,22
11	8,80	2,71	0,47	8,80	2,71	0,50	8,80	2,71	1,44
12	9,28	2,97	0,60	9,28	2,97	0,63	9,28	2,97	1,69
13	9,81	3,26	0,74	9,81	3,26	0,78	9,81	3,26	1,97
14	10,37	3,59	0,92	10,37	3,59	0,97	10,37	3,59	2,29
15	10,98	3,94	1,13	10,98	3,94	1,18	10,98	3,94	2,65
16	11,63	4,34	1,37	11,63	4,34	1,43	11,63	4,34	3,06
17	12,34	4,77	1,66	12,34	4,77	1,73	12,34	4,77	3,53
18	13,10	5,26	2,00	13,10	5,26	2,08	13,10	5,26	4,07

ϕ °	Meyerhof (1963)			Hansen (1961)			Vesic (1973)		
	N_c	N_q	N_y	N_c	N_q	N_y	N_c	N_q	N_y
19	13,93	5,80	2,40	13,93	5,80	2,48	13,93	5,80	4,68
20	14,83	6,40	2,87	14,83	6,40	2,95	14,83	6,40	5,39
21	15,81	7,07	3,42	15,81	7,07	3,50	15,81	7,07	6,20
22	16,88	7,82	4,07	16,88	7,82	4,13	16,88	7,82	7,13
23	18,05	8,66	4,82	18,05	8,66	4,88	18,05	8,66	8,20
24	19,32	9,60	5,72	19,32	9,60	5,75	19,32	9,60	9,44
25	20,72	10,66	6,77	20,72	10,66	6,76	20,72	10,66	10,88
26	22,25	11,85	8,00	22,25	11,85	7,94	22,25	11,85	12,54
27	23,94	13,20	9,46	23,94	13,20	9,32	23,94	13,20	14,47
28	25,80	14,72	11,19	25,80	14,72	10,94	25,80	14,72	16,72
29	27,86	16,44	13,24	27,86	16,44	12,84	27,86	16,44	19,34
30	30,14	18,40	15,67	30,14	18,40	15,07	30,14	18,40	22,40
31	32,67	20,63	18,56	32,67	20,63	17,69	32,67	20,63	25,99
32	35,49	23,16	22,02	35,49	23,16	20,79	35,49	23,16	30,21
33	38,64	26,09	26,17	38,64	26,09	24,44	38,64	26,09	35,19
34	42,16	29,44	31,15	42,16	29,44	28,77	42,16	29,44	41,06
35	46,12	33,30	37,15	46,12	33,30	33,92	46,12	33,30	48,03
36	50,59	37,75	44,43	50,59	37,75	40,05	50,59	37,75	56,31
37	55,63	42,92	53,27	55,63	42,92	47,38	55,63	42,92	66,19
38	61,35	48,93	64,07	61,35	48,93	56,17	61,35	48,93	78,02
39	67,87	55,96	77,33	67,87	55,96	66,76	67,87	55,96	92,25
40	75,31	64,20	93,69	75,31	64,20	79,54	75,31	64,20	109,41
41	83,86	73,90	113,99	83,86	73,90	95,05	83,86	73,90	130,21
42	93,71	85,37	139,32	93,71	85,37	113,96	93,71	85,37	155,54
43	105,11	99,01	171,14	105,11	99,01	137,10	105,11	99,01	186,53
44	118,37	115,31	211,41	118,37	115,31	165,58	118,37	115,31	224,63
45	133,87	134,87	262,74	133,87	134,87	200,81	133,87	134,87	271,75
46	152,10	158,50	328,73	152,10	158,50	244,65	152,10	158,50	330,34
47	173,64	187,21	414,33	173,64	187,21	299,52	173,64	187,21	403,65
48	199,26	222,30	526,45	199,26	222,30	368,67	199,26	222,30	496,00
49	229,92	265,50	674,92	229,92	265,50	456,40	229,92	265,50	613,14
50	266,88	319,06	873,86	266,88	319,06	568,57	266,88	319,06	762,86

2.8 Penurunan

Jika suatu lapisan tanah diberi beban, maka tanah akan mengalami regangan atau penurunan (*settlement*). Regangan yang terjadi dalam tanah disebabkan oleh dua akibat, yaitu berubahnya susunan tanah dan berkurangnya rongga pori di dalam tanah tersebut.

Sebagian besar penurunan disebabkan oleh pengurangan angka pori. Hampir semua jenis tanah akan berkurang angka porinya saat adanya tambahan

beban vertikal dan angka porinya akan bertambah bila berkurangnya beban vertikal. Terdapat beberapa penyebab terjadinya penurunan fondasi akibat pembebanan yang bekerja di atas tanah:

1. Kegagalan atau keruntuhan geser akibat terlampauinya daya dukung tanah.
2. Kerusakan atau terjadi defleksi besar pada fondasi.
3. Distorsi geser (*shear distortion*) dari tanah pendukungnya.
4. Turunnya tanah akibat perubahan angka pori.

Penurunan total dari tanah jenuh berbutir halus adalah jumlah dari penurunan segera dan penurunan konsolidasi. Penurunan konsolidasi sendiri dapat dibedakan menjadi penurunan akibat konsolidasi primer dan penurunan konsolidasi sekunder. Bila disusun dalam suatu persamaan maka besar penurunan total dapat ditulis seperti persamaan 2.58 berikut:

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

Dengan,

S_t = Penurunan Total

S_i = Penurunan Segera

S_c = Penurunan Konsolidasi primer

S_s = Penurunan Konsolidasi sekunder

2.8.1 Penurunan Segera

Penurunan segera besarnya dapat dihitung dengan menggunakan persamaan 2.59 berikut:

$$S_i = qB \frac{1-\mu_s^2}{E_s} I_p \quad (2.59)$$

Dimana,

S_e = Penurunan Segera

q = Tekanan pada dasar fondasi (kN/m^2)

μ_s = Rasio Poisson

E_s = Modulus elastisitas tanah (kN/m^2)

B' = Lebar fondasi (m)

I_p = faktor pengaruh yang tergantung dari bentuk fondasi dan kekakuan

Tabel 2.29 Faktor Pengaruh (I_p)

<i>Shape</i>	<i>Influence Factor, I_p</i>			
	<i>L/B</i>	<i>Flexible</i>		<i>Rigid</i>
		<i>Centre</i>	<i>Corner</i>	
<i>Circle</i>		1	0,64	0,79
<i>Square</i>	1	1,12	0,56	0,88
	1,5	1,36	0,68	1,07
	2	1,53	0,77	1,21
	3	1,78	0,89	1,42
	5	2,1	1,05	1,7
	10	2,54	1,27	2,1
	20	2,99	1,49	2,49
	50	3,57	1,8	3
	100	4,01	2	3,43

2.8.2 Penurunan Konsolidasi

Suatu tanah mengalami pembebanan secara mendadak yang pembebanan tersebut menyebabkan kompresi elastis yang menyebabkan penurunan segera serta kelebihan tekanan air pori. Pengurangan dari kelebihan tekanan air pori hanya dapat terjadi jika air meninggalkan rongga pori lapisan tanah yang diberi tekanan. Berkurangnya volume air di dalam rongga pori menyebabkan berkurangnya volume tanah. Volume tanah ini berkurang dalam jangka waktu yang lama. Proses yang dialami tanah tersebut adalah peristiwa konsolidasi. Perubahan volume secara dalam arah vertikalnya disebut penurunan konsolidasi primer.

2.8.2.1 Penurunan Konsolidasi Primer

Besar penurunan konsolidasi primer dapat diperkirakan sesuai sejarah pembebanannya. Persamaan 2.60 hingga persamaan 2.62 berikut dapat memperkirakan besar penurunan konsolidasi primer.

Untuk tanah yang mengalami *normally consolidated* (NC),

$$S_c = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'_z}{\sigma'_0} \right) \quad (2.60)$$

Untuk tanah yang mengalami *over consolidated* (OC) – $(\sigma'_0 + \Delta\sigma'_z \leq \sigma'_c)$,

$$S_c = \frac{C_r H}{1+e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'_z}{\sigma'_0} \right) \quad (2.61)$$

Untuk tanah yang mengalami *over consolidated* (OC) - $(\sigma'_0 + \Delta\sigma'_z > \sigma'_c)$,

$$S_c = \frac{C_r H}{1+e_0} \log \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} \right) + \frac{C_c H}{1+e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'_z}{\sigma'_c} \right) \quad (2.62)$$

Dimana,

S_c = Penurunan konsolidasi (m)

C_c = Indeks pemampatan

C_r = Indeks pengembangan

H = Tebal lapisan yang berkonsolidasi (m)

σ'_0 = Tegangan awal efektif (kN/m²)

$\Delta\sigma'_z$ = Distribusi tegangan vertikal (kNm²)

σ'_c = Tegangan pra-konsolidasi (kN/m²)

2.8.2.2 Konsolidasi Sekunder

Setelah konsolidasi primer terjadi masih terdapat penurunan yang disebabkan penyesuaian plastis dari struktur tanah hal inilah yang disebut dengan konsolidasi sekunder (Das, 2006). Besar dari penurunannya merupakan fungsi waktu (t), dan kemiringan kurva indeks pemampatan sekunder (C_α) (Hardiyatmo, 2020). Kemiringan C_α dinyatakan dalam persamaan 2.63 berikut:

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log(t_2/t_1)} \quad (2.63)$$

Besar dari penurunan konsolidasi sekunder dapat dihitung dengan persamaan 2.64 berikut:

$$S_s = \frac{C_\alpha}{1+e_p} H \log \frac{t_2}{t_1} \quad (2.64)$$

Dimana,

C_α = Indeks pemampatan sekunder

S_s = Penurunan konsolidasi sekunder

H = Tebal lapisan

e_p = Angka pori akhir saat konsolidasi primer

t_2, t_1 = waktu

Δe = perubahan angka pori di laboratorium dari t_2 ke t_1

2.8.3 Waktu Penurunan Konsolidasi

Kecepatan penurunan konsolidasi perlu diperhatikan untuk mengetahui kecepatan dari penurunan fondasi saat proses konsolidasi. Hal ini penting terutama saat nilai penurunan diperkirakan besar (Hardiyatmo, 2020). Sivaram dan Swamee (1977) mengusulkan persamaan 2.65 untuk menentukan besar faktor waktu dengan nilai U mulai dari 0 – 100%. Untuk menentukan waktu konsolidasi dapat menggunakan persamaan 2.66 berikut:

$$T_v = \frac{(\pi/4)(U\%/100)^2}{[1-(U\%/100)^{5,6}]^{0,357}} \quad (2.65)$$

$$t = \frac{T_v(H_{dr})^2}{C_v} \quad (2.66)$$

Dimana,

U = Derajat konsolidasi

H_{dr} = Panjang aliran rata-rata yang harus ditempuh oleh air pori selama proses konsolidasi.

C_v = Koefisien konsolidasi vertikal

T_v = Faktor waktu

t = Waktu konsolidasi

2.9 Stabilitas Fondasi

Fondasi yang sudah direncanakan untuk tangki minyak harus diperiksa kestabilannya terhadap bahaya guling, bahaya geser, dan bahaya kelongsoran daya dukung. Persamaan untuk menghitung besar faktor keamanan (*factor safety*) dari

kestabilan fondasi terhadap keruntuhan daya dukung dapat menggunakan persamaan 2.65 berikut:

$$F_s = \frac{q_{ult}}{P} \quad (2.67)$$

Stabilitas fondasi terhadap bahaya geser dapat dihitung menggunakan persamaan 2.66 berikut:

$$F_{s \text{ (sliding)}} = \frac{\sum F_r}{\sum F_d} \geq 1,5 \quad (2.68)$$

Stabilitas fondasi terhadap bahaya guling dapat dihitung menggunakan persamaan 2.67 berikut:

$$F_{s \text{ (overturning)}} = \frac{M_G}{M_E} \geq 2 \quad (2.69)$$

Dimana,

F_s = Faktor keamanan fondasi terhadap bahaya keruntuhan daya dukung (Nilai $F_s \geq 3$)

q_{ult} = Nilai daya dukung ultimit

q_{all} = Nilai daya dukung izin

$F_{s \text{ (sliding)}}$ = Faktor keamanan fondasi terhadap bahaya guling (Nilai $F \geq 1,5$)

$\sum F_r$ = Jumlah gaya horizontal yang menahan beban horizontal yang bekerja pada fondasi

$\sum F_d$ = Jumlah beban horizontal yang bekerja pada fondasi

$F_{s \text{ (overturning)}}$ = Faktor keamanan fondasi terhadap bahaya guling (Nilai $F_s \geq 2$)

M_G = Jumlah momen yang menahan momen guling pada titik tepi telapak fondasi

M_E = Jumlah momen guling pada titik tepi telapak fondasi