

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tanah Pasir

Tanah pada umumnya diklasifikasikan menjadi tanah kohesif dan tanah tidak kohesif. Apabila karakteristik fisis yang selalu terdapat pada massa butir-butir tanah dimana pada kondisi kering butir-butir tanah tetap bersatu sesamanya sehingga diperlukan suatu gaya untuk memisahkannya dalam kondisi kering maka tanah ini disebut tanah kohesif. Apabila butir-butir tanah terpisah dalam kondisi kering dan hanya bersatu dalam kondisi basah akibat gaya tarik permukaan didalam air, maka tanah ini disebut tanah tidak kohesif. Tanah disini mencakup semua bahan organik maupun anorganik yang berada diatas lapisan batuan tetap. Jenis tanah dibedakan menurut ukuran butirannya yaitu kerikil (gravel), pasir (sand) , lanau (silt), dan lempung (clay). Beberapa organisasi telah mengembangkan batasan-batasan ukuran butiran tanah golongan tanah tersebut seperti ditunjukkan pada tabel 2.1 dibawah ini.

Tabel 2.1 Batasan-batasan ukuran golongan tanah

Name of organization	Grain size (mm)			
	Gravel	Sand	Silt	Clay
Massachusetts Institute of Technology (MIT)	>2	2 to 0.06	0.06 to 0.002	<0.002
U.S. Department of Agriculture (USDA)	>2	2 to 0.05	0.05 to 0.002	<0.002
American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)	76.2 to 2	2 to 0.075	0.075 to 0.002	<0.002
Unified Soil Classification System (U.S. Army Corps of Engineers, U.S. Bureau of Reclamation)	76.2 to 4.75	4.75 to 0.075	Fines (i.e., silts and clays) <0.075	

Berdasarkan tabel diatas dapat dikatakan bahwa pasir mempunyai ukuran batas partikel 4,75 mm – 0,075 mm. Tanah pasir, kerikil, atau campuran pasir-kerikil merupakan tanah tidak kohesif. Dalam tanah tidak kohesif ini kita mengenal istilah

longgar (loose), sedang (medium), dan padat (dense). Selain itu pasir merupakan jenis tanah tidak kohesif, akan tetapi jika pasir tersebut lembab atau mengandung uap air maka tegangan permukaan air memberikan kohesi nyata yang akan menghilang jika bahan mengering atau menjadi jenuh.

Golongan tanah pasir terutama pasir lepas mempunyai kepadatan yang rendah. Beban bergetar cenderung akan memadatkannya dengan cepat dan mengakibatkan penurunan yang tidak dapat ditoleransi. Pasir lepas juga menimbulkan masalah pada daerah resiko gempa, karena beban gempa dapat mengakibatkan pencairan (*liquefaction*) apabila pasir tersebut jenuh, dan juga akan menyebabkan penurunan yang besar.

Untuk mendapatkan analisa terbaik tentang klasifikasi tanah, dapat digunakan Sistem Klasifikasi Tanah Terpadu sebagaimana ditampilkan dalam tabel 2.2



Tabel 2.2 Klasifikasi Tanah Terpadu (*Unified Soil Classification*)

Divisi		Simbol Kelompok	Nama Jenis	Kriteria Klasifikasi
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.	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ antara 1 dan 3
		GP	Kerikil gradasi buruk dan campuran pasir-kerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus.	
	Kerikil banyak kandungan butiran halus	GM	Kerikil berlanau, campuran kerikil-pasir-lanau	Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $PI < 4$ Batas-batas Atterberg di atas garis A atau $PI > 7$
		GC	Kerikil berlempung, campuran kerikil-pasir-lempung	
Pasir lebih dari 50% fraksi kasar tertahan saringan no. 4 (4,75 mm)		SW	Pasir gradasi baik, pasir berkerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus.	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 60$ $C_u = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ atau 1 dan 3
		SP	Pasir gradasi buruk, pasir berkerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus.	
	Pasir bersih kandungan butiran halus	SM	Pasir berlanau, campuran pasir-lanau	Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $PI < 4$ Batas-batas Atterberg di atas garis A atau $PI > 7$
		SC	Pasir berlanau, campuran pasir-lempung	

Klasifikasi berdasarkan prosentase butiran halus: Kurang dari 50% lolos saringan no. 200; GM, 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

Tanah berbutir halus 50% atau lebih lolos saringan no. 200 (0.075 mm)	Lanau dan lempung batas cair 50% atau kurang	ML	Lanau tak organik dan pasir sangat halus, serbuk batuan atau pasir halus berlanau atau bertempung	<p>Diagram plastisitas Untuk mengklasifikasi kadar butiran halus yang terkandung dalam tanah berbutir halus dan tanah berbutir kasar. Batas atterberg yang termasuk dalam daerah yang diarsir ber- arti batasan klasifikasinya mempunyai dua simbol.</p> <p>Batas Cair LL (%) Garis A: $PI = 0,73 (LL - 20)$</p>
		CL	Lempung tak organik dengan plastisitas rendah sampai se- dang, lempung berkerikil, lem- pung berpasir, lempung ber- lanau, lempung kurus ('clean clays')	
	Lanau dan lem- pung batas cair > 50%	OL	Lanau organik dan lempung berlanau organik dengan plas- tisitas rendah	
		MH	Lanau tak organik atau pasir halus diatomae, lanau elastis.	
		CH	Lempung tak organik dengan plastisitas tinggi, lempung ge- muk ('fat clays')	
		OH	Lempung organik dengan plas- tisitas sedang sampai tinggi	
Tanah dengan organik tinggi		Gambut ('peat'), dan tanah lain dengan kandungan or- ganik tinggi	Manual untuk identifikasi secara visual da- pat dilihat ASTM Designation D-2498	

(Sumber : Djatmiko S. dan S.J. Edy Purnomo, 1997 ; 67)

Dalam penentuan pondasi diatas pasir yang paling berpengaruh adalah kepadatan relatif dari tanah pasir itu sendiri. Kepadatan relatif (*relatif compaction*) adalah perbandingan antara berat volume kering tanah di lokasi dengan berat volume kering maksimum dari uji pemadatan standar

$$Rc = \frac{\gamma d \text{ lap}}{\gamma d \text{ max lab}} \times 100 \%$$

Hubungan antara kepadatan relatif dengan kerapatan relatif adalah

$$Rc = \frac{Ro}{1 - Dr(1 - Ro)}$$

Dengan $Ro = \gamma d(\text{min}) - \gamma d(\text{max})$

Kegunaan kerapatan relatif adalah untuk mengetahui sifat-sifat tanah dengan menghubungkannya terhadap angka pori, susut geser dalam, dan secara tidak langsung terhadap penurunan serta karakteristik kekuatan. Alasan penggunaan kerapatan relatif adalah karena pengambilan contoh tanah yang tidak terganggu hampir tidak mungkin dilakukan pada tanah pasir dan kerikil yang tidak kohesif, dan sebagai konsekuensinya, uji penetrometer terpaksa sering digunakan. Harga kerapatan relatif dan identifikasinya dapat dilihat pada tabel 2.3 sebagai berikut.

Tabel 2.3 Istilah dan identifikasi lapangan untuk Kerapatan Relatif (Dr)

Keadaan tanah	Kerapatan relatif (Dr)	Identifikasi lapangan
Sangat lepas	0 – 0,20	Mudah ditandai dengan jari, ibu jari, atau kepalan tangan
Lepas	0,20 – 0,40	Agak kurang mudah ditandai dengan jari, ibu jari, atau kepalan tangan, mudah disekop
Agak padat	0,40 – 0,70	Cukup sukar untuk disekop
Padat	0,70 – 0,90	Membutuhkan garpu untuk memisahkan tanah sehingga dapat disekop dengan tangan.
Sangat padat	0,90 – 1,00	Memerlukan ledakan atau peralatan berat untuk memisahkan.

(Sumber : J. E. Bowles, 1993 ;149)

2.2 Bambu

Bambu merupakan salah satu jenis kayu yang keberadaannya melimpah di Indonesia. Jenis kayu ini termasuk dalam family rumput-rumputan yang banyak terdapat di daerah tropis dan sub tropis di Asia. Bahan ini banyak dipakai masyarakat sebagai struktur bangunan karena harganya yang relatif murah dan mudah didapatkan bila dibandingkan dengan bahan lainnya. Beberapa kelebihan bambu diantaranya batangnya kuat, ulet, lurus, rata, dan keras. Selain itu bambu juga mudah dibelah dan dibentuk serta ringan, sehingga mudah diangkut.

Beberapa jenis bambu yang dianggap penting :

1. Bambu tali (apus)

Bambu ini amat liat, ruasnya panjang, mempunyai garis tengah 4-8 cm dan panjang batang 6 – 13 m.

2. Bambu petung

Bambu ini amat kuat, ruasnya pendek, tidak begitu liat, mempunyai garis tengah 8 – 13 cm dan panjang batang 10 – 18 m.

3. Bambu duri (ori)

Bambu ini relatif kuat dan besar seperti bambu petung. Ruasnya juga pendek. Bagian kulitnya halus dan lebih licin daripada bambu lainnya, serta lebih keras.

4. Bambu wulung (hitam)

Bambu ini memiliki ruas yang panjang seperti bambu tali (apus), tidak liat, mempunyai garis tengah 4 – 8 cm dan panjang batang 7 – 15 m.

2.2.1 Karakteristik Bambu

2.2.1.1 Sifat Fisik dan Mekanis

Dilihat dari anatominya, bambu mengandung banyak serat dan pembuluh yang arahnya sejajar mengikuti arah memanjang bambu. Secara umum ada 40 % - 70 % serat yang terkonsentrasi pada bagian luar dan 15 % - 30 % dibagian dalam. Serat-serat inilah yang mempunyai pengaruh terhadap besarnya gaya normal yang ditahan sehingga bambu memiliki kekuatan tarik dan kekuatan tekan sejajar serat yang cukup tinggi.

Dari penelitian, berat isi (*density*) dari bambu diperoleh sekitar 500 – 800 kg/m³ dan maksimum terdapat pada bambu yang berumur ± 3 tahun. Nilai ini tergantung dari struktur anatominya yaitu jumlah dan distribusi serat yang mengelilingi pembungkus

vaskuler. Berat isi ini bertambah dari bagian tengah sampai tepi bambu (Sekhar dan Bhartari 1960 ; Sharma dan Mehra 1970) dan dari pangkal sampai ujung bambu.

Kadar air yang terkandung pada bambu dipengaruhi oleh umur, musim tebang, dan jenis bambu (Kumat et al. 1994). Pada musim penghujan kadar airnya mencapai maksimum dan sebaliknya pada musim kemarau. Hal ini dikarenakan tingginya kandungan sel parenkim yang dapat meningkatkan kapasitas simpanan air pada bambu (Liese dan Grover 1961).

Beberapa sifat-sifat mekanis bambu antara lain :

1. Kuat Tekan Bambu

Bambu memiliki kekuatan yang bervariasi pada tiap bagiannya. Tegangan terendah terjadi pada bagian pangkal dan tegangan tertinggi terjadi pada bagian ujung. Menurut Duff (1941) dalam salah satu penelitiannya menyebutkan bahwa kekuatan bambu tidak banyak berubah pada bagian pangkal sampai dengan $\pm \frac{1}{2}$ tinggi bambu. Tetapi kekuatan ini bertambah pada 30 % - 40 % dari tinggi bambu di ukur dari bagian ujung bambu.

Beberapa penelitian menunjukkan nilai kuat tekan sejajar serat pada bambu bagian pangkal adalah 21,6 N/mm², pada bagian tengah 26,6-41,4 N/mm², dan pada bagian ujung adalah 31 – 49,9 N/mm². Sedangkan untuk kuat tekan bambu arah tegak lurus serat adalah rata-rata sebesar 70 N/mm².

Hasil pengujian lain oleh Jansen dan Arce diperoleh kuat tekan karakteristik untuk pembebanan sejajar serat sebesar 58 MPa (Janssen, 1981:108).

2. Kuat Tarik Bambu

Menurut Meyer dan Ekuland dalam penelitiannya menyebutkan bahwa bahan bambu mempunyai kekuatan mekanis yang sangat baik terhadap gaya tekan dan tarik namun mempunyai sifat yang lemah terhadap geser. Dimana bambu tersusun atas serat-serat yang kuat dan susunannya rapat serta menyatu secara homogen sehingga menjadi faktor utama kekuatan mekanis bambu dalam hal kuat tariknya.

Pengujian tarik bambu sebelum standart ISO 2001 menunjukkan nilai kuat tariknya sekitar 100 – 400 N/mm². Sedangkan hasil dari penelitian Awnor Rofik (2004) yang menggunakan jenis bambu petung diperoleh kuat tarik sebesar 583,33 MPa.

3. Kuat Geser Bambu

Sebagaimana dinyatakan oleh Meyer dan Ekuland bahwa bahan bambu mempunyai kekuatan mekanis yang sangat baik terhadap gaya tekan dan gaya tarik namun lemah terhadap geser. Selanjutnya digunakan suatu analog bahwa bahan kayu

memiliki kuat geser sebesar 20 – 30 % dari kuat tekannya, dan untuk bambu kuat gesernya sekitar 8 % dari kuat tekannya (Janssen, 1981:127).

Dari hasil pengujian diperoleh kuat geser bambu bagian pangkal adalah 6 – 9,5 N/mm², pada bagian tengah 6,1 – 11,3 N/mm², dan pada ujungnya sebesar 7,6 – 12,6 N/mm². Sedangkan kuat geser tegak lurus serat berkisar 5 -10 N/mm².

4. Modulus Elastisitas Bambu

Dari beberapa penelitian diperoleh nilai modulus elastisitas bambu pada kondisi kering udara adalah berkisar antara 17000 – 20000 N/mm². Sedangkan pada kondisi basah antara 9000 – 10100 N/mm². Besar macam-macam kekuatan bambu dapat dilihat pada tabel 2.4 dibawah ini.

Tabel 2.4 Tabel kekuatan bambu

Keterangan	Tegangan (σ)	Modulus Elastisitas	Rasio Poisson
Kuat tekan bambu sejajar serat	54,684 MPa	70225 MPa	0,1699
Kuat tekan bambu tegak lurus serat	58,257 MPa	1759,833 MPa	0,0207
Kuat geser bambu	12,104 MPa	3156,144 MPa	0,1029
Kuat tarik bambu	583,33 MPa	16843 MPa	-

Sumber : Awnor Rofik, 2004

2.2.1.2 Ketahanan (Durability)

Terdapat beberapa keterbatasan dalam pengerjaan bambu sebagai bahan bangunan. Sifat fisiknya yang membuatnya sukar dikerjakan secara mekanis, variasi dimensi, dan ketidakseragaman panjang ruasnya merupakan faktor-faktor keterbatasan bambu.

Faktor lain adalah daya tahan yang rendah terhadap pengaruh cuaca, serangga, dan jamur. Sering dijumpai bahwa bambu yang dikuliti serat bagian luarnya, khususnya dalam keadaan basah mudah diserang oleh jamur biru. Sedangkan bambu bulat utuh dalam keadaan kering dapat diserang oleh serangga bubuk kering dan rayap kayu kering.

Guna meningkatkan ketahanannya biasanya bambu yang akan digunakan untuk struktur luar direndam dulu dalam air. Penelitian dengan menggunakan bambu petung menunjukkan bahwa perendaman bambu dalam air selama ± 3 bulan dapat mengurangi kandungan selulosanya sekitar 1,64 % - 0,92 %. Perawatan ini memberikan pengaruh yang tidak terlalu signifikan pada perubahan kekuatan mekanisnya, yakni dalam rasio sekitar 0,93 – 1,15. Sedangkan bambu yang digunakan sebagai perkuatan dengan beton biasanya dicat permukaannya dengan varnish agar lebih kedap air. Sementara itu, untuk perawatan secara kimiawi dapat digunakan bahan kimia seperti CCB (*Copper-Chrome-Boron*), borid acid, atau borax. Tetapi metode ini jarang dipakai karena memerlukan keahlian khusus dan biaya yang besar.

Untuk perkuatan tanah, ketahanan bambu memang lebih lemah bila dibandingkan dengan geosintetis. Hal ini disebabkan karena bambu adalah material organik yang mudah terurai dan menjadi lapuk didalam tanah, sehingga dapat mengurangi kekuatan mekanisnya. Bambu yang tidak dirawat dan dalam kondisi yang tidak terlindungi hanya bertahan $\pm 1-3$ tahun (Janssen, 2000). Oleh karena itu dalam penelitian kali ini digunakan solar untuk meningkatkan ketahanan alaminya.

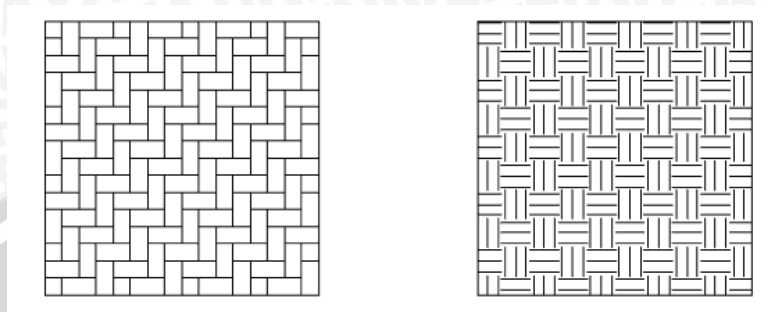
2.2.2 Anyaman Bambu

Anyaman bambu merupakan bahan hasil pengolahan bambu dalam bentuk anyaman dari pita-pita serat bambu (iratan bambu). Anyaman bambu diperoleh dari bambu yang sudah dibelah dan dianyam. Pada umumnya bahan ini digunakan sebagai bahan konstruksi untuk dinding dan langit-langit pada rumah.

Lembaran *gedek* memiliki ukuran yang bervariasi dan ukuran dari serat bambu pada gedek ini berkisar antara 2-5 cm. pemotongan serat bambu ini disesuaikan dengan lingkaran atau keliling batang bambu serta ketebalan dari bambu bagian luar hingga bagian dalam.

Bambu yang diambil dan dibuat untuk serat pada anyaman bambu ini dipilih pada batang terluar hingga kira-kira $\frac{2}{3}$ ketebalannya. $\frac{1}{3}$ sisa bambu bagian dalam tidak digunakan karena kondisinya rapuh dan mudah patah. Bambu bagian luar merupakan serat atau bagian terkuat dibandingkan yang lainnya, dan bagian terluar ini lebih sulit patah apabila dibengkok-bengkokkan.

Pemilihan bentuk dari anyaman bambu sangat dipengaruhi oleh jenis bambu yang digunakan dan kemudahan bambu untuk dijadikan serat. Jenis anyaman ini dibedakan berdasarkan cara menganyam. Beberapa jenis anyaman bambu ditunjukkan pada gambar 2.1 sebagai berikut:



Gambar 2.1 Jenis-jenis anyaman bambu

2.2.3 Pemakaian Anyaman Bambu sebagai Material Perkuatan Tanah

Douglas dan Low (1990) telah meneliti penggunaan anyaman bambu pada tanah lempung. Dalam penelitiannya anyaman bambu dimodelkan seperti geogrid. Anyaman bambu berfungsi sebagai penahan kuat tarik, sedangkan tanah adalah penahan kuat tekan dan melindungi bambu dari pengaruh udara.

Penelitian lain dilakukan oleh Bambang Saiful Hidayat (2008). Lapisan anyaman kulit bambu diletakkan dibawah pondasi telapak persegi dengan berbagai konfigurasi jarak antar lapis dan jumlah lapis.

Hasil penelitian menunjukkan bahwa penempatan lapisan perkuatan dengan anyaman kulit bambu dapat menaikkan daya dukung ultimit. Pada perkuatan tanah pasir dengan satu lapis anyaman bambu terjadi peningkatan kapasitas daya dukung sebesar 1,99, dengan dua lapis perkuatan, daya dukung meningkat sebesar 2,41, untuk perkuatan dengan 3 lapis anyaman bambu terjadi peningkatan daya dukung sebesar 2,74, perkuatan dengan 4 lapis anyaman bambu meningkatkan daya dukung sebesar 3,31, dan terjadi peningkatan daya dukung sebesar 4,43 untuk perkuatan dengan 5 lapis anyaman bambu. Semakin rapat lapisan perkuatan cenderung akan menaikkan BCI (*Bearing Capacity improvement*). Hasil penelitian yang dilakukan oleh Tintus Noviyanto (2006-108) menunjukkan bahwa terjadi peningkatan BCI dengan bertambahnya jarak antar lapis anyaman bambu. Peningkatan terbesar terjadi pada penambahan jarak antar lapisan anyaman bambu dari 3,5 cm menjadi 5 cm yaitu sebesar 1,88.

Untuk jarak antar lapis anyaman bambu yang optimum, Yetimoglu (1994) mengindikasikan sekitar $0,2B$ sedangkan Singh (1998) menyarankan jarak antara $0,15B - 0,25B$. Bertambahnya jarak antar lapis tersebut akan menjadikan nilai BCI turun.

Nilai modulus elastisitas bambu diperoleh dengan pengujian bahan bambu di laboratorium. Dimana nantinya akan didapat dua nilai dari hasil pengujian yang berbeda yaitu pengujian kekuatan tekan dan kekuatan tarik bambu yang akan menghasilkan suatu modulus young. Dari hasil pengujian didapatkan nilai modulus elastisitas untuk bambu pada kondisi kering udara adalah berkisar antara $170000 - 200000 \text{ kg/cm}^2$. Sedangkan pada kondisi basah antara $90000 - 101000 \text{ kg/cm}^2$. Perkiraan modulus elastisitas tanah ditunjukkan pada tabel 2.5 dibawah ini.

Dengan mengetahui secara umum nilai modulus elastisitas (E) kedua bahan, maka dapat diketahui bahwa nilai modulus elastisitas (E) dari bambu lebih besar dari nilai modulus elastisitas (E) tanah. Maka bambu mempunyai sifat yang lebih kaku dari tanah, dimana mekanisme yang akan terjadi pada interaksi antara kedua bahan tersebut adalah *pullout*.

Tabel 2.5 Perkiraan Modulus Elastis Tanah

Macam tanah	E (kg/cm^2)
Pasir :	
Berlanau	50 – 200
Tidak padat	100 – 250
Padat	500 – 1000
Pasir dan Kerikil :	
Padat	800 – 2000
Tidak padat	500 – 1400

Sumber : Hary Christady H, 1994 : 115

2.3 Interaksi antara Tanah Pasir, Material Perkuatan, dan Beban

Kapasitas tanah untuk menahan beban bervariasi. Tidak hanya dipengaruhi oleh kekuatannya tetapi juga dipengaruhi oleh besar dan distribusi beban. Bertambahnya beban secara bertahap membuat tanah berdeformasi. Saat beban runtuh kritis (Q_0) tercapai, angka deformasi bertambah besar sekalipun beban bertambah sedikit atau tidak sama sekali.

Konsep ini dapat digunakan sebagai dasar untuk dapat memahami bagaimana tanah pasir, material perkuatan, dan beban berperilaku ketika saling berinteraksi.

Ketika beban bekerja pada permukaan massa tanah, tegangan vertical didalam massa tanah bertambah dan beban pada permukaan tersebut ditransfer ke seluruh massa tanah serta tersebar secara lateral sebanding dengan kedalaman. Sehingga dapat diasumsikan bahwa beban menyebar kedalam massa tanah dalam bentuk piramida terpancung.

Pengaruh tekanan pada pondasi hanya berkisar pada kedalaman 0 – 1,5B hingga 2B. Diluar itu besarnya tekanan tidak lebih dari 10%. Walaupun konsep distribusi tekanan tersebut lebih banyak berlaku pada kondisi teoritis namun setidaknya hal tersebut dapat memberikan gambaran sejauh mana beban berpengaruh. Hal tersebut akan dapat menjelaskan mengapa penempatan lapisan perkuatan tidak efektif melebihi kedalaman 1,5B.

2.4 Daya Dukung Pondasi

2.4.1 Pondasi Menerus

Pondasi adalah suatu konstruksi pada bagian bawah struktur/bangunan yang berfungsi menerima, memikul dan meneruskan dari bagian atas struktur/bangunan ke lapisan tanah dibawahnya tanpa mengakibatkan keruntuhan geser tanah dan penurunan tanah/pondasi yang berlebihan. Pondasi sangat dipengaruhi oleh elemen-elemen tanah dasar dan beban yang bekerja.

Pondasi dapat dikelompokkan dalam 2 kelompok besar sebagai berikut :

- a) Pondasi dangkal (*shallow foundation*), dengan kedalaman pada umumnya $D \leq B$ atau $D/B \leq 1$.

Yang termasuk pondasi dangkal antara lain pondasi rakit (*raft/ mat foundation*) dan pondasi telapak yang meliputi pondasi bujur sangkar, lingkaran, segi empat, dan lingkaran, pondasi telapak gabungan, serta pondasi menerus.

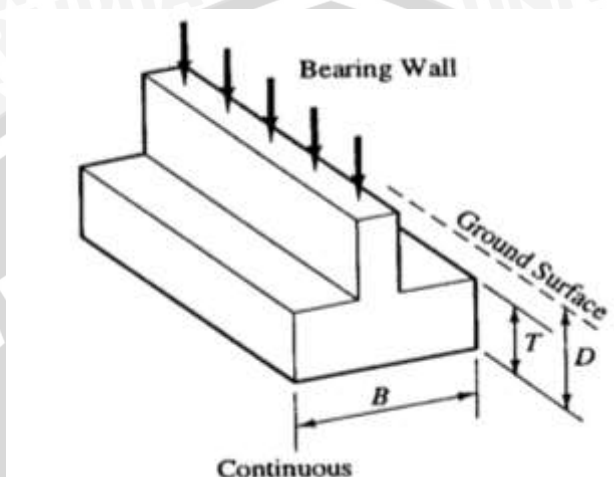
- b) Pondasi dalam (*deep foundation*), dengan kedalaman $D > 4$ s/d $5B$ atau $D/B \geq 4$ s/d 5 .

Pondasi dalam meliputi pondasi tiang (*pile foundation*), pondasi sumuran (*well foundation*), dan pondasi Kaisson (*caisson foundation*).

Salah satu bentuk yang digunakan dalam suatu konstruksi adalah pondasi menerus. Pondasi menerus termasuk dalam jenis pondasi dangkal, karena pada

umumnya pondasi tersebut mempunyai kedalaman $D \leq B$, dimana D adalah kedalaman pondasi dan B adalah lebar pondasi.

Faktor yang sangat berpengaruh terhadap analisa daya dukung tanah maupun penurunan pada pondasi menerus adalah lebar pondasi B . Faktor tersebut dikenal sebagai faktor bentuk. Contoh pondasi menerus sederhana diperlihatkan pada gambar 2.2 dibawah ini.



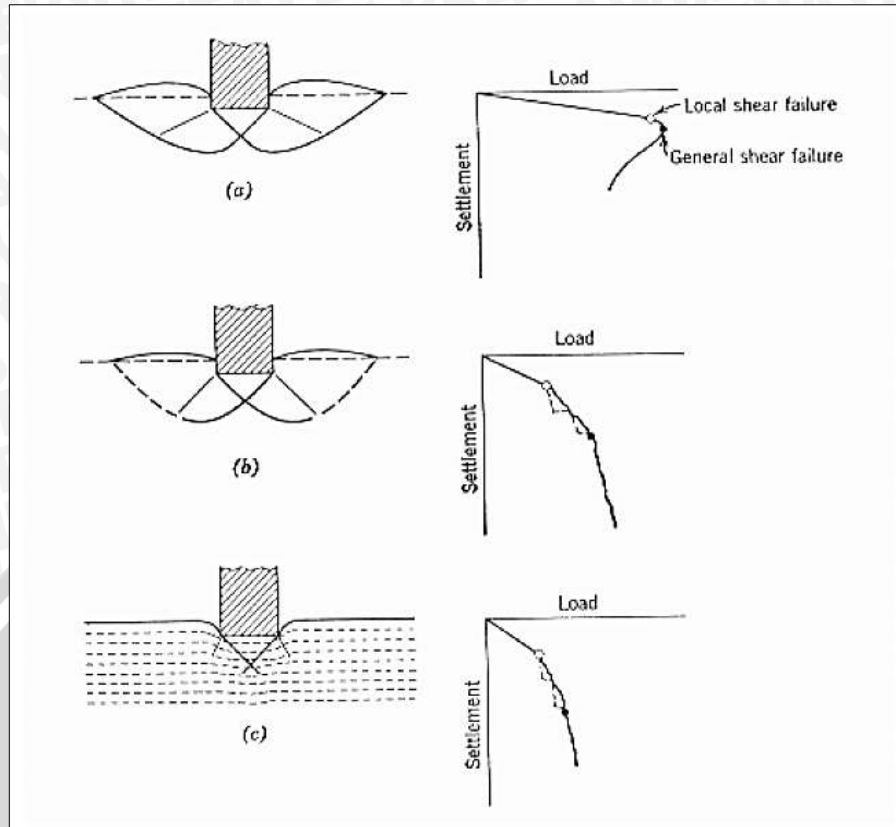
Gambar 2.2 Pondasi menerus

2.4.2 Model Keruntuhan Pondasi

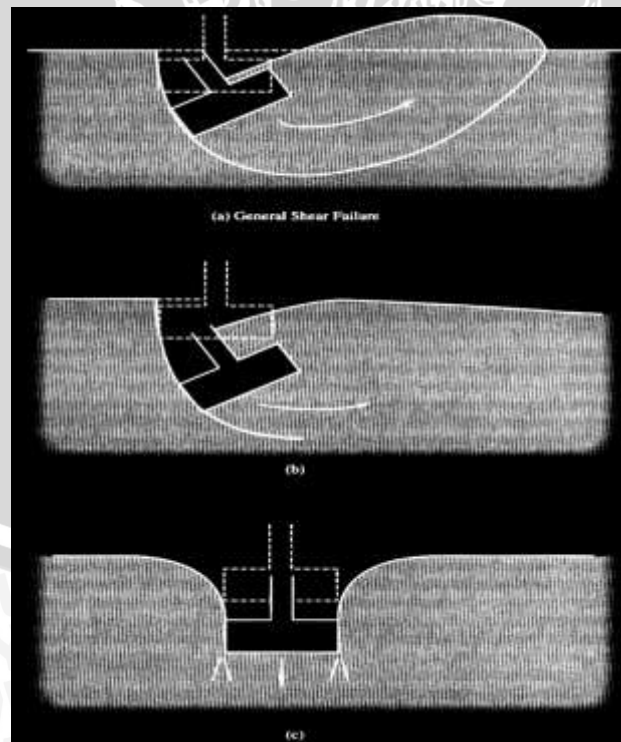
Pondasi apabila dibebani akan meneruskan beban ke lapisan tanah dibawahnya, sehingga tanah akan mengalami deformasi vertikal dan horizontal. Bila beban relatif kecil maka penurunan akan sebanding dengan beban yang bekerja dan keadaan ini dalam keseimbangan elastis. Hal ini menyebabkan tanah dalam keadaan tertekan (kompresi) sehingga menaikkan tegangan geser dan meningkatkan daya dukung tanah. Bila beban bertambah maka akan menyebabkan deformasi plastis pada tanah dan daya dukung terus berkembang. Selanjutnya bila beban bertambah maka kecepatan deformasi juga bertambah diikuti kenaikan tanah disekitar pondasi dan tanah mengalami keruntuhan.

2.4.2.1 Model Keruntuhan tanpa Perkuatan

Berdasarkan hasil uji model, Vesic (1963) mengelompokkan mekanisme keruntuhan pondasi menjadi tiga tipe seperti ditunjukkan pada gambar 2.3 dan gambar 2.4 yaitu sebagai berikut :



Gambar 2.3 Tipe-tipe keruntuhan pondasi



Gambar 2.4 Pemodelan tipe-tipe keruntuhan geser

1) *General Shear Failure* (keruntuhan geser umum)

Keruntuhan pondasi terjadi menurut bidang runtuh yang dapat diidentifikasi dengan jelas. Suatu baji tanah terbentuk tepat pada dasar pondasi yang menekan tanah kebawah hingga menyebabkan aliran tanah secara plastis pada zona disebelahnya. Gerakan kearah luar di kedua zona tersebut ditahan oleh tahanan tanah pasif disekitar pondasi. Saat tahanan tanah pasif terlampaui, terjadi gerakan tanah yang mengakibatkan pengembangan tanah disekitar pondasi. Bidang longsor yang terbentuk, berupa lengkungan dan garis lurus yang menembus hingga mencapai permukaan tanah. Saat keruntuhannya terjadi gerakan massa tanah kearah luar dan keatas. Keruntuhan geser umum terjadi dalam waktu yang relatif mendadak yang diikuti oleh penggulingan pondasi.

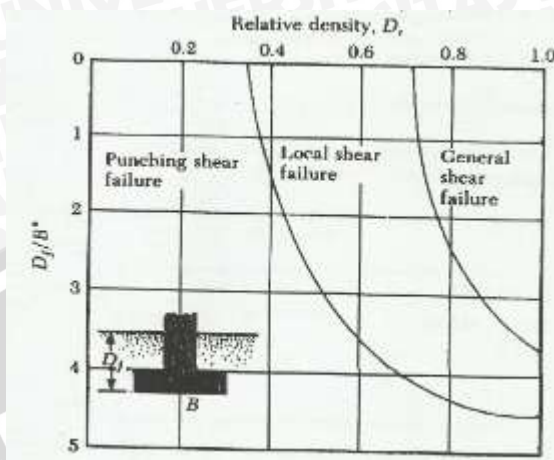
2) *Local Shear Failure* (keruntuhan geser lokal)

Tipe keruntuhan ini hampir sama dengan keruntuhan geser umum, namun bidang runtuh yang terbentuk tidak sampai mencapai permukaan tanah. Jadi bidang runtuh yang kontinyu tidak berkembang. Pondasi tenggelam akibat bertambahnya beban pada kedalaman yang relatif dalam, yang menyebabkan tanah didekatnya mampat. Tetapi mampatnya tanah tidak sampai mengakibatkan kedudukan kritis keruntuhan tanahnya, sehingga zona plastis tak berkembang seperti pada keruntuhan geser umum. Dalam tipe keruntuhan geser local terdapat sedikit pengembangan tanah disekitar pondasi, namun tak terjadi penggulingan pondasi.

3) *Punching Shear Failure* (keruntuhan penetrasi)

Pada tipe keruntuhan ini, dapat dikatakan keruntuhan geser tanah tidak terjadi. Akibat bebannya, pondasi hanya menembus dan menekan tanah ke samping yang menyebabkan pemampatan tanah di dekat pondasi. Penurunan pondasi bertambah hampir secara linier dengan penambahan bebannya. Pemampatan tanah akibat penetrasi pondasi berkembang, hanya pada zona terbatas tepat di dasar dan di sekitar tepi pondasi. Penurunan yang terjadi tak menghasilkan cukup gerakan arah lateral yang menuju kedudukan kritis keruntuhan tanahnya, sehingga kuat geser ultimit tanah tak dapat berkembang. Pondasi menembus tanah yang terbentuk dibawah dasar pondasi hanya menyebabkan tanah menyisih. Saat keruntuhan, bidang runtuh tak terlihat sama sekali.

Disamping *density* dari tanah, keruntuhan juga dipengaruhi oleh rasio kedalaman-lebar pondasi D/B , seperti hasil pengujian yang ditunjukkan oleh Vesic (1973) pada gambar 2.5.



Gambar 2.5 Hubungan kedalaman relatif dari tanah pasir dan model keruntuhan tanah pasir (Vesic, 1963,1973)

(Sumber : Braja M. Das, 1990;393)

Menurut Vesic (1963), model keruntuhan geser umum diharapkan terjadi pada pondasi yang relatif dangkal yang terletak pada pasir padat atau kira-kira dengan $\phi > 36^\circ$ dan kira-kira $\phi < 29^\circ$.

Coduto (1994), untuk pondasi diatas tanah pasir mengelompokkan sebagai berikut :

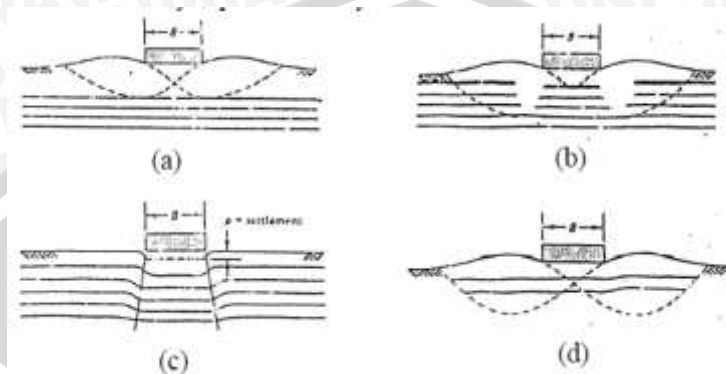
1. Pondasi pada pasir padat (*dense sand*) cenderung mengalami keruntuhan umum (*general shear failure*). Pasir padat adalah pasir yang mempunyai kerapatan relatif $D_r > 67\%$
2. Pondasi pada pasir tidak padat sampai sedang (*medium dense sand*) dengan kerapatan relatif $30\% < 67\%$ cenderung mengalami keruntuhan geser local (*local shear failure*)
3. Pondasi pada tanah pasir lepas (*loose sand*) dengan kerapatan relatif $D_r < 30\%$ cenderung mengalami keruntuhan penetrasi (*punching shear*)

2.4.2.2 Model Keruntuhan Pondasi dengan Perkuatan Geotekstil

Penelitian menunjukkan bahwa umumnya kerusakan geotekstil terjadi pada saat pemasangan dan konstruksi (Koerner, 1990). Penempatan agregat dan pelaksanaan pemadatan dengan alat berat mengakibatkan tegangan yang tinggi pada geotekstil.

Sebagaimana ditunjukkan pada gambar 2.6 dibawah ini, beberapa keruntuhan yang terjadi pada pondasi dangkal dengan beberapa lapis geotekstil:

- Keruntuhan tarik geotekstil
- Keruntuhan pull out geotekstil
- Keruntuhan diatas lapisan geotekstil
- Keruntuhan rangkak atau *creep* pada lapisan geotekstil



Gambar 2.6 (a) Kerusakan daya dukung di atas lapisan geotekstil, (b) Keruntuhan tarik pada lapisan geotekstil, (c) Kerusakan tekan atau patah pada lapisan geotekstil, (d) Keruntuhan rangkak atau *creep* pada lapisan geotekstil
(Sumber : Koerner R. M, 1994 ; 234)

2.4.3 Daya Dukung Pondasi Menerus

Dalam perencanaan pondasi harus memperhitungkan adanya keruntuhan geser dan penurunan yang berlebihan. Untuk itu perlu dipenuhi kriteria-kriteria sebagai berikut :

1) Stabilitas (*stability*)

Angka keamanan terhadap keruntuhan geser harus terpenuhi. Dalam perhitungan daya dukung, umumnya digunakan angka keamanan 3 (berdasarkan jenis tanah , keandalan parameter tanah, dan informasi structural yaitu pentingnya, kegunaan, dan sebagainya).

2) Penurunan (*settlement*)

Penurunan pondasi baik penurunan total (*total settlement*) maupun penurunan yang tidak seragam (*differential settlement*) harus masih dalam batas toleransi dan tidak mengakibatkan kerusakan pada struktur.

Daya dukung tanah merupakan kuat geser tanah untuk melawan penurunan akibat pembebanan, yaitu kuat geser yang dapat dibangkitkan oleh tanah sepanjang bidang gesernya. Daya dukung tanah juga berarti tekanan maksimum yang dapat dipikul oleh tanah tersebut tanpa terjadi kelonggaran.

Analisis daya dukung dilakukan dengan cara pendekatan, persamaan-persamaan dikaitkan dengan sifat-sifat tanah dan bentuk bidang geser yang terjadi saat keruntuhan. Analisis dilakukan dengan anggapan bahwa tanah sebagai material yang plastis. Tahanan geser tanah yang dapat dikerahkan sepanjang bidang-bidang gesernya untuk melawan penurunan akibat pembebanan dapat dinyatakan dalam persamaan selubung patah lingkaran Mohr. Hal inilah yang digunakan sebagai dasar dari persamaan-persamaan kapasitas daya dukung tanah.

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi$$

dimana :

τ = kuat geser tanah

σ = tegangan normal

c = kohesi tanah

ϕ = sudut geser dalam tanah

Daya dukung batas (ultimate bearing capacity) = q_u , didefinisikan sebagai beban maksimum per satuan luas dimana tanah masih dapat memikul beban tanpa mengalami keruntuhan. Dapat dinyatakan dalam persamaan sebagai berikut :

$$q_u = P_u / A$$

dimana : q_u = daya dukung batas

P_u = beban batas

A = luas pondasi

Daya dukung batas suatu tanah dibawah beban pondasi terutama tergantung pada kuat geser. Untuk menentukan daya dukung batas ada beberapa metode yang dapat dilakukan, yaitu sebagai berikut:

- Penentuan langsung di lapangan yaitu dengan percobaan pembebanan dan lengkung penurunan, misalnya uji pembebanan plat (*plate bearing test*), uji SPT (SPT = *Standart Penetration Test*) ataupun dengan uji Sondir (CPT = *Cone Penetration Test*).
- Dengan menggunakan teori tekanan tanah dari Rankine.

Sebagian besar teori daya dukung yang digunakan berdasarkan metode kelongsoran plastis. Konsep ini pertama kali dilakukan oleh Prandtl (1921) kemudian dikembangkan oleh Terzaghi (1943), Meyerhof (1955), De Beer dan Vesic (1958) dan lain-lain.

Persamaan daya dukung yang dikemukakan oleh para beberapa ahli ditampilkan pada tabel 2.6 sebagai berikut:

Tabel 2.6 Persamaan Daya Dukung Menurut Beberapa Peneliti

Terzaghi (lihat Tabel 4-2 untuk nilai tipikal dan nilai K_{py})	
$q_{ult} = cN_c s_c + \bar{q}N_q + 0,57BN_\gamma s_\gamma$	$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \phi/2)}$
	$a = e^{(0,75\pi - \phi/2) \tan \phi}$
	$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$
	$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$
Untuk:	menerus bundar bujur-sangkar
$s_c =$	1,0 1,3 1,3
$s_\gamma =$	1,0 0,6 0,8
Meyerhof (lihat Tabel 4-3 untuk faktor bentuk, kedalaman, dan inklinasi)	
Beban vertikal:	$q_{ult} = cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0,57BN_\gamma s_\gamma d_\gamma$ ✓
Beban miring:	$q_{ult} = cN_c d_c + \bar{q}N_q d_q + 0,57BN_\gamma d_\gamma$
	$N_q = e^{s \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$
	$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$
	$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1,4\phi)$
Hansen (lihat Tabel 4-5 untuk faktor bentuk, kedalaman, inklinasi)	
Umum:	$q_{ult} = cN_c s_c d_c l_c b_c + \bar{q}N_q s_q d_q l_q b_q + 0,57BN_\gamma s_\gamma d_\gamma l_\gamma b_\gamma$
bila:	$\phi = 0$
gunakan:	$q_{ult} 5,14s_q(1 + s'_c + d'_c - l'_c - b'_c - g'_c) + \bar{q}$
	$N_q =$ sama seperti meyerhof di atas
	$N_c =$ sama seperti Meyerhof di atas
	$N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \tan \phi$
Vesic (lihat Tabel 4-5 untuk faktor bentuk, kedalaman dan lainnya).	
Pakailah persamaan-persamaan Hansen di atas	
	$N_q =$ sama seperti Meyerhof di atas
	$N_c =$ sama seperti Meyerhof di atas
	$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$

(Sumber : J.E. Bowles, 1997 ; 181)

Sedangkan faktor daya dukung untuk masing-masing persamaan Terzaghi, Meyerhof, Hansen, dan Vesic ditunjukkan pada tabel 2.7, tabel 2.8, tabel 2.9, dan tabel 2.10 dibawah ini.

Tabel 2.7 Faktor Daya Dukung Persamaan Terzaghi

ϕ , deg	N_c	N_q	N_γ	$K_{p\gamma}$
0	5,7†	1,0	0,0	10,8
5	7,3	1,6	0,5	12,2
10	9,6	2,7	1,2	14,7
15	12,9	4,4	2,5	18,6
20	17,7	7,4	5,0	25,0
25	25,1	12,7	9,7	35,0
30	37,2	22,5	19,7	52,0
34	52,6	36,5	36,0	
35	57,8	41,4	42,4	82,0
40	95,7	81,3	100,4	141,0
45	172,3	173,3	297,5	298,0
48	258,3	287,9	780,1	
50	347,5	415,1	1153,2	800,0

† = $1,5\pi + 1$.

(Sumber : J.E. Bowles, 1997 ; 182)

Tabel 2.8 Faktor Daya Dukung untuk Persamaan Daya Dukung Meyerhof, Hansen, dan Vesic

ϕ	N_c	N_q	$N_{\gamma(H)}$	$N_{\gamma(M)}$	$N_{\gamma(V)}$	N_q/N_c	$2 \tan \phi(1 - \sin \phi)^2$
0	5,14	1,0	0,0	0,0	0,0	0,195	0,000
5	6,49	1,6	0,1	0,1	0,4	0,242	0,146
10	8,34	2,5	0,4	0,4	1,2	0,296	0,241
15	10,97	3,9	1,2	1,1	2,6	0,359	0,294
20	14,83	6,4	2,9	2,9	5,4	0,431	0,315
25	20,71	10,7	6,8	6,8	10,9	0,514	0,311
26	22,25	11,8	7,9	8,0	12,5	0,533	0,308
28	25,79	14,7	10,9	11,2	16,7	0,570	0,299
30	30,13	18,4	15,1	15,7	22,4	0,610	0,289
32	35,47	23,2	20,8	22,0	30,2	0,653	0,276
34	42,14	29,4	28,7	31,1	41,0	0,698	0,262
36	50,55	37,7	40,0	44,4	56,2	0,746	0,247
38	61,31	48,9	56,1	64,0	77,9	0,797	0,231
40	75,25	64,1	79,4	93,6	109,3	0,852	0,214
45	133,73	134,7	200,5	262,3	271,3	1,007	0,172
50	266,50	318,5	567,4	871,7	761,3	1,195	0,131

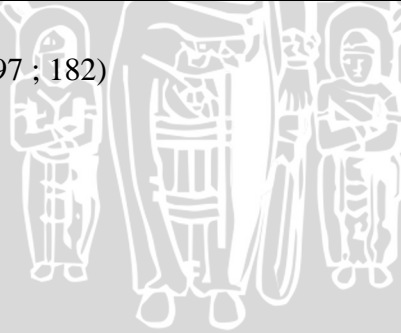
(Sumber : J.E. Bowles, 1997 ; 183)

Tabel 2.9 Faktor-faktor bentuk, kedalaman, dan kemiringan untuk persamaan daya dukung Meyerhof dari tabel 2.6

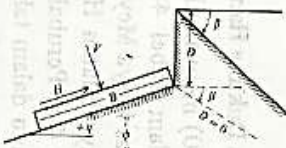
Faktor	Nilai	Untuk
Bentuk:	$s_c = 1 + 0,2K_p \frac{B}{L}$	Semua ϕ
	$s_q = s = 1 + 0,1K_p \frac{B}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$s_q = s_r = 1$	$\phi = 0$
Kedalaman	$d_c = 1 + 0,2\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	Semua ϕ
	$d_q = d_r = 1 + 0,1\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$\phi > 10$
	$d_q = d_r = 1$	$\phi = 0$
Kemiringan:	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	Semua ϕ
	$i_r = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$	$\phi > 0$
	$i_r = 0$	$\phi = 0$

Di mana $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$ seperti pada Gambar 4-2.
 θ = sudut resultan diukur dari vertikal tanpa tanda
 B, L, D = sudah ditentukan sebelumnya.

(Sumber : J.E. Bowles, 1997 ; 182)



Tabel 2.10 Faktor-faktor bentuk, kedalaman, kemiringan, tanah dan alas untuk persamaan daya dukung Hansen(1970) atau Vesic (1973) dari tabel 2.6

Faktor bentuk	Faktor kedalaman	Faktor kemiringan	Faktor tanah (alas pada lereng)
$s_f = 0,2 \cdot \frac{B}{L}$ $s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$ $s_r = 1$ untuk lajur.	$d'_c = 0,4k$ $d_c = 1 + 0,4k$	$i_{c(H)} = 0,5 - 0,5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_c}}$ $i_{c(V)} = 1 - \frac{mH}{A_f c_c N_c}$ $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$ (Hansen dan Vesic)	$g'_c = \frac{\beta^2}{147}$ untuk Vesic pakailah $N_{q\gamma} = -2 \sin \beta$ untuk $\phi = 0$. $g_c = 1 - \frac{\beta^2}{147}$
$s_1 = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$	$d_1 = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi) k$	$i_{q(H)} = \left(1 - \frac{0,5H}{V + A_f c_c \cot \phi}\right)^2$ $i_{q(V)} = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_c \cot \phi}\right)^n$	$g_{q(H)} = g_{q(V)} = (1 - 0,5 \tan \beta)^2$ $g_{q(V)} = g_{q(H)} = (1 - \tan \beta)^2$
$s_2 = 1 - 0,4 \frac{B}{L}$	$d_f = 1,00$ untuk semua ϕ $k = \frac{D}{B}$ for $\frac{D}{B} \leq 1$ $k = \tan^{-1} \frac{D}{B}$ for $\frac{D}{B} > 1$ (rad)		Faktor alas (alas miring) $b'_c = \frac{\eta^2}{147}$ $b_c = 1 - \frac{\eta^2}{147}$
Di mana A_f = luas telapak efektif $B' \times L'$ (lihat Gambar 4-4). c_c = perlekatan pada alas = kohesi atau suatu nilai yang menurun. D = kedalaman telapak dalam tanah (dipakai dengan B dan tidak dipakai pada B'). e_D, e_L = eksentrisitas beban terkait pada pusat dari daerah telapak. H = komponen horisontal pada beban telapak dengan $H \leq V \tan \delta + c_c A_f$ V = total beban vertikal pada telapak. β = kemiringan tanah yang menjauh dari alas dengan penurunan = (+). δ = sudut gesekan antara alas dan tanah—biasanya $\delta = \phi$ untuk beton pada tanah. η = sudut miring alas terhadap horisontal dengan (*) menaik sebagai kasus yang biasa.		$i_{\eta(H)} = \left(1 - \frac{0,7H}{V + A_f c_c \cot \phi}\right)^2$ ($\eta = 0$) $i_{\eta(V)} = \left(1 - \frac{(0,7 - \eta^2/450)H}{V + A_f c_c \cot \phi}\right)^2$ ($\eta > 0$) $i_{\eta(V)} = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_c \cot \phi}\right)^{m+1}$	$b'_{q(H)} = \exp(-2\eta \tan \phi)$ $b_{q(H)} = \exp(-2,7\eta \tan \phi)$ $b_{q(V)} = b_{q(H)} = (1 - \eta \tan \phi)^2$
Umum: 1. Jangan memakai s_f terkombinasi dengan i_f 2. Dapat memakai s_f terkombinasi dengan d_f, g_f dan b_f . 3. Untuk $L/B \leq 2$ pakailah ϕ_p Untuk $L/B > 2$ pakailah $\phi_{ps} = 1,5 \phi_p - 17$ Untuk $\phi \leq 34^\circ$ pakailah $\phi_{ps} = \phi_p$		$m = m_H = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$ H sejajar terhadap B $m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$ H sejajar terhadap L	Catatan: $\beta + \eta \leq 90^\circ$ $\beta \leq \phi$ 
		Note: $i_q, i_\gamma > 0$	

(Sumber : J.E. Bowles, 1997 ; 184)

Faktor bentuk pondasi mempengaruhi daya dukung ultimit, menurut Terzaghi untuk pondasi persegi panjang daya dukung ultimitnya adalah :

$$q_u = c N_c + \gamma D N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Teori tersebut didasarkan pada anggapan *general shear*, jika keadaan tanah lemah, medium (loose) maka harus dimodifikasi sebagai berikut :

$$c' = 2/3 c$$

$$\phi' = \text{tg}^{-1} (2/3 \text{tg } \phi)$$



2.4.4 Daya Dukung Pondasi pada Tanah Pasir

Perancangan pondasi pada tanah pasir dan kerikil harus lebih dipertimbangkan terhadap toleransi tidak seragam. Daya dukung pada pondasi pada tanah granuler hanya dipengaruhi oleh kerapatan relatif (D_r), kedudukan muka air tanah, tekanan kekang (*confining pressure*), dan dimensi pondasinya. Tanah granuler yaitu kerikil dan pasir karena kohesinya kecil, maka sering diabaikan atau dianggap tidak mempunyai kohesi.

Untuk tanah tak berkohesi, daya dukung batas Terzaghi pada pondasi telapak menerus menjadi sebagai berikut :

$$q_u = q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

dimana :

B = lebar atau diameter pondasi

$q = D \cdot \gamma$ = tekanan overburden pada dasar pondasi

D = kedalaman pondasi

γ = berat volume tanah granuler

N_q, N_γ = faktor-faktor daya dukung

Persamaan daya dukung pondasi menurut Meyerhof pada tanah pasir menjadi :

$$q_u = q N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Begitu juga dengan persamaan daya dukung pondasi menurut Hansen yang juga mengalami perubahan jika pondasi terletak pada tanah pasir, yaitu sebagai berikut ;

$$q_u = q N_q s_q d_q i_q g_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma$$

Apabila suatu pondasi diletakkan pada permukaan tanah pasir, dengan kedalaman pondasi ($D = 0$) maka tekanan *overburden* pada dasar pondasi $q = D \cdot \gamma = 0$, maka persamaan daya dukung Terzaghi, Meyerhof, dan Hansen berubah menjadi :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (\text{Terzaghi})$$

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (\text{Meyerhof})$$

$$q_u = \gamma B/2 N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma \quad (\text{Hansen})$$

2.5 Penurunan Pondasi

Lapisan tanah yang mengalami pembebanan akan timbul regangan atau penurunan. Regangan ini disebabkan oleh berubahnya susunan tanah maupun pengurangan rongga pori atau air dalam tanah. Jumlah regangan sepanjang kedalaman lapisan merupakan penurunan total tanahnya. Umumnya penurunan tidak seragam (*differential settlement*) lebih membahayakan daripada penurunan total (*total*

settlement). Beberapa sebab terjadinya penurunan akibat pembebanan adalah sebagai berikut :

1. Keruntuhan geser akibat terlampauinya daya dukung tanah, hal ini akan menyebabkan penurunan sebagian (*differential settlement*) dan penurunan di seluruh bangunan.
2. Kerusakan akibat defleksi yang besar pada pondasinya. Kerusakan ini umumnya terjadi pada pondasi dalam.
3. Distorsi geser pada tanah pendukungnya (*shear distortion*) dari tanah pendukungnya.
4. Turunnya tanah akibat perubahan angka pori.

Penurunan pondasi akibat pembebanan dapat dikelompokkan dalam dua kelompok utama, yaitu :

- a) Penurunan segera (*immediate settlement*)

Penurunan segera terjadi pada tanah berbutir kasar dan tanah berbutir halus kering (tidak jenuh). Penurunan terjadi segera setelah beban bekerja. Penurunan ini bersifat elastis, dalam praktek sangat sulit diperkirakan besarnya penurunan ini. Penurunan segera ini banyak terjadi pada pondasi bangunan yang terletak pada tanah granuler atau tanah berbutir kasar.

- b) Penurunan konsolidasi (*consolidation settlement*)

Penurunan konsolidasi terjadi pada tanah berbutir halus yang terletak dibawah muka air tanah. Penurunan ini butuh waktu yang lamanya tergantung pada kondisi lapisan tanah.

Analisa penurunan segera digunakan untuk semua tanah berbutir halus termasuk lanau dan lempung dengan kadar jenuh $\pm S < 90$ dan untuk semua tanah berbutir kasar dengan koefisien rembes atau tembus yang besar. Sedangkan untuk tanah jenuh atau hampir jenuh dan yang berbutir halus dihitung menggunakan analisa penurunan konsolidasi. Kedua analisa penurunan tersebut dapat ditulis dalam bentuk :

$$\Delta H = \varepsilon H = \frac{\Delta q}{E} H$$

Dimana :

ΔH = penurunan yang terjadi

Δq = perubahan tegangan

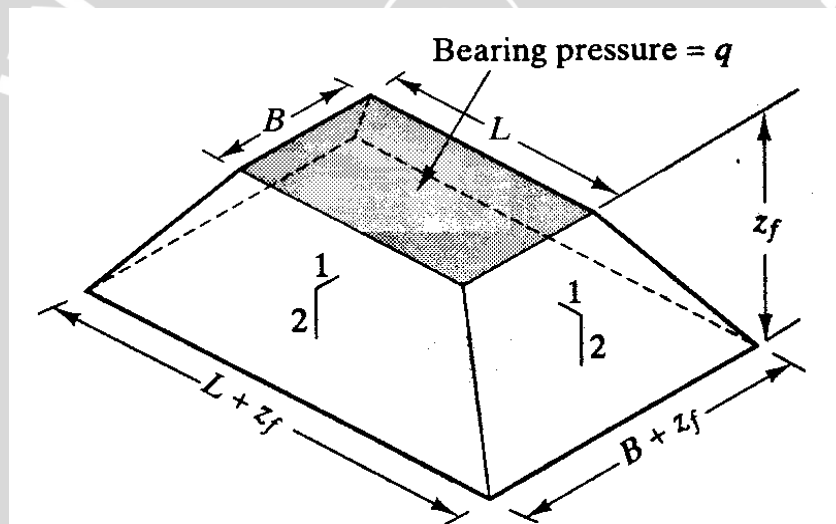
E = Modulus young

H = tinggi tanah

Pertimbangan pertama dalam menghitung besarnya penurunan adalah penyebaran tekanan pondasi ke tanah dasar, hal ini sangat bergantung pada kekakuan pondasi dan sifat-sifat tanah. Salah satu metode yang digunakan dalam menaksir tekanan yang bertambah (Δq) pada suatu kedalaman pada labisan dibawah daerah yang dibebani, ialah menggunakan cara pendekatan penyebaran tegangan 2V : 1H seperti diperlihatkan pada gambar 2.7. Cara pendekatan ini menganggap bahwa penyebaran tegangan dalam tanah membentuk sudut 60° atau dengan perbandingan 2 vertikal dan 1 horizontal. Jika daerah tegangan itu ditetapkan oleh suatu lereng 2 : 1, maka peningkatan tekanan sebesar $q_v = \Delta q$ pada suatu kedalaman z dibawah luas yang dibebani karena muatan Q adalah :

$$q_v = \frac{q}{(B+z)(L+z)}$$

metode ini hampir setara dengan metode teoritis dari $z = B$ sampai sekitar $4B$.



Gambar 2.7 Pendekatan penyebaran tegangan 2V : 1H

(Suroso dkk, 2007 : 78)

Penyelesaian klasik untuk tegangan pada material elastis dikembangkan oleh Boussinesq (1885) yang memberikan persamaan untuk beban titik tetapi dapat diintegrasikan pada sembarang bentuk untuk menghasilkan persamaan guna menghitung tegangan dibawah luasan yang dibebani fleksibel. Newmark (1935) menyatakan bahwa untuk pondasi telapak diatas tanah, tegangan dibawah beban segiempat atau bujur sangkar adalah sebagai berikut :

Untuk menghitung kenaikan tegangan Δq adalah :

$$\Delta\sigma_z = I_\sigma (q - q'_{zD})$$

If $B^2 + L^2 + z_f^2 < B^2L^2/z_f^2$:

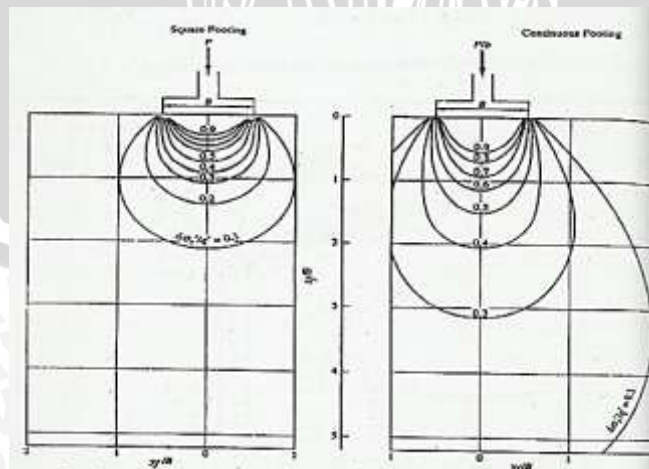
$$I_\sigma = \frac{1}{4\pi} \left[\left(\frac{2BLz_f \sqrt{B^2 + L^2 + z_f^2}}{z_f^2 (B^2 + L^2 + z_f^2) + B^2L^2} \right) \left(\frac{B^2 + L^2 + 2z_f^2}{B^2 + L^2 + z_f^2} \right) + \pi - \sin^{-1} \frac{2BLz_f \sqrt{B^2 + L^2 + z_f^2}}{z_f^2 (B^2 + L^2 + z_f^2) + B^2L^2} \right]$$

Otherwise:

$$I_\sigma = \frac{1}{4\pi} \left[\left(\frac{2BLz_f \sqrt{B^2 + L^2 + z_f^2}}{z_f^2 (B^2 + L^2 + z_f^2) + B^2L^2} \right) \left(\frac{B^2 + L^2 + 2z_f^2}{B^2 + L^2 + z_f^2} \right) + \sin^{-1} \frac{2BLz_f \sqrt{B^2 + L^2 + z_f^2}}{z_f^2 (B^2 + L^2 + z_f^2) + B^2L^2} \right]$$

dimana : $\Delta\sigma$ = tambahan (kenaikan) tegangan di bawah pojok beban
 I_σ = faktor pengaruh
 B, L = dimensi beban
 z_f = kedalaman dari dasar ke titik yang ditinjau

Persamaan-persamaan diatas oleh Newmark dibuat dalam diagram (*bulb pressure*) seperti ditunjukkan dalam gambar 2.7 dibawah ini.



Gambar 2.8 Chart penyelesaian Newmark berdasarkan teori Boussinesq
 (Sumber : J. E. Bowles, 1992 : 238)

2.6 Pengujian Laboratorium

2.6.1 Analisa Saringan

Pemeriksaan ini dimaksudkan untuk menentukan gradasi / pembagian butir agregat kasar dan agregat halus dengan menggunakan saringan. Dari pengujian ini akan diketahui jenis contoh tanah pasir yang akan digunakan sebagai media percobaan. Tanah pasir yang digunakan harus sesuai dengan batas yang telah disepakati, yaitu yang mempunyai ukuran batas butiran 4,75 mm sampai dengan 0,075 mm. Selain itu pengujian ini juga dilakukan untuk mengetahui termasuk dalam golongan manakah pasir tersebut apakah pasir lepas, sedang, atau pasir padat.

2.6.2 *Spesific Gravity*

Pengujian ini dilakukan untuk menentukan *specific gravity* tanah yang mempunyai butiran lewat saringan No. 4 dengan piknometer. *Specific gravity* tanah adalah perbandingan antara berat butir tanah dan berat air suling dengan isi yang sama pada suhu tertentu.

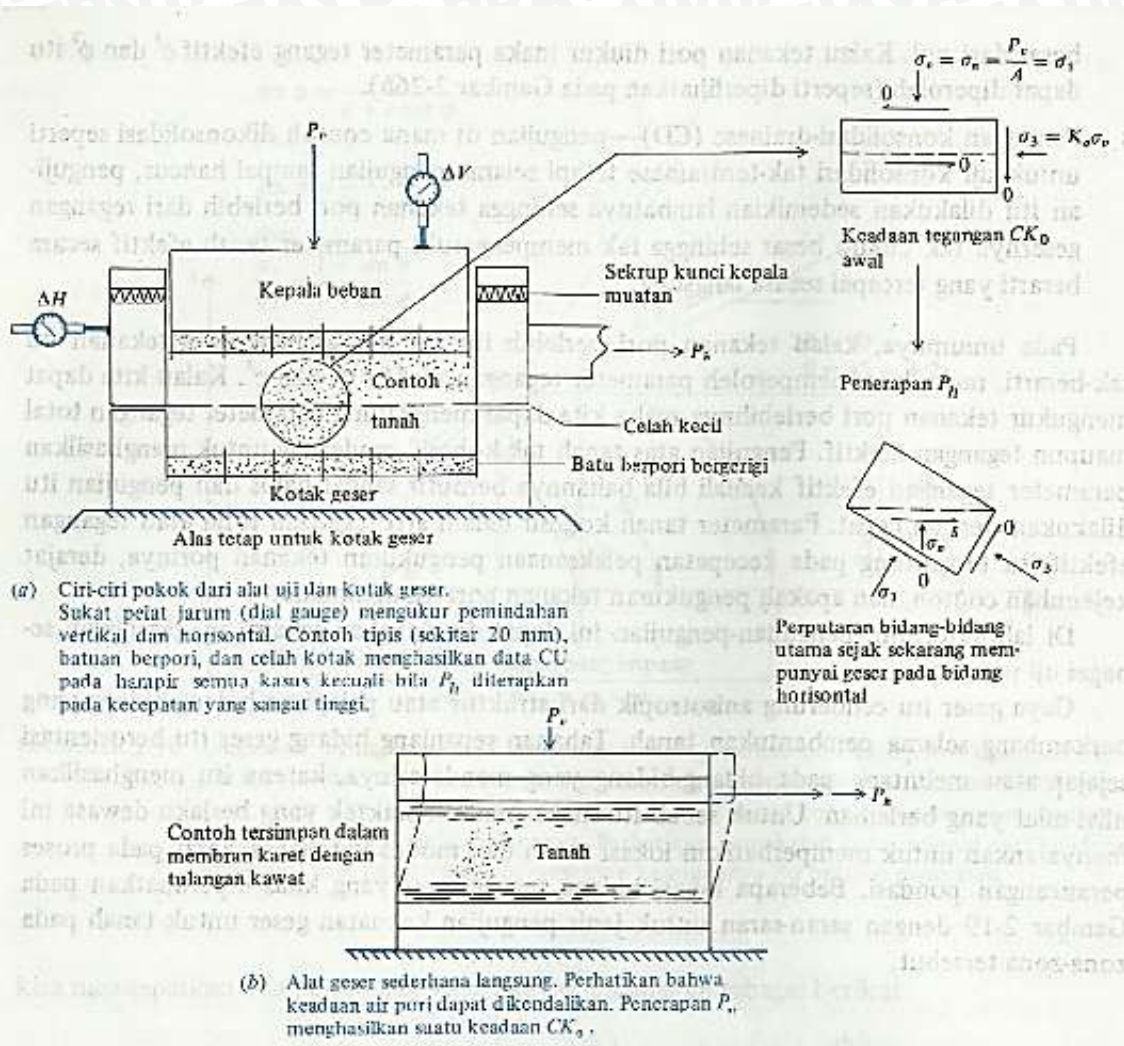
2.6.3 Pematatan Standart

Percobaan ini dilakukan untuk menentukan hubungan antara kadar air dan kepadatan tanah yang dinyatakan dalam berat isi kering dengan memadatkan didalam cetakan silinder berukuran tertentu dengan menggunakan alat penumbuk 2,5 kg dan tinggi jatuh 30 cm. dari pemeriksaan ini akan diperoleh kadar air optimum (OMC) dan kepadatan kering maksimum (γ_d max) tanah pasir .

2.6.4 Kekuatan Geser Langsung

Pengujian ini dilakukan untuk mendapatkan parameter-parameter kekuatan geser, yaitu c dan ϕ . Parameter-parameter inilah yang nantinya akan menentukan daya dukung tanah yang diuji. Pada sampel tanah pasir, pengujian menggunakan alat ini lebih mudah dilakukan untuk mendapatkan parameter tersebut.

Pada pengujian *direct shear* ini sampel tanah pasir dimasukkan kedalam alat uji yang kemudian diberi gaya normal dari atas. Selain itu pada pengujian ini juga diberikan gaya geser kesamping. Pengaruh dari kedua gaya tersebut akan menyebabkan tanah mengalami keruntuhan. Prinsip kerja uji geser langsung dapat dilihat pada gambar 2.9 sebagai berikut.



Gambar 2.9 Pengujian geser langsung
(Sumber : J. E. Bowles, 1993 ; 68)

2.6.5 Uji kepadatan (*density test*)

Percobaan ini dilakukan untuk menentukan kepadatan tanah di lapangan dengan cara memasukkan silinder baja tipis yang terbuat dari logam ke dalam tanah yang akan diuji, mengambil (memindahkan) tanah dari dalam selongsong dan menentukan berat tanah kering yang diambil per 2,5 cm kedalaman lubang penggalian di dalam silinder. Berat tanah per cm tersebut dikorelasikan terhadap kepadatan kering di lapangan dengan menggunakan persamaan kalibrasi yang telah ditentukan terlebih dahulu untuk jenis tanah yang akan diuji.

2.6.6 Uji Pembebanan

Daya dukung tanah merupakan kuat geser tanah untuk melawan penurunan akibat pembebanan, yaitu kuat geser yang dapat dibangkitkan oleh tanah sepanjang bidang gesernya. Beban ultimit adalah suatu titik dimana kemiringan kurva beban penurunan pertama kali mencapai nilai minimum (Vesic 1967).

Untuk mendapatkan daya dukung ultimit dapat dilakukan dengan uji pembebanan. Dari uji pembebanan tersebut dapat diperoleh nilai daya dukung dan nilai penurunan yang diplotkan pada grafik hubungan daya dukung dan penurunan pondasi.

