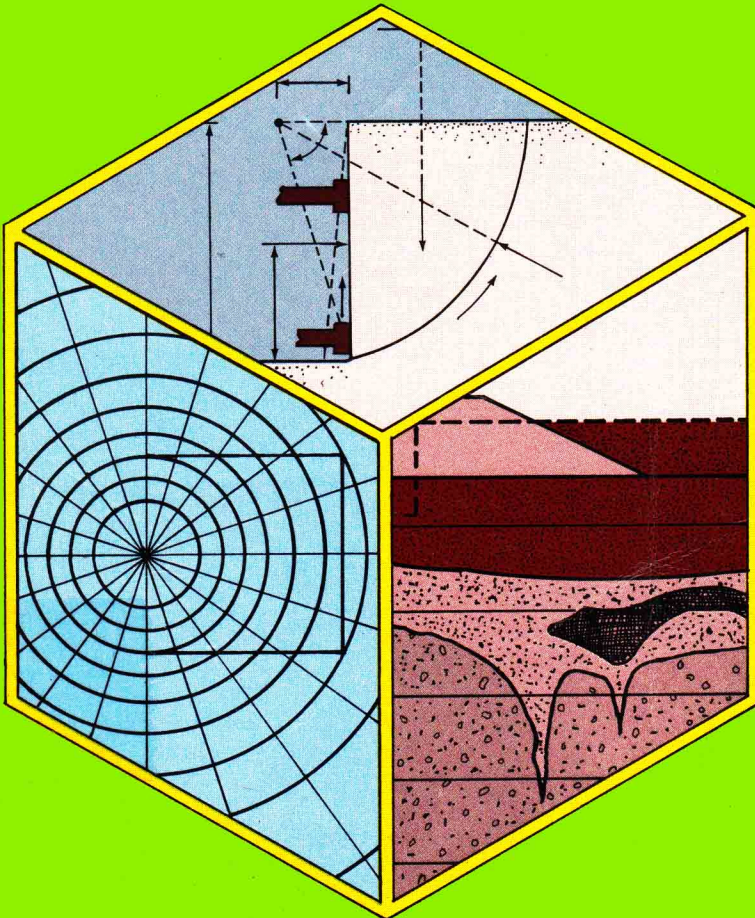


MEKANIKA TANAH

(Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis)

Braja M. Das
Noor Endah
Indrasurya B. Mochtar

Jilid 1



Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis)

Jilid 1

Braja M. Das

The University of Texas at El Paso

Alih Bahasa:

Ir. Noor Endah Mochtar M.Sc., Ph.D.

Ir. Indrasurya B. Mochtar M.Sc., Ph.D.

Institut Teknologi 10 Nopember, Surabaya

1995

PENERBIT ERLANGGA

Jl. H. Baping Raya No. 100

Ciracas, Jakarta 13740

(Anggota IKAPI)

Kata Pengantar

Buku "Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis" ini pada mulanya ditulis sebagai mata kuliah pendahuluan yang harus diambil oleh mahasiswa di tingkat S-1. Isinya kemudian dikembangkan sesuai dengan pengalaman saya mengajar selama sepuluh tahun terakhir ini. Buku ini terdiri dari tiga belas bab. Urutannya hampir sama dengan urutan materi kuliah yang diberikan di dalam kelas. Masalah penyelidikan tanah bagian bawah, yaitu Bab 13, dieakup dalam mata kuliah Pengantar Mekanika Tanah (Introductory Geotechnical Engineering) ini. Tetapi, beberapa pengajar lain lebih senang memasukkan bab tersebut ke dalam mata kuliah Teknik Pondasi ("Foundation Engineering").

Penelitian dan pengembangan prinsip-prinsip dasar teknik geoteknis — yaitu mekanika tanah dan mekanika batuan — dan pemakaiannya dalam analisis dan perencanaan pondasi telah berkembang dengan pesat pada empat puluh tahun terakhir ini. Tentunya pengarang ingin sekali memasukkan semua perkembangan-perkembangan mutakhir tersebut ke dalam bukunya; tetapi, karena buku ini ditujukan untuk mata kuliah pendahuluan, maka di dalam buku ini lebih ditekankan prinsip-prinsip dasar saja tanpa memasukkan terlalu banyak rincian-rincian dan pilihan-pilihan yang mungkin dapat membingungkan mahasiswa.

Pengajar harus menekankan perbedaan antara mekanika tanah dan teknik pondasi. Mekanika tanah adalah cabang dari ilmu teknik yang mempelajari perilaku tanah dan sifat-sifatnya yang diakibatkan oleh tegangan dan regangan dalam keadaan yang paling ideal. Teknik pondasi adalah aplikasi prinsip-prinsip mekanika tanah dan geologi dalam perencanaan dan pembangunan pondasi untuk gedung, jalan, bendungan, dan lain-lain. Perkiraan dan pendugaan terhadap kemungkinan adanya penyimpangan di lapangan dari kondisi ideal pada mekanika tanah sangat penting dalam perencanaan pondasi yang benar, sebab keadaan tanah di lapangan pada umumnya tidak homogen. Agar suatu bangunan dapat berfungsi secara sempurna, seorang insinyur dengan latar belakang ilmu mekanika tanah yang cukup harus dapat membuat perkiraan dan pendugaan yang tepat tentang kondisi tanah di lapangan. Buku ini memberikan latar belakang ilmu mekanika tanah tersebut.

"Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis" ini menjelaskan semua isinya secara sederhana sehingga mudah dimengerti oleh mahasiswa. Satuan-satuan Inggris dan SI telah digunakan dalam buku ini, dan beberapa contoh soal yang menggunakan kedua satuan tersebut diberikan di dalam tiap-tiap bab. Sejumlah soal-soal diberikan pada bagian akhir dari tiap-tiap bab sebagai pekerjaan rumah.

Ucapan Terima Kasih

Isteri saya, Janice, telah mengetik naskah buku ini beberapa kali selama persiapannya. Dia juga menggambar beberapa gambar dan grafik kasar yang dicantumkan dalam buku ini. Saya terus terang berhutang budi atas semuanya ini. Saya juga mengucapkan terima kasih kepada Dr. Haskel Monroe, Rektor The University of Texas di El Paso, Amerika Serikat, atas segala dorongan dan sokongan untuk kesempurnaan buku ini. Beliau telah banyak membantu dalam penyelesaian proyek ini.

Saya juga berterima kasih kepada profesor Robert D'Andrea, Worcester Polytechnic Institute, J.K. Jeyepalan, University of Wisconsin, Robert Koerner, Drexel University, Shiu-San Kuo, University of Central Florida, M.C. Wang, Penn State University, dan Thomas F. Zimmie, Rensselaer Polytechnical Institute atas bantuan mereka dalam memeriksa naskah buku ini.

Ucapan Terima Kasih

Saya berhutang budi pada PWS Engineering atas kemauan mereka melaksanakan proyek ini. Ucapan terima kasih khusus saya tujukan kepada Ray Kingman, Manajer Editor, Henry Staat, Direktur Pemasaran, dan Nancy Tandberg, Perwakilan Pemasaran Senior untuk PWS, atas pengertian dan dorongan yang mereka berikan selama persiapan naskah ini. Terima kasih juga saya ucapkan untuk Profesor Paul C. Hassler di The University of Texas di El Paso atas bantuan dan sokongannya.

Braja M. Das

KATA PENGANTAR DARI PENERJEMAH

Buku "*Principles of Geotechnical Engineering*" oleh Braja M. Das telah dipakai pada beberapa Universitas terkemuka di USA sebagai buku pegangan pokok (text book) untuk mata kuliah Mekanika Tanah tingkat Undergraduate, setara S-1 di Indonesia. Buku ini dianggap relatif lebih baik daripada buku-buku pegangan untuk Undergraduate yang lain karena buku ini menyajikan hal-hal mekanika tanah secara lebih lengkap tetapi dengan sistematika penyajian yang sederhana dan tidak terlalu bertele-tele dalam penulisan teorinya. Mahasiswa dengan mudah dapat mengikuti buku ini, terutama bagi mereka yang baru pertama kali mengenal Mekanika Tanah.

Buku asli karangan Braja M. Das ini terdiri atas 13 bab, dan di USA buku ini merupakan bahan kuliah yang lengkap selama satu semester untuk mata kuliah Mekanika Tanah Dasar. Akan tetapi untuk Indonesia karena sistematika pengajaran dan bobot kredit yang berbeda, mata kuliah Mekanika Tanah Dasar harus dibagi menjadi dua semester yaitu Mekanika Tanah I dan II. Oleh sebab itu dianggap perlu untuk membagi terjemahan dari buku ini menjadi dua buku (Jilid I dan II). Juga dengan menjadikannya dua jilid, masing-masing buku dapat dibeli untuk semester yang bersangkutan, sehingga diharapkan dapat meringankan beban mahasiswa.

Garis besar isi dan urutan mata kuliah Mekanika Tanah di Indonesia telah diuraikan dalam buku KONSORSIUM TEKNOLOGI untuk TEKNIK SIPIL tahun 1981. Secara umum, isi mata kuliah tersebut, menurut konsorsium, adalah sama dengan isi buku ini hanya konsorsium tidak merinci lebih lanjut mana yang masuk Mekanika Tanah I dan mana yang Mekanika Tanah II. Untuk itu penerjemah sebagai pengajar di Fakultas Teknik Sipil & Perencanaan ITS (Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya) dalam hal ini mengikuti selabus dari Fakultas Teknik Sipil & Perencanaan ITS tahun 1984 yang merupakan penjabaran langsung dari konsorsium tersebut. Oleh sebab itu urutan bab-bab dalam buku terjemahan Jilid I dan II disesuaikan dengan isi dari buku selabus Fakultas Teknik Sipil & Perencanaan ITS. Perubahan urutan bab-babnya adalah sebagai berikut:

- a. Buku jilid I untuk mata kuliah Mekanika Tanah I, Bab 1 sampai 7 sama urutannya seperti Bab 1 sampai 7 pada buku aslinya. Bab 8 di buku terjemahan merupakan Bab 12 dari buku aslinya.
- b. Buku jilid II untuk mata kuliah Mekanika Tanah II, Bab 9 sampai 12 dari buku terjemahan adalah merupakan Bab 8 sampai 11 dari buku aslinya. Bab 13 sama dengan Bab 13 dari buku aslinya.

Harap diingat bahwa di samping mata kuliah Mekanika Tanah I dan II di Indonesia untuk kurikulum S-1 Teknik Sipil masih ada mata kuliah Teknik Pondasi yang tidak termasuk dalam mata kuliah mekanika tanah tersebut di atas. Diharapkan para pengajar Mekanika Tanah di Indonesia menyesuaikan bahan kuliah mereka sesuai dengan buku ini.

Terima kasih.—

Penerjemah

Surabaya, 17 Januari 1988

Ir. Noor Endah Mochtar M.Sc. Ph.D

Ir. Indrasurya B. Mochtar M.Sc. Ph.D

Daftar Isi

Bab 1

Tanah dan Batuan

1

- 1.1 Siklus Batuan dan Asal-usul Tanah 2

Partikel Tanah 7

- 1.2 Ukuran Partikel Tanah 7
- 1.3 Mineral Lempung 9
- 1.4 Berat Spesifik (G_s) 15
- 1.5 Analisis Mekanis dari Tanah 17
- 1.6 Ukuran Efektif, Koefisien Keseragaman, dan Koefisien Gradasi 23

Soal-soal 24

Notasi 26

Acuan 27

Acuan Pelengkap untuk Pelajaran Selanjutnya 28

Bab 2

Komposisi Tanah

29

- 2.1 Hubungan Volume – Berat 29
- 2.2 Hubungan antara Berat Volume (Unit Weight), Angka Pori (Void Ratio), Kadar Air (Moisture Content), dan Berat Spesifik 32
- 2.3 Hubungan antara Berat Volume, Porositas, dan Kadar Air 35
- 2.4 Kerapatan Relatif 36
- 2.5 Konsistensi Tanah 43
- 2.6 Aktivitas (Activity) 50
- 2.7 Bagan Plastisitas 52
- 2.8 Struktur Tanah 54

Soal-soal 59

Notasi 61

Acuan 62

Bab 3**Klasifikasi Tanah**

64

- 3.1 Klasifikasi Berdasarkan Tekstur 64
- 3.2 Klasifikasi Berdasarkan Pemakaian 66
- 3.3 Perbandingan antara Sistem AASHTO dengan Sistem Unified 74
- Soal-soal 76
- Notasi 78
- Acuan 78

Bab 4**Aliran Air dalam Tanah: Permeabilitas dan Rembesan**

79

- 4.1 Gradien Hidrolik 79
- 4.2 Hukum Darcy 81
- 4.3 Koefisien Rembesan 84
- 4.4 Penentuan Koefisien Rembesan di Laboratorium 85
- 4.5 Pengaruh Temperatur Air terhadap Harga k 87
- 4.6 Hubungan Empiris untuk Koefisien Rembesan 88
- 4.7 Rembesan Ekuivalen pada Tanah Berlapis-lapis 90
- 4.8 Uji Rembesan di Lapangan dengan cara Pemompaan dari Sumur 92
- 4.9 Koefisien Rembesan dari Lubang Auger 95
- 4.10 Persamaan Kontinuitas (Kesenantiasaan) 101
- 4.11 Jaringan Aliran 103
- 4.12 Tekanan ke Atas (Uplift Pressure) pada Dasar Bangunan Air 112
- 4.13 Gradien di Tempat Keluar dan Faktor Keamanan terhadap Boiling 113
- Soal-soal 113
- Notasi 118
- Acuan 119
- Acuan Pelengkap untuk Pelajaran Selanjutnya 119

Bab 5**Konsep Tegangan Efektif**

121

- 5.1 Tegangan pada Tanah Jenuh Air tanpa Rembesan 121
- 5.2 Tegangan pada Tanah Jenuh Air dengan Rembesan 124
- 5.3 Gaya Rembesan 130
- 5.4 Penggelembungan pada Tanah yang Disebabkan oleh Rembesan di Sekeliling Turap 132
- 5.5 Tegangan Efektif di Dalam Tanah Jenuh Sebagian 135
- 5.6 Kenaikan Air Kapiler di Dalam Tanah 136
- 5.7 Tegangan Efektif di Dalam Zona Kenaikan Air Kapiler 138
- Soal-soal 142
- Notasi 144
- Acuan 145
- Acuan Pelengkap untuk Pelajaran Selanjutnya 145

Bab 6

Tegangan-tegangan pada Suatu Massa Tanah

146

- 6.1 Tegangan Normal dan Tegangan Geser pada Sebuah Bidang 146
- 6.2 Metode Kutub untuk Menentukan Tegangan-tegangan pada Sebuah Bidang 150
- 6.3 Tegangan-tegangan yang Diakibatkan oleh Beban Terpusat 152
- 6.4 Tegangan Vertikal yang Diakibatkan oleh Beban Garis 153
- 6.5 Tegangan Vertikal yang Diakibatkan oleh Beban Lajur (Lebar Terbatas dan Panjang Takterhingga) 156
- 6.6 Tegangan Vertikal di Bawah Titik Pusat Beban Merata Berbentuk Lingkaran 160
- 6.7 Tegangan Vertikal yang Diakibatkan oleh Beban Berbentuk Empat Persegi Panjang 161
- 6.8 Diagram Pengaruh untuk Tegangan Vertikal 167
- 6.9 Uraian Umum 170
- Soal-soal 171
- Notasi 174
- Acuan 175
- Acuan Pelengkap untuk Pelajaran Selanjutnya 176

Bab 7

Kemampumampatan Tanah

177

- 7.1 Dasar-dasar Konsolidasi 177
- 7.2 Uji Konsolidasi Satu Dimensi di Laboratorium 183
- 7.3 Grafik Angka Pori – Tekanan 184
- 7.4 Lempung yang Terkonsolidasi secara Normal (Normally Consolidated) dan Terlalu Terkonsolidasi (Overconsolidated) 187
- 7.5 Pengaruh Kerusakan Struktur Tanah pada Hubungan antara Angka Pori dan Tekanan 189
- 7.6 Pengaruh Faktor-faktor Lain pada Hubungan antara e dan $\log p$ 192
- 7.7 Perhitungan Penurunan yang Disebabkan oleh Konsolidasi Primer Satu Dimensi 193
- 7.8 Indeks Pemampatan (Compression Index, C_c) 195
- 7.9 Indeks Pemuaihan (Swell Index, C_s) 196
- 7.10 Penurunan yang Diakibatkan oleh Konsolidasi Sekunder 200
- 7.11 Kecepatan Waktu Konsolidasi 203
- 7.12 Koefisien Konsolidasi 208
- 7.13 Perhitungan Penurunan Konsolidasi di Bawah Sebuah Pondasi 214
- Penurunan Segera (Immediate Settlement) 215
- 7.14 Pondasi Lentur dan Pondasi Kaku 215
- 7.15 Perhitungan Penurunan Segera Berdasarkan Teori Elastis 216
- 7.16 Penurunan Pondasi Total 218
- 7.17 Penurunan yang Disebabkan oleh Beban Awal Timbunan untuk Pembangunan Rumah Sakit Tanpa VA 220

Soal-soal	226
Notasi	231
Acuan	233
Acuan Pelengkap untuk Pelajaran Selanjutnya	233

Bab 8

Pemadatan Tanah

234

8.1	Pemadatan – Prinsip-prinsip Umum	234
8.2	Uji Proctor Standar (Standard Proctor Test)	235
8.3	Faktor-faktor yang Mempengaruhi Pemadatan	238
8.4	Uji Proctor Dimodifikasi	241
8.5	Spesifikasi ASTM dan AASHTO untuk Uji Pemadatan	243
8.6	Struktur dari Tanah Kohesif yang Dipadatkan	243
8.7	Pengaruh Pemadatan pada Sifat-sifat Tanah Berkohesi	244
8.8	Pemadatan di Lapangan	247
8.9	Spesifikasi untuk Pemadatan di Lapangan	253
8.10	Pemadatan Tanah Organik	255
8.11	Penentuan Berat Volume Akibat Pemadatan di Lapangan	257
8.12	Teknik-teknik Pemadatan Khusus	260

Soal-soal 268

Notasi 270

Acuan 271

Lampiran A

Faktor-faktor Konversi 272

A-1 Faktor Konversi dari Satuan Inggris ke Satuan SI 272

A-2 Faktor Konversi dari Satuan SI ke Satuan Inggris 273

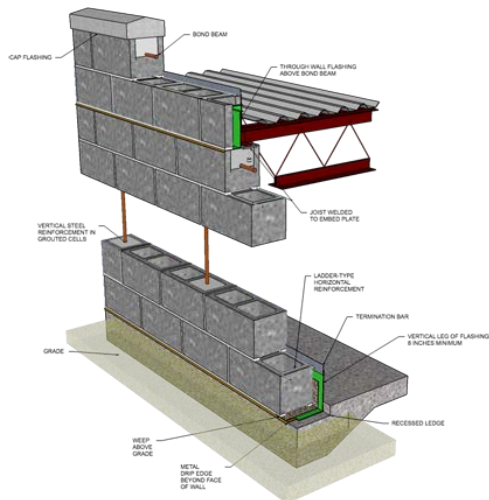
Lampiran B

Scanning Electron Micrograph untuk Kaolin dan Gambut 275

Acuan 227

Jawaban untuk Soal-soal Pilihan 278

Indeks 281



Tanah dan Batuan

Dalam pengertian teknik secara umum, *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 di antara partikel-partikel padat tersebut. Tanah berguna sebagai bahan bangunan pada berbagai macam pekerjaan teknik sipil, di samping itu tanah berfungsi juga sebagai pendukung pondasi dari bangunan. Jadi seorang ahli teknik sipil harus juga mempelajari sifat-sifat dasar dari tanah, seperti asal usulnya, penyebaran ukuran butiran, kemampuan mengalirkan air, sifat pemampatan bila dibebani (compressibility), kekuatan geser, kapasitas daya dukung terhadap beban, dan lain-lain. Ilmu *Mekanika Tanah* (Soil Mechanics) adalah cabang dari ilmu pengetahuan yang mempelajari sifat fisik dari tanah dan kelakuan massa tanah tersebut bila menerima bermacam-macam gaya. Ilmu *Rekayasa Tanah* (Soil Engineering) merupakan aplikasi dari prinsip-prinsip mekanika tanah dalam problema-problema praktisnya.

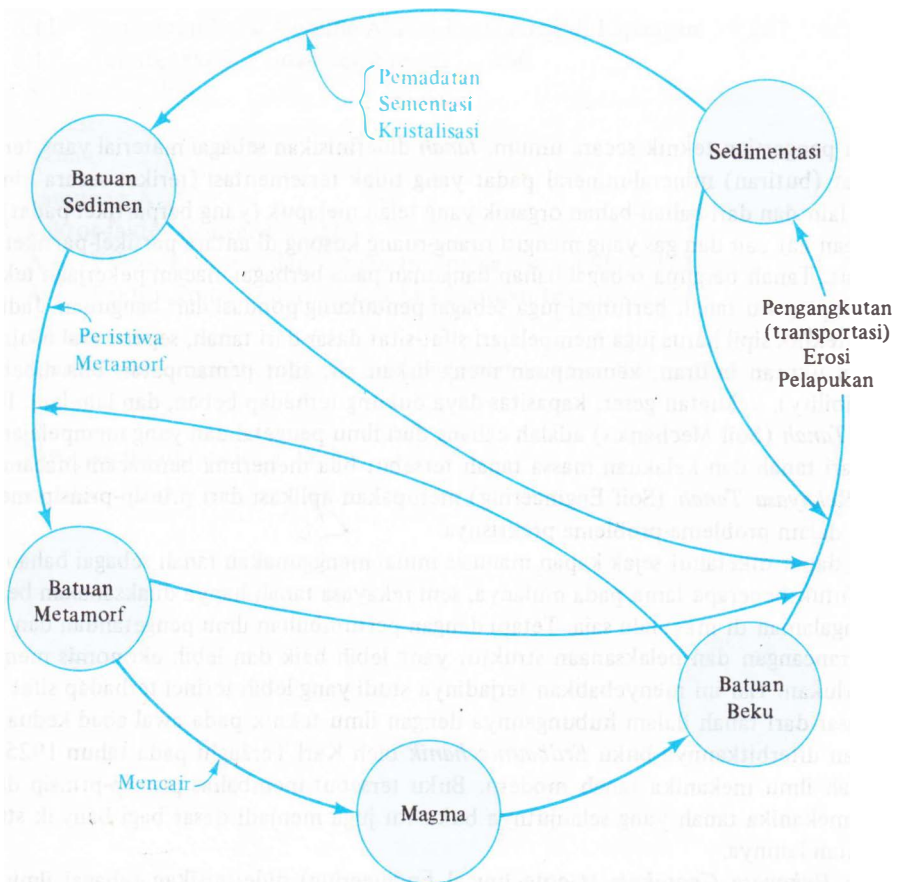
Tidak dapat diketahui sejak kapan manusia mulai menggunakan tanah sebagai bahan bangunan. Untuk beberapa lama pada mulanya, seni rekayasa tanah hanya dilaksanakan berdasarkan pengalaman di masa lalu saja. Tetapi dengan pertumbuhan ilmu pengetahuan dan teknologi, perancangan dan pelaksanaan struktur yang lebih baik dan lebih ekonomis menjadi lebih diperlukan. Hal ini menyebabkan terjadinya studi yang lebih terinci terhadap sifat dan kondisi dasar dari tanah dalam hubungannya dengan ilmu teknik pada awal abad kedua puluh. Dengan diterbitkannya buku *Erdbaumechanik* oleh Karl Terzaghi pada tahun 1925, lahirlah sudah ilmu mekanika tanah modern. Buku tersebut membahas prinsip-prinsip dasar dari ilmu mekanika tanah yang selanjutnya buku itu juga menjadi dasar bagi banyak studi-studi lanjutan lainnya.

Istilah *Rekayasa Geoteknis* (Geotechnical Engineering) didefinisikan sebagai ilmu pengetahuan dan pelaksanaan dari bagian teknik sipil yang menyangkut material-material alam yang terdapat pada (dan dekat dengan) permukaan bumi. Dalam arti umumnya, rekayasa geoteknik juga mengikutsertakan aplikasi dari prinsip-prinsip dasar mekanika tanah dan mekanika batuan dalam masalah-masalah perancangan pondasi.

Siklus Batuan dan Asal-usul Tanah

Butiran-butiran mineral yang membentuk bagian padat dari tanah merupakan hasil pelapukan dari batuan. Ukuran setiap butiran padat tersebut sangat bervariasi dan sifat-sifat fisik dari tanah banyak tergantung dari faktor-faktor ukuran, bentuk, dan komposisi kimia dari butiran. Untuk lebih jelasnya tentang faktor-faktor tersebut, harus lebih dikenal dahulu tipe-tipe dasar dari batuan yang membentuk kerak bumi, mineral-mineral yang membentuk batuan, dan proses pelapukan.

Berdasarkan asal-usulnya, batuan dapat dibagi menjadi tiga tipe dasar yaitu: *batuan beku* (Igneous rocks), *batuan sedimen* (sedimentary rock), dan *batuan metamorf* (metamorphic rocks). Pada Gambar 1.1 ditunjukkan diagram dari siklus kejadian beberapa tipe batuan tersebut berikut proses kejadiannya. Diagram tersebut disebut *siklus batuan*. Juga diberikan beberapa keterangan singkat untuk tiap-tiap elemen dari siklus batuan

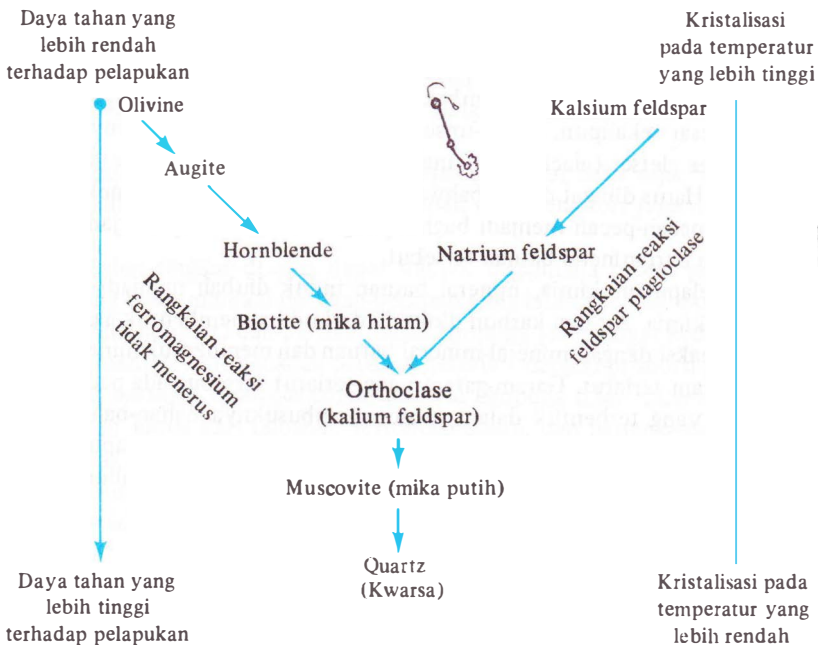


Gambar 1.1. Siklus batuan.

Batuan Beku

Batuan beku terbentuk dari membekunya *magma* cair yang terdesak ke bagian yang dalam sekali pada mantel bumi). Sesudah tersembul ke permukaan melewati *kahan-rekahan pada kulit bumi* (fissure eruption) atau melalui *gunung berap* (volcanic eruption), sebagian dari magma cair tersebut mendingin di permukaan bumi dan membatu. Kadang-kadang magma tersebut berhenti bergerak sebelum sampai ke permukaan bumi dan mendingin di dalam kulit bumi dan membentuk batuan beku dalam atau *plutonic rocks* (disebut juga *intrusive rocks*). Batuan beku dalam yang telah terbentuk tersebut pada suatu saat dapat "timbul" ke permukaan bumi karena adanya proses erosi yang terus menerus terhadap lapisan batuan dan tanah yang terletak di atas batuan beku dalam tersebut.

Jenis batuan beku yang terbentuk karena mendinginnya magma tergantung pada beberapa faktor seperti komposisi dari magma dan kecepatan mendinginnya magma tersebut. Setelah melakukan beberapa penyelidikan laboratorium, Bowen (1922) berhasil menerangkan hubungan antara kecepatan mendingin dari magma dengan pembentukan bermacam-macam tipe batuan. Keterangan ini dikenal dengan *Prinsip Reaksi Bowen* – menggambarkan urutan terbentuknya mineral batuan akibat mendinginnya magma. Pada cairan magma yang mendingin tersebut, ukuran kristal mineral berangsur-angsur membesar dan sebagian mengendap (pada suhu tinggi). Kristal batuan yang tetap tinggal dalam larutan magma cair kemudian bereaksi dengan kristal-kristal terlarut yang lain dan membentuk mineral baru pada temperatur yang lebih rendah. Proses ini berlangsung terus sampai seluruh massa batuan cair tersebut membeku menjadi padat. Bowen menggolongkan reaksi pembentukan tersebut menjadi dua group: (1) *rangkaian reaksi ferromagnesium tidak menerus* (discontinuous ferromagnesian reaction series), di mana mineral-mineral batuan yang terbentuk berlainan komposisi kimia dan struktur kristalnya; dan (2) *rangkaian reaksi feldspar plagioclase menerus* (continuous plagioclase feldspar reaction series), di mana mineral batuan yang terbentuk mempunyai komposisi mineral yang berbeda tetapi mempunyai struktur kristal yang sama.



Gambar 1.2. Rangkaian reaksi Bowen.

Tabel 1.1. Komposisi Mineral-mineral Batuan pada Rangkaian Reaksi Bowen.

Mineral	Komposisi
Olivine	(Mg, Fe) ₂ SiO ₄
Augite	Ca, Na (Mg, Fe, Al)(Al, Si ₂ O ₆)
Hornblende	Silikat ferromagnesium kompleks dari Ca, Na, Mg, Ti, and Al
Biotite (mika hitam)	K(Mg, Fe) ₃ AlSi ₃ O ₁₀ (OH) ₂
Plagioclase	kalsium feldspar
	natrium feldspar
Orthoclase (kalium feldspar)	Ca(Al ₂ Si ₂ O ₈) Na(AlSi ₃ O ₈)
Muscovite (mika putih)	K(AlSi ₃ O ₈)
Quartz (kwarsa)	KAl ₃ Si ₃ O ₁₀ (OH) ₂ SiO ₂

Gambar 1.2 menunjukkan rangkaian reaksi kimia Bowen. Komposisi kimia dari mineral-mineral ini diberikan dalam Tabel 1.1.

Jadi, tergantung dari proporsi mineral-mineral batuan yang ada pada magma cair pada mulanya tersebut, bermacam-macam tipe batuan beku dapat terbentuk. Granit, gabbro, dan basalt adalah beberapa dari jenis yang paling umum terdapat di alam. Tabel 1.2 menunjukkan komposisi umum dari beberapa batuan beku.

Pelapukan

Pelapukan adalah suatu proses terurainya batuan menjadi partikel-partikel yang lebih kecil akibat proses mekanis dan kimia.

Pelapukan mekanis dapat disebabkan oleh memuai dan menyusunya batuan akibat perubahan panas dan dingin yang terus-menerus (cuaca, matahari, dan lain-lain) yang akhirnya dapat menyebabkan hancurnya batuan tersebut sama sekali. Juga seringkali air meresap ke dalam pori batuan dan di antara celah-celah retak halus pada batuan. Bila temperatur udara turun di bawah titik beku, air tersebut menjadi es dan volumenya memuai. Tekanan yang terjadi karena proses memuai ketika membeku itu umumnya cukup besar untuk memecahkan batuan yang besar sekalipun. Unsur-unsur fisik lainnya yang juga menyebabkan pecahnya batuan adalah es gletser (glacier ice), angin, air yang mengalir di kali atau di sungai, dan gelombang air laut. Harus diingat di sini bahwa pada peristiwa pelapukan mekanis ini, batuan yang besar akan terpecah-pecah menjadi bagian yang kecil-kecil tanpa terjadi perubahan dalam komposisi kimia dari mineral batuan tersebut.

Pada proses pelapukan kimia, mineral batuan induk diubah menjadi mineral-mineral baru melalui reaksi kimia. Air dan karbon dioksida dari udara membentuk asam-asam karbon yang kemudian bereaksi dengan mineral-mineral batuan dan membentuk mineral-mineral baru ditambah garam-garam terlarut. Garam-garam yang terlarut tersebut ada pada air tanah, dan asam-asam organik yang terbentuk dalam proses membusuknya bahan-bahan organik juga menyebabkan terjadinya pelapukan kimia. Sebuah contoh untuk pelapukan kimia dari orthoclase dan membentuk mineral-mineral tanah lempung, silika, dan kalium karbonat adalah sebagai berikut:



Asam karbonat



Orthoclase

Silika

Kaolinite

(mineral lempung)

Tabel 1.2. Komposisi Beberapa Batuan Beku.

Nama batuan	Bentuk kejadiannya	Tekstur	Mineral yang dominan	Mineral yang kurang dominan
Granite	Intrusif	Kasar	Quartz, natrium feldspar, kalium feldspar	Biotite, muscovite, hornblende
Rhyolite	Ekstrusif	Halus		
Gabbro	Intrusif	Kasar	Plagioclase, pyroxines, olivine	Hornblende, biotite, magnetite
Basalt	Ekstrusif	Halus		
Diorite	Intrusif	Kasar	Plagioclase, hornblende	Biotite, pyroxenes, (biasanya tidak termasuk kwarsa)
Andesite	Ekstrusif	Halus		
Syenite	Intrusif	Kasar	Potassium feldspar	Natrium feldspar, biotite, hornblende
Trachyte	Ekstrusif	Halus		
Peridotite	Intrusif	Kasar	Olivine, pyroxenes	Oksida besi

Sebagian besar dari ion-ion potassium (atau kalium = K) yang terjadi akan terlarut dalam air sebagai potasium (kalium) karbonat dan kemudian akan dipakai oleh tumbuh-tumbuhan.

Pelapukan kimia dari feldspar plagioclase adalah sama dengan orthoclase, juga menghasilkan mineral-mineral tanah lempung, silika, dan berjenis-jenis garam terlarut. Mineral-mineral ferromagnesium juga membentuk beberapa produk terurai dari mineral lempung, silika, dan garam-garam terlarut. Sebagai tambahan, besi dan magnesium pada mineral-mineral ferromagnesium juga membentuk mineral-mineral produk kimiawi akhir seperti hematite dan limonite. Quartz (kwarsa) merupakan produk yang sangat tahan terhadap pelapukan dan hanya dapat larut sedikit sekali dalam air. Gambar 1.2 juga menunjukkan derajat kemudahan mineral-mineral batuan terhadap pelapukan. Mineral-mineral yang terbentuk pada temperatur yang lebih tinggi pada rangkaian reaksi Bowen mempunyai daya tahan yang lebih kecil terhadap pelapukan daripada mineral-mineral yang terbentuk pada suhu yang lebih rendah (Gambar 1.2).

Proses pelapukan tersebut tidak terbatas pada batuan beku saja. Sebagaimana terlihat pada siklus batuan (Gambar 1.1), batuan sedimen dan metamorf juga melapuk dengan cara yang sama.

Jadi dari uraian singkat di atas dapat dilihat, bagaimana proses pelapukan mengubah batuan padat yang besar menjadi pecahan-pecahan yang lebih kecil berukuran berkisar antara ukuran batu besar (boulder) dan partikel tanah lempung yang sangat kecil. Agregat (butiran) yang tidak tersementasi dari pecahan-pecahan tersebut dengan proporsi yang bermacam-macam membentuk beragam tipe-tipe tanah. Mineral lempung (clay mineral), yang merupakan produk pelapukan kimia dari feldspar, ferromagnesium, dan berjenis-jenis mika, adalah mineral-mineral yang membentuk sifat-sifat plastis dari tanah. Ada tiga tipe utama mineral tanah lempung yaitu: (1) *kaolinite*, (2) *illite*, dan (3) *montmorillonite*. Mineral-mineral tersebut akan dibahas lebih lanjut pada bab ini.

Transportasi dari Produk-produk Pelapukan

Produk-produk dari pelapukan dapat tetap tinggal di suatu tempat atau terbawa ke tempat lain oleh unsur-unsur pembawa seperti es, air, angin, dan gravitasi.

Tanah-tanah yang terjadi oleh penumpukan produk-produk pelapukan hanya di tempat asalnya saja disebut *tanah residual*. Sifat yang penting dari tanah residual adalah gradasi

ukuran butirannya. Butiran yang lebih halus umumnya terdapat di permukaan, dan ukuran butiran biasanya semakin besar dengan semakin dalamnya dari permukaan. Pada kedalaman yang besar sekali, fragmen batuan yang bersudut runcing-runcing mungkin juga dapat dijumpai.

Tanah-tanah yang terbawa ke tempat lain dapat diklasifikasikan menjadi beberapa kelompok, tergantung dari jenis pembawa dan cara pengendapan (deposisi)-nya di tempat yang baru, sebagai berikut:

- a. *Tanah glacial* – terbentuk karena transportasi dan deposisi oleh gletser (sungai es)
- b. *Tanah alluvial* – terbentuk karena terangkut oleh air yang mengalir dan terdeposisi di sepanjang aliran (sungai).
- c. *Tanah lacustrine* – terbentuk karena deposisi di danau-danau yang tenang.
- d. *Tanah marine* – terbentuk karena deposisi di laut.
- e. *Tanah aeolian* – terbentuk karena terangkut dan terdeposisi oleh angin.
- f. *Tanah colluvial* – terbentuk oleh pergerakan tanah dari tempat asalnya karena gravitasi seperti yang terjadi pada saat tanah longsor.

Batuan Sedimen

Deposit-deposit dari tanah kerikil, pasir, lanau, dan lempung hasil pelapukan dapat menjadi lebih padat karena adanya tekanan lapisan tanah di atasnya dan adanya proses sementasi antar butiran oleh unsur-unsur sementasi seperti oksida besi, kalsit, dolomite, dan quartz. Unsur-unsur sementasi tersebut biasanya terbawa dalam larutan air tanah. Unsur-unsur tersebut mengisi ruang-ruang di antara butiran dan kemudian membentuk batuan sedimen. Batuan yang terbentuk dengan cara ini disebut *batuan sedimen detrital*. Conglomerate, breccia, sandstone, mudstone, dan shale adalah beberapa contoh dari tipe batuan sedimen detrital tersebut.

Batuan sedimen dapat juga terbentuk melalui proses kimia, dan batuan yang terjadi karena cara ini diklasifikasikan sebagai *batuan sedimen kimia*. Batu kapur (limestone), gamping, dolomite, gipsum, anhydrite, dan lain-lainnya termasuk dalam golongan ini. Batu kapur (limestone) terbentuk terutama oleh kalsium karbonat yang berasal dari senyawa kalsit (calcite) yang mengendap karena kegiatan organisme (di lautan) dan juga karena proses anorganik. Dolomite adalah kalsium-magnesium karbonat [$\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$]. Batuan dolomite ini dapat terbentuk dari deposisi kimia bahan campuran karbonat atau dapat juga dari reaksi antara magnesium di dalam air dengan batu kapur. Gipsum dan anhydrite adalah hasil dari penguapan air laut yang menghasilkan bahan endapan (terlarut) CaSO_4 . Kedua jenis batuan terakhir ini termasuk dalam jenis batuan yang dinamakan *evaporites* (hasil evaporasi = penguapan). Batuan garam (NaCl) adalah contoh lain dari sebuah evaporites yang berasal dari sedimentasi garam di laut yang menguap (mengering).

Batuan sedimen mungkin juga mengalami pelapukan dan membentuk tanah-tanah sedimen (endapan), atau terkena proses *peristiwa metamorf* dan berubah menjadi batuan metamorf.

Batuan Metamorf

Peristiwa metamorf adalah proses perubahan komposisi dan tekstur dari batuan akibat panas dan tekanan tanpa pernah menjadi cair. Dalam peristiwa metamorf, mineral-mineral baru terbentuk; dan butir-butir mineralnya terkena geseran yang kemudian membentuk tekstur batu metamorf yang berlapis-lapis. Granit, diorite, dan gabbro berubah menjadi gneiss pada peristiwa metamorf tingkat tinggi. Shales dan mudstone berubah menjadi slates dan phyllites pada peristiwa metamorf tingkat rendah. Schist adalah sejenis batuan metamorf

yang mempunyai tekstur berlapis-lapis dan dapat dilihat pula pada teksturnya ada bentuk-bentuk kepingan atau lempengan-lempengan dari mineral mika.

Batu pualam (marmer) terbentuk dari batuan calcite dan dolomite yang mengalami proses kristalisasi ulang. Butiran mineral pada marmer umumnya lebih besar daripada yang terdapat pada batuan induknya.

Quartzite adalah sejenis batuan metamorf yang terbentuk dari sandstone yang kaya akan mineral quartz. Bahan silika kemudian memasuki pori-pori batuan dan ruang-ruang di antara butiran pasir dan quartz, dan menjadi unsur-unsur sementasi antar butiran. Quartzite adalah salah satu dari batuan yang sangat keras.

Pada tekanan dan panas yang besar sekali, batuan metamorf mungkin mencair menjadi magma dan siklus batuan berulang kembali.

Partikel Tanah

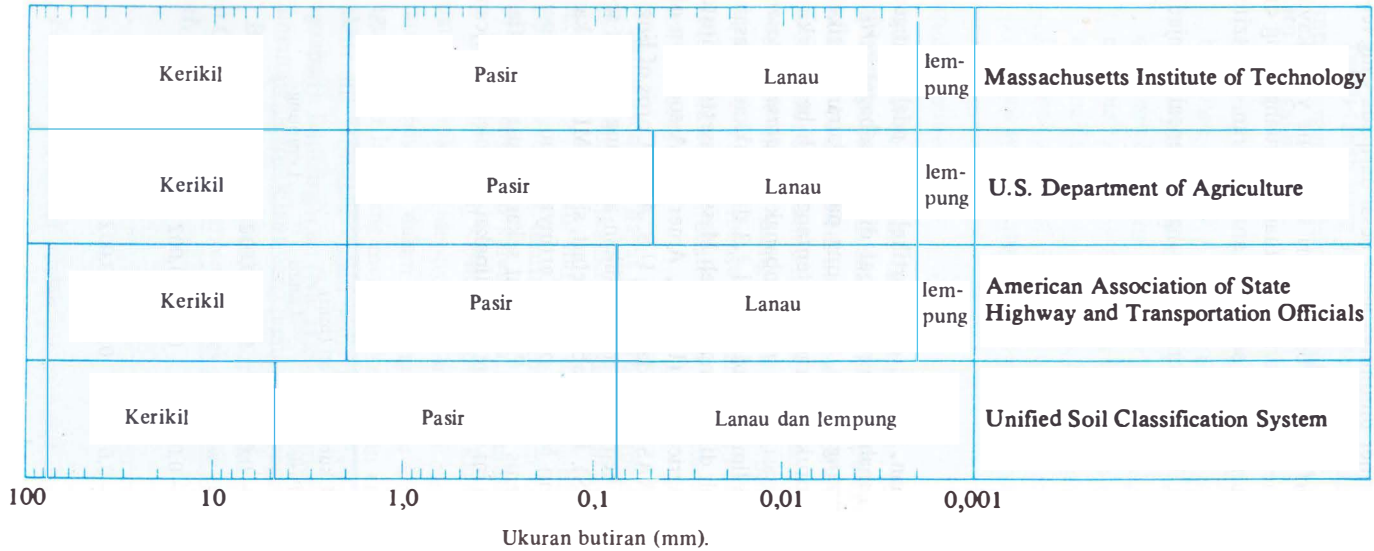
1.2

Ukuran Partikel Tanah

Sebagaimana telah dibahas di bagian depan, ukuran dari partikel tanah adalah sangat beragam dengan variasi yang cukup besar. Tanah umumnya dapat disebut sebagai *kerikil* (gravel), *pasir* (sand), *lanau* (silt), atau *lempung* (clay), tergantung pada ukuran partikel yang paling dominan pada tanah tersebut. Untuk menerangkan tentang tanah berdasarkan ukuran-ukuran partikelnya, beberapa organisasi telah mengembangkan *batasan-batasan ukuran golongan jenis tanah* (soil-separate-size limits). Pada Tabel 1.3 ditunjukkan batasan-batasan ukuran golongan jenis tanah yang telah dikembangkan oleh Massachusetts Institute of Technology (MIT), U.S. Department of Agriculture (USDA), American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) dan oleh U.S. Army Corps of Engineers dan U.S. Bureau of Reclamation yang kemudian menghasilkan apa yang disebut sebagai Unified Soil Classification System (USCS). Pada Tabel tersebut, sistem MIT diberikan hanya untuk keterangan tambahan saja. Sistem MIT ini penting artinya dalam sejarah perkembangan sistem batasan ukuran golongan jenis tanah. Pada saat sekarang, sistem Unified (USCS) telah diterima di seluruh dunia. Sistem ini sekarang telah dipakai pula oleh American

Tabel 1.3. Batasan-batasan Ukuran Golongan Tanah.

Nama golongan	Kerikil	Ukuran butiran (mm)		
		Pasir	Lanau	Lempung
Massachusetts Institute of Technology (MIT)	>2	2 – 0,06	0,06 – 0,002	<0,002
U. S. Department of Agriculture (USDA)	>2	2 – 0,05	0,05 – 0,002	<0,002
American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)	76,2 – 2	2 – 0,075	0,075 – 0,002	<0,002
Unified Soil Classification System (U.S. Army Corps of Engineers, U.S. Bureau of Reclamation)	76,2 – 4,75	4,75 – 0,075		Halus (yaitu lanau dan lempung) < 0,0075.



Gambar 1.3. Batasan-batasan ukuran golongan tanah menurut beberapa sistem.

Society of Testing and Materials (ASTM). Gambar 1.3 menunjukkan batasan-batasan ukuran dalam bentuk grafik.

Kerikil (gravels) adalah kepingan-kepingan dari batuan yang kadang-kadang juga mengandung partikel-partikel mineral quartz, feldspar, dan mineral-mineral lain.

Pasir (sand) sebagian besar terdiri dari mineral quartz dan feldspar. Butiran dari mineral yang lain mungkin juga masih ada pada golongan ini.

Lanau (silts) sebagian besar merupakan fraksi mikroskopis (berukuran sangat kecil) dari tanah yang terdiri dari butiran-butiran quartz yang sangat halus, dan sejumlah partikel berbentuk lempengan-lempengan pipih yang merupakan pecahan dari mineral-mineral mika.

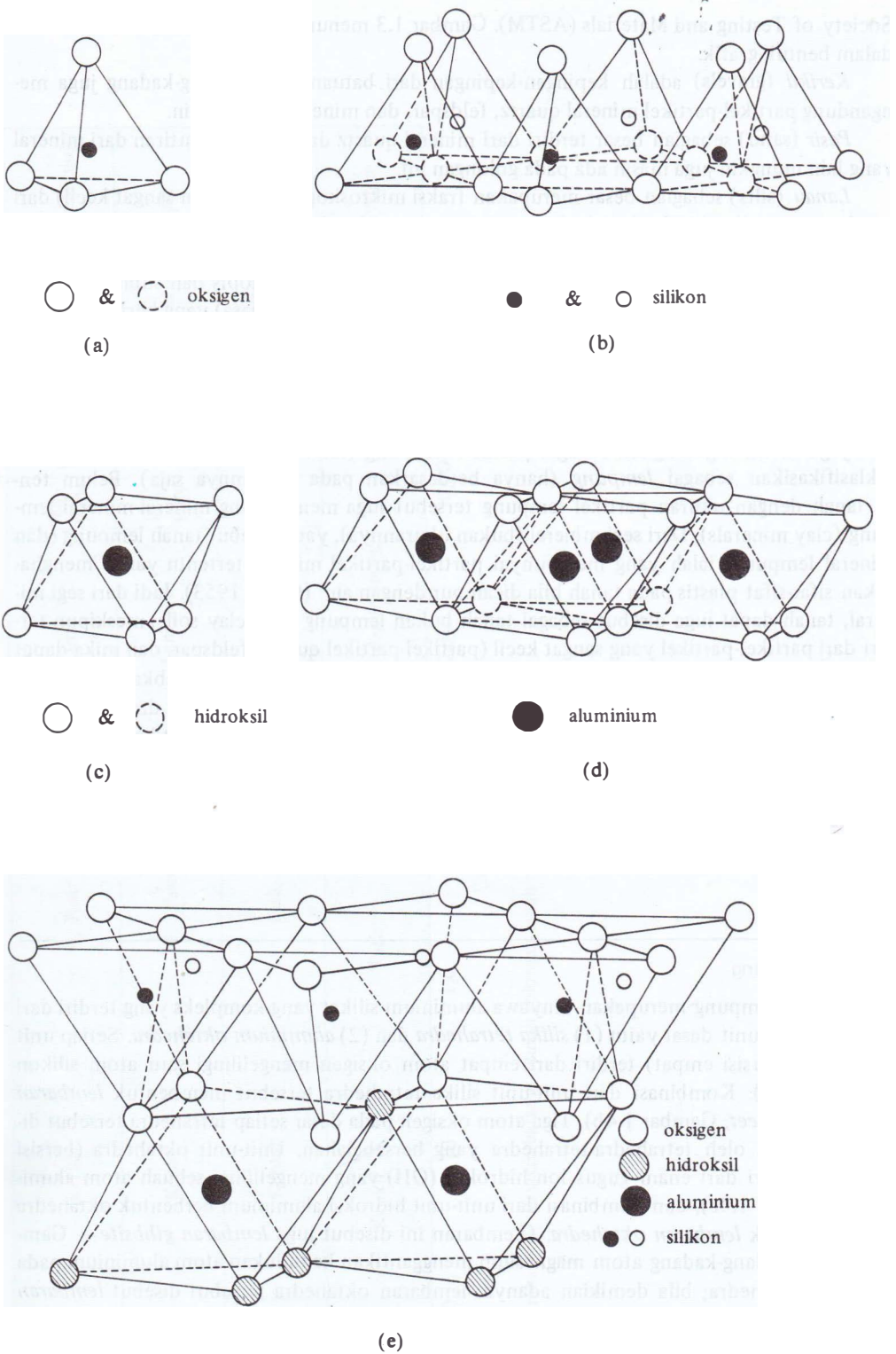
Lempung (clays) sebagian besar terdiri dari partikel mikroskopis dan submikroskopis (tidak dapat dilihat dengan jelas bila hanya dengan mikroskopis biasa) yang berbentuk lempengan-lempengan pipih dan merupakan partikel-partikel dari mika, mineral-mineral lempung (clay minerals), dan mineral-mineral yang sangat halus lain. Pada Tabel 1.3, lempung didefinisikan sebagai golongan partikel yang berukuran kurang dari 0,002 mm (= 2 mikron). Namun demikian, di beberapa kasus, partikel berukuran antara 0,002 mm sampai 0,005 mm juga masih digolongkan sebagai partikel lempung (lihat ASTM D-653). Di sini tanah diklasifikasikan sebagai *lempung* (hanya berdasarkan pada ukurannya saja). Belum tentu tanah dengan ukuran partikel lempung tersebut juga mengandung mineral-mineral lempung (clay minerals). Dari segi mineral (bukan ukurannya), yang disebut tanah lempung (dan mineral lempung) ialah yang mempunyai partikel-partikel mineral tertentu yang "menghasilkan sifat-sifat plastis pada tanah bila dicampur dengan air" (Grim, 1953). Jadi dari segi mineral, tanah dapat juga disebut sebagai tanah bukan lempung (non-clay soils) meskipun terdiri dari partikel-partikel yang sangat kecil (partikel-partikel quartz, feldspar, dan mika dapat berukuran submikroskopis, tetapi umumnya mereka tidak dapat menyebabkan terjadinya sifat plastis dari tanah). Dari segi ukuran, partikel-partikel tersebut memang dapat digolongkan sebagai partikel lempung. Untuk itu, akan lebih tepat bila partikel-partikel tanah yang berukuran lebih kecil dari 2 mikron (= 2 μ), atau < 5 mikron menurut sistem klasifikasi yang lain, disebut saja sebagai partikel berukuran lempung daripada disebut sebagai lempung saja. Partikel-partikel dari mineral lempung umumnya berukuran koloid (< 1 μ) dan ukuran 2 μ merupakan batas atas (paling besar) dari ukuran partikel mineral lempung.

1.3

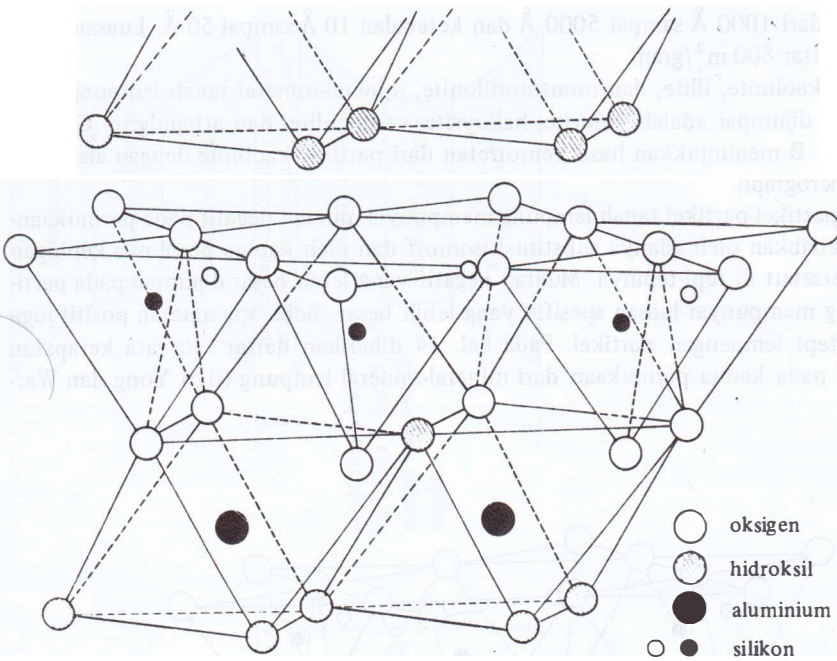
Mineral Lempung

Mineral lempung merupakan senyawa aluminium silikat yang kompleks yang terdiri dari satu atau dua unit dasar yaitu (1) *silika tetrahedra* dan (2) *aluminium oktahedra*. Setiap unit tetrahedra (bersisi empat) terdiri dari empat atom oksigen mengelilingi satu atom silikon (Gambar 1.4a). Kombinasi dari unit-unit silika tetrahedra tersebut membentuk *lembaran silika* (*silica sheet*, Gambar 1.4b). Tiga atom oksigen pada dasar setiap tetrahedra tersebut dipakai bersama oleh tetrahedra-tetrahedra yang bersebelahan. Unit-unit oktahedra (bersisi delapan) terdiri dari enam gugus ion hidroksil (OH) yang mengelilingi sebuah atom aluminium (Gambar 1.4c), dan kombinasi dari unit-unit hidroksi aluminium berbentuk oktahedra itu membentuk *lembaran oktahedra*. (Lembaran ini disebut juga *lembaran gibbsite* – Gambar 1.4d.) Kadang-kadang atom magnesium menggantikan kedudukan atom aluminium pada unit-unit oktahedra; bila demikian adanya, lembaran oktahedra tersebut disebut *lembaran brucite*.

Padamula sebuah lembaran silika, setiap atom silikon yang bermuatan positif dan bervalensi empat dihubungkan dengan empat atom oksigen yang bermuatan negatif dengan valensi total delapan. Tetapi setiap atom oksigen pada dasar tetrahedra itu dihubungkan dengan dua atom silikon lainnya. Ini berarti bahwa atom-atom oksigen di sebelah atas dari unit-unit tetrahedra



Gambar 1.4. (a) Silika tetrahedra; (b) lembaran silika; (c) aluminium oktahedra; (d) lembaran oktahedra (gibbsite); (e) lembaran elemen silika – gibbsite.



Gambar 1.5. Struktur atom dari kaolinite (menurut Grim, 1959).

mempunyai kelebihan valensi (negatif) sebesar satu dan harus diseimbangkan. Bila lembaran silika itu ditumpuk di atas lembaran oktahedra seperti terlihat pada Gambar 1.4e, atom-atom oksigen tersebut akan menggantikan posisi ion hidroksil pada oktahedra untuk memenuhi keseimbangan muatan mereka.

Mineral kaolinite terdiri dari tumpukan lapisan-lapisan dasar lembaran-lembaran kombinasi silika-gibbsite seperti terlihat pada Gambar 1.5 dan 1.7a. Setiap lapisan dasar itu mempunyai tebal kira-kira $7,2 \text{ \AA}$ ($1 \text{ \AA} = 10^{-10} \text{ m}$). Tumpukan lapisan-lapisan tersebut diikat oleh ikatan hidrogen (hydrogen bonding). Mineral kaolinite berujud seperti lempengan-lempengan tipis, masing-masing dengan diameter kira-kira 1000 \AA sampai 20.000 \AA dan ketebalan dari 100 \AA sampai 1000 \AA . Luas permukaan partikel kaolinite per unit massa adalah kira-kira $15 \text{ m}^2/\text{gram}$. Luas permukaan per unit massa ini didefinisikan sebagai *luasan spesifik* (specific surface).

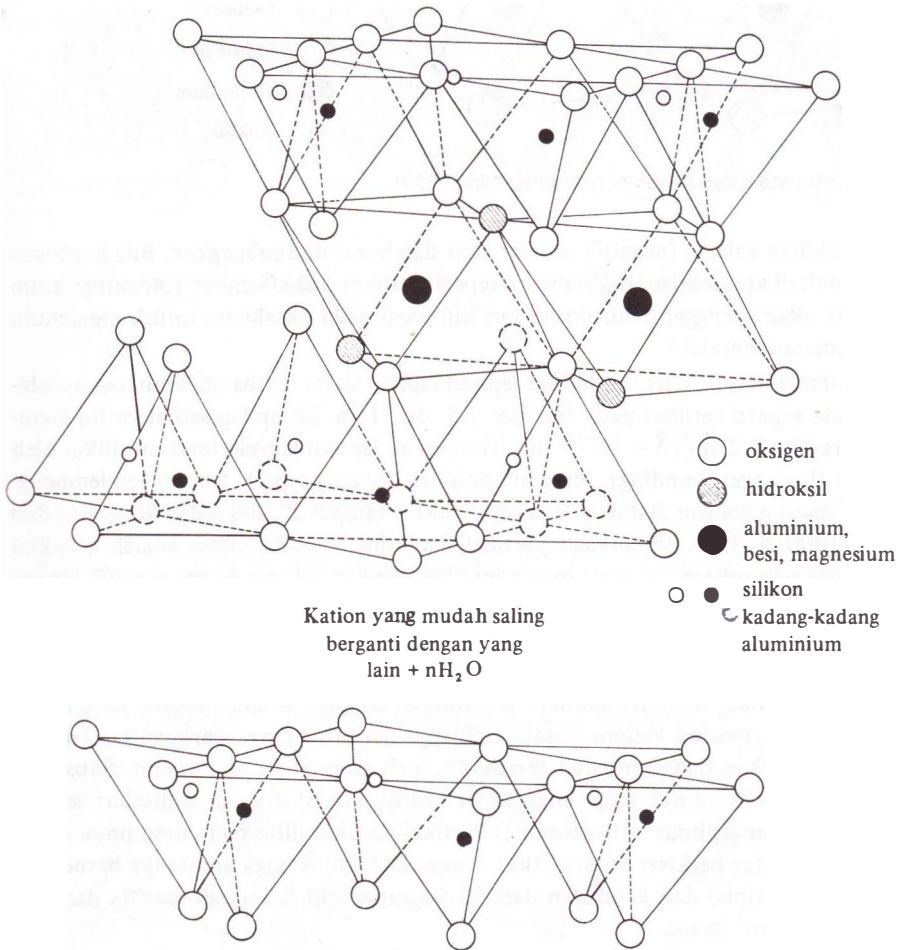
Illite terdiri dari sebuah lembaran gibbsite yang diapit oleh dua lembaran silika seperti pada Gambar 1.7b. Illite ini kadang-kadang juga disebut *mika lempung*. Lapisan-lapisan illite terikat satu sama lain oleh ion-ion kalium (= K = ion potassium). Muatan negatif yang diperlukan untuk mengikat ion-ion kalium tersebut didapat dengan adanya penggantian (substitusi) sebagian atom silikon pada lembaran tetrahedra oleh atom-atom aluminium. Substitusi dari sebuah elemen oleh lainnya tanpa mengubah bentuk kristal utamanya disebut sebagai *substitusi isomorf* (isomorphous substitution). Partikel-partikel illite pada umumnya mempunyai dimensi mendatar berkisar antara 1000 \AA sampai 5000 \AA (juga umumnya berbentuk lempengan-lempengan tipis) dan ketebalan dari 50 \AA sampai 500 \AA . Luasan spesifik dari partikel adalah sekitar $80 \text{ m}^2/\text{gram}$.

Mineral-mineral montmorillonite mempunyai bentuk struktur yang sama dengan illite — yaitu satu lembaran gibbsite diapit oleh dua lembaran silika (Gambar 1.6 dan 1.7c). Pada montmorillonite terjadi substitusi isomorf antara atom-atom magnesium dan besi menggantikan sebagian atom-atom ion kalium seperti pada illite, dan sejumlah besar molekul tertarik kepada ruangan di antara lapisan-lapisan tersebut. Partikel montmorillonite mempunyai di-

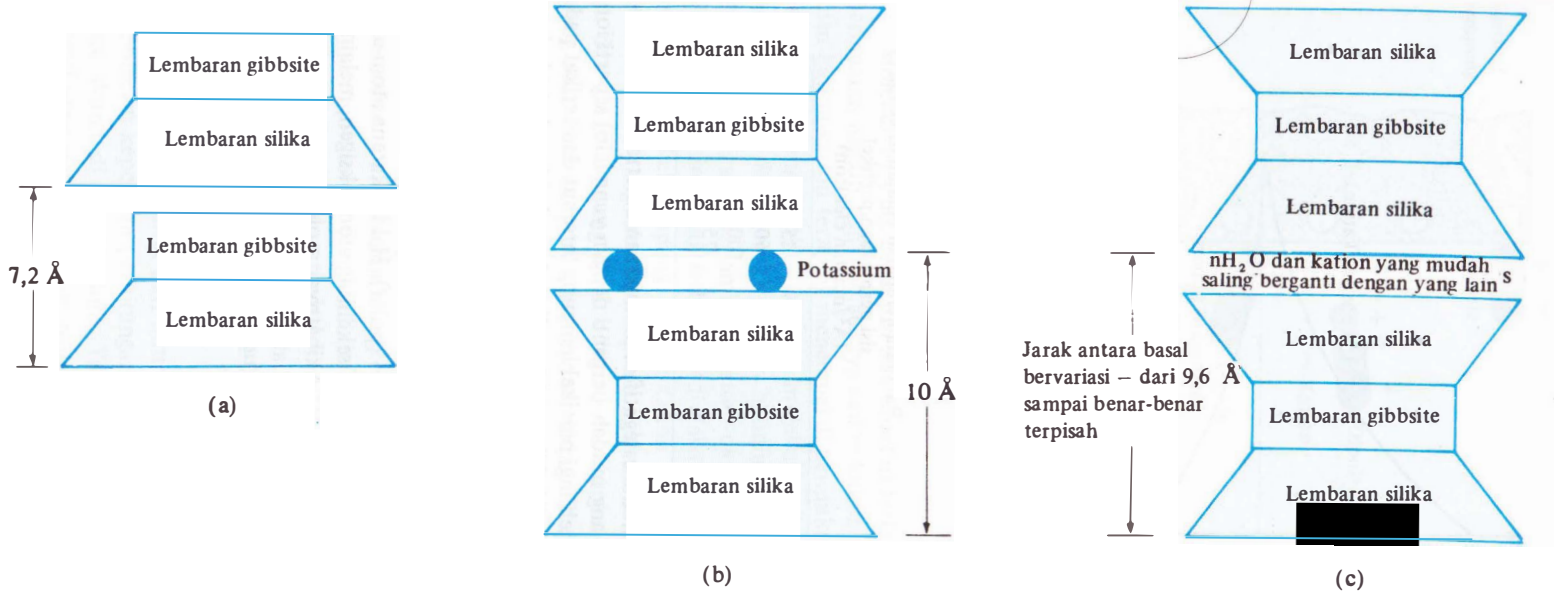
mensi mendarat dari 1000 Å sampai 5000 Å dan ketebalan 10 Å sampai 50 Å. Luasan spesifiknya adalah sekitar 800 m²/gram.

Di samping kaolinite, illite, dan montmorillonite, mineral-mineral tanah lempung yang lain yang umum dijumpai adalah chlorite, halloysite, vermiculite, dan attapulgite. Gambar B.1 di Lampiran B menunjukkan hasil pemotretan dari partikel kaolinite dengan alat scanning electron micrograph.

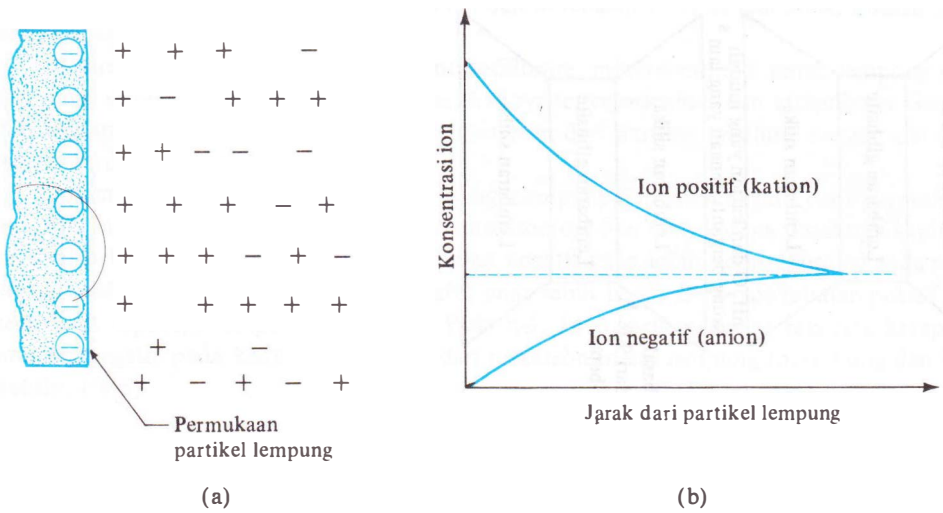
Umumnya partikel-partikel tanah lempung mempunyai muatan negatif pada permukaannya. Hal ini disebabkan oleh adanya substitusi isomorf dan oleh karena pecahnya kepingan partikel pelat tersebut di tepi-tepinya. Muatan negatif yang lebih besar dijumpai pada partikel-partikel yang mempunyai luasan spesifik yang lebih besar. Beberapa muatan positif juga terjadi di tepi-tepi lempengan partikel. Pada hal. 14 diberikan daftar rata-rata kerapatan muat negatif pada kedua permukaan dari mineral-mineral lempung (dari Yong dan Warkentin, 1966).



Gambar 1.6. Struktur atom dari montmorillonite (menurut Grim, 1959).



Gambar 1.7. Gambar struktur: (a) kaolinite; (b) illite; (c) montmorillonite.

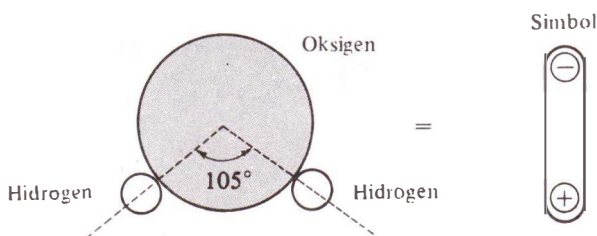


Gambar 1.8. Lapisan ganda terdifusi.

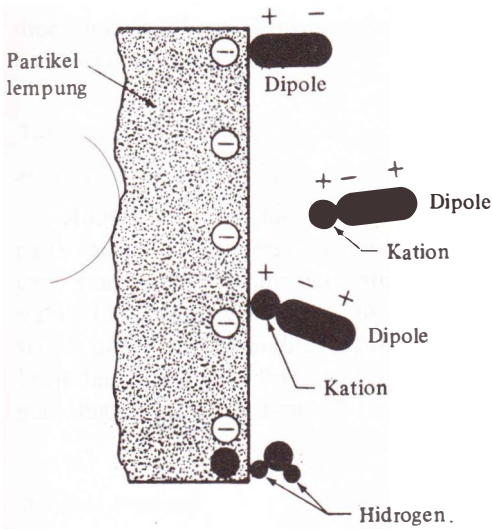
Mineral Lempung	Rata-rata kerapatan muatan di kedua sisi permukaan partikel ($\text{\AA}^2/\text{muatan elektron}$)
Kaolinite	25
Mika lempung dan chlorite	50
Montmorillonite	100
Vermiculite	75

Pada lempung-lempung yang kering, muatan negatif di permukaan dinetralkan oleh adanya exchangeable cations (ion-ion positif yang mudah berganti dengan yang lain) seperti ion-ion Ca^{++} , Mg^{++} , Na^+ , dan K^+ yang mengelilingi partikel lempung tersebut dan terikat pada partikel oleh gaya tarik menarik elektrostatis. Bila air kemudian ditambahkan kepada lempung tersebut, kation-kation tersebut dan sejumlah kecil anion-anion (ion bermuatan negatif) akan berenang di antara partikel-partikel itu. Keadaan ini disebut sebagai *lapisan ganda terdifusi* (diffuse double layer) seperti pada Gambar 1.8a. Konsentrasi kation pada larutan akan berkurang bila jaraknya dari permukaan partikel makin jauh (Gambar 1.8b).

Molekul-molekul air (H_2O) membentuk kutub-kutub (polar). Hal ini karena atom-atom hidrogen pada molekul air tidak tersusun secara simetris sekeliling atom oksigen, melainkan membentuk sudut ikatan sebesar 105° (Gambar 1.9). Akibatnya, molekul-molekul air berkelakuan seperti batang-batang kecil yang mempunyai muatan positif di satu sisi dan muatan negatif di sisi yang lain. Hal ini disebut sebagai *berkutub dua* (dipole)



Gambar 1.9. Sifat berkutub dua (dipolar) dari air.



Gambar 1.10. Tarik-menarik molekul-molekul dipolar pada lapisan ganda terdifusi.

Molekul air yang berkutub dua tersebut tertarik oleh permukaan partikel lempung yang bermuatan negatif dan oleh adanya kation-kation dalam lapisan ganda (double layer). Kemudian kation-kation tersebut menempel di permukaan partikel yang bermuatan negatif. Mekanisme yang ketiga dari tertariknya molekul air ke permukaan partikel lempung ialah karena adanya *ikatan hidrogen* (hydrogen bonding), di mana setiap hidrogen-hidrogen atom pada molekul air dipakai bersama oleh atom oksigen pada permukaan partikel lempung. Sebagian dari kation-kation yang terhidrasi (di dalam air pori) juga tertarik untuk melekat pada permukaan partikel lempung. Kation-kation ini kemudian juga menarik molekul-molekul air berkutub dua yang lain. Semua kemungkinan-kemungkinan mekanisme tarik-menarik antara air dan tanah lempung dapat dilihat pada Gambar 1.10. Gaya tarik antara air dan tanah lempung akan berkurang bila jaraknya semakin jauh dari permukaan partikel-partikel. Semua air yang terikat pada permukaan partikel-partikel tanah lempung akibat gaya tarik menarik ini dikenal sebagai *air lapisan-ganda* (double-layer water). Bagian yang paling dalam dari air lapisan ganda tersebut, yang terikat dengan sangat kuatnya pada permukaan partikel, dinamai *air terserap* (adsorbed water). Air pada kondisi ini jauh lebih kental dari air-air bebas yang lain.

Gambar 1.11 menunjukkan kondisi air terserap dan air lapisan ganda pada partikel-partikel montmorillonite dan kaolinite. Arah orientasi dari air di sekeliling partikel tanah lempung juga menyebabkan timbulnya sifat-sifat plastis dari tanah lempung.

1.4

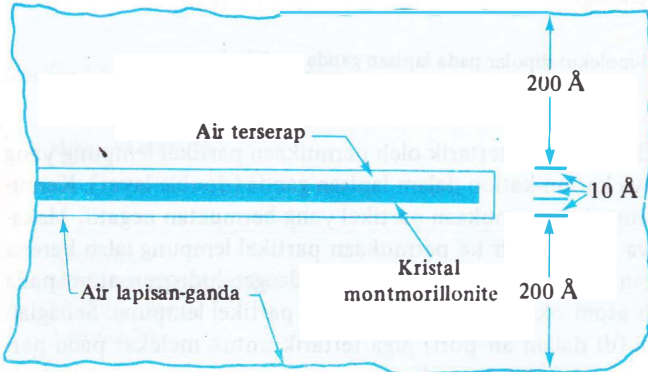
Berat Spesifik(G_s)*

Harga berat spesifik dari butiran tanah (bagian padat) sering dibutuhkan dalam bermacam-macam keperluan perhitungan dalam mekanika tanah. Harga-harga itu dapat ditentukan secara akurat di laboratorium. Tabel 1.4 menunjukkan harga-harga berat spesifik beberapa mineral yang umum terdapat pada tanah. Sebagian besar dari mineral-mineral tersebut mempunyai berat spesifik berkisar antara 2,6 sampai dengan 2,9. Berat spesifik dari bagian padat tanah pasir yang berwarna terang, umumnya sebagian besar terdiri dari quartz, dapat

*Disebut juga "Berat Jenis" (Specific Gravity).

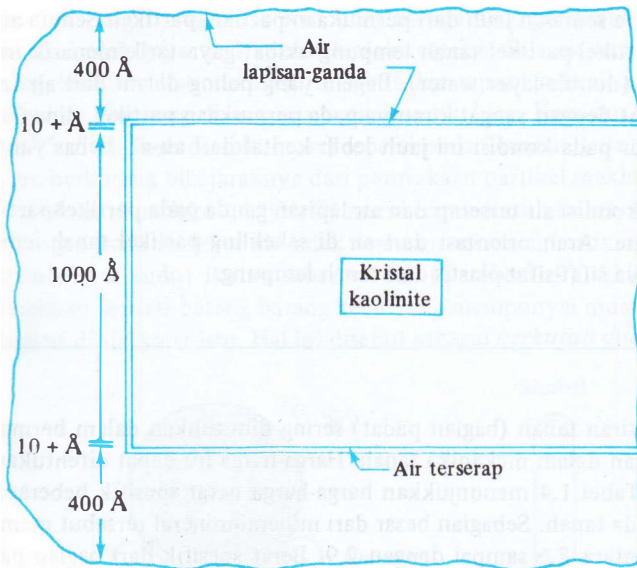
Tabel 1.4. Berat Spesifik Mineral-mineral Penting.

Mineral	Berat Spesifik G_s
Quartz (kwarsa)	2,65
Kaolinite	2,6
Illite	2,8
Montmorillonite	2,65-2,80
Halloysite	2,0-2,55
Potassium feldspar	2,57
Sodium and calcium feldspar	2,62-2,76
Chlorite	2,6-2,9
Biotite	2,8-3,2
Muscovite	2,76-3,1
Hornblende	3,0-3,47
Limonite	3,6-4,0
Olivine	3,27-3,37



Partikel montmorillonite, lebar 1000 Å dan tebal 10 Å

(a)



Partikel kaolinite, lebar 10.000 Å dan tebal 1000 Å

(b)

Gambar 1.11. Air dalam lempung (digambar lagi menurut Lambe, 1958).

diperkirakan sebesar 2,65; untuk tanah berlempung atau berlanau, harga tersebut berkisar antara 2,6 sampai 2,9.

1.5

Analisis Mekanis dari Tanah

Analisis mekanis dari tanah adalah penentuan variasi ukuran partikel-partikel yang ada pada tanah. Variasi tersebut dinyatakan dalam persentase dari berat kering total. Ada dua cara yang umum digunakan untuk mendapatkan distribusi ukuran-ukuran partikel tanah, yaitu: (1) *analisis ayakan** – untuk ukuran partikel-partikel berdiameter lebih besar dari 0,075 mm, dan (2) *analisis hidrometer* – untuk ukuran partikel-partikel berdiameter lebih kecil dari 0,075 mm. Prinsip dasar dari analisis ayakan dan hidrometer akan diterangkan secara singkat pada uraian-uraian berikut ini.

Analisis Ayakan*

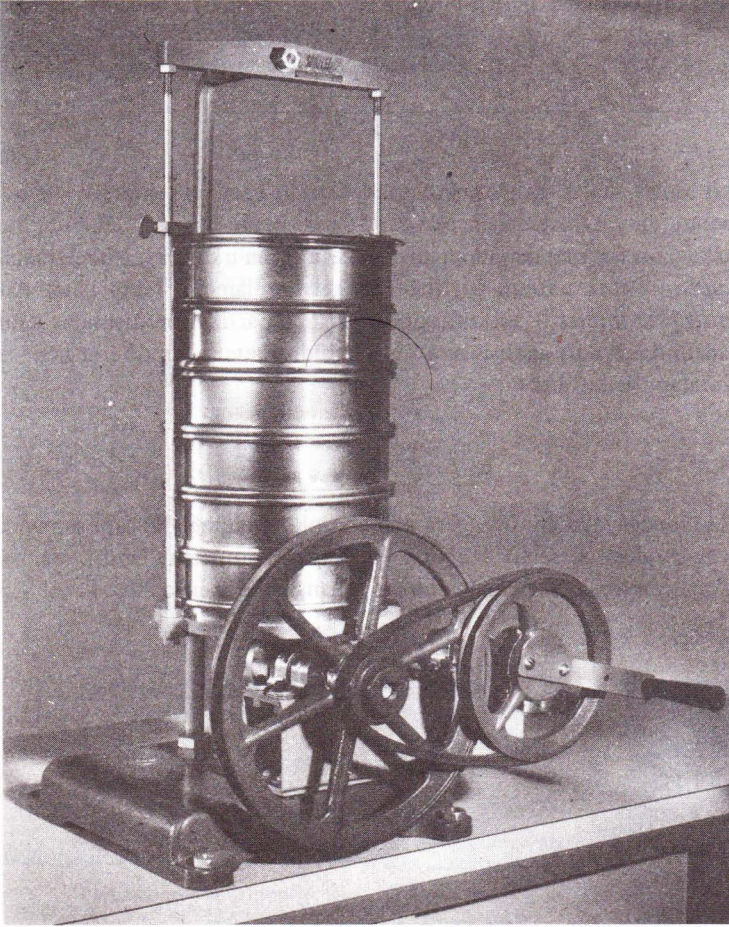
Analisis ayakan adalah mengayak dan menggetarkan contoh tanah melalui satu set ayakan di mana lubang-lubang ayakan tersebut makin kecil secara berurutan. Untuk standar ayakan di Amerika Serikat, nomor ayakan dan ukuran lubang diberikan dalam Tabel 1.5.

Tabel 1.5. Ukuran-ukuran Ayakan Standard di Amerika Serikat.

Ayakan No.	Lubang (mm)
4	4,750
6	3,350
8	2,360
10	2,000
16	1,180
20	0,850
30	0,600
40	0,425
50	0,300
60	0,250
80	0,180
100	0,150
140	0,106
170	0,088
200	0,075
270	0,053

Mula-mula contoh tanah dikeringkan lebih dahulu, kemudian semua gumpalan-gumpalan dipecah menjadi partikel-partikel yang lebih kecil lalu baru diayak dalam percobaan di laboratorium. Setelah cukup waktu untuk mengayak dengan cara getaran, massa tanah yang tertahan pada setiap ayakan ditimbang. Untuk menganalisis tanah-tanah kohesif, barangkali agak sukar untuk memecah gumpalan-gumpalan tanahnya menjadi partikel-partikel lepas yang berdiri sendiri. Untuk itu, tanah tersebut perlu dicampur dengan air sampai menjadi

* Biasa disebut juga "analisis saringan"



Gambar 1.12. Uji analisis ayakan (atas jasa Soiltest, Inc., Evanston, Illinois).

lumpur encer dan kemudian dibasuh seluruhnya melewati ayakan-ayakan tersebut. Bagian padat yang tertahan pada setiap ayakan dikumpulkan sendiri-sendiri. Kemudian masing-masing ayakan beserta tanahnya dikeringkan dalam oven, dan kemudian berat tanah kering tersebut ditimbang.

Hasil-hasil dari analisis ayakan biasanya dinyatakan dalam persentase dari berat total. Pada Tabel 1.6 diperlihatkan sebuah contoh perhitungan yang diperlukan dalam suatu analisis ayakan.

Analisis Hidrometer

Analisis hidrometer didasarkan pada prinsip sedimentasi (pengendapan) butir-butir tanah dalam air. Bila suatu contoh tanah dilarutkan dalam air, partikel-partikel tanah akan bergerak dengan kecepatan yang berbeda-beda tergantung pada bentuk, ukuran, dan beratnya. Untuk mudahnya, dapat dianggap bahwa semua partikel tanah itu berbentuk bola (bulat) dan kecepatan mengendap dari partikel-partikel tersebut dapat dinyatakan dalam hukum Stokes, yaitu:

$$v = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{18\eta} D^2 \quad (1.1)$$

Tabel 1.6. Analisis Ayakan (Massa Contoh Tanah Kering = 450 gram).

No. Ayakan (1)	Diameter mm (2)	Massa tanah yang tertahan pada tiap- tiap ayakan g (3)	Persentase tanah yang tertahan pada tiap-tiap ayakan* (4)	Persentase yang lolos† (5)
10	2,000	0	0	100,00
16	1,180	9,90	2,20	97,80
30	0,600	24,66	5,48	92,32
40	0,425	17,60	3,91	88,41
60	0,250	23,90	5,31	83,10
100	0,150	35,10	7,80	75,30
200	0,075	59,85	13,30	62,00
lengser	—	278,99	62,00	0

* Kolom 4 = (kolom 3)/(Massa tanah total) × 100

† Harga ini juga disebut sebagai persentase butiran yang lolos ayakan (percent finer).

di mana :

- v = kecepatan mengendap
- γ_s = berat volume partikel tanah
- γ_w = berat volume air
- η = kekentalan air
- D = diameter partikel tanah .

Jadi dari Persamaan (1.1)

$$D = \sqrt{\frac{18\eta v}{\gamma_s - \gamma_w}} = \sqrt{\frac{18\eta}{\gamma_s - \gamma_w}} \sqrt{\frac{L}{t}} \quad (1.2)$$

di mana :

$$\frac{\text{jarak}}{\text{waktu}} = \frac{L}{t}$$

Perhatikan bahwa

$$\gamma_s = G_s \gamma_w \quad (1.3)$$

Jadi, dengan mengkombinasikan Persamaan-persamaan (1.2) dan (1.3) maka:

$$D = \sqrt{\frac{18\eta}{(G_s - 1)\gamma_w}} \sqrt{\frac{L}{t}} \quad (1.4)$$

Bila satuan η adalah dalam gram detik/cm², γ_w dalam gram/cm³, L dalam cm, t dalam menit, dan D dalam mm, didapat:

$$\frac{D(\text{mm})}{10} = \sqrt{\frac{18\eta[(g \cdot \text{det})/\text{cm}^2]}{(G_s - 1)\gamma_w(\text{g}/\text{cm}^3)}} \sqrt{\frac{L(\text{cm})}{t(\text{men}) \times 60}}$$

atau

$$D = \sqrt{\frac{30\eta}{(G_s - 1)\gamma_w}} \sqrt{\frac{L}{t}}$$

Dengan menganggap bahwa γ_w kira-kira 1 gram/cm³, didapat :

$$D(\text{mm}) = K \sqrt{\frac{L(\text{cm})}{t(\text{men})}} \tag{1.5}$$

di mana:

$$K = \sqrt{\frac{30\eta}{(G_s - 1)}} \tag{1.6}$$

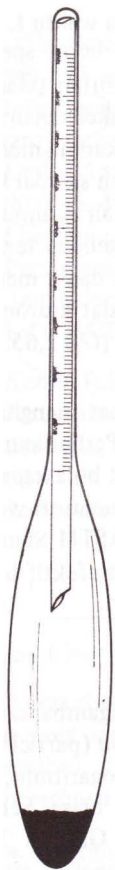
Harus dicatat bahwa harga K merupakan fungsi dari G_s dan η , yang tergantung pada temperatur uji. Pada Tabel 1.7 diberikan variasi harga K menurut temperatur uji dan harga berat jenis (G_s) dari butiran tanah.

Tabel 1.7. Harga-harga K [Persamaan (1.6)] *.

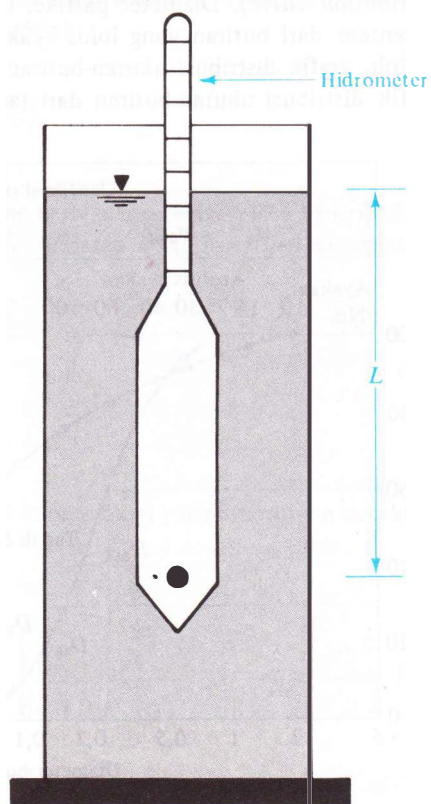
Temperatur (°C)	G_s							
	2,45	2,50	2,55	2,60	2,65	2,70	2,75	2,80
16	0,01510	0,01505	0,01481	0,01457	0,01435	0,01414	0,01394	0,01374
17	0,01511	0,01486	0,01462	0,01439	0,01417	0,01396	0,01376	0,01356
18	0,01492	0,01467	0,01443	0,01421	0,01399	0,01378	0,01359	0,01339
19	0,01474	0,01449	0,01425	0,01403	0,01382	0,01361	0,01342	0,01323
20	0,01456	0,01431	0,01408	0,01386	0,01365	0,01344	0,01325	0,01307
21	0,01438	0,01414	0,01391	0,01369	0,01348	0,01328	0,01309	0,01291
22	0,01421	0,01397	0,01374	0,01353	0,01332	0,01312	0,01294	0,01276
23	0,01404	0,01381	0,01358	0,01337	0,01317	0,01297	0,01279	0,01261
24	0,01388	0,01365	0,01342	0,01321	0,01301	0,01282	0,01264	0,01246
25	0,01372	0,01349	0,01327	0,01306	0,01286	0,01267	0,01249	0,01232
26	0,01357	0,01334	0,01312	0,01291	0,01272	0,01253	0,01235	0,01218
27	0,01342	0,01319	0,01297	0,01277	0,01258	0,01239	0,01221	0,01204
28	0,01327	0,01304	0,01283	0,01264	0,01244	0,01225	0,01208	0,01191
29	0,01312	0,01290	0,01269	0,01249	0,01230	0,01212	0,01195	0,01178
30	0,01298	0,01276	0,01256	0,01236	0,01217	0,01199	0,01182	0,01169

*dari ASTM (1982)

Di dalam laboratorium, pengujian hidrometer dilakukan dalam silinder pengendap yang terbuat dari gelas dan memakai 50 gram contoh tanah yang kering oven (dikeringkan dalam oven). Silinder pengendap tersebut mempunyai tinggi 18 inci (= 457,2 mm) dan diameter 2,5 inci (63,5 mm). Silinder tersebut diberi tanda yang menunjukkan volume sebesar 1000 ml. Campuran Calgon (natrium hexametaphosphate) biasanya digunakan sebagai *bahan pendispersi* (dispersing agent). Total volume dari larutan air + calgon + tanah yang terdispersi dibuat menjadi 1000 ml dengan menambahkan air suling. Pada Gambar 1.13 ditunjukkan sebuah alat hidrometer tipe ASTM 152 H.



Gambar 1.13. Alat hidrometer jenis ASTM 152H (atas jasa Soiltest, Inc., Evanston, Illinois).



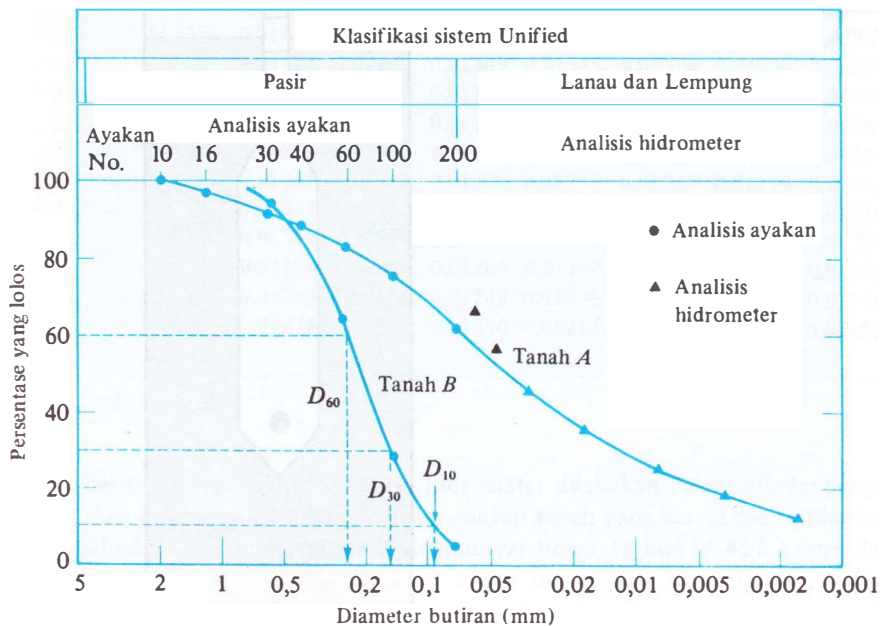
Gambar 1.14. Definisi L dalam uji hidrometer.

Bila sebuah alat hidrometer diletakkan dalam larutan tanah tersebut pada waktu t , yang diukur dari mula-mula terjadinya sedimentasi, maka alat tersebut mengukur berat spesifik dari larutan di sekitar bola kacanya sampai sedalam L dari permukaan larutan (Gambar 1.14). Harga berat spesifik dari larutan merupakan fungsi dari jumlah partikel tanah yang ada pada tiap satuan volume larutan sepanjang kedalaman L tersebut. Juga, karena mengendap, maka pada waktu t partikel-partikel tanah yang masih ada dalam larutan sampai kedalaman L akan mempunyai diameter yang lebih kecil dari D seperti yang telah dirumuskan dalam Persamaan (1.5). Partikel-partikel yang lebih besar dari D telah mengendap terlebih dahulu di bawah kolom L tersebut. Alat hidrometer tersebut dirancang untuk dapat memberikan jumlah tanah (dalam gram) yang masih tertinggal di dalam larutan. Alat hidrometer telah dikalibrasi (ditera) untuk tanah-tanah yang mempunyai berat spesifik (G_s) 2,65. Jadi untuk tanah dengan harga G_s yang lain perlu adanya koreksi.

Dengan mengetahui jumlah tanah di dalam larutan, L dan t , kita dapat menghitung persentase berat dari tanah yang lebih halus dari diameter yang ditentukan. Perhatikan bahwa L adalah kedalaman yang diukur dari permukaan air terhadap pusat berat bola kaca dari alat hidrometer di mana kekentalan larutan diukur. Harga L akan berubah menurut waktu; variasinya pada pembacaan hidrometer diberikan dalam Annual Book of ASTM Standard (1982 – lihat Test Designation D-422, Tabel 2). Analisis hidrometer sangat efektif untuk digunakan memisahkan fraksi tanah halus sampai dengan ukuran kira-kira $0,5\eta$.

Kurva Distribusi Ukuran-Butiran

Hasil dari analisis mekanik (analisis ayakan dan hidrometer) umumnya digambarkan dalam kertas semilogaritmik yang dikenal sebagai *kurva distribusi ukuran-butiran* (particle-size distribution curve). Diameter partikel (butiran) digambarkan dalam skala logaritmik, dan persentase dari butiran yang lolos ayakan digambarkan dalam skala hitung biasa. Sebagai contoh, grafik distribusi ukuran-butiran dari dua tanah ditunjukkan dalam Gambar 1.15. Grafik distribusi ukuran-butiran dari tanah A adalah kombinasi dari hasil analisis ayakan



Gambar 1.15. Kurva distribusi ukuran-butiran.

yang diberikan dalam Tabel 1.6 dan hasil analisis hidrometer untuk fraksi halusya. Bilamana hasil dari analisis ayakan dan analisis hidrometer digabung, diskontinuitas (discontinuity) umumnya timbul dalam rentang di mana kedua grafik saling bertumpangan. Hal ini disebabkan karena pada kenyataannya butiran tanah pada umumnya mempunyai bentuk yang tidak rata. Analisis ayakan memberikan ukuran butiran secara langsung; analisis hidrometer memberikan diameter dari bulatan (sphere) yang mengendap pada kecepatan yang sama sebagai butiran tanah.

Persentase dari kerikil, pasir, lanau, dan butiran berukuran lempung yang dikandung oleh tanah dapat ditentukan dari grafik distribusi ukuran-butiran. Menurut Sistem Klasifikasi Unified (USCS), Tanah *A* dalam Gambar 1.15 mempunyai:

Kerikil (ukuran batas – lebih besar dari 4,75 mm) = 0%

Pasir (ukuran batas – 4,75 mm sampai dengan 0,075 mm) = persentase butiran yang lebih halus dari 4,75 mm – persentase butiran yang lebih halus dari 0,075 mm = 100 – 62 = 38%.

Lanau dan lempung (ukuran batas – kurang dari 0,075 mm) = 62%.

1.6

Ukuran Efektif, Koefisien Keseragaman, dan Koefisien Gradasi

Kurva distribusi ukuran-butiran dapat digunakan untuk membandingkan beberapa jenis tanah yang berbeda-beda. Selain itu ada tiga parameter dasar yang dapat ditentukan dari kurva tersebut, dan parameter-parameter tersebut dapat digunakan untuk mengklasifikasikan tanah berbutir kasar. Parameter-parameter tersebut adalah:

- ukuran efektif (effective size),
- koefisien keseragaman (uniformity coefficient),
- koefisien gradasi (coefficient of gradation).

Diameter dalam kurva distribusi ukuran-butiran yang bersesuaian dengan 10% yang lebih halus (lolos ayakan) didefinisikan sebagai *ukuran efektif*, atau D_{10} . *Koefisien keseragaman* diberikan dengan hubungan:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (1.7)$$

di mana:

C_u = koefisien keseragaman

D_{60} = diameter yang bersesuaian dengan 60% lolos ayakan yang ditentukan dari kurva distribusi ukuran butiran.

Koefisien gradasi dinyatakan sebagai

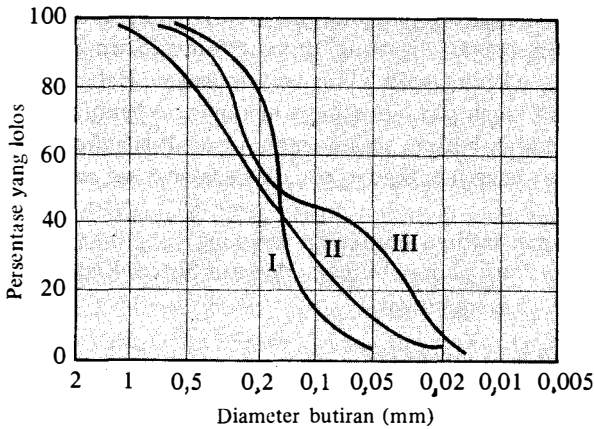
$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad (1.8)$$

di mana:

C_c = koefisien gradasi

D_{30} = diameter yang bersesuaian dengan 30% lolos ayakan.

Kurva distribusi ukuran-butiran dari tanah *B* ditunjukkan dalam Gambar 1.15; dari kur-



Gambar 1.16. Macam-macam tipe kurva distribusi ukuran-butiran.

va tersebut dapat ditentukan: $D_{10} = 0,096$ mm, $D_{30} = 0,16$ mm, dan $D_{60} = 0,24$ mm. Koefisien keseragaman dan koefisien gradasi adalah:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0,24}{0,096} = 2,5$$

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} = \frac{(0,16)^2}{0,24 \times 0,096} = 1,11$$

Kurva distribusi ukuran-butiran tidak hanya menunjukkan rentang (range) dari ukuran butir yang dikandung di dalam tanah saja, tetapi juga menunjukkan tipe dari kurva distribusi ukuran butir tersebut. Hal ini ditunjukkan dalam Gambar 1.16. Kurva I mewakili suatu tipe tanah di mana sebagian besar dari butirannya mempunyai ukuran yang sama dinamakan tanah *bergradasi buruk* (poorly graded soil). Kurva II mewakili tanah di mana ukuran butirannya terbagi merata di dalam rentang yang lebar dan dinamakan tanah *bergradasi baik* (well graded). Tanah bergradasi baik akan mempunyai koefisien keseragaman lebih besar dari 4 untuk kerikil dan 6 untuk pasir, dan koefisien gradasi antara 1 dan 3 (untuk kerikil dan pasir). Suatu tanah mungkin mempunyai kombinasi dari dua atau lebih fraksi dengan gradasi yang sama. Jenis tanah tersebut diwakili oleh kurva III yang dinamakan tanah *bergradasi senjang* (gap graded).

Soal-soal

1.1 Berikut ini adalah hasil dari analisis ayakan.

Ayakan USA No.	Massa tanah yang tertahan pada tiap ayakan (gram)
4	0
10	21,6
20	49,5
40	102,6
60	89,1
100	95,6
200	60,4
lengser	31,2

- Tentukan persentase butiran yang lebih halus (yang lolos) dari tiap-tiap ayakan dan gambarkan kurva distribusi ukuran-butirannya.
- Tentukan D_{10} , D_{30} , D_{60} dari kurva distribusi ukuran butiran tersebut.
- Hitung koefisien keseragaman, C_u .
- Hitung koefisien gradasi, C_c .

1.2 Untuk suatu tanah, diberikan:

$$\begin{aligned} D_{10} &= 0,1 \text{ mm} \\ D_{30} &= 0,41 \text{ mm} \\ D_{60} &= 0,62 \text{ mm} \end{aligned}$$

Hitung koefisien keseragaman dan koefisien gradasi dari tanah tersebut.

1.3 Ulangi Soal no. 1.2 untuk data berikut ini

$$\begin{aligned} D_{10} &= 0,082 \text{ mm} \\ D_{30} &= 0,29 \text{ mm} \\ D_{60} &= 0,51 \text{ mm} \end{aligned}$$

1.4 Ulangi Soal 1.1 untuk hasil analisis ayakan seperti di bawah ini:

Ayakan USA No.	Massa tanah yang tertahan pada tiap ayakan (gram)
4	0
6	30
10	48,7
20	127,3
40	96,8
60	76,6
100	55,2
200	43,4
lengser	22

1.5 Ulangi Soal 1.1 untuk hasil analisis ayakan seperti di bawah ini:

Ayakan USA No.	Massa tanah yang tertahan pada tiap- tiap ayakan (gram)
4	0
6	0
10	0
20	9,1
40	249,4
60	179,8
100	22,7
200	15,5
lengser	23,5

1.6 Sifat-sifat partikel suatu tanah diberikan di bawah ini. Gambarkan kurva distribusi ukuran-butiran dan tentukan persentase dari kerikil, pasir, lanau, dan lempung menurut sistem MIT (Tabel 1.3).

Ukuran (mm)	Persentase yang lolos
0,850	100,0
0,425	92,1
0,250	85,8
0,150	77,3
0,075	62,0
0,040	50,8
0,020	41,0
0,010	34,3
0,006	29,0
0,002	23,0

- 1.7** Kerjakan Soal 1.6 menurut sistem USDA (Tabel 1.3).
- 1.8** Kerjakan Soal 1.6 menurut sistem AASHTO (Tabel 1.3).
- 1.9** Sifat-sifat partikel suatu tanah ditunjukkan di bawah ini. Tentukan persentase dari kerikil, pasir, lanau, dan lempung menurut sistem MIT (Tabel 1.3).

Ukuran (mm)	Persentase yang lolos
0,850	100,0
0,425	100,0
0,250	94,1
0,150	79,3
0,075	34,1
0,040	28,0
0,020	25,2
0,010	21,8
0,006	18,9
0,002	14,0

- 1.10** Kerjakan Soal 1.9 menurut sistem USDA (Tabel 1.3).
- 1.11** Kerjakan Soal 1.9 menurut sistem AASHTO (Tabel 1.3).
- 1.12** Dalam suatu uji hidrometer, data-data berikut ini diberikan: $G_s = 2,70$, temperatur uji = 22°C . $L = 11,9$ cm pada waktu $t = 30$ menit setelah proses sedimentasi dimulai (lihat Gambar 1.14). Berapakah diameter (D) ukuran butir terkecil yang telah mengendap di luar daerah pengukuran pada waktu itu ($t = 30$ menit)?

Notasi

Simbol-simbol berikut ini telah digunakan dalam Bab ini

Simbol	Penjelasan
--------	------------

Inggris

\AA	satuan angstrom ($= 10^{-10}$ meter)
C_c	koefisien gradasi
C_u	koefisien keseragaman
D	diameter butiran tanah

D_{10}	diameter butiran tanah yang bersesuaian dengan 10% dari butiran yang lolos ayakan (atau ukuran efektif)
D_{30}	diameter butiran tanah yang bersesuaian dengan 30% dari butiran yang lolos ayakan
D_{60}	diameter butiran tanah yang bersesuaian dengan 60% dari butiran yang lolos ayakan
G_s	berat spesifik dari butiran tanah
K	$\sqrt{\frac{30\eta}{G_s - 1}}$
L	panjang dari permukaan air sampai dengan pusat berat bola kaca alat hidrometer
t	waktu
v	kecepatan

Yunani

γ_s	berat volume butiran tanah
γ_w	berat volume air
η	kekentalan

Kimia

Al	aluminium
C	karbon
Ca	kalsium
Fe	besi
H	hidrogen
K	kalium (= potassium)
Mg	magnesium
Na	natrium (= sodium)
O	oksigen
Si	silikon
Ti	titanium

Acuan

- American Society for Testing and Materials (1982). *ASTM Book of Standards*, Part 19, Philadelphia, Pa.
- Bowen, N. L. (1922). "The Reaction Principles in Petrogenesis," *Journal of Geology*, Vol. 30, 177-198.
- Grim, R. E. (1953). *Clay Mineralogy*, McGraw-Hill, New York.
- Grim, R. E. (1959). "Physico-Chemical Properties of Soils: Clay Minerals," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 85, No. SM2, 1-17.
- Lambe, T. W. (1958). "The Structure of Compacted Clay," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 84, No. SM2, 1655-1 to 1655-35.
- Terzaghi, K. (1925). *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage*, Deuticke, Vienna.

Yong, R. N., and Warkentin, B. P. (1966). *Introduction to Soil Behavior*, Macmillan, New York.

Acuan Pelengkap untuk Pelajaran Selanjutnya

Mitchell, J. K. (1976). *Fundamentals of Soil Behavior*, Wiley, New York.

Van Olphen, H. (1963). *An Introduction to Clay Colloid Chemistry*, Wiley Interscience, New York.

Komposisi Tanah

Bab 1 menjelaskan mengenai proses geologis cara terbentuknya tanah, batas-batas ukuran butiran tanah, dan analisis mekanis dari tanah. Pada kejadiannya, tanah terdiri dari tiga fase yaitu: butiran padat (solid), air, dan udara. Bab ini membahas tentang hubungan volume-berat agregat tanah, struktur tanah, dan plastisitasnya.

2.1

Hubungan Volume-Berat

Gambar 2.1a menunjukkan suatu elemen tanah dengan volume V dan berat W . Untuk membuat hubungan volume-berat agregat tanah, tiga fase (yaitu: butiran padat, air, dan udara) dipisahkan seperti ditunjukkan dalam Gambar 2.1b. Jadi, volume total contoh tanah yang diselidiki dapat dinyatakan sebagai:

$$V = V_s + V_v = V_s + V_w + V_a$$

di mana:

V_s = volume butiran padat

V_v = volume pori

V_w = volume air di dalam pori

V_a = volume udara di dalam pori.

Apabila udara dianggap tidak mempunyai berat, maka berat total dari contoh tanah dapat dinyatakan sebagai:

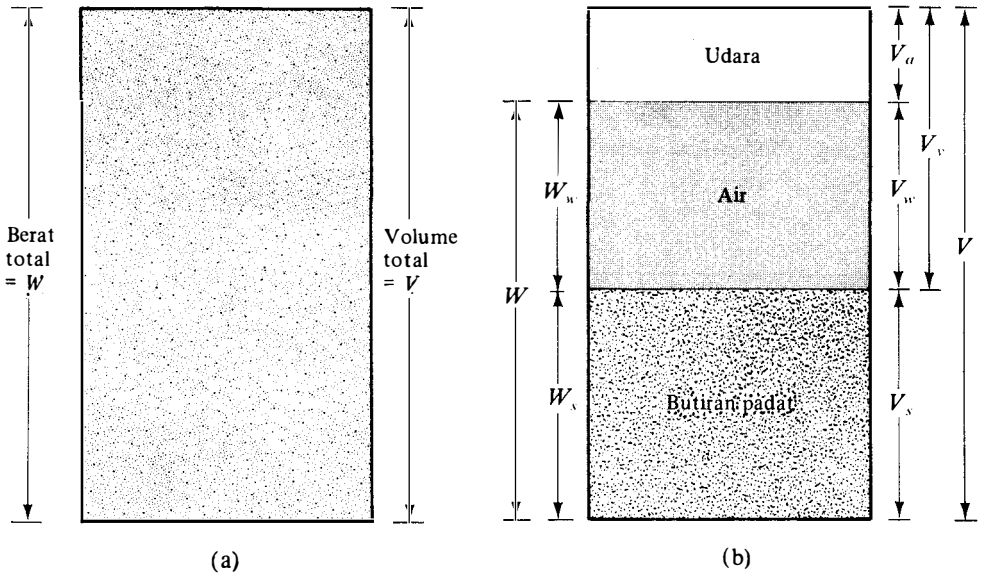
$$W = W_s + W_w$$

di mana:

W_s = berat butiran padat

W_w = berat air.

Hubungan volume yang umum dipakai untuk suatu elemen tanah adalah *angka pori*



Gambar 2.1. (a) Elemen tanah dalam keadaan asli; (b) tiga fase elemen tanah.

(void ratio), *porositas* (porosity), dan *derajat kejenuhan* (degree of saturation). Angka pori didefinisikan sebagai perbandingan antara volume pori dan volume butiran padat. Jadi :

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2.3)$$

di mana:

e = angka pori (void ratio).

Porositas didefinisikan sebagai perbandingan antara volume pori dan volume tanah total, atau

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (2.4)$$

di mana:

n = porositas (porosity)

Derajat kejenuhan didefinisikan sebagai perbandingan antara volume air dengan volume pori, atau

$$S = \frac{V_w}{V_v} \quad (2.5)$$

di mana:

S = derajat kejenuhan. Umumnya, derajat kejenuhan dinyatakan dalam persen.

Hubungan antara angka pori dan porositas dapat diturunkan dari Persamaan (2.1), (2.3), dan (2.4), sebagai berikut:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v}{V - V_v} = \frac{\left(\frac{V_v}{V}\right)}{1 - \left(\frac{V_v}{V}\right)} = \frac{n}{1 - n} \quad (2.6)$$

Juga, dari Persamaan (2.6)

$$n = \frac{e}{1 + e} \quad (2.7)$$

Istilah-istilah yang umum dipakai untuk hubungan berat adalah *kadar air* (moisture content) dan *berat volume* (unit weight). Definisi dari istilah-istilah tersebut adalah sebagai berikut:

Kadar air (w) yang juga disebut sebagai *water content* didefinisikan sebagai perbandingan antara berat air dan berat butiran padat dari volume tanah yang diselidiki.

$$w = \frac{W_w}{W_s} \quad (2.8)$$

Berat volume (γ) adalah berat tanah per satuan volume. Jadi,

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad (2.9)$$

Berat volume dapat juga dinyatakan dalam berat butiran padat, kadar air, dan volume total. Dari Persamaan-persamaan (2.2), (2.8), dan (2.9) :

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{W_s \left[1 + \left(\frac{W_w}{W_s} \right) \right]}{V} = \frac{W_s (1 + w)}{V} \quad (2.10)$$

Para ahli tanah kadang-kadang menyebut berat volume (unit weight) yang didefinisikan dengan Persamaan (2.9) sebagai *berat volume basah* (moist unit weight).

Kadang-kadang memang perlu untuk mengetahui berat kering per satuan volume tanah. Perbandingan tersebut dinamakan *berat volume kering* (dry unit weight), γ_d . Jadi :

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad (2.11)$$

Dari Persamaan-persamaan (2.10) dan (2.11), hubungan antara berat volume, berat volume kering, dan kadar air dapat dituliskan sebagai berikut:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w} \quad (2.12)$$

Berat volume dinyatakan dalam satuan Inggris (salah satu pengukuran dengan sistem gravitasi) sebagai: pound per kaki kubik (lb/ft^3). Dalam SI (Sistem Internasional), satuan yang digunakan adalah Newton per meter kubik (N/m^3).

Karena Newton adalah suatu satuan turunan, mungkin akan lebih baik kalau bekerja dengan menggunakan kerapatan (density, ρ) tanah. Satuan SI untuk kerapatan adalah kilogram per meter kubik (kg/m^3). Kita dapat menulis persamaan-persamaan untuk kerapatan [seperti Persamaan-persamaan (2.9) dan (2.11)] sebagai:

$$\rho = \frac{m}{V} \quad (2.13a)$$

dan

$$\rho_d = \frac{m_s}{V} \quad (2.13b)$$

di mana:

ρ = kerapatan tanah (kg/m^3)

ρ_d = kerapatan tanah kering (kg/m^3)

m = massa total tanah yang ditest (kg)

m_s = massa butiran padat dari tanah yang ditest (kg).

Satuan dari volume total, V , adalah m^3 .

Berat volume tanah dalam satuan N/m^3 dapat diperoleh dari kerapatan yang mempunyai satuan kg/m^3 , sebagai berikut:

$$\gamma = \rho \cdot g = 9,81 \rho \quad (2.14a)$$

dan

$$\gamma_d = \rho_d \cdot g = 9,81 \rho_d \quad (2.14b)$$

di mana g = percepatan gravitasi = $9,81 \text{ m/detik}^2$.

2.2

Hubungan Antara Berat Volume (Unit Weight), Angka Pori (Void Ratio), Kadar Air (Moisture Content), dan Berat Spesifik

Untuk mendapatkan hubungan antara berat volume (atau kepadatan), angka pori, dan kadar air, perhatikan suatu elemen tanah di mana volume butiran padatnya adalah 1, seperti terlihat dalam Gambar 2.2. Karena volume dari butiran padat adalah 1, maka volume dari pori adalah sama dengan angka pori, e [dari Persamaan (2.3)]. Berat dari butiran padat dan air dapat dinyatakan sebagai:

$$W_s = G_s \gamma_w$$

$$W_w = wW_s = wG_s \gamma_w$$

di mana:

G_s = berat spesifik butiran padat

w = kadar air

γ_w = berat volume air.

Dalam sistem Inggris, berat volume air adalah $62,4 \text{ lb/ft}^3$; dalam sistem SI, berat volume air adalah $9,81 \text{ kN/m}^3$.

Dengan menggunakan definisi berat volume dan berat volume kering [Persamaan (2.9) dan (2.11)], kita dapat menuliskan:

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{G_s \gamma_w + wG_s \gamma_w}{1 + e} = \frac{(1 + w) G_s \gamma_w}{1 + e} \quad (2.15)$$

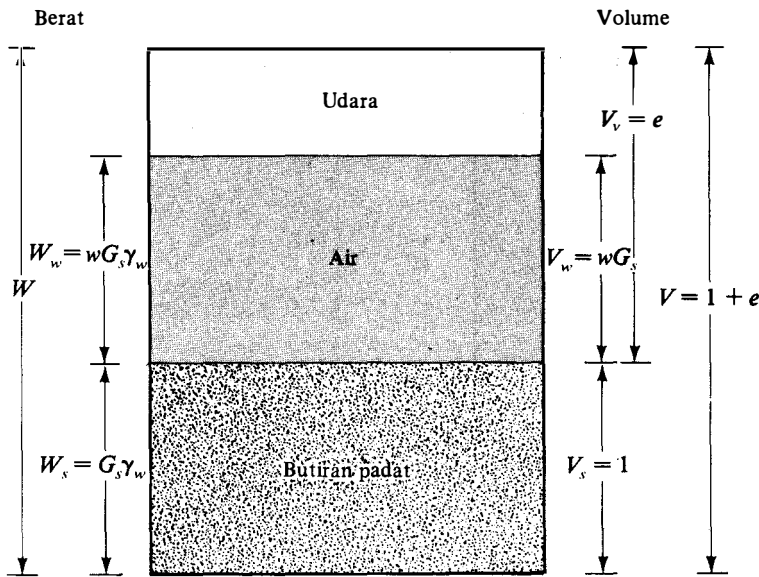
dan

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e} \quad (2.16)$$

Karena berat air dalam elemen tanah yang ditinjau adalah $wG_s \gamma_w$, volume yang ditempati air adalah:

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{wG_s \gamma_w}{\gamma_w} = wG_s$$

Maka dari itu, derajat kejenuhan (degree of saturation) [Persamaan (2.5)] adalah:



Gambar 2.2. Tiga fase elemen tanah dengan volume butiran padat sama dengan 1.

$$S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{wG_s}{e}$$

atau

$$Se = wG_s \tag{2.17}$$

Persamaan (2.17) adalah sangat berguna untuk penyelesaian persoalan-persoalan yang menyangkut hubungan tiga fase.

Apabila contoh tanah adalah *jenuh air* (saturated) – yaitu ruang pori terisi penuh oleh air (Gambar 2.3) – berat volume tanah yang jenuh air dapat ditentukan dengan cara yang sama seperti di atas, yaitu:

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{G_s\gamma_w + e\gamma_w}{1 + e} = \frac{(G_s + e)\gamma_w}{1 + e} \tag{2.18}$$

di mana:

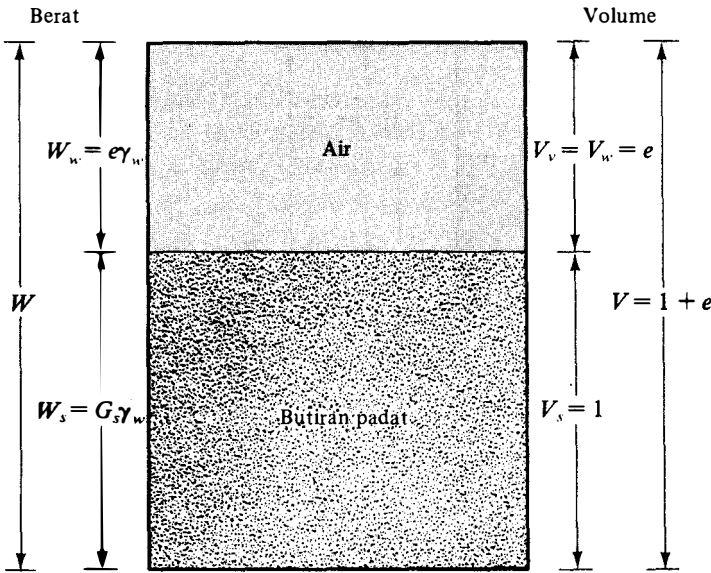
γ_{sat} = berat volume tanah yang jenuh air.

Seperi telah disebutkan sebelumnya bahwa disebabkan karena kemudahan bekerja dengan menggunakan kerapatan dalam sistem SI, persamaan-persamaan yang dituliskan berikut ini [sama seperti hubungan-hubungan berat volume yang diberikan dalam Persamaan-persamaan (2.15), (2.16), dan (2.18)] akan sangat berguna.

$$\text{Kerapatan (density)} = \rho = \frac{(1 + w) G_s \rho_w}{1 + e} \tag{2.19a}$$

$$\text{Kerapatan kering (dry density)} = \rho_d = \frac{G_s \rho_w}{1 + e} \tag{2.19b}$$

$$\text{Kerapatan jenuh air (saturated density)} = \rho_{\text{sat}} = \frac{(G_s + e) \rho_w}{1 + e} \tag{2.19c}$$



Gambar 2.3. Elemen tanah yang jenuh air dengan volume butiran padat sama dengan 1.

di mana :

$$\rho_w = \text{kerapatan air (water density)} = 1000 \text{ kg/m}^3.$$

Persamaan (2.19a) diturunkan dengan cara meninjau elemen tanah yang ditunjukkan dalam Gambar 2.4, di mana volume butiran padat sama dengan satu dan volume pori sama dengan e . Oleh karena itu, massa butiran tanah, m_s , adalah sama dengan $G_s \rho_w$. Kadar air sudah didefinisikan dalam Persamaan (2.8) sebagai:

$$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{(\text{massa air}) \cdot g}{(\text{massa batuan padat}) \cdot g} = \frac{m_w}{m_s}$$

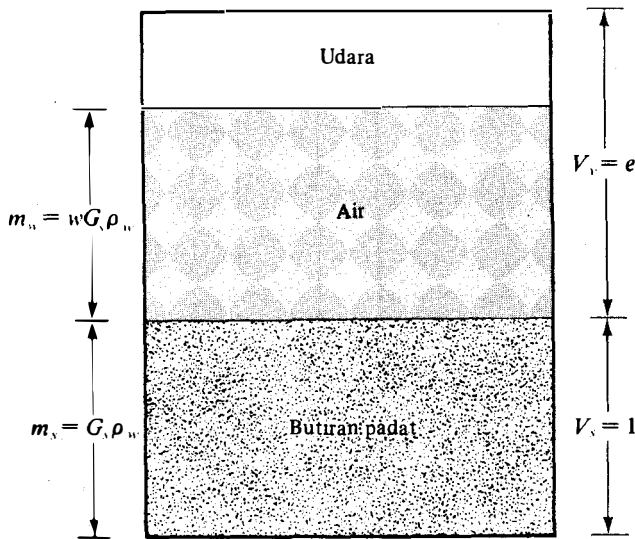
di mana: m_w = massa air.

Karena massa butiran padat dalam elemen tanah sama dengan $G_s \rho_w$, maka massa air adalah:

$$m_w = w m_s = w G_s \rho_w$$

Dari Persamaan (2.13a), kerapatan adalah:

$$\rho = \frac{m}{V} = \frac{m_s + m_w}{V_s + V_v} = \frac{G_s \rho_w + w G_s \rho_w}{1 + e}$$



Gambar 2.4. Tiga fase elemen tanah yang menunjukkan hubungan antara massa dan volume.

$$= \frac{(1 + w)G_s\rho_w}{1 + e}$$

Persamaan-persamaan (2.19b) dan (2.19c) dapat diturunkan dengan cara yang sama seperti Persamaan (2.19a) yang telah diterangkan di atas.

2.3

Hubungan Antara Berat Volume, Porositas, dan Kadar Air

Hubungan antara *berat volume*, *porositas*, dan *kadar air* dapat dikembangkan dengan cara yang sama seperti cara yang sudah dijelaskan pada bagian-bagian sebelumnya. Perhatikan suatu elemen tanah yang mempunyai volume sama dengan satu, seperti ditunjukkan dalam Gambar 2.5. Dari Persamaan (2.4),

$$n = \frac{V_v}{V}$$

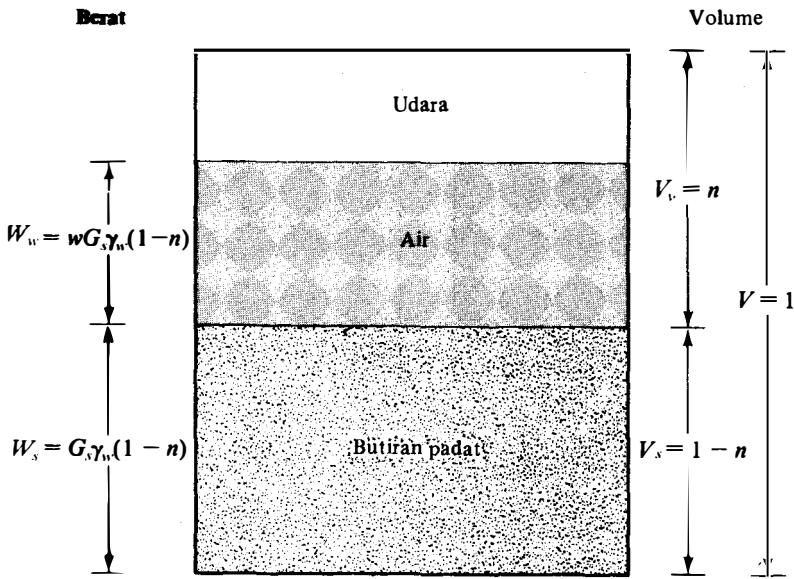
Kalau V adalah sama dengan 1, maka V_v adalah sama dengan n . Sehingga, $V_s = 1 - n$. Berat butiran padat (W_s) dan berat air (W_w) dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$W_s = G_s\gamma_w(1 - n) \tag{2.20}$$

$$W_w = wW_s = wG_s\gamma_w(1 - n) \tag{2.21}$$

Jadi, berat volume kering sama dengan:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{G_s\gamma_w(1 - n)}{1} = G_s\gamma_w(1 - n) \tag{2.22}$$



Gambar 2.5. Elemen tanah dengan volume total $V = 1$.

Berat volume tanah sama dengan:

$$\gamma = \frac{W_s + W_w}{V} = G_s\gamma_w(1 - n)(1 + w) \tag{2.23}$$

Gambar 2.6 menunjukkan suatu contoh tanah yang jenuh air dan mempunyai volume = 1. Menurut Gambar tersebut,

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{(1 - n)G_s\gamma_w + n\gamma_w}{1} = [(1 - n)G_s + n]\gamma_w \tag{2.24}$$

Kadar air dari tanah yang jenuh air dapat dinyatakan sebagai:

$$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{n\gamma_w}{(1 - n)\gamma_w G_s} = \frac{n}{(1 - n)G_s} \tag{2.25}$$

2.4

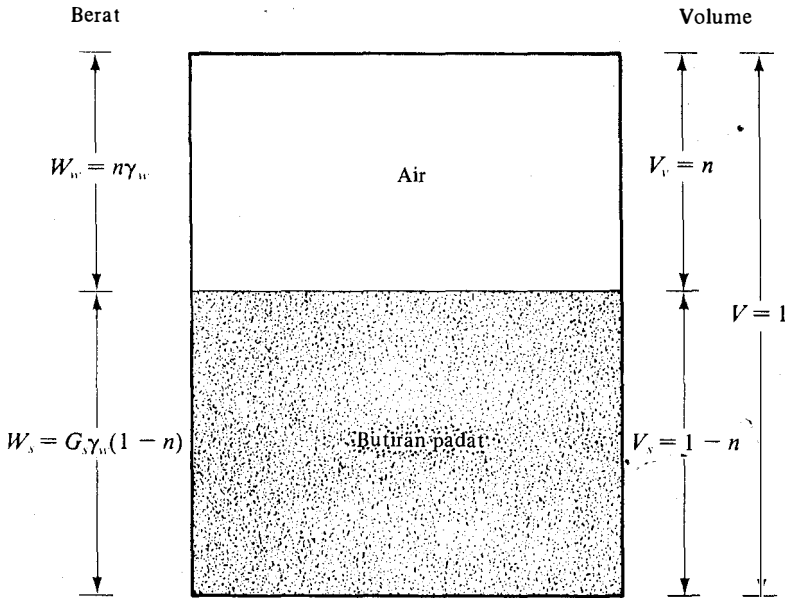
Kerapatan Relatif

Istilah *kerapatan relatif* (relative density) umumnya dipakai untuk menunjukkan tingkat kerapatan dari tanah berbutir (granular soil) *di lapangan*. Kerapatan relatif didefinisikan sebagai:

$$D_r = \frac{e_{\text{maks}} - e}{e_{\text{maks}} - e_{\text{min}}} \tag{2.26}$$

di mana:

- D_r = kerapatan relatif, biasanya dinyatakan dalam persen
- e = angka pori tanah *di lapangan*
- e_{maks} = angka pori tanah dalam keadaan paling lepas
- e_{min} = angka pori tanah dalam keadaan paling padat.



Gambar 2.6. Elemen tanah yang jenuh dair dengan volume total $V = 1$.

Harga kerapatan relatif (D_r) bervariasi dari harga terendah = 0 untuk tanah yang sangat lepas, sampai harga tertinggi = 1 untuk tanah yang sangat padat. Para ahli tanah secara kualitatif menjelaskan tentang keadaan tanah berbutir kasar atas dasar kerapatan relatifnya, seperti terlihat dalam Tabel 2.1. Beberapa harga angka pori, kadar air dari tanah yang jenuh air, dan berat volume kering dari tanah asli diberikan dalam Tabel 2.2.

Dengan menggunakan definisi berat volume kering yang diberikan dalam Persamaan (2.16), kerapatan relatif juga dapat dinyatakan dengan istilah berat volume kering maksimum dan minimum yang mungkin.

$$D_r = \frac{\left[\frac{1}{\gamma_{d(\min)}} \right] - \left[\frac{1}{\gamma_d} \right]}{\left[\frac{1}{\gamma_{d(\min)}} \right] - \left[\frac{1}{\gamma_{d(\max)}} \right]} = \left[\frac{\gamma_d - \gamma_{d(\min)}}{\gamma_{d(\max)} - \gamma_{d(\min)}} \right] \left[\frac{\gamma_{d(\max)}}{\gamma_d} \right] \quad (2.27)$$

di mana:

- $\gamma_{d(\min)}$ = berat volume kering tanah dalam keadaan yang paling lepas (pada angka pori maksimum, e_{\max})
- γ_d = berat volume tanah asli *di lapangan* (pada angka pori e)
- $\gamma_{d(\max)}$ = berat volume kering tanah dalam keadaan yang paling padat (pada angka pori minimum, e_{\min}).

Tabel 2.1. Penjelasan Secara Kualitatif Mengenai Deposit Tanah Berbutir.

Kerapatan Relatif (%)	Penjelasan mengenai Deposit tanah
0 - 15	sangat lepas
15 - 50	lepas
50 - 70	menengah
70 - 85	padat
85 - 100	sangat padat

Tabel 2.2. Angka Pori, Kadar Air, dan Berat Volume Kering untuk Beberapa Tipe Tanah yang Masih Dalam Keadaan Asli.

Tipe tanah	Angka pori, e	Kadar air dalam keadaan jenuh (%)	Berat volume kering, γ_d (lb/ft ³)	(kN/m ³)
Pasir lepas dengan butiran seragam (loose uniform sand)	0,8	30	92	14,5
Pasir padat dengan butiran seragam (dense uniform sand)	0,45	16	115	18
Pasir berlanau yang lepas dengan butiran bersudut (loose angular-grained silty sand)	0,65	25	102	16
Pasir berlanau yang padat dengan butiran bersudut (dense angular-grained silty sand)	0,4	15	121	19
Lempung kaku (stiff clay)	0,6	21	108	17
Lempung lembek (soft clay)	0,9 – 1,4	30 – 50	73 – 93	11,5 – 14,5
Tanah (loess)	0,9	25	86	13,5
Lempung organik lembek (soft organic clay)	2,5 – 3,2	90 – 120	38 – 51	6 – 8
Glacial till	0,3	10	134	21

ASTM Test Designation D-2049 menjelaskan tentang cara menentukan harga maksimum dan minimum berat volume kering tanah berbutir; harga-harga tersebut kemudian digunakan dalam Persamaan (2.27) untuk mengukur kepadatan relatif dari hasil pemadatan di lapangan. Berat volume kering ditentukan dengan menggunakan cetakan yang mempunyai volume = 0,1 ft³ (2830 cm³). Untuk tanah pasir, *berat volume kering minimum* dapat ditentukan dengan cara menuangkan pasir secara perlahan-lahan ke dalam cetakan dengan menggunakan corong yang berdiameter ½ inci (12,7 mm). Tinggi jatuh pasir rata-rata ke dalam cetakan dibuat kira-kira 1 inci (25,4 mm). Harga dari $\gamma_{d(\min)}$ kemudian ditentukan dengan cara:

$$\gamma_{d(\min)} = \frac{W_s}{V_m} \quad (2.28)$$

di mana:

W_s = berat pasir yang digunakan untuk mengisi cetakan

V_m = volume cetakan (= 0,1 ft³).

Harga *berat volume kering maksimum* dapat ditentukan dengan cara membebani permukaan pasir sebesar 2 lb/in² (13,8 kN/m²) dan kemudian cetakan beserta isinya digetarkan selama 8 menit. Penggetaran dilakukan dengan cara meletakkan cetakan dan isinya di atas meja yang bergetar dengan frekuensi 3600 getaran/menit dan yang mempunyai amplitudo getaran sebesar 0,025 in (0,635 mm). Harga $\gamma_{d(\maks)}$ ditentukan setelah penggetaran selesai, yaitu dengan cara menentukan berat pasir di dalam cetakan dan volume cetakan. Harga $\gamma_{d(\maks)}$ dipengaruhi oleh beberapa faktor yaitu besarnya percepatan, beban yang diletakkan di atas pasir, dan arah dari percepatan. Oleh karena itu, ada kemungkinan didapatkan harga $\gamma_{d(\maks)}$ yang lebih besar dari yang didapat dengan cara menurut prosedur ASTM standar.

Contoh

2.1

Dalam keadaan asli, suatu tanah basah mempunyai volume = $0,33 \text{ ft}^3$ dan berat = $39,93 \text{ lb}$. Setelah dikeringkan dalam oven, berat tanah kering adalah $34,54 \text{ lb}$. Apabila $G_s = 2,71$, hitung kadar air, berat volume basah, berat volume kering, angka pori, porositas, dan derajat kejenuhan.

Penyelesaian :

Perhatikan Gambar 2.7.

Kadar Air [Persamaan (2.8)] :

$$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W - W_s}{W_s} = \frac{39,93 - 34,54}{34,54} = \frac{5,39}{34,54} \times 100$$

$$= \underline{15,6\%}$$

Berat Volume Basah [Persamaan (2.9)] :

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{39,93}{0,33} = \underline{121,0 \text{ lb/ft}^3}$$

Berat Volume Kering [Persamaan (2.11)] :

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{34,54}{0,33} = \underline{104,67 \text{ lb/ft}^3} \approx 104,7 \text{ lb/ft}^3$$

Angka pori [Persamaan (2.3)]

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

$$V_s = \frac{W_s}{G_s \gamma_w} = \frac{34,54}{2,71 \times 62,4} = 0,204 \text{ ft}^3$$

$$V_v = V - V_s = 0,33 - 0,204 = 0,126 \text{ ft}^3$$

Jadi

$$e = \frac{0,126}{0,204} = \underline{0,62}$$

Porositas [Persamaan (2.7)] :

$$n = \frac{e}{1 + e} = \frac{0,62}{1 + 0,62} = \underline{0,38}$$

Derajat Kejenuhan [Persamaan (2.5)] :

$$S = \frac{V_w}{V_v}$$

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{5,39}{62,4} = 0,086 \text{ ft}^3$$

Jadi

$$S = \frac{0,086}{0,126} \times 100 = \underline{\underline{68,3\%}}$$

Contoh

2.2

Untuk suatu tanah, diberikan: $e = 0,75$, $w = 22\%$, $G_s = 2,66$. Hitung porositas, berat volume basah, berat volume kering, dan derajat kejenuhan. Perhitungan harus dilakukan dengan menggunakan satuan Inggris dan satuan SI.

Penyelesaian: Satuan Inggris

Porositas [Persamaan (2.7)]:

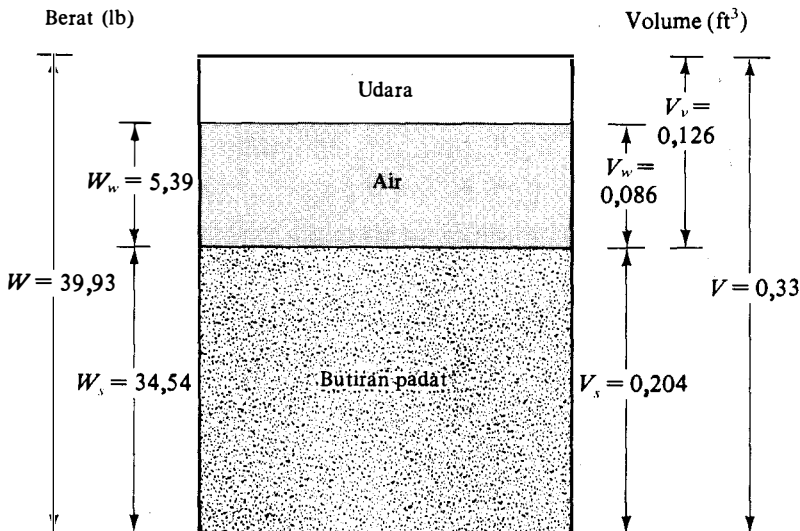
$$n = \frac{e}{1 + e} = \frac{0,75}{1 + 0,75} = \underline{\underline{0,43}}$$

Berat Volume Basah [Persamaan (2.15)]:

$$\begin{aligned} \gamma &= \frac{(1 + w)G_s\gamma_w}{1 + e} = \frac{(1 + 0,22) 2,66 \times 62,4}{1 + 0,75} \\ &= \underline{\underline{115,7 \text{ lb/ft}^3}} \end{aligned}$$

Berat Volume Kering [Persamaan (2.16)]:

$$\gamma_d = \frac{G_s\gamma_w}{1 + e} = \frac{2,66 \times 62,4}{1 + 0,75} = \underline{\underline{94,9 \text{ lb/ft}^3}}$$



Gambar 2.7.

Derajat Kejenuhan [Persamaan (2.17)]:

$$S(\%) = \frac{wG_s}{e} \times 100 = \frac{0,22 \times 2,66}{0,75} \times 100 = \underline{\underline{78\%}}$$

Penyelesaian: Satuan SI

Perhitungan untuk porositas dan derajat kejenuhan sama seperti untuk satuan Inggris.

Berat Volume Basah:

Dari Persamaan (2.19a), kerapatan tanah basah adalah:

$$\rho = \frac{(1 + w)G_s\rho_w}{1 + e}$$

$$\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$\rho = \frac{(1 + 0,22)2,66 \times 1000}{1 + 0,75} = 1854,4 \text{ kg/m}^3$$

Maka dari itu, berat volume basah sama dengan

$$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)} = \rho \cdot g = \frac{9,81 \times 1854,4}{1000} = \underline{\underline{18,19 \text{ kN/m}^3}}$$

Berat Volume Kering:

Dari Persamaan (2.19b)

$$\rho_d = \frac{G_s\rho_w}{1 + e} = \frac{2,66 \times 1000}{1 + 0,75} = 1520 \text{ kg/m}^3$$

Jadi

$$\gamma_d = \frac{9,81 \times 1520}{1000} = \underline{\underline{14,91 \text{ kN/m}^3}}$$

Contoh

2.3

Suatu tanah mempunyai data sebagai berikut: porositas = 0,45, berat jenis butiran tanah = 2,68, dan kadar air = 10%. Tentukan massa air yang harus ditambahkan agar tanah yang mempunyai volume 10 m³ menjadi jenuh.

Penyelesaian:

Dari Persamaan (2.6)

$$e = \frac{n}{1 - n} = \frac{0,45}{1 - 0,45} = 0,82$$

Kerapatan tanah basah [Persamaan (2.19a)] sama dengan:

$$\rho = \frac{(1 + w)G_s\rho_w}{1 + e} = \frac{(1 + 0,1) 2,68 \times 1000}{1 + 0,82}$$

$$\rho = 1619,8 \text{ kg/m}^3$$

Kerapatan tanah jenuh [Persamaan (2.19c)] sama dengan:

$$\rho_{\text{sat}} = \frac{(G_s + e)\rho_w}{1 + e} = \frac{(2,68 + 0,82) 1000}{1 + 0,82} = 1923 \text{ kg/m}^3$$

Massa air yang harus ditambahkan ke dalam 1 m^3 tanah

$$\rho_{\text{sat}} - \rho = 1923 - 1619,8 = 303,2 \text{ kg}$$

Jadi, massa air, total yang harus ditambahkan ke dalam 10 m^3 tanah:

$$303,2 \times 10 = \underline{\underline{3032 \text{ kg}}}$$

Contoh

2.4

Suatu tanah jenuh air mempunyai berat volume kering sebesar $16,2 \text{ kN/m}^3$. Kadar airnya adalah 20%. Tentukan: (a) γ_{sat} , (b) G_s , dan (c) e .

Penyelesaian:

a). Berat Volume Jenuh

Dari Persamaan (2.12)

$$\gamma_{\text{sat}} = \gamma_d(1 + w) = (16,2) \left(1 + \frac{20}{100}\right) = \underline{\underline{19,44 \text{ kN/m}^3}}$$

b). Berat Jenis, G_s

Dari Persamaan (2.16)

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e}$$

Juga, dari Persamaan (2.17), untuk tanah jenuh, $e = wG_s$. Jadi

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + wG_s}$$

Sehingga

$$16,2 = \frac{G_s(9,81)}{1 + (0,20)(G_s)}$$

atau

$$\begin{aligned} 16,2 + 3,24G_s &= 9,81G_s \\ G_s &= \underline{\underline{2,465 \approx 2,47}} \end{aligned}$$

c). Angka pori, e

Untuk tanah jenuh

$$e = wG_s = (0,2)(2,47) = \underline{\underline{0,49}}$$

2.5

Konsistensi Tanah

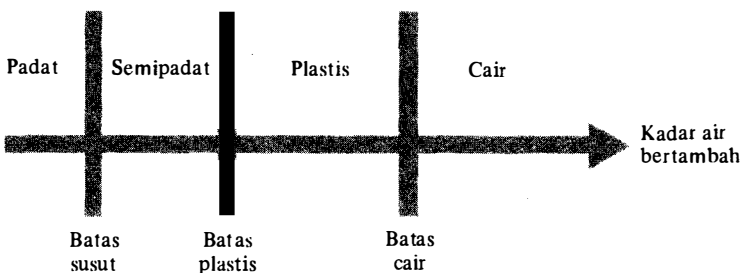
Apabila tanah berbutir halus mengandung mineral lempung, maka tanah tersebut dapat diremas-remas (*remolded*) tanpa menimbulkan retakan. Sifat kohesif ini disebabkan karena adanya air yang terserap (*adsorbed water*) di sekeliling permukaan dari partikel lempung. Pada awal tahun 1900, seorang ilmuwan dari Swedia bernama Atterberg mengembangkan suatu metode untuk menjelaskan sifat konsistensi tanah berbutir halus pada kadar air yang bervariasi. Bilamana kadar airnya sangat tinggi, campuran tanah dan air akan menjadi sangat lembek seperti cairan. Oleh karena itu, atas dasar air yang dikandung tanah, tanah dapat dipisahkan ke dalam empat keadaan dasar, yaitu: *padat*, *semi padat*, *plastis*, dan *cair*, seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 2.8.

Kadar air, dinyatakan dalam persen, di mana terjadi transisi dari keadaan padat ke keadaan semi-padat didefinisikan sebagai *batas susut* (*shrinkage limit*). Kadar air di mana transisi dari keadaan semi-padat ke keadaan plastis terjadi dinamakan *batas plastis* (*plastic limit*), dan dari keadaan plastis ke keadaan cair dinamakan *batas cair* (*liquid limit*). Batas-batas ini dikenal juga sebagai *batas-batas Atterberg* (*Atterberg limits*).

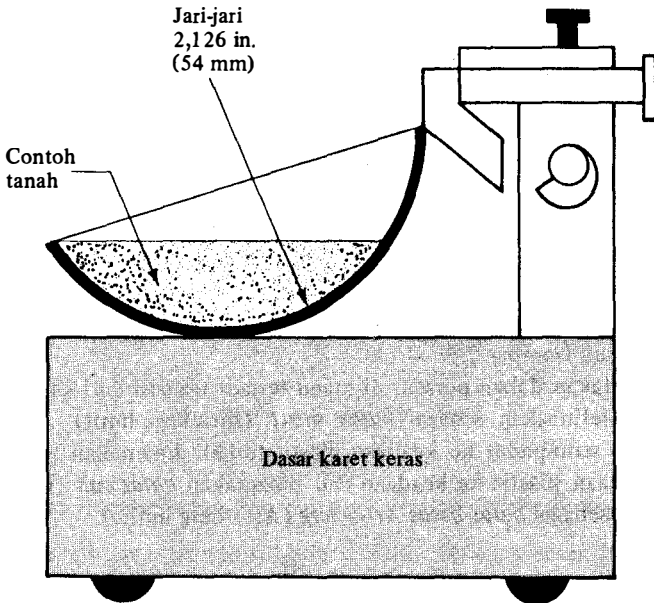
Batas Cair (*LL*)

Skema dari alat (*tampak samping*) yang digunakan untuk menentukan batas cair diberikan dalam Gambar 2.9a. Alat tersebut terdiri dari mangkok kuningan yang bertumpu pada dasar karet yang keras. Mangkok kuningan dapat diangkat dan dijatuhkan di atas dasar karet keras tersebut dengan sebuah pengungkit eksentris ("*cam*") dijalankan oleh suatu alat pemutar. Untuk melakukan uji batas cair, pasta tanah diletakkan di dalam mangkok kuningan kemudian digores tepat di tengahnya dengan menggunakan alat penggores standar (Gambar 2.9b). Dengan menjalankan alat pemutar, mangkok kemudian dinaik-turunkan dari ketinggian 0,3937 in (10 mm). Kadar air, dinyatakan dalam persen, dari tanah yang dibutuhkan untuk menutup goresan yang berjarak 0,5 in. (12,7 mm) sepanjang dasar contoh tanah di dalam mangkok (lihat Gambar 2.9c dan 2.9d) sesudah 25 pukulan didefinisikan sebagai *batas cair* (*liquid limit*).

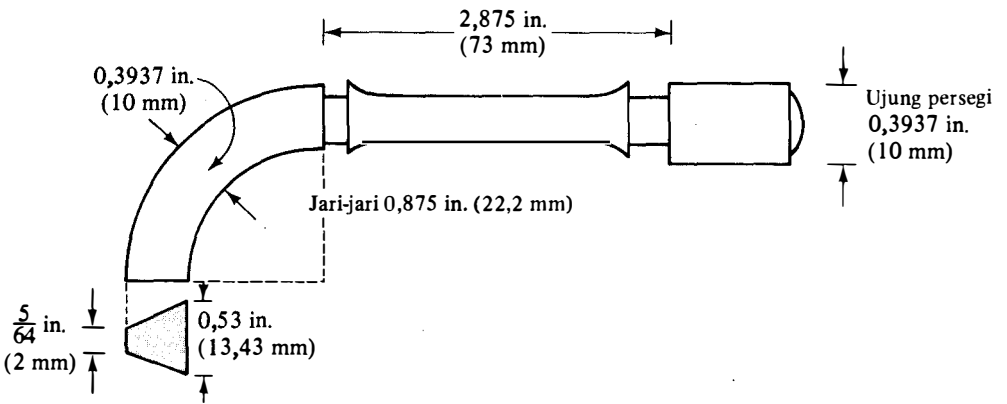
Untuk mengatur kadar air dari tanah yang bersangkutan agar dipenuhi persyaratan di atas ternyata sangat sulit. Oleh karena itu akan lebih baik kalau dilakukan uji batas cair paling sedikit empat kali pada tanah yang sama tetapi pada kadar air yang berbeda-beda sehingga jumlah pukulan N , yang dibutuhkan untuk menutup goresan bervariasi antara 15 dan 35. (Gambar 2.10 menunjukkan foto dari alat uji batas cair dengan contoh tanah diletakkan di dalam mangkok kuningan pada saat awal pengujian.) Kadar air dari tanah, dalam persen, dan jumlah pukulan untuk masing-masing uji digambarkan di atas kertas grafik semi-log (Gambar 2.11). Hubungan antara kadar air dan $\log N$ dapat dianggap sebagai suatu garis lurus. Garis lurus tersebut dinamakan sebagai *kurva aliran* (*flow curve*). Kadar air yang bersesuaian de-



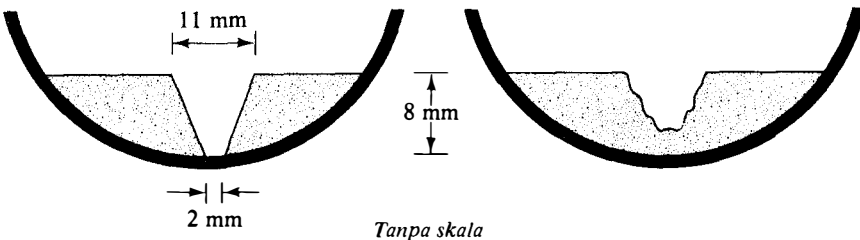
Gambar 2.8. Batas-batas Atterberg.



(a)



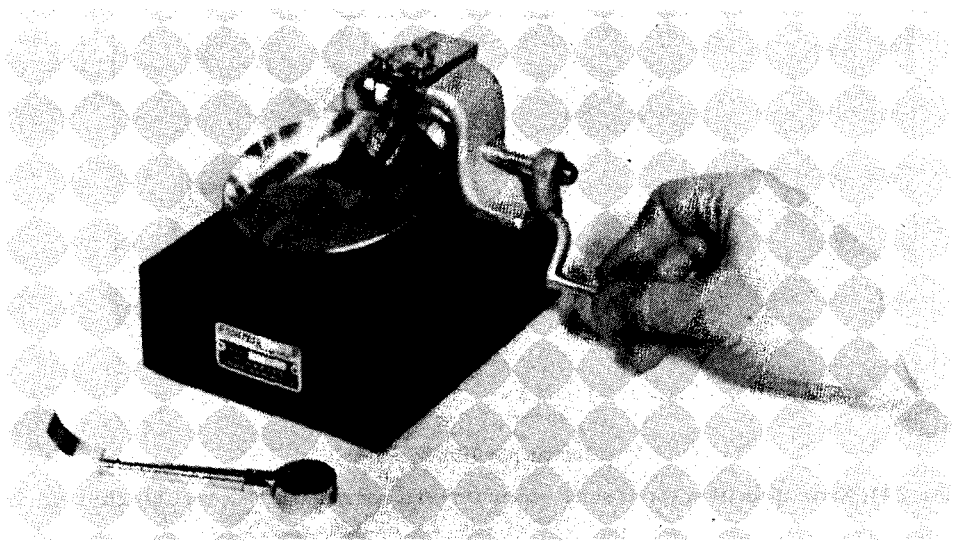
(b)



(c)

(d)

Gambar 2.9. Uji batas cair: (a) alat untuk uji batas cair; (b) alat untuk menggores; (c) contoh tanah sebelum diuji; (d) contoh tanah setelah diuji.



Gambar 2.10. Awal uji batas cair dengan contoh tanah di dalam mangkok kuningan (atas jasa dari Soiltest, Inc. Evanston, Illinois).

ngan $N = 25$, yang ditentukan dari kurva aliran, adalah batas cair dari tanah yang bersangkutan. Kemiringan dari garis aliran (flow line) didefinisikan sebagai *indeks aliran* (flow index) dan dapat dituliskan sebagai:

$$I_F = \frac{w_1 - w_2}{\log\left(\frac{N_2}{N_1}\right)} \quad (2.29)$$

di mana:

I_F = indeks aliran

w_1 = kadar air, dalam persen, dari tanah yang bersesuaian dengan jumlah pukulan N_1

w_2 = kadar air, dalam persen, dari tanah yang bersesuaian dengan jumlah pukulan N_2 .

Jadi, persamaan garis aliran dapat dituliskan dalam bentuk yang umum, sebagai berikut:

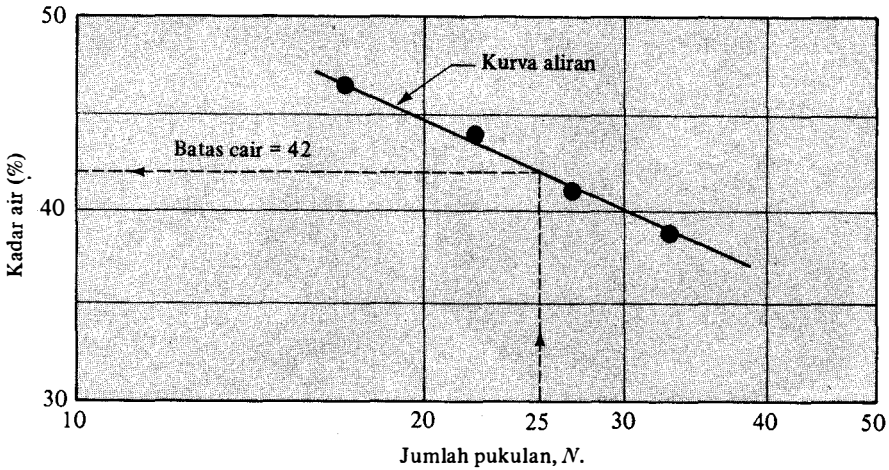
$$w = -I_F \log N + C \quad (2.30)$$

Atas dasar hasil analisis dari beberapa uji batas cair, US Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi (1949), mengajukan suatu persamaan empiris untuk menentukan batas cair, yaitu:

$$LL = w_N \left(\frac{N}{25}\right)^{\tan \beta} \quad (2.31)$$

di mana:

N = jumlah pukulan yang dibutuhkan untuk menutup goresan selebar 0,5 in pada dasar contoh tanah yang diletakkan dalam mangkok kuningan dari alat uji batas cair



Gambar 2.11. Kurva aliran (flow curve) untuk penentuan batas cair lempung berlanau (silty clay).

w_N = kadar air di mana untuk menutup dasar goresan dari contoh tanah dibutuhkan pukulan sebanyak N
 $\tan \beta = 0,121$ (harap dicatat bahwa tidak semua tanah mempunyai harga $\tan \beta = 0,121$).

Persamaan (2.31) umumnya memberikan hasil yang cukup baik apabila jumlah pukulan adalah antara 20 dan 30. Untuk uji laboratorium yang dilakukan secara rutin, persamaan tersebut mungkin dapat dipergunakan untuk menentukan harga batas cair bilamana hanya dilakukan satu pengujian untuk tiap-tiap tanah. Cara ini dikenal sebagai *metode satu titik* (one point method). Metode ini telah dimasukkan dalam ASTM standar keterangan no D-423. Sebagai alasan mengapa metode satu titik ini dapat memberikan hasil yang cukup baik adalah bahwa rentang (range) harga kadar air yang terlibat hanya kecil, yaitu $N = 20$ sampai dengan $N = 30$. Tabel 2.3 menunjukkan harga-harga dari $(N/25)^{0,121}$ yang diperlukan oleh Persamaan (2.31) untuk $N = 20$ sampai dengan $N = 30$. Angka-angka batas Atterberg untuk bermacam-macam mineral lempung diberikan dalam Tabel 2.4.

Casagrande (1932) telah menyimpulkan bahwa tiap-tiap pukulan dari alat uji batas cair adalah bersesuaian dengan tegangan geser tanah sebesar kira-kira 1 g/cm^2 ($\approx 0,1 \text{ kN/m}^2$). Oleh karena itu, batas cair dari tanah berbutir halus adalah kadar air di mana tegangan geser tanahnya adalah kira-kira 25 g/cm^2 ($\approx 2,5 \text{ kN/m}^2$).

Tabel 2.3. Harga-harga $(\frac{N}{25})^{0,121}$

N	$(\frac{N}{25})^{0,121}$	N	$(\frac{N}{25})^{0,121}$
20	0,973	26	1,005
21	0,979	27	1,009
22	0,985	28	1,014
23	0,990	29	1,018
24	0,995	30	1,022
25	1,000		

Tabel 2.4. Harga-harga Batas Atterberg untuk Mineral Lempung*.

Mineral	Batas cair	Batas plastis	Batas kerut
Montmorillonite	100-900	50-100	8,5-15
Nontronite	37-72	19-27	
Illite	60-120	35-60	15-17
Kaolinite	30-110	25-40	25-29
Halloysite terhidrasi	50-70	47-60	
Halloysite	35-55	30-45	
Attapulgit	160-230	100-120	
Chlorite	44-47	36-40	
Allophane	200-250	130-140	

*Menurut Mitchell (1976)

Batas Plastis [Plastic Limit (*PL*)]

Batas plastis didefinisikan sebagai kadar air, dinyatakan dalam persen, di mana tanah apabila digulung sampai dengan diameter 1/8 in (3,2 mm) menjadi retak-retak. Batas plastis merupakan batas terendah dari tingkat keplastisan suatu tanah. Cara pengujiannya adalah sangat sederhana, yaitu dengan cara menggulung massa tanah berukuran elipsoida dengan telapak tangan di atas kaca datar (Gambar 2.12a dan b).

Indeks plastisitas [plasticity index (*PI*)] adalah perbedaan antara batas cair dan batas plastis suatu tanah, atau

$$PI = LL - PL \quad (2.32)$$

Urutan pelaksanaan uji batas plastis diberikan oleh ASTM Test Designation D-424.

Batas Susut [Shrinkage Limit (*SL*)]

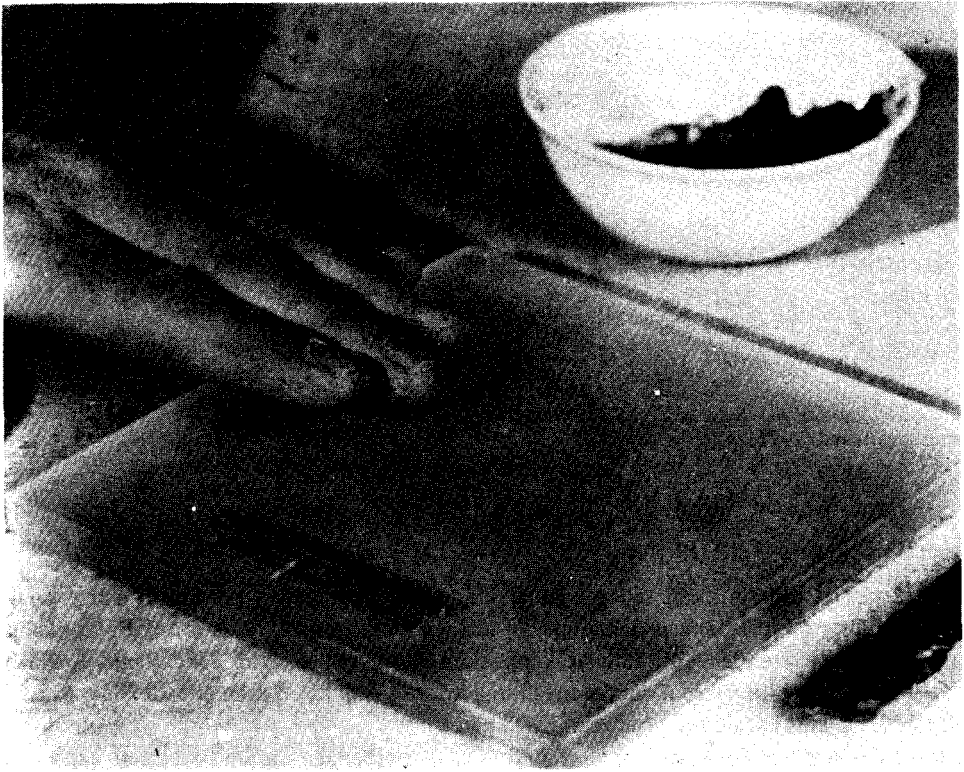
Suatu tanah akan menyusut apabila air yang dikandungnya secara perlahan-lahan hilang dalam tanah. Dengan hilangnya air secara terus menerus, tanah akan mencapai suatu tingkat keseimbangan di mana penambahan kehilangan air tidak akan menyebabkan perubahan volume (Gambar 2.13). Kadar air, dinyatakan dalam persen, di mana perubahan volume suatu massa tanah berhenti didefinisikan sebagai *batas susut* (shrinkage limit).

Uji batas susut (ASTM Test Designation D-427) dilakukan di laboratorium dengan menggunakan suatu mangkok porselin yang mempunyai diameter kira-kira 1,75 in (44,4 mm) dan tinggi kira-kira 0,5 in (12,7 mm). Bagian dalam dari mangkok dilapisi dengan vaselin (petroleum jelly), kemudian diisi dengan tanah basah sampai penuh. Permukaan tanah di dalam mangkok kemudian diratakan dengan menggunakan penggaris yang bersisi lurus sehingga permukaan tanah tersebut menjadi sama tinggi dengan sisi mangkok. Berat tanah basah di dalam mangkok ditentukan. Tanah di dalam mangkok kemudian dikeringkan di dalam oven. Volume dari contoh tanah yang telah dikeringkan ditentukan dengan cara menggunakan air raksa.

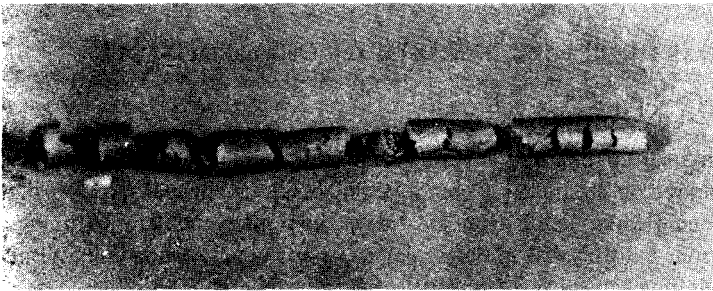
Seperti ditunjukkan dalam Gambar 2.13, batas susut dapat ditentukan dengan cara sebagai berikut:

$$SL = w_i(\%) - \Delta w(\%) \quad (2.33)$$

di mana:



(a)



(b)

Gambar 2.12. Uji batas plastis: (a) contoh tanah yang sedang digulung; (b) gulungan tanah yang retak-retak (atas jasa dari Soiltest, Inc, Evanston, Illinois).

w_i = kadar air tanah mula-mula pada saat ditempatkan di dalam mangkuk uji batas susut

Δw = perubahan kadar air (yaitu antara kadar air mula-mula dan kadar air pada batas susut).

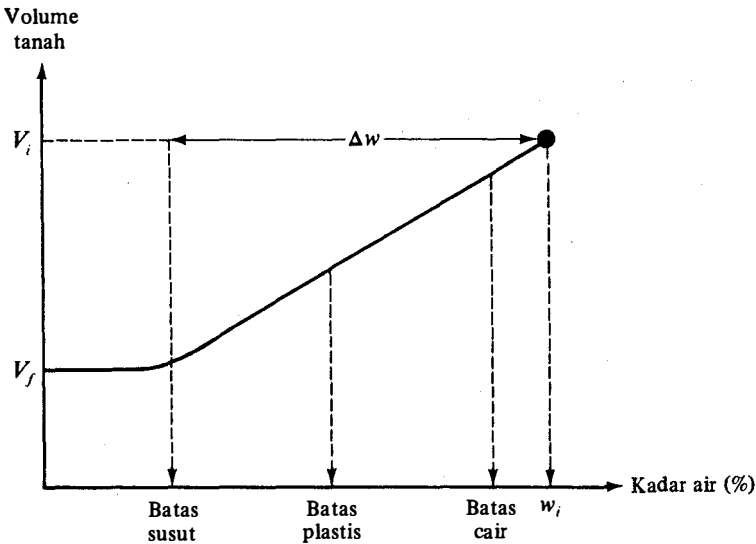
Tetapi

$$w_i(\%) = \frac{m_1 - m_2}{m_2} \times 100 \quad (2.34)$$

di mana:

m_1 = massa tanah basah dalam mangkuk pada saat permulaan pengujian (gram)

m_2 = massa tanah kering (gram), lihat Gambar 2.14.



Gambar 2.13. Definisi batas susut.

Selain itu

$$\Delta w(\%) = \frac{(V_i - V_f)\rho_w}{m_2} \times 100 \quad (2.35)$$

di mana:

V_i = volume contoh tanah basah pada saat permulaan pengujian (yaitu volume mangkok, cm^3)

V_f = volume tanah kering sesudah dikeringkan di dalam oven

ρ_w = kerapatan air (g/cm^3).

Dengan menggabungkan Persamaan-persamaan (2.33), (2.34), dan (2.35), maka didapat:

$$SL = \left(\frac{m_1 - m_2}{m_2} \right) (100) - \left[\frac{(V_i - V_f)\rho_w}{m_2} \right] (100) \quad (2.36)$$

Contoh

2.5

Dilakukan uji batas susut pada suatu tanah di mana mineral lempung yang paling dominan dikandungnya adalah Illite. Hasil pengujian yang didapat adalah:

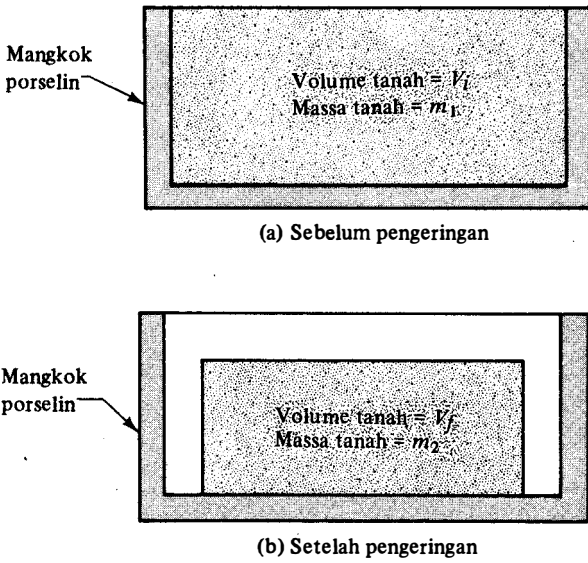
$$\begin{aligned} m_1 &= 44,6 \text{ g} & V_i &= 16,2 \text{ cm}^3 \\ m_2 &= 32,8 \text{ g} & V_f &= 10,8 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Hitung batas susutnya.

Penyelesaian:

Dari Persamaan (2.36)

$$SL = \left(\frac{m_1 - m_2}{m_2} \right) (100) - \left[\frac{(V_i - V_f)\rho_w}{m_2} \right] (100)$$



Gambar 2.14. Uji batas susut.

Dengan memasukkan data uji ke dalam persamaan, didapat:

$$SL = \left(\frac{44,6 - 32,8}{32,8} \right) 100 - \left(\frac{(16,2 - 10,8) \times 1}{32,8} \right) 100$$

$$= 35,97 - 16,46 \approx 19,5$$

Catatan: Batas susut yang didapat dari hasil perhitungan di atas adalah masih di dalam batas umum untuk illite seperti yang diberikan dalam Tabel 2.4.

2.6

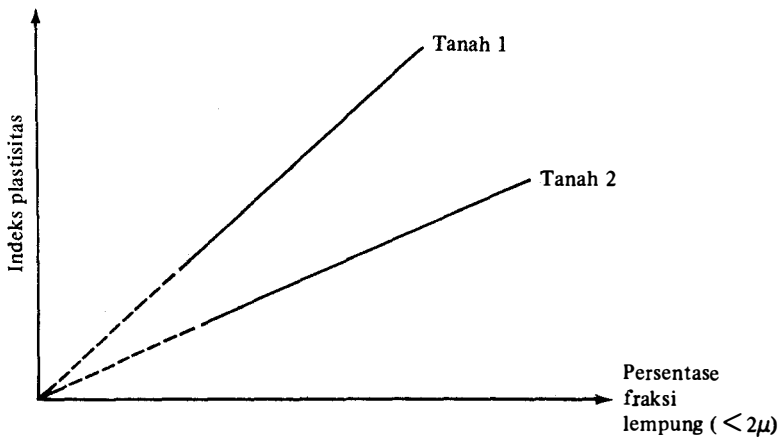
Aktivitas (activity)

Karena sifat plastis dari suatu tanah adalah disebabkan oleh air yang terserap di sekeliling permukaan partikel lempung (adsorbed water), maka dapat diharapkan bahwa tipe dan jumlah mineral lempung yang dikandung di dalam suatu tanah akan mempengaruhi batas plastis dan batas cair tanah yang bersangkutan. Skempton (1953) menyelidiki bahwa indeks plastis (PI) suatu tanah bertambah menurut garis lurus sesuai dengan bertambahnya persentase dari fraksi berukuran lempung (% Berat butiran yang lebih kecil dari 2μ) yang dikandung oleh tanah. Hubungan ini dapat dilihat dalam Gambar 2.15 di mana garis rata-rata untuk semua tanah adalah melalui titik pusat sumbu. Hubungan antara PI dengan fraksi berukuran lempung untuk tiap-tiap tanah mempunyai garis yang berbeda-beda. Keadaan ini disebabkan karena tipe dari mineral lempung yang dikandung oleh tiap-tiap tanah berbeda-beda. Atas dasar hasil studi tersebut, Skempton mendefinisikan suatu besaran yang dinamakan *aktivitas* (activity) yang merupakan kemiringan dari garis yang menyatakan hubungan antara PI dan persen butiran yang lolos ayakan 2μ , atau dapat pula dituliskan sebagai:

$$A = \frac{PI}{(\% \text{ berat fraksi berukuran lempung})} \quad (2.37)$$

di mana :

A = aktivitas/activity



Gambar 2.15. Hubungan antara indeks plastisitas dengan persentase berat fraksi berukuran-lempung.

Aktivitas digunakan sebagai indeks untuk mengidentifikasi kemampuan mengembang dari suatu tanah lempung. Harga dari aktivitas untuk berbagai mineral lempung diberikan dalam Tabel 2.5.

Seed, Woodward, dan Lundgren (1964a) mempelajari sifat plastis dari beberapa macam tanah yang dibuat sendiri dengan cara mencampur pasir dan lempung dengan persentase yang berbeda-beda. Mereka menyimpulkan bahwa walaupun hubungan antara indeks plastis (PI) dan persentase butiran yang lebih kecil dari 2μ adalah merupakan garis lurus, seperti diteliti oleh Skempton, tetapi garis-garis tersebut tidak selalu melalui pusat sumbu. Keadaan ini dapat dilihat dalam Gambar 2.16 dan 2.17. Oleh karena itu, aktivitas dapat didefinisikan sebagai:

$$A = \frac{PI}{\% \text{ berat fraksi berukuran lempung} - C'} \quad (2.38)$$

di mana C' adalah konstanta dari tanah yang ditinjau.

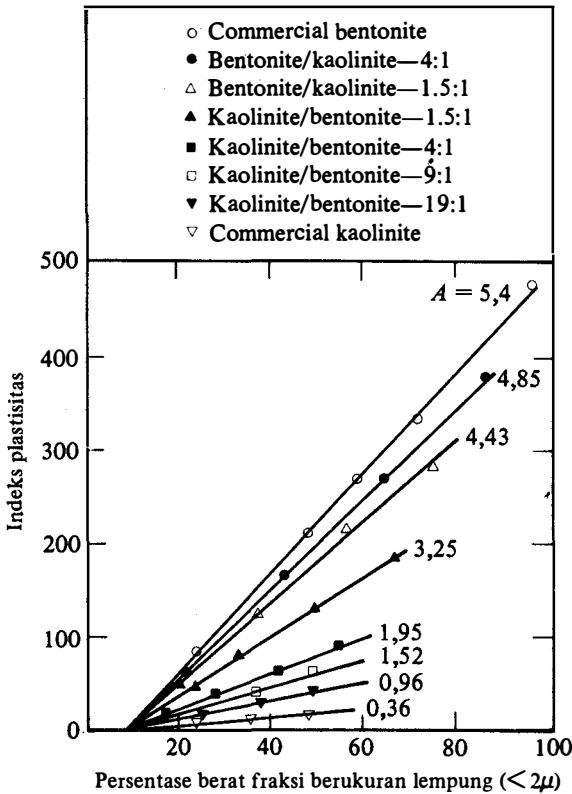
Untuk hasil percobaan yang ditunjukkan dalam Gambar 2.16 dan 2.17, $C' = 9$.

Studi lanjutan dari Seed, Woodward, dan Lundgren (1964b) menunjukkan bahwa hubungan antara indeks plastisitas dan persentase dari fraksi berukuran lempung di dalam tanah dapat diwakili oleh dua garis lurus. Hal ini ditunjukkan secara kualitatif dalam Gambar 2.18. Untuk tanah yang mengandung fraksi berukuran lempung lebih besar dari 40%, garis lurus tersebut akan melalui pusat sumbu apabila diproyeksikan kembali.

Tabel 2.5. Aktivitas Mineral, Lempung*

Mineral	Aktivitas (A)
Smectites	1-7
Illite	0,5-1
Kaolinite	0,5
Halloysite (2H ₂ O)	0,5
Holloysite (4H ₂ O)	0,1
Attapulgit	0,5-1,2
Allophane	0,5-1,2

*Menurut Mitchell (1976)

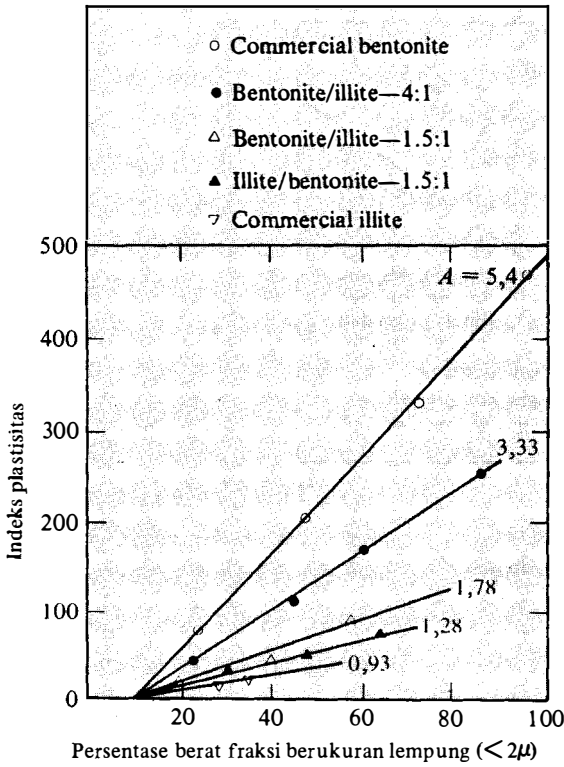


Gambar 2.16. Hubungan antara indeks plastisitas dan persentase berat fraksi berukuran lempung untuk campuran-campuran lempung kaolinite/bentonite (menurut Seed, Woodward, and Lundgren, 1964a).

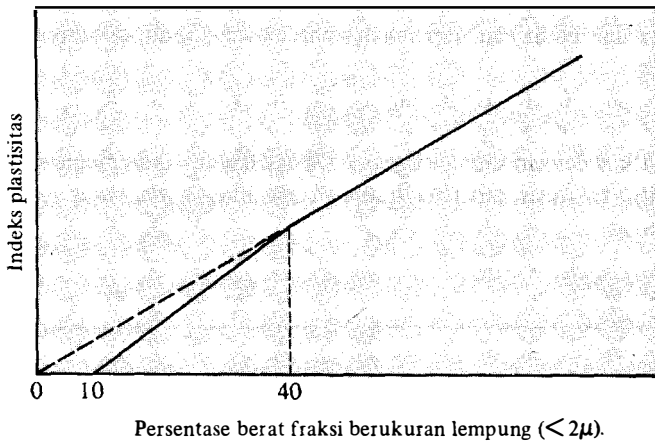
2.7

Bagan Plastisitas

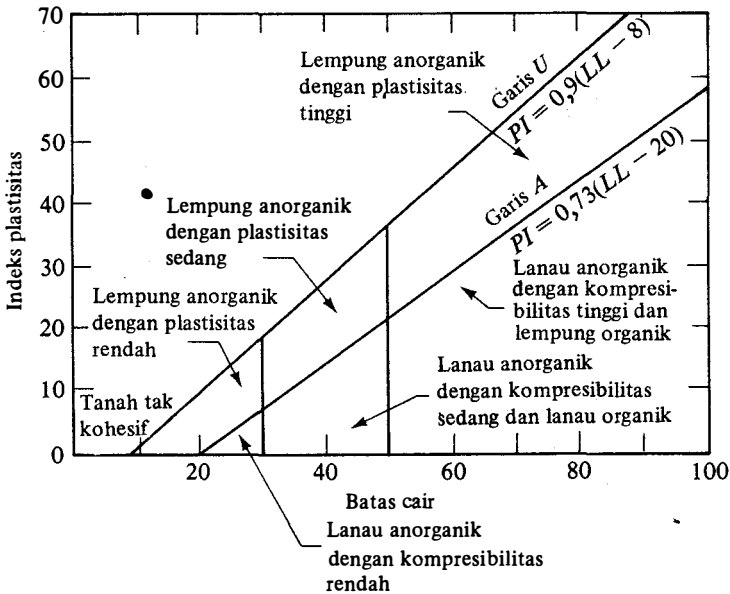
Walaupun cara untuk menentukan batas cair dan batas plastis di laboratorium adalah sangat sederhana, batas-batas tersebut dapat memberikan informasi tentang sifat dari tanah kohesif. Maka dari itu, batas cair dan batas plastis telah digunakan secara ekstensif oleh para ahli teknik sipil untuk menentukan korelasi dari beberapa parameter tanah fisis dan juga untuk mengidentifikasi tanah. Casagrande (1932) telah mempelajari hubungan antara indeks plastis dan batas cair dari bermacam-macam tanah asli. Berdasarkan hasil-hasil pengujian tersebut, Casagrande mengusulkan suatu bagan plastisitas seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 2.19. Hal yang paling penting dalam bagan tersebut adalah *garis empiris A* yang diberikan dengan Persamaan $PI = 0,73 (LL - 20)$. Garis empiris *A* memisahkan tanah lempung anorganik (inorganic clay) dari tanah lanau anorganik (inorganic silt). Tanah lempung anorganik terletak di atas garis *A*, dan lanau anorganik terletak di bawah garis *A*. Tanah lanau anorganik dengan kemampuan memampat sedang (di bawah garis *A* dengan *LL* berkisar antara 30 sampai dengan 50). Tanah lempung organik (organic clay) berada di dalam daerah yang sama seperti tanah lanau anorganik dengan kemampuan memampat tinggi (di bawah garis *A* dengan *LL* lebih besar dari 50). Keterangan yang diberikan dalam bagan plastisitas adalah sangat berguna karena bagan tersebut merupakan dasar dalam pengelompokan tanah berbutir halus dengan sistem unified (USCS) (Bab 3).



Gambar 2.17. Hubungan antara indeks plasitsitas dan persentase berat fraksi berukuran lempung untuk campuran lempung illite/bentonite (menurut Seed, Woodward, dan Lundgren, 1964a).



Gambar 2.18. Penyederhanaan hubungan antara indeks plasitsitas dan persentase berat fraksi berukuran lempung (menurut Seed, Woodward, dan Lun



Gambar 2.19. Bagan plastisitas.

Dalam Gambar 2.19 terlihat bahwa ada suatu garis di atas garis *A* yang dinamakan garis *U*. Garis *U* ini merupakan batas atas perkiraan dari hubungan antara indeks plastisitas dan batas cair untuk semua tanah yang telah ditemukan selama ini. Persamaan garis *U* dapat dituliskan sebagai berikut:

$$PI = 0,9 (LL - 8) \quad (2.39)$$

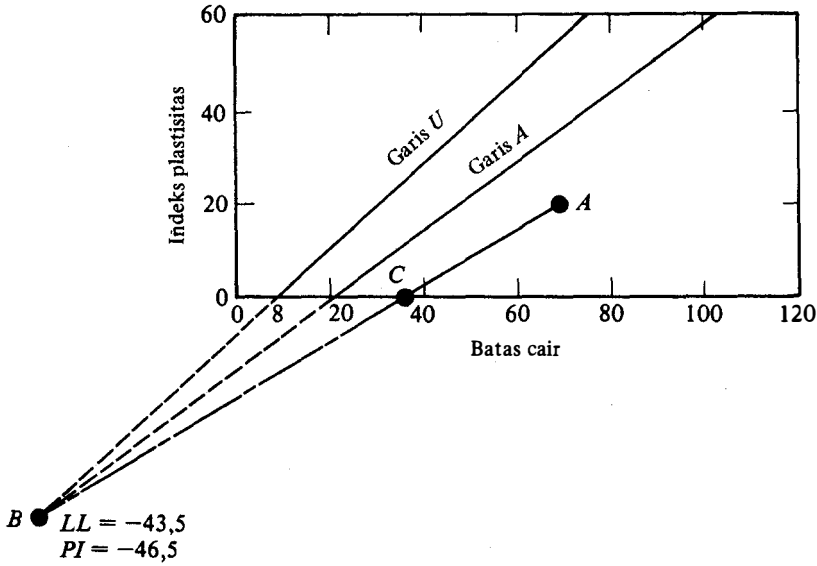
Pemakaian yang lain dari garis *A* dan garis *U* adalah untuk menentukan batas susut tanah, seperti telah disarankan oleh Casagrande bahwa apabila indeks plastisitas dan batas cair dari suatu tanah diketahui, maka batas susut dari tanah yang bersangkutan dapat ditentukan secara kira-kira (lihat Holtz dan Kovacs, 1981). Hal ini dapat dilakukan dengan cara seperti yang terlihat dalam Gambar 2.20, yaitu:

- Gambar indeks plastisitas dan batas cair dari tanah yang bersangkutan, misalnya titik *A* dalam Gambar 2.20.
- Perpanjangan garis *A* dan garis *U* ke bawah hingga bertemu pada satu titik *B*. Titik *B* mempunyai koordinat $LL = -43,5$ dan $PI = -46,4$.
- Hubungkan titik *A* dan titik *B* dengan satu garis lurus. Garis tersebut akan memotong sumbu batas cair pada titik *C*. Absis dari titik *C* adalah perkiraan harga batas susut dari tanah yang bersangkutan.

2.8

Struktur Tanah

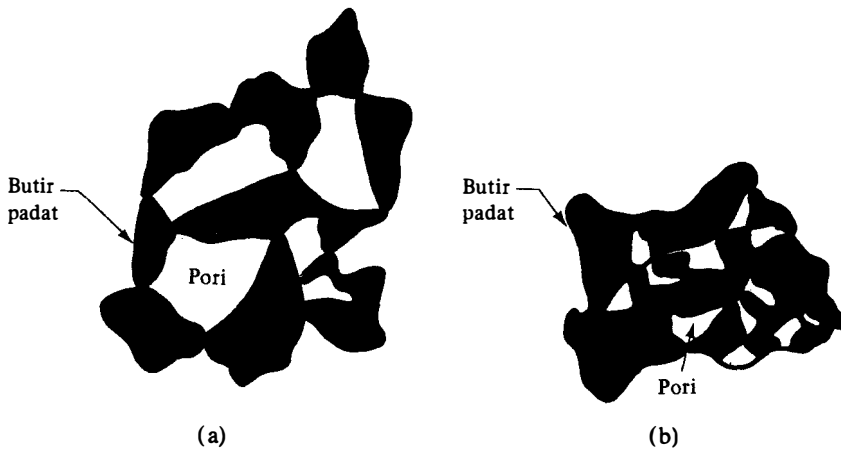
Struktur tanah didefinisikan sebagai susunan geometrik butiran tanah. Di antara faktor-faktor yang mempengaruhi struktur tanah adalah bentuk, ukuran, dan komposisi mineral dari butiran tanah serta sifat dan komposisi dari air tanah. Secara umum, tanah dapat dimasukkan ke dalam dua kelompok yaitu: tanah tak berkoheisi (cohesionless soil) dan tanah kohesif (cohesive soil). Struktur tanah untuk tiap-tiap kelompok akan diterangkan di bawah ini.



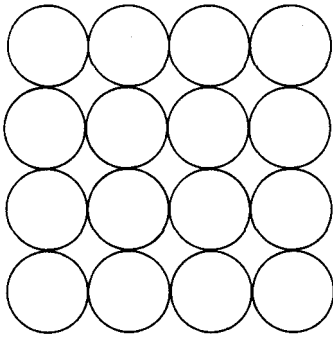
Gambar 2.20. Perkiraan harga batas susut dari bagan plastisitas.

Struktur Tanah Tak Berkohesi

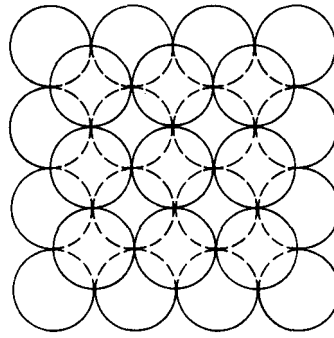
Struktur tanah tak berkohesi pada umumnya dapat dibagi dalam dua kategori pokok: struktur *butir-tunggal* (single-grained) dan struktur *sarang-lebah* (honeycombed). Pada struktur butir tunggal, butiran tanah berada dalam posisi stabil dan tiap-tiap butir bersentuhan satu terhadap yang lain. Bentuk dan pembagian ukuran butiran tanah serta kedudukannya mempengaruhi sifat kepadatan tanah (Gambar 2.21). Untuk mendapatkan gambaran yang lebih jelas tentang variasi angka pori yang disebabkan oleh kedudukan butiran, perhatikan suatu susunan yang terdiri dari butiran yang bulat dan berukuran sama seperti ditunjukkan dalam Gambar 2.22. Untuk suatu susunan dalam keadaan yang sangat lepas, angka pori adalah 0,91. Tetapi, angka pori berkurang menjadi 0,35 bilamana butiran bulat dengan ukuran sama tersebut diatur sedemikian rupa hingga susunan menjadi sangat padat. Keadaan tanah asli berbeda dengan model di atas karena butiran tanah asli tidak mempunyai bentuk dan ukuran yang sama. Pada tanah asli, butiran dengan ukuran terkecil menempati rongga di



Gambar 2.21. Struktur butir-tunggal: (a) lepas, (b) padat.

(a) Sangat lepas ($e = 0,91$)

Tampak atas

(b) Sangat padat ($e = 0,35$)

Tampak atas

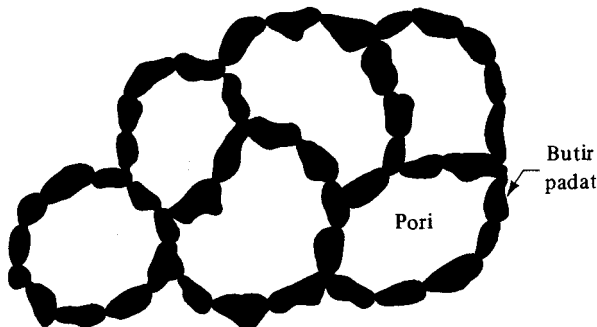
Gambar 2.22. Model dari susunan butiran yang bulat dan berukuran sama (tampak atas): (a) susunan yang sangat lepas ($e = 0,91$); (b) susunan yang sangat padat ($e = 0,35$).

antara butiran besar. Keadaan ini menunjukkan kecenderungan terhadap pengurangan angka pori tanah. Tetapi, ketidakrataan bentuk butiran pada umumnya menyebabkan adanya kecenderungan terhadap penambahan angka pori dari tanah. Sebagai akibat dari dua faktor tersebut di atas, maka angka pori tanah asli kira-kira masuk dalam rentang yang sama seperti angka pori yang didapat dari model tanah di mana bentuk dan ukuran butiran adalah sama.

Pada struktur sarang-lebah (Gambar 2.23), pasir-halus dan lanau membentuk lengkungan-lengkungan kecil hingga merupakan rantai butiran. Tanah yang mempunyai struktur sarang-lebah mempunyai angka pori besar dan biasanya dapat memikul beban statis yang tak begitu besar. Tetapi, apabila struktur tersebut dikenai beban berat atau apabila dikenai beban getas, struktur tanah akan rusak dan menyebabkan penurunan yang besar.

Struktur Tanah Kohesif

Untuk dapat mengerti dasar dari struktur tanah kohesif, perlu diketahui tipe dari gaya-gaya yang bekerja antara butir-butir tanah lempung yang terlarut dalam air. Dalam bab terdahulu telah dibahas tentang muatan negatif pada permukaan butir tanah lempung dan lapisan ganda terdifusi (diffuse double layer) yang mengelilingi tiap-tiap butir. Bilamana dua butiran lempung dalam larutan terletak berdekatan satu terhadap yang lain, lapisan ganda terdifusi dari kedua butiran tersebut akan menyebabkan gaya tolak-menolak. Pada waktu yang sama, timbul juga gaya tarik-menarik antar butiran lempung yang disebabkan oleh gaya



Gambar 2.23. Struktur sarang lebah.

Van Der Waal yang tidak tergantung pada sifat air. Kedua gaya tolak-menolak dan tarik-menarik ini akan bertambah dengan berkurangnya jarak antara partikel-partikel lempung, tetapi kecepatan penambahan untuk kedua gaya tersebut tidak sama. Bilamana jarak antara partikel-partikel sangat kecil, gaya tarik-menarik adalah lebih besar daripada gaya tolak-menolak. Gaya-gaya ini dianalisis dengan teori koloid (colloidal theories).

Pada kenyataannya, konsentrasi muatan positif terjadi pada bagian-bagian tepi dari butiran lempung, seperti diterangkan dalam Bab 1. Maka dari itu, apabila butiran lempung saling berdekatan satu dengan yang lainnya, bagian tepi yang bermuatan positif ini akan ditarik ke permukaan butiran yang bermuatan negatif.

Sekarang kita mempelajari sifat dari tanah lempung yang merupakan endapan dari suatu larutan. Bilamana lempung terdispersi (dispersed) di dalam air, partikel-partikel tanah akan berjauhan satu dengan yang lain. Hal ini disebabkan karena dengan bertambahnya jarak antara partikel-partikel, gaya tolak-menolak antar partikel adalah lebih besar daripada gaya tarik-menarik (gaya Van Der Waal). Gaya tarik bumi yang bekerja pada tiap-tiap partikel diabaikan. Jadi, tiap-tiap partikel akan turun secara perlahan atau tinggal dalam larutan, mengalami *gerakan Brown* (gerakan zig-zag yang acak dari butiran koloid di dalam larutan). Endapan yang terbentuk oleh butir-butir tanah yang mengendap mempunyai struktur terdispersi, dan semua partikel akan berorientasi kira-kira sejajar satu sama lain (Gambar 2.24a).

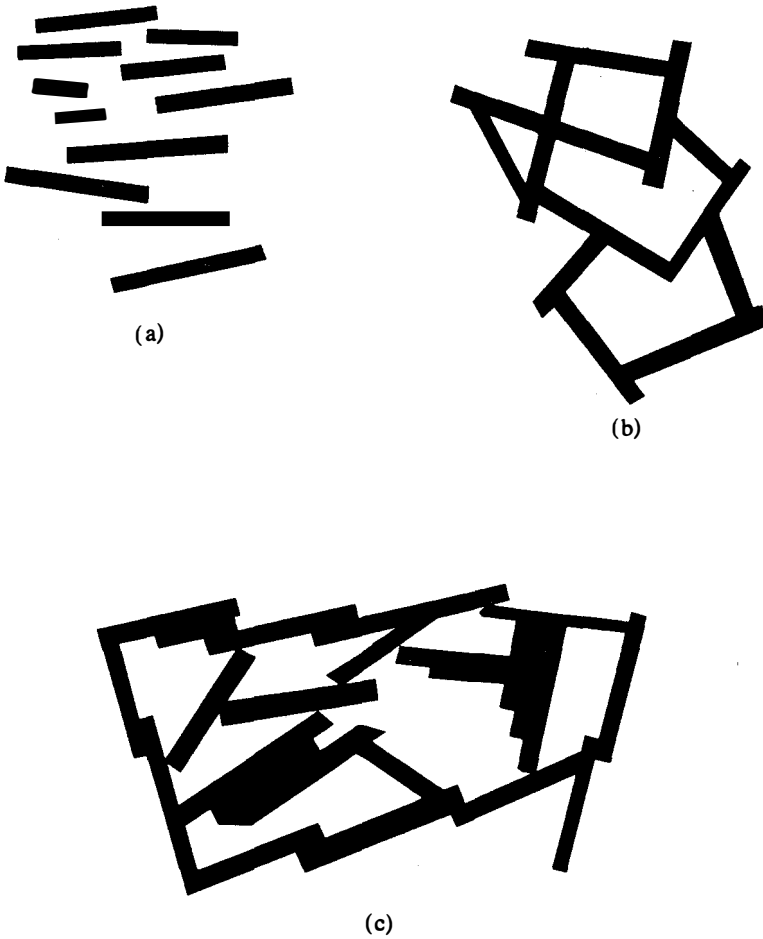
Apabila butiran lempung yang mulanya terdispersi di dalam air kemudian posisinya berubah menjadi berdekatan satu sama lain dikarenakan adanya gerakan acak di dalam larutan, butiran-butiran akan cenderung untuk mengumpul ke dalam gumpalan yang besar dengan butir-butirnya mempunyai hubungan tepi permukaan (edge-to-face contact). Dalam keadaan ini, partikel-partikel secara keseluruhan diikat bersama-sama oleh gaya tarik elektrostatis dari muatan positif tepi butiran ke muatan negatif permukaan butiran. Keadaan ini dikenal sebagai *flokulasi* (flocculation). Bilamana gumpalan ini menjadi besar, mereka akan mengendap ke bawah diakibatkan oleh gaya beratnya sendiri. Endapan yang terbentuk dengan cara ini akan mempunyai struktur terflokulasi (Gambar 2.24b).

Apabila garam ditambahkan ke dalam larutan lempung air yang asalnya sudah terdispersi, ion-ion cenderung untuk menekan lapisan ganda di sekeliling partikel. Keadaan ini mengurangi gaya tolak-menolak antar partikel-partikel sehingga partikel lempung akan tarik-menarik satu dengan yang lainnya untuk membentuk gumpalan-gumpalan dan kemudian mengendap ke bawah. Struktur terflokulasi dari endapan dapat dilihat dalam Gambar 2.24c. Untuk sedimen di air asin yang mempunyai struktur terflokulasi, partikel-partikelnya mempunyai orientasi yang sejajar satu sama lain. Hal ini disebabkan karena adanya gaya Van Der Waal.

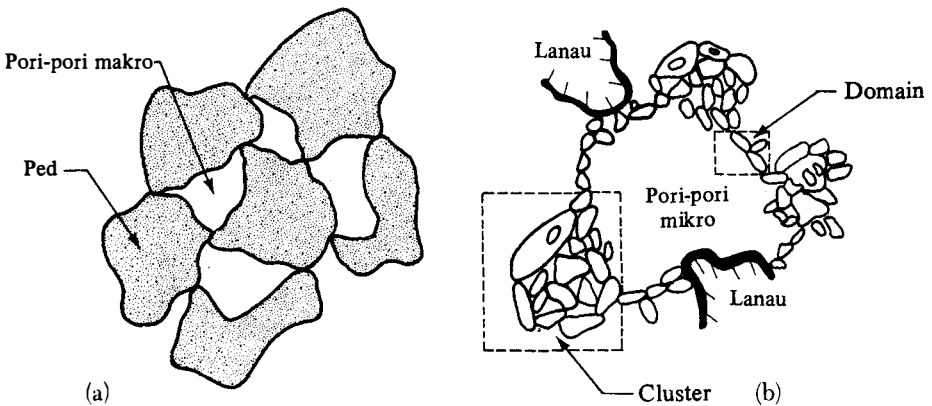
Lempung yang mempunyai struktur terflokulasi mempunyai berat yang ringan dan angka pori yang sangat besar. Struktur lapisan tanah lempung yang terbentuk di dalam laut sangat terflokulasi, sedangkan sedimen yang terbentuk di air tawar sebagian besar mempunyai struktur antara terdispersi dan terflokulasi.

Dalam kenyataannya, suatu deposit tanah yang terdiri atas mineral lempung saja ternyata jarang ditemui. Maka dari itu, bilamana suatu tanah mengandung 50% atau lebih partikel dengan ukuran 0,002 mm atau kurang, biasanya tanah tersebut dinamakan lempung. Studi yang paling baru dengan alat scanning electron microscopes (Collins dan McGown, 1974; Pusch, 1978; Yong dan Sheeran, 1973) menunjukkan bahwa tiap-tiap partikel lempung cenderung untuk menggumpal dalam ukuran-ukuran yang kecil. Gumpalan-gumpalan kecil tersebut dinamakan *domain*. Beberapa domain kemudian bersama-sama membentuk kelompok, yang dinamakan *cluster*. Cluster dapat dilihat dengan alat mikroskop biasa. Beberapa cluster mengelompok bersama-sama untuk membentuk *ped*; pengelompokan cluster-cluster disebabkan karena adanya gaya antar partikel. Ped dapat dilihat tanpa mikroskop. Kelompok dari ped merupakan suatu struktur makro yang lengkap dengan sambungan dan retakan.

Gambar 2.25a menunjukkan susunan beberapa ped dengan pori-pori makro (macropo-



Gambar 2.24. Struktur endapan (sedimen): (a) dispersi; (b) flokulasi oleh bukan garam; (c) flokulasi oleh garam (diambil dari Lambe, 1958).



Gambar 2.25. Struktur tanah (a) susunan ped-ped dan ruang pori makro. (b), susunan domain-domain dan cluster-cluster dengan butiran berukuran lanau.

Tabel 2.6. Struktur Tanah Lempung.

Hal	Keterangan
Struktur terdispersi	Terbentuk oleh partikel-partikel lempung yang mengendap secara individu. Orientasi butir-butirnya hampir paralel (Gambar 2.24a).
Struktur terflokulasi	Terbentuk oleh gumpalan-gumpalan butiran lempung yang mengendap.
Domain	Kelompok unit-unit submikroskopis dari partikel lempung.
Cluster	Kelompok dari domain yang membentuk cluster. Dapat dilihat dengan mikroskop biasa.
Ped	Kelompok dari cluster yang membentuk ped. Dapat dilihat tanpa mikroskop.

re)-nya. Susunan beberapa domain beserta cluster dengan butiran lanau ditunjukkan dalam Gambar 2.25b.

Dari keterangan di atas, dapat dilihat bahwa struktur dari tanah kohesif adalah sangat rumit. Dari segi teknik, struktur makro mempunyai pengaruh yang penting terhadap sifat tanah. Dari segi filosofisnya, struktur mikro adalah lebih penting dari pada struktur makro. Tabel 2.3 memberikan rangkuman tentang struktur makro dari tanah lempung.

Soal-soal

- 2.1 Suatu tanah basah mempunyai volume $0,1 \text{ ft}^3$ dan berat $12,2 \text{ lb}$. Apabila kadar airnya adalah 12% dan berat spesifik dari butiran padat adalah $2,72$, tentukan:
 - a. berat volume basah (lb/ft^3)
 - b. berat volume kering (lb/ft^3)
 - c. angka pori
 - d. porositas
 - e. derajat kejenuhan (%)
 - f. volume yang ditempati oleh air (ft^3)
- 2.2 Berat volume kering dari suatu tanah yang mempunyai porositas $0,387$ adalah $1600 \text{ kg}/\text{m}^3$. Tentukan berat spesifik dari butiran padat dan angka pori tanah tersebut.
- 2.3 Berat volume basah suatu tanah adalah $19,2 \text{ kN}/\text{m}^3$. Apabila $G_s = 2,69$ dan $w = 9,8\%$, tentukan:
 - a. berat volume kering (kN/m^3)
 - b. angka pori
 - c. porositas
 - d. derajat kejenuhan (%)
- 2.4 Untuk suatu tanah jenuh air, dengan $w = 40\%$ dan $G_s = 2,71$, tentukan berat volume jenuh dan berat volume kering dalam satuan lb/ft^3 dan kN/m^3 .

- 2.5 Massa suatu contoh tanah basah yang diambil dari lapangan adalah 465 gram, dan massa tanah kering sesudah dikeringkan dalam oven adalah 405,76 gram. Berat spesifik butiran tanah yang ditentukan di laboratorium adalah 2,68. Apabila angka pori tanah asli adalah 0,83, tentukan berikut ini:
- kepadatan tanah basah di lapangan (kg/m^3)
 - kepadatan tanah kering di lapangan (kg/m^3)
 - massa air, dalam kilogram, yang harus ditambahkan ke dalam satu meter kubik tanah di lapangan untuk membuat tanah tersebut menjadi jenuh
- 2.6 Suatu tanah mempunyai berat volume $126,8 \text{ lb/ft}^3$. Dengan $G_s = 2,67$ dan $w = 12,6\%$, tentukan:
- berat volume kering (lb/ft^3)
 - angka pori
 - porositas
 - berat air dalam lb/ft^3 yang dibutuhkan untuk membuat tanah jenuh
- 2.7 Berat volume tanah jenuh air adalah $20,12 \text{ kN/m}^3$. Dengan $G_s = 2,74$, tentukan:
- γ_{kering}
 - e
 - n
 - w (%)
- 2.8 Untuk suatu tanah, diberikan $e = 0,86$, $w = 28\%$, dan $G_s = 2,72$. Tentukan:
- berat volume basah (lb/ft^3)
 - derajat kejenuhan (%)
- 2.9 Untuk suatu tanah jenuh air, diberikan $\gamma_t = 15,29 \text{ k/m}^3$ dan $w = 21\%$. Tentukan:
- γ_{sat}
 - e
 - G_s
 - γ_{basah} bilamana derajat kejenuhan adalah 50%
- 2.10 Tunjukkan bahwa, untuk segala tanah, $\gamma_{\text{sat}} = \gamma_w (e/w) [(1 + w)/(1 + e)]$
- 2.11 Angka pori maksimum dan minimum suatu pasir adalah 0,8 dan 0,41. Apakah angka pori tanah tersebut bersesuaian dengan kepadatan relatif 48%?
- 2.12 Suatu pasir, kemungkinan angka pori maksimum dan minimum yang dapat ditentukan di laboratorium adalah 0,94 dan 0,33. Tentukan berat volume basah dalam satuan lb/ft^3 dari tanah yang dipadatkan di lapangan pada kepadatan relatif 60% dan kadar air 10%; diberikan $G_s = 2,65$. Juga tentukan berat volume kering maksimum dan minimum yang mungkin dapat dipunyai oleh pasir tersebut.
- 2.13 Data berikut ini didapat dari uji batas cair dan uji batas plastis untuk uji batas cair suatu tanah:

Banyak pukulan	Kadar air (%)
15	42,0
20	40,8
28	39,1

Uji Batas Plastis: Kadar Air = 18,7%

- a. Gambarkan kurva aliran dari hasil uji batas cair dan tentukan batas cair dari tanah
 b. Berapakah indeks plastisitas tanah?

2.14 Apabila kadar air dari tanah di lapangan dalam Soal no. 2.13 adalah 22%, berapakah indeks cair (liquidity index)? Apakah yang dapat anda terka mengenai sifat tanah di lapangan?

2.15 Suatu tanah jenuh air dengan volume $19,65 \text{ cm}^3$ mempunyai massa 36 gram. Bilamana tanah tersebut dikeringkan, volumenya adalah 13,5 gram dan massanya menjadi 25 gram. Tentukan batas susut tanah tersebut.

2.16 Ulangi Soal no. 2.13 untuk berikut ini:

Uji Batas Cair:

Jumlah pukulan	Kadar air (%)
17	42,1
22	38,2
27	36,2
32	34,1

Uji Batas Plastis: Kadar air = 21,3%

Notasi

Simbol-simbol berikut ini sudah dipergunakan dalam bab ini.

Simbol Penjelasan

Inggris

A	aktivitas
C	konstanta
C'	konstanta
D_r	kerapatan relatif (relative density)
e	angka pori (void ratio)
e_{max}	angka pori maksimum yang mungkin
e_{min}	angka pori minimum yang mungkin
G_s	berat jenis dari butiran padat
I_F	indeks aliran
LL	batas cair (liquid limit)
m	massa
m_s	massa butiran
m_w	massa air
N	jumlah pukulan dalam test batas cair
n	porositas
PI	indeks plastisitas
PL	batas plastis
S	derajat kejenuhan
SL	batas susut (shrinkage limit)

V	volume total
V_a	volume udara
V_f	volume akhir (untuk uji batas susut)
V_i	volume mula-mula (untuk uji batas susut)
V_m	volume cetakan (untuk uji kerapatan relatif)
V_s	volume butiran tanah
V_o	volume pori
V_w	volume air
W	berat total
W_s	berat butiran tanah
W_w	berat air
w	kadar air
w_i	kadar air mula-mula (uji batas susut)
w_N	kadar air pada pukulan N pada alat uji batas cair

Yunani

β	konstanta
γ	berat volume
γ_d	berat volume kering
$\gamma_d^{(max)}$	berat volume kering maksimum yang mungkin
$\gamma_d^{(min)}$	berat volume kering minimum yang mungkin
γ_{moist}	berat volume basah
γ_{sat}	berat volume jenuh
γ_w	berat volume air
Δ_w	perubahan kadar air
ρ	kerapatan
ρ_d	kerapatan kering
ρ_{sat}	kerapatan jenuh
ρ_w	kerapatan air

Acuan

- American Society for Testing and Materials (1982). *ASTM Book of Standards*, Part 19, Philadelphia, Pa.
- Casagrande, A. (1932). "Research of Atterberg Limits of Soils," *Public Roads*, Vol. 13, No. 8, 121-136.
- Collins, K., and McGown, A. (1974). "The Form and Function of Microfabric Features in a Variety of Natural Soils," *Geotechnique*, Vol. 24, No. 2, 223-254.
- Holtz, R. D., and Kovacs, W. D. (1981). *An Introduction to Geotechnical Engineering*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.
- Lambe, T. W. (1958). "The Structure of Compacted Clay," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 85, No. SM2, 1654-1 to 1654-35.
- Mitchell, J. K. (1976). *Fundamentals of Soil Behavior*, Wiley, New York.
- Pusch, R. (1978). "General Report on Physico-Chemical Processes Which Affect Soil Structure and Vice Versa," *Proceedings*, International Symposium on Soil Structure, Gothenburg, Sweden, Appendix, 33.

- Seed, H. B., Woodward, R. J., and Lundgren, R. (1964a). "Clay Mineralogical Aspects of Atterberg Limits," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 90, No. SM4, 107-131.
- Seed, H. B., Woodward, R. J., and Lundgren, R. (1964b). "Fundamental Aspects of the Atterberg Limits," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 90, No. SM6, 75-105.
- Skempton, A. W. (1953). "The Colloidal Activity of Clays," *Proceedings*, 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Vol. 1, 57-61.
- Waterways Experiment Station (1949). U.S. Corps of Engineers *Technical Memo 3-286*, Vicksburg, Mississippi.
- Yong, R. N., and Sheeran, D. E. (1973). "Fabric Unit Interaction and Soil Behaviour," *Proceedings*, International Symposium on Soil Structure, Gothenburg, Sweden, 176-183.

Klasifikasi Tanah

Sistem klasifikasi tanah adalah suatu sistem pengaturan beberapa jenis tanah yang berbeda-beda tapi mempunyai sifat yang serupa ke dalam kelompok-kelompok dan subkelompok-subkelompok berdasarkan pemakaiannya. Sistem klasifikasi memberikan suatu bahasa yang mudah untuk menjelaskan secara singkat sifat-sifat umum tanah yang sangat bervariasi tanpa penjelasan yang terinci. Sebagian besar sistem klasifikasi tanah yang telah dikembangkan untuk tujuan rekayasa didasarkan pada sifat-sifat indeks tanah yang sederhana seperti distribusi ukuran butiran dan plastisitas. Walaupun saat ini terdapat berbagai sistem klasifikasi tanah, tetapi tidak ada satupun dari sistem-sistem tersebut yang benar-benar memberikan penjelasan yang tegas mengenai segala kemungkinan pemakaiannya. Hal ini disebabkan karena sifat-sifat tanah yang sangat bervariasi.

3.1

Klasifikasi Berdasarkan Tekstur

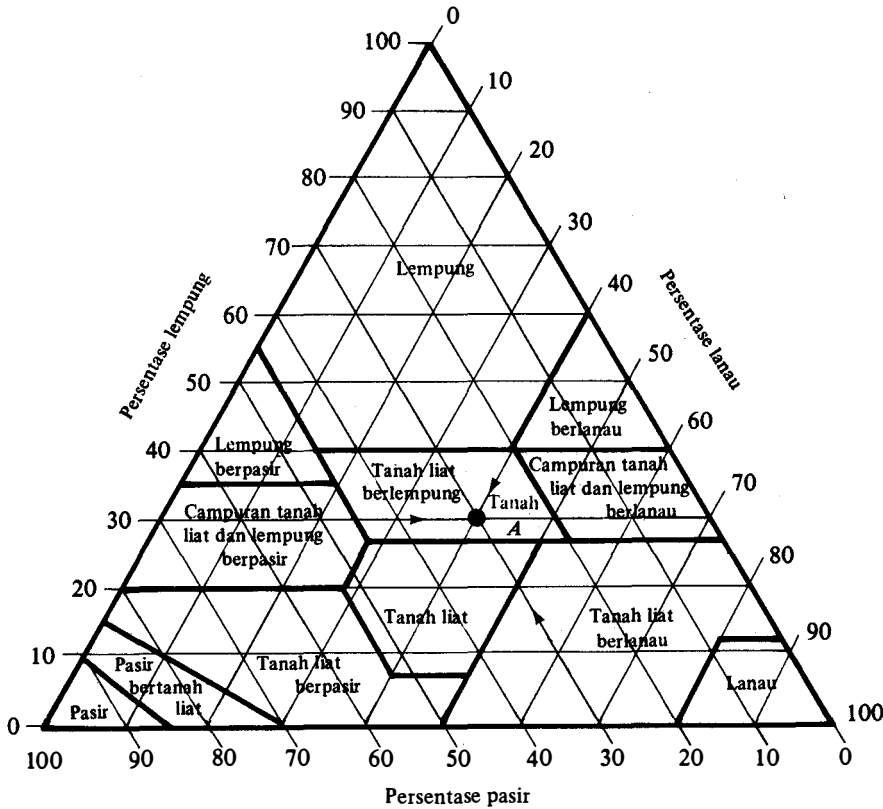
Dalam arti umum, yang dimaksud dengan tekstur tanah adalah keadaan permukaan tanah yang bersangkutan. Tekstur tanah dipengaruhi oleh ukuran tiap-tiap butir yang ada di dalam tanah. Tabel 3.1 membagi tanah dalam beberapa kelompok: kerikil (gravel), pasir (sand), lanau (silt), dan lempung (clay), atas dasar ukuran butir-butirnya. Pada umumnya, tanah asli merupakan campuran dari butir-butir yang mempunyai ukuran yang berbeda-beda. Dalam sistem klasifikasi tanah berdasarkan tekstur, tanah diberi nama atas dasar komponen utama yang dikandungnya, misalnya lempung berpasir (sandy clay), lempung berlanau (silty clay), dan seterusnya.

Beberapa sistem klasifikasi berdasarkan tekstur tanah telah dikembangkan sejak dulu oleh berbagai organisasi guna memenuhi kebutuhan mereka sendiri; beberapa dari sistem-sistem tersebut masih tetap dipakai sampai saat ini. Gambar 3.1 menunjukkan sistem klasifikasi berdasarkan tekstur tanah yang dikembangkan oleh Departemen Pertanian Amerika (USDA). Sistem ini didasarkan pada ukuran batas dari butiran tanah seperti yang diterangkan oleh sistem USDA dalam Tabel 3.1, yaitu:

pasir: butiran dengan diameter 2,0 sampai dengan 0,05 mm

lanau: butiran dengan diameter 0,05 sampai dengan 0,002 mm

lempung: butiran dengan diameter lebih kecil dari 0,002 mm



Gambar 3.1. Klasifikasi berdasarkan tekstur oleh Departemen Pertanian Amerika Serikat (USDA).

Pemakaian bagan dalam Gambar 3.1 ini dapat diterangkan secara jelas dengan menggunakan sebuah contoh. Apabila distribusi ukuran butir tanah *A* adalah: 30% pasir, 40% lanau, dan 30% butiran dengan ukuran lempung (< 0,002 mm), klasifikasi tekstur tanah yang bersangkutan dapat ditentukan dengan cara seperti yang ditunjukkan dengan anak panah dalam Gambar 3.1. Jenis tanah *A* termasuk dalam daerah *lempung tanah liat*. Perhatikan bahwa bagan ini hanya didasarkan pada bagian tanah yang lolos lewat ayakan* No. 10. Oleh karena itu, apabila tanahnya mengandung butiran berdiameter lebih besar dari 2 mm dalam persentase tertentu, maka perlu diadakan koreksi. Sebagai contoh, apabila tanah *B* mempunyai pembagian ukuran butir: 20% kerikil, 10% pasir, 30% lanau, dan 40% lempung, komposisi tekstural yang dimodifikasi adalah:

$$\text{pasir} : \frac{10 \times 100}{(100 - 20)} = 12,5\%$$

$$\text{lanau} : \frac{30 \times 100}{(100 - 20)} = 37,5\%$$

$$\text{lempung} : \frac{40 \times 100}{(100 - 20)} = 50,0\%$$

Berdasarkan pada persentase butiran yang telah dimodifikasi tersebut, sistem klasifikasi USDA menunjukkan bahwa tanah *B* adalah termasuk tanah lempung. Tetapi, karena persen-

* Biasa disebut juga "saringan"

tase kerikil yang dikandung oleh tanah *B* cukup besar, maka tanah tersebut dapat dinamakan sebagai lempung berkerikil (*gravelly clay*).

Sekarang ada beberapa sistem klasifikasi lain yang berdasarkan tekstur yang juga masih dipakai, tetapi sistem-sistem tersebut sudah tidak dipakai untuk keperluan teknik sipil.

3.2

Klasifikasi Berdasarkan Pemakaian

Sistem klasifikasi tanah berdasarkan tekstur adalah relatif sederhana karena ia hanya didasarkan pada distribusi ukuran butiran tanah saja. Dalam kenyataannya, jumlah dan jenis dari mineral lempung yang dikandung oleh tanah sangat mempengaruhi sifat fisis tanah yang bersangkutan. Oleh karena itu, kiranya perlu untuk memperhitungkan *sifat plastisitas* tanah, yang disebabkan adanya kandungan mineral lempung, agar dapat menafsirkan ciri-ciri suatu tanah. Karena sistem klasifikasi berdasarkan tekstur tidak memperhitungkan sifat plastisitas tanah, dan secara keseluruhan tidak menunjukkan sifat-sifat tanah yang penting, maka sistem tersebut dianggap tidak memadai untuk sebagian besar dari keperluan teknik. Pada saat sekarang ada lagi dua buah sistem klasifikasi tanah yang selalu dipakai oleh para ahli teknik sipil. Kedua sistem tersebut memperhitungkan distribusi ukuran butir dan batas-batas Atterberg. Sistem-sistem tersebut adalah: Sistem Klasifikasi AASHTO dan Sistem Klasifikasi Unified. Sistem klasifikasi AASHTO pada umumnya dipakai oleh departemen jalan raya di semua negara bagian di Amerika Serikat. Sedangkan sistem klasifikasi Unified pada umumnya lebih disukai oleh para ahli geoteknik untuk keperluan-keperluan teknik yang lain.

Sistem Klasifikasi AASHTO

Sistem klasifikasi ini dikembangkan dalam tahun 1929 sebagai *Public Road Administration Classification System*. Sistem ini sudah mengalami beberapa perbaikan; versi yang saat ini berlaku adalah yang diajukan oleh *Committee on Classification of Materials for Subgrade and Granular Type Road of the Highway Research Board* dalam tahun 1945 (ASTM Standard no D-3282, AASHTO metode M145).

Sistem klasifikasi AASHTO yang dipakai saat ini diberikan dalam Tabel 3.1. Pada sistem ini, tanah diklasifikasikan ke dalam tujuh kelompok besar, yaitu A-1 sampai dengan A-7. Tanah yang diklasifikasikan ke dalam A-1, A-2, dan A-3 adalah tanah berbutir di mana 35% atau kurang dari jumlah butiran tanah tersebut lolos ayakan No. 200. Tanah di mana lebih dari 35% butirannya lolos ayakan No. 200 diklasifikasikan ke dalam kelompok A-4, A-5, A-6, dan A-7. Butiran dalam kelompok A-4 sampai dengan A-7 tersebut sebagian besar adalah lanau dan lempung. Sistem klasifikasi ini didasarkan pada kriteria di bawah ini:

a. Ukuran butir:

Kerikil: bagian tanah yang lolos ayakan dengan diameter 75 mm (3 in) dan yang tertahan pada ayakan No. 20 (2mm).

Pasir: bagian tanah yang lolos ayakan No. 10 (2mm) dan yang tertahan pada ayakan No. 200 (0,075 mm).

Lanau dan lempung: bagian tanah yang lolos ayakan No. 200.

b. Plastisitas:

Nama *berlanau* dipakai apabila bagian-bagian yang halus dari tanah mempunyai indeks plastisitas [*plasticity index (PI)*] sebesar 10 atau kurang. Nama *berlempung* dipakai bilamana bagian-bagian yang halus dari tanah mempunyai indeks plastis sebesar 11 atau lebih.

c. Apabila batuan (ukuran lebih besar dari 75 mm) ditemukan di dalam contoh tanah yang akan ditentukan klasifikasi tanahnya, maka batuan-batuan tersebut harus dike-

luarkan terlebih dahulu. Tetapi, persentase dari batuan yang dikeluarkan tersebut harus dicatat.

Apabila sistem klasifikasi AASHTO dipakai untuk mengklasifikasikan tanah, maka data dari hasil uji dicocokkan dengan angka-angka yang diberikan dalam Tabel 3.1 dari kolom sebelah kiri ke kolom sebelah kanan hingga ditemukan angka-angka yang sesuai.

Gambar 3.2 menunjukkan suatu gambar dari senjang batas cair (liquid limit, *LL*) dan indeks plastisitas (*PI*) untuk tanah yang masuk dalam kelompok A-2, A-4, A-5, A-6, dan A-7.

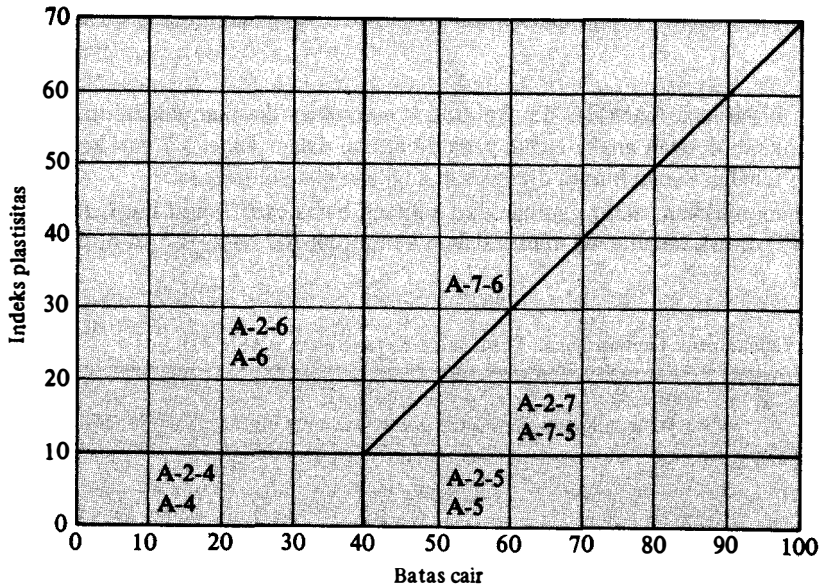
Tabel 3.1 Klasifikasi Tanah untuk Lapisan Tanah Dasar Jalan Raya (Sistem AASHTO).

Klasifikasi umum	Tanah berbutir (35% atau kurang dari seluruh contoh tanah lolos ayakan No. 200)						
	A-1		A-3	A-2			
Klasifikasi kelompok	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Analisis ayakan (% lolos) No. 10 No. 40 No. 200	Maks 50 Maks 30 Maks 15	Maks 50 Maks 25	Min 51 Maks 10	Maks 35	Maks 35	Maks 35	Maks 35
Sifat fraksi yang lolos ayakan No. 40 Batas cair (<i>LL</i>) Indeks plastisitas (<i>PI</i>)	Maks 6		NP	Maks 40 Maks 10	Min 41 Maks 10	Maks 40 Min 11	Min 41 Min 11
Tipe material yang paling dominan	Batu pecah, kerikil dan pasir		Pasir halus	kerikil dan pasir yang berlanau atau berlempung			
Penilaian sebagai bahan tanah dasar	Baik sekali sampai baik						

Klasifikasi umum	Tanah lanau – lempung (Lebih dari 35% dari seluruh contoh tanah lolos ayakan No. 200)			
	A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5* A-7-6†
Analisis ayakan (% lolos) No. 10 No. 40 No. 200	Min 36	Min 36	Min 36	Min 36
Sifat fraksi yang lolos ayakan No. 40 Batas cair (<i>LL</i>) Indeks plastisitas (<i>PI</i>)	Maks 40 Maks 10	Maks 41 Maks 10	Maks 40 Min 11	Min 41 Min 11
Tipe material yang paling dominan	Tanah berlanau		Tanah berlempung	
Penilaian sebagai bahan tanah dasar	Biasa sampai jelek			

*Untuk A-7-5, $PI \leq LL - 30$

†Untuk A-7-6, $PI > LL - 30$



Gambar 3.2. Rentang (range) dari batas cair (LL) dan indeks plastisitas (PI) untuk tanah dalam kelompok A-2, A-4, A-5, A-6, dan A-7.

Untuk mengevaluasi mutu (kualitas) dari suatu tanah sebagai bahan lapisan tanah dasar (subgrade) dari suatu jalan raya, suatu angka yang dinamakan *indeks grup* (group index, GI) juga diperlukan selain kelompok dan subkelompok dari tanah yang bersangkutan. Harga GI ini dituliskan di dalam kurung setelah nama kelompok dan subkelompok dari tanah yang bersangkutan. Indeks grup dapat dihitung dengan memakai persamaan seperti di bawah ini:

$$GI = (F - 35)[0,2 + 0,005(LL - 40)] + 0,01(F - 15)(PI - 10) \quad (3.1)$$

di mana:

- F = persentase butiran yang lolos ayakan No. 200
- LL = batas cair (liquid limit)
- PI = indeks plastisitas.

Suku pertama persamaan 3.1, yaitu $(F - 35) [0,2 + 0,005 (LL - 40)]$, adalah bagian dari indeks grup yang ditentukan dari batas cair (LL). Suku yang kedua, yaitu $0,01 (F - 15) (PI - 10)$, adalah bagian dari indeks grup yang ditentukan dari indeks plastisitas (PI). Berikut ini adalah aturan untuk menentukan harga dari indeks grup:

- a. Apabila Persamaan (3.1) menghasilkan nilai GI yang negatif, maka harga GI dianggap nol.
- b. Indeks grup yang dihitung dengan menggunakan Persamaan (3.1) dibulatkan ke angka yang paling dekat (sebagai contoh: $GI = 3,4$ dibulatkan menjadi 3,0; $GI = 3,5$ dibulatkan menjadi 4,0).
- c. Tidak ada batas atas untuk indeks grup.
- d. Indeks grup untuk tanah yang masuk dalam kelompok A-1a, A-1b, A-2-4, A-2-5, dan A-3 selalu sama dengan nol.
- e. Untuk tanah yang masuk kelompok A-2-6 dan A-2-7, hanya bagian dari indeks grup untuk PI saja yang digunakan, yaitu

$$GI = 0,01 (F - 15) (PI - 10) \quad (3.2)$$

Pada umumnya, kualitas tanah yang digunakan untuk bahan tanah dasar dapat dinyatakan sebagai kebalikan dari harga indeks grup.

Contoh

3.1

Hasil dari uji analisis distribusi butir suatu tanah adalah sebagai berikut:

Persentase butiran yang lolos ayakan No. 10 = 100%

Persentase butiran yang lolos ayakan No. 40 = 58%

Persentase butiran yang lolos ayakan No. 200 = 58%

Batas cair (*LL*) dan indeks plastisitas (*PI*) dari tanah yang lolos ayakan No. 40 adalah 30 dan 10. Klasifikasikan tanah tersebut dengan cara AASHTO.

Penyelesaian:

Gunakan Tabel 3.1. Karena tanah yang lolos ayakan No. 200 adalah sebesar 58%, maka tanah ini masuk dalam klasifikasi lanau-lempung (silt-clay) – yaitu masuk ke dalam kelompok A-4, A-5, A-6, atau A-7. Perhatikan angka-angka yang diberikan dalam Tabel 3.1 dari kolom sebelah kiri ke kolom sebelah kanan; tanah yang diuji ternyata masuk dalam kelompok A-4. Dari persamaan 3.1:

$$\begin{aligned} GI &= (F - 35) [0,2 + 0,005(LL - 40)] + 0,01(F - 15)(PI - 10) \\ &= (58 - 35) [0,2 + 0,005(30 - 40)] + (0,01)(58 - 15)(10 - 10) \\ &= 3,45 \approx 3 \end{aligned}$$

Jadi, tanah diklasifikasikan sebagai A-4(3).

Contoh

3.2

95% dari berat suatu tanah lolos ayakan No. 200 dan mempunyai batas cair 60 dan indeks plastisitas 40. Klasifikasikan tanah tersebut dengan sistem AASHTO.

Penyelesaian:

Menurut Tabel 3.1, tanah tersebut masuk dalam kelompok A-7 (teruskan urutan pekerjaan dengan cara seperti yang diterangkan pada contoh 3.1). Karena

$$\begin{array}{cc} 40 > 60 - 30 \\ \uparrow & \uparrow \\ PI & LL \end{array}$$

maka tanah tersebut adalah masuk kelompok A-7-6.

$$\begin{aligned} GI &= (F - 35)[0,2 + 0,005(LL - 40)] + 0,01(F - 15)(PI - 10) \\ &= (95 - 35)[0,2 + 0,005(60 - 40)] + (0,01)(95 - 15)(40 - 10) \\ &= 42 \end{aligned}$$

Jadi, klasifikasi tanah tersebut adalah A-7-6(42).

Sistem Klasifikasi Unified.

Sistem ini pada mulanya diperkenalkan oleh Casagrande dalam tahun 1942 untuk dipergunakan 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 tahun 1952, sistem ini disempurnakan. Pada masa kini, sistem klasifikasi tersebut digunakan secara luas oleh para ahli teknik. Sistem Klasifikasi Unified diberikan dalam Tabel 3.2. Sistem ini mengelompokkan tanah ke dalam dua kelompok besar, yaitu:

1. Tanah berbutir-kasar (coarse-grained-soil), yaitu: tanah kerikil dan pasir di mana kurang dari 50% berat total contoh tanah lolos ayakan No. 200. Simbol dari kelompok ini dimulai dengan huruf awal G atau S. G adalah untuk kerikil (gravel) atau tanah berkerikil, dan S adalah untuk pasir (sand) atau tanah berpasir.
2. Tanah berbutir-halus (fine-grained-soil), yaitu tanah di mana lebih dari 50% berat total contoh tanah lolos ayakan No. 200. Simbol dari kelompok ini dimulai dengan huruf awal M untuk lanau (silt) anorganik, C untuk lempung (clay) anorganik, dan O untuk lanau-organik dan lempung-organik. Simbol PT digunakan untuk tanah gambut (peat), muck, dan tanah-tanah lain dengan kadar organik yang tinggi.

Simbil-simbol lain yang digunakan untuk klasifikasi USCS adalah

- W = well graded (tanah dengan gradasi baik)
- P = poorly graded (tanah dengan gradasi buruk)
- L = low plasticity (plastisitas rendah) ($LL < 50$)
- H = high plasticity (plastisitas tinggi) ($LL > 50$)

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

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

Bilamana persentase butiran yang lolos ayakan No. 200 adalah antara 5 sampai dengan 12%, simbol ganda seperti GW-GM, GP-GM, GW-GC, GP-GC, SW-SM, SW-SC, SP-SM, dan SP-SC diperlukan. Rincian klasifikasi ini diberikan dalam Tabel 3.2.

Klasifikasi tanah berbutir halus dengan simbol ML, CL, OL, MH, CH, dan OH didapat dengan cara menggambar batas cair dan indeks plastisitas tanah yang bersangkutan pada bagan plastisitas (Casagrande, 1948) yang diberikan dalam Tabel 3.2. Garis diagonal pada bagan plastisitas dinamakan garis *A* (sebelumnya sudah diperkenalkan dalam Gambar 2.19), dan garis *A* tersebut diberikan dalam persamaan:

$$PI = 0,73 (LL - 20) \quad (3.3)$$

Untuk tanah gambut (peat), identifikasi secara visual mungkin diperlukan.

Contoh

3.3

Klasifikasikan tanah yang diberikan dalam contoh Soal 3.1 dengan sistem klasifikasi Unified.

Tabel 3.2. Sistem Klasifikasi Unified*

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

*Menurut ASTM (1982)

[†]Berdasarkan tanah yang lolos ayakan 75 mm (3 in)

Tabel 3.2. (Lanjutan)

	Kriteria klasifikasi	
Klasifikasi berdasarkan persentase butir halus Kurang dari 5% lolos ayakan No. 200 GW, GP, SW, SP Lebih dari 12% lolos ayakan No. 200 GM, GC, SM, SC 5% sampai 12% lolos ayakan No. 200 Klasifikasi perbatasan yang memerlukan penggunaan dua simbol	$C_u = D_{60}/D_{10}$ Lebih besar dari 4 $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Antara 1 dan 3.	
	Tidak memenuhi kedua kriteria untuk GW	
	Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $PI < 4$	Batas-batas Atterberg yang digambar dalam daerah yang diarsir merupakan klasifikasi batas yang membutuhkan simbol ganda
	Batas-batas Atterberg di atas garis A dengan $PI > 7$	
	$C_u = D_{60}/D_{10}$ Lebih besar dari 6 $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Antara 1 dan 3	
	Tidak memenuhi kedua kriteria untuk SW	
Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $PI < 4$	Batas-batas Atterberg yang digambar dalam daerah yang diarsir merupakan klasifikasi batas yang membutuhkan simbol ganda	
Batas-batas atterberg di atas garis A dengan $PI > 7$		
<p>Bagan Plastisitas</p> <p>Untuk klasifikasi tanah berbutir-halus dan fraksi halus dari tanah berbutir-kasar</p> <p>Batas Atterberg yang digambarkan di bawah yang diarsir merupakan klasifikasi batas yang membutuhkan simbol ganda</p> <p>Persamaan garis A $PI = 0,73(LL - 20)$</p>		
Manual untuk identifikasi secara visual dapat dilihat dalam ASTM Designation D-2488		

Penyelesaian :

Karena 58% dari total tanah ternyata lolos ayakan No. 200, maka tanah tersebut adalah tanah berbutir halus. Dengan menggunakan bagan plastisitas dalam Tabel 3.2, untuk $LL = 30$ dan $PI = 10$, tanah tersebut dapat diklasifikasikan sebagai CL.

Contoh

3.4

Distribusi ukuran-butir dua contoh tanah diberikan dalam Gambar 3.3. Batas cair dan batas plastis tanah yang lolos ayakan No. 40 adalah sebagai berikut:

	Tanah A	Tanah B
LL	30	26
PL	22	20

Klasifikasikan tanah-tanah tersebut dengan sistem klasifikasi Unified.

Penyelesaian:

Tanah A:

Kurva distribusi ukuran-butir menunjukkan bahwa kira-kira 8% dari tanah adalah lebih halus dari 0,075 mm (ayakan No. 200). Oleh karena itu, tanah dikelompokkan sebagai tanah berbutir kasar. Harga 8% adalah antara 5 dan 12%, oleh karena itu simbol ganda perlu digunakan.

Selain itu 100% dari total tanah adalah lebih halus dari 4,75 mm (ayakan No. 4). Oleh karena itu, tanah tersebut adalah tanah berpasir.

Dari Gambar 3.3:

$$D_{10} = 0,085 \text{ mm}$$

$$D_{30} = 0,12 \text{ mm}$$

$$D_{60} = 0,135 \text{ mm}$$

Jadi,

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0,135}{0,085} = 1,59 < 6$$

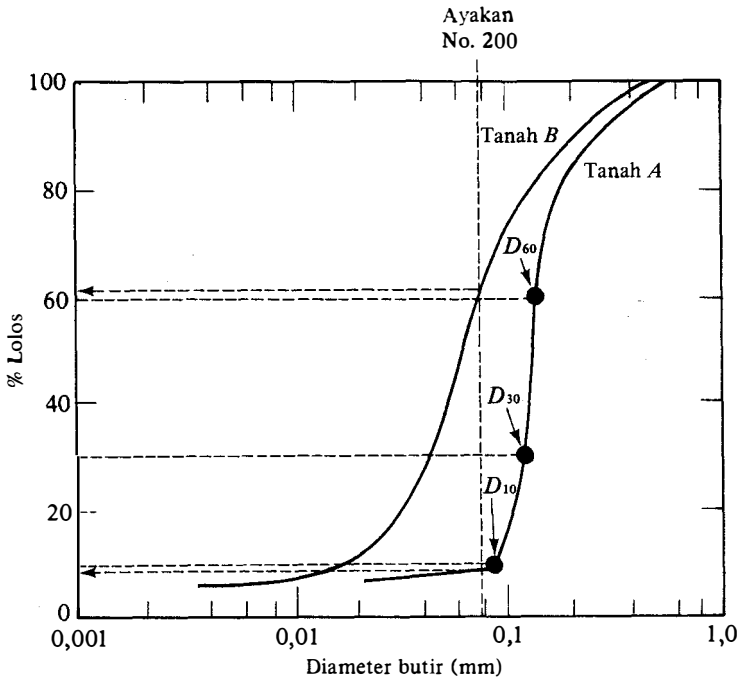
$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} = \frac{(0,12)^2}{0,085 \times 0,135} = 1,25 > 1$$

Dengan batas cair = 30 dan indeks plastis = $30 - 22 = 8$ (lebih besar dari 7), data tersebut terletak di atas Garis A. Jadi, klasifikasinya adalah SP-SC.

Penyelesaian:

Tanah B:

61% (di atas 50%) dari total tanah ternyata lolos ayakan No. 200 (diameter 0,075 mm). Oleh karena itu tanah dikelompokkan sebagai tanah berbutir halus. Batas cair = 26 dan indeks plastisitas = $26 - 20 = 6$. Apabila digambarkan dalam bagan plastisitas, harga-harga tersebut masuk dalam daerah yang diarsir. Jadi, klasifikasi tanahnya adalah CL-ML.



Gambar 3.3. Distribusi ukuran-butir dari dua tanah.

3.3

Perbandingan antara Sistem AASHTO dengan Sistem Unified

Kedua sistem klasifikasi, AASHTO dan Unified, adalah didasarkan pada tekstur dan plastisitas tanah. Juga, kedua sistem tersebut membagi tanah dalam dua kategori pokok, yaitu: berbutir kasar (coarse-grained) dan berbutir halus (fine-grained), yang dipisahkan oleh ayakan No. 200. Menurut sistem AASHTO, suatu tanah dianggap sebagai tanah berbutir halus bilamana lebih dari 35% lolos ayakan No. 200. Menurut sistem Unified, suatu tanah dianggap sebagai tanah berbutir halus apabila lebih dari 50% lolos ayakan No. 200. Suatu tanah berbutir kasar yang mengandung kira-kira 35% butiran halus akan bersifat seperti material berbutir halus. Hal ini disebabkan karena tanah berbutir halus jumlahnya cukup banyak untuk mengisi pori-pori antar butir-butir kasar dan untuk menjaga agar butiran kasar berjauhan satu terhadap yang lain. Dalam hal ini, sistem AASHTO adalah lebih cocok. Dalam sistem AASHTO, ayakan no. 10 digunakan untuk memisahkan antara kerikil dan pasir; dalam sistem Unified, yang digunakan adalah ayakan No. 4. Dari segi batas ukuran pemisahan tanah, ayakan No. 10 adalah lebih dapat diterima untuk dipakai sebagai batas atas dari pasir. Hal ini digunakan juga dalam teknologi beton dan lapisan pondasi jalan raya.

Dalam sistem Unified, tanah berkerikil dan berpasir dipisahkan dengan jelas, tapi dalam sistem AASHTO tidak. Kelompok A-2 berisi tanah-tanah yang bervariasi. Tanda-tanda seperti GW, SM, CH, dan lain-lain yang digunakan dalam sistem Unified menerangkan sifat-sifat tanah lebih jelas daripada simbol yang digunakan dalam sistem AASHTO.

Klasifikasi tanah organik seperti OL, OH, dan PT telah diberikan dalam sistem Unified, tapi sistem AASHTO tidak memberikan tempat untuk tanah organik.

Liu (1967) telah membuat suatu perbandingan antara sistem AASHTO dan Unified. Hasil dari studinya diberikan dalam Tabel 3.3 dan 3.4.

Tabel 3.3. Perbandingan sistem AASHTO dengan Sistem Unified*

Kelompok tanah dalam sistem AASHTO	Kelompok tanah yang sebanding (Sistem Unified)		
	Kemungkinan besar	Kemungkinan	Kemungkinan kecil
A-1-a	GW, GP	SW, SP	GM, SM
A-1-b	SW, SP, GM, SM	GP	—
A-3	SP	—	SW, GP
A-2-4	GM, SM	GC, SC	GW, GP, SW, SP
A-2-5	GM, SM	—	GW, GP, SW, SP
A-2-6	GC, SC	GM, SM	GW, GP, SW, SP
A-2-7	GM, GC, SM, SC	—	GW, GP, SW, SP
A-4	ML, OL	CL, SM, SC	GM, GC
A-5	OH, MH, ML, OL	—	SM, GM
A-6	CL	ML, OL, SC	GC, GM, SM
A-7-5	OH, MH	ML, OL, CH	GM, SM, GC, SC
A-7-6	CH, CL	ML, OL, SC	OH, MH, GC, GM, SM

*Menurut T.K. Liu (1967)

Tabel 3.4. Perbandingan Sistem Unified dengan Sistem AASHTO*

Kelompok tanah dalam sistem Unified	Kelompok tanah yang sebanding (Sistem AASHTO)		
	Kemungkinan besar	Kemungkinan	Kemungkinan kecil
GW	A-1-a	—	A-2-4, A-2-5, A-2-6, A-2-7
GP	A-1-a	A-1-b	A-3, A-2-4, A-2-5, A-2-6, A-2-7
GM	A-1-b, A-2-4, A-2-5, A-2-7	A-2-6	A-4, A-5, A-6, A-7-5, A-7-6, A-1-a
GC	A-2-6, A-2-7	A-2-4, A-6	A-4, A-7-6, A-7-5
SW	A-1-b	A-1-a	A-3, A-2-4, A-2-5, A-2-6, A-2-7
SP	A-3, A-1-b	A-1-a	A-2-4, A-2-5, A-2-6, A-2-7

Tabel 3.4. (Sambungan)

Kelompok tanah dalam Sistem Unified	Kelompok-kelompok tanah menurut sistem AASHTO		
	Paling mungkin	Mungkin	Mungkin tapi jarang
SM	A-1-b, A-2-4, A-2-5, A-2-7	A-2-6, A-4, A-5	A-6, A-7-5, A-7-6, A-1-a
SC	A-2-6, A-2-7	A-2-4, A-6, A-4, A-7-6	A-7-5
ML	A-4, A-5	A-6, A-7-5	—
CL	A-6, A-7-6	A-4	—
OL	A-4, A-5	A-6, A-7-5, A-7-6	—
MH	A-7-5, A-5	—	A-7-6
CH	A-7-6	A-7-5	—
OH	A-7-5, A-5	—	A-7-6
PT	—	—	—

*Menurut T.K.Liu (1967)

Soal-soal

- 3.1 Klasifikasikan tanah-tanah berikut ini dengan menggunakan bagan klasifikasi berdasarkan-tekstur yang diberikan oleh Departemen Pertanian USA (USDA).

Distribusi Ukuran-butiran

Tanah	%		
	Pasir	Lanau	Lempung
A	20	20	60
B	55	5	40
C	45	35	20
D	50	15	35
E	70	15	15
F	30	58	12
G	40	25	35
H	30	25	45
I	5	45	50
J	45	45	10

- 3.2 Klasifikasikan tanah-tanah berikut ini dengan sistem klasifikasi berdasarkan tekstur menurut USDA.

Distribusi Ukuran-butiran (%)

Tanah	Kerikil	Pasir	Lanau	Lempung
A	18	51	22	9
B	10	20	41	29
C	21	12	35	32
D	0	18	24	58
E	12	22	26	40

- 3.3** Hasil uji analisis ayakan serta uji batas cair dan batas plastis untuk butiran yang lolos ayakan No. 40 dari sepuluh contoh tanah diberikan di bawah ini. Klasifikasikan tanah-tanah tersebut menurut sistem AASHTO dan tentukan harga indeks grup untuk masing-masing tanah.

Analisis ayakan, % lolos.

Tanah No.	No. 10	No. 40	No. 200	Batas cair	Batas plastis
1	98	80	50	38	29
2	100	92	80	56	23
3	100	88	65	37	22
4	85	55	45	28	20
5	92	75	62	43	28
6	97	60	30	25	16
7	100	55	8	--	NP
8	94	80	63	40	21
9	83	48	20	20	15
10	100	92	86	70	38

- 3.4** Klasifikasikan tanah-tanah No. 1 sampai dengan No. 6 pada Soal No. 3.3 dengan sistem Unified.

- 3.5** Klasifikasikan tanah-tanah berikut ini dengan menggunakan sistem AASHTO. Berikan indeks grup-nya juga.

Analisis ayakan, % lolos

Tanah	No. 10	No. 40	No. 200	Batas cair	Batas plastis
A	48	28	6	--	NP
B	87	62	30	32	8
C	90	76	34	37	12
D	100	78	8	--	NP
E	92	74	32	44	9

NP = tidak didapatkan

- 3.6** Klasifikasikan tanah-tanah berikut ini dengan menggunakan sistem Unified
Persentase yang Lolos

Ukuran	A	B	C	D	E
Ayakan No. 4	94	98	100	100	100
No. 10	63	86	100	100	100
No. 20	21	50	98	100	100
No. 40	10	28	93	99	94
No. 60	7	18	88	95	82
No. 100	5	14	83	90	66
No. 200	3	10	77	86	45
0,01 mm	--	--	65	42	26
0,002 mm	--	--	60	47	21
Batas cair	--	--	63	55	36
Indeks plastisitas	NP	NP	25	28	22

NP = tidak didapatkan

- 3.7 Klasifikasikan tanah-tanah yang diberikan dalam Soal 3.6 dengan menggunakan sistem AASHTO. Berikan indeks grup-nya.
- 3.8 Klasifikasikan tanah-tanah berikut ini dengan sistem Unified.

Tanah	Analisis Ayakan, % Lolos		Batas cair	Batas plastis
	No. 4	No. 200		
A	92	48	30	8
B	60	40	26	4
C	99	76	60	32
D	90	60	41	12
E	80	35	24	2

Notasi

Simbol-simbol berikut ini telah digunakan dalam bab ini.

Simbol	Penjelasan
<i>Inggris</i>	
C_c	koefisien gradasi
C_u	koefisien keseragaman
D_{10}, D_{30}, D_{60}	diameter melalui mana, secara berurutan: 10%, 30%, dan 60%, tanah akan lolos
F	persentase butiran yang lebih halus dari ayakan No. 200
GI	indeks grup
LL	Batas cair
PI	Indeks plastisitas

Acuan

- American Association of State Highway and Transportation Officials (1982). *AASHTO Materials, Part I, Specifications*, Washington, D.C.
- American Society for Testing and Materials (1982). *ASTM Book of Standards*, Part 19, Philadelphia, Pa.
- Casagrande, A. (1948). "Classification and Identification of Soils," *Transactions, ASCE*, Vol. 113, 901-930.
- Liu, T. K. (1967). "A Review of Engineering Soil Classification Systems," *Highway Research Record No. 156*, National Academy of Sciences, Washington, D.C., 1-22.

Aliran Air dalam Tanah: Permeabilitas dan Rembesan

Tanah adalah merupakan susunan butiran padat dan pori-pori yang saling berhubungan satu sama lain sehingga air dapat mengalir dari satu titik yang mempunyai energi lebih tinggi ke titik yang mempunyai energi lebih rendah. Studi mengenai aliran air melalui pori-pori tanah diperlukan dalam mekanika tanah karena hal ini sangat berguna di dalam: – memperkirakan jumlah rembesan air dalam tanah, – menyelidiki permasalahan-permasalahan yang menyangkut pemompaan air untuk konstruksi di bawah tanah, dan – menganalisis kestabilan dari suatu bendungan tanah dan konstruksi dinding penahan tanah yang terkena gaya rembesan.

4.1

Gradien Hidrolik

Menurut persamaan Bernoulli, tinggi energi total pada suatu titik di dalam air yang mengalir dapat dinyatakan sebagai penjumlahan dari tinggi tekanan, tinggi kecepatan, dan tinggi elevasi; atau

$$h = \frac{p}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} + Z \quad (4.1)$$

\uparrow
tinggi
tekanan

\uparrow
tinggi
kecepatan

\uparrow
tinggi
elevasi

di mana:

- h = tinggi energi total
- p = tekanan
- v = kecepatan
- g = percepatan disebabkan oleh gravitasi
- γ_w = berat volume air

Apabila persamaan Bernoulli di atas dipakai untuk air yang mengalir melalui pori-pori

tanah, bagian dari persamaan yang mengandung tinggi kecepatan dapat diabaikan. Hal ini disebabkan karena kecepatan rembesan air di dalam tanah adalah sangat kecil. Maka dari itu, tinggi energi total pada suatu titik dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$h = \frac{p}{\gamma_w} + Z \quad (4.2)$$

Gambar 4.1 menunjukkan hubungan antara tekanan, elevasi, dan tinggi energi total dari suatu aliran air di dalam tanah. Tabung pizometer dipasang pada titik A dan titik B . Ketinggian air di dalam tabung pizometer A dan B disebut sebagai *muka pizometer* (piezometric level) dari titik A dan tabung pizometer yang dipasang pada titik tersebut. Tinggi elevasi dari suatu titik merupakan jarak vertikal yang diukur dari suatu bidang datum yang diambil sembarang ke titik yang bersangkutan.

Kehilangan energi antara dua titik, A dan B , dapat dituliskan dengan persamaan di bawah ini:

$$\Delta h = h_A - h_B = \left(\frac{p_A}{\gamma_w} + Z_A \right) - \left(\frac{p_B}{\gamma_w} + Z_B \right) \quad (4.3)$$

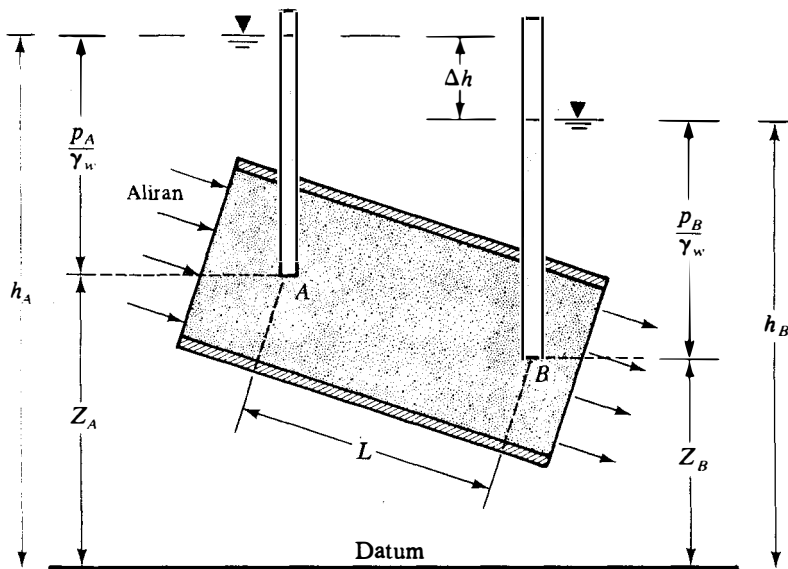
Kehilangan energi, Δh , tersebut dapat dinyatakan dalam bentuk persamaan tanpa dimensi seperti di bawah ini:

$$i = \frac{\Delta h}{L} \quad (4.4)$$

di mana:

i = gradien hidrolis

L = jarak antara titik A dan B , yaitu panjang aliran air di mana kehilangan tekanan terjadi.



Gambar 4.1. Tekanan, elevasi, dan tinggi total energi untuk aliran air di dalam tanah.

Pada umumnya, variasi kecepatan v dengan gradien hidrolik i dapat dijalankan seperti dalam Gambar 4.2. Gambar ini membagi grafik ke dalam 3 zona :

- a. zona aliran laminar (Zona I),
- b. zona transisi (Zona II), dan
- c. zona aliran turbulen (Zona III).

Bilamana gradien hidrolik bertambah besar secara perlahan-lahan, aliran di Zona I dan II akan tetap laminar, dan kecepatan v mempunyai hubungan yang linear dengan gradien hidrolik. Pada gradien hidrolik yang lebih tinggi, aliran menjadi turbulen (Zona III). Bilamana gradien hidrolik berkurang, keadaan aliran laminar hanya akan terjadi di dalam Zona I saja.

Pada kebanyakan tanah, aliran air melalui ruang pori dapat dianggap sebagai aliran laminar, sehingga:

$$v \propto i \tag{4.5}$$

Di dalam batuan, kerikil, dan pasir yang sangat kasar, keadaan aliran turbulen mungkin terjadi; dalam hal ini Persamaan (4.5) mungkin tidak berlaku.

4.2

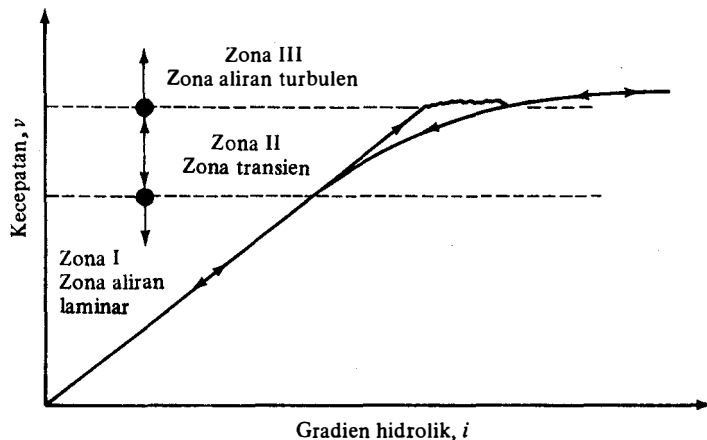
Hukum Darcy

Pada tahun 1856, Darcy memperkenalkan suatu persamaan sederhana yang digunakan untuk menghitung kecepatan aliran air yang mengalir dalam tanah yang jenuh, dinyatakan sebagai berikut:

$$v = ki \tag{4.6}$$

di mana:

- v = kecepatan aliran, yaitu banyaknya air yang mengalir dalam satuan waktu melalui suatu satuan luas penampang melintang tanah yang tegak lurus arah aliran
- k = koefisien rembesan.



Gambar 4.2. Variasi kecepatan aliran v dengan gradien hidrolik i .

Persamaan di atas pada prinsipnya didasarkan pada hasil observasi yang dibuat oleh Darcy untuk aliran air dalam pori-pori pasir yang bersih. Perlu diperhatikan bahwa Persamaan (4.6) adalah serupa dengan Persamaan (4.5), yaitu keduanya berlaku untuk keadaan aliran laminar dan berlaku untuk bermacam-macam jenis tanah.

Dalam Persamaan (4.6), v adalah kecepatan aliran air didasarkan pada luas penampang melintang tanah total (luas pori-pori + luas butiran dari penampang melintang tanah). Tetapi, kecepatan sesungguhnya dari air yang melalui ruang pori (yaitu kecepatan rembesan, v_s) adalah lebih besar dari v . Hubungan antara kecepatan aliran dan kecepatan rembesan dapat diturunkan dengan menggunakan Gambar 4.3, yang menunjukkan panjang tanah L dengan penampang melintang total A . Apabila jumlah air yang mengalir melalui tanah dalam satu satuan waktu adalah q , maka:

$$q = vA = A_v v_s \quad (4.7)$$

di mana:

v_s = kecepatan rembesan yang melalui pori-pori tanah

A_v = luas pori-pori penampang melintang contoh tanah.

Tetapi,

$$A = A_v + A_s \quad (4.8)$$

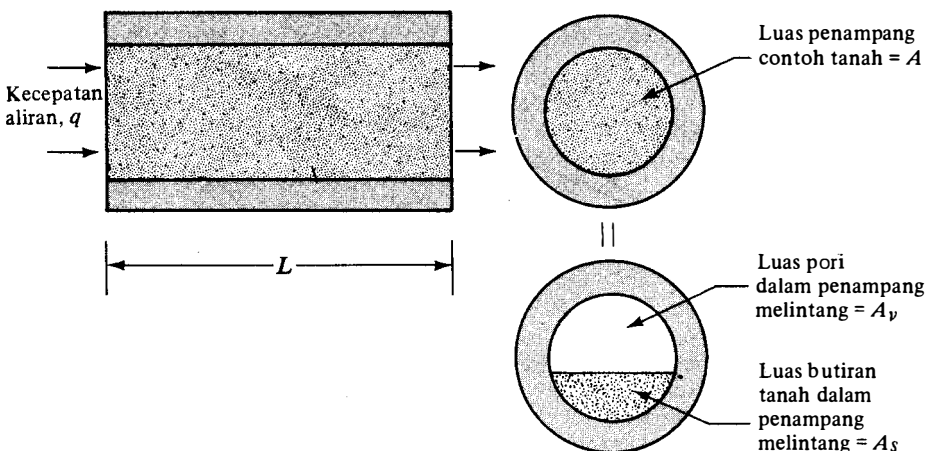
di mana A_s = luas butiran dari penampang melintang contoh tanah.

Dengan menggabungkan Persamaan (4.7) dan (4.8), didapat:

$$q = v(A_v + A_s) = A_v v_s$$

atau,

$$v_s = \frac{v(A_v + A_s)}{A_v} = \frac{v(A_v + A_s)L}{A_v L} = \frac{v(V_v + V_s)}{V_v} \quad (4.9)$$



Gambar 4.3. Penurunan Persamaan (4.10).

di mana:

- V_v = volume pori contoh tanah
- V_s = volume butiran padat contoh tanah .

Persamaan (4.9) dapat ditulis lagi sebagai :

$$v_s = v \left[\frac{1 + \left(\frac{V_v}{V_s} \right)}{\frac{V_v}{V_s}} \right] = v \left(\frac{1 + e}{e} \right) = \frac{v}{n} \tag{4.10}$$

di mana:

- e = angka pori
- n = porositas .

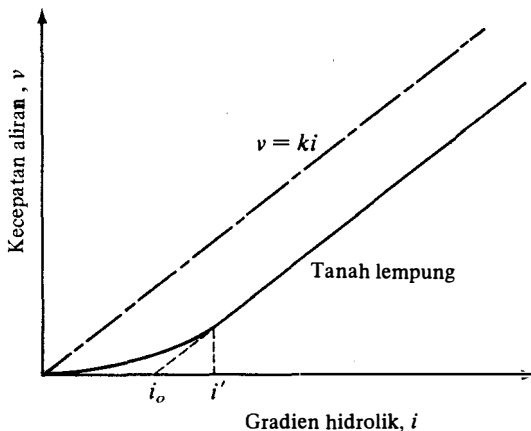
Hukum Darcy yang didefinisikan oleh Persamaan (4.6) menunjukkan bahwa kecepatan aliran v mempunyai hubungan linear dengan gradien hidrolik i dan grafik dari hubungan tersebut melalui pusat sumbu seperti ditunjukkan dalam Gambar 4.4. Hansbo (1960) telah melaporkan empat hasil pengujiannya yang dilakukan pada contoh tanah lempung yang strukturnya belum rusak (undisturbed sample). Berdasarkan pada hasil pengujian tersebut, dapat dilihat bahwa ada suatu gradien hidrolik i' , (Gambar 4.4) yang mana berlaku:

$$v = k(i - i_0) \quad (\text{untuk } i \geq i') \tag{4.11}$$

dan

$$v = ki^n \quad (\text{untuk } i < i') \tag{4.12}$$

Persamaan di atas menunjukkan bahwa, apabila gradien hidrolik sangat rendah, hubungan antara v dan i adalah tidak linear. Harga pangkat n dalam Persamaan (4.12) untuk empat jenis tanah lempung dari Swedia adalah kira-kira 1,5. Tetapi, ada beberapa hasil penelitian lain yang membantah penemuan di atas. Hal ini telah dibicarakan secara terinci oleh Mitchell (1976), yaitu dengan mempertimbangkan segala kemungkinan, dan akhirnya ia menyimpulkan bahwa hukum Darcy adalah tetap berlaku.



Gambar 4.4. Variasi kecepatan aliran dengan gradien hidrolik dalam tanah lempung.

4.3

Koefisien Rembesan

Koefisien rembesan (coefficient of permeability) mempunyai satuan yang sama seperti kecepatan. Istilah *koefisien rembesan* sebagian besar digunakan oleh para ahli teknik tanah (geoteknik), para ahli geologi menyebutnya sebagai *konduktifitas hidrolis* (hydraulic conductivity). Bilamana satuan Inggris digunakan, koefisien rembesan dinyatakan dalam ft/menit atau ft/hari, dan total volume dalam ft^3 . Dalam satuan SI, koefisien rembesan dinyatakan dalam cm/detik, dan total volume dalam cm^3 .

Koefisien rembesan tanah adalah tergantung pada beberapa faktor, yaitu: kekentalan cairan, distribusi ukuran-pori, distribusi ukuran-butir, angka pori, kekasaran permukaan butiran tanah, dan derajat kejenuhan tanah. Pada tanah berlempung, struktur tanah memegang peranan penting dalam menentukan koefisien rembesan. Faktor-faktor lain yang mempengaruhi sifat rembesan tanah lempung adalah konsentrasi ion dan ketebalan lapisan air yang menempel pada butiran lempung.

Harga koefisien rembesan (k) untuk tiap-tiap tanah adalah berbeda-beda. Beberapa harga koefisien rembesan diberikan dalam Tabel 4.1.

Tabel 4.1. Harga-harga koefisien Rembesan Pada Umumnya.

Jenis tanah	k	
	(cm/detik)	(ft/menit)
Kerikil bersih	1,0–100	2,0–200
Pasir kasar	1,0–0,01	2,0–0,02
Pasir halus	0,01–0,001	0,02–0,002
Lanau	0,001–0,00001	0,002–0,00002
Lempung	kurang dari 0,000001	kurang dari 0,000002

Koefisien rembesan tanah yang tidak jenuh air adalah rendah; harga tersebut akan bertambah secara cepat dengan bertambahnya derajat kejenuhan tanah yang bersangkutan.

Koefisien rembesan juga dapat dihubungkan dengan sifat-sifat dari cairan yang mengalir melalui tanah yang bersangkutan dengan persamaan sebagai berikut:

$$k = \frac{\gamma_w \bar{K}}{\eta} \quad (4.13)$$

di mana:

γ_w = berat volume air

η = kekentalan air

\bar{K} = rembesan absolut.

Rembesan absolut, \bar{K} , mempunyai satuan L^2 (yaitu cm^2 , ft^2 , dan lain-lain).

4.4

Penentuan Koefisien Rembesan Di Laboratorium

Ada dua macam uji standar di laboratorium yang digunakan untuk menentukan harga koefisien rembesan suatu tanah, yaitu: uji tinggi konstan dan uji tinggi jatuh. Penjelasan singkat untuk tiap-tiap tipe percobaan tersebut diberikan di bawah ini.

Uji Tinggi Konstan

Susunan alat untuk uji tinggi konstan ditunjukkan dalam Gambar 4.5. Pada tipe percobaan ini, pemberian air dalam saluran pipa-masuk (inlet) dijaga sedemikian rupa hingga perbedaan tinggi air di dalam pipa-masuk dan pipa-keluar (outlet) selalu konstan selama percobaan. Setelah kecepatan aliran air yang melalui contoh tanah menjadi konstan, air dikumpulkan dalam gelas ukur selama suatu waktu yang diketahui. Volume total dari air yang dikumpulkan tersebut dapat dinyatakan sebagai:

$$Q = Avt = A(ki)t \quad (4.14)$$

di mana:

Q = volume air yang dikumpulkan

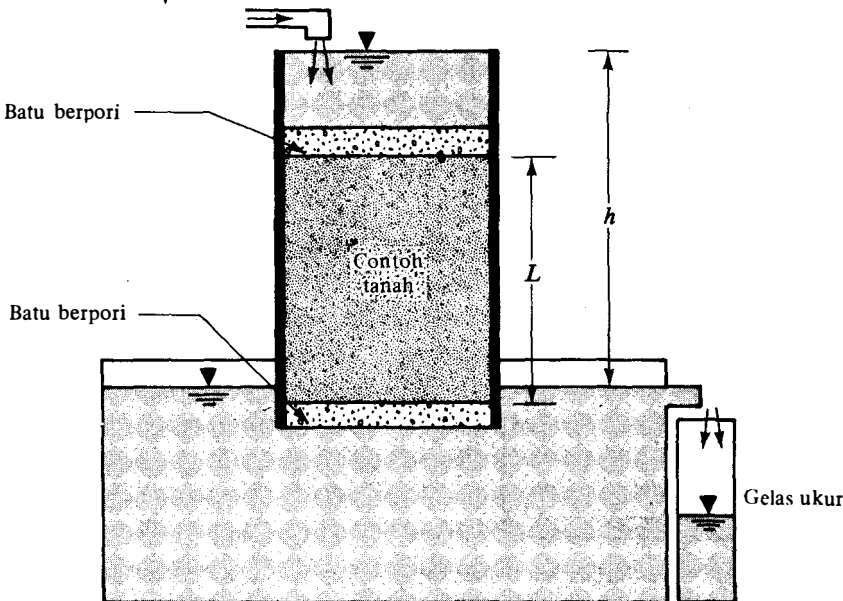
A = luas penampang melintang contoh tanah

t = waktu yang digunakan untuk mengumpulkan air.

atau

$$i = \frac{h}{L} \quad (4.15)$$

di mana L = panjang contoh tanah.



Gambar 4.5. Uji rembesan dengan cara tinggi konstan.

Masukkan Persamaan (4.15) ke dalam Persamaan (4.14), maka

$$Q = A \left(k \frac{h}{L} \right) t \quad (4.16)$$

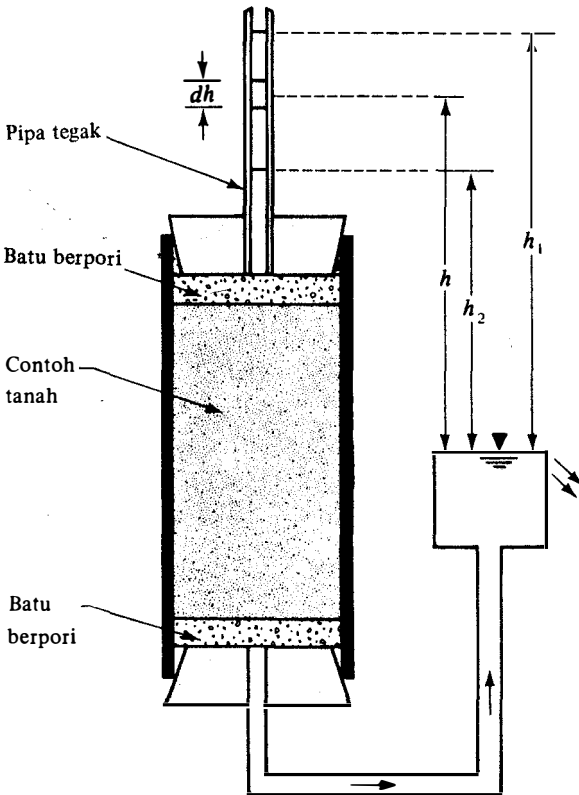
atau

$$k = \frac{QL}{Aht} \quad (4.17)$$

Uji tinggi konstan adalah lebih cocok untuk tanah berbutir dengan koefisien rembesan yang cukup besar.

Uji Tinggi Jatuh

Susunan alat yang digunakan untuk uji tinggi jatuh ditunjukkan dalam Gambar 4.6. Air dari dalam pipa-tegak yang dipasang di atas contoh tanah mengalir melalui contoh tanah. Pada mulanya, perbedaan tinggi air pada waktu $t = 0$ adalah h_1 ; kemudian air dibiarkan mengalir melalui contoh tanah hingga perbedaan tinggi air pada waktu $t = t_F$ adalah h_2 .



Gambar 4.6. Uji rembesan dengan cara tinggi jatuh (falling head).

Jumlah air yang mengalir melalui contoh tanah pada suatu waktu t dapat dituliskan sebagai berikut:

$$q = k \frac{h}{L} \cdot A = -a \frac{dh}{dt} \quad (4.18)$$

di mana:

- q = jumlah air yang mengalir melalui contoh tanah per satuan waktu
- a = luas penampang melintang pipa-tegak (pipa inlet)
- A = luas penampang melintang contoh tanah.

Apabila persamaan di atas disusun lagi, maka didapatkan persamaan sebagai berikut:

$$dt = \frac{aL}{Ak} \left(-\frac{dh}{h} \right) \quad (4.19)$$

Integrasikan bagian kiri dari persamaan di atas dengan batas $t = 0$ dan $t = t$, dan bagian kanan dari persamaan di atas dengan batas $h = h_1$ dan $h = h_2$; hasil integrasinya adalah:

$$t = \frac{aL}{Ak} \log_e \frac{h_1}{h_2}$$

atau

$$k = 2,303 \frac{aL}{At} \log_{10} \frac{h_1}{h_2} \quad (4.20)$$

Uji tinggi jatuh adalah sangat cocok untuk tanah berbutir halus dengan koefisien rembesan kecil.

4.5

Pengaruh Temperatur Air Terhadap Harga k

Persamaan (4.13) menunjukkan bahwa koefisien rembesan merupakan fungsi dari berat volume dan kekentalan air, yang berarti pula merupakan fungsi dari temperatur selama percobaan dilakukan. Dari Persamaan (4.13) didapatkan:

$$\frac{k_{T_1}}{k_{T_2}} = \frac{\eta_{T_2} \gamma_w(T_1)}{\eta_{T_1} \gamma_w(T_2)} \quad (4.21)$$

di mana:

- k_{T_1}, k_{T_2} = koefisien rembesan pada temperatur T_1 dan T_2
- η_{T_1}, η_{T_2} = kekentalan air pada temperatur T_1 dan T_2
- $\gamma_w(T_1), \gamma_w(T_2)$ = berat volume air pada temperatur T_1 dan T_2 .

Untuk mudahnya, harga k biasanya dinyatakan pada temperatur 20°C dan berat volume air selama percobaan dianggap tetap ($\gamma_w(T_1) \approx \gamma_w(T_2)$). Jadi, Persamaan (4.21) menjadi:

$$k_{20^\circ\text{C}} = \left(\frac{\eta_{T^\circ\text{C}}}{\eta_{20^\circ\text{C}}} \right) k_{T^\circ\text{C}} \quad (4.22)$$

Harga-harga $\eta_{T^\circ\text{C}}/\eta_{20^\circ\text{C}}$ untuk uji yang temperaturnya bervariasi dari 13°C sampai dengan 30°C dapat dilihat pada grafik yang diberikan dalam Gambar 4.7.

4.6

Hubungan Empiris untuk Koefisien Rembesan

Beberapa persamaan empiris untuk memperkirakan harga koefisien rembesan tanah telah diperkenalkan di masa lalu. Beberapa dari persamaan-persamaan tersebut akan dibahas secara singkat dalam sub-bab ini.

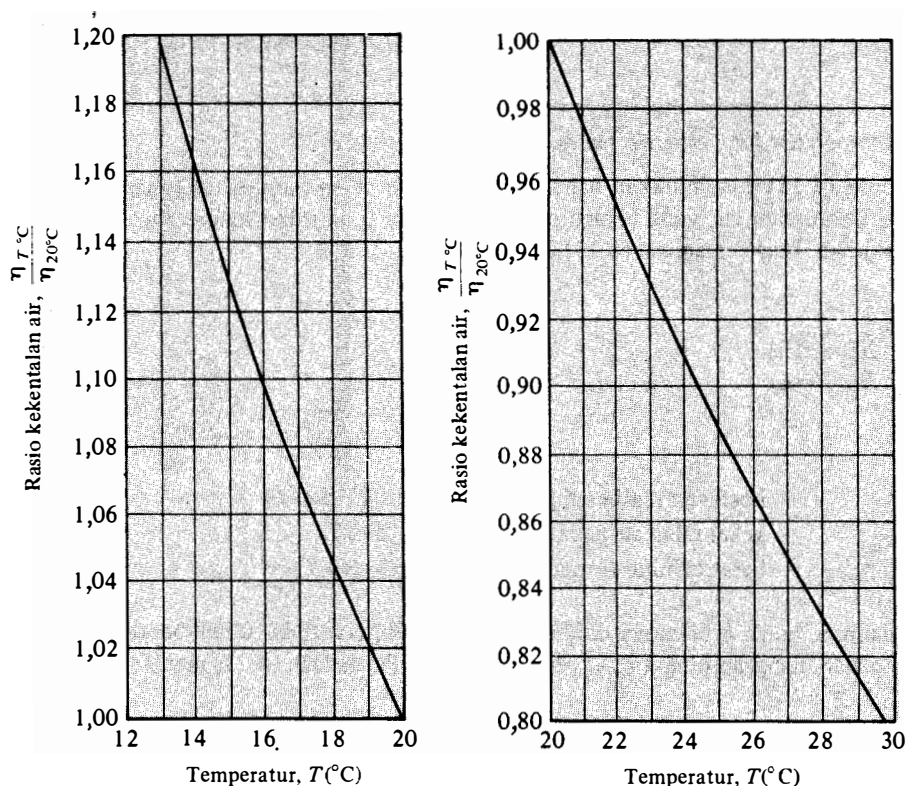
Untuk tanah pasir dengan ukuran butir yang merata (yaitu, koefisien keseragaman kecil), Hazen (1930) memperkenalkan suatu hubungan empiris untuk koefisien rembesan dalam bentuk sebagai berikut:

$$k \text{ (cm/detik)} = c D_{10}^2 \quad (4.23)$$

di mana:

- c = suatu konstanta yang bervariasi dari 1,0 sampai 1,5
- D_{10} = ukuran efektif, dalam satuan milimeter.

Persamaan (4.23) di atas didasarkan pada hasil penyelidikan yang dilakukan oleh Hazen pada tanah pasir bersih yang lepas. Bilamana ada lempung atau lanau dalam jumlah sedikit tercampur di dalam tanah pasir tersebut, maka harga koefisien rembesan akan berubah banyak.



Gambar 4.7. Variasi $\eta_{T^{\circ}\text{C}}/\eta_{20^{\circ}\text{C}}$ dengan temperatur uji.

Casagrande mengajukan suatu rumus sederhana untuk menghitung koefisien rembesan dari tanah pasir bersih yang halus sampai dengan yang agak kasar dalam bentuk sebagai berikut:

$$k = 1,4e^2 k_{0,85} \quad (4.24)$$

di mana:

k = koefisien rembesan pada angka pori e

$k_{0,85}$ = koefisien rembesan yang bersesuaian dengan angka pori 0,85.

Bentuk lain dari persamaan yang dapat memberikan hasil yang cukup baik dalam mengestimasi harga koefisien rembesan untuk tanah berpasir tersebut tidak diberikan dalam buku ini. Pembaca yang berminat untuk mempelajari penurunan rumus ini dapat membaca buku mekanika tanah tingkat lanjut (sebagai contoh adalah buku karangan Das, 1983). Dengan memakai persamaan Kozeny-Carman, didapat:

$$k \propto \frac{e^3}{1+e} \quad (4.25)$$

di mana:

k = koefisien rembesan pada angka pori e .

Persamaan (4.25) dapat ditulis sebagai

$$k = C_1 \frac{e^3}{1+e} \quad (4.26)$$

di mana C_1 = konstanta.

Amer dan Awad (1974) menyarankan bahwa konstanta C_1 dapat dinyatakan sebagai fungsi dari ukuran efektif dan koefisien keseragaman pasir, atau

$$C_1 = C_2 D_{10}^{2,32} C_u^{0,6} \quad (4.27)$$

di mana:

D_{10} = ukuran efektif

C_u = koefisien keseragaman

C_2 = konstanta.

Apabila Persamaan-persamaan (4.26) dan (4.27) digabungkan, maka didapat:

$$k = C_2 D_{10}^{2,32} C_u^{0,6} \frac{e^3}{1+e} \quad (4.28)$$

Berdasarkan hasil observasi yang mereka lakukan, Samarasinghe, Huang, dan Drnevich (1982) menyarankan bahwa koefisien rembesan dari tanah lempung yang terkonsolidasi secara normal (normally consolidated, lihat Bab 7 untuk definisinya) dapat diberikan dengan persamaan sebagai berikut:

$$k = C_3 \frac{e^n}{1+e} \quad (4.29)$$

di mana C_3 dan n adalah konstanta-konstanta yang ditentukan dari hasil percobaan.

Persamaan di atas dapat ditulis lagi sebagai berikut:

$$\log [k(1+e)] = \log C_3 + n \log e \quad (4.30)$$

Maka dari itu, untuk suatu jenis tanah lempung, apabila variasi dari k terhadap angka pori diketahui, grafik antara $k(1+e)$ dan e dapat digambar (seperti pada Gambar 4.8) dan harga-harga dari C_3 dan n dapat ditentukan. Gambar 4.9 menunjukkan variasi antara k dengan $e^n/(1+e)$ untuk tanah lempung dari New Liskeard yang ditentukan oleh Samarasinghe, Huang, dan Drnevich. Rumus empiris untuk menentukan harga k seringkali tidak dapat diandalkan; hal ini disebabkan karena banyaknya variasi dari harga k untuk tanah asli.

4.7

Rembesan Ekuivalen pada Tanah Berlapis-lapis

Koefisien rembesan suatu tanah mungkin bervariasi menurut arah aliran yang tergantung pada perilaku tanah di lapangan. Untuk tanah yang berlapis-lapis, di mana koefisien rembesan alirannya dalam suatu arah tertentu berubah dari lapis-ke-lapis, kiranya perlu ditentukan harga rembesan ekuivalen untuk menyederhanakan perhitungan (lihat juga Terzaghi dan Peck, 1967). Penurunan berikut ini adalah perumusan rembesan ekuivalen untuk aliran air dalam arah vertikal dan horisontal yang melalui tanah berlapis-lapis dengan arah lapisan horisontal.

Gambar 4.10 menunjukkan suatu tanah yang mempunyai lapisan sebanyak n dengan aliran *arah horisontal*. Mari kita perhatikan suatu penampang yang tegak lurus arah aliran dengan lebar satu satuan di mana pada penampang tersebut terdapat n lapisan. Jumlah aliran total per satuan waktu yang melalui penampang dapat dituliskan sebagai berikut:

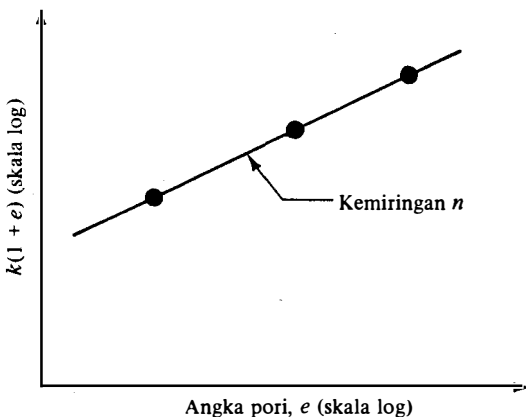
$$\begin{aligned} q &= v \cdot l \cdot H \\ &= v_1 \cdot l \cdot H_1 + v_2 \cdot l \cdot H_2 + v_3 \cdot l \cdot H_3 + \dots + v_n \cdot l \cdot H_n \end{aligned} \quad (4.31)$$

di mana:

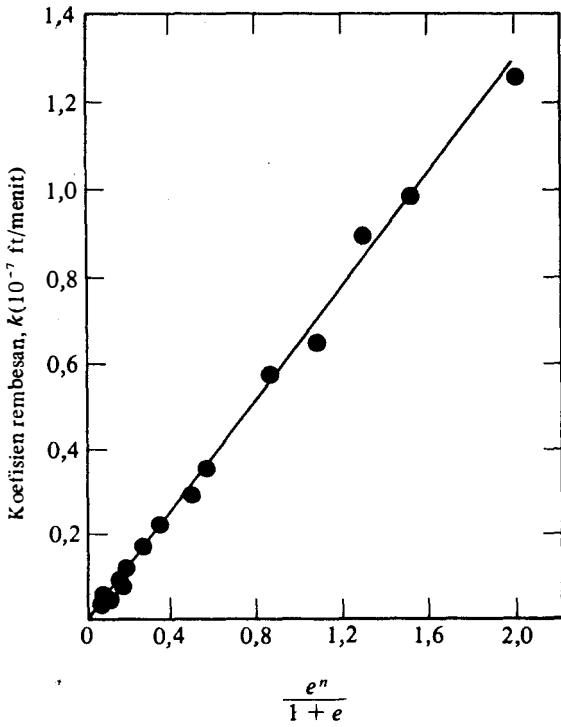
v = kecepatan aliran rata-rata

$v_1, v_2, v_3, \dots, v_n$ = kecepatan aliran pada lapisan 1, lapisan 2, lapisan 3, ..., lapisan n .

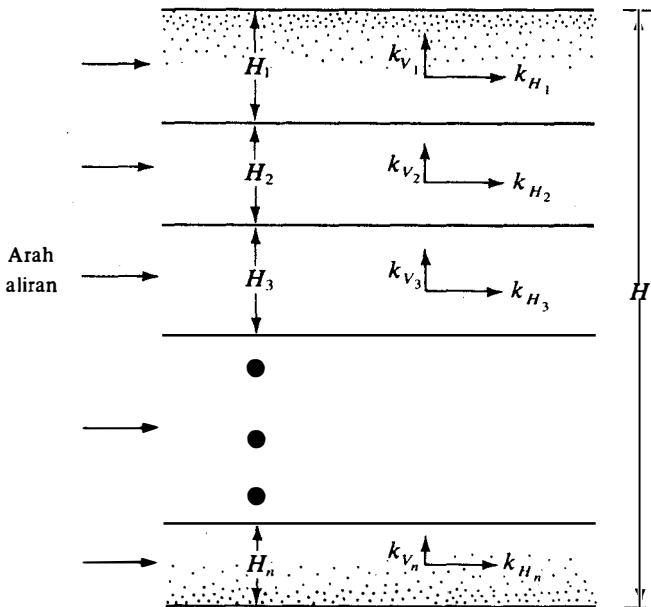
Apabila $k_{H_1}, k_{H_2}, k_{H_3}, \dots, k_{H_n}$ adalah koefisien rembesan untuk tiap-tiap lapisan dalam horisontal dan $k_{H(eq)}$ adalah koefisien rembesan ekuivalen dalam arah horisontal, maka dari hukum Darcy didapat:



Gambar 4.8. Bentuk variasi $\log [k(1+e)]$ terhadap $\log e$ untuk lempung yang terkonsolidasi secara normal.



Gambar 4.9. Variasi k terhadap $e^n/(1 + e)$ untuk tanah lempung New Liskeard yang terkonsolidasi secara normal (menurut Samarasinghe, Huang, dan Drnevich, 1982).



Gambar 4.10. Penentuan koefisien rembesan ekuivalen untuk aliran horisontal di dalam tanah yang berlapis-lapis.

$$v = k_{H(eq)} \cdot i_{eq}; v_1 = k_{H_1} \cdot i_1; v_2 = k_{H_2} \cdot i_2; v_3 = k_{H_3} \cdot i_3; \dots; \\ v_n = k_{H_n} \cdot i_n$$

Dengan memasukkan harga kecepatan di atas ke dalam Persamaan (4.31) dan mengingat bahwa $i_{eq} = i_1 = i_2 = i_3 = \dots = i_n$, maka didapat:

$$k_{H(eq)} = \frac{1}{H}(k_{H_1}H_1 + k_{H_2}H_2 + k_{H_3}H_3 + \dots + k_{H_n}H_n) \quad (4.32)$$

Gambar 4.11 menunjukkan suatu tanah yang terdiri dari n lapis dengan aliran arah vertikal. Untuk keadaan ini, kecepatan aliran yang melalui semua lapisan adalah sama. Tetapi, kehilangan energi total, h , adalah merupakan penjumlahan dari kehilangan energi untuk tiap-tiap lapisan. Jadi,

$$v = v_1 = v_2 = v_3 = \dots = v_n \quad (4.33)$$

dan

$$h = h_1 + h_2 + h_3 + \dots + h_n \quad (4.34)$$

Dengan menggunakan hukum Darcy, Persamaan (4.33) dapat ditulis lagi sebagai berikut:

$$k_{V(eq)} \cdot \frac{h}{H} = k_{V_1} \cdot i_1 = k_{V_2} \cdot i_2 = k_{V_3} \cdot i_3 = \dots = k_{V_n} \cdot i_n \quad (4.35)$$

di mana $k_{V_1}, k_{V_2}, k_{V_3}, \dots, k_{V_n}$ adalah koefisien rembesan untuk tiap-tiap lapisan dalam arah vertikal dan $k_{V(eq)}$ adalah koefisien rembesan ekuivalen.

Selain itu, dari Persamaan (4.34)

$$h = H_1 \cdot i_1 + H_2 \cdot i_2 + H_3 \cdot i_3 + \dots + H_n \cdot i_n \quad (4.36)$$

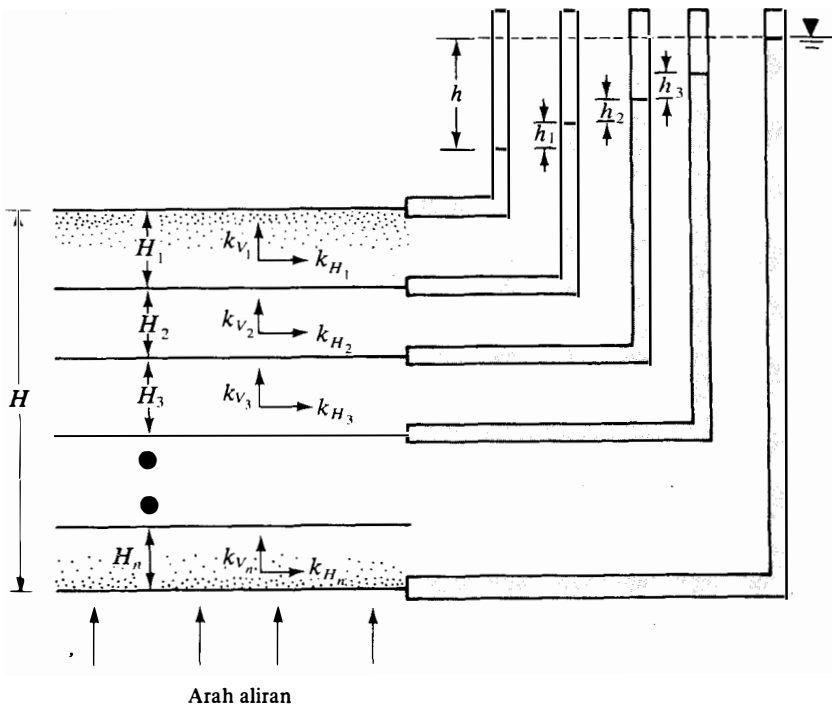
Penyelesaian dari Persamaan (4.35) dan (4.36) memberikan:

$$k_{V(eq)} = \frac{H}{\left(\frac{H_1}{k_{V_1}}\right) + \left(\frac{H_2}{k_{V_2}}\right) + \left(\frac{H_3}{k_{V_3}}\right) + \dots + \left(\frac{H_n}{k_{V_n}}\right)} \quad (4.37)$$

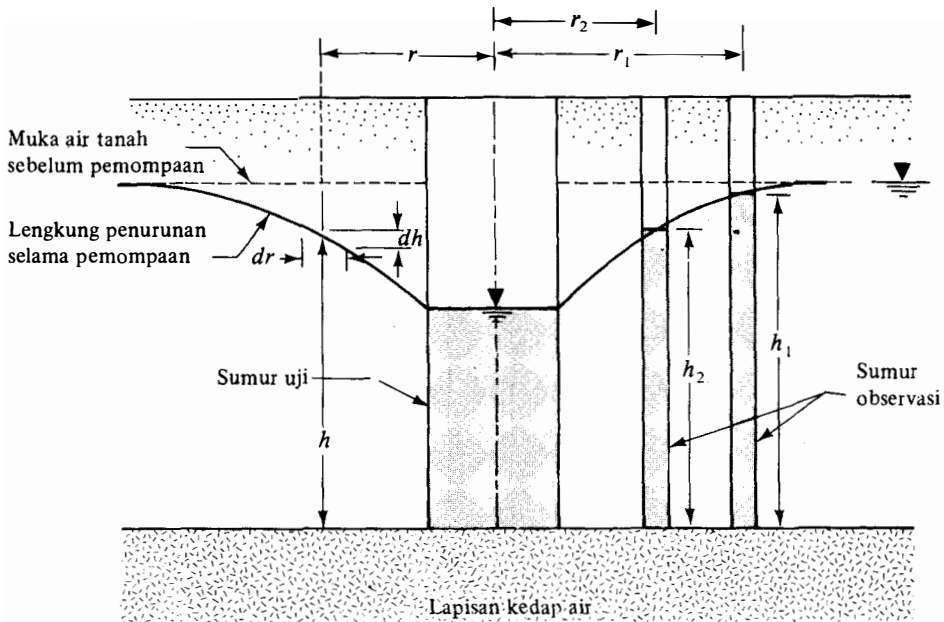
4.8

Uji Rembesan di Lapangan dengan cara Pemompaan dari Sumur

Di lapangan, koefisien rembesan rata-rata yang searah dengan arah aliran dari suatu lapisan tanah dapat ditentukan dengan cara mengadakan uji pemompaan dari sumur. Gambar 4.12 menunjukkan suatu lapisan tanah tembus air (permeable layer), yang koefisien rembesannya akan ditentukan, di mana di sebelah bawah dibatasi oleh suatu lapisan kedap air (impermeable layer). Di dalam melakukan percobaan, air dipompa keluar dari sumur uji yang mempunyai mantel silinder berlubang dengan kecepatan tetap. Beberapa sumur observasi dibuat di sekeliling sumur uji dengan jarak yang berbeda-beda. Ketinggian air di dalam sumur uji dan sumur observasi diteliti secara terus menerus sejak pemompaan dilakukan hingga keadaan tunak (steady state) dicapai. Keadaan tunak tersebut akan dicapai bilamana ketinggian air di dalam sumur uji dan sumur observasi menjadi tunak. Jumlah air tanah yang mengalir ke dalam sumur uji per satuan waktu (debit = q) adalah sama dengan jumlah air



Gambar 4.11. Penentuan koefisien rembesan ekuivalen untuk aliran vertikal di dalam tanah yang berlapis-lapis.



Gambar 4.12. Uji pemompaan dari suatu sumur uji dalam lapisan tembus air yang didasari oleh lapisan kedap air.

yang dipompa keluar dari sumur uji per satuan waktu; keadaan ini dapat dituliskan sebagai berikut:

$$q = k \left(\frac{dh}{dr} \right) 2\pi r \cdot h \tag{4.38}$$

atau:

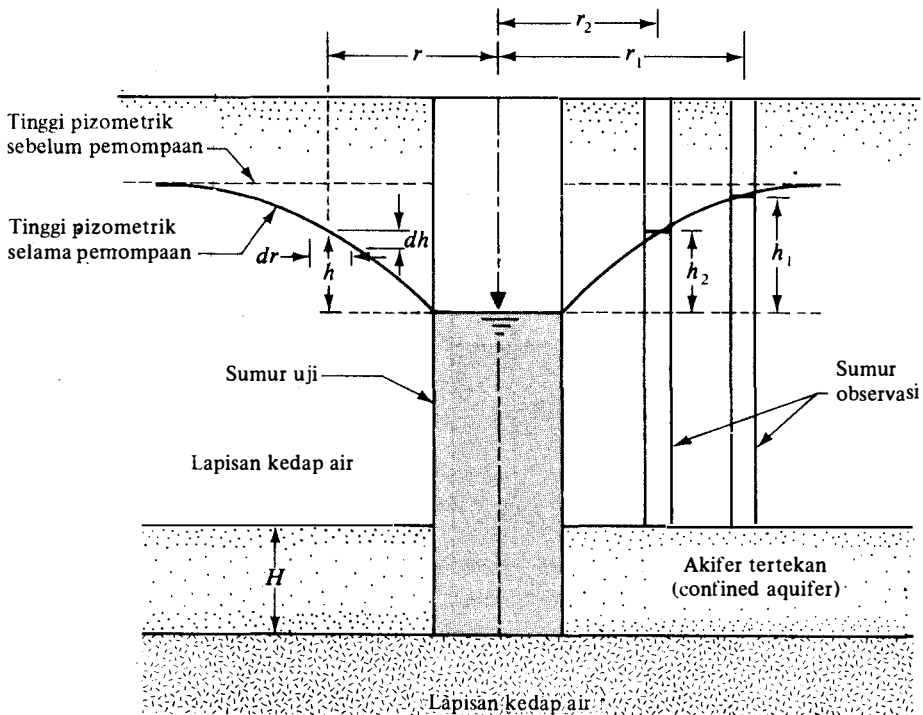
$$\int_{r_2}^{r_1} \frac{dr}{r} = \left(\frac{2\pi k}{q} \right) \int_{h_2}^{h_1} h \cdot dh$$

Jadi,

$$k = \frac{2,303q \log_{10} \left(\frac{r_1}{r_2} \right)}{\pi(h_1^2 - h_2^2)} \tag{4.39}$$

Dari pengukuran di lapangan, apabila q , r_1 , r_2 , h_1 , dan h_2 diketahui, koefisien rembesan dapat dihitung dari Persamaan (4.39) di atas.

Koefisien rembesan rata-rata untuk suatu confined aquifer (lapisan penyimpan air yang diapit oleh lapisan kedap air) dapat juga ditentukan dengan cara memompa air keluar dari sumur uji, di mana mantel silinder berlubangnya dipasang sampai ke lapisan akifer (lapisan penyimpan air), dan dengan menghitung ketinggian air di dalam sumur observasi yang dipasang dengan jarak yang berbeda-beda dari sumur uji (Gambar 4.13). Pemompaan dilakukan dengan debit yang tetap hingga keadaan tunak dicapai.



Gambar 4.13. Uji pemompaan dari suatu sumur uji yang dibuat sampai dengan lapisan tembus air yang diapit oleh lapisan kedap air (akifer tertekan).

Karena air hanya dapat mengalir ke dalam sumur uji melalui akifer dengan ketebalan H , maka persamaan debit air yang dipompa keluar dari sumur dapat dituliskan sebagai berikut:

$$q = k \left(\frac{dh}{dr} \right) 2\pi r \cdot H \tag{4.40}$$

atau

$$\int_{r_2}^{r_1} \frac{dr}{r} = \int_{h_2}^{h_1} \frac{2\pi k H}{q} \cdot dh$$

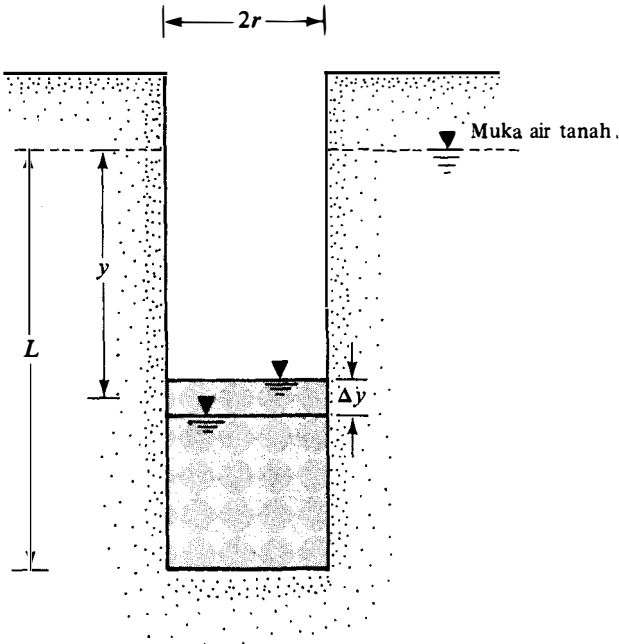
Koefisien rembesan yang searah dengan aliran dapat dituliskan sebagai berikut:

$$k = \frac{q \log_{10} \left(\frac{r_1}{r_2} \right)}{2,727 H (h_1 - h_2)} \tag{4.41}$$

4.9

Koefisien Rembesan dari Lubang Auger

Koefisien rembesan di lapangan dapat juga diestimasi dengan cara membuat lubang auger (Gambar 4.14). Tipe uji ini biasanya disebut sebagai *slug test*. Lubang dibuat di lapangan sampai dengan kedalaman L di bawah muka air tanah. Pertama-tama air ditimba keluar dari lubang. Keadaan ini akan menyebabkan adanya aliran air tanah ke dalam lubang melalui keliling dan dasar lubang. Penambahan tinggi air di dalam lubang auger dan waktu-



Gambar 4.14. Penentuan koefisien rembesan dari suatu lubang yang dibuat dengan alat bor auger.

nya dicatat. Koefisien rembesan dapat ditentukan dari data tersebut (Ernst, 1950; juga lihat Dunn, Anderson, dan Kiefer, 1980)

$$k = \frac{40}{\left(20 + \frac{L}{r}\right)\left(2 - \frac{y}{L}\right)} \frac{r}{y} \frac{\Delta y}{\Delta t} \quad (4.42)$$

di mana:

r = jari-jari lubang auger (meter)

y = harga rata-rata dari jarak antara tinggi air di dalam lubang auger dengan muka air tanah selama interval waktu Δt (menit).

Perlu diperhatikan bahwa untuk persamaan di atas, satuan L adalah meter dan satuan k adalah meter/detik atau meter/menit, tergantung pada satuan waktu Δt .

Penentuan koefisien rembesan dari lubang auger biasanya tidak dapat memberikan hasil yang teliti. Tetapi, ia dapat memberikan harga pangkat dari k .

Contoh

4.1

Hasil dari suatu uji tinggi konstan di laboratorium untuk contoh tanah pasir halus yang mempunyai diameter 150 mm dan panjang 300 mm adalah sebagai berikut:

Perbedaan tinggi konstan = 500 mm

Waktu untuk mengumpulkan air = 5 menit

Volume air yang dikumpulkan = 350 cc

Temperatur air = 24°C

Tentukan koefisien rembesan untuk tanah tersebut pada temperatur 20°C.

Penyelesaian :

Untuk uji rembesan tinggi konstan

$$k = \frac{QL}{Aht} \quad [\text{Persamaan (4.17)}]$$

Diketahui: $Q = 350$ cc; $L = 300$ mm; $A = (\pi/4)(150)^2 = 17671,46$ mm²; $h = 500$ mm; $t = 5 \times 60 = 300$ detik. Jadi

$$\begin{aligned} & \text{diubah menjadi mm}^3 \\ & \downarrow \\ k &= \frac{(350 \times 10^3) \times 300}{17671,46 \times 500 \times 300} = 3,96 \times 10^{-2} \text{ mm/detik} \\ & = 3,96 \times 10^{-3} \text{ cm/detik} \end{aligned}$$

$$k_{20} = k_{24} \frac{\eta_{24}}{\eta_{20}}$$

Dari Gambar 4.7

$$\frac{\eta_{24}}{\eta_{20}} = 0,9097$$

Jadi, $k_{20} = (3,96 \times 10^{-3}) \times 0,9097 = 3,6 \times 10^{-3}$ cm/detik

Contoh

4.2

Tentukan banyaknya air yang mengalir per satuan waktu yang melalui lapisan tanah tembus air seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 4.15.

Penyelesaian:

Gradien hidrolik (*i*)

$$i = \frac{4 \text{ m}}{(50 \text{ m} / \cos 8^\circ)} = 0,0792$$

Banyaknya air yang mengalir per satuan waktu per satuan lebar dari profil yang diberikan (*q*)

$$q = kiA = \left(\frac{0,08 \text{ cm/detik}}{10^2} \right) \cdot (0,0792) \cdot \underbrace{(3 \cos 8^\circ \times 1)}_A$$

↑
diubah menjadi m/detik

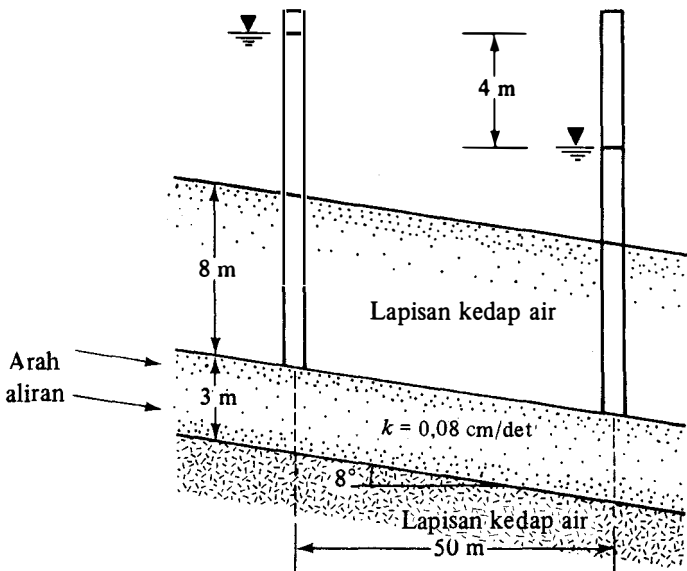
$$= 0,188 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{detik/m lebar} = \underline{0,19 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{detik/m lebar.}}$$

Contoh

4.3

Tentukan koefisien rembesan ekuivalen untuk aliran arah horisontal pada tanah berlapis tiga dengan stratifikasi horisontal.

Lapisan no.	Tebal (ft)	Koefisien rembesan dalam arah horisontal, k_H (ft/menit)
1	20	10^{-1}
2	5	10^{-4}
3	10	$1,5 \times 10^{-1}$



Gambar 4.15.

Penyelesaian :

Dari Persamaan (4.32)

$$\begin{aligned}
 k_{H(\text{eq})} &= \frac{1}{H}(k_{H_1}H_1 + k_{H_2}H_2 + k_{H_3}H_3) \\
 &= \frac{1}{20 + 5 + 10}(10^{-1} \times 20 + 10^{-4} \times 5 + 1,5 \times 10^{-1} \times 10) \\
 &= \frac{(2 + 0,0005 + 1,5)}{35} = \underline{\underline{0,1 \text{ ft/menit}}}
 \end{aligned}$$

Contoh

4.4

Apabila dianggap bahwa $k_v = k_H$ untuk semua lapisan tanah pada Contoh 4.3, tentukan rasio antara $k_{H(\text{eq})}$ dan $k_{v(\text{eq})}$

Penyelesaian :

Dari Persamaan (4.37)

$$\begin{aligned}
 k_{v(\text{eq})} &= \frac{H}{\frac{H_1}{k_{v_1}} + \frac{H_2}{k_{v_2}} + \frac{H_3}{k_{v_3}}} \\
 &= \frac{20 + 5 + 10}{\frac{20}{10^{-1}} + \frac{5}{10^{-4}} + \frac{10}{1,5 \times 10^{-1}}} \\
 &= \frac{35}{200 + 50,000 + 66,666} = 6,96 \times 10^{-4} \text{ ft/menit}
 \end{aligned}$$

Jadi

$$\frac{k_{H(\text{eq})}}{k_{v(\text{eq})}} = \frac{10^{-1}}{6,96 \times 10^{-4}} = \underline{\underline{143,68 \approx 144}}$$

Contoh

4.5

Koefisien rembesan suatu tanah pasir pada angka pori 0,8 adalah 0,047 cm/detik. Perkirakan besarnya koefisien rembesan tanah tersebut pada angka pori 0,5.

Penyelesaian

Dari Persamaan (4.24), $k = 1,4e^2 k_{0,85}$. Maka

$$\frac{k_{0,8}}{k_{0,5}} = \frac{(0,8)^2}{(0,5)^2}$$

Jadi

$$\begin{aligned}
 k_{0,5} &= k_{0,8} \left(\frac{0,5}{0,8} \right)^2 = 0,047 \left(\frac{0,5}{0,8} \right)^2 \\
 &= \underline{\underline{0,018 \text{ cm/detik}}}
 \end{aligned}$$

Contoh

4.6

Suatu uji pemompaan dari suatu sumur uji dalam lapisan tembus air yang didasari oleh lapisan kedap air (Gambar 4.12) dilakukan. Bilamana keadaan tunak (steady state) dicapai dan didapatkan hasil-hasil observasi sebagai berikut: $q = 100$ gpm; $h_1 = 20$ ft; $h_2 = 15$ ft; $r_1 = 150$ ft; $r_2 = 50$ ft. Tentukan koefisien rembesan lapisan tembus air tersebut.

Penyelesaian :

Dari Persamaan (4.39)

$$k = \frac{2,303q \log_{10} \left(\frac{r_1}{r_2} \right)}{\pi(h_1^2 - h_2^2)}$$

Diketahui: $q = 100$ gpm = $13,37$ ft³/menit, Jadi

$$k = \frac{2,303 \times 13,37 \log_{10} \left(\frac{150}{50} \right)}{\pi(20^2 - 15^2)} = 0,0267 \text{ ft/menit} \approx \underline{\underline{0,027 \text{ ft/menit}}}$$

Contoh

4.7

Kerjakan lagi contoh Soal no 4.5 dengan menggunakan Persamaan (4.26).

Penyelesaian :

Dari Persamaan (4.26)

$$k = C_1 \frac{e^3}{1 + e}$$

Jadi

$$\frac{k_{0,8}}{k_{0,5}} = \frac{\left[\frac{0,8^3}{1 + 0,8} \right]}{\left[\frac{0,5^3}{1 + 0,5} \right]} = \frac{0,284}{0,083} = 3,42$$

Maka:

$$k_{0,5} = \frac{k_{0,8}}{3,42} = \frac{0,047}{3,42} = \underline{\underline{0,014 \text{ cm/detik}}}$$

Contoh

4.8

Akan ditentukan koefisien rembesan dari suatu lubang yang dibuat dengan alat bor auger seperti terlihat dalam Gambar 4.14. Kalau diketahui bahwa $r = 0,15$ m, $L = 3,5$ m, $\Delta y = 0,45$ m, $\Delta t = 8$ menit, dan $y = 3,2$ m, tentukan koefisien rembesan dengan menggunakan Persamaan (4.42).

Penyelesaian:

Dari Persamaan (4.42)

$$k = \frac{40}{\left(20 + \frac{L}{r} \right) \left(2 - \frac{y}{L} \right)} \frac{r \Delta y}{y \Delta t}$$

Dengan memasukkan harga-harga yang diketahui ke dalam persamaan di atas maka didapat:

$$k = \frac{40}{\left(20 + \frac{3,5}{0,15}\right)\left(2 - \frac{3,2}{3,5}\right)} \left(\frac{0,15}{3,2}\right)\left(\frac{0,45}{8}\right) = \underline{\underline{2,24 \times 10^{-3} \text{ m/menit}}}$$

Contoh

4.9

Hubungan antara angka pori dan koefisien rembesan untuk tanah lempung yang terkonsolidasi secara normal diberikan di bawah ini:

Angka pori	k (cm/detik)
1,2	$0,6 \times 10^{-7}$
1,52	$1,519 \times 10^{-7}$

Perkiraan harga k untuk tanah lempung yang sama tapi dengan angka pori = 1,4.

Penyelesaian:

Dari Persamaan (4.29)

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{\left[\frac{e_1^n}{1 + e_1}\right]}{\left[\frac{e_2^n}{1 + e_2}\right]}$$

Dengan memasukkan $e_1 = 1,2$, $k_1 = 0,6 \times 10^{-7}$ cm/det, $e_2 = 1,52$, $k_2 = 1,519 \times 10^{-7}$ cm/detik ke dalam persamaan di atas, maka didapat:

$$\frac{0,6}{1,519} = \left(\frac{1,2}{1,52}\right)^n \left(\frac{2,52}{2,2}\right)$$

atau

$$n = 4,5$$

Selain itu, dari Persamaan (4.29)

$$k_1 = C_3 \left(\frac{e_1^i}{1 + e_1}\right)$$

$$0,6 \times 10^{-7} = C_3 \left(\frac{1,2^{4,5}}{1 + 1,2}\right)$$

atau

$$C_3 = 0,581 \times 10^{-7} \text{ cm/detik}$$

Jadi

$$k = (0,581 \times 10^{-7}) \left(\frac{e^{4,5}}{1 + e}\right) \text{ cm/detik}$$

Sekarang, dengan memasukkan $e = 1,4$ ke dalam persamaan di atas, didapat:

$$k = (0,581 \times 10^{-7}) \left(\frac{1,4^{4,5}}{1 + 1,4}\right) = \underline{\underline{1,1 \times 10^{-7} \text{ cm/detik}}}$$

4.10

Persamaan Kontinuitas (Kesenantiasaan)

Dalam sub-bab terdahulu dari Bab 4 ini, kita telah membicarakan permasalahan-permasalahan yang sederhana, misalnya untuk menghitung banyaknya air yang mengalir melalui tanah diperlukan hukum Darcy. Dalam keadaan yang sebenarnya, air mengalir di dalam tanah tidak hanya dalam satu arah dan juga tidak seragam untuk seluruh luasan yang tegak lurus dengan arah aliran. Untuk permasalahan-permasalahan seperti itu, perhitungan aliran air tanah pada umumnya dibuat dengan menggunakan grafik-grafik yang dinamakan jaringan aliran (flow nets). Konsep jaringan aliran ini didasarkan pada *persamaan kontinuitas Laplace* yang menjelaskan mengenai keadaan aliran tunak untuk suatu titik di dalam massa tanah.

Untuk menurunkan persamaan kontinuitas Laplace yang mempunyai bentuk diferensial tersebut, marilah kita meninjau sebaris turap yang telah dipancang sampai dengan kedalaman lapisan tanah yang tembus air, seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 4.16a. Turap tersebut dianggap kedap air. Aliran keadaan tunak dari bagian hulu (upstream) ke bagian hilir (downstream) melalui lapisan tembus air (permeable layer) adalah aliran dalam dua dimensi. Untuk aliran air pada titik *A*, kita perhatikan suatu elemen tanah yang berbentuk kubus. Kubus tanah tersebut mempunyai ukuran dx , dy , dan dz (panjang dy adalah tegak lurus terhadap bidang kertas), seperti yang telah diperbesar dalam Gambar 4.16b. Anggaphlah bahwa v_x dan v_z adalah komponen kecepatan pada arah horisontal dan vertikal. Jumlah air yang mengalir masuk ke dalam kubus tanah per satuan waktu dalam arah horisontal adalah sama dengan $(v_x \cdot dy \cdot dz)$, dan dalam arah vertikal adalah sama dengan $(v_z \cdot dx \cdot dy)$. Jumlah air yang mengalir ke luar dari kubus tanah per satuan waktu dalam arah horisontal dan vertikal adalah:

$$\left(v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \right) dz \cdot dy$$

dan

$$\left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \right) dx \cdot dy$$

Dengan menganggap bahwa air tidak termampatkan (incompressible), dan tidak terjadi perubahan volume dalam massa tanah, maka jumlah air yang mengalir masuk seharusnya sama dengan jumlah air yang mengalir keluar dari elemen tanah yang berbentuk kubus tersebut. Jadi,

$$\left[\left(v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \right) dz \cdot dy + \left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \right) dx \cdot dy \right] - [v_x \cdot dz \cdot dy + v_z \cdot dx \cdot dy] = 0$$

atau

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (4.43)$$

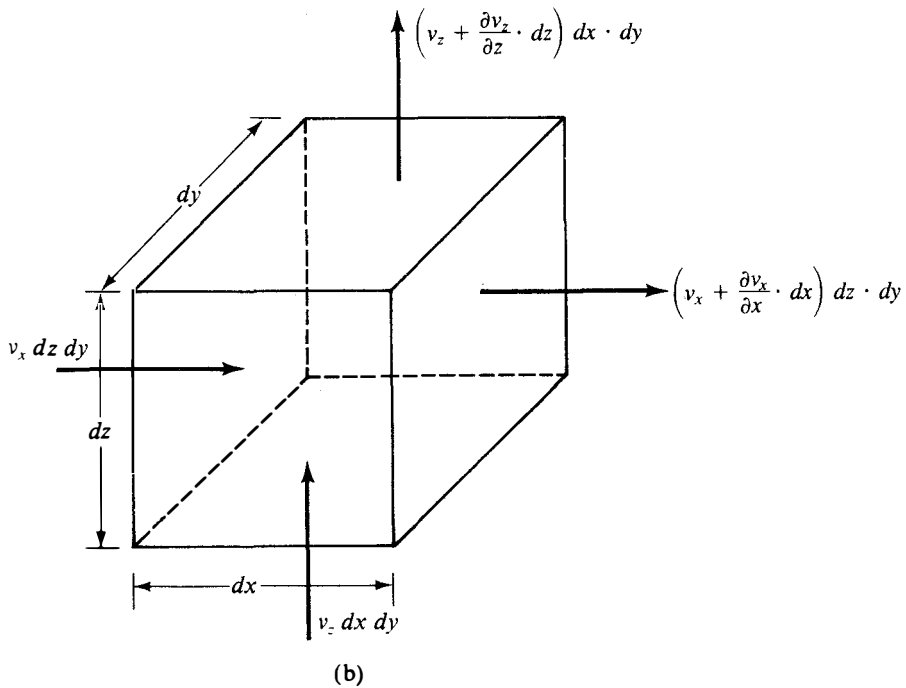
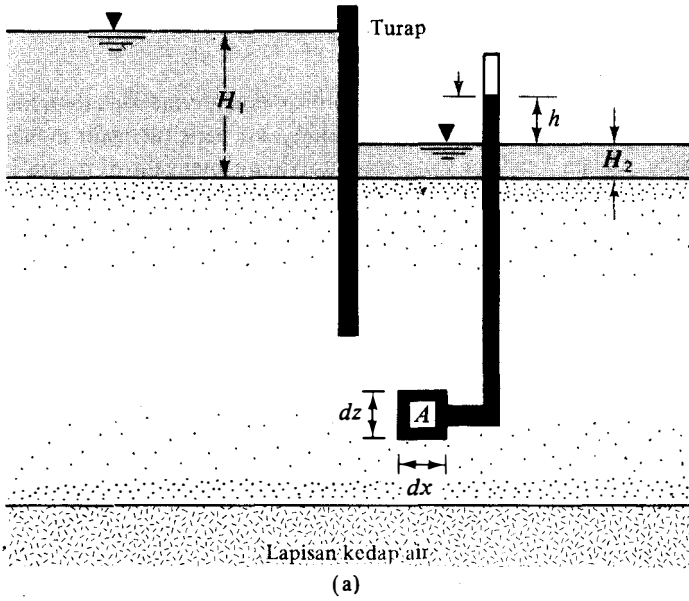
Dengan menggunakan hukum Darcy, kecepatan aliran dapat dituliskan sebagai berikut:

$$v_x = k_x i_x = k_x \frac{\partial h}{\partial x} \quad (4.44a)$$

dan

$$v_z = k_z i_z = k_z \frac{\partial h}{\partial z} \quad (4.44b)$$

di mana k_x dan k_z adalah koefisien rembesan dalam arah horisontal dan vertikal.



Gambar 4.16. (a) Satu jajaran turap yang dipasang ke dalam lapisan tembus air, (b) aliran pada elemen tanah A.

Dari Persamaan-persamaan (4.43) dan (4.44) dapat dituliskan bahwa:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (4.45)$$

Apabila tanah adalah isotropik, yang berarti bahwa besar koefisien aliran ke segala arah adalah sama, $k_x = k_z$, persamaan kontinuitas untuk aliran dalam dua dimensi di atas dapat disederhanakan menjadi:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (4.46)$$

4.11

Jaringan Aliran

Persamaan kontinuitas [Persamaan (4.46)] dalam media yang isotropik mewakili dua kelompok grafik yang saling tegak lurus satu sama lain, yaitu: garis-garis aliran (flow lines) dan garis-garis ekipotensial (equipotential lines). *Garis aliran* adalah suatu garis sepanjang mana butir-butir air akan bergerak dari bagian hulu ke bagian hilir sungai melalui media tanah yang tembus air (permeable). *Garis ekipotensial* adalah suatu garis sepanjang mana tinggi potensial di semua titik pada garis tersebut adalah sama. Jadi, apabila alat-alat pizometer diletakkan di beberapa titik yang berbeda-beda di sepanjang satu garis ekipotensial, air di dalam tiap-tiap pizometer tersebut akan naik pada ketinggian yang sama. Gambar 4.17a menunjukkan definisi garis aliran dan garis ekipotensial untuk aliran di dalam lapisan tanah yang tembus air (permeable layer) di sekeliling jajaran turap yang ditunjukkan dalam Gambar 4.16a (untuk $k_x = k_z = k$).

Kombinasi dari beberapa garis aliran dan garis ekipotensial dinamakan *jaringan aliran* (flow net). Seperti telah disebutkan sebelumnya bahwa jaringan aliran dibuat untuk menghitung aliran air tanah. Dalam pembuatan jaringan aliran, garis-garis aliran dan ekipotensial digambar sedemikian rupa sehingga:

1. Garis ekipotensial memotong tegak lurus garis aliran
2. Elemen-elemen aliran dibuat kira-kira mendekati bentuk bujur sangkar

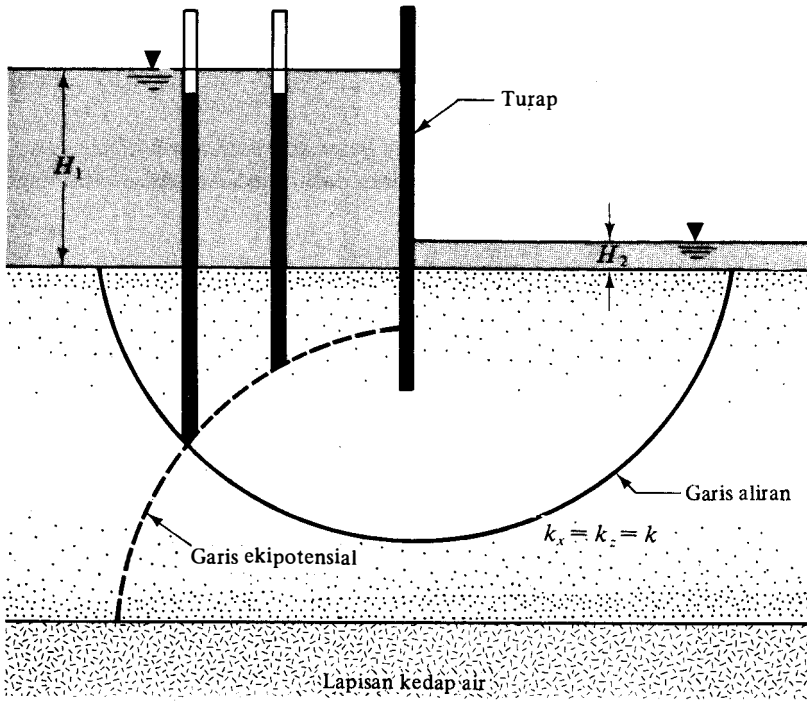
Gambar 4.17b adalah suatu contoh dari jaringan aliran yang lengkap. Contoh lain dari jaringan aliran dalam lapisan tanah tembus air yang isotropik diberikan dalam Gambar 4.18.

Penggambaran suatu jaringan aliran biasanya harus dicoba berkali-kali. Selama menggambar jaringan aliran, harus selalu diingat kondisi-kondisi batasnya. Untuk jaringan aliran yang ditunjukkan dalam Gambar 4.17b, keadaan batas yang dipakai adalah:

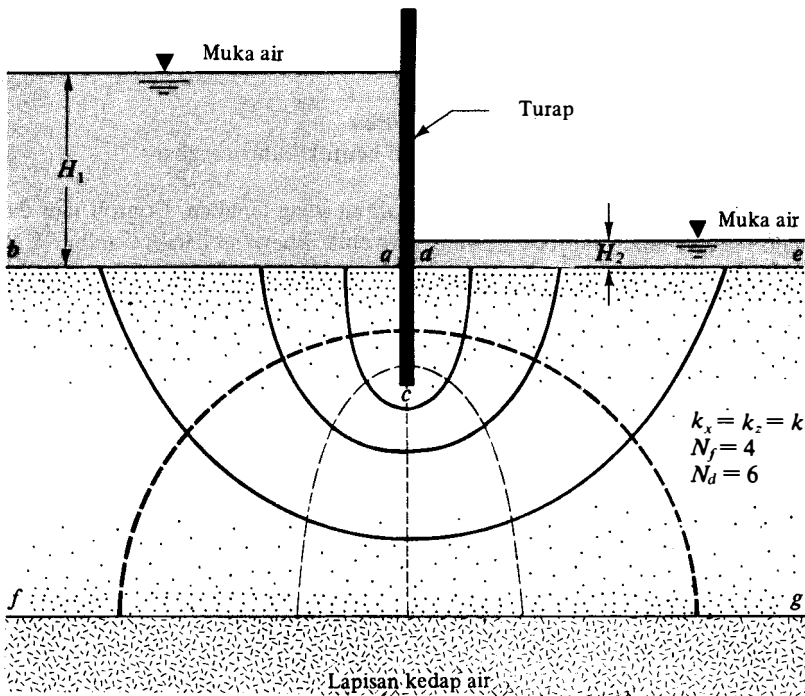
1. Permukaan lapisan tembus air pada bagian hulu dan hilir dari sungai (garis *ab* dan *de*) adalah garis-garis ekipotensial.
2. Karena *ab* dan *de* adalah garis-garis ekipotensial, semua garis-garis aliran memotongnya tegak lurus.
3. Batas lapisan kedap air, yaitu garis *fg*, adalah garis aliran; begitu juga permukaan turap kedap air, yaitu garis *acd*.
4. Garis-garis ekipotensial memotong *acd* dan *fg* tegak lurus.

Perhitungan Rembesan dari Suatu Jaringan Aliran

Di dalam jaringan aliran, daerah di antara dua garis aliran yang saling berdekatan dinamakan saluran aliran (flow channel). Gambar 4.19 menunjukkan suatu saluran aliran dengan garis ekipotensial yang membentuk elemen-elemen berbentuk persegi. Apabila h_1 , h_2 , h_3 ,



(a)



(b)

Gambar 4.17. (a) Definisi garis aliran dan garis ekuipotensial, (b) gambar jaringan aliran yang lengkap.

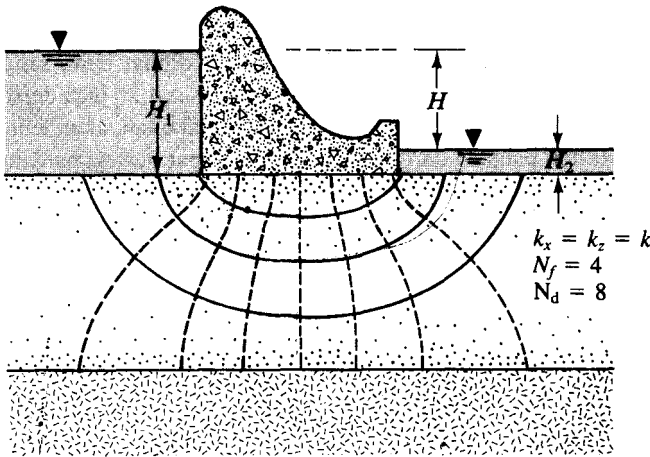
h_4, \dots, h_n adalah muka pizometrik yang bersesuaian dengan garis ekipotensial, maka kecepatan rembesan yang melalui saluran aliran per satuan lebar (tegak lurus terhadap bidang gambar) dapat dihitung dengan cara seperti yang diterangkan di bawah ini. Dalam hal ini, tidak ada aliran yang memotong garis aliran, maka:

$$\Delta q_1 = \Delta q_2 = \Delta q_3 = \dots = \Delta q \tag{4.47}$$

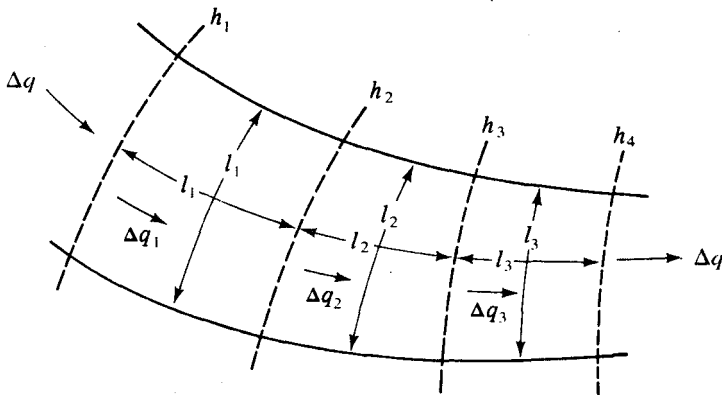
Dari hukum Darcy, jumlah air yang mengalir per satuan waktu adalah $k \cdot i \cdot A$. Jadi, Persamaan (4.47) dapat dituliskan lagi sebagai berikut:

$$\Delta q = k \left(\frac{h_1 - h_2}{l_1} \right) l_1 = k \left(\frac{h_2 - h_3}{l_2} \right) l_2 = k \left(\frac{h_3 - h_4}{l_3} \right) l_3 = \dots \tag{4.48}$$

Persamaan (4.48) menunjukkan bahwa, apabila elemen-elemen aliran dibuat dengan bentuk mendekati bujur sangkar, penurunan muka pizometrik antara dua garis ekipotensial yang berdekatan adalah sama. Hal ini dinamakan *penurunan energi potensial* (potential drop).



Gambar 4.18. Jaringan aliran di bawah bendungan.



Gambar 4.19. Rembesan melalui suatu saluran aliran.

Jadi:

$$h_1 - h_2 = h_2 - h_3 = h_3 - h_4 = \dots = \frac{H}{N_d} \tag{4.49}$$

dan

$$\Delta q = k \frac{H}{N_d} \tag{4.50}$$

di mana:

H = perbedaan tinggi muka air pada bagian hulu dan bagian hilir
 N_d = banyaknya bidang bagi kehilangan energi potensial.

Dalam Gambar 4.17a, untuk satu saluran aliran, $H = H_1 - H_2$ dan $N_d = 6$.

Apabila banyaknya saluran aliran di dalam jaringan aliran sama dengan N_f , maka banyaknya air yang mengalir melalui semua saluran per satuan lebar dapat dituliskan sebagai berikut:

$$q = k \frac{H \cdot N_f}{N_d} \tag{4.51}$$

Di dalam menggambar jaringan aliran, semua elemennya tidak harus dibuat bujur sangkar. Bentuk empat persegi panjang seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 4.20 juga dapat dilakukan. Hanya perlu diingat bahwa agar perhitungan dapat mudah dilakukan, akan lebih baik kalau perbandingan antara lebar dan panjang dari elemen-elemen empat persegi panjang dalam jaringan aliran tersebut dibuat sama. Dalam hal ini, Persamaan (4.48) untuk menghitung banyaknya air yang mengalir melalui saluran per satuan waktu dapat dimodifikasi menjadi:

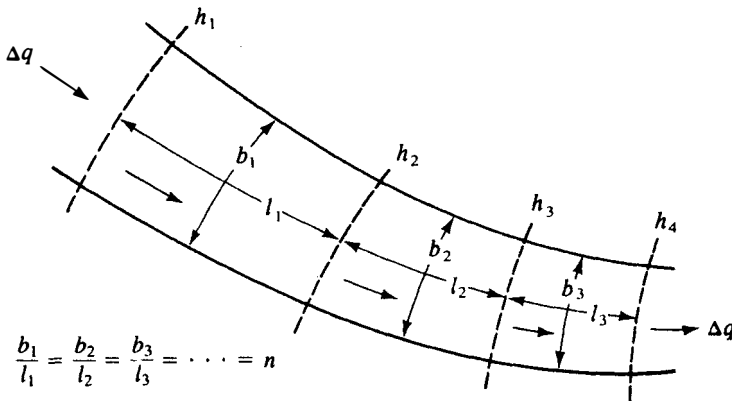
$$k \left(\frac{h_1 - h_2}{l_1} \right) b_1 = k \left(\frac{h_2 - h_3}{l_2} \right) b_2 = k \left(\frac{h_3 - h_4}{l_3} \right) b_3 = \dots \tag{4.52}$$

Apabila $b_1/l_1 = b_2/l_2 = b_3/l_3 = \dots = n$, Persamaan-persamaan (4.50) dan (4.51) dapat dimodifikasi menjadi :

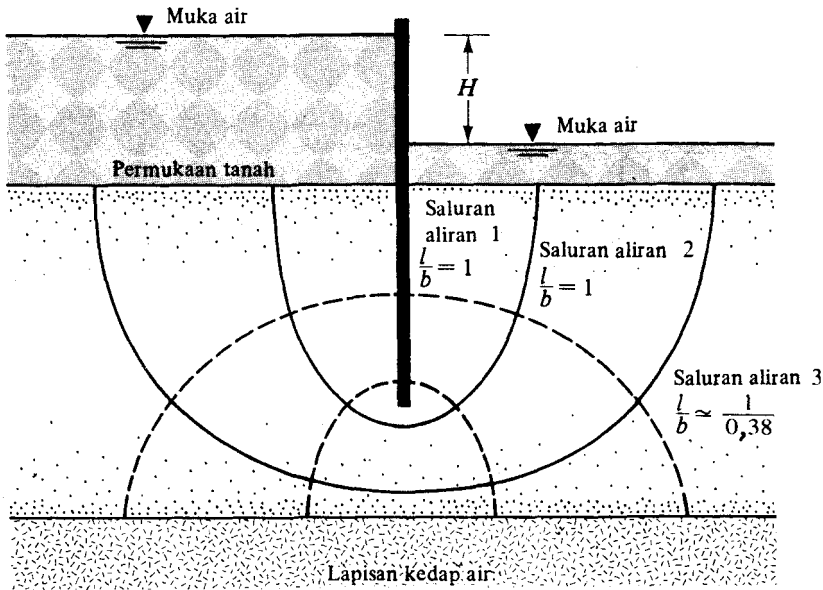
$$\Delta q = kH \left(\frac{n}{N_d} \right) \tag{4.53}$$

$$q = kH \left(\frac{N_f}{N_d} \right) n \tag{4.54}$$

Gambar 4.21 menunjukkan suatu jaringan aliran untuk rembesan air sekitar satu jajaran



Gambar 4.20. Rembesan melalui suatu saluran aliran yang mempunyai elemen berbentuk empat persegi panjang.



Gambar 4.21. Jaringan aliran untuk aliran air di sekitar satu jajaran turap.

turap. Perhatikan bahwa saluran aliran No. 1 dan No. 2 mempunyai elemen-elemen berbentuk bujur sangkar. Oleh karena itu, jumlah air yang mengalir melalui dua saluran aliran tersebut per satuan waktu dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan (4.50).

$$\Delta q_1 + \Delta q_2 = \frac{k}{N_d} H + \frac{k}{N_d} H = \frac{2kH}{N_d}$$

Tetapi, saluran aliran No. 3 mempunyai elemen-elemen dengan bentuk empat persegi panjang yang mempunyai perbandingan lebar dan panjang sebesar 0,38. Maka dari itu, dari Persamaan (4.63)

$$\Delta q_3 = \frac{k}{N_d} H(0,38)$$

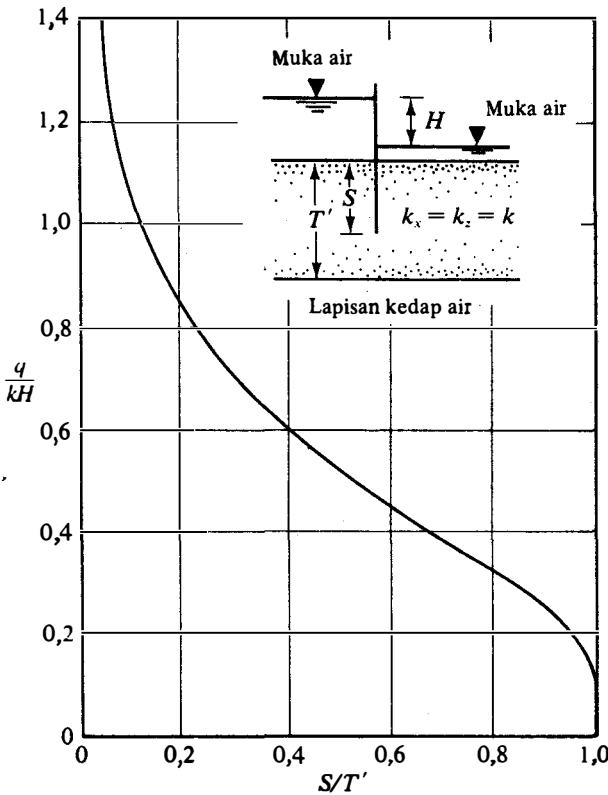
Jadi, jumlah rembesan total per satuan waktu adalah :

$$q = \Delta q_1 + \Delta q_2 + \Delta q_3 = 2,38 \frac{kH}{N_d}$$

Rembesan di bawah bangunan air dengan bentuk sederhana dapat dipecahkan secara matematis. Harr (1962) telah memberikan analisis untuk beberapa macam kondisi seperti itu. Gambar 4.22 menunjukkan suatu grafik tak berdimensi untuk rembesan air di sekeliling satu jajaran turap. Untuk keadaan yang serupa, Gambar 4.23 menunjukkan suatu grafik tak berdimensi untuk rembesan di bawah suatu bendungan.

Jaringan Aliran pada Tanah Anisotropik

Cara membuat jaringan aliran yang telah dijelaskan dalam Sub-bab 4.11 serta Persamaan-persamaan (4.51) dan (4.53) yang digunakan untuk menghitung rembesan adalah didasarkan pada asumsi bahwa tanah adalah isotropik. Tetapi, dalam keadaan yang sesungguhnya, sebagian besar dari tanah adalah anisotropik. Untuk dapat memperhitungkan sifat anisotropik tanah dalam menghitung rembesan, diperlukan modifikasi cara penggambaran jaringan aliran.



Gambar 4.22. Grafik yang menggambarkan hubungan antara q/kH dan S/T' untuk aliran di sekeliling satu jajaran turap (menurut Harr, 1962).

Persamaan kontinuitas dalam bentuk diferensial untuk aliran air dalam dua dimensi [Persamaan (4.45)] adalah:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

Untuk tanah anisotropik, $k_x \neq k_z$. Dalam hal ini persamaan di atas mewakili dua kelompok grafik yang tidak berpotongan tegak lurus satu sama lain. Tetapi, kita dapat menulis kembali persamaan di atas sebagai berikut:

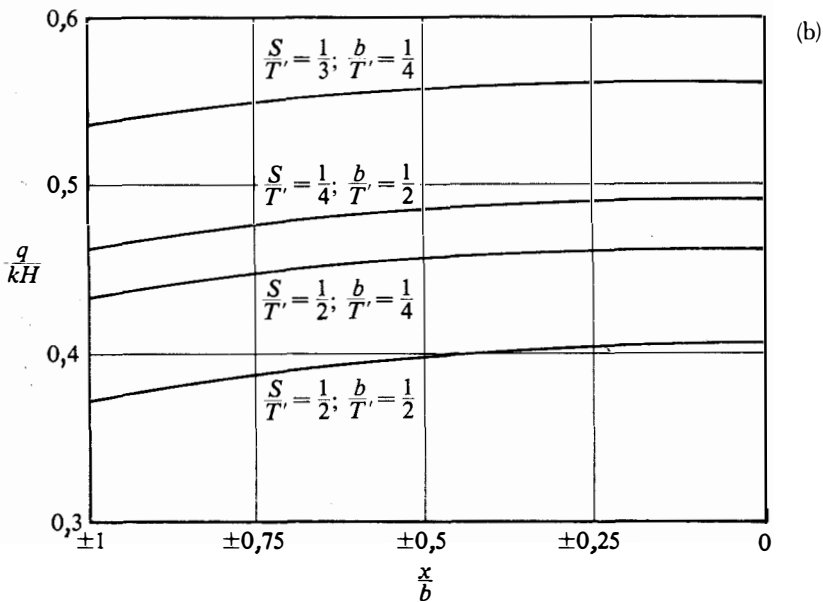
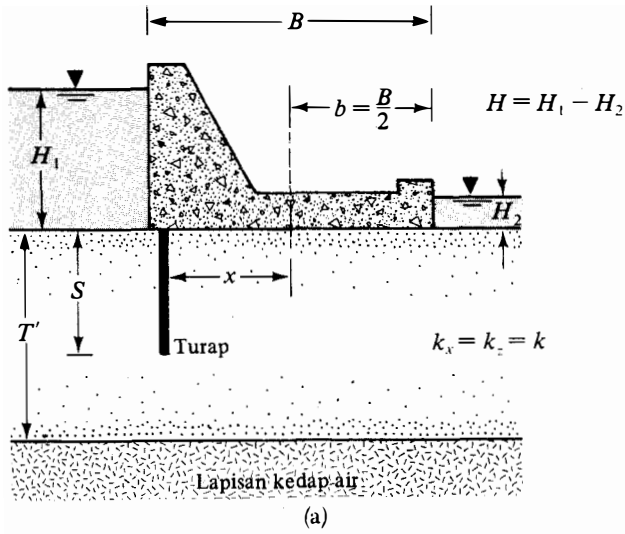
$$\frac{\partial^2 h}{(k_z/k_x)\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \tag{4.55}$$

Dengan memasukkan $x' = \sqrt{k_z/k_x} \cdot x$, Persamaan (4.55) menjadi:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x'^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \tag{4.56}$$

Sekarang, Persamaan (4.56) di atas mempunyai bentuk yang serupa dengan Persamaan (4.46), di mana x diganti dengan x' yang merupakan koordinat baru yang ditransformasikan. Untuk menggambar jaringan aliran, gunakan prosedur berikut ini:

1. Ambil suatu skala vertikal (yaitu sumbu z) untuk menggambar penampang melintang.



Gambar 4.23. Aliran air di bawah bendungan (menurut Harr, 1962).

2. Ambil suatu skala horisontal (yaitu sumbu x) sedemikian rupa hingga skala horisontal $x' = \sqrt{k_z/k_x}$. (skala vertikal).
3. Dengan menggunakan skala-skala yang telah ditentukan pada langkah-langkah 1 dan 2 di atas, gambar potongan vertikal melalui lapisan tembus air yang sejajar dengan arah aliran.
4. Gambar jaringan aliran untuk lapisan tembus air pada potongan yang didapat dari langkah no. 3 di atas, di mana garis-garis aliran memotong tegak lurus garis-garis potensial dan elemen-elemen yang dibuat adalah mendekati bentuk bujur sangkar.

Jumlah rembesan yang mengalir per satuan waktu per satuan lebar dapat dihitung dengan cara memodifikasi Persamaan (4.51) menjadi:

$$q = \sqrt{k_x \cdot k_z} \frac{HN_f}{N_d} \quad (4.57)$$

di mana:

H = kehilangan tinggi energi total

N_f = banyaknya saluran aliran

N_d = banyaknya bidang bagi penurunan energi potensial (potential drop).

Perhatikan bahwa bilamana jaringan aliran digambar dalam skala yang sudah ditransformasi (untuk tanah anisotropik), garis-garis aliran dan garis-garis ekipotensial ternyata berpotongan tegak lurus satu sama lain. Tetapi, bilamana jaringan aliran digambar pada skala yang sesungguhnya, garis-garis aliran dan garis-garis ekipotensial tersebut tidak akan tegak lurus satu terhadap yang lainnya. Keadaan ini dapat dilihat dalam Gambar 4.24 (Gambar 4.24a adalah elemen aliran yang digambar dengan skala yang sudah ditransformasi, sedang Gambar 4.24b adalah elemen aliran yang digambar dalam skala sesungguhnya.) Dalam gambar tersebut, dianggap bahwa $k_x = 9 k_z$.

Contoh

4.10

Suatu jaringan aliran dari aliran air di sekitar sebuah jajaran turap di dalam lapisan tembus air ditunjukkan dalam Gambar 4.25. Diketahui: $k_x = k_z = k = 5 \times 10^{-3}$ cm/detik. Tentukan:

- Berapa tinggi (di atas permukaan tanah) air akan naik apabila pizometer diletakkan pada titik-titik a , b , c , dan d .
- Jumlah rembesan air yang melalui saluran air II per satuan lebar (tegak lurus bidang gambar) per satuan waktu.
- Jumlah rembesan total yang melalui lapisan tembus air per satuan lebar.

Penyelesaian:

Bagian a

Dari Gambar 4.25, $N_f = 3$ dan $N_d = 6$. Perbedaan tinggi energi antara bagian hulu dan hilir sungai adalah = 10 ft. Jadi, kehilangan tinggi energi antara dua garis ekipotensial = $10/6 = 1,667$ ft.

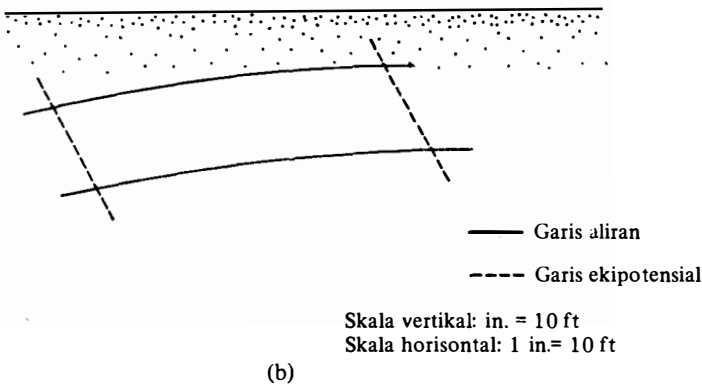
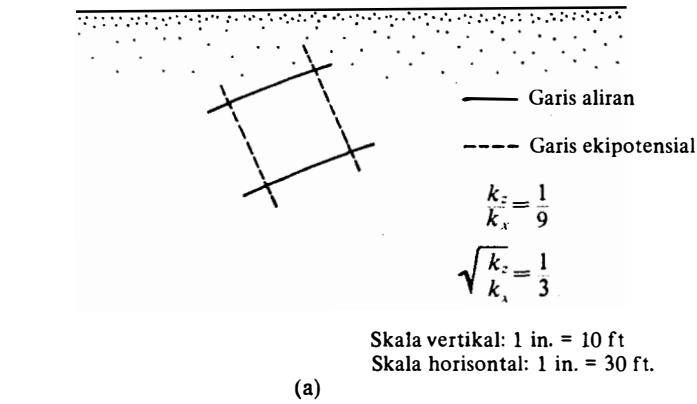
Titik a terletak pada garis ekipotensial 1, yang berarti bahwa penurunan energi potensial (potential drop) dari titik a adalah $1 \times 1,667$ ft. Jadi, air di dalam pizometer yang diletakkan di titik a akan naik setinggi $(15 - 1,667) = 13,333$ ft dari permukaan tanah.

Dengan cara yang sama, air di dalam pizometer:

$$b = (15 - 2 \times 1,667) = 11,67 \text{ ft di atas muka tanah}$$

$$c = (15 - 5 \times 1,667) = 6,67 \text{ ft di atas muka tanah}$$

$$d = (15 - 5 \times 1,667) = 6,67 \text{ ft di atas muka tanah}$$



Gambar 4.24. Suatu elemen aliran di dalam tanah yang anisotropik: (a) elemen dengan skala yang sudah ditransformasi, (b) elemen dalam skala yang sebenarnya.

Bagian b

Dari Persamaan (4.50):

$$\Delta q = k \frac{H}{N_d}$$

$$k = 5 \times 10^{-3} \text{ cm/det} = 5 \times 10^{-3} \times 0,03281 \text{ ft/det} = \underline{1,64 \times 10^{-4} \text{ ft/det}}$$

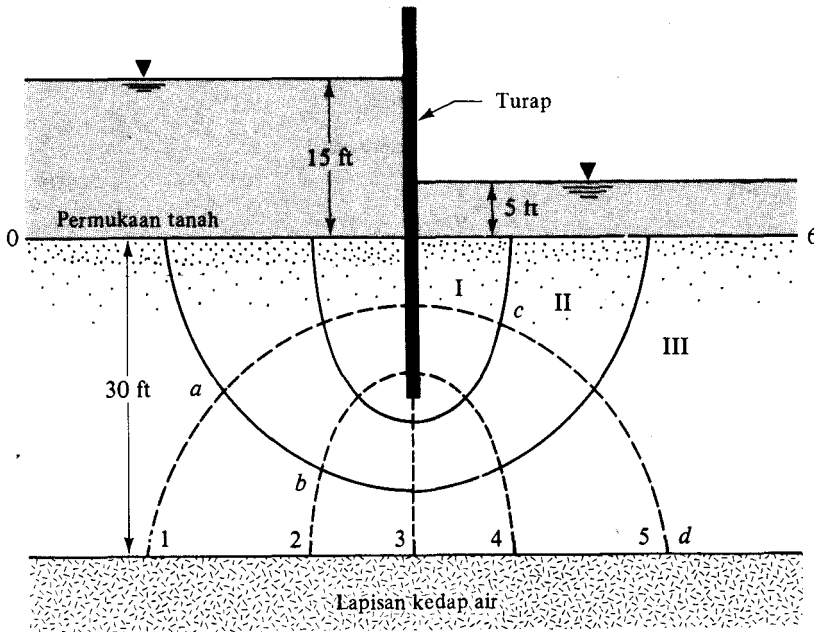
$$\Delta q = (1,64 \times 10^{-4})(1,667) = \underline{2,73 \times 10^{-4} \text{ ft}^3/\text{det}/\text{ft}}$$

Bagian c

Dari Persamaan (4.51)

$$q = k \frac{HN_f}{N_d} = (1,64 \times 10^{-4})(1,667)3$$

$$= \underline{8,2 \times 10^{-4} \text{ ft}^3/\text{det}/\text{ft}}$$



Gambar 4.25. Jaringan aliran untuk aliran air di sekeliling satu jajaran turap yang dipasang sampai dengan lapisan tanah tembus air.

4.12

Tekanan Ke Atas (Uplift Pressure) Pada Dasar Bangunan Air

Jaringan aliran dapat dipakai untuk menghitung besarnya tekanan ke atas yang bekerja pada dasar suatu bangunan air. Cara perhitungannya dapat ditunjukkan dengan suatu contoh yang sederhana. Gambar 4.26a menunjukkan sebuah bendungan di mana dasarnya terletak pada kedalaman 6 ft di bawah muka tanah. Jaringan aliran yang diperlukan sudah digambar (dianggap $k_x = k_z = k$). Gambar distribusi tegangan yang bekerja pada dasar bendungan dapat ditentukan dengan cara mengamati garis-garis ekipotensial yang telah digambar.

Ada tujuh buah penurunan energi potensial (N_d) dalam jaringan aliran tersebut, dan perbedaan muka air pada bagian hulu dan hilir dari sungai adalah $H = 21$ ft. Jadi, kehilangan tinggi energi untuk tiap-tiap penurunan energi potensial adalah $H/7 = 21/7 = 3$ ft. Tekanan ke atas (uplift pressure) pada titik-titik berikut adalah:

$$\begin{aligned} \text{titik } a \text{ (ujung kiri dasar bendungan)} &= (\text{tinggi tekanan pada titik } a) \times (\gamma_w) \\ &= [(21 + 6) - 3] \gamma_w = 24\gamma_w \end{aligned}$$

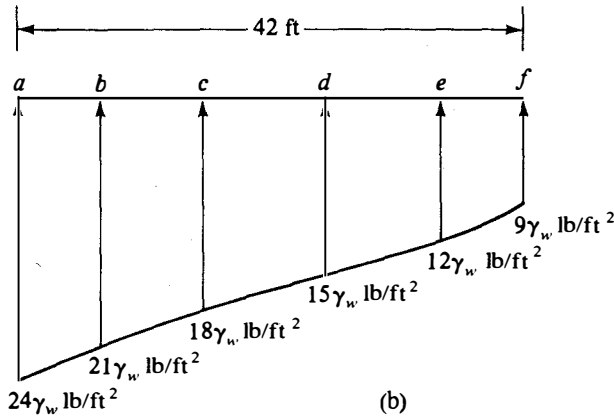
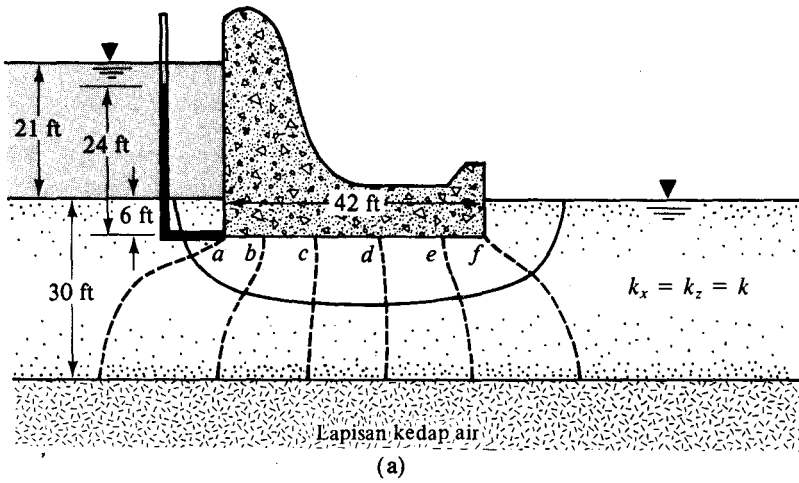
Dengan cara yang sama, pada

$$b = [27 - (2)(3)]\gamma_w = 21\gamma_w$$

dan pada

$$f = [27 - (6)(3)]\gamma_w = 9\gamma_w$$

Tekanan ke atas yang telah dihitung tersebut kemudian digambar seperti ditunjukkan dalam Gambar 4.26b. Gaya angkat ke atas (uplift force) per satuan panjang, yang diukur sepanjang sumbu bendungan, dapat dihitung dengan menghitung luas diagram tegangan yang digambar tersebut.



Gambar 4.26. (a) Bendungan, (b) gaya angkat ke atas yang bekerja pada dasar suatu bangunan air.

4.13

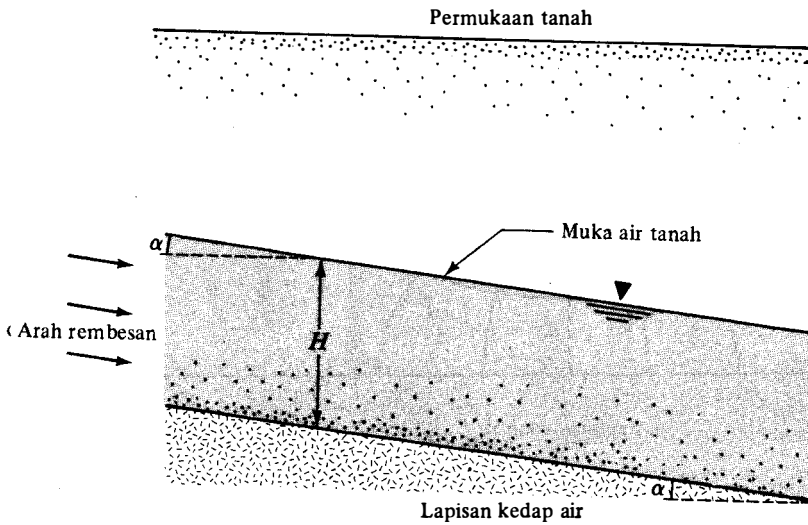
Gradien Di Tempat Keluar dan Faktor Keamanan Terhadap Boiling*

Apabila rembesan di bawah bangunan air tidak dikontrol secara sempurna, maka keadaan tersebut akan menghasilkan gradien hidrolis yang cukup besar di tempat keluar (bagian hilir sungai) dekat konstruksi. Gradien yang tinggi di tempat keluar tersebut, berarti juga bahwa gaya rembes adalah besar, akan menyebabkan tanah menggelembung ke atas (heave) atau menyebabkan tanah kehilangan kekuatannya. Keadaan ini akan mempengaruhi kestabilan bangunan air yang bersangkutan. Sub-bab 5.4 membahas mengenai prosedur untuk mendapatkan faktor keamanan guna menghindari terjadinya penggelembungan tanah.

Soal-soal

4.1 Suatu lapisan tembus air didasari oleh lapisan kedap air, seperti ditunjukkan dalam Gambar P4.1. Apabila k untuk lapisan tembus air adalah $= 4,8 \times 10^{-3}$ cm/detik, hitung jumlah rembesan per satuan waktu yang melaluinya dalam satuan ft^3 /hari/ft lebar. Diketahui : $H = 10$ ft dan $\alpha = 5^\circ$.

*Boiling ialah aliran air (dan tanah halus) ke dasar lubang galian akibat tekanan air di luar galian yang lebih besar dari tekanan di dalam galian.



Gambar P4.1

- 4.2 Kerjakan lagi Soal no. 4.1 dengan menggunakan data berikut ini: $H = 5,2$ meter, $\alpha = 10^\circ$, dan $k = 3,5 \times 10^{-3}$ cm/detik. Satuan jumlah aliran per satuan waktu yang dibutuhkan adalah $m^3/hari/m$ lebar.
- 4.3 Suatu contoh tanah yang diuji dengan cara tinggi konstan (constant head) mempunyai panjang 10 inci dan diameter 5 inci. Perbedaan tinggi air sebesar 30 inci dijaga selama percobaan. Volume air yang dikumpulkan selama 3 menit adalah 650 cm^3 . Hitung koefisien rembesan dalam satuan ft/menit.
- 4.4 Perhatikan uji rembesan dengan cara tinggi konstan seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 4.5. Untuk percobaan tersebut, diketahui: $L = 300$ mm dan $A =$ luas penampang melintang contoh tanah = 32 cm^2 . Koefisien rembesan tanah yang bersangkutan adalah $0,0244$ cm/detik. Apabila volume air yang dikumpulkan dalam waktu 4 menit adalah 250 cm^3 , berapakah perbedaan tinggi air (h) yang harus dipertahankan selama percobaan?
- 4.5 Koefisien rembesan tanah berlempung adalah 3×10^{-7} cm/detik. Kekentalan air pada temperatur 25°C adalah $0,0911 \times 10^{-4}$ gram detik/ cm^2 . Hitung rembesan absolut \bar{K} dari tanah tersebut.
- 4.6 Data berikut ini adalah untuk uji rembesan tinggi jatuh (falling head):
- Luas penampang contoh tanah = 1200 mm^2
 - Panjang contoh tanah = 150 mm
 - Luas penampang pipa = 50 mm^2
 - Pada waktu $t = 0$, perbedaan tinggi air = 400 mm
 - Pada waktu $t = 5$ menit, perbedaan tinggi air = 200 mm .

Tentukan koefisien rembesan tanah tersebut dalam satuan cm/detik.

- 4.7 Kerjakan lagi Soal 4.6 dengan data berikut ini:
- Luas penampang contoh tanah = $4,9 \text{ in.}^2$
 - Panjang contoh tanah = 18 in.

Luas penampang pipa = $0,2 \text{ in}^2$

Pada waktu $t = 0$, perbedaan tinggi air = 30 in

Pada waktu $t = 2$ menit, perbedaan tinggi air = 20 in.

Tentukan koefisien rembesan dalam satuan in./menit.

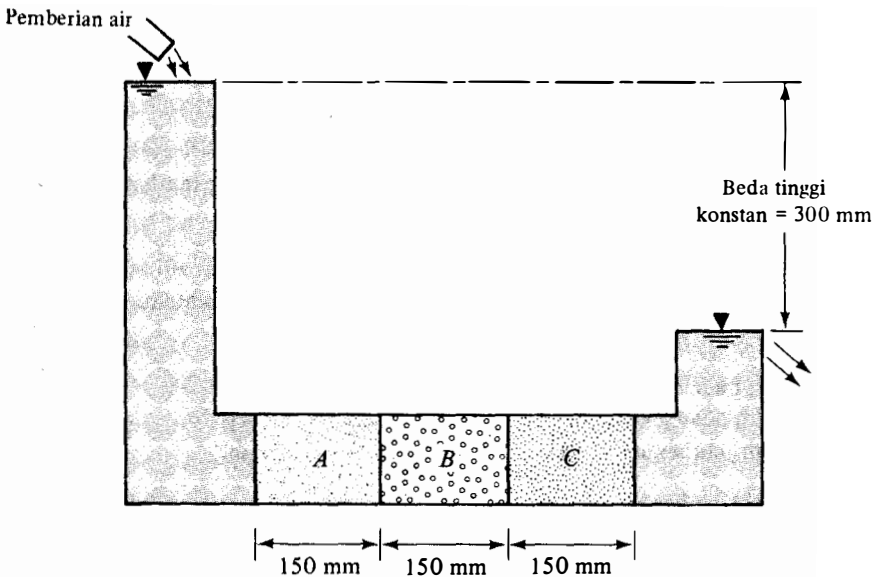
4.8 Untuk uji rembesan yang diberikan dalam Soal 4.7, berapakah perbedaan tinggi air pada waktu $t = 1$ menit?

4.9 Gambar P4.9 menunjukkan suatu tanah berlapis-lapis di dalam tabung yang mempunyai luas penampang $100 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$. Air diberikan secara terus-menerus untuk mempertahankan agar beda muka air tetap 300 mm. Tentukan koefisien rembesan searah aliran yang melalui tanah yang mempunyai data:

Tanah k (cm/detik)

A	10^{-2}
B	3×10^{-3}
C	$4,9 \times 10^{-4}$

Tentukan jumlah air yang harus ditambahkan dalam satuan cm^3/jam .



Gambar P4.9

4.10 Koefisien rembesan pasir pada angka pori 0,55 adalah 0,1 ft/menit. Perkiraan beberapa koefisien rembesan pada angka pori 0,7. Gunakan Persamaan (4.24).

4.11 Kerjakan lagi Soal 4.10 dengan menggunakan Persamaan (4.26).

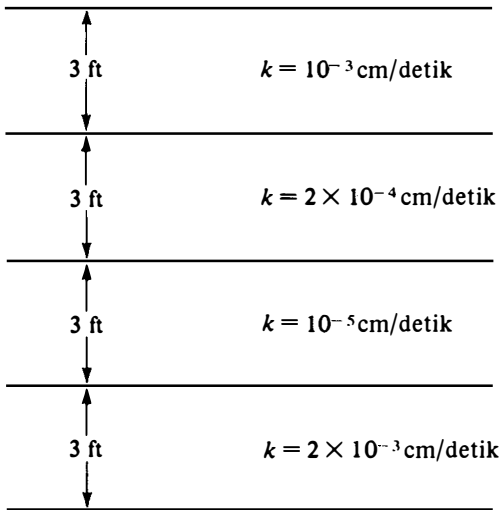
4.12 Untuk suatu tanah lempung yang terkonsolidasi secara normal (normally consolidated), diberikan data-data berikut ini:

Angka pori k (cm/detik)

1,1	$0,302 \times 10^{-7}$
0,9	$0,12 \times 10^{-7}$

Perkirakan besarnya koefisien rembesan tanah lempung tersebut pada angka pori 1,2.

- 4.13** Suatu tanah yang berlapis-lapis ditunjukkan dalam Gambar P4.13. Perkirakan besarnya koefisien rembesan ekuivalen (cm/detik) untuk aliran dalam arah vertikal.



Gambar P4.13

- 4.14** Untuk keadaan seperti pada Gambar P4.13, tentukan koefisien rembesan ekuivalen (cm/detik) dalam arah horisontal. Juga hitung rasio $K_{V(eq)}/K_{H(eq)}$.
- 4.15** Percobaan di lapangan dengan cara melakukan pemompaan sumur uji adalah seperti dalam Gambar 4.12. Untuk suatu keadaan tunak (steady state), diketahui:

$$q = 24 \text{ ft}^3/\text{menit}$$

$$h_1 = 18,5 \text{ ft pada } r_1 = 200 \text{ ft}$$

$$h_2 = 16,4 \text{ ft pada } r_2 = 100 \text{ ft}$$

Hitung koefisien rembesan (ft/menit) lapisan permeable tersebut.

- 4.16** Keadaan seperti Gambar P4.16. Diketahui:

$$H_1 = 20 \text{ ft} \quad D = 10 \text{ ft}$$

$$H_2 = 5 \text{ ft} \quad D_1 = 20 \text{ ft}$$

Gambarlah jaringan aliran. Hitung besarnya kehilangan gaya rembes per satuan lebar turap.

- 4.17** Gambarlah jaringan aliran untuk satu jajaran turap yang dipancang ke dalam lapisan tembus air seperti ditunjukkan oleh Gambar P4.16. Diketahui:

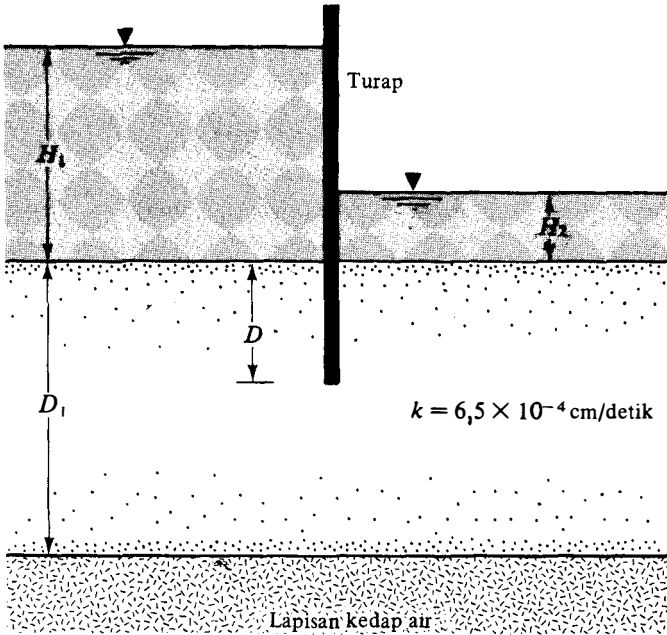
$$H_1 = 5 \text{ m} \quad D = 4 \text{ m}$$

$$H_2 = 0,7 \text{ m} \quad D_1 = 10 \text{ m}$$

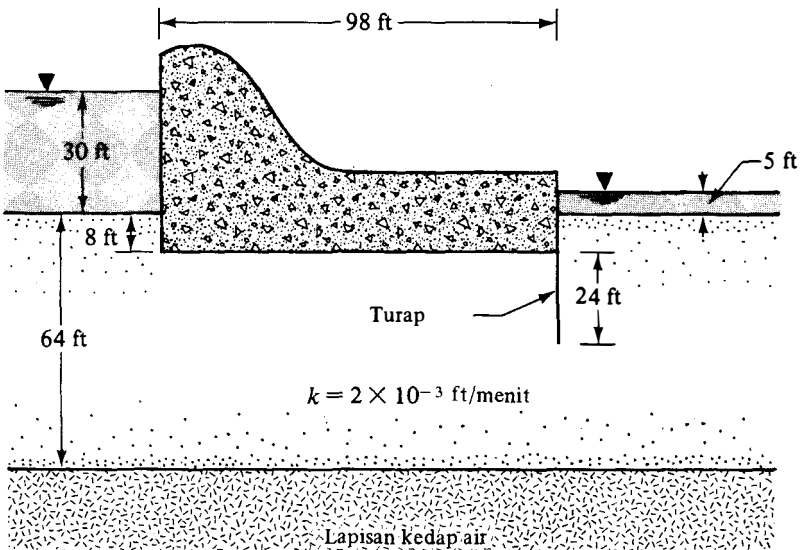
Hitung besarnya kehilangan gaya rembes per meter lebar turap.

- 4.18** Gambarlah jaringan aliran untuk bendungan yang ditunjukkan dalam Gambar P4.18. Hitung besarnya rembesan di bawah bendungan. Diketahui: $H_1 = 30 \text{ ft}$ dan $H_2 = 5 \text{ ft}$.

4.19 Untuk jaringan aliran yang digambar dalam Soal no 4.18, hitung gaya angkat pada dasar bendungan per ft panjang (diukur sepanjang sumbu) bangunan.



Gambar P.4. 16



Gambar P4.18

Notasi

Simbol-simbol berikut ini telah dipergunakan dalam bab ini.

Simbol	Penjelasan
Inggris	
A	luas penampang melintang total
A_s	luas butiran dalam penampang melintang tanah
A_o	luas pori dalam penampang melintang tanah
a	luas penampang melintang pipa tegak (uji tinggi jatuh)
B	lebar bendungan
b	$B/2$; lebar elemen pada jaringan aliran
C_1, C_2, C_3	konstanta
C_u	koefisien keseragaman
D_{10}	ukuran efektif
e	angka pori
g	percepatan disebabkan oleh gravitasi
H	tebal lapisan tanah; dan juga perbedaan muka air pada bagian hulu dan hilir dari suatu bangunan air.
H_1, H_2	tebal lapisan tanah, tinggi air dari muka tanah
h	tinggi energi; kehilangan energi
i, i', i_o	gradien hidrolik
i_{eq}	gradien hidrolik ekuivalen (untuk tanah berlapis)
K	rembesan absolut
k	koefisien rembesan
k_H	koefisien rembesan pada arah horisontal
$k_{H(eq)}$	koefisien rembesan ekuivalen pada arah horisontal (untuk tanah berlapis)
k_V	koefisien rembesan vertikal
$k_{V(eq)}$	koefisien rembesan vertikal ekuivalen (untuk tanah berlapis)
k_x, k_z	koefisien rembesan pada arah horisontal dan vertikal
L	kedalaman lubang auger; panjang
l	panjang elemen dalam suatu jaringan aliran
N_d	banyaknya penurunan energi potensial
N_f	banyaknya saluran aliran
n	rasio antara lebar dan panjang suatu elemen di dalam jaringan aliran
p	tekanan
Q	banyaknya air yang mengalir
q	banyaknya aliran per satuan waktu
r	jarak radial; jari-jari lubang auger
S	kedalaman pemancangan turap
T	temperatur
T'	ketebalan lapisan tembus air

t	waktu
V_s	volume butiran
V_v	volume pori
v	kecepatan aliran
v_s	kecepatan rembesan
v_x, v_z	kecepatan aliran dalam arah horisontal dan vertikal
y	kedalaman rata-rata muka air di dalam lubang auger
Z	tinggi elevasi

Yunani

γ_w	berat volume air
Δh	kehilangan energi
Δq	jumlah rembesan per satuan waktu yang melalui suatu saluran aliran
η	porositas

Acuan

- Amer, A. M., and Awad, A. A. (1974). "Permeability of Cohesionless Soils," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 100, No. GT12, 1309–1316.
- Darcy, H. (1856). *Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon*, Dalmont, Paris.
- Das, B. M. (1983). *Advanced Soil Mechanics*, McGraw-Hill, New York.
- Dunn, I. S., Anderson, L. R., and Kiefer, F. W. (1980). *Fundamentals of Geotechnical Analysis*, Wiley, New York.
- Ernst, L. F. (1950). "Een nieuwe formule voor de berekening van de doorlaatfactor met de boorgatenmethode," Rap. Landbouw-proefsta. en Bodemkundig Inst., T.N.O., Groningen, The Netherlands.
- Hansbo, S. (1960). "Consolidation of Clay with Special Reference to Influence of Vertical Sand Drains," Swedish Geotechnical Institute, *Proc. No. 18*, 41–61.
- Harr, M. E. (1962). *Ground Water and Seepage*, McGraw-Hill, New York.
- Hazen, A. (1930). "Water Supply," in *American Civil Engineers Handbook*, Wiley, New York.
- Mitchell, J. K. (1976). *Fundamentals of Soil Behavior*, Wiley, New York.
- Samarasinghe, A. M., Huang, Y. H., and Drnevich, V. P. (1982). "Permeability and Consolidation of Normally Consolidated Soils," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 108, No. GT6, 835–850.
- Terzaghi, K., and Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd ed., Wiley, New York.

Acuan Pelengkap untuk Pelajaran Selanjutnya

- Chan, H. T., and Kenney, T. C. (1973). "Laboratory Investigation of Permeability Ratio of New Liskeard Varved Soil," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 10, No. 3, 453–472.
- Leblond, F. T. P., Jean, P., and Leroueil, S. (1983). "The Permeability of Natural Soft Clays. Part I: Methods and Laboratory Measurement," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, No. 4, 629–644.
- Leblond, F. T. P., Jean, P., and Leroueil, S. (1983). "The Permeability of Natural Soft Clays. Part II: Permeability Characteristics," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, No. 4, 645–660.
- Olsen, H. W. (1962). "Hydraulic Flow Through Saturated Clays," *Proceedings*, 9th

National Conference on Clay and Clay Minerals, Vol. 9, Pergamon Press, New York, 131–161.

Olsen, H. W. (1965). “Deviations from Darcy’s Law in Saturated Clays,” *Proceedings*, Soil Science Society of America, Vol. 29, No. 2, 135–140.

Olson, R. E., and Daniel, D. E. (1981). “Measurement of the Hydraulic Conductivity of Fine-Grained Soils,” *Special Technical Publication No. 746*, ASTM, 18–64.

Konsep Tegangan Efektif

Seperti telah dijelaskan dalam Bab 2, tanah adalah sistem yang berfase banyak. Dalam suatu tanah dengan volume tertentu, butiran pori tersebut berhubungan satu sama lain hingga merupakan suatu saluran seperti kemampuan memampat dari tanah, daya dukung pondasi, kestabilan timbunan, dan tekanan tanah horisontal pada konstruksi dinding penahan tanah, kita perlu mengetahui perilaku dari distribusi tegangan sepanjang suatu penampang tanah. Kita dapat memulai analisis dengan menganggap suatu tanah jenuh air tanpa rembesan.

5.1

Tegangan pada Tanah Jenuh Air tanpa Rembesan

Gambar 5.1a menunjukkan suatu massa tanah jenuh air di dalam suatu tabung tanpa adanya rembesan air dalam segala arah. Tegangan total pada titik A dapat dihitung dari berat volume tanah jenuh air dan berat volume air di atasnya. Jadi

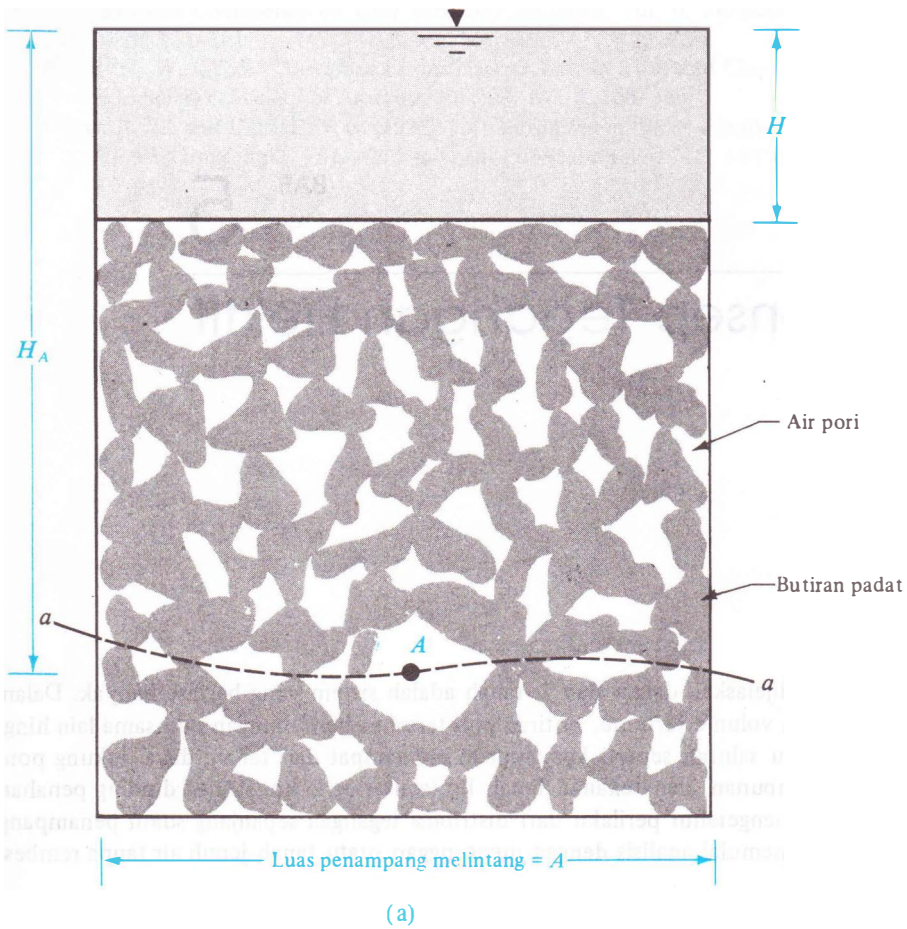
$$\sigma = H\gamma_w + (H_A - H)\gamma_{\text{sat}} \quad (5.1)$$

di mana:

- σ = tegangan total pada titik A
- γ_w = berat volume air
- γ_{sat} = berat volume tanah jenuh air
- H = tinggi muka air diukur dari permukaan tanah di dalam tabung
- H_A = jarak antara titik A dan muka air.

Tegangan total, σ , yang diberikan pada Persamaan (5.1) dapat dibagi dalam dua bagian:

1. Bagian yang diterima oleh air di dalam ruang pori yang menerus. Tegangan ini bekerja ke segala arah sama besar.
2. Sisa dari tegangan total dipikul oleh butiran tanah padat pada titik-titik sentuhnya. Penjumlahan komponen vertikal dari gaya-gaya yang terbentuk pada titik-titik sentuh butiran tanah tersebut per satuan luas penampang melintang massa tanah dinamakan *tegangan efektif* (effective stress).



Gambar 5.1. (a) Peninjauan tegangan efektif untuk suatu tanah jenuh air di dalam tabung tanpa adanya rembesan; (b) gaya-gaya yang bekerja pada titik-titik sentuh dari butiran tanah pada ketinggian titik A.

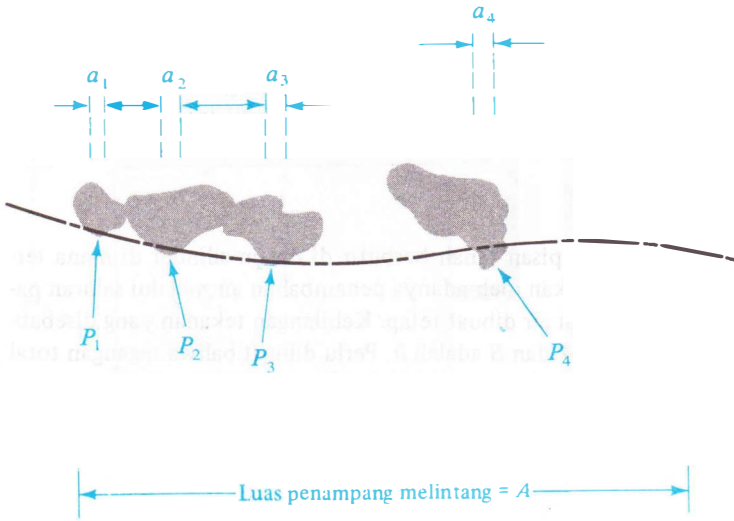
Kedadaan ini dapat dilihat dengan menggambar suatu garis yang berbelok-belok, yaitu garis $a-a$, melalui titik A; garis tersebut dibuat sedemikian rupa hingga hanya melalui titik-titik sentuh antara butiran tanah saja. Misalkan $P_1, P_2, P_3, \dots, P_n$ adalah gaya-gaya yang bekerja pada titik-titik sentuh antara butiran tadi (Gambar 5.1b). Jumlah semua komponen vertikal gaya-gaya tersebut per satuan luas penampang adalah sama dengan tegangan efektif, σ' , atau

$$\sigma' = \frac{P_{1(v)} + P_{2(v)} + P_{3(v)} + \dots + P_{n(v)}}{\bar{A}} \tag{5.2}$$

di mana $P_{1(v)}, P_{2(v)}, P_{3(v)}, \dots, P_{n(v)}$ adalah komponen vertikal dari $P_1, P_2, P_3, \dots, P_n$; dan \bar{A} adalah luas penampang melintang massa tanah yang ditinjau.

Apabila a_s adalah luas penampang melintang titik-titik sentuh antara butiran (yaitu, $a_s = a_1 + a_2 + a_3 + \dots + a_n$), ruangan yang ditempati oleh air adalah $(\bar{A} - a_s)$. Jadi kita dapat menulis:

$$\sigma = \sigma' + \frac{u(\bar{A} - a_s)}{\bar{A}} = \sigma' + u(1 - a'_s) \tag{5.3}$$



(b)

Gambar 5.1

di mana:

$u = H_A \gamma_w$ = tekanan air pori (yaitu tekanan hidrostatik pada titik A)

$a'_s = a_s / A$ = bagian dari satuan luas penampang melintang massa tanah yang terletak pada titik-titik sentuh antara butiran.

Harga dari a'_s adalah sangat kecil dan untuk problema-problema praktisnya dapat diabaikan. Jadi, Persamaan (5.3) dapat ditulis menjadi:

$$\sigma = \sigma' + u \tag{5.4}$$

u dalam persamaan di atas dapat juga disebut sebagai *tegangan netral*. Masukkan harga u pada Persamaan (5.1) ke dalam Persamaan (5.4), maka didapat:

$$\begin{aligned} \sigma' &= [H \gamma_w + (H_A - H) \gamma_{sat}] - H_A \gamma_w \\ &= (H_A - H) (\gamma_{sat} - \gamma_w) \\ &= (\text{tinggi tanah di dalam tabung}) \times \gamma' \end{aligned} \tag{5.5}$$

di mana $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ disebut juga sebagai berat volume tanah terendam air (submerged unit weight). Jadi, dapat dilihat bahwa tegangan efektif pada titik A tidak tergantung pada tinggi air, H , di atas muka tanah yang terendam air.

Gambar 5.2a menunjukkan suatu lapisan tanah di dalam silinder yang terendam air tapi tidak ada rembesan. Gambar-gambar 5.2b, c, dan d merupakan grafik-grafik dari tegangan total, tegangan air pori, dan tegangan efektif dari tanah yang bersangkutan.

Prinsip tegangan efektif [Persamaan (5.4)] pertama-tama dikembangkan oleh Terzaghi (1925, 1936). Skempton (1960) meneruskan ide Terzaghi tersebut dan kemudian dia memperkenalkan suatu hubungan antara tegangan total dan tegangan efektif dalam bentuk Persamaan (5.3).

Kesimpulannya, tegangan efektif adalah merupakan gaya per satuan luas yang dipikul oleh butir-butir tanah. Perubahan volume dan kekuatan tanah tergantung pada tegangan efektif di dalam massa tanah. Makin tinggi tegangan efektif suatu tanah, makin padat tanah tersebut.

5.2

Tegangan Pada Tanah Jenuh Air dengan Rembesan

Tegangan efektif pada suatu titik di dalam massa tanah akan mengalami perubahan dikarenakan oleh adanya rembesan air yang melaluinya. Tegangan efektif ini akan bertambah besar atau kecil tergantung pada arah dari rembesan.

Rembesan Air Ke Atas

Gambar 5.3a menunjukkan suatu lapisan tanah berbutir di dalam silinder di mana terdapat rembesan air ke atas yang disebabkan oleh adanya penambahan air melalui saluran pada dasar silinder. Kecepatan penambahan air dibuat tetap. Kehilangan tekanan yang disebabkan oleh rembesan ke atas antara titik A dan B adalah h . Perlu diingat bahwa tegangan total pada suatu titik di dalam massa tanah adalah disebabkan oleh berat air dan tanah di atas titik yang bersangkutan. Perhitungan tegangan efektif pada titik A dan B adalah sebagai berikut:

Pada titik A

$$\text{tegangan total: } \sigma_A = H_1 \gamma_w$$

$$\text{tekanan air pori: } u_A = H_1 \gamma_w$$

$$\text{tegangan efektif: } \sigma_A' = \sigma_A - u_A = 0$$

Pada titik B

$$\text{tegangan total: } \sigma_B = H_1 \gamma_w + H_2 \gamma_{\text{sat}}$$

$$\text{tekanan air pori: } u_B = (H_1 + H_2 + h) \gamma_w$$

$$\begin{aligned} \text{tegangan efektif: } \sigma_B' &= \sigma_B - u_B \\ &= H_2(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) - h \gamma_w \\ &= H_2 \gamma' - h \gamma_w \end{aligned}$$

Dengan cara yang sama, tegangan efektif pada titik C yang terletak pada kedalaman z di bawah permukaan tanah dapat dihitung sebagai berikut:

'Pada titik C

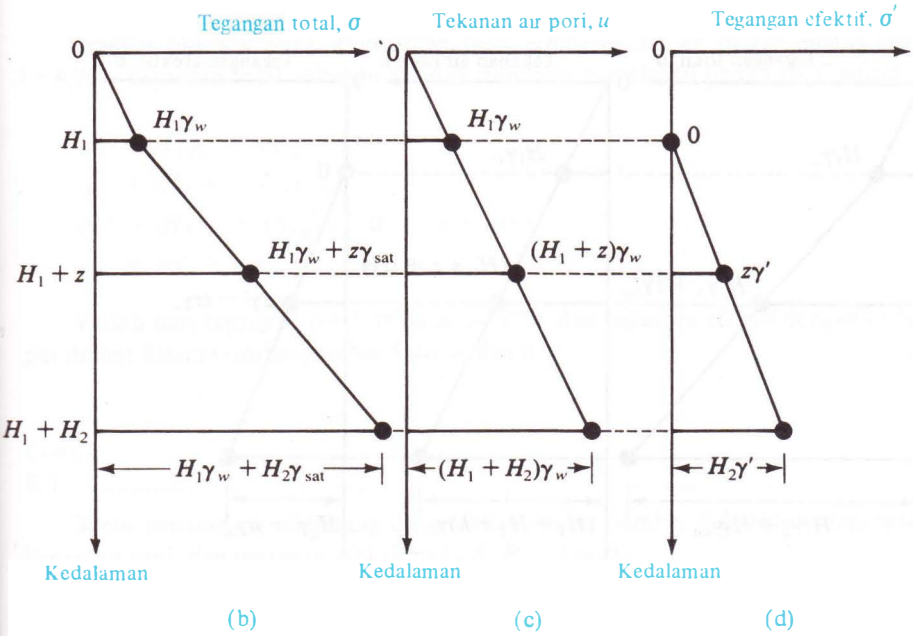
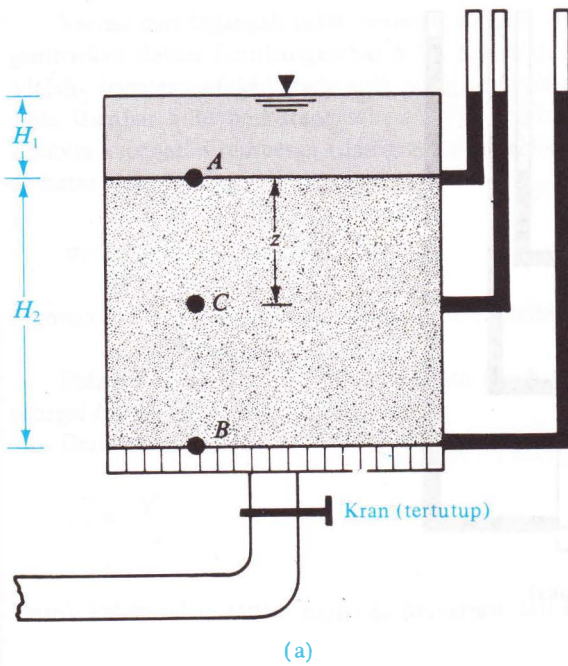
$$\text{tegangan total: } \sigma_C = H_1 \gamma_w + z \gamma_{\text{sat}}$$

$$\text{tekanan air pori: } u_C = \left(H_1 + z + \frac{h}{H_2} z \right) \gamma_w$$

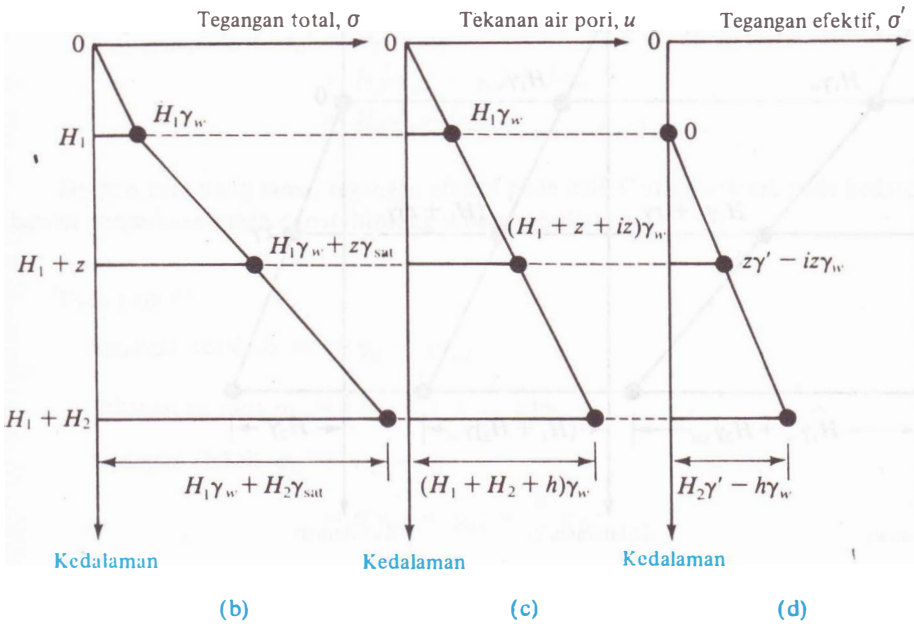
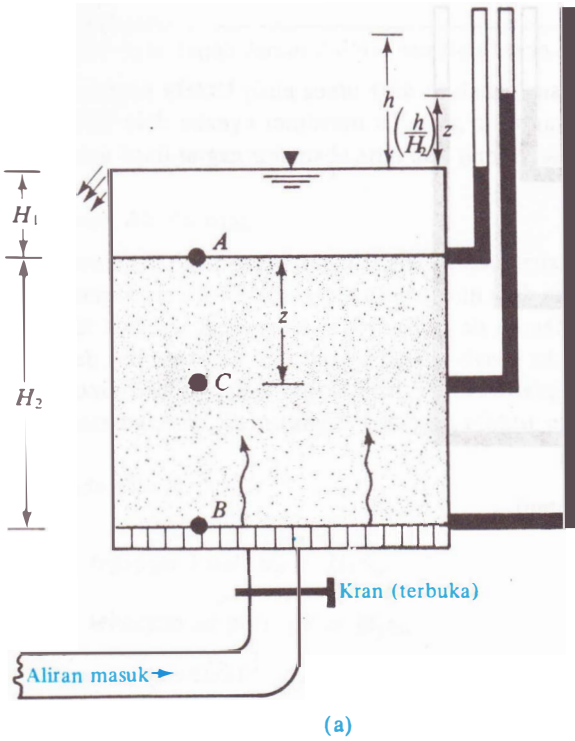
$$\begin{aligned} \text{tegangan efektif: } \sigma_C' &= \sigma_C - u_C \\ &= z(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) - \frac{h}{H_2} z \gamma_w \\ &= z \gamma' - \frac{h}{H_2} z \gamma_w \end{aligned}$$

Perhatikan bahwa h/H_2 adalah gradien hidrolik i yang disebabkan oleh aliran; jadi,

$$\sigma_C' = z \gamma' - iz \gamma_w \quad (5.6)$$



Gambar 5.2. (a) Lapisan tanah di dalam silinder di mana tidak adanya rembesan; variasi dari (b) tegangan total, (c) tekanan air pori, (d) tegangan efektif terhadap kedalaman pada lapisan tanah yang terendam air tanpa adanya rembesan.



Gambar 5.3. (a) Lapisan tanah di dalam silinder dengan rembesan arah ke atas; variasi dari (b) tegangan total, (c) tekanan air pori, (d) tegangan efektif terhadap kedalaman pada lapisan tanah dengan rembesan arah ke atas.

Variasi dari tegangan total, tekanan air pori, dan tegangan efektif dengan kedalaman digambarkan dalam Gambar-gambar 5.3b, c, dan d. Perbedaan antara Gambar 5.2d dan 5.3d adalah: tegangan efektif pada titik yang terletak pada kedalaman z dari permukaan tanah pada Gambar 5.3d berkurang sebesar $iz\gamma_w$ disebabkan oleh adanya rembesan air ke atas. Apabila kecepatan rembesan (dan gradien hidrolik) bertambah secara perlahan, suatu keadaan batas akan dicapai di mana

$$\sigma_C' = z\gamma' - i_{cr}z\gamma_w = 0 \quad (5.7)$$

di mana i_{cr} = gradien hidrolik kritis (untuk keadaan di mana tegangan efektif adalah sama dengan nol).

Dalam keadaan seperti ini, kestabilan tanah akan hilang. Keadaan ini biasanya dikenal sebagai *boiling* atau *quick condition*.

Dari Persamaan (5.7)

$$i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (5.8)$$

Untuk kebanyakan tanah, harga i_{cr} bervariasi dari 0,9 sampai dengan 1,1 dengan angka rata-rata adalah 1,0.

Rembesan Air ke Bawah

Keadaan di mana terdapat rembesan air ke bawah dapat dilihat dalam Gambar 5.4a. Keinginan air di dalam silinder diusahakan tetap; hal ini dilakukan dengan cara mengatur penambahan air dari atas dan pengaliran air ke luar melalui dasar silinder.

Gradien hidrolik yang disebabkan oleh rembesan air ke bawah adalah sama dengan $i = h/H_2$. Tegangan total, tekanan air pori, dan tegangan efektif pada titik C adalah:

$$\begin{aligned} \sigma_C &= H_1\gamma_w + z\gamma_{sat} \\ u_C &= (H_1 + z - iz)\gamma_w \\ \sigma_C' &= (H_1\gamma_w + z\gamma_{sat}) - (H_1 + z - iz)\gamma_w \\ &= z\gamma' + iz\gamma_w \end{aligned} \quad (5.9)$$

Variasi dari tegangan total, tekanan air pori, dan tegangan efektif dengan kedalaman dapat dilihat dalam Gambar-gambar 5.4b, c, dan d.

Contoh

5.1

Suatu penampang melintang ditunjukkan dalam Gambar 5.5. Hitung tegangan total, tekanan air pori, dan tegangan efektif pada A , B , C dan D .

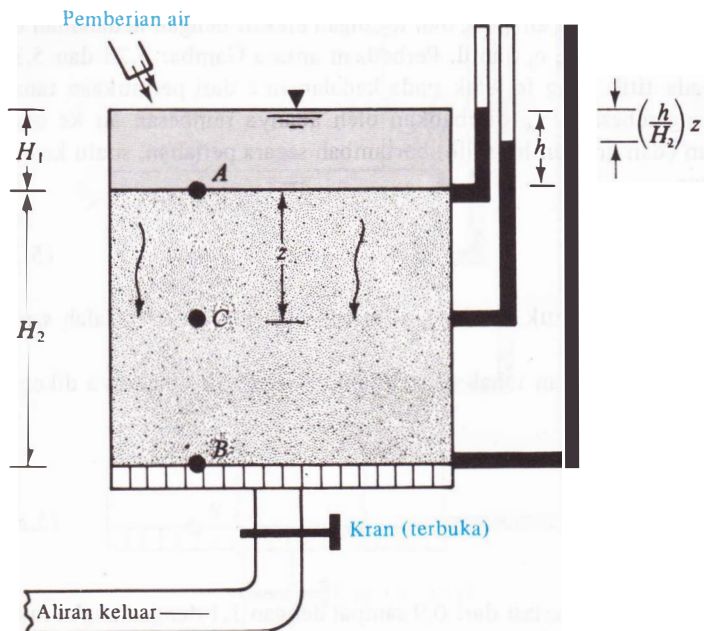
Penyelesaian:

Pada A :

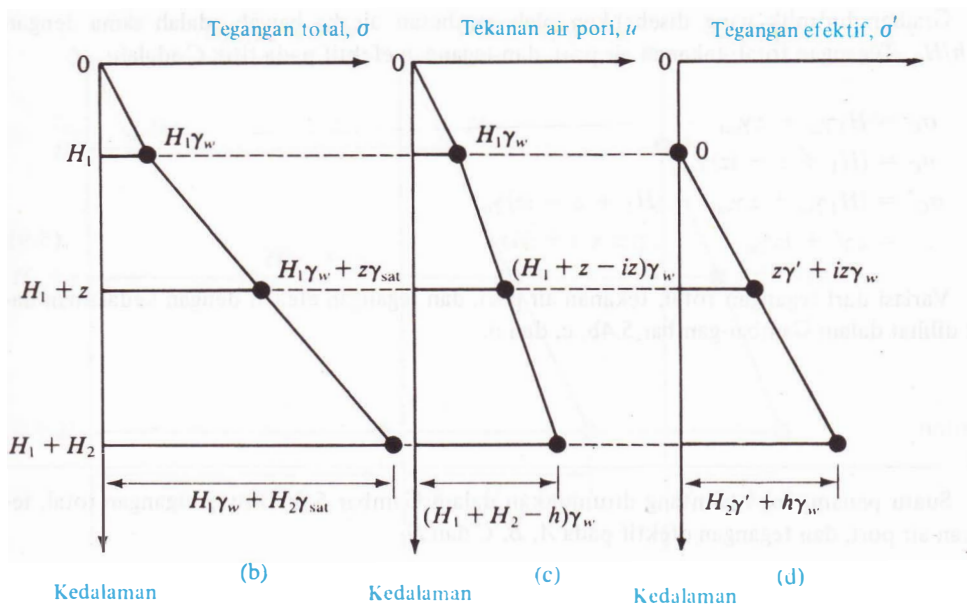
$$\text{tegangan total : } \sigma_A = \underline{0}$$

$$\text{tekanan air pori : } u_A = \underline{0}$$

$$\text{tegangan efektif : } \sigma_A' = \underline{0}$$



(a)



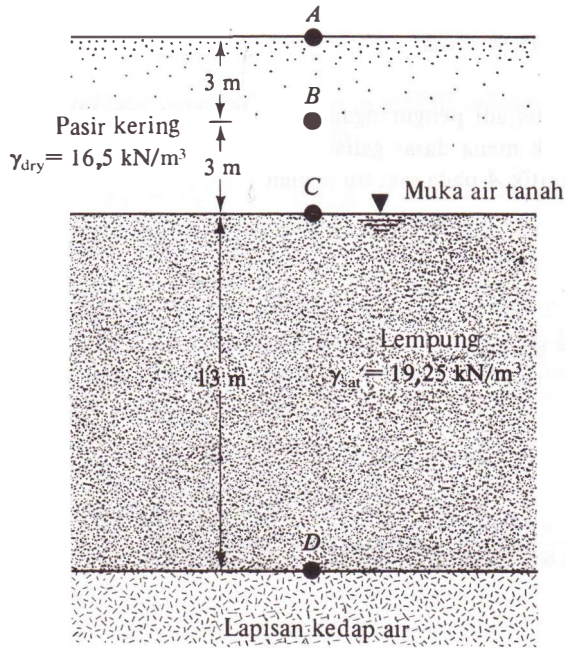
Gambar 5.4. (a) Lapisan tanah di dalam silinder dengan rembesan arah ke bawah; variasi dari (b) tegangan total, (c) tekanan air pori, (d) tegangan efektif terhadap kedalaman pada lapisan tanah dengan rembesan arah ke bawah.

Pada *B*:

$$\sigma_B = 3\gamma_{\text{dry(pasir)}} = 3 \times 16,5 = \underline{49,5 \text{ kN/m}^2}$$

$$u_B = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_B' = 49,5 - 0 = \underline{49,5 \text{ kN/m}^2}$$



Gambar 5.5. Suatu penampang tanah untuk perhitungan tegangan total, tekanan air pori, dan tegangan efektif.

Pada *C*

$$\sigma_C = 6\gamma_{\text{dry(pasir)}} = 6 \times 16,5 = \underline{99 \text{ kN/m}^2}$$

$$u_C = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_C' = 99 - 0 = \underline{99 \text{ kN/m}^2}$$

Pada *D*

$$\begin{aligned} \sigma_D &= 6\gamma_{\text{dry(pasir)}} + 13\gamma_{\text{sat(lempong)}} \\ &= 6 \times 16,5 + 13 \times 19,25 \\ &= 99 + 250,25 = \underline{349,25 \text{ kN/m}^2} \end{aligned}$$

$$u_D = 13\gamma_w = 13 \times 9,81 = \underline{127,53 \text{ kN/m}^2}$$

$$\sigma_D' = 349,25 - 127,53 = \underline{221,72 \text{ kN/m}^2}$$

Contoh

5.2

Bagian bawah suatu lapisan lempung-kaku jenuh air yang tebalnya = 10 meter dibatasi oleh lapisan pasir (Gambar 5.6). Pasir ini mengalami tekanan artesis (arah ke atas). Hitung kedalaman maksimum galian H yang dapat dibuat pada lapisan lempung.

Penyelesaian:

Diberikan: $\rho_{\text{sat}}(\text{lempung}) = 1925 \text{ kg/m}^3$. Thus

$$\gamma_{\text{sat}}(\text{lempung}) = \frac{1925 \times 9,81}{1000} = 18,88 \text{ kN/m}^3$$

Disebabkan karena adanya galian, maka terjadi pengurangan beban (unloading). Misalkan kedalaman dari galian adalah H pada titik mana dasar galian akan mengalami penggelembungan (heave). Maka keseimbangan dari titik A pada saat itu adalah:

$$\sigma_A = (10 - H)\gamma_{\text{sat}}(\text{lempung})$$

$$u_A = 6\gamma_w$$

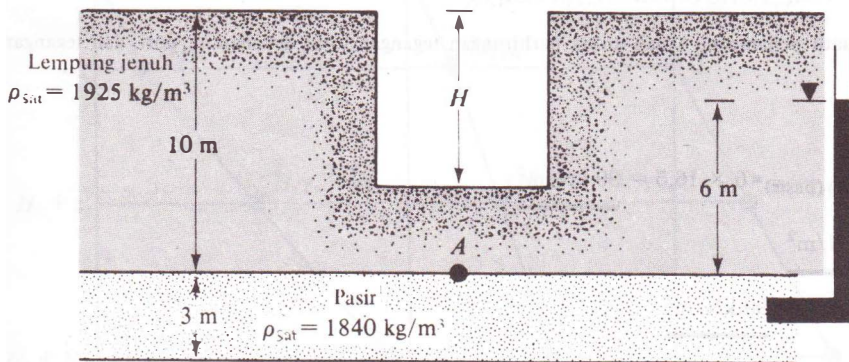
Jika terjadi penggelembungan, maka $\sigma'_A = 0$. Jadi

$$\sigma_A - u_A = (10 - H)\gamma_{\text{sat}}(\text{lempung}) - 6\gamma_w$$

atau

$$(10 - H)18,88 - (6)9,81 = 0$$

$$H = \frac{(10)18,88 - (6)9,81}{18,88} = \underline{\underline{6,88 \text{ m}}}$$



Gambar 5.6. Lapisan tanah lempung jenuh air yang dibatasi oleh lapisan pasir di bawahnya.

5.3

Gaya Rembesan

Pada sub-bab terdahulu telah diterangkan bahwa rembesan dapat mengakibatkan penambahan atau pengurangan tegangan efektif pada suatu titik di dalam tanah. Dalam Gambar 5.2 ditunjukkan bahwa tegangan efektif pada suatu titik yang terletak pada kedalaman z dari permukaan tanah yang diletakkan di dalam silinder, di mana tidak ada rembesan air, adalah sama dengan $z\gamma'$. Jadi gaya efektif pada suatu luasan A adalah:

$$P_1' = z\gamma'A$$

(arah gaya P_1' seperti ditunjukkan dalam Gambar 5.7a)

Apabila terjadi rembesan air arah ke atas melalui lapisan tanah pada Gambar 5.3, gaya efektif pada luasan A pada kedalaman z dapat dituliskan sebagai berikut:

$$P_2' = (z\gamma' - iz\gamma_w)A$$

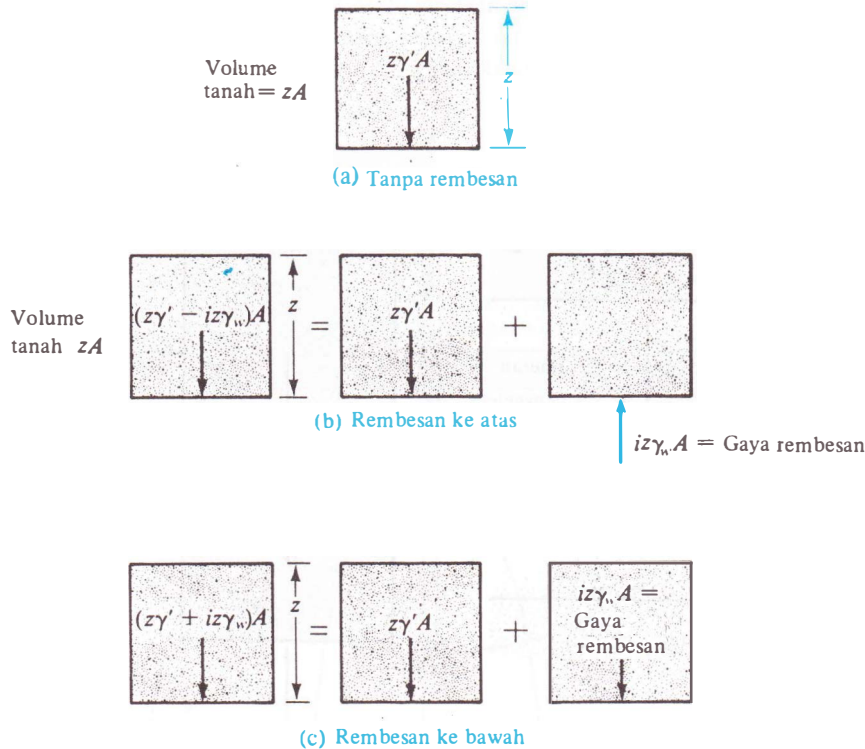
Oleh karena itu, pengurangan gaya total sebagai akibat dari adanya rembesan adalah:

$$P_1' - P_2' = iz\gamma_w A \tag{5.10}$$

Volume tanah di mana gaya efektif bekerja adalah sama dengan zA . Jadi, gaya efektif per satuan volume tanah adalah:

$$\frac{P_1' - P_2'}{\text{(volume tanah)}} = \frac{iz\gamma_w A}{zA} = i\gamma_w \tag{5.11}$$

Gaya per-satuan volume, $i\gamma_w$, untuk keadaan ini bekerja ke arah atas, yaitu searah dengan arah aliran. Keadaan ini ditunjukkan dalam Gambar 5.7b. Begitu juga untuk rembesan air ke arah bawah, gaya rembesannya per satuan volume tanah adalah $i\gamma_w$ (Gambar 5.7c).



Gambar 5.7. Gaya yang disebabkan oleh: (a) tanpa rembesan, (b) rembesan arah ke atas, (c) rembesan arah ke bawah pada suatu volume tanah.

Dari pembahasan di atas, kita dapat menyimpulkan bahwa gaya rembesan per satuan volume tanah adalah sama dengan $i\gamma_w$, dan untuk tanah isotropik gaya rembesan tersebut, bekerja searah dengan arah rembesan. Pernyataan ini ternyata benar untuk aliran dalam segala arah. Jaringan aliran dapat digunakan untuk menentukan gradien hidrolik di setiap titik, dan juga dapat digunakan untuk menghitung gaya rembesan per satuan volume tanah.

Konsep gaya rembesan ini dapat secara efektif digunakan untuk menentukan faktor keamanan dalam pencegahan terhadap "heave" (pengerahan tanah ke atas) pada daerah hilir dari suatu bangunan air.

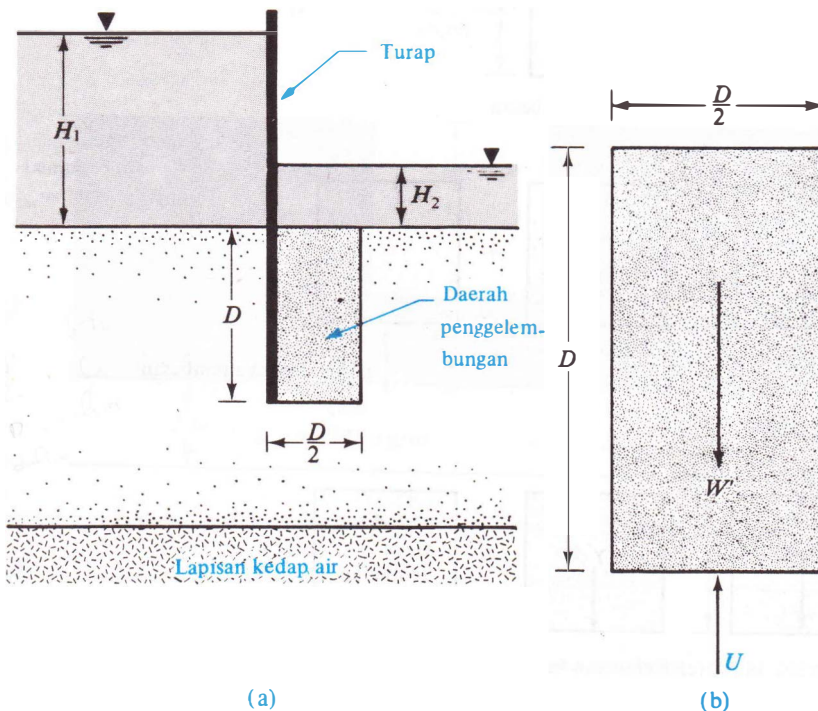
5.4

Pengelembungan pada Tanah yang Disebabkan oleh Rembesan Di Sekeliling Turap

Gaya rembesan per satuan volume tanah dapat dihitung untuk memeriksa kemungkinan keruntuhan suatu turap di mana rembesan dalam tanah mungkin dapat menyebabkan pengelembungan (heave) pada daerah hilir (Gambar 5.8a). Setelah melakukan banyak model percobaan, Terzaghi (1922) menyimpulkan bahwa pengelembungan pada umumnya terjadi pada daerah sampai sejauh $D/2$ dari turap (di mana D adalah kedalaman pemancangan turap). Oleh karena itu, kita perlu menyelidiki kestabilan tanah di daerah luasan $D \times D/2$ di depan turap seeperti yang ditunjukkan dalam Gambar 5.8a.

Faktor keamanan untuk mencegah terjadinya pengelembungan dapat dituliskan (lihat Gambar 5.8b):

$$FS = \frac{W'}{U} \quad (5.12)$$



Gambar 5.8 (a) Pemeriksaan terhadap pengelembungan (heave) yang terjadi pada bagian hilir dari turap yang dipancang sampai dengan lapisan tanah tembus air, (b) pembesaran daerah pengelembungan.

di mana:

FS = faktor keamanan

w' = berat tanah basah di daerah gelembung per satuan lebar turap =

$$D \frac{D}{2} (\gamma_{sat} - \gamma_w) = \frac{1}{2} D^2 \gamma'$$

U = gaya angkat disebabkan oleh rembesan pada tanah dengan volume yang sama.

Dari Persamaan (5.11):

$$U = (\text{volume tanah}) \times (i_{rata-rata} \gamma_w) = \frac{1}{2} D^2 i_{rata-rata} \gamma_w$$

di mana $i_{rata-rata}$ = gradien hidrolik rata-rata kelompok tanah.

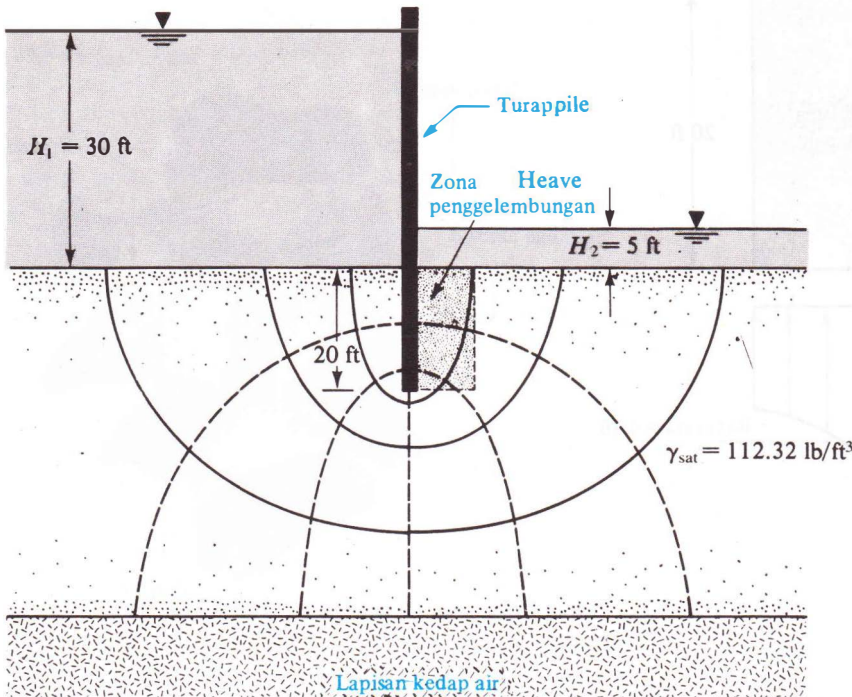
Dengan memasukkan harga w' dan U ke dalam Persamaan (5.12), didapat:

$$FS = \frac{\gamma'}{i_{rata-rata} \gamma_w} \tag{5.13}$$

Contoh

5.3

Gambar 5.9 menunjukkan suatu jaringan aliran rembesan air di sekitar turap yang dipancang sampai dengan lapisan tanah tembus air. Hitung faktor keamanan agar tidak terjadi pengelembungan pada daerah hilir. Diberikan γ_{sat} untuk lapisan tanah tembus air = 112,32 lb/ft³.



Gambar 5.9. Jaringan aliran rembesan air di sekitar turap yang dipancang sampai dengan lapisan tanah tembus air.

Penyelesaian:

Dari ukuran-ukuran yang diberikan dalam Gambar 5.10, penampang melintang prisma tanah yang harus ditinjau adalah 20 ft × 10 ft.

Prisma tanah tersebut digambar lagi dengan skala lebih besar dalam Gambar 5.10. Dengan melalui tanah yang ditinjau tersebut dapat dihitung sebagai berikut:

$$\text{Pada titik } b, \text{ tinggi energi dorong} = \frac{3}{6}(H_1 - H_2)$$

$$\text{Pada titik } c, \text{ tinggi energi dorong} = \frac{1 \times 6}{6}(H_1 - H_2)$$

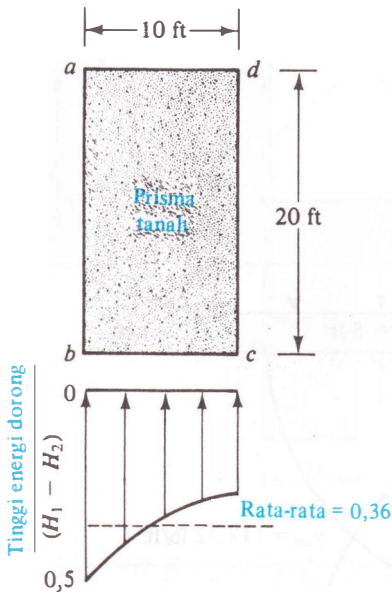
Dengan cara yang sama, untuk titik-titik pertengahan di sepanjang bc , pendekatan tinggi energi dorong dihitung dan digambar seperti ditunjukkan dalam Gambar 5.10.

Tinggi kehilangan energi rata-rata di dalam prisma tanah yang ditinjau adalah 0,36 ($H_1 - H_2$) dan gradien hidrolik rata-rata adalah:

$$i_{\text{rata-rata}} = \frac{0,36(H_1 - H_2)}{D}$$

Jadi, faktor keamanan [Persamaan (5.13)]

$$FS = \frac{\gamma'}{i_{\text{rata-rata}} \gamma_w} = \frac{\gamma' D}{0,36(H_1 - H_2) \gamma_w} = \frac{(112,32 - 62,4)20}{0,36(30 - 5) \times 62,4} = \underline{1,78}$$



Gambar 5.10.

Catatan: Dalam praktek yang sesungguhnya, suatu faktor keamanan minimum sebesar 4 sampai dengan 5 dibutuhkan untuk keamanan bangunan. Faktor keamanan yang tinggi tersebut pada dasarnya disebabkan oleh ketidak-telitian dalam analisis.

5.5 Tegangan Efektif Di dalam Tanah Jenuh Sebagian

Di dalam tanah yang jenuh sebagian, air tidak mengisi seluruh ruang pori yang ada dalam tanah. Jadi, dalam hal ini terdapat sistem tiga fase, yaitu butiran padat, air pori, dan udara pori (Gambar 5.11). Maka dari itu, tegangan total pada setiap titik di dalam tanah terdiri dari tegangan antar butir, tegangan air pori, dan tegangan udara pori. Dari hasil percobaan di laboratorium, Bishop, Alpan, Blight, dan Donald (1960) menyajikan suatu persamaan tegangan efektif untuk tanah yang jenuh sebagian

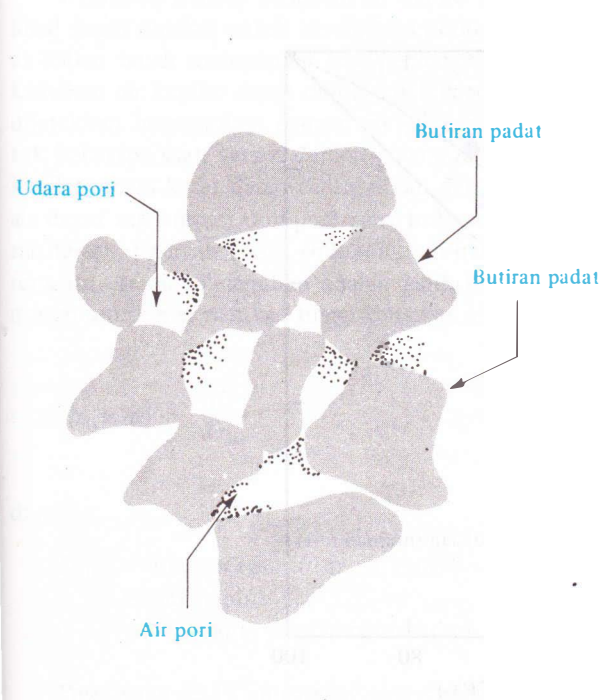
$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (5.14)$$

di mana:

- σ' = tegangan efektif
- σ = tegangan total
- u_a = tekanan udara pori
- u_w = tekanan air pori.

Dalam Persamaan (5.14), χ merupakan bagian dari luasan penampang melintang yang ditempati oleh air. Untuk tanah kering, $\chi = 0$, dan untuk tanah jenuh air, $\chi = 1$.

Bishop, Alpan, Blight, dan Donald telah menunjukkan bahwa harga tengah dari χ adalah tergantung pada derajat kejenuhan (S) tanah. Tetapi harga tersebut juga dipengaruhi oleh faktor-faktor lain seperti struktur tanah. Perilaku dari variasi harga χ terhadap derajat kejenuhan (S) untuk tanah lanau (silt) diberikan dalam Gambar 5.12.



Gambar 5.11. Tanah yang jenuh air sebagian.

5.6

Kenaikan Air Kapiler Di dalam Tanah

Ruang pori di dalam tanah yang berhubungan satu sama lain dapat berperilaku sebagai kumpulan tabung kapiler dengan luas penampang yang bervariasi.

Gambar 5.13 menunjukkan konsep dasar dari tingginya kenaikan air di dalam pipa kapiler. Tinggi kenaikan air di dalam pipa kapiler dapat dituliskan dengan rumus di bawah ini:

$$h_c = \frac{4T \cos \alpha}{d \cdot \gamma_w} \tag{5.15}$$

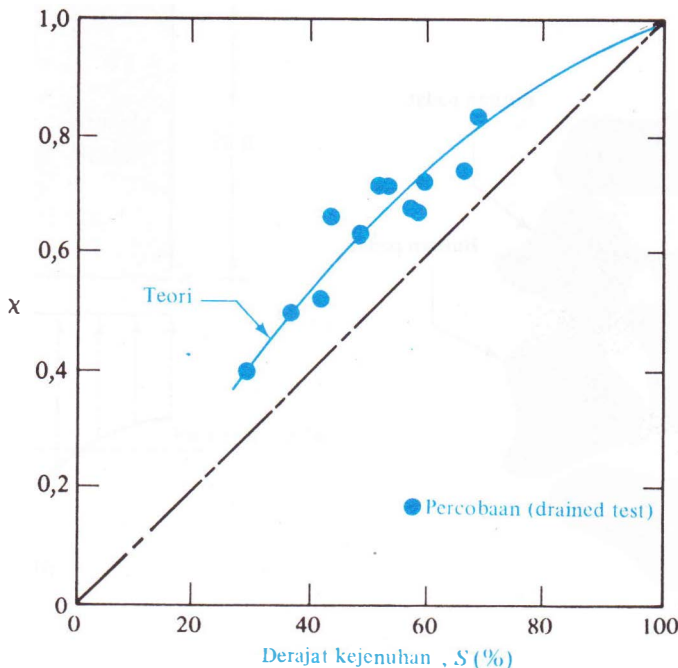
di mana:

- T = gaya tarik permukaan
- α = sudut sentuh antara permukaan air dan dinding kapiler
- d = diameter pipa kapiler
- γ_w = berat volume air.

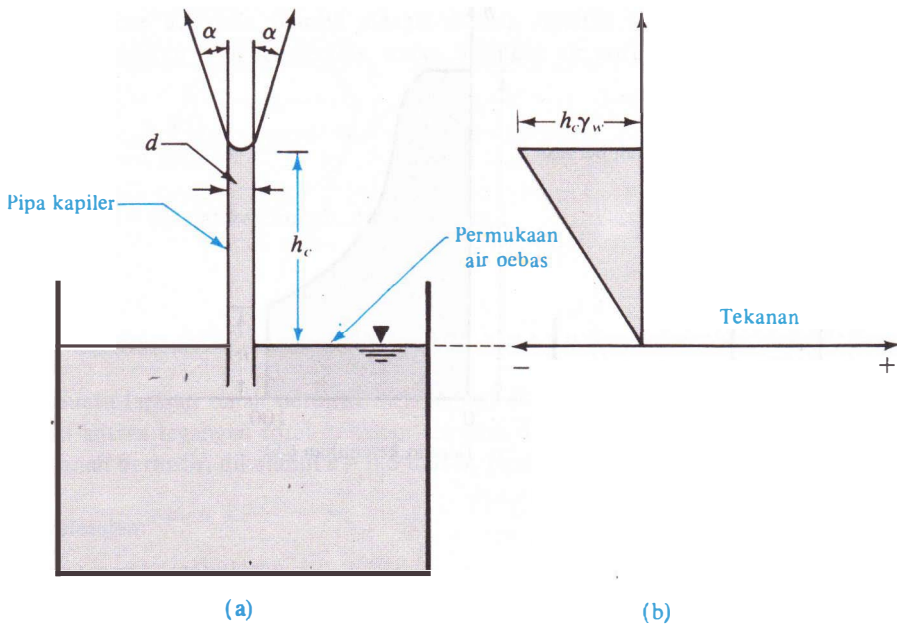
Dari Persamaan (5.15), dapat dilihat bahwa harga-harga T , α , dan γ_w adalah tetap, maka:

$$h_c \propto \frac{1}{d} \tag{5.16}$$

Tekanan pada setiap titik di dalam pipa kapiler di atas permukaan air bebas adalah negatif jika dibandingkan dengan tekanan atmosfer; besarnya tekanan kapiler tersebut adalah $h\gamma_w$ (di mana h = tinggi air di atas permukaan air bebas).



Gambar 5.12. Hubungan antara parameter χ dan derajat kejenuhan untuk tanah lanau Bearhead (menurut Bishop, Alpan, Blight, dan Donald, 1960).



Gambar 5.13 (a) Kenaikan air di dalam pipa kapiler, (b) tekanan di sepanjang tinggi kenaikan air di dalam pipa kapiler (tekanan atmosfer diambil sebagai datum).

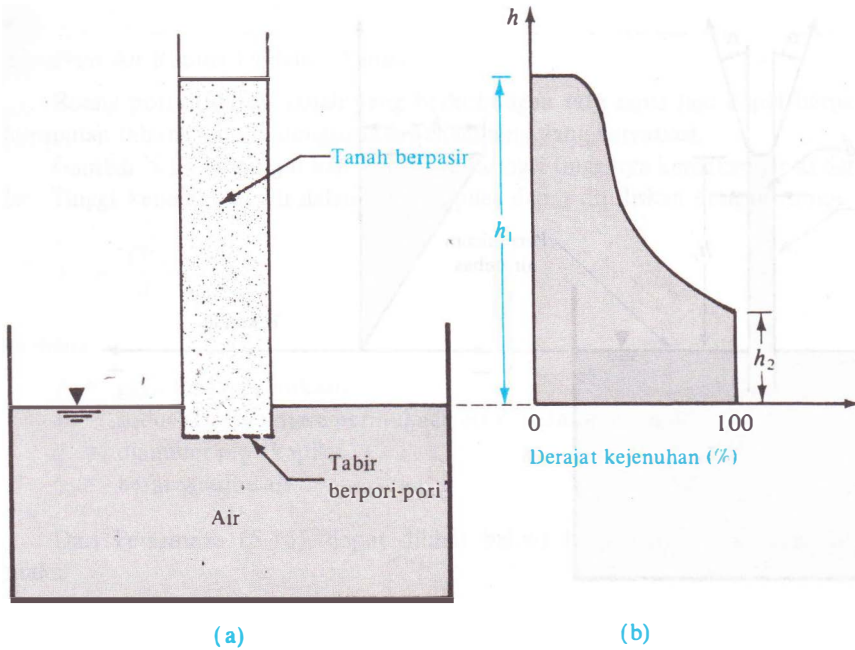
Walaupun konsep kenaikan air kapiler yang didemonstrasikan dengan pipa kapiler yang ideal dapat dipakai untuk tanah, tapi perlu diperhatikan bahwa pipa kapiler yang terbentuk di dalam tanah mempunyai luas penampang yang bervariasi. Hasil dari ketidak-seragaman kenaikan air kapiler dapat dilihat apabila suatu tanah berpasir yang kering di dalam silinder diletakkan bersentuhan dengan air (Gambar 5.14a). Setelah tanah dan air bersentuhan untuk beberapa saat, variasi derajat kejenuhan dengan tinggi tabung tanah akibat kenaikan air kapiler secara kasar dapat ditunjukkan dalam Gambar 5.14b. Sampai dengan ketinggian h_2 , air dapat menempati pori-pori yang terbesar; maka dari itu, derajat kejenuhan tanah di daerah tersebut adalah 100%. Di luar h_2 , air hanya dapat menempati pori yang terkecil; oleh karena itu, derajat kejenuhan adalah lebih kecil dari 100%. Hazen (1930) memberikan perumusan untuk menentukan tinggi kenaikan air kapiler secara pendekatan, yaitu:

$$h_1(\text{mm}) = \frac{C}{eD_{10}} \tag{5.17}$$

di mana:

- D_{10} ukuran efektif (dalam mm)
- e angka pori
- C konstanta yang bervariasi dari 10 mm^2 sampai dengan 50 mm^2 .

Persamaan (5.17) memakai cara pendekatan yang sama seperti Persamaan (5.16). Dengan berkurangnya harga D_{10} , ukuran pori dalam kapiler. Tabel 5.1 menunjukkan rentang (range) perkiraan kenaikan tinggi air dalam pipa kapiler yang terdapat dalam bermacam-macam tipe tanah.



Gambar 5.14. Pengaruh kapiler pada tanah berpasir: (a) tanah dalam silinder diletakkan bersentuhan dengan air, (b) variasi derajat kejenuhan tanah di dalam silinder.

Tabel 5.1. Rentang Perkiraan Kenaikan Air Kapiler.

Tipe tanah	Rentang kenaikan air kapiler	
	ft	m
Pasir kasar	0,4 – 0,6	0,12 – 0,18
Pasir halus	1 – 4	0,30 – 1,20
Lanau	2,5 – 25	0,76 – 7,6
Lempung	25 – 75	7,60 – 23

Kenaikan air kapiler adalah penting dalam pembentukan beberapa tipe tanah seperti *caliche*, yang dapat ditemui di padang pasir sebelah barat daya Amerika Serikat. *Caliche* adalah campuran antara pasir, lanau, dan kerikil yang diikat oleh endapan calcareous. Endapan calcareous tersebut dibawah ke permukaan tanah oleh air pada peristiwa kapiler, dan kemudian air menguap. Karena hujan turun sedikit sekali, maka karbonat tidak tercuci dari permukaan tanah dan terjadilah endapan calcareous di permukaan.

5.7 Tegangan Efektif Di dalam Zona Kenaikan Air Kapiler

Hubungan umum antara tegangan total, tegangan efektif, dan tekanan air pori (diberikan dalam Persamaan 5.4) adalah sebagai berikut:

$$\sigma = \sigma' + u$$

Tekanan air pori u pada suatu titik dalam lapisan tanah yang 100% jenuh oleh air kapiler adalah sama dengan $-\gamma_w h$ (h = tinggi suatu titik yang ditinjau dari muka air tanah) de-

ngan tekanan atmosfer diambil sebagai datum. Apabila terdapat lapisan jenuh air sebagian yang disebabkan oleh kapileritas, maka tegangan air porinya dapat dituliskan sebagai berikut:

$$u = -\left(\frac{S}{100}\right)\gamma_w \cdot h \tag{5.18}$$

di mana S = derajat kejenuhan, dalam persen.

Contoh

5.4

Suatu lapisan tanah berbutir di lapangan ditunjukkan dalam Gambar 5.15a. Gambarlah variasi antara tegangan total, tekanan air pori, dan tegangan efektif dengan kedalaman. Untuk tanah berbutir, diketahui $e = 0,5$ dan G_s (berat spesifik dari butiran padat) = 2,65.

Penyelesaian:

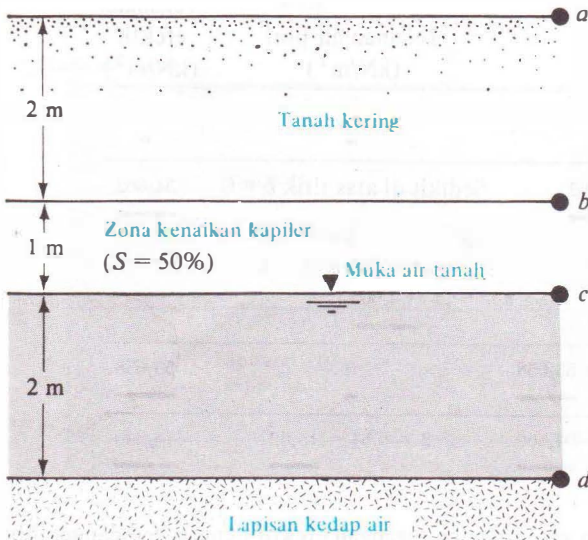
Perhitungan berat volume

Antara ketinggian a dan b .

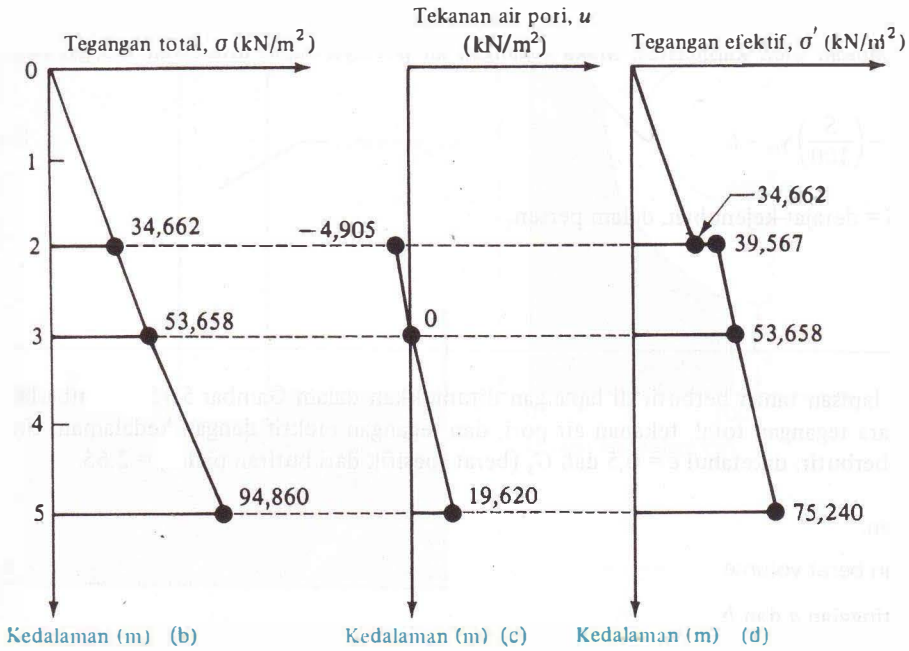
$$\gamma_{dry} = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e} = \frac{2,65 \times 9,81}{1 + 0,5} = \underline{17,331 \text{ kN/m}^3}$$

Antara ketinggian b dan c

$$\begin{aligned} \gamma_{moist} &= \frac{(G_s + Se)\gamma_w}{1 + e} = \frac{[2,65 + (0,5 \times 0,5)]9,81}{1 + 0,5} \\ &= \underline{18,966 \text{ kN/m}^3} \end{aligned}$$



(a)



Gambar 5.15. (a) Suatu lapisan tanah berbutir di lapangan – variasi dari (b) tegangan total; (c) tekanan air pori; dan (d) tegangan efektif dengan kedalaman.

Antara ketinggian *c* dan *d*

$$\gamma_{sat} = \frac{(G_s + e)\gamma_w}{1 + e} = \frac{(2,65 + 0,5)9,81}{1 + 0,5}$$

$$= 20,601 \text{ kN/m}^3$$

Perhitungan tegangan

	Tegangan total (kN/m ²)	Tekanan air pori (kN/m ²)	Tegangan efektif (kN/m ²)
Pada titik <i>a</i>	0	0	0
Pada titik <i>b</i>	$2 \times 17,331 = 34,662$	Sedikit di atas titik <i>b</i> = 0 Sedikit di bawah titik <i>b</i> $= -0,5 \times 9,81 \times 1$ $= -4,905$	<u>34,662</u> <u>39,567</u>
Pada titik <i>c</i>	$34,662 + (1 \times 18,996) = 53,658$	0	<u>53,658</u>
Pada titik <i>d</i>	$53,658 + (2 \times 20,601) = 94,860$	$2 \times 9,81 = 19,62$	<u>75,240</u>

Gambar dari tegangan total, tegangan air pori, dan tegangan efektif dengan kedalaman diberikan dalam Gambar 5.15b, c dan d.

Soal-soal

5.1 Suatu penampang tanah ditunjukkan dalam Gambar P5.1. Tebal dan berat volume tiap-tiap lapisan tanah diberikan di bawah ini:

Lapisan No.	Tebal	Berat volume
I	$H_1 = 9 \text{ ft} = 2,7 \text{ m}$	$\gamma_{dry} = 100 \text{ lb/ft}^3$
II	$H_2 = 21 \text{ ft}$	$\gamma_{sat} = 122 \text{ lb/ft}^3$
III	$H_3 = 36 \text{ ft}$	$\gamma_{sat} = 128 \text{ lb/ft}^3$

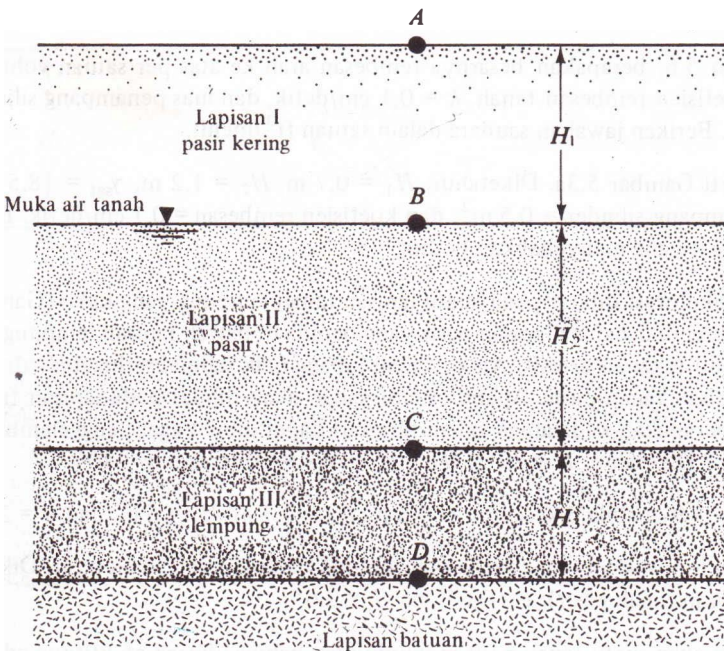
Hitung besarnya σ , u , dan σ' pada titik-titik A, B, C, dan D. Gambarkan variasi dari σ , u , dan σ' terhadap kedalaman.

5.2 Ulangi Soal No. 5.1 dengan data-data sebagai berikut:

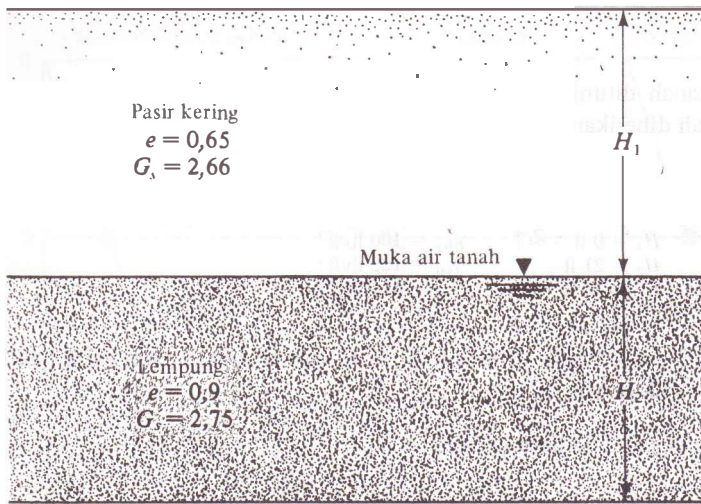
Lapisan	Tebal	Berat volume
I	$H_1 = 4 \text{ m}$	$\gamma_{dry} = 16,2 \text{ kN/m}^3$
II	$H_2 = 1,5 \text{ m}$	$\gamma_{sat} = 18,4 \text{ kN/m}^3$
III	$H_3 = 9 \text{ m}$	$\gamma_{sat} = 19,81 \text{ kN/m}^3$

5.3 Gambarkan variasi dari tegangan total, tekanan air pori, dan tegangan efektif terhadap kedalaman untuk lapisan pasir dan lempung seperti ditunjukkan dalam Gambar P5.3. Diketahui: $H_1 = 6 \text{ m}$ dan $H_2 = 4 \text{ m}$. Lengkapi gambar saudara dengan angka-angka yang diperlukan.

5.4 Ulangi Soal no. 5.3 dengan $H_1 = 10 \text{ ft}$ dan $H_2 = 35 \text{ ft}$.

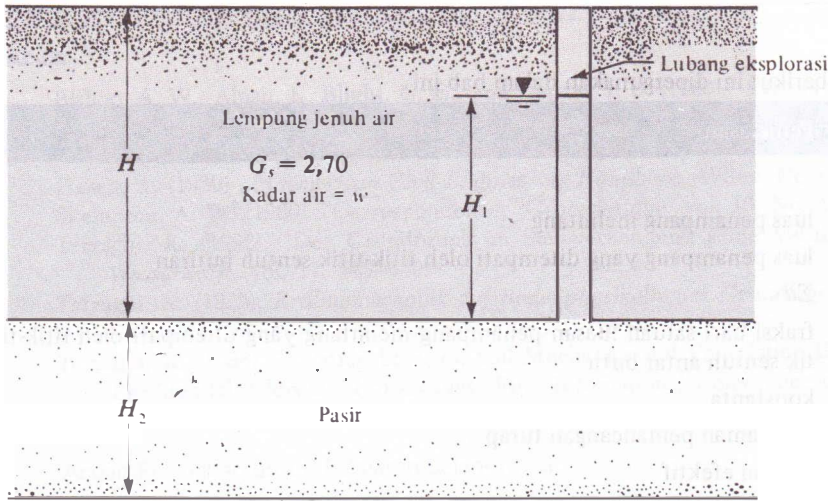


Gambar P5.1.



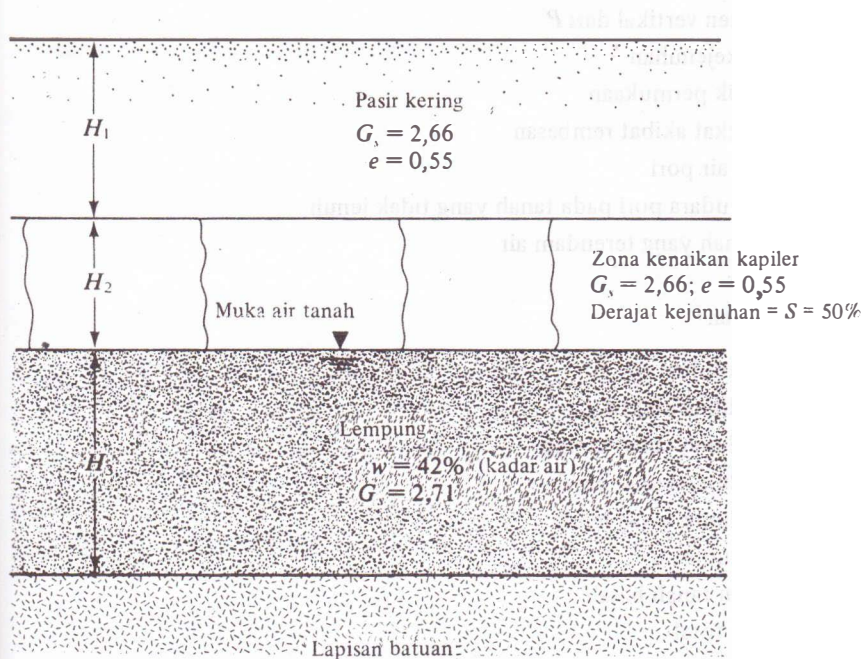
Gambar P5.3

- 5.5** Apabila muka air tanah dari Soal no 5.3 naik sampai 3 meter di bawah permukaan tanah, berapakah besar perubahan tegangan efektif yang akan terjadi pada dasar lapisan lempung?
- 5.6** Keadaan seperti dalam Gambar 5.3a, di mana terdapat rembesan air arah ke atas di dalam tanah. Diketahui: $H_1 = 1,5$ ft, $H_2 = 4,5$ ft, $h = 1,75$ ft, dan $\gamma_{\text{sat}} = 122$ lb/ft³
- Hitung tegangan total, tekanan air pori, dan tegangan efektif pada titik C. (Catatan: $z = 2$ ft)
 - Berapakah besarnya gaya rembesan ke atas per satuan volume tanah?
- 5.7** Dalam Soal no 5.6, berapakah besarnya rembesan arah ke atas per satuan volume? Diketahui: koefisien rembesan tanah, $k = 0,1$ cm/detik, dan luas penampang silinder adalah $5,2$ ft³. Berikan jawaban saudara dalam satuan ft³/menit.
- 5.8** Keadaan seperti Gambar 5.3a. Diketahui: $H_1 = 0,7$ m, $H_2 = 1,2$ m, $\gamma_{\text{sat}} = 18,5$ kN/m³, luas penampang silinder = $0,5$ m², dan koefisien rembesan = $0,1$ cm/detik. Berapakah besarnya h yang menyebabkan boiling?
- 5.9** Suatu lubang eksplorasi dibuat pada suatu lapisan tanah lempung yang kaku (Gambar P5.9). Telah diselidiki bahwa lapisan pasir yang berada di bawah lapisan lempung tersebut mengalami tekanan artesis. Air di dalam lubang naik sampai setinggi H_1 di atas permukaan lapisan tanah pasir. Apabila suatu galian akan dibuat pada lapisan tanah lempung itu, berapakah kedalaman galian tersebut dapat dibuat agar penggelembungan tidak terjadi? Diketahui: $H = 25$ ft, $H_1 = 15$ ft, $H_2 = 10$ ft, dan $w = 40\%$.
- 5.10** Ulangi Soal no 5.9 apabila diketahui: $H = 6$ m, $H_1 = 3,1$ m, $H_2 = 6$ m, dan $w = 28\%$.
- 5.11** Hitung gradien hidrolis yang menyebabkan boiling pada lapisan tanah pasir. Diketahui (untuk lapisan tanah pasir): $e = 0,65$ dan $G_s = 2,65$.
- 5.12** Hasil analisis ayakan suatu tanah pasir menunjukkan bahwa ukuran efektifnya adalah $0,1$. Dengan menggunakan rumus dari Allen Hazen, tentukan rentang (range) kenaikan air kapiler di dalam tanah pasir untuk angka pori $0,55$.



Gambar P5.9

- 5.13** Suatu penampang tanah ditunjukkan dalam Gambar P5.13. Diberikan $H_1 = 2$ m, $H_2 = 1,8$ m, dan $H_3 = 3,2$ m. Gambarkan variasi hubungan dari σ , u , dan σ' dengan kedalaman.
- 5.14** Ulangi Soal no 5.13 dengan $H_1 = 5$ ft, $H_2 = 8$ ft, dan $H_3 = 25,5$ ft.
- 5.15** Tentukan faktor keamanan untuk melawan terjadinya penggelembungan (heave) pada sisi hilir dari bangunan turap seperti ditunjukkan dalam Gambar 4.24. (Catatan: turap dipancang masuk ke dalam lapisan tembus air sedalam 15 ft). Anggaplah bahwa $\gamma_{\text{sat}} = 122,4$ lb/ft³.



Gambar P5.13.

Notasi

Simbol-simbol berikut ini dipergunakan dalam bab ini.

Simbol	Penjelasan
--------	------------

Inggris

A, \bar{A}	luas penampang melintang
a	luas penampang yang ditempati oleh titik-titik sentuh butiran
a_s	Σa
a'_s	fraksi dari satuan luasan penampang melintang yang ditempati oleh titik-titik sentuh antar butir
C	konstanta
D	kedalaman pemancangan turap
D_{10}	ukuran efektif
d	diameter pipa kapiler
e	angka pori
FS	faktor keamanan (factor of safety)
H	tinggi
h	tinggi air
h_c	tinggi kenaikan kapiler
i	gradien hidrolik
$i_{\text{rata-rata}}$	gradien hidrolik rata-rata
i_{cr}	gradien hidrolik kritis
P	gaya pada titik sentuh antar-butir
P'_1, P'_2	gaya efektif
$P_{(v)}$	komponen vertikal dari P
S	derajat kejenuhan
T	gaya tarik permukaan
U	gaya angkat akibat rembesan
u	tekanan air pori
u_a	tekanan udara pori pada tanah yang tidak jenuh
W'	berat tanah yang terendam air
w	kadar air
z	kedalaman
Yunani	
α	sudut sentuhan
γ'	berat volume efektif
γ_{dry}	berat volume tanah kering
γ_{moist}	berat volume tanah basah
γ_{sat}	berat volume tanah jenuh
γ_w	berat volume air
ρ_{moist}	kerapatan tanah basah
σ	tegangan total
σ'	tegangan efektif
χ	fraksi dari satuan luas penampang tanah yang ditempati oleh air

Acuan

- Bishop, A. W., Alpan, I., Blight, G. E., and Donald, I. B. (1960). "Factors Controlling the Strength of Partially Saturated Cohesive Soils," *Proceedings, Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, ASCE, 503–532.
- Hazen, A. (1930)., in *American Civil Engineering Handbook*, Wiley, New York.
- Skempton, A. W. (1960). "Correspondence," *Geotechnique*, Vol. 10, No. 4, 186.
- Terzaghi, K. (1922). "Der Grundbruch an Stauwerken und seine Verhütung," *Die Wasserkraft*, Vol. 17, 445–449.
- Terzaghi, K. (1925). *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage*, Deuticke, Vienna.
- Terzaghi, K. (1936). "Relation between Soil Mechanics and Foundation Engineering: Presidential Address," *Proceedings, First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Boston, Vol. 3, 13–18.

Acuan Pelengkap untuk Pelajaran Selanjutnya

- Bishop, A. W., and Blight, G. E. (1963). "Some Aspects of Effective Stress in Saturated and Unsaturated Soils," *Geotechnique*, Vol. 13, 177–197.
- Burland, J. B. (1965). "Some Aspects of the Mechanical Behavior of Partly Saturated Soil," in *Moisture Equilibrium and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas*, Butterworth and Company (Australia), Ltd.
- Jennings, J. E., and Burland, J. B. (1962). "Limitations to the Use of Effective Stress in Partly Saturated Soils," *Geotechnique*, Vol. 12, 125–144.

Tegangan-tegangan pada Suatu Massa Tanah

Pada tanah yang harus mendukung pondasi dengan berbagai bentuk umumnya terjadi kenaikan tegangan. Kenaikan tegangan pada tanah tersebut tergantung pada beban per satuan luas di mana pondasi berada, kedalaman tanah di bawah pondasi di mana tegangan tersebut ditinjau, dan faktor-faktor lainnya. Kiranya perlu sekali dihitung besarnya kenaikan tegangan vertikal yang terjadi pada tanah akibat beban pondasi agar besarnya penurunan tanah yang akan terjadi dapat diperkirakan. Prosedur perhitungan penurunan dibahas lebih terinci pada Bab 7. Bab ini membahas prinsip-prinsip perhitungan besarnya kenaikan tegangan vertikal pada tanah yang diakibatkan oleh bermacam-macam pembebanan berdasarkan pada teori elastis. Walaupun tanah secara aslinya sebagian besar adalah tidak elastis penuh, tidak isotropis, dan juga tidak homogen, perhitungan untuk memperkirakan besarnya kenaikan tegangan vertikal umumnya memberi hasil yang cukup baik untuk maksud-maksud praktis di lapangan.

6.1

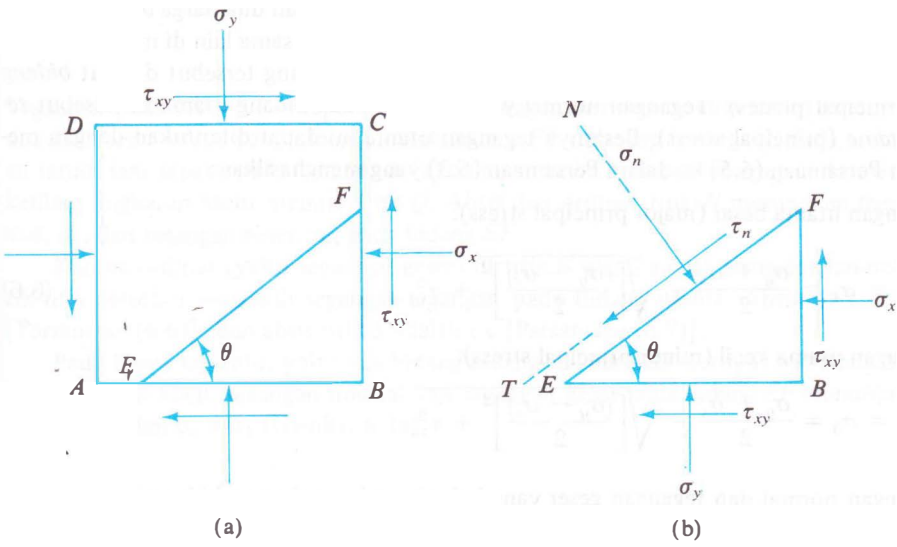
Tegangan Normal dan Tegangan Geser pada Sebuah Bidang

Para mahasiswa yang mengambil mata pelajaran mekanika tanah tentu sudah mengenal dengan baik prinsip-prinsip dasar dari mekanika bahan. Pada sub-bab ini diberikan uraian ringkas mengenai konsep-konsep dasar dari tegangan normal dan tegangan geser pada sebuah bidang.

Pada Gambar 6.1a terlihat sebuah contoh dua dimensi dari suatu elemen tanah yang menerima tegangan normal dan tegangan geser ($\sigma_y > \sigma_x$). Untuk menentukan besarnya tegangan normal dan tegangan geser pada sebuah bidang EF yang membentuk sudut θ terhadap bidang AB , kita perlu meninjau diagram benda-bebas (free-body) EFB sebagaimana terlihat pada Gambar 6.1b. Misalkan σ_n adalah tegangan normal dan τ_n adalah tegangan geser pada bidang EF .

Dari analisis geometri didapat

$$\overline{EB} = \overline{EF} \cos \theta \tag{6.1}$$



Gambar 6.1. (a) Elemen tanah yang menerima tegangan-tegangan normal dan geser, (b) diagram benda bebas bidang EFB sebagaimana ditunjukkan dalam (a).

dan

$$\overline{FB} = \overline{EF} \sin \theta \tag{6.2}$$

Dengan menjumlahkan komponen gaya-gaya yang bekerja pada elemen tersebut dalam arah N dan T , didapatkan:

$$\sigma_n \cdot (\overline{EF}) = \sigma_x \cdot (\overline{EF}) \cdot \sin^2 \theta + \sigma_y \cdot (\overline{EF}) \cdot \cos^2 \theta + 2\tau_{xy}(\overline{EF}) \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$$

atau

$$\sigma_n = \sigma_x \sin^2 \theta + \sigma_y \cos^2 \theta + 2\tau_{xy} \sin \theta \cdot \cos \theta$$

atau

$$\sigma_n = \frac{\sigma_y + \sigma_x}{2} + \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \cos 2\theta + \tau_{xy} \sin 2\theta \tag{6.3}$$

Selain itu

$$\tau_n \cdot (\overline{EF}) = -\sigma_x \cdot (\overline{EF}) \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta + \sigma_y \cdot (\overline{EF}) \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta - \tau_{xy}(\overline{EF}) \cdot \cos^2 \theta + \tau_{xy}(\overline{EF}) \cdot \sin^2 \theta$$

atau

$$\tau_n = \sigma_y \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta - \sigma_x \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta - \tau_{xy}(\cos^2 \theta - \sin^2 \theta)$$

atau

$$\tau_n = \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \sin 2\theta - \tau_{xy} \cos 2\theta \tag{6.4}$$

Dari Persamaan (6.4) dapat diketahui bahwa harga θ dapat ditentukan sedemikian rupa sehingga τ_n menjadi sama dengan nol. Dengan memasukkan harga $\tau_n = 0$, didapat:

$$\tan 2\theta = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_y - \sigma_x} \tag{6.5}$$

Untuk setiap harga τ_{xy} , σ_x , dan σ_y , Persamaan (6.5) menghasilkan dua harga θ yang berselisih 90° . Ini berarti bahwa ada dua bidang yang tegak lurus satu sama lain di mana tegangan geser pada bidang-bidang tersebut sama dengan nol. Bidang-bidang tersebut disebut *bidang utama* (principal planes). Tegangan normal yang bekerja pada bidang utama ini disebut *tegangan utama* (principal stress). Besarnya tegangan utama ini dapat ditentukan dengan memasukkan Persamaan (6.5) ke dalam Persamaan (6.3) yang menghasilkan:

Tegangan utama besar (major principal stress):

$$\sigma_n = \sigma_1 = \frac{\sigma_y + \sigma_x}{2} + \sqrt{\left[\frac{(\sigma_y - \sigma_x)}{2}\right]^2 + \tau_{xy}^2} \tag{6.6}$$

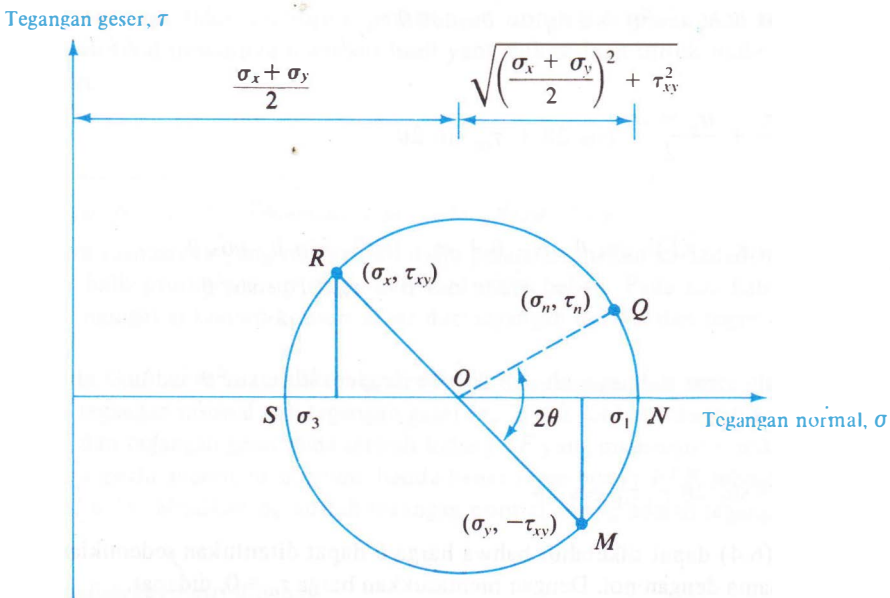
Tegangan utama kecil (minor principal stress):

$$\sigma_n = \sigma_3 = \frac{\sigma_y + \sigma_x}{2} - \sqrt{\left[\frac{(\sigma_y - \sigma_x)}{2}\right]^2 + \tau_{xy}^2} \tag{6.7}$$

Tegangan normal dan tegangan geser yang bekerja pada sembarang bidang juga dapat ditentukan dengan menggambar sebuah lingkaran Mohr, seperti terlihat pada Gambar 6.2. Perjanjian tanda yang dipakai dalam lingkaran Mohr di sini adalah sebagai berikut: tegangan normal tekan dianggap positif; tegangan geser dianggap positif apabila tegangan geser tersebut yang bekerja pada sisi-sisi yang berhadapan dari elemen tegangan bujur sangkar berotasi dengan arah yang berlawanan arah perputaran jarum jam.

Untuk bidang *AD* pada elemen tanah dalam Gambar 6.1a, tegangan normalnya ialah $+\sigma_x$ dan tegangan gesernya ialah $+\tau_{xy}$. Untuk bidang *AB*, tegangan normalnya ialah $+\sigma_y$ dan tegangan gesernya $-\tau_{xy}$.

Titik-titik *R* dan *M* pada Gambar 6.2 mewakili keadaan tegangan pada bidang-bidang *AD* dan *AB*. Titik *O* merupakan titik perpotongan antara sumbu tegangan normal dan garis *RM*. Lingkaran *MNQRS* yang digambarkan dengan titik *O* sebagai pusatnya dan *OR* sebagai jari-jarinya disebut lingkaran Mohr. Jari-jari lingkaran Mohr tersebut adalah sama dengan:



Gambar 6.2. Prinsip-prinsip lingkaran Mohr.

$$\sqrt{\left[\frac{(\sigma_y - \sigma_x)}{2}\right]^2 + \tau_{xy}^2}$$

Tegangan pada bidang EF dapat ditentukan dengan memutar sebuah sudut sebesar 2θ (yaitu dua kali besar sudut yang dibentuk oleh bidang EF terhadap bidang AB pada arah berlawanan jarum jam seperti pada Gambar 6.1a) dalam arah berlawanan jarum jam dari titik M pada keliling lingkaran Mohr menuju titik Q . Absis dan ordinat titik N merupakan tegangan normal, σ_n , dan tegangan geser, τ_n , pada bidang EF .

Karena ordinat (yaitu tegangan geser) di titik N dan S adalah sama dengan nol, maka titik-titik tersebut mewakili tegangan-tegangan pada bidang utama. Absis titik N adalah σ_1 [Persamaan (6.6)], dan absis titik S adalah σ_3 [Persamaan (6.7)].

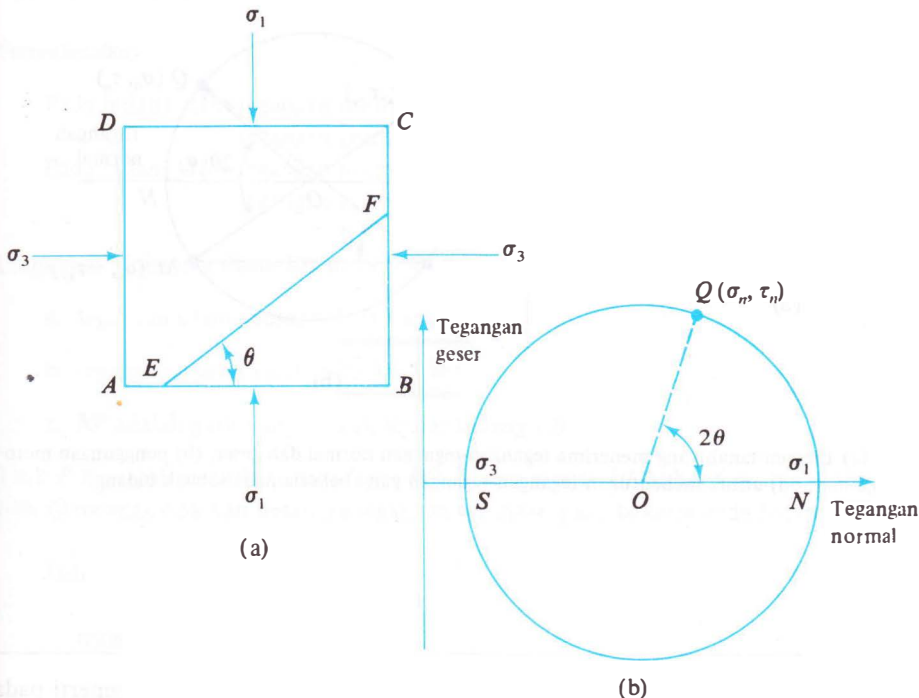
Pada kasus tertentu, yaitu bila bidang-bidang AB dan AD merupakan bidang-bidang utama besar dan kecil, tegangan normal dan tegangan geser pada bidang EF menunjukkan bahwa $\sigma_y = \sigma_1$ dan $\sigma_x = \sigma_3$ (Gambar 6.3a).

Jadi

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta \quad (6.8)$$

$$\tau_n = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta \quad (6.9)$$

Bentuk lingkaran Mohr untuk kondisi tegangan seperti ini diberikan pada Gambar 6.3b. Absis dan ordinat titik Q menunjukkan besarnya tegangan normal dan tegangan geser pada bidang EF .

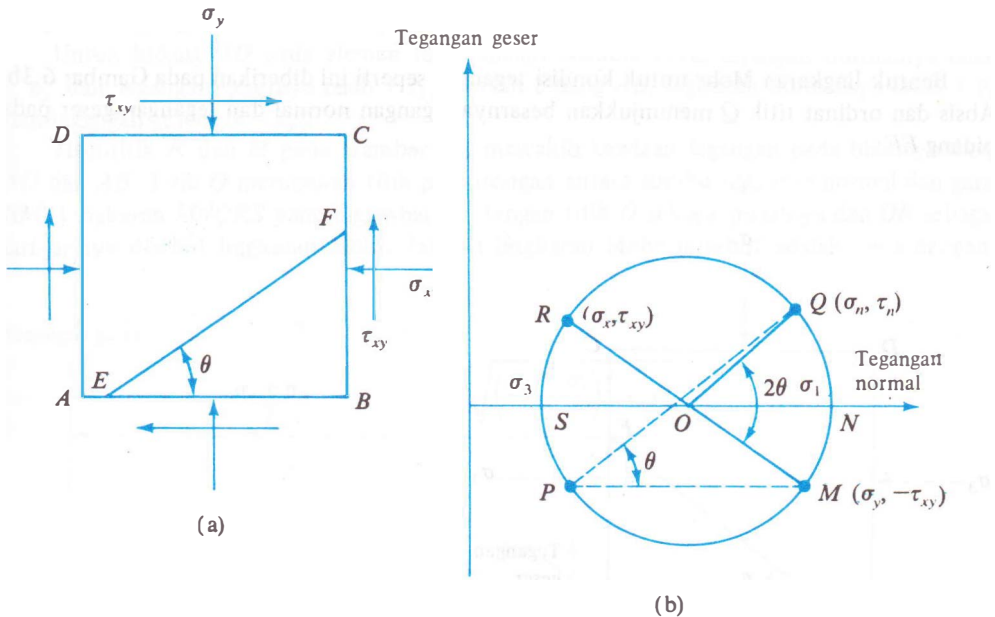


Gambar 6.3.

6.2

Metode Kutub untuk Menentukan Tegangan-tegangan pada Sebuah Bidang

Masih ada cara penting yang lain untuk menentukan tegangan-tegangan pada sebuah bidang dengan menggunakan lingkaran Mohr yaitu *metode kutub* (pole method), atau *metode pusat bidang* (origin of plane method). Metode-metode ini ditunjukkan pada Gambar 6.4. Pada Gambar 6.4a terdapat sebuah elemen yang sama dengan yang terdapat pada Gambar 6.1a; sedangkan Gambar 6.4b merupakan lingkaran Mohr untuk tegangan-tegangan yang terjadi pada elemen tersebut. Menurut metode kutub, kita dapat menarik garis dari sebuah titik tertentu pada lingkaran Mohr sejajar terhadap bidang di mana tegangan-tegangan tersebut bekerja. Titik perpotongan garis ini dengan lingkaran Mohr disebut *titik kutub*. Titik ini hanya ada satu untuk semua kedudukan tegangan pada elemen yang ditinjau. Misalnya, titik *M* pada lingkaran Mohr pada Gambar 6.4b menunjukkan tegangan-tegangan pada bidang *AB*. Garis *MP* ditarik sejajar dengan bidang *AB*. Jadi titik *P* merupakan titik kutub (pusat bidang) pada kondisi elemen tersebut. Bila kita ingin mendapatkan tegangan-tegangan pada bidang *EF*, kita hanya perlu menarik sebuah garis dari titik kutub tersebut sejajar dengan bidang *EF*. Titik perpotongan garis ini dengan lingkaran Mohr adalah titik *Q*. Koordinat titik *Q* merupakan tegangan yang bekerja pada bidang *EF*. (*Catatan*: dengan ilmu ukur sudut dapat diketahui bahwa besar sudut *QOM* adalah dua kali besar sudut *QPM*.)

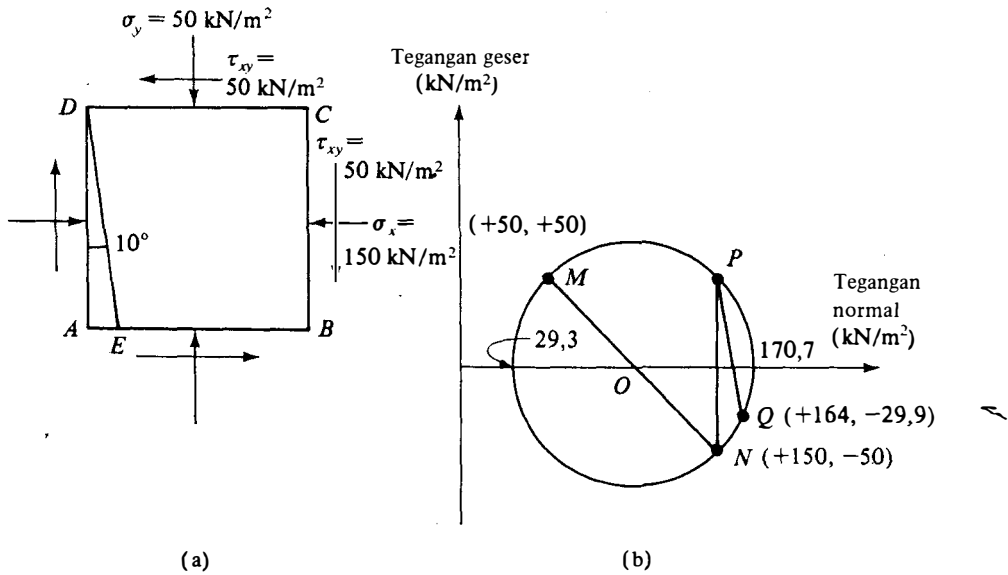


Gambar 6.4. (a) Elemen tanah yang menerima tegangan-tegangan normal dan geser, (b) penggunaan metode kutub (pole-method) untuk menentukan tegangan-tegangan yang bekerja pada sebuah bidang.

Contoh

6.1

Bila diketahui bahwa tegangan-tegangan pada sebuah elemen tanah adalah seperti pada Gambar 6.5a, tentukan:



Gambar 6.5. (a) Tegangan-tegangan pada suatu elemen tanah. (b) lingkaran Mohr untuk elemen tanah tersebut.

- a. tegangan utama besar (x_1)
- b. tegangan utama kecil (x_3)
- c. tegangan normal dan tegangan geser pada bidang DE .

Gunakan cara metode kutub.

Penyelesaian:

Pada bidang AD : tegangan normal = + 150 kN/m²
 tegangan geser = - 50 kN/m²
 Pada bidang AB : tegangan normal = + 50 kN/m²
 tegangan geser = + 50 kN/m²

Lingkaran Mohr-nya digambar pada Gambar 6.5b. Dari gambar tersebut:

- a. tegangan utama besar = 170,7 kN/m²
- b. tegangan utama kecil = 29,3 kN/m²
- c. NP adalah garis yang ditarik sejajar bidang CB .

Titik P merupakan titik kutub. Garis PQ ditarik sejajar DE (lihat Gambar 6.5a). Koordinat titik Q menggambarkan besarnya tegangan-tegangan yang bekerja pada bidang DE .

Jadi

tegangan normal = 164 kN/m²
 tegangan geser = -29,9 kN/m²

6.3

Tegangan-tegangan yang Diakibatkan oleh Beban Terpusat

Boussinesq (1883) telah memecahkan masalah yang berhubungan dengan penentuan tegangan-tegangan pada sembarang titik pada sebuah medium yang homogen, elastis, dan isotropis di mana medium tersebut adalah berupa ruang yang luas takterhingga dan pada permukaannya bekerja sebuah beban terpusat (beban titik). Menurut Gambar 6.6, rumus Boussinesq untuk tegangan normal pada titik A yang diakibatkan oleh beban terpusat P adalah:

$$\Delta p_x = \frac{P}{2\pi} \left\{ \frac{3x^2z}{L^5} - (1 - 2\mu) \left[\frac{x^2 - y^2}{Lr^2(L+z)} + \frac{y^2z}{L^3r^2} \right] \right\} \quad (6.10a)$$

$$\Delta p_y = \frac{P}{2\pi} \left\{ \frac{3y^2z}{L^5} - (1 - 2\mu) \left[\frac{y^2 - x^2}{Lr^2(L+z)} + \frac{x^2z}{L^3r^2} \right] \right\} \quad (6.10b)$$

dan

$$\Delta p_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{L^5} = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \quad (6.11)$$

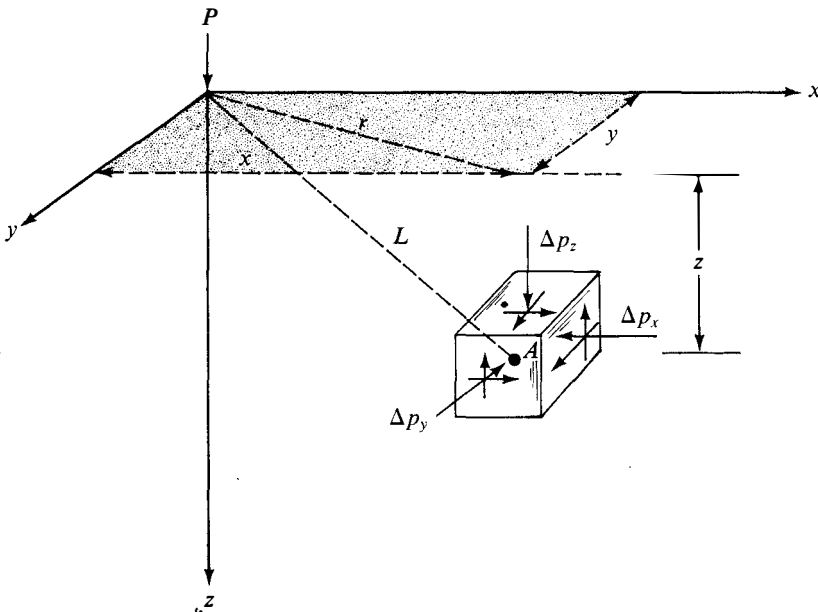
di mana:

$$r = \sqrt{x^2 + y^2}$$

$$L = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2} = \sqrt{r^2 + z^2}$$

$$\mu = \text{angka Poisson}$$

Harus diingat bahwa Persamaan-persamaan (6.10a) dan (6.10b), yang merupakan tegangan-tegangan normal dalam arah horisontal, adalah tergantung pada angka Poisson mediumnya. Sebaliknya, tegangan arah vertikal, Δp_z , seperti pada Persamaan (6.11) tidak tergantung pada angka Poisson. Hubungan untuk Δp_z di atas kemudian dapat dituliskan lagi dalam bentuk sebagai berikut:



Gambar 6.6. Tegangan-tegangan pada suatu media elastis yang disebabkan oleh beban titik.

$$\Delta p_z = \frac{P}{z^2} \left\{ \frac{3}{2\pi} \frac{1}{[(r/z)^2 + 1]^{5/2}} \right\} = \frac{P}{z^2} I_1 \tag{6.12}$$

di mana $I_1 = \frac{3}{2\pi} \frac{1}{[(r/z)^2 + 1]^{5/2}}$ (6.13)

Variasi harga I_1 untuk bermacam-macam harga r/z diberikan pada Tabel 6.1.

Westergaard (1938) juga telah memberikan persamaan yang serupa untuk distribusi tegangan pada tanah yang berlapis-lapis (tidak homogen).

Contoh

6.2

Anggaplah bahwa ada sebuah beban terpusat $P = 1000$ lb seperti pada Gambar 6.6. Gambarkan variasi kenaikan tegangan vertikal Δp terhadap kedalaman yang diakibatkan oleh beban terpusat di bawah permukaan tanah di mana $x = 3$ ft dan $y = 4$ ft.

Penyelesaian:

$$r = \sqrt{x^2 + y^2} = \sqrt{3^2 + 4^2} = 5 \text{ ft}$$

Pada Tabel berikut ini diberikan hasil-hasil sebagai berikut:

r (ft)	z (ft)	$\frac{r}{z}$	I_1^*	$\Delta p = \frac{P}{z^2} I_1^\dagger$ (lb/ft ²)
5,0	0	∞	0	0
	2	2,5	0,0034	0,85
	4	1,25	0,0424	2,65
	6	0,83	0,1295	3,60
	10	0,5	0,2733	2,73
	15	0,33	0,3713	1,65
	20	0,25	0,4103	1,03

*Persamaan (6.13)

†Persamaan (6.12); Catatan: $P = 1000$ lb.

Gambar grafik Δp versus z diberikan pada Gambar 6.7.

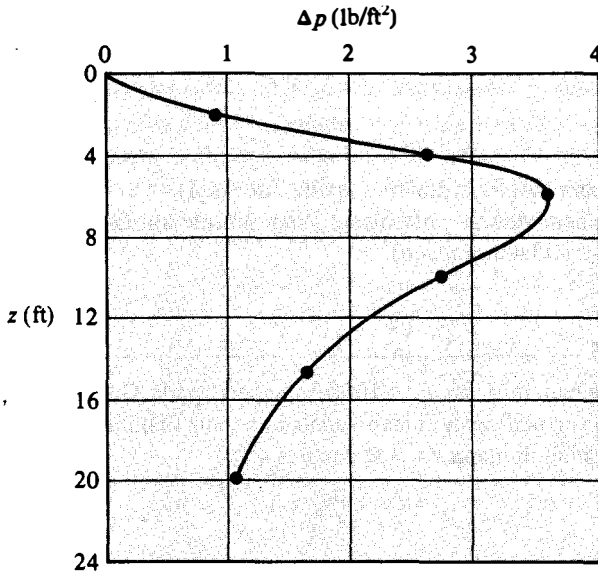
Tabel 6.1. Variasi I_1 [Persamaan (6.13)].

r/z	I_1	r/z	I_1
0	0,4775	0,9	0,1083
0,1	0,4657	1,0	0,0844
0,2	0,4329	1,5	0,0251
0,3	0,3849	1,75	0,0144
0,4	0,3295	2,0	0,0085
0,5	0,2733	2,5	0,0034
0,6	0,2214	3,0	0,0015
0,7	0,1762	4,0	0,0004
0,8	0,1386	5,0	0,0014

6.4

Tegangan Vertikal yang Diakibatkan oleh Beban Garis

Gambar 6.8a menunjukkan sebuah beban garis yang lentur dengan panjang takterhingga dan intensitas beban q per satuan panjang pada suatu massa tanah yang semi-takterhingga.



Gambar 6.7. Grafik kenaikan tegangan vertikal versus kedalaman.

Kenaikan (perubahan) tegangan vertikal, Δp , di dalam massa tanah tersebut dapat dihitung dengan menggunakan dasar-dasar teori elastis sebagai berikut:

$$\Delta p = \frac{2qz^3}{\pi(x^2 + z^2)^2} \quad (6.14)$$

Persamaan di atas dapat ditulis kembali dalam bentuk berikut:

$$\Delta p = \frac{2q}{\pi z [(x/z)^2 + 1]^2}$$

atau

$$\frac{\Delta p}{(q/z)} = \frac{2}{\pi [(x/z)^2 + 1]^2} \quad (6.15)$$

Persamaan (6.15) adalah suatu bentuk persamaan tanpa dimensi. Dengan persamaan tersebut, variasi $\Delta p/(q/z)$ terhadap x/z dapat dihitung. Hal ini terlihat pada Gambar 6.8b. Harga Δp yang dihitung dari Persamaan (6.15) adalah merupakan tambahan tegangan pada tanah yang disebabkan oleh beban garis. Harga Δp tersebut tidak termasuk tekanan akibat tanah di atas titik A (overburden pressure).

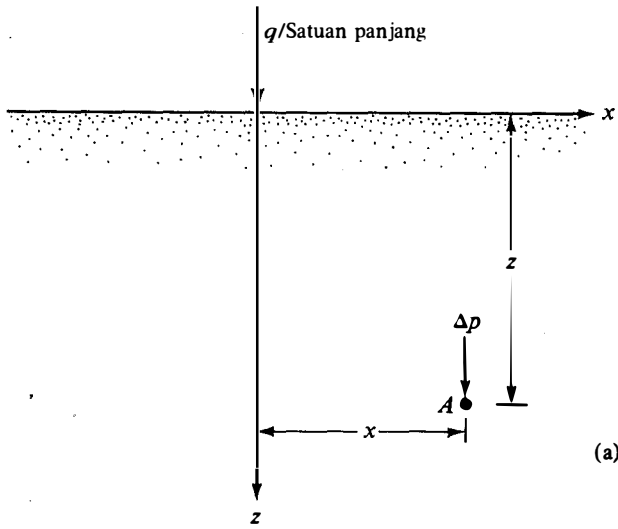
Contoh

6.3

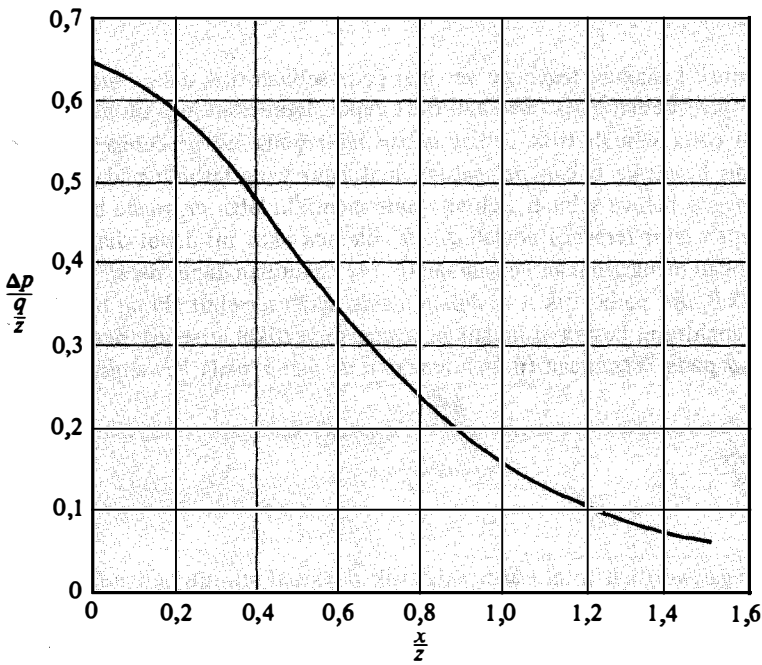
Perhatikan Gambar 6.8a. Sebuah beban garis dengan panjang takterhingga memiliki intensitas beban $q = 500$ lb/ft. Tentukan tegangan vertikal pada titik A yang mempunyai koordinat $x = 5$ ft dan $z = 4$ ft.

Penyelesaian:

Dari Persamaan (6.14)



(a)



(b)

Gambar 6.8. (a) Beban garis di atas permukaan massa tanah yang semi - takterhingga; (b) grafik yang tidak berdimensi antara tegangan vertikal dengan x/z .

$$\Delta p = \frac{2qz^3}{\pi(x^2 + z^2)^2}$$

dan bila : $q = 500 \text{ lb/ft}$, $z = 4 \text{ ft}$, dan $x = 5 \text{ ft}$. didapat

$$\Delta p = \frac{(2)(500)(4)^3}{\pi(5^2 + 4^2)^2} = \underline{\underline{12,12 \text{ lb/ft}^2}}$$

Contoh

6.4

Pada Gambar 6.9a terlihat dua buah beban garis di atas tanah. Tentukan kenaikan tegangan di titik A .

Penyelesaian:

Dari Gambar 6.9b, kenaikan tegangan total di A adalah:

$$\begin{aligned}\Delta p &= \Delta p_1 + \Delta p_2 \\ \Delta p_1 &= \frac{2q_1 z^3}{\pi(x_1^2 + z^2)^2} = \frac{(2)(500)(4)^3}{\pi(5^2 + 4^2)^2} = 12,12 \text{ lb/ft}^2 \\ \Delta p_2 &= \frac{2q_2 z^3}{\pi(x_2^2 + z^2)^2} = \frac{(2)(1000)(4)^3}{\pi(10^2 + 4^2)^2} = 3,03 \text{ lb/ft}^2 \\ \Delta p &= 12,12 + 3,03 = \underline{\underline{15,15 \text{ lb/ft}^2}}\end{aligned}$$

6.5

Tegangan Vertikal yang Diakibatkan oleh Beban Lajur (Lebar Terbatas dan Panjang Takterhingga)

Persamaan dasar untuk kenaikan tegangan vertikal pada sebuah titik dalam suatu massa tanah yang diakibatkan oleh beban garis (Sub-bab 6.4) dapat digunakan juga untuk menentukan tegangan vertikal pada sebuah titik akibat beban lajur yang lentur dengan lebar B (Gambar 6.10). Misalkan besarnya beban per satuan luas lajur yang terlihat pada Gambar 6.10 adalah q . Bila dianggap bahwa sebuah elemen lajur memiliki lebar dr , maka beban per satuan panjang dari elemen lajur tersebut adalah $q \cdot dr$. Elemen lajur ini dapat dianggap sebagai garis ($dr \rightarrow 0$). Dengan menggunakan Persamaan (6.14) kemudian dapat dicari besarnya kenaikan tegangan vertikal, dp , pada titik A di dalam massa tanah tersebut akibat beban elemen lajur ini. Untuk menghitung besarnya kenaikan tegangan vertikal tersebut, perlu diadakan penggantian harga q pada Persamaan (6.14) dengan $q \cdot dr$ dan x pada Persamaan (6.14) menjadi $(x - r)$. Jadi

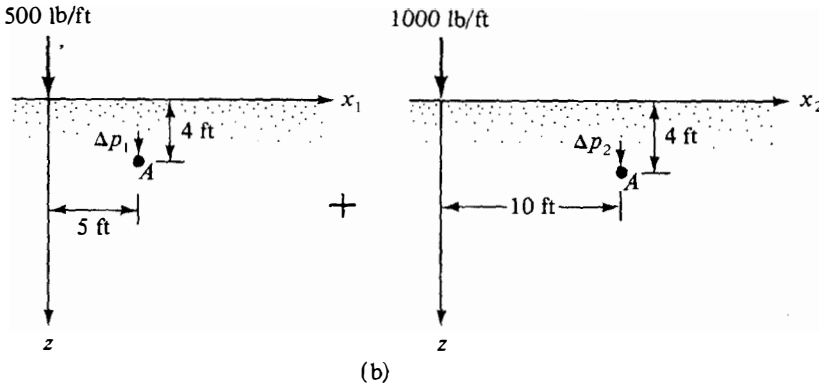
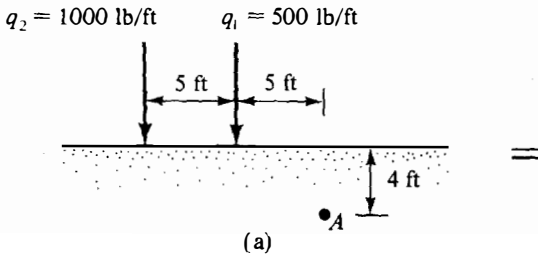
$$dp = \frac{2(q \cdot dr)z^3}{\pi[(x - r)^2 + z^2]^2} \quad (6.16)$$

Besarnya kenaikan tegangan vertikal total (Δp) pada titik A akibat seluruh beban lajur selebar B dapat diperoleh dengan mengintegrasikan Persamaan (6.16) dengan batas-batas r mulai dari $-B/2$ sampai $+B/2$. Atau

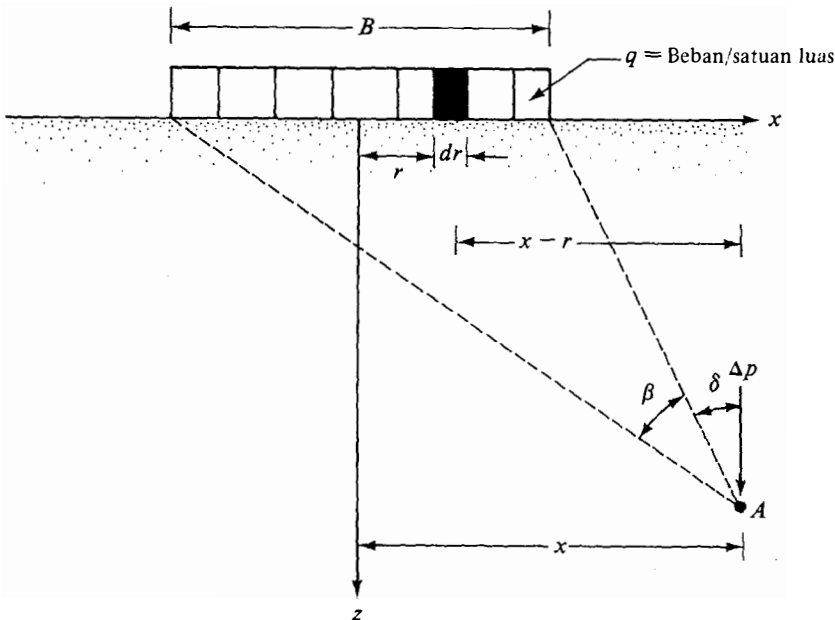
$$\begin{aligned}\Delta p &= \int dp = \int_{-B/2}^{+B/2} \left(\frac{2q}{\pi} \right) \left\{ \frac{z^3}{[(x - r)^2 + z^2]^2} \right\} dr \\ &= \frac{q}{\pi} \left\{ \tan^{-1} \left[\frac{z}{x - (B/2)} \right] - \tan^{-1} \left[\frac{z}{x + (B/2)} \right] - \frac{Bz[x^2 - z^2 - (B^2/4)]}{[x^2 + z^2 - (B^2/4)] + B^2 z^2} \right\} \quad (6.17)\end{aligned}$$

Persamaan (6.17) dapat disederhanakan menjadi:

$$\Delta p = \frac{q}{\pi} [\beta + \sin \beta \cos(\beta + 2\delta)] \quad (6.18)$$



Gambar 6.9. (a) Dua buah beban garis di atas permukaan tanah, (b) penggunaan prinsip-prinsip superposisi untuk menghitung tegangan di titik A.



Gambar 6.10. Tegangan vertikal yang disebabkan oleh suatu beban lajur yang lentur.

Tabel 6.2 Variasi $\Delta p/q$ terhadap $2z/B$ dan $2x/B^*$.

$2x/B$	$2z/B$	$\Delta p/q$	$2x/B$	$2z/B$	$\Delta p/q$
0	0	1,0000	1,5	1,0	0,2488
	0,5	0,9594		1,5	0,2704
	1,0	0,8183		2,0	0,2876
	1,5	0,6678		2,5	0,2851
	2,0	0,5508		2,0	0,25
	2,5	0,4617	0,5		0,0194
	3,0	0,3954	1,0		0,0776
	3,5	0,3457	1,5		0,1458
	4,0	0,3050	2,0		0,1847
	0,5	0	1,0000	2,5	2,5
0,25		0,9787	2,5		0,5
0,5		0,9028		1,0	0,0357
1,0		0,7352		1,5	0,0771
1,5		0,6078		2,0	0,1139
2,0		0,5107		2,5	0,1409
2,5		0,4372	3,0	0,5	0,0026
1,0	0,25	0,4996		1,0	0,0171
	0,5	0,4969		1,5	0,0427
	1,0	0,4797		2,0	0,0705
	1,5	0,4480		2,5	0,0952
	2,0	0,4095		3,0	0,1139
	2,5	0,3701	1,5	0,25	0,0177
1,5	0,5	0,0892			

*Menurut Jurgenson, 1934

Sudut-sudut β dan δ telah ditentukan dalam Gambar 6.10.

Pada Tabel 6.2 terlihat variasi $\Delta p/q$ terhadap perubahan harga $2z/B$ untuk harga-harga $2x/B$ yang sama dengan 0; 0,5; 1,0; 1,5; 2,0; 2,5; dan 3,0. Tabel tersebut dapat digunakan untuk menghitung kenaikan tegangan vertikal pada sebuah titik akibat beban lajur yang lentur. Harga kenaikan tegangan bersih sebagaimana diberikan oleh Persamaan (6.18) dapat pula dipakai untuk menghitung tegangan pada beberapa titik sembarang akibat beban tersebut. Kemudian, garis-garis tegangan *isobar* (tempat kedudukan titik-titik yang bertegangan sama) dapat digambar seperti terlihat pada Gambar 6.11.

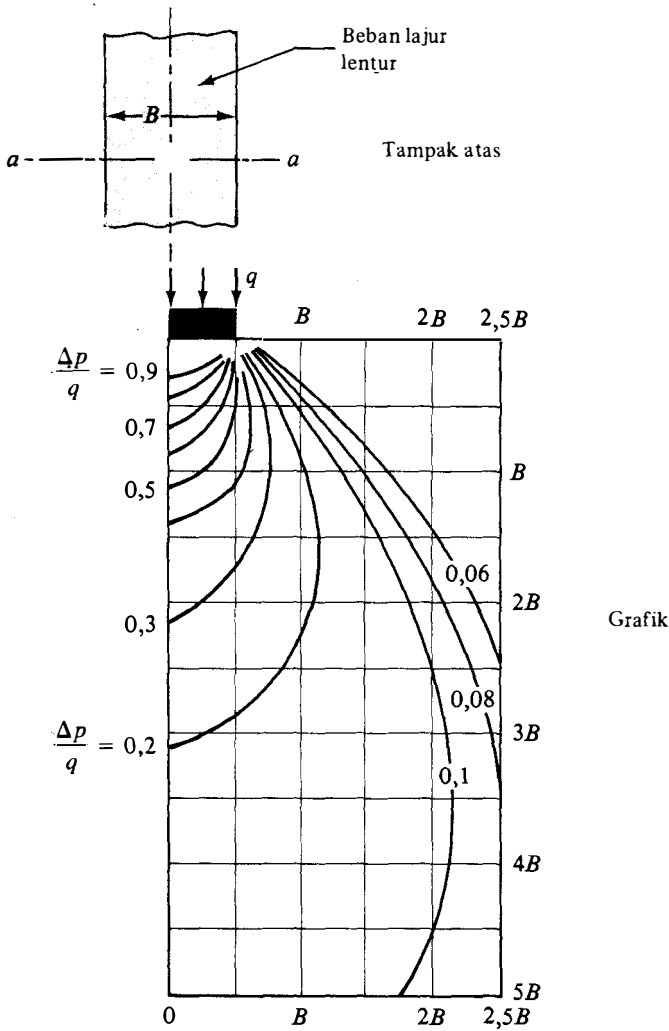
Contoh

6.5

Sama seperti yang tergambar pada Gambar 6.10, diketahui $q = 96 \text{ kN/m}^2$, $B = 4 \text{ m}$, dan $z = 2 \text{ m}$. Tentukan kenaikan tegangan pada $x = \pm 6 \text{ m}$, $\pm 4 \text{ m}$, $\pm 2 \text{ m}$, dan 0 m . Gambarkan grafik Δp terhadap x .

Penyelesaian:

Berdasarkan tabel berikut ini grafik Δp versus x dapat digambar:



(Catatan: Isobar adalah untuk garis a - a seperti ditunjukkan pada gambar "tampak atas".)

Gambar 6.11. Isobar tegangan vertikal di bawah suatu beban lajur yang lentur.

x (m)	$\frac{2x}{B}$	$\frac{2z}{B}$	$\frac{\Delta p^*}{q}$	Δp^\dagger (kN/m ²)
±6	±3	1	0,0171	1,64
±4	±2	1	0,0776	7,45
±2	±1	1	0,4797	46,05
0	0	1	0,8183	78,56

*Dari Tabel 6.2

† $q = 96 \text{ kN/m}^2$

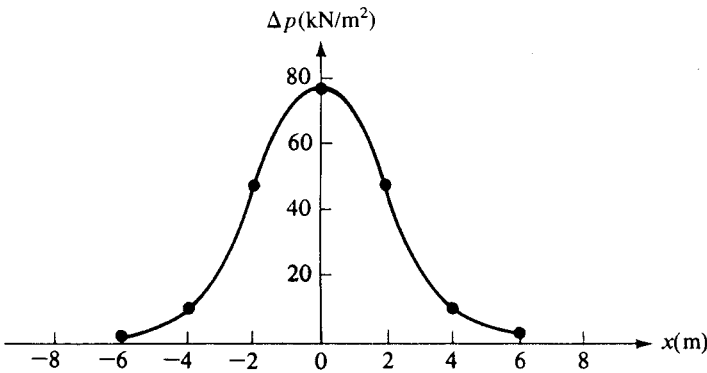
Grafik Δp versus x diberikan pada Gambar 6.12.

6.6

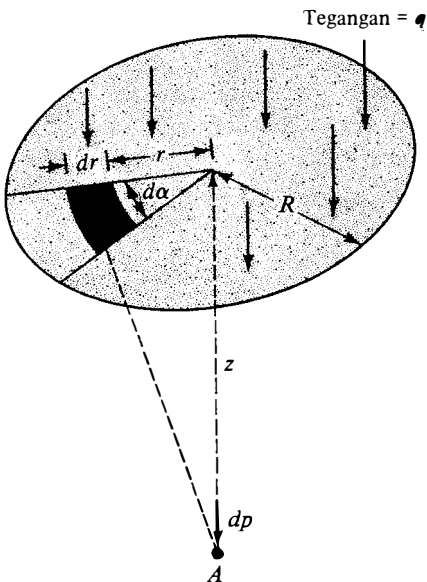
Tegangan Vertikal di bawah Titik Pusat Beban Merata Berbentuk Lingkaran

Dengan menggunakan penyelesaian Boussinesq untuk tegangan vertikal Δp_z yang diakibatkan oleh beban terpusat [Persamaan (6.11)], kita juga dapat menentukan besarnya tegangan vertikal di bawah titik pusat lingkaran lentur yang mendapat beban terbagi rata.

Pada Gambar 6.13, dimisalkan bahwa intensitas tekanan pada suatu lingkaran berjari-jari R adalah q . Beban total pada suatu elemen luasan (berwarna hitam pada Gambar 6.13 tersebut) adalah $= q \cdot r \, dr \cdot d\alpha$. Tegangan vertikal, dp , pada titik A akibat beban pada elemen luasan tersebut (yang dapat dianggap sebagai beban terpusat karena $dr \rightarrow 0$ dan $d\alpha \rightarrow 0$) dapat diperoleh dari Persamaan (6.11):



Gambar 6.12. Grafik Δp terhadap jarak mendatar x .



Gambar 6.13. Tegangan vertikal di bawah titik pusat suatu luasan lentur berbentuk lingkaran yang menerima beban merata.

$$dp = \frac{3(qr \, dr \, d\alpha)}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \tag{6.19}$$

Kenaikan tegangan pada titik *A* akibat seluruh luasan lingkaran tersebut dapat diperoleh dengan mengintegrasikan Persamaan (6.19), atau:

$$\Delta p = \int dp = \int_{\alpha=0}^{\alpha=2\pi} \int_{r=0}^{r=R} \frac{3q}{2\pi} \frac{z^3 r}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \, dr \, d\alpha$$

Jadi

$$\Delta p = q \left\{ 1 - \frac{1}{[(R/z)^2 + 1]^{3/2}} \right\} \tag{6.20}$$

Variasi harga $\Delta p/q$ terhadap perubahan harga z/R yang didapat dari Persamaan (6.20) dapat dilihat pada Tabel 6.3. Gambar grafiknya dapat dilihat pada Gambar 6.14. Harga-harga Δp tersebut akan berkurang secara cepat menurut kedalaman; dan pada $z = 5R$ harga Δp ini hanya 6% dari q , yang merupakan besarnya intensitas tekanan pada permukaan tanah.

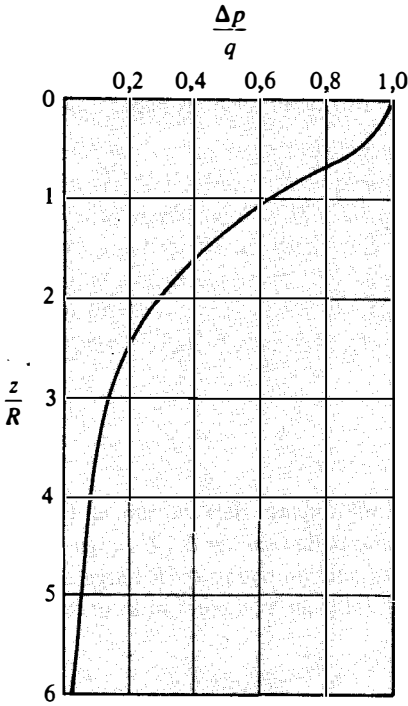
Tabel 6.3, Variasi $\Delta p/2$ terhadap z/R [Persamaan (6.20)].

z/R	$\Delta p/q$
0	1
0,02	0,9999
0,05	0,9998
0,10	0,9990
0,2	0,9925
0,4	0,9488
0,5	0,9106
0,8	0,7562
1,0	0,6465
1,5	0,4240
2,0	0,2845
2,5	0,1996
3,0	0,1436
4,0	0,0869
5,0	0,0571

6.7

Tegangan Vertikal yang Diakibatkan oleh Beban Berbentuk Empat Persegi Panjang

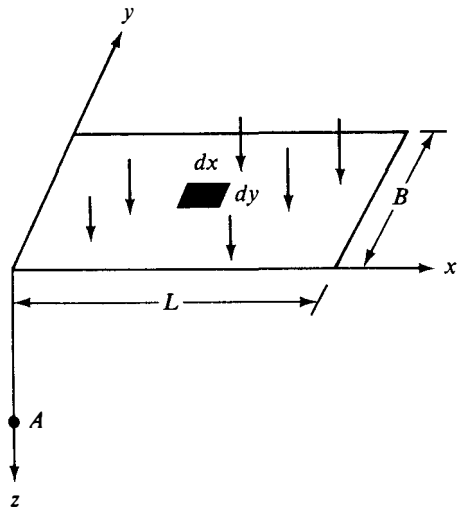
Rumus Boussinesq dapat juga digunakan untuk menghitung penambahan tegangan vertikal di bawah beban lentur berbentuk empat persegi panjang, sebagaimana terlihat pada Gambar 6.15. Beban tersebut terletak di permukaan tanah serta mempunyai panjang L dan lebar B . Beban merata pada luasan tersebut per satuan luas adalah sama dengan q . Untuk menentukan kenaikan tegangan vertikal Δp pada titik *A* yang terletak pada kedalaman z di bawah salah satu titik sudut dari luasan segi empat tersebut, kita harus meninjau suatu elemen luasan kecil $dx \, dy$ dari segi empat itu, sebagaimana terlihat pada Gambar 6.15. Beban pada elemen luasan ini adalah:



Gambar 6.14. Intensitas tegangan di bawah titik pusat suatu luasan lentur berbentuk lingkaran yang menerima beban merata.

$$dq = q \, dx \, dy \tag{6.21}$$

Kenaikan tegangan (dp) pada titik A akibat beban dq dapat diperoleh dengan menggunakan Persamaan (6.11). Tetapi, harga P harus diubah dahulu menjadi $dq = q \, dx \, dy$ dan harga r^2 menjadi $(x^2 + y^2)$. Jadi



Gambar 6.15. Tegangan vertikal di bawah titik ujung suatu luasan lentur berbentuk lingkaran yang menerima beban merata.

$$dp = \frac{3q \, dx \, dy \, z^3}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} \tag{6.22}$$

Kenaikan tegangan Δp pada titik A yang disebabkan oleh seluruh beban pada luasan segi empat tersebut dapat diperoleh dengan cara mengintegrasikan persamaan di atas:

$$\Delta p = \int dp = \int_{y=0}^B \int_{x=0}^L \frac{3qz^3(dx \, dy)}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} = qI_2 \tag{6.23}$$

di mana:

$$I_2 = \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2n^2 + 1} \left(\frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} \right) + \tan^{-1} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 - m^2n^2 + 1} \right) \right] \tag{6.24}$$

$$m = \frac{B}{z} \tag{6.25}$$

$$n = \frac{L}{z} \tag{6.26}$$

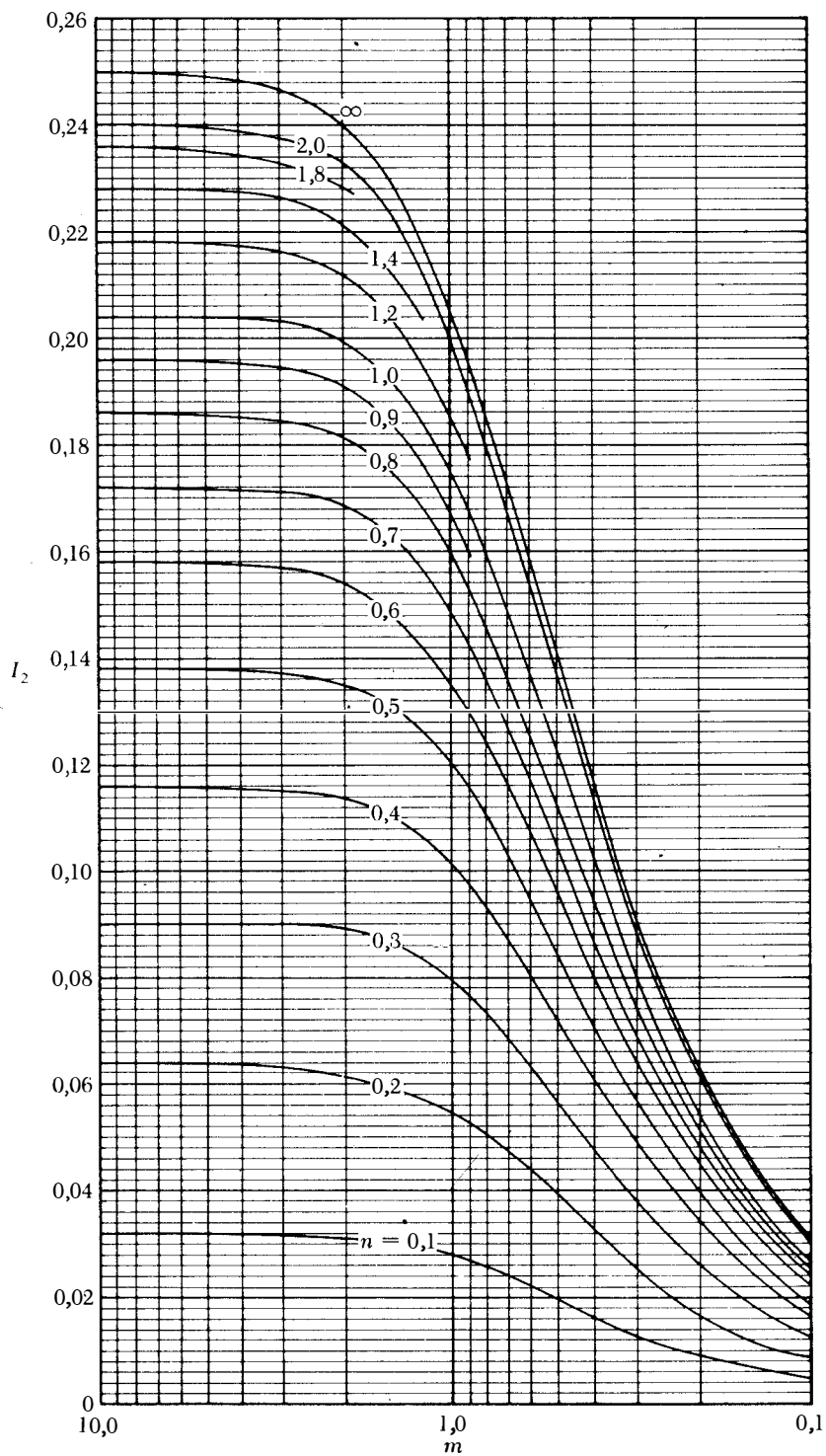
Variasi I_2 terhadap m dan n dapat dilihat pada Gambar 6.16.

Kenaikan tegangan pada suatu titik sembarang di bawah sebuah luasan berbentuk empat persegi panjang dapat dicari dengan menggunakan Persamaan (6.23) dan Gambar 6.16. Hal ini dapat diterangkan dengan Gambar 6.17. Marilah kita tentukan tegangan pada sebuah titik di bawah titik A , yang mempunyai kedalaman z . Luasan beban tersebut dapat dibagi menjadi empat buah segi empat. Kenaikan tegangan pada kedalaman z di bawah titik A , akibat beban segi empat tersebut sekarang dapat dicari dengan menggunakan Persamaan (6.23). Kenaikan tegangan vertikal total akibat seluruh beban pada luasan tersebut adalah:

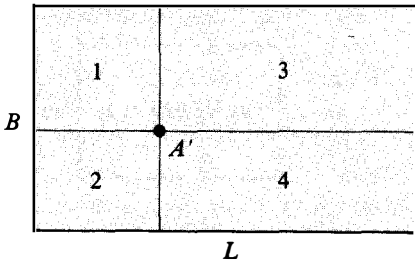
$$p = q[I_{2(1)} + I_{2(2)} + I_{2(3)} + I_{2(4)}] \tag{6.27}$$

di mana $I_{2(1)}, I_{2(2)}, I_{2(3)}, I_{2(4)}$ = harga-harga I_2 untuk masing-masing empat persegi panjang 1, 2, 3, dan 4.

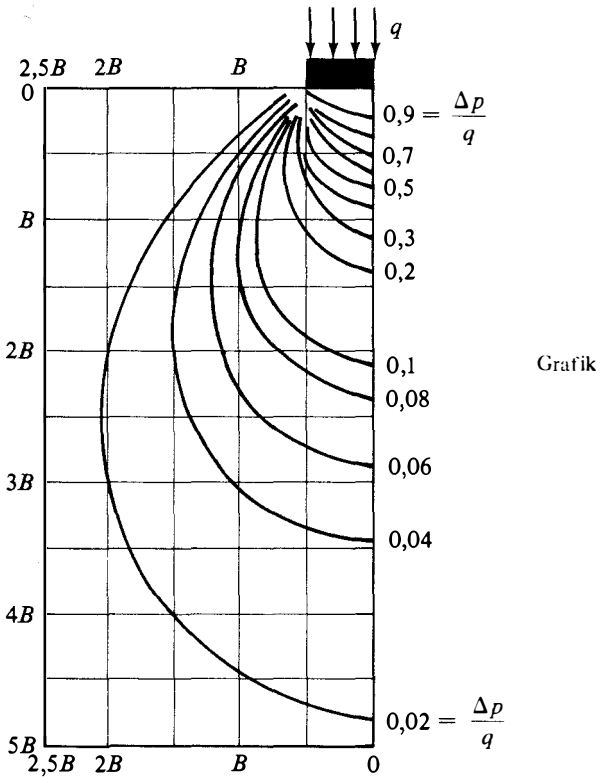
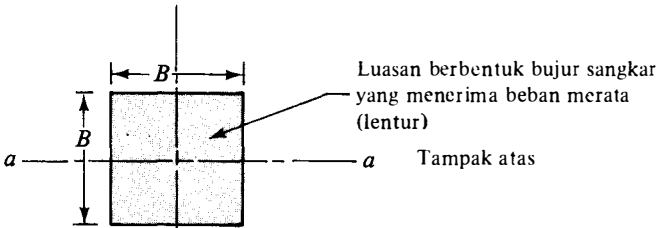
Sebagaimana terlihat pada Gambar 6.11 (yang sebetulnya adalah untuk beban lajur), Persamaan (6.23) dapat digunakan untuk menghitung kenaikan tegangan pada berbagai titik sembarang. Dari titik-titik tersebut, garis-garis isobar tegangan dapat digambar. Gambar 6.18 menunjukkan gambar garis-garis isobar tersebut untuk beban merata pada luasan berbentuk bujur sangkar. Perhatikan bahwa garis-garis isobar tersebut hanya berlaku untuk bidang vertikal melalui garis aa sebagaimana terlihat pada Gambar 6.18. Gambar 6.19 merupakan bentuk tanpa-dimensi dari grafik $\Delta p/q$ di bawah titik pusat sebuah luasan beban berbentuk empat persegi panjang dengan harga-harga $L/B = 1; 1,5; 2; \text{ dan } \infty$ yang telah dihitung dengan menggunakan Persamaan (6.23).



Gambar 6.16. Variasi I_2 terhadap m dan n .



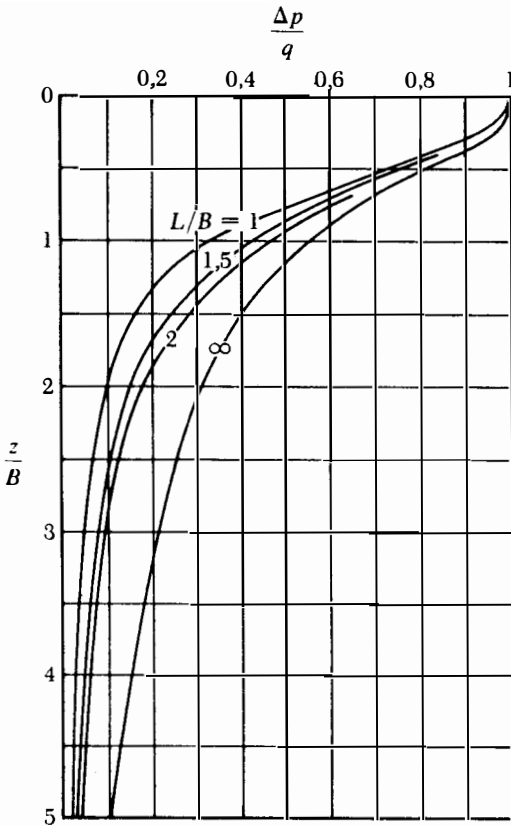
Gambar 6.17. Kenaikan tegangan pada segala titik di bawah suatu luasan lentur berbentuk empat persegi panjang yang menerima beban merata.



Grafik

(Catatan: Isobar adalah untuk garis $a - a$ seperti ditunjukkan pada gambar "tampak atas".)

Gambar 6.18. Isobar tegangan vertikal di bawah suatu luasan berbentuk bujur sangkar yang menerima beban merata.



Gambar 6.19. Kenaikan tegangan di bawah titik pusat suatu luasan lentur yang menerima beban merata.

Contoh

6.6

Gambar 6.20a menunjukkan sebuah luasan berbentuk empat persegi panjang yang mendapat beban merata. Tentukan besarnya kenaikan beban vertikal, Δp , di bawah titik A' yang mempunyai kedalaman $z = 4$ m.

Penyelesaian:

Kenaikan tegangan, Δp , maka dapat dituliskan sebagai berikut

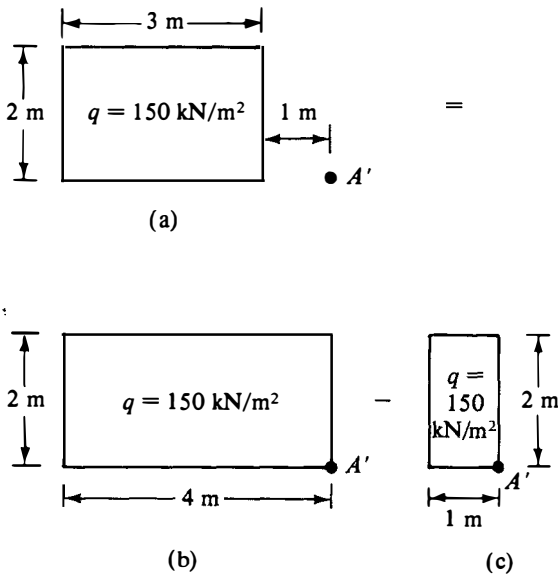
$$\Delta p = \Delta p_1 - \Delta p_2$$

di mana:

Δp_1 = kenaikan tegangan akibat luasan beban seperti pada Gambar 6.20b,

Δp_2 = kenaikan tegangan akibat luasan beban seperti pada Gambar 6.20c.

Untuk luasan beban seperti pada Gambar 6.20b:



Gambar 6.20.

$$m = \frac{B}{z} = \frac{2}{4} = 0,5$$

$$n = \frac{L}{z} = \frac{4}{4} = 1$$

Dari Gambar 6.16, untuk $m = 0,5$ dan $n = 1$, harga $I_2 = 0,1225$. Jadi

$$\Delta p_1 = qI_2 = (150)(0,1225) = 18,38 \text{ kN/m}^2$$

Dengan cara yang sama untuk luasan beban pada Gambar 6.20c:

$$m = \frac{B}{z} = \frac{1}{4} = 0,25$$

$$n = \frac{L}{z} = \frac{2}{4} = 0,5$$

Jadi, $I_2 = 0,0473$, dan

$$\Delta p_2 = (150)(0,0473) = 7,1 \text{ kN/m}^2$$

Sehingga

$$\Delta p = \Delta p_1 - \Delta p_2 = 18,38 - 7,1 = \underline{\underline{11,28 \text{ kN/m}^2}}$$

6.8

Diagram Pengaruh untuk Tegangan Vertikal

Persamaan (6.20) dapat diubah dan dituliskan kembali dalam bentuk

$$\frac{R}{z} = \sqrt{\left(1 - \frac{\Delta p}{q}\right)^{-2/3} - 1} \quad (6.28)$$

Harap dicatat bahwa R/z dan $\Delta p/q$ pada persamaan di atas adalah merupakan besaran tak-

berdimensi. Harga R/z untuk bermacam-macam perbandingan tegangan diberikan pada Tabel 6.4.

Dengan menggunakan harga R/z dari Persamaan (6.28) untuk bermacam-macam perbandingan tegangan, Newmark (1942) menyajikan sebuah diagram pengaruh yang dapat dibuat untuk menentukan tegangan vertikal pada sembarang titik di bawah sebuah luasan lentur yang mendapat beban terbagi rata dan berbentuk sembarang.

Pada Gambar 6.21 ditunjukkan sebuah diagram pengaruh yang dibuat dengan menggambar lingkaran-lingkaran yang sepusat. Jari-jari dari lingkaran-lingkaran tersebut adalah sama dengan harga-harga R/z untuk besar $\Delta p/q = 0; 0,1; 0,2; \dots; 1$. (*Catatan:* untuk harga $\Delta p/q = 0$, $R/z = 0$, dan untuk $\Delta p/q = 1$, $R/z = \infty$. Jadi seluruhnya ada sembilan buah lingkaran.) Panjang satuan yang dipakai untuk menggambarkan lingkaran-lingkaran tersebut ialah AB . Lingkaran-lingkaran tersebut dibagi menjadi beberapa bagian oleh garis-garis radial berjarak (bersudut) sama satu sama lain. Angka pengaruh (influence value) dan diagram tersebut ditentukan sebagai $= 1/N$, di mana N adalah jumlah elemen-elemen yang ada di antara garis-garis radial dan lingkaran-lingkaran tersebut. Pada Gambar 6.21 terdapat 200 elemen (yaitu 20×10 bagian); jadi, harga angka pengaruh adalah 0,005.

Prosedur yang dipakai untuk mendapatkan tegangan vertikal pada setiap titik di bawah sebuah luasan beban ialah sebagai berikut:

1. Tentukan kedalaman titik z di bawah luasan yang mendapat beban terbagi rata di mana kenaikan tegangan vertikal pada titik tersebut ingin ditentukan.
2. Gambarkan denah luasan beban tersebut dengan skala tertentu di mana panjang z adalah sama dengan panjang satuan grafik (AB).
3. Letakkan denah tersebut (Langkah 2 di atas) pada diagram pengaruh sedemikian rupa sehingga proyeksi titik yang akan dicari kenaikan tegangannya berimpit dengan titik pusat diagram pengaruh.
4. Hitung jumlah total elemen luasan (M) dari diagram yang tercakup di dalam denah luasan beban.

Harga kenaikan tegangan pada titik yang ditinjau dapat dicari dengan rumus:

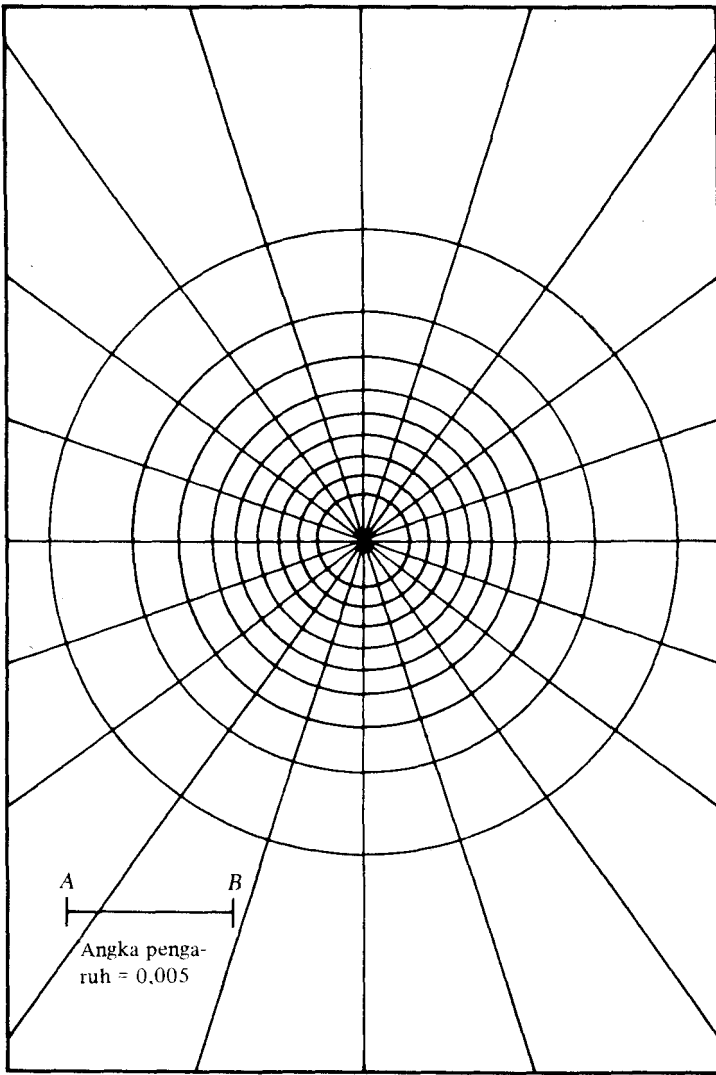
$$\Delta p = (AP)qM \tag{6.29}$$

di mana:

- AP = angka pengaruh
- q = beban merata pada luasan yang ditinjau ($\frac{\text{satuan beban}}{\text{satuan luas}}$).

Tabel 6.4. Harga-harga R/z untuk berbagai perbandingan tegangan.

$\Delta p/q$	R/z	$\Delta p/q$	R/z
0	0	0,55	0,8384
0,05	0,1865	0,60	0,9176
0,10	0,2698	0,65	1,0067
0,15	0,3383	0,70	1,1097
0,20	0,4005	0,75	1,2328
0,25	0,4598	0,80	1,3871
0,30	0,5181	0,85	1,5943
0,35	0,5768	0,90	1,9084
0,40	0,6370	0,95	2,5232
0,45	0,6997	1,00	∞
0,50	0,7664		



Gambar 6.21. Diagram pengaruh untuk tegangan vertikal berdasarkan teori Boussinesq (menurut Newmark, 1942).

Contoh

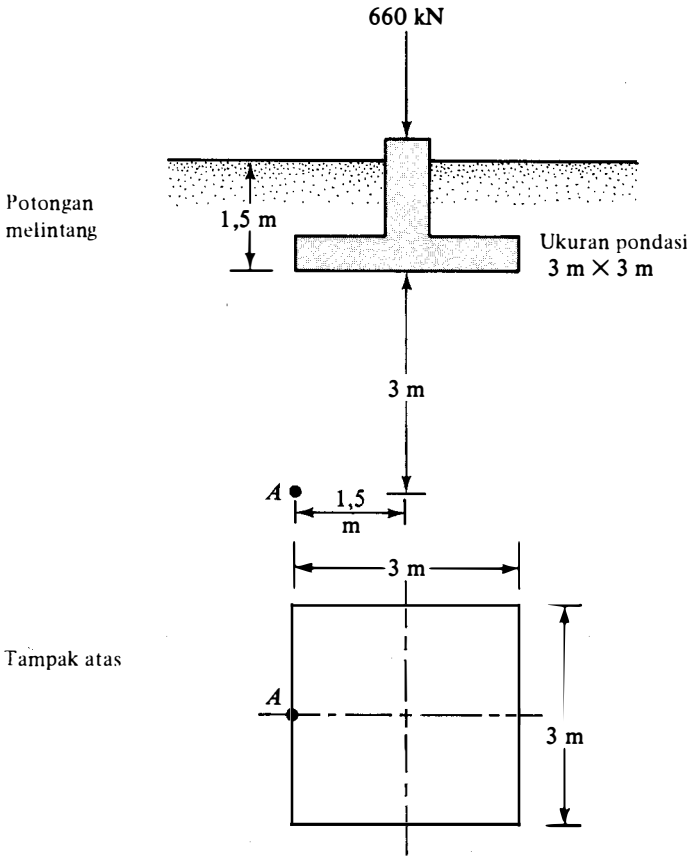
6.7

Potongan melintang dan denah sebuah pondasi kolom dapat dilihat pada Gambar 6.22. Hitunglah kenaikan tegangan vertikal yang diakibatkan oleh pondasi kolom tersebut di titik *A*.

Penyelesaian:

Titik *A* terletak pada kedalaman 3 m di bawah dasar pondasi.

Denah pondasi berbentuk bujur sangkar telah digambarkan kembali dengan skala $AB = 3$ m dan diletakkan pada diagram pengaruh (Gambar 6.23) sedemikian rupa sehingga titik *A* terletak tepat di bawah titik pusat diagram.



Gambar 6.22. Potongan melintang dan tampak atas suatu pondasi kolom.

Jumlah elemen di dalam denah luasan tersebut adalah 48,5. Jadi

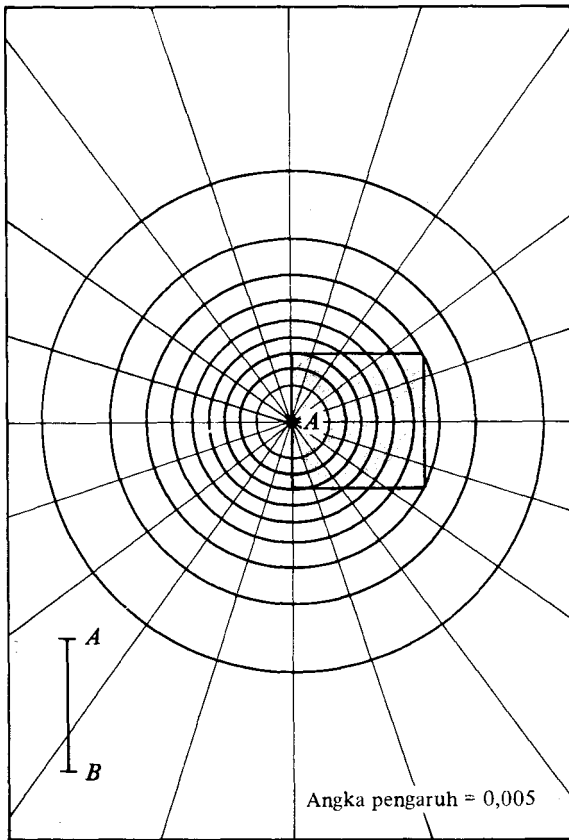
$$\Delta p = (IV)qM = 0,005 \left(\frac{660}{3 \times 3} \right) 48,5 = \underline{\underline{17,78 \text{ kN/m}^2}}$$

6.9

Uraian Umum

Persamaan-persamaan dan grafik-grafik yang diberikan dalam sub-bab 6.4 dan 6.8 dapat digunakan hanya untuk mencari tegangan vertikal saja. Persamaan-persamaan tersebut didasarkan pada integrasi dari persamaan Boussinesq untuk kenaikan tegangan vertikal akibat beban terpusat [Persamaan (6.12)]. Persamaan-persamaan dan grafik-grafik yang sama juga dapat dibuat untuk kenaikan tegangan horisontal akibat bermacam-macam jenis pembebanan dengan menggunakan Persamaan-persamaan (6.10a) dan (6.10b). Penyelesaian-penyelesaian seperti ini banyak dijumpai misalnya pada buku yang ditulis oleh Poulos dan Davis (1974).

Pada sub-bab 6.3 disebutkan bahwa Westergaard telah memberikan sejumlah persamaan untuk menghitung kenaikan tegangan akibat suatu beban titik yang ternyata lebih cocok untuk tanah yang berlapis-lapis. Persamaan Westergaard untuk kenaikan tegangan vertikal ini dapat diintegrasikan untuk mendapatkan tegangan di bawah luasan berbentuk lingkaran yang



Gambar 6.23. Penentuan tegangan pada suatu titik dengan menggunakan diagram pengaruh dari Newmark.

menerima beban terbagi rata. Secara umum, hasil analisis dengan rumus Westergaard tersebut menghasilkan harga-harga yang lebih kecil untuk kenaikan tegangan di bawah luasan beban, tetapi menghasilkan harga-harga yang lebih besar untuk titik-titik di luar luasan beban.

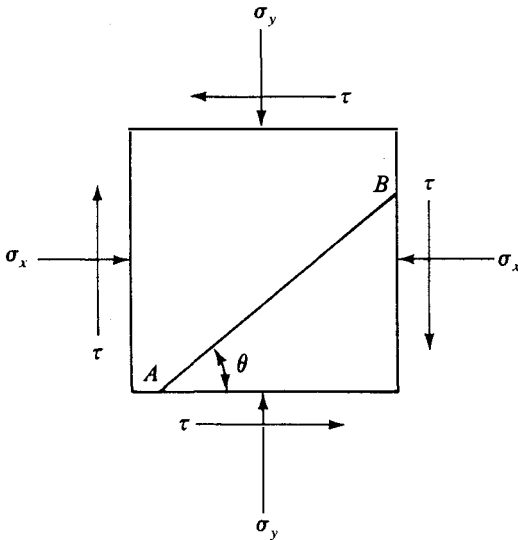
Persamaan-persamaan dan grafik-grafik yang diberikan di sub-bab terdahulu dari bab ini seluruhnya didasarkan pada prinsip-prinsip teori elastisitas. Tetapi, harus disadari bahwa teori-teori tersebut sebenarnya mempunyai beberapa keterbatasan bila harus diterapkan pada tanah. Hal ini disebabkan karena suatu lapisan tanah tertentu pada umumnya tidak homogen, tidak elastis sempurna, dan juga tidak isotropis. Jadi mungkin saja terjadi perbedaan antara hasil perhitungan tegangan secara teoritis dan yang sesungguhnya terjadi di lapangan. Hanya ada sedikit jumlah pengamatan di lapangan yang terdapat dalam literatur saat ini. Dari hasil-hasil yang ada itu, terdapat perbedaan kira-kira sebesar 25% sampai 30% antara perkiraan teoritis dan yang sesungguhnya terjadi di lapangan.

Soal-soal

- 6.1 Diketahui sebuah elemen tanah seperti tergambar pada Gambar P6.1. Untuk kondisi tegangan-tegangan berikut, tentukan tegangan-tegangan utama maksimum dan minimum. Juga tentukan tegangan normal dan tegangan geser pada bidang AB .

$$\begin{aligned}\sigma_x &= 100 \text{ kN/m}^2 & \tau &= 50 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_y &= 400 \text{ kN/m}^2 & \theta &= 30^\circ\end{aligned}$$

Gunakan Persamaan-persamaan (6.3), (6.4), (6.6), dan (6.7).



Gambar P6.1

6.2 Ulangi Soal 6.1 dengan ketentuan-ketentuan berikut:

$$\begin{aligned}\sigma_x &= 210 \text{ kN/m}^2 & \tau &= 50 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_y &= 50 \text{ kN/m}^2 & \theta &= 45^\circ\end{aligned}$$

Gunakan metode kutub (pole method)

6.3 Ulangi Soal 6.1 dengan ketentuan-ketentuan berikut:

$$\begin{aligned}\sigma_x &= 60 \text{ lb/in.}^2 & \tau &= 18 \text{ lb/in.}^2 \\ \sigma_y &= 20 \text{ lb/in.}^2 & \theta &= 20^\circ\end{aligned}$$

Gunakan lingkaran Mohr.

6.4 Ulangi Soal 6.1 dengan ketentuan-ketentuan berikut:

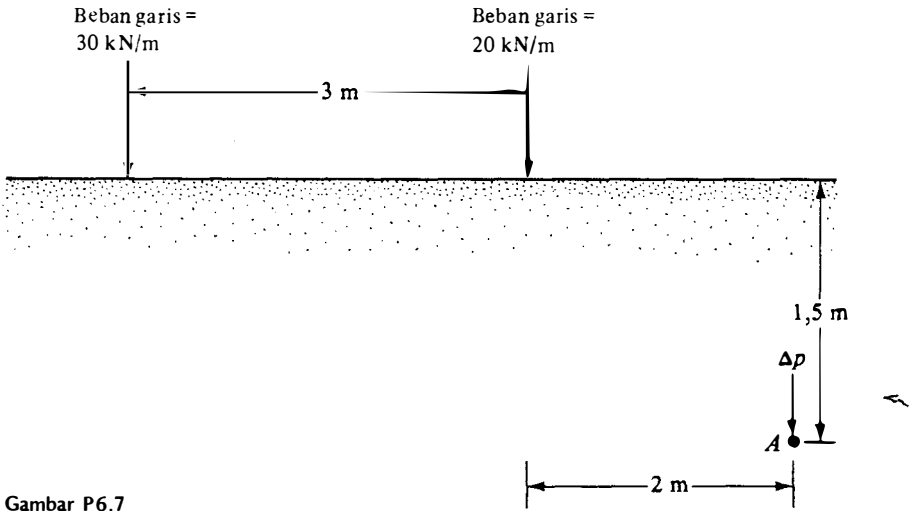
$$\begin{aligned}\sigma_x &= 80 \text{ lb/in.}^2 & \tau &= 30 \text{ lb/in.}^2 \\ \sigma_y &= 0 & \theta &= 30^\circ\end{aligned}$$

Gunakan lingkaran Mohr.

6.5 Diketahui kondisi seperti pada Gambar 6.8a. Tentukan tegangan vertikal Δp akibat beban garis $q = 1000 \text{ lb/ft}$ pada titik A yang terletak pada $x = 4 \text{ ft}$ dan $z = 6 \text{ ft}$.

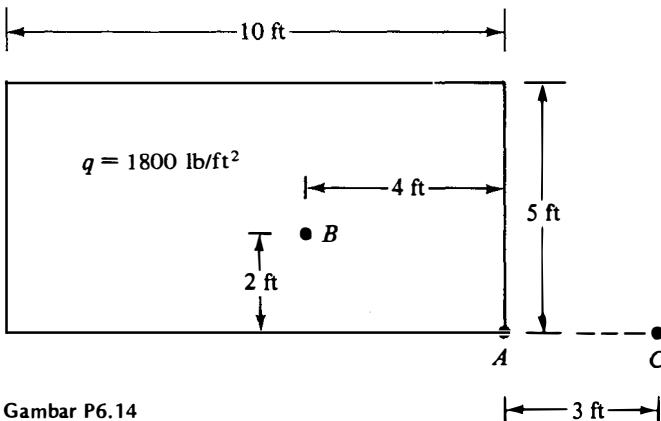
6.6 Ulangi Soal 6.5 dengan ketentuan-ketentuan: $q = 15 \text{ kN/m}$, $x = 2 \text{ m}$, dan $z = 2 \text{ m}$.

6.7 Lihat Gambar P6.7. Tentukan tegangan vertikal Δp di titik A .



Gambar P6.7

- 6.8 Perhatikan Gambar 6.10. Ditetapkan: $B = 10$ ft, $q = 2000$ lb/ft², $x = 8$ ft, dan $z = 8$ ft. Tentukan kenaikan tegangan vertikal Δp pada titik A .
- 6.9 Ulangi Soal 6.8 untuk ketentuan-ketentuan berikut: $q = 7000$ kN/m², $B = 2$ m, $x = 2$ m, dan $z = 2,5$ m.
- 6.10 Lihat Gambar 6.6. Besar beban terpusat $P = 25$ kN. Tentukan kenaikan tegangan vertikal akibat beban terpusat di titik A di mana $x = y = z = 1,5$ m.
- 6.11 Ulangi Soal 6.10 dengan ketentuan-ketentuan sebagai berikut: $P = 1800$ lb, $x = 2$ ft, $y = 3$ ft, dan $z = 4$ ft.
- 6.12 Misalkan ada sebuah pondasi lentur berbentuk lingkaran yang mengalami beban merata terletak di permukaan tanah. Ditetapkan: jari-jari pondasi lingkaran = $R = 8$ ft; beban merata = $q = 2500$ lb/ft². Hitunglah kenaikan tegangan vertikal pada sebuah titik yang terletak 10 ft (= z) di bawah muka tanah dan tepat di bawah pusat lingkaran tersebut.
- 6.13 Ulangi Soal 6.12 untuk kondisi-kondisi berikut: $R = 3$ m, $q = 160$ kN/m², dan $z = 4,5$ m.
- 6.14 Denah sebuah luasan lentur berbentuk empat persegi panjang yang dibebani secara merata terlihat pada Gambar P6.14. Besar beban merata pada luasan lentur (q) itu ada-



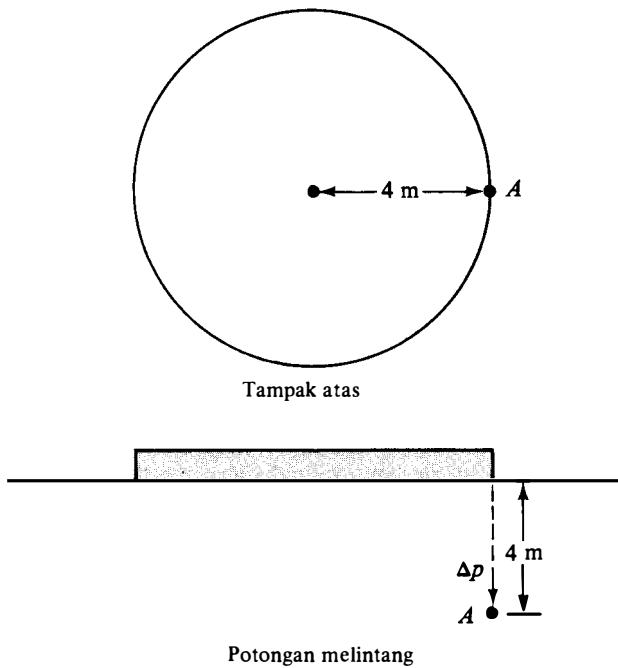
Gambar P6.14

lah 1800 lb/ft^2 . Tentukan penambahan tegangan vertikal (Δp) pada kedalaman $z = 5 \text{ ft}$ di bawah:

- titik *A*
- titik *B*
- titik *C*

6.15 Ulangi Soal 6.14. Gunakan diagram pengaruh dari Newmark untuk distribusi tegangan vertikal (Gambar 6.21).

6.16 Lihat Gambar P6.16. Luasan lentur berbentuk lingkaran dibebani secara merata. Diketahui: $q = 210 \text{ kN/m}^2$. Dengan menggunakan diagram pengaruh dari Newmark, tentukan kenaikan tegangan vertikal Δp pada titik *A*.



Gambar P6.16

Notasi:

Simbol-simbol berikut telah dipakai dalam bab ini.

Simbol	Penjelasan
<i>B</i>	lebar luasan yang dibebani
I_1, I_2	faktor pengaruh untuk tegangan
<i>AP</i>	angka pengaruh
<i>L</i>	$\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$; atau panjang luasan empat persegi panjang

M	jumlah elemen pada diagram pengaruh Newmark yang tercakup di dalam denah luasan beban
m	B/z
N	jumlah elemen total pada diagram pengaruh Newmark
n	L/z
P	beban titik
q	beban garis per satuan panjang; atau beban per satuan luas
R	jari-jari luasan lingkaran yang menerima beban
r	$\sqrt{x^2 + y^2}$; atau jarak
x	jarak dalam arah sumbu x
y	jarak dalam arah sumbu y
z	jarak dalam arah sumbu z

Yunani

α	sudut
β	sudut
Δp	kenaikan tegangan vertikal
Δp_x	kenaikan tegangan dalam arah sumbu x
Δp_y	kenaikan tegangan dalam arah sumbu y
Δp_z	kenaikan tegangan dalam arah sumbu z
δ	sudut
θ	sudut
μ	angka Poisson
σ, σ_n	tegangan normal
σ_1	tegangan utama besar
σ_3	tegangan utama kec 1
τ, τ_n	tegangan geser

Acuan

- Boussinesq, J. (1883). *Application des Potentials a L'Etude de L'Equilibre et du Mouvement des Solides Elastiques*, Gauthier-Villars, Paris.
- Jurgenson, L. (1934). "The Application of Theories of Elasticity and Plasticity to Foundation Problems," in *Contribution to Soil Mechanics, 1925-1940*, Boston Society of Civil Engineers, Boston.
- Newmark, N. M. (1942). "Influence Charts for Computation of Stresses in Elastic Soil," University of Illinois Engineering Experiment Station, *Bulletin No. 338*.
- Poulos, H. G., and Davis, E. H. (1974). *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*, Wiley, New York.
- Westergaard, H. M. (1938). "A Problem of Elasticity Suggested by a Problem in Soil Mechanics: Soft Material Reinforced by Numerous Strong Horizontal Sheets," in *Contribution to the Mechanics of Solids*, Stephen Timoshenko 60th Anniversary Vol., Macmillan, New York.

Acuan Pelengkap untuk Pelajaran Selanjutnya

- Ahlin, R. B., and Ulery, H. H. (1962). "Tabulated Values for Determining the Complete Pattern of Stresses, Strains, and Deflections beneath a Uniform Load on a Homogeneous Half Space," Highway Research Record, *Bulletin No. 324*, 1-13.
- Das, B. M. (1983). *Advanced Soil Mechanics*, McGraw-Hill, New York.
- Giroud, J. P. (1970). "Stresses under Linearly Loaded Rectangular Area," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 98, No. SM1, 263-268.

Kemampumampatan Tanah

Penambahan beban di atas suatu permukaan tanah dapat menyebabkan lapisan tanah di bawahnya mengalami pemampatan. Pemampatan tersebut disebabkan oleh adanya deformasi partikel tanah, relokasi partikel, keluarnya air atau udara dari dalam pori, dan sebab-sebab lain. Beberapa atau semua faktor tersebut mempunyai hubungan dengan keadaan tanah yang bersangkutan. Secara umum, penurunan (*settlement*) pada tanah yang disebabkan oleh pembebanan dapat dibagi dalam dua kelompok besar, yaitu:

1. *Penurunan konsolidasi* (*consolidation settlement*), yang merupakan hasil dari perubahan volume tanah jenuh air sebagai akibat dari keluarnya air yang menempati pori-pori tanah.

2. *Penurunan segera* (*immediate settlement*), yang merupakan akibat dari deformasi elastis tanah kering, basah, dan jenuh air tanpa adanya perubahan kadar air. Perhitungan penurunan segera umumnya didasarkan pada penurunan yang diturunkan dari teori elastisitas.

Bab ini menyajikan prinsip-prinsip dasar cara mengestimasi penurunan konsolidasi dan penurunan segera pada lapisan tanah sebagai akibat dari pembebanan.

Penurunan Konsolidasi (*Consolidation Settlement*)

7.1

Dasar-dasar Konsolidasi

Bilamana suatu lapisan tanah jenuh air diberi penambahan beban, angka tekanan air pori akan naik secara mendadak. Pada tanah berpasir yang sangat tembus air (*permeable*), air dapat mengalir dengan cepat sehingga pengaliran air-pori ke luar sebagai akibat dari kenaikan tekanan air pori dapat selesai dengan cepat. Keluarnya air dari dalam pori selalu disertai dengan berkurangnya volume tanah; berkurangnya volume tanah tersebut dapat menyebabkan penurunan lapisan tanah itu. Karena air pori di dalam tanah berpasir dapat mengalir ke luar dengan cepat, maka penurunan segera dan penurunan konsolidasi terjadi bersamaan.

Bilamana suatu lapisan tanah lempung jenuh air yang mampumampat (*compressible*) diberi penambahan tegangan, maka penurunan (*settlement*) akan terjadi dengan segera.

Koefisien rembesan lempung adalah sangat kecil dibandingkan dengan koefisien rembesan pasir sehingga penambahan tekanan air pori yang disebabkan oleh pembebanan akan berkurang secara lambat laun dalam waktu yang sangat lama. Jadi untuk tanah lempung-lembek perubahan volume yang disebabkan oleh keluarnya air dari dalam pori (yaitu konsolidasi) akan terjadi sesudah penurunan segera. Penurunan konsolidasi tersebut biasanya jauh lebih besar dan lebih lambat serta lama dibandingkan dengan penurunan segera.

Deformasi sebagai fungsi waktu (time-dependent deformation) dari tanah lempung yang jenuh air dapat dipahami dengan mudah apabila digunakan suatu model reologis yang sederhana. Model reologis tersebut terdiri dari suatu pegas elastis linear yang dihubungkan secara paralel dengan sebuah dashpot (model Kelvin, Gambar 7.1). Hubungan tegangan-regangan dari pegas dan dashpot dapat diberikan sebagai berikut:

$$\text{pegas : } \sigma = \bar{k}\epsilon \quad (7.1)$$

$$\text{dashpot : } \sigma = \eta \frac{d\epsilon}{dt} \quad (7.2)$$

di mana:

σ = tegangan

ϵ = regangan

\bar{k} = konstanta pegas

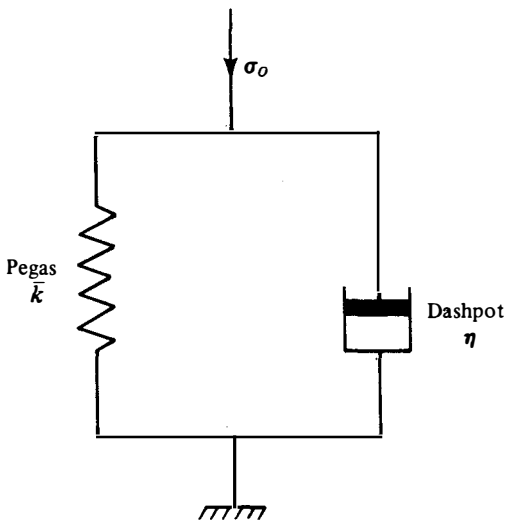
η = konstanta dashpot

t = waktu.

Reaksi viskoelastik untuk tegangan σ_0 dalam Gambar 7.1 dapat dituliskan sebagai berikut:

$$\sigma_0 = \bar{k}\epsilon + \eta \frac{d\epsilon}{dt} \quad (7.3)$$

Apabila tegangan σ_0 yang besarnya tetap, diberikan pada saat $t = 0$, maka persamaan regangan pada suatu saat t dapat dipecahkan dengan cara menyelesaikan persamaan diferensial di atas.



Gambar 7.1. Model Kelvin.

Jadi,

$$\varepsilon = \frac{\sigma_0}{\bar{k}}(1 - e^{-(\bar{k}/\eta)t}) + \varepsilon_0 e^{-(\bar{k}/\eta)t}$$

di mana ε_0 = regangan pada saat $t = 0$.

Apabila ε_0 dianggap sama dengan nol, maka:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_0}{\bar{k}}(1 - e^{-(\bar{k}/\eta)t}) \quad (7.4)$$

Perilaku dari variasi hubungan antara regangan dan waktu yang diwakili oleh Persamaan (7.4) ditunjukkan dalam Gambar (7.2). Pada saat $t = \infty$, regangan akan mendekati harga maksimum σ_0/\bar{k} . Regangan ini adalah regangan yang hanya dialami oleh pegas dengan segera sebagai akibat dari pemberian tegangan σ_0 apabila dashpot tidak dipasang dalam model reologis di atas. Distribusi tegangan pada suatu saat t antara pegas dan dashpot dapat dievaluasi dari Persamaan-persamaan (7.3) dan (7.4).

Bagian dari tegangan yang dipikul oleh pegas:

$$\sigma_s = \bar{k}\varepsilon = \sigma_0(1 - e^{-(\bar{k}/\eta)t}) \quad (7.5)$$

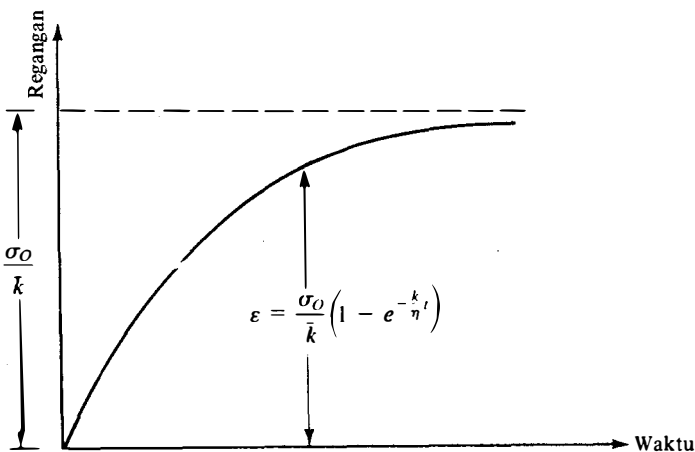
Bagian dari tegangan yang dipikul oleh dashpot:

$$\sigma_d = \eta \frac{d\varepsilon}{dt} = \sigma_0 e^{-(\bar{k}/\eta)t} \quad (7.6)$$

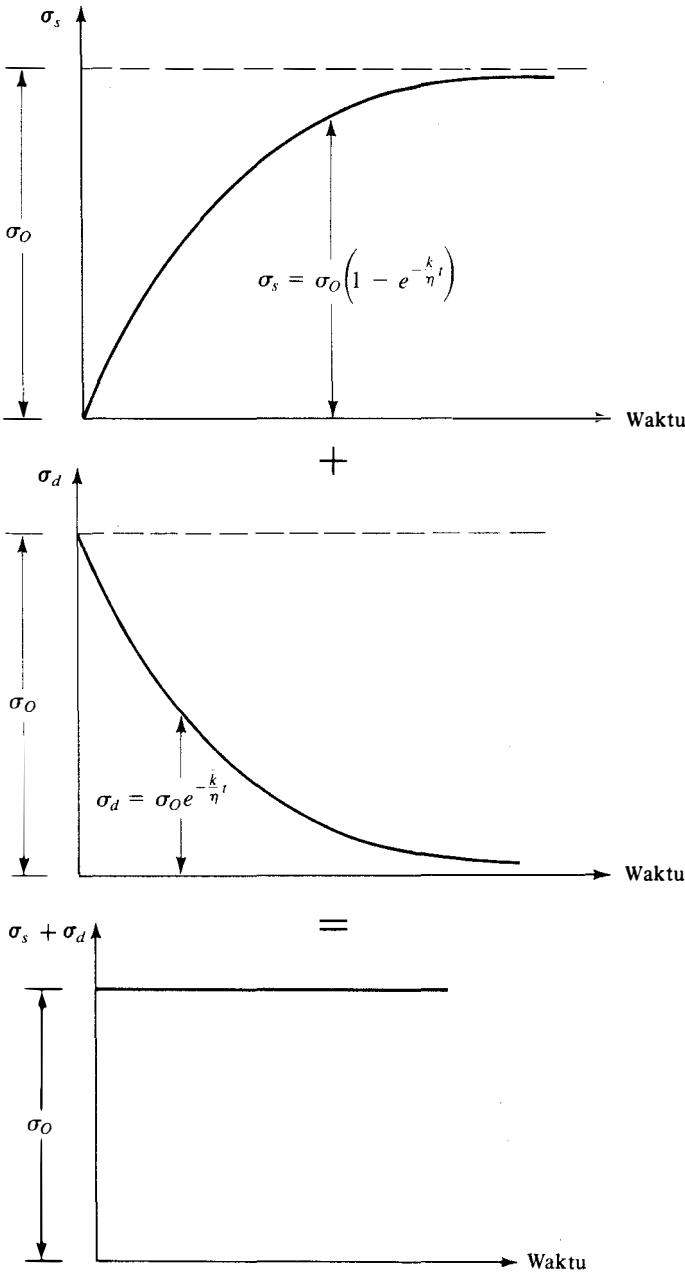
(Catatan: $\sigma_0 = \sigma_s + \sigma_d$.)

Gambar 7.3 menunjukkan variasi dari hubungan antara σ_s dan σ_d terhadap waktu. Pada saat $t = 0$, tegangan σ_0 dipikul semuanya oleh dashpot. Bagian dari tegangan yang dipikul oleh pegas bertambah secara perlahan-lahan; sedangkan tegangan yang dipikul oleh dashpot akan berkurang dengan kecepatan yang sama seperti penambahan tegangan yang dipikul oleh pegas. Pada saat $t = \infty$, tegangan σ_0 dipikul seluruhnya oleh pegas.

Berdasarkan teori ini, kita dapat menganalisis regangan yang terjadi pada suatu lapisan lempung jenuh air yang diberi penambahan tegangan (Gambar 7.4a). Tinjaulah suatu kasus

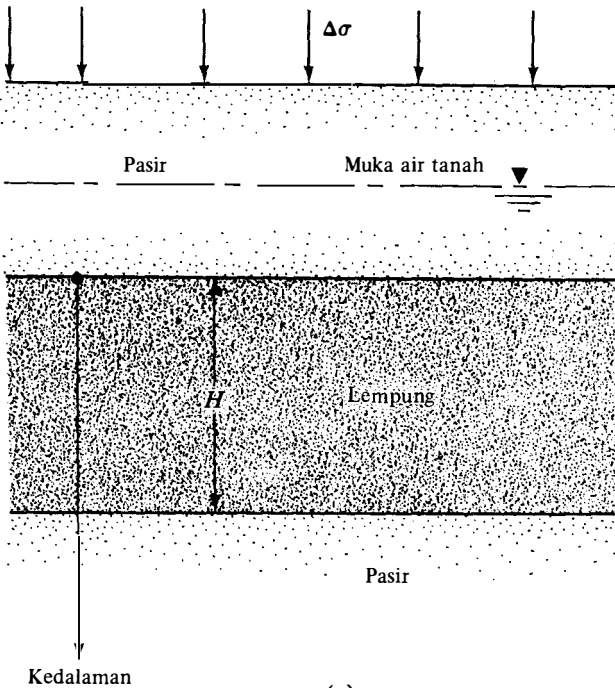


Gambar 7.2. Diagram regangan-waktu untuk model Kelvin.

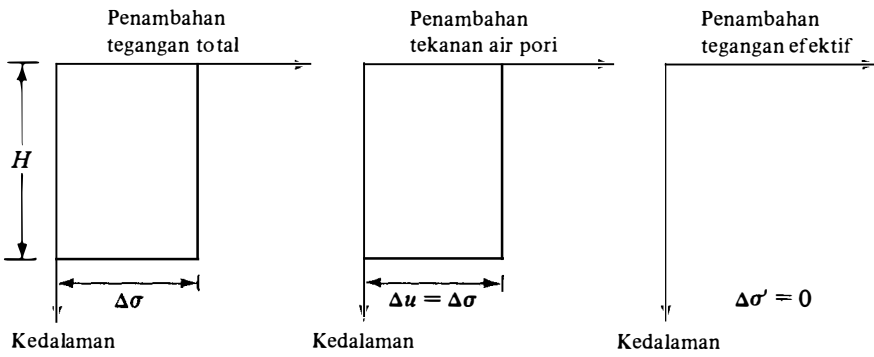


Gambar 7.3. Diagram tegangan-waktu untuk pegas dan dashpot pada model Kelvin.

di mana suatu lapisan lempung jenuh air dengan ketebalan H yang diapit oleh dua lapisan pasir diberi penambahan tegangan total, $\Delta\sigma$, secara cepat. Penambahan tegangan total tersebut akan diteruskan ke air pori dan butiran tanah. Hal ini berarti bahwa penambahan tegangan total $\Delta\sigma$ akan terbagi sebagian ke tegangan efektif dan sebagian lagi ke tekanan air pori. Perilaku perubahan tegangan efektif akan sama seperti perilaku pegas pada model Kelvin, dan perilaku perubahan tekanan air pori akan sama seperti perilaku dashpot. Dari prinsip tegangan efektif (Bab 5):



(a)



(b) Pada saat $t = 0$

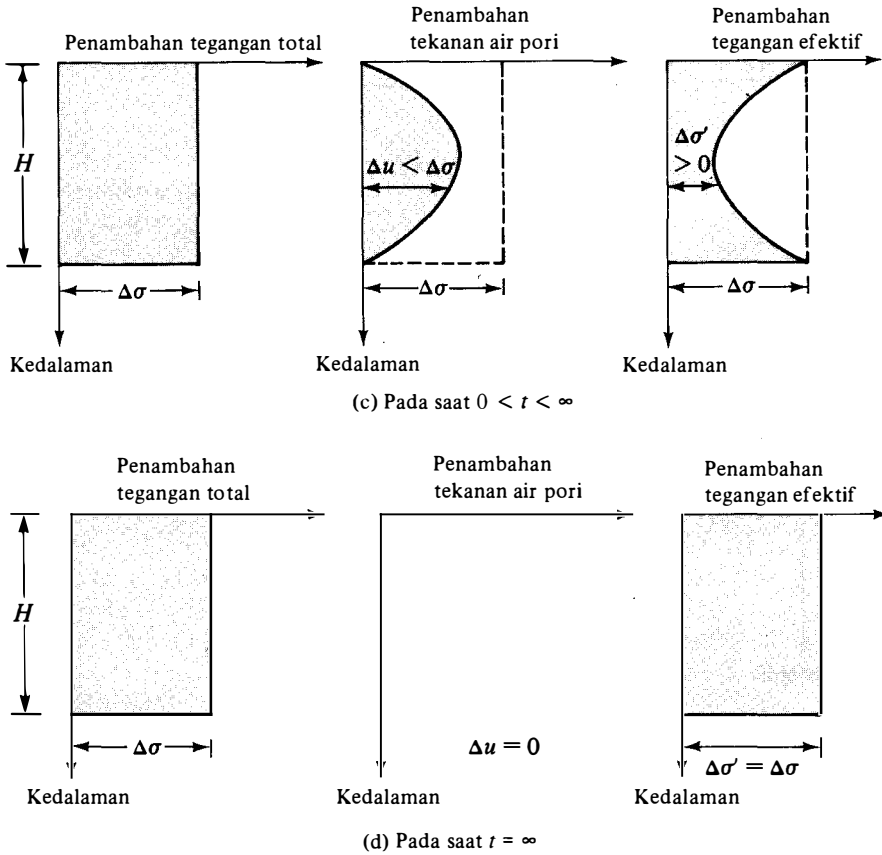
Gambar 7.4. Variasi tegangan total, tekanan air pori, dan tegangan efektif pada suatu lapisan lempung di mana air dapat mengalir ke atas dan ke bawah sebagai akibat dari penambahan tegangan, $\Delta\sigma$ (Gambar 7.4 dilanjutkan pada halaman berikut).

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u \tag{7.7}$$

di mana:

- $\Delta\sigma'$ = penambahan tegangan efektif
- Δu = penambahan tekanan air pori.

Karena lempung mempunyai daya rembes yang sangat rendah dan air adalah tidak termampatkan (incompressible) dibandingkan dengan butiran tanah, maka pada saat $t = 0$, seluruh penambahan tegangan, $\Delta\sigma$, akan dipikul oleh air ($\Delta\sigma = \Delta u$) pada seluruh kedalaman lapisan tanah (Gambar 7.4b). Tidak sedikit pun dari penambahan tegangan tersebut dipikul



Gambar 7.4.(Lanjutan).

oleh butiran tanah (jadi, penambahan tegangan efektif, $\Delta\sigma' = 0$). Keadaan ini adalah serupa dengan perilaku pada model Kelvin pada saat $t = 0$ di mana $\sigma_0 = \sigma_d$ dan $\sigma_s = 0$.

Sesaat setelah pemberian penambahan tegangan, $\Delta\sigma$, pada lapisan lempung, air dalam ruang pori mulai tertekan dan akan mengalir ke luar dalam dua arah menuju lapisan pasir. Dengan proses ini, tekanan air pori pada tiap-tiap kedalaman pada lapisan lempung akan berkurang secara perlahan-lahan, dan tegangan yang dipikul oleh butiran tanah (tegangan efektif) akan bertambah. Jadi, pada saat $0 < t < \infty$

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u \quad (\Delta\sigma' > 0 \text{ dan } \Delta u < \Delta\sigma)$$

Tetapi, besarnya $\Delta\sigma'$ dan Δu pada tiap-tiap kedalaman adalah tidak sama (Gambar 7.4c), tergantung pada jarak minimum yang harus ditempuh oleh air-pori untuk mengalir ke lapisan pasir yang berada di atas atau di bawah lapisan lempung. Keadaan ini adalah serupa dengan perilaku model Kelvin untuk $0 < t < \infty$, di mana tegangan yang dipikul oleh pegas bertambah sedangkan tegangan yang dipikul oleh dashpot berkurang; besar pengurangan tegangan pada dashpot tersebut adalah sama dengan besar penambahan tegangan pada pegas.

Secara teori, pada saat $t = \infty$, seluruh kelebihan tekanan air pori sudah hilang dari lapisan tanah lempung, jadi $\Delta u = 0$. Sekarang penambahan tegangan total, $\Delta\sigma$, akan dipikul oleh butir tanah/struktur tanah (Gambar 7.4d). Jadi,

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma'$$

Sekali lagi, keadaan ini serupa dengan perilaku pegas-dashpot, di mana pada saat $t = \infty$, $\sigma_o = \sigma_s$ dan $\sigma_d = 0$.

Proses keluarnya air dari dalam pori-pori tanah secara perlahan-lahan, sebagai akibat dari adanya penambahan beban, yang disertai dengan pemindahan kelebihan tekanan air pori ke tegangan efektif akan menyebabkan terjadinya penurunan yang merupakan fungsi dari waktu (time - dependent settlement) pada lapisan tanah lempung.

Beberapa tipe model reologis sudah digunakan untuk bermacam-macam penyelidikan guna mendapatkan model yang benar-benar dapat mewakili perilaku tegangan-regangan-waktu dari tanah. Dalam sub-bab ini, hanya model Kelvin saja yang dipakai untuk menjelaskan konsep dasar dari konsolidasi.

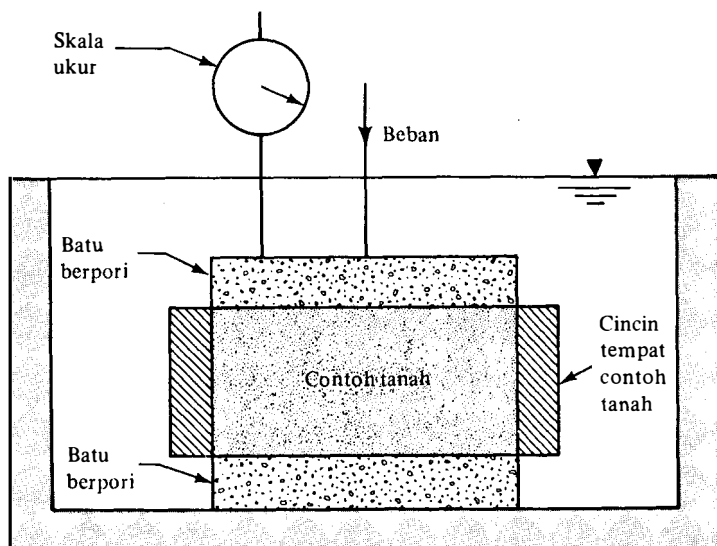
7.2

Uji Konsolidasi Satu Dimensi di Laboratorium

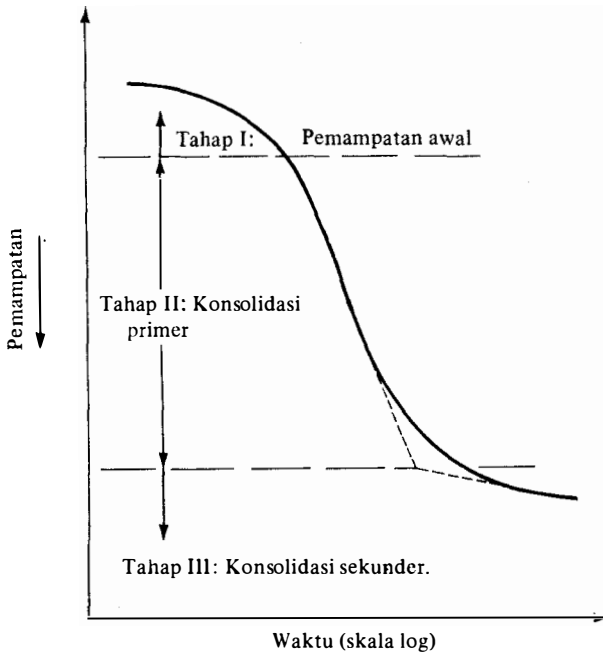
Prosedur untuk melakukan uji konsolidasi satu-dimensi pertama-tama diperkenalkan oleh Terzaghi. Uji tersebut dilakukan di dalam sebuah konsolidometer (kadang-kadang disebut sebagai oedometer). Skema konsolidometer ditunjukkan dalam Gambar 7.5. Contoh tanah diletakkan di dalam cincin logam dengan dua buah batu berpori diletakkan di atas dan di bawah contoh tanah tersebut ukuran contoh tanah yang digunakan biasanya adalah: diameter 2,5 inci (63,5 mm) dan tebal 1 inci (25,4 mm). Pembebanan pada contoh tanah dilakukan dengan cara meletakkan beban pada ujung sebuah balok datar; dan pemampatan (compression) contoh tanah diukur dengan menggunakan skala ukur dengan skala mikrometer. Contoh tanah selalu direndam air selama percobaan. Tiap-tiap beban biasanya diberikan selama 24 jam. Setelah itu, beban dinaikkan sampai dengan dua kali lipat beban sebelumnya, dan pengukuran pemampatan diteruskan. Pada saat percobaan selesai, berat kering dari contoh tanah ditentukan.

Pada umumnya, bentuk grafik yang menunjukkan hubungan antara pemampatan dan waktu adalah seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 7.6. Dari grafik tersebut dapat dilihat bahwa ada tiga tahapan yang berbeda yang dapat dijalankan sebagai berikut:

Tahap 1 : Pemampatan awal (initial compression), yang pada umumnya adalah disebabkan oleh pembebanan awal (preloading).



Gambar 7.5. Konsolidometer.



Gambar 7.6. Grafik waktu-pemampatan selama konsolidasi untuk suatu penambahan beban yang diberikan.

Tahap II: Konsolidasi primer (primary consolidation), yaitu periode selama tekanan air pori secara lambat laun dipindahkan ke dalam tegangan efektif, sebagai akibat dari keluarnya air dari pori-pori tanah.

Tahap III: Konsolidasi sekunder (secondary consolidation), yang terjadi setelah tekanan air pori hilang seluruhnya. Pemampatan yang terjadi di sini adalah disebabkan oleh penyusutan yang bersifat plastis dari butir-butir tanah.

7.3

Grafik Angka Pori – Tekanan

Setelah mendapatkan grafik antara waktu dan pemampatan untuk besar pembebanan yang bermacam-macam dari percobaan di laboratorium, selanjutnya penting bagi kita untuk mempelajari perubahan angka pori terhadap tekanan. Berikut ini adalah langkah demi langkah urutan pelaksanaannya.

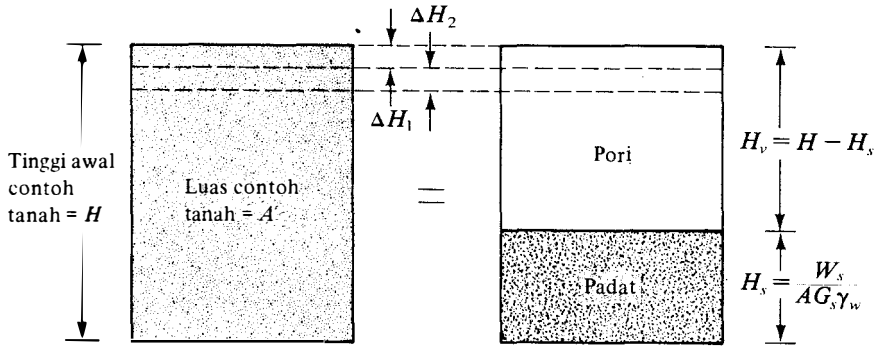
1. Hitung tinggi butiran padat, H_s , pada contoh tanah (Gambar 7.7):

$$H_s = \frac{W_s}{AG_s\gamma_w} \quad (7.8)$$

di mana:

- W_s = berat kering contoh tanah
- A = luas penampang contoh tanah
- G_s = berat spesifik contoh tanah
- γ_w = berat volume air.

2. Hitung tinggi awal dari ruang pori, H_p :



Gambar 7.7. Perubahan tinggi contoh tanah pada uji konsolidasi satu dimensi .

$$H_v = H - H_s \quad (7.9)$$

di mana H = tinggi awal contoh tanah.

3. Hitung angka pori awal, e_0 , dari contoh tanah:

$$e_0 = \frac{V_v}{V_s} = \frac{H_v \cdot A}{H_s \cdot A} = \frac{H_v}{H_s} \quad (7.10)$$

4. Untuk penambahan beban pertama p_1 (beban total/luas penampang contoh tanah), yang menyebabkan penurunan ΔH_1 , hitung perubahan angka pori Δe_1 :

$$\Delta e_1 = \frac{\Delta H_1}{H_s} \quad (7.11)$$

ΔH_1 didapatkan dari pembacaan awal dan akhir pada skala ukur untuk beban sebesar p_1 .

5. Hitung angka pori yang baru, e_1 , setelah konsolidasi yang disebabkan oleh penambahan tekanan p_1 :

$$e_1 = e_0 - \Delta e_1 \quad (7.12)$$

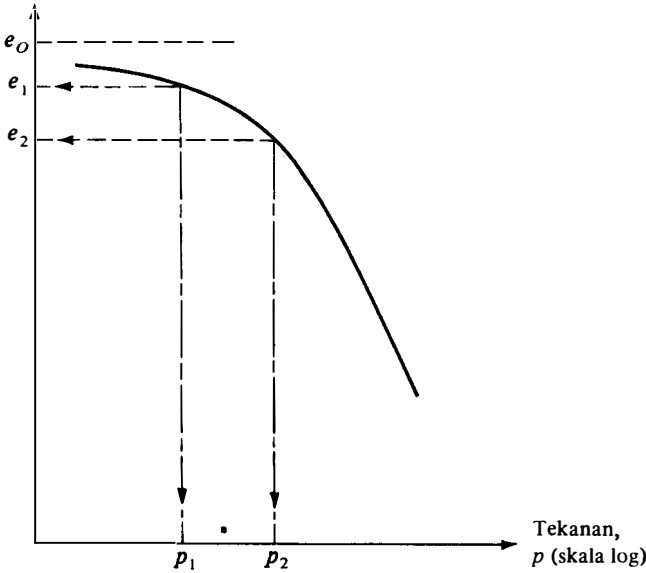
Untuk beban berikutnya, yaitu p_2 (*catatan*: p_2 sama dengan beban kumulatif per satuan luas contoh tanah), yang menyebabkan penambahan pemampatan sebesar ΔH_2 , angka pori e_2 pada saat akhir konsolidasi dapat dihitung sebagai berikut:

$$e_2 = e_1 - \frac{\Delta H_2}{H_s} \quad (7.13)$$

Dengan melakukan cara yang sama, angka pori pada saat akhir konsolidasi untuk semua penambahan beban dapat diperoleh.

Tekanan total (p) dan angka pori yang bersangkutan (e) pada akhir konsolidasi digambar pada kertas semi-logaritma. Bentuk umum dari grafik e versus $\log p$ adalah seperti ditunjukkan dalam Gambar 7.8.

Angka pori, e



Gambar 7.8. Bentuk khas grafik e versus $\log p$.

Contoh

7.1

Berikut ini adalah hasil dari uji konsolidasi di laboratorium untuk contoh tanah yang diambil dari lapangan. Berat kering contoh tanah = 128 gram, tinggi dari contoh tanah tersebut pada saat awal percobaan = 2,54 cm, $G_s = 2,75$, dan luas penampangnya = 30,68 cm².

Tekanan, p (ton/ft ²)	Tinggi akhir dari contoh tanah pada akhir konsolidasi (cm)
0	2,540
0,5	2,488
1	2,465
2	2,431
4	2,389
8	2,324
16	2,225
32	2,115

Buatlah perhitungan secukupnya dan gambarlah grafik e versus $\log p$.

Penyelesaian:

Perhitungan H_s

Dari Persamaan (7.8):

$$H_s = \frac{W_s}{AG_s \gamma_w} = \frac{128 \text{ g}}{(30,68 \text{ cm}^2)(2,75)(1 \text{ g/cm}^3)} = 1,52 \text{ cm}$$

Sekarang, tabel berikut ini dapat dibuat:

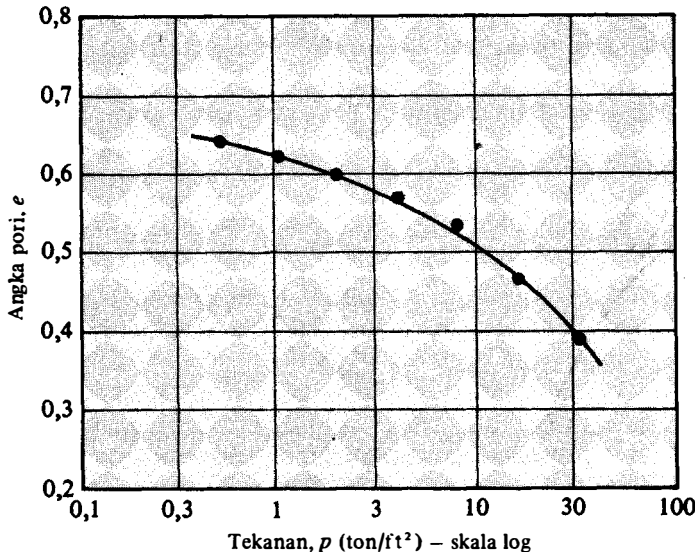
Tekanan, p (ton/ft ²)	Tinggi contoh tanah pada akhir konsolidasi, H (cm)	$H_v = H - H_s$ (cm)	$e = H_v/H_s$
0	2,540	1,02	0,671
0,5	2,488	0,968	0,637
1	2,465	0,945	0,622
2	2,431	0,911	0,599
4	2,389	0,869	0,572
8	2,324	0,804	0,529
16	2,225	0,705	0,464
32	2,115	0,595	0,390

Grafik e versus $\log p$ diberikan pada Gambar 7.9.

7.4 Lempung yang Terkonsolidasi Secara Normal (Normally Consolidated) dan Terlalu Terkonsolidasi (Overconsolidated)

Gambar 7.8 menunjukkan bahwa bagian atas dari grafik e versus $\log p$ adalah garis lengkung dengan kemiringan yang agak datar, kemudian diikuti dengan bagian grafik yang mempunyai hubungan linear antara angka pori dengan $\log p$ yang mempunyai kemiringan agak curam. Keadaan ini dapat diterangkan dengan cara berikut ini.

Suatu tanah di lapangan pada suatu kedalaman tertentu telah mengalami "tekanan efektif maksimum akibat berat tanah di atasnya" (maximum effective overburden pressure) da-



Gambar 7.9. Variasi angka pori terhadap tekanan.

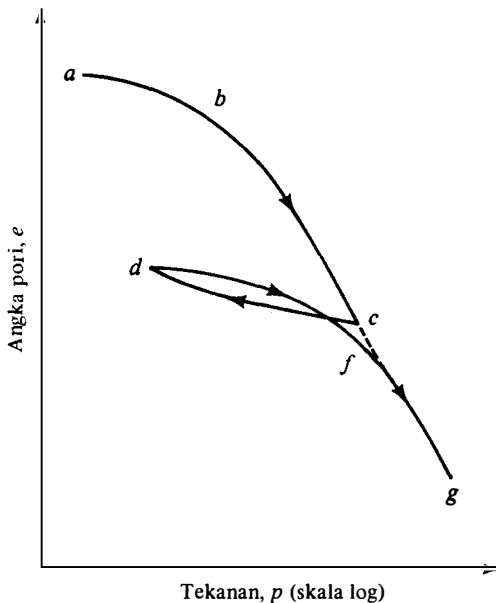
lam sejarah geologisnya. Tekanan efektif overburden maksimum ini mungkin sama dengan atau lebih kecil dari tekanan overburden yang ada pada saat pengambilan contoh tanah. Berkurangnya tekanan di lapangan tersebut mungkin disebabkan oleh proses geologi alamiah atau proses yang disebabkan oleh makluk hidup (misalnya manusia atau binatang). Pada saat diambil, contoh tanah tersebut terlepas dari tekanan overburden yang membebaninya selama ini; sebagai akibatnya tanah tersebut akan mengembang. Pada saat terhadap contoh tanah tersebut dilakukan uji konsolidasi, suatu pemampatan yang kecil (yaitu perubahan angka pori yang kecil) akan terjadi bila beban total yang diberikan pada saat percobaan adalah lebih kecil dari tekanan efektif overburden maksimum yang pernah dialami sebelumnya oleh tanah yang bersangkutan. Apabila, beban total yang diberikan pada saat percobaan adalah lebih besar dari tekanan efektif overburden maksimum yang pernah dialami oleh tanah yang bersangkutan, maka perubahan angka pori yang terjadi adalah lebih besar, dan hubungan antara e versus $\log p$ menjadi linear dan memiliki kemiringan yang tajam.

Keadaan ini dapat dibuktikan di laboratorium dengan cara membebani contoh tanah melebihi tekanan overburden maksimumnya, lalu beban tersebut diangkat (unloading) dan diberikan lagi (reloading). Grafik e versus $\log p$ untuk keadaan tersebut di atas ditunjukkan dalam Gambar 7.10, di mana cd menunjukkan keadaan pada saat beban diangkat dan dfg menunjukkan keadaan pada saat beban diberikan kembali.

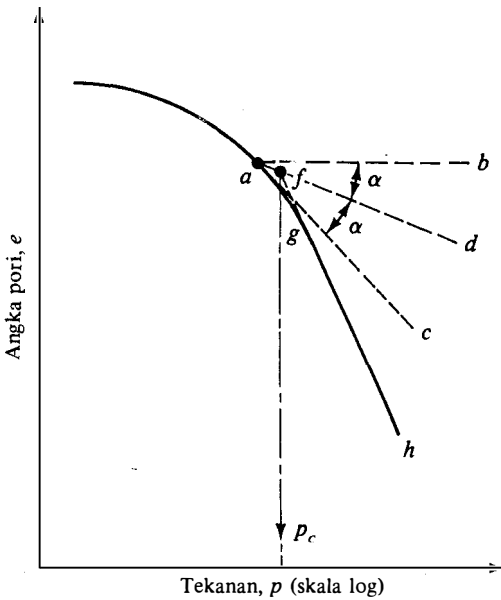
Keadaan ini mengarahkan kita kepada dua definisi dasar yang didasarkan pada sejarah tegangan:

1. *Terkonsolidasi secara normal* (normally consolidated), di mana tekanan efektif overburden pada saat ini adalah merupakan tekanan maksimum yang pernah dialami oleh tanah itu.

2. *Terlalu terkonsolidasi* (overconsolidated), di mana tekanan efektif overburden pada saat ini adalah lebih kecil dari tekanan yang pernah dialami oleh tanah itu sebelumnya. Tekanan efektif overburden maksimum yang pernah dialami sebelumnya dinamakan *tekanan prakonsolidasi* (*preconsolidation pressure*).



Gambar 7.10. Grafik e versus $\log p$ yang menunjukkan keadaan akibat pembebanan (loading), pengangkatan beban (unloading), dan pembebanan kembali (reloading).



Gambar 7.11. Prosedur penentuan tekanan prakonsolidasi, p_c dengan cara grafis.

Casagrande (1936) menyarankan suatu cara yang mudah untuk menentukan besarnya tekanan prakonsolidasi, p_c , dari grafik e versus $\log p$ yang digambar dari hasil percobaan konsolidasi di laboratorium. Prosedurnya adalah sebagai berikut (lihat Gambar 7.11).

1. Dengan melakukan pengamatan secara visual, tentukan titik a di mana grafik e versus $\log p$ mempunyai jari-jari kelengkungan yang paling minimum.
2. Gambar garis datar ab .
3. Gambar garis singgung ac pada titik a .
4. Gambar garis ad yang merupakan garis bagi sudut bac .
5. Perpanjang bagian grafik e versus $\log p$ yang merupakan garis lurus hingga memotong garis ad di titik f . Absis untuk titik f adalah besarnya tekanan prakonsolidasi.

Overconsolidation ratio (OCR) untuk suatu tanah dapat didefinisikan sebagai:

$$OCR = \frac{p_c}{p}$$

di mana:

p_c = tekanan prakonsolidasi.

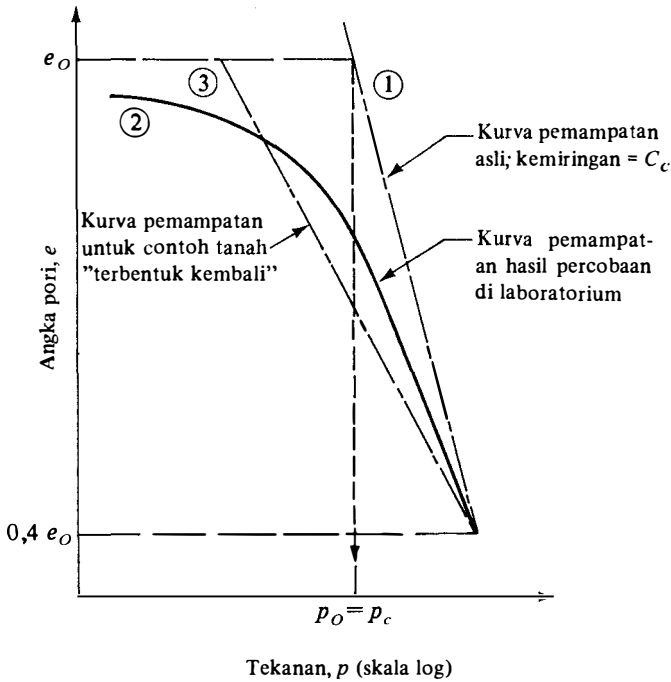
p = tekanan vertikal efektif pada saat tanah itu diselidiki.

7.5

Pengaruh Kerusakan Struktur Tanah pada Hubungan Antara Angka Pori dan Tekanan

Suatu contoh tanah dikatakan "terbentuk kembali" (remolded)* apabila struktur dari tanah itu terganggu (disturbed). Keadaan ini akan mempengaruhi bentuk grafik yang menun-

* Tanah yang "terbentuk kembali" (remolded) sesudah strukturnya rusak atau terganggu.

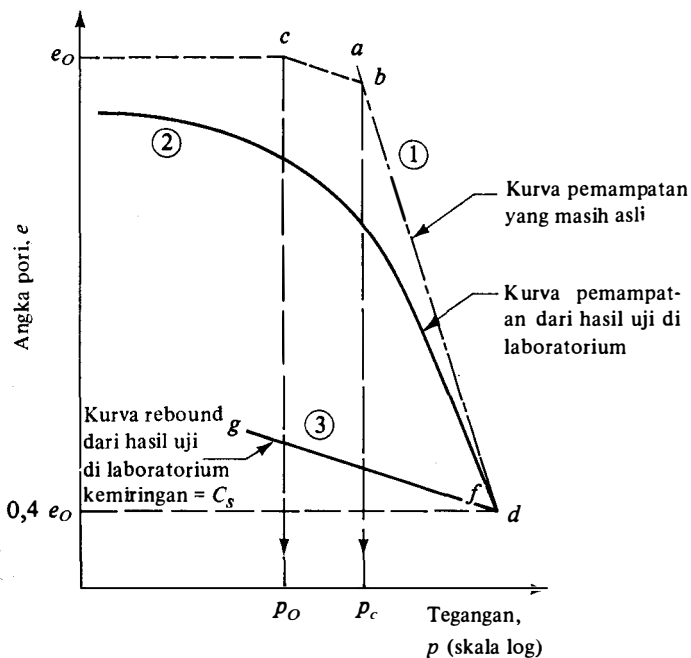


Gambar 7.12. Karakteristik konsolidasi lempung yang terkonsolidasi secara normal (normally consolidated) dengan sensitivitas rendah sampai sedang.

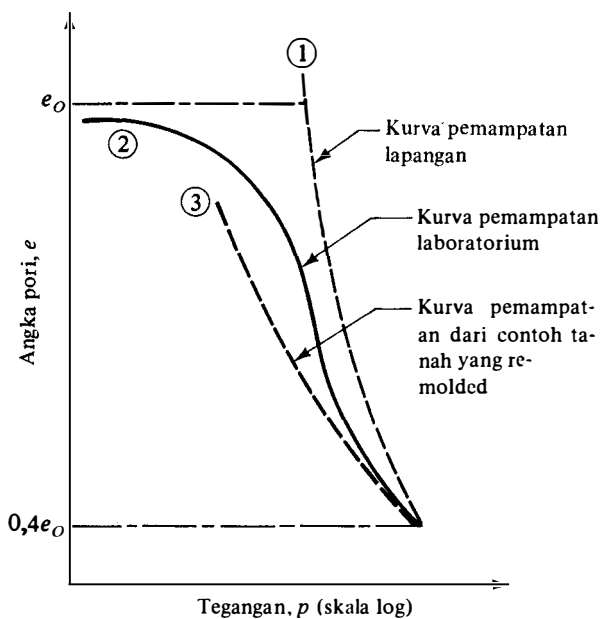
jukkan hubungan antara angka pori dan tekanan dari tanah yang bersangkutan. Untuk suatu tanah lempung yang terkonsolidasi secara normal dengan derajat sensitivitas rendah sampai sedang (Gambar 7.12) serta angka pori e_0 dan tekanan efektif overburden p_0 , perubahan angka pori sebagai akibat dari penambahan tegangan di lapangan secara kasar dapat ditunjukkan seperti Kurva 1. Kurva yang hampir merupakan garis lurus apabila digambar pada kertas semi-logaritma tersebut dinamakan sebagai : *kurva pemampatan asli* (virgin compression curve). Tetapi, kurva hasil uji konsolidasi di laboratorium untuk contoh tanah yang struktur tanahnya tidak rusak (undisturbed) dari tanah yang sama adalah Kurva 2 yang terletak di sebelah kiri Kurva 1. Apabila struktur dari contoh tanah tersebut benar-benar rusak dan kemudian dibentuk kembali (remolded), maka letak grafik e versus $\log p$ umumnya akan seperti Kurva 3. Kurva-kurva 1, 2, dan 3 akan berpotongan kira-kira pada angka pori $e = 0,4 e_0$ (Terzaghi dan Peck, 1967).

Untuk tanah lempung yang terlalu terkonsolidasi dengan derajat sensitivitas rendah sampai sedang dan sudah pernah mengalami tekanan prakonsolidasi p_c (Gambar 7.13) serta angka pori e_0 dan tekanan efektif overburden p_0 , kurva konsolidasi lapangan adalah seperti yang ditunjukkan oleh garis cbd . Perhatikan bahwa bd adalah bagian dari kurva pemampatan asli. Hasil uji konsolidasi di laboratorium terhadap contoh tanah yang tingkat kerusakan strukturnya tidak terlalu besar adalah seperti yang ditunjukkan oleh Kurva 2. Schmertmann (1953) menyimpulkan bahwa kemiringan garis cb , yang merupakan garis pemampatan ulang (recompression) lapangan, mempunyai kemiringan yang hampir sama dengan kemiringan kurva pantul (rebound curve) fg dari hasil uji konsolidasi di laboratorium.

Tanah dengan derajat sensitivitas tinggi mempunyai struktur flokulasi. Di lapangan, jenis tanah tersebut umumnya sedikit prakonsolidasi (preconsolidated). Karakteristik konsolidasi tanah seperti ini ditunjukkan dalam Gambar 7.14.



Gambar 7.13. Karakteristik konsolidasi lempung yang terlalu terkonsolidasi (overconsolidated) dengan sensitivitas rendah sampai sedang.



Gambar 7.14. Karakteristik konsolidasi lempung yang sensitif.

7.6

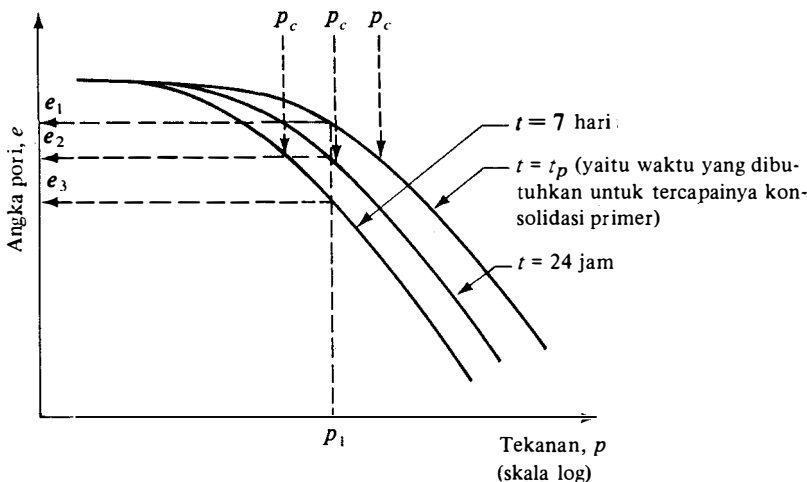
Pengaruh Faktor-faktor Lain pada Hubungan antara e dan $\log p$

Dalam sub-bab 7.2 sudah dijelaskan bahwa beban yang diletakkan di atas contoh tanah pada saat test konsolidasi biasanya dibiarkan selama 24 jam. Setelah itu, beban yang diletakkan di atas contoh tanah tersebut dinaikkan dua kali lipat. Pertanyaan-pertanyaan akan timbul seperti: apa yang akan terjadi pada kurva e versus $\log p$ apabila: (a) beban yang diberikan di atas contoh tanah itu dibiarkan selama $t \neq 24$ jam, dan (b) faktor-faktor yang lain tetap sama, tetapi rasio penambahan beban $\Delta p/p$ (Δp = penambahan beban per satuan luas penampang contoh tanah dan p = beban awal per satuan luas penampang contoh tanah) yang diberikan pada contoh tanah tidak sama dengan satu.

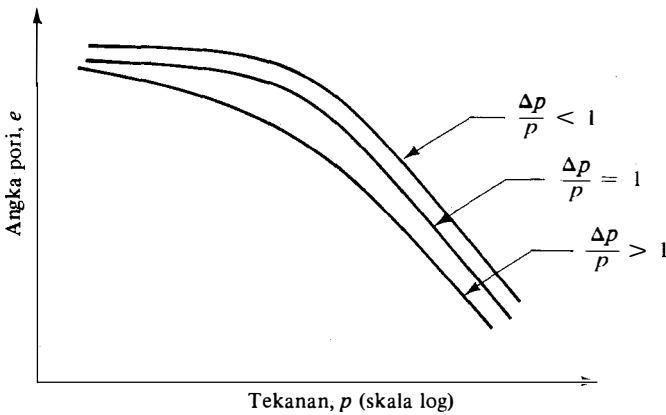
Crawford (1964) telah melakukan beberapa uji konsolidasi di laboratorium pada tanah lempung Leda di mana beban yang diletakkan di atas contoh tanah setiap saat dinaikkan dua kali lipat (yaitu $\Delta p/p = 1$). Tetapi, lama pemberian beban pada contoh tanah tersebut dibuat bervariasi. Kurva-kurva e versus $\log p$ yang didapat dari percobaan-percobaan tersebut ditunjukkan dalam Gambar 7.15. Dari grafik ini dapat dilihat bahwa apabila lama pembebanan yang diberikan pada contoh tanah ditambah, maka kurva e versus $\log p$ akan bergeser ke kiri. Hal ini berarti bahwa, untuk suatu beban (p) yang diberikan per satuan luas contoh tanah, angka pori pada akhir konsolidasi akan berkurang bila lama pembebanan t ditambah. Sebagai contoh, dalam Gambar 7.15, pada $p = p_1$, $e = e_2$ untuk $t = 24$ jam, dan $e = e_3$ untuk $t = 7$ hari. Tetapi, $e_3 < e_2$.

Sebagai penyebab dari adanya variasi dalam kurva e versus $\log p$ ini adalah bertambahnya lama pembebanan t menyebabkan bertambahnya pemampatan sekunder dari contoh tanah yang diuji. Hal ini cenderung akan mengurangi angka pori e . Perhatikan bahwa kurva e versus $\log p$ yang ditunjukkan dalam Gambar 7.15 akan memberikan harga tekanan prakonsolidasi (p_c) yang sedikit berbeda. Besar p_c akan bertambah dengan berkurangnya lama pembebanan t .

Rasio penambahan beban ($\Delta p/p$) juga mempunyai pengaruh pada kurva e versus $\log p$. Hal ini sudah dibahas secara terinci oleh Leonards dan Altschaeffl (1964). Gambar 7.16 menunjukkan variasi kurva e versus $\log p$ untuk berbagai harga $\Delta p/p$. Apabila $\Delta p/p$ ditambah secara perlahan-lahan, maka kurva e versus $\log p$ akan bergeser ke kiri secara perlahan-lahan.



Gambar 7.15. Pengaruh lama pembebanan pada kurva e vs $\log p$.



Gambar 7.16. Pengaruh rasio penambahan beban pada kurva e vs $\log p$.

7.7

Perhitungan Penurunan yang Disebabkan oleh Konsolidasi Primer Satu Dimensi

Dengan pengetahuan yang didapat dari analisis hasil uji konsolidasi, sekarang kita dapat menghitung kemungkinan penurunan yang disebabkan oleh konsolidasi primer di lapangan, dengan menganggap bahwa konsolidasi tersebut adalah satu-dimensi.

Sekarang mari kita tinjau suatu lapisan lempung jenuh dengan tebal H dan luas penampang-melintang A serta tekanan efektif overburden rata-rata sebesar p_0 . Disebabkan oleh suatu penambahan tekanan sebesar Δp , anggaphlah penurunan konsolidasi primer yang terjadi adalah sebesar S . Jadi, perubahan volume (Gambar 7.17) dapat diberikan sebagai berikut:

$$\Delta V = V_0 - V_1 = H \cdot A - (H - S) \cdot A = S \cdot A \tag{7.14}$$

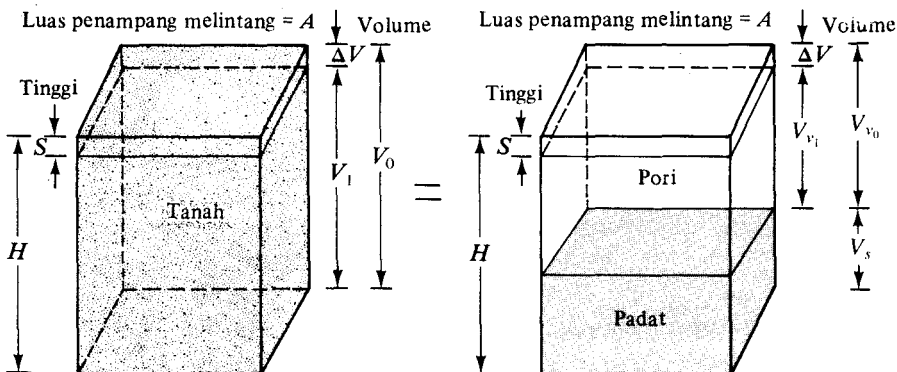
di mana V_0 dan V_1 berturut-turut adalah volume awal dan volume akhir.

Tetapi, perubahan volume total adalah sama dengan perubahan volume pori, ΔV_v . Jadi

$$\Delta V = S \cdot A = V_{v_0} - V_{v_1} = \Delta V_v \tag{7.15}$$

di mana V_{v_0} dan V_{v_1} berturut-turut adalah volume awal dan volume akhir dari pori.

Dari definisi angka pori



Gambar 7.17. Penurunan yang disebabkan oleh konsolidasi satu dimensi.

$$\Delta V_v = \Delta e \cdot V_s \quad (7.16)$$

di mana Δe = perubahan angka pori.

Tapi,

$$V_s = \frac{V_0}{1 + e_0} = \frac{AH}{1 + e_0} \quad (7.17)$$

di mana e_0 = angka pori awal pada saat volume tanah sama dengan V_0 .

Jadi, dari Persamaan-persamaan (7.14), (7.15), (7.16) dan (7.17):

$$\Delta V = S \cdot A = \Delta e V_s = \frac{AH}{1 + e_0} \Delta e$$

atau

$$S = H \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (7.18)$$

Untuk lempung yang terkonsolidasi secara normal di mana e versus $\log p$ merupakan garis lurus (Gambar 7.12), maka:

$$\Delta e = C_c [\log(p_0 + \Delta p) - \log p_0] \quad (7.19)$$

di mana C_c = kemiringan kurva e versus $\log p$ dan didefinisikan sebagai "indeks pemampatan" (compression index).

Masukkan Persamaan (7.19) ke dalam Persamaan (7.18); persamaan yang didapat adalah:

$$S = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log\left(\frac{p_0 + \Delta p}{p_0}\right) \quad (7.20)$$

Untuk suatu lapisan lempung yang tebal, adalah lebih teliti bila lapisan tanah tersebut dibagi menjadi beberapa sub-lapisan dan perhitungan penurunan dilakukan secara terpisah untuk tiap-tiap sub-lapisan. Jadi, penurunan total dari seluruh lapisan tersebut adalah:

$$S = \sum \left[\frac{C_c H_i}{1 + e_0} \log\left(\frac{p_{O(i)} + \Delta p_{(i)}}{p_{O(i)}}\right) \right]$$

di mana:

H_i = tebal sub-lapisan i

$p_{O(i)}$ = tekanan efektif overburden untuk sub-lapisan i

$\Delta p_{(i)}$ = penambahan tekanan vertikal untuk sub-lapisan i .

Untuk lempung yang terlalu terkonsolidasi (Gambar 7.13), apabila $(p_0 + \Delta p) \leq p_c$ lapangan, variasi e versus $\log p$ terletak di sepanjang garis cb dengan kemiringan yang hampir sama dengan kemiringan kurva pantul (rebound curve) yang didapat dari uji konsolidasi di laboratorium. Kemiringan kurva pantul, C_s , disebut sebagai "indeks pemuaian" (swell index). Jadi:

$$\Delta e = C_s [\log(p_0 + \Delta p) - \log p_0] \quad (7.21)$$

Dari Persamaan-persamaan (7.18) dan (7.21)

$$S = \frac{C_s H}{1 + e_o} \log\left(\frac{p_o + \Delta p}{p_o}\right) \quad (7.22)$$

Apabila $p_o + \Delta p > p_c$

$$S = \frac{C_s H}{1 + e_o} \log \frac{p_c}{p_o} + \frac{C_c H}{1 + e_o} \log\left(\frac{p_o + \Delta p}{p_c}\right) \quad (7.23)$$

Akan tetapi, apabila kurva e versus $\log p$ tersedia, mungkin saja bagi kita untuk memilih Δe dengan mudah dari grafik tersebut untuk rentang (range) tekanan yang sesuai. Kemudian harga-harga yang diambil dari kurva tersebut dimasukkan ke dalam Persamaan (7.18) untuk menghitung besarnya penurunan S .

7.8

Indeks Pemampatan (Compression Index C_c)

Indeks pemampatan yang digunakan untuk menghitung besarnya penurunan yang terjadi di lapangan sebagai akibat dari konsolidasi dapat ditentukan dari kurva yang menunjukkan hubungan antara angka pori dan tekanan (seperti ditunjukkan dalam Gambar 7.12) yang didapat dari uji konsolidasi di laboratorium.

Terzaghi dan Peck (1967) menyarankan pemakaian persamaan empiris berikut ini untuk menghitung indeks pemampatan:

untuk lempung yang struktur tanahnya tak terganggu/ belum rusak (undisturbed)

$$C_c = 0,009(LL - 10) \quad (7.24)$$

untuk lempung yang terbentuk kembali (remolded)

$$C_c = 0,007(LL - 10) \quad (7.25)$$

di mana LL = batas cair dalam persen.

Apabila tidak tersedia data konsolidasi hasil percobaan di laboratorium, Persamaan (7.24) sering digunakan untuk menghitung konsolidasi primer yang terjadi di lapangan.

Beberapa perumusan untuk menghitung indeks pemampatan yang lain banyak tersedia saat ini. Perumusan-perumusan tersebut telah dikembangkan dengan cara menguji bermacam-macam jenis lempung. Sebagian dari hubungan tersebut diberikan dalam Tabel 7.1.

Tabel 7.1. Hubungan untuk Indeks Pemampatan, C_c^* .

Persamaan	Asal	Daerah pemakaian
$C_c = 0,007(LL - 7)$	Skempton	Lempung yang terbentuk kembali (remolded)
$C_c = 0,01 W_N$		Lempung Chicago
$C_c = 1,15(e_o - 0,27)$	Nishida	Semua lempung
$C_c = 0,30(e_o - 0,27)$	Hough	Tanah kohesif anorganik: lanau, lempung berlanau, lempung
$C_c = 0,0115 W_N$		Tanah organik, gambut, lanau organik, dan lempung
$C_c = 0,0046(LL - 9)$		Lempung Brazilia
$C_c = 0,75(e_o - 0,5)$		Tanah dengan plastisitas rendah
$C_c = 0,208e_o + 0,0083$		Lempung Chicago
$C_c = 0,156e_o + 0,0107$		Semua lempung

*Menurut Rendon-Herrero (1980)

Catatan: e_o = angka pori tanah di lapangan.

W_N = kadar air tanah di lapangan.

Tabel 7.2. Pemampatan dan Pemuaihan Tanah Asli.

Tanah	Batas cair	Batas plastis	Indeks Pemampatan C_c	Indeks pemuaihan C_s
Lempung Boston Blue	41	20	0,35	0,07
Lempung Chicago	60	20	0,4	0,07
Lempung Ft. Gordon Georgia	51	26	0,12	
Lempung New Orleans	80	25	0,3	0,05
Lempung Montana	60	28	0,21	0,05

7.9

Indeks Pemuaihan (Swell Index, C_s)

Indeks pemuaihan adalah lebih kecil daripada indeks pemampatan dan biasanya dapat ditentukan di laboratorium. Pada umumnya,

$$C_s \approx \frac{1}{5} \text{ sampai } \frac{1}{10} C_c \quad (7.26)$$

Batas cair, batas plastis, indeks pemampatan, dan indeks pemuaihan untuk tanah yang masih belum rusak strukturnya diberikan dalam Tabel 7.2.

Contoh

7.2

Suatu profil tanah diberikan dalam Gambar 7.18a. Uji konsolidasi di laboratorium dilakukan untuk menguji suatu contoh tanah yang diambil dari bagian tengah lapisan tanah tersebut. Kurva konsolidasi lapangan yang diinterpolasi dari hasil percobaan di laboratorium (seperti ditunjukkan dalam Gambar 7.13) diberikan dalam Gambar 7.18b. Hitung besarnya penurunan yang terjadi sebagai akibat dari konsolidasi primer apabila suatu timbunan (surcharge) sebesar 48 kN/m^2 diletakkan di atas permukaan tanah tersebut.

Penyelesaian:

$$p_0 = (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_{\text{uc}}) = 5(18,0 - 9,81) \\ = 40,95 \text{ kN/m}^2$$

$$e_0 = 1,1$$

$$\Delta p = 48 \text{ kN/m}^2$$

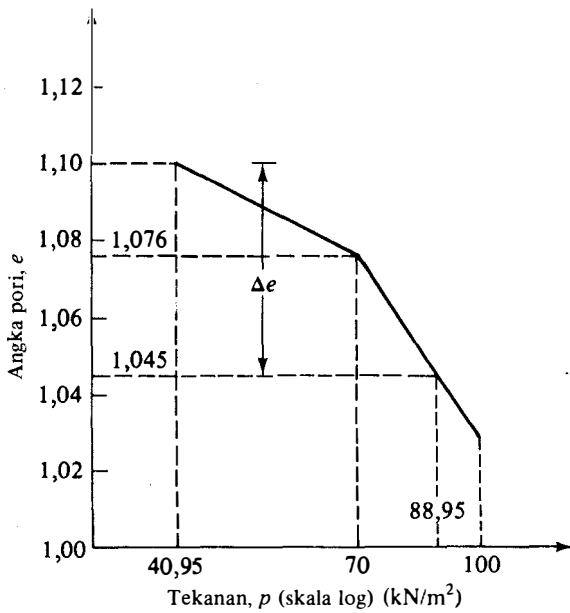
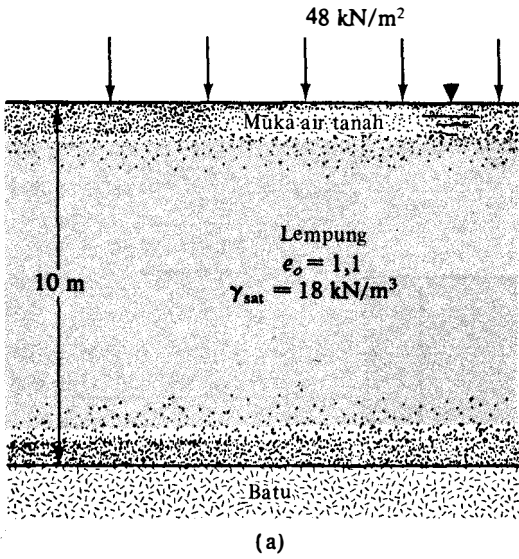
$$p_0 + \Delta p = 40,95 + 48 = 88,95 \text{ kN/m}^2$$

Angka pori yang bersesuaian dengan tekanan sebesar $88,95 \text{ kN/m}^2$ (Gambar 7.18b) adalah 1,045. Maka dari itu,

$$\text{Penurunan, } S = H \frac{\Delta e}{1 + e_0} \text{ [Persamaan (7.18)]}$$

Jadi

$$S = 10 \frac{(0,055)}{1 + 1,1} = 0,262 \text{ m} = \underline{\underline{262 \text{ mm}}}$$

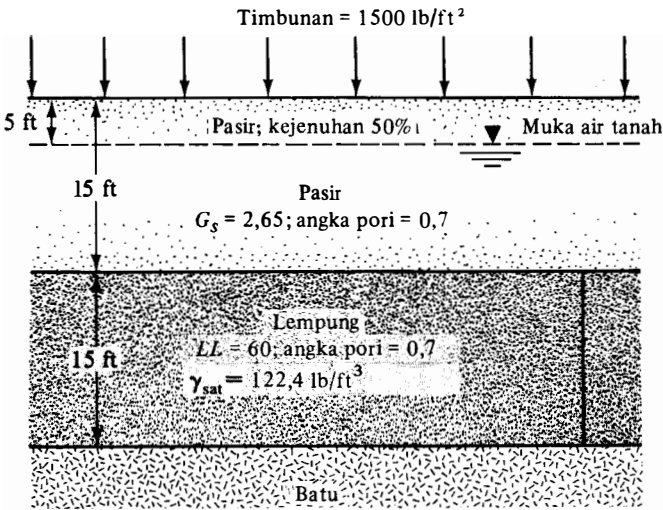


Gambar 7.18. (a) Profil tanah, (b) kurva konsolidasi lapangan.

Contoh

7.3

Suatu profil tanah ditunjukkan dalam Gambar 7.19. Hitung penurunan yang disebabkan oleh konsolidasi primer untuk lapisan lempung setebal 15 ft yang disebabkan oleh timbunan sebesar 1500 lb/ft² yang diletakkan di atas permukaan tanah. Tanah lempung tersebut adalah terkonsolidasi secara normal (normally consolidated). Lapisan pasir setebal 15 ft yang berada di atas lapisan lempung itu mempunyai data-data sebagai berikut : $G_s = 2,65$ dan $e = 0,7$.



Gambar 7.19

Penyelesaian:

Perhitungan tekanan efektif overburden rata-rata (p_o)

Berat volume basah dari tanah pasir yang berada di atas muka air tanah:

$$\begin{aligned}\gamma_{\text{pasir}} &= \frac{G_s \gamma_w + S_r \cdot e \cdot \gamma_w}{1 + e} = \frac{[2,65 + (0,5 \times 0,7)]62,4}{1 + 0,7} \\ &= 110,12 \text{ lb/ft}^3\end{aligned}$$

Berat volume terendam (submerged) dari tanah pasir yang berada di bawah muka air tanah:

$$\begin{aligned}\gamma'_{\text{pasir}} &= \gamma_{\text{sat(pasir)}} - \gamma_w \\ &= \frac{G_s \gamma_w + e \gamma_w}{1 + e} - \gamma_w = \frac{(G_s - 1) \gamma_w}{1 + e} \\ &= \frac{(2,65 - 1)62,4}{1 + 0,7} = 60,56 \text{ lb/ft}^3\end{aligned}$$

Berat volume terendam dari lempung:

$$\gamma'_{\text{lempung}} = \gamma_{\text{sat(lempung)}} - \gamma_w = 122,4 - 62,4 = 60 \text{ lb/ft}^3$$

Jadi:

$$\begin{aligned}p_o &= 5\gamma_{\text{pasir}} + 10\gamma'_{\text{pasir}} + \frac{15}{2}\gamma'_{\text{lempung}} \\ &= 5(110,12) + 10(60,56) + 7,5(60) \\ &= 1606,2 \text{ lb/ft}^2\end{aligned}$$

Perhitungan Indeks Pemampatan (Compression Index, C_c)

$$C_c = 0,009(LL - 10) = 0,009(60 - 10) = 0,45$$

Perhitungan Penurunan

Dari Persamaan (7.20):

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{C_c H}{1 + e_o} \log\left(\frac{p_o + \Delta p}{p_o}\right) \\
 &= \frac{0,45(15 \times 12)}{1 + 0,9} \log\left(\frac{1606,2 + 1500}{1606,2}\right) \\
 &= \underline{\underline{12,21 \text{ inci}}}
 \end{aligned}$$

Contoh

7.4

Data konsolidasi di laboratorium untuk suatu lempung yang takterganggu (undisturbed) adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 e_1 &= 1,1 & p_1 &= 95 \text{ kN/m}^2 \\
 e_2 &= 0,9 & p_2 &= 475 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Berapakah angka pori untuk suatu tekanan sebesar 600 kN/m^2 ? (*Catatan: $p_c < 95 \text{ kN/m}^2$.*)

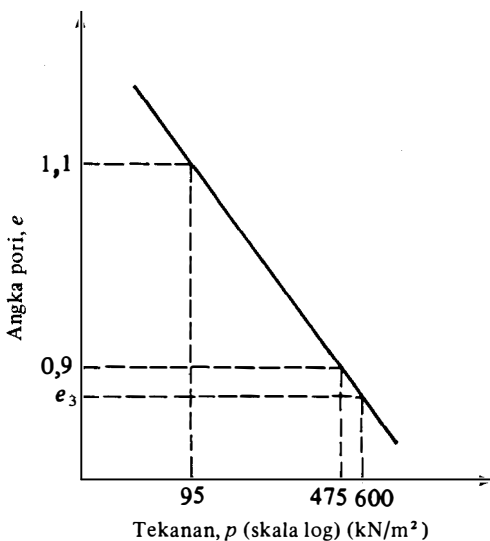
Penyelesaian:

Dari Gambar 7.20

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log p_2 - \log p_1} = \frac{1,1 - 0,9}{\log 475 - \log 95} = 0,286$$

$$e_1 - e_3 = C_c(\log 600 - \log 95)$$

$$\begin{aligned}
 e_3 &= e_1 - C_c \log \frac{600}{95} \\
 &= 1,1 - 0,286 \log \frac{600}{95} = \underline{\underline{0,87}}
 \end{aligned}$$



Gambar 7.20

7.10

Penurunan yang Diakibatkan oleh Konsolidasi Sekunder

Dalam Sub-bab 7.2 telah dijelaskan bahwa pada akhir dari konsolidasi primer (yaitu setelah tekanan air pori sama dengan nol), penurunan masih tetap terjadi sebagai akibat dari penyesuaian plastis butiran tanah. Tahap konsolidasi ini dinamakan *konsolidasi sekunder* (secondary consolidation). Selama konsolidasi sekunder berlangsung, kurva hubungan antara deformasi dan log waktu (t) adalah merupakan garis lurus (Gambar 7.6). Variasi dari angka pori dan waktu untuk suatu penambahan beban akan sama seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 7.6. Gambar tersebut diberikan dalam Gambar 7.21. Indeks pemampatan sekunder (secondary compression index) dapat didefinisikan dari Gambar 7.21 sebagai:

$$C_{\alpha} = \frac{\Delta e}{\log t_2 - \log t_1} = \frac{\Delta e}{\log(t_2/t_1)} \quad (7.27)$$

di mana:

C_{α} = indeks pemampatan sekunder

Δe = perubahan angka pori

t_1, t_2 = waktu

Besarnya konsolidasi sekunder dapat dihitung sebagai berikut:

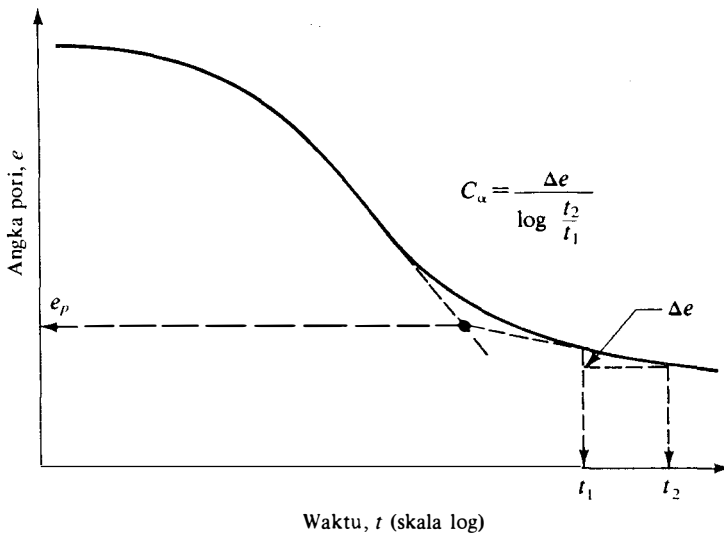
$$S_s = C'_{\alpha} H \log(t_2/t_1) \quad (7.28)$$

di mana:

$$C'_{\alpha} = C_{\alpha}/(1 + e_p) \quad (7.29)$$

e_p = angka pori pada akhir konsolidasi primer (Gambar 7.21)

H = tebal lapisan lempung.



Gambar 7.21. Variasi e versus $\log t$ untuk suatu penambahan beban, dan definisi indeks konsolidasi sekunder.

Harga umum dari C'_α yang diselidiki dari bermacam-macam jenis tanah di lapangan diberikan dalam Gambar 7.22.

Penurunan yang diakibatkan oleh konsolidasi sekunder adalah sangat penting untuk semua jenis tanah organik dan tanah anorganik yang sangat mampumampat (compressible). Untuk lempung anorganik yang terlalu terkonsolidasi, indeks pemampatan sekunder adalah sangat kecil sehingga dapat diabaikan.

Ada banyak faktor yang mungkin mempengaruhi besarnya konsolidasi sekunder, beberapa dari faktor-faktor tersebut belum dapat dimengerti dengan jelas (Mesri, 1973). Perbandingan pemampatan sekunder terhadap pemampatan primer untuk suatu lapisan tanah dengan ketebalan tertentu adalah tergantung pada perbandingan antara penambahan tegangan (Δp) dengan tegangan efektif awal (p). Apabila $\Delta p/p$ kecil, perbandingan pemampatan sekunder dan primer adalah besar.

Contoh

7.5

Seperti Contoh 7.3. Anggaphlah bahwa konsolidasi primer akan selesai dalam 3,5 tahun. Perkiraan konsolidasi sekunder yang akan terjadi dari 3,5 tahun sampai dengan 10 tahun setelah pemberian beban. Diketahui: $C'_\alpha = 0,022$. Berapakah besarnya penurunan konsolidasi total setelah 10 tahun?

Penyelesaian:

Dari Persamaan (7.29)

$$C'_\alpha = \frac{C_\alpha}{1 + e_p}$$

Harga e_p dapat dihitung sebagai berikut:

$$e_p = e_0 - \Delta e_{\text{primer}}$$

Dari Persamaan (7.19)

$$\Delta e = C_r [\log(p_0 + \Delta p) - \log p_0]$$

Jadi:

$$\begin{aligned} e_p &= e_0 - C_r [\log(p_0 + \Delta p) - \log p_0] \\ &= 0,9 - 0,45 [\log(1606,2 + 1500) - \log(1606,2)] \\ &= 0,9 - 0,129 = 0,771 \end{aligned}$$

Oleh karena itu,

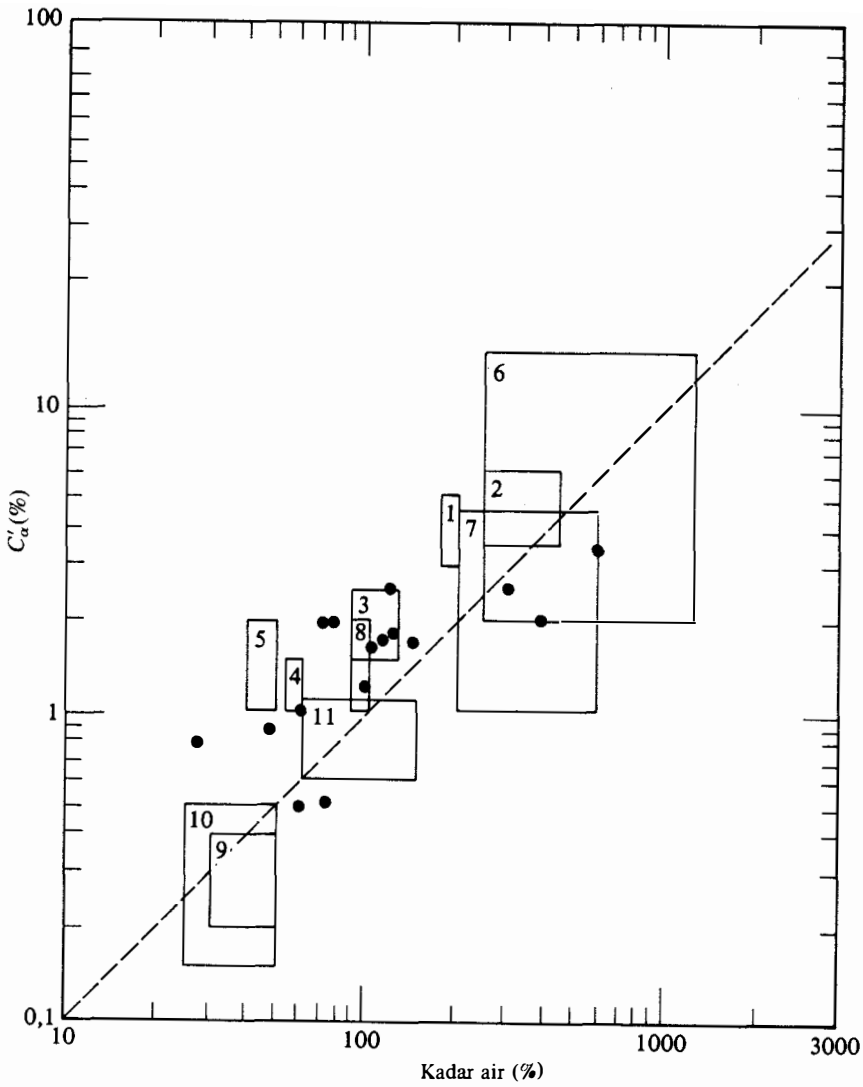
$$C'_\alpha = \frac{0,022}{1 + 0,771} = 0,0124$$

Selain itu, dari Persamaan (7.28)

$$S_s = C'_\alpha H \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right) = (0,0124)(15 \times 12) \log\left(\frac{10}{3,5}\right) = \underline{\underline{1,02 \text{ in.}}}$$

Penurunan konsolidasi total = penurunan konsolidasi primer (S) + penurunan konsolidasi sekunder (S_s). Dari Contoh 7.3, $S = 12,21$ inci. Jadi,

$$\text{penurunan konsolidasi total} = 12,21 + 1,02 = \underline{\underline{13,23 \text{ in.}}}$$



KETERANGAN

- 1—Lempung Whangamarino
- 2—Lempung Mexico City
- 3—Lanau organik Kalkarius
- 4—Lempung Leda
- 5—Lempung plastis Norwegia
- 6—Gambut yang berserat dan yang tak berserat
- 7—Muskeg Canadian
- 8—Pengendapan organik di laut
- 9—Lempung Boston blue
- 10—Lempung Chicago blue
- 11—Lempung berlanau organik
- Lanau organik, dan lain-lain.

Gambar 7.22. C_{α} untuk endapan tanah di lapangan (menurut Mesri, 1973).

7.11

Kecepatan Waktu Konsolidasi

Penurunan total akibat konsolidasi primer yang disebabkan oleh adanya penambahan tegangan di atas permukaan tanah dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan-persamaan (7.20), (7.22), atau (7.23) yang diberikan dalam sub-bab 7.7. Tetapi, sub-bab-sub-bab tersebut tidak memberikan penjelasan mengenai kecepatan (rate) dari konsolidasi primer. Terzaghi (1925) memperkenalkan teori yang pertama kali mengenai kecepatan konsolidasi satu dimensi untuk tanah lempung yang jenuh air. Penurunan matematis dari persamaan tersebut didasarkan pada anggapan-anggapan berikut ini (juga lihat Taylor, 1948):

1. Tanah (sistem lempung-air) adalah homogen.
2. Tanah benar-benar jenuh.
3. Kemampumampatan air diabaikan.
4. Kemampumampatan butiran tanah diabaikan.
5. Aliran air hanya satu arah saja (yaitu pada arah pemampatan).
6. Hukum Darcy berlaku.

Gambar 7.23a menunjukkan suatu lapisan lempung dengan tebal $2H_{dr}$ yang terletak antara dua lapisan pasir yang sangat tembus air (highly permeable). Apabila lapisan lempung tersebut diberi penambahan tekanan sebesar Δp , maka tekanan air pori pada suatu titik A di dalam lapisan tanah lempung tersebut akan naik. Untuk konsolidasi satu dimensi, air pori akan mengalir ke luar dalam arah vertikal, yaitu ke arah lapisan pasir.

Gambar 7.23b menunjukkan suatu aliran air yang melalui elemen kubus pada A . Untuk elemen tanah tersebut,

kecepatan air yang mengalir ke luar – kecepatan air yang mengalir masuk = kecepatan perubahan volume.

Jadi:

$$\left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \right) dx \cdot dy - v_z \cdot dx \cdot dy = \frac{\partial V}{\partial t}$$

di mana :

V = volume elemen tanah.

v_z = kecepatan aliran dalam arah sumbu z .

atau:

$$\frac{\partial v_z}{\partial z} dx \cdot dy \cdot dz = \frac{\partial V}{\partial t} \quad (7.30)$$

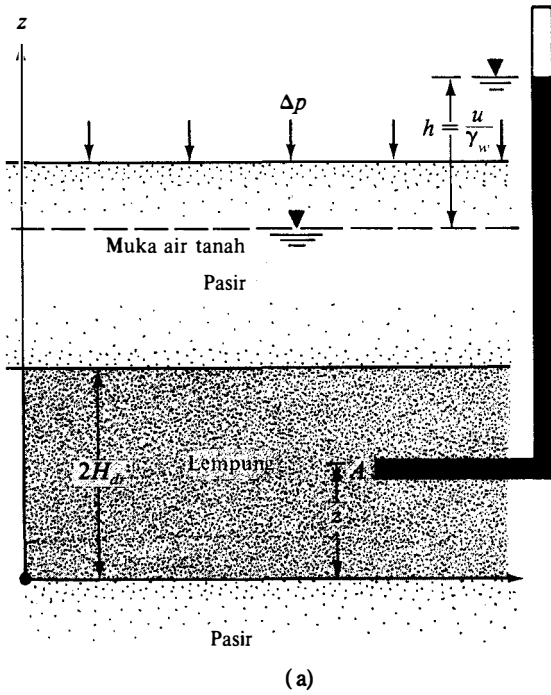
Dengan menggunakan hukum Darcy:

$$v_z = k \cdot i = -k \frac{\partial h}{\partial z} = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \quad (7.31)$$

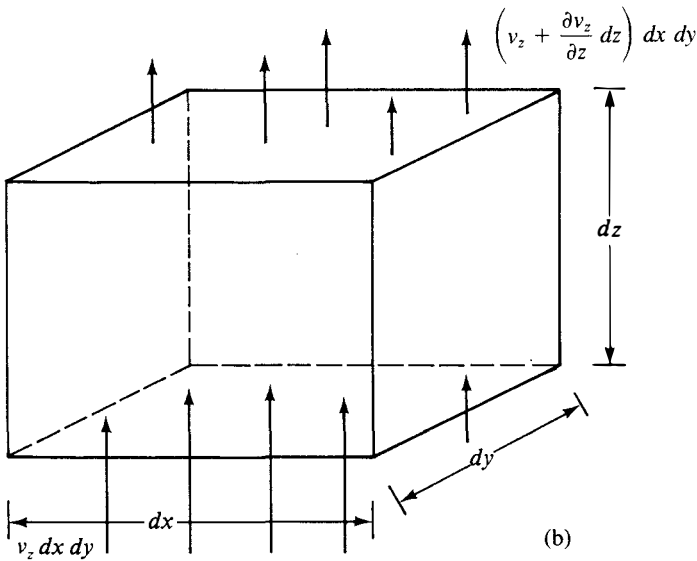
di mana u = tekanan air pori yang disebabkan oleh penambahan tegangan.

Dari Persamaan-persamaan (7.30) dan (7.31):

$$-\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{dx \cdot dy \cdot dz} \frac{\partial V}{\partial t} \quad (7.32)$$



(a)



(b)

Gambar 7.23. (a) Lapisan lempung yang mengalami konsolidasi, (b) aliran air pada A selama konsolidasi.

Selama konsolidasi, kecepatan perubahan volume elemen tanah adalah sama dengan kecepatan perubahan volume pori (void). Jadi,

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial V_v}{\partial t} = \frac{\partial(V_s + eV_s)}{\partial t} = \frac{\partial V_s}{\partial t} + V_s \frac{\partial e}{\partial t} + e \frac{\partial V_s}{\partial t} \tag{7.33}$$

di mana:

V_s = volume butiran padat

V_v = volume pori.

Tetapi (dengan menganggap bahwa butiran padat tanah tidak mampumampat),

$$\frac{\partial V_s}{\partial t} = 0$$

dan

$$V_s = \frac{V}{1 + e_0} = \frac{dx \cdot dy \cdot dz}{1 + e_0}$$

Masukkan harga-harga $\partial V_s/\partial t$ dan V_s tersebut ke dalam Persamaan (7.33), didapat :

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{dx \cdot dy \cdot dz}{1 + e_0} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (7.34)$$

di mana e_0 = angka pori awal.

Dengan mengkombinasikan Persamaan-persamaan (7.32) dan (7.34), didapat :

$$-\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{1 + e_0} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (7.35)$$

Perubahan angka pori terjadi karena penambahan tegangan efektif (yaitu: pengurangan tekanan air pori yang terjadi). Anggaph bahwa penambahan tegangan efektif adalah sebanding dengan pengurangan tekanan air pori

$$\partial e \cong a_v \partial(\Delta p') = -a_v \partial u \quad (7.36)$$

di mana:

$\partial(\Delta p')$ = perubahan tekanan efektif

a_v = koefisien kemampumampatan (a_v dapat dianggap konstan untuk suatu rentang penambahan tekanan yang sempit).

Kombinasikan Persamaan-persamaan (7.35) dan (7.36)

$$-\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = -\frac{a_v}{1 + e_0} \frac{\partial u}{\partial t} = -m_v \frac{\partial u}{\partial t}$$

di mana m_v = koefisien kemampumampatan volume = $a_v/(1 + e_0)$, atau

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (7.37)$$

di mana c_v = koefisien konsolidasi = $k/(\gamma_w m_v)$.

Persamaan (7.37) adalah dasar persamaan diferensial dari teori konsolidasi oleh Terzaghi dan dapat dipecahkan dengan kondisi-kondisi batas sebagai berikut:

$$z = 0, u = 0$$

$$z = 2H_{dr}, u = 0$$

$$t = 0, u = u_0$$

Penyelesaian yang didapatkan:

$$u = \sum_{m=0}^{m=\infty} \left[\frac{2u_0}{M} \sin\left(\frac{Mz}{H_{dr}}\right) \right] e^{-M^2 T_v} \quad (7.38)$$

di mana:

m adalah bilangan bulat.

$$M = \frac{\pi}{2}(2m + 1)$$

u_0 = tegangan air pori awal

$$T_v = \frac{c_v t}{H_{dr}^2} = \text{faktor waktu}$$

Faktor waktu (time factor) adalah bilangan tak berdimensi.

Karena konsolidasi merupakan proses dari keluarnya air pori, derajat konsolidasi pada jarak z pada suatu waktu t adalah :

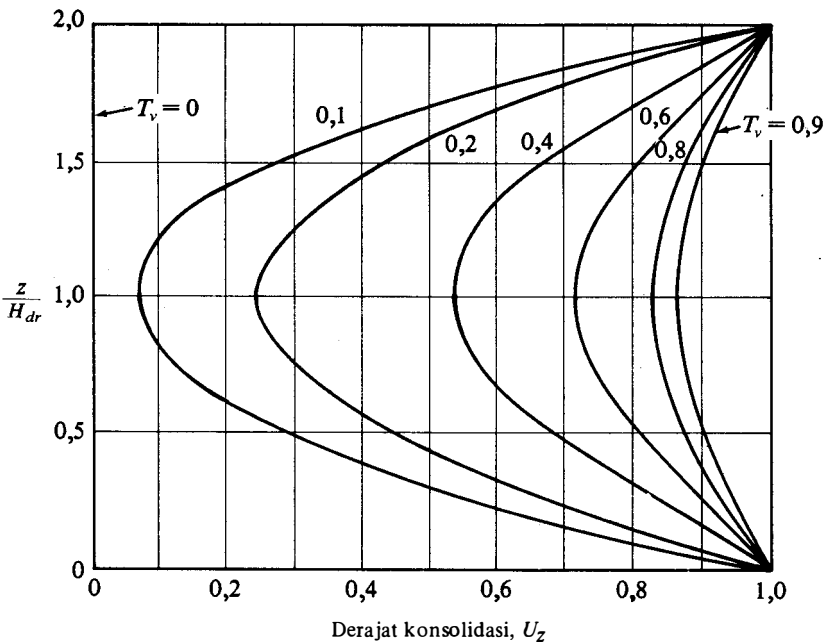
$$U_z = \frac{u_0 - u_z}{u_0} = 1 - \frac{u_z}{u_0} \quad (7.39)$$

di mana u_z = tekanan air pori pada jarak z pada waktu t .

Persamaan-persamaan (7.38) dan (7.39) dapat dikombinasikan untuk mendapatkan derajat konsolidasi pada setiap kedalaman z . Keadaan ini ditunjukkan dalam Gambar 7.24.

Derajat konsolidasi rata-rata untuk seluruh kedalaman lapisan lempung pada suatu saat t dapat dituliskan dari Persamaan (7.39) :

$$U = \frac{\dot{S}_t}{S} = 1 - \frac{\left(\frac{1}{2H_{dr}}\right) \int_0^{2H_{dr}} u_z \cdot dz}{u_0} \quad (7.40)$$



Gambar 7.24. Variasi U_z terhadap T_v dan z/H_{dr} .

di mana :

- U = derajat konsolidasi rata-rata
- S_t = penurunan lapisan lempung pada saat t
- S = penurunan batas lapisan lempung yang disebabkan oleh konsolidasi primer

Dengan memasukkan persamaan untuk tekanan air pori, u_z , yang diberikan dalam Persamaan-persamaan (7.38) dan (7.39), akan didapat:

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v} \tag{7.41}$$

Variasi derajat konsolidasi rata-rata terhadap faktor waktu yang tak berdimensi, T_v , diberikan dalam Tabel 7.3, yang berlaku untuk keadaan di mana u_0 adalah sama untuk seluruh kedalaman lapisan yang mengalami konsolidasi (lihat juga Gambar 7.25).

Tabel 7.4 memberikan harga T_v untuk variasi linear dari tekanan air pori awal pada lapisan lempung dengan aliran air pori satu arah.

Harga faktor waktu dan derajat konsolidasi rata-rata yang bersesuaian dengan keadaan yang diberikan dalam Tabel 7.3 dapat dinyatakan dengan suatu hubungan yang sederhana :

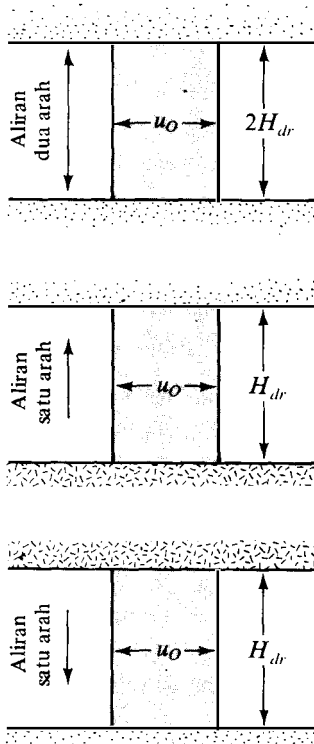
Untuk $U = 0$ sampai dengan 60%, $T_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{U\%}{100} \right)^2$ (7.42)

Untuk $U > 60\%$, $T_v = 1,781 - 0,933 \log (100 - U\%)$ (7.43)

Tabel 7.3. Variasi Faktor Waktu terhadap Derajat Konsolidasi*.

Derajat konsolidasi $U\%$	Faktor waktu T_v
0	0
10	0,008
20	0,031
30	0,071
40	0,126
50	0,197
60	0,287
70	0,403
80	0,567
90	0,848
100	∞

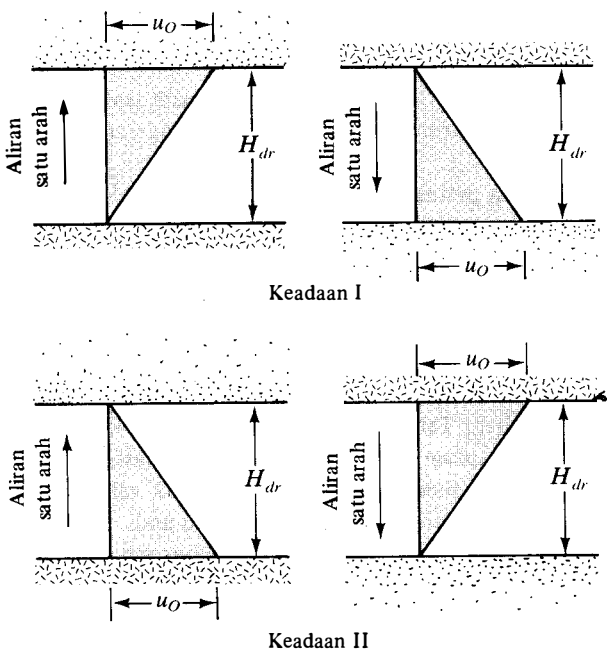
* U_v tetap untuk seluruh kedalaman lapisan.



Macam-macam tipe arah aliran air pori dengan U_v tetap

Tabel 7.4. Faktor Waktu terhadap Derajat Konsolidasi.

Derajat konsolidasi $U\%$	Faktor Waktu T_v	
	Kedaaan I	Kedaaan II
0	0	0
10	0,003	0,047
20	0,009	0,100
30	0,024	0,158
40	0,048	0,221
50	0,092	0,294
60	0,160	0,383
70	0,271	0,500
80	0,440	0,665
90	0,720	0,940
100	∞	∞



Macam-macam tipe keadaan aliran air pori dengan U_v yang berubah secara linear.

7.12

Koefisien Konsolidasi

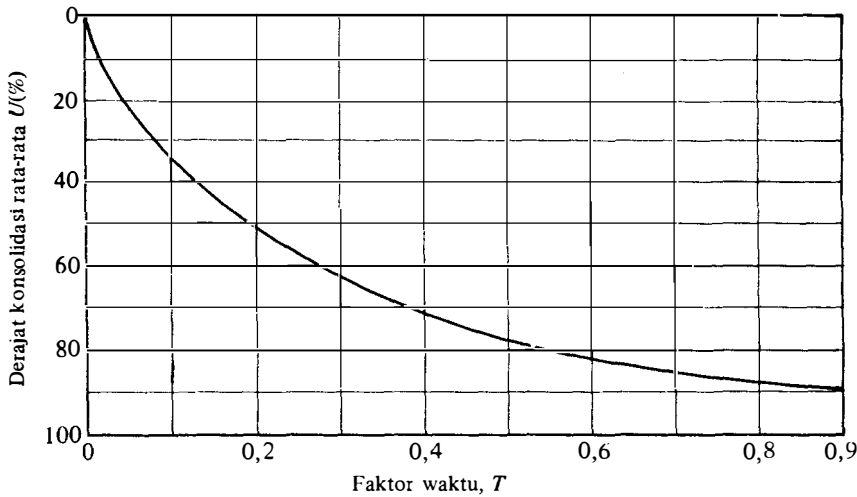
Koefisien konsolidasi, c_v , biasanya akan berkurang dengan bertambahnya batas cair (LL) dari tanah. Rentang (range) dari variasi harga c_v untuk suatu batas cair tanah tertentu adalah agak lebar.

Untuk suatu penambahan beban yang diberikan pada suatu contoh tanah, ada dua metode grafis yang umum dipakai untuk menentukan harga c_v dari uji konsolidasi satu-dimensi di laboratorium. Salah satu dari dua metode tersebut dinamakan *metode logaritma-waktu* (logarithm-of-time method) yang diperkenalkan oleh Casagrande dan Fadum (1940); sedang metode yang satunya dinamakan *metode akar-waktu* (square-root-of-time method) yang diperkenalkan oleh Taylor (1942). Prosedur yang umum untuk mendapatkan harga c_v dengan kedua metode tersebut diberikan di bawah ini.

Metode Logaritma-Waktu

Untuk suatu penambahan beban yang diberikan pada saat uji konsolidasi di laboratorium dilakukan, grafik deformasi vs log-waktu dari contoh tanah yang diuji ditunjukkan dalam Gambar 7.26. Berikut ini adalah cara untuk menentukan c_v yang diperlukan:

1. Perpanjang bagian kurva yang merupakan garis lurus dari konsolidasi primer dan sekunder hingga berpotongan di titik A . Ordinat titik A adalah d_{100} – yaitu deformasi pada akhir konsolidasi primer 100%.
2. Bagian awal dari kurva deformasi vs log t adalah hampir menyerupai suatu parabola pada skala biasa. Pilih waktu t_1 dan t_2 pada bagian kurva sedemikian rupa sehingga $t_2 = 4 t_1$. Misalkan perbedaan deformasi contoh tanah selama waktu $(t_2 - t_1)$ sama dengan x .
3. Gambarlah suatu garis mendatar DE sedemikian rupa sehingga jarak vertikal BD ada-



Gambar 7.25. Variasi derajat konsolidasi rata-rata terhadap faktor waktu, T_v (U_v tetap untuk seluruh tebal lapisan).

lah sama dengan x . Deformasi yang bersesuaian dengan garis DE adalah sama dengan d_0 (yaitu deformasi pada konsolidasi 0%).

4. Ordinat titik F pada kurva konsolidasi merupakan deformasi pada konsolidasi primer 50%, dan absis titik F merupakan waktu yang bersesuaian dengan konsolidasi 50% (t_{50}).

5. Untuk derajat konsolidasi rata-rata 50%, $T_v = 0,197$ (Tabel 7.3). Maka:

$$T_{50} = \frac{c_v t_{50}}{H_{dr}^2}$$

atau

$$c_v = \frac{0,197 H_{dr}^2}{t_{50}} \quad (7.44)$$

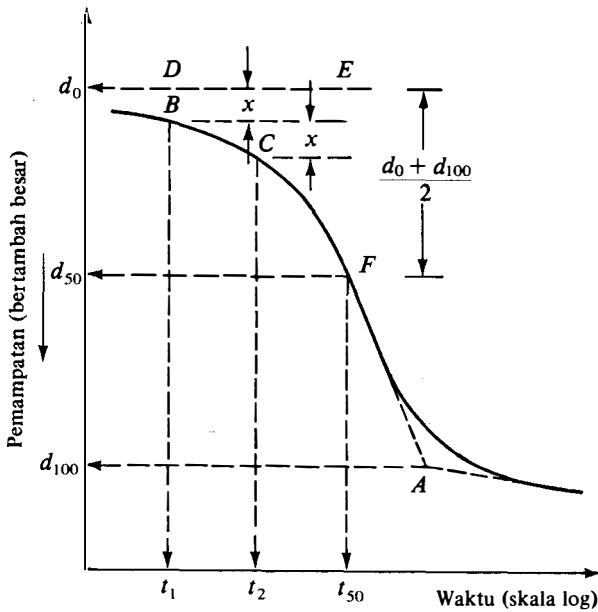
di mana H_{dr} = panjang aliran rata-rata yang harus ditempuh oleh air pori selama proses konsolidasi.

Untuk contoh tanah di mana air porinya dapat mengalir ke arah atas dan bawah, H_{dr} ternyata sama dengan setengah tebal contoh tanah rata-rata selama konsolidasi. Untuk contoh tanah di mana air porinya hanya dapat mengalir ke luar dalam satu arah saja, H_{dr} sama dengan tebal contoh tanah rata-rata selama konsolidasi.

Metode Akar-Waktu

Pada metode ini, grafik deformasi vs akar waktu dibuat untuk tiap-tiap penambahan beban (Gambar 7.27). Cara untuk menentukan harga c_v yang diperlukan adalah sebagai berikut:

1. Gambar suatu garis AB melalui bagian awal dari kurva.
2. Gambar suatu garis AC sehingga $OC = 1,15 OB$. Absis titik D , yang merupakan perpotongan antara garis AC dan kurva konsolidasi, memberikan harga akar waktu untuk tercapainya konsolidasi 90% ($\sqrt{t_{90}}$).



Gambar 7.26. Metode logaritma-waktu (logarithm-of-time method) untuk menentukan koefisien konsolidasi.

3. Untuk konsolidasi 90%, $T_{90} = 0,848$ (Tabel 7.3). Jadi

$$T_{90} = 0,848 = \frac{c_v t_{90}}{H_{dr}^2}$$

atau

$$c_v = \frac{0,848 H_{dr}^2}{t_{90}} \tag{7.45}$$

H_{dr} dalam Persamaan (7.45) ditentukan dengan cara yang sama seperti pada metode logaritma-waktu.

Contoh

7.6

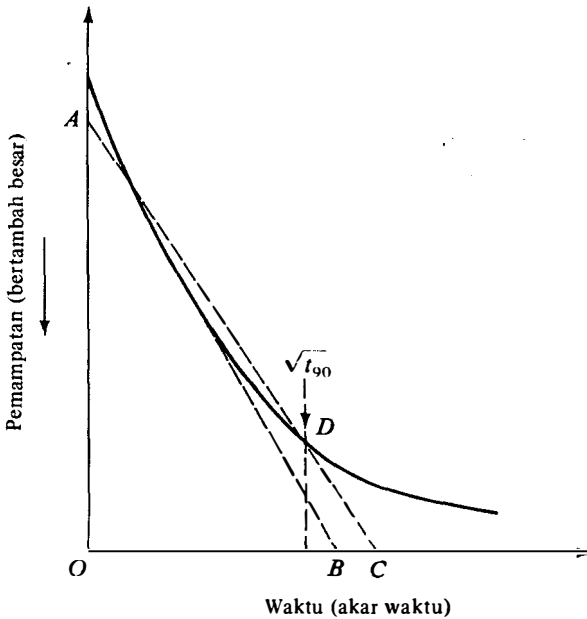
\ Suatu profil tanah ditunjukkan dalam Gambar 7.28. Suatu beban timbunan sebesar 2000 lb/ft² diletakkan di atas permukaan tanah tersebut. Tentukan berikut ini:

- a. Berapa air yang akan naik dalam pizometer segera setelah pemberian beban.
- b. Berapa derajat konsolidasi pada A bila $h = 20$ ft.
- c. Tentukan besarnya h bila derajat konsolidasi pada titik A adalah 50%.

Penyelesaian:

Bagian a

Anggap bahwa penambahan tekanan air pori adalah merata pada seluruh kedalaman lapisan lempung yang mempunyai ketebalan = 10 ft.



Gambar 7.27. Metode akar-waktu (square-root-of-time method).

$$u_0 = \Delta p = 2000 \text{ lb/ft}^2$$

$$h = \frac{2000}{62,4} = \underline{32,05 \text{ ft}}$$

Bagian b

$$U_A \% = \left(1 - \frac{u_A}{u_0}\right) 100 = \left(1 - \frac{20 \times 62,4}{32,05 \times 62,4}\right) 100 = \underline{37,6\%}$$

Bagian c

$$U_A = 0,5 = \left(1 - \frac{u_A}{u_0}\right)$$

atau

$$0,5 = \left(1 - \frac{u_A}{2000}\right)$$

$$u_A = (1 - 0,5)2000 = 1000 \text{ lb/ft}^2$$

Oleh karena itu,

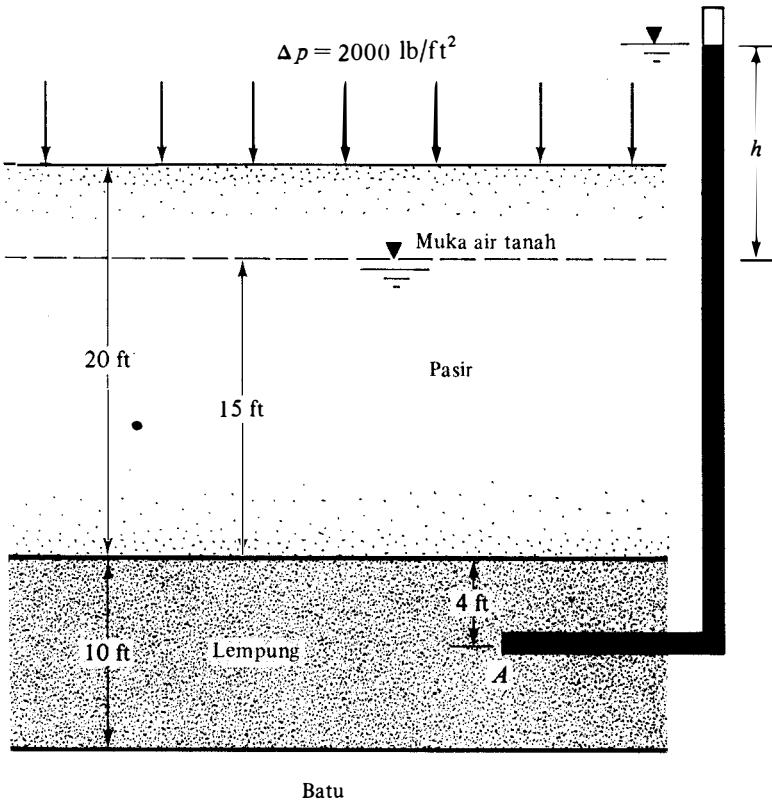
$$h = \frac{1000}{62,4} = \underline{16,03 \text{ ft}}$$

Contoh

7.7

Untuk soal seperti pada Contoh 7.3, jawablah pertanyaan-pertanyaan berikut ini:

- a. Berapakah derajat konsolidasi rata-rata untuk lapisan lempung bila penurunan yang terjadi adalah 3 inci?



Gambar 7.28

- b. Apabila harga rata-rata dari c_v untuk rentang tekanan yang ditinjau adalah 0,003 cm^2/detik , berapakah waktu yang dibutuhkan untuk tercapainya 50% penurunan yang akan terjadi?
- c. Apabila tebal lapisan tanah lempung adalah 15 ft dan air pori dapat mengalir dalam dua arah (ke atas dan ke bawah), berapakah waktu yang dibutuhkan untuk mencapai 50% konsolidasi yang akan terjadi?

Penyelesaian:

Bagian a

$$U\% = \frac{\text{penurunan pada suatu saat}}{\text{penurunan maksimum}} = \frac{3 \text{ inci}}{12,21 \text{ inci}} \times 100 = \underline{24,57\%}$$

Bagian b

$$U = 50\%; \text{ pada keadaan air pori mengalir dalam satu arah (single drainage), } T_{50} = \frac{c_v t_{50}}{H_{dr}^2}$$

Dari Tabel 7.3, untuk $U = 50\%$, $T_{50} = 0,197$. Jadi

$$0,197 = \frac{0,003 \times t_{50}}{(15 \times 12 \times 2,54)^2}$$

atau

$$t_{50} = \frac{0,197 \times (15 \times 12 \times 2,54)^2}{0,003 \times 60 \times 60 \times 24} = \underline{158,87 \text{ hari.}}$$

Bagian c

Pada keadaan air pori mengalir dalam dua arah (double drainage), panjang jarak aliran maksimum adalah $= 15/2 = 7,5$ ft.

$$0,197 = \frac{0,003 \times t}{(7,5 \times 12 \times 2,54)^2}$$

atau

$$t_{50} = \frac{0,197(7,5 \times 12 \times 2,54)^2}{0,003 \times 60 \times 60 \times 24} = \underline{\underline{39,72 \text{ hari}}}$$

Contoh

7.8

Suatu lapisan lempung setebal 3 meter (air pori mengalir dalam dua arah) jenuh air yang dibebani tanah timbunan mengalami konsolidasi primer 90% dalam waktu 75 hari. Tentukan koefisien konsolidasi tanah lempung itu untuk rentang tekanan tertentu.

Penyelesaian:

$$T_{90} = \frac{c_v t_{90}}{H_{dr}^2}$$

Karena lapisan lempung mempunyai dua arah aliran, $H_{dr} = 3\text{m}/2 = 1,5$ m; $T_{90} = 0,848$. Jadi

$$0,848 = \frac{c_r(75 \times 24 \times 60 \times 60)}{(1,5 \times 100)^2}$$

$$c_v = \frac{0,848 \times 2,25 \times 10^4}{75 \times 24 \times 60 \times 60} = \underline{\underline{0,00294 \text{ cm}^2/\text{detik}}}$$

Contoh

7.9

Untuk contoh tanah lempung yang strukturnya belum rusak (undisturbed) dengan ketebalan 30 mm seperti dijelaskan dalam Contoh 7.8, berapa waktu yang dibutuhkan untuk tercapainya konsolidasi 90% di laboratorium untuk rentang tekanan yang sama seperti pada Contoh 7.8? Contoh tanah yang diuji di laboratorium mempunyai dua arah aliran air (two-way drainage).

Penyelesaian:

$$T_{90} = \frac{c_r t_{90}(\text{lapangan})}{H_{dr}^2(\text{lapangan})} = \frac{c_r(75 \times 24 \times 60 \times 60)}{(1,5 \times 1000)^2}$$

dan

$$T_{90} = \frac{c_r t_{90}(\text{lab})}{(30/2)^2}$$

Jadi

$$\frac{4t_{90}(\text{lab})}{(30)^2} = \frac{75 \times 24 \times 60 \times 60}{2,25 \times 10^6}$$

atau

$$t_{90}(\text{lab}) = \frac{(75 \times 24 \times 60 \times 60)(9 \times 10^2)}{(2,25 \times 10^6) \times 4} = \underline{\underline{648 \text{ detik}}}$$

7.13

Perhitungan Penurunan Konsolidasi Di Bawah Sebuah Pondasi

Penambahan tegangan vertikal di dalam tanah yang disebabkan oleh beban dengan luasan yang terbatas akan bertambah kecil dengan bertambahnya kedalaman z yang diukur dari permukaan tanah ke bawah. Oleh karena itu, untuk menghitung penurunan satu-dimensi dari pondasi dapat digunakan salah satu dari Persamaan (7.20), (7.22), atau (7.23). Tetapi, penambahan tekanan Δp pada persamaan-persamaan tersebut seharusnya merupakan penambahan tekanan rata-rata, atau :

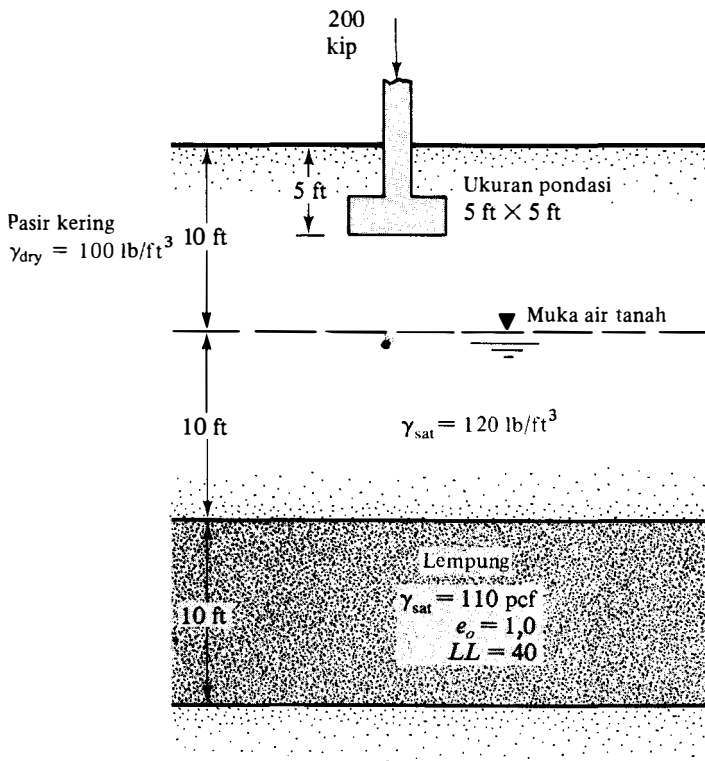
$$\Delta p = \Delta p_{av} \approx \frac{\Delta p_t + 4\Delta p_m + \Delta p_b}{6} \tag{7.46}$$

di mana Δp_t , Δp_m , dan Δp_b adalah penambahan tekanan berturut-turut pada bagian atas, tengah, dan dasar dari lapisan tanah yang ditinjau.

Contoh

7.10

Hitung penurunan lapisan lempung setebal 10 ft (Gambar 7.29) yang disebabkan oleh beban yang dipikul oleh pondasi seluas 5 ft². Lapisan lempung itu adalah terkonsolidasi secara normal. Gunakan Persamaan (7.46) untuk menghitung penambahan tekanan rata-rata pada lapisan lempung.



Gambar 7.29

Penyelesaian:

Untuk lempung yang terkonsolidasi secara normal, dari Persamaan (7.20) :

$$S = \frac{C_c H}{1 + e_o} \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o}$$

di mana:

$$C_c = 0,009(LL - 10) = 0,009(40 - 10) = 0,27$$

$$H = 10 \times 12 = 120 \text{ in.}$$

$$e_o = 1,0$$

$$\begin{aligned} p_o &= 10 \text{ ft} \times \gamma_{\text{dry}}(\text{pasir}) + 10 \text{ ft} [\gamma_{\text{sat}}(\text{pasir}) - 62,4] + \frac{10}{2} [\gamma_{\text{sat}}(\text{lempung}) - 62,4] \\ &= 10 \times 100 + 10(120 - 62,4) + 5(110 - 62,4) \\ &= 1814 \text{ lb/ft}^2 \end{aligned}$$

Dari Persamaan (7.46)

$$\Delta p = \frac{\Delta p_t + 4\Delta p_m + \Delta p_b}{6}$$

Δp_t , Δp_m , dan Δp_b di bawah pusat pondasi didapat dari Gambar 6.19.

$$\Delta p_t \left(\text{at } z = \frac{15}{5} B = 3B \right) \approx 0,055p$$

$$\Delta p_m \left(\text{at } z = \frac{20}{5} B = 4B \right) \approx 0,028p$$

$$\Delta p_b \left(\text{at } z = \frac{25}{5} B = 5B \right) \approx 0,02p$$

Jadi:

$$\Delta p = \frac{[0,055 + (4 \times 0,028) + 0,02]p}{6} = 0,03116p$$

Tetapi,

$$p = \frac{200}{5 \times 5} = 8 \text{ kip/ft}^2$$

Jadi,

$$\Delta p = (0,03116)(8000) = 249,3 \text{ lb/ft}^2$$

Masukkan harga tersebut ke dalam persamaan penurunan

$$S = \frac{0,27 \times 120}{1 + 1} \log \frac{1814 + 249,3}{1814} = \underline{\underline{0,9 \text{ in.}}}$$

Penurunan Segera (Immediate Settlement)**7.14****Pondasi Lentur dan Pondasi Kaku**

Penurunan segera atau penurunan elastis dari suatu pondasi terjadi dengan segera setelah pemberian beban tanpa mengakibatkan terjadinya perubahan kadar air. Besarnya penurunan ini akan tergantung pada ketentuan dari pondasi dan tipe dari material di mana pondasi tersebut berada.

Suatu pondasi lentur yang memikul beban merata dan terletak di atas material yang elastis (seperti lempung yang jenuh) akan mengalami penurunan elastis yang berbentuk cekung seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 7.30a. Akan tetapi, apabila pondasi tersebut kaku

dan berada di atas material yang elastis seperti lempung, maka tanah di bawah pondasi itu akan mengalami penurunan yang merata dan tekanan pada bidang sentuh akan mengalami pendistribusian ulang (Gambar 7.30b).

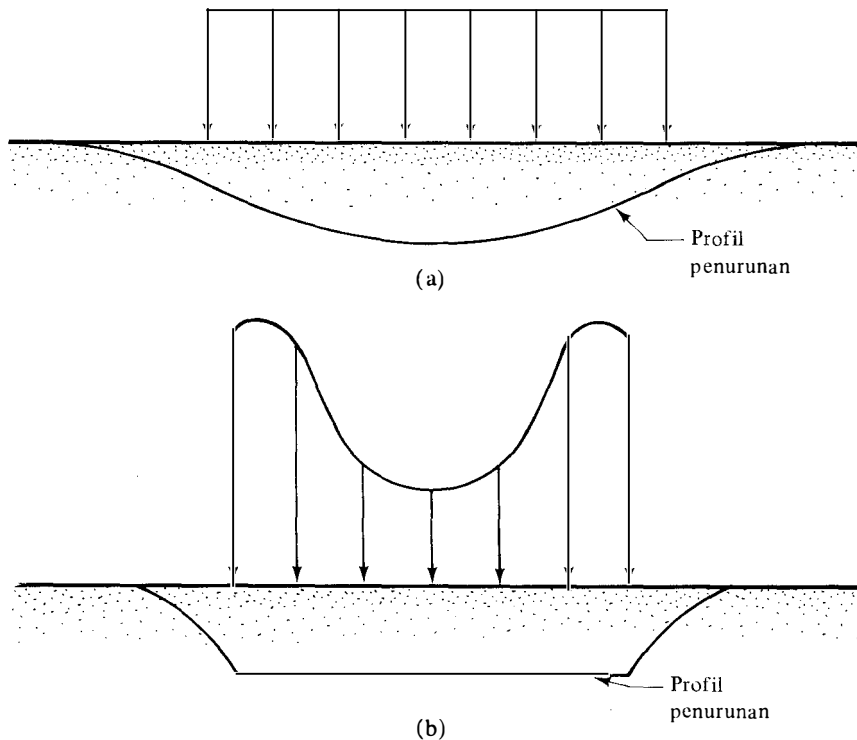
Bentuk penurunan dan distribusi tekanan pada bidang sentuh antara pondasi dan permukaan tanah seperti yang dijelaskan di atas adalah benar apabila modulus elastisitas dari tanah tersebut adalah konstan untuk seluruh kedalaman lapisan tanah. Untuk tanah pasir yang tidak berkoheisi, modulus elastisitas akan bertambah besar bila kedalamannya bertambah. Di samping itu, tekanan ke samping pada permukaan tanah di tepi pondasi ternyata lebih kecil. Pasir di tepi pondasi lentur tertekan ke luar, dan kurva defleksi dari pondasi tersebut mempunyai bentuk cembung menghadap ke bawah. Distribusi tekanan pada bidang sentuh untuk pondasi lentur dan pondasi kaku (yaitu sama dengan penurunan) pada pasir ditunjukkan dalam Gambar 7.31a dan b.

7.15

Perhitungan Penurunan Segera Berdasarkan Teori Elastis

Penurunan segera untuk fondasi yang berada di atas material yang elastis (dengan ketebalan yang tak terbatas) dapat dihitung dari persamaan-persamaan yang diturunkan dengan menggunakan prinsip dasar teori elastis. Bentuk persamaan tersebut adalah sebagai berikut:

$$\rho_i = p \cdot B \frac{1 - \mu^2}{E} I_p \quad (7.47)$$



Gambar 7.30. Profil penurunan segera dan tekanan pada bidang sentuh pada lempung; (a) pondasi lentur. (b) pondasi kaku.

di mana:

ρ_i = penurunan elastis

p = tekanan bersih yang dibebankan

B = lebar pondasi (= diameter pondasi yang berbentuk lingkaran)

μ = angka Poisson

E = modulus elastisitas tanah (modulus Young)

I_p = faktor pengaruh (influence factor) yang tidak mempunyai dimensi.

Schleicher (1926) memberikan persamaan faktor pengaruh untuk bagian ujung dari pondasi persegi yang lentur sebagai berikut:

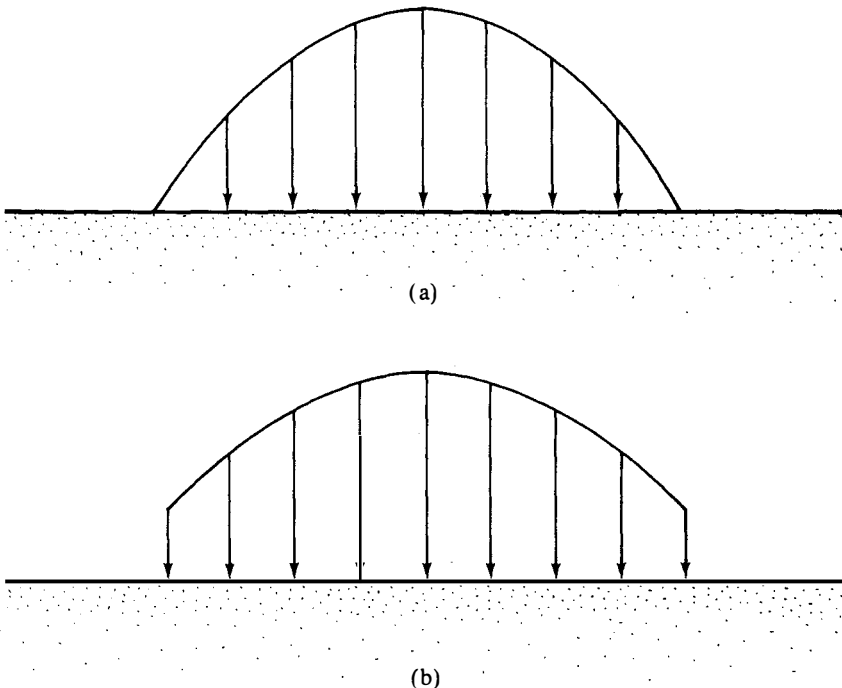
$$I_p = \frac{1}{\pi} \left[m_1 \ln \left(\frac{1 + \sqrt{m_1^2 + 1}}{m_1} \right) + \ln \left(m_1 + \sqrt{m_1^2 + 1} \right) \right] \quad (7.48)$$

di mana:

$$m_1 = \frac{\text{panjang pondasi}}{\text{lebar pondasi}}$$

Tabel 7.5 memberikan harga faktor pengaruh untuk pondasi kaku dan pondasi lentur. Harga-harga dari modulus Young (modulus elastisitas) dan angka Poisson untuk tipe-tipe tanah yang berbeda-beda diberikan dalam Tabel 7.6 dan Tabel 7.7.

Perlu diperhatikan bahwa Persamaan (7.47) didasarkan pada asumsi bahwa tekanan p diletakkan di atas permukaan tanah. Di dalam praktek, pondasi selalu diletakkan pada kedalaman tertentu di bawah permukaan tanah. Kedalaman letak pondasi mempunyai kecende-



Gambar 7.31. Tekanan pada bidang sentuh pada pasir; (a) pondasi lentur, (b) pondasi kaku.

Tabel 7.5. Faktor Pengaruh untuk Pondasi
[Persamaan (7.48)].

Bentuk	m_i	I_p		
		Lentur		Kaku
		Tengah-tengah	Pojok	
Bundar	—	1,00	0,64	0,79
Persegi	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	2,10	1,05	1,70
	10	2,54	1,27	2,10
	20	2,99	1,49	2,46
	50	3,57	1,8	3,0
	100	4,01	2,0	3,43

rungan untuk mengurangi besarnya penurunan pondasi, ρ_i . Tetapi, apabila Persamaan (7.47) digunakan untuk menghitung penurunan, persamaan tersebut akan memberikan hasil yang konservatif (sangat aman).

7.16

Penurunan Pondasi Total

Penurunan total suatu pondasi dapat diberikan sebagai berikut:

$$S_T = S + S_s + \rho_i \quad (7.49)$$

di mana:

- S_T = penurunan total
- S = penurunan akibat konsolidasi primer
- S_s = penurunan akibat konsolidasi sekunder
- ρ_i = penurunan segera.

Bilamana pondasi dibangun di atas lempung yang sangat mampumampat (very compressible), maka penurunan konsolidasi akan beberapa kali lebih besar daripada penurunan segera (ρ_i).

Tabel 7.6. Harga-harga Modulus Young.

Jenis tanah	Modulus Young	
	psi	kN m^{-2} *
Lempung lembek	250 – 500	1380 – 3450
Lempung keras	850 – 2000	5865 – 13.800
Pasir lepas	1500 – 4000	10.350 – 27.600
Pasir padat	5000 – 10.000	34.500 – 69.000

* 1 psi = 6,9 kN/m^2

Tabel 7.7. Harga-harga Angka Poisson.

Jenis tanah	Angka Poisson, μ
Pasir lepas	0,2–0,4
Pasir agak padat	0,25–0,4
Pasir padat	0,3–0,45
Pasir berlanau	0,2–0,4
Lempung lembek	0,15–0,25
Lempung agak kaku	0,2–0,5

Contoh

7.11

Suatu pondasi kolom berbentuk empat persegi panjang (Gambar 7.32) terletak di atas suatu lapisan pasir yang tebal. Misalkan $E = 14.000 \text{ kN/m}^2$ dan $\mu = 0,4$. Apabila kenaikan tekanan bersih (p) pada pondasi adalah 96 kN/m^2 , hitunglah penurunan segera dengan menganggap bahwa pondasi tersebut adalah kaku.

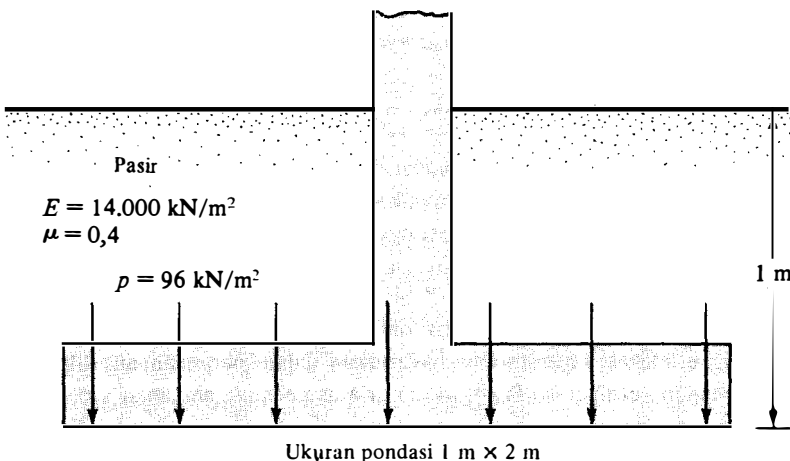
Penyelesaian:

Dari Persamaan (7.47)

$$\rho_i = pB \frac{1 - \mu^2}{E} I_p$$

Diketahui: $B = 1 \text{ m}$; $L = 2 \text{ m}$; $m_1 = L/B = 2 \text{ m}/1 \text{ m} = 2$. Dari Tabel 7.5, untuk $m_1 = 2$, $I_p = 1,21$ (untuk pondasi kaku). Jadi:

$$\rho_i = (96)(1) \left(\frac{1 - 0,4^2}{14.000} \right) (1,21) = 0,00697 \text{ m} = \underline{\underline{6,97 \text{ mm}}}$$



Gambar 7.32

Contoh Kejadian Penurunan di Lapangan

Pada saat ini, banyak tersedia dalam literatur contoh-contoh kejadian di mana prinsip dasar kemampumampatan tanah digunakan untuk memperkirakan besarnya penurunan yang terjadi pada suatu lapisan tanah di lapangan yang diberi penambahan beban. Dalam beberapa kejadian, besarnya penurunan yang terjadi di lapangan adalah sama atau hampir sama dengan besarnya penurunan yang diperkirakan. Dalam kejadian yang lain, perkiraan penurunan ternyata jauh menyimpang dari penurunan yang terjadi sebenarnya di lapangan. Ketidakcocokan antara penurunan yang diperkirakan dan penurunan yang terjadi sesungguhnya di lapangan mungkin disebabkan oleh beberapa sebab, antara lain:

- a. evaluasi sifat-sifat tanah yang dilakukan ternyata kurang benar,
- b. lapisan tanahnya ternyata tidak homogen dan tidak teratur,
- c. kesalahan dalam mengevaluasi penambahan tegangan bersih terhadap kedalaman, yang ternyata sangat mempengaruhi besarnya penurunan.

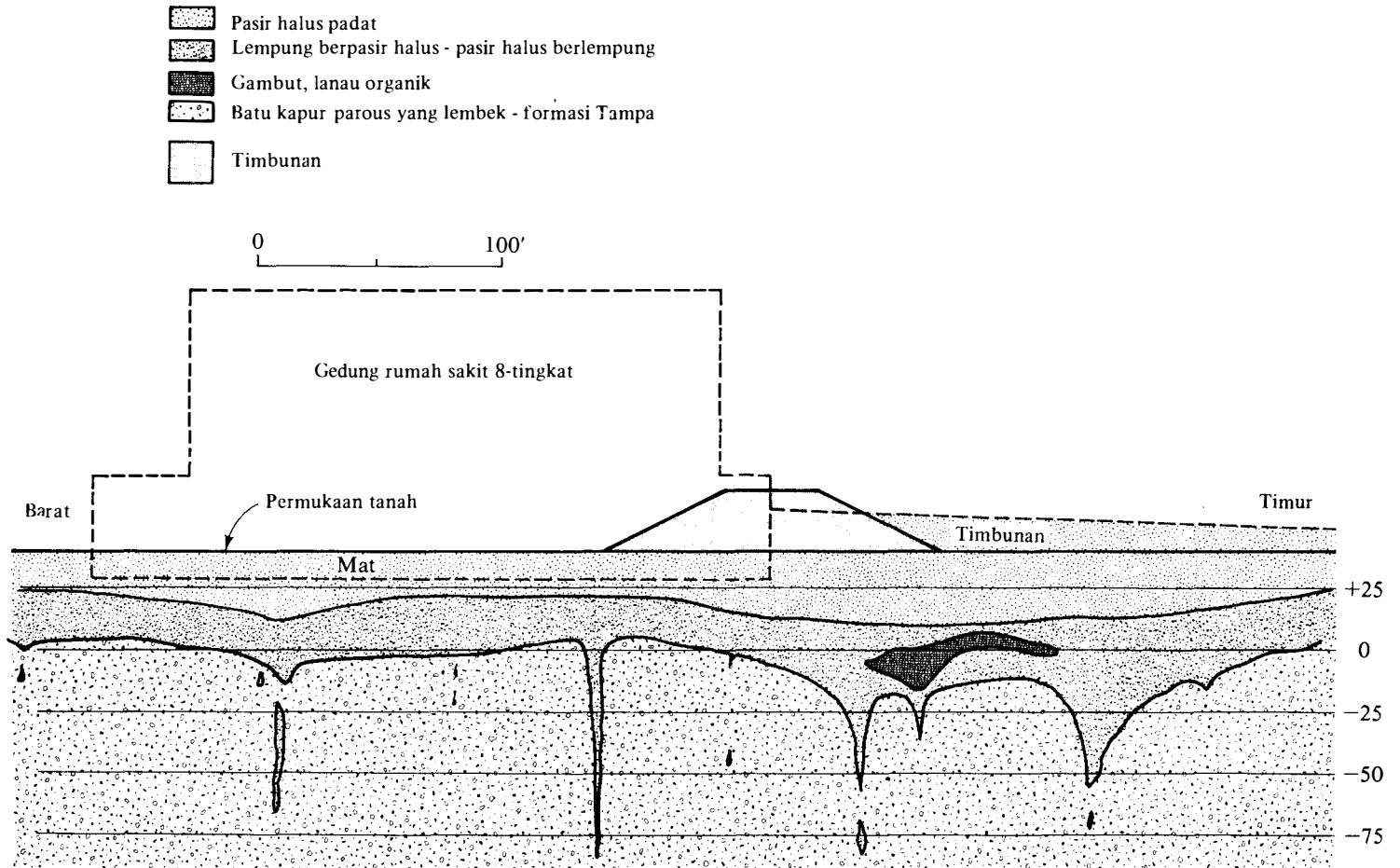
Sub-bab berikut ini akan menyajikan suatu contoh kejadian yang menyangkut masalah pemampatan lapisan lempung. Contoh kejadian ini diberikan untuk membiasakan para pembaca dengan perbedaan-perbedaan yang sering terjadi antara teori dan praktek.

7.17

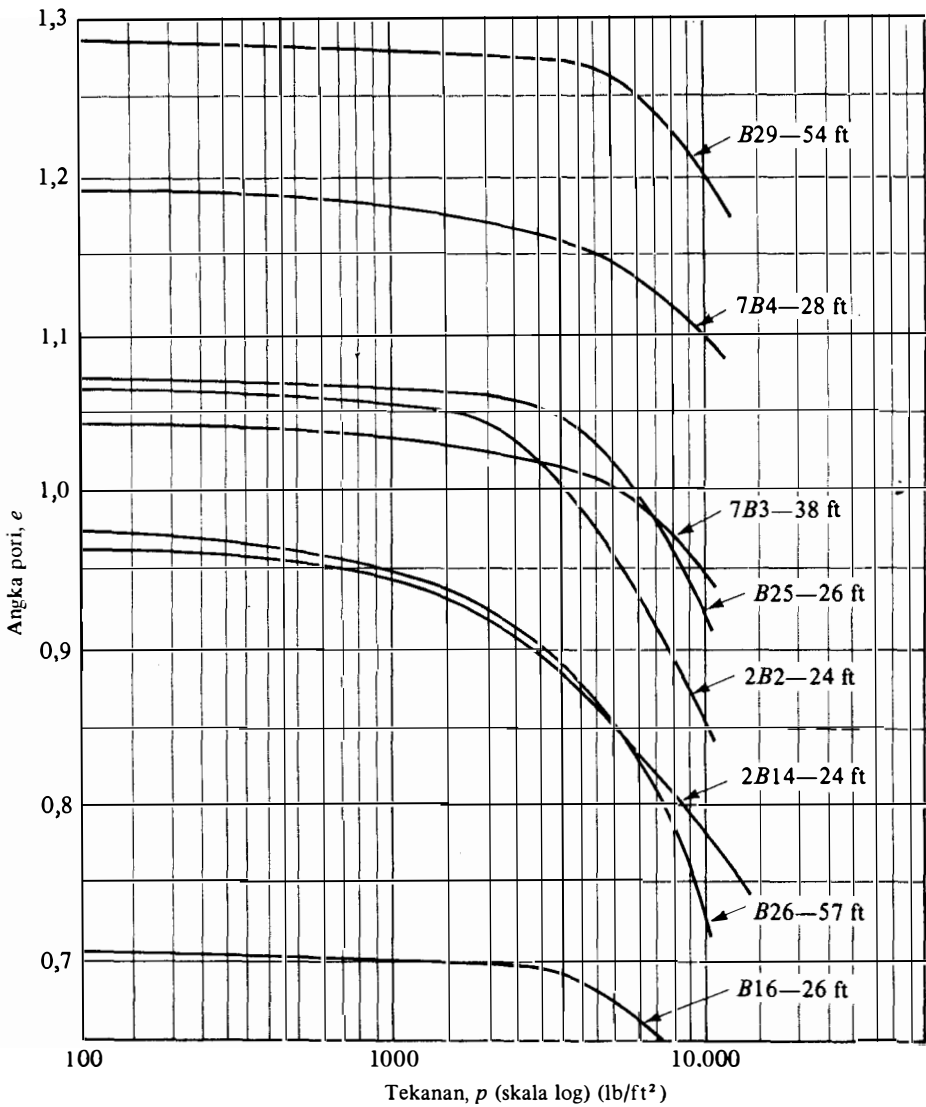
Penurunan yang Disebabkan oleh Beban Awal Timbunan untuk Pembangunan Rumah Sakit Tampa VA

Wheless dan Sowers (1972) telah menyajikan hasil pengukuran penurunan di lapangan yang disebabkan oleh timbunan yang digunakan untuk pembangunan Rumah Sakit Veteran Bagian Administrasi di Tampa. Gambar 7.33 menunjukkan keadaan lapisan tanah secara umum di mana gedung tersebut akan dibangun. Pada umumnya, lapisan tanah tersebut terdiri dari lapisan pasir kwarsa (quartz) setebal 15 sampai dengan 20 ft (4,57 m sampai dengan 6,1 m) yang kemudian di bawahnya terdapat lapisan tanah berlempung dengan ketebalan yang bervariasi. Angka pori tanah berlempung tersebut bervariasi dari 0,7 sampai 1,4. Kadar lempung dan lanau dari tanah berlempung bervariasi dari 5% sampai dengan 75%. Lapisan batu kapur (limestone) yang berada di bawah lapisan lempung tadi adalah merupakan variasi yang rumit dari endapan kapur kalkarius yang terkonsolidasi dengan buruk. Muka air tanah terletak pada kedalaman kira-kira 15 ft (4,57 m) di bawah muka tanah (elevasi + 25 ft). Gambar 7.34 menunjukkan kurva konsolidasi yang didapat dari percobaan di laboratorium untuk contoh pasir berlempung dan lempung berpasir yang diambil dari lapangan pada kedalaman yang bervariasi.

Rencana gedung rumah sakit di atas ditunjukkan dalam Gambar 7.35 (garis putus-putus). Gambar 7.33 juga menunjukkan potongan melintang dari gedung tersebut. Atas dasar beberapa alasan, rumah sakit itu akan dibangun dengan pondasi tikar (mat foundation). Seperti dapat dilihat dalam Gambar 7.33, sebagian tanah harus digali untuk membuat pondasi. Seperti dilaporkan oleh Wheless dan Sowers, perhitungan awal menunjukkan bahwa beban gedung rata-rata dari gedung delapan tingkat pada luasan tanah tersebut adalah sama dengan berat tanah yang digali untuk pembuatan pondasi. Dalam hal ini, penurunan akibat konsolidasi lapisan lempung di bawah bangunan tersebut ternyata tidak terlalu besar. Tetapi, untuk menyesuaikan ketinggian elevasi seperti yang disyaratkan dalam perencanaan, dibutuhkan suatu timbunan permanen setinggi 16 ft (4,88 m) di atas permukaan tanah asli untuk memberikan jalan masuk pada lantai utama di sisi timur. Hal ini ditunjukkan juga dalam Gambar 7.33. Perhitungan awal menunjukkan bahwa berat timbunan ini dapat menyebabkan suatu penurunan sebesar 4 inci (101,6 mm) pada bagian sebelah timur dari gedung. Pe-

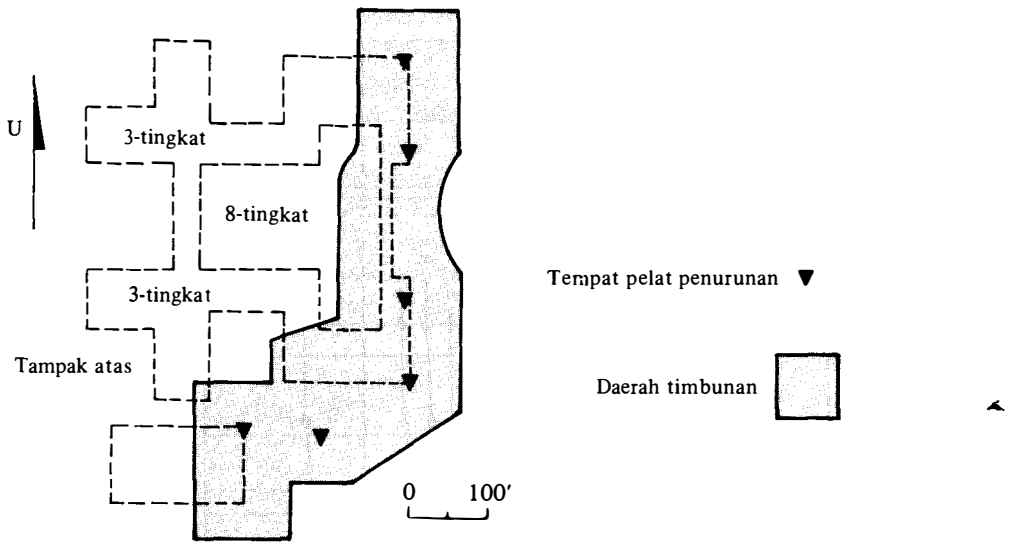


Gambar 7.33. Penyederhanaan keadaan lapisan tanah di daerah rumah sakit Tampa VA (menurut Wheelless dan Sowers, 1972).



Gambar 7.34. Kurva konsolidasi lempung berpasir dan pasir berlempung (menurut Wheelless dan Sowers, 1972).

nurunan ini akan menyebabkan lenturan dan kelebihan tegangan pada pondasi. Dengan alasan tersebut, maka ditetapkan untuk membangun suatu timbunan sementara setinggi 26 ft (7,93 m) di bagian depan gedung yang akan didirikan. Bagian timbunan tersebut ditunjukkan dalam Gambar 7.33 dan 7.35. Timbunan sementara ini dibuat karena tegangan yang dihasilkannya pada lapisan lempung akan lebih besar daripada tegangan yang ditimbulkan oleh timbunan tetap setinggi 16 ft (4,88 m) seperti yang dibutuhkan dalam perencanaan ketinggian. Timbunan sementara tersebut akan menyebabkan penurunan konsolidasi yang cepat. Dalam selang waktu sekitar 4 bulan, penurunan yang terjadi adalah sekitar 4 in. (101,6 mm) yang ternyata sama dengan penurunan maksimum yang akan terjadi akibat timbunan tetap setinggi 16 ft (4,88 m). Pada saat itu, apabila kelebihan material timbunan diambil (Gambar 7.36) dan gedung dibangun, penurunan pondasi yang akan terjadi di sebelah timur dapat

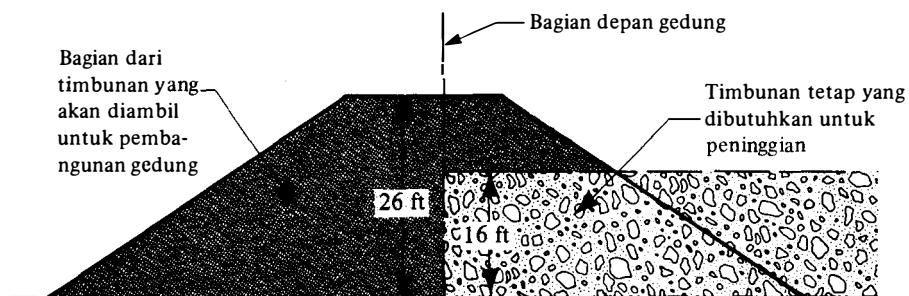


Gambar 7.35. Rencana rumah sakit Tampa VA (menurut Wheelless dan Sowers, 1972).

diabaikan. Teknik untuk menghilangkan penurunan yang mungkin terjadi pada tanah sebelum pembangunan gedung dilakukan dinamakan *pembebanan awal* (preloading).

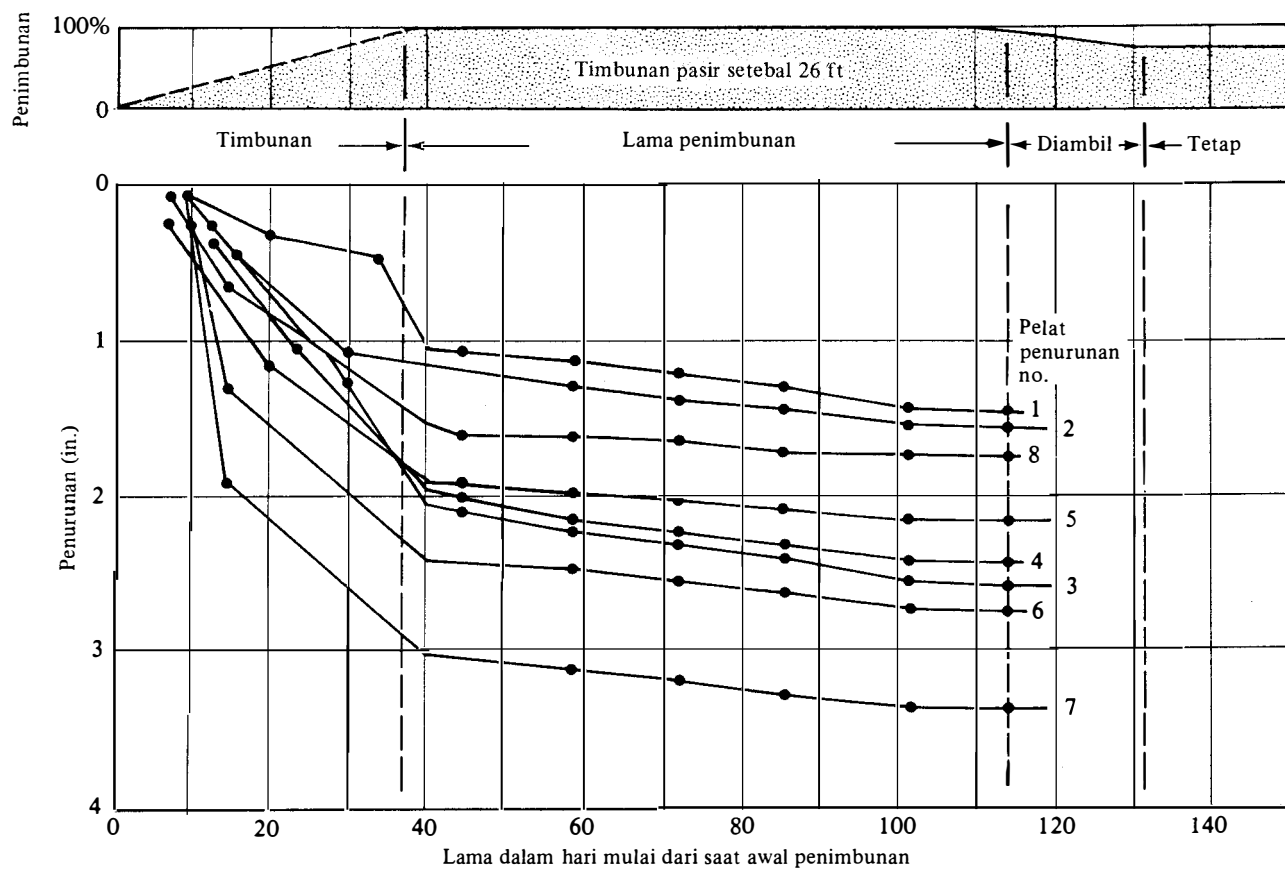
Gambar 7.35 menunjukkan tempat-tempat pelat penurunan (settlement plate) sebanyak delapan buah yang diletakkan di atas permukaan tanah sebelum timbunan sementara dibuat. Gambar 7.37 menunjukkan data hubungan waktu dan penurunan yang dicatat dari pelat penurunan yang diletakkan di bawah timbunan. Berikut ini adalah perbandingan antara penurunan konsolidasi total yang diperkirakan dan yang diamati di lapangan sebagai akibat dari pembebanan awal.

Lokasi pelat penurunan	Penurunan yang terjadi di lapangan (in.)	Penurunan konsolidasi yang diperkirakan (in.)
3	2,6	2,9
4	2,5	2,9
6	2,9	3,0
7	3,4	3,8



(tanpa skala)

Gambar 7.36



Gambar 7.37. Kurva penurunan - waktu di bawah daerah timbunan untuk pembangunan rumah sakit Tampa VA (menurut Wheless dan Sowers, 1972).

Wheelless dan Sowers tidak memberikan perhitungannya secara terinci mengenai cara yang dipakai untuk menghitung penurunan konsolidasi. Tetapi, kita dapat membuat perhitungan awal untuk memeriksa pangkat dari besarnya penurunan tersebut. Dengan melihat gambar potongan lapisan tanah yang diberikan dalam Gambar 7.33, potongan melintang lapisan tanah di bawah bangunan dapat diperkirakan seperti yang diberikan dalam Gambar 7.38. Tebal lapisan lempung diambil sekitar 10 ft (3,05 m). Gambar 7.34 menunjukkan kurva e vs $\log p$ untuk berbagai jenis tanah yang ada pada tempat di mana gedung tersebut akan dibangun. Apabila kurva e vs $\log p$ dengan tanda 2B14-24 ft dianggap sebagai kurva rata-rata, maka kurva tersebut mempunyai indeks pemampatan (C_c) kira-kira sebesar 0,22. Dengan menganggap bahwa lempung tersebut adalah terkonsolidasi secara normal (normally consolidated), maka

$$S = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left(\frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \right) \quad (7.20)$$

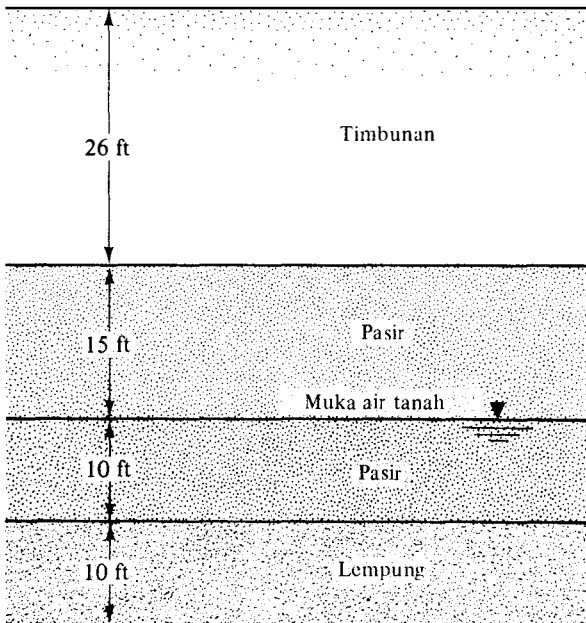
Dalam Gambar 7.38, dengan menganggap $\gamma_d(\text{pasir}) = 115 \text{ lb/ft}^3$, $\gamma'_{(\text{lemp})} = \gamma'_{(\text{pasir})} \approx 60 \text{ lb/ft}^3$,

$$\begin{aligned} p_0 &= (15)(115) + (10)(60) + \left(\frac{10}{2}\right)(60) = 1725 + 600 + 300 \\ &= 2625 \text{ lb/ft}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p_0 + \Delta p &= (26 + 15)(115) + (10)(60) + \left(\frac{10}{2}\right)(60) \\ &= 4715 + 600 + 300 = 5615 \text{ lb/ft}^2 \end{aligned}$$

Untuk harga $p_0 = 2625 \text{ lb/ft}^2$, kurva konsolidasi memberikan harga $e_0 \approx 0,9$. Jadi

$$S = \frac{(0,22)(10)}{1 + 0,9} \log \left(\frac{5615}{2625} \right) = 0,38 \text{ ft} \approx 4,6 \text{ in.}$$



Gambar 7.38. Perkiraan profil tanah yang digunakan untuk menghitung besarnya penurunan.

Walaupun beberapa asumsi telah dibuat, harga $S \approx 4,6$ inci ternyata tidak berbeda jauh dengan besar penurunan yang diperkirakan oleh Wheelless dan Sowers (1972), yaitu sebesar 3 sampai dengan 4 inci. Dengan cara membandingkan antara penurunan hasil pengamatan dan hasil perkiraan oleh Wheelless dan Sowers tersebut di atas dan Gambar 7.37, kesimpulan berikut ini dapat disajikan:

1. Dalam segala hal, penurunan yang diperkirakan selalu lebih besar dari penurunan terjadi sesungguhnya di lapangan.
2. Hampir seluruh penurunan selesai dalam waktu 90 hari.
3. Perbedaan antara penurunan yang diperkirakan dan yang diamati di lapangan bervariasi antara 3 sampai dengan 16%, dengan angka rata-rata 13%.
4. Dua pertiga sampai empat per lima dari penurunan total yang diamati di lapangan terjadi selama pembuatan timbunan. Kecepatan konsolidasi adalah jauh lebih besar dari yang diharapkan.

Wheelless dan Sowers menyarankan bahwa bertambahnya kecepatan konsolidasi yang terjadi mungkin disebabkan terutama oleh adanya lapisan-lapisan pasir yang tipis dan tidak teratur di dalam lapisan lempung. Dalam Sub-bab 7.11 ditunjukkan bahwa derajat konsolidasi rata-rata adalah berhubungan dengan faktor waktu, T_v . Juga

$$t = \frac{T_v H_{dr}^2}{c_v}$$

Untuk harga T_v (atau derajat konsolidasi rata-rata) dan c_v , yang serupa, waktu t akan lebih kecil apabila panjang aliran maksimum (H_{dr}) dari air pori berkurang. Keadaan ini merupakan penyebab terjadinya konsolidasi yang lebih cepat di daerah tersebut.

Pembangunan gedung rumah sakit VA seluruhnya selesai pada awal tahun 1970. Tidak ada penurunan pondasi yang terjadi.

Soal-soal

- 7.1 Hasil dari uji konsolidasi di laboratorium terhadap suatu contoh lempung diberikan di bawah ini:

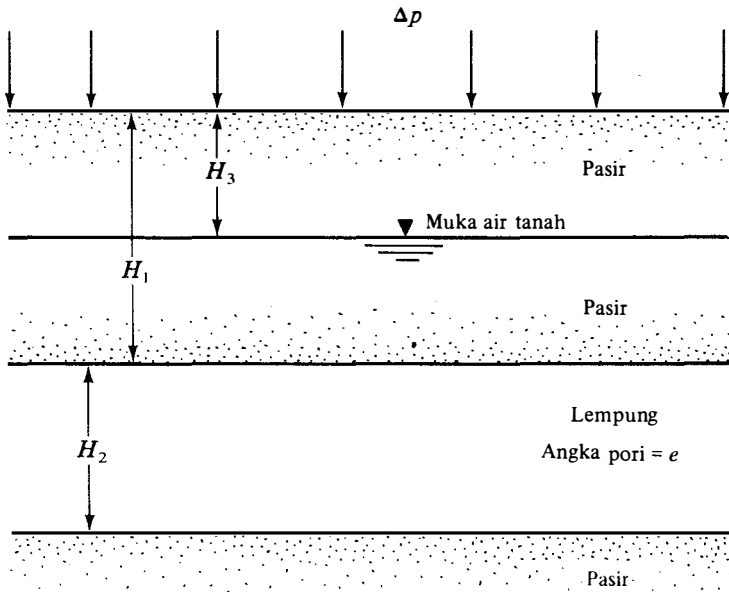
Tekanan, p (kN/m^2)	Angka pori, e
23,94	1,112
47,88	1,105
95,76	1,080
191,52	0,985
383,04	0,850
766,08	0,731

- a. Gambarlah kurva e vs $\log p$.
 - b. Tentukan tekanan prakonsolidasi (preconsolidation pressure), p_c .
 - c. Tentukan indeks pemampatan, C_c .
- 7.2 Suatu profil tanah ditunjukkan dalam Gambar P7.2. Apabila beban merata Δp bekerja pada permukaan tanah, berapakah besar penurunan lapisan lempung yang terjadi

sebagai akibat dari konsolidasi primer? Anggaplah bahwa pasir di atas muka air tanah adalah kering. Diketahui: $\Delta p = 1000 \text{ lb/ft}^2$, $H_1 = 23 \text{ ft}$, $H_2 = 17 \text{ ft}$, $H_3 = 8 \text{ ft}$.

pasir : $\gamma_{\text{dry}} = 110 \text{ lb/ft}^3$ $\gamma_{\text{sat}} = 115 \text{ lb/ft}^3$
 lempung : $\gamma_{\text{sat}} = 120 \text{ lb/ft}^3$ $LL = 50$, $e = 0.9$

(Anggap bahwa lapisan lempung adalah terkonsolidasi secara normal.)



Gambar P7.2

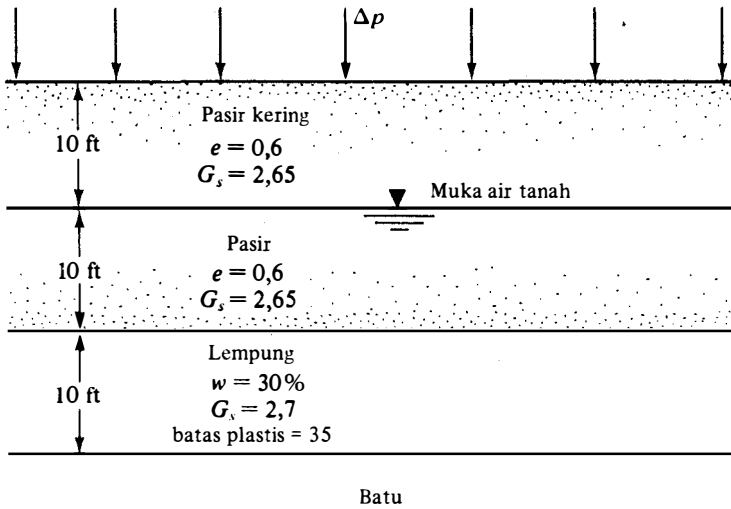
- 7.3** Kerjakan lagi Soal no. 7.2 untuk $\Delta p = 87,14 \text{ kN/m}^2$, $H_1 = 4 \text{ m}$, $H_2 = 3,2 \text{ m}$, $H_3 = 1 \text{ m}$.

pasir : $\gamma_{\text{dry}} = 14,6 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_{\text{sat}} = 17,3 \text{ kN/m}^3$
 lempung : $\gamma_{\text{sat}} = 19,3 \text{ kN/m}^3$ $LL = 38$, $e = 0,75$

- 7.4** Apabila lapisan lempung pada Soal 7.2 sudah pernah mengalami konsolidasi dan tekanan prakonsolidasi rata-rata adalah 2600 lb/ft^2 , berapakah penurunan konsolidasi primer yang akan terjadi sebagai akibat dari beban timbunan sebesar 1000 lb/ft^2 ? Anggap $\alpha = 1/6 C_c$.

- 7.5** Suatu profil tanah diberikan dalam Gambar P7.5. Tekanan prakonsolidasi adalah 3400 lb/ft^2 . Perkirakanlah penurunan konsolidasi primer yang akan terjadi sebagai akibat dari beban timbunan $\Delta p = 1500 \text{ lb/ft}^2$. Anggap $C_s = 1/5 C_c$.

- 7.6** Apabila koefisien konsolidasi untuk lapisan lempung dalam Soal no. 7.2 adalah $0,0018 \text{ cm}^2/\text{detik}$, berapakah waktu yang dibutuhkan agar 60% dari konsolidasi primer tercapai? (Anggap bahwa penambahan tekanan air pori dalam lapisan lempung tersebut selama pembebanan adalah seragam.) Berapakah besar penurunan konsolidasi total pada saat itu?



Gambar P7.5

7.7 Koordinat dua buah titik pada kurva pemampatan asli (virgin compression curva) adalah sebagai berikut:

$$e_1 = 1,78 \quad p_1 = 191,52 \text{ kN/m}^2$$

$$e_2 = 1,48 \quad p_2 = 383,04 \text{ kN/m}^2$$

- Tentukan koefisien pemampatan volume (m_v) untuk tekanan dalam rentang (range) yang disebutkan di atas.
- Apabila koefisien konsolidasi untuk tekanan dalam rentang tersebut adalah $0,0023 \text{ cm}^2/\text{detik}$, tentukan koefisien rembesan (c_v) lapisan lempung yang bersesuaian dengan angka pori rata-rata.

7.8 Untuk kurva pemampatan asli seperti yang dijelaskan dalam Soal 7.7, berapakah angka pori yang bersesuaian dengan suatu tekanan sebesar $651,17 \text{ kN/m}^2$?

7.9 Uji konsolidasi di laboratorium terhadap suatu contoh tanah setebal 25 mm, di mana air pori dapat mengalir ke luar melalui bagian atas dan bawah contoh tanah, menunjukkan bahwa konsolidasi 50% terjadi selama 11 menit.

- Berapakah waktu yang dibutuhkan oleh lapisan lempung yang sama di lapangan dengan tebal 4 m, di mana air pori hanya dapat mengalir ke arah atas saja, untuk mencapai konsolidasi 50%?
- Tentukan waktu yang dibutuhkan oleh lapisan lempung yang sama di lapangan, seperti dijelaskan dalam bagian a, untuk mencapai konsolidasi 70%.

7.10 Selama uji konsolidasi di laboratorium, waktu dan skala ukur (dial gauge) yang didapat dari penambahan tekanan pada contoh tanah dari $0,5 \text{ ton/ft}^2$ sampai 1 ton/ft^2 diberikan di bawah ini:

Waktu (menit)	Pembacaan alat ukur (in. $\times 10^{-4}$)	Waktu (menit)	Pembacaan alat ukur (in. $\times 10^{-4}$)
0	1565	16,0	1800
0,1	1607	30,0	1865
0,25	1615	60,0	1938
0,5	1625	120,0	2000
1,0	1640	240,0	2050
2,0	1663	480,0	2080
4,0	1692	960,0	2100
8,0	1740	1440,0	2112

- Tentukan waktu yang dibutuhkan untuk mencapai konsolidasi 50% (t_{50}) dengan menggunakan metode logaritma-waktu.
- Tentukan waktu yang dibutuhkan untuk mencapai konsolidasi 90% (t_{90}) dengan menggunakan metode akar-waktu (m_t).
- Apabila tinggi rata-rata dari contoh tanah selama konsolidasi akibat penambahan beban dari 0,5 t/ft^2 sampai 1 t/ft^2 adalah 0,88 in., dan air pori dapat mengalir ke arah atas dan bawah, hitunglah koefisien konsolidasi dengan menggunakan t_{50} dan t_{90} yang didapat dari bagian a dan b di atas.
- Diskusikan kemungkinan-kemungkinan alasan yang menyebabkan perbedaan harga c_v yang didapat dari bagian c di atas.

7.11 Waktu yang dibutuhkan untuk mencapai konsolidasi 50% suatu contoh lempung setebal 25 mm (air pori dapat mengalir ke arah atas dan bawah) di laboratorium adalah 2 menit 20 detik. Berapa lama (dalam hari) waktu yang dibutuhkan untuk mencapai konsolidasi 50% oleh tanah lempung yang sama setebal 3 meter di lapangan yang disebabkan oleh penambahan tekanan yang besarnya sama dengan tekanan yang diberikan di laboratorium? Di lapangan, terdapat lapisan batu pada dasar lapisan lempung tersebut.

7.12 Untuk Soal no. 7.11. Berapa lama (dalam hari) waktu yang dibutuhkan untuk mencapai konsolidasi 30% di lapangan? *Petunjuk:* Gunakan Persamaan (7.42).

7.13 Untuk suatu lempung yang terkonsolidasi secara normal diberikan :

$$p_O = 2 \text{ ton/ft}^2 \quad e = e_O = 1,22$$

$$p_O + \Delta p = 4 \text{ ton/ft}^2 \quad e = 0,98$$

Koefisien rembesan (k) lempung tersebut untuk rentang pembebanan di atas adalah $2,0 \times 10^{-4}$ ft/hari.

- Berapa lama (dalam hari) waktu yang diperlukan untuk mencapai konsolidasi 50% dari lapisan tanah lempung setebal 10 ft (air pori dapat mengalir ke luar melalui dua arah) di lapangan?
- Berapakah besar penurunan pada saat itu? (yaitu pada konsolidasi 50%)?

7.14 Dari uji konsolidasi di laboratorium terhadap suatu lempung (air pori mengalir ke luar melalui dua arah) didapatkan hasil-hasil sebagai berikut:
Tebal contoh tanah lempung yang diuji = 25 mm.

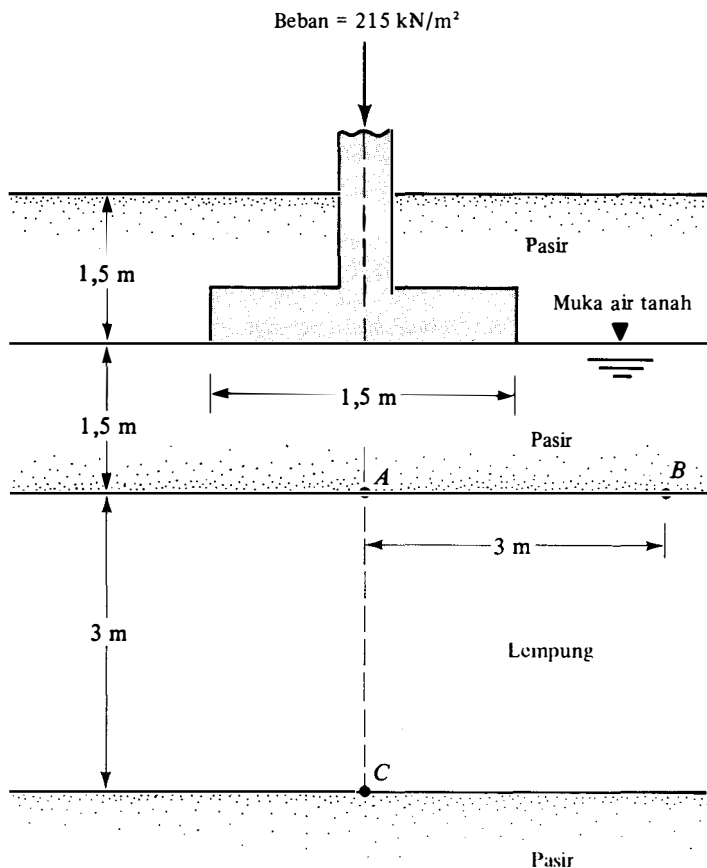
$$p_1 = 50 \text{ kN/m}^2 \quad e_1 = 0,92$$

$$p_2 = 100 \text{ kN/m}^2 \quad e_2 = 0,8$$

Waktu untuk konsolidasi 50% (t_{50}) = 2,2 menit

Tentukan koefisien rembesan contoh lempung tersebut untuk rentang pembebanan seperti disebutkan di atas.

- 7.15** Suatu pondasi menerus ditunjukkan dalam Gambar P7.15. Dengan menggunakan "diagram pengaruh" dari Newmark (Bab 6), tentukan tegangan-tegangan vertikal pada titik *A*, *B*, dan *C* yang disebabkan oleh beban yang harus dipikul oleh pondasi tersebut.
- 7.16** Hitung penurunan pondasi yang dijelaskan dalam Soal 7.15 yang disebabkan oleh konsolidasi lapisan lempung. Diketahui:
- Pasir*: $e = 0,6$; $G_s = 2,65$, derajat kejenuhan pasir di atas muka air tanah = 30%.
- Lempung*: $e = 0,85$; $G_s = 2,75$, $LL = 45$; lempung adalah terkonsolidasi secara normal.
- 7.17** Perkirakan besarnya penurunan segera dari suatu pondasi yang berbentuk lingkaran dengan diameter 4 ft yang dibangun di atas lapisan lempung yang tidak jenuh. Diketahui: beban total yang harus dipikul oleh pondasi = 19 ton, $E_{(lempung)} = 1000 \text{ lb/in}^2$, dan $\mu = 0,2$. Anggap bahwa pondasinya adalah kaku.
- 7.18** Perkirakan penurunan segera dari pondasi yang berbentuk bujursangkar yang kaku dengan panjang sisi-sisinya = 3 meter yang dibangun di atas lapisan pasir yang lepas. Diketahui: beban yang harus dipikul oleh pondasi: 711 kN, $\mu = 0,32$, $E_{(pasir)} = 16,200 \text{ kN/m}^2$



Gambar P.7.15

Notasi:

Simbol-simbol berikut ini dipakai dalam Bab 7.

Simbol	Penjelasan
<i>Inggris</i>	
A	luas potongan melintang
a_c	koefisien pemampatan
B	lebar pondasi
C_c	indeks pemampatan
C_s	indeks pemuaiian
C_α	indeks pemampatan sekunder
C'_α	$C_\alpha / (1 + e_p)$
c_v	koefisien konsolidasi
d_0, d_{50}, d_{100}	pembacaan alat ukur pada konsolidasi primer 0%, 50%, dan 100%
E	modulus Young
e	angka pori
e_0	angka pori awal
e_p	angka pori pada akhir konsolidasi primer
G_s	berat spesifik (berat jenis) butiran tanah
H	tebal lapisan tanah
H_{dr}	panjang maksimum aliran air
H_s	tinggi butiran tanah
H_v	tinggi ruang pori
h	u/γ
I_p	faktor pengaruh untuk penurunan
i	gradien hidrolik
k	koefisien rembesan
\bar{k}	konstanta pegas
LL	batas cair
M	$(\pi/2)(2m + 1)$
m	bilangan bulat (integer)
m_1	perbandingan antara panjang dan lebar pondasi
m_v	koefisien pemampatan volume
OCR	overconsolidation ratio
p	tekanan
p_c	tekanan prakonsolidasi
p_0	tekanan efektif awal akibat berat tanah di atasnya (initial effective overburden pressure)
S_r	derajat kejenuhan
S	penurunan konsolidasi primer
S_s	penurunan konsolidasi sekunder
S_T	penurunan total

S_t	penurunan konsolidasi primer pada saat t
T_c	faktor waktu
t	waktu
t_{50}, t_{90}	waktu yang dibutuhkan untuk konsolidasi 50% dan 90%
U	derajat konsolidasi rata-rata
U_z	derajat konsolidasi pada kedalaman z
u	tekanan air pori
u_0	tekanan air pori awal
u_z	tekanan air pori pada kedalaman z
V	volume total
V_0	volume total awal
V_s	volume butiran tanah
V_v	volume pori
V_{v_0}	volume pori awal
v_z	kecepatan debit pada arah sumbu z
W_s	berat butiran tanah
w	kadar air
w_N	kadar air asli
z	jarak

Yunani

γ	berat volume tanah basah
γ_{dry}	berat volume tanah kering
γ_{sat}	berat volume tanah jenuh
γ_w	berat volume air
Δe	perubahan angka pori
ΔH	perubahan tinggi
Δp	penambahan tekanan
Δp_{av}	penambahan tekanan rata-rata
$\Delta p_b, \Delta p_m, \Delta p_t$	penambahan tekanan rata-rata berturut-turut pada bagian dasar, tengah, dan atas lapisan lempung
Δu	perubahan tekanan air pori
ΔV	perubahan volume
ΔV_v	perubahan volume pori
$\Delta \sigma$	perubahan tegangan
$\Delta \sigma'$	perubahan tegangan efektif
ϵ	regangan
ϵ_0	regangan awal
η	koefisien dashpot
μ	angka Poisson
ρ_s	penurunan elastik
σ	tegangan
σ, σ_0	tegangan awal
σ_d	tegangan pada dashpot
σ_s	tegangan pada pegas

Acuan

- Casagrande, A. (1936). "Determination of the Preconsolidation Load and Its Practical Significance," *Proceedings, 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cambridge, Mass., Vol. 3, 60–64.
- Casagrande, A., and Fadum, R. E. (1940). "Notes on Soil Testing for Engineering Purposes," Harvard University Graduate School Engineering Publication No. 8.
- Crawford, C. B. (1964). "Interpretation of the Consolidation Tests," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 90, No. SM5, 93–108.
- Hough, B. K. (1957). *Basic Soils Engineering*, 1st ed., The Ronald Press Company, New York.
- Leonards, G. A., and Altschaeffl, A. G. (1964). "Compressibility of Clay," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 90, No. SM5, 133–156.
- Mesri, G. (1973). "Coefficient of Secondary Compression," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 99, No. SM1, 122–137.
- Nishida, Y. (1956). "A Brief Note on Compression Index of Soils," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 82, No. SM3, 1027–1–1027–14.
- Rendon-Herrero, O. (1980). "Universal Compression Index Equation," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 106, No. GT11, 1179–1200.
- Schleicher, F. (1926). "Zur Theorie des Baugrundes," *Bauingenieur*, Vol. 7, 931–935, 949–952.
- Schmertmann, J. H. (1953). "Undisturbed Consolidation Behavior of Clay," *Transactions*, ASCE, Vol. 120, 1201.
- Skempton, A. W. (1944). "Notes on the Compressibility of Clays," *Quarterly Journal of the Geological Society of London*, Vol. 100, 119–135.
- Taylor, D. W. (1942). "Research on Consolidation of Clays," *Serial No. 82*, Department of Civil and Sanitary Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.
- Taylor, D. W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*, Wiley, New York.
- Terzaghi, K. (1925). *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage*, Deutichke, Vienna.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. Wiley, New York.
- Terzaghi, K., and Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd ed., Wiley, New York.
- Wheelless, L. D., and Sowers, G. F. (1972). "Mat Foundation and Preload Fill, VA Hospital, Tampa," *Proceedings, Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*, ASCE, Vol. 1, Part 2, 939–951.
- Acuan Pelengkap untuk Pelajaran Selanjutnya
- Christian, J. T., and Carrier, W. D., III (1978). "Janbu, Bjerrum, and Kjaernsli's Chart Reinterpreted," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 15, No. 1, 124–128.
- Das, B. M. (1983). *Advanced Soil Mechanics*, McGraw-Hill, New York.
- Lambe, T. W. (1964). "Methods of Estimating Settlement," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 90, No. SM5, 43–69.
- Lowe, J., III, Jonas, E., and Obrician, V. (1969). "Controlled Gradient Consolidation Test," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 95, No. SM1, 77–98.
- Smith, R. E., and Wahls, H. E. (1969). "Consolidation under Constant Rate of Strain," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 95, No. SM2, 519–538.

Pemadatan Tanah

Pada pembuatan timbunan tanah untuk jalan raya, dam tanah, dan banyak struktur teknik lainnya, tanah yang lepas (renggang) haruslah dipadatkan untuk meningkatkan berat volumenya. Pemadatan tersebut berfungsi untuk meningkatkan kekuatan tanah, sehingga dengan demikian meningkatkan daya dukung pondasi di atasnya. Pemadatan juga dapat mengurangi besarnya penurunan tanah yang tidak diinginkan dan meningkatkan kemantapan lereng timbunan (embankments). Penggilas besi berpermukaan halus (smooth-wheel rollers), dan penggilas getar (vibratory rollers) adalah alat-alat yang umum digunakan di lapangan untuk pemadatan tanah. Mesin getar dalam (vibroflot) juga banyak digunakan untuk memadatkan tanah berbutir (granular soils) sampai kedalaman yang cukup besar dari permukaan tanah. Cara pemadatan tanah dengan sistem ini disebut vibroflotation (pemampatan getar apung). Dalam bab ini secara agak terinci dibahas beberapa prinsip pemadatan tanah baik di laboratorium maupun di lapangan.

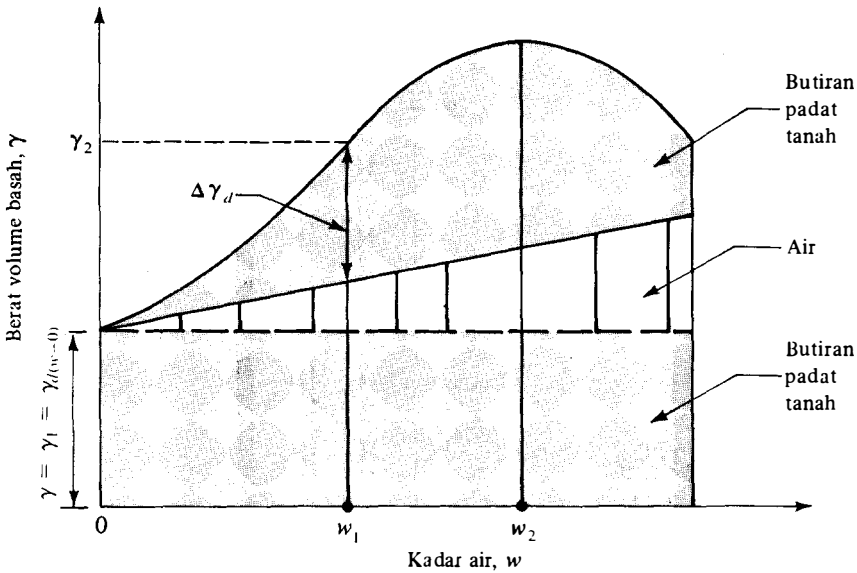
8.1

Pemadatan – Prinsip-prinsip Umum

Tingkat pemadatan tanah diukur dari berat volume kering tanah yang dipadatkan. Bila air ditambahkan kepada suatu tanah yang sedang dipadatkan, air tersebut akan berfungsi sebagai unsur pembasah (pelumas) pada partikel-partikel tanah. Karena adanya air, partikel-partikel tanah tersebut akan lebih mudah bergerak dan bergeseran satu sama lain dan membentuk kedudukan yang lebih rapat/padat. Untuk usaha pemadatan yang sama, berat volume kering dari tanah akan naik bila kadar air dalam tanah (pada saat dipadatkan) meningkat (lihat Gambar 8.1). Harap dicatat bahwa pada saat kadar air $w = 0$, berat volume basah dari tanah (γ) adalah sama dengan berat volume keringnya (γ_d), atau

$$\gamma = \gamma_{d(w=0)} = \gamma_d$$

Bila kadar airnya ditingkatkan terus secara bertahap pada usaha pemadatan yang sama, maka berat dari jumlah bahan padat dalam tanah persatuan volume juga meningkat secara bertahap pula. Misalnya, pada $w = w_1$, berat volume basah dari tanah sama dengan:



Gambar 8.1. Prinsip pemadatan.

$$\gamma = \gamma_2$$

Berat volume kering dari tanah tersebut pada kadar air ini dapat dinyatakan dalam:

$$\gamma_{d(w=w_1)} = \gamma_{d(w=0)} + \Delta\gamma_d$$

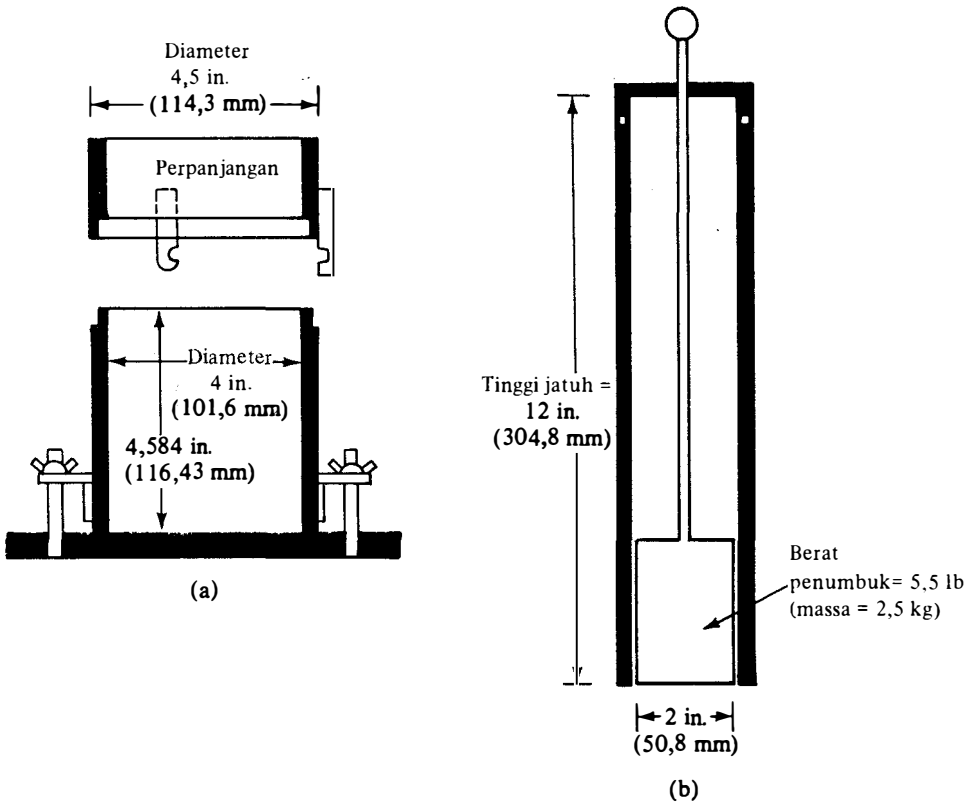
Setelah mencapai kadar air tertentu $w = w_2$ (lihat Gambar 8.1), adanya penambahan kadar air justru cenderung menurunkan berat volume kering dari tanah. Hal ini disebabkan karena air tersebut kemudian menempati ruang-ruang pori dalam tanah yang sebetulnya dapat ditempati oleh partikel-partikel padat dari tanah. Kadar air di mana harga berat volume kering maksimum tanah dicapai disebut *kadar air optimum*.

Percobaan-percobaan di laboratorium yang umum dilakukan untuk mendapatkan berat volume kering maksimum dan kadar air optimum adalah *Proctor Compaction Test (Uji Pemadatan Proctor)*, menurut nama penemunya, Proctor, 1933). Cara dan prosedur untuk melakukan percobaan tersebut akan dibahas dalam uraian-uraian berikut.

8.2

Uji Proctor Standar (Standard Proctor Test)

Pada uji Proctor, tanah dipadatkan dalam sebuah cetakan silinder bervolume $1/30 \text{ ft}^3$ ($=943,3 \text{ cm}^3$). Diameter cetakan tersebut adalah 4 in. ($= 101,6 \text{ mm}$). Selama percobaan di laboratorium, cetakan itu diletakkan pada sebuah pelat dasar dan di atasnya diberi perpanjangan (juga berbentuk silinder) seperti terlihat pada Gambar 8.2a. Tanah dicampur air dengan kadar yang berbeda-beda dan kemudian dipadatkan (Gambar 8.3) dengan menggunakan pemukul khusus. Pemadatan tanah tersebut dilakukan dalam 3 (tiga) lapisan (dengan tebal tiap lapisan kira-kira 1,0 in.) dan jumlah tumbukan adalah $25 \times$ setiap lapisan. Berat pemukul adalah 5,5 lb (massa = 2.5 kg) dan tinggi jatuh sebesar 12 in. ($=304,8 \text{ mm}$). Untuk setiap percobaan, berat volume basah γ dari tanah yang dipadatkan tersebut dapat dihitung sebagai berikut:



Gambar 8.2. Alat uji Proctor standar: (a) cetakan, (b) penumbuk.

$$\gamma = \frac{W}{V(m)} \tag{8.1}$$

di mana:

- W = berat tanah yang dipadatkan di dalam cetakan
- $V(m)$ = volume cetakan (= $1/30 \text{ ft}^3 = 943,3 \text{ cm}^3$).

Juga pada setiap percobaan besarnya kadar air dalam tanah yang dipadatkan tersebut dapat ditentukan di laboratorium. Bila kadar air tersebut diketahui, berat volume kering γ_d dari tanah tersebut dapat dihitung sebagai berikut:

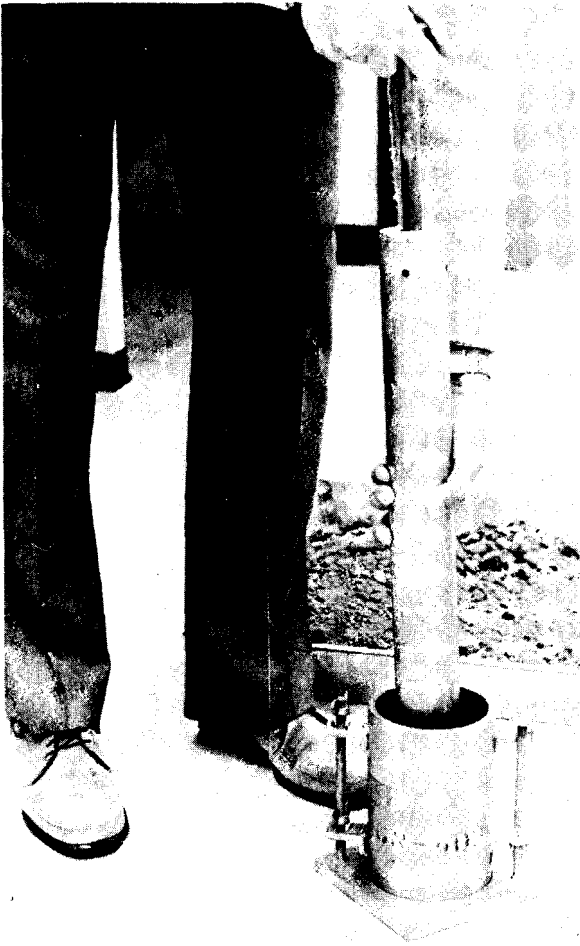
$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \frac{w(\%)}{100}} \tag{8.2}$$

di mana $w(\%)$ = persentase kadar air.

Harga γ_d dari Persamaan (8.2) tersebut dapat digambarkan terhadap kadar air untuk mendapatkan berat volume kering maksimum dan kadar air optimum. Gambar 8.4 menunjukkan suatu grafik hasil pepadatan suatu tanah lempung berlanau.

Prosedur pelaksanaan Uji Proctor Standar telah dirinci dalam ASTM Test Designation D-698 dan dalam AASHTO Test Designation T-99.

Untuk suatu kadar air tertentu, berat volume kering maksimum secara teoritis didapat



Gambar 8.3. Pemadatan tanah dengan menggunakan penumbuk Proctor standar.

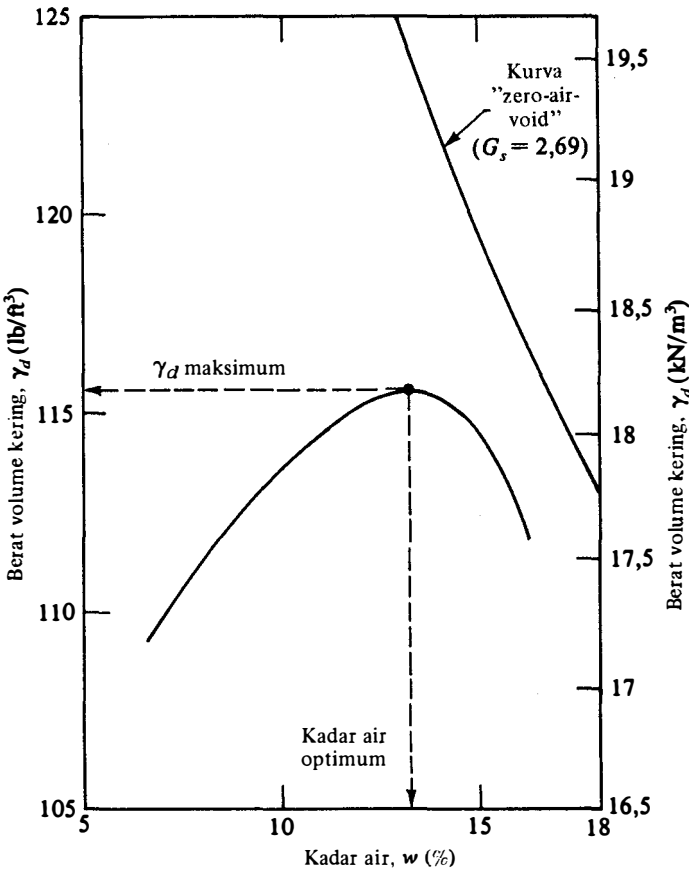
bila pada pori-pori tanah sudah tidak ada udaranya lagi, yaitu pada saat di mana derajat kejenuhan tanah sama dengan 100%. Jadi, berat volume kering maksimum (teoritis) pada suatu kadar air tertentu dengan kondisi "zero air voids" (pori-pori tanah tidak mengandung udara sama sekali) dapat ditulis sebagai:

$$\gamma_{zav} = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e}$$

di mana:

- γ_{zav} = berat volume pada kondisi zero air voids
- γ_w = berat volume air
- e = angka pori
- G_s = berat spesifik butiran padat tanah.

Untuk keadaan tanah jenuh 100%, $e = wG_s$; jadi



Gambar 8.4. Hasil uji pemadatan Proctor standar untuk lempung berlanau.

$$\gamma_{zav} = \frac{G_s \gamma_w}{1 + w G_s} = \frac{\gamma_w}{w + \frac{1}{G_s}} \tag{8.3}$$

di mana w = kadar air.

Untuk mendapatkan variasi dari γ_{zav} terhadap kadar air, gunakanlah prosedur berikut:

1. Tentukan berat spesifik butiran padat tanah.
2. Cari berat volume air (γ_w).
3. Tentukan sendiri beberapa harga kadar air w , misalnya 5%, 10%, 15%, ... dan seterusnya.
4. Gunakan Persamaan (8.3) untuk mencari γ_{zav} dari kadar-kadar air tersebut.

Gambar 8.4 juga menunjukkan variasi dari γ_{zav} terhadap kadar air dan tempat kurva tersebut terhadap kurva pemadatan. Dalam keadaan apapun, kurva pemadatan tidak mungkin memotong (menjadi di sebelah kanan) kurva zero air voids tersebut.

8.3

Faktor-faktor yang Mempengaruhi Pemadatan

Pada sub-bab terdahulu ditunjukkan bahwa kadar air mempunyai pengaruh yang besar terhadap tingkat kepadatan yang dapat dicapai oleh suatu tanah. Di samping kadar air, fak-

tor-faktor lain yang juga mempengaruhi pemadatan adalah jenis tanah dan usaha pemadatan. Pentingnya kedua faktor terakhir ini akan dijelaskan secara lebih terinci dalam uraian berikut.

Pengaruh Jenis Tanah

Jenis tanah – yang diwakili oleh distribusi ukuran-butiran, bentuk butiran tanah, berat spesifik bagian padat tanah, dan jumlah serta jenis mineral lempung yang ada pada tanah – mempunyai pengaruh besar terhadap harga berat volume kering maksimum dan kadar air optimum dari tanah tersebut. Gambar 8.5 menunjukkan bentuk umum kurva-kurva pemadatan yang didapat dari empat jenis tanah. Uji laboratorium dilaksanakan sesuai dengan prosedur ASTM Test Designation D-698.

Perhatikan bahwa kurva pemadatan berbentuk bel pada Gambar 8.4 adalah umum terdapat pada hampir semua tanah lempung. Gambar 8.5 menunjukkan bahwa untuk pasir, harga berat volume kering umumnya cenderung untuk menurun dahulu dengan naiknya kadar air, kemudian naik sampai mencapai harga maksimum dengan penambahan kadar air lebih lanjut. Penurunan berat volume kering pada awal kurva disebabkan karena pengaruh peristiwa kapiler pada tanah. Pada kadar air yang lebih rendah, adanya tegangan terik kapiler pada pori-pori tanah mencegah kecenderungan partikel tanah untuk bergerak dengan bebas untuk menjadi lebih padat. Kemudian tegangan kapiler tersebut akan berkurang dengan bertambahnya kadar air sehingga partikel-partikel menjadi mudah bergerak dan menjadi lebih padat.

Lee dan Suedkamp (1972) telah mempelajari kurva-kurva pemadatan dari 35 jenis tanah. Mereka menyimpulkan bahwa kurva pemadatan tanah-tanah tersebut dapat dibedakan hanya menjadi empat tipe umum. Hasilnya dapat dilihat pada Gambar 8.6. Kurva pemadatan tipe *A* adalah kurva yang mempunyai hanya satu puncak. Tipe ini biasanya ditemukan pada tanah-tanah yang mempunyai batas cair antara 30 dan 70. Kurva tipe *B* adalah untuk tipe yang mempunyai satu-setengah puncak, dan kurva tipe *C* adalah untuk yang mempunyai puncak ganda. Kurva-kurva pemadatan tipe *B* dan *C* dijumpai pada tanah-tanah dengan batas cair kurang dari 30. Tipe kurva pemadatan *D* adalah tipe yang tidak mempunyai puncak tertentu. Tipe ini disebut sebagai berbentuk ganjil. Tanah dengan batas cair lebih besar daripada 70 kemungkinan mempunyai bentuk kurva pemadatan seperti tipe *C* atau *D*.

Pengaruh Energi Pemadatan

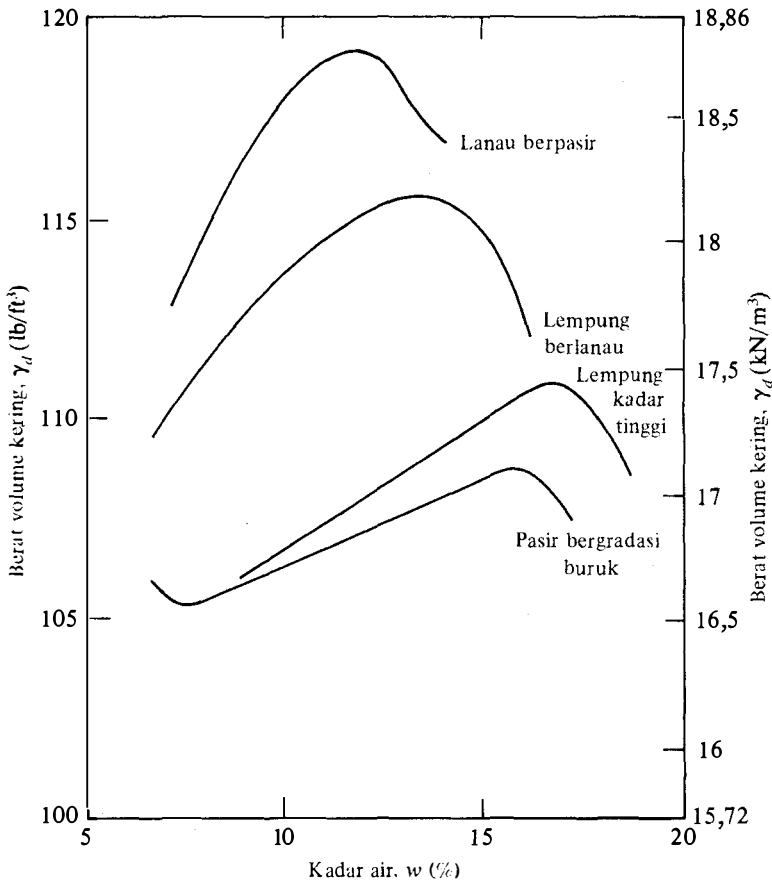
Energi yang dibutuhkan untuk pemadatan (*E*) pada uji Proctor standar, yang telah dibahas pada sub-bab 8.2, dapat ditulis sebagai berikut:

$$E = \frac{\left(\frac{\text{jumlah tumbukan}}{\text{pelapisan}} \right) \times \left(\frac{\text{jumlah lapisan}}{\text{lapisan}} \right) \times \left(\frac{\text{berat penumbuk}}{\text{volume cetakan}} \right) \times \left(\frac{\text{tinggi jatuh}}{\text{penumbuk}} \right)}{\text{volume cetakan}} \tag{8.4}$$

atau

$$E = \frac{(25)(3)(5,5)(1)}{(1/30)} = 12.375 \text{ ft}\cdot\text{lb}/\text{ft}^3 (\approx 592,5 \text{ kJ}/\text{m}^3)$$

Bila usaha pemadatan per satuan volume tanah berubah, kurva pemadatan juga akan berubah. Hal ini dapat dilihat pada Gambar 8.7. Gambar tersebut menunjukkan empat buah kurva pemadatan untuk tanah lempung berpasir. Cetakan dan penumbuk seperti pada Proctor standar digunakan untuk memperoleh kurva-kurva pemadatan tersebut. Tetapi, jumlah tumbukan pelapisan bervariasi mulai dari 20 sampai 50 (tumbukan per lapisan). Dengan meng-



Gambar 8.5. Bentuk umum kurva pemadatan untuk empat jenis tanah (ASTM D-698).

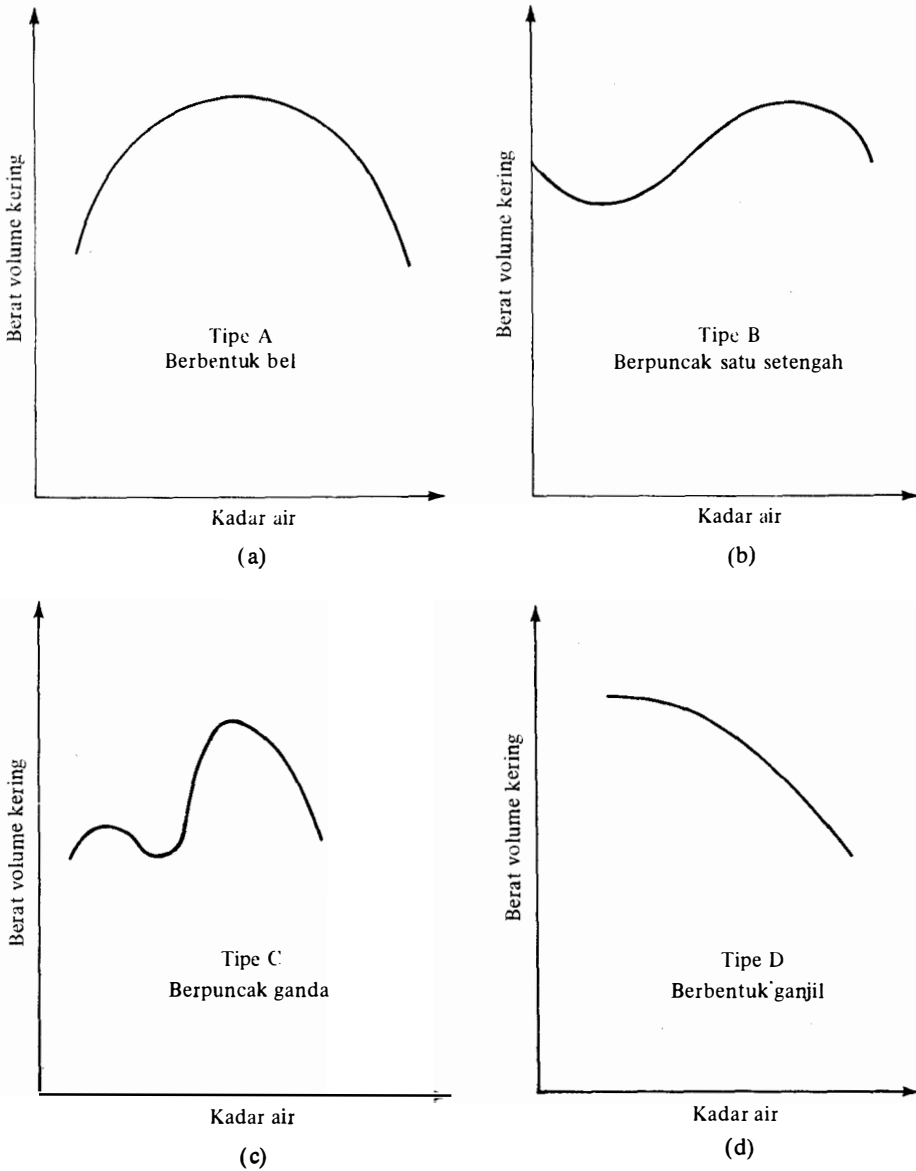
gunakan Persamaan (8.4), energi pemadatan per satuan volume untuk masing-masing percobaan juga dapat dicari. Hasilnya dapat dilihat pada tabel berikut:

Nomor kurva pada Gambar 8.7	Jumlah tumbukan per lapisan	Energi pemadatan (ft-lb/ft³)*
1	20	9.900
2	25	12.375
3	30	14.850
4	50	24.750

* 1 ft-lb/ft³ = 47,88 J/m³

Dari tabel di atas dan Gambar 8.7 terlihat bahwa:

- a. bila energi pemadatan bertambah, harga berat volume kering maksimum tanah hasil pemadatan juga bertambah, dan
- b. bila energi pemadatan bertambah, harga kadar air optimum berkurang.



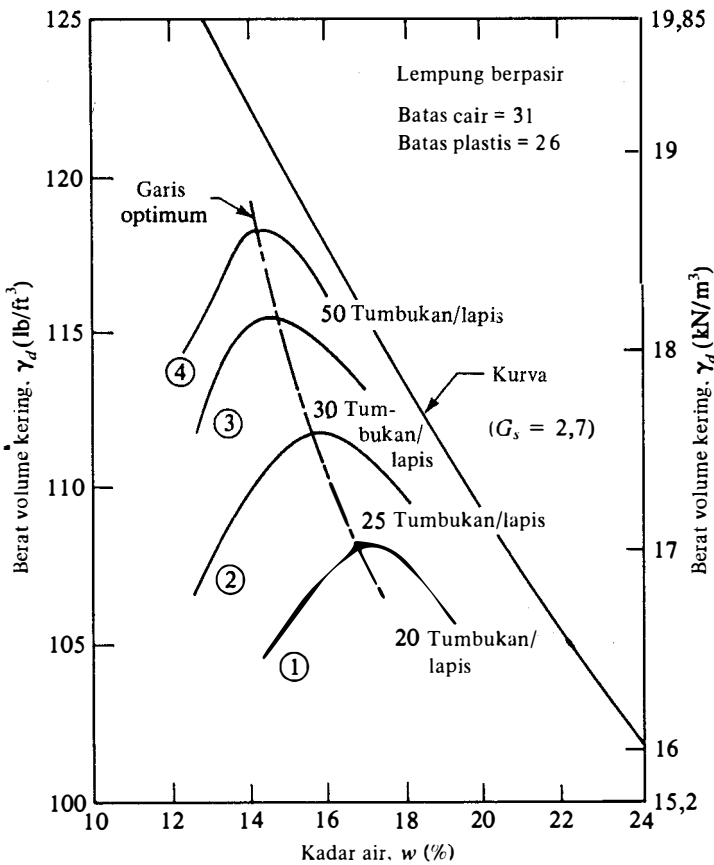
Gambar 8.6. Berbagai macam tipe kurva pemadatan yang sering dijumpai pada tanah.

Pernyataan di atas juga berlaku untuk semua jenis tanah. Tetapi harap dicatat bahwa tingkat kepadatan suatu tanah tidak langsung sebanding (proporsional) dengan usaha pemadatannya, untuk desain yang ekonomis di lapangan, suatu harga batas atas dari energi pemadatan haruslah ditentukan lebih dahulu.

8.4

Uji Proctor Dimodifikasi (Modified Proctor Test)

Dengan berkembangnya alat-alat penggilas berat yang digunakan pada pemadatan di lapangan, uji Proctor standar harus dimodifikasi untuk dapat lebih mewakili kondisi lapangan.



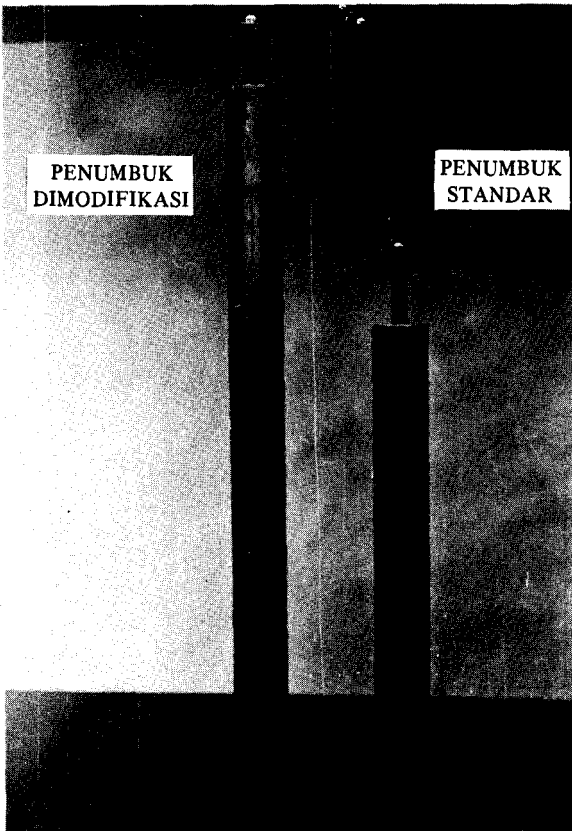
Gambar 8.7. Pengaruh energi pemadatan pada pemadatan suatu lempung berpasir.

Uji Proctor yang dimodifikasi ini disebut *Uji Proctor Dimodifikasi* (ASTM Test Designation D-1557 dan AASHTO Test Designation T-180). Untuk pelaksanaan uji Proctor dimodifikasi ini, dipakai cetakan yang sama dengan volume $1/30 \text{ ft}^3$ (944 cm^3) sebagaimana pada uji Proctor standar. Tetapi tanah dipadatkan dalam lima lapisan dengan menggunakan penumbuk seberat 10 lb (massa = 4,54 kg). Tinggi jatuh penumbuk adalah 18 in. (457,2 mm). Jumlah tumbukan per lapisan adalah tetap yaitu 25 kali sebagaimana pada Proctor standar. Gambar 8.8 menunjukkan perbandingan antara penumbuk yang dipakai pada uji Proctor standar dan Proctor dimodifikasi. Energi pemadatan yang dilakukan dalam uji dimodifikasi dapat dihitung sebagai berikut:

$$E = \frac{(5 \text{ lapisan}) (25 \text{ tumbukan/lapisan}) (10 \text{ lb}) (1,5 \text{ ft/jatuhan})}{(1/30 \text{ ft}^3)}$$

$$= 56.250 \text{ ft} \cdot \text{lb/ft}^3 (\approx 2693,3 \text{ kJ/m}^3)$$

Karena energi pemadatannya lebih besar, uji Proctor dimodifikasi juga menghasilkan suatu harga berat volume kering maksimum yang lebih besar. Peningkatan berat volume kering maksimum ini disertai dengan penurunan kadar air optimum.



Gambar 8.8. Perbandingan antara penumbuk yang dipakai pada uji Proctor standar dan uji Proctor dimodifikasi.

8.5

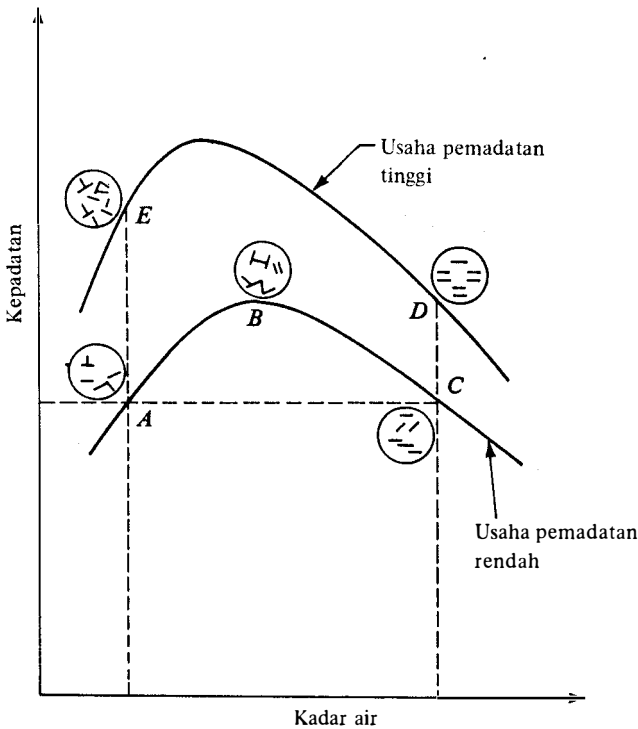
Spesifikasi ASTM dan AASHTO untuk Uji Pemadatan

Pada pembahasan-pembahasan terdahulu, spesifikasi yang diberikan untuk uji Proctor menurut ASTM dan AASHTO dengan volume cetakan sebesar $1/30 \text{ ft}^3$ dan jumlah tumbukan 25 kali per lapisan pada umumnya dipakai untuk tanah-tanah berbutir halus yang lolos ayakan Amerika No. 4. Sebenarnya, pada-masing-masing ukuran cetakan masih ada empat metode lain yang disarankan, yang berbeda-beda menurut ukuran cetakan, jumlah tumbukan per lapisan, dan ukuran partikel tanah maksimum pada agregat tanah yang dipadatkan. Ringkasan dari metode uji tersebut dapat dilihat pada Tabel 8.1.

8.6

Struktur dari Tanah Kohesif yang Dipadatkan

Lambe (1958a) telah menyelidiki pengaruh pemadatan terhadap struktur tanah lempung, dan hasil penyelidikannya terlihat dalam Gambar 8.9. Bila lempung dipadatkan dengan kadar air pada sisi kering dari kadar air optimum, diwakili oleh titik *A*, tanah tersebut akan mempunyai struktur terflokulasi. Hal ini disebabkan karena pada kadar air yang rendah, lapisan ganda terdifusi dari ion-ion yang menyelimuti partikel tanah lempung tersebut tidak dapat sepenuhnya berkembang; jadi, gaya tolak-menolak antar-partikel-partikel juga berkurang. Sebagai hasilnya didapat suatu struktur tanah dengan arah partikel yang relatif acak pada



Gambar 8.9. Pengaruh pemadatan pada struktur tanah lempung (menurut Lambe, 1958a).

kadar air yang rendah. Bila kadar air ditambah, sebagai terlihat pada titik *B*, maka lapisan ganda terdifusi di sekeliling partikel tanah akan mengembang; sehingga terjadi peningkatan gaya tolak-menolak antar partikel-partikel lempung dan akan menghasilkan tingkat flokulasi yang lebih kecil dan berat volume kering yang lebih besar. Bila kadar air terus ditingkatkan dari *B* ke *C*, maka lapisan ganda juga akan semakin mengembang dan gaya tolak-menolak antar partikel juga akan semakin meningkat. Hal ini akan menghasilkan suatu tingkat orientasi partikel yang tetap lebih besar dan suatu struktur terdispersi yang lebih banyak atau lebih sedikit. Akan tetapi, berat volume kering dari tanah kemudian akan berkurang karena penambahan air tadi akan memperkecil konsentrasi partikel-partikel padat dari tanah per satuan volume.

Pada suatu kadar air tertentu, usaha pemadatan yang lebih tinggi cenderung menghasilkan lebih banyak partikel-partikel lempung dengan orientasi yang sejajar, sehingga lebih banyak struktur tanah yang terdispersi. Partikel-partikel tanah lebih dekat satu sama lain dan dengan sendirinya didapatkan berat volume yang lebih tinggi. Hal ini dapat dilihat dengan membandingkan antara titik *A* dan *E* pada Gambar 8.9.

Gambar 8.10 menunjukkan variasi dari tingkat orientasi partikel-partikel tanah terhadap kadar air dari tanah lempung Boston yang dipadatkan. Penyelidikan oleh Seed dan Chan (1959) juga memberikan hasil yang serupa untuk tanah lempung kaolin yang dipadatkan.

8.7

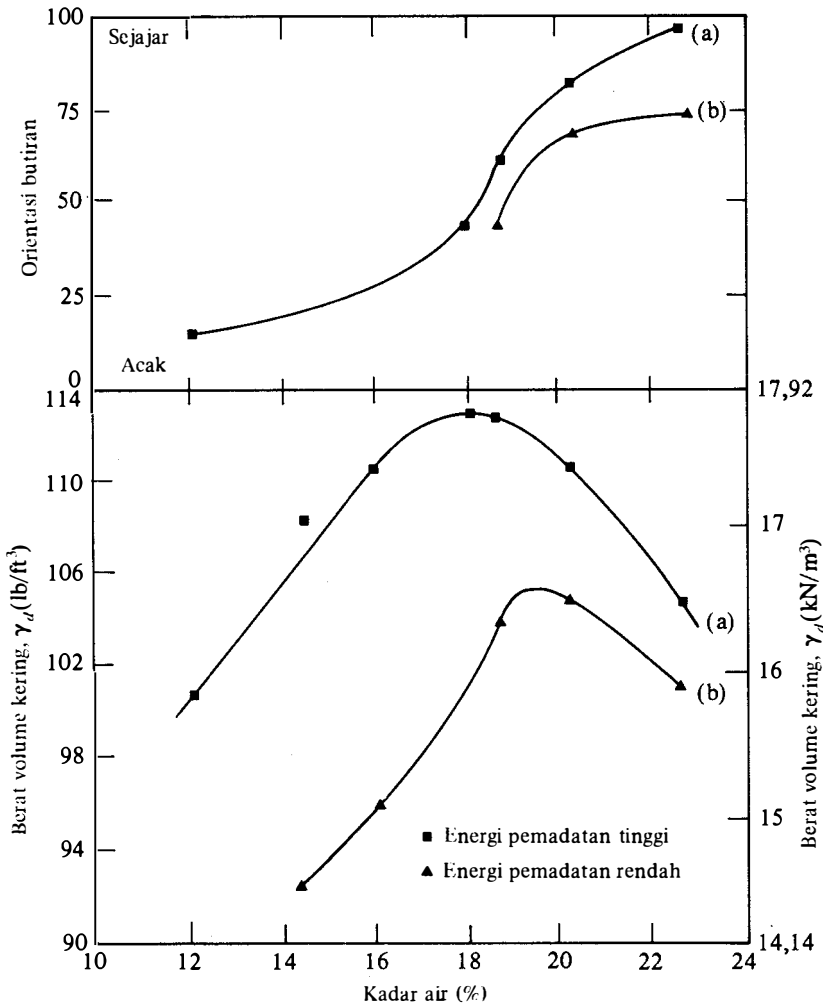
Pengaruh Pemadatan pada Sifat-sifat Tanah Berkoheesi

Pemadatan menimbulkan perubahan-perubahan pada struktur tanah berkoheesi. Perubahan-perubahan tersebut meliputi perubahan pada daya rembes (permeability), kemampu-

Tabel 8.1. Rangkuman Spesifikasi Uji Pemadatan.*

Penjelasan		ASTM D-695; AASHTO T-99				ASTM D-1557; AASHTO T-150			
		Metode A	Metode B	Metode C	Metode D	Metode A	Metode B	Metode C	Metode D
Cetakan: Volume	ft ³	1/30	1/13,33	1/30	1/13,33	1/30	1/13,33	1/30	1/13,33
	cm ³	943,9	2124,3	943,9	2124,3	943,9	2124,3	943,9	2124,3
Tinggi	in.	4,58	4,58	4,58	4,58	4,58	4,58	4,58	4,58
	mm	116,33	116,33	116,33	116,33	116,33	116,33	116,33	116,33
Diameter	in.	4	6	4	6	4	6	4	6
	mm	101,6	152,4	101,6	152,4	101,6	152,4	101,6	152,4
Berat (massa) penumbuk	lb	5,5	5,5	5,5	5,5	10	10	10	10
	kg	2,5	2,5	2,5	2,5	4,54	4,54	4,54	4,54
Tinggi jatuh penumbuk	in.	12	12	12	12	18	18	18	18
	mm	304,8	304,8	304,8	304,8	457,2	457,2	457,2	457,2
Jumlah lapisan tanah		3	3	3	3	5	5	5	5
Jumlah pukulan tiap lapis		25	56	25	56	25	56	25	56
Fraksi tanah yang diuji lolos ayakan		No. 4	No. 4	3/4 in.	3/4 in.	No. 4	No. 4	3/4 in.	3/4 in.

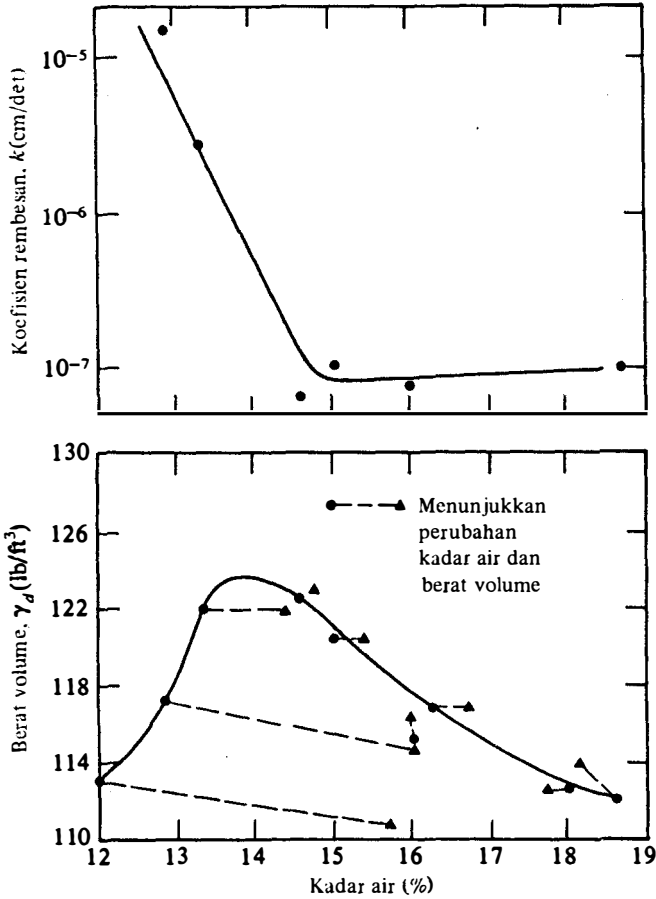
*Faktor konversi: 1 lb massa = 0,4536 kg; 1 in = 25,4 mm; 1 ft³ = 28316,8 cm³



Gambar 8.10. Orientasi butiran versus kadar air untuk tanah lempung Boston (menurut Lambe, 1958a).

mampatan (compressibility), dan kekuatan dari tanah. Gambar 8.11 menunjukkan hasil uji rembesan (Bab 4) dari tanah lempung berpasir Jamaica. Contoh tanah yang digunakan dalam percobaan tersebut dipadatkan pada berbagai kadar air dengan usaha pemadatan yang sama. Harga koefisien rembesan, yang menunjukkan ukuran mudah-sukarnya air merembes melewati suatu tanah, akan berkurang dengan bertambahnya kadar air. Harga koefisien rembesan tersebut mencapai minimum kira-kira pada kadar air optimum. Setelah kadar air optimum tersebut, koefisien rembesan akan sedikit bertambah. Harga koefisien rembesan yang tinggi pada sisi kering dari kadar air optimum adalah karena orientasi yang acak dari partikel-partikel lempung yang menghasilkan susunan ruang-ruang pori yang lebih besar di dalam tanah.

Sifat-sifat kemanipumampatan satu-dimensi (Bab 7) tanah lempung yang dipadatkan pada sisi-kering dan sisi basah dari kadar air optimum dapat dilihat pada Gambar 8.12. Pada tekanan yang rendah, suatu tanah yang dipadatkan pada sisi-basah dari kadar air optimum akan lebih mudah memampat (compressible) dibandingkan tanah yang dipadatkan pada sisi kering dari kadar air optimum. Hal ini terlihat pada Gambar 8.12a. Pada tekanan yang besar, kecenderungan tersebut menjadi sebaliknya; dan hal ini terlihat pada Gambar 8.12b. Untuk



Gambar 8.11. Pengaruh pemadatan pada daya rembes tanah lempung (menurut Lambe, 1958a).

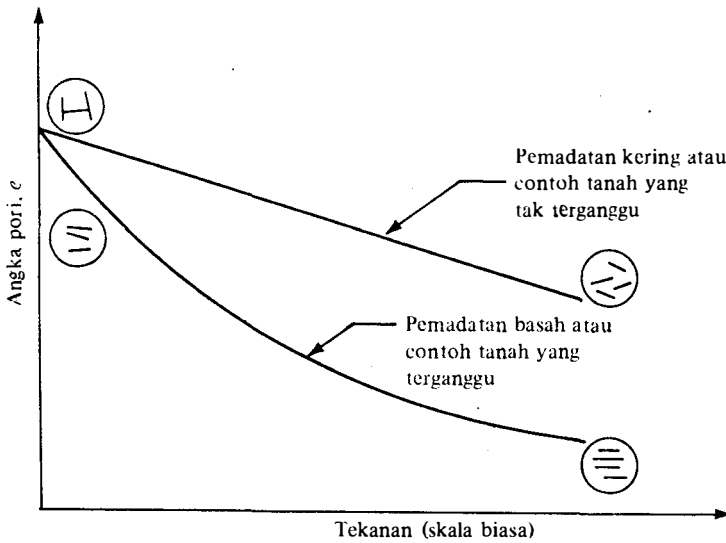
contoh-contoh tanah yang dipadatkan pada sisi kering dari kadar air optimum, tekanan cenderung mengubah arah orientasi partikel menjadi tegak lurus arah tekanan. Jarak antar-partikel-partikel lempung juga berkurang. Akan tetapi, untuk contoh-contoh tanah yang dipadatkan pada sisi basah dari kadar air optimum, tekanan hanya mengurangi jarak antar-partikel-partikel tanah lempung saja. Pada tekanan yang sangat besar, mungkin saja didapatkan struktur yang identik (sama) bagi contoh-contoh tanah yang dipadatkan pada sisi basah maupun sisi kering dari kadar air optimum.

Kekuatan tanah lempung yang dipadatkan umumnya berkurang dengan bertambahnya kadar air. Hal ini dapat dilihat pada Gambar 8.13. Harap diperhatikan bahwa pada kira-kira kadar air optimum, terjadi penurunan kekuatan tanah yang besar. Ini berarti bahwa bila ada dua contoh tanah yang dipadatkan pada berat volume kering yang sama, yang satu dipadatkan pada sisi kering dan yang lainnya pada sisi basah dari kadar air optimum, uji contoh tanah yang dipadatkan pada sisi kering dari kadar air optimum (yang memiliki struktur terflokulasi) akan mempunyai kekuatan yang lebih besar.

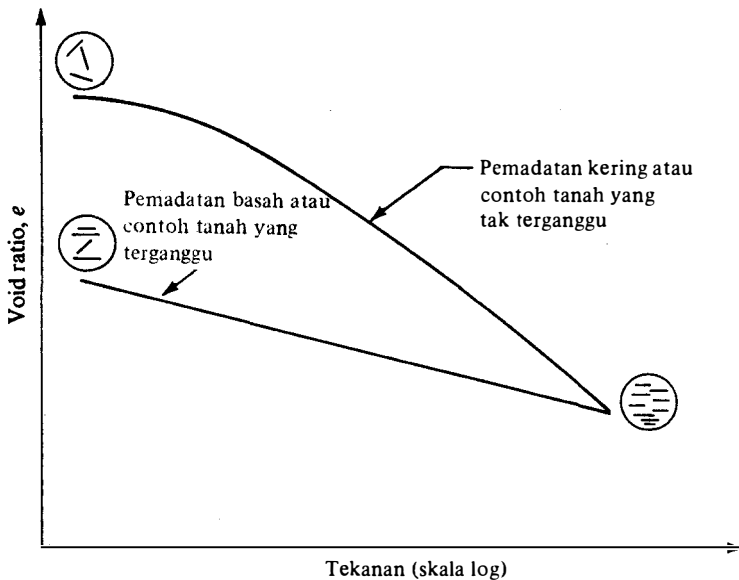
8.8

Pemadatan di Lapangan

Hampir semua pemadatan di lapangan dilakukan dengan penggilas (rollers). Jenis penggilas yang paling umum dipakai adalah:



(a) Konsolidasi dengan tekanan rendah

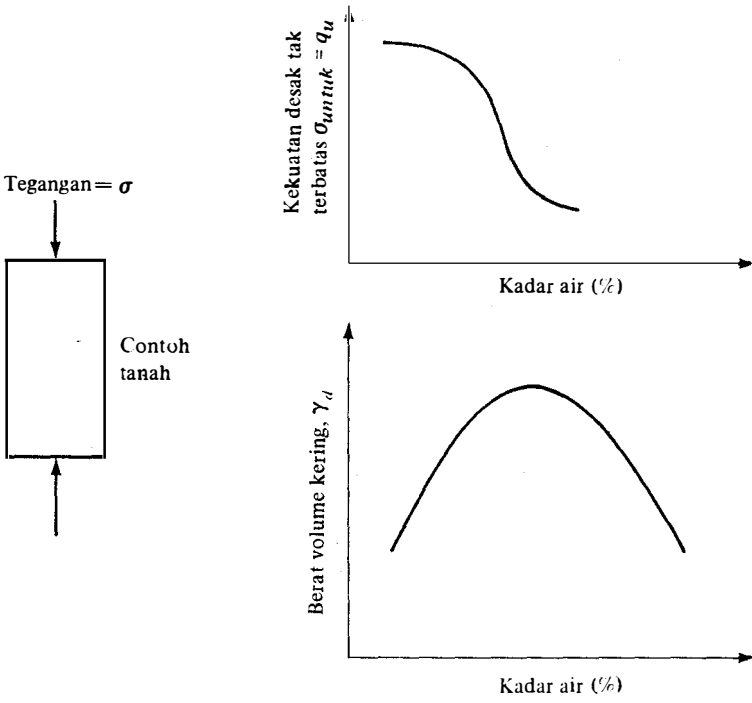


(b) Konsolidasi dengan tekanan tinggi

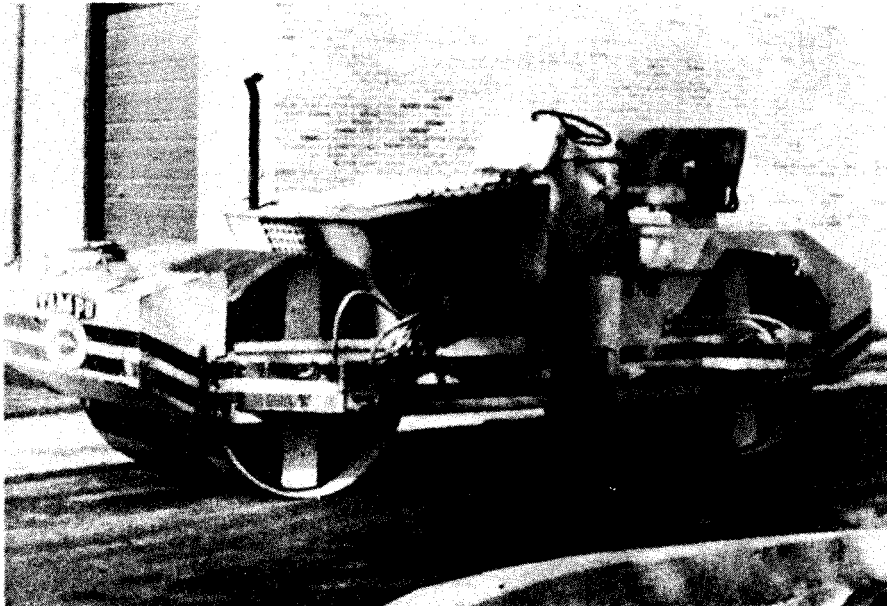
Gambar 12.12. Pengaruh pemadatan pada kemampuanampatan satu dimensi tanah lempung (digambar ulang dari Lambe, 1958b).

- penggilas besi berpermukaan halus (atau penggilas bentuk drum),
- penggilas ban-karet (angin),
- penggilas kaki-kambing, dan
- penggilas getar.

Penggilas besi berpermukaan halus (Gambar 8.14) cocok untuk meratakan permukaan tanah dasar (subgrades) dan untuk pekerjaan penggilasan akhir pada timbunan tanah pasir atau lempung. Penggilas tipe ini dapat memadatkan 100% luasan muka tanah yang dilalui



Gambar 8.13. Pengaruh pemadatan pada kekuatan tanah lempung.



Gambar 8.14. Penggilas besi berpermukaan halus (atas jasa baik David A. Carroll, Austin, Texas).

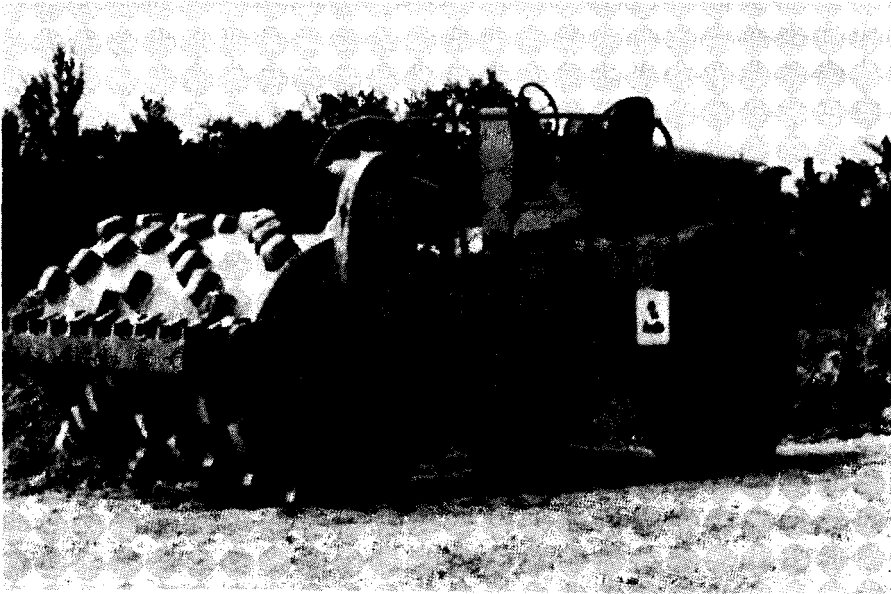
rodanya dengan tekanan kontak antara tanah dan roda sebesar antara 45 sampai 55 psi (antara 310 sampai 380 kN/m²). Penggilas tipe ini tidak cocok untuk pekerjaan yang menginginkan tingkat pemadatan yang tinggi pada lapisan yang tebal.

Penggilas ban-karet (Gambar 8.15) dalam banyak hal masih lebih baik daripada penggilas besi berpermukaan halus. Penggilas ban-karet ini pada dasarnya merupakan sebuah kereta bermuatan berat dan beroda karet yang tersusun dalam beberapa baris. Baris-baris ban karet ini berjarak dekat satu sama lain di mana pada setiap baris ban terdapat empat sampai enam buah ban. Tekanan kontak di bawah ban berkisar antara 85 sampai 100 psi. (585 sampai 690 kN/m²), dan baris-baris ban tersebut memadatkan antara 70 sampai 80% luasan tanah yang dilalui penggilas. Penggilas ban-karet ini dapat digunakan pada pemadatan tanah-tanah pasir dan lempung. Pemadatan dicapai dari kombinasi antara tekanan dan "kheading action" (pemadatan dengan meremas-remas).

Penggilas kaki-kambing (Gambar 8.16) adalah berupa silinder (drum) yang mempunyai banyak kaki-kaki yang menjulur ke luar dari drum. Kaki-kaki ini mempunyai luas proyeksi penampang sekitar 4 sampai 13 in.² (\approx 25 sampai 85 cm²). Alat ini sangat efektif untuk memadatkan tanah lempung. Tekanan kontak di ujung kaki-kaki kambing dapat mencapai antara 200 sampai 1000 psi (1380 sampai 6900 kN/m²). Pada waktu pemadatan di lapangan, mula-mula pada awal lintasan bagian tanah yang dipadatkan ialah bagian sebelah bawah dari "lift". Catatan: suatu timbunan tanah tidak langsung dipadatkan setinggi timbunan tersebut, tetapi dihamparkan selapis demi selapis dan setiap lapisan itu dipadatkan dengan baik. Setiap lapisan disebut "lift".) Pada lintasan-lintasan berikutnya barulah tanah di bagian tengah dan atas dari lift ikut terpadatkan.



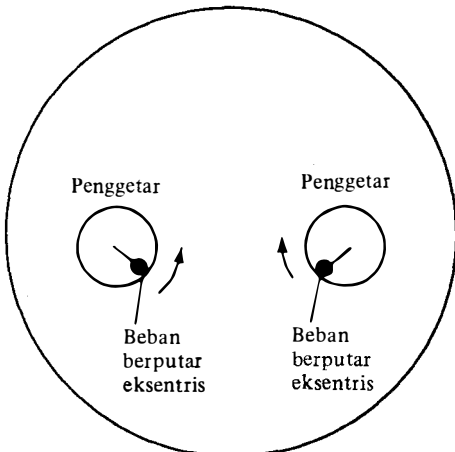
Gambar.8.15. Penggilas ban-karet (atas jasa baik David A. Carroll. Austin, Texas).



Gambar 8.16. Penggilas kaki-kambing (atas jasa baik David A. Carroll, Austin, Texas).

Penggilas getar sangat berfaedah untuk pemadatan tanah berbutir (pasir, kerikil, dan sebagainya). Alat getar dapat saja dipasang pada penggilas besi berpermukaan halus, penggilas ban-karet, atau pada penggilas kaki-kambing untuk menghasilkan getaran pada tanah. Pada Gambar 8.17 ditunjukkan prinsip-prinsip dari penggilas getar. Getaran dihasilkan dari berputarnya suatu beban yang tidak sentris.

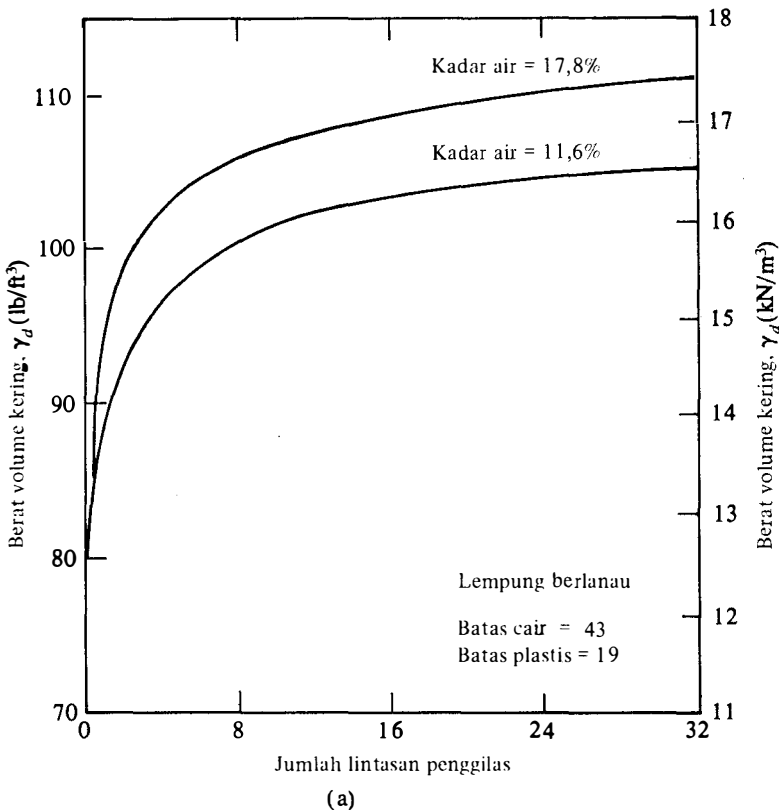
Pelat penggetar yang dioperasikan dengan tangan sangat efektif dalam pemadatan tanah berbutir bila ruang gerak yang tersedia sangat terbatas. Model pelat penggetar seperti ini ada yang dilengkapi dengan mesin yang dapat menggetarkan beberapa pelat sekaligus. Mesin seperti ini dapat digunakan ditempat-tempat di mana ruang geraknya lebih luas tetapi tidak cukup luas untuk penggilas getar yang besar.



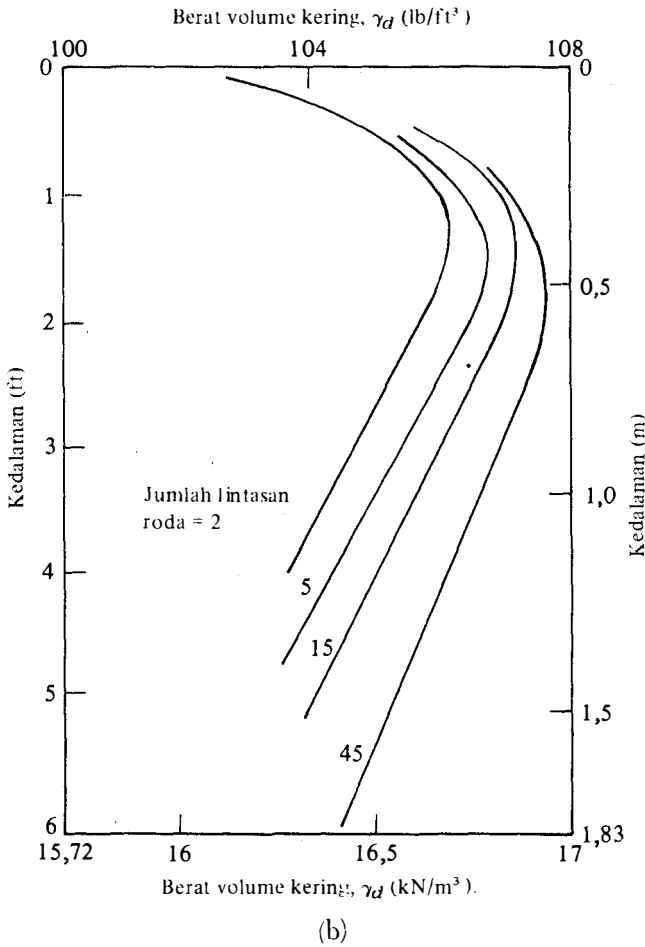
Gambar 8.17. Prinsip penggilas getar.

Di samping jenis tanah dan kadar air, masih ada beberapa faktor lagi yang harus diperhatikan dalam mendapatkan berat volume pemadatan yang diinginkan di lapangan. Faktor tersebut meliputi tebal "lift" (satu lapisan tanah yang dipadatkan), intensitas tekanan yang dihasilkan oleh alat pemadat, dan besar luasan muka tanah di mana tekanan tersebut bekerja. Sebabnya ialah bahwa tekanan yang diberikan pada permukaan tanah akan berkurang menurut kedalaman, jadi tingkat pemadatan tanah juga berkurang menurut kedalamannya. Selama pemadatan, berat volume kering dari tanah juga berubah menurut banyaknya jumlah lintasan penggilas. Gambar 7.18a menunjukkan kurva kepadatan tanah terhadap jumlah lintasan penggilas pada tanah lempung berlanau. Berat volume kering dari tanah pada kadar air tertentu akan meningkat (dengan makin bertambahnya jumlah lintasan penggilas) sampai pada suatu titik tertentu. Setelah itu, kepadatan tanah akan menjadi konstan. Umumnya, kira-kira 10 sampai 15 lintasan sudah akan menghasilkan berat volume kering maksimum yang secara ekonomis dapat dicapai.

Gambar 8.18b menunjukkan variasi dari berat volume tanah terhadap kedalaman dari tanah pasir pantai bergradasi buruk di mana pemadatan dilakukan dengan penggilas getar. Getaran dihasilkan oleh beban eksentris yang berputar pada silinder/drum. Berat penggilas di sini adalah 12,5 kips (55,6 kN) dan diameter drum adalah 47 in. (1,19 meter). Tebal lift diusahakan sebesar 8 ft. (2,44 m). Perhatikan bahwa untuk suatu kedalaman tertentu, harga berat volume kering dari tanah meningkat dengan bertambahnya jumlah lintasan penggilas. Namun laju kenaikan berat volume kering tersebut secara berangsur-angsur akan berkurang setelah kira-kira 15 lintasan. Juga yang patut diperhatikan dari Gambar 8.18b ialah tentang



Gambar 8.18(a). Kurva kepadatan untuk tanah lempung berlanau; hubungan antara berat volume kering dan jumlah lintasan penggilas tiga-roda dengan berat 9,5 ton (84,5 kN) bilamana tebal lapisan tanah lepas yang dipadatkan adalah 9 inci (228,6 mm) pada kadar air yang berbeda. (Digambar lagi menurut Johnson dan Sallberg, 1960.)



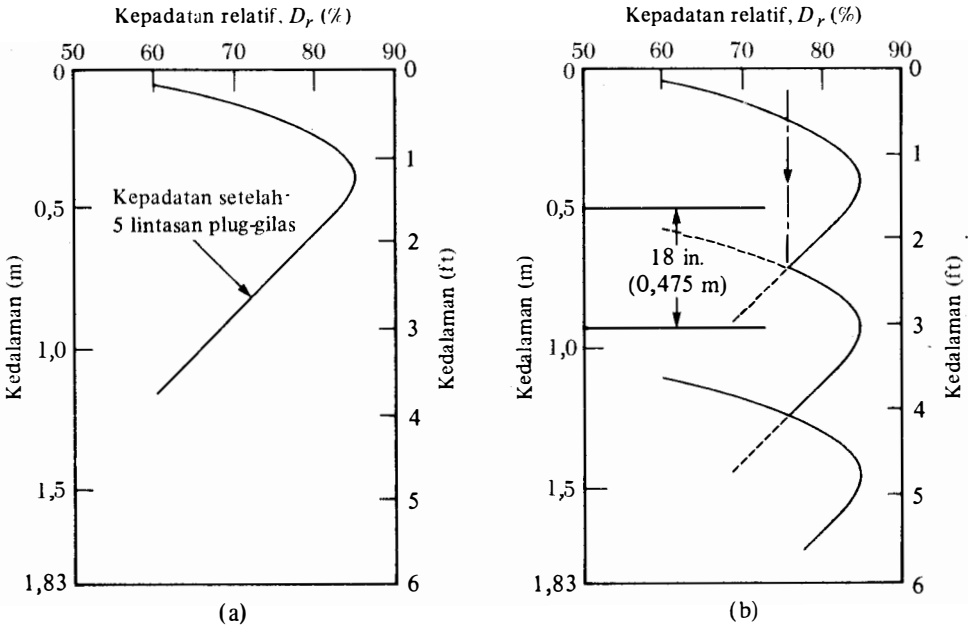
Gambar 8.18(b). Pemadatan pasir dengan penggilas getar; variasi berat volume kering terhadap jumlah lintasan lapisan (lift) = 8 ft (2,44 m) (digambar lagi menurut D'Appolonia, Whitman, dan D'Appolonia, 1969).

variasi dari berat volume kering tanah terhadap perubahan kedalaman dan jumlah lintasan. Berat volume kering, yang juga ekuivalen dengan kepadatan relatif (relative density) D_r -nya, mencapai harga maksimum pada kedalaman sebesar kira-kira 1,5 ft (\approx 0,5 m) dan berangsur-angsur berkurang pada kedalaman yang lebih dangkal. Hal ini disebabkan karena kurangnya tekanan pemampat (ke samping) didekat permukaan tanah. Bila hubungan antara kedalaman dan kepadatan relatif (atau berat volume kering) untuk suatu jenis tanah pada suatu lintasan tertentu telah diketahui, maka dengan mudah ketebalan untuk tiap-tiap lift dapat ditentukan. Prosedur ini dapat dilihat pada Gambar 8.19 (dari D'Appolonia, Whitman, dan D'Appolonia, 1969).

8.9

Spesifikasi untuk Pemadatan di Lapangan

Pada hampir semua spesifikasi untuk pekerjaan tanah, kontraktor diharuskan untuk mencapai suatu kepadatan lapangan yang berupa berat volume kering sebesar 90 sampai 95% berat volume kering maksimum tanah tersebut. Berat volume kering maksimum itu didapat



Gambar 8.19. Perkiraan tebal lapisan pemadatan untuk mendapatkan kepadatan relatif minimum yang disyaratkan sebesar 75% dengan menggunakan lima lintasan penggilas (menurut D'Appolonia, Whitman, dan D'Appolonia, 1969).

dari hasil percobaan dengan uji Proctor standar atau dimodifikasi di laboratorium. Berbagai macam cara untuk memeriksa apakah pemadatan di lapangan sudah memenuhi spesifikasi yang ditentukan dapat dilihat pada sub-bab 8.11. Sub-bab tersebut menerangkan tentang spesifikasi dari pemadatan relatif R (relative compaction), yang dapat dituliskan sebagai berikut:

$$R(\%) = \frac{\gamma_d(\text{lap})}{\gamma_d(\text{maks}) - \gamma_d(\text{lab})} \times 100 \tag{8.5}$$

Pada pemadatan tanah berbutir, spesifikasi pemadatan kadang-kadang diberikan dalam bentuk istilah kerapatan relatif D_r (relative density) atau pemadatan relatif. Kepadatan relatif harap jangan disamakan dengan pemadatan relatif. Definisi dari D_r adalah seperti yang diberikan pada Bab 2 yaitu:

$$D_r = \left[\frac{\gamma_d(\text{lap}) - \gamma_d(\text{min})}{\gamma_d(\text{maks}) - \gamma_d(\text{min})} \right] \left[\frac{\gamma_d(\text{maks})}{\gamma_d(\text{lap})} \right] \tag{8.6}$$

Dengan membandingkan Persamaan-persamaan (8.5) dan (8.6) dapat dilihat bahwa:

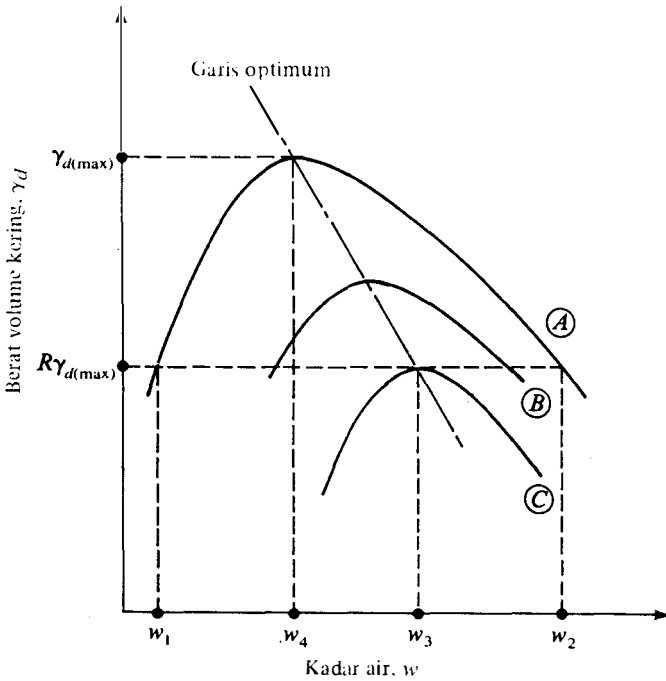
$$R = \frac{R_o}{1 - D_r(1 - R_o)} \tag{8.7}$$

di mana:

$$R_o = \frac{\gamma_d(\text{min})}{\gamma_d(\text{maks})} \tag{8.8}$$

Berdasarkan pengamatan terhadap 47 buah contoh tanah, Lee dan Singh (1971) memberikan korelasi antara R dan D_r dari tanah berbutir:

$$R = 80 + 0,2D_r \tag{8.9}$$



Gambar 8.20. Keadaan pemadatan yang paling ekonomis.

Spesifikasi untuk pemadatan di lapangan dengan memakai pemadatan relatif ataupun kepadatan relatif adalah produk spesifikasi yang terakhir. Para kontraktor masih diharapkan dapat mencapai (atau melebihi) harga berat volume kering minimum (tertentu), tanpa memperdulikan jenis prosedur lapangan yang dilakukan untuk pemadatan tersebut. Kondisi pemadatan yang paling ekonomis dapat diterangkan dengan bantuan Gambar 8.20. Kurva-kurva A, B, C adalah kurva pemadatan untuk tanah yang sama tetapi dengan usaha pemadatan yang berbeda. Misalkan kurva A mewakili kondisi usaha pemadatan maksimum yang dapat dicapai dengan peralatan yang ada. Misalkan pula bahwa harga berat volume kering minimum yang harus dicapai adalah $\gamma_{d(lap)} = R \gamma_{d(maks)}$. Untuk mencapai syarat tersebut, kadar air harus berkisar antara w_1 dan w_2 . Akan tetapi, sebagaimana terlihat pada kurva pemadatan C, harga $\gamma_{d(lap)}$ yang dibutuhkan dapat juga dicapai dengan usaha pemadatan yang lebih rendah pada suatu kadar air $w = w_3$. Pada kenyataannya di lapangan, harga $\gamma_{d(lap)} = R \gamma_{d(maks)}$ tidak dapat dicapai dengan usaha pemadatan yang rendah tersebut. Jadi, harus digunakan peralatan yang menghasilkan usaha yang lebih tinggi (dari usaha pemadatan kurva C). Kurva pemadatan B mewakili keadaan tersebut. Sekarang terlihat pada Gambar 8.20 bahwa kadar air yang paling ekonomis berada di antara w_3 dan w_4 . Harap diingat bahwa $w = w_4$ adalah kadar air optimum untuk kurva A yang merupakan usaha pemadatan terbesar.

8.10

Pemadatan Tanah Organik

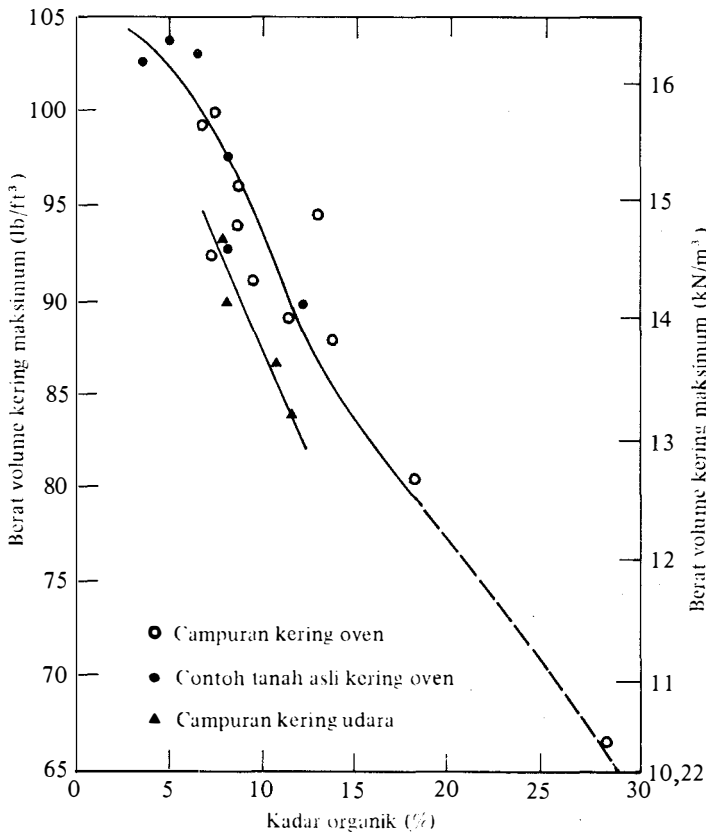
Adanya bahan-bahan organik pada suatu tanah cenderung mengurangi kekuatan tanah tersebut. Dibanyak hal pada umumnya, tanah dengan kadar bahan organik yang tinggi tidak dipakai (disukai) sebagai tanah urug. Akan tetapi, karena alasan-alasan ekonomis tertentu, kadang-kadang tanah dengan kadar organik rendah terpaksa harus dipakai dalam pemadatan.

Kadar organik (OC = organic content) dari suatu tanah didefinisikan sebagai berikut (Franklin, Orozco, dan Semrau, 1973):

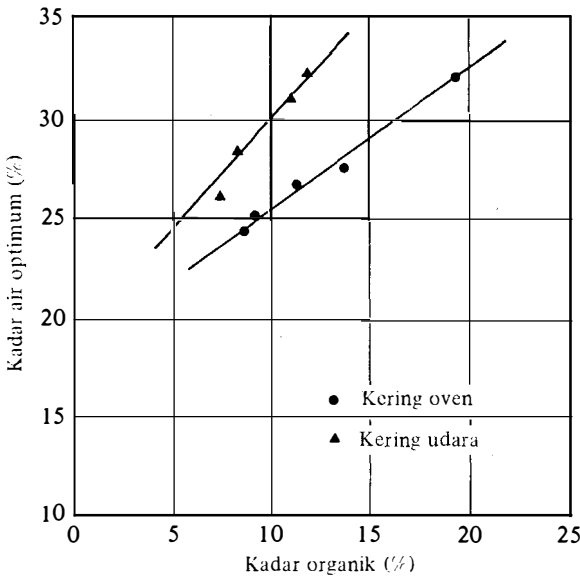
$$OC = \frac{\text{kehilangan berat kering akibat pemanasan dalam oven dari } 105^{\circ}\text{C sampai } 400^{\circ}\text{C}}{\text{berat kering dari tanah pada } 105^{\circ}\text{C}}$$

(8.10)

Franklin, Orozco, dan Semrau melakukan beberapa penyelidikan di laboratorium untuk menyelidiki pengaruh kadar organik terhadap sifat komposisi tanah. Pada penyelidikan tersebut, sejumlah tanah asli dan campuran diuji. Gambar 8.21 menunjukkan pengaruh kadar organik terhadap berat volume kering maksimum. Bila kadar organik melebihi 8 sampai 10%, maka berat volume kering maksimum pada pemadatan akan menurun tajam. Kadar air optimum untuk suatu usaha pemadatan tertentu sebaliknya akan meningkat dengan bertambahnya kadar organik dalam tanah. Kecenderungan ini terlihat pada Gambar 8.22. Besarnya kekuatan desak tak terbatas maksimum (maximum unconfined compression strength) yang didapat dari suatu tanah yang sudah dipadatkan dengan suatu usaha pemadatan tertentu, justru berkurang dengan bertambahnya kadar organik dalam tanah (Gambar 8.23). Dari faktor-faktor ini, dapat disimpulkan bahwa tanah dengan kadar organik lebih tinggi dari 10% adalah tidak baik untuk pekerjaan pemadatan.



Gambar 8.21. Variasi harga berat volume kering maksimum terhadap kadar organik (menurut Franklin, Orozco, dan Semrau, 1973).



Gambar 8.22. Variasi kadar air optimum terhadap kadar organik (menurut Franklin, Orozco, dan Semrau 1973).

8.11

Penentuan Berat Volume Akibat Pemadatan di Lapangan

Pada waktu pekerjaan pemadatan sedang berlangsung, tentunya perlu diketahui apakah berat volume yang ditentukan dalam spesifikasi dapat dicapai atau tidak. Prosedur standar untuk menentukan berat volume di lapangan akibat pemadatan adalah:

- a. metode kerucut pasir (sand cone method)
- b. metode balon karet (rubber balloon method)
- c. penggunaan alat ukur kepadatan nuklir.

Berikut ini disajikan secara singkat uraian untuk masing-masing metode di atas.

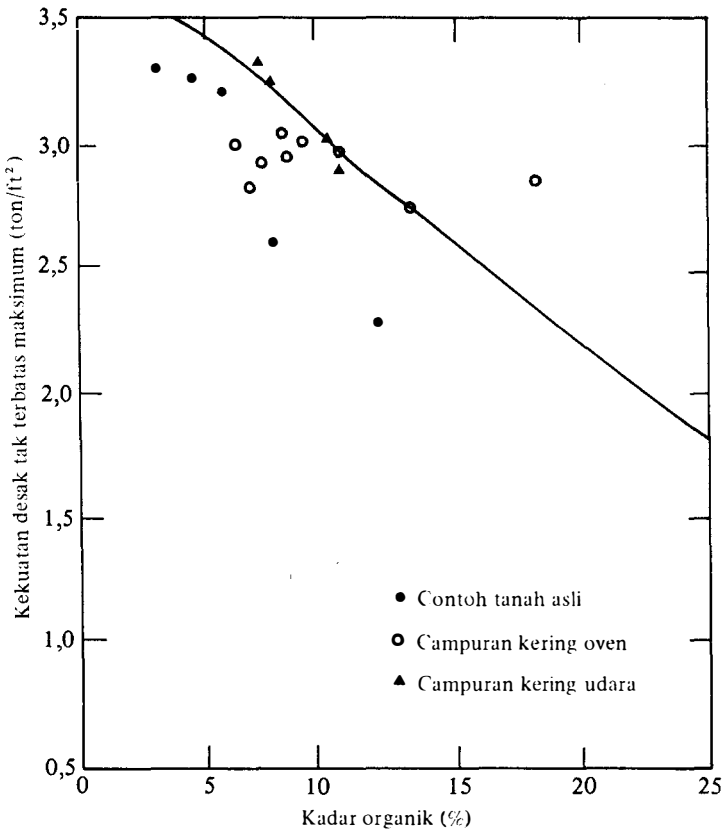
Metode Kerucut Pasir (ASTM Designation D-1556)

Kerucut pasir (sand cone) terdiri atas sebuah botol plastik atau kaca dengan sebuah kerucut logam dipasang di atasnya (Gambar 8.24). Botol plastik dan kerucut ini diisi dengan pasir Ottawa kering bergradasi buruk. Berat dari tabung, kerucut logam, dan pasir yang mengisi botol telah tertentu ($= W_1$). Di lapangan, sebuah lubang kecil digali pada permukaan tanah yang telah dipadatkan. Bila berat tanah basah yang digali dari lubang tersebut dapat ditentukan ($= W_2$) dan kadar air dari tanah galian itu juga diketahui, maka berat kering dari tanah ($= W_3$) dapat dicari sebagai berikut:

$$W_3 = \frac{W_2}{1 + \frac{w(\%)}{100}} \tag{8.11}$$

di mana w = kadar air,

Setelah lubang tersebut digali (tanah asli ditimbang seluruhnya), kerucut dengan botol berisi pasir diletakkan di atas lubang itu (Gambar 8.25). Pasirnya dibiarkan mengalir keluar



Gambar 8.23. Variasi kekuatan desak tak terbatas (unconfined compression strength) maksimum (dari contoh tanah yang dipadatkan) terhadap kadar organik (menurut Franklin, Orozco, dan Semrau, 1973).

dari botol mengisi seluruh lubang dan kerucut. Sesudah itu, berat dari tabung, kerucut, dan sisa pasir dalam botol ditimbang (= W_4). Jadi

$$W_5 = W_1 - W_4 \tag{8.12}$$

di mana W_5 = berat dari pasir yang mengisi lubang dan kerucut volume dari lubang yang digali dapat ditentukan sebagai berikut:

$$V = \frac{W_5 - W_c}{\gamma_d(\text{pasir})} \tag{8.13}$$

di mana:

W_c = berat pasir yang mengisi kerucut saja

$\gamma_d(\text{pasir})$ = berat volume kering dari pasir Ottawa yang dipakai.

Harga-harga W_c dan $\gamma_d(\text{pasir})$ ditentukan dengan kalibrasi yang dilakukan di laboratorium. Jadi berat volume kering hasil pepadatan di lapangan sekarang dapat ditentukan sebagai berikut:



Gambar 8.24. Botol gelas yang dihubungkan dengan kerucut pasir (sand cone) (*catatan*: botol diisi dengan pasir Ottawa).

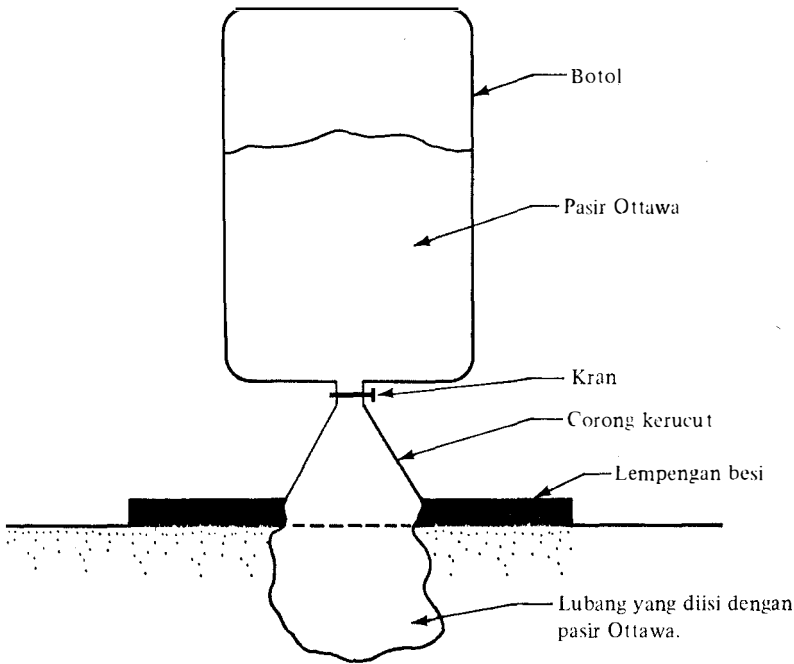
$$\gamma_d = \frac{\text{berat kering dari tanah yang digali}}{\text{volume lubang}} = \frac{W_3}{V} \quad (8.14)$$

Metode Balon Karet (ASTM Designation D-2167)

Prosedur pelaksanaan metode balon karet sama dengan metode kerucut pasir, yaitu sebuah lubang uji digali dan tanah asli diambil dari lubang tersebut dan ditimbang beratnya. Tetapi volume lubang ditentukan dengan memasang balon karet yang berisi air pada lubang tersebut. Air ini berasal dari suatu bejana yang sudah terkalibrasi, sehingga volume air yang mengisi lubang (sama dengan volume lubang) dapat langsung dibaca. Berat volume kering dari tanah yang dipadatkan dapat ditentukan dengan Persamaan (8.14). Gambar 8.26 menunjukkan sebuah bejana air yang sudah terkalibrasi dengan balon karet.

Penggunaan Alat Ukur Kepadatan Nuklir

Alat ukur kepadatan nuklir sekarang telah digunakan pada beberapa proyek besar untuk menentukan berat volume kering dari tanah yang dipadatkan. Alat ini dapat dioperasikan di dalam sebuah lubang galian atau pada permukaan tanah. Alat ini dapat mengukur berat tanah basah per satuan volume dan juga berat air yang ada pada suatu satuan volume tanah. Berat volume kering dari tanah dapat ditentukan dengan cara mengurangi berat basah tanah dengan berat air per satuan volume tanah. Gambar 8.27 memperlihatkan foto sebuah alat ukur kepadatan nuklir.



Gambar 8.25. Menentukan berat volume tanah di lapangan dengan metode kerucut pasir (sand cone).

8.12

Teknik-teknik Pemadatan Khusus

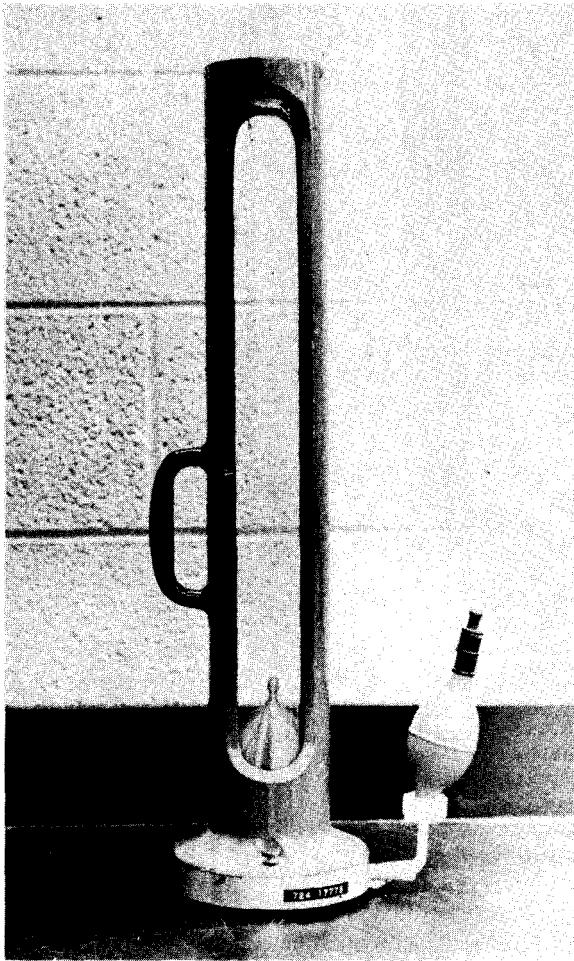
Beberapa tipe teknik pemadatan khusus akhir-akhir ini telah dikembangkan, dan tipe-tipe khusus tersebut telah dilaksanakan di lapangan untuk pekerjaan-pekerjaan pemadatan skala besar. Diantaranya, metode yang terkenal adalah pemampatan getar-apung (vibroflotation), pemadatan dinamis (dynamic compaction), ledakan, pembebanan, dan pemompaan air dari dalam tanah (dewatering). Rincian mengenai metode-metode tersebut akan diberikan lebih jauh pada uraian berikut.

Pemampatan Getar-Apung

Pemampatan getar-apung (vibroflotation) adalah suatu cara pemadatan *di lapangan* untuk lapisan tanah tebal yang terdiri dari tanah berbutir yang lepas (renggang). Cara ini dikembangkan di Jerman pada tahun 1930-an. Di Amerika Serikat, peralatan pemampatan getar-apung mulai digunakan kira-kira sepuluh tahun kemudian. Proses pemadatan dilakukan dengan menggunakan alat *vibroflot* seperti yang terlihat pada Gambar 8.28 (alat ini juga disebut *unit penggetar*), yang mempunyai panjang kira-kira 7 ft ($\approx 2,13$ m). Unit penggetar ini mempunyai beban eksentris di dalamnya yang dapat menimbulkan suatu gaya sentrifugal, sehingga unit penggetar tadi dapat bergetar dalam arah horisontal. Pada dasar dan puncak unit penggetar ini terdapat lubang untuk pancoran air bertekanan tinggi (water jets). Unit penggetar ini dihubungkan dengan sebuah pipa penyambung. Gambar 8.28 menunjukkan bagian dari seluruh alat yang diperlukan untuk pekerjaan pemadatan lapangan tersebut.

Seluruh proses pemadatan lapangan dengan alat ini dapat dibagi menjadi empat tahap (Gambar 8.29), dan tahap-tahap tersebut adalah sebagai berikut:

Tahap 1: Pancoran air bertekanan tinggi pada dasar alat vibroflot dibuka dan alat tersebut diturunkan ke dalam tanah.



Gambar 8.26. Bejana air yang sudah terkalibrasi dengan balon karet

Tahap 2: Pancoran air tersebut mengakibatkan kondisi "cair" (quick condition) pada tanah. Kondisi tersebut memungkinkan unit penggetar untuk masuk (akibat berat sendiri) lebih dalam.

Tahap 3: Material berbutir dituang dari atas lubang. Air dari jet bagian bawah dialirkan ke jet yang terletak di bagian atas unit penggetar. Aliran air ini membawa material-material berbutir tersebut ke dasar lubang.

Tahap 4: Unit penggetar kemudian secara bertahap diangkat ke atas setiap kira-kira 1 ft ($\approx 0,3$ m), pada setiap pengangkatan itu getaran ditahan (stationary) selama kira-kira 30 detik. Kemudian, unit penggetar diangkat lagi 0,3 m dan proses yang sama diulang lagi hingga didapatkan kepadatan tanah yang diinginkan.

Rincian dari bermacam-macam tipe unit vibroflot yang digunakan di Amerika Serikat diberikan pada Tabel 8.2. Perhatikan bahwa unit bertenaga listrik 30 HP telah digunakan sejak akhir tahun 1940-an. Unit bertenaga 100 HP baru digunakan sejak awal tahun 1970-an.

Daerah yang dipadatkan di sekitar sebuah kolom pusat getar akan berbeda menurut jenis alat vibroflot yang digunakan. Daerah yang dipadatkan tersebut berbentuk silinder dan jari-jarinya dapat mencapai sebesar 6 sampai 7 ft (≈ 2 m) untuk unit penggetar dengan 30



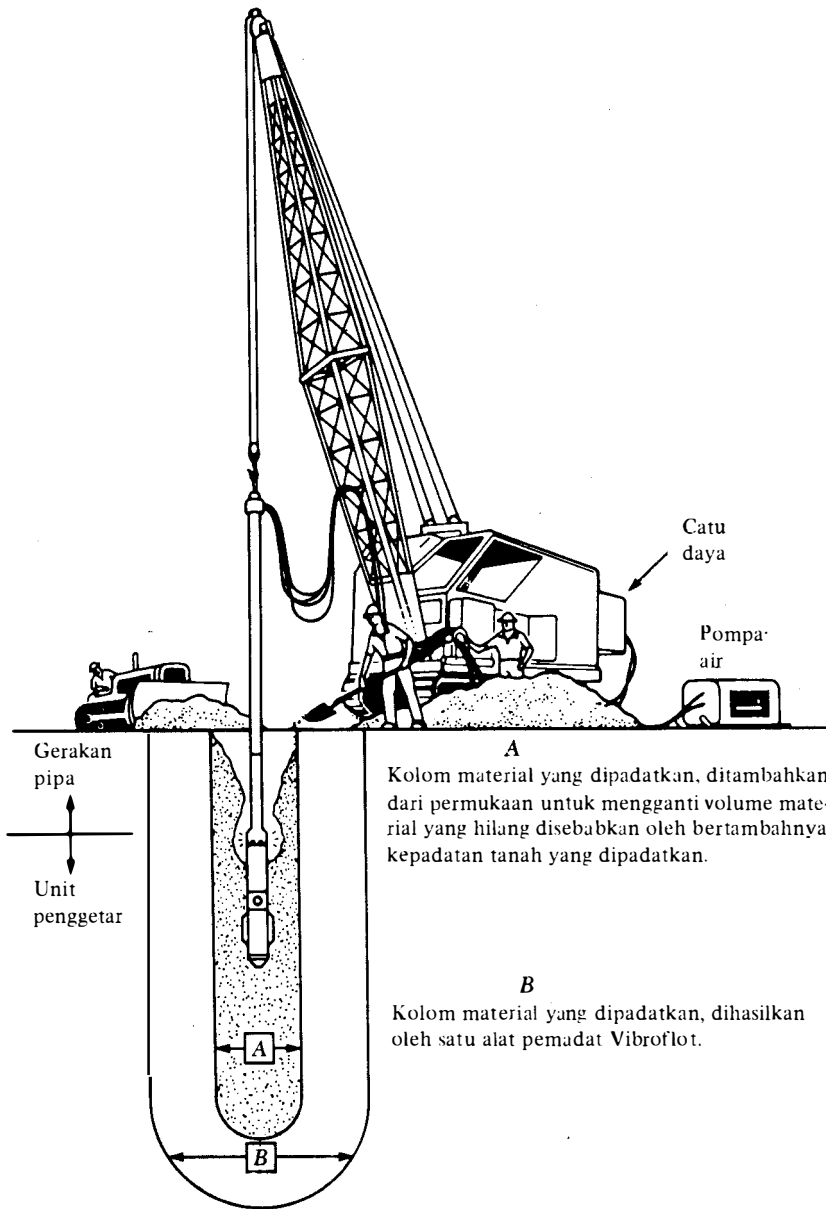
Gambar 8.27. Alat ukur kepadatan nuklir (atas jasa baik David A Carroll, Austin, Texas).

HP. Jari-jari silinder tanah tersebut dapat mencapai kira-kira 10 ft (≈ 3 m) bila digunakan unit bertenaga 100 HP.

Pemadatan dengan pemampatan getar-apung ini dilaksanakan dengan jarak kolom pusat getar yang berbeda-beda, tergantung dari kondisi tanah yang dipadatkan. Hal ini dapat dilihat pada Gambar 8.30. Kapasitas dari suatu pemadatan tanah di lapangan yang baik tergantung pada beberapa faktor; faktor yang paling penting ialah distribusi ukuran butir dari tanah itu sendiri dan juga jenis tanah pengisi yang digunakan untuk mengisi lubang yang terjadi di sekitar kolom pusat getar pada saat alat vibroflot ditarik ke atas secara perlahan-lahan. Rentang (range) distribusi ukuran-butir tanah *di lapangan* dalam Zona I pada Gambar 8.31 adalah yang paling sesuai untuk pemadatan dengan pemampatan getar-apung. Tanah yang mengandung pasir halus dan partikel tanah ukuran lanau dalam jumlah yang agak berlebihan sangat sukar untuk dipadatkan, dan diperlukan usaha yang besar untuk mencapai kepadatan yang diinginkan. Zona 2 pada Gambar 8.31 merupakan perkiraan batas bawah dari distribusi ukuran butir di mana pemadatan dengan cara pemampatan getar-apung masih dianggap efektif. Endapan tanah di mana distribusi ukuran-butir-nya masuk di dalam Zona 3 mengandung kerikil dalam jumlah yang cukup besar. Untuk tanah ini, kecepatan penetrasi dari unit getar ke dalam tanah mungkin agak lambat dan mungkin membutuhkan waktu yang lama dan tidak ekonomis.

Distribusi ukuran-butir dari tanah urug merupakan faktor penting yang menentukan kecepatan pemadatan. Brown (1977) telah menentukan sebuah besaran yang disebut angka kesesuaian (suitability number = S_N) untuk beberapa jenis tanah urug sebagai berikut:

$$S_N = 1,7 \sqrt{\frac{3}{(D_{50})^2} + \frac{1}{(D_{20})^2} + \frac{1}{(D_{10})^2}} \quad (8.15)$$

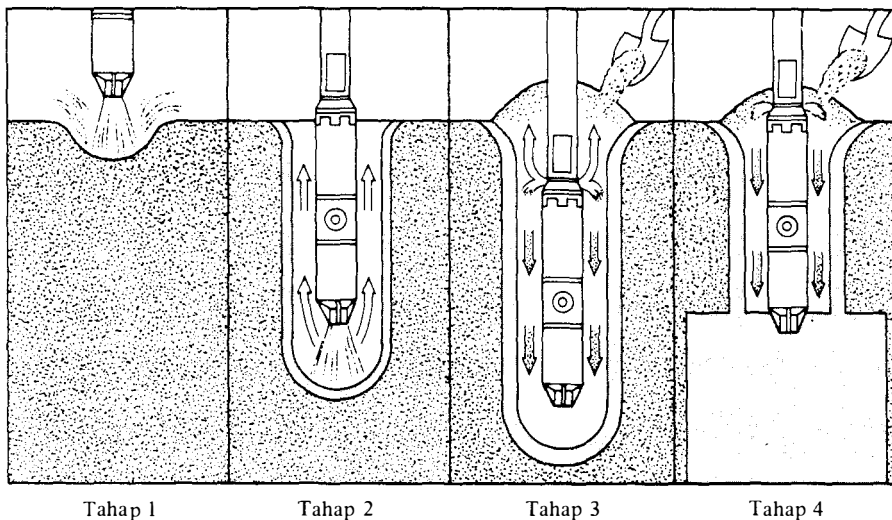


Gambar 8.28. Unit pemampatan getar-apung (vibroflotation unit) (menurut Brown, 1977).

di mana D_{50} , D_{20} , dan D_{10} adalah diameter (dalam mm) butiran-butiran tanah di mana berturut-turut 50%, 20%, dan 10% dari butiran tersebut lolos ayakan.

Makin kecil harga S_N , makin baik tanah urug tersebut. Berikut ini diberikan sistem penilaian tanah urug menurut Brown:

Rentang S_N	Nilainya sebagai tanah urug
0–10	Sangat memuaskan
10–20	Baik
20–30	Sedang
30–50	Jelek/buruk
> 50	Tidak memenuhi



Gambar 8.29. Pemadatan dengan proses pemampatan getar-apung (Vibroflotation) (menurut Brown, 1977).

Tabel 12.2. Tipe-tipe unit penggetar (vibroflot).*

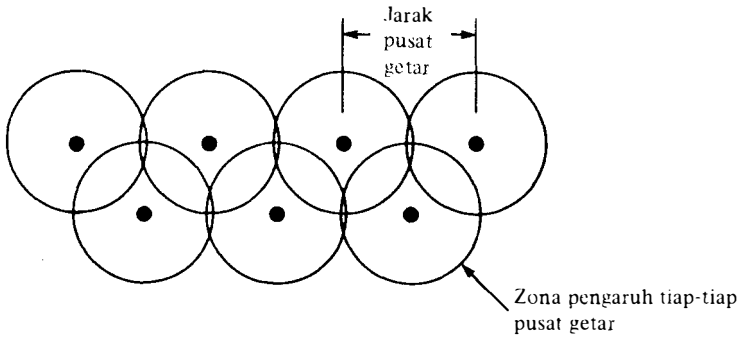
Tipe penggerak (1)	Listrik dan hidrolis dengan kekuatan 100 HP (2)	Listrik dengan kekuatan 30 HP (3)
a. Ujung getar		
Panjang (ft)	7,0	6,11
Diameter (in.)	16	15
Berat (lb)	4000	4000
Gerakan maksimum pada saat penuh (in.)	0,49	0,3
Gaya sentrifugal (ton)	18	10
b. Eksentris		
Berat (lb)	260	170
Offset (in.)	1,5	1,25
Panjang (in.)	24	15,25
Kecepatan (rpm)	1800	1800
c. Pompa		
Debit aliran saat operasi (gal/menit)	0-400	0-150
Tekanan (lb/in ²)	100-150	100-150
d. Gerakan pipa yang lebih rendah dan perluasan		
Diameter (in.)	12	12
Berat (lb/ft)	250	250

*Menurut Brown (1977).

Catatan: 1 ft = 0,305 m; 1 in. = 25,4 mm; 1 lb = 4,448 N;

1 ton = 8,9 kN; 1 gal/min = 0,004 m³/min;

1 lb/in.² = 6,9 kN/m²; 1 lb/ft = 14,6 N/m



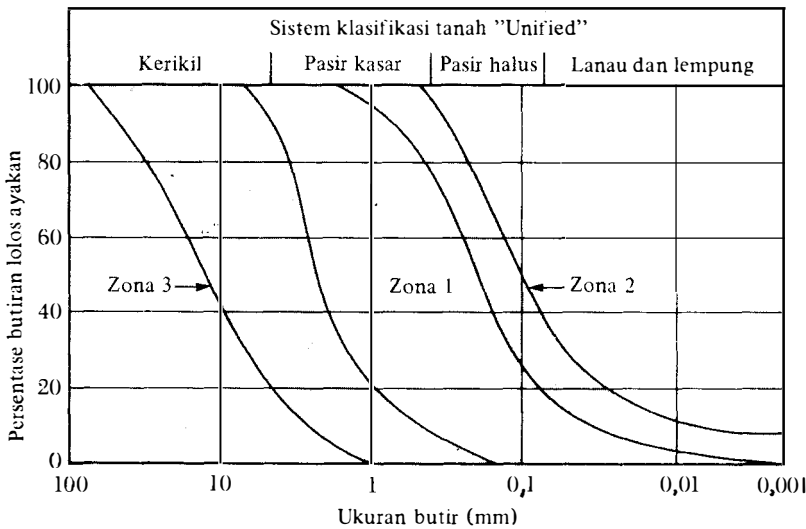
Gambar 8.30. Jarak kolom pusat getar untuk pemampatan getar-apung (vibroflotation).

Pemadatan Dinamis

Pemadatan dinamis merupakan suatu cara yang mulai terkenal di Amerika Serikat untuk pemadatan tanah berbutir. Proses ini pada pokoknya adalah berupa penjatuhan suatu beban yang berat secara berulang kali pada permukaan tanah secara periodik. Berat palu penumbuk berkisar antara 8 sampai 35 ton dan tinggi jatuh penumbuk umumnya antara 25 sampai 100 ft ($\approx 7,5$ sampai 30,5 m). Gelombang tegangan yang ditimbulkan oleh jatuhnya penumbuk tersebut mempercepat pemadatan tanah. Tingkat pemadatan yang dapat dicapai di lapangan tergantung dari beberapa faktor berikut:

- a. berat palu penumbuk.
- b. tinggi jatuh penumbuk, dan
- c. jarak dari titik-titik lokasi di mana penumbuk dijatuhkan.

Leonards, Cutter, dan Holtz (1980) menyarankan bahwa kedalaman tanah yang masih terpengaruh sekali oleh pemadatan cara ini dapat diperkirakan dengan rumus:



Gambar 8.31. Rentang efektif dari distribusi ukuran-butir tanah untuk pemampatan getar-apung.

$$D \approx (1/2)\sqrt{W_H \cdot h} \quad (8.16)$$

di mana:

D = kedalaman di mana masih terjadi pemadatan yang berarti (meter)

W_H = berat beban (penumbuk) yang dijatuhkan (ton)

h = tinggi jatuh (inci).

Dalam satuan Inggris, persamaan di atas berbentuk:

$$D = 0,61\sqrt{W_H \cdot h} \quad (8.17)$$

di mana satuan D dan h adalah ft, dan W_H dalam kips.

Pemadatan dengan Ledakan

Ledakan adalah salah satu cara pemadatan yang telah dilaksanakan dengan sukses di banyak proyek (Mitchell, 1970) untuk pemadatan tanah berbutir. Gradasi tanah yang sesuai untuk pemadatan dengan ledakan adalah sama dengan tanah yang sesuai untuk pemampatan getar-apung (vibroflotation). Proses pemadatan ini berupa penyulutn bahan peledak, seperti misalnya dinamit 60%, pada kedalaman tertentu dari permukaan tanah yang jenuh air. Jarak mendatar titik-titik ledak bervariasi antara 10 sampai 30 ft (3 m sampai 10 m). Tiga sampai lima ledakan beruntun biasanya dilakukan untuk mencapai kepadatan yang diinginkan. Dengan cara ini dapat dilakukan pemadatan tanah sampai kedalaman 60 ft (20 m) dengan kepadatan relatif mencapai 80% pada daerah yang luas. Biasanya bahan peledak diletakkan pada kedalaman kira-kira dua pertiga dari ketebalan lapisan tanah yang akan dipadatkan. Daerah berbentuk bola sebagai daerah pengaruh ledakan yang terpadatkan dengan muatan 60% dinamit dapat ditentukan sebagai (Mitchell, 1970) :

$$r = \sqrt{\frac{W_{EX}}{0,0025}} \quad (8.18)$$

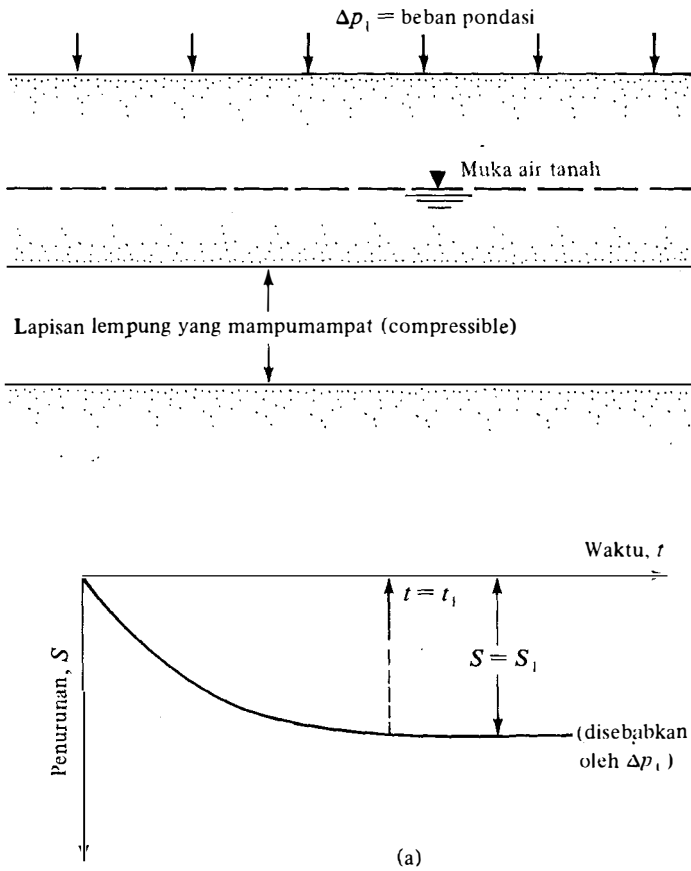
di mana:

r = jari-jari bola daerah pengaruh ledakan (dalam ft)

W_{EX} = berat bahan peledak dinamit 60% (dalam pound).

Pembebanan Awal (Preloading)

Prosedur ini umumnya digunakan untuk memampatkan lapisan tanah lempung yang lembek sebelum pondasi dibangun. Prinsip cara pelaksanaannya dapat diterangkan dalam Gambar 8.32. Gambar 8.32a menunjukkan sebuah lapisan tanah lempung yang mendapat tekanan tambahan Δp_1 dari suatu pondasi. Tanpa pembebanan awal, pondasi itu akan memerlukan waktu $t = t_1$ untuk mencapai suatu penurunan konsolidasi akhir (final consolidation settlement) sebesar $S = S_1$. Tetapi penurunan yang bakal terjadi setelah selesainya struktur pondasi itu dapat ditiadakan sama sekali dengan cara memberikan suatu beban awal berupa timbunan tanah baru, di atas tanah yang asli, yang menutupi daerah yang cukup luas. Timbunan tersebut disebut sebagai *pembebanan awal* sebagaimana terlihat pada Gambar 8.32b. Perhatikan bahwa tekanan tanah vertikal akibat pembebanan awal yaitu Δp_2 haruslah $> \Delta p_1$. Karena $\Delta p_2 > \Delta p_1$, beban tersebut akan menyebabkan penurunan yang lebih cepat. Proses penurunan akibat Δp_2 ditunjukkan dalam Gambar 8.32b. Pada saat $t = t_2 < t_1$,



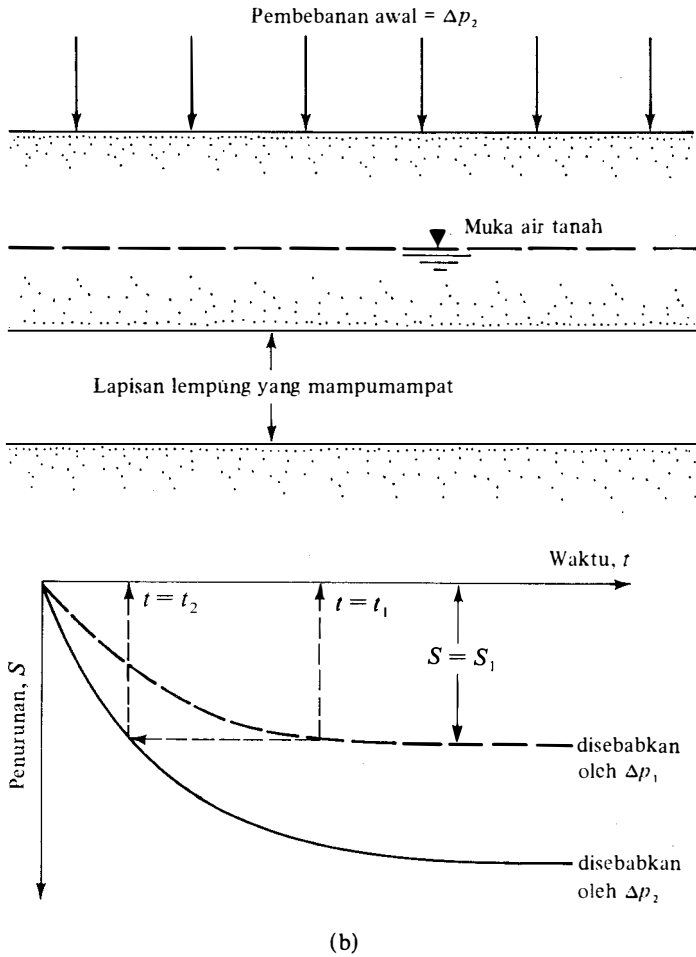
Gambar 8.32. Prinsip dasar pembebanan awal (preloading): (a) lapisan lempung; (b) lapisan yang sama dengan pemberian beban awal (preload).

pembebanan awal sudah menghasilkan penurunan sebesar $S = S_1$. Pada saat $t = t_2$ tersebut, bila pembebanan awal dihentikan (tanah urug dibongkar) dan kemudian pondasi dibangun, penurunan bangunan setelah selesainya pekerjaan pelaksanaan bangunan praktis dapat diabaikan sama sekali. Rincian perkiraan besarnya tekanan beban awal Δp_2 dan waktu t_2 yang diperlukan untuk maksud-maksud tersebut tidak diberikan di dalam buku ini. Untuk lebih jelasnya, harap pembaca melihat buku lain karangan Das (1984).

Suatu kasus pengalaman sejarah sehubungan dengan pembebanan awal dijelaskan dalam Bab 7.

Pemadatan dengan Pemompaan Air ke Luar dari Tanah (Dewatering)

Dalam banyak contoh lain, pemadatan yang baik dapat dicapai dengan cara memompa air ke luar dari tanah. Cara ini dapat menurunkan muka air tanah yang kemudian menyebabkan bertambahnya tegangan efektif pada tanah. Pertambahan tegangan efektif tersebut menyebabkan terjadinya pemadatan tanah. Akan tetapi harus diingat bahwa sebelum cara ini dilaksanakan, harus dipertimbangkan lebih dahulu dua hal, yaitu kemungkinan kerusakan yang timbul pada bangunan-bangunan di sekitarnya dan waktu yang diperlukan untuk mencapai kepadatan yang diinginkan.



Gambar 8.32. (lanjutan).

Soal-soal

8.1 Sebuah data percobaan laboratorium untuk uji Proctor standar memberikan hasil-hasil sebagai terlihat pada tabel berikut. Carilah berat volume kering maksimum dan kadar air optimum dari tanah yang diuji.

Volume cetakan Proctor (ft ³)	Berat tanah basah dalam cetakan (lb)	Kadar air (%)
1/30	3,88	12
1/30	4,09	14
1/30	4,23	16
1/30	4,24	20
1/30	4,19	22

- 8.2 Hitunglah berat volume kering untuk kondisi zero-air-void (dalam kN/m^3) untuk suatu tanah dengan $G_s = 2,68$ pada kadar air 5, 10, 15, 20, dan 25%. Gambarkan kurva γ_{zav} terhadap kadar air.
- 8.3 Ulangi Soal 8.2 untuk $G_s = 2,76$.
- 8.4 Ulangi Soal 8.1 untuk hasil-hasil percobaan laboratorium sebagai berikut:

Volume cetakan Proctor (ft^3)	Berat tanah basah dalam cetakan (lb)	Kadar air (%)
1/30	3,69	12
1/30	3,82	14
1/30	3,88	16
1/30	3,87	18
1/30	3,81	20
1/30	3,77	21

- 8.5 Harga-harga maksimum dan minimum dari berat volume kering suatu tanah pasir telah ditentukan di laboratorium yaitu sebesar $18,31 \text{ kN/m}^3$ dan $15,25 \text{ kN/m}^3$. Berapakah pemadatan relatif di lapangan bila harga kepadatan relatif tanah itu adalah 64%?
- 8.6 Dari percobaan di lapangan untuk berat volume tanah dengan menggunakan metode kerucut pasir didapat hasil-hasil sebagai berikut:
 - a. Berat volume kering pasir Ottawa (yang sudah dikalibrasi) = 1570 kg/m^3
 - b. Massa pasir Ottawa yang mengisi kerucut (sudah dikalibrasi) = 0,545 kg
 - c. Massa bejana + kerucut + pasir (mula-mula) = 7,59 kg
 - d. Massa bejana + kerucut + pasir (sesudah percobaan) = 4,78 kg
 - e. Massa tanah basah yang diambil dalam lubang di tanah = 3,007 kg
 - f. Kadar air dari tanah basah = 10,2%
 Tentukan berat volume kering pemadatan tanah tersebut di lapangan (dalam kN/m^3).
- 8.7 Berikut ini adalah rincian dari tanah urug yang digunakan pada sebuah proyek pemampatan getar-apung (vibroflotation).

$$D_{10} = 0,11 \text{ mm}$$

$$D_{20} = 0,19 \text{ mm}$$

$$D_{50} = 1,3 \text{ mm}$$

Tentukan angka kesesuaian, S_v . Bagaimana nilai tanah itu sebagai tanah urug?

- 8.8 Ulangi Soal 8.7 dengan data-data berikut:
 - $D_{10} = 0,28 \text{ mm}$
 - $D_{20} = 0,37 \text{ mm}$
 - $D_{50} = 1,3 \text{ mm}$
- 8.9 Untuk sebuah uji pemadatan dinamis, ditentukan berat penumbuk = 15 ton; tinggi jatuh = 12 m. Tentukan kedalaman tanah di mana pemadatan tersebut masih berpengaruh pada tanah asli (kedalaman = D dalam meter).
- 8.10 Ulangi Soal 8.9 untuk berat penumbuk = 15 kip dan tinggi jatuh = 30 ft (1 kip = 1000 lbs.)

Notasi

Simbol-simbol berikut ini telah dipakai dalam Bab 8.

Simbol	Penjelasan
<i>Inggris:</i>	
D	kedalaman di mana masih terjadi pemadatan yang berarti
D_{10}, D_{20}, D_{50}	diameter butiran tanah di mana berturut-turut 10%, 20%, dan 50% dari butiran lolos ayakan
D_r	kepadatan relatif (relative density)
E	energi yang dipakai untuk pemadatan
e	angka pori
G_s	berat spesifik butiran tanah
h	tinggi jatuh penumbuk
OC	kadar organik
q_u	kekuatan desak tak terbatas
R	pemadatan relatif
r	jari-jari bola daerah pengaruh ledakan
R_o	$\frac{\gamma_d(\min)}{\gamma_d(\max)}$
S	penurunan (settlement)
S_N	angka kesesuaian (suitability number)
t	waktu
V	volume
$V_{(m)}$	volume cetakan
W	berat
W_{EX}	berat bahan peledak
W_H	berat penumbuk (pemadatan dinamis)
w	kadar air
<i>Yunani</i>	
γ	berat volume
γ_d	berat volume kering
$\gamma_{d(\max)}$	berat volume kering maksimum yang mungkin dapat dicapai
$\gamma_{d(\min)}$	berat volume kering minimum yang mungkin dapat dicapai
$\gamma_{d(\text{field})}$	berat volume kering di lapangan
γ_w	berat volume air
γ_{zav}	berat volume kering untuk tanah dalam keadaan zero-air-void (jenuh)
Δp	perubahan tekanan
$\Delta \gamma_d$	perubahan berat volume kering
σ	tegangan

Acuan

- American Association of State Highway and Transportation Officials (1982). *AASHTO Materials, Part II*, Washington, D.C.
- American Society for Testing and Materials (1982). *ASTM Standards, Part 19*, Philadelphia, Pa.
- Brown, E. (1977). "Vibroflotation Compaction of Cohesionless Soils," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 103, No. GT12, 1437-1451.
- D'Appolonia, D. J., Whitman, R. V., and D'Appolonia, E. D. (1969). "Sand Compaction with Vibratory Rollers," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 95, No. SM1, 263-284.
- Das, B. M. (1984). *Principles of Foundation Engineering*, Brooks/Cole Engineering Division, Monterey, California.
- Franklin, A. F., Orozco, L. F., and Semrau, R. (1973). "Compaction of Slightly Organic Soils," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 99, No. SM7, 541-557.
- Johnson, A. W., and Sallberg, J. R. (1960). "Factors That Influence Field Compaction of Soils," Highway Research Board, *Bulletin No. 272*.
- Lambe, T. W. (1958a). "The Structure of Compacted Clay," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 84, No. 8M2, 1654-1-1654-34.
- Lambe, T. W. (1958b). "The Engineering Behavior of Compacted Clay," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 84, No. SM2, 1655-1 to 1655-35.
- Lee, K. W., and Singh, A. (1971). "Relative Density and Relative Compaction," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 97, No. SM7, 1049-1052.
- Lee, P. Y., and Suedkamp, R. J. (1972). "Characteristics of Irregularly Shaped Compaction Curves of Soils," *Highway Research Record No. 381*, National Academy of Sciences, Washington, D.C., 1-9.
- Leonards, G. A., Cutter, W. A., and Holtz, R. D. (1980). "Dynamic Compaction of Granular Soils," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 106, No. GT1, 35-44.
- Mitchell, J. K. (1970). "In-Place Treatment of Foundation Soils," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 96, No. SM1, 73-110.
- Proctor, R. R. (1933). "Design and Construction of Rolled Earth Dams," *Engineering News Record*, Vol. 3, 245-248, 286-289, 348-351, 372-376.
- Seed, H. B., and Chan, C. K. (1959). "Structure and Strength Characteristics of Compacted Clays," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 85, No. SM5, 87-128.

Faktor-faktor Konversi

A.1

Faktor konversi dari satuan Inggris ke satuan SI.

Panjang	1 ft = 0,3048 m
	1 ft = 30,48 cm
	1 ft = 304,8 mm
	1 in. = 0,0254 m
	1 in. = 2,54 cm
	1 in. = 25,4 mm
Luas	1 ft ² = 929,03 × 10 ⁻⁴ m ²
	1 ft ² = 929,03 cm ²
	1 ft ² = 929,03 × 10 ² mm ²
	1 in. ² = 6,452 × 10 ⁻⁴ m ²
	1 in. ² = 6,452 cm ²
	1 in. ² = 645,16 mm ²
Volume	1 ft ³ = 28,317 × 10 ⁻³ m ³
	1 ft ³ = 28,317 cm ³
	1 in. ³ = 16,387 × 10 ⁻⁶ m ³
	1 in. ³ = 16,387 cm ³
Modulus bagian	1 in. ³ = 0,16387 × 10 ⁵ mm ³
	1 in. ³ = 0,16387 × 10 ⁻⁴ m ³
Koefisien rembesan	1 ft/menit = 0,3048 m/menit
	1 ft/menit = 30,48 cm/menit
	1 ft/menit = 304,8 mm/menit
	1 ft/detik = 0,3048 m/detik
	1 ft/detik = 304,8 mm/detik
	1 in./menit = 0,0254 m/menit
	1 in./detik = 2,54 cm/detik
1 in./detik = 25,4 mm/detik	

Koefisien konsolidasi	1 in. ² /detik = 6,452 cm ² /detik
	1 in. ² /detik = 20,346 × 10 ³ m ² /tahun
	1 ft ² /detik = 929,03 cm ² /detik
Gaya	1 lb = 4,448 N
	1 lb = 4,448 × 10 ⁻³ kN
	1 lb = 0,4536 kgf
	1 kip = 4,448 kN
	1 U. S. ton = 8,896 kN
	1 lb = 0,4536 × 10 ⁻³ ton metrik
1 lb/ft = 14,593 N/m	
Tegangan	1 lb/ft ² = 47,88 N/m ²
	1 lb/ft ² = 0,04788 kN/m ²
	1 U. S. ton/ft ² = 95,76 kN/m ²
	1 kip/ft ² = 47,88 kN/m ²
	1 lb/in. ² = 6,895 kN/m ²
Berat volume	1 lb/ft ³ = 0,1572 kN/m ³
	1 lb/in. ³ = 271,43 kN/m ³
Momen	1 lb-ft = 1,3558 N · m
	1 lb-in. = 0,11298 N · m
Energi	1 ft-lb = 1,3558 J
Momen inersia	1 in. ⁴ = 0,4162 × 10 ⁶ mm ⁴
	1 in. ⁴ = 0,4162 × 10 ⁻⁶ m ⁴

A.2

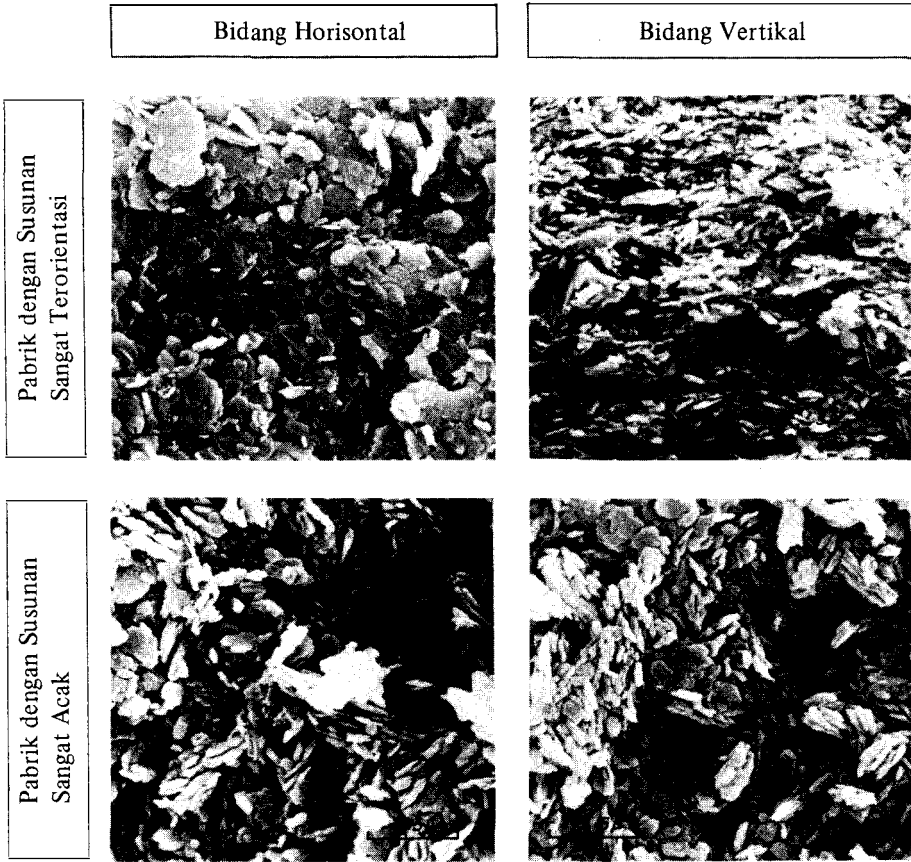
Faktor konversi dari satuan SI ke satuan Inggris

Panjang	1 m = 3,281 ft
	1 cm = 3,281 × 10 ⁻² ft
	1 mm = 3,281 × 10 ⁻³ ft
	1 m = 39,37 in.
	1 cm = 0,3937 in.
1 mm = 0,03937 in.	
Luas	1 m ² = 10,764 ft ²
	1 cm ² = 10,764 × 10 ⁻⁴ ft ²
	1 mm ² = 10,764 × 10 ⁻⁶ ft ²
	1 m ² = 1550 in. ²
	1 cm ² = 0,155 in. ²
1 mm ² = 0,155 × 10 ⁻² in. ²	
Volume	1 m ³ = 35,32 ft ³
	1 cm ³ = 35,32 × 10 ⁻⁴ ft ³
	1 m ³ = 61.023,4 in. ³
	1 cm ³ = 0,061023 in. ³
Gaya	1 N = 0,2248 lb
	1 kN = 224,8 lb
	1 kgf = 2,2046 lb

	1 kN = 0,2248 kip
	1 kN = 0,1124 U.S. ton
	1 metric ton = 2204,6 lb
	1 N/m = 0,0685 lb/ft
Tegangan	1 N/m ² = 20,885 × 10 ⁻³ lb/ft ²
	1 kN/m ² = 20,885 lb/ft ²
	1 kN/m ² = 0,01044 U.S. ton/ft ²
	1 kN/m ² = 20,885 × 10 ⁻³ kip/ft ²
	1 kN/m ² = 0,145 lb/in. ²
Berat volume	1 kN/m ³ = 6,361 lb/ft ³
	1 kN/m ³ = 0,003682 lb/in. ³
Momen	1 N · m = 0,7375 lb-ft
	1 N · m = 8,851 lb-in.
Energi	1 J = 0,7375 ft-lb
Momen inersia	1 mm ⁴ = 2,402 × 10 ⁻⁶ in. ⁴
	1 m ⁴ = 2,402 × 10 ⁶ in. ⁴
Modulus bagian	1 mm ³ = 6,102 × 10 ⁻⁵ in. ³
	1 m ³ = 6,102 × 10 ⁴ in. ³
Koefisien rembesan	1 m/menit = 3,281 ft/menit
	1 cm/menit = 0,03281 ft/menit
	1 mm/menit = 0,003281 ft/menit
	1 m/detik = 3,281 ft/detik
	1 mm/detik = 0,03281 ft/detik
	1 m/menit = 39,37 in./menit
	1 cm/detik = 0,3937 in./detik
	1 mm/detik = 0,03937 in./detik
Koefisien konsolidasi	1 cm ² /detik = 0,155 in. ² /detik
	1 m ² /tahun = 4,915 × 10 ⁻⁵ in. ² /detik
	1 cm ² /detik = 1,0764 × 10 ⁻³ ft ² /detik

Scanning Electron Micrograph
untuk Kaolinit dan Gambut





Gambar B.1. Tanah lempung Kaolinit dengan susunan butir yang sangat terorientasi dan yang sangat acak (menurut Edil dan Krizek, 1977).

Dalam Bab 1 telah disebutkan bahwa sebagian besar partikel lempung adalah berbentuk lempengan dengan ukuran mikroskopis dan submikroskopis. Posisi partikel lempung tersebut sangat mempengaruhi sifat-sifat fisisnya. Hal ini dibahas dalam Bab 8. Gambar B.1 menunjukkan scanning elektron micrograph dari contoh lempung-lempung Kaolinit dengan susunan pabrik yang sangat acak dan yang sangat terorientasi.

Bab 3 membahas mengenai cara mengklasifikasikan tanah gambut dan tanah dengan kadar organik tinggi berdasarkan hasil observasi visual. Pengaruh kadar organik terhadap karakteristik pemadatan tanah diuraikan dalam Bab 8. Tanah gambut biasanya mempunyai kadar air yang tinggi, berat spesifik butiran yang rendah, dan berat volume yang kecil. Gambar B.2 menunjukkan scanning elektron micrograph dari empat contoh tanah gambut yang dikumpulkan dari Wisconsin. Sifat-sifat dari tanah gambut tersebut sebagian diberikan dalam Tabel B.1

Jawaban untuk Soal-Soal Pilihan

Bab 1

- 1.1 a. Ayakan %
No. lolos
- | | |
|-----|------|
| 4 | 100 |
| 10 | 95,2 |
| 20 | 84,2 |
| 40 | 61,4 |
| 60 | 41,6 |
| 100 | 20,4 |
| 200 | 7 |
- b. $D_{60} = 0,41$ mm. $D_{30} = 0,185$ mm.
 $D_{10} = 0,09$ mm
- c. $C_u = 4,56$. $C_c = 0,928$
- 1.3 $C_u = 6,22$
 $C_c = 2,01$
- 1.5 a. Ayakan %
No. lolos
- | | |
|-----|-------|
| 20 | 98,18 |
| 40 | 43,8 |
| 60 | 12,34 |
| 100 | 7,8 |
| 200 | 4,7 |
- b. $D_{60} = 0,48$ mm. $D_{30} = 0,33$ mm.
 $D_{10} = 0,23$ mm
- c. $C_u = 2,09$. $C_c = 0,99$
- 1.7 Kerikil 0%
Pasir 46%
Lanau 31%
Lempung 23%
- 1.9 Kerikil 0%
Pasir 70%

- Lanau 16%
Lempung 14%
- 1.11 Kerikil 0%
Pasir 66%
Lanau 20%
Lempung 14%

Bab 2

- 2.1 a. 122 lb/ft³
b. 108,9 lb/ft³
c. 0,56
d. 0,359
e. 58,3%
f. 1,31 lb
- 2.3 a. 17,49 kN/m³
b. 0,509
c. 0,337
d. 51,79%
- 2.5 a. 1678,3 kg/m³
b. 1464,48 kg/m³
c. 239,73 kg/m³
- 2.7 a. 16,23 kN/m³
b. 0,656
c. 0,396
d. 23,94%
- 2.9 a. 18,5 kN/m³
b. 0,487
c. 2,317
d. 16,89 kN/m³
- 2.11 0,613

Indeks

A

AASHTO, sistem klasifikasi, 66–68
Air lapisan-ganda, 15, 16
Air terserap, 15, 16
Aktivitas:
 harga-harga, 51
 suatu tanah lempung, 50–53
Aliran laminar, 81
Aliran transien, 81
Aliran turbulen, 81
Aluminium oktahedra, 9, 10
Analisis ayakan, 17
Analisis hidrometer, 18–22
Analisis mekanis, 17–23
Analisis Westergaard untuk tekanan, 170
Andesite, 5
Angka kesesuaian, 262
Angka pengaruh, 168
Angka pori:
 definisi, 30
 harga-harga, 38
Anhydrite, 6
ASTM, standar pemadatan, 243–245
Attapulgit, 12
Auger, uji lubang, 95–96
Augite, 3, 4
Aayakan, analisis, 17

B

Bagan plastisitas, 52, 54
Bahan pendispersi, 20
Basalt, 5
Batas cair:
 alat penggores, 44
 alat uji, 44
 harga-harga, 46
 umum, 43
Batas plastis, 47, 48
 harga-harga, 47
Batas susut, 47–49

 harga-harga, 47
Batasan ukuran golongan jenis tanah, 7–9
Batu kapur (limestone), 6
Batu pualam (marmer), 27
Batuan beku dalam, 3
Batuan ekstrusif, 5
Batuan intrusif, 5
Batuan metamorf, 2
Batuan sedimen, 6
Batuan sedimen detrital, 6
Batuan sedimen kimia, 6
Beban berbentuk empat persegi panjang:
 tegangan yang diakibatkan, 161–166
Beban garis, tegangan yang diakibatkan, 153–155
Beban lajur yang lentur, 159
Beban lajur, tegangan yang diakibatkan, 156–158
Beban lingkaran:
 tegangan yang diakibatkan, 160–161
Beban terpusat (titik):
 tegangan yang diakibatkan, 152–153
Berat spesifik (berat jenis), 15
Berat volume:
 definisi, 31
 pada kondisi zero air void, 237
Berat volume basah, 31
Berat volume kering:
 definisi, 30
 harga-harga, 38
Berat volume kering maksimum:
 prosedur ASTM, 38
Berat volume pada kondisi zero air void, 237
Bergradasi senjang, 24
Berkutub dua, 14, 15
Bernoulli, persamaan, 79
Biotite, 3
Boiling, 113, 127
Boursinesq, persamaan, 152
Bowen, prinsip reaksi, 3
Breccia, 6
Brown, gerakan, 57

- Brucite, lembaran, 9
 Butiran:
 kurva distribusi ukuran, 22
 orientasi butiran (partikel) untuk tanah yang dipadatkan, 244, 246
- C
- Chlorite, 12
 Cluster, struktur, 57–59
 Colluvial, tanah, 6
 Conglomerate, 6
- D
- Darcy, hukum, 83
 Dashpot, konstanta, 178
 Derajat kejenuhan, 30
 Derajat konsolidasi:
 definisi, 206
 variasi dengan kedalaman, 206
 Derajat konsolidasi rata-rata:
 definisi, 206–208, 209
 hubungan empiris, 207
 Diagram pengaruh, 167–169
 Diagram pengaruh Newmark, 169
 Diorite, 5
 Dolomite, 7
 Domain, 57, 58
- E
- Ekipotensial, garis, 103
 Ekstrusif, batuan, 5
 Evaporites, 6
- F
- Feldspar:
 kalium, 3, 4
 kalsium, 3
 natrium, 3
 rangkain reaksi, 3
 Flokulasi garam, 57–58
 Flokulasi tak bergaram, 57
- G
- Gabbro, 5
 Gamping, 6
 Garam batuan, 6
 Garis aliran, 103
 Garis A, 52, 54
 Garis ekipotensial, 103
 Garis U, 54
 Gaya tarik permukaan, 136
 Gaya Van Der Waal, 56–57
 Gerakan Brown, 57
 Gibbsite, 9, 10
 Glacial, tanah, 6
 Gneiss, 6
 Gradien di tempat keluar, 113
 Gradien hidrolik kritis, 127
 Granite, 5
- Gravel, ukuran, 7, 8
 Gunung berapi, 3
 Gypsum, 6
- H
- Halloysite, 12
 Hidrolik:
 gradien, 127
 konduktivitas, 84
 Hidrometer, 21
 Hornblende, 3, 4
 Hubungan empiris, rembesan, 88–91
 Hubungan volume-berat, 29–32
 Hukum Darcy, 83
 Hukum Stokes, 18
- I
- Ikatan hidrogen, 15
 Illite, 11–13
 Indeks aliran, 45
 Indeks grup, 68–89
 Indeks pemampatan, 195
 Indeks pemuaian, 196–197
 Indeks plastisitas, 47
 Intrusif, batuan, 5
 Isobar tegangan, 158
 Isobar tekanan:
 untuk beban empat persegi panjang, 165
 untuk beban garis, 159
 Isomorf, substitusi, 11
- J
- Jaringan aliran:
 pada penampang yang ditransformasikan, 108–110
 pada tanah anisotropik, 107–110
 perhitungan rembesan, 103–105
- K
- Kadar air, 31
 Kalium feldspar, 3, 4
 Kalsium feldspar, 3
 Kaolinite, 11, 13
 Kapiler, kenaikan air, 138–139
 Kapur (limestone), batuan, 6
 Kecepatan:
 aliran, 81
 rembesan, 82–83
 tinggi, 79
 Kecepatan aliran, 81
 Kecepatan waktu konsolidasi, 203–208
 Kejenuhan, derajat, 30
 Kemampumampatan, koefisien, 205
 Kenaikan air kapiler:
 harga-harga, 138
 hubungan empiris, 138, 139
 tegangan efektif yang diakibatkan, 138
 Kerapatan relatif:
 definisi, 36–37
 hubungannya dengan pemadatan relatif, 254

- Keseragaman:**
 hubungan dengan koefisien rembesan, 89
 koefisien, 23
- Klasifikasi berdasarkan tekstur, 64–66**
Klasifikasi berdasarkan tekstur menurut Departemen Pertanian Amerika (USDA), 64–66
Klasifikasi tanah, definisi, 64
Klasifikasi tanah untuk lapisan tanah dasar jalan raya, 67
- Koefisien:**
 gradasi, 23
 kemampumampatan, 205
 kemampumampatan volume, 205
 konsolidasi, 205
 rembesan, 81
- Koefisien kemampumampatan, 205**
Koefisien kemampumampatan volume, 205
Koefisien konsolidasi:
 definisi, 205
 penentuan, 208–210
- Koefisien rembesan:**
 faktor-faktor yang mempengaruhi, 84
 harga-harga, 84
 hubungan empiris, 88–90
 lempung yang terkonsolidasi secara normal, 89–90
 lubang auger, 95–96
 pengaruh temperatur air, 87
 tanah kohesif yang dipadatkan, 246, 247
 tanah yang berlapis-lapis, 90–93
 uji pemompaan di lapangan, 92–95
 uji tinggi jatuh, 86–87
 uji tinggi konstan, 85–86
- Konduktivitas hidrolis, 84**
Konsistensi, 43–50
Konsolidasi primer, 193–195
Konsolidasi sekunder:
 faktor-faktor yang mempengaruhi, 201
 indeks, 200
 untuk tanah di lapangan, 202
- Konsolidometer, 183**
Konstanta dashpot, 178
Konstanta pegas, 178
Kozeny-Carman, persamaan, 89
Kristalisasi, 2
Kurva aliran, 45
Kurva kepadatan, 252–254
Kurva pemampatan asli, 190
Kutub, 150
- L**
 Lacustrine, tanah, 6
 Laminar, aliran, 81
 Laplace, persamaan, 101–103
 Lapisan ganda terdifusi, 14
 Lembaran brucite, 9
 Lembaran gibbsite, 9, 10
 Lempung, 7, 8
 Lempung sensitif, konsolidasi, 190, 191
- Lempung yang terkonsolidasi secara normal, 187–188
 karakteristik konsolidasi, 190
 Lengkung penurunan, 93
 Lingkaran Mohr, 148–149
 Luasan spesifik, 11, 12
- M**
 Magma, 2
 Marine, tanah, 6
 Metamorf, batuan, 2
 Mohr, lingkaran, 148–149
 Metode logaritma-waktu, 208–209
 Mika hitam, 3
 Mika lempung, 11
 Mika putih, 3
 Mineral lempung, 9–15
 Model Kelvin, 178–180
 Montmorillonite, 11, 12, 13
 Mudstone, 6
 Muscovite, 3
- N**
 Natrium feldspar, 3
 Newmark, diagram pengaruh, 169
- O**
 Overconsolidation ratio (OCR), 189
- P**
 Pasir, 7, 8
 Ped, 57, 58
 Pelapukan, 4–5
 Pemadatan:
 dengan ledakan, 266
 dengan metode Proctor dimodifikasi, 241–242
 dengan metode Proctor standar, 235–238
 dengan pembebanan awal, 266–267
 pengaruh energi pemadatan, 239–241
 standar ASTM, 243, 245
 tanah organik, 255–256, 257
 Pemadatan relatif, 254
 Pembebanan awal, 266–268
 Pemampatan, indeks, 205
 Pemuaian, indeks, 196–197
 Pendispersi, bahan, 20
 Pengegelembungan, 132–133
 Penggilas ban karet (angin), 248, 250
 Penggilas besi berpermukaan halus, 248, 249
 Penggilas kaki-kambing, 248, 251
 Penurunan energi potensial, 105
 Penurunan konsolidasi:
 definisi, 177
 di bawah sebuah pondasi, 214
 perhitungan, 193–195
 Penurunan konsolidasi primer, 193–195
 Penurunan segera:
 definisi, 177
 perhitungan, 216–218
 Penurunan, energi potensial, 105
 Periodite, 5
 Persamaan Bernoulli, 79

- Persamaan Boussinesq, 152
 Persamaan kontinuitas, 101–103
 Persamaan Kozeny–Carman, 89
 Persamaan Laplace, 101–103
 Plastis, batas, 47, 48
 Plastisitas:
 bagan, 52, 54
 indeks, 47
 Pondasi kaku, 215–216
 Pondasi lentur, 115–216
 Pori-pori mikro, 58
 Porositas, 30
 Primer, konsolidasi, 193–195
 Prinsip reaksi Bowen, 3
 Proctor, uji 235–243
- Q
 Quartz, 3
 Quarzite, 7
- R
 Rangkaian reaksi feldspar, 3
 Rekahan pada kulit bumi, 3
 Rembesan:
 di sekitar turap, 107, 109
 di bawah bendungan, 109
 gaya, 130–132
 kecepatan, 82–83
 Rhyolite, 5
 Rembesan absolut, 84
 Rembesan ekuivalen, tanah berlapis-lapis, 90–92, 93
- S
 Sandstone, 7
 Sarang lebah, struktur, 55–56
 Satuan aliran, 103
 Schist, 6
 Sedimen, batuan, 6
 Sekunder, konsolidasi, 200–202
 Sensitivitas, 190, 191
 Shale, 6
 Siklus batuan, 2
 Silika tetrahedra, 9, 10
 Sistem klasifikasi:
 AASHTO, 6–69
 perbandingan, 74–76
 tekstur, 64–66
 Unified, 70
 Sistem klasifikasi AASHTO, 66–68
 Sistem klasifikasi Unified, 70–72
 Slate, 6
 Stokes, hukum, 18
 Struktur butir-tunggal, 55–56
 Struktur cluster, 57–59
 Struktur sarang lebah, 55–56
 Struktur tanah, 54–59
 Struktur tanah kohesif, 56–59
 Struktur tanah tak berkohensi, 55–56
 Struktur tanah yang dipadatkan, 243–244
- Struktur terdispersi, 57, 59
 Substitusi isomorf, 11
 Susut, batas, 47–49
 Syenite, 5
- T
 Tanah aeolian, 6
 Tanah alluvial, 6
 Tanah bergradasi baik, 24
 Tanah colluvial, 6
 Tanah glacial, 6
 Tanah lacustrine, 6
 Tanah marine, 6
 Tegangan :
 diakibatkan oleh beban empat persegi panjang, 161–166
 diakibatkan oleh beban garis, 153–154
 diakibatkan oleh beban lajur, 156–158
 diakibatkan oleh beban lingkaran, 160–161
 diakibatkan oleh beban terpusat, 152–153
 geser, bidang miring, 146–147
 isobar, 159, 165
 lingkaran Mohr, 148–149
 metode kutub, 150–151
 normal, bidang miring, 146–147
 utama, 148
 Tegangan efektif:
 definisi, 121–123
 di dalam tanah tak jenuh, 135–136
 karena kenaikan air kapiler, 138
 karena rembesan air ke atas, 124, 126–127
 karena rembesan air ke bawah, 127
 Tegangan geser, bidang miring, 146–147
 Tegangan normal, bidang miring, 146–147
 Tegangan utama, 148
 Tekanan air pori, 123
 Tekanan ke atas, rembesan, 112–113
 Tekanan prakonsolidasi:
 definisi, 188
 penentuan, 189
 Tekanan udara pori, 135
 Tinggi elevasi, 79
 Tinggi tekanan, 79
 Trachyte, 5
 Transien, aliran, 81
 Transportasi pelapukan, 5–6
 Turbulen, aliran, 81
- U
 Uji konsolidasi:
 grafik angka pori-tekanan, 184–185, 186
 grafik waktu–pemampatan, 184
 pengaruh beban, 193
 pengaruh penambahan rasio beban, 193, 194
 prosedur, 183–184
 Uji lubang auger, 95–96
 Uji pemompaan di lapangan, 92–95
 Uji pemompaan, akifer tertekan, 94–95
 Uji Proctor:

dimodifikasi, 241–243
standar, 235–238
Uji Proctor dimodifikasi, 241–243
Uji Proctor standar, 235–238
Uji tinggi jatuh, 86–87
Uji tinggi konstan, 85–86
Ukuran ayakan, 17

Ukuran efektif, 23
Ukuran lanau, 7, 8

V
Van Der Waal, gaya, 56–57
Vermiculite, 12