

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

Tanah mempunyai definisi yang berbeda untuk beberapa jenis cabang ilmu pengetahuan. Dalam Teknik Sipil tanah didefinisikan sebagai material yang terdiri dari agregat (butiran) mineral-mineral padat yang tidak tersementasi (terikat secara kimia) satu sama lain dan dari bahan-bahan organik yang telah melapuk (yang berpartikel padat) disertai dengan zat cair dan gas yang mengisi ruang-ruang kosong diantara partikel-partikel padat tersebut (Das, 1994).

Istilah pasir, lempung, lanau atau lumpur digunakan untuk menggambarkan ukuran partikel pada batas ukuran butiran yang telah ditentukan. Namun, istilah yang sama juga digunakan untuk menggambarkan sifat tanah yang khusus. Sebagai contoh, lempung adalah jenis tanah yang bersifat kohesif dan plastis, sedang pasir digambarkan sebagai tanah yang tidak kohesif dan tidak plastis (Hardiyatmo, 2002)

Tanah adalah mineral, bahan organik, dan endapan-endapan yang *relative* lepas (*loose*), yang terletak di atas batuan dasar (*bedrock*). Ikatan antara butiran yang relatif lemah dapat disebabkan oleh karbonat, zat organik, atau oksida-oksida yang mengendap diantara partikel-partikel (Hardiyatmo, 2010).

Menurut Bowles (1986), tanah pasir merupakan tanah yang memiliki ukuran partikel batuan berukuran 0,074 mm sampai 5 mm, untuk pasir kasar berkisar dari 5 mm sampai 3 mm, dan pasir halus memiliki ukuran dibawah 1 mm (<1 mm). Tanah pasir termasuk dalam tanah tidak kohesif, tanah tidak kohesif adalah apabila butir-butir tanah terpisah-pisah sesudah dikeringkan dan hanya bersatu apabila berada dalam keadaan basah karena gaya tarik permukaan di dalam air.

3.1.1 Klasifikasi Tanah USCS

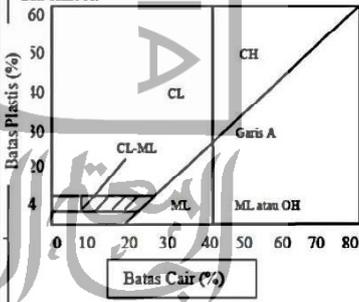
Klasifikasi tanah adalah suatu sistem pengaturan beberapa jenis tanah yang berbeda-beda tapi mempunyai sifat yang serupa ke dalam kelompok-kelompok dan subkelompok berdasarkan pemakaiannya (Das, 1988).

Sistem klasifikasi ini pada awalnya diperkenalkan oleh Casagrande pada tahun 1942 untuk digunakan pada pekerjaan pembuatan lapangan terbang yang dilaksanakan oleh *The Army Corps of Engineers* selama Perang Dunia II. Dalam rangka kerja sama dengan *United States Bureau of Reclamation* pada tahun 1952, sistem ini disempurnakan (Das, 1995).

Kemudian *American Society for Testing and Materials* (ASTM) memakai USCS sebagai metode standar untuk mengklasifikasikan tanah. Dalam bentuk sekarang, sistem ini banyak digunakan dalam berbagai pekerjaan geoteknik. Untuk sistem klasifikasi tanah USCS dapat dilihat pada Tabel 3.1 berikut ini.



Tabel 3.1 Sistem Klasifikasi Menurut USCS

Divisi Utama	Simbol	Nama Umum	Kriteria Klasifikasi		
Tanah berbutir kasar $\geq 50\%$ butiran tertahan saringan No. 200 Pasir $\geq 50\%$ fraksi kasar lolos saringan No.4 Kerikil $\geq 50\%$ fraksi kasar tertahan saringan No.4 Kerikil bersih (hanya kerikil)	GW	Kerikil bergradasi-baik dan campuran kerikil-pasir, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butiran halus	Tidak memenuhi kedua kriteria untuk GW Batas-batas Atterberg di garis A atau $PI < 4$ Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $PI > 7$ Tidak memenuhi kedua kriteria untuk SW Batas-batas Atterberg di garis A atau $PI < 4$ Batas Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $PI > 7$ Bila batas Atterberg berada di daerah arsir dari diagram plastisitas, maka dipakai simbol ganda		
	GP	Kerikil bergradasi buruk dan campuran kerikil-pasir, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butiran halus			
	GM	Kerikil berlanau, campuran, kerikil-pasir-lanau			
	GC	Kerikil berlempung, campuran, kerikil-pasir-lempung			
	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			
	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 kasar $\leq 50\%$ Lanau dan lempung batas cair $\geq 50\%$	ML		Lanau organik, pasir halus sekali, serbuk batuan, pasir halus berlanau atau berlempung	Diagram Plastisitas: Untuk mengklasifikasi kadar butiran halus yang terkandung dalam tanah berbutir halus dan kasar. Batas Atterberg yang termasuk dalam daerah yang di arsir berarti batasan klasifikasinya menggunakan dua simbol.  Garis A : $PI = 0.73 (LL - 20)$
		CL		Lempung anorganik dengan plastisitas rendah sampai dengan sedang lempung berkerikil, lempung berpasir, lempung berlanau, lempung "kurus" (<i>lean clay</i>)	
OL		lanau -organik dan lempung berlanau organik dengan plastisitas rendah			
MH		Lanau anorganik atau pasir halus diatomae, atau lanau diatomae, lanau yang elastis			
CH		Lempung anorganik dengan plastisitas tinggi, lempung "gemuk" (<i>fat clay</i>)			
OH		Lempung organik dengan plastisitas sedang sampai dengan tinggi			
PT		Peat (gambut), muck, dan tanah-tanah lain dengan kandungan organik tinggi	Manual untuk identifikasi secara visual dapat dilihat di ASTM Designation D-2488		

(Sumber : Bowles, 1989)

Simbol-simbol yang digunakan pada tabel diatas adalah.

G = Kerikil (*Gravel*)

S = Pasir (*Sand*)

C = Lempung (*Clay*)

M = Lanau (*Silt*)

O = Lanau atau lempung organik (*Organic silt or clay*)

Pt = Tanah gambut dan tanah organik tinggi (*Peat and highly organic soil*)

W = Gradasi baik (*Well-graded*)

P = Gradasi buruk (*Poorly-graded*)

H = Plastisitas tinggi (*High-plasticity*)

L = Plastisitas rendah (*Low-plasticity*)

3.1.2 Klasifikasi Tanah AASHTO

Sistem klasifikasi ini dikembangkan dalam tahun 1929 sebagai *public road administration system*. Pada sistem ini tanah diklasifikasikan kedalam tujuh kelompok besar, yaitu A-1 sampai dengan A-7. Pengujian yang digunakan adalah analisis saringan dan batas-batas Atterberg. Sistem klasifikasi AASHTO dapat dilihat pada Tabel 3.2 dibawah ini.

الجمهورية الإسلامية الأندلسية

Tabel 3.2 Klasifikasi Tanah Menurut AASHTO

Klasifikasi umum	Material granuler (\leq 35% lolos saringan No.200)							Tanah-tanah lanau-lempung ($>$ 35% lolos saringan No. 200)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Klasifikasi kelompok	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5/A-7-6
Analisis saringan (% lolos)											
2,00 mm (no. 10)	50 maks	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,425 mm (no.40)	30 maks	50 maks	51 min	-	-	-	-	-	-	-	-
0,075 mm (no. 200)	15 maks	25 maks	10 maks	35 maks	35 maks	35 maks	35 maks	36 min	36 min	36 min	36 min
Sifat fraksi lolos saringan no. 40											
Batas cair (LL)	-	-	-	40 maks	41 min	40 maks	41 min	40 maks	41 min	40 maks	41 min
Indeks plastis (PI)	6 maks		Np	10 maks	10 maks	11 min	11 min	10 maks	10 maks	11 min	11 min
Indeks kelompok (G)	0	0	0	0	0	4 maks	4 maks	8 maks	12 maks	16 maks	20 maks
Tipe material yang pokok pada umumnya	Pecahan batu, kerikil dan pasir		Pasir halus	Kerikil berlanau atau berlempung dan pasir				Tanah berlanau		Tanah berlempung	
Penilaian umum sebagai tanah dasar	Sangat baik sampai baik							Sedang sampai buruk			

(Sumber : Bowles, 1989)

Indeks grup (Group Index) adalah suatu angka yang digunakan untuk mengevaluasi mutu dari suatu tanah. Semakin tinggi nilai indeks grup (GI) maka semakin berkurang juga ketepatan penggunaan tanahnya. Sebagai contoh, tanah granuler diklasifikasikan kedalam klasifikasi kelompok A-1 sampai A-3, tanah A1 merupakan tanah dengan gradasi baik sedangkan kelompok A-3 memiliki gradasi yang buruk. Sementara tanah kelompok A-2 termasuk tanah granuler (kurang dari 35% lolos saringan nomor 200) tetapi masih memiliki kandungan lanau dan lempung. Tanah berbutir halus diklasifikasikan dari kelompok A-4 sampai A-7 yaitu tanah lempung lanau .

3.2 Likuifaksi

Likuifaksi merupakan fenomena hilangnya kekuatan lapisan tanah akibat getaran gempa. Pada saat mengalami getaran, lapisan pasir berubah menjadi seperti cairan sehingga tidak mampu menopang beban bangunan di dalam atau di atasnya, yang disebabkan oleh beban siklik pada waktu terjadi gempa sehingga tekanan air pori meningkat mendekati atau melampaui tegangan vertikal. Karena tekanan airnya meningkat, jarak antar partikel pasir menjadi semakin renggang, sehingga kekuatan totalnya berkurang drastis.

Youd (1980) dan Kertapati (1998) meninjau dari beberapa kerusakan berat atau kerusakan total pada bangunan karena peretakan tanah akibat proses likuifaksi bahwa kerusakan ringan terjadi pada pergeseran tanah sejauh 50-100 mm, kerusakan yang memerlukan perbaikan ringan atau kerusakan sedang terjadi akibat pergeseran tanah sejauh 120-600 mm, dan kerusakan berat dengan pergeseran tanah sejauh lebih dari 760 mm. Perubahan sifat tanah dari sifat solid menjadi sifat seperti likuid yang terjadi pada tanah jenuh air diakibatkan oleh peningkatan tekanan air pori dan pengurangan tegangan efektif tanah dan sekaligus juga mengurangi kekuatan geser tanah yang bersangkutan. Apabila hal tersebut terjadi dan tanah kehilangan kekuatannya maka akan terjadi likuifaksi.

3.2.1 Definisi Likuifaksi

Ikhsan (2011) Likuifaksi merupakan kondisi dimana tanah mendapat beban siklik, misalnya beban yang diakibatkan oleh gempa, sehingga mengakibatkan tanah tersebut berdeformasi dari solid menjadi cair (*liquefied*) atau yang sering dikatakan menjadi bubur. Dalam hal ini, tanah yang mengalami likuifaksi adalah tanah berjenis pasir atau mengandung banyak pasir yang berarti tanah tersebut tidak kohesif, dan juga tersaturasi. Pada tanah non-kohesif yang tersaturasi (celah-celah antar partikelnya terisi dengan air). Kandungan air tersebut akan memberikan tekanan pada partikel tanah sehingga menyebabkan adanya ikatan pada partikel-partikel tanah tersebut. Sebelum terjadinya gempa, tekanan air pori relatif rendah, namun guncangan dari gempa dapat memicu kenaikan tekanan air dalam tanah sampai pada titik dimana partikel-partikel tanah dapat saling bergerak atau kehilangan ikatannya.

Beban yang bekerja merupakan beban siklik (dinamik) yang umumnya diakibatkan oleh gempa. Pada saat beban gempa bekerja dalam kondisi *undrained* sedangkan tanah berjenis pasir berada pada kondisi tersaturasi, maka tegangan air pori akan naik sehingga tanah tersebut akan kehilangan kekuatannya atau kuat gesernya menjadi nol.

Likuifaksi terjadi pada tanah yang berpasir lepas (tidak padat) dan jenuh air. Dimana seluruh rongga-rongga dari tanah tersebut dipenuhi oleh air. Seiring naiknya tekanan air yang diakibatkan oleh guncangan gempa, maka tegangan efektif (σ') menjadi berkurang. Kondisi ini dapat dinyatakan pada Persamaan 3.1 sebagai berikut:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (3.1)$$

dimana:

σ' = tegangan efektif

σ = tegangan total (berat permukaan tanah)

u = tekanan air pori

Modulus geser pasir menurun bersamaan dengan turunnya tegangan efektif. Kekuatan geser pasir menurun dengan (tegangan efektif). Dengan begitu tanah berpasir menjadi lunak (mencair). Pada kasus yang ekstrim, tegangan efektif menjadi nol. Tegangan efektif adalah ketika terjadi adanya gaya kontak antar butiran pasir. Tegangan efektif nol menyatakan tidak adanya gaya kontak tersebut. Sehingga butiran pasir benar-benar mengapung bebas dalam air. Sehingga pasir pun menjadi seperti mencair. Oleh karenanya, ketika hal itu terjadi maka tanah tersebut tidak mampu menopang beban di atasnya dan menyebabkan amblesnya bangunan, miring ataupun longsor.

3.2.2 Faktor Terjadinya Likuifaksi

Hemas (2013) menyatakan terdapat beberapa faktor yang berpengaruh terhadap potensial likuifaksi tanah adalah sebagai berikut:

a. Jenis tanah

Khusus untuk tanah tidak kohesif seperti pasir lepas, jika bergradasi seragam maka kerentanan likuifaksinya besar dibandingkan dengan yang bergradasi

baik. Klasifikasi gradasi tanah ditentukan dengan mengetahui distribusi ukuran butirannya dari *sieve* analisis

b. Kerapatan relatif atau angka pori

Untuk jenis tanah dengan angka pori atau kerapatan relatif kecil maka rentan terhadap likuifaksi. Pada gempa bumi di kota Nigata, Jepang, 1964, likuifaksi banyak terjadi pada areal tanah berpasir dengan kerapatan relatif 50% dan tidak terjadi pada areal dengan kerapatan relatif di atas 70%. Untuk berbagai uji laboratorium faktor tersebut selalu digunakan sebagai parameter uji likuifaksi

c. Tekanan batas

Potensial likuifaksi tanah menurun dengan meningkatnya tekanan batas. Sejumlah uji laboratorium menunjukkan bahwa dibutuhkan tegangan yang besar dengan meningkatnya tekanan batas untuk menyebabkan terjadinya likuifaksi pada kondisi pembebanan ulang alik di laboratorium.

d. Intensitas gempa

Tingkat kerentanan suatu deposit tanah mengalami likuifaksi juga tergantung kepada magnitudo tegangan dan regangan yang diinduksikan oleh gempa bumi yang berhubungan dengan intensitas gempa bumi

e. Durasi gempa

Durasi gempa merupakan faktor penting untuk menentukan potensial likuifaksi tanah, karena faktor ini menentukan jumlah ulang alik tegangan yang diberikan terhadap tanah untuk menyebabkan likuifaksi pada kondisi pembebanan ulang alik di laboratorium

3.2.3 Syarat Terjadinya Likuifaksi

Suatu tanah tidak memiliki potensi terjadinya likuifaksi apabila tidak memenuhi syarat-syarat berikut ini. Dengan ini perencanaan bangunan dapat menghindari ataupun menanggulangi potensi likuifaksi tersebut sebelum memulai suatu pekerjaan konstruksi.

Likuifaksi biasanya terjadi pada tanah atau lahan yang tidak padat. seperti tanah berpasir. Tanah berjenis ini cenderung tidak padat sehingga memiliki banyak rongga. Syarat lainnya yaitu sumber air yang dangkal.

Menurut Jarayanih (2011) Secara umum dapat disimpulkan bahwa syarat-syarat terjadinya likuifaksi pada suatu wilayah adalah:

- a. Lapisan tanah berupa pasir atau lanau,
- b. Lapisan tanah jenuh air,
- c. Lapisan tanah bersifat lepas atau tidak padat,
- d. Terjadi gempa bermagnitudo diatas 5,0 SR, dan
- e. Berkecepatan gempa lebih dari 0,1 g.

3.2.4 Dampak Terjadinya Likuifaksi

Jarayanih (2011) menyatakan Fenomena likuifaksi terjadi seiring terjadinya gempa bumi. Secara visual peristiwa likuifaksi ini ditandai munculnya lumpur pasir di permukaan tanah berupa semburan pasir (*sand boil*), rembesan air melalui rekahan tanah, atau bisa juga dalam bentuk tenggelamnya struktur bangunan di atas permukaan, penurunan muka tanah dan perpindahan lateral. Evaluasi potensi likuifaksi pada suatu lapisan tanah dapat ditentukan dari kombinasi sifat-sifat tanah (gradasi butiran dan ukuran butir), lingkungan geologi (proses pembentukan lapisan tanah, sejarah kegempaan, kedalaman muka air tanah).

Saat terjadinya likuifaksi, kekuatan tanah menjadi berkurang dan kemampuan tanah untuk mendukung pondasi dari bangunan di atasnya akan berkurang pula. Likuifaksi juga dapat memberikan tekanan yang besar pada dinding – dinding penahan tanah yang dapat menyebabkan dinding penahan tanah menjadi miring ataupun bergeser. Naiknya tekanan air pori juga dapat memicu terjadinya longsor (*land slides*).

3.3 Metode Evaluasi Potensi Likuifaksi

Evaluasi potensi likuifaksi yaitu dengan melakukan uji beban siklik pada sampel tanah tak terganggu atau bisa juga dengan cara pengukuran karakteristik likuifaksi pada tanah menggunakan beberapa prosedur pengujian di lapangan. Dalam penelitian ini bertujuan untuk mendapatkan hasil nilai potensi likuifaksi dari hasil uji lapangan yaitu SPT dan CPT. Pada dasarnya prosedur standar evaluasi likuifaksi antara lain dibutuhkan nilai rasio tegangan siklik (CSR) dan nilai rasio tahanan siklik (CRR) yang bisa didapatkan dari nilai CPT (sondir), SPT (bor

dalam), V_s (*shearwave velocity*), dan beberapa uji tanah lainnya termasuk *Becker Penetration Test* (BPT). Namun dalam penelitian ini hanya dibatasi dengan perhitungan dari data hasil pengujian SPT dan CPT.

3.3.1 Metode CSR (*Cyclic Stress Ratio*)

CSR merupakan nilai perbandingan antara tegangan geser rata-rata yang diakibatkan oleh gempa dengan tegangan vertikal efektif di tiap lapisan. Nilai CSR pada suatu lapisan tanah sangat dipengaruhi oleh nilai percepatan gempa (a).

Dengan menganggap nilai percepatan rata-rata akibat gempa adalah 0,65 dari percepatan maksimum, Pada tahun 1971 Seed dan Idriss memformulasikan persamaan untuk rasio tegangan siklik seperti Persamaan 3.2 berikut :

$$CSR = (\tau_{av} / \sigma'_{vo}) = 0,65 (\alpha_{max}/g)(\sigma_{vo}/\sigma'_{vo}) r_d \quad (3.2)$$

dimana:

α_{max} = aselarasasi puncak horizontal pada permukaan tanah yang disebabkan oleh gempa bumi;

g = gravitasi

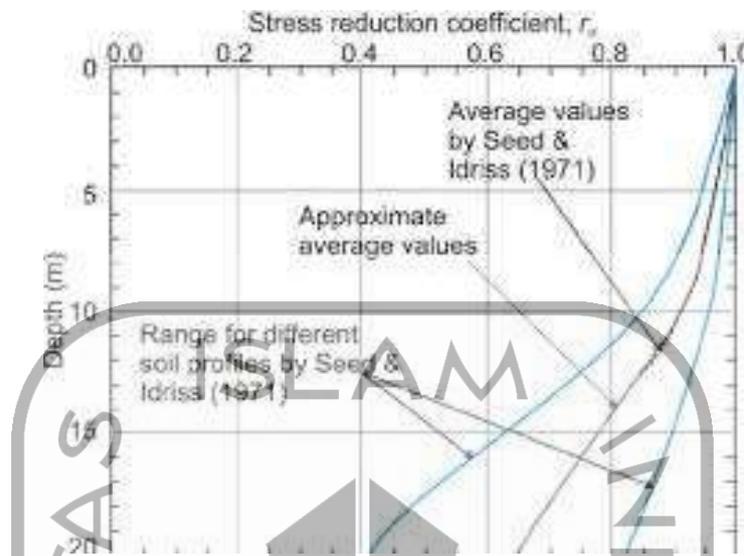
σ_{vo} = tegangan *overburden* vertikal efektif

r_d = koefisien tegangan reduksi

Untuk penyederhanaan dan proyek non kritis, persamaan berikut mungkin dapat digunakan untuk memperkirakan nilai r_d rata-rata dengan Persamaan 3.3 dan 3.4 berikut ini (Liao dan Whitman, 1968):

$$r_d = 1,0 - 0,00765z \text{ untuk } z \leq 9,15 \text{ m} \quad (3.3)$$

$$r_d = 1,174 - 0,0267z \text{ untuk } 9,15 \leq z \leq 23 \text{ m} \quad (3.4)$$



Gambar 3.0.1 r_d versus Depth Curves Developed

(Sumber : I.M Idriss and R.W. Boulanger, 1971)

Untuk memudahkan perhitungan, TF Blake (1996) memperkirakan rata-rata (nilai tengah) plot kurva pada Gambar 3.1 oleh Persamaan 3.5 berikut:

$$r_d = \frac{1,0 - 0,4113z^{1,5} + 0,04052z + 0,001753z^{1,5}}{1,0 - 0,4177z^{0,5} + 0,05729 - 0,006205z^{1,5} + 0,00121z^2} \quad (3.5)$$

dimana:

z = kedalaman dibawah permukaan tanah dalam satuan meter.

Sedangkan Idriss (1999), meneruskan apa yang dikerjakan oleh Goleosorkhi (1989) dilakukan beberapa ratus analisis respon parametrik dan disimpulkan bahwa nilai r_d harus menunjukkan fungsi dari kedalaman dan earthquake magnitude (M_w). Dan Persamaan 3.6, 3.7 dan 3.8 berikut menunjukkan hasil dari analisis tersebut.

$$r_d = \exp (\alpha (z) + \beta (z) M) \quad (3.6)$$

$$\alpha (z) = -1,012 - 1,126 \sin \left(\left(\frac{z}{11,73} \right) + 5,133 \right) \quad (3.7)$$

$$\beta (z) = 0,106 + 0,118 \sin \left(\left(\frac{z}{11,38} \right) + 5,412 \right) \quad (3.8)$$

Persamaan diatas secara matematik dapat diterapkan pada kedalaman $z \leq 34$ m. Namun ketidakpastian nilai r_d dengan meningkatnya kedalaman, maka

persamaan diatas sebenarnya hanya bisa diterapkan pada kedalaman kurang dari 20 m.

3.3.2 Metode CRR (*Cyclic Resistance Ratio*)

Nilai *Cyclic Resistant Ratio* (CRR) merupakan nilai ketahanan suatu lapisan tanah terhadap tegangan siklis. Nilai CRR dapat diperoleh dari beberapa data yaitu CPT (*Cone Penetration Test*), SPT (*Standart Penetration Test*), BPT (*Becker Penetration Test*) dan V_s (*Shear Wave Velocity*). Pada pengujian ini penulis melakukan analisis menggunakan nilai SPT dan CPT.

3.3.2.1 SPT

SPT merupakan uji in situ dengan sistem dinamis dimana di desain untuk menyediakan informasi mengenai properti tanah yang biasa diperlukan pada penyelidikan tanah di bidang geoteknik. Hasil utamanya adalah petunjuk tentang nilai kepadatan tanah.

Langkah yang harus dilakukan untuk mendapatkan nilai CRR dari data SPT yaitu pada Persamaan 3.9 sebagai berikut.

$$(N_1)_{60} = N_m \times C_N \times C_E \times C_B \times C_R \times C_S \quad (3.9)$$

dimana:

$(N_1)_{60}$ = Nilai N-SPT yang dikoreksi terhadap prosedur pengujian lapangan

N_m = Nilai tahanan penetrasi standar

C_N = faktor normalisasi N_m terhadap tegangan overburden pada umumnya

C_E = koreksi rasio energy hammer (ER)

C_B = koreksi untuk diameter lubang (bor)

C_R = faktor koreksi panjang batang

C_S = koreksi untuk sampel

Faktor koreksi lainnya yang dibutuhkan untuk perhitungan $(N_1)_{60}$ adalah tabel koreksi nilai SPT yang dimodifikasi dari Skempton (1986) dan disempurnakan kembali oleh Robertson dan Wride (1988) seperti ditunjukkan pada Tabel 3.3 berikut ini.

Tabel 3.3 Tabel Faktor Koreksi N-SPT

Faktor	Variabel Alat	Simbol	Koreksi
Tegangan Total		C_N	$\left(\frac{Pa}{\sigma'_{vo}}\right)^{0,5}$
		C_N	Cn
Rasio Energi	Hammer Donat	C_E	0,5 - 1,0
	Safety Hammer	C_E	0,7 - 1,2
	Automatic Hammer	C_E	0,8 - 1,3
Diameter Lubang	65 - 115 mm	C_B	1
	150 mm	C_B	1,05
	200 mm	C_B	1,15
Panjang Rod	< 3 m	C_R	0,75
	3 - 4 m	C_R	0,8
	4 - 6 m	C_R	0,85
	6 - 10 m	C_R	0,95
	10 - 30 m	C_R	1
Metode Sampling	Sampler Standard	C_S	1
	Sampler Standard	C_S	1,1 - 1,3

(Sumber : Youd dan Idriss, 1997)

Karena adanya peningkatan nilai N-SPT dengan meningkatnya tegangan *overburden* efektif, faktor koreksi tegangan *overburden* harus digunakan (Seed and Idriss 1982). Faktor ini umumnya dihitung dari Persamaan 3.10 berikut (Liao dan Whitman, 1986):

$$C_N = (Pa / \sigma'_{vo})^{0,5} \quad (3.10)$$

dimana:

Pa = 1 atm tekanan yang sama yang digunakan oleh σ'_{vo}

Nilai CN tidak boleh melebihi dari 1,7

Menghitung nilai CRR dengan Persamaan 3.11 dibawah ini

$$CRR_{7,5} = \frac{1}{34 - (N1)60} + \frac{(N1)60}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (N1)60 + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (3.11)$$

Menghitung faktor keamanan likuifaksi dengan Persamaan 3.12 berikut.

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \quad (3.12)$$

3.3.2.2 CPT

Hubungan q_{c1N} dan CRR atau CSR dari Robertson dan Wride (1998) dalam Youd et.al (2001), didasarkan pada Persamaan 3.13 dan 3.14 yang digunakan untuk memperkirakan nilai CRR pada tanah sebagai berikut.

Jika $(q_{c1N})_{cs} < 50$

$$CRR_{7.5} = 0.833[(q_{c1N})_{cs}/1000] + 0.05 \quad (3.13)$$

Jika $50 < (q_{c1N})_{cs} < 160$

$$CRR_{7.5} = 93[(q_{c1N})_{cs}/1000]^{0.3} + 0.08 \quad (3.14)$$

dimana:

$CRR_{7.5}$ = *Cyclic Resistance Ratio* untuk magnitudo gempa 7.5 SR.

Normalisasi dari tahanan CPT didapatkan dari Persamaan 3.15 dan 3.16 sebagai berikut :

$$q_{c1N} = C_N(q_c/Pa) \quad (3.15)$$

$$C_N = (Pa/\sigma'_{v0})^n \quad (3.16)$$

dimana:

q_{c1N} = Normalisasi hambatan konus

q_c = Tahanan ujung konus

C_N = Faktor koreksi normalisasi

Pa = Tekanan atmosfer, sekitar 100 kPa

n = Eksponen yang bervariasi dengan jenis tanah, berkisar dari 0.5 (*clean sand*) sampai 1.0 (*clay*)

Hitungan ekivalensi pasir bersih N-SPT ternormalisasi $(q_{c1N})_{cs}$. Nilai K_c didefinisikan dari Persamaan 3.17 berikut (Robertson dan Wride, 1988).

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c \cdot q_{c1N} \quad (3.17)$$

dimana :

K_c = faktor koreksi untuk karakteristik butiran

Harga tahanan konus ternormalisasi q_{cIN} , untuk pasir kelempeungan dikoreksi terhadap pasir bersih (c_s) dengan harga $(q_{cIN})_{cs}$ dengan Persamaan 3.18 dan 3.19 berikut:

$$\text{Untuk } I_c \leq 1,64 \dots K_c = 1,0 \quad (3.18)$$

$$\text{Untuk } I_c > 1,64 \dots K_c = -0,403 \cdot I_c^4 + 5,581 \cdot I_c^3 - 21,63 \cdot I_c^2 + 33,75 \cdot I_c - 17,88 \quad (3.19)$$

Perhitungan nilai Q dengan nilai eksponen $n = 0,5$ untuk pasir murni (*clean sand*) dan untuk tanah jenis lempung menggunakan nilai eksponen pakai $n = 1$. Setelah tanah yang diuji telah di klasifikasikan jenisnya maka dihitung dengan Persamaan 3.20, 3.21 dan 3.22 di bawah ini (Youd dan Idriss, 1997):

$$I_c = [(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5} \quad (3.20)$$

Dimana:

$$Q = [(q_c - \sigma_{vo})/Pa] (Pa/\sigma_{vo}')^n \quad (3.21)$$

$$F = [fs/(q_c - \sigma_{vo})] \times 100\% \quad (3.22)$$

Nilai n yang digunakan adalah 0,5 untuk jenis tanah pasir.

Dalam buku *Soil Liquefaction During Earthquake* tulisan LM Idriss dan R.W. Boulanger diketahui bahwa nilai $CRR_{7,5}$ memiliki ketentuan seperti pada Persamaan 3.25 sebagai berikut.

Jika nilai $(q_{cIN})_{cs} < 211$

$$CRR_{7,5} = \exp [((q_{cIN})_{cs}/540) + ((q_{cIN})_{cs}/67)^2 - ((q_{cIN})_{cs}/80)^3 + ((q_{cIN})_{cs}/114)^4 - 3] \quad (3.25)$$

Jika nilai $(q_{cIN})_{cs} > 211$, maka $CRR_{7,5} = 2$

3.3 Perbaikan Tanah

Perbaikan Tanah adalah kumpulan upaya-upaya yang dapat dilakukan terhadap tanah yang memiliki karakteristik teknis (*engineering properties*) yang

bermutu rendah menjadi material yang layak digunakan sebagai material konstruksi (mempunyai karakteristik teknis yang lebih baik) (Darwis, 2017).

Tujuan Perbaikan Tanah yaitu:

1. Meningkatkan kekuatan (*strength*) dan mereduksi erodibilitas (kemudahan untuk tererosi),
2. Mereduksi distorsi akibat tegangan yang bekerja,
3. Mereduksi kompresibilitas,
4. Mengontrol *shrinking* dan *swelling* (kembang-susut),
5. Mengontrol permeabilitas dan mereduksi tekanan air pori,
6. Mencegah perubahan fisik dan kimia berkenaan dengan kondisi lingkungan,
7. Mereduksi kerentanan terhadap likuifaksi,
8. Mereduksi terlalu variatifnya keadaan tanah pondasi.

3.3.1 Metode Perbaikan Tanah

Ada beberapa metode perbaikan tanah dibahas secara ilmiah. Salah satunya yaitu:

3.3.1.1 Perbaikan tanah secara mekanis

Perbaikan secara mekanis adalah metode perbaikan yang sering digunakan dalam usaha-usaha perbaikan tanah. Perbaikan secara mekanis ini merupakan perbaikan tanah dengan usaha pemaksaan terhadap perubahan masa tanah.

Secara alamiah tanpa disadari sering melakukan perbaikan tanah secara tradisional dengan menumbuk/memadatkan tanah secara rutin, misalnya terhadap beban lalu lintas, kereta api, bangunan-bangunan, akan menimbulkan pemadatan tanah yang berujung pada perbaikan secara tidak langsung yang akhirnya tanah tersebut menjadi lebih kuat. Salah satu metode perbaikan tanah secara mekanis adalah metode tumbukan.

Metode Tumbukan adalah Perbaikan tanah dengan tumbukan dilakukan secara dinamis untuk lapisan permukaan dan lapisan dalam tanah. Cara tumbukan ini juga disebut tipe kompaksi. Tumbukan dengan berat khusus dan getar yang bekerja simultan dinamakan tumbukan dinamis atau *dynamic consolidation*. Cara ini diutamakan untuk tanah yang berbutir agak kasar, sangat tebal lapisannya dan basah, misalnya pada suatu deposit pasir atau tanah berpasir. Prinsip cara kerja pemadatan

dengan tumbukan adalah pemadatan secara paksa dimana akan terjadi pemampatan seketika. Caranya adalah dengan menjatuhkan beban seberat 3 sampai 20 ton dari ketinggian 4 sampai 20 m. Sehingga energi yang besar memaksa terjadinya kepadatan langsung. Beban dapat dibuat dari baja atau beton bertulang yang dikontrol dengan mekanisme khusus sehingga mampu bekerja efisien dan cepat.

3.3.1.2 Prinsip-prinsip pemadatan

Pada awal proses pemadatan, berat volume tanah kering (γ_d) bertambah seiring dengan ditambahnya kadar air. Pada kadar air nol ($w=0$), berat volume tanah basah (γ_b) sama dengan berat volume tanah kering (γ_d). Ketika kadar air berangsur-angsur ditambah (dengan usaha pemadatan yang sama), berat butiran tanah padat per volume satuan (γ_d) juga bertambah. Pada kadar air lebih besar dari kadar air tertentu, yaitu saat kadar air optimum, kenaikan kadar air justru mengurangi berat volume keringnya. Hal ini karena, air mengisi rongga pori yang sebelumnya diisi oleh butiran padat. Kadar air pada saat berat volume kering mencapai maksimum (γ_d maks) disebut kadar air optimum. (Hardiyatmo:2004)

3.3.1.3 Faktor-faktor yang mempengaruhi hasil pemadatan

a. Tebal lapisan yang dipadatkan

Untuk mendapatkan suatu kepadatan tertentu makin tebal lapisan yang akan dipadatkan, maka diperlukan alat pemadat yang makin berat. Untuk mencapai kepadatan tertentu maka pemadatan harus dilaksanakan lapis demi lapis bergantung dari jenis tanah dan alat pemadat yang dipakai, misalnya untuk tanah lempung tebal lapisan 15 cm, sedangkan pasir dapat mencapai 40 cm.

b. Kadar Air Tanah

Bila kadar air tanah rendah, tanah tersebut sukar dipadatkan, jika kadar air dinaikkan dengan menambah air, air tersebut seolah-olah sebagai pelumas antara butiran tanah sehingga mudah dipadatkan tetapi bila kadar air terlalu tinggi kepadatannya akan menurun. Jadi untuk memperoleh kepadatan maximum, diperlukan kadar air yang optimum. Untuk mengetahui kadar air optimum dan kepadatan kering maksimum diadakan percobaan pemadatan dilaboratorium yang dikenal dengan:

1) *Standard Proctor Compaction Test*

2) *Modified Compaction Test*

c. Alat Pemas

Pemilihan alat pematat disesuaikan dengan kepadatan yang akan dicapai. Pada pelaksanaan dilapangan, tenaga pematat tersebut diukur dalam jumlah lintasan alat pematat dan berat alat pematat itu sendiri. Alat pematat maupun tanah yang akan dipadatkan bermacam-macam jenisnya, untuk itu pemilihan alat pematat harus disesuaikan dengan jenis tanah yang akan dipadatkan agar tujuan pemadatan dapat tercapai.

3.4 *Dynamic Compaction*

Metode *Dynamic Compaction* ini ditemukan oleh Menard. Metode ini bisa menghemat biaya dalam mensubtitusi penggunaan *pile* (tiang pancang) menjadi pondasi dangkal hingga penggunaan beban tertentu sesuai peningkatan kapasitas daya dukung tanah. Di Indonesia, metode ini belum banyak diketahui. Tetapi seiring dengan mudahnya informasi yang didapat dan faktor komparasi dengan metode konvensional lainnya yang dikenal, metode ini bisa menjadi pilihan yang patut dipertimbangkan (Menard, 1960).

Secara garis besar, pengertian *Dynamic Compaction* adalah suatu metoda peningkatan kondisi tanah yang dapat diterapkan pada tanah yang kering, basah/lembab dan jenuh (*saturated*). Metode ini bisa juga diterapkan pada tanah jenuh dengan kandungan butiran halus mencapai hingga 30%. Target DC dicapai dengan menjatuhkan beban (*pounder*) dari suatu ketinggian tertentu ke atas permukaan tanah yang akan dipadatkan. Proses pemadatan ini berlangsung pada sekian banyak jatuhan pada lahan yang dituju.

Metode kerja *Dynamic compaction*, yaitu dengan menjatuhkan beban seberat 12 – 40 ton jatuh bebas dari suatu ketinggian 10 – 40 meter ke atas permukaan tanah yang akan dipadatkan. Proses pemadatan ini berlaku pada sekian banyak jatuhan pada lahan yang dituju. *Dynamic compaction* dapat digunakan untuk memadatkan tanah hingga kedalaman 5 – 8 meter.

Pemadatan jenis ini bertujuan untuk meningkatkan daya dukung tanah granular sekaligus mengurangi potensi likuifaksi. Likuifaksi umumnya terdapat dua

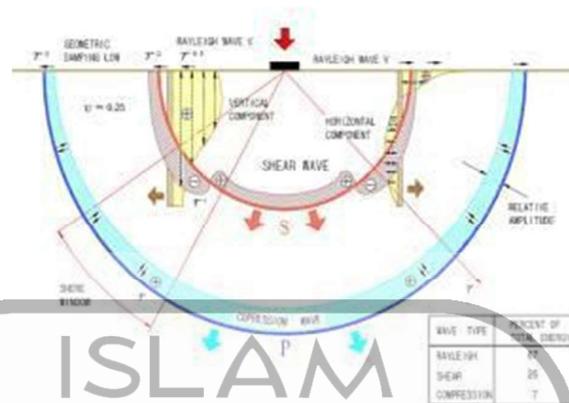
jenis. Jenis pertama yang tanahnya sangat berpasir, bisa membuat tanah seperti bubur lumpur akibat terobosan air dalam tanah yang terguncang oleh gempa kuat. Jenis kedua pada tanah berpasir yang lebih keras, di mana dari retakan tanah keluar air dan pasir. Adapun jenis tanah pada Proyek Pembangunan *New Yogyakarta International Airport* (NYIA) termasuk jenis tanah berpasir yang berarti tanah tersebut memiliki gradasi butiran yang kurang baik.

Berbagai jenis pemadatan yang sesuai dan dapat digunakan di kasus ini adalah *Rapid Impact Compaction*, *Dynamic Compaction*, *Vibro Compaction*. Sebagaimana metode penanggulangan potensi likuifaksi yang digunakan pada Proyek Pembangunan *New Yogyakarta International Airport* (NYIA) yaitu dengan cara *Dynamic Compaction* karena sesuai dengan kemampuan jenis pemadatan yang bertujuan untuk memadatkan tanah di landasan pacu proyek NYIA yang memiliki kedalaman 6 meter.

3.4.1 Prinsip Dasar *Dynamic Compaction*

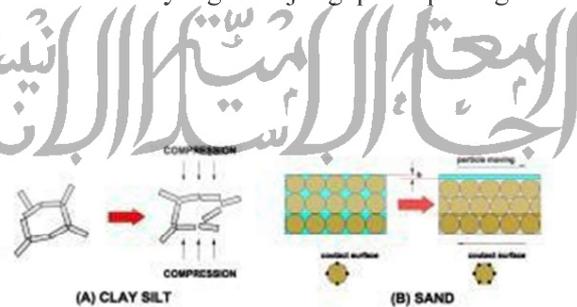
Terjadi pemadatan hanya dengan menjatuhkan beban disebabkan oleh pounder/beban yang dijatuhkan pada ketinggian yang sudah ditetapkan akan memberikan *impact energy* (energi benturan). Energi benturan ini menciptakan getaran dan mengatur ulang partikel-partikel tanah yang ada dan mendorong keluar gas dan air terkandung didalam partikel didalam tanah asal. Hal ini dapat meningkatkan kepadatan tanah lunak. Metode DC ini selain dapat diterapkan pada kondisi tanah diatas, dapat juga secara terbatas. Berdasarkan hasil *soil investigation* tentunya, pada kondisi tanah kepasiran, lapisan tanah berbatu lepas, atau tanah hasil pembuangan.

Perilaku tanah setelah diterapkannya metode DC ini bisa berbeda secara signifikan tergantung kondisi tanah, seperti apakah tanah tersebut adalah tanah jenuh (*saturated soil*) ataupun tanah tidak jenuh (*non saturated soil*). Dalam halnya tanah tidak jenuh, efek benturan yang muncul adalah seperti halnya kita melakukan *Proctor Compaction Test* di laboratorium mekanika tanah. Sedangkan jika kondisi tanah jenuh, akan terjadi berbagai bentuk gelombang benturan yang berpusat pada pusat jatuhnya beban. Gambar dibawah ini akan bisa memberikan gambaran tentang gelombang benturan yang dimaksud.



Gambar 3.2 Gelombang Benturan DC
(Sumber : Thomas Yanuar, 2011)

P wave atau gelombang tekan akan merombak struktur partikel tanah akibat *Push-Pull Motion* dan meningkatkan tekanan pori. Sedangkan *S* wave atau gelombang geser memainkan peran menyusun ulang kepadatan partikel meskipun kecepatan gelombang cukup pelan. Adapun *Rayleigh wave* adalah ringkasan dari gelombang geser dan gelombang permukaan yang tersebar dekat dengan permukaan tanah. Sehingga akibat adanya berbagai macam gelombang yang tercipta oleh karena beban benturan pounder, akan menghasilkan tekanan tarik dibawah tanah, berujung pada retak tarik dalam bentuk radial (seperti gambar diatas) pada pusat beban benturan. Retak tarik ini membuat jalur aliran yang berguna untuk mengeluarkan tekanan pori yang berlebihan dan membuang air pori dalam tanah jenuh. Hal inilah yang berujung pada peningkatan kapasitas daya dukung tanah.



Gambar 3.3 Perilaku Partikel Tanah
(Sumber : Thomas Yanuar, 2011)

Ilustrasi diatas adalah perilaku partikel tanah secara mikroskopik selama pemadatan berlangsung dan setelahnya.

Penurunan tanah tergantung dari pada jenis tanah dan energi jatuhnya/pemadatan yang tercipta. Namun biasanya berkisar 3-8 % dari ketebalan tanah asal alami, sedangkan untuk reklamasi lahan buangan sekitar 20-30 %. Tekanan pori yang berlebih terjadi karena jatuhnya beban bisa saja masih terjadi bahkan setelah proses jatuhnya itu selesai. Namun tingkat disipasi (penghamburan/penghilangan) tekanan pori berlebih ini sangat singkat jika dibandingkan dengan metode pemadatan statis seperti halnya metode *pre-loading*.

Secara umum penanganan likuifaksi dapat dilakukan dengan cara memadatkan tanah di lapangan yang memakai teknik antara lain teknik getaran (*vibro-compaction*), perbaikan tanah dengan cara *deep soil mixing* atau pemadatan dinamis (*dynamic compaction*). Pada kebanyakan penelitian, teknik perbaikan tanah (*ground improvement*) yang sering digunakan adalah teknik kolom-batu (*stone-column*) atau tiang-batu (*stone-piers*). Teknik ini mampu mengurangi resiko kerusakan struktur akibat likuifaksi (Mitchell, dkk, 1995; Martin, 2000).

3.4.2 Pelaksanaan *Dynamic Compaction*

1. Dalam pelaksanaan pekerjaan *Dynamic Compaction* ada tahapan yang sebaiknya dilakukan, yaitu *Pilot Test* (PT) atau istilah lainnya pengujian awal.
2. PT dilakukan untuk memverifikasi syarat teknik pelaksanaan *tamping* metode DC langsung di lapangan sesuai kondisi asli tanah. Target yang ingin dicapai adalah optimalisasi energi jatuhnya, efisiensi dan kepastian kondisi tanah baik sebelum dan sesudah pengujian.
3. Setelah pengujian awal lalu lanjut ke pengujian penetrasi dan Level Muka Tanah akibat *Tamping*.

Tahapan ini bertujuan untuk:

- a. Penentuan frekuensi optimum *tamping*.
- b. Menentukan metode *tamping* yang tepat.
- c. Mengetahui detail *crater* yang tercipta akibat *tamping* (diameter, kedalaman dan penetrasi *pounder*).
- d. Menganalisa hasil setelah uji ini dilakukan.

4. Setelah tanah dipadatkan dengan diberi beban/*pounder* kemudian diratakan kembali.

Data kondisi tanah setelah diadakan DC inilah yang menjadi tujuan utama. Data yang ingin didapatkan tersebut antara lain, target N-SPT, nilai perlawanan penetrasi konus (q_c), nilai perlawanan geser (f_s). Disamping data sekunder mencakup suara dan getaran yang ditimbulkan.

Adapun tujuan lainnya adalah untuk mendapatkan parameter-parameter seperti:

1. Jumlah jatuhan (drop) untuk tiap spot pada setiap seri DC.
2. Optimalisasi jarak antar DC (*grid spacing*).
3. Optimalisasi jumlah seri pelaksanaan DC.
4. Jeda waktu antara 2 seri DC dilokasi yang sama.
5. Rerata penurunan permukaan tanah akibat DC.

Leonards, Cutter dan Holtz (1980) menyarankan bahwa kedalaman pengaruh yang signifikan untuk pemadatan dapat diperkirakan dengan menggunakan Persamaan 3.26 berikut ini.

$$D = \left(\frac{1}{2}\right) \sqrt{W_H \times h} \quad (3.26)$$

dimana :

D = kedalaman pemadatan (m)

W_H = beban jatuh (ton)

H = tinggi jatuhnya beban (m)