

Seri Pedoman Godwin

Mekanika Tanah

Edisi Keempat



M.J. Smith

Ir. Elly Madyayanti

PENERBIT ERLANGGA — Jakarta

MEKANIKA TANAH

(SOIL MECHANICS)

EDISI KEEMPAT

M. J. SMITH

M.Sc., C. Eng., M.I.C.E., M.I.Struct.E.
Senior Lecturer at the

Diterjemahkan oleh
Ir. Elly Madyayanti

1984

PENERBIT ERLANGGA

Jl. Kramat IV No. 11.

Jakarta Pusat

(Anggota IKAPI)



PENGANTAR UMUM

Seri ini mula-mula direncanakan sebagai suatu alat pembantu bagi para siswa yang menghadapi ujian-ujian teknis, sasaran dari tiap-tiap buku adalah untuk menyediakan suatu penuntun yang ringkas dan jelas mengenai *prinsip-prinsip dasar* dari masing-masing subyek, diperjelas dengan contoh-contoh yang dipilih dengan cermat untuk melukiskan pokok-pokok yang dibicarakan. Keberhasilan buku ini di kalangan para siswa telah membenarkan sasaran utamanya, akan tetapi ternyata terbukti bahwa para ahli teknik profesional dalam jenjang kariernya mendapatkan bahwa buku-buku ini sangat bermanfaat.

Untuk memenuhi kebutuhan tersebut, buku-buku dalam seri ini telah diperluas untuk mencakup suatu perkiraan topik-topik yang lebih luas, dengan tetap mempertahankan bentuk penyajian yang ringkas.

Kami percaya bahwa peningkatan isi ini akan membantu para siswa untuk melihat bahan studi mereka secara lebih praktis tanpa mengurangi arti buku ini sebagai suatu alat penolong untuk menempuh ujian-ujian. Begitu pula, kami percaya bahwa tambahan bahan akan menyajikan suatu gambaran yang lebih lengkap bagi para ahli teknik profesional dalam topik-topik yang tidak sempat mereka pergunakan pada waktu menyelesaikan studi-studi utama mereka.

Suatu daftar rangkaian buku-buku lain dari seri ini dicantumkan pada halaman pertama dari buku ini. Detail-detail lebih lanjut dapat diperoleh dari para penerbit.

M. J. Smith
Editor Umum

PRAKATA PENGARANG

Buku ini telah disiapkan dengan sasaran untuk membantu siswa menempuh suatu ujian, dan juga untuk para ahli teknik berpraktek. Pokok pembicaraan telah dibatasi pada prinsip-prinsip dasar, dan penyelesaian contoh-contoh yang dipilih untuk memberikan ruang cakup yang baik. Aspek-aspek mekanika tanah yang lebih terperinci seperti penyelidikan dilapangan, praktek pemancangan dan stabilisasi tanah tidak diuraikan, dan untuk mendapatkan keterangan tentang hal-hal tersebut pembaca dianjurkan untuk mempelajari bultein-buletin teknis yang mengenai pekerjaan-pekerjaan teknik sipil di mana diuraikan teknik-teknik praktis yang paling mutakhir.

Nilai mekanika tanah bagi ahli teknik sipil seringkali merupakan pertanyaan, berhubung pertama, metoda-metoda empiris telah dipakai untuk beratus-ratus tahun, dan kedua, tanah merupakan suatu bahan yang sangat kompleks untuk disingkapkan dalam percobaan ilmiah. Kedua hal di atas mempunyai beberapa pengaruh, dan sesungguhnya adalah berbahaya untuk meninjau persoalan-persoalan fondasi berdasarkan kepada pendekatan ilmiah saja tanpa memperhitungkan pengetahuan mengenai tanah dalam keadaan-keadaan praktis. Akan tetapi, teori dapat merupakan suatu alat pembantu yang besar untuk memahami hal-hal praktis dan untuk memakai bahan yang tersedia secara lebih ekonomis. Pembawaan tanah yang berubah-ubah, meskipun pada suatu tempat yang terbatas, harus pula ditinjau pada waktu melakukan suatu penyelidikan, akan tetapi apabila diambil contoh-contoh yang cukup, maka mungkin dapat diperoleh suatu nilai rata-rata yang baik dari sifat-sifat tanah, atau dalam hal-hal tertentu harga terjelek dapat merupakan kriteria, di samping itu pengalaman diperlukan dalam penafsiran.

Oktober 1980

M. J. S.

Tabel-tabel dari British Standard Code of Practice CP 2001: 1957 "Site Investigations" direproduksi atas perkenan dari British Standards Institution, 2 Park Street, London. W. I, dari mana dapat dibeli turunan pedoman lengkapnya.

DAFTAR ISI

PENGANTAR UMUM	v
PRAKATA PENGARANG	vi
1 DEFINISI-DEFINISI TANAH	1
Definisi teknis dari tanah	1
Pori-pori	1
Kadar air, berat jenis dan kerapatan	3
Tegangan netral dan tegangan efektif	10
Soal-Soal	13
2 PEMDATAN	14
Percobaan Proctor	15
Prosedur dilapangan	18
Soal-Soal	19
3 KLASIFIKASI TANAH	21
Klasifikasi yang dipakai dalam bab ini	21
Identifikasi lapangan	21
Pembagian ukuran butir	22
Plastisitas	35
Sistem klasifikasi tanah Casagraude	38
Soal-Soal	42
4 DAYA REMBES	44
Hukum Darcy	44
Menentukan koefisien daya rembes	45
Menentukan daya rembes dilapangan	51
Gradien hidrolik kritis	54
Rembesan melalui tanah	57
Jaring-jaring aliran	57
Soal-Soal	64

5	KONSOLIDASI	69
	Penurunan	69
	Percobaan Oedometer	69
	Teori konsolidasi	71
	Penurunan dalam pasir	84
	Soal-Soal	86
6	KEKUATAN GESER	89
	Percobaan kotak geser	89
	Hukum Coulomb	90
	Percobaan tekan Tri-axial	92
	Percobaan-percobaan geser lebih lanjut	97
	Parameter-parameter tekanan pori	104
	Soal-Soal	107
7	PEMBAGIAN TEKANAN VERTIKAL	110
	Beban terpusat tunggal (Teori BOUSSINESQ)	110
	Beban terbagi	112
	Metoda Fadum	113
	Diagram Newmark	118
	Soal-Soal	125
8	TEKANAN-TEKANAN TANAH PADA DINDING-DINDING PENAHAN .	128
	Tekanan aktif	128
	Tahanan pasif	139
	Dinding-dinding turap	140
	Soal-Soal	143
9	STABILITAS LERENG	146
	Kondisi $\varphi = 0$	148
	Tanah-tanah $c - \varphi$	150
	Analisis tegangan efektif	153
	Stabilisasi lereng	156
	Soal-Soal	162
10	FONDASI-FONDASI	167
	Fondasi-fondasi dangkal	167
	Fondasi-fondasi dalam	171
	Soal-Soal	175
	APENDIKS : Jawaban soal-soal	178
	INDEKS	181

BAB 1

DEFINISI-DEFINISI TANAH

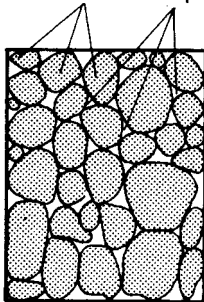
DEFINISI TEKNIS DARI TANAH

Untuk keperluan-keperluan teknis, tanah dianggap merupakan suatu lapisan sedimen lepas seperti kerikil (gravel), pasir (sand), lanau (silt), lempung (clay) atau suatu campuran dari bahan-bahan tersebut. Hendaknya jangan dikacaukan dengan definisi tanah secara *geologis*, yang merupakan bahan organik pada permukaan yang terpengaruh cuaca, atau tanah lapisan-atas (top soil). Tanah lapisan-atas pada umumnya dibongkar sebelum suatu proyek teknis dikerjakan.

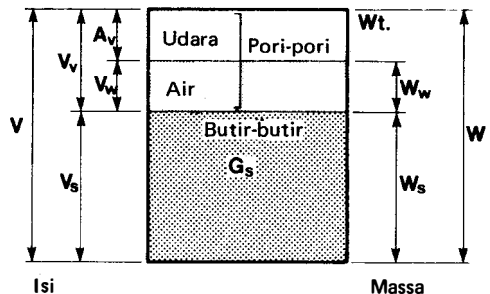
PORI-PORI (VOIDS)

Tanah terdiri dari butir-butir bermacam-macam ukuran yang dijadikan satu, dengan ruang-ruang di antara butir-butir dikenal sebagai *pori-pori* (lihat Gambar 1(a)). Pori-pori pada umumnya merupakan suatu campuran dari udara dan air, akan tetapi pada keadaan-keadaan khusus dapat berupa udara seluruhnya atau air seluruhnya.

Butir-butir Pori-pori



(a)



Isi

Massa

(b)

GAMBAR 1. (a) Contoh tanah, (b) Diagram blok. Perhatikan simbol-simbol yang dipakai.

Angka pori (Void ratio)

Perbandingan antara isi pori dengan isi butir dikenal sebagai *angka pori*.

$$\text{Angka pori } e = \frac{V_v}{V_s} \times 100$$

Untuk memudahkan, dapat dianggap bahwa semua butir di dalam suatu contoh dapat ditekan bersama-sama dan isinya dianggap sama dengan isi satuan.

Hal ini dapat diperlihatkan dalam suatu diagram blok (*lihat Gambar 1 (b)*).

$$\begin{aligned} \text{Apabila } V_s &= 1 \\ \text{maka } e &= \frac{V_v}{1} = V_v \end{aligned}$$

Isi contoh tanah seluruhnya $V = 1 + e$

Porositas (Porosity)

Porositas suatu tanah didefinisikan sebagai perbandingan antara isi butir dengan isi contoh seluruhnya.

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

yang mana, dengan memperhatikan Gambar 1(b), dan mengambil $V_s = 1$ memberikan

$$\text{Porositas } n = \frac{e}{1 + e}$$

Derajat kejenuhan (Degree of saturation)

Perbandingan antara isi air dengan isi pori dikenal sebagai *derajat kejenuhan*

$$\text{Derajat kejenuhan } S_r = \frac{V_w}{V_v}$$

atau Prosentase kejenuhan $= S_r \times 100$

Pori-pori di dalam tanah di bawah muka air tanah harus dianggap sebagai terisi penuh dengan air, dalam hal mana derajat kejenuhan adalah 1, atau prosentase kejenuhan 100 prosen. Pada tanah berbutir halus air akan naik disebabkan oleh aksi kapiler di antara butir-butir, dan tanah untuk suatu tinggi tertentu di atas muka air tanah mungkin menjadi jenuh. Bagaimanapun di atas muka air tanah selalu akan ada suatu selaput tipis dari air mengelilingi butir-butir tanah individu. Hal ini dikenal sebagai air *terserap* (*absorbed water*). Air terserap hanya dapat dihilangkan oleh tungku pengering tanah, dan penting di dalam meninjau kohesi di antara butir-butir.

Prosentase pori udara (Percentage air voids)

Perbandingan antara isi udara dengan isi tanah seluruhnya dikenal sebagai prosentase pori udara.

$$\text{Prosentase pori udara } V_a = \frac{A_v}{V} \times 100$$

KADAR AIR (MOISTURE CONTENT), BERAT JENIS (SPECIFIC GRAVITY), DAN KERAPATAN (DENSITY)

Metode-metode untuk menentukan berat jenis butir-butir tanah, kadar air dan kerapatan menyeluruh (bulk density) dari suatu contoh tanah diberikan secara terperinci di dalam B.S. 1377: 1975 (*Methods of testing soils for civil engineering purposes*). Oleh karena itu di sini hanya diberikan suatu ringkasan, dan untuk detail-detail yang lebih lengkap hendaknya dipelajari 'British Standard' tersebut.

Ketiga sifat-sifat tanah ini harus ditetapkan pada semua lokasi penyelidikan dan percobaan laboratorium.

Kadar air dari tanah

Derajat kejenuhan jangan sampai dikacaukan dengan *kadar air*, yaitu perbandingan antara berat air dalam contoh tanah dengan berat butir.

$$\text{Kadar air } m = \frac{W_w}{W_s}$$

atau $\text{Prosentase kadar air} = m \times 100$

Cara menentukan kadar air dari tanah

Sejumlah contoh tanah diletakkan di dalam sebuah kaleng yang telah diketahui beratnya, dengan suatu tutup di atasnya untuk mencegah penguapan. Kaleng dan tanah ditimbang dan kemudian diletakkan di dalam sebuah tungku (oven) pada 105°C, dengan tutup diambil, sampai contoh tersebut kering. Apabila kaleng, tutup dan tanah kering ditimbang lagi maka kehilangan berat adalah berat air dalam contoh asli, dan berat butir adalah berat akhir dikurangi berat kaleng. Oleh karena itu

$$\text{Kadar air } m = \frac{\text{Berat air}}{\text{Berat butir}}$$

dapat ditentukan

Berat jenis dari butir-butir tanah

Berat jenis suatu bahan didefinisikan sebagai perbandingan antara berat bahan tersebut yang isinya tertentu dengan berat air yang isinya sama untuk mengeta-

hui besarnya berat jenis bahan dari butir-butir tanah. Apabila sifat ini G_s diketahui, dan berat kering butir-butir tanah W_s diketahui, maka isi butir V_s dapat ditentukan, berhubung

$$\frac{W_s}{V_s} = G_s \gamma_w$$

di mana γ_w adalah kerapatan air (1000 kg/m^3).

Untuk butir-butir tanah, yang mengandung suatu kadar kwarts tinggi, berat jenis G_s biasanya sekitar 2,7.

Cara menentukan berat jenis dari butir-butir tanah

Untuk menentukan berat jenis dari butir-butir tanah, suatu butir-butir tanah yang telah diketahui beratnya W_s (kira-kira 200 g untuk tanah berbutir halus atau 400 g untuk tanah berbutir kasar) dicampur seluruhnya dengan kira-kira 500 ml air di dalam suatu stoples 1 liter. Stoples ini kemudian diisi air sampai penuh pada batas atasnya, bagian luarnya dikeringkan dan stoples bersama air ditimbang, W_1 . Apabila berat stoples bersama air saja adalah W_2 , maka:

Berat butir-butir yang terendam = $W_1 - W_2$

Berat jenis butir $G_s = \frac{\text{Berat butir padat}}{\text{Berat air yang isinya sama}}$

akan tetapi

Berat air yang isinya sama

= berat air yang digantikan tempatnya oleh butir

= berat butir di udara – berat terendam dari butir

Oleh karena itu berat jenis $G_s = \frac{W_s}{W_s - (W_1 - W_2)}$

Kerapatan menyeluruh (Bulk density) tanah

Kerapatan dari contoh tanah seluruhnya (yaitu butir dan pori) biasanya dinyatakan sebagai kerapatan *menyeluruh*.

$$\text{Kerapatan menyeluruh } \gamma = \frac{W}{V}$$

Cara menentukan kerapatan menyeluruh

Apabila suatu contoh tanah dapat diambil dalam suatu keadaan asli (undisturbed), maka pengukuran kerapatan menyeluruh adalah sederhana. Suatu pemotong berbentuk silinder bergaris tengah kira-kira 100 mm dan panjang 125 mm dimasuk-

kan dengan hati-hati ke dalam tanah, digali ke luar, dibersihkan, diratakan dan ditimbang. Berat pemotong dan ukuran dalamnya telah ditentukan sebelumnya, oleh karena itu:

$$\text{Kerapatan menyeluruh } \gamma = \frac{\text{Berat pemotong dan tanah} - \text{Berat pemotong}}{\text{Isi dalam dari silinder}}$$

Memperoleh suatu contoh asli seringkali sukar, dalam hal ini dapat dipakai suatu contoh tidak asli (disturbed). Digali suatu lubang kira-kira bergaris tengah 100 mm dan dalamnya 150 mm dan tanah yang digali ditimbang. Sekarang isi lubang dapat ditentukan dengan mengisi lubang tersebut dengan sejumlah pasir bergradasi seragam yang telah diukur isinya dan diketahui kerapatannya.

$$\text{Kerapatan menyeluruh tanah } \gamma = \frac{\text{Berat tanah}}{\text{Isi pasir}}$$

Dalam tanah yang kedap air, dapat dipakai minyak sebagai ganti pasir. Pada masing-masing kasus harus ditentukan besarnya kadar air dari tanah.

Kerapatan kering (Dry density)

Ini merupakan suatu keadaan khusus dari kerapatan menyeluruh suatu contoh, dengan menganggap air dihilangkan dari tanah. Isi contoh tidak akan berubah, dan karenanya

$$\text{Kerapatan kering } \gamma_d = \frac{W_s}{V}$$

Kerapatan kering biasanya dihitung dari harga-harga kerapatan menyeluruh dan kadar air yang diukur. Hubungan antara γ , γ_d dan m karenanya adalah

$$\begin{aligned} m &= \frac{W_w}{W_s} \\ W &= W_s + W_w \\ &= W_s + mW_s \\ &= W_s(1 + m) \\ \text{juga } \gamma &= \frac{W}{V} \\ &= \frac{W_s(1 + m)}{V} \\ &= \gamma_d(1 + m) \\ \text{atau } \gamma_d &= \frac{\gamma}{(1 + m)} \end{aligned}$$

atau

Kerapatan jenuh (Saturated density)

Ini merupakan suatu keadaan khusus lainnya dari kerapatan menyeluruh suatu contoh, di mana seluruh pori terisi dengan air. Isi contoh tidak akan berubah, dan apabila pori terisi air maka berat air ini = $V_v \gamma_w$

$$\text{Kerapatan jenuh} = \frac{W_s + V_v \gamma_w}{V}$$

Kerapatan terendam (submerged density)

Apabila tanah berada di bawah muka air tanah, maka tanah ini akan jenuh, seperti diuraikan sebelumnya, akan tetapi tanah ini akan pula terendam. Sekarang:

Kerapatan terendam dari tanah

$$= \text{Kerapatan menyeluruh dari tanah} - \text{Kerapatan air}$$

(Prinsip Archimedes)

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w$$

atau, karena tanah akan jenuh,

$$\text{Kerapatan terendam } \gamma' = \gamma_{jn} - \gamma_w$$

Akan tetapi, para siswa hendaknya sedapat mungkin menghindari pemakaian kerapatan terendam.

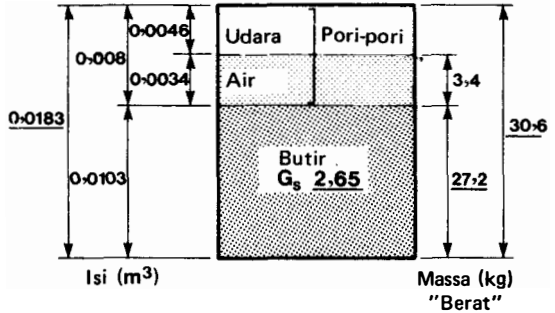
CONTOH 1

Suatu contoh tanah berat 30,6 kg mempunyai suatu isi sebesar $0,0183 \text{ m}^3$. Apabila dikeringkan di dalam tungku beratnya berkurang menjadi 27,2 kg. Berat jenis butir diketemukan sebesar 2,65. Tentukan hal-hal berikut:

- (a) Kerapatan menyeluruh.
- (b) Kerapatan kering.
- (c) Prosentase kadar air.
- (d) Kerapatan jenuh.
- (e) Prosentase pori udara.
- (f) Angka pori
- (g) Porositas
- (h) Derajat kejenuhan
- (i) Gradien hidrolik kritis.

PENYELESAIAN

Pertanyaan ini dapat diperlihatkan dalam suatu diagram blok (*lihat Gambar 2*).



GAMBAR 2. Perhatikan bahwa angka-angka yang digaris-bawahi diberikan di dalam pertanyaan.

$$(a) \text{ Kerapatan menyeluruh } \gamma = \frac{W}{V} = \frac{30,6}{0,0183} = \underline{\underline{1672 \text{ kg/m}^3}}$$

$$(b) \text{ Kerapatan kering } \gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{27,2}{0,0183} = \underline{\underline{1486 \text{ kg/m}^3}}$$

$$(c) \text{ Berat air dalam contoh} = 30,6 - 27,2 = 3,4 \text{ kg}$$

$$\text{Kadar air } m = \frac{W_w}{W_s} = \frac{3,4}{27,2} = 0,125$$

$$\text{atau prosentasi kadar air} = \underline{\underline{12,5\%}}$$

$$(d) \text{ Kerapatan butir } \gamma_s = \frac{W_s}{V_s} = G_s \gamma_w$$

$$\therefore V_s = \frac{W_s}{G_s \gamma_w} = \frac{27,2}{2,65 \times 1000} = 0,0103 \text{ m}^3$$

$$V_v = V - V_s = 0,0183 - 0,0103 = 0,008 \text{ m}^3$$

Apabila tanah jenuh maka pori-pori akan terisi air semua:

$$\text{Kerapatan jenuh} = \frac{W_s + V_v \gamma_w}{V} = \frac{27,2 + 0,008 \times 1000}{0,0183} = \underline{\underline{1923 \text{ kg/m}^3}}$$

$$(e) V_w = \frac{3,4}{1000} = 0,0034 \text{ m}^3$$

$$A_v = 0,008 - 0,0034 = 0,0046 \text{ m}^3$$

$$\text{Prosentase pori udara } V_a = \frac{A_v}{V} = \frac{0,0046}{0,0183} \times 100 = \underline{\underline{25\%}}$$

$$(f) \text{ Angka pori } e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{0,008}{0,0103} = \underline{\underline{0,777}}$$

(g) Porositas $n = \frac{V_v}{V} = \frac{0,008}{0,0183} = \underline{\underline{0,437}}$

(Catatan : Porositas $= \frac{e}{1 + e} = \frac{0,777}{1,777} = 0,437$)

(h) Derajat kejenuhan $S_r = \frac{V_w}{V_v} = \frac{0,0034}{0,008} = 0,425$

(i) Gradien hidrolik kritis. Hal ini dibahas di dalam Bab 4 di mana suatu pernyataan yang diberikan adalah

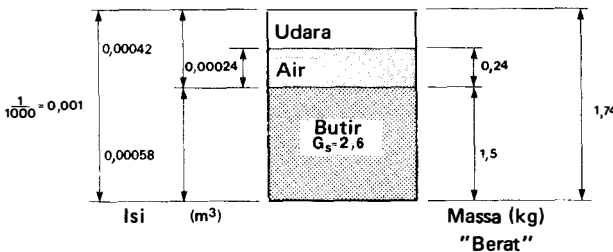
$$i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e}$$

$$\text{Gradien hidrolik kritis} = \frac{2,65 - 1}{1 + 0,777} = \underline{\underline{0,93}}$$

CONTOH 2

Suatu percobaan laboratorium yang dilakukan terhadap suatu contoh tanah asli sebesar 1,74 kg dan mempunyai suatu isi sebesar $\frac{1}{1000} \text{ m}^3$ mendapatkan bahwa berat jenis butir adalah 2,6 dan kerapatan kering tanah adalah 1500 kg/m³
Hitung:

- (a) Kadar air.
- (b) Angka pori dan porositas.
- (c) Gradien hidrolik kritis.
- (d) Kerapatan jenuh dan kerapatan terendam.
- (e) Derajat kejenuhan tanah.



GAMBAR 3

PENYELESAIAN

(lihat Gambar 3).

(a) $W_s = 1500 \times \frac{1}{1000} = 1,5 \text{ kg}$
 $W_w = 1,74 - 1,5 = 0,24 \text{ kg}$
 $m = \frac{0,24}{1,5} = 0,16$

atau prosentase kadar air = 16%

$$(b) V_s = \frac{W_s}{G_s \gamma_w} = \frac{1,5}{2,6 \times 1000} = 0,00058 \text{ m}^3$$

$$V_v = V - V_s = 0,001 - 0,00058 = 0,00042 \text{ m}^3$$

$$\text{Angka pori } e = \frac{0,00042}{0,00058} = \underline{0,72}$$

$$\text{Porositas } n = \frac{V_v}{V} = \frac{0,00042}{0,001} = \underline{0,42}$$

$$(c) i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e} = \frac{2,6 - 1}{1 + 0,72} = \underline{0,93}$$

$$(d) \gamma_{\text{jen}} = \frac{W_s + V_v \gamma_w}{V} = \frac{1,5 + 0,00042 \times 1000}{0,001} = \underline{1920 \text{ kg/m}^3}$$

$$\gamma' = \gamma_{\text{jen}} - \gamma_w = 1920 - 1000 = \underline{920 \text{ kg/m}^3}$$

$$(e) V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{0,24}{1000} = 0,00024 \text{ m}^3$$

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} = \frac{0,00024}{0,00042} = 0,571$$

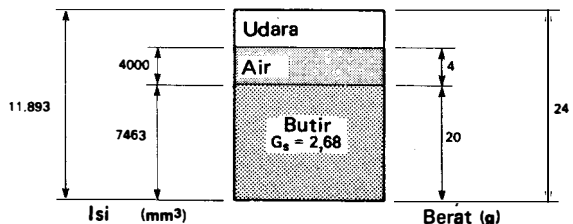
atau prosentase kejenuhan = 57,1%

CONTOH 3

Dalam rangka untuk mengukur kerapatan *setempat* (*in situ density*) suatu tanah, dilakukan percobaan pasir pengganti berikut: Tanah seberat 4,56 kg diambil dari suatu lubang pada permukaan tanah. Lubang ini kemudian diisi dengan pasir kering lepas seberat 3,54 kg.

(a) Apabila diperlukan pasir yang sama sebesar 6,57 kg untuk mengisi suatu kaleng isi $0,0042 \text{ m}^3$, tentukan kerapatan menyeluruh dari tanah.

(b) Pada suatu penentuan kadar air, tanah lembab seberat 24 g menjadi 20 g setelah pengeringan di dalam suatu tungku pada 105°C . Apabila berat jenis butir adalah 2,68, tentukan kadar air, kerapatan kering dan derajat kejenuhan tanah.



GAMBAR 4

PENYELESAIAN

Perhatikan Gambar 4.:

$$(a) \text{ Isi lubang} = \frac{0,0042}{6,57} \times 3,54 = 0,00226 \text{ m}^3$$

$$\text{Kerapatan menyeluruh } \gamma = \frac{W}{V} = \frac{4,56}{0,00226} = \underline{\underline{2018 \text{ kg/m}^3}}$$

(b) Dari penentuan kadar air:

$$m = \frac{W_w}{W_s} = \frac{4}{20} = 0,2$$

$$\text{atau prosentase kadar air} = \underline{\underline{20\%}}$$

$$\text{Kerapatan kering } \gamma_d = \frac{\gamma}{1+m} = \frac{2018}{1+0,2} = \underline{\underline{1681 \text{ kg/m}^3}}$$

$$V = \frac{W}{\gamma} = \frac{24 \times 1000^3}{2018 \times 1000} = 11.893 \text{ m}^3$$

$$V_s = \frac{W_s}{G_s \gamma_w} = \frac{20 \times 1000^3}{2,68 \times 1000 \times 1000} \\ = 7463 \text{ mm}^3$$

$$V_v = V - V_s = 4430 \text{ mm}^3$$

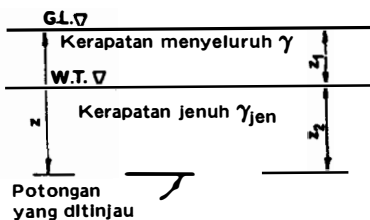
$$V_w = 4000 \text{ mm}^3$$

$$S_r = \frac{4000}{4430} = 0,9$$

$$\text{atau prosentase kejenuhan} = \underline{\underline{90\%}}$$

TEGANGAN NETRAL (NEUTRAL STRESS) DAN TEGANGAN EFEKTIF (EFFECTIVE STRESS)

Pada suatu potongan horizontal, kedalaman z dalam suatu profil tanah, tekanan total kearah bawah adalah akibat berat tanah di atas potongan tersebut.



GAMBAR 5.

Pertahanan terhadap tekanan ini disediakan, sebagian oleh butir-butir tanah dan, apabila potongan itu berada di bawah muka air tanah, sebagian oleh tekanan ke atas air.

$$\text{Beban total pada kedalaman } z \text{ setiap satuan luas } \sigma = z_1\gamma + z_2\gamma_{\text{jen}}$$

Beban ini ditahan oleh tekanan antar butir σ' , yang dikenal sebagai *tegangan efektif*, dan oleh tekanan air ke atas u , yang dikenal sebagai *tegangan netral* dan sama dengan $z_2\gamma_w$, jadi:

Beban ke bawah total tiap satuan luas = tekanan antar butir
 + tekanan air ke atas
 = Tegangan efektif + tegangan netral

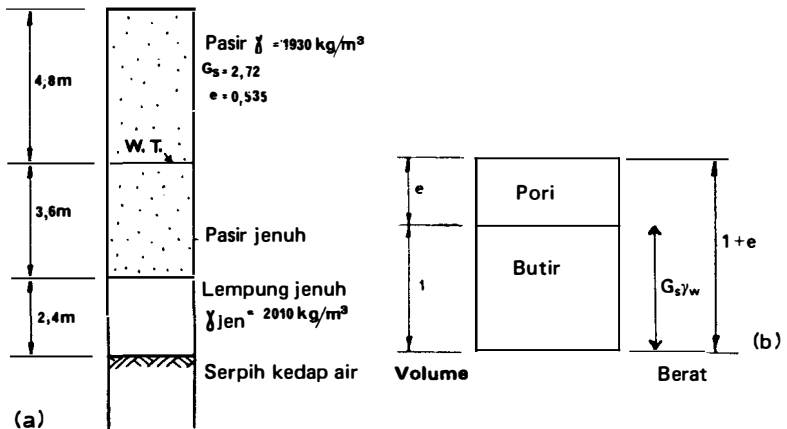
$$\underline{\underline{\sigma = \sigma' + u}}$$

Hubungan antara beban tegangan efektif dan tegangan netral ini sangat penting di dalam mekanika tanah.

CONTOH 4

Suatu lubang bor pada suatu lokasi bangunan mempunyai profil tanah seperti yang diperlihatkan dalam Gambar 6(a). Cari besarnya tegangan efektif pada sisi bawah lempung:

- (a) pada keadaan normal;
- (b) apabila taraf air tanah diturunkan 2,4 m dengan memompa (anggap pasir tetap jenuh dengan air kapiler sampai taraf mula-mula).



GAMBAR 6. (a) Catatan lubang bor; (b) Diagram blok.

PENYELESAIAN

Perhatikan Gambar 6(b):

$$\gamma_{\text{jen}} = \frac{W_s + V_v \gamma_w}{V} \quad (\text{lihat halaman 6})$$

Anggap $V_s = 1$ maka $V_v = e$, $V = 1 + e$ dan $W_s = G_s \gamma_w$

$$\begin{aligned} \therefore \gamma_{\text{sat}} &= \frac{G_s \gamma_w + e \gamma_w}{1 + e} \\ &= \left(\frac{G_s + e}{1 + e} \right) \gamma_w \end{aligned}$$

untuk pasir jenuh

$$\gamma_{\text{jen}} = \frac{2,72 + 0,535}{1 + 0,535} \times 1000 = \underline{\underline{2120 \text{ kg/m}^3}}$$

(a) Beban ke bawah tiap m^2 pada dasar lempung

$$\begin{aligned} &= (4,8 \times 1930 + 3,6 \times 2120 + 2,4 \times 2010)9,8/1000 \\ &= 213 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Tegangan netral } u = (3,6 + 2,4) \times 1000 \times 9,8/1000 = 58,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma = \sigma' + u$$

$$\therefore \text{Tegangan efektif } \sigma' = 213 - 58,8 = \underline{\underline{154,2 \text{ kN/m}^2}}$$

Sebagai pilihan lain, dapat dipakai kerapatan tanah terendam, yaitu

$$\begin{aligned} \sigma' &= [4,8 \times 1930 + 3,6(2120 - 1000) \\ &\quad + 2,4(2010 - 1000)]9,8/1000 \\ &= \underline{\underline{154,2 \text{ kN/m}^2}} \end{aligned}$$

Akan tetapi pembaca dianjurkan untuk mempergunakan tegangan netral untuk semua perhitungan.

(b) Apabila taraf air tanah diturunkan 2,4 m:

Beban ke bawah tiap m^2 pada dasar lempung

$$\sigma = 213 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan netral } u &= (1,2 + 2,4)1000 \times 9,8/1000 \\ &= 35,3 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Tegangan efektif pada dasar lempung } = 213 - 35,3 = \underline{\underline{177,7 \text{ kN/m}^2}}$$

SOAL-SOAL

1. Suatu contoh tanah jenuh mempunyai kadar air sebesar 29 persen dan kerapatan menyeluruh sebesar 1930 kg/m^3 . Tentukan kerapatan kering dan angka pori tanah serta berat jenis butir.

Akan berapakah besarnya kerapatan menyeluruh dari suatu contoh tanah ini apabila dipadatkan pada angka pori yang sama, tetapi hanya 90 persen jenuh?

Catatan: Ambil isi contoh sebesar 1 m^3

2. Pada suatu percobaan pemadatan, berat tanah basah dalam cetakan (isi $\frac{1}{1000} \text{ m}^3$) adalah 1,88 kg. Dengan mengeringkan sejumlah kecil tanah, kadar airnya diketemukan adalah sebesar 20,7 persen. Berat jenis butir adalah 2,72.

Cari: (a) kerapatan kering; (b) angka pori; dan (c) prosentase pori udara.

Apabila contoh direndam di dalam air dan dibiarkan untuk menjadi benar-benar jenuh, tanpa perubahan isi, maka hitung besarnya kerapatan jenuh dan kadar air.

3. Jabarkan suatu persamaan untuk kerapatan menyeluruh dari suatu tanah jenuh sebagian dalam besaran-besaran berat jenis butir G_s , angka pori e , derajat kejenuhan S_r , dan kerapatan air γ_w .

Pada suatu contoh lempung, angka pori adalah 0,73 dan berat jenis butir adalah 2,71. Apabila pori-pori 92 persen jenuh, maka carilah besarnya kerapatan menyeluruh, kerapatan kering dan prosentase kadar air.

Berapakah besarnya kadar air untuk jenuh sempurna, di mana angka pori sama?

Catatan: Dalam hal ini ambil isi butir sebesar 1 m^3

4. Suatu contoh tanah, isi $\frac{1}{1000} \text{ m}^3$, ditimbang pada keadaan aslinya 1,73 kg, derajat kejenuhan 61,6 persen. Setelah dikeringkan di dalam tungku pada 105°C contoh ditimbang 1,44 kg.

Cari: (a) berat jenis butir; (b) kadar air asli; (c) angka pori; (d) kerapatan menyeluruh, kerapatan kering, kerapatan jenuh dan kerapatan terendam; (e) gradien hidrolik kritis.

5. Suatu catatan lubang bor memberikan data berikut:

0 – 2 m	Pasir	Kerapatan jenuh 1900 kg/m^3
2 – 6 m	Lanau	Kerapatan jenuh 1800 kg/m^3
6 – 9 m	Lempung	Kerapatan jenuh 2100 kg/m^3

Muka air tanah adalah 4 m di bawah permukaan tanah dan tanah di atas muka air tanah adalah jenuh.

Hitung besarnya tekanan efektif pada tengah-tengah lempung.

- (i) Pada saat penyelidikan.
 - (ii) Apabila muka air tanah diturunkan sampai sisi atas lempung.
 - (iii) Apabila muka air tanah dinaikkan sampai sisi atas lanau.
 - (iv) Apabila muka air tanah dinaikkan sampai permukaan tanah.
 - (v) Apabila taraf air mencapai 5 m di atas permukaan tanah.
- Anggap tanah tetap jenuh pada semua saat.

BAB 2

PEMADATAN

Dalam semua pekerjaan teknik sipil tanah dipergunakan sebagai suatu bahan bangunan. Pemadatan suatu tanah dilakukan untuk meningkatkan sifat-sifat tanah, dan merupakan suatu cara yang ditentukan oleh sarjana teknik. Contoh-contoh yang paling umum adalah lapisan bawah-dasar (sub-base) dari suatu jalan di mana pemadatan mungkin dilakukan *di tempat (in situ)*, atau suatu peninggian tanah di mana tanah yang ditimbun, seringkali berasal dari pemotongan tanah yang dilakukan di tempat lain. Pengisian tanah kembali (Back fill) setelah pelaksanaan di bawah tanah merupakan suatu contoh lain di mana tanah mungkin harus dipadatkan.

Pemadatan dilakukan dengan menggilas atau menumbuk dan menimbulkan pemampatan pada tanah dengan mengusir udara dari pori-pori. Adalah tidak mungkin untuk menghilangkan air dari pori-pori dengan pemadatan, akan tetapi penambahan air pada tanah yang sedikit lembab membantu pemadatan dengan mengurangi tarikan permukaan. Akan tetapi terdapat suatu kadar air optimum, di atas mana tambahan air akan menyebabkan meningkatnya pori-pori.

Tingkatan pemadatan diukur dengan kerapatan kering (γ_d) di mana:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V}$$

akan tetapi

$$\gamma = \frac{W}{V}$$

$$m = \frac{W_w}{W_s}$$

$$\begin{aligned} W &= W_w + W_s \\ &= mW_s + W_s \\ &= W_s(1 + m) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \gamma &= \frac{W_s(1 + m)}{V} \\ &= \gamma_d(1 + m) \end{aligned}$$

atau

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + m}$$

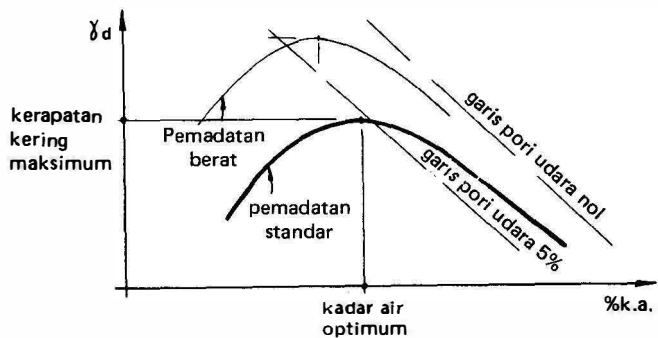
Oleh karena itu untuk menentukan pemadatan suatu tanah adalah biasa untuk mencari kerapatan menyeluruh dan kadar airnya supaya dapat menentukan kerapatan kering.

PERCOBAAN PROCTOR

Percobaan Proctor standar adalah suatu metoda untuk mencari kadar air optimum untuk pemadatan suatu tanah. Suatu cetakan berbentuk silinder dengan isi $0,001 \text{ m}^3$ diisi dengan suatu contoh tanah dalam tiga lapis, masing-masing lapis dipadatkan dengan 27 pukulan dari suatu pemukul standar, berat 2,5 kg, tinggi jatuh 300 mm untuk setiap pukulan (Lihat B.S. 1377).

Cetakan ini kemudian dirapikan dan ditimbang, karenanya akan memberikan kerapatan menyeluruh dari tanah. Kadar air dari tanah kemudian ditentukan, dan selanjutnya kerapatan kering. Percobaan ini dilakukan dengan tanah pada kadar-kadar air yang berbeda dan digambar suatu grafik hubungan antara kerapatan kering dan kadar air. Suatu percobaan pemadatan berat untuk tanah yang memerlukan usaha pemadatan yang lebih besar memakai suatu pemukul 4,5 kg dengan tinggi jatuh 450 mm pada lima lapisan.

Contoh kurva-kurva yang diperoleh diperlihatkan dalam Gambar 7. Dari kurva-kurva tersebut dapat dibaca besarnya kadar air optimum pada titik pemadatan maksimum (kerapatan kering).



GAMBAR 7. Kurva-kurva pemadatan: grafik $\gamma_d \rightarrow$ k.a.

Garis pori udara (Air void lines)

Untuk perbandingan, digambar sebuah kurva pada grafik Proctor untuk keadaan ideal di mana tanah jenuh dan dikenal sebagai *garis pori udara nol*. Dengan meng-

anggap berat jenis butir tanah G_s diketahui, dapat dilakukan suatu pemilihan dari harga-harga kadar air di sekitar harga optimum.

$$\text{selanjutnya} \quad \gamma_d = \frac{W_s}{V} \text{ dan } V_a = \frac{A_v}{V}$$

$$\text{Dianggap satuan isi tanah} \quad (V = 1)$$

$$\begin{aligned} V_a &= A_v \\ &= V - V_s - V_w \\ &= 1 - \frac{W_s}{G_s \gamma_w} - \frac{W_w}{\gamma_w} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{atau} \quad (1 - V_a)G_s \gamma_w &= W_s + W_w G_s \\ &= W_s(1 + mG_s) \end{aligned}$$

$$W_s = \frac{G_s \gamma_w (1 - V_a)}{1 + mG_s}$$

$$\text{akan tetapi} \quad \gamma_d = \frac{W_s}{V} = W_s$$

$$\therefore \gamma_d = \frac{G_s \gamma_w (1 - V_a)}{1 + mG_s}$$

Persamaan 1

$$\text{untuk suatu tanah jenuh } V_a = 0 \text{ dan } \gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + mG_s}$$

Akan tetapi, keadaan jenuh sempurna tidak mungkin dapat diperoleh dengan pemadatan, dan akan terdapat beberapa pori-pori udara di dalam contoh yang dipadatkan. Suatu pengukuran pori udara dapat dilihat dengan sekali pandang apabila pada grafik Proctor digambarkan pula garis-garis pori udara 5 persen dan 10 persen. Oleh karena itu dipakai persamaan 1 untuk menggambar garis-garis pori udara 5 persen dan 10 persen seperti halnya garis pori udara nol.

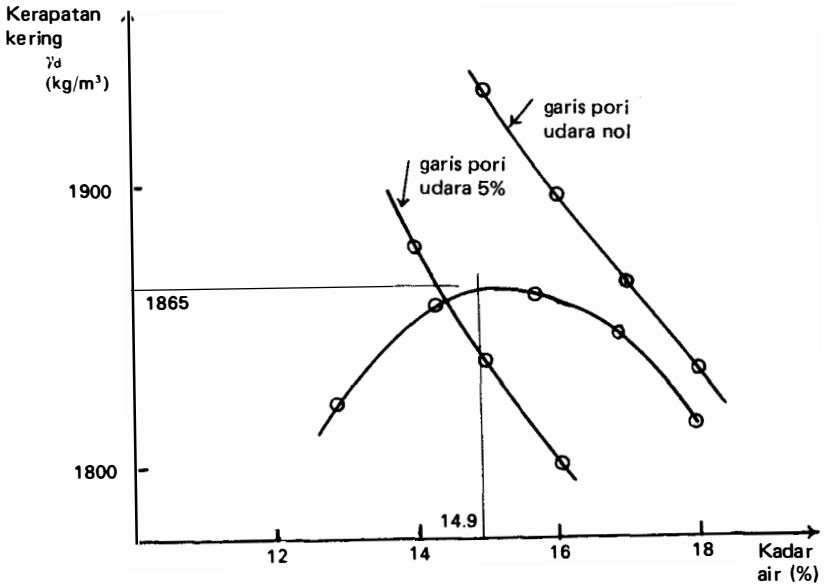
CONTOH 5

Percobaan pemadatan Proctor standar yang dilakukan terhadap suatu contoh lempung kepasiran (sandy clay) memberikan hasil-hasil berikut:

Kerapatan menyeluruh (kg/m^3):	2058	2125	2152	2159	2140
Kadar air (%):	12,9	14,3	15,7	16,9	17,9

(a) Gambar kurva hubungan kerapatan kering dengan kadar air, dan cari kerapatan kering maksimum dan kadar air optimum.

- (b) Hitung kadar air yang perlu untuk jenuh sempurna pada kerapatan kering maksimum tersebut, apabila berat jenis butir penyusun adalah 3,73.
 (c) Gambar garis 'pori udara nol' dan garis pori udara 5 persen.



GAMBAR 8. Kurva pemadatan dan garis pori udara nol.

PENYELESAIAN

(a) Berkenaan dengan Gambar 8:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + m}$$

$m =$	0,129	0,143	0,157	0,169	0,179
$\gamma =$	2058	2125	2152	2159	2140
$\gamma_d =$	1823	1859	1860	1846	1815

Dari grafik kerapatan kering maksimum = 1865 kg/m³

dan kadar air optimum = 14,9%

(b) Kalau kerapatan kering = 1865 kg/m³

Untuk 1 m³ contoh:

$$\text{Isi butir} = \frac{1865}{2,73 \times 1000} = 0,683 \text{ m}^3$$

$$\text{Isi air supaya jenuh} = 0,317 \text{ m}^3$$

$$\text{Berat air} = 0,317 \times 1000 = 317 \text{ kg}$$

$$\text{Kadar air} = \frac{317}{1865} \times 100 = \underline{\underline{17\%}}$$

(c) Pilih harga-harga kadar air

$m(\%)$	14	15	16	17	18
$1 + mG_s$	1,38	1,41	1,44	1,46	1,49
untuk pori udara nol $1 - V_a = 1$	$G_s \gamma_w = 2730$				
γ_a	1978	1936	1896	1870	1832
untuk pori udara 5% $1 - V_a = 0,95$	$G_s \gamma_w (1 - V_a) = 2594$				
γ_a	1880	1840	1801	1777	1741

Garis-garis ini dilukiskan pada grafik Gambar 8.

PROSEDUR DI LAPANGAN

Percobaan Proctor harus dipertimbangkan hanya sebagai suatu penuntun pada pemadatan di lapangan. Kadar air optimum tidak boleh dispesifikasikan, karena keadaan-keadaan iklim harus diperhitungkan sama seperti kesulitan-kesulitan pengawasan kadar air secara teliti di lapangan. Adalah lebih umum untuk menspesifikasi suatu kepadatan relatif dilapangan di mana:

$$\text{Kepadatan relatif} = \frac{\text{harga kerapatan kering di lapangan}}{\text{Kerapatan kering maksimum Proctor}} \times 100$$

Biasanya disyaratkan suatu kepadatan relatif sebesar 90 – 95%, akan tetapi ini akan tergantung kepada pekerjaan dan tempat yang dipakai.

Ada banyak tipe mesin gilas yang dipakai yaitu mesin gilas roda ganda, mesin gilas licin, mesin gilas getar, kesemuanya mempunyai bermacam-macam berat. Pemilihan tipe mesin gilas akan banyak tergantung kepada tipe tanah yang harus dipadatkan. Meskipun suatu mesin gilas yang lebih berat akan memberikan pemadatan yang lebih baik, biasanya lebih disukai untuk memilih berat mesin gilas dan meningkatkan pemadatan dengan menambah jumlah lintasan yang dilakukannya di atas tanah. Biasanya kontraktor akan berharap untuk menjaga jumlah lintasan pada suatu minimum.

Untuk suatu penimbunan, prosedur yang terbaik adalah memadatkan suatu daerah percobaan dan mengukur besarnya kerapatan kering dari daerah ini. Apabila besarnya kepadatan relatif memenuhi, maka jumlah lintasan mesin gilas yang dipakai untuk memadatkan daerah percobaan ditetapkan dipakai untuk penimbunan yang sebenarnya.

Tanah biasanya dipadatkan dalam lapisan-lapisan setebal 200 – 300 mm, dan dilakukan suatu pemeriksaan tetap untuk menjamin bahwa pemadatan adalah memuaskan.

Pada sebuah timbunan, kecepatan pelaksanaan juga dikontrol akibat terbentuknya tekanan air pori, akan tetapi hal ini di luar ruang lingkup dari bab ini.

SOAL-SOAL

1. Hasil-hasil dari suatu percobaan pemadatan Proctor standar adalah sebagai berikut:

Kadar air m%	5	8	9	11	12	15	20
Kerapatan menyeluruh γ (kg/m ³)	1890	2139	2170	2210	2219	2161	2069

Gambar kurva kadar air terhadap kerapatan kering dan tentukan kadar air optimum dan kepadatan maksimum.

Apabila berat jenis butir adalah 2,7, gambar garis pori udara nol dan garis pori udara 10 prosen.

Berapakah harga-harga angka pori, porositas dan derajat kejenuhan untuk tanah pada keadaan kadar air optimumnya?

2. (a) Uraikan percobaan pemadatan Proctor standar.
- (b) Bagaimanakah keefektifan pemadatan di lapangan dapat ditaksir?
- (c) Pada suatu percobaan pemadatan standar terhadap suatu tanah, diperoleh hasil-hasil berikut:

Kerapatan menyeluruh kg/m ³	2070	2139	2187	2212	2228	2211	2193
Kadar air %	6,8	8,5	9,4	10,2	11,3	12,5	13,6

Berapakah kadar air optimum dan kepadatan maksimum?

- (d) Kalau berat jenis butir adalah 2,65, gambar garis pori udara nol.
- (e) Cari prosentase pori udara pada kerapatan kering maksimum dan kadar air optimum.
- (f) Gambar garis prosentase pori udara untuk harga pori udara yang didapat pada bagian (e).
- (g) Tentukan prosentase kadar air yang diperlukan untuk menjenuhkan tanah pada kerapatan kering maksimumnya.

3. Hasil-hasil berikut diperoleh dari suatu percobaan pemadatan Proctor standar pada suatu cetakan berbentuk silinder dengan isi 0,001 m³.

Berat contoh tanah basah (g)	}	6,65	6,12	5,02	5,18	5,20	4,77	4,74
Berat contoh tanah kering (g)		6,03	5,51	4,49	4,60	4,59	4,18	4,12

Berat tanah dalam cetakan setelah pemadatan (g)	}	2821	2864	2904	2906	2895	2874	2834
Berat cetakan = 1034 g.								

Anggap kepadatan relatif dilapangan sebesar 96 prosen pada kadar air optimum, hitunglah tekanan total pada dasar dari suatu tanggul setinggi 20 m yang dibangun dari tanah ini.

Akan berapakah besarnya angka pori dan derajat kejenuhan tanah dalam tanggul ini, kalau berat jenis butir adalah 2,67?

BAB 3

KLASIFIKASI TANAH

KLASIFIKASI YANG DIPAKAI DALAM BAB INI

Seperti disebutkan pada permulaan Bab 1, di dalam teknik sipil suatu tanah dapat meliputi setiap lapisan endapan lepas. Ini dapat meliputi pasir, lempung, kerikil, napal (marl) dan sebagainya. Supaya dapat membahas sifat-sifat dari tipe-tipe tanah yang berbeda, pertama-tama perlu untuk mempunyai beberapa cara untuk mengklasifikasikan mereka. Ada banyak cara untuk mengklasifikasi tanah, berdasar asal geologis, berdasar kadar mineral, berdasar ukuran butir atau berdasar plastisitas. Dua yang terakhir adalah yang paling banyak dipergunakan oleh para ahli teknik sipil dan akan diuraikan dalam bab ini.

IDENTIFIKASI LAPANGAN

Untuk identifikasi lapangan dari tanah, Building Research Station telah menerapkan suatu seri percobaan-percobaan sederhana dan tabel ini direproduksi di sini (*lihat Tabel 2*).

Kalau anda bertanggung jawab untuk melakukan penyelidikan lapangan pendahuluan, anda dapat mempersiapkan sebuah skema percobaan-percobaan sederhana untuk mencoba dan mengidentifikasi suatu tanah yang mungkin anda jumpai. Percobaan-percobaan ini tidak memerlukan peralatan khusus dan tujuannya adalah:

- (a) Untuk memperbedakan antara tipe-tipe tanah.
- (b) Untuk menaksir kekuatan dan struktur tanah.

Ukuran butir (Grain size). Dalam sistem ini tanah dibagi ke dalam tanah tidak kohesif berbutir kasar, tanah kohesif berbutir halus dan tanah organik. Mereka selanjutnya dibagi-bagi lagi ke dalam kerikil, pasir, lanau dan lain-lain. Pembagian tanah tidak kohesif berbutir kasar ke dalam kerikil dan pasir adalah tergantung kepada ukuran butir, yang telah ditentukan dengan saringan.

Plastisitas (Plasticity). Tanah kohesif berbutir halus dibagi ke dalam lanau dan lempung menurut plastisitasnya. Di lapangan, plastisitas ditentukan dengan

meraba. Lempung tidak dapat menjadi serbuk pada waktu kering dan lengket pada waktu basah. Sebaliknya lanau pada waktu kering akan menjadi serbuk dengan sendirinya dan menunjukkan suatu tanda pemuaian (*dilatancy*) pada waktu basah, yaitu, air pada permukaan akan terdesak apabila diberi tekanan. Kebanyakan para siswa akan mengamati peristiwa ini apabila mereka melangkah pada pasir halus basah dipantai dan memperhatikan bagian 'kering' yang terbentuk di sekitar telapak kaki. Kebanyakan tanah merupakan suatu campuran dari bermacam-macam tipe, dan sejumlah contoh tipe-tipe komposit diberikan di dalam kolom 3.

Percobaan untuk menaksir kekuatan tanah yang diberikan di dalam kolom 4 adalah sangat mudah untuk diterapkan, dan struktur di dalam kolom 5 ditentukan dengan pengujian visual sederhana.

PEMBAGIAN UKURAN BUTIR

Sebagian terbesar sistem-sistem klasifikasi tanah banyak tergantung kepada pembagian dari butir-butir bermacam-macam ukuran di dalam tanah. Untuk bahan berbutir kasar pembagian ini dapat ditentukan dengan menyaring, dan untuk butir-butir yang lebih halus dipakai suatu metoda pengukuran kecepatan penurunan di dalam air. Penentuan pembagian ukuran butir dengan metoda-metoda tersebut dikenal sebagai analisis *mekanis*.

Ada sejumlah sistem-sistem klasifikasi ukuran butir yang dipakai, akan tetapi 'British Standard Institution' telah menerapkan sistem yang dikembangkan oleh 'Massachusetts Institute of Technology', berhubung batas-batas pembagian utama yang dipakai kira-kira bersangkutan dengan perubahan-perubahan penting

TABEL 1. BATAS-BATAS UKURAN BUTIR

<i>Tipe</i>	<i>Perkiraan ukuran butir (mm)</i>
Kerakal (Cobbles)	200 – 60
Kerikil kasar (Coarse gravel)	60 – 20
Kerikil sedang (Medium gravel)	20 – 6
Kerikil halus (Fine gravel)	6 – 2
Pasir kasar (Coarse sand)	2 – 0,6
Pasir sedang (Medium sand)	0,6 – 0,2
Pasir halus (fine sand)	0,2 – 0,06
Lanau kasar (Coarse silt)	0,06 – 0,02
Lanau sedang (Medium silt)	0,02 – 0,006
Lanau halus (Fine silt)	0,006 – 0,002
Lempung (Clay)	Kurang dari 0,002

di dalam sifat-sifat teknis tanah. Batas-batas ini, bersama-sama dengan suatu uraian percobaan-percobaan yang terperinci, diberikan dalam B.S. 1377: 1975, dan karenanya di sini hanya akan diberikan suatu uraian ringkas saja (lihat Tabel 1).

Analisis kasar (percobaan saringan)

Untuk analisis kasar, baik basah atau kering, dapat dipakai saringan. Dalam kedua keadaan, suatu contoh tanah yang dikeringkan dalam tungku ditimbang dan dilewatkan melalui suatu kelompok saringan.

Berat tanah kering yang tertahan di atas setiap saringan dicatat, dan dihitung prosentase dari contoh total yang melewati setiap saringan. Prosentase yang lewat ini digambar dalam fraksi pasir dan fraksi kerikil dari suatu diagram semi logaritma yang diperlihatkan dalam Gambar 9. Fraksi lanau dan fraksi lempung dari diagram akan dilengkapi setelah analisis halus dari tanah.

Analisis halus

Teori analisis halus adalah berdasarkan kepada hukum Stoke mengenai penurunan (settlement), yaitu bola-bola kecil di dalam suatu cairan akan turun pada kecepatan-kecepatan yang berbeda tergantung kepada ukuran bola itu.

Batas kecepatan dari suatu butir tanah berbentuk bola yang turun di dalam air dinyatakan oleh hukum Soke sebagai

$$v = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{18\mu_w} D^2$$

- di mana γ_s = Kerapatan butir tanah;
- γ_w = Kerapatan air;
- μ_w = Viskositas air;
- D = Diameter butir berbentuk bola.

Untuk tanah, suatu angka rata-rata untuk γ_s adalah 2670 kg/m³. Kerapatan air γ_w adalah 1000 kg/m³ dan viskositas air pada bermacam-macam temperatur μ_w dapat dicari dari tabel-tabel. Pada 20°C viskositas adalah 0,001009 Ndet/m², yang memberikan

$$V = \frac{(2670 - 1000) \times 9,81}{18 \times 0,001} D^2 \text{ m/det.}$$

dengan D dalam satuan meter

atau $V \simeq \underline{\underline{900 D^2}} \text{ mm/det.}$

dengan D dalam satuan mm.

Dalam praktek, butir-butir tanah tidak pernah betul-betul berbentuk bola. Untuk mengatasi hal ini, ukuran butir didefinisikan dalam batas-batas dari *diameter ekivalen*, di mana diameter ekivalen dari suatu butir adalah diameter dari

TABEL 2. DASAR UMUM UNTUK IDENTIFIKASI DAN

		<i>Ukuran dan pembawaan butir</i>	<i>Tipe komposit</i>
1	<i>Tipe tanah utama</i>	2	3
<i>Tipe-tipe</i>		<i>identifikasi di lapangan</i>	
Berbutir kasar tidak kohesif	Berangkal Kerakal	Diameter lebih besar dari 200 mm Paling banyak antara 200 mm dan 80 mm	Berangkal kerikil-kerikil Kepasiran lempung ikat
	Kerikil	Paling banyak antara saringan 80 mm dan 2 mm	Pasir kelanauan
	Seragam	Tersusun dari butir-butir paling banyak antara saringan 2 mm dan 63 μ m, dan dapat dilihat dengan mata telanjang Sangat kecil atau tidak ada kohesi pada waktu kering	Pasir mengandung mika
	Bergradasi	Pasir Pasir dapat diklasifikasikan sebagai seragam atau bergradasi baik menurut pembagian ukuran butir. Pasir seragam dapat dibagi ke dalam pasir kasar antara saringan 2 mm dan 0,5 mm, pasir sedang antara saringan 0,5 mm dan 0,25 mm dan pasir halus antara saringan 0,25 dan 63 μ m.	Pasir lateritik
Berbutir halus, kohesif	Plastisitas rendah	Lanau Butir-butir paling banyak melewati saringan 63 μ m. Butir-butir paling banyak tidak terlihat atau hampir tidak terlihat dengan mata telanjang. Mempunyai plastisitas dan menunjukkan pemuaihan (dilatancy). Pengerinan agak cepat dan dapat diseke dengan jari. Bongkah-bongkah Kering mempunyai kohesi akan tetapi dapat dijadikan serbuk dengan mudah dalam jari	Tanah liat Lanau kelempungan Lanau organik Lanau mengandung mika
	Plastisitas sedang	Lempung Bongkah-bongkah kering dapat dipecah tetapi tidak menjadi serbuk. Mereka juga hancur di dalam air.	Lempung ke-berangkal-an Lempung kepasiran
	Plastisitas tinggi	Lempung Diraba licin dan plastis, tanpa pemuaihan. Lengket padajari dan mengering dengan lambat. Pengerutan kelihatan pada waktu mengering, biasanya menunjukkan retak-retak. Lempung kurus dan gemuk berturut-turut memperlihatkan sifat-sifat tingkat sedang dan tinggi	Napal Lempung organik Lempung lateritik
Organik	Gambut	Bahan organik berserat, biasanya berwarna coklat atau hitam	Gambut kepasiran, kelanauan atau kelempungan

KLASIFIKASI TANAH DI LAPANGAN

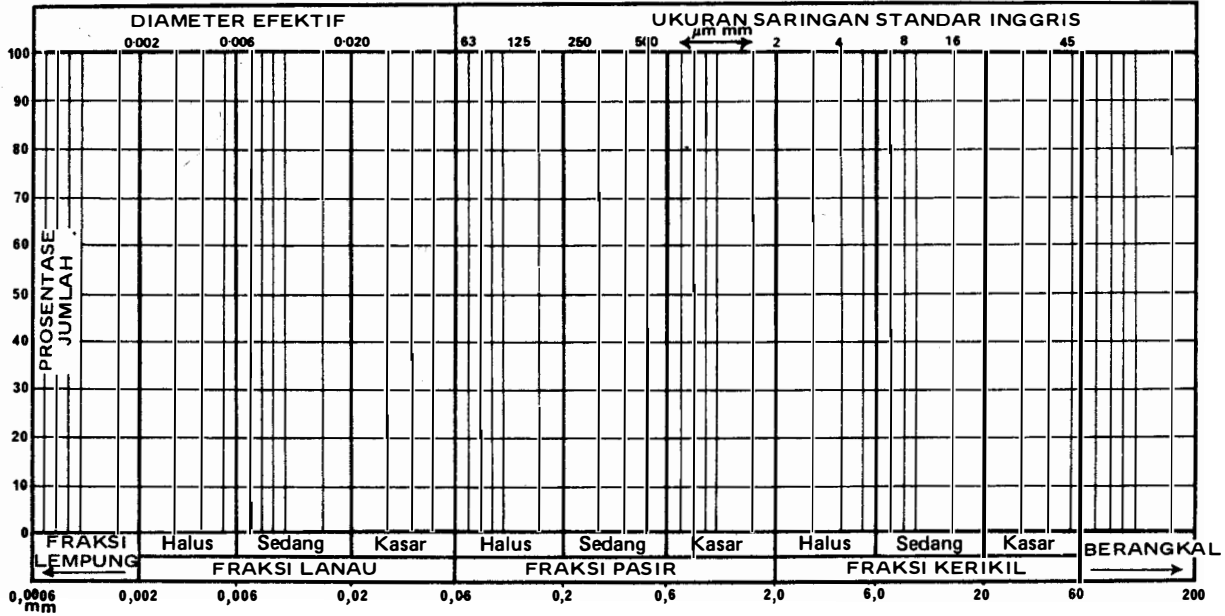
<i>Karakteristik kekuatan dan struktur</i>			
	Kekuatan 4		Kekuatan 5
<i>Kadaan</i>	<i>Percobaan di lapangan</i>	<i>Kadaan</i>	<i>Identifikasi di lapangan</i>
Lepas	Dapat digali dengan sekop. Patok kayu 50 mm dapat dipancang dengan mudah	Homogen	Deposit terutama terdiri dari satu tipe
Padat	Memerlukan cangkul untuk penggalian Patok kayu 50 mm sukar untuk dipancang lebih dari beberapa inci.	Berlapis-lapis	Lapisan-lapisan dari bermacam-macam tipe berselang-seling.
Sedikit bersemen	Pengujian visual Cangkul membongkar tanah dalam bongkah-bongkah yang dapat digosok dengan ibu jari.		
Lunak	Mudah dibentuk dengan jari	Homogen	Deposit terutama terdiri dari satu tipe.
Teguh	Dapat dibentuk dengan tekanan kuat dalam jari.	Berlapis-lapis	Lapisan-lapisan dari bermacam-macam tipe berselang-seling.
Sangat lunak	Mencuat di antara jari-jari apabila ditekan dalam gengaman.	Terbelah	Pecah ke dalam pecahan bermuka banyak di sepanjang bidang belah.
Lunak	Mudah dibentuk dengan jari-jari	Tidak rusak Homogen	Tanpa belah Deposit terutama terdiri dari satu tipe.
Kenyal	Tidak dapat dibentuk dengan jari	Berlapis-lapis	Lapisan-lapisan dari bermacam-macam tipe berselang-seling. Kalau lapisan tipis tanah dapat dinyatakan sebagai terbelah.
Keras	Mudah rusak atau sangat tegar	Lapuk	Biasanya menunjukkan remah atau struktur seperti kolom.
Teguh Seperti bunga karang (spongy)	Serat-serat tertekan bersama-sama Sangat mudah ditekan dan struktur terbuka		

DIAGRAM PEMBAGIAN UKURAN BUTIR

CONTOH NO -----
 LUBANG BOR NO -----
 KEDALAMAN -----

PEKERJAAN -----

TANGGAL -----
 OPERATOR -----



GAMBAR 9. Diagram pembagian ukuran butir.

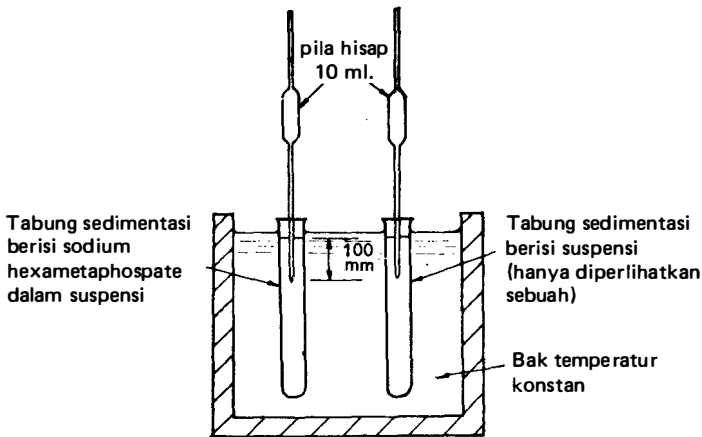
suatu bola khayal dari bahan yang sama yang akan tenggelam di dalam air dengan kecepatan yang sama seperti butir tak teratur yang ditanyakan. Oleh karena itu, yang pada akhirnya ditentukan adalah diameter ekivalen ini.

Hukum Stoke hanya dapat diterapkan untuk bola-bola berdiameter antara 0,2 dan 0,0002 mm. Akan tetapi, batas-batas ini adalah di dalam batas-batas yang diperlukan untuk mengklasifikasi butir-butir lanau.

Prosedur percobaan untuk analisis halus

Tanah mula-mula harus dirawat pendahuluan untuk menghilangkan bahan-bahan organik, yang beratnya harus dicatat. Ini merupakan suatu proses yang berkepanjangan dan teliti, diuraikan dengan terperinci di dalam B.S. 1377. Suatu obat dispersi (dispersing agent) sekarang ditambahkan untuk mencegah penggumpalan, dan butir-butir kasar dipisahkan dengan mencuci melewati suatu saringan 63 μm . Bahan yang tertahan di atas saringan dikeringkan dan dicoba seperti untuk pasir dan kerikil. Air pencuci selanjutnya akan mengalami sedimentasi (sedimentation, pengendapan).

Ada dua metoda analisis sedimentasi: (a) metoda pipa hisap (pipette), dan (b) metoda hidrometer.



GAMBAR 10. Metoda pipa hisap dari analisis' penurunan.

(a) *Metoda pipa hisap.* Air pencuci berisi butir-butir halus (berat W_b) dijadikan 500 ml dengan air suling (distilled water) dan ditempatkan dalam suatu bak temperatur konstan (lihat Gambar 10). Apabila suspensi telah mencapai temperatur bak maka dikeluarkan dan dikocok untuk memencarkan butir-butir dan diletakkan kembali di dalam bak. Suatu arloji pengukur (stop watch) dijalankan segera setelah suspensi diletakkan kembali.

Setelah suatu selang waktu yang diberikan (3–4 menit tergantung kepada berat jenis contoh), suatu contoh suspensi sebanyak 10 ml diambil dengan pipa hisap dari suatu kedalaman sebesar 100 mm dan dicari berat butir dari contoh ini (W_D).

Harus dibuat suatu koreksi untuk berat obat dispersi (sodium hexametaphosphate) di dalam suspensi. Untuk melakukannya, suatu larutan terpisah dari obat dispersi ini diuji pada waktu yang bersamaan dengan cara yang sama.

Seluruh prosedur ini diulang setelah 40–50 menit dan lagi setelah 6–7 jam selanjutnya.

Dari hukum Stoke, kecepatan butir adalah $v = KD^2$, di mana K adalah suatu konstanta yang sama dengan $\frac{\gamma_s - \gamma_w}{18\mu_w}$.

Setelah waktu t_1 semua butir-butir ukuran tertentu D_1 akan sudah turun dari permukaan ke suatu kedalaman sebesar 100 mm. Setiap butir yang lebih besar dari ukuran D_1 akan telah tenggelam di bawah tanda 100 mm dalam suspensi. Oleh karena itu kecepatan butir ukuran D_1 dapat dihitung berhubung mereka telah berpindah dalam jarak sebesar 100 mm dalam waktu t_1 yang diketahui, jadi:

$$v = \frac{h}{t_1}$$

$$KD_1^2 = \frac{h}{t_1}$$

$$D_1^2 = \frac{h}{Kt_1}$$

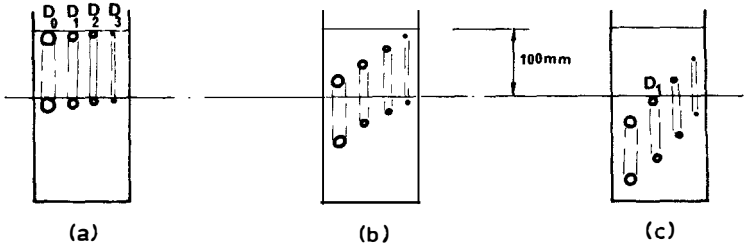
Karena h , t_1 dan K diketahui, maka ukuran butir maksimum D_1 pada kedalaman 100 mm setelah waktu t_1 , dapat dihitung.

Berhubung semua ukuran yang lebih kecil daripada D_1 pada kedalaman ini akan berada dalam konsentrasi yang sama seperti konsentrasinya dalam suspensi asli (lihat Gambar 11), maka prosentase dari butir-butir yang lebih kecil daripada ukuran D_1 di dalam suspensi asli adalah

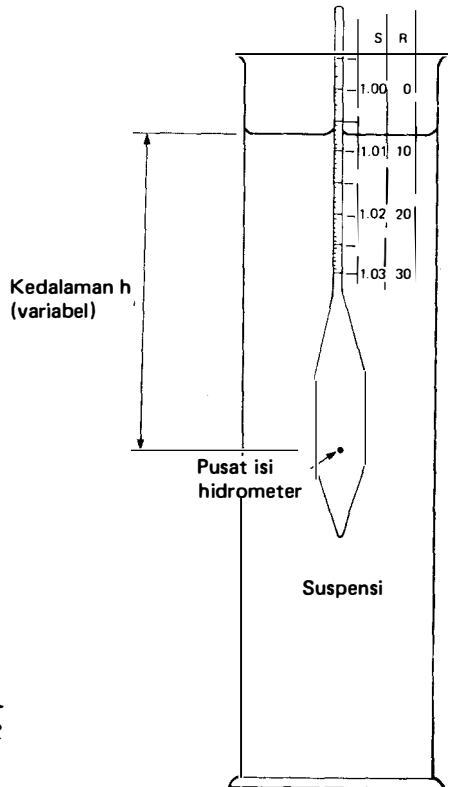
$$N_1 = \frac{\text{Berat butir tiap ml pada kedalaman 100 mm setelah waktu } t}{\text{Berat butir tiap ml dalam suspensi asli}} \times 100$$

$$= \frac{W_{D1}/10}{W_b/500} \times 100$$

Harga-harga untuk D_2 dan D_3 dapat dicari dalam waktu t_2 dan t_3 . Harga-harga ini dapat digambar dalam fraksi lanau dan fraksi lempung dari diagram pembagian ukuran butir.



GAMBAR 11. Konsentrasi butir pada penurunan. (a) Suspensi asli. Butir-butir dipencarkan dengan sempurna dan karenanya semua ukuran butir akan terdapat pada sembarang potongan horizontal. (b) Suspensi pertengahan. Butir-butir yang lebih besar turun lebih cepat. (c) Suspensi setelah waktu t_1 . Semua butir yang lebih besar daripada ukuran D_1 telah tenggelam di bawah tanda 100 mm. Butir-butir yang lebih kecil berada dalam konsentrasi sama. Perhatikan bahwa untuk memudahkan dianggap bahwa butir-butir yang berukuran sama terletak di atas satu terhadap lainnya.



GAMBAR 12. Metoda hidrometer dari analisis penurunan. S = berat jenis suspensi. R = pembacaan pada hidrometer.
 $R = (S - 1)10000$.

(b) *Metoda hidrometer.* Suatu suspensi butir-butir halus disiapkan dengan suatu cara yang sama seperti pada metoda pipa hisap, dan berat jenis suspensi pada kedalaman h diukur pada selang-selang waktu yang diberikan dengan memakai suatu hidrometer (*lihat Gambar 12*).

Hidrometer memberikan suatu pembacaan langsung untuk berat jenis suspensi. Untuk memudahkan, seringkali angka 1 dihilangkan dari pembacaan berat jenis pada hidrometer dan batas desimal dipindahkan tiga tempat ke kanan, jadi suatu pembacaan sebesar 12 pada hidrometer berarti berat jenis suspensi adalah 1,012.

Anggap satuan adalah gram dan milimeter maka $\gamma_w = 1$.

Dalam suspensi asli sebanyak 1000 ml.

$$\begin{aligned} \therefore \text{Berat butir} &= W_b \\ \therefore \text{Isi butir} &V_b = \frac{W_b}{G_s \gamma_w} \\ \therefore \text{Isi air} &= 1000 - \frac{W_b}{G_s \gamma_w} \\ \therefore \text{Berat air} &= 1000 \gamma_w - \frac{W_b}{G_s} \\ \text{Kerapatan awal suspensi } \gamma_i &= \frac{W_b + 1000 \gamma_w - W_b/G_s}{1000} \\ \gamma_i &= \gamma_w + \frac{W_b}{1000} \left(\frac{G_s - 1}{G_s} \right) \end{aligned}$$

dan kerapatan suspensi pada kedalaman h setelah waktu t_1

$$= \gamma_t = \gamma_w + \frac{W_D}{10000} \left(\frac{G_s - 1}{G_s} \right)$$

Prosentase butir-butir yang lebih kecil daripada ukuran D_1 dalam suspensi asli = N_1

$$\begin{aligned} N_1 &= \frac{W_D}{W_b} \times 100 \\ \therefore \gamma_t &= \gamma_w + \frac{N_1 W_b}{100\,000} \left(\frac{G_s - 1}{G_s} \right) \\ N_1 &= (\gamma_t - \gamma_w) \frac{100\,000 G_s}{W_b (G_s - 1)} \\ N_1 &= \frac{100\,000 G_s \gamma_w}{W_b (G_s - 1)} (S - 1) \end{aligned}$$

$$= \frac{100\,000 G_s \gamma_w}{W_b(G_s - 1)} \frac{R}{1000}$$

tetapi $\gamma_w = 1$

$$N_1 = \frac{100 G_w R}{W_b(G_s - 1)}$$

Pembacaan hidrometer harus dilakukan setelah $\frac{1}{2}$, 1, 2, 4, 8, 15 dan 30 menit, 1, 2 dan 4 jam, dan selanjutnya satu kali atau dua kali tiap hari.

Harus dibuat koreksi untuk variasi temperatur dan tambahan obat dispersi. Hendaknya dicatat bahwa dengan tenggelamnya hidrometer, h akan sedikit bertambah. Karena itu adalah biasa untuk menara hidrometer sebelum dipakai.

CONTOH 6

Dalam suatu percobaan sedimentasi tanah sebanyak 20 g dengan berat jenis 2,69 dan melewati suatu saringan $63 \mu\text{m}$ dikocok dalam 1000 ml air yang mempunyai suatu viskositas sebesar 0,001 satuan SI. Satu jam setelah permulaan sedimentasi, 20 ml dari suspensi diambil dengan memakai suatu pipa hisap dari suatu kedalaman sebesar 100 mm. Banyaknya butir-butir padat (dalam contoh sebanyak 20 ml yang diambil oleh pipa hisap) diperoleh waktu kering adalah 0,07 g. Hitung hal-hal berikut:

(a) Ukuran terbesar dari butir yang masih dalam suspensi pada suatu kedalaman sebesar 100 mm, 1 jam setelah permulaan pengendapan.

(b) Prosentase dari butir-butir yang lebih halus dari ukuran tersebut di dalam contoh asli.

(c) Selang waktu dari permulaan, setelah mana butir terbesar yang masih dalam suspensi pada kedalaman 100 mm adalah seper-empat dari ukuran ini.

PENYELESAIAN

$$(a) \quad v = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{18\mu_w} D^2 = \frac{(2690 - 1000) \times 9,81}{18 \times 0,001} D^2 \text{ m/det}$$

$$\text{juga} \quad v = \frac{h}{t} = \frac{100}{60 \times 60} \text{ mm/det}$$

$$D = \sqrt{\frac{100 \times 18 \times 0,001}{60 \times 60 \times 1000 \times 1690 \times 9,81}} \text{ m}$$

$$= \underline{\underline{0,0055 \text{ mm}}}$$

$$(b) \quad W_b = 20 \text{ g}$$

$$\text{pada permulaan, volume butir-butir} = \frac{20}{2,69} = 7,4 \text{ ml}$$

$$\text{isi larutan} \quad V_{\text{sol}} = 1007,5 \text{ ml}$$

$$\text{setelah 1 jam} \quad W_d = 0,07 \text{ g}$$

$$\begin{aligned} \text{prosentase butir yang lebih kecil dari } 0,0055 \text{ mm} &= \frac{W_b/20}{W_b/V_{\text{sol}}} \times 100 \\ &= \frac{0,007/20}{20/1007,5} \times 100 = \underline{\underline{17,6\%}} \end{aligned}$$

$$(c) v = KD^2 = \frac{h}{t}$$

∴ Apabila D dikalikan dengan $\frac{1}{4}$, maka D^2 dikalikan dengan $\frac{1}{16}$ dan t harus dikalikan dengan 16, jadi 16 jam.

CONTOH 7

(a) Suatu contoh tanah berat 50 g dikocok dalam 1000 ml air. Berapa lama setelah permulaan pengendapan, hidrometer harus dibaca dalam rangka untuk menaksir prosentase butir yang lebih kecil daripada diameter efektif 0,002 mm, kalau pusat hidrometer berada pada 150 mm di bawah permukaan air?

$$G_s = 2,7 \quad \text{Viskositas air } \mu = 0,001 \text{ satuan SI.}$$

PENYELESAIAN

Dari hukum Stoke

$$\begin{aligned} v &= \frac{(2700 - 1000) \times 9,81 \left(\frac{0,002}{1000}\right)^2}{18 \times 0,001} \times 1000 \\ &= 0,0037 \text{ mm/det} \end{aligned}$$

$$\text{Waktu pembacaan} = \frac{150}{0,0037 \times 60 \times 60} = \underline{\underline{11,26 \text{ jam}}}$$

Kurva pembagian ukuran butir

Setelah dilakukan analisa halus dan kasar, maka dapat digambar kurva pembagian ukuran butir. Tanah dapat dijelaskan menurut bentuk kurva dan di mana tempatnya yang sesuai di dalam diagram.

Suatu tanah seragam, di mana semua butir hampir sama ukurannya, akan mempunyai suatu kurva yang hampir vertikal. Suatu tanah bergradasi baik (well graded), mengandung suatu perkisaran luas dari ukuran butir, akan mempunyai suatu kurva tersebar merata melintasi diagram. Suatu tanah bergradasi buruk (poorly graded) akan membentang melintasi diagram, akan tetapi tidak mencukupi pada ukuran-ukuran pertengahan. Beberapa contoh diperlihatkan dalam Gambar 13.

Ukuran efektif

Ini didefinisikan sebagai ukuran butir maksimum dari 10 prosen terkecil dan ditunjukkan sebagai D_{10} , jadi untuk kurva-kurva yang diperlihatkan dalam Gambar 13:

Kurva 1, $D_{10} = 0,006$ mm

Kurva 2, $D_{10} = 0,052$ mm

Kurva 3, $D_{10} = 0,07$ mm

Koefisien keseragaman (uniformity coefficient) Allen Hazen.

Ini adalah perbandingan antara ukuran butir maksimum dari 60 prosen terkecil dengan ukuran efektif, dan dinyatakan sebagai U .

$$U = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Suatu tanah seragam akan mempunyai suatu koefisien mendekati 1, sedangkan suatu tanah bergradasi baik akan mempunyai suatu koefisien keseragaman tinggi, maka untuk kurva-kurva di dalam Gambar 13:

$$\text{Kurva 1, } U = \frac{0,044}{0,006} = 7,33$$

$$\text{Kurva 2, } U = \frac{0,11}{0,052} = 2,12$$

$$\text{Kurva 3, } U = \frac{0,4}{0,07} = 5,71$$

Jadi, koefisien keseragaman dan ukuran efektif memberikan dua titik pada kurva, yang seringkali cukup untuk menentukan kurva tersebut.

CONTOH 8

Hasil-hasil suatu analisis saringan dari suatu tanah adalah sebagai berikut:

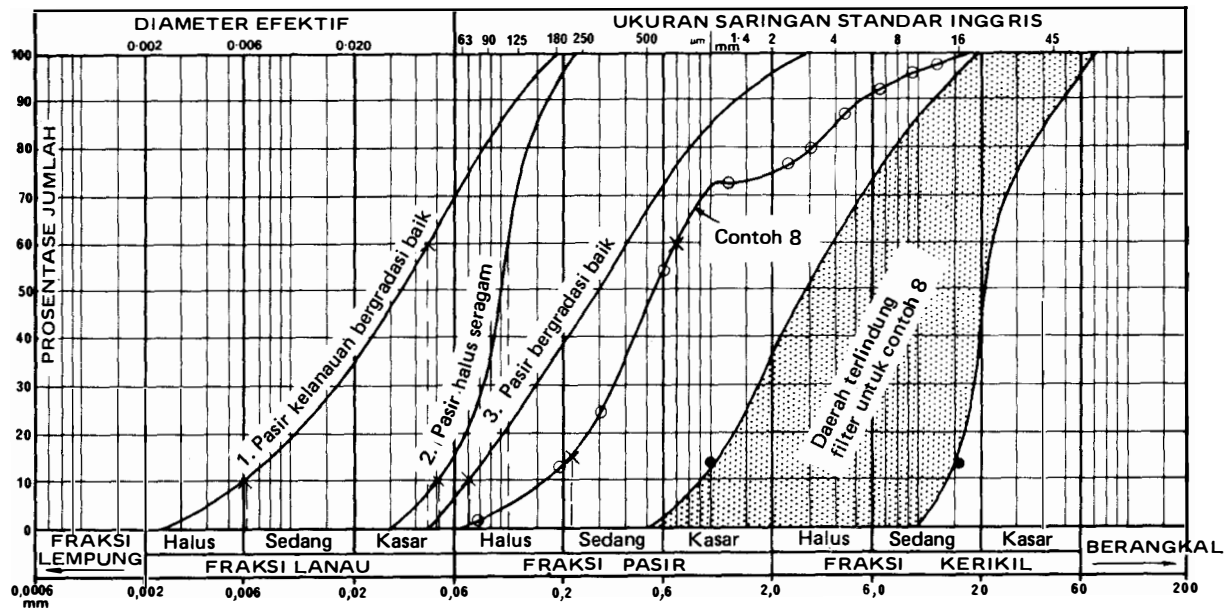
<i>Tertahan pada saringan ukuran (mm)</i>	<i>Berat yang tertahan (g)</i>	<i>Tertahan pada saringan ukuran (mm)</i>	<i>Berat yang tertahan (g)</i>
20	0	2	3,5
12,5	1,7	1,4	1,1
10	2,3	0,5	30,5
6,3	8,4	0,355	45,3
5,6	5,7	0,180	25,4
2,8	12,9	0,063	7,4

Berat total dari contoh adalah 147,2 g.

- (a) Gambar kurva pembagian ukuran butir dan uraikan tanah tersebut. Beri komentar terhadap bagian "datar" dari kurva.
- (b) Tentukan ukuran butir efektif.
- (c) Cari koefisien keseragaman Allen Hazen.
- (d) Rencanakan suatu filter yang cukup untuk melindungi tanah ini.

DIAGRAM PEMBAGIAN UKURAN BUTIR

CONTOH NO -----
 LUBANG BOR NO. -----
 KEDALAMAN ----- PEKERJAAN ----- TANGGAL -----
 OPERATOR -----



GAMBAR 13. Diagram pembagian ukuran butir.

PENYELESAIAN

Ukuran saringan (μm)	20	12,5	10	6,3	5,6	2,8	2,0	1,4
Berat yang lewat (g)	147,2	145,5	143,2	134,8	129,1	116,2	112,7	111,6
Prosentase yang lewat	100	98,8	97,2	91,5	87,8	79,0	76,5	75,8

Ukuran saringan (μm)	500	355	180	63
Berat yang lewat (g)	81,1	35,8	10,4	3,0
Prosentase yang lewat	55,0	24,3	7,0	2,0

Untuk kurva yang digambar dari hasil-hasil tersebut *lihat* Gambar 13.

Dari Gambar 13:

(a) Uraian: pasir kekerikilan bergradasi buruk. Bagian datar dari kurva menunjukkan tidak adanya butir-butir sekitar diameter 2 mm.

(b) D_{10} = ukuran efektif = 0,21 mm.

(c) D_{60} = 0,69 mm \therefore Koefisien keseragaman Allen Hazen = $\frac{D_{60}}{D_{10}} = 3,3$.

(d) Untuk perencanaan filter *lihat* Bab 4, halaman 56.

PLASTISITAS (PLASTICITY)

Batas-batas konsistensi (Consistency limits)

Apabila dihilangkan dari suatu tanah berbutir halus, maka tanah akan mengalami suatu rangkaian keadaan, yaitu cair, plastis, semi padat dan padat. Kadar air dari suatu tanah pada titik-titik di mana tanah lewat dari satu keadaan ke keadaan berikutnya dikenal sebagai batas-batas konsistensi. Batas-batas ini didefinisikan sebagai:

Batas cair (Liquid limit, L.L). Kadar air minimum pada mana tanah akan mengalir akibat berat sendiri.

Batas plastis (Plastic limit, P.L). Kadar air minimum pada mana tanah dapat digelintir menjadi suatu benang bergaris tengah 3 mm tanpa patah.

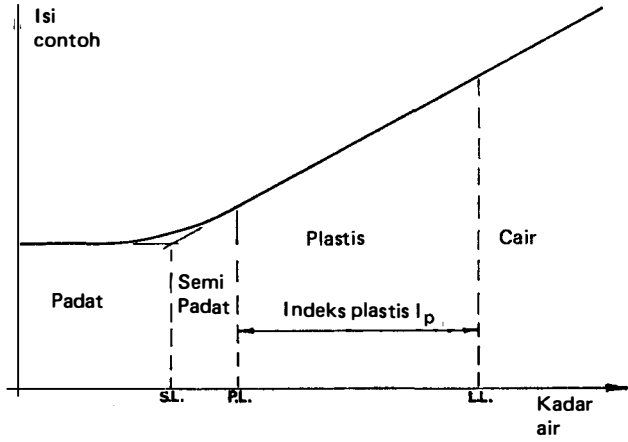
Batas pengerutan (shrinkage limit, S.L). Kadar air maksimum pada mana kehilangan air selanjutnya tidak akan menyebabkan suatu pengurangan isi tanah.

Perkisaran kadar air di dalam mana suatu tanah adalah plastis dikenal sebagai *indeks plastis (Plasticity index)* dan dinyatakan sebagai I_p .

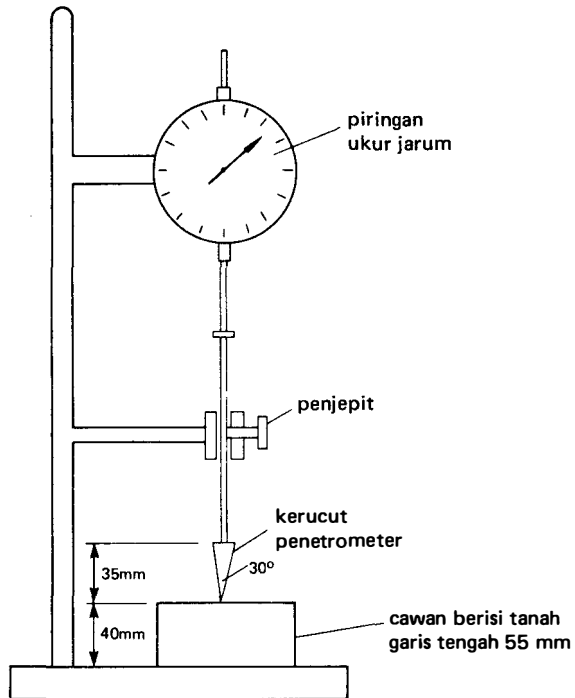
Definisi-definisi tersebut dapat diperlihatkan dalam bentuk diagram (*lihat* Gambar 14).

Menentukan batas cair

Suatu contoh tanah kering-tungku, semua melewati saringan 0,425 mm, dicampur dengan air suling sampai suatu konsentrasi kenyal, suatu bagian dari tanah ini diletakkan di dalam cawan penetrometer (*lihat* Gambar 15), tanah diratakan pada sisi atas cawan. Kerucut penetrometer kemudian dijepit dengan ujungnya tepat menyentuh tanah. Penjepit dilepas dan kerucut dibiarkan menembus tanah



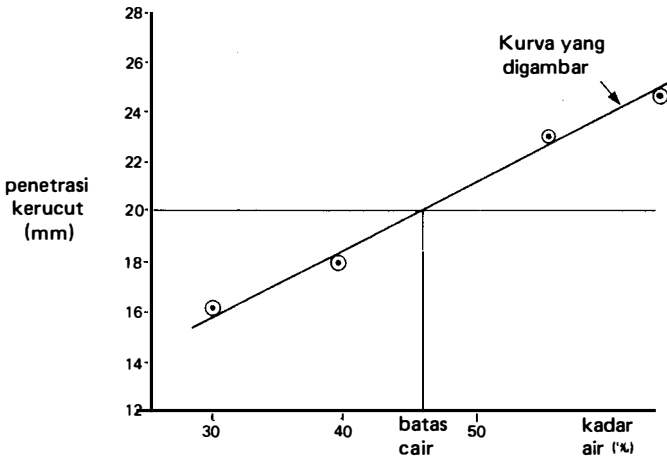
GAMBAR 14. Grafik batas-batas konsistensi.



GAMBAR 15. Alat penetrometer standar.

selama 5 detik. Setelah itu penjepit dipasang kembali. Besarnya penetrasi dibaca pada piringan ukur jarum (dial gauge). Hal ini diulang sampai dua percobaan berturut-turut memberikan penetrasi yang sama dan pembacaan ini dicatat. Pada keadaan ini kadar air dari tanah di dalam cawan dapat ditentukan.

Keseluruhan prosedur diulang dengan penambahan air suling secara berturut-turut pada contoh, dan hubungan antara kadar air dengan penetrasi digambar pada suatu grafik (lihat Gambar 16). Garis lurus terbaik di antara titik-titik ini digambar dan kadar air yang bersangkutan dengan penetrasi 20 mm diambil sebagai batas cair. Percobaan ini diuraikan dengan terperinci di dalam B.S. 1377 (1975).



GAMBAR 16. Penggambaran hasil-hasil percobaan penetrometer.

Menentukan batas plastis

Kira-kira 20 g dari tanah kering, semua melewati saringan 0,425 mm, dicampur dengan air suling dan dibentuk menjadi sebuah bola. Bola tanah ini kemudian digelintir dengan tangan di atas suatu piringan gelas dengan tekanan yang cukup untuk membentuk seutas benang. Apabila diameter benang yang dihasilkan menjadi 3 mm, tanah digumpalkan bersama dan kemudian digelintir lagi. Proses ini dilanjutkan sampai benang meremah-remah pada diameter 3 mm, dan pada keadaan ini ditentukan kadar air dari tanah. Seluruh prosedur ini harus dilakukan dua kali dan harga rata-rata dari kadar air diambil sebagai batas plastis tanah. Percobaan ini diuraikan dengan terperinci di dalam B.S. 1377 (1975).

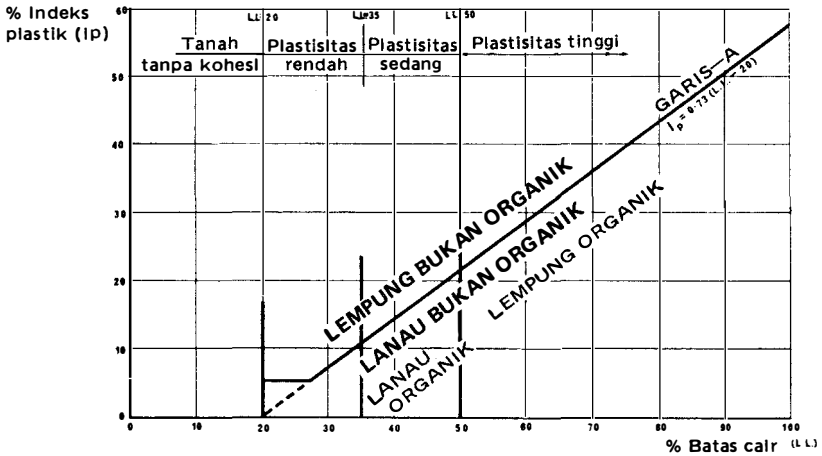
Diagram plastisitas

Indeks plastis suatu tanah dan batas cairnya memberikan satu titik pada suatu diagram plastisitas (Gambar 17). Tanah berbutir halus dibagi lagi menjadi tanah-

tanah dengan plastisitas rendah, sedang dan tinggi seperti yang diperlihatkan, yaitu:

- Plastisitas rendah (low, L) L.L. < 35%
- Plastisitas sedang (intermediate, I) L.L. 35% – 50%
- Plastisitas tinggi (high, H) L.L. > 50%

Pembagian antara lempung bukan organik dan lanau bukan organik (atau tanah organik) dilakukan oleh garis empiris (garis A) yang mempunyai persamaan $I_p = 0,73 (L.L - 20)$. Lempung berada di atas garis dan lanau di bawahnya.



GAMBAR 17. Diagram plastisitas Casagrande.

SISTEM KLASIFIKASI TANAH CASAGRANDE

Sistem ini telah dikembangkan untuk jalan dan lapangan terbang. Tipe tanah dinyatakan oleh dua huruf besar. (Lihat Tabel 3 dan Tabel 4).

TABEL 3. SISTEM CASAGRANDE

Tipe tanah utama	Awalan		
Tanah berbutir kasar			
Kerikil	G	Bergradasi baik Bergradasi buruk Seragam Ikatan lempung Terlampau halus	W
Pasir	S		P
			U
			C
			F
Tanah berbutir halus			
Lanau	M	Plastisitas rendah Plastisitas sedang Plastisitas tinggi	L
Lempung	C		I
Tanah organik	O		H
Gambut	Pt		

TABEL 4. CONTOH KLASIFIKASI CASAGRANDE UNTUK JALAN DAN LAPANGAN TERBANG

1	2	3	4	5	
<i>Pembagian pokok</i>	<i>Uraian dan ciri-ciri</i>	<i>Sub-kelompok</i>	<i>Simbol kelompok Casagrande</i>	<i>Percobaan klasifikasi yang dapat diterapkan (dilakukan terhadap contoh tidak asli)</i>	
Tanah berbutir kasar	Kerikil dan tanah kekerikilan	Tanah dengan suatu pecahan nyata antara saringan 80 mm dan 2 mm. Pada umumnya dapat ditandai dengan mudah dengan pemeriksaan visual. Kekuatan kering sedang sampai tinggi menunjukkan adanya sejumlah lempung. Kekuatan kering yang dapat diabaikan menunjukkan tidak adanya lempung.	Kerikil-pasir bergradasi baik dengan sedikit kandungan lempung	GC	Analisis mekanis, batas-batas cair dan plastis pada ikatan
		Kerikil seragam dengan bagian halus sedikit atau tidak ada.	GU	Analisis mekanis	
		Campuran kerikil-pasir bergradasi buruk, sedikit atau tidak ada bagian halus	GP	Analisis mekanis	
		Campuran kerikil-pasir dengan bagian halus berlebihan.	GF	Analisis mekanis, batas cair dan batas plastis pada ikatan kalau dapat diterapkan	
	Pasir dan tanah kepasiran	Tanah dengan suatu pecahan bernilai antara saringan 2 mm dan 63 μ m. Sebagian besar butir ini dapat dibedakan oleh mata. Terasa berpasir bila digosokkan di antara jari. Kekuatan kering sedang sampai tinggi menunjukkan adanya sejumlah lempung. Kekuatan kering yang dapat diabaikan menunjukkan tidak adanya lempung	Pasir bergradasi baik dan pasir kekerikilan, sedikit atau tidak ada bagian halus.	SW	Analisis mekanis
			Pasir bergradasi baik dengan sedikit mengandung lempung	SC	Analisis mekanis, batas-batas cair dan plastis pada ikatan.
			Pasir seragam dengan bagian halus sedikit atau tidak ada	SU	Analisis mekanis.
			Pasir bergradasi buruk dengan bagian halus sedikit atau tidak ada.	SP	Analisis mekanis

TABEL 4. (lanjutan)

Tanah berbutir halus Mengandung sedikit atau tidak ada bahan berbutir kasar			Pasir dengan bagian halus berlebihan	SF	Analisis mekanis, batas cair dan batas plastis pada ikatan apabila dapat diterapkan
	Tanah berbutir halus mempunyai plastisitas rendah (lanau)	Tanah dengan batas cair lebih kecil dari 35% dan pada umumnya dengan lempung kurang dari 20%. Tidak berpasir di antara jari-jari. Tidak dapat siap digelintir menjadi benang bila basah. Menunjukkan pemuaiian.	Lanau (bukan organik), bubuk batu, pasir halus kelanauan dengan sedikit plastisitas.	ML	Analisis mekanis, batas cair dan batas plastis apabila dapat diterapkan.
			Lanau kelembungan (bukan organik).	CL	Batas cair dan batas plastis.
			Lanau organik plastisitas rendah.	OL	Batas cair dan batas plastis dari keadaan asli dan setelah pengeringan tungku.
	Tanah berbutir halus mempunyai plastisitas sedang	Tanah dengan batas cair antara 35 dan 50% dan pada umumnya mengandung lempung sekitar 20–40%. Dapat digelintir menjadi benang pada waktu basah. Tidak menunjukkan pemuaiian. Perhatikan beberapa pengerutan pada pengeringan.	Lempung kelanauan (bukan organik) dan lempung kepasiran.	MI	Analisis mekanis, batas cair dan batas plastis apabila dapat diterapkan.
			Lempung (bukan organik) dengan plastisitas sedang	CI	Batas cair dan batas plastis
			Lempung organik dengan plastisitas sedang	OI	Batas cair dan batas plastis dari keadaan asli dan setelah pengeringan tungku.
	Tanah berbutir halus mempunyai plastisitas tinggi	Tanah dengan batas cair lebih besar dari 50% dan pada umumnya dengan suatu kandungan lempung lebih besar dari 40%. Dapat digelintir menjadi benang pada waktu basah. Berminyak kalau diraba. Menunjukkan banyak pengerutan pada pengeringan. Semua tanah dapat ditekan dengan tinggi.	Tanah mengandung mika atau diatome dapat ditekan dengan tinggi.	MH	Analisis mekanis, batas cair dan batas plastis apabila dapat diterapkan.
			Lempung (bukan organik) dengan plastisitas tinggi.	CH	Batas cair dan batas plastis.
			Lempung organik dengan plastisitas tinggi	OH	Batas cair dan batas plastis dari keadaan asli dan setelah pengeringan tungku.

Beberapa contoh dari penamaan ini dapat dilihat dalam kolom 4 dari Tabel 4. Tabel ini berdasarkan kepada klasifikasi Casagrande untuk jalan dan lapangan terbang.

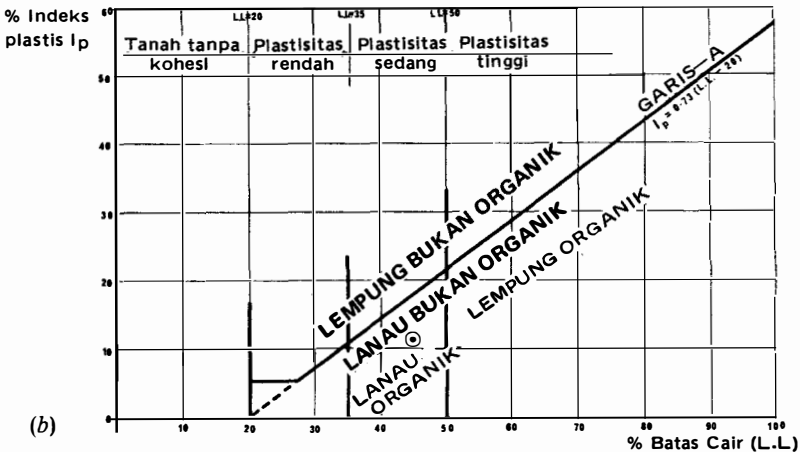
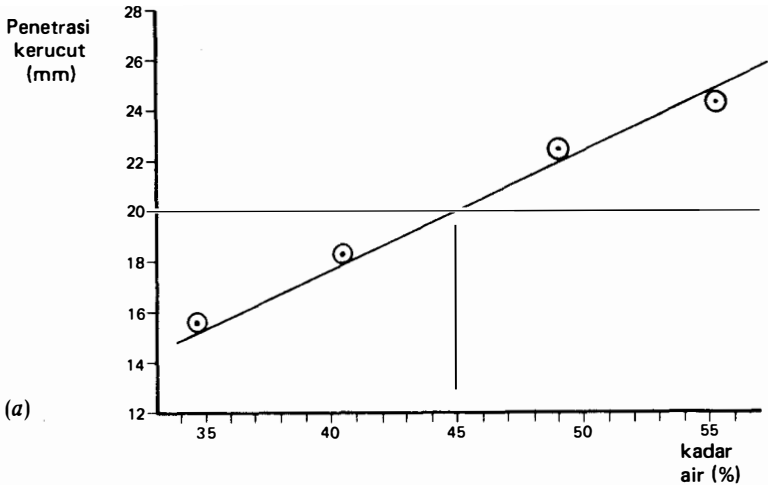
CONTOH 9

Suatu percobaan batas cair dilakukan terhadap suatu contoh tanah bukan organik yang diambil dari bawah muka air tanah memberikan hasil-hasil berikut:

Penetrasi (mm)	15,5	18,2	21,4	23,6
Kadar air (%)	34,6	40,8	48,2	53,4

Percobaan batas plastis memberikan suatu harga sebesar 33 persen.

Tentukan batas cair dan indeks plastis tanah ini dan berikan klasifikasinya.



GAMBAR 18.

PENYELESAIAN

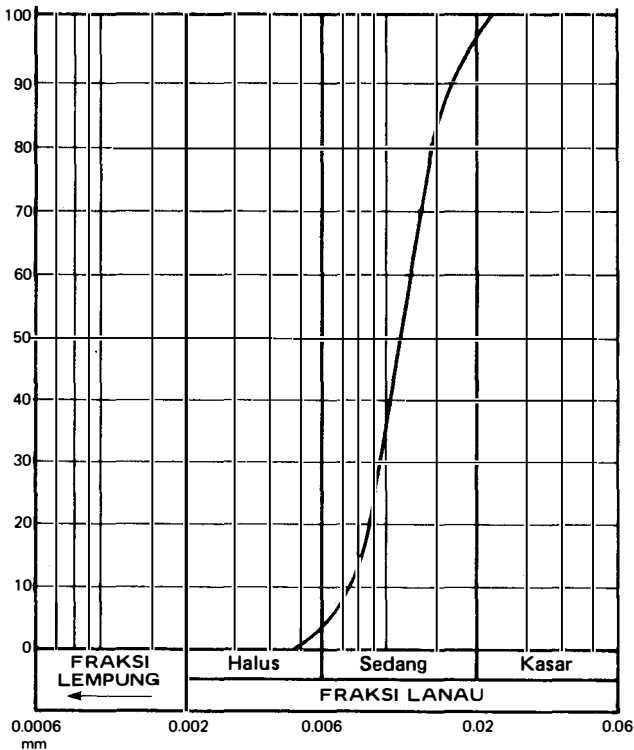
Dari grafik (*lihat* Gambar 18(a)) L.L. = 45
 P.L. = $\frac{33}{12}$
 $I_p = 12$

Berdasarkan Gambar 18(b), tanah dapat diklasifikasikan sebagai suatu lanau bukan organik dengan plastisitas sedang (MI).

SOAL-SOAL

1. Hasil-hasil dari suatu analisis saringan dari suatu tanah adalah sebagai berikut:

Tertahan pada saringan ukuran (mm)	50	37,5	19	12,5	8	5,9	4,75	2,8
Berat yang tertahan (g)	0	15,5	17	10	11	33	33,5	81



GAMBAR 19

Tertahan pada saringan ukuran (μm)	2360	1300	400	212	150	100	75
Berat yang tertahan (g)	18	31	32,5	9	8	5,5	5

Berat contoh seluruhnya adalah 311 g.

Gambar kurva pembagian ukuran butir dan beri suatu uraian mengenai tanah dari kurva ini. Cari pula ukuran efektif dan koefisien keseragaman Allen Hazen.

2. Gambar 19 memperlihatkan suatu kurva klasifikasi untuk suatu contoh tanah. Uraikan percobaan yang dilakukan untuk memperoleh kurva ini. Uraikan tentang tanah tersebut.

Apabila suatu contoh tanah ini, yang dipersiapkan dengan cocok di kocok dalam silinder dengan kedalaman air 500 mm, perkirakan berapa lama waktu yang akan diperlukan oleh semua butir untuk mengendap sampai ke dasar silinder.

3. Hasil-hasil berikut diperoleh dari suatu percobaan batas cair pada suatu tanah berbutir halus.

Penetrasi (mm)	15,6	18,2	21,4	23,6
Kadar air (%)	48,6	54,8	62,2	67,4

Suatu percobaan batas plastis memberikan suatu harga sebesar 22 prosen.

Apakah klasifikasi Casagrande untuk tanah ini?

BAB 4

DAYA REMBES

HUKUM DARCY

Daya rembes adalah suatu ukuran kemudahan air mengalir melalui batu-batu dan tanah. Hal ini penting bagi ahli teknik sipil pada waktu memperhitungkan rembesan di bawah bendungan-bendungan, pengeringan bidang tanah atau penurunan muka air tanah.

Aliran air melalui tanah dianggap mengikuti hukum Darcy:

$$\frac{Q}{t} = kA \frac{H}{l}$$

di mana Q = banyaknya air yang mengalir;

t = waktu untuk mengalirnya air sebanyak Q ;

k = koefisien daya rembes untuk tanah;

A = luasampang melintang lewat mana air mengalir;

H = tinggi energi hidrolik melintasi tanah;

l = panjang jalan aliran melalui tanah.

Perbandingan H/l dikenal sebagai gradien hidrolik dan dinyatakan sebagai i . Koefisien daya rembes k karenanya sama dengan

$$\frac{Q/t}{Ai}$$

dan dapat didefinisikan sebagai kecepatan aliran setiap satuan luas tanah, di bawah satuan gradien hidrolik. Koefisien ini dinyatakan dalam mm/detik.

<i>Tipe tanah</i>	<i>Harga-harga daya rembes (mm/det)</i>	<i>Sifat-sifat pengeringan (drainage)</i>
Kerikil	1000 – 10	} Baik
Pasir	10 – 10 ⁻²	
Lanau (dan lempung terbelah-belah)	10 ⁻² – 10 ⁻⁵	Buruk
Lempung	10 ⁻⁵ →	Kedap air.

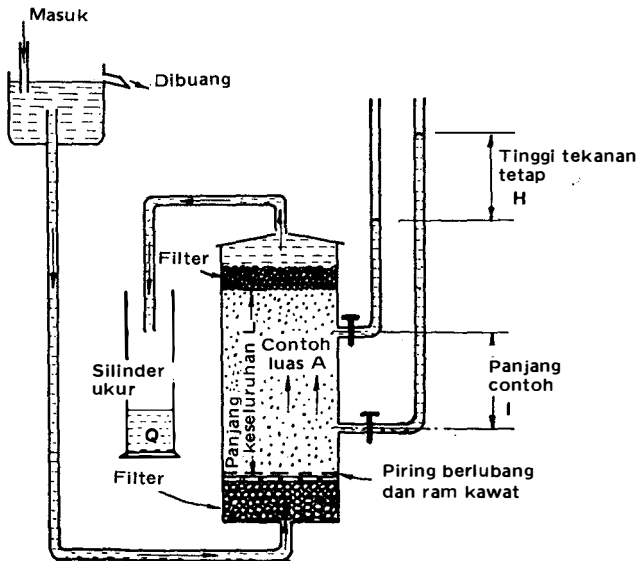
MENENTUKAN KOEFISIEN DAYA REMBES

Tanah berbutir kasar

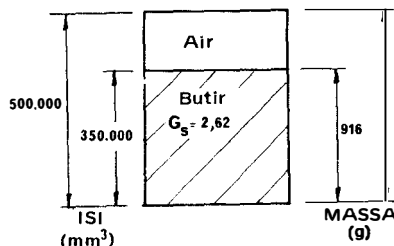
Permeameter tinggi tekanan tetap. Air di bawah suatu tinggi tekanan tetap di-biarkan untuk menembus melalui suatu contoh yang diisikan di dalam suatu silinder dengan luasampang melintang A . Banyaknya air Q yang lewat melalui contoh dalam waktu t dikumpulkan di dalam suatu silinder ukur. Manometer yang dipasang pada sisi silinder contoh memberikan kehilangan tinggi H di sepanjang suatu panjang contoh l dan karenanya gradien hidrolik i dapat dihitung. Dari hukum Darcy:

$$\text{Koefisien daya rembes} = \frac{Q/t}{Ai}$$

Gambar 20



GAMBAR 20. Permeameter tinggi tekanan tetap.
(Constant-head permeameter).



GAMBAR 21

Alat ini dikenal sebagai suatu *permeameter tinggi tekanan tetap* (*constant-head permeameter*) dan diperlihatkan dalam Gambar 20. Air dapat diatur untuk mengalir ke atas di dalam contoh seperti yang diperlihatkan, akan tetapi beberapa permeameter membiarkan aliran ke bawah, prinsip yang diterapkan sama. Suatu filter (penyaring) dari pasir diletakkan di atas dan di bawah contoh untuk membantu mencegah contoh tercuci keluar.

CONTOH 10

Suatu percobaan permeameter tinggi tekanan tetap telah dilakukan pada suatu contoh pasir panjang 250 mm dan luas 2000 mm². Dengan suatu kehilangan tinggi sebesar 500 mm, didapat debit sebesar 260 ml dalam 130 detik. Tentukan koefisien daya rembes tanah.

Apabila berat jenis butir adalah 2,62 dan berat kering pasir 916 g, cari besarnya angka pori dari contoh.

PENYELESAIAN

$$k = \frac{260 \times 1000/130}{2000 \times 500/250} = \underline{\underline{0,5 \text{ mm/s}}}$$

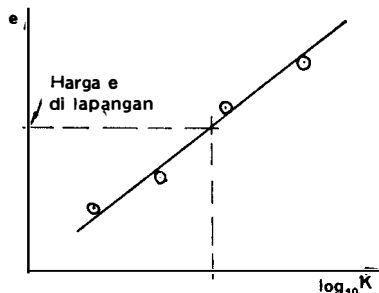
Dari Gambar 21

$$V_s = \frac{(916/1000) \times 1000^3}{2,62 \times 1000} = 350\,000 \text{ mm}^3$$

$$V_v = 250 \times 2000 - 350\,000 = 150\,000 \text{ mm}^3$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{150\,000}{350\,000} = \underline{\underline{0,428}}$$

Harga daya rembes setempat (*In situ value of permeability*). Dari Contoh 10 dapat dilihat bahwa apabila berat kering contoh di dalam permeameter dan berat jenis butir diketahui, maka dapat ditentukan besarnya koefisien daya rembes untuk bermacam-macam harga angka pori.



GAMBAR 22. Harga daya rembes setempat; grafik $e \longrightarrow \log k$.

Isi permeameter secara lepas untuk penentuan pertama, dan kemudian ke-
 tuk contoh ke bawah untuk mengurangi pori untuk percobaan-percobaan ber-
 ikutnya. Hendaknya dicatat bahwa untuk menentukan isi panjang contoh diambil
 panjang keseluruhan L .

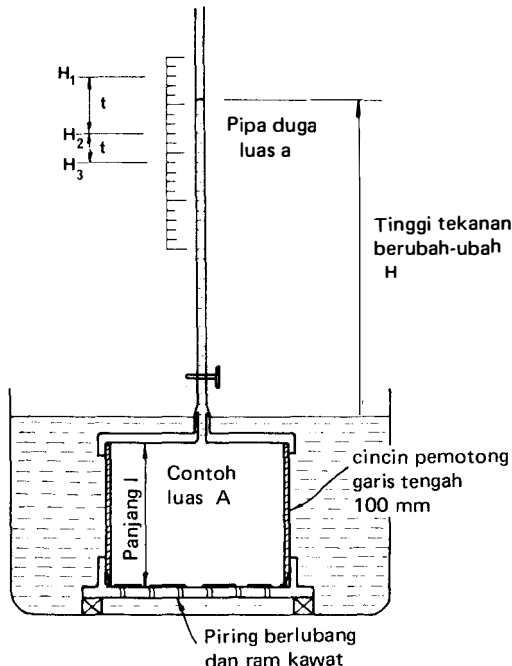
Apabila digambar suatu grafik hubungan antara e dengan $\log_{10} k$, maka se-
 ringkali diperoleh suatu garis lurus (*lihat Gambar 22*).

Kalau harga angka pori di lapangan diketahui, maka harga k yang bertalian
 dengan harga e di lapangan tersebut dapat dibaca dari grafik.

Tanah berbutir halus

Perneameter tinggi tekanan berubah-ubah (Variable head permeameter).

Air mengalir melewati tanah berbutir halus dengan suatu kecepatan yang jauh
 lebih lambat daripada kalau melewati bahan kasar; sebagai konsekuensinya, ada-
 lah tidak mungkin untuk memperoleh suatu jumlah air yang dapat diukur di da-
 lam suatu jangka waktu yang masuk akal. Dalam hal ini maka dipakai suatu *per*
meameter tinggi tekanan berubah-ubah (lihat Gambar 23).



GAMBAR 23. Permeameter tinggi tekanan berubah-ubah
 (Variable-head permeameter).

Apabila kunci-keran (stopcock) dibuka, maka air akan lewat melalui contoh dan taraf air di dalam pipa duga akan menurun. Sekali telah diperoleh keadaan yang tenang, diambil dua pembacaan H , H_1 dan H_2 pada suatu jarak waktu t .

Sekarang selama suatu penambahan waktu dt , variasi tinggi tekan adalah $-dH$, dan oleh karena itu banyaknya air yang mengalir melalui contoh dalam waktu dt , adalah $Q = -a dH$. Dari hukum Darcy:

$$\begin{aligned}\frac{-adH}{dt} &= kA \frac{H}{l} \\ -a dH &= kA \frac{H}{l} dt\end{aligned}$$

atau
$$dt = - \frac{al}{Ak} \frac{dH}{H}$$

mengintegrasikan antara batas-batas 0 sampai t dan H_1 sampai H_2

$$-t = \frac{-al}{Ak} \log_e \frac{H_1}{H_2}$$

atau
$$k = \frac{a}{A} \times \frac{l}{t} \times 2,3 \log_{10} \frac{H_1}{H_2}$$

Dalam persamaan ini semua besaran telah diketemukan, dan karenanya k dapat dihitung.

Harus diambil tiga pembacaan H yaitu H_1 , H_2 dan H_3 sedemikian sehingga waktu untuk tinggi tekanan turun dari H_1 sampai H_2 adalah sama dengan waktu untuk tinggi tekanan turun dari H_2 sampai H_3 . Berhubung di dalam persamaan daya rembes yang dijabarkan, k , a , A dan l adalah konstan dan t juga telah dibuat sama, maka

$$\log_{10} \frac{H_1}{H_2} = \log_{10} \frac{H_2}{H_3}$$

atau
$$\frac{H_1}{H_2} = \frac{H_2}{H_3}$$

$$H_2 = \sqrt{H_1 H_3}$$

Hal ini harus diperiksa pada waktu melakukan percobaan untuk menjamin bahwa keadaan tenang telah diperoleh.

Daya rembes tanah lempung tidak dapat dicari dengan percobaan langsung dilaboratorium, akan tetapi dapat dibuat suatu perkiraan tidak langsung dari hasil-hasil percobaan konsolidasi (*lihat* Bab 5).

Daya rembes banyak lapisan. (Multi-layer permeability)

Tanah dalam keadaan aslinya jarang sekali, kalau pun ada, yang homogen. Meski-

pun kelihatannya suatu tanah homogen, susunan bertingkat akan terjadi yang memberikan lapisan-lapisan tipis dengan daya rembes bermacam-macam. Pada skala geologis yang lebih besar, lapisan di dalam suatu kedalaman kecil dapat bervariasi luas dari suatu lempung yang relatif kedap air sampai ke suatu pasir yang dapat dirembes. Begitu pula, filter-filter buatan dapat digradasi dari bahan kasar dan halus di dalam lapisan-lapisan.

Variasi-variasi ini akan mempunyai suatu pengaruh nyata terhadap daya rembes keseluruhan, dengan harga rata-rata dalam arah lapisan akan sangat berbeda dari harga pada arah tegak lurus nya.

Dalam suatu deretan lapisan, tebal H_1, H_2, H_3 dan seterusnya dengan daya rembes k_1, k_2, k_3 dan seterusnya, kecepatan aliran setiap satuan luas di sepanjang masing-masing lapisan akan bervariasi, tetapi gradien hidrolik akan tetap. Daya rembes rata-rata dalam arah ini dapat diperlihatkan akan sama dengan k_H di mana:

$$k_H = \frac{k_1 H_1 + k_2 H_2 + k_3 H_3 + \dots + k_n H_n}{H_1 + H_2 + H_3 + \dots + H_n}$$

Dengan aliran arah tegak lurus lapisan-lapisan, gradien hidrolik akan bervariasi di dalam masing-masing lapisan, tetapi kecepatan aliran setiap satuan luas harus tetap. Daya rembes rata-rata pada arah tegak lurus lapisan-lapisan dapat diperlihatkan akan sama dengan k_v di mana:

$$k_v = \frac{H_1 + H_2 + H_3 + \dots + H_n}{H_1/k_1 + H_2/k_2 + H_3/k_3 + \dots + H_n/k_n}$$

Dari kedua persamaan tersebut dapat dibuktikan bahwa $k_H/k_v > 1$, yaitu bahwa daya rembes dalam arah lapisan-lapisan k_H selalu lebih besar daripada daya rembes pada arah tegak-lurus lapisan-lapisan k_v .

Berhubung contoh-contoh tanah untuk percobaan laboratorium seringkali diambil pada arah tegak-lurus lapisan-lapisan, maka dapat dilihat bahwa percobaan-percobaan laboratorium dapat memberikan suatu harga yang lebih rendah dari daya rembes yang sebenarnya di lapangan.

CONTOH 11

Pada suatu percobaan permeameter tinggi tekanan menurun terhadap suatu contoh lempung kelanauan, diperoleh hasil-hasil berikut: panjang contoh 120 mm, garis tengah contoh 80 mm; tinggi tekanan awal 1100 mm; tinggi tekanan akhir 420 mm; waktu untuk tinggi tekanan menurun 6 menit; garis tengah pipa duga 4 mm.

Tentukan dari prinsip-prinsip pertama besarnya koefisien daya rembes tanah.

Pada penyelidikan yang teliti terhadap contoh tersebut, diketemukan bahwa tanah terdiri dari 3 lapisan setebal 20 mm, 60 mm dan 40 mm, masing-masing

dengan daya rembes berturut-turut 3×10^{-3} mm/det, 5×10^{-4} mm/det dan 17×10^{-4} mm/det.

Periksa daya rembes rata-rata melalui contoh pada percobaan laboratorium dan taksir besarnya daya rembes contoh ini dalam suatu arah tegak-lurus terhadap pengambilan contoh.

Cari perbandingan k_H/k_V dan berikan komentar mengenai hasilnya.

PENYELESAIAN

Penjabaran dari pernyataan $k = \frac{a}{A} \times \frac{l}{t} \times 2,3 \log_{10} \frac{H_1}{H_2}$ telah diberikan dalam bagian sebelumnya. Substitusi harga-harga yang diberikan, ke dalam pernyataan ini,

$$\begin{aligned} k &= \frac{\pi 4^2/4}{\pi 80^2/4} \times \frac{120}{360} \times 2,3 \log_{10} \frac{1110}{420} \\ &= \underline{\underline{8 \times 10^{-4} \text{ mm/det}}} \end{aligned}$$

Untuk kasus tiga lapisan, daya rembes dari contoh laboratorium,

$$\begin{aligned} k_V &= \frac{20 + 60 + 40}{20/(3 \times 10^{-3}) + 60/(5 \times 10^{-4}) + 40/(17 \times 10^{-4})} \\ &= \underline{\underline{7,99 \times 10^{-4} \text{ mm/det.}}} \end{aligned}$$

Daya rembes dalam suatu arah tegak lurus pengambilan contoh

$$\begin{aligned} k_H &= \frac{3 \times 10^{-3} \times 20 + 5 \times 10^{-4} \times 60 + 17 \times 10^{-4} \times 40}{20 + 60 + 40} \\ &= 1,3 \times 10^{-3} \text{ mm/det} \end{aligned}$$

$$\frac{k_H}{k_V} = \underline{\underline{1,6}}$$

Dapat dilihat bahwa apabila aliran air di lapangan adalah disepanjang lapisan, maka hasil-hasil laboratorium memberikan suatu harga pengaliran yang lebih kecil daripada yang akan terjadi.

Ketelitian pengukuran daya rembes

Harus selalu diingat bahwa pengukuran daya rembes suatu tanah tidak akan pernah dapat diteliti. Pertama-tama adanya perkisaran yang sangat luas dari harga-harga yang tercakup, dari 1000 mm/det untuk suatu kerikil kasar menurun sampai kira-kira 0,00001 mm/det untuk suatu lanau halus, akan membatasi derajat ketelitian yang diperoleh secara normal di dalam perhitungan-perhitungan.

Variasi yang luas dari tanah pada suatu tempat akan menyebabkan variasi-variasi di dalam daya rembes, tergantung kepada arah pengaliran, seperti yang

baru saja diperlihatkan. Sebagai suatu latihan, para siswa hendaknya meninjau suatu lapisan lanau 5 m, dengan suatu daya rembes yang diukur di laboratorium sebesar 3×10^{-5} mm/det. Lapisan lanau ini tidak akan homogen, akan tetapi mungkin berupa lapisan-lapisan setebal 1 mm, masing-masing dengan suatu daya rembes yang sedikit berbeda. Apabila misalnya *hanya* 3 lapisan masing-masing setebal 1 mm mempunyai suatu daya rembes sebesar 8×10^{-3} , maka harga k_H/k_V akan menjadi kira-kira 9!

Terakhir, adanya masalah penting mengenai pengambilan contoh. Hanya sangat sedikit contoh yang dipakai untuk menaksir daya rembes dari suatu tempat yang luas dan adalah perlu untuk mencoba sejumlah besar contoh-contoh yang mewakili. Lagi pula contoh-contoh akan telah terganggu (disturbed). Dalam hal permeameter tinggi tekanan tetap memakai tanah berbutir kasar, gangguan akan tajam dan percobaan ini sesungguhnya hanya cocok untuk 'tanah-tanah' buatan seperti yang untuk filter. Pada permeameter tinggi tekanan menurun, gangguan contoh juga terjadi, dan adalah sukar untuk yakin bahwa pengaruh-pengaruh rembesan antara tanah dan tempatnya dapat diabaikan.

Oleh karena itu, pada umumnya, percobaan di lapangan memberikan suatu hasil yang jauh lebih memuaskan daripada percobaan-percobaan laboratorium.

MENENTUKAN DAYA REMBES DI LAPANGAN

Cara lubang bor (Borehole technique)

Suatu taksiran daya rembes tanah dapat dibuat dengan memakai lubang-lubang bor yang dibuat pada waktu penyelidikan di lapangan. Terdapat banyak cara empiris untuk menentukan daya rembes dengan jalan ini, dan dengan diberikan batas ketidaktelitian yang umum dalam penentuan daya rembes, ini adalah metoda-metoda yang memuaskan dan dapat diterima akal.

Pada umumnya, apabila lapisan yang diuji berada di atas muka air tanah, maka air dipompa ke dalam lubang bor dan kecepatan pengaliran untuk mempertahankan suatu tinggi tetap diukur. Apabila lapisan berada di bawah muka air tanah, maka dapat dipakai percobaan pemompaan baik ke dalam ataupun keluar, dalam hubungannya dengan suatu pembuatan lubang bor yang diteruskan sampai kelapisan yang dapat ditembus air.

Jalan pikiran teoritis kepenentuan-penentuan tersebut adalah di luar ruang lingkup jilid ini, akan tetapi U.S. Bureau of Reclamation memakai pernyataan berikut untuk kasus lubang bor.

$$k = \frac{q}{5,5 rh}$$

di mana k = koefisien daya rembes

q = kecepatan pengaliran air ke dalam lubang bor untuk mempertahankan tinggi tetap di atas muka air tanah.

r = jari-jari lubang bor

h = tinggi air yang dipertahankan di atas muka air tanah.

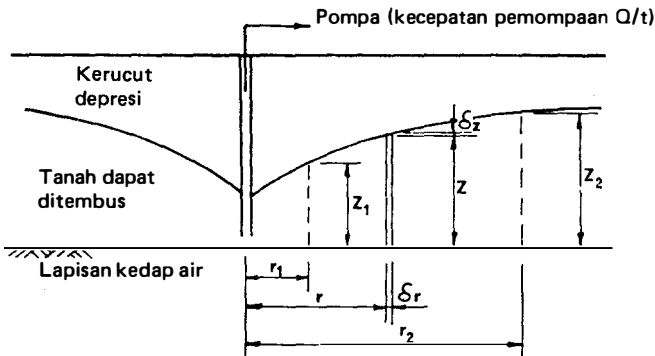
Akan tetapi, untuk memperoleh suatu hasil yang masuk akal, metoda-metoda semacam ini lebih berdasar pada pengalaman dari ahli teknik daripada ketelitian matematis.

Cara sumuran hisap (Well-point technique)

Apabila dipakai suatu metoda sumuran hisap untuk menurunkan muka air tanah, maka adalah mungkin untuk menentukan koefisien daya rembes di lapangan.

Pada waktu air dipompa dari suatu sumuran hisap, air di sekitar sumuran akan menurun, memberikan suatu kerucut depresi (cone of depression). Kerucut depresi ini akan berbentuk sama dalam tanah-tanah yang relatif kedap air setelah suatu waktu yang cukup.

Tinjau pengaliran air horizontal melalui suatu unsur tipis dari tanah pada jarak r dari sumuran hisap di mana tinggi air di atas suatu lapisan kedap air adalah Z (lihat Gambar 24).



GAMBAR 24. Penurunan muka air tanah: sumuran hisap (I).

Kecepatan pengaliran, Q/t , adalah kecepatan pada mana air dipompa dan dapat telah ditentukan.

Luas permukaan bagian tanah pada jarak r dari sumuran hisap adalah sama dengan permukaan dari suatu silinder berjari-jari r tinggi z , atau $A = 2\pi rz$.

Gradien hidrolik pada titik ini adalah kecepatan perubahan tinggi tiap satuan panjang atau, $i = dz/dr$. Dari hukum Darcy:

$$Q/t = k Ai$$

$$Q/t = k \times 2\pi rz \times \frac{dz}{dr}$$

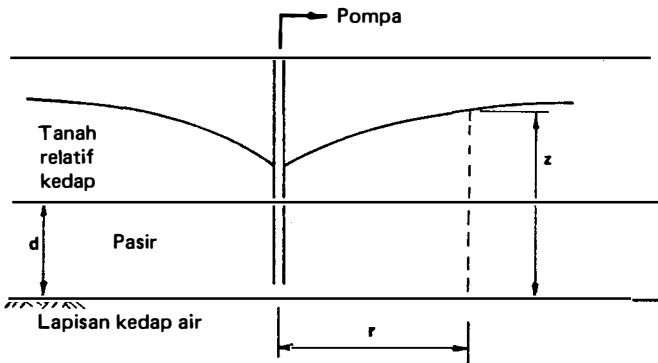
atau
$$\frac{1}{r} dr = k \times \frac{2\pi}{Q/t} \times z dz$$

Mengintegrasikan di antara batas-batas r_2 sampai r_1 dan z_2 sampai z_1 :

$$\log_e \frac{r_2}{r_1} = k \times \frac{2\pi}{Q/t} \times \frac{(z_2^2 - z_1^2)}{2}$$

$$k = \frac{Q/t \log_e \frac{r_2}{r_1}}{\pi(z_2^2 - z_1^2)}$$

$$= 2,3 \frac{Q/t \log_{10} \frac{r_2}{r_1}}{\pi(z_2^2 - z_1^2)}$$



GAMBAR 25. Penurunan muka air tanah: sumuran hisap (II).

Oleh karena itu, dengan mengukur tinggi air tanah pada dua titik berjarak r_1 dan r_2 dari sumuran hisap, besarnya koefisien daya rembes dapat ditentukan.

Diperlukan sejumlah besar pengalaman praktis sebelum suatu hasil yang dapat dipercaya dapat diperoleh dengan metoda ini, berhubung tanah tidak mungkin akan homogen, juga suatu lapisan kedap air yang ada tidak akan horizontal. Pemompaan hendaknya diteruskan sampai keadaan-keadaan stabil sebelum dilakukan suatu pengukuran, dan sumur-sumur pengamatan tidak boleh terlalu dekat dengan sumuran hisap, di mana tanah akan terganggu dan penurunan tinggi terlalu cepat.

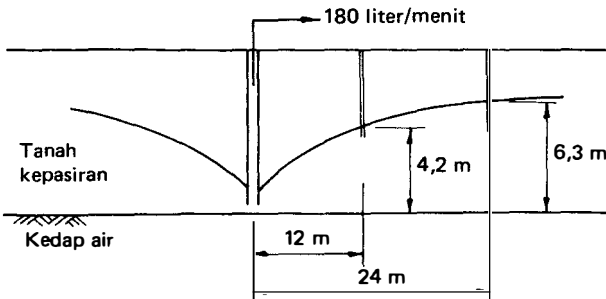
Para siswa hendaknya sekarang mengembangkan persamaan untuk menentu-

kan koefisien daya rembes untuk suatu lapisan setebal d ditutupi oleh suatu lapisan yang relatif kedap air (*lihat* Gambar 25).

$$k = \frac{2,3 Q/t \log_{10} \frac{r_2}{r_1}}{2\pi d(z_2 - z_1)}$$

CONTOH 12

Suatu lapisan tanah kepasiran menutupi suatu dasar horisontal dari bahan kedap air, permukaan tanah ini juga horisontal. Dalam rangka untuk menentukan daya rembes setempat dari tanah tersebut, suatu sumur percobaan dipancang sampai bagian bawah lapisan (*lihat* Gambar 26). Dua lubang bor pengamatan dibuat pada jarak berturut-turut 12 dan 24 m dari sumur percobaan. Air dipompa dari sumur percobaan pada kecepatan 180 liter/menit sampai permukaan air menjadi stabil. Kemudian, tinggi air di dalam kedua lubang bor didapat adalah setinggi 4,2 dan 6,3 m di atas dasar kedap air. Cari harga koefisien daya rembes dari tanah kepasiran, dinyatakan dalam mm per detik, jabarkan rumus yang dipakai.



GAMBAR 26. Penurunan muka air tanah.

PENYELESAIAN

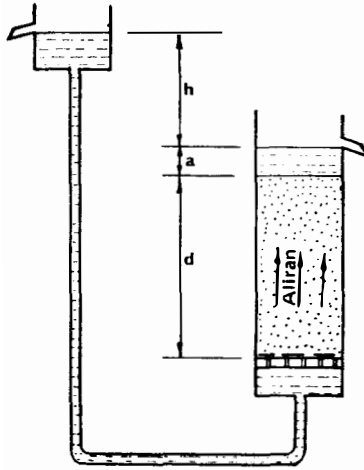
Penjabaran rumus:

$$\begin{aligned}
 k &= \frac{2,3 Q/t \log \frac{r_2}{r_1}}{\pi(z_2^2 - z_1^2)} \\
 \text{Koefisien daya rembes} &= \frac{2,3 \times (180 \times 1000^2)/60 \times \log \frac{24}{12}}{\pi(6,3^2 - 4,2^2) \times 1000^2} \\
 &= \underline{\underline{0,03 \text{ mm/det}}}
 \end{aligned}$$

GRADIEN HIDROLIK KRITIS

Gradien hidrolik kritis adalah grafien hidrolik pada mana tanah menjadi tidak stabil, yaitu pada waktu tekanan antar-butir (tegangan efektif) menjadi nol.

Tinjau suatu contoh tanah, panjang d , dengan air mengalir ke arah atas menanggung tinggi tekanan h seperti diperlihatkan dalam Gambar 27.



GAMBAR 27. Gradien hidrolik kritis.

$$\text{Gradien hidrolik} = h/d$$

Beban ke arah bawah keseluruhan pada dasar contoh

$$= d\gamma_{\text{jen}} + a\gamma_w$$

$$\text{Tegangan netral} = (h + a + d)\gamma_w$$

Tegangan efektif (atau tekanan antar-butir)

$$= d\gamma_{\text{jen}} + a\gamma_w - (h + a + d)\gamma_w$$

$$= d(\gamma_{\text{jen}} - \gamma_w) - h\gamma_w$$

$$\sigma' = d\gamma' - h\gamma_w$$

$d\gamma'$ adalah berat terendam dari tanah dan harus lebih besar daripada $h\gamma_w$ supaya terdapat suatu tekanan antar-butir. $h\gamma_w$ dikenal sebagai *tekanan rembesan* (*seepage pressure*).

Apabila tinggi h dinaikkan sampai $d\gamma' = h\gamma_w$, maka $\sigma' = 0$ dan tanah akan menjadi tidak stabil. Dalam keadaan ini, gradien hidrolik $h/d = \gamma'/\gamma_w$, dan dikenal sebagai gradien hidrolik kritis i_c . Juga:

Gradien hidrolik kritis

$$i_c = \gamma'/\gamma_w$$

$$= \frac{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w}{\gamma_w}$$

$$= \frac{\left(\frac{G_s + e}{1 + e}\right)\gamma_w - \gamma_w}{\gamma_w}$$

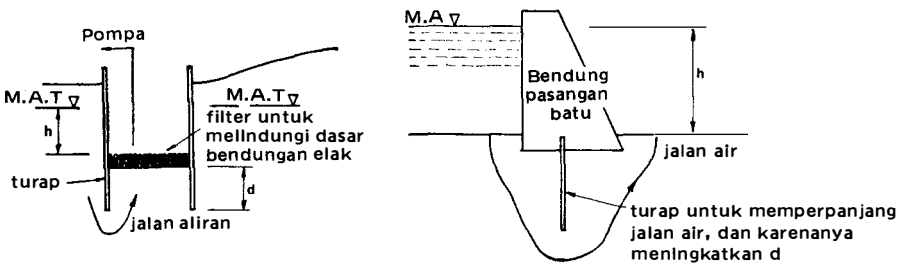
(lihat Contoh 4, Bab 1)

atau

$$i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e}$$

Pasir apung (Quicksand)

Suatu tanah di bawah gradien hidrolis kritis akan menjadi tidak stabil dan dikatakan berada dalam keadaan "terapung." Dengan definisi ini, maka setiap tanah berbutir dapat merupakan suatu "pasir apung," akan tetapi tanah dengan daya rembes tinggi (seperti kerikil dan pasir kasar) memerlukan air dalam jumlah besar untuk mencapai suatu gradien hidrolis kritis. Oleh karena itu keadaan pasir apung biasanya terbatas untuk pasir berbutir halus.



GAMBAR 28. Contoh-contoh keadaan terapung di dalam pekerjaan-pekerjaan teknik.

Perencanaan filter

Apabila terdapat pengaliran air ke arah atas, maka untuk membantu mencegah terjadinya keadaan terapung, harus ditempatkan suatu beban pada permukaan tanah, jadi meningkatkan tekanan efektif. Beban ini harus terdiri dari suatu bahan yang lebih kasar (filter) daripada tanah yang distabilkannya dan memenuhi syarat-syarat pembatasan berikut:

1. Bahan harus cukup kasar untuk menjadi cepat jenuh, sehingga menghindarkan timbulnya gaya-gaya rembesan ke atas.
2. Bahan harus cukup halus untuk mencegah butir-butir tanah yang distabilkannya melalui pori-porinya.

Syarat 1 dipenuhi kalau: D_{15} untuk bahan filter lebih besar daripada empat sampai lima kali D_{15} untuk tanah yang dilindungi.

Syarat 2 dipenuhi kalau: D_{15} untuk bahan filter lebih kecil daripada empat sampai lima kali D_{85} untuk tanah yang dilindungi.

Memakai angka-angka dari Contoh 8, halaman 33, dari kurva pembagian ukuran butir untuk tanah ini:

$$D_{15} = 0,22 \text{ mm} \quad 0,22 \times 4 = 0,88 \text{ mm} \quad 0,22 \times 5 = 1,1 \text{ mm}$$

$$D_{85} = 4,3 \text{ mm} \quad 4,3 \times 4 = 17,2 \text{ mm} \quad 4,3 \times 5 = 21,5 \text{ mm}$$

oleh karena itu, untuk bahan filter, D_{15} harus terletak di antara batas-batas sebesar 1,1 dan 17,2 mm.

Kurva-kurva yang digambar kira-kira sejajar dengan kurva yang dilukis untuk tanah tetapi lewat melalui $D_{15} = 1,1$ dan $D_{15} = 17,2$ diperlihatkan dalam Gambar 13. Bahan filter harus mempunyai suatu kurva yang menurun di dalam batas-batas ini.

Filter-filter yang direncanakan dengan cara ini dipakai dalam banyak kejadian. Seperti yang diperlihatkan (*lihat* Gambar 28), mereka menstabilisasi suatu pasir yang mungkin mengalami keadaan terapung, dan hal ini mungkin terjadi pada dasar suatu galian, pada sepanjang suatu dinding sungai, pada bagian hilir suatu bendungan atau pada setiap keadaan di mana air mengalir ke arah atas melalui suatu tanah.

Apabila bahan filter perlu berupa sangat halus, untuk mencegah lewatnya butir-butir dari tanah yang dilindungi, adalah lebih baik untuk meletakkan suatu lapisan yang tipis saja, dan kemudian melindungi bahan filter ini dengan suatu tanah yang lebih kasar. Kadang-kadang suatu filter dapat dibuat dalam beberapa lapis, masing-masing lapis direncanakan untuk melindungi lapisan di bawahnya. Hal ini dikenal sebagai suatu filter *terbalik* atau filter *bergradasi*.

REMBESAN (SEEPAGE) MELALUI TANAH

Pada bendung-bendung penahan air, kecuali apabila fondasi menerus ke bawah sampai ke batuan kedap air, maka akan timbul suatu aliran air tetap di bawah konstruksi akibat dari perbedaan tinggi. Hal ini dapat menyebabkan sejumlah kebocoran yang tidak diinginkan dan, dengan aliran air ke arah atas pada sisi hilir, bahaya keadaan pasir-apung mungkin terjadi, dengan kemungkinan selanjutnya berupa kegagalan (failure) dari bendung. Rembesan ini dapat dipelajari dengan memakai jaring aliran (flow net).

JARING-JARING ALIRAN (FLOW NETS)

Suatu jaring aliran adalah suatu wakil dalam bentuk gambar, yang digambar menurut skala, dari jalan-jalan yang diambil oleh air waktu lewat melalui suatu bahan. Jaring aliran ini terbuat dari garis-garis aliran (flow lines) dan garis-garis ekuipotensial (equipotential lines) (*lihat* Gambar 29).

Garis-garis aliran (flow lines). Ini mewakili jalan aliran melalui suatu tanah. Banyaknya garis aliran ini tak terhingga, dan jalan-jalan alirannya tidak pernah berpotongan (aliran laminer). Setiap batas-batas kedap air dapat diambil sebagai suatu garis aliran, dan digambar beberapa jalan-jalan air yang dipilih di antaranya, setiap garis kira-kira sejajar dengan yang terakhir sebelumnya.

Garis-garis ekipotensial (Equipotential lines). Air hanya akan mengalir apabila terdapat suatu tinggi tekanan, katakankah H , dan ini dihamburkan sebagai pengaliran air melalui tanah. Oleh karena itu, pada setiap garis aliran, akan terdapat suatu titik di mana tinggi tekanan telah dihamburkan sampai (misal) $\frac{7}{8}H$. Semua titik ini di mana tinggi tekanan adalah sama dapat dihubungkan oleh suatu *garis ekipotensial*. Terdapat suatu jumlah yang tidak terbatas dari garis-garis ekipotensial ini, akan tetapi untuk pelaksanaan grafis hanya digambarkan sedikit saja. Pada titik di mana air mengalir ke dalam dan ke luar tanah, permukaan tanah ini akan merupakan garis-garis ekipotensial.

Air akan mengalir di sepanjang jalan di mana H/l , gradien hidrolik adalah maksimum. Berhubung tinggi yang dihamburkan di antara setiap dua garis ekipotensial yang berdekatan adalah konstan ($\frac{1}{8}H$ di dalam Gambar 29), maka untuk mendapatkan gradien hidrolik maksimum, harus dipakai harga l yang minimum. Harga l minimum ini akan terdapat bila garis-garis pengaliran adalah tegak-lurus terhadap garis-garis ekipotensial. Oleh karena itu suatu jaring aliran akan tersusun dari suatu rangkaian dari bentuk-bentuk yang mendekati empat persegi panjang yang disebut *petak-petak (fields)*.

Pada waktu menggambar suatu jaring aliran, dianjurkan untuk memilih garis-garis aliran dan garis-garis ekipotensial yang memberikan petak-petak yang mendekati bujur sangkar, karena ini lebih mudah untuk dikenal. Akan selalu terdapat sejumlah kecil petak-petak pada perbatasan yang tidak berbentuk mendekati bujur sangkar, dan ini dikenal sebagai petak-petak *tunggal (singular fields)*. Pembagian-pembagian lagi lebih lanjut akan menghasilkan bujur-bujur sangkar yang lebih tepat.

Pembuatan jaring aliran

Sebelum dicoba suatu contoh lebih lanjut, dalam membuat jaring aliran hendaknya diperhatikan hal-hal berikut:

1. *Garis-garis aliran* harus digambar dengan setiap garis kira-kira sejajar dengan garis yang sebelumnya. Garis-garis aliran *tidak* akan *pernah* berpotongan satu dengan yang lain.
2. *Garis-garis ekipotensial* digambar sedemikian sehingga mereka memotong garis-garis aliran pada arah tegak lurus. Adalah lebih mudah untuk memilih garis-garis ekipotensial yang membentuk petak-petak yang mendekati bujur sangkar.

Beberapa contoh jaring-jaring aliran diperlihatkan dalam Gambar-gambar 29, 31 dan 32. Para siswa hendaknya berlatih menggambar jaring-jaring aliran yang

disesuaikan dengan hal-hal yang diberikan di atas, dan memberikan pertimbangan khusus terhadap batas-batas di lapangan.

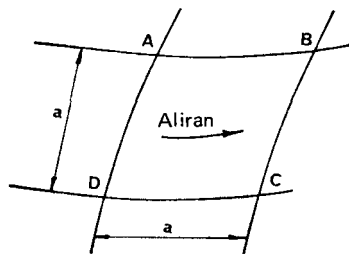
Pemakaian jaring-jaring aliran

Jaring-jaring aliran dapat dipakai untuk menentukan kecepatan kehilangan air dari suatu reservoir, atau besarnya tekanan rembesan dan karenanya menentukan kemungkinan ketidak-stabilan tanah.

Kehilangan air akibat rembesan

Dipakai notasi N_f = Banyaknya jalan air

N_e = Banyaknya penurunan ekipotensial



GAMBAR 30. Petak jaring aliran. (Diambil dari Gambar 29).

Sekarang, tinjau satu bujur sangkar, sisi a , dan di sepanjang suatu panjang bendung yang sama dengan suatu satuan (*lihat* Gambar 30).

Kehilangan tinggi dari AD sampai $BC = dh$

$$\text{di mana } dh = \frac{H}{N_e} \quad \left(\frac{1}{8} H \text{ dalam Gambar 29}\right)$$

Dari hukum Darcy:

$$\frac{Q}{t} = kA \frac{H}{l}$$

atau kecepatan pengaliran dari AD sampai BC pada satuan lebar

$$\begin{aligned} &= k \times 1a \times \frac{dh}{a} \\ &= k dh \end{aligned}$$

\therefore kecepatan pengaliran dari PQ sampai RS (Gambar 29) pada satuan lebar

$$= k dh N_f$$

tetapi

$$dh = \frac{H}{N_e}$$

$$\frac{Q}{t} = k H \frac{N_f}{N_e}$$

CONTOH 13

(a) Apabila bendung yang diusulkan, yang diperlihatkan dalam Gambar 29, panjangnya 90 m dan koefisien daya rembes tanah adalah 0,0013 mm/det, cari banyaknya air yang akan hilang setiap hari akibat rembesan.

(b) Untuk mengurangi kehilangan ini, pada tapak (toe) bendung dipasang turap-turap sampai suatu kedalaman sebesar 5,8 m, seperti yang diperlihatkan dalam Gambar 31 dan dibuat suatu lantai muka kead air selebar 6 m. Akan berapa besarnya kehilangan air setiap hari apabila dilakukan tindakan tersebut.

PENYELESAIAN

Lihat Gambar 29.

(a)
$$\frac{Q}{24 \times 60 \times 60} = \frac{0.0013}{1000} \times 9 \times \frac{5}{8} \times 90$$

$$Q = 57 \text{ m}^3/\text{hari}$$

\therefore Kecepatan kehilangan air = 57 000 liter/hari

(b) Pengaruh tindakan-tindakan ini adalah meningkatkan secara banyak panjang aliran, dan jaring aliran yang baru akan seperti yang diperlihatkan dalam Gambar 31.

Berhubung semua besaran di dalam persamaan daya rembes akan sama seperti dalam (a), kecuali N_e , yang sekarang menjadi 14, maka harga baru untuk kecepatan kehilangan air adalah

$$= 57\,000 \times \frac{8}{14}$$

$$= \underline{\underline{32\,000 \text{ liter/hari}}}$$

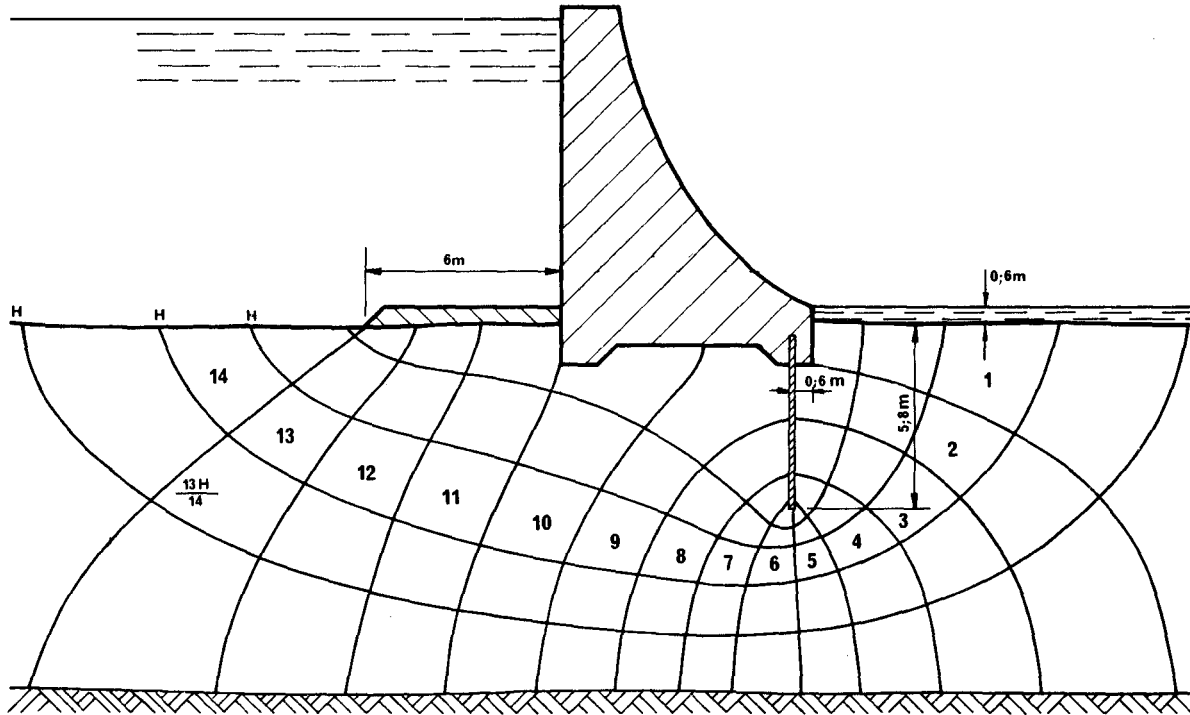
Ketidakstabilan akibat tekanan rembesan

Memperhatikan Gambar 30

atau

$$\begin{aligned} \text{Tekanan rembesan dari } AD \text{ sampai } BC &= dh \gamma_w \\ \text{gaya rembesan dari } AD \text{ sampai } BC &= dh \gamma_w \times 1a \\ &= \frac{dh}{a} \gamma_w \times 1a^2 \end{aligned}$$

tetapi dh/a adalah gradien hidrolik, $1a^2$ adalah isi tanah; oleh karena itu gaya rembesan setiap satuan isi = $i\gamma_w$.



GAMBAR 31. Jaring aliran (skala 1 : 250).

Apabila air mengalir ke arah bawah, maka tekanan rembesan menyebabkan suatu kenaikan dari tekanan antar butir. Tetapi, bila air mengalir ke arah atas, maka tekanan antar butir berkurang, dan karenanya terdapat suatu kecenderungan ke arah keadaan-keadaan tidak stabil pada bagian hilir dari suatu bendung.

CONTOH 14

Suatu dinding turap dipancang sampai suatu kedalaman 6 m ke dalam tanah tidak kedap yang mempunyai suatu kedalaman sampai 13,5 m di bawah permukaan tanah. Di bawah tanah ini terdapat suatu lapisan kedap air. Pada satu sisi dinding turap terdapat air sedalam 4,5 m. Buat suatu sketsa ringkas dari jaring aliran dan tentukan perkiraan rembesan di bawah dinding turap dalam liter/hari, ambil daya rembes tanah sebesar 6×10^{-3} mm/det.

Terangkan tentang *erosi bawah tanah (piping)* dan perlihatkan bagaimana jaring-aliran dapat dipakai untuk menentukan apakah keadaan ini rasa-rasanya akan terjadi di bagian depan dari turap.

(Anggap kerapatan tanah sebesar 1900 kg/m^3).

PENYELESAIAN

Dengan memperhatikan Gambar 32:

dari jaring-aliran

$$\begin{aligned} N_f &= 5 & N_e &= 10 \\ Q/t &= 6 \times 10^{-3} \times 4,5 \times \frac{5}{10} \\ &= 0,0135 \text{ liter/detik/meter panjang} \\ &= 0,0135 \times 60 \times 60 \times 24 \\ &= \underline{\underline{1166 \text{ liter/hari/meter panjang}}} \end{aligned}$$

Untuk penjelasan mengenai erosi bawah tanah, atau pasir apung, lihat halaman 56.

Dalam praktek telah diketemukan bahwa erosi bawah tanah mungkin terjadi di depan turap untuk suatu jarak sebesar kira-kira setengah dalamnya penetrasi, jadi untuk contoh ini suatu prisma dalam $6 \text{ m} \times \text{lebar } 3 \text{ m} \times \text{tebal } 1 \text{ m}$ mungkin mengalami erosi bawah tanah.

Tinjau jalan aliran dalam areal yang paling mungkin mengalami kegagalan (*AB* dipakai dalam Gambar 32, berhubung jaring aliran adalah simetris).

Gradien hidrolik
$$i_{AB} = \frac{h_{AB}}{l_{AB}}$$

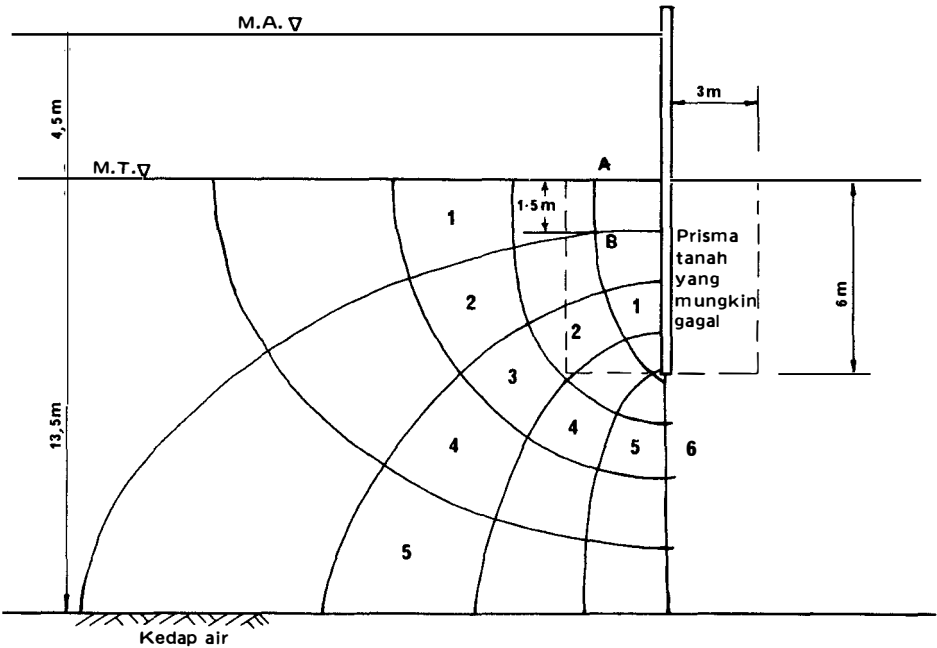
di mana
$$h_{AB} = \frac{4,5}{10} \quad l_{AB} = 1,5 \text{ m}$$

$$i_{AB} = \frac{4,5}{10 \times 1,5} = 0,3$$

Gradien hidrolik kritis
$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{1900 - 1000}{1000} = 0,9$$

∴ faktor keamanan terhadap erosi bawah tanah = $\frac{0,9}{0,3} = 3,0$

yang cukup memuaskan.



GAMBAR 32. Jaringan aliran.

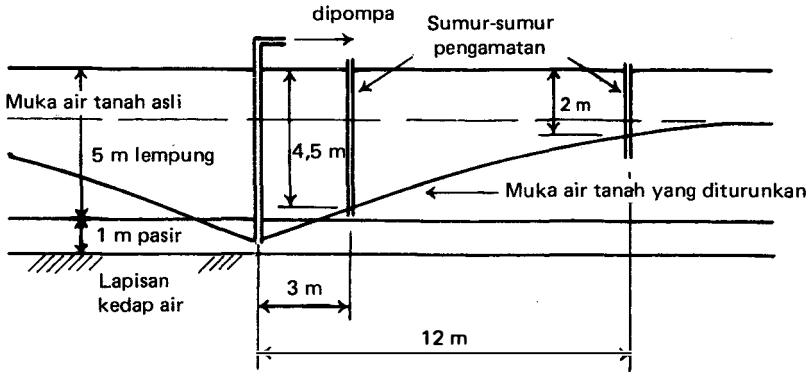
SOAL-SOAL

1. Hasil-hasil berikut diperoleh dari suatu percobaan permeameter tinggi tekanan menurun terhadap suatu lanau kepasiran, panjang contoh 140 mm; garis tengah contoh 70 mm; tinggi awal 1400 mm, tinggi akhir 200 mm; waktu untuk tinggi tekanan menurun adalah 1 menit 20 detik; garis tengah pipa duga 6 mm.

Suatu percobaan tinggi tekanan tetap dilakukan terhadap tanah yang sama yang dipadatkan dengan angka pori yang sama. Hitunglah banyaknya air yang mengalir melewati contoh di dalam 10 menit apabila tinggi air di atas contoh panjang 100 mm adalah 30 mm. Diameter dalam dari permeameter adalah 90 mm.

2. Bahas kesukaran-kesukaran di dalam menaksir harga di lapangan untuk koefisien daya rembes suatu tanah di dalam percobaan-percobaan laboratorium.

Suatu filter bergradasi terdiri dari 4 lapis tanah. Tebal lapisan adalah 400 mm; 300 mm; 140 mm; dan 60 mm dan dipadatkan untuk memberikan daya rembes sebesar berturut-turut 2×10^{-2} mm/det, 4×10^{-1} mm/det, 8×10^{-1}



GAMBAR 33

mm/det dan 1 mm/det. Hitung koefisien daya rembes rata-rata dalam arah sejajar dan tegak lurus lapisan-lapisan.

3. Suatu rencana penurunan dengan sumuran hisap dilakukan di lapangan, dan setelah tercapai keadaan stabil, pembacaan-pembacaan di dalam sumur-sumur pengamatan adalah seperti yang diperlihatkan di dalam Gambar 33. Apabila kecepatan pemompaan adalah 100 liter/menit, taksir besarnya koefisien daya rembes dari lapisan pasir.

Gambar suatu jaring aliran untuk sistem sumuran hisap ini dan pakai untuk memeriksa harga daya rembes yang dihitung di atas.

Catatan: Untuk perhitungan ini diperlukan suatu bagan gambar jaring aliran.

4. Suatu percobaan permeameter tinggi tekanan menurun dilakukan terhadap suatu contoh tanah dapat dirembes, yang diperlihatkan dalam Gambar 34 menghasilkan hasil-hasil berikut: panjang contoh 101,6 mm, garis-tengah contoh 73 mm, tinggi awal 1352 mm, tinggi akhir 352 mm, selang waktu 147 detik, ga-



GAMBAR 34

ris-tengah pipa duga 5 mm. Buatlah jaring aliran untuk keadaan-keadaan yang diperlihatkan dalam gambar dan perkirakan besarnya kehilangan akibat rembesan dalam liter/hari/10 meter panjang dari bendung elak tersebut.

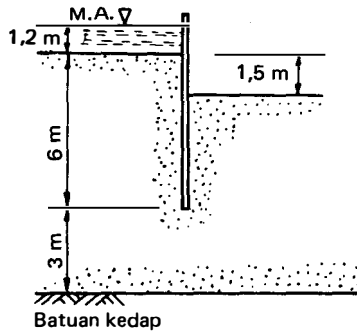
5. Tentukan dengan memakai suatu diagram pengaliran ringkas besarnya kehilangan rembesan dalam liter/hari/meter panjang dinding di bawah turap yang diperlihatkan dalam Gambar 35. Daya rembes tanah adalah 0,002 mm/det.

6. Apa yang anda ketahui mengenai "jaring aliran"?

Suatu deposit setebal 12 m dari tanah tidak kohesif dengan daya rembes 0,035 mm/det, mempunyai suatu permukaan datar dan menutupi suatu lapisan kedap. Suatu deretan panjang dari turap-turap dipancang 6 m ke dalam tanah. Dinding dipertinggi sampai di atas permukaan tanah dan mengurung air sedalam 3,7 m pada satu sisi: permukaan air pada sisi yang lain dipertahankan pada muka tanah. Buat bagan jaring aliran dan tentukan banyaknya rembesan setiap meter panjang dinding, jabarkan setiap rumus yang dipakai.

Berapakah besarnya tekanan air pori pada suatu titik di dekat tapak dinding?

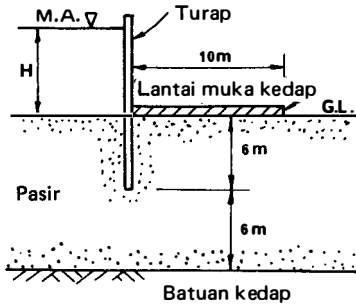
Bagaimana anda akan menyelidiki angka keamanan terhadap erosi bawah tanah dalam masalah ini?



GAMBAR 35

7. Gambar dengan suatu skala sebesar 1 : 100 suatu jaring aliran teliti untuk mewakili aliran di bawah dinding turap dalam Gambar 36. Anggap bahwa tidak ada aliran melalui turap, dan bahwa pasir mempunyai daya rembes seragam. Kalau perbedaan tinggi antara muka air di hulu dan di hilir adalah H meter, gambarkanlah suatu grafik yang menunjukkan variasi tekanan rembesan di sepanjang lantai muka (apron) beton.

8. Gambar 37 memperlihatkan suatu bendung elak (coffer dam) panjang, terdiri dari dua deretan turap di dalam pasir. Taksir dengan memakai diagram aliran ringkas, besarnya kecepatan dalam mm/jam pada mana muka air akibat rembesan akan naik di dalam bendung elak segera setelah pemompaan bendung elak kering. Ambil koefisien daya rembes sebesar 0,1 mm/det.

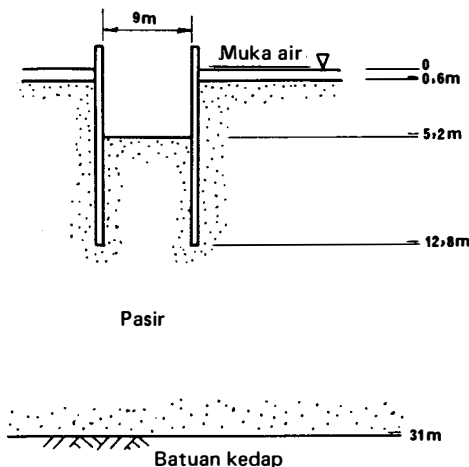


GAMBAR 36

Selidiki kemungkinan terbentuknya keadaan pasir-apung kalau kerapatan jenuh adalah 1920 kg/m^3 .

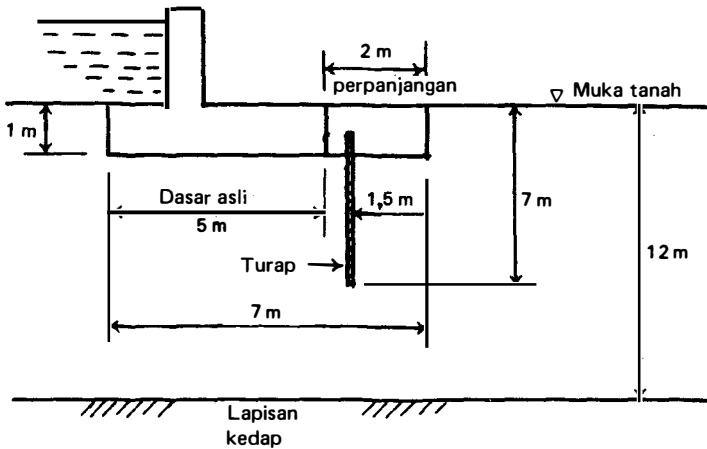
9. Suatu dinding beton bertulang dibangun untuk menahan air di dalam suatu reservoir yang terletak pada kedalaman 12 m dari tanah-dapat-dirembes yang menutupi suatu lapisan kedap. Dasar dinding mempunyai tampang melintang empat persegi panjang, lebar 5 m dan kedalaman 1 m dan sisi atas dasar pada permukaan tanah. Diperkirakan kehilangan akibat rembesan akan sebesar 80.000 liter setiap hari. Gambar suatu jaring aliran untuk melukiskan rembesan pada keadaan ini.

Dalam rangka untuk mengurangi kehilangan akibat rembesan ini, diputuskan untuk memperpanjang lebar dasar sejauh 2 m dan memancang suatu dinding turap menerus di bawah perpanjangan yang diusulkan tersebut, seperti diperlihatkan



GAMBAR 37

kan dalam Gambar 38. Gambar suatu jaring aliran untuk keadaan ini dan taksir pengurangan kehilangan akibat rembesan. Akan berapakah besarnya prosentase perubahan faktor keamanan terhadap keadaan pasir-apung?



GAMBAR 38

BAB 5

KONSOLIDASI

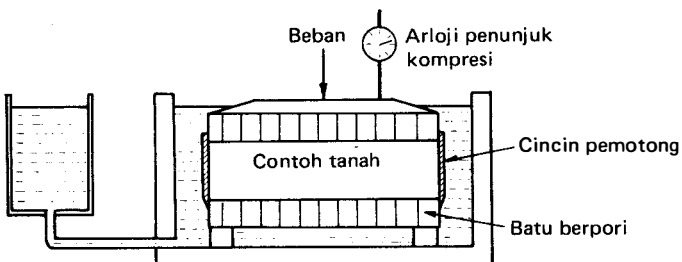
PENURUNAN (SETTLEMENT)

Penurunan merupakan penyebab yang paling umum bagi keruntuhan fondasi-fondasi dan karenanya sangat penting untuk memahami mekanisme penurunan. Deformasi elastis dari tanah apabila dibebani, akan terjadi segera setelah beban dipasang, dan karena itu relatif dapat diperbaiki dengan mudah. Akan tetapi, konsolidasi jangka panjang dari tanah lempung dapat memerlukan waktu bertahun-tahun untuk menjadi sempurna, dengan mengakibatkan kerusakan pada konstruksi yang terjadi lama setelah penyelesaian pekerjaan. Pada tanah berbutir kasar, konsolidasi terjadi dengan cepat dan karenanya merupakan masalah yang berbeda. Mungkin terdapat pula penurunan lebih lanjut pada waktu konsolidasi hampir sempurna, yang disebabkan oleh "rangkak ('creep') dalam massa tanah, ini dikenal sebagai penurunan sekunder.

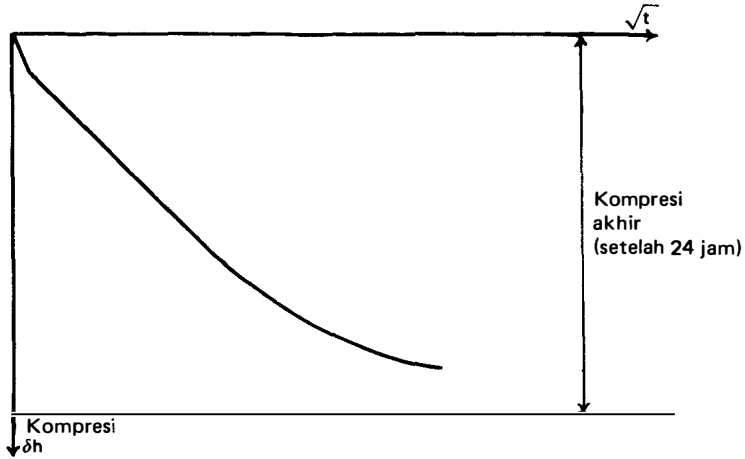
Konsolidasi jangka panjang dari tanah-tanah lempung barangkali merupakan tipe penurunan yang paling menyulitkan dan merupakan tinjauan utama di dalam bab ini.

PERCOBAAN OEDOMETER

Pada tanah-tanah berbutir halus, keterangan yang jauh lebih berguna dapat diperoleh dari suatu percobaan oedometer dilaboratorium.



GAMBAR 39. Oedometer.



GAMBAR 40. Grafik akar dua dari Waktu \longrightarrow Kompresi.

Suatu contoh tanah asli ditahan dalam sebuah cincin pemotong bergaris tengah 75 mm (*lihat* Gambar 39) dengan drainasi pada kedua permukaannya. Tanah dibiarkan jenuh selama percobaan.

1. Suatu beban p_1 dipasang pada contoh dan perubahan tebal (kompresi; compression) contoh dibaca pada selang-selang waktu yang sesuai, sampai ke 24 jam.

2. Digambar suatu grafik hubungan akar dua dari waktu dengan kompresi dan bentuknya harus seperti yang diperlihatkan dalam Gambar 40.

3. Beban sekarang ditambah menjadi p_2 dan digambar suatu grafik hubungan antara akar dua dari waktu dengan kompresi yang lain untuk 24 jam.

4. Prosedur di atas diulang dengan beban-beban p_3, p_4 dan seterusnya sampai telah tercakup suatu perkiraan beban yang cukup. Harga-harga standar untuk p_1, p_2, p_3 dan seterusnya adalah 50, 100, 200, 400, 800 kN/m², masing-masing diterapkan selama 24 jam. Biasanya hanya perlu untuk menggambar beberapa jam pertama dari masing-masing percobaan pada grafik, akan tetapi pembacaan kompresi 24 jam *harus* diambil.

5. Apabila telah tercakup perkiraan pembebanan yang cukup, maka beban ditiadakan dan contoh dibiarkan di dalam air dan mengembang sampai 24 jam. Biasanya tidak digambar suatu grafik untuk masa pengembangan ini, akan tetapi *harus* dicatat tebal akhir dari contoh h_f .

6. Apabila pengembangan telah lengkap, maka *harus* ditentukan kadar air akhir m_f dari contoh tersebut.

Berhubung contoh jenuh, maka angka pori akhir dari tanah e_f dapat ditentukan.

$$e_f = m_f G_s$$

Percobaan oedometer memberikan suatu penuntun baik mengenai banyaknya konsolidasi yang akan terjadi di lapangan dan kecepatan berlangsungnya. Hal ini diuraikan dengan terperinci di dalam B.S. 1377 (1975).

TEORI KONSOLIDASI

Teori konsolidasi lengkap adalah di luar ruang cakup buku ini, akan tetapi perlu diketahui jalan pikiran mekanisme konsolidasi dan anggapan-anggapan pada mana teori di dasarnya. Adalah penting juga untuk mengetahui konstanta-konstanta tertentu dan definisi-definisi yang dijabarkan dari teori.

Berhubung lapisan lempung pada mana konsolidasi terjadi seringkali akan berada di bawah muka air tanah, maka dianggap bahwa lempung adalah jenuh. Gambar 41(a) memperlihatkan suatu lapisan lempung di bawah muka air tanah dan persamaan tegangan efektif pada suatu taraf A—A yang diberikan, di dalam lapisan ini akan berlaku

$$\sigma = \sigma' + u$$

di mana σ adalah tekanan vertikal total, σ' adalah tegangan efektif dan u adalah tegangan netral atau tekanan air pada taraf A—A. Diagram tegangan untuk suatu contoh dari keadaan ini diberikan dalam Gambar 41(a).

Apabila dipasang suatu beban p pada suatu tanah jenuh, dalam tahap yang pertama, maka seluruh beban ini dipikul oleh air. Persamaan tegangan efektif kemudian menjadi

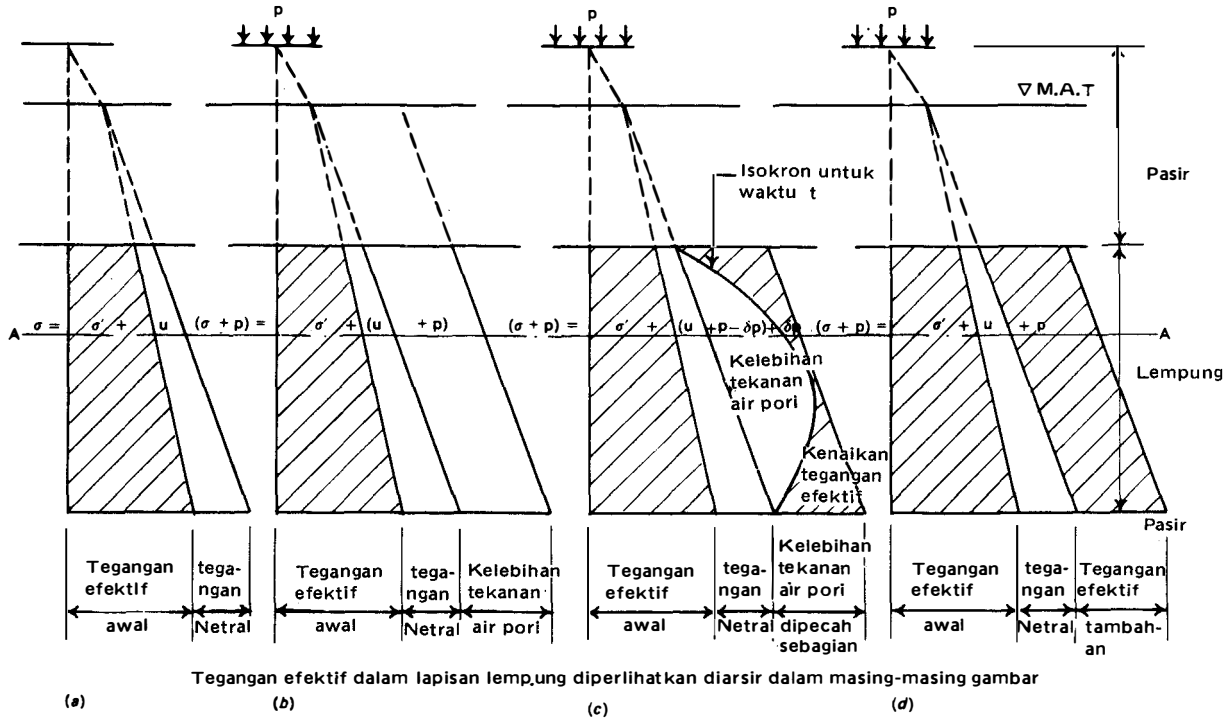
$$(\sigma + p) = \sigma' + (u + p)$$

dan diagram tekanan di dalam lapisan lempung untuk keadaan ini diperlihatkan dalam Gambar 41(b).

Pada keadaan yang diperlihatkan dalam Gambar 41(b) ini, air tanah menanggung suatu tinggi tekanan p dan tinggi tekanan ini akan mulai dihamburkan. Pada pasir penutup hal ini akan terjadi dengan cepat berhubung dengan daya rembes pasir yang tinggi. Akan tetapi, akibat dari daya rembes lempung yang rendah, drainasi akan lebih cepat terjadi di tempat perbatasan lempung dan pasir dan dapat dianggap tidak ada di dalam lempung itu sendiri. Oleh karena itu, setelah suatu jangka waktu t beberapa kelebihan tekanan air akan telah dihamburkan pada perbatasan dan tekanan ini akan telah berpindah kepada butir tanah sebagai tekanan efektif. Persamaan tegangan efektif setelah waktu t karenanya dapat dinyatakan sebagai

$$(\sigma + p) = (\sigma' + \delta p) + (u - \delta p)$$

dan diagram tekanan diperlihatkan dalam Gambar 41(c). Kenaikan tegangan efektif (tekanan antar-butir) inilah yang menyebabkan konsolidasi tanah.



GAMBAR 41. Variasi tekanan selama konsolidasi.

Konsolidasi dianggap lengkap apabila seluruh kelebihan tekanan dipindahkan kepada butir-butir tanah dan persamaan tegangan efektif menjadi $(\sigma + p) = (\sigma' + p) + u$. Seluruh kelebihan tegangan netral sekarang dihamburkan dan diagram tekanan diperlihatkan dalam Gambar 41(d).

Anggapan-anggapan dari teori konsolidasi

Konsep ini membuat anggapan-anggapan tertentu seperti:

1. lempung adalah jenuh,
2. drainasi hanya dapat terjadi dalam arah vertikal,
3. hukum Darcy berlaku untuk tanah berbutir halus,
4. butir-butir padat tidak dapat mengalami kompresi,
5. tegangan total tetap konstan pada setiap bidang horisontal selama konsolidasi,
6. lempung tidak mengembang ke samping.

Anggapan-anggapan inilah yang tidak memungkinkan untuk meramal konsolidasi secara teliti, dan ini harus diingat pada waktu menaksir penurunan.

Konstanta-konstanta dan definisi-definisi yang timbul dari teori konsolidasi

Koefisien daya kompresi (Coefficient of compressibility) m_v didefinisikan sebagai pengurangan dalam satuan isi untuk setiap satuan kenaikan tekanan, jadi

$$m_v = \frac{-\delta V}{V_0} / \delta p$$

$$= \frac{-1}{V_0} \cdot \frac{\delta V}{\delta p}$$

di mana V_0 = isi semula dan δp = perubahan tekanan.

Konstanta ini berkenaan dengan perubahan isi dan karenanya dipakai untuk menentukan jumlah penurunan konsolidasi keseluruhan. Ia akan bervariasi tergantung kepada perkisaran tekanan yang diterapkan.

Koefisien konsolidasi (Coefficient of consolidation) c_v adalah suatu konstanta yang dijabarkan dari teori di mana:

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w}$$

di mana k adalah daya rembes tanah, m_v adalah koefisien daya kompresi dan γ_w adalah kerapatan air (9,8 kN/m²).

Konstanta ini mengandung harga daya rembes, yang menentukan waktu yang diperlukan untuk terjadinya konsolidasi. Berhubung k dan m_v kedua-duanya akan berkurang selama konsolidasi, maka dianggap bahwa mereka berkurang

secara sebanding, dan karenanya k/m_v adalah konstan. Hal ini berarti bahwa c_v mempunyai suatu harga konstan, akan tetapi anggapan ini harus diterapkan dengan sangat hati-hati.

Kedua konstanta ini m_v dan c_v ditentukan dari oedometer.

Derajat konsolidasi (Degree of consolidation) U_v didefinisikan sebagai prosentase dari penurunan yang telah terjadi setelah waktu t terhadap penurunan akhir keseluruhan.

$$U_v = \frac{\text{Penurunan setelah waktu } t}{\text{Penurunan akhir keseluruhan}} \times 100$$

Suatu pengukuran U_v secara langsung dapat dibuat apabila garis isokron (garis yang menunjukkan waktu-waktu yang sama lamanya) yang diperlihatkan dalam Gambar 41(c) dapat digambar dari pengukuran kelebihan tekanan pori di lapangan. Hal ini ditunjukkan dalam contoh 15.

Faktor waktu (Time factor) T_v adalah suatu konstanta yang dijabarkan dari teori konsolidasi dan diketemukan dari persamaan

$$T_v = \frac{c_v t}{d^2}$$

di mana c_v = koefisien konsolidasi;

d = jalan drainasi;

t = waktu penurunan yang telah berlalu.

Terdapat suatu hubungan antara T_v dan U_v yang tergantung kepada sejumlah variabel seperti pembagian beban, jalan drainasi, dan lain-lain.

Akan tetapi, untuk maksud-maksud praktis, hubungan antara T_v dan U_v dapat diambil sebagai berikut:

U_v	10	20	30	40	50	60	70	80	90
T_v	0,008	0,032	0,070	0,125	0,197	0,290	0,410	0,570	0,848

Sampai $U_v = 60$ prosen, hubungan ini memberikan suatu kurva parabolis, yang persamaannya adalah $U_v^2 = \frac{4T_v}{\pi}$ atau $U_v = 1,13\sqrt{T_v}$

Jalan drainasi (Drainage path) d . Jalan drainasi secara bebas dapat didefinisikan sebagai jarak terpanjang yang akan ditempuh air untuk keluar dari tanah. Ini tergantung kepada tanah-tanah pembatas lapisan yang diselidiki. Apabila tanah dapat mengalirkan air pada satu sisi saja, maka d sama dengan tebal keseluruhan dari lapisan. Apabila drainasi dapat terjadi pada kedua permukaan tanah, maka d sama dengan setengah tebal lapisan.

Dalam percobaan oedometer, dengan batu-batu berpori di atas dan di bawah contoh, jalan drainasi selalu sebesar setengah tebal contoh.

CONTOH 15

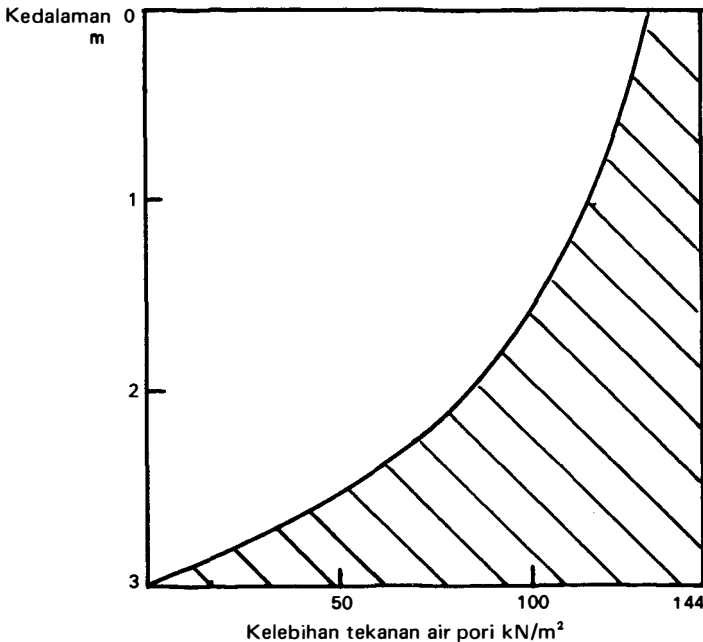
Pizometer dipasang pada jarak-jarak vertikal 0,5 m di dalam suatu lapisan lempung setebal 3 m sebelum pelaksanaan suatu penimbunan yang langsung di atas lapisan tersebut. Tinggi penimbunan 8 m dan dalam pelaksanaannya dipakai suatu tanah lempung yang dipadatkan dengan suatu kerapatan keseluruhan rata-rata sebesar 180 kg/m^3 . Satu tahun setelah penyelesaian, pizometer menunjukkan kelebihan tekanan air pori sebagai berikut:

Kedalaman dari sisi atas lempung (m)	0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
Kelebihan tekanan air pori (kN/m^2)	130	124	115	101	82	53	0

Diamati bahwa penimbunan telah menurun 15 mm akibat dari konsolidasi lempung di bawahnya.

Taksir berapa lama waktu yang akan diperlukan untuk terjadinya konsolidasi 90 persen, dan berapa besarnya penurunan akhir yang akan terjadi.

Apabila suatu selimut pasir drainasi bebas diletakkan pada dasar penimbunan, berapa besarnya konsolidasi yang akan telah terjadi satu tahun setelah penyelesaian pekerjaan.



GAMBAR 42

PENYELESAIAN

Gambar 42 adalah suatu grafik dari kedalaman terhadap *kelebihan tekanan* air pori. Kurva yang digambar mewakili isokron untuk suatu waktu satu tahun setelah penyelesaian. Isokron untuk suatu waktu segera setelah penyelesaian (mengabaikan waktu pelaksanaan) diwakili oleh garis vertikal pada kelebihan tekanan air pori 144 kN/m^2 . Isokron pada konsolidasi akhir keseluruhan diwakili oleh garis vertikal pada kelebihan tekanan air pori 0 kN/m^2

Oleh karena itu konsolidasi akhir yang terjadi diwakili oleh seluruh areal dari Gambar 42.

Setelah satu tahun isokron yang diukur oleh pizometer ditunjukkan dengan kurva yang digambar, dan konsolidasi yang telah terjadi setelah satu tahun diwakili oleh daerah yang diarsir di dalam gambar tersebut.

$$U_v = \frac{\text{Konsolidasi setelah 1 tahun}}{\text{Konsolidasi akhir keseluruhan}} \times 100 = \frac{\text{Luas daerah yang diarsir}}{\text{luas gambar keseluruhan}} \times 100$$

pengukuran grafis memperlihatkan ini kira-kira sebesar 37 persen.

Untuk $U_v = 37\%$, $T_v = 0,12$ (diinterpolasi dari hubungan $U_v - T_v$).

Penilikan terhadap Gambar 42 memperlihatkan bahwa lapisan dasar relatif berdrainasi bebas, sedangkan penimbunan yang dikerjakan relatif kedap air. Oleh karena itu jalan drainasi adalah kedalaman penuh dari lapisan, yaitu 3 m.

$$T_v = \frac{c_v t}{d^2}$$

$$0,12 = \frac{c_v \times 1}{3^2}$$

$$c_v = 1,08 \text{ m}^2/\text{tahun}$$

dianggap c_v adalah konstan,

untuk penurunan 90%

$$U_v = 90\% \quad T_v = 0,848$$

$$0,848 = \frac{1,08 \times t_{90}}{3^2}$$

$$t_{90} = \underline{\underline{7 \text{ tahun}}}$$

$$\text{Penurunan akhir} = 15 \times \frac{100}{37} = \underline{\underline{40,5 \text{ mm}}}$$

Kalau diletakkan suatu selimut pasir maka jalan drainasi akan berkurang menjadi setengah tebal lapisan, dan kemudian setelah satu tahun

$$T_v = \frac{1,08 \times 1}{1,5^2} = 0,48$$

untuk mana $U_v = 76\%$

$$\text{Penurunan setelah satu tahun} = \frac{76}{100} \times 40,5 = \underline{\underline{30 \text{ mm}}}$$

Menentukan koefisien daya kompresi

Koefisien daya kompresi telah didefinisikan sebagai pengurangan dalam satuan isi untuk setiap satuan kenaikan tekanan

$$m_v = - \frac{1}{V_0} \frac{\delta V}{\delta p}$$

akan tetapi karena tanah dianggap tidak mengembang dalam arah ke samping, jadi luas penampang melintang tetap konstan, maka m_v dapat dinyatakan dalam batas-batas tebal lapisan h ,

$$\text{yaitu} \quad m_v = \frac{1}{h_0} \frac{\delta h}{\delta p} \quad (1)$$

juga karena butir-butir padat dianggap tidak dapat dikompresi, maka setiap perubahan isi tanah harus seluruhnya disebabkan oleh suatu perubahan dalam pori-pori,

$$\text{karena itu} \quad m_v = - \frac{1}{1 + e_0} \frac{\delta e}{\delta p} \quad (2)$$

$(1 + e_0)$ mewakili isi asli keseluruhan, lihat Bab 1, halaman 2.

Oleh karena itu apabila dari hasil-hasil percobaan oedometer digambar suatu grafik dari tebal h setelah 24 jam terhadap tekanan p maka kemiringan grafik ini akan menjadi $-\delta h/\delta p$ dan m_v dapat dicari dari persamaan (1).

Akan tetapi, adalah lebih umum untuk memakai persamaan (2) dan menggambar suatu grafik dari angka pori terhadap tekanan.

Dari hasil percobaan, e_f angka pori akhir dan h_f , tebal akhir diketahui

$$Ah_f = 1 + e_f$$

tetapi setiap perubahan isi harus merupakan perubahan dalam pori-pori atau $A\delta h = \delta e$, karena butir-butir padat tidak dapat dikompresi dan luas penampang melintang konstan. Membagi satu persamaan dengan yang lainnya

$$\begin{aligned} \frac{\delta h}{h_f} &= \frac{\delta e}{1 + e_f} \\ \delta e &= \frac{1 + e_f}{h_f} \delta h \end{aligned}$$

Karena $(1 + e_f)/h_f$ merupakan suatu konstanta dan δh telah dicatat, maka sekarang angka pori e harus dihitung dan digambar terhadap tekanan efektif untuk memberikan suatu kurva kompresi.

Dari definisi koefisien daya kompresi (Persamaan 2)

$$m_v = - \frac{\delta e}{\delta p} \times \frac{1}{1 + e_0}$$

atau m_v adalah kemiringan kurva kompresi dibagi dengan isi awal dari contoh.

CONTOH 16

Hasil-hasil dari suatu percobaan konsolidasi terhadap suatu contoh lempung adalah sebagai berikut:

Tebal contoh

setelah 24 jam (mm)	19,92	18,75	17,94	17,38	17,06	16,92	18,46
Tekanan (kN/m ²)	0	100	200	300	400	500	0

Kadar air akhir ditentukan sebesar 28 prosen dan berat jenis butir sebesar 2,68.

Gambar suatu grafik dari angka pori terhadap tekanan dan tentukan koefisien daya kompresi antara perkisaran tekanan 250 sampai 380 kN/m².

PENYELESAIAN

Angka pori akhir $e_f = 0,28 \times 2,68 = 0,7504$

$$\frac{1 + e_f}{h_f} = \frac{1 + 0,7504}{18,46} = 0,0948$$

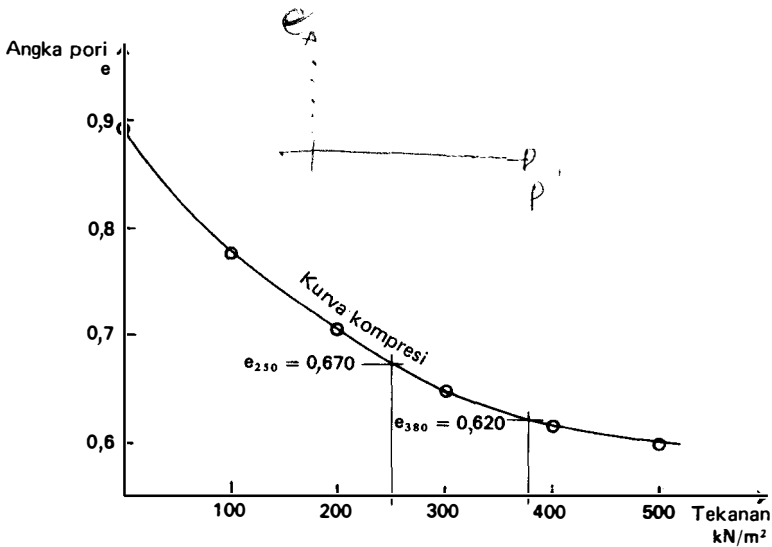
p' (kN/m ²)	h (mm)	δh ($h_1 - h_2$)	δe ($0,095\delta h$)	e
0	19,92			0,8888
100	18,75	-1,17	-0,1109	0,7779
200	17,94	-0,81	-0,0768	0,7011
300	17,38	-0,56	-0,0531	0,6480
400	17,06	-0,32	-0,0303	0,6177
500	16,92	-0,14	-0,0133	0,6044
0	18,46	+1,54	+0,1460	0,7504

Catatan: Pada kolom terakhir, harga $e = 0,7504$ diketahui. Harga-harga e lainnya dicari dengan pengurangan δe secara aljabar berturut-turut ke atas dalam kolom tersebut.

Grafik dari tekanan terhadap angka pori diperlihatkan dalam Gambar 43.

Di antara perkisaran tekanan 250 – 380 kN/m²

$$\begin{aligned}
 e_{250} &= 0,670 & e_{380} &= 0,620 \\
 m_v &= \frac{0,670 - 0,620}{380 - 250} \times \frac{1}{1 + 0,670} \\
 &= \underline{\underline{0,23 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{kN}}}
 \end{aligned}$$



GAMBAR 43

Menentukan koefisien konsolidasi c_v

Dari hasil-hasil percobaan oedometer pilih grafik akar-dua-waktu terhadap kompresi yang dapat diterapkan pada perkisaran tekanan yang terpakai. Penetapan c_v dari grafik ini dapat dilakukan dengan memakai bermacam-macam cara; yang paling umum ditunjukkan dalam Contoh 17.

CONTOH 17

Suatu percobaan konsolidasi standar yang dilakukan pada suatu contoh tanah yang mula-mula tebalnya 200 mm memberikan hasil-hasil berikut pada suatu perkisaran tekanan sebesar 100 – 200 kN/m².

Waktu (menit)	¼	1	2¼	4	9	16	25	36
Tebal contoh (mm)	19,82	19,64	19,50	19,42	19,28	19,12	18,98	18,84
Waktu (menit)	49	64	81	100	121	144	169	196
Tebal contoh (mm)	18,68	18,54	18,40	18,28	18,20	18,10	18,04	17,99

Setelah 24 jam tebal contoh adalah 17,61 mm.

(a) Gambar grafik dari kompresi terhadap akar dua waktu dan perhatikan bagian mana dari kurva yang mewakili penurunan konsolidasi.

(b) Taksir koefisien konsolidasi untuk tanah ini.

(c) Kalau koefisien daya kompresi adalah 0,00011 kN/m², taksir koefisien daya rembes.

(d) Berapa lama waktu yang akan diperlukan untuk suatu lapisan tanah ini setebal 3 m, dikeringkan pada permukaan atas dan bawah kedua-duanya, untuk mencapai 50 persen dari konsolidasi totalnya.

$$\begin{aligned}
 (c) \text{ Kalau } m_v &= 0,00011 \text{ m}^2/\text{kN} \\
 c_v &= \frac{k}{m_v \gamma_w} \\
 k &= 0,93 \times 10^{-9} \times 0,00011 \times 9,8 \\
 &= \underline{\underline{0,001 \times 10^{-6}}}
 \end{aligned}$$

(d) Untuk konsolidasi 50 persen dari lapisan

$$\begin{aligned}
 T_r &= 0,197 \\
 0,197 &= \frac{0,93 \times 10^{-9} t_{50}}{1,5^2} \\
 t_{50} &= 0,4766 \times 10^9 \text{ det} \\
 &= \underline{\underline{15 \text{ tahun}}}
 \end{aligned}$$

Penurunan akibat konsolidasi

Pasir dan lapisan-lapisan dapat dirembes lainnya dapat dipertimbangkan untuk menurun selama perioda pelaksanaan. Konsolidasi dari lempung dan lanau dapat berlangsung terus selama bertahun-tahun. Penurunan akibat konsolidasi tidak mungkin akan merata, akibat dari pembagian tekanan yang tidak sama dan variasi-variasi di dalam tanah baik ke arah samping maupun pada kedalaman.

Percobaan konsolidasi (*consolidation test*)

Usaha-usaha untuk meramalkan banyak dan kecepatan penurunan di dalam tanah-tanah dengan daya rembes rendah dapat berdasarkan pada percobaan pembebanan (*load test*), akan tetapi ini kurang memuaskan. Hasil-hasil percobaan konsolidasi merupakan suatu petunjuk yang lebih baik. Sebagai contoh:

Anggap suatu kenaikan tekanan efektif δp .

m_v = Koefisien daya kompresi rata-rata untuk perkisaran δp (didapat dari percobaan konsolidasi).

Pengurangan dalam satuan isi = $m_v \delta p$.

Menganggap tidak ada regangan ke samping:

Pengurangan tebal keseluruhan = $m_v \times \delta p \times h$
atau secara lebih panjang

$$\text{Pengurangan dalam satuan isi} = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0}$$

$$\text{Pengurangan dalam ketebalan} = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} h$$

$$\text{Penurunan } \rho_c = m_v \delta p h = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} h$$

Kecepatan penurunan

$$T_v = \frac{c_v t}{d^2}$$

Untuk lapisan dan contoh kedua-duanya, T_v dan c_v akan konstan di sepanjang suatu perkiraan tekanan yang diberikan

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{d_1^2}{d_2^2}$$

di mana d adalah panjang jalan drainasi yang dapat diambil sebesar $\frac{1}{2}h$ kalau drainasi mempunyai dua jalan dan h kalau drainasi hanya satu jalan saja.

CONTOH 18

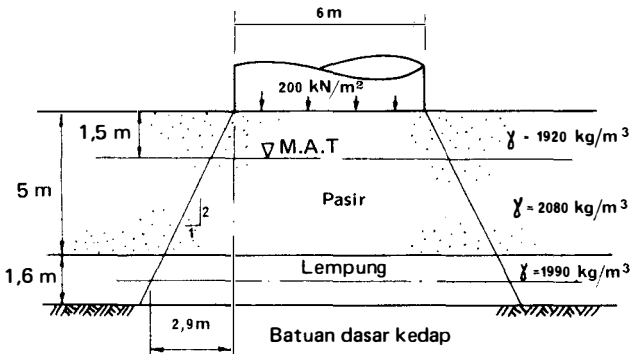
Suatu blok fondasi kaku, denahnya berbentuk lingkaran dengan diameter 6 m terletak di atas suatu dasar dari pasir padat tebal 5 m. Di bawah pasir adalah lempung setebal 1,6 m yang terletak di atas dasar batuan kedap. Taraf muka air tanah adalah pada 1,5 m di bawah permukaan pasir. Kerapatan pasir di atas muka air tanah adalah 1920 kg/m^3 , kerapatan jenuh dari pasir adalah 2080 kg/m^3 dan kerapatan jenuh dari lempung adalah 1900 kg/m^3 .

Suatu percobaan konsolidasi dilaboratorium terhadap suatu contoh lempung asli, tebal 20 mm dan dikeringkan atas dan bawah, memberikan hasil-hasil berikut:

Tekanan (kN/m^2)	50	100	200	300	400
Angka pori :	0,73	0,68	0,625	0,58	0,54

Kalau tekanan singgung pada sisi bawah fondasi adalah 200 kN/m^2 :

(a) Taksir penurunan rata-rata akhir dari fondasi, dengan menganggap bahwa besarnya penyebaran beban dapat diambil sebagai 1 horizontal berbanding 2 vertikal.



GAMBAR 45 (a)

(b) Apabila percobaan konsolidasi contoh mencapai konsolidasi 90 persen di dalam 1 jam 46 menit, berapa lamakah waktu yang akan diperlukan oleh fondasi untuk mencapai 90 persen dari penurunan akhirnya.

PENYELESAIAN

Memperhatikan Gambar 45(a):

(a) Gambar grafik e terhadap p (lihat Gambar 45(b)).

Tekanan efektif awal pada sumbu lempung

$$= (1,5 \times 1920 + 3,5 \times 2080 + 0,8 \times 1990 - 4,3 \times 1000) \frac{9,8}{1000}$$

$$= 73 \text{ kN/m}^2$$

Tekanan efektif akhir pada sumbu lempung

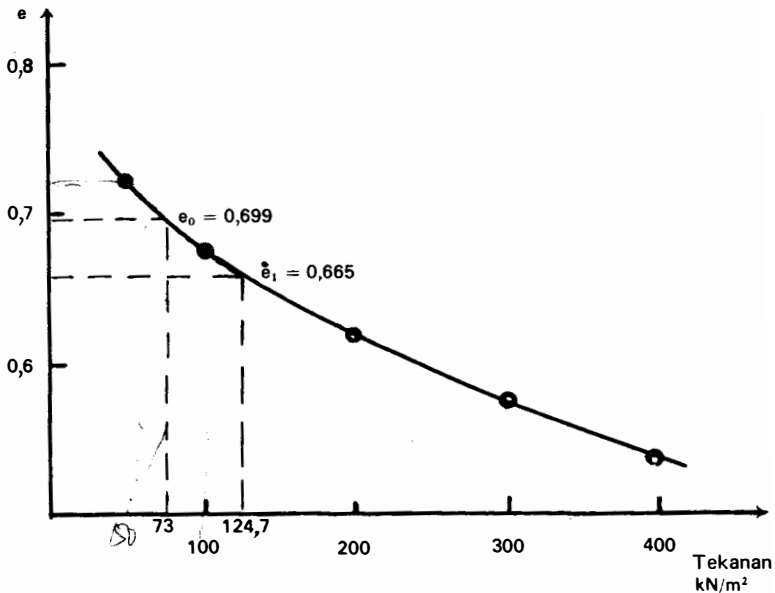
$$= 73 + 200 \times \frac{6^2}{11,8^2} = 124,7 \text{ kN/m}^2$$

Dari Gambar 45(b) (grafik e terhadap p)

$$e_o = 0,699 \qquad e_f = 0,665$$

Penurunan

$$= \frac{0,699 - 0,665}{1 + 0,699} \times 1600 = \underline{\underline{32 \text{ mm}}}$$



GAMBAR 45(b). Grafik $e \rightarrow p$.

(b) Panjang jalan drainasi untuk contoh = 10 mm ($h/2$)
dilapangan = 1600 mm (h)

$$\frac{106}{10^2} = \frac{t_{\text{lap}}}{1600^2}$$

$$t_{\text{lap}} = \frac{1600^2 \times 106}{60 \times 24 \times 365 \times 10^2}$$

$$= \underline{\underline{5,2 \text{ tahun}}}$$

PENURUNAN DALAM PASIR

Tanah berbutir kasar seperti pasir atau kerikil menyajikan suatu masalah yang sangat berbeda dalam meramalkan penurunan. Pertama-tama, akibat sifat-sifat kohesifnya yang buruk, adalah sukar untuk memperoleh suatu contoh asli dari tanah ini untuk penyelidikan laboratorium. Akan tetapi, yang lebih penting adalah daya rembes yang tinggi dari tanah berbutir kasar memungkinkan konsolidasi terjadi dengan sangat cepat. Ini berarti sukar untuk membedakan antara penurunan awal, elastis dan konsolidasi.

Befhubung dengan alasan-alasan di atas, maka ramalan penurunan pada pasir selalu berdasarkan pada hasil-hasil percobaan yang dilakukan di lapangan. Percobaan yang paling umum adalah percobaan pembebanan pelat (plate loading test), percobaan konis (cone test) dan percobaan penetrasi standar (standard penetration test). Ramalan penurunan dari ketiga percobaan ini adalah secara empiris.

Percobaan pembebanan pelat

Pada percobaan ini, suatu pelat besi diletakkan pada taraf fondasi dan dibebani dengan intensitas tekanan yang sama seperti pada fondasi sebenarnya. Kemudian penurunan pelat ini diukur.

Masalah utama dengan percobaan pembebanan pelat ini adalah bahwa tanah hanya diuji pada suatu kedalaman sebesar kira-kira $1\frac{1}{2}$ kali lebar pelat uji, sedangkan fondasi akan menekan tanah sampai suatu kedalaman sebesar $1\frac{1}{2}$ kali lebar fondasi. Apabila tanah adalah homogen sampai kedalaman yang lebih besar ini, maka diperoleh suatu hubungan yang masuk akal, dan ramalan penurunan dapat berdasarkan pada hasil-hasil yang diperoleh. Akan tetapi, tanah yang homogen sangat langka. Muka air tanah umumnya mengakibatkan semacam variasi dengan kedalaman, dan kalau muka air tanah berada dalam $1\frac{1}{2}$ kali lebar fondasi, maka percobaan-percobaan pembebanan pelat dapat sangat keliru.

Percobaan-percobaan pembebanan pelat juga relatif mahal untuk dilaksanakan dan pada setiap kejadian, hanya dapat dilakukan pada taraf-taraf yang dekat dengan permukaan. Jadi untuk pengukuran-pengukuran lubang bor dipakai percobaan konis atau percobaan penetrasi standar.

Percobaan konis

Percobaan ini memakai suatu alat standar yang terdiri atas suatu kerucut 60° dengan luas penampang melintang maksimum 10 cm^2 . Kerucut ini ditekan ke dalam tanah dengan suatu dongkrak hidrolik dan besarnya tekanan yang diperlukan untuk mengatasi hambatan tanah, hambatan konis C_{KD} , dicatat. Percobaan ini dapat dilakukan di dalam suatu lubang bor, dan harga C_{KD} yang diperoleh memberikan suatu harga langsung untuk tiang-tiang pancang dukung ujung. Perkiraan penurunan dari perlawanan konis juga sangat empiris dan berdasarkan pada pengalaman lalu dari percobaan ini.

Suatu pendekatan untuk perkiraan penurunan dalam pasir berdasarkan pada teori konsolidasi dan dapat dicari dari pernyataan.

$$\text{penurunan} = \frac{h \times p_o'}{1,5 C_{KD}} \log_e \frac{p_o' + \delta p}{p_o'}$$

di mana h = tebal pasir di bawah kerucut

p_o' = tekanan-sarat-efektif pada kedalaman tersebut

δp = kenaikan tekanan pada kedalaman tersebut akibat beban bangunan

C_{KD} = hambatan konis

Apabila lapisan pasir relatif tebal, maka percobaan konis dilakukan pada jarak-jarak antara yang teratur di dalam lubang bor. Jarak-jarak antara yang dipakai itu kemudian menjadi tebal pasir di bawah kerucut (h) dan penurunan lapisan ini dihitung. Penurunan keseluruhan merupakan penjumlahan dari penurunan untuk seluruh lapisan ini. Kedalaman pada mana percobaan perlu dilakukan, pada umumnya tergantung kepada nilai kenaikan tekanan pada kedalaman tersebut akibat dari beban bangunan (δp) dan variasi δp terhadap kedalaman dibahas dalam Bab 7.

Percobaan penetrasi standar

Percobaan ini, yang diuraikan dengan terperinci di dalam B.S. 1377 (1975) merupakan percobaan yang paling sederhana untuk dilakukan dan oleh karenanya, dapat dianggap sebagai yang paling umum dipergunakan. Akan tetapi, percobaan ini juga merupakan yang paling empiris dari ketiga percobaan di lapangan tersebut di atas.

Peralatan standar terdiri atas suatu tabung baja panjang 800 mm dengan diameter luar 50 mm dan diameter dalam 35 mm. Ujung bawah dibentuk menjadi terpotong sudut-sudutnya dan ujung atas dapat dihubungkan dengan tongkat pengeboran untuk dipakai menurunkan suatu lubang bor. Dalam rangka untuk menjamin bahwa alat tersebut menembus tanah asli, alat dipancang ke dalam lantai lubang bor sepanjang suatu kedalaman kira-kira 150 mm. Suatu blok pancang standar 64 kg dijatuhkan dari suatu ketinggian sebesar 750 mm dan kemudian dipakai untuk memancang tabung ke dalam tanah sedalam 300 mm lagi. Jumlah pukulan blok pancang yang diperlukan untuk memancang sejauh 300 mm bel-

kangan itu, dikenal sebagai angka standar penetrasi (Standard Penetration Number), N .

Nilai N ini memungkinkan seorang ahli teknik yang berpengalaman untuk membuat penilaian-penilaian empiris yang bersangkutan dengan kerapatan, kekuatan geser dan kemungkinan penurunan tanah. Suatu harga N yang rendah, katakanlah 5 sampai 10 pukulan, menunjukkan suatu pasir lepas dengan kekuatan geser rendah dan penurunan tinggi, sedangkan suatu harga tinggi, katakanlah 30 sampai 50 pukulan, akan menunjukkan suatu pasir padat.

Tersedia banyak grafik dan diagram hubungan N dengan daya dukung, sudut geser dan penurunan. Suatu pemindahan sederhana dari N ke nilai konis C_{KD} juga dipakai ($C_{KD} = KN$). C_{KD} adalah dalam kg/cm^2 dan K bervariasi dari 2,5 sampai 1,6 tergantung kepada ukuran butir tanah dengan suatu harga $K = 4$ secara umum dipakai untuk pasir sedang. Akan tetapi, semua pemindahan-pemindahan semacam ini harus dilakukan dengan hati-hati.

SOAL-SOAL

1. Pembacaan-pembacaan berikut diperoleh selama satu tahap dari suatu percobaan konsolidasi terhadap suatu contoh lempung jenuh, tebal awal 20 mm, dengan drainasi dari kedua permukaan atas dan bawah dari contoh.:

<i>Waktu (menit)</i>	<i>Pengurangan tebal (μm)</i>	<i>Waktu (menit)</i>	<i>Pengurangan tebal (μm)</i>
0	0	9	432
0,25	109	16	525
1	172	25	610
2,25	236	36	665
4	302	49	687
6,25	361	24 jam	770

Gambar kurva dari pengurangan tebal terhadap akar dua waktu, dan dari kurva ini tentukan koefisien konsolidasi lempung dalam meter persegi setiap hari.

2. Di bawah fondasi suatu konstruksi terdapat suatu lapisan lempung yang dapat dikompresi, tebal 6 m; dengan lapisan porius tidak dapat dikompresi di bawah dan di atasnya. Tekanan sarat efektif pada sumbu lapisan sebelum pelaksanaan adalah 108 kN/m^2 . Setelah penyelesaian konstruksi, tekanan meningkat dengan 170 kN/m^2 . Percobaan-percobaan oedometer dilakukan terhadap suatu contoh tanah yang mula-mula tebal 20 mm. Masing-masing tekanan dibiarkan bekerja selama 24 jam dan pengurangan tebal diukur, hasil-hasilnya adalah sebagai berikut:

Tekanan (kN/m^2)	Tebal (mm)
0	10
50	19,70
100	19,41
200	18,99
400	18,52

Di bawah suatu tekanan sebesar 200 kN/m^2 , 90 persen dari konsolidasi total memerlukan waktu 21 menit. Cari:

(a) Kemungkinan penurunan konstruksi dan

(b) Waktu dalam mana 90 persen penurunan ini dapat diperkirakan akan terjadi.

3. Fondasi rakit dari suatu bangunan yang sangat lebar terletak pada kedalaman sejauh 2,5 m di bawah muka tanah. Pengeboran memperlihatkan bahwa suatu lapisan lempung setebal 4,5 m dengan kerapatan rata-rata 1800 kg/m^3 terletak di bawah lanau kepasiran, tebal 2,5 m, sehingga fondasi bersinggungan dengan sisi atas lapisan lempung. Muka air tanah adalah 2 m di bawah permukaan tanah, kerapatan rata-rata dari lanau kepasiran dapat diambil sebesar 1920 kg/m^3 baik di atas maupun di bawah muka air tanah. Tekanan singgung pada sisi bawah fondasi ditaksir sebesar 120 kN/m^2 . Dilakukan suatu percobaan konsolidasi, menghasilkan hasil-hasil berikut:

Tekanan yang diterapkan (kN/m^2):	25	50	100	150	200
Angka pori:	1,163	1,148	1,130	1,117	1,109

Hitung tekanan efektif pada sumbu lempung sebelum dan sesudah pelaksanaan, dan kemudian taksir penurunan akhir dari fondasi rakit.

4. Pembacaan-pembacaan berikut diperoleh pada suatu percobaan konsolidasi:

Tekanan (kN/m^2):	0	50	100	200	400	600	800	80
Arloji penunjuk setelah 24 jam (mm):	0	1,49	2,55	3,47	4,18	4,49	4,60	2,99

Tebal awal dari contoh adalah 20 mm. Apabila kadar air akhir 26 persen dan $G_s = 2,7$, gambar suatu grafik dari angka pori terhadap tegangan efektif, dan cari harga koefisien daya kompresi untuk suatu perkiraan tekanan dari 140 sampai 380 kN/m^2 .

Kalau koefisien konsolidasi adalah $0,8 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{menit}$, taksir koefisien daya rembes tanah ini.

5. Suatu lapisan lempung, pada kedalaman di bawah muka air tanah, mengalami suatu pertambahan tekanan yang dipasang dengan cepat sebesar 200 kN/m^2 merata di seluruh lapisan.

Pizometer yang diletakkan pada pertambahan vertikal dalam lempung memperlihatkan kelebihan tekanan-tekanan air pori berikut, satu tahun setelah penerapan beban.

Kedalaman dalam lapisan lempung (m)	Puncak lapisan lempung	Dasar lempung					
		1 m	2 m	4 m	6 m	8 m	10 m
Kelebihan tekanan air pori (kN/m ²)	0	70	110	148	144	110	0

Dari suatu percobaan konsolidasi, koefisien daya kompresi m_v didapat sebesar $3,8 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{kN}$. Memakai hubungan antara faktor waktu T_v dan derajat konsolidasi U_v yang diberikan, taksir waktu yang diperlukan untuk terjadinya konsolidasi 600 mm. Taksir besarnya koefisien daya rembes dari lempung ini.

KEKUATAN GESER

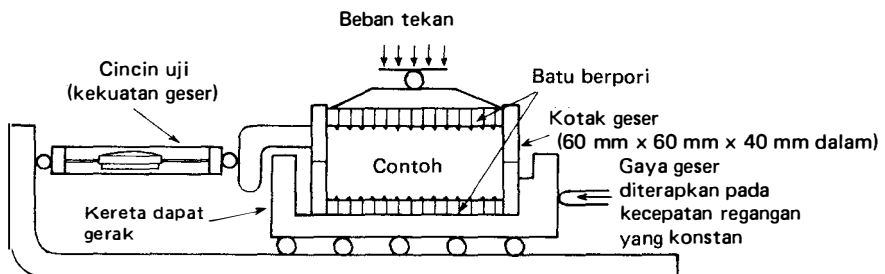
Kekuatan geser suatu tanah dapat didefinisikan sebagai tahanan maksimum dari tanah terhadap tegangan geser *di bawah suatu kondisi yang diberikan*.

Kondisi-kondisi yang ditekankan di atas terutama bersangkutan dengan sifat-sifat drainasi tanah. Untuk suatu tanah berbutir kasar, drainasi pada umumnya baik dan terjadi seperti yang dihasilkan dalam percobaan. Akan tetapi, suatu tanah berbutir halus, akan mengering dengan sangat lambat dan karenanya kecepatan percobaan merupakan suatu faktor yang penting.

Ada beberapa percobaan geser dasar yang dapat dilakukan terhadap suatu tanah, yang mana, apabila dilakukan dengan kondisi drainasi yang sama, harus memberikan hasil-hasil yang sebanding.

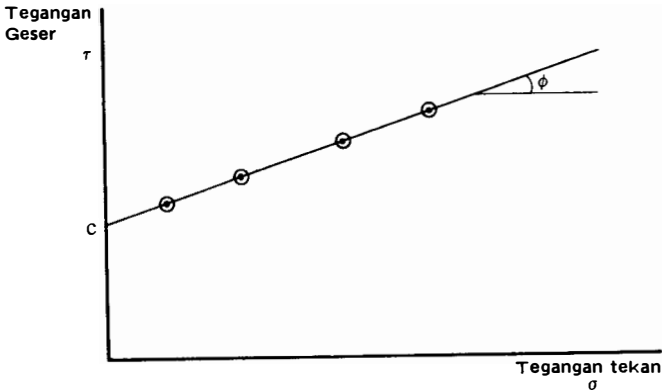
PERCOBAAN KOTAK GESER (SHEAR BOX TEST)

Suatu percobaan sederhana untuk memperoleh kekuatan geser suatu tanah adalah percobaan kotak geser (*lihat Gambar 46*). Suatu gaya geser dipasang pada contoh sedemikian sehingga contoh bergeser pada suatu kecepatan regangan yang konstan. Tahanan geser diukur pada suatu cincin uji (proving ring), dan harga maksimum adalah kekuatan geser tanah pada keruntuhan. Kekuatan geser ini dapat diperoleh dengan contoh yang dibebani bermacam-macam beban tekan



GAMBAR 46. Kotak geser.

dan digambar suatu grafik dari tegangan geser terhadap tegangan tekan, biasanya memberikan suatu grafik garis lurus (*lihat* Gambar 47).



GAMBAR 47. Hasil-hasil kotak geser.

HUKUM COULOMB

Persamaan dari garis yang diperoleh dalam percobaan ini dikenal sebagai hukum Coulomb dan dalam bentuknya yang paling sederhana dinyatakan sebagai

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi$$

- di mana τ = tegangan geser;
- σ = tegangan tekan keseluruhan;
- c = kohesi tampak; dan
- φ = sudut tahanan geser (gesek intern; internal friction).

Hendaknya dicatat bahwa meskipun c dan φ disebut "kohesi tampak" dan "sudut tahanan geser", mereka hanyalah konstanta empiris untuk suatu tanah khusus di bawah kondisi drainasi, angka pori dan seterusnya yang tertentu. Nilai-nilai dalam laboratorium hanya sedikit dipakai kecuali kalau kondisi-kondisi tersebut adalah sama dengan di lapangan.

CONTOH 19

Suatu percobaan kotak geser yang dilakukan pada suatu lempung kepasiran memberikan hasil-hasil berikut:

<i>Beban vertikal (kg)</i>	<i>Pembagian arloji petunjuk cincin uji (satu pembagian sampai 1 μm)</i>
36,8	17
73,5	26
110,2	35
146,9	44

Kalau kotak geser adalah 60 mm persegi dan konstanta cincin uji 20 N/μm, maka tentukan kohesi tampa dan sudut gesek intern untuk tanah ini.

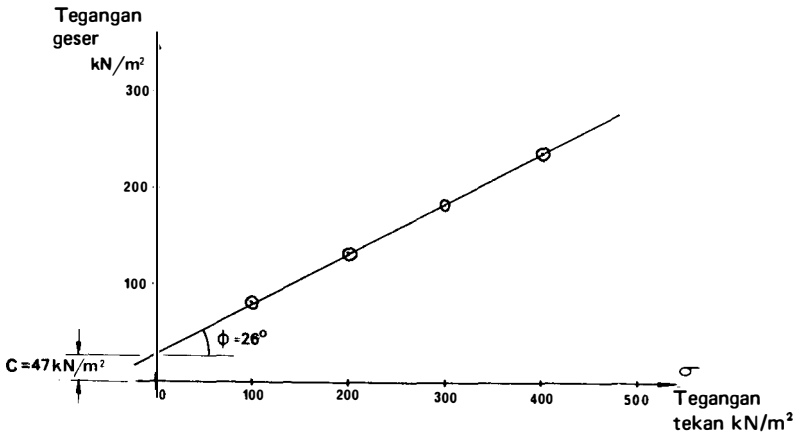
PENYELESAIAN

Beban vertikal (W)	Tegangan tekan $\frac{W}{0,06^2 \times 1000}$ kN/m ²	Arloji penunjuk (S)	Tegangan geser 20S $\frac{20S}{0,06^2 \times 1000}$ kN/m ²
36,8	100	17	94
73,5	200	26	144
110,2	300	35	194
146,0	400	44	244

Dari grafik (Gambar 48),

Kohesi tampa $c = \underline{\underline{47 \text{ kN/m}^2}}$

Sudut gesek intern $\phi = \underline{\underline{26^\circ}}$



GAMBAR 48.

PEMERIKSAAN :

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

$$194 = 47 + 300 \tan \phi$$

$$\tan \phi = \frac{147}{300} = 0.49$$

$$\phi = 26^\circ$$

Meskipun percobaan kotak-geser memberikan suatu peragaan sederhana dari hukum Coulomb, percobaan ini tidak banyak dipakai sebagai suatu percobaan

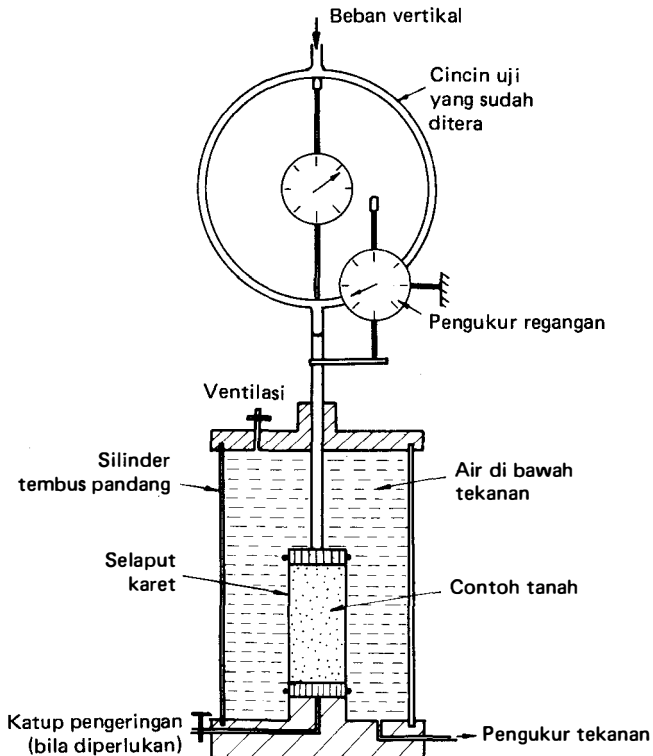
praktis. Adalah sukar untuk melakukannya terhadap suatu contoh asli, dan pembagian tegangan tidak tertentu. Percobaan yang paling umum terhadap tanah untuk menentukan geser adalah percobaan tri-axial.

PERCOBAAN TEKAN TRI-AXIAL

Percobaan tri-axial merupakan metoda yang paling umum dipakai di dalam laboratorium-laboratorium mekanika tanah untuk mencari kekuatan geser suatu tanah.

Contoh tanah dikeluarkan dari suatu tabung pemotong bergaris tengah 37,5 mm, ditutup atas dan bawahnya dan dikelilingi dengan suatu selaput karet untuk mencegah kehilangan air.

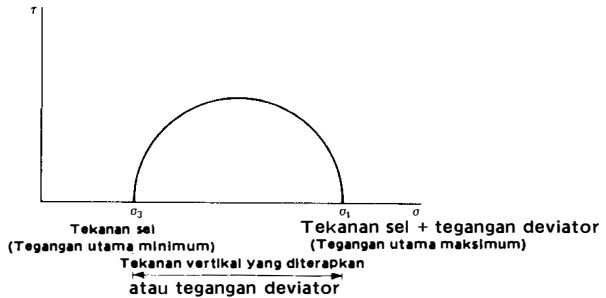
Contoh yang disiapkan diletakkan dalam tempatnya (*lihat* Gambar 49) dan silinder tembus pandang diisi dengan air. Suatu tinggi tekan terukur diterapkan pada air, dan contoh tanah selanjutnya akan berada dalam kondisi yang serupa dengan kondisi di lapangan, di mana tekanan samping ini adalah akibat tanah



GAMBAR 49. Alat tekan tri-axial.

sekelilingnya. Tekanan samping ini atau tekanan sel akan merupakan tegangan utama minimum.

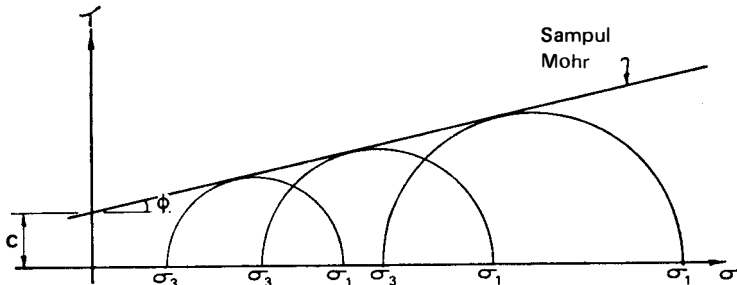
Sekarang dipasang suatu beban vertikal pada contoh pada suatu kecepatan regangan konstan sampai contoh runtuh. Tekanan vertikal yang diterapkan pada keruntuhan ini, tegangan deviator, dapat diukur dengan suatu cincin uji (proving ring), dan apabila ditambahkan pada tekanan sel akan memberikan tegangan utama maksimum.



GAMBAR 50. Lingkaran Mohr untuk tegangan-tegangan utama.

Dengan tegangan-tegangan utama maksimum dan minimum pada titik keruntuhan suatu tanah diketahui, maka dapat digambar suatu lingkaran Mohr (lihat Gambar 50).

Apabila suatu seri percobaan ini dilakukan dengan tekanan sel (σ_3) yang berbeda, maka dapat digambar suatu seri lingkaran Mohr. Lingkaran-lingkaran ini harus mempunyai suatu garis singgung umum yang dikenal sebagai *sampul Mohr* (*Mohr envelope*) (lihat Gambar 51) dan akan merupakan garis yang sama dengan garis yang diberikan oleh persamaan Coulomb, asalkan percobaan tri-axial dan percobaan kotak geser dilakukan di bawah kondisi pengeringan yang serupa.



GAMBAR 51. Sampul Mohr.

CONTOH 20

Data berikut berdasarkan pada percobaan-percobaan tri-axial yang dilakukan terhadap wakil contoh-contoh asli dari suatu tanah.

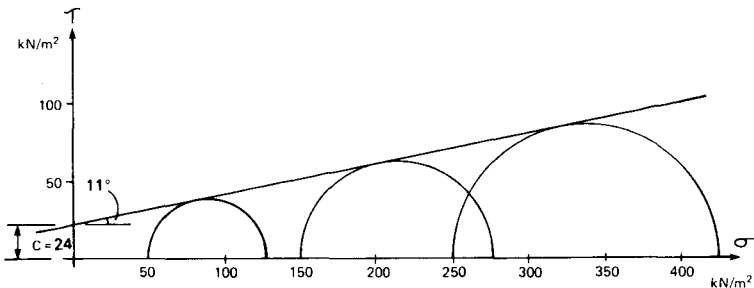
Percobaan	Tekanan sel (kN/m ²)	Pembacaan arloji (bagian) tekanan axial pada keruntuhan
1	50	66
2	150	106
3	250	147

Faktor kalibrasi arloji beban 1,4 N setiap bagian. Masing-masing contoh panjang 75 mm dan garis tengah 37,5 m. Cari harga kohesi tampak dan sudut gesek intern untuk tanah ini dengan cara grafis.

PENYELESAIAN

$$\text{Luas tampang melintang contoh} = \frac{\pi \times 37,5^2}{4} = 1104 \text{ mm}^2$$

Tekanan sel (kN/m ²)	Tambahan tekanan vertikal (kN/m ²)	Tekanan vertikal total (kN/m ²)
50	84,4	134
150	134	284
250	186	436



GAMBAR 52. Sampul Mohr.

Dari Gambar 52:

Kohesi tampak = 24 kN/m²
 Sudut gesek intern = 11°

Percobaan tri-axial dapat dilakukan di bawah kondisi-kondisi pengeringan yang berbeda dan tipe percobaan akan tergantung kepada kondisi lapangan dan tipe pekerjaan teknis yang dilakukan.

Suatu percobaan tertutup (undrained test) tidak mengijinkan terjadinya pengeringan contoh selama percobaan. Karena pengeringan tidak diperlukan, maka tidak hanya perlu ada perlengkapan supaya air dalam contoh tidak mengalir ke luar, tetapi juga tidak perlu menyediakan *waktu* untuk terjadinya pengeringan. Oleh karena itu percobaan ini dapat dilakukan dengan sangat cepat dan kadang-kadang dikatakan sebagai suatu percobaan "cepat" ("quick" test). Apabila contoh jenuh maka suatu percobaan tertutup harus memberikan suatu harga φ yang sama dengan nol. Akan tetapi, hal ini adalah disebabkan oleh kondisi percobaan dan bukan merupakan suatu sifat dari tanah tersebut. Percobaan tertutup adalah suatu *analisis tegangan total* dan dipakai apabila diperlukan harga-harga kekuatan geser jangka pendek, misalnya untuk galian-galian sementara. Ini juga merupakan percobaan standar untuk daya dukung fondasi-fondasi yang merupakan suatu kasus 'jangka pendek', berhubung setelah pembebanan awal tanah akan mengalami konsolidasi dan akan menguntungkan kekuatan geser (biasanya penurunan adalah merupakan persoalan utama pada fondasi, dibandingkan dengan daya dukung).

Suatu percobaan terbuka (drained test) harus mengijinkan pengeringan dari contoh selama percobaan. Oleh karena itu, tidak hanya tanah harus mempunyai batuan berpori, di atas dan di bawahnya dan katup pengeringan dibuka, akan tetapi juga beban harus dipasang dengan perlahan-lahan untuk menyediakan *waktu* untuk terjadinya pengeringan. Karenanya percobaan ini kadang-kadang dikatakan sebagai suatu percobaan "lambat." Percobaan terbuka merupakan suatu analisis tegangan efektif, karena semua tekanan pori diijinkan untuk menghambur, dan dipakai apabila diperlukan harga-harga kekuatan geser jangka panjang, seperti penggalian jalan raya.

Suatu percobaan tertutup terkonsolidasi (Consolidated Undrained Test) mengijinkan pengeringan selama contoh berkonsolidasi di bawah tekanan sel, tetapi kemudian digeser dengan cepat di bawah kondisi tertutup. Dalam percobaan ini perubahan tekanan air dalam tanah diukur selama bagian percobaan tertutup, dan oleh karenanya dapat dilakukan suatu *analisis tegangan efektif*. Hasil-hasil dari suatu percobaan tertutup terkonsolidasi dengan pengukuran tekanan pori akan serupa dengan hasil-hasil dari suatu percobaan terbuka, akan tetapi percobaan dilakukan dengan lebih cepat. Pengukuran perubahan dan penghamburan tekanan pori dipakai pula dalam pekerjaan-pekerjaan teknis tertentu.

Parameter-parameter c dan Φ berkenaan dengan tegangan efektif

Apabila tekanan diterapkan terhadap suatu pasir berbutir halus, maka beban ini mula-mula akan dipikul oleh air pori, akan tetapi berangsur-angsur dipindahkan kepada butir-butir tanah sebagai penghamburan tekanan air. Oleh karena itu pada jangka panjang;

$$\text{Tegangan efektif } \sigma' = \sigma - u$$

dan persamaan Coulomb dapat ditulis dengan lebih tepat:

$$\tau = c' + (\sigma - u) \tan \varphi'$$

atau

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$$

Dalam persamaan ini c' kadang-kadang disebut dengan istilah kohesi sebenarnya (true cohesion) dan menunjukkan tegangan efektif sebagai ganti tegangan total, φ' adalah sudut gesek intern "sebenarnya." Untuk mengukur harga-harga ini, adalah perlu untuk menjaga agar angka pori, kerapatan dan lain-lain supaya konstan selama percobaan, dan berhubung hal ini sukar dalam praktek, maka adalah lebih biasa untuk mencari sembarang konstanta-konstanta c dan φ .

CONTOH 21

Terangkan istilah-istilah *tekanan total*, *tekanan efektif* dan *tekanan air pori* yang diterapkan pada tanah jenuh dan perhatikan bagaimana tekanan-tekanan tersebut dihubungkan satu sama lain. Apakah pengaruh dari tekanan air pori terhadap kekuatan geser tanah.

Suatu rangkaian percobaan tri-axial tertutup terhadap contoh tanah jenuh memberikan hasil-hasil berikut:

Tekanan samping (kN/m ²)	100	200	300
Tekanan air pori (kN/m ²)	20	70	136
Perbedaan tegangan utama pada keruntuhan (kN/m ²)	290	400	534

Carilah harga-harga parameter c dan φ :

- berkenaan dengan tegangan total;
- berkenaan dengan tegangan efektif.

PENYELESAIAN

Untuk penjelasan istilah-istilah *lihat* bacaan.

- analisis tegangan total;

$$\begin{array}{r} \sigma_3 = 100 \quad 200 \quad 300 \\ \sigma_1 = 390 \quad 600 \quad 834 \end{array}$$

Berdasarkan Gambar 53(a):

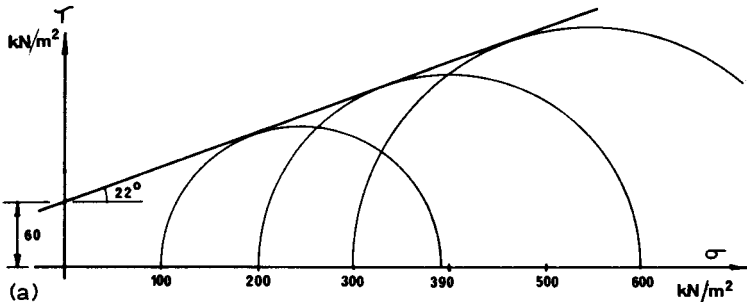
$$c = \underline{\underline{60 \text{ kN/m}^3}} \quad \varphi = \underline{\underline{22^\circ}}$$

- Analisis tegangan efektif

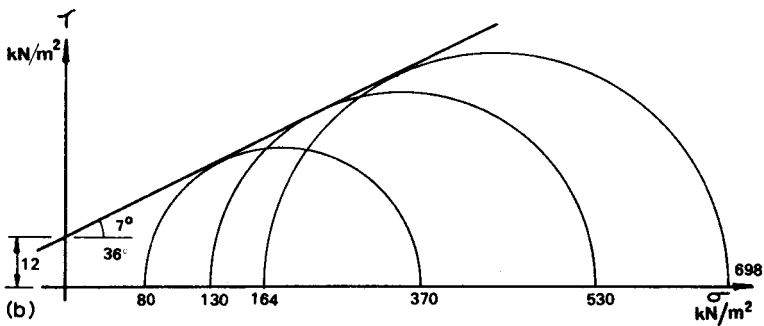
$$\begin{array}{r} \sigma_3' = 80 \quad 130 \quad 164 \\ \sigma_1' = 370 \quad 530 \quad 698 \end{array}$$

Berdasarkan Gambar 53(b):

$$c' = \underline{\underline{12 \text{ kN/m}^2}} \quad \varphi = \underline{\underline{36^\circ}}$$



GAMBAR 53(a)



GAMBAR 53(b)

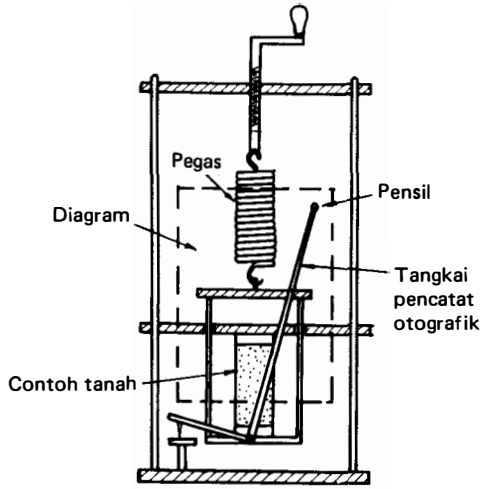
PERCOBAAN-PERCOBAAN GESER LEBIH LANJUT

Percobaan tekan bebas (Unconfined compression test)

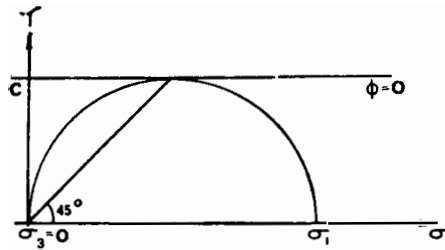
Untuk suatu pemeriksaan cepat dari kekuatan geser suatu tanah kohesif di lapangan, dapat dipakai percobaan tekan bebas (*lihat* Gambar 54 dan B.S. 1377). Pada percobaan ini contoh diletakkan di antara dua piringan tanpa suatu penahan samping. Beban vertikal diberikan oleh tangan melalui suatu pegas, regangannya diukur dengan suatu tangkai pencatat otografik pada suatu diagram. Pegas-pegas yang berbeda kekenyalannya dapat dipakai untuk contoh-contoh tanah yang berbeda, dan masing-masing pegas mempunyai suatu tutup tembus pandang yang apabila diletakkan di atas diagram regangan memberikan tegangan tekan pada contoh.

Pada percobaan ini tanah digeser dengan cepat dan tidak terjadi drainasi. Tekanan samping adalah nol, dan oleh karenanya lingkaran Mohr akan seperti yang diperlihatkan dalam Gambar 55.

Apabila hanya dilakukan suatu percobaan bebas saja, maka tidak ada jalan untuk menemukan besarnya sudut gesek intern, berhubung semua percobaan akan memberikan lingkaran yang sama. Akan tetapi, karena ini adalah suatu per-



GAMBAR 54. Alat tekan bebas.



GAMBAR 55. Sampul Mohr: percobaan tekan bebas.

cobaan tertutup, biasanya pada suatu tanah jenuh, maka harga ϕ dapat dianggap sama dengan nol. Suatu harga untuk kekuatan geser tanah karenanya dapat ditaksir, dan akan sebesar setengah tegangan tekan maksimum.

CONTOH 22

Hasil-hasil berikut diperoleh dari percobaan kotak geser tertutup terhadap contoh-contoh lempung kelanauan:

Tekanan normal (kN/m^2):	210	315	420
Kekuatan geser (kN/m^2):	115	142	171

Cari kohesi tampak dan sudut tahanan geser. Cari pula harga kohesi tampak yang dapat diharapkan dari suatu percobaan tekan bebas terhadap suatu contoh dari tanah yang sama.

Apabila suatu contoh lain dari tanah ini dicoba dengan suatu percobaan tri-axial tertutup dengan tekanan samping 280 kN/m^2 , carilah tekanan axial total pada mana keruntuhan mungkin akan terjadi.

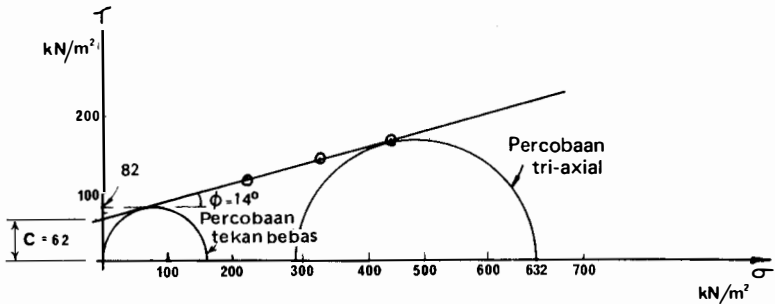
PENYELESAIAN

Dari Gambar 56,

Dari percobaan kotak geser $c = 62 \text{ kN/m}^2$; $\varphi = 14^\circ$.

Untuk percobaan tekan bebas: $c = 82 \text{ kN/m}^2$.

Untuk percobaan tri-axial tekanan axial total = 616 kN/m².



GAMBAR 56

Semua contoh dalam bab ini sedemikian jauh dapat dipecahkan dengan cara grafis. Dari geometri lingkaran Mohr (*tihat* Gambar 57) dapat diperlihatkan bahwa.

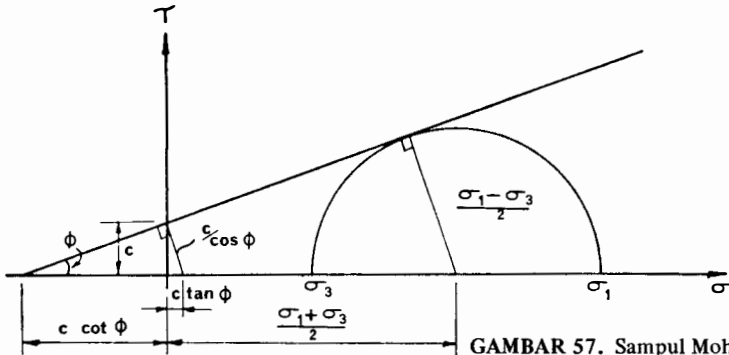
$$\sigma_1 = \sigma_3 N_\varphi + 2c\sqrt{N_\varphi}$$

di mana: σ_1 = tegangan utama maksimum;

σ_3 = tegangan utama minimum;

c = kohesi tampak;

$N_\varphi = \tan^2 (45 + \varphi/2)$, di mana φ = sudut gesek intern.



GAMBAR 57. Sampul Mohr: kasus umum.

Seandainya persamaan ini dipakai dalam Contoh 22 untuk percobaan triaxial, di mana:

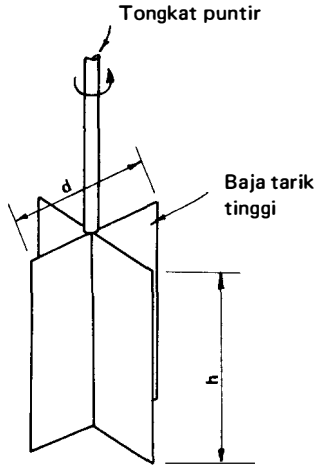
$$\begin{aligned}
 c &= 62 \text{ kN/m}^2 & \varphi &= 14^\circ & \sigma_3 &= 280 \text{ kN/m}^2 \\
 \sigma_1 &= 280 \tan^2 (52^\circ) + 2 \times 62 \times \tan 52^\circ \\
 &= 280 \times (1,28)^2 + 124 \times 1,28 \\
 &= \underline{\underline{617 \text{ kN/m}^2}}
 \end{aligned}$$

Percobaan baling-baling (Vane test)

Percobaan ini adalah suatu cara yang bermanfaat untuk mengukur kekuatan geser *setempat* dari suatu lempung. Dibuat suatu baling-baling berbentuk silang dan dimensinya dicatat (*lihat* Gambar 58 dan B.S. 1377). Baling-baling ini dimasukkan ke dalam tanah pada dasar dari suatu lubang bor dan pada permukaannya dipasang suatu puntir terukur. Suatu silinder tanah akan menahan puntir ini sampai pada momen keruntuhan.

$$\text{Puntir } T = Px = c(\pi dh) \frac{d}{2} + c \left(\pi \frac{d^2}{4} \right) \frac{1}{3} d \times 2$$

(sisi-sisi silinder)
(ujung-ujung silinder)



GAMBAR 58. Baling-baling.

berhubung semua besaran diketahui, maka *c* dapat siap dicari. (Catatan: φ dianggap = nol).

Percobaan ini diketemukan sesuai dengan percobaan-percobaan tri-axial pada kedalaman-kedalaman antara 15 dan 30 meter.

Anggapan bahwa φ adalah nol masuk akal untuk suatu tanah jenuh dan percobaan ini diketemukan sesuai dengan percobaan-percobaan tri-axial pada kedalaman-kedalaman antara 15 sampai 30 meter.

Suatu kesulitan dengan percobaan ini adalah bahwa tanah tidak runtuh pada keliling baling-baling, akan tetapi pada suatu jarak kecil diluarnya. Dapat dibuat koreksi-koreksi untuk keadaan ini, akan tetapi untuk kebanyakan maksud-maksud praktis dapat dianggap tidak perlu dihiraukan. Suatu percobaan yang lebih berat timbul apabila kekuatan geser lempung dalam bidang vertikal berbeda dari kekuatan geser dalam bidang horisontal. Dalam situasi ini percobaan yang dilakukan dengan dua baling-baling dengan perbandingan panjang/garis-tengah yang berbeda, memberikan dua persamaan dan dua harga c , jadi

$$T = c_v(\pi dh)\frac{d}{2} + c_H\left(\pi\frac{d^2}{4}\right)\frac{1}{3}d \times 2$$

Harga-harga kohesi dalam bidang vertikal (c_v) dan dalam bidang horisontal (c_H) kemudian dapat dihitung.

CONTOH 23

Pada suatu percobaan baling-baling diperlukan puntir sebesar 46 Nm untuk menyebabkan keruntuhan baling-baling di dalam suatu tanah lempung. Panjang baling-baling 150 mm dan mempunyai suatu garis tengah sebesar 60 mm. Hitung kekuatan geser tampak (apparent shear strength) dari tanah dari percobaan ini.

Apabila dipakai suatu baling-baling panjang 200 mm dan garis tengah 90 mm dalam tanah yang sama, puntir pada keruntuhan adalah 138 Nm. Hitung perbandingan antara kekuatan geser lempung tersebut dalam suatu arah vertikal dengan dalam suatu arah horisontal.

PENYELESAIAN

Untuk percobaan asli saja

$$46 \times 10^3 = \frac{c \times \pi \times 60^2 \times 150}{2} + \frac{c \times \pi \times 60^3}{6}$$

$$c = \underline{\underline{47,9 \text{ kN/m}^2}}$$

Untuk kedua percobaan

$$46 \times 10^3 = \frac{c_v \times \pi \times 60^2 \times 150}{2} + \frac{c_H \times \pi \times 60^3}{6}$$

$$138 \times 10^3 = \frac{c_v \times \pi \times 90^2 \times 200}{2} + \frac{c_H \times \pi \times 90^3}{6}$$

Dari persamaan-persamaan tersebut

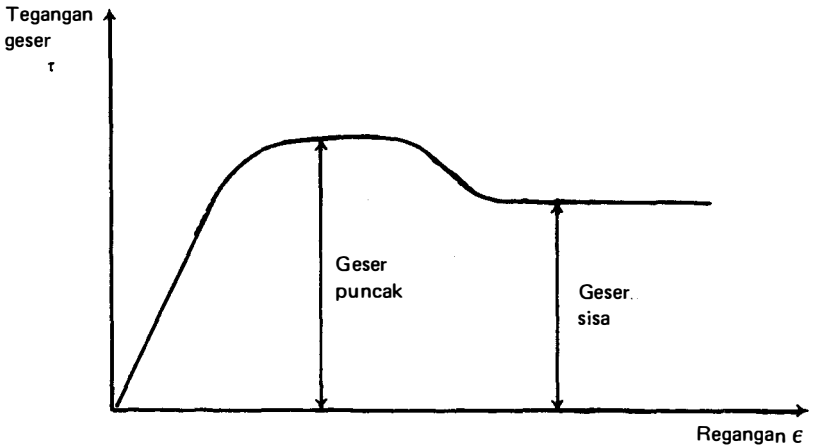
$$c_v = 50,2 \text{ kN/m}^2 \quad c_H = 30 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{c_v}{c_H} = \frac{50,2}{30} = \underline{\underline{1,67}}$$

Percobaan geser sisa (Residual shear test)

Untuk ramalan jangka panjang dari stabilitas galian-galian di dalam lempung mungkin diperlukan suatu nilai sisa dari kekuatan geser. Percobaan ini dapat dilakukan dengan memakai alat kotak geser pada suatu kecepatan regangan yang sangat rendah. Suatu contoh jenuh diuji secara kontinu di dalam suatu periode sehari-hari, kotak geser dikembalikan setiap kali telah mencapai perjalanan penuhnya.

Di gambar suatu grafik yang memperlihatkan hubungan antara tahanan geser dengan regangan. Bentuk umum kurva ini diperlihatkan dalam Gambar 59.

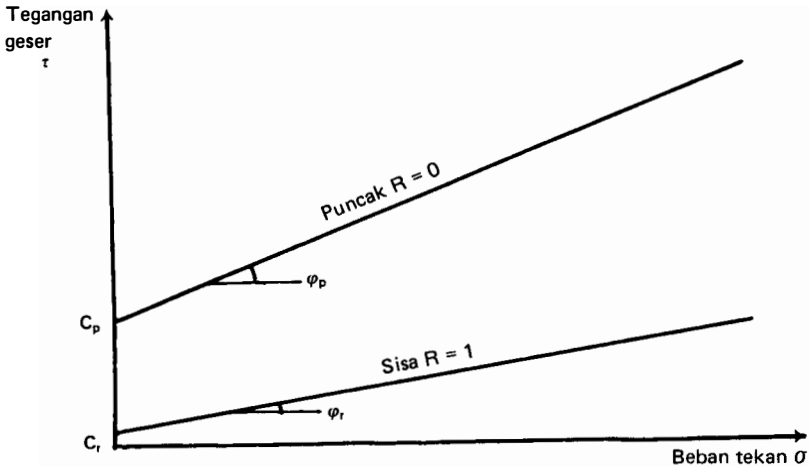


GAMBAR 59. Geser puncak dan sisa.

Dapat dilihat bahwa tahanan geser mencapai suatu nilai puncak dan kemudian menurun sampai ke nilai sisa.

Apabila suatu rangkaian percobaan ini dilakukan pada beban-beban tekan vertikal yang berbeda, maka dapat digambar grafik dari kekuatan geser terhadap beban tekan untuk nilai puncak dan nilai sisa kedua-duanya. Suatu contoh dari grafik ini diperlihatkan dalam Gambar 60.

Kekuatan geser suatu tanah dalam suatu galian yang baru dilaksanakan akan berada pada nilai puncak (s_p). Dengan waktu, kekuatan geser ini akan menghambur dan akan tercapai kekuatan geser sisa ultimit (s_r). Oleh karena itu selama



GAMBAR 60.

jangka hidup rencana dari suatu galian, kekuatan geser tanah (\bar{S}) yang sesungguhnya akan terletak di antara kedua nilai tersebut.

Nilai sisa R diambil sebagai:

$$R = \frac{s_p - \bar{s}}{s_p - s_r}$$

Dapat dilihat bahwa segera setelah pelaksanaan $R = 0$ dan setelah suatu waktu tak terhingga $R = 1$.

Faktor sisa dapat dipakai untuk meramalkan suatu jangka hidup rencana yang cocok untuk galian.

CONTOH 24

Hasil-hasil dari suatu rangkaian percobaan geser sisa adalah sebagai berikut:

Tegangan tekan (kN/m^2)	150	300	450
Tegangan geser puncak (kN/m^2)	144	212	280
Tegangan geser sisa (kN/m^2)	38	77	115

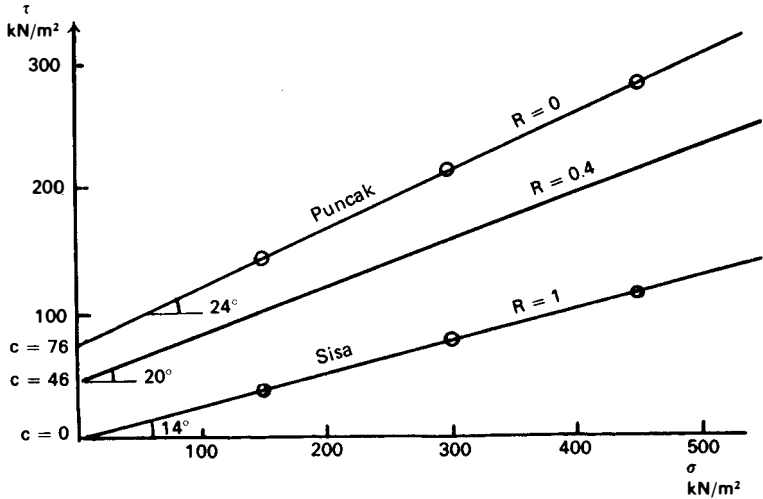
Taksir parameter-parameter tanah untuk suatu faktor sisa sebesar 0,4.

PENYELESAIAN

Suatu grafik dari hasil-hasil tersebut diperlihatkan dalam Gambar 61.

Untuk suatu faktor sisa sebesar 0,4, tarik berdasarkan skala suatu garis pertengahan antara $R = 0$ dan $R = 1$.

Parameter-parameter geser untuk garis ini sekarang dapat dibaca dari grafik, yaitu $c = \underline{\underline{46 \text{ kN/m}^2}}$, $\varphi = 20^\circ$



GAMBAR 61

PARAMETER-PARAMETER TEKANAN PORI

Stabilitas lereng timbunan adalah lebih kritis pada waktu pelaksanaan daripada setelah suatu selang waktu. Berhubung setiap lapisan tanah dipadatkan di atas timbunan, maka akan terdapat kenaikan tekanan air pori dalam lapisan yang lebih rendah, dengan suatu akibat pengurangan tegangan efektif ($\sigma' = \sigma - u$). Oleh karena itu apabila pelaksanaan terlalu cepat, maka akan terjadi keruntuhan. Akan tetapi, adalah tidak ekonomis untuk membiarkan waktu untuk kelebihan tekanan air pori ini untuk menghambur semuanya sebelum menambah lapisan tanah lain. Oleh karena itu harus dilakukan suatu usaha untuk menjaga suatu pengawasan terhadap besarnya tekanan air pori ini.

Penjabaran dari pernyataan elastis yang disederhanakan untuk mengukur kenaikan di dalam tekanan air pori ini tidak termasuk dalam ruang cakup buku ini, tetapi dapat diambil sebagai

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)]$$

- di mana:
- Δu = perubahan di dalam tekanan air pori
 - $\Delta\sigma_3$ = perubahan di dalam tekanan samping *total*
 - $\Delta\sigma_1$ = perubahan di dalam tekanan vertikal *total*

A dan B adalah parameter-parameter yang berdasarkan kepada pengamatan-pengamatan praktis.

Oleh karena itu, untuk menaksir perubahan di dalam tekanan air pori adalah perlu untuk mengetahui nilai-nilai dari parameter A dan B .

Pengukuran parameter-parameter ini dilakukan dalam suatu alat tri-axial yang diatur untuk memudahkan pengukuran tekanan air pori. Diletakkan suatu contoh tanah yang dipadatkan, diterapkan suatu tekanan sel kecil dan contoh dibiarkan untuk berkonsolidasi. Apabila konsolidasi telah sempurna, diterapkan suatu penambahan tekanan sel $\Delta\sigma_3$ dan diukur kenaikan di dalam tekanan pori Δu . Tegangan deviator ($\sigma_1 - \sigma_3$) tidak diterapkan dan karenanya ($\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$) adalah nol.

Oleh karena itu, dari pernyataan yang disederhanakan

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A \times 0]$$

atau $B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_3}$

yang dapat siap dihitung.

Apabila tanah jenuh maka penambahan dalam tekanan sel dipikul seluruhnya oleh air pori dan B akan sama dengan 1.

Setelah menentukan nilai parameter B , kelebihan tekanan air pori diijinkan untuk menghambur. Pengukuran kecepatan penghamburan pada tahap ini, memberikan suatu variasi yang bermanfaat dari percobaan konsolidasi dan koefisien konsolidasi, c_v , dapat ditentukan.

Apabila kelebihan tekanan air pori telah dihamburkan seluruhnya, maka diterapkan suatu tegangan vertikal σ_1 dan akan terjadi suatu kenaikan lain dalam tekanan air pori. Kenaikan ini diukur selama percobaan sampai keruntuhan contoh tanah. Dalam hal ini tidak ada perubahan dalam tekanan samping dan $\Delta\sigma_3$ adalah nol. Pernyataan untuk kenaikan tekanan air pori kemudian menjadi:

$$\Delta u = B[0 + A(\Delta\sigma_1 - 0)]$$

atau $AB = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_1}$

jadi nilai AB dapat ditentukan dan berhubung B diketahui, maka parameter A dapat dicari. Nilai parameter A akan bervariasi dengan kenaikan beban sampai pada keruntuhan contoh.

CONTOH 25

Suatu contoh dari tanah yang dipadatkan, panjang 200 mm dan diameter 100 mm dengan drainasi pada setiap ujung dibiarkan untuk berkonsolidasi penuh di dalam suatu alat tri-axial di bawah suatu tekanan sel sebesar 100 kN/m². Tekanan sel kemudian dinaikkan menjadi 250 kN/m² dan dicatat suatu kenaikan di dalam tekanan air pori sebesar 130 kN/m². Tekanan air pori ini diijinkan untuk menghambur dan kecepatan penghamburan dicatat seperti diperlihatkan:

Tekanan air pori (kN/m ²)	110	88	76	68	62	53	45	33	18	11
Waktu (jam)	0	1	2	3	4	6	8	12	18	24

Contoh kemudian diberi suatu tegangan deviator dan pengukuran tekanan air pori dilakukan pada selang-selang waktu sampai contoh runtuh dalam geser. Pencatatan tegangan deviator, regangan dan tekanan air pori adalah sebagai berikut.

Regangan (%)	0	2	4	6	8	10	} contoh runtuh pada regangan 10%
Tegangan deviator (kN/m ²)	0	36	72	108	144	180	
Tekanan air pori (kN/m ²)	0	10,8	35,3	67,6	100,8	128,4	

Tentukan nilai parameter *B* dan koefisien konsolidasi. Gambar suatu grafik dari parameter *A* terhadap regangan sampai runtuhnya tanah.

PENYELESAIAN

$$\text{Parameter } B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} = \frac{130}{150} = \underline{\underline{0,87}}$$

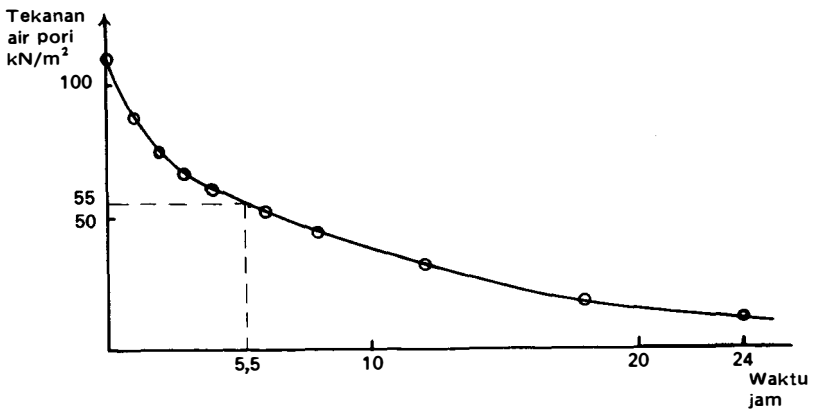
Untuk grafik tekanan air pori terhadap waktu lihat Gambar 62(a).

Dari grafik itu, konsolidasi 50 persen terjadi setelah 5,5 jam.

Untuk konsolidasi 50%, $T_v = 0,197$

$$0,197 = \frac{c_v \times 55 \times 60}{100^2}$$

$$\underline{\underline{c_v = 6 \text{ mm}^2/\text{menit.}}}$$



GAMBAR 62(a)

Dari hasil-hasil percobaan sampai keruntuhan

Regangan	0	2	4	6	8	10
Parameter <i>AB</i> ($\frac{\text{tekanan air pori}}{\text{tekanan deviator}}$)	0	0,30	0,49	0,63	0,70	0,71

3. Definisikan tegangan efektif dan berikan komentar mengenai pentingnya di dalam soal-soal mekanika tanah praktis.

Dari percobaan-percobaan tri-axial dengan pengukuran tekanan air pori, didapat bahwa kohesi dan sudut tahanan geser dari suatu tanah, berdasarkan kepada tegangan efektif, berturut-turut adalah 10 kN/m^2 dan 25° . Memakai persamaan Coulomb carilah kekuatan geser tanah ini pada suatu kedalaman sebesar 9 m di bawah permukaan tanah. Tanah mempunyai suatu kerapatan rata-rata sebesar 1930 kg/m^3 dan muka air tanah adalah pada suatu kedalaman sejauh 2,7 m di bawah permukaan.

4. Pada suatu percobaan tri-axial tertutup terhadap tiga contoh lempung kepasiran yang diambil dari suatu kedalaman sebesar 3 m di bawah permukaan tanah, diperoleh hasil-hasil berikut:

<i>Tekanan sel (kN/m^2)</i>	<i>Tegangan deviator (kN/m^2)</i>
200	221
400	365
600	505

(a) Gambar diagram Mohr dan tentukan kohesi tampak dan sudut tahanan geser dari tanah.

(b) Jabarkan persamaan Coulomb untuk tanah ini.

(c) Apabila suatu beban berguna sebesar 60 kN/m^2 dipasang pada puncak lapisan lempung kepasiran, pada permukaan tanah, carilah tegangan geser ijin pada suatu kedalaman sebesar 3 m, dengan menganggap persamaan Coulomb tetap tidak berubah dan $\gamma = 2000 \text{ kg/m}^3$. Muka air tanah adalah di bawah taraf 3 m.

5. Sebutkan masing-masing tipe percobaan tri-axial di laboratorium yang akan anda pilih untuk dilakukan dalam hubungannya dengan persoalan-persoalan lapangan berikut:

(a) Stabilitas fondasi lempung dari suatu timbunan; kecepatan pelaksanaan adalah sedemikian sehingga terjadi beberapa konsolidasi dari lempung.

(b) Stabilitas awal dari suatu fondasi pada lempung jenuh.

(c) Stabilitas jangka panjang dari suatu lereng pada lempung kaku retak (stiff fissured clay).

Berikan alasan-alasan untuk percobaan yang anda pilih.

Tabel di bawah memuat data yang diperoleh pada percobaan-percobaan tertutup-terkonsolidasi terhadap suatu tanah lempung. Tentukan parameter-parameter kekuatan geser dalam batas-batas tegangan efektif. Suatu contoh yang berbeda dari tanah yang sama dicoba dalam tekanan tri-axial tertutup-terkonsolidasi pada suatu tekanan sel sebesar 400 kN/m^2 dan runtuh pada waktu tegangan deviator adalah 450 kN/m^2 . Hitung tekanan pori dalam contoh pada keruntuhan.

Tekanan sel pada waktu konsolidasi dan geser (kN/m^2)	Pada keruntuhan	
	Tegangan derivator (kN/m^2)	Tekanan air pori (kN/m^2)
300	260	120
800	615	330

6. Suatu baling-baling panjang 250 mm dan garis tengah 100 mm dipakai untuk mengukur kekuatan geser dari suatu tanah jenuh. Apabila puntir yang diperlukan untuk meruntuhkan baling-baling adalah 518 Nm, hitunglah kekuatan geser tampak dari tanah.

Suatu percobaan terhadap tanah yang sama dilakukan memakai suatu baling-baling panjang 300 mm dan garis tengah 100 mm dan puntir pada keruntuhan adalah 612 Nm. Hitung perbandingan kekuatan geser di dalam bidang vertikal terhadap kekuatan geser di dalam bidang horizontal.

7. Hasil-hasil berikut diperoleh pada tiga percobaan geser sisa:

Waktu (jam)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140
Tegangan geser (kN/m^2)															
Percobaan 1	0	60	97	100	87	43	21	20	20						
Percobaan 2	0	74	120	136	136	136	114	78	47	40	40	40			
Percobaan 3	0	103	142	161	171	172	172	172	168	150	114	82	64	60	60

Tegangan-tegangan tekan adalah 100, 200 dan 300 kN/m^2 , berturut-turut dalam percobaan 1, 2 dan 3. Taksir faktor sisa untuk suatu waktu pada saat parameter-parameter geser akan mempunyai harga-harga: $c = 33 kN/m^2$, $\varphi = 18^\circ$.

8. Suatu timbunan yang telah tetap stabil untuk 30 tahun dinaikkan tingginya dengan menambah 3 meter tanah, kemiringan lereng yang ada tetap dipertahankan.

Kerapatan tanah tambahan yang dipadatkan adalah 1800 kg/m^3 . Penyelidikan-penyelidikan memperlihatkan bahwa setiap kenaikan tekanan vertikal menyebabkan suatu kenaikan di dalam tekanan samping, sedemikian sehingga

$$\frac{\text{Kenaikan di dalam tekanan samping}}{\text{Kenaikan di dalam tekanan vertikal}} = 0,4$$

Parameter-parameter tekanan pori untuk timbunan yang sudah ada adalah $A = 0,6$, $B = 0,9$. Hitung kenaikan di dalam tekanan air pori dalam timbunan yang sudah ada.

PEMBAGIAN TEKANAN VERTIKAL

Apabila suatu tekanan bekerja pada suatu tanah, pembagian tegangan di dalam massa tanah adalah sangat rumit. Analisis elastis sederhana dari pembagian tegangan menganggap suatu bahan yang agak tertentu, elastis, isotropis dan homogen, kondisi-kondisi yang rasa-rasanya paling tidak mungkin terjadi di suatu lapangan. Akan tetapi, adalah perlu untuk mempunyai beberapa cara penaksiran pembagian tekanan vertikal di bawah suatu fondasi, contohnya, dalam perhitungan penurunan. Analisis elastis Boussinesq memberikan suatu cara untuk menghitung pembagian ini dan, untuk lempung-lempung yang dapat dianggap homogen, memberikan harga-harga yang dapat diterima untuk tekanan vertikal pada suatu kedalaman.

BEBAN TERPUSAT TUNGGAL (TEORI BOUSSINESQ)

Meskipun suatu beban terpusat rasa-rasanya tidak mungkin untuk suatu fondasi, teori pembagian tekanan di bawah suatu beban semacam ini menyediakan suatu dasar untuk pengembangan cara-cara yang berhubungan dengan beban terbagi.

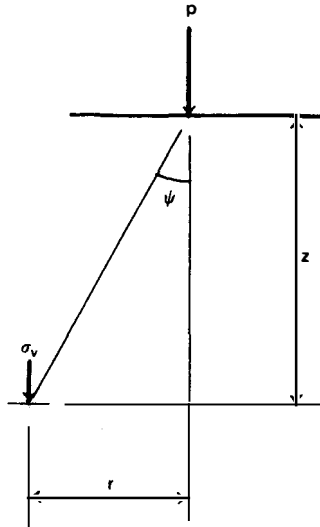
Gambar 63 memperlihatkan suatu beban terpusat P yang bekerja pada suatu massa tanah. σ_v adalah tegangan vertikal pada suatu titik sedalam z di bawah beban terpusat dan pada suatu jarak horizontal r dari garis kerja beban.

Analisis elastis Boussinesq memberi hubungan

$$\sigma_v = \frac{3P}{2\pi z^2} \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{5/2}$$

kalau r/z diambil sebagai $\tan \psi$ (*lihat* Gambar 63), persamaan ini dapat ditulis kembali sebagai

$$\sigma_v = \frac{3P}{2\pi z^2} \cos^5 \psi$$



GAMBAR 63

Dari salah satu dari persamaan-persamaan tersebut, adalah suatu hal yang sederhana untuk menghitung pembagian tegangan pada titik-titik di dalam massa tanah.

CONTOH 26

Suatu beban terpusat sebesar 700 kN dipasang pada suatu lapisan lempung tebal. Diperkirakan bahwa suatu tekanan di bawah 25 kN/m² akan menyebabkan penurunan yang dapat diabaikan di dalam lempung. Gambar suatu gelembung dari diagram tekan, berdasarkan pada suatu kisi-kisi (grid) 500 mm persegi, yang memperlihatkan batas-batas dari tekanan ini. Perhatikan juga pembagian tekanan akibat beban terpusat itu, sepanjang suatu potongan horisontal pada kedalaman 2 m.

PENYELESAIAN

Berhubung soal ini menghendaki suatu kisi-kisi 500 mm persegi yang harus membentang untuk mencakup harga-harga di bawah 25 kN/m², maka langkah pertama adalah menentukan batas-batas untuk perhitungan.

Pengamatan persamaan Boussinesq memperlihatkan bahwa untuk suatu harga kedalaman z yang diberikan, harga maksimum σ_v akan terjadi apabila $r/z = 0$, jadi $r = 0$ (tepat di bawah beban terpusat seperti yang diharapkan). Oleh karena itu, untuk suatu tekanan vertikal $\sigma_v = 25 \text{ kN/m}^2$,

$$25 = \frac{3 \times 700}{2\pi z^2} \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{0}{z}\right)^2} \right]^{5/2}$$

$$z = 3,66 \text{ m}$$

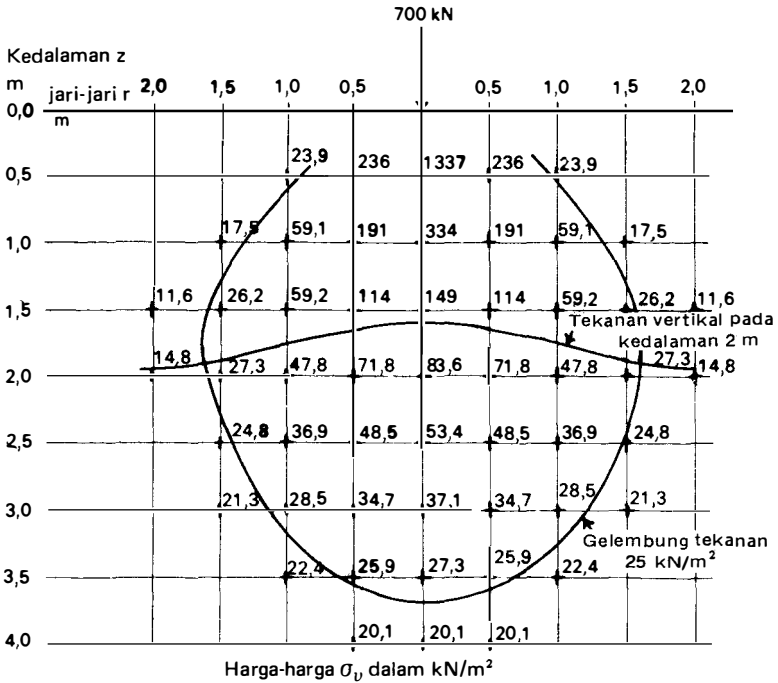
jadi, kisi-kisi 500 mm hanya perlu diperpanjang sampai suatu kedalaman kira-kira 4,0 m.

Harga r	0	0,5	1,0	1,5	2,0
Untuk $z = 0,5$					
r/z	0	1,0	2,0		
σ_v	1337	236	23,9		
Untuk $z = 1,0$					
r/z	0	0,5	1,0	1,5	
σ_v	334	191	59,1	17,5	
Untuk $z = 1,5$					
r/z	0	0,33	0,67	1,0	
σ_v	149	114	59,2	26,2	11,6
Untuk $z = 2,0$					
r/z	0	0,25	0,5	0,75	1,0
σ_v	83,6	71,8	47,8	27,3	14,8
Untuk $z = 2,5$					
r/z	0	0,2	0,4	0,6	
σ_v	53,4	48,5	36,9	24,8	
Untuk $z = 3,0$					
r/z	0	0,17	0,33	0,5	
σ_v	37,1	34,7	28,5	21,3	
Untuk $z = 3,5$					
r/z	0	0,14	0,29		
σ_v	27,3	25,9	22,4		
Untuk $z = 4,0$					
r/z	0	0,13			
σ_v	20,1	20,1			

Harga-harga ini digambarkan pada suatu kisi-kisi seperti yang diperlihatkan dalam Gambar 64. Gelembung tekanan untuk tekanan vertikal 25 kN/m^2 kemudian dapat digambar dengan menginterpolasi di antara titik-titik kisi-kisi. Pembagian tekanan vertikal di sepanjang suatu bidang horisontal pada kedalaman 2 m juga diperlihatkan dalam gambar.

BEBAN TERBAGI (DISTRIBUTED LOAD)

Dalam perencanaan fondasi, beban pada umumnya akan terbagi. Meskipun tekanan awal di antara suatu dasar dengan tanah dapat kompleks, tergantung kepada faktor-faktor seperti kekakuan relatif dasar dan reaksi tanah, adalah biasa untuk menganggap bahwa tekanan ini segera mendekati ke pembagian merata.



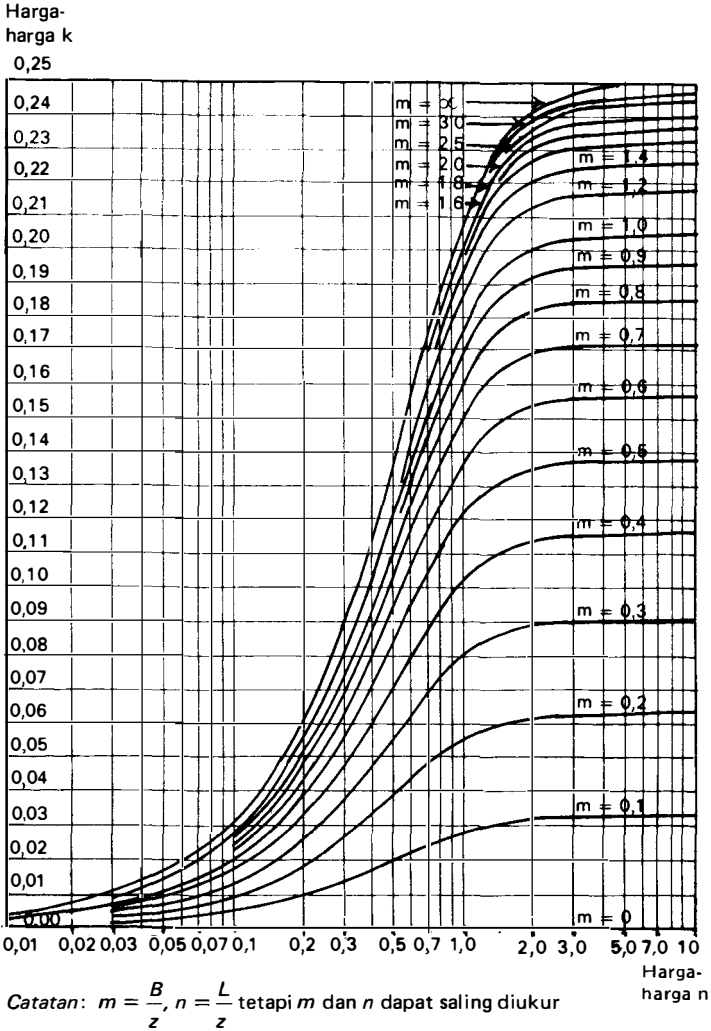
GAMBAR 64

Persamaan Boussinesq untuk pembebanan terpusat selanjutnya diintegrasikan meliputi luas dasar untuk mendapatkan pembagian tekanan vertikal pada suatu kedalaman. Hal ini merupakan suatu proses yang memakan waktu, dan kedua metoda berikut telah dikembangkan untuk menyederhanakan pekerjaan.

METODA FADUM

Tegangan vertikal di bawah sudut suatu segi empat

Untuk mendapatkan tegangan vertikal pada titik *P* kedalaman *z* di bawah sudut suatu dasar segi-empat yang fleksibel, dapat dipakai persamaan Boussinesq. Beban setiap satuan luas (*q*) diintegrasikan meliputi seluruh segi-empat untuk titik *P* pada soal. Pengintegralan ini di luar ruang cakup jilid ini dan menghasilkan suatu persamaan rumit untuk σ_v dalam besaran-besaran perbandingan panjang/kedalaman dan lebar/kedalaman. Akan tetapi harga σ_v dapat diperoleh dengan memakai diagram pengaruh Fadum. Apabila panjang fondasi adalah *L*, lebar *B* dan kedalaman pada titik *P* adalah *z*, maka letakkan $L/z = m$ dan $B/z = n$. Diagram yang diperlihatkan dalam Gambar 65 kemudian dapat dipakai untuk mencari suatu faktor pengaruh *k*. Tegangan vertikal pada titik *P*, kedalaman *z* di bawah suatu sudut segi-empat σ_v , selanjutnya adalah sama dengan $k \times q$.



GAMBAR 65. Diagram pengaruh Fadum.

CONTOH 27

Hitung pembagian tegangan vertikal pada jarak-jarak vertikal 3 m sampai suatu kedalaman sebesar 12 m, di bawah sudut dari suatu dasar empat-persegi panjang, panjang 6 m, lebar 4 m. Bagian bawah dasar menimbulkan suatu tekanan merata sebesar 120 kN/m^2 pada tanah.

PENYELESAIAN

Kedalaman (meter)	$m = L/z$	$n = B/z$	k	σ_v (kN/m^2)
3	2,0	1,33	0,218	26,2
6	1,0	0,67	0,147	17,6
9	0,67	0,44	0,088	10,6
12	0,5	0,33	0,062	7,4

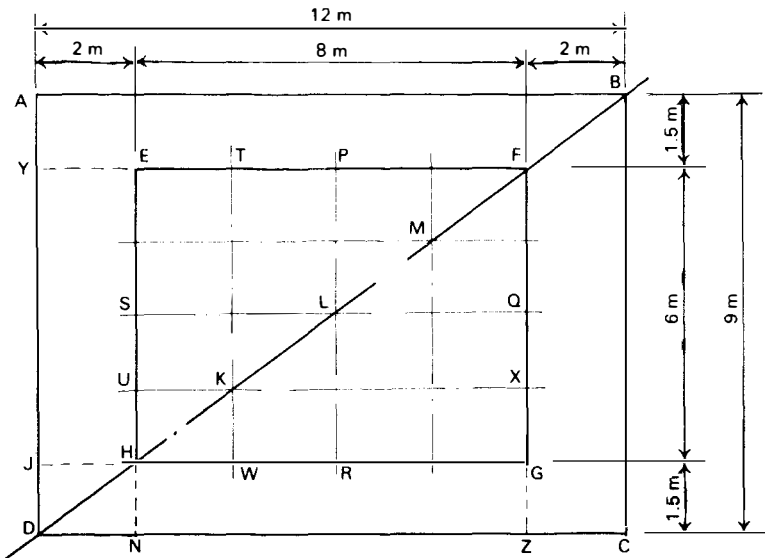
Catatan: bahwa m dan n dapat saling ditukar.

Metoda ini dapat dikembangkan untuk mencari pembagian tegangan vertikal di bawah setiap titik dari suatu dasar empat-persegi panjang.

CONTOH 28

Suatu fondasi rakit fleksibel suatu bangunan, berukuran $8\text{ m} \times 6\text{ m}$ dibuat secara sentris pada suatu lapangan $12\text{ m} \times 9\text{ m}$ sedemikian sehingga masih ada suatu keliling di antara sudut fondasi dengan pagar batas. Tekanan pada sisi bawah fondasi adalah 200 kN/m^2

Garis pembagian tekanan vertikal di sepanjang suatu garis diagonal melalui batas lapangan pada kedalaman-kedalaman sebesar 2,5 dan 10 meter. Gambar perkiraan gelembung tekanan untuk 30 kN/m^2 .



GAMBAR 66(a)

PENYELESAIAN

Gambar 66(a) memperlihatkan lapangan tersebut (*ABCD*) dan fondasi (*EFGH*). Telah dipilih diagonal *DB* dan pembagian tekanan akan dicari di bawah titik *D* dan *H* berturut-turut pada sudut-sudut lapangan dan fondasi (titik-titik *B* dan *F* akan sama). Garis *HF* dibagi ke dalam empat panjang yang sama untuk memberikan titik-titik *K* (dan *M*) dan *L*.

Titik H (dan F)

Ini adalah perhitungan-perhitungan langsung dari tekanan di bawah suatu sudut dari fondasi 8 m × 6 m.

Kedalaman (meter)	$m = L/z$	$n = B/z$	k	σ_v (kN/m^2)
2	4	3	0,245	49
5	1,6	1,2	0,214	42,8
10	0,8	0,6	0,123	24,6

Titik L

Berhubung rakit adalah fleksibel, maka dapat dianggap sebagai empat buah rakit *EPLS*, *PFQL*, *LQGR* dan *SLRH* (lihat Gambar 66(a)). Areal-areal tersebut semua sama ukurannya dan masing-masing mempunyai suatu sudut pada titik *L*. Oleh karena itu apabila diketemukan pembagian tekanan di bawah suatu sudut untuk satu rakit, maka distribusi di bawah pusat dari seluruh rakit akan merupakan jumlah dari semua areal dengan suatu sudut pada *L*, yaitu empat kali σ_v untuk satu areal.

Kedalaman (meter)	$m = L/z$	$n = B/z$	k	σ_v (kN/m^2)	Untuk seluruh rakit $\Sigma\sigma_v = \sigma_v \times 4$ (kN/m^2)
2	2	1,5	0,223	44,6	178,4
5	0,8	0,6	0,123	24,6	98,4
10	0,4	0,3	0,048	9,6	38,4

Titik K (dan M)

Untuk kedua titik ini, rakit harus dibagi menjadi empat buah segi-empat *ETKU*, *UKWH*, *TFXK* dan *KXGW* semuanya dengan suatu sudut pada titik *K*. Penjumlahan tekanan-tekanan di bawah *K* untuk masing-masing areal tersebut akan memberikan distribusi di bawah titik *K* untuk seluruh rakit.

Kedalaman (meter)	Areal	Dimensi (meter)	$m = L/z$	$n = B/z$	k	σ_v (kN/m^2)	Untuk seluruh rakit $\Sigma\sigma_v$ (kN/m^2)
2	ETKU	$4,5 \times 2$	2,25	1	0,202	40,4	155,2
	UKWH	$2 \times 1,5$	1	0,75	0,155	31,0	
	TFXK	$6 \times 4,5$	3	2,25	0,242	48,4	
	KXGW	$6 \times 1,5$	3	0,75	0,177	35,4	
5	ETKU	$4,5 \times 2$	0,9	0,4	0,098	19,6	81,8
	UKWH	$2 \times 1,5$	0,4	0,3	0,048	9,6	
	TFXK	$6 \times 4,5$	1,2	0,9	0,180	36	
	KXGW	$6 \times 1,5$	1,2	0,3	0,083	16,6	
10	ETKU	$4,5 \times 2$	0,45	0,2	0,036	7,2	33,2
	UKWH	$2 \times 1,5$	0,2	0,15	0,013	2,6	
	TFXK	$6 \times 4,5$	0,6	0,45	0,085	17	
	KXGW	$6 \times 1,5$	0,6	0,15	0,032	6,4	

Titik D (dan B)

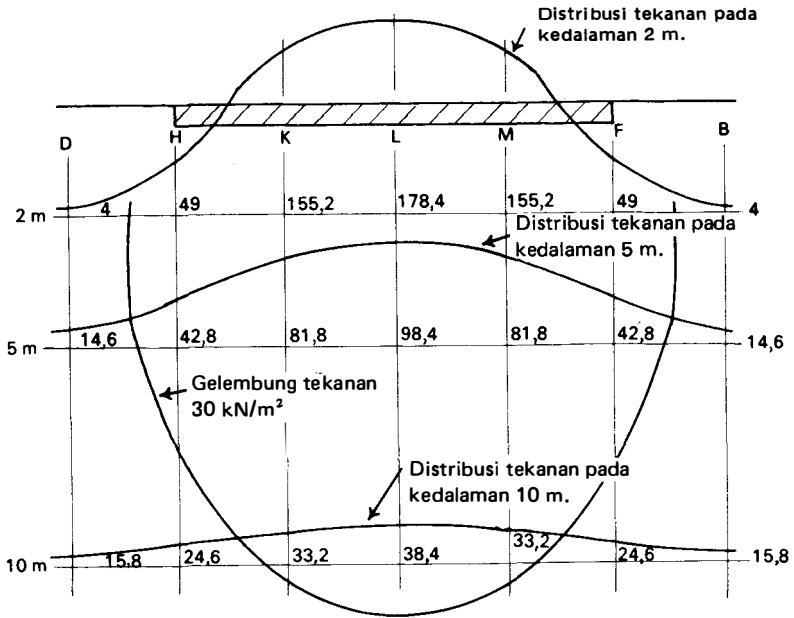
Dalam hal ini titik yang ditinjau terletak di luar areal yang dibebani. Apabila hal ini terjadi, perluas areal yang dibebani *sampai mempunyai suatu sudut pada titik yang ditinjau (D)*, jadi meninjau suatu segi-empat YFZD dan mencari distribusi tekanan di bawah D. Untuk mengerjakan areal yang tidak dibebani, secara sederhana ambil segi-empat dengan suatu sudut pada D dan tinjau areal ini dengan beban negatif, jadi segi-empat YEND dan JGZD dengan beban $-200 kN/m^2$.

Dalam hal ini areal JHND telah ditinjau dua kali sebagai dibebani secara negatif, dan karenanya harus ditambahkan sebagai beban positif.

Penjumlahan aljabar dari semua distribusi tekanan memberikan distribusi di bawah titik D.

Kedalaman (meter)	Areal	Dimensi (meter)	Beban (kN/m^2)	$m = L/z$	$n = B/z$	k	σ_v (kN/m^2)	Untuk seluruh la- pangan $\Sigma\sigma_v$ (kN/m^2)
2	YFZD	$10 \times 7,5$	200	5	3,75	0,247	49,4	4,0
	YEND	$7,5 \times 2$	-200	3,75	1	0,204	-40,8	
	JGZD	$10 \times 1,5$	-200	5	0,75	0,178	-35,6	
	JHND	$2 \times 1,5$	200	1	0,75	0,155	31,0	
5	YFZD	$10 \times 7,5$	200	2	1,5	0,223	44,6	14,6
	YEND	$7,5 \times 2$	-200	1,5	0,4	0,109	-21,8	
	JGZD	$10 \times 1,5$	-200	2	0,3	0,089	-17,8	
	JHND	$2 \times 1,5$	200	0,4	0,3	0,048	9,6	
10	YFZD	$10 \times 7,5$	200	1	0,75	0,155	31,0	15,8
	YEND	$7,5 \times 2$	-200	0,75	0,2	0,050	-10,0	
	JGZD	$10 \times 1,5$	-200	1	0,15	0,040	- 8,0	
	JHND	$2 \times 1,5$	200	0,2	0,15	0,014	2,8	

Pembagian tekanan vertikal ini digambar dalam Gambar 66(b).



GAMBAR 66(b)

DIAGRAM NEWMARK

Tegangan vertikal di bawah titik pusat dari suatu areal lingkaran

Seperti halnya tegangan di bawah sudut dari suatu segi-empat, tegangan di bawah titik pusat suatu areal pembebanan lingkaran dapat dicari dengan mengintegrasikan persamaan dasar Boussinesq.

Untuk suatu areal lingkaran berjari-jari R , pengintegralan ini memberikan hasil:

$$\sigma_v = q \left[1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z}\right)^2} \right)^{3/2} \right]$$

Meskipun pembuatan suatu fondasi lingkaran tidak umum, persamaan ini memungkinkan kita untuk membuat suatu diagram pengaruh.

Pembuatan diagram pengaruh Newmark

Persamaan di atas dapat disusun kembali untuk memberikan

$$\frac{R}{z} = \sqrt{\left[\left(1 + \frac{\sigma_v}{q} \right)^{-2/3} - 1 \right]}$$

σ_v/q akan bervariasi dari 0 sampai 1. Pilih suatu perkisaran harga-harga pada perkalian-perkalian yang sama di antara 0 dan 1, dan hitung harga-harga R/z yang bersangkutan, yaitu:

σ_v/q	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
R/z	0,0	0,40	0,64	0,92	1,39	∞

Pilih suatu dimensi yang pantas untuk z (katakanlah 5 m) dan hitung R .

R	0	2,00	3,20	4,60	6,95	∞
-----	---	------	------	------	------	----------

Gambar lingkaran-lingkaran sepusat dari jari-jari tersebut dengan skala, dengan mengabaikan lingkaran jari-jari tak terhingga, seperti diperlihatkan dalam Gambar 67

Di situ sekarang terdapat lima areal, empat bentuk cincin keliling (termasuk cincin luar dari jari-jari tak terhingga) dan satu lingkaran pusat. *Masing-masing areal ini, apabila dibebani dengan beban merata, akan menyebabkan kenaikan tekanan vertikal yang sama pada kedalaman 6 m di bawah titik pusat pada diagram.*

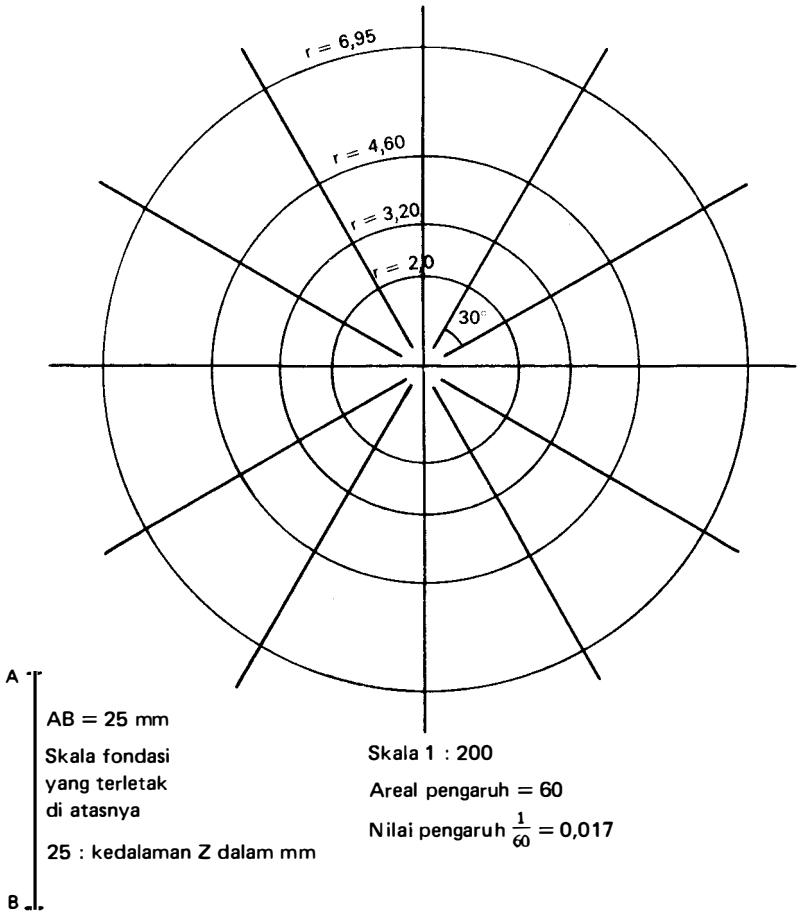
Selanjutnya, bagi areal-areal tersebut menjadi segmen-segmen yang sama dengan menggambar sejumlah sinar-sinar (rays) pada jarak yang sama. Pada Gambar 67, suatu kenaikan sudut sebesar 30° telah dipilih untuk memberikan 12 segmen. Sekarang terdapat 60 areal kecil, yang masing-masing apabila dibebani dengan beban merata, akan menyebabkan kenaikan tekanan vertikal yang sama pada kedalaman 5 m di bawah titik pusat. Areal-areal kecil ini dapat dikatakan sebagai areal-areal pengaruh.

Oleh karena itu, suatu beban q yang diterapkan pada suatu bagian dari diagram, akan menyebabkan suatu kenaikan tekanan vertikal σ_v pada suatu titik 5 m di bawah pusat diagram, di mana:

$$\sigma_v = q \times \frac{\text{jumlah areal pengaruh yang dicakup oleh beban.}}{\text{jumlah areal pengaruh seluruhnya}}$$

Apabila diperlukan tekanan pada kedalaman 5 m di bawah suatu titik P yang disebabkan oleh suatu beban fondasi, maka diagram pengaruh ini dapat dipakai. Gambar fondasi pada kertas kalkir dengan skala yang sama dengan skala diagram, dan letakkan di atas diagram sedemikian sehingga titik P pada fondasi berada pada pusat lingkaran. Jumlah areal pengaruh yang dicakup oleh fondasi sekarang dapat dihitung (buat perkiraan yang pantas untuk areal-areal yang sebagian) dan σ_v dihitung.

Diagram dapat dipakai untuk kedalaman-kedalaman selain 5 m dengan mengubah skala gambar fondasi. Untuk memudahkan hal ini, gambar suatu garis pada



GAMBAR 67. Diagram pengaruh Newmark.

diagram dengan skala yang sama dengan skala lingkaran-lingkaran, dengan panjang yang sama dengan kedalaman z yang dipilih. Pada Gambar 67, dengan skala 1 : 200 dan kedalaman z sama dengan 5 m, garis AB akan 25 mm panjangnya. Pakai garis AB ini untuk menghitung skala yang diperlukan untuk menggambar fondasi, yaitu:

Untuk kedalaman z	Skala gambar fondasi
4	25:4000 atau 1:160
5	25:5000 atau 1:200
8	25:8000 atau 1:320
10	25:10000 atau 1:400
20	25:20000 atau 1:800

dan seterusnya.

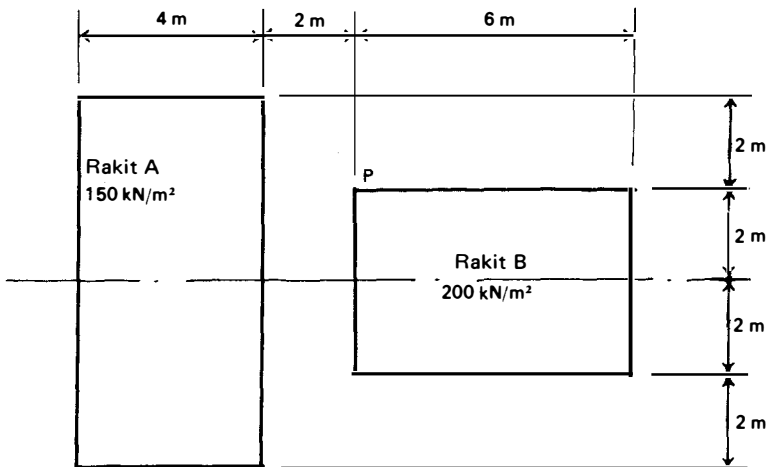
Harga σ_v ini dihitung untuk kedalaman yang baru dengan cara yang sama persis dengan sebelumnya.

Catatan: Pada titik ini perlu dianjurkan dengan sangat bahwa pembaca hendaknya menggambar diagram pengaruh mereka sendiri. Ukuran halaman yang terbatas dalam buku ini telah mengurangi ketelitian dengan cukup berarti dan menghasilkan skala-skala yang tidak biasa untuk gambar-gambar fondasi. Contoh 29 dan soal-soal pada akhir bab ini berdasarkan pada suatu diagram dengan harga-harga σ_v/q sama dengan 0,1, 0,2, 0,3 dan seterusnya, suatu harga z terpilih sebesar 4 m dan sinar-sinar digambar pada interval 18° . Suatu diagram semacam ini yang digambar dengan suatu skala 1 : 100 sesuai dengan kertas ukuran A4 dan memberikan 200 areal pengaruh. Sekali sudah digambar, diagram semacam ini dapat dipakai untuk setiap perhitungan pembagian tekanan.

CONTOH 29

Gambar 68(a) memperlihatkan bagan dari dua fondasi rakit untuk konstruksi-konstruksi yang berdekatan, dan tekanan pada sisi bawah masing-masing fondasi. Hitung pembagian tekanan vertikal di bawah titik P akibat fondasi ini, pada kedalaman sebesar 4, 8, 12, dan 20 m.

Periksa hasil-hasilnya memakai metoda pembagian di bawah sudut dari suatu segi-empat.



GAMBAR 68(a)

PENYELESAIAN

Penyelesaian ini telah berdasarkan kepada suatu diagram Newmark yang digambar seperti yang dianjurkan dalam pasal sebelumnya. Lingkaran-lingkaran dalam dari diagram digambar dengan skala dalam Gambar 68(b) dengan fondasi yang

digambar dengan skala 1 : 200 (kedalaman 8 m) diletakkan di atasnya. Untuk kedalaman 4 m: skala 40 : 4000 atau 1 : 100.

Gambar fondasi dengan skala 1 : 100 dan letakkan di atas diagram Newmark dengan titik P pada pusat lingkaran.

Perkiraan areal pengaruh yang dicakup oleh rakit $A = 26,25$

Perkiraan areal pengaruh yang dicakup oleh rakit $B = 38,5$

∴ Tekanan pada kedalaman 4 m di bawah titik P

$$= 150 \times \frac{26,25}{200} + 200 \times \frac{38,5}{200} = \underline{\underline{58,1 \text{ kN/m}^2}}$$

Untuk kedalaman 8 m: skala 40 : 8000 atau 1 : 200.

Fondasi yang digambar dengan skala 1 : 200, diletakkan pada diagram Newmark dengan titik P pada pusat, diperlihatkan dalam Gambar 68(b).

Perkiraan areal pengaruh yang dicakup oleh rakit $A = 22,75$

Perkiraan areal pengaruh yang dicakup oleh rakit $B = 21,5$

∴ Tekanan pada kedalaman 8 m di bawah titik P

$$= 150 \times \frac{22,75}{200} + 200 \times \frac{21,5}{200} = \underline{\underline{38,5 \text{ kN/m}^2}}$$

Untuk kedalaman 12 m: skala 40 : 12000 atau 1 : 300

Perkiraan areal pengaruh yang dicakup oleh rakit $A = 15$

Perkiraan areal pengaruh yang dicakup oleh rakit $B = 12,5$

∴ Tekanan pada kedalaman 12 m di bawah titik P

$$= 150 \times \frac{15}{200} + 200 \times \frac{12,5}{200} = \underline{\underline{23,8 \text{ kN/m}^2}}$$

Untuk kedalaman 20m: skala 40 : 2000 atau 1 : 500

Perkiraan areal pengaruh yang dicakup oleh rakit $A = 7,25$

Perkiraan areal pengaruh yang dicakup oleh rakit $B = 4,25$

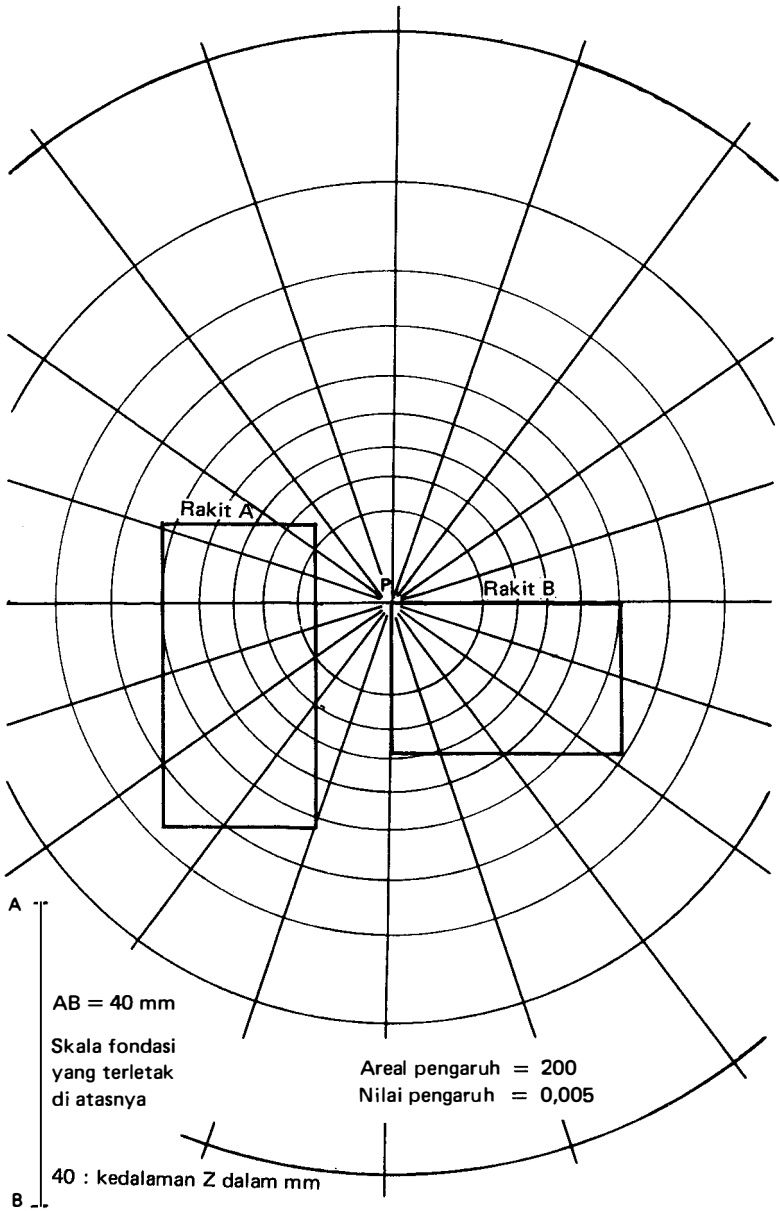
∴ Tekanan pada kedalaman 20 m di bawah titik P

$$= 150 \times \frac{7,25}{200} + 200 \times \frac{4,25}{200} = \underline{\underline{9,7 \text{ kN/m}^2}}$$

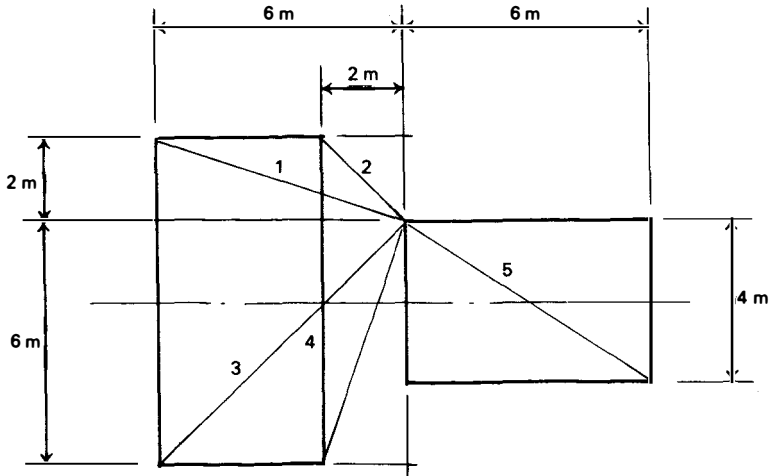
Pemeriksaan memakai metoda pembagian di bawah sudut suatu segi-empat.

Gambar 68(c) memperlihatkan cara membagi fondasi ke dalam lima areal segi-empat yang masing-masing mempunyai suatu sudut pada titik P .

Beberapa pekerjaan pembuatan daftar dapat dihemat dengan mencatat bahwa areal 1 dan areal 4 mempunyai dimensi yang sama, akan tetapi areal 1 memikul suatu beban positif sebesar 150 kN/m^2 dan areal 4 memikul suatu beban negatif sebesar 150 kN/m^2 , jadi mereka akan saling meniadakan dan dapat diabaikan.



GAMBAR 68(b)



GAMBAR 68(c)

Kedalaman (meter)	Areal	Dimensi (meter)	Beban $m = L/z$	$n = B/z$	k	σ_v (kN/m ²)	Untuk seluruh areal $\Sigma \sigma_v$ (kN/m ²)
4	2	2 × 2	-150	0,5	0,5	0,083	-12,5
	3	6 × 6	150	1,5	1,5	0,213	31,95
	5	6 × 4	200	1,5	1,0	0,192	38,4
<hr/>							
8	2	2 × 2	-150	0,25	0,25	0,025	- 3,75
	3	6 × 6	150	0,75	0,75	0,137	20,55
	5	6 × 4	200	0,75	0,5	0,106	21,2
<hr/>							
12	2	2 × 2	-150	0,17	0,17	0,015	- 2,25
	3	6 × 6	150	0,5	0,5	0,093	13,95
	5	6 × 4	200	0,5	0,33	0,060	12,0
<hr/>							
20	2	2 × 2	-150	0,1	0,1	0,004	- 0,6
	3	6 × 6	150	0,3	0,3	0,038	5,7
	5	6 × 4	200	0,3	0,2	0,027	5,4

Pembagian tekanan di bawah titik P dengan masing-masing metoda, didaftar di bawah:

Kedalaman (meter)	Tekanan vertikal di bawah titik P (kN/m ²) Newmark	sudut segi-empat
4	58,1	57,9
8	38,5	38,0
12	23,8	23,7
20	9,7	10,5

Sedikit perbedaan antara harga-harga tekanan yang diperoleh dengan metoda-metoda yang berbeda tersebut adalah akibat kesulitan memperoleh perkiraan yang teliti dari areal-areal yang dicakup di atas diagram Newmark.

SOAL-SOAL

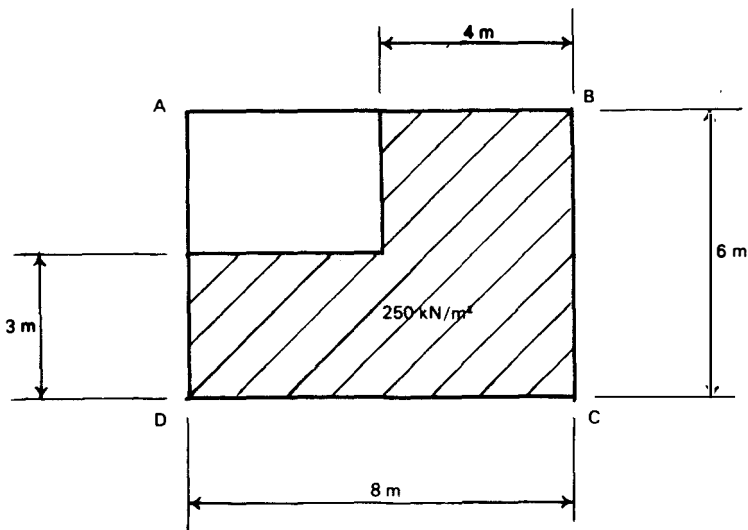
1. Suatu beban terpusat sebesar 1000 kN bekerja pada permukaan dari suatu lapisan lempung tebal. Tentukan tegangan vertikal dalam lapisan-lapisan horizontal berjarak pada kenaikan kedalaman 1 m sampai ke 8 m, pada suatu daerah 4 m tiap-tiap sisi dari beban terpusat, juga pada jarak 1 meter. Dari hasil-hasil ini gambar:

- gelembung tekanan vertikal untuk 10 kN/m^2 , 20 kN/m^2 dan 40 kN/m^2 .
- pembagian tegangan langsung di bawah beban.
- pembagian tegangan pada suatu bidang horizontal pada kedalaman 4 m.

2. Suatu pelat-fondasi-terpisah fleksibel berukuran $24 \text{ m} \times 12 \text{ m}$ memikul suatu beban merata (termasuk berat sendiri) sebesar 120 kN/m^2 . Tentukan tegangan vertikal pada kedalaman-kedalaman sebesar 3, 6, 12 dan 24 meter di bawah titik-titik:

- pusat fondasi.
- pusat dari sisi 24 meter.
- pusat dari sisi 12 meter.
- suatu sudut.

3. Suatu lapangan bangunan segi-empat, $ABCD$ mempunyai dimensi $AD = BC = 6 \text{ m}$ dan $AB = DC = 8 \text{ m}$. Suatu bangunan yang akan didirikan di atas sua-



GAMBAR 69

tu fondasi fleksibel akan memberikan suatu tekanan sebesar 250 kN/m^2 . Fondasi mencakup suatu areal berbentuk L di sepanjang seluruh sisi DC dan CB , dan setengah pada sisi BA dan DA (lihat Gambar 69), bagian lapangan yang tersisa tidak dibebani.

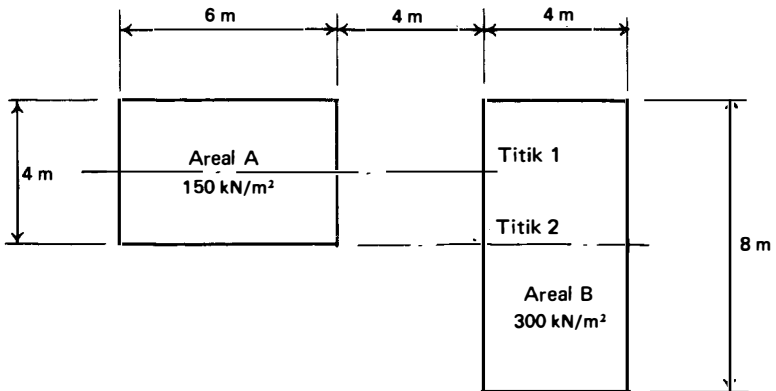
Pakai diagram Newmark untuk menentukan tekanan vertikal pada suatu kedalaman 5 meter di bawah titik A .

4. Gambar secara grafis pembagian tekanan vertikal pada kedalaman-kedalaman 10 m, 15 m, 20 m dan 25 m di bawah sudut suatu fondasi rakit empat-persegi panjang. Denah rakit berukuran $20 \text{ m} \times 10 \text{ m}$ dan menyebabkan suatu tekanan dukung merata sebesar 120 kN/m^2 pada sisi bawahnya.

Bandingkan harga-harga ini secara grafis dengan pembagian tekanan vertikal di bawah pusat fondasi rakit tersebut.

5. Direncanakan untuk menimbun bahan pada dua areal yang diberi perkerasan, A dan B seperti diperlihatkan dalam Gambar 70. Tekanan yang ditimbulkan oleh areal A adalah 150 kN/m^2 dan oleh areal B adalah 300 kN/m^2 .

Hitung tekanan vertikal pada suatu kedalaman sebesar 5 m di bawah titik 1 dan titik 2.



GAMBAR 70

6. Pusat-pusat dari dua kolom untuk suatu bangunan kerangka, A dan B berjarak 3 meter. Kolom A ditumpu oleh suatu fondasi bujur sangkar $1,25 \text{ m} \times 1,25 \text{ m}$, dengan dasarnya pada 2,5 m di bawah permukaan tanah. Fondasi kolom B adalah $1 \text{ m} \times 1 \text{ m}$ dan dasarnya pada 1,5 m di bawah permukaan tanah. Tekanan singgung pada tanah lempung di bawah masing-masing fondasi adalah 400 kN/m^2 .

Tinjau dasar-dasar sebagai beban-beban terpusat untuk mendapatkan kenaikan tekanan pada suatu kedalaman 5 meter di bawah permukaan tanah.

- (a) secara vertikal di bawah pusat-pusat kolom.
- (b) tengah-tengah antara kolom-kolom.

Kalau koefisien daya kompresi dari lempung adalah $m_v = 0,3 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{kN}$, taksir perbedaan penurunan antara kolom-kolom, apabila lempung di bawah kolom *A* tebalnya 5 m dan di bawah kolom *B* tebalnya 7 m.

TEKANAN-TEKANAN TANAH PADA DINDING-DINDING PENAHAN

TEKANAN AKTIF (ACTIVE PRESSURE)

Suatu dinding penahan tanah dalam keseimbangan menahan tekanan horizontal. Tekanan ini dapat dievaluasi dengan teori elastis, akan tetapi adalah lebih praktis untuk memakai suatu koefisien tekanan tanah pada dasar k_0 , jadi apabila berat tanah di atas suatu kedalaman z adalah γz , maka tekanan tanah horizontal pada dasar $= k_0 \gamma z$.

Harga-harga k_0 :

Lempung terkonsolidasi normal (Normally consolidated): 0,5 – 0,75

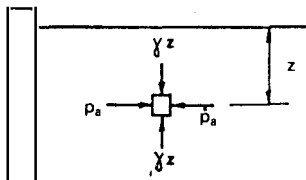
Lempung terkonsolidasi berlebih (Over consolidated): 1,0

Pasir (lepas-rapat): 0,4 – 0,60.

Akan tetapi, dalam praktek banyak dinding penahan bergerak sedikit ke depan. Apabila hal ini terjadi, maka tekanan pada dinding akan berkurang. Harga minimum dari tekanan ini *pada titik keruntuhan tanah* dikenal sebagai *tekanan aktif*.

Tekanan aktif dari tanah tanpa kohesi

Suatu tanah kering tanpa kohesi jarang terdapat dalam praktek, akan tetapi teori-teori berikut menyediakan suatu dasar untuk menyelidiki lebih lanjut.



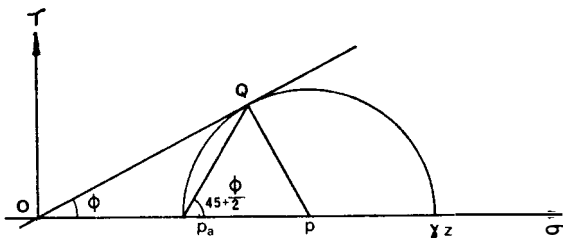
GAMBAR 71. Elemen tanah teori Rankine.

1. Permukaan tanah horizontal: teori Rankine

Teori Rankine, dengan permukaan tanah horizontal di belakang suatu dinding vertikal, dilukiskan dalam Gambar 71. Tinjau suatu elemen tanah pada kedalaman z :

$$\text{Tekanan vertikal} = \gamma z$$

$$\text{Tekanan horizontal} = p_a \text{ (tekanan aktif pada keruntuhan).}$$



GAMBAR 72. Lingkaran Mohr: Teori Rankine.

γz dan p_a adalah tegangan-tegangan utama maksimum dan minimum, untuk mana dapat dibuat suatu lingkaran Mohr. Dalam Gambar 72:

$$\begin{aligned} \sin \varphi &= \frac{QP}{OP} = \frac{\frac{1}{2}(\gamma z - p_a)}{\frac{1}{2}(\gamma z + p_a)} \\ \gamma z(1 - \sin \varphi) &= p_a(1 + \sin \varphi) \\ p_a &= \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \gamma z \\ p_a &= k_a \gamma z \end{aligned}$$

di mana k_a adalah koefisien tekanan tanah aktif.

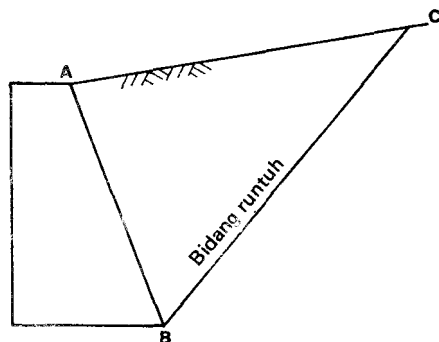
Dengan trigonometri sederhana dapat diperlihatkan bahwa

$$k_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Teori ini dapat pula dipakai untuk menjabarkan suatu pernyataan untuk tekanan aktif apabila permukaan tanah tidak horizontal. Akan tetapi, untuk kasus ini dan kasus di mana dinding tidak vertikal, mungkin lebih sederhana untuk memakai teori "baji" ("wedge" theory).

2. Permukaan tanah tidak horizontal: teori baji Coulomb

Apabila tanah di belakang dinding runtuh, maka tanah ini akan menggelincir di sepanjang beberapa bidang dan akan dipindahkan suatu baji tanah. (Gambar



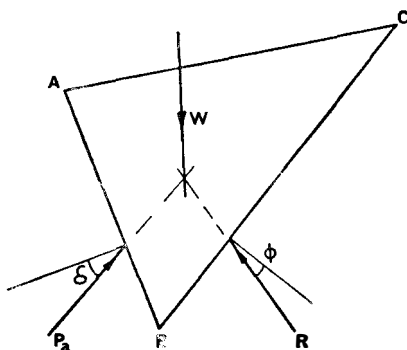
GAMBAR 73(a). Bidang runtuh: teori baji.

73(a)). Sebelum keruntuhan, baji tanah di bawah bidang runtuh ini dipegang dalam keseimbangan oleh tiga gaya (*lihat* Gambar 73(b)):

W = berat baji

P_a = gaya aktif

R = reaksi dari bidang runtuh.



GAMBAR 73(b). Gaya-gaya pada baji.

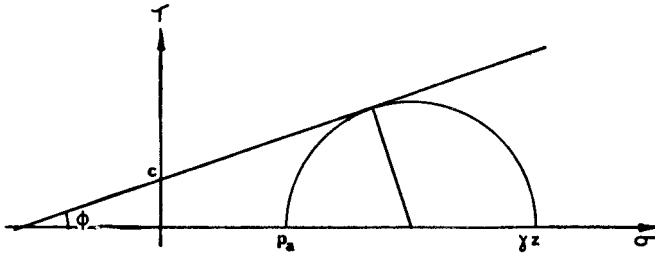
Berhubung baji akan bergerak ke bawah pada keruntuhan, maka resultante reaksi R adalah pada sudut φ (sudut gesek intern) terhadap garis tegak lurus bidang runtuh. Apabila sudut gesek antara dinding dan tanah adalah δ , maka resultante gaya aktif P_a adalah pada sudut δ terhadap garis tegak-lurus permukaan dinding.

Harga P_a ini dapat diperoleh dengan pemisahan gaya-gaya dan dikerjakan dengan lebih lengkap di bawah tanah-tanah kohesif.

Tekanan aktif dari tanah-tanah $c-\varphi$

Penyelesaian Bell

Rankine tidak meninjau soal kohesi di dalam tanah, akan tetapi teori Rankine telah dikembangkan oleh Bell untuk memberikan suatu penyelesaian sederhana untuk tanah-tanah yang berkohesi.



GAMBAR 74. Sampul Mohr.

Seperti sebelumnya, ambil p_a dan γz sebagai kedua tegangan utama (*lihat Gambar 74*). Gambar 74 dapat dilihat serupa dengan Gambar 57 untuk mana:

$$\sigma_1 = \sigma_3 N_\varphi + 2c\sqrt{N_\varphi}$$

untuk Gambar 74

$$\gamma z = p_a N_\varphi + 2c\sqrt{N_\varphi} \quad \left[N_\varphi = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \right]$$

atau
$$p_a = \gamma z \frac{1}{N_\varphi} - 2c \frac{\sqrt{N_\varphi}}{N_\varphi}$$

akan tetapi
$$\frac{1}{\tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)} = \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$$

atau
$$\frac{1}{N_\varphi} = k_a$$

$$p_a = k_a \gamma z - 2c\sqrt{k_a}$$

Tetapi untuk tanah-tanah tidak kohesif $p_a = k_a \gamma z$, oleh karena itu kohesi mempunyai pengaruh mengurangi tekanan aktif sejumlah $2c\sqrt{k_a}$, jadi tanah adalah lebih menumpu sendiri.

Retak-retak tarik

Pada suatu tanah kohesif tekanan aktif, p_a , akan mempunyai suatu harga positif

sepanjang:

$$k_a \gamma z \geq 2c \sqrt{k_a}$$

$$z \geq \frac{2c}{\gamma} \sqrt{k_a}$$

$$z \geq \frac{2c}{\gamma} \sqrt{N_\varphi}$$

Oleh karena itu, apabila z lebih kecil daripada $(2c\sqrt{N_\varphi})/\gamma$ maka tekanan aktif akan menjadi negatif, jadi tanah akan berada dalam tarik. Berhubung pada umumnya tanah tidak akan menahan gaya-gaya tarik, maka akan timbul retak-retak vertikal yang akan mempunyai suatu kedalaman sebesar $(2c\sqrt{N_\varphi})/\gamma$. Pada tanah kohesif dengan drainasi terbatas, φ sering diambil sama dengan nol, dan dalam hal ini kedalaman retak-retak tarik adalah $2c/\gamma$.

Seperti halnya dengan teori Rankine, penyelesaian Bell hanya dapat diterapkan dengan mudah pada permukaan dinding vertikal dan permukaan tanah horizontal, dan tidak memperhitungkan gesekan dinding atau kohesi.

Pengaruh-pengaruh air

Terpisah dari pengaruh air terhadap sifat-sifat kohesif suatu tanah, akan terdapat pula suatu pengurangan dalam tekanan tanah aktif di bawah muka air tanah, berhubung dipergunakan kerapatan tenggelam (submerged density) dari tanah:

$$p_a = k_a \gamma' z$$

Akan tetapi, tekanan total pada belakang dinding akan bertambah akibat tekanan air. Biasanya pada sisi belakang dinding penahan dilengkapi dengan drainasi yang cukup untuk mengurangi tinggi hidrostatis ini.

Setelah hujan lebat, retak-retak tarik di dalam tanah akan terisi dengan air dan ini akan juga menimbulkan suatu tekanan horizontal.

Suatu cara sederhana untuk menyelesaikan persoalan-persoalan yang berhubungan dengan tekanan aktif di dalam tanah adalah dengan menggambar diagram-digram tekanan pada sisi belakang dinding.

CONTOH 30

Suatu dinding vertikal, tinggi 9 m, menahan tanah kohesif yang permukaannya setaraf dengan sisi atas dinding. Kerapatan tanah 1900 kg/m^3 , kohesi 20 kN/m^2 dan sudut tahanan geser 10° .

Cari dorongan aktif pada dinding tiap-tiap meter panjang, dianggap bahwa tanah dikeringkan dengan baik dan mengabaikan gaya gesek dan gaya kohesif pada sisi belakang dinding.

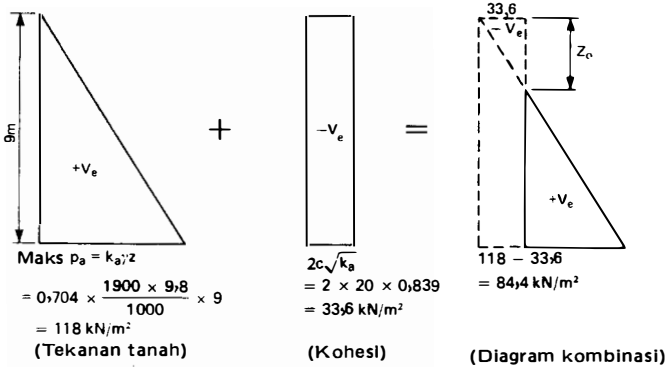
Cari pula dorongan aktif apabila tanah penuh dengan air (kerapatan jenuh = 2000 kg/m^3), dengan muka air tanah pada permukaan, dianggap bahwa kekuatan tanah tidak berubah.

PENYELESAIAN

Koefisien tekanan aktif $k_a = \tan^2 (45 - \frac{10}{2}) = 0,839^2 = 0,704$

$$N_\phi = \frac{1}{k_a} = \tan^2 (45 + \frac{10}{2}) = 1,192^2 = 1,412$$

Tekanan-tekanan pada sisi belakang dinding untuk keadaan dikeringkan diperlihatkan dalam Gambar 75(a).



GAMBAR 75(a)

Kedalaman retak-retak tarik = z_0
 Dari segi-tiga yang sebanding (Gambar 75(a)):

$$z_0 = \frac{33,6}{121,7} \times 9 = \underline{\underline{2,48 \text{ m}}}$$

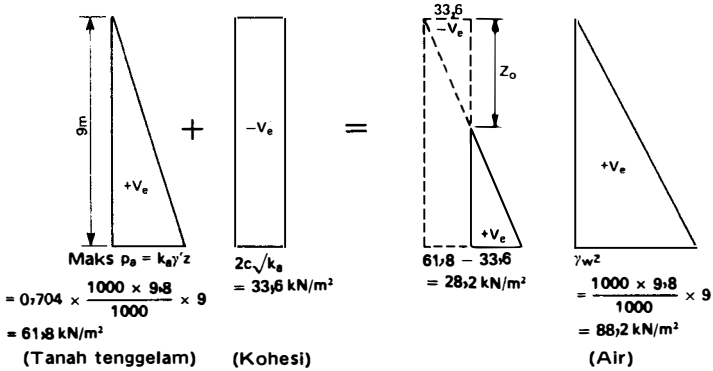
Pilihan lain:

$$\begin{aligned} \text{Kedalaman retak tarik} &= \frac{2c}{\gamma} \sqrt{N_\phi} \\ &= \frac{2 \times 20}{1900 \times 9,8/1000} \times 1,192 = 2,6 \text{ m} \end{aligned}$$

Dorongan total $P_a = \frac{1}{2} \times 84,4 \times (9 - 2,6) = 270 \text{ kN/m}$ panjang (bagian negatif dari diagram kombinasi diabaikan).

Apabila tanah jenuh berarti tanah itu akan juga terendam, dengan $\gamma' = 2000 - 1000 = 1000 \text{ kg/m}^3$. Diagram-diagram tekanan untuk keadaan ini diperlihatkan dalam Gambar 75(b).

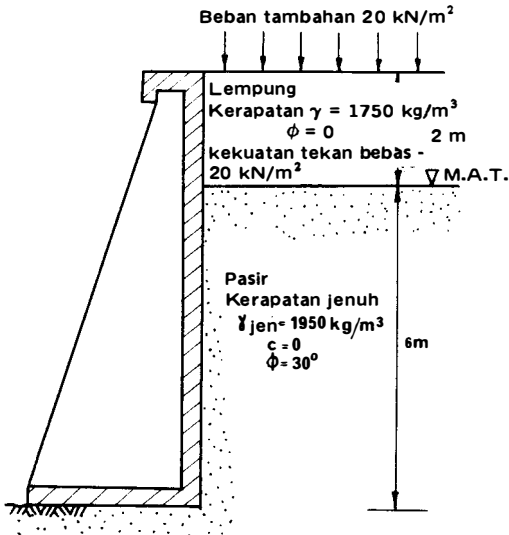
Catatan: Tekanan air tidak diperhitungkan untuk penentuan kedalaman retak-retak tarik.



GAMBAR 75(b)

$$z_0 = \frac{33,6}{62} \times 9 = \underline{\underline{4,9 \text{ m}}} \quad \text{Gambar 75(b)}$$

Dorongan total = $\frac{1}{2} \times 28,2 \times 5,1 + \frac{1}{2} \times 88,2 \times 9 = \underline{\underline{468,8 \text{ kN/m}}}$ panjang.



GAMBAR 76(a). Dinding penahan dan urugan kembali.

CONTOH 31

Gambar 76(a) memperlihatkan pengurangan tanah kembali di belakang suatu dinding penahan vertikal licin.

(a) Tentukan kekuatan geser dalam kN yang harus dipindahkan di bawah dasar dinding untuk mencegah pergerakan menjauhi urugan tanah.

(b) Pada ketinggian berapa di atas dasar bekerjanya dorongan horizontal total?

(c) Akan berapakah besarnya tekanan total di belakang dinding kalau disediakan drainasi untuk menurunkan muka air tanah sampai dasar dinding?

PENYELESAIAN

Kekuatan-tekan-bebas dari lempung diberikan sebesar 20 kN/m². Berdasarkan Bab 6 (Gambar 55) dapat dilihat bahwa karenanya kohesi harus sebesar 10 kN/m²

Untuk lempung $k_a = 1$
 Untuk pasir $k_a = \tan^2 (45 - \frac{30}{2}) = \frac{1}{3}$

(a) Kekuatan geser total yang dipindahkan harus sebesar tekanan pada sisi belakang dinding.

Pengaruh beban tambahan:

$$\begin{aligned} \text{Dalam lempung} &= 20 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Dalam pasir} &= 20 \times \frac{1}{3} = 6,67 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Pengaruh lempung:

$$\begin{aligned} \text{Tekanan aktif pada dasar lempung} &= \frac{1750 \times 2 \times 9,8}{1000} \\ &= 34,3 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Tekanan aktif pada dasar pasir} &= 34,3 \times \frac{1}{3} = 11,43 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Kohesi} &= 2c\sqrt{k_a} = 2 \times 10 \times 1 \\ &= 20 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Pengaruh pasir yang terendam:

$$\begin{aligned} \text{Tekanan aktif pada dasar pasir} &= \frac{950 \times 6 \times 9,8}{1000} \times \frac{1}{3} \\ &= 18,6 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Pengaruh air:

$$\begin{aligned} \text{Tekanan maksimum akibat air} &= 9,8 \times 6 = 58,8 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Harga-harga ini diperlihatkan dalam Gambar 76(b), bersama-sama dengan} \\ \text{lengan momen dari masing-masing diagram tekanan sekeliling dasar.} \end{aligned}$$

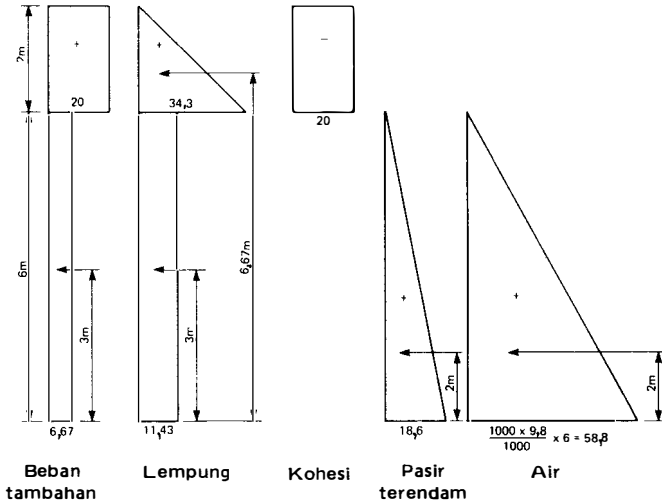
Catatan: Beban tambahan tepat meniadakan kohesi dan karenanya tidak akan terbentuk retak-retak tarik.

$$\begin{aligned} \text{Tekanan total} &= 20 \times 2 + 6,67 \times 6 + \frac{1}{2} \times 34,3 \times 2 + 11,43 \times 6 - \\ & \quad 20 \times 2 + \frac{1}{2} \times 18,6 \times 6 + \frac{1}{2} \times 58,8 \times 6 = \underline{\underline{375 \text{ kN}}} \end{aligned}$$

(b) Momen-momen sekeliling dasar (di mana h = tinggi dari dorongan total)

$$375 h = 6 \times 6,67 \times 3 + \frac{1}{2} \times 34,3 \times 2 \times 6,67 + 6 \times 11,43 \times 3 + \frac{1}{2} \times 18,6 \times 6 \times 2 + \frac{1}{2} \times 58,8 \times 6 \times 2$$

$$h = \underline{\underline{2,72 \text{ m}}}$$



GAMBAR 76(b). Diagram-diagram tekanan. (Satuan kN/m²).

- (c) Pengaruh bersih dari pengeringan tanah akan berupa:
- (i) Tekanan air ($\frac{1}{2} \times 58,8 \times 6 = 176,4 \text{ kN}$) tidak akan diperhitungkan.
 - (ii) Pasir tidak akan terendam lebih jauh lagi dan tekanan terendam sebesar ($\frac{1}{2} \times 18,6 \times 6 = 55,8 \text{ kN}$) akan ditambah menjadi

$$\frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times \frac{1950 \times 9,8}{1000} \times 6^2 = 114,7 \text{ kN}$$

Oleh karena itu dengan pengeringan:

$$\begin{aligned} \text{Tekanan total} &= 375,1 - 176,4 - 55,8 + 114,7 \\ &= \underline{\underline{257,6 \text{ kN}}} \end{aligned}$$

Jelas pengeringan memberikan harga tekanan total yang lebih rendah dan oleh karena itu harus selalu dipertimbangkan pada waktu merencanakan suatu dinding penahan.

Teori bagi Coulomb

Teori baji yang diterapkan pada tanah-tanah kohesif adalah serupa dengan yang untuk tanah-tanah tanpa kohesi, kecuali bahwa harus ditinjau dua gaya lagi yang bekerja pada baji:

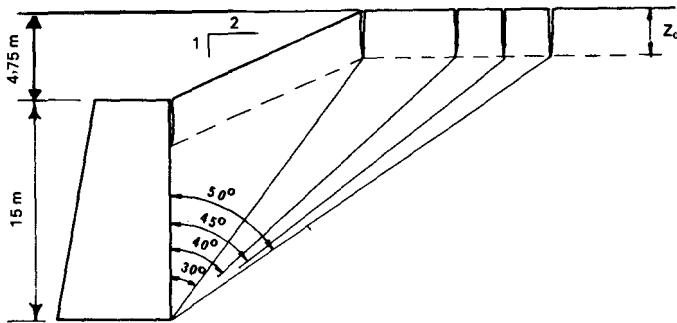
- (a) Kohesi di sepanjang bidang runtuh.
 (b) Kohesi di sepanjang bidang dinding.

Juga, untuk kedalaman retak-retak tarik tidak dapat dikerahkan gesek atau kohesi.

CONTOH 32

Gambar 77(a) memperlihatkan suatu dinding penahan dan urugan kembali lanau. Kalau kerapatan menyeluruh dari lanau adalah 1800 kN/m^3 , kohesi 20 kN/m^2 , adhesi dinding 12 kN/m^2 , sudut tahanan geser dari tanah yang ditahan 19° dan sudut gesek antara dinding dan tanah yang ditahan adalah 14° :

- (a) Carilah kedalaman retak-retak tarik z_0
 (b) Cari dorongan aktif maksimum pada dinding dengan metoda baji memakai bidang-bidang gelincir yang diperlihatkan.



GAMBAR 77(a)

PENYELESAIAN

$$\begin{aligned}
 (a) \text{ Kedalaman retak-retak tarik } z_0 &= \frac{2c}{\gamma} \times \sqrt{N_\phi} \\
 &= \frac{2 \times 20}{1800 \times \frac{9,8}{1000}} \tan(45 + \frac{19}{2}) \\
 &= \underline{\underline{3,2 \text{ m}}}
 \end{aligned}$$

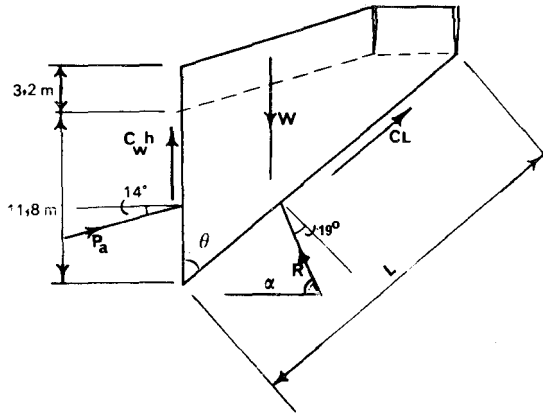
(b) Gaya-gaya yang bekerja pada masing-masing baji adalah seperti yang diperlihatkan dalam Gambar 77(b) dan harga-harganya diberikan dalam tabel.

Untuk masing-masing baji:

Adhesi dinding bekerja di sepanjang 11,8 m

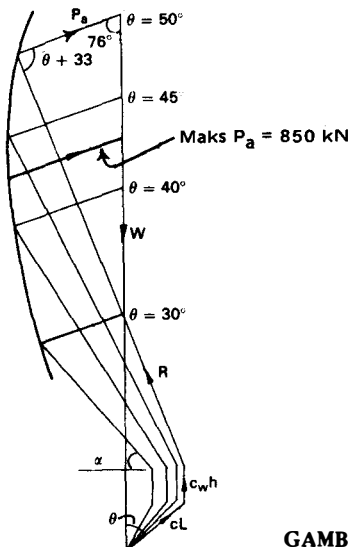
\therefore Adhesi dinding = $11,8 \times 12 = 141,6 \text{ kN}$

Sudut dari P_a dengan vertikal = 76°



GAMBAR 77(b). Gaya-gaya pada baji.

Sudut dari bidang gelincir percobaan terhadap vertikal (θ)	Luas baji (m^2)	Berat baji (kN)	Panjang bidang gelincir (m)	Kohesi (kN)	Sudut dari reaksi R dengan horizontal (α)
50°	203,3	3586	25,8	516	69°
45°	166,9	2944	23,4	468	64°
40°	136,3	2404	21,6	432	59°
30°	86,5	1526	19,1	382	49°



GAMBAR 77 (c).

Gaya-gaya ini digambar pada poligon-poligon gaya yang ditempatkan satu di atas yang lainnya dalam Gambar 77(c). Dari gambar, harga maksimum dari P_a adalah 850 kN

TAHANAN PASIF (PASSIVE RESISTANCE)

Dalam hal-hal tertentu suatu dinding dapat terdorong ke arah tanah, seperti pada perluasan kepala jembatan atau di sebelah luar dari suatu dinding penahan. Harga maksimum dari tekanan ini pada titik keruntuhan tanah dikenal sebagai *tekanan pasif* atau *tahanan pasif*.

Tahanan pasif dari suatu tanah tanpa kohesi

Permukaan tanah horisontal: teori Rankine

Untuk suatu dinding vertikal dengan permukaan tanah horisontal, tekanan pasif P_p akan merupakan tekanan utama maksimum dan γz merupakan minimum:

$$\begin{aligned}
 p_p &= \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \gamma z \\
 &= k_p \gamma z
 \end{aligned}$$

di mana k_p adalah koefisien tekanan tanah pasif

$$= \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Catatan: k_p secara numerik adalah sama dengan N_φ , akan tetapi adalah lebih baik untuk memakai kedua simbol tersebut.

Permukaan tanah tidak horisontal: teori baji Coulomb

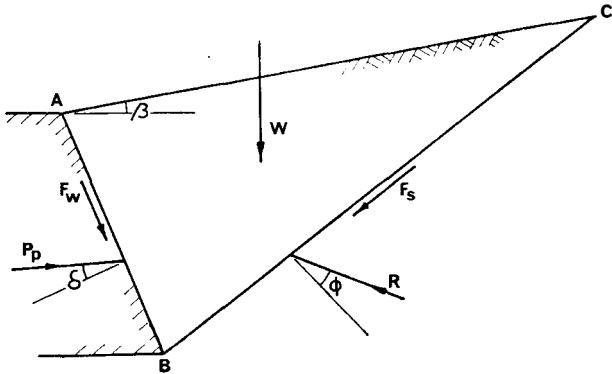
Apabila suatu tanah mengalami tekanan pasif, maka baji akan dipaksa ke arah atas, dan karenanya P_p dan R akan bekerja seperti yang diperlihatkan dalam Gambar 78. Hal ini hanya dapat diterapkan apabila $\delta < \varphi/3$, berhubung di luar keadaan ini, permukaan gelincir tidak merupakan suatu bidang datar.

Tahanan pasif dari tanah $c - \varphi$

Penyelesaian Bell

$$\begin{aligned}
 \sigma_1 &= \sigma_3 N_\varphi + 2c \sqrt{N_\varphi} \\
 p_p &= \gamma z N_\varphi + 2c \sqrt{N_\varphi} \\
 \text{atau} \quad p_p &= k_p \gamma z + 2c \sqrt{k_p}
 \end{aligned}$$

jadi kohesi meningkatkan harga dorongan pasif.



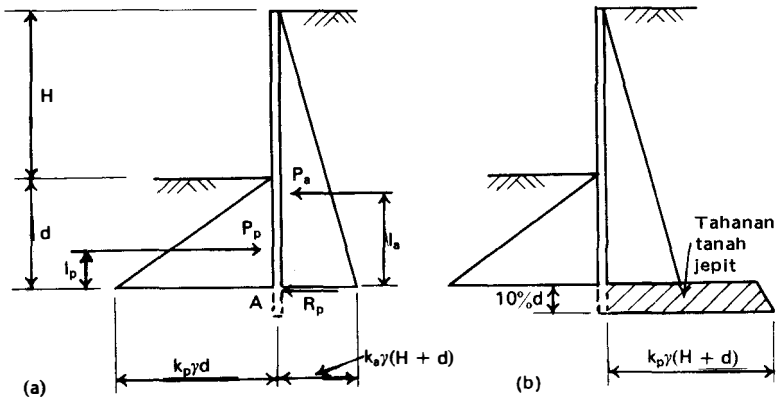
GAMBAR 78. Tekanan pasif pada baji.

DINDING-DINDING TURAP (SHEET-PILE WALL)

Dinding-dinding turap pada umumnya bergantung kepada tahanan pasif tanah untuk mempertahankan keseimbangan. Persoalan dengan turap adalah untuk menentukan kedalaman turap yang harus dipancang supaya stabil dan ekonomis. Apabila tanah yang harus ditahan tinggi, maka biasanya turap akan perlu diikat ke belakang di dekat permukaan. Untuk kedalaman-kedalaman yang kecil, turap dapat bekerja sebagai suatu kantilever.

Tumpuan tanah jepit (Fixed earth support)

Dinding-dinding turap kantilever. Apabila turap mengalami tekanan aktif dari tanah yang ditahan, maka tanah di depan turap akan mengalami tekanan pasif. Tekanan-tekanan aktif dan pasif ini diperlihatkan dalam Gambar 79(a). Reaksi



GAMBAR 79(a). Diagram gaya. (b) Reaksi tanah jepit.

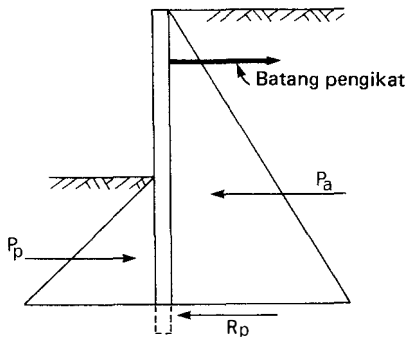
pada kaki turap R_p dalam kenyataannya akan terbentuk dari suatu zone tekanan pasif di belakang dinding seperti diperlihatkan dalam Gambar 79(b), titik rotasi turap akan terletak pada suatu jarak pendek di atas dasar. Anggapan bahwa reaksi ini terletak pada dasar dikenal sebagai teori tumpuan tanah jepit. Tinjau momen sekeliling A :

$$P_p \times l_p = P_a \times l_a$$

Dari persamaan ini, d dapat dicari. Kedalaman pemancangan diambil 10 persen lebih besar daripada d untuk memungkinkan adanya reaksi tanah jepit.

Perhitungan d melibatkan penyelesaian suatu persamaan pangkat tiga, dan akan diperoleh dalam tanah-tanah tanpa kohesi bahwa kedalaman pemancangan adalah lebih besar daripada tinggi tanah yang ditahan. Oleh karena itu turap kantilever tidak ekonomis untuk tanah-tanah semacam ini. Dalam tanah-tanah kohesif, tinggi ekonomis dari tanah yang ditahan tergantung kepada nilai kohesi dan perhitungan nilai-nilai ini harus dikerjakan dengan *sangat hati-hati*. Dengan alasan-alasan di atas, maka dalam buku ini tidak diusahakan untuk menyertakan perhitungan untuk turap-turap kantilever.

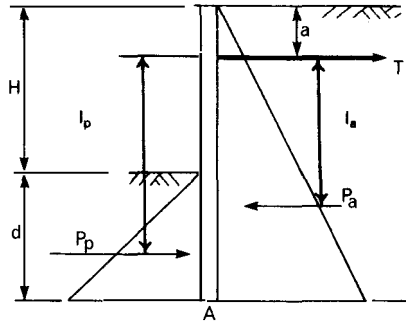
Turap yang dijangkar (Anchored Bulkhead): tumpuan tanah jepit. Apabila tanah yang ditahan tinggi, maka akan diperlukan suatu batang pengikat untuk mempertahankan keseimbangan. Reaksi R_p dapat pula dianggap ada dan teori tumpuan tanah jepit dapat dipakai (*lihat* Gambar 80). Akan tetapi, untuk turap yang dijangkar teori tumpuan tanah bebas (free earth support) memberikan suatu perhitungan yang lebih sederhana.



GAMBAR 80. Turap dijangkar (tumpuan tanah jepit).

Tumpuan tanah bebas

Turap dijangkar: Cara lain untuk meninjau stabilitas turap adalah dengan menganggap mereka berputar sekeliling dasar turap. Dalam hal ini tidak akan ada reaksi pada A dan turap ditumpu oleh tekanan pasif di depan permukaan dan batang



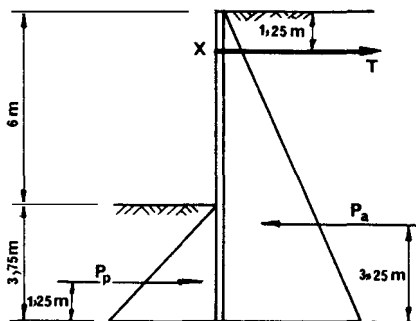
GAMBAR 81. Turap dijangkar (tumpuan tanah bebas).

pengikat (*lihat* Gambar 81). Kasus ini dapat diselesaikan dengan mudah dengan meninjau momen-momen sekeliling batang pengikat dan dari pengalaman telah dibuktikan memberikan suatu hasil yang lebih tepat.

CONTOH 33

Suatu dinding turap dijangkar, diperlihatkan dalam Gambar 82, menahan tanah setinggi 6 m, turap mempunyai suatu panjang total sebesar 9,75 m. Tanah mempunyai suatu kerapatan menyeluruh sebesar 1900 kg/m^3 , suatu kohesi yang dapat diabaikan dan suatu sudut tahanan geser sebesar 30° . Batang pengikat jangkakan adalah pada 1,25 m di bawah permukaan tanah.

- (a) Cari dorongan aktif pada turap dalam kN/meter horisontal.
- (b) Cari tekanan pasif maksimum yang mungkin.
- (c) Memakai "teori tumpuan tanah bebas" tentukan tekanan pasif yang dipindahkan dan kemudian faktor keamanan dari dinding turap.
- (d) Cari tarikan di dalam batang-batang pengikat kalau mereka berjarak 5 meter pusat ke pusat.



GAMBAR 82

PENYELESAIAN

$$(a) \quad k_a = \tan^2(45 - \frac{30}{2}) = \frac{1}{3} \qquad k_p = \tan^2(45 + \frac{30}{2}) = 3$$

$$P_a = \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times (1,9 \times 9,8)9,75^2 = \underline{\underline{295 \text{ kN/meter horizontal}}}$$

$$(b) \quad P_p = \frac{1}{2} \times 3 \times (1,9 \times 9,8) \times 3,75^2 = \underline{\underline{393 \text{ kN}}} \text{ (maksimum yang mungkin)}$$

(c) Untuk mencari tahanan pasif yang dipindahkan, tinjau momen sekeliling batang pengikat pada X.

$$7,25 P_p = 5,25 \times 295$$

$$P_p = 214 \text{ kN (dipindahkan)}$$

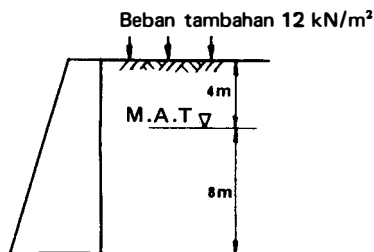
$$\text{Faktor keamanan} = \frac{393}{214} = \underline{\underline{1,8}}$$

$$(d) \text{ Tarikan dalam batang pengikat} = (295 - 214)5$$

$$= \underline{\underline{405 \text{ kN}}}$$

SOAL-SOAL

1. Suatu dinding penahan vertikal memikul suatu urugan kembali kohesif yang mempunyai kohesi sebesar 24 kN/m^2 dan suatu sudut tahanan geser sebesar 8° (*lihat* Gambar 83). Tinggi dinding adalah 12 m dan muka air tanah 4 m di bawah mercu. Kerapatan menyeluruh tanah di atas muka air tanah adalah 1640 kg/m^3 dan kerapatan tanah jenuh adalah 2000 kg/m^3 . Permukaan tanah di belakang dinding, yang horisontal dan setaraf dengan mercu dinding, memikul suatu beban tambahan merata sebesar 12 kN/m^2 .


GAMBAR 83

(a) Tentukan dorongan horisontal total pada dinding dalam kN tiap meter langsung, apabila sudut gesek dinding adalah nol dan telah terbentuk retak-retak tarik.

(b) Pada kedalaman berapa tekanan pada dinding adalah nol?

(c) Pada ketinggian berapa di atas dasar bekerjanya dorongan horisontal total?

2. Suatu dinding penahan tinggi 5 m memikul suatu urugan kembali yang terdiri dari lempung kepasiran setebal 2 m di atas pasir 3 m. Muka air tanah berimpit dengan permukaan atas pasir. Konstanta-konstanta tanah adalah sebagai berikut. *Lempung kepasiran*: kerapatan = 1840 kg/m^3 , kohesi = $11,5 \text{ kN/m}^2$; $\varphi = 10^\circ$. *Pasir*: kerapatan = 1930 kg/m^3 ; $\varphi = 35^\circ$; $c = 0$.

(a) Tentukan dorongan aktif total pada dinding penahan dan titik tangkapnya, dianggap telah terjadi retak-retak tarik.

(b) Apabila ada kemungkinan untuk menurunkan muka air tanah dengan 2 m, tanpa mengubah sifat-sifat tanah, maka akan berapakah dorongan aktif pada dinding? Juga dianggap akan terjadi retak-retak tarik.

3. Suatu dinding penahan, tinggi 9,75 m, pada sisi yang berbatasan dengan tanah miring 8 vertikal berbanding 1 horisontal. Urugan kembali yang rata dengan puncak dinding adalah dari pasir dengan suatu kerapatan 1920 kg/m^3 , kohesi 20 kN/m^2 dan $\varphi = 0$. Dipilih suatu bidang gelincir percobaan yang membuat sudut 35° dengan horisontal.

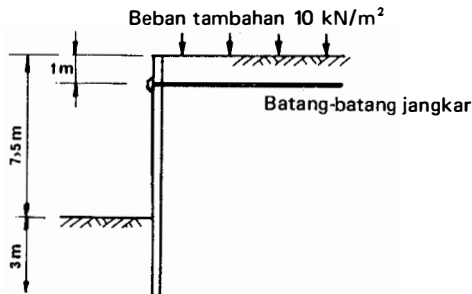
Cari untuk bidang gelincir ini, dorongan pada dinding tiap-tiap meter panjang. Ijinkan untuk retak-retak tarik, dan anggap muka air tanah berada di bawah dasar dinding. Anggap adhesi dinding sama dengan $0,5 \times$ kohesi tanah.

Tentukan secara analitis atau grafis harga dorongan aktif maksimum pada dinding. Kerapatan pasir adalah 1770 kg/m^3 .

(b) Apabila pasir tepat diganti dengan suatu tanah gesek kohesif pada mana terjadi retak-retak tarik, terangkan, dengan diagram-diagram yang sesuai, bagaimana harga dorongan aktif maksimum ini dapat ditentukan secara grafis kalau ditinjau adhesi antara dinding dengan tanah.

4. Suatu dinding penahan pada sisi yang jauh dari suatu urugan tanah tanpa kohesi, miring ke atas dengan suatu lereng 1 di dalam 10. Kerapatan urugan = 1850 kg/m^3 . Sudut beban tambahan = 5° . Sudut gesek intern = 35° . Sudut gesek dinding = 25° . Tinggi vertikal dinding = 10,67 m.

Tentukan dengan cara grafis besarnya dorongan aktif maksimum pada dinding.



GAMBAR 84

5. Gambar 84 memperlihatkan suatu turap dijangkar, dengan tumpuan tanah bebas. Kerapatan tanah tanpa kohesi = 1850 kg/m^3 . Sudut tahanan geser = 35° . Turap dijangkar dengan aman oleh batang-batang pengikat 1 m di bawah puncak. Hitung dorongan pasif minimum yang harus dipindahkan sekeliling panjang turap untuk keseimbangan. Apakah kedalaman penetrasi turap cukup untuk mengerahkan dorongan ini?

STABILITAS LERENG

Suatu keruntuhan teknis yang paling umum adalah longsornya suatu timbunan atau galian, dan telah dilakukan sejumlah besar penelitian untuk mencari sebab-sebab keruntuhan ini. Air sering merupakan penyebab kelongsoran tanah, baik dengan mengikis suatu lapisan pasir, melumasi batuan ataupun meningkatkan kadar air suatu lempung, dan karenanya mengurangi kekuatan geser. Apabila terjadi suatu longsoran dalam tanah lempung, seringkali didapat merupakan sepanjang suatu busur lingkaran, dan karenanya bentuk inilah yang dianggap terjadi pada waktu mempelajari stabilitas suatu lereng. Busur lingkaran ini dapat memotong permukaan lereng, melalui titik kaki lereng (*toe*), atau memotong dasar lereng (*deep-seated*) dan menyebabkan pengangkatan pada dasar (*lihat* Gambar 85). Ramalan bidang gelincir yang paling mungkin terjadi, sangat tergantung pada pengalaman, berdasarkan pada studi kasus-kasus yang telah lalu.



GAMBAR 85

Sebab-sebab keruntuhan lereng pada suatu galian akan sangat berbeda dengan pada suatu timbunan. Suatu galian adalah suatu kasus tanpa pembebanan di mana tanah dihilangkan, oleh karena itu menyebabkan sokongan tegangan di dalam tanah. Tahanan tanah akan menghambur dengan waktu dan suatu bagian dari persoalan perencana adalah untuk meramalkan sifat-sifat tanah selama masa hidup rencana dari suatu galian (*lihat* geser sisa, Bab 6).

Peninggian-peninggian tanah dan timbunan buangan, sebaliknya, adalah kasus pembebanan dan perioda pelaksanaan merupakan perioda yang paling kritis, akibat timbulnya tekanan-tekanan pori selama pelaksanaan dengan konsekuensi pengurangan tegangan efektif (*lihat* parameter-parameter tekanan pori, Bab 6).

Dengan waktu, kelebihan tekanan pori ini menghambur dan tahanan geser dari timbunan meningkat, meskipun sekarang konsolidasi mungkin merupakan masalah utama.

Dalam kedua kasus di atas, studi mengenai variasi tekanan air pori di dalam massa tanah merupakan hal yang paling penting, karena hanya dengan cara inilah dapat ditentukan harga-harga parameter c dan φ yang dapat diterima. Rembesan air akan menimbulkan tekanan rembesan yang mungkin menyebabkan keruntuhan dari lereng. Perpindahan-perpindahan air semacam ini seringkali terjadi di dekat pekerjaan-pekerjaan tanah yang besar seperti pada suatu bendungan tanah atau galian-galian di bawah muka air tanah alam. Tekanan-tekanan rembesan dapat diperiksa dengan pizometer di lapangan dan ini mungkin perlu untuk menyediakan drainasi yang sesuai untuk mengontrol aliran air.

Pembahasan yang terperinci mengenai faktor-faktor yang terlibat dalam meramalkan bidang runtuh lereng yang rasa-rasanya paling mungkin terjadi tidak termasuk dalam ruang cakup buku ini. Oleh karena itu, bab ini dibatasi pada analisis-analisis keruntuhan lereng, dengan menerima harga-harga parameter c dan φ yang telah dipilih sebelumnya. Analisis ini dengan sendirinya akan membentuk suatu bagian dari penentuan bidang runtuh yang rasa-rasanya paling mungkin.

Retak-retak tarik

Pada suatu galian, retak-retak tarik dapat terbentuk pada puncak lereng, dan retak-retak ini dapat merupakan tanda-tanda pertama dari keruntuhan lereng. Dalam Bab 8 diperlihatkan bahwa kedalaman teoritis dari retak-retak ini $Z_0 = 2c\sqrt{N}\varphi/\gamma$.

Kalau retak-retak tarik ini terisi air, maka tekanan hidrostatik akan mengurangi stabilitas lereng. Persoalannya menjadi lebih besar apabila air membeku dalam retak-retak ini. Oleh karena itu, retak-retak semacam ini di sepanjang puncak suatu lereng, harus dicatat dengan teliti dan diatasi pada kesempatan yang paling awal.

Galian-galian vertikal

Apabila dilihat suatu galian vertikal di dalam suatu tanah lempung, galian ini akan tetap stabil untuk suatu perioda singkat, terutama akibat tekanan pori negatif yang disebabkan oleh penghilangan beban. Harus ditekankan bahwa *adalah suatu perbuatan yang sangat berbahaya untuk membiarkan suatu galian vertikal tanpa penunjang pada setiap waktu*. Akan tetapi, mungkin sangat berguna untuk meramalkan sampai berapa dalam galian semacam ini dapat dibuat.

Dapat diperlihatkan bahwa tinggi kritis dari suatu galian vertikal, $H_c = 2,67c/\gamma$. Ini dengan menganggap $\varphi = 0$ seperti akan terdapat pada kasus untuk suatu jangka pendek.

KONDISI $\varphi = 0$

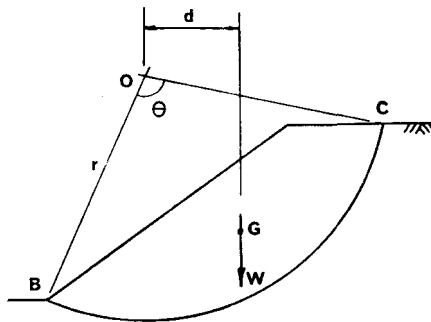
Berhubung galian-galian vertikal harus selalu ditunjang baik dengan kayu-kayu yang sesuai ataupun dengan turap-turap, maka galian-galian sementara dengan sisi miring lebih disukai untuk pekerjaan-pekerjaan bawah tanah yang kemudian diurug kembali setelah pekerjaan selesai. Hal ini dapat ditinjau sebagai suatu kasus jangka pendek (tergantung pada lamanya galian terbuka) dan dapat dianggap kondisi $\varphi = 0$.

Suatu percobaan geser tertutup sederhana dapat dipakai untuk memperoleh harga kohesi tampak.

Tinjau suatu permukaan gelincir yang rasa-rasanya mungkin terjadi BC (lihat Gambar 86(a)) dengan pusat pada O .

Momen penggelincir dari silinder tanah sekeliling $O =$

$$\text{Berat tanah} \times \text{jarak } d = Wd$$



GAMBAR 86(a)

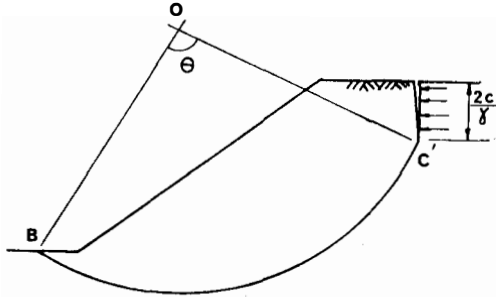
Momen penahan yang mencegah tanah bergerak adalah semua akibat kohesi di sepanjang BC , yang mempunyai suatu lengan momen sekeliling O yang sama dengan jari-jari r .

$$\begin{aligned} \text{jadi: Momen penahan} &= \text{kohesi} \times \text{Panjang } BC \times \text{jari-jari } r \\ &= c \times r\theta \times r \\ &= cr^2\theta \end{aligned}$$

Faktor keamanan terhadap longsor

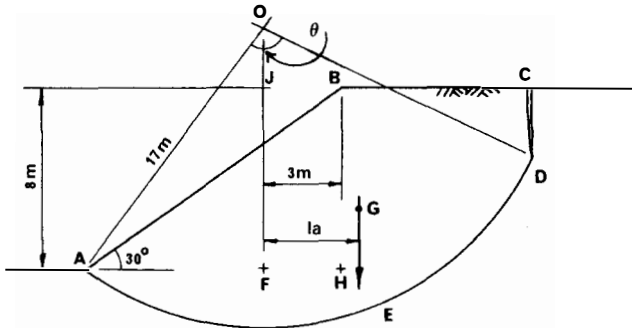
$$= \frac{\text{Momen penahan}}{\text{Momen penggelincir}} = \frac{cr^2\theta}{Wd}$$

Diperiksa suatu rangkaian lingkaran-lingkaran gelincir, dan salah satu dengan faktor keamanan yang terendah adalah permukaan gelincir kritis.



GAMBAR 86(b)

Seringkali terjadi suatu retak tarik pada suatu jarak dari puncak suatu lereng tanah dan sejajar dengannya. Bagian bawah retak ini dapat diambil pada suatu kedalaman sebesar $2c/\gamma$ dan ini merupakan suatu titik melalui mana lingkaran gelincir akan lewat. Tidak ada tahanan kohesif yang dapat dikerahkan pada kedalaman ini, dan karenanya rotasi tahanan permukaan adalah BC' (lihat Gambar 86(b)). Retak ini dapat terisi air dan menimbulkan tekanan hidrostatik, yang akan juga mempunyai suatu momen sekeliling O .



GAMBAR 87

CONTOH 34

Suatu galian sementara mempunyai potongan seperti yang diperlihatkan dalam Gambar 87. Bahan adalah lempung homogen dengan kerapatan 1800 kg/m^3 , kohesi 50 kN/m^2 dan sudut tahanan geser nol.

Cari faktor keamanan untuk lingkaran gelincir yang diperlihatkan, dengan kemungkinan timbulnya suatu retak tarik yang mungkin terisi air.

PENYELESAIAN

$$\text{Kedalaman retak-retak tarik, } Z_o = \frac{2 \times 50}{1,8 \times 9,8} = 5,7 \text{ m}$$

Gambar dengan skala dan hitung luas $ABCDE$, letak sentroid G dan sudut θ . Harga-harga untuk areal gelincir ini adalah:

$$\begin{aligned} \text{Luas } ABCDE &= 184 \text{ m}^2 \\ \text{Lengan momen} &= 4,6 \text{ m} \\ \text{Sudut } \theta &= 89^\circ \end{aligned}$$

$$\text{Momen penggelincir} = 184 \times 1,8 \times 9,8 \times 4,6 = 14\,930 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen penahan} = AED \times 50 \times 17$$

$$= \left(17 \times 89 \times \frac{\pi}{180} \right) \times 50 \times 17 = 22\,446 \text{ kNm}$$

Dianggap ada air dalam retak-retak tarik

$$AH = 8\sqrt{3} = 13,8 \text{ m}$$

$$AF = 10,8 \text{ m}$$

$$OF = \sqrt{17^2 - 10,8^2} = 13,1 \text{ m}$$

$$OJ = 5,1 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen dari air dalam retak} &= \frac{1}{2} \times 9,8 \times 5,7^2 \times (5,1 + \frac{2}{3} \times 5,7) \\ &= 1416 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\text{Momen penggelincir} = 14\,930 + 1416 = 16\,346 \text{ kNm}$$

$$\therefore \text{Faktor keamanan} = 22\,446 / 16\,346 = \underline{\underline{1,37}}$$

Apabila galian dibiarkan terbuka cukup lama bagi tanah untuk mengering dan terjadi suatu harga φ , atau apabila tanah tidak jenuh, maka harus dilakukan suatu analisis $c-\varphi$.

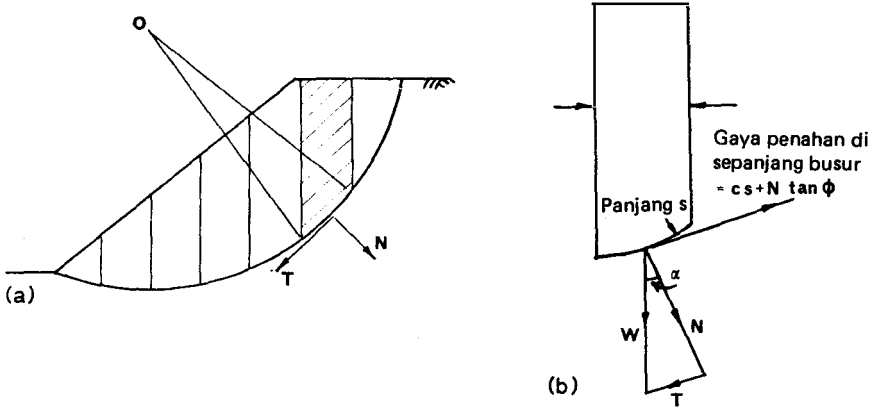
TANAH-TANAH $c-\varphi$

Untuk tanah-tanah $c-\varphi$, tahanan geser di sepanjang bidang gelincir bervariasi dengan gaya normal. Oleh karena itu, apabila seluruh atau sebagian kekuatan geser adalah akibat gesekan, maka dipakai suatu pendekatan grafis.

Dipilih suatu lingkaran gelincir yang mungkin dan dibagi menjadi jalur-jalur yang sama lebarnya (*lihat* Gambar 88(a)). Tinjau satu jalur (*lihat* Gambar 88(b)). Berat vertikal W dapat ditinjau dalam dua komponen: (1) $N = W \cos \alpha$ pada arah tegak-lurus busur gelincir, (2) $T = W \sin \alpha$ pada garis singgung busur gelincir.

$$\text{Untuk satu jalur, momen penggelincir sekeliling pusat } O = T \times r$$

$$\text{Untuk seluruh areal, momen penggelincir} = r \Sigma(T)$$



GAMBAR 88

Gaya penahan pada satu jalur didapat dari kohesi $c \times s$ dan gaya gesek $N \tan \phi$.

Untuk satu jalur momen penahan sekeliling pusat $O = (cs + N \tan \phi) r$

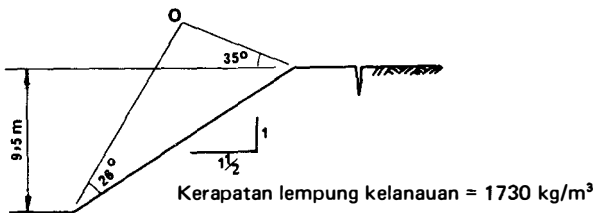
Untuk seluruh areal momen penahan = $r(cr\theta + \tan \phi \Sigma N)$

$$\text{Faktor keamanan} = \frac{cr\theta + \tan \phi \Sigma N}{\Sigma(T)}$$

c, r, θ dan ϕ telah ditentukan dan N dan T dapat dicari untuk masing-masing jalur dan dijumlah.

CONTOH 35

Gambar 89(a) memperlihatkan suatu galian yang telah dibuat di dalam suatu lempung kelanauan. Konstanta-konstanta tanah untuk contoh asli adalah $c = 20 \text{ kN/m}^2$ dan $\phi = 8^\circ$.



GAMBAR 89(a)

Dengan membiarkan terjadinya retak-retak tarik, berapakah faktor keamanan sehubungan dengan suatu lingkaran gelincir (pusat O) melewati kaki dari tanggul? Apakah mungkin terjadi suatu keruntuhan kaki lereng?

PENYELESAIAN

$$\text{Kedalaman retak-retak tarik } z_0 = \frac{2c\sqrt{N\phi}}{\gamma} = \frac{2 \times 20 \tan 49^\circ}{1,73 \times 9,8} = 2,7 \text{ m}$$

Gambar 89(b) memperlihatkan lingkaran gelincir yang dibagi ke dalam 14 jalur, masing-masing lebar 1,5 m. Besar masing-masing jalur dapat diwakili oleh panjang jalur dan digambar secara vertikal di bawahnya. Gaya normal dan gaya tangensial digambar pula untuk melengkapi diagram gaya untuk masing-masing jalur.

Besarnya vektor-vektor (dalam satuan metrik)

<i>Jalur No.</i>	<i>N</i>	<i>+ T</i>	<i>- T</i>
1	1,0		0,5
2	2,8		1,0
3	4,4		1,2
4	5,6		0,9
5	7,0		0,3
6	7,7	0,4	
7	8,8	1,2	
8	9,5	2,4	
9	9,5	3,4	
10	8,9	4,4	
11	7,5	4,9	
12	6,1	5,0	
13	4,2	4,6	
14	2,0	3,5	
	85,0	29,8	3,9

$$\text{Gaya penggelincir} = \Sigma T = (29,8 - 3,9) \times 1,6 \times 1,73 \times 9,8 = 703 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya penahan: } cr\theta = 20 \times 16,3 \times \frac{93}{180}\pi = 529 \text{ kN}$$

$$\Sigma N \tan \phi = 85 \times 1,6 \times 1,73 \times 9,8 \times 0,1405 = 324 \text{ kN}$$

$$\text{Faktor keamanan} = \frac{529 + 324}{703} = \underline{\underline{1,21}}$$

Suatu keruntuhan kaki lereng tidak mengancam, akan tetapi angka keamanan adalah rendah.

perti yang diperlihatkan dalam Gambar 88(b). Persamaannya kemudian akan menjadi,

$$\text{Faktor keamanan} = \frac{c'r\theta + \tan \phi' \Sigma(W \cos \alpha - u \times s)}{\Sigma W \sin \alpha}$$

Suatu koefisien tekanan pori, r_u , dapat disertakan ke dalam persamaan ini di mana,

$$r_u = \frac{\text{tekanan pori pada suatu titik}}{\text{tekanan sarat pada titik tersebut}} = \frac{u}{\gamma h}$$

h adalah tinggi tanah di atas titik yang ditinjau dan γ adalah kerapatan tanah.

Memperhatikan satu jalur yang diperlihatkan dalam Gambar 88(a) dan Gambar 88(b).

$$r_u = \frac{u}{\gamma h} = \frac{u \times b}{\gamma h \times b} = \frac{ub}{W}$$

$$\text{juga } \frac{b}{s} = \cos \alpha \text{ atau } b = s \cos \alpha$$

$$r_u = \frac{u \times s \cos \alpha}{W}$$

$$\text{atau } u \times s = \frac{r_u W}{\cos \alpha}$$

Pernyataan untuk faktor keamanan dengan memperhatikan tegangan efektif sebarang menjadi

$$\begin{aligned} \text{Faktor keamanan} &= \frac{c'r\theta + \tan \phi' \Sigma \left(W \cos \alpha - \frac{r_u W}{\cos \alpha} \right)}{\Sigma W \sin \alpha} \\ &= \frac{c'R\theta + \tan \phi' \Sigma W (\cos \alpha - r_u \sec \alpha)}{\Sigma W \sin \alpha} \end{aligned}$$

Dapat dikerjakan suatu analisis yang lebih teliti, akan tetapi pernyataan di atas memberikan suatu penyelesaian yang cepat dengan ketidaktelitian yang cenderung ke arah keamanan.

Harga koefisien tekanan pori, r_u , dianggap konstan di seluruh potongan melintang.

CONTOH 36

Gambar 90(a) memperlihatkan suatu potongan melalui suatu lapangan pada mana terletak suatu urugan yang dipadatkan sedalam 2,9 m dan kemudian suatu timbunan tinggi 8 m. Batuan di bawahnya adalah suatu serpih keras (hard shale).

PENYELESAIAN

Penampang dibagi ke dalam jalur-jalur vertikal dan dibuat diagram-diagram gaya seperti sebelumnya (*lihat* Gambar 90(b)).

Dari Gambar 90(b), hasil-hasilnya didaftar sebagai berikut:

Jalur	W	α	$\cos \alpha$	$\sec \alpha$	$\sin \alpha (+)$	$\sin \alpha (-)$
1	2,1	-31°	0,857	1,167		-0,515
2	5,1	$-14,5^\circ$	0,981	1,033		-0,250
3	7,1	1°	1,000	1,000	0,017	
4	8,1	$17,5^\circ$	0,954	1,048	0,301	
5	8,2	35°	0,819	1,221	0,574	
6	4,8	$58,5^\circ$	0,523	1,912	0,853	
Σ	35,4		5,121	7,381	1,745	-0,765

Faktor keamanan =

$$= \frac{25 \times 12,5 \times 123 \times \pi / 180 + 0,364 \times (35,4 \times 3,4 \times 1,9 \times 9,8)(5,121 - 0,3 \times 7,381)}{(35,4 \times 3,4 \times 1,9 \times 9,8)(1,745 - 0,765)}$$

$$= \underline{\underline{1,39}}$$

STABILISASI LERENG (STABILISATION OF SLOPE)

Pada waktu merencanakan suatu lereng atau mengusahakan untuk membuat stabil suatu keruntuhan yang terjadi, terdapat sejumlah cara-cara yang mungkin bagi perencana.

Dari pembahasan sebelumnya, akan dapat dilihat bahwa harus ditinjau pengontrolan air. Drainasi yang direncanakan dengan sesuai akan mengurangi seminimal mungkin tekanan-tekanan rembesan yang mungkin terdapat dan juga akan mengurangi tekanan-tekanan air pori, jadi menaikkan tegangan efektif, dan karenanya meningkatkan stabilitas lereng.

Pada lereng-lereng timbunan, dapat disertakan lapisan-lapisan horisontal dari bahan kasar untuk memudahkan drainasi dan harus dibuat perlengkapan untuk membuang air dari lapisan-lapisan ini.

Pada galian-galian, drainasi permukaan akan mencegah melunaknya lapisan-lapisan atas dari tanah, akan tetapi tidak berbuat banyak untuk meningkatkan stabilitas keseluruhan. Pemasangan drainasi dasar lereng pada suatu galian dapat sangat mahal dan beberapa metoda pembebanan, atau tanpa pembebanan lereng mungkin menyediakan suatu pemecahan yang lebih baik.

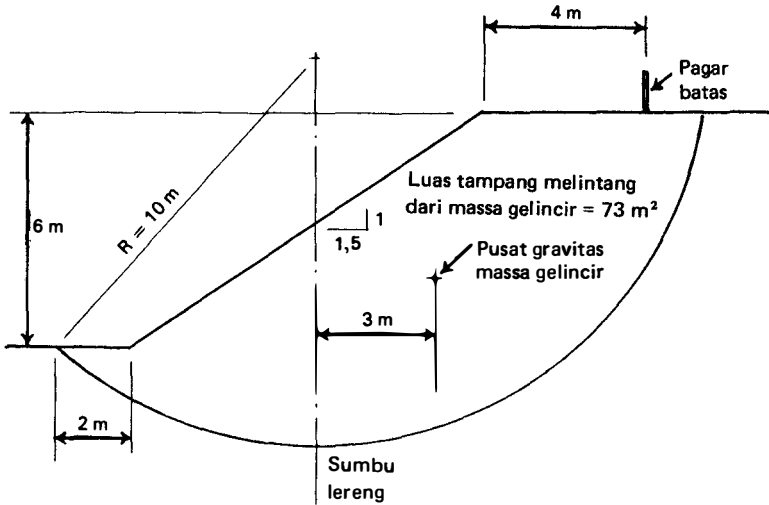
Untuk lereng-lereng alam, permukaan gelincir pada umumnya di sepanjang suatu bidang yang sejajar dengan permukaan tanah dan pada suatu kedalaman yang cukup dangkal. Dalam situasi ini, drainasi permukaan, asalkan mencapai di luar bidang runtuh, mungkin dapat memberikan hasil yang cukup baik.

Masing-masing kasus mempunyai persoalan-persoalan tersendiri, dan contoh-contoh berikut hanyalah suatu petunjuk mengenai tipe-tipe persoalan dan pemecahan-pemecahannya yang berhubungan.

CONTOH 37

Detail-detail dari suatu galian sementara diperlihatkan dalam Gambar 91(a). Galian ini memperlihatkan tanda-tanda keruntuhan di sepanjang permukaan gelincir yang ditunjukkan, dan diperlukan tindakan-tindakan yang segera untuk mengatasinya. Lapangan dibatasi oleh pagar batas yang diperlihatkan, dan diperlukan tanah terbuka paling sedikit 2 m di sebelah dalam pagar ini. Bahan dapat disimpan pada dasar galian, dan akan menimbulkan suatu pembebanan merata sebesar 50 kN/m^2 .

Dianggap diterapkan kondisi $\varphi = 0$ dan tidak terbentuk retak-retak tarik, usulkan tindakan yang sesuai untuk mengatasinya.



GAMBAR 91(a)

PENYELESAIAN

Berhubung galian memperlihatkan tanda-tanda ketidakstabilan, maka beralasan untuk menganggap faktor keamanan adalah 1.

Oleh karena itu, dengan "analisis mundur" (lihat Gambar 91(b) untuk sudut θ)

$$1 = \frac{c \times 10^2 \times 121 \times \pi/180}{1,75 \times 9,8 \times 73 \times 3}$$

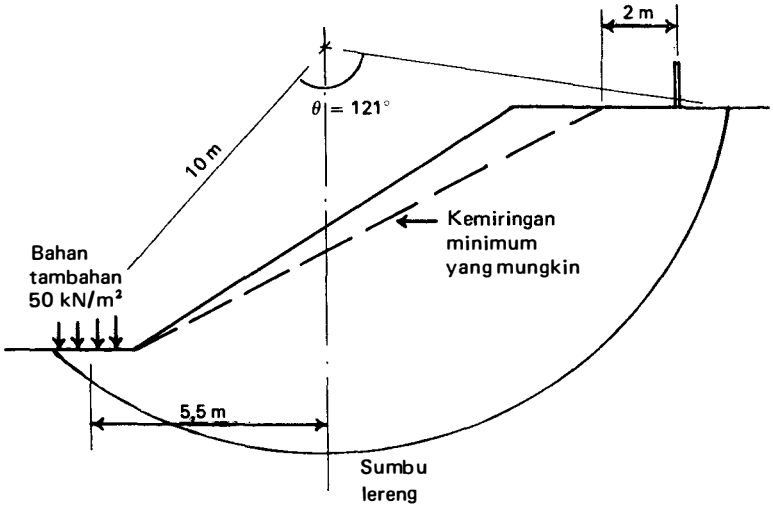
$$c = 17,8 \text{ kN/m}^2$$

jadi: Momen penahan = $17,8 \times 10^2 \times 121 \times \pi/180 = 3759 \text{ kNm}$.
 Momen penggelincir = $1,75 \times 9,8 \times 73 \times 3 = 3756 \text{ kNm}$.

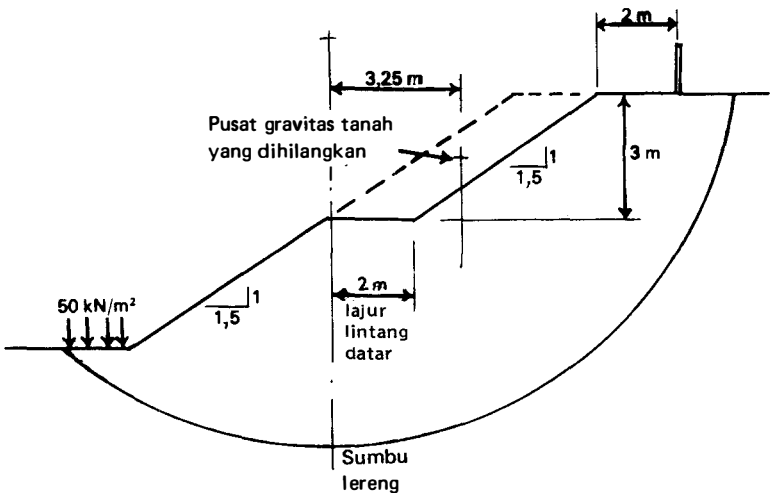
Suatu tindakan segera untuk mengatasi adalah dengan menambah pembebanan pada dasar lereng (*lihat* Gambar 91(b)).

$$\text{Momen keseimbangan kontra} = 2 \times 50 \times 5,5 = 550 \text{ kNm}$$

$$\text{Faktor keamanan} = \frac{3756 + 550}{3756} = 1,15$$



GAMBAR 91(b)



GAMBAR 91(c)

Stabilisasi lebih lanjut dapat diperoleh dengan memotong lereng sampai ke sudut minimum dengan horizontal seperti diperlihatkan dalam Gambar 91(b). Akan tetapi, pemecahan yang lebih baik adalah dengan membuat lajur lintang datar (berm) selebar 2 m pada lereng seperti diperlihatkan dalam Gambar 91(c).

Ini akan mengurangi momen penggelincir dengan menghilangkan tanah dari sisi kanan pusat lingkaran gelincir saja, jadi:

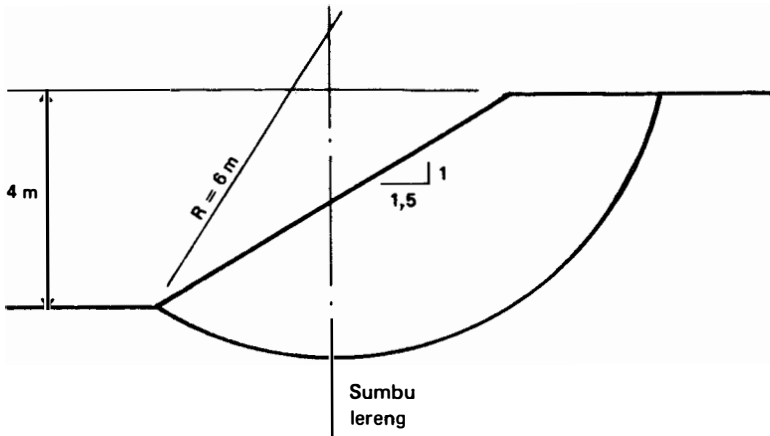
$$\begin{aligned} \text{Pengurangan momen penggelincir} &= 1,75 \times 9,8 \times 3 \times 2 \times 3,25 \\ &= 334 \text{ kNm.} \end{aligned}$$

$$\text{Faktor keamanan} = \frac{3756 + 550}{3756 - 334} = \frac{4306}{3422} = 1,25$$

Kalau pembebanan kemudian dihilangkan

$$\text{Faktor keamanan} = \frac{3756}{3756 - 334} = 1,1$$

Cara ini ternyata akan memberikan suatu pemecahan yang dapat diterima untuk suatu pekerjaan sementara dari tipe ini, asal saja pembebanan pada dasar lereng tidak dihilangkan sampai galian diurug kembali.



GAMBAR 92(a)

CONTOH 38

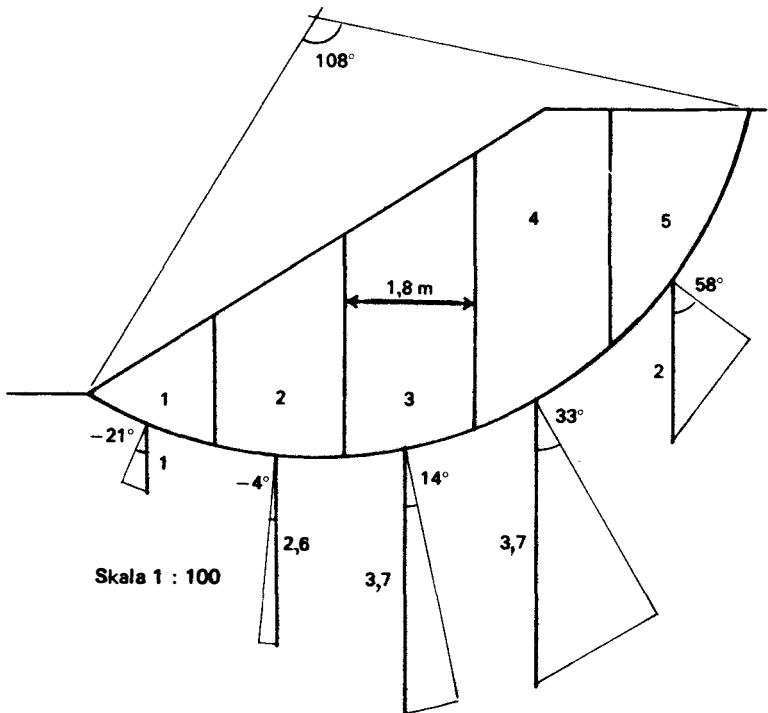
Gambar 92(a) memberikan detail-detail dari suatu tanggul saluran yang sudah ada. Sifat-sifat tanah adalah $\gamma = 1820 \text{ kg/m}^3$, $c = 7 \text{ kN/m}^2$, $\varphi = 20^\circ$ dan tidak ada retak-retak tarik yang telah terbentuk. Periksa stabilitas tanggul di sepanjang permukaan gelincir yang diperlihatkan:

- (a) pada waktu saluran penuh
- (b) apabila saluran dikeringkan dengan cepat.

PENYELESAIAN

Gambar 92(b) memperlihatkan diagram-diagram gaya untuk lima jalur vertikal. Harga-harga ordinat W dan sudut α ditunjukkan dalam tabel.

Jalur	W	α	$W \cos \alpha$	$W \sin \alpha$	h_w	$u \times s$
1	1,0	-21°	30	$-11,5$	0,6	11,3
2	2,6	-4°	83	$-5,8$	1,8	31,8
3	3,7	14°	115	28,8	3,0	54,6
4	3,7	33°	100	64,8	3,7	77,8
5	2,0	58°	34	55,1	2,0	66,6
Σ			<u>362</u>	<u>131,4</u>		<u>242,1</u>



GAMBAR 92(b)

Catatan: Kolom $W \cos \alpha$ dan $W \sin \alpha$ telah dikalikan dengan $1,82 \times 9,8 \times 1,8$ untuk memberikan satuan kN.

(a) Saluran penuh:

$$\begin{aligned} \text{Faktor keamanan} &= \frac{7 \times 6 \times 108 \times \pi/180 + 362 \times 0,364}{131,4} \\ &= \frac{79 + 132}{131,4} = \underline{\underline{1,6}} \end{aligned}$$

(b) Apabila air diturunkan dengan cepat, momen penggelincir tidak akan segera berubah- sebab tanah di dalam tanggul tidak akan mengering. Akan tetapi akan terjadi kelebihan tekanan air pori yang untuk masing-masing jalur akan sama dengan tinggi kelebihan air di atas permukaan runtuhnya, h_w .

Dari tabel, kolom $u \times s = h_w \times 9,8 \times 1,8 \text{ sec } \alpha$

Air diturunkan dengan cepat:

$$\text{Faktor keamanan} = \frac{79 + 0,364(362 - 242,1)}{131,4} = \underline{\underline{0,93}}$$

Dapat dilihat bahwa penurunan muka air dengan cepat mungkin akan menyebabkan keruntuhan tanggul saluran. Oleh karena itu, penurunan harus dilakukan pada suatu kecepatan yang memungkinkan kelebihan tekanan pori di dalam tanggul untuk menghambur.

CONTOH 39

Telah direncanakan suatu timbunan dari urugan yang dipadatkan untuk suatu jalan, dan analisis awal memberikan hasil-hasil berikut pada penyelesaian pelaksanaan: gaya kohesif pada bidang gelincir = 1200 kN; berat tampang gelincir yang paling berbahaya = 4200 kN; $\tan \varphi' = 0,4$; $\Sigma \cos \alpha = 6$; $\Sigma \sec \alpha = 8$; $\Sigma \sin \alpha = 1$; Koefisien tekanan pori, $r_u = 0,5$. Perkiraan besarnya faktor keamanan dan berikan komentar mengenai hasilnya.

Kalau dikehendaki suatu faktor keamanan sebesar 1,6, tanpa perubahan geometri timbunan, berikan usul untuk suatu pemecahan yang sesuai dan perhatikan bagaimana faktor keamanan yang diperlukan itu dapat diperoleh.

PENYELESAIAN

$$\begin{aligned} \text{Faktor keamanan awal} &= \frac{1200 + 0,4 \times 4200(6 - 0,5 \times 8)}{4200} \\ &= \underline{\underline{1,08}} \end{aligned}$$

Ini akan merupakan suatu pelaksanaan yang tidak aman.

Untuk meningkatkan faktor keamanan dan mempertahankan geometri timbunan, adalah perlu untuk mengurangi koefisien tekanan pori. Ini dapat dikerjakan dengan memperlambat kecepatan pelaksanaan, akan tetapi biaya pelaksanaan akan banyak bertambah juga.

Suatu pilihan lain adalah dengan menyediakan selimut-selimut drainasi horizontal pada jarak-jarak tertentu di dalam timbunan, jadi mengijinkan penghamburan tekanan air pori. Kelebihan tekanan air pori dapat dikendalikan selama pelaksanaan dan harga r_u dijaga pada suatu harga ijin maksimum. Ini akan memberikan suatu faktor keamanan sebesar,

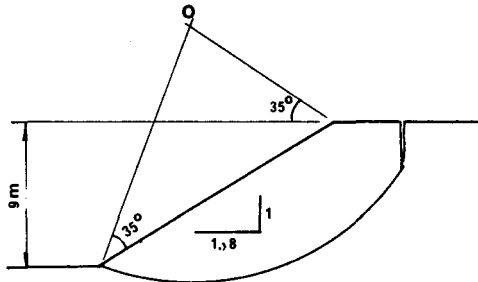
$$1.6 = \frac{1200 + 0,4 \times 4200(6 - r_u \times 8)}{4200}$$

$$r_u = 0,34$$

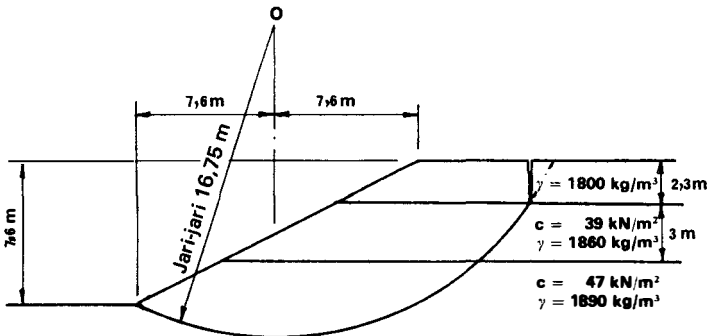
Jadi, apabila koefisien tekanan pori tidak diijinkan untuk melampaui 0,3, maka akan tercapai faktor keamanan yang dikehendaki.

SOAL-SOAL

1. Gambar 93 memperlihatkan suatu galian yang telah dibuat di dalam suatu lempung kelanauan homogen. Konstanta-konstanta untuk contoh-contoh asli adalah $c = 48 \text{ kN/m}^2$ dan $\varphi = 0^\circ$. Kerapatan menyeluruh dari tanah adalah 1800 kg/m^3 . Gambar memperlihatkan pula pusat O dari "lingkaran paling berbahaya". Berapakah faktor keamanan sehubungan dengan lingkaran ini? Ijinkan untuk retak-retak tarik yang terisi air.



GAMBAR 93



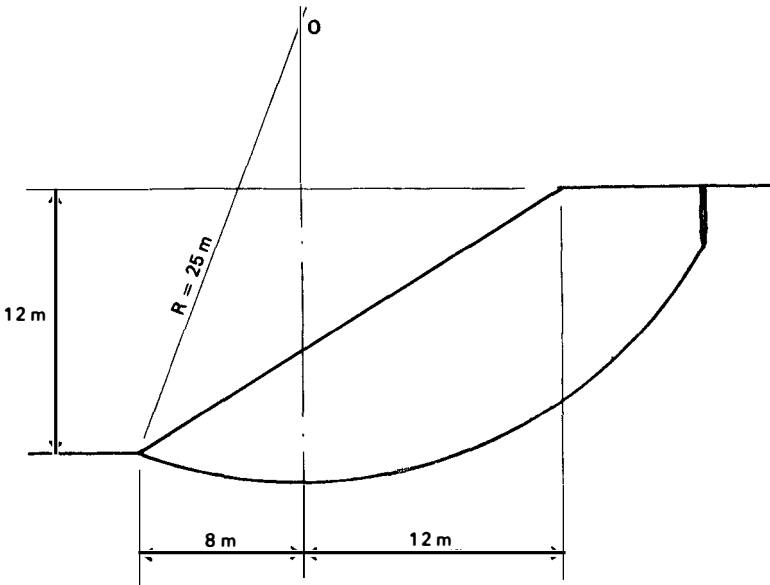
GAMBAR 94

2. Perkiraan faktor keamanan untuk lingkaran percobaan yang diperlihatkan dalam Gambar 94. Penyelidikan memperlihatkan bahwa retak-retak tarik mencapai kedalaman penuh dari lapisan lempung atas. Buat kemungkinan yang biasa untuk retak tarik terisi dengan air selama perioda-perioda hujan lebat. Anggap $\varphi = 0^\circ$ seluruhnya.

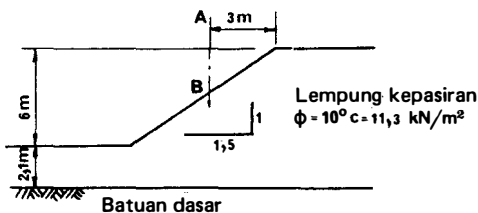
3. Gambar 95 memperlihatkan dimensi dari suatu galian dan suatu permukaan gelincir percobaan. Sifat-sifat tanah adalah: kerapatan menyeluruh, $\gamma = 2100 \text{ kg/m}^3$, parameter-parameter geser, $c = 40 \text{ kN/m}^2$, $\varphi = 15^\circ$.

Dengan cara grafis, taksir faktor keamanan untuk permukaan gelincir percobaan yang diperlihatkan. Anggap telah terbentuk retak-retak tarik dan pengeringan bebas.

4. Gambar 96 memperlihatkan suatu timbunan yang diusulkan di dalam lempung kepasiran untuk mana sudut tahanan geser 10° , kohesi $11,3 \text{ kN/m}^2$ dan



GAMBAR 95



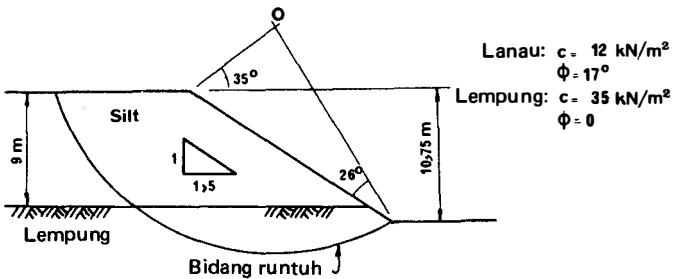
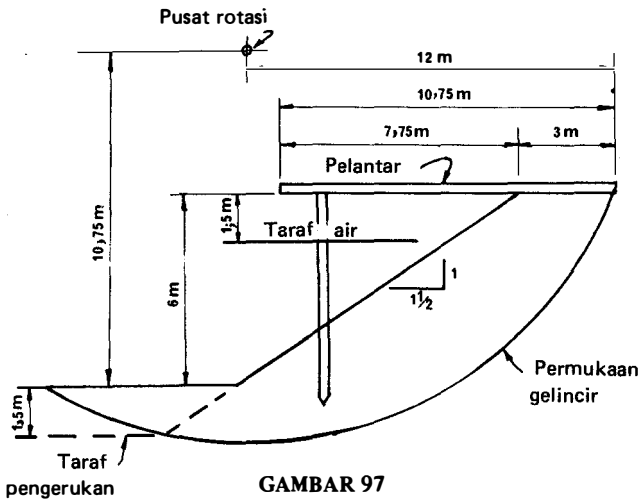
GAMBAR 96

kerapatan menyeluruh 1840 kg/m^3 . Cari faktor keamanan terhadap suatu keruntuhan kaki lereng di sepanjang suatu permukaan gelincir melingkar menyinggung batuan dasar dengan pusatnya pada AB , anggap suatu koefisien tekanan pori sebesar 0,5 dan bahwa tidak ada retak-retak tarik yang akan terjadi.

5. (a) Susunan dari suatu tempat sandar kayu pada suatu saluran diperlihatkan dalam Gambar 97. Apabila retak-retak tarik belum terjadi, tentukan faktor keamanan terhadap suatu gelincir di sepanjang lingkaran yang diperlihatkan. Pembebanan dari tempat sandar termasuk berat sendirinya dapat diambil sebagai 50 kN/m^2 dari luas pelantar (platform). Tanah jenuh seluruhnya, kerapatan jenuhnya adalah 1980 kg/m^3 , dan kekuatan gesernya 50 kN/m^2 ($\varphi = 0^\circ$). Muka air tanah adalah sama dengan taraf air dalam saluran.

(b) Akan berapakah besarnya faktor keamanan yang baru kalau dasar saluran digali lagi sejauh 1,5 m seperti diperlihatkan?

6. Suatu peninggian tanah digali seperti yang diperlihatkan dalam Gambar 98. Hitung faktor keamanan dari peninggian tanah tersebut sehubungan dengan



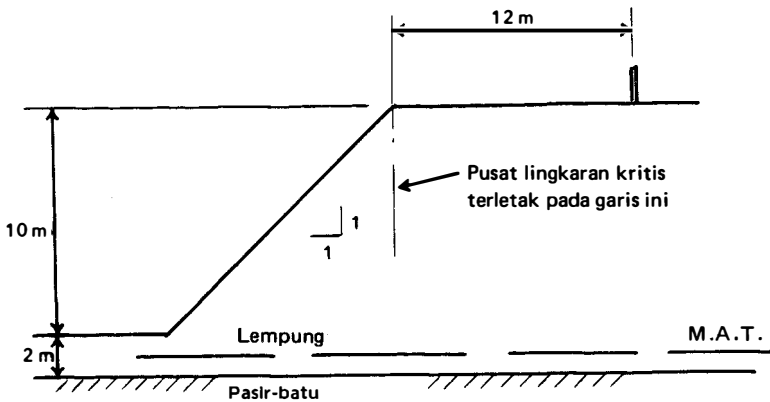
Lanau: $c = 12 \text{ kN/m}^2$
 $\phi = 17^\circ$
 Lempung: $c = 35 \text{ kN/m}^2$
 $\phi = 0$

suatu bidang runtuh melingkar yang mungkin, yang mempunyai pusat terletak di O . Kerapatan lanau diambil sebesar 1920 kg/m^3 dan lempung 1840 kg/m^3 . Abaikan pengaruh retak-retak tarik.

7. Suatu galian sementara dibuat di dalam suatu tanah lempung dalam 10 meter dengan suatu sisi lereng miring 1 : 1 seperti diperlihatkan dalam Gambar 99. Selidiki faktor keamanan terhadap keruntuhan kalau lingkaran gelincir kritis dianggap menyinggung lapisan pasir-batu yang diperlihatkan dan lewat melalui kaki lereng. Pusat lingkaran dapat dianggap terletak pada suatu garis vertikal melalui puncak lereng. Pembentukan retak-retak tarik dapat diabaikan dan dibuat perkiraan yang pantas dari areal-areal dan sentroid-sentroid.

Suatu rangkaian percobaan tri-axial tertutup memberikan parameter-parameter c_u dan φ_u berturut-turut sebesar 30 kN/m^2 dan 0° , kerapatan menyeluruh tanah adalah 2000 kg/m^3 .

Berikan komentar mengenai faktor keamanan yang dihitung dan usulkan suatu modifikasi atau spesifikasi yang akan meningkatkan stabilitas beserta alasan-alasannya.



GAMBAR 99

8. Gambar 100 memperlihatkan suatu lingkaran gelincir yang mungkin, pusat O , pada suatu galian sementara. Bahan-bahan disimpan pada kaki lereng, memberikan suatu beban terbagi rata sebesar 100 kN/m^2 .

Hitung faktor keamanan untuk lingkaran gelincir ini.

Untuk memperoleh suatu ruang kerja yang bersih pada taraf yang dibentuk, kontraktor memindahkan bahan-bahannya ke puncak lereng pada posisi yang diperlihatkan dengan suatu garis putus-putus di dalam gambar. Bagaimana pengaruhnya terhadap stabilitas lereng? Anggap tidak terjadi retak-retak tarik.

BAB 10

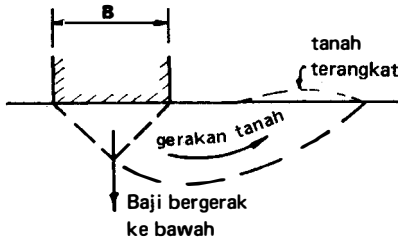
FONDASI-FONDASI

Penyebab keruntuhan fondasi-fondasi yang paling umum adalah penurunan yang berlebihan atau berbeda. Penaksiran penurunan diuraikan dalam Bab 5.

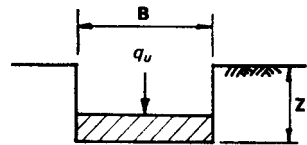
Akan tetapi, daya dukung ultimit (*ultimate bearing capacity*) dari tanah, adalah berdasarkan pada kekuatan geser tanah, walaupun harus diingat bahwa hal ini jarang merupakan kriteria dalam perhitungan-perhitungan perencanaan akhir.

FONDASI-FONDASI DANGKAL (SHALLOW FOUNDATIONS)

Sejumlah analisis dapat dilakukan untuk mencari daya dukung ultimit dari tanah q_u , apabila fondasi berada pada permukaan seperti yang diperlihatkan dalam Gambar 101.



GAMBAR 101. Teori zone perpecahan.

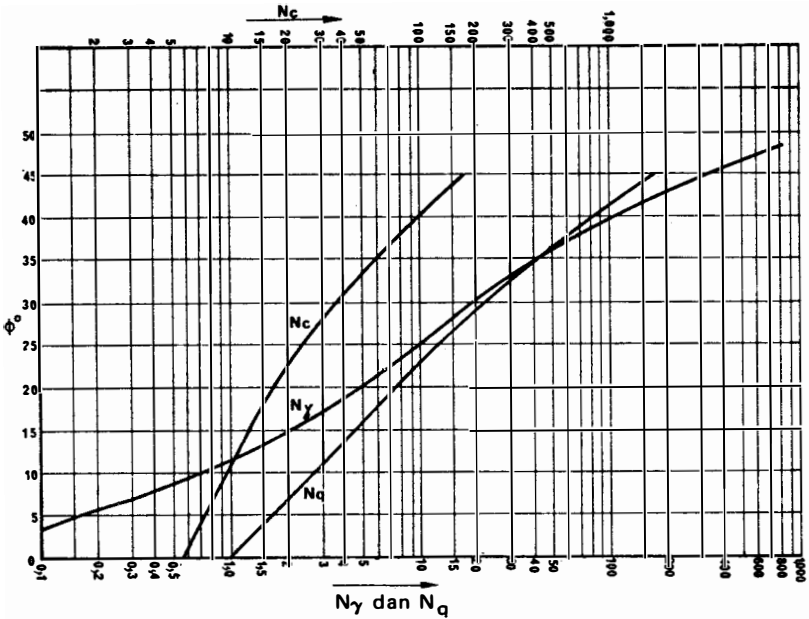


GAMBAR 102. Fondasi di bawah muka tanah.

Terzaghi melakukan suatu penyelidikan pada mana beliau meninjau fondasi di bawah permukaan dan mengijinkan untuk gesek dan kohesi antara fondasi dan tanah di bawahnya. Dijabarkan persamaan berikut (*lihat* Gambar 102):

Untuk fondasi jalur (*strip footings*):

$$q_u = cN_c + \gamma z(N_q - 1) + 0,5\gamma BN_\gamma$$



GAMBAR 103. Koefisien-koefisien daya dukung.

N_c , N_q dan N_y adalah koefisien-koefisien daya dukung yang dapat diperoleh dari Gambar 103 dan tergantung kepada ϕ .

Suku pertama cN_c berkenaan dengan kohesi. Kalau z diambil sama dengan 0 (yaitu: fondasi pada permukaan) dan ϕ adalah 0, maka $N_y = 0$, $(N_q - 1) = 0$ dan $N_c = 5,7$; jadi $q_u = 5,7c$.

Suku ketiga, $0,5 \gamma BN_y$, diterapkan hanya pada tanah-tanah dengan gesek ($N_y = 0$ apabila $\phi = 0$) dan adalah bagian yang memperhitungkan lebar dari fondasi.

Suku kedua, $\gamma z(N_q - 1)$ memperhitungkan beban akibat keadaan sarat. Kalau $(N_q - 1)$ dipakai, maka besaran q_u dapat dinaikkan dengan berat tanah yang dipindahkan γz . Kadang-kadang suku ini diambil sebagai $\gamma z N_q$, dalam hal mana suatu faktor keamanan yang diterapkan akan diterapkan pula pada keadaan sarat.

Apabila dipakai suatu fondasi empat persegi panjang, lebar B , panjang L , maka gesekan pada ujung-ujung fondasi harus pula dipertimbangkan. Variasi hanya akan terdapat pada koefisien-koefisien daya dukung N_c dan N_y yang dikalikan dengan faktor-faktor berikut:

N_c (untuk fondasi empat persegi panjang)

$$= N_c \text{ (untuk fondasi jalur)} \times \left(1 + \frac{0,2B}{L} \right)$$

N_γ (untuk fondasi empat persegi panjang)

$$= N_\gamma \text{ (untuk fondasi jalur)} \times \left(1 - \frac{0,2B}{L} \right)$$

Koefisien N_q akan tidak berubah.

Dengan koreksi-koreksi ini pada koefisien-koefisien daya dukung, maka dapat dipakai persamaan untuk suatu fondasi jalur.

CONTOH 40

Rumus terzaghi untuk daya dukung ultimit netto q_u (tekanan total dikurangi tekanan surat) untuk suatu fondasi jalur adalah

$$q_u = cN_c + \gamma z(N_q - 1) + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

Untuk suatu tanah tertentu kohesi c adalah 48 kN/m^2 , kerapatan $\gamma = 1930 \text{ kg/m}^2$ dan koefisien-koefisien adalah $N_c = 8$, $N_q = 3$ dan $N_\gamma = 2$. Hitung daya dukung ultimit netto untuk suatu fondasi jalur lebar $B = 2 \text{ m}$ pada suatu kedalaman $z = 1 \text{ m}$.

Meninjau hanya keruntuhan geser saja, hitunglah beban total aman pada suatu fondasi panjang 6 m , lebar 2 m , memakai suatu faktor beban sebesar $2,5$.

Apa sifat-sifat tanah lainnya yang harus diperhitungkan dalam menentukan beban aman pada fondasi ini?

PENYELESAIAN

$$\begin{aligned} q_u \text{ netto} &= cN_c + \gamma z(N_q - 1) + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \\ &= 48 \times 8 + 1,93 \times 9,8 \times 1 \times 2 + \frac{1}{2} \times 1,93 \times 9,8 \times 2 \times 2 \\ &= \underline{\underline{497 \text{ kN/m}^2}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q &= \left(\frac{497}{2,5} + 1 \times 1,93 \times 9,8 \right) 6 \times 2 \\ &= \underline{\underline{2612 \text{ kN}}} \end{aligned}$$

(Catatan: Faktor beban tidak diterapkan pada $1 \times 1,93 \times 9,8$).

Konsolidasi dan penurunan harus pula ditinjau, yang akan mencakup daya kompresi dan daya rembes tanah.

Metoda lain untuk mempelajari stabilitas fondasi adalah dengan menganggap suatu lingkaran gelincir berputar sekeliling satu sudut dari fondasi.

CONTOH 41

(a) Jabarkan suatu pernyataan untuk daya dukung ultimit dari suatu tanah kohesif di bawah suatu fondasi jalur panjang, dengan lebar B dan kedalaman z ,

dengan anggapan bahwa keruntuhan akan terjadi dengan rotasi sekeliling satu sudut dari fondasi.

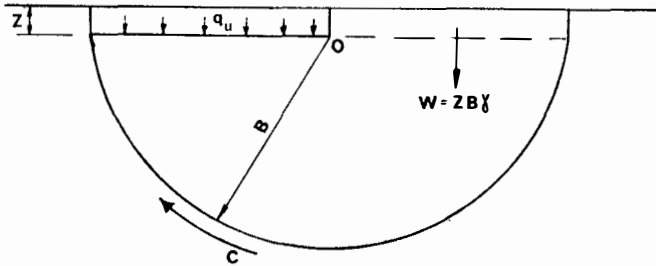
(b) Bandingkan rumus yang diperoleh dengan rumus Terzaghi:

$$q_u = cN_c + \gamma zN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

(c) Uraikan dan bandingkan cara-cara dengan mana dapat diperoleh daya dukung aman dari rumus Terzaghi.

PENYELESAIAN

(a) Tinjau suatu lingkaran gelincir di bawah fondasi, seperti yang diperlihatkan dalam Gambar 104.



GAMBAR 104. Daya dukung: lingkaran gelincir.

Untuk suatu satuan panjang dari fondasi jalur panjang:
Momen penggelincir sekeliling O :

$$Bq_u \times \frac{B}{2} = \frac{q_u B^2}{2}$$

Momen-momen penahan sekeliling O :

(i) *Kohesi:* $\pi Bc \times B + zc \times B = \pi B^2c + zcB$

(ii) *Gravitas:* $zB\gamma \times \frac{B}{2} = \frac{z\gamma B^2}{2}$

Untuk stabilitas, momen penggelincir dan momen penahan harus sama

$$\frac{q_u B^2}{2} = \pi B^2c + zcB + \frac{z\gamma B^2}{2}$$

$$q_u = 2\pi c + \frac{2zc}{B} + z\gamma$$

atau
$$q_u = c(2\pi) + \gamma z + \frac{2zc}{B}$$

(b) Bukti di atas hanya sesuai untuk tanah-tanah kohesif saja di mana $\varphi = 0$. Apabila $\varphi = 0$ rumus Terzaghi memberikan $q_u = 5,7c + \gamma z$, yang sebanding.

(c) Dengan memperhatikan rumus Terzaghi, faktor keamanan F_s dapat diterapkan dalam dua cara, jadi:

$$q_{\text{aman}} = \frac{5,7c}{F_s} + \gamma z \quad \text{atau} \quad q_{\text{aman}} = \frac{5,7c + \gamma z}{F_s}$$

Yang mana dari kedua metoda tersebut yang dipakai akan tergantung kepada suku kedua dari persamaan:

$$\gamma z(N_q - 1) \quad \text{atau} \quad \gamma z N_q$$

FONDASI-FONDASI DALAM (DEEP FOUNDATIONS)

Fondasi-fondasi dianggap dalam apabila konstruksi mempunyai suatu ruang di bawah tanah yang dalam atau apabila disangga di atas tiang-tiang (piles).

Ruang-ruang di bawah tanah yang dalam direncanakan dengan suatu cara yang sama seperti fondasi-fondasi rakit, tetapi dipakai harga-harga koefisien daya dukung yang berbeda. Perhatian harus pula diberikan untuk menjamin bahwa beban yang diakibatkan oleh bangunan adalah cukup untuk mencegah pengangkatan ke atas (uplift).

Suatu fondasi tiang memindahkan beban ke lapisan yang dalam yang lebih kuat daya dukungnya. Tiang-tiang dapat berupa pracetak dan dipancang ke dalam tanah atau berupa suatu lubang yang dibor dan diisi dengan beton. Tiang-tiang yang dipancang menyebabkan pemindahan dari tanah sekelilingnya dan karenanya dikenal pula sebagai tiang-tiang pemindahan besar. Tiang-tiang yang dibor dikenal sebagai tiang-tiang tanpa pemindahan. Ada banyak cara pemancangan yang tersedia, akan tetapi prosedur perencanaan dasar adalah berlaku umum untuk kebanyakan metoda.

Tiang-tiang di dalam lempung

Daya dukung beban dari suatu tiang tergantung kepada dua faktor, tekanan dukung pada dasar tiang dan adhesi atau gesekan antara permukaan tiang di sepanjang panjang tiang dengan tanah kelilingnya. Pada umumnya salah satu dari kedua faktor tersebut akan merupakan kriteria dari daya dukung tiang, akan tetapi dapat ditinjau faktor-faktor tersebut kedua-duanya.

Dukungan ujung (*End bearing*)

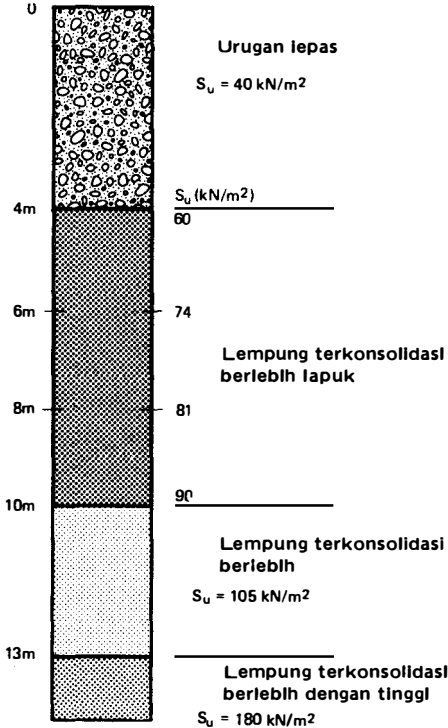
Dasar dari tiang akan mendukung di atas suatu lapisan dengan suatu kekuatan geser c_{ub} . Untuk fondasi-fondasi dalam, koefisien daya dukung N_c adalah lebih besar daripada untuk fondasi-fondasi dangkal dan biasanya diambil 9. Oleh karena itu, untuk suatu tiang dengan suatu luas tampang melintang dasar A_b , daya dukung ujung akan sebesar $9 c_{ub} A_b$.

Tiang-tiang yang dibor dapat mempunyai dasar yang diperbesar ke suatu garis tengah yang lebih besar daripada batangnya untuk memberikan suatu daya dukung yang lebih tinggi.

Adhesi kulit (Skin adhesion)

Adhesi kulit atau yang lebih umum disebut gesekan kulit (skin friction), adalah beban yang dipindahkan kepada tanah sekeliling batang dari tiang. Apabila harga kekuatan geser tanah rata-rata di sepanjang panjang tiang adalah c_{ua} dan luas permukaan batang adalah A_s , maka harga maksimum yang mungkin akan menjadi $c_{ua}A_s$. Akan tetapi, adalah tidak mungkin bagi adhesi antara tiang dan tanah sekelilingnya untuk mencapai harga ini, dan harus diterapkan suatu faktor adhesi α . Harga faktor adhesi α adalah merupakan subyek dari sejumlah besar penelitian, akan tetapi harga yang paling umum diterima adalah $\alpha = 0,45$.

Suatu persoalan yang mungkin terjadi dengan gesekan kulit adalah bahwa tanah sekeliling mungkin akan mengalami konsolidasi setelah tiang berada pada tempatnya, dan karenanya menyeret tiang ke bawah. Kalau hal ini terjadi, maka gesekan kulit akan menjadi negatif dan harus *dikurangkan* pada daya dukung tiang.



GAMBAR 105. Catatan lubang bor.

Apabila tiang-tiang dipancang di dalam lempung, maka air pori pada batas tiang-tanah akan terganggu, dan memerlukan waktu beberapa minggu sebelum keseimbangan dipulihkan. Dengan alasan ini, maka tiang-tiang yang dipancang dalam lempung tidak boleh memikul beban segera setelah pemancangan.

CONTOH 42

Gambar 105 memperlihatkan detail-detail dari suatu pencatatan lubang bor di lapangan. Akan dipakai tiang-tiang yang dibor, garis tengah 500 mm dan panjang 15 m. Taksir besarnya daya dukung aman dari satu tiang dengan menganggap urugan lepas akan turun setelah tiang diletakkan. Ambil suatu faktor keamanan sebesar 2,5.

Bandingkan daya dukung dari suatu tiang garis tengah 500 mm panjang 12 m dan dari tampang melintang yang seragam, dengan suatu tiang yang serupa tetapi mempunyai dasar sepanjang 2 m yang diperbesar menjadi bergaris tengah 900 mm.

PENYELESAIAN

Untuk tiang garis tengah 500 mm panjang 15 m:

$$\text{Dukungan ujung} = 9 \times 180 \times \frac{\pi \times 0,5^2}{4} = 318 \text{ kN}$$

Adhesi kulit:

Lempung terkonsolidasi berlebih, lapuk

$$= 6 \times \pi \times 0,5 \left(\frac{60 + 74 + 81 + 90}{4} \right) \times 0,45$$

$$= 323 \text{ kN}$$

$$\text{Lempung terkonsolidasi berlebih} = 3 \times \pi \times 0,5 \times 105 \times 0,45 = 223 \text{ kN}$$

Lempung terkonsolidasi berlebih

$$\text{dengan tinggi} = 2 \times \pi \times 0,5 \times 180 \times 0,45 = 254 \text{ kN}$$

$$\text{Daya dukung beban} = \frac{318 + 323 + 223 + 254}{2,5} = 447 \text{ kN}$$

$$\text{Gesekan kulit negatif} = 4 \times \pi \times 0,5 \times 40 \times 0,45 = 113 \text{ kN}$$

$$\text{Daya dukung aman} = 447 - 113 = \underline{\underline{334 \text{ kN}}}$$

Untuk tiang garis tengah 500 mm panjang 10 m dengan dasar diperbesar:

$$\text{Dukungan ujung} = 9 \times 105 \times \frac{\pi \times 0,9^2}{4} = 601 \text{ kN}$$

Adhesi kulit:

$$\text{Lempung terkonsolidasi berlebih lapuk} = 323 \text{ kN}$$

(adhesi kulit tidak dapat diperhitungkan pada bagian tiang yang diperbesar).

$$\text{Daya dukung beban} = \frac{601 + 323}{2,5} = 370 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Gesekan kulit negatif} &= 113 \text{ kN} \\ \text{Daya dukung aman} &= \underline{\underline{257 \text{ kN}}} \end{aligned}$$

Tiang-tiang di dalam pasir

Suatu cara yang sama dapat dikerjakan untuk tiang-tiang di dalam pasir, yaitu menghitung dukungan ujung dan gesekan kulit dalam rangka untuk menaksir daya dukung tiang. Akan tetapi, dalam pasir, pada umumnya dukungan ujung akan jauh lebih besar, berhubung suku yang relevan dalam persamaan daya dukung adalah $\gamma z(N_q - 1)$ dan untuk pasir dengan harga-harga φ di atas 30° , N_γ untuk fondasi-fondasi dalam akan mempunyai suatu harga yang lebih besar daripada 60. Gesekan kulit merupakan suatu istilah yang lebih dapat diterapkan dalam pasir, dan berdasarkan pada tekanan samping dikalikan dengan suatu koefisien gesek.

Rumus pemancangan tiang (*Pile driving formulae*)

Suatu pilihan lain dari metoda perencanaan untuk tiang-tiang pancang adalah dengan memakai suatu rumus pemancangan tiang. Anggapan dasar adalah bahwa energi yang dipindahkan oleh palu pemancang (hammer) kepada tiang adalah sama dengan energi yang diserap oleh tiang dalam menembus tanah.

$$\text{Jadi} \quad W \times h = s \times Q$$

di mana: W = berat dari palu pemancang tiang;
 h = tinggi jatuh palu pemancang;
 s = penetrasi tiang tiap pukulan (penurunan);
 Q = tahanan tanah.

Anggapan dasar di mana tidak ada kehilangan energi tentu saja adalah tidak teliti, dan kebanyakan rumus pemancangan tiang menerapkan beberapa faktor untuk mengijinkan kehilangan energi akibat ketidakefisienan palu pemancang, kompresi tiang, dan lain-lain.

$$\text{Jadi} \quad W \times h = \eta \times s \times Q$$

di mana: η = koefisien efisiensi.

CONTOH 43

Suatu tiang dipancang dengan suatu palu pemancang berat 200 kg dengan suatu tinggi jatuh 2 m. Kalau tiang disyaratkan untuk memikul suatu beban sebesar 1500 kN, berapakah penurunan yang harus ditentukan untuk 10 pukulan palu pemancang. Anggap bahwa efisiensi dari pemindahan energi adalah 60 prosen.

PENYELESAIAN

$$\frac{200 \times 9,8}{1000} \times 2 = 0,6 \times s \times 1500$$

$$s = \frac{200 \times 9,8 \times 2}{1000 \times 0,6 \times 1500} \times 1000 \text{ mm tiap pukulan}$$

$$= 4,4 \text{ mm tiap pukulan}$$

Untuk 10 pukulan dapat ditentukan suatu penurunan maksimum sebesar 40 mm.

Pilihan-pilihan lain dari metoda-metoda penaksiran daya dukung tiang-tiang dalam pasir adalah berdasarkan percobaan konis atau percobaan penetrasi standar. Akan tetapi, harus diingat bahwa semua rumus daya dukung tiang mempunyai kemungkinan untuk salah, dan harus selalu dilakukan percobaan-percobaan pembebanan pada suatu pilihan tiang-tiang untuk memeriksa kebenarannya.

Kelompok-kelompok tiang

Apabila tiang-tiang dipancang berdekatan bersama-sama, maka daya dukung dari kelompok tiang tersebut tidak akan merupakan jumlah dari daya dukung masing-masing tiang.

Dalam pasir, kalau tiang-tiang lebih dekat daripada enam kali garis tengah (atau lebar) tiang, maka pasir cenderung untuk memadat dan daya dukung dari kelompok akan lebih besar daripada jumlah daya dukung dari masing-masing tiang.

Dalam lempung, tiang-tiang pancang yang berdekatan akan cenderung untuk mengurangi kekuatan geser lempung, dan karenanya daya dukung kelompok akan lebih kecil dari jumlah daya dukung dari masing-masing tiang.

SOAL-SOAL

1. Suatu konstruksi akan didirikan di atas suatu lapangan datar, di atas mana sebagian besar tanahnya adalah lempung kelanauan jenuh sebagian dengan $\varphi_u = 20^\circ$, $c_u = 5 \text{ kN/m}^2$ dan kerapatan menyeluruh $\gamma = 1920 \text{ kg/m}^3$. Dibeberapa daerah yang terdapat di dalamnya, bahan dominan adalah lempung, mempunyai $\varphi_u = 0^\circ$, $c_u = 50 \text{ kN/m}^2$. Muka air tanah adalah pada suatu jarak di bawah muka tanah. Direncanakan untuk memasang fondasi jalur pada suatu kedalaman sebesar 1 m di bawah muka tanah.

Tentukan lebar fondasi yang diperlukan pada masing-masing tipe tanah kalau intensitas pembebanan (termasuk suatu taksiran berat sendiri fondasi) adalah 120 kN/m. Disyaratkan suatu faktor beban sebesar 3 terhadap keruntuhan geser pada kedua tipe tanah.

2. Suatu fondasi berbentuk bujur sangkar direncanakan untuk memikul suatu beban total sebesar 3 MN pada suatu kedalaman $z = 3 \text{ m}$ pada tanah dengan kerapatan $\gamma = 1920 \text{ kg/m}^3$. Sifat-sifat tanah seperti didapat dari percobaan geser

tertutup adalah: kohesi $c = 100 \text{ kN/m}^2$ dan sudut tahanan geser $\varphi = 0^\circ$. Cari lebar B dari fondasi, memakai sifat-sifat tanah tertutup dengan suatu faktor keamanan sebesar 3 terhadap keruntuhan geser.

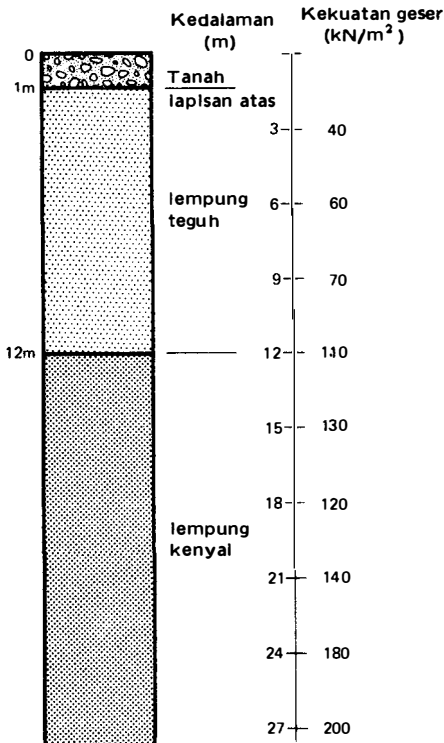
3. Suatu lapisan lempung yang membentang sampai ke suatu kedalaman yang besar mempunyai sifat-sifat sebagai berikut: $\varphi_u = 0$, c_u — bervariasi secara linier dari 100 kN/m^2 pada permukaan sampai ke 250 kN/m^2 pada kedalaman 20 m. Kerapatan menyeluruh dari lempung = 2000 kg/m^3 .

(a) Taksir daya dukung ijin dari suatu tiang yang dibor, garis tengah 800 mm dan panjang 16 m, dengan suatu faktor sebesar 2,5.

(b) Taksir daya dukung ijin dari suatu fondasi jalur sedalam 1 m di dalam lempung ini. Pakai suatu faktor keamanan 3.

(c) Anggap daya dukung yang ditentukan dalam (a) dipakai, tetapi tiang-tiang akan dipancang dengan suatu palu pemancang 2 kN, tinggi jatuh 3m, berapakah penurunan yang akan anda tentukan untuk pedoman kontraktor. Anggap efisiensi 75 persen untuk alat pancang tiang.

4. Gambar 106 memperlihatkan catatan lubang bor untuk suatu lapangan pada mana ditempatkan tiang-tiang yang dibor dengan garis tengah 1000 mm pada suatu kedalaman sebesar 24 m. Taksir daya dukung beban dari tiang, ambil suatu faktor keamanan sebesar 2,5.



GAMBAR 106. Catatan lubang bor.

5. Suatu fondasi terdiri dari 70 tiang, masing-masing panjang 20 m dan garis tengah 750 mm. Tiang-tiang membentuk suatu kelompok yang memikul suatu beban total sebesar 45×10^3 kN. Puncak-puncak tiang terletak pada suatu kedalaman sebesar 1,6 m di dalam suatu lapisan lempung pada mana $\varphi = 0$ dan c bervariasi merata dari 54 kN/m^2 pada muka tanah sampai 220 kN/m^2 pada suatu kedalaman sebesar 30 m.

Diberikan faktor adhesi α adalah 0,45, faktor daya dukung N_c adalah 9 dan efisiensi kelompok tiang 70 persen, hitung faktor keamanan untuk kelompok.

APENDIKS

JAWABAN SOAL-SOAL

(Catatan: Kalau soal-soal memerlukan grafik-grafik, jaring-jaring aliran atau diagram-diagram skala, maka jawaban-jawaban hanya dapat merupakan pendekatan).

Bab 1

1. $\gamma_d = 1496 \text{ kg/m}^3$, $e = 0,767$, $G_s = 2,64$; $\gamma = 1887 \text{ kg/m}^3$.
2. (a) $\gamma_d = 1558 \text{ kg/m}^3$; (b) $e = 0,745$; (c) $V_a = 10,7\%$ waktu jenuh $\gamma_{jen} = 1985 \text{ kg/m}^3$, $m = 27,4\%$
3. $\gamma = 1954 \text{ kg/m}^3$, $\gamma_d = 1566 \text{ kg/m}^3$, $m = 24,7\%$ waktu jenuh, $m = 26,9\%$
4. (a) $G_s = 2,72$; (b) $m = 20,1\%$; (c) $e = 0,887$; (d) $\gamma = 1730 \text{ kg/m}^3$, $\gamma_d = 1440 \text{ kg/m}^3$, $\gamma_{jen} = 1910 \text{ kg/m}^3$; $\gamma' = 910 \text{ kg/m}^3$; (e) $i_c = 0,91$
5. (i) $104,4 \text{ kN/m}^2$; (ii) 124 kN/m^2 ; (iii) $84,8 \text{ kN/m}^2$; (iv) $65,2 \text{ kN/m}^2$; (v) $65,2 \text{ kN/m}^2$

Bab 2

1. Kadar air optimum = 10%, kepadatan maksimum = 2002 kg/m^3 , $e = 0,35$, $n = 0,26$, $s_r = 77\%$
2. (c) Kadar air optimum = 11%, kepadatan maksimum = 2012 kg/m^3 ; (e) $V_a = 2\%$, (g) $m = 11,9\%$
3. $\sigma = 352 \text{ kN/m}^2$, $e = 0,66$, $S_r = 48\%$

Bab 3

1. Kerikil kepasiran bergradasi buruk, $D_{10} = 0,48$; $U = 0,93$
2. 4,3 jam
3. Lempung plastisitas tinggi (CH)

Bab 4

1. 11,8 ml
2. $k_H = 0,72 \text{ mm/det}$, $k_V = 0,3 \text{ mm/det}$.
3. 0,15 mm/det.

4. $k = 4,4 \times 10^{-3}$ mm/det, $Q = 42\ 000$ l/hari/10 m lari
5. 740 l/hari/m lari
6. 5400 l/hari/m lari
8. 140 mm/jam, Faktor keamanan = 2,4
9. Pengurangan rembesan 37 000 l/hari, perubahan dalam faktor keamanan = naik 67%.

Bab 5

1. $c_v = 0,004$ m²/hari
2. $\rho = 195$ mm $t_{90} = 3,6$ jam
3. $p'_0 = 59,8$ kN/m², $p'_1 = 132,7$ kN/m², $\rho = 48$ mm
4. $m_v = 0,28 \times 10^{-3}$ m²/kN, $k = 30 \times 10^{-6}$ mm/det
5. 9 bulan, $k = 2,2 \times 10^{-7}$ mm/det.

Bab 6

1. $c = 47$ kN/m², $\varphi = 16^\circ$, $\sigma_1 = 300$ kN/m²
2. $c = 69$ kN/m²
3. $\tau = 60,6$ kN/m²
4. (a) $c = 30$ kN/m², $\varphi = 15^\circ$; (c) $\tau = 62$ kN/m²
5. $c' = 10$, $\varphi' = 22^\circ$, $u = 155$ kN/m²
6. $c = 116$ kN/m², $c_v/c^\theta = 1,3$
7. $R = 0,5$
8. $\Delta u = 37$ kN/m²

Bab 7

1. 20 kN/m²
5. Titik 1 : 86 kN/m², Titik 2 : 93 kN/m
6. (a) $\sigma_{VA} = 47$ kN/m², $\sigma_{VB} = 16$ kN/m²; (b) $\sigma_{VC} = 32$ kN/m², $\Delta\rho = 7$ mm

Bab 8

1. (a) $P_a = 692$ kN; (b) $z_0 = 2,7$ m; (c) $h = 3$ m
2. (a) $P = 86$ kN bekerja pada 1,4 m di atas dasar; (b) 52 kN
3. Kira-kira 500 kN/m
4. Kira-kira 260 kN/m
5. P_p minimum = 205 kN, Faktor keamanan = 1,48

Bab 9

1. Faktor keamanan = 1,9
2. Faktor keamanan = 2
3. Faktor keamanan = 1,9
4. Faktor keamanan = 2,2
5. (a) Faktor keamanan = 2,2; (b) Faktor keamanan = 1,8

6. Faktor keamanan = 1,55
7. Faktor keamanan = 1,1
8. Faktor keamanan = 1,5. Beban dipindahkan Faktor keamanan = 0,98

Bab 10

1. Lempung kelanauan $B = 1,15$ m, lempung $B = 1,18$ m
2. $B = 3,25$ m
3. $Q_a =$ (i) 1556 kN, (ii) 224 kN/m^2 , (iii) 50 mm/10 pukulan
4. $Q_a = 1776$ kN
5. Faktor keamanan = 3,48

Penerbit ERLANGGA

Kami coba melayani Ilmu Pengetahuan

Kramat IV No. 11 – Jakarta Pusat

MEKANIKA TANAH

Buku ini memperkenalkan prinsip-prinsip dasar dari mekanika tanah. Dimulai dengan memberikan definisi dan prosedur-prosedur klasifikasi yang baku, pembahasan dilanjutkan dengan menyajikan aspek-aspek teoretis dari distribusi permeabilitas, konsolidasi, geseran dan tekanan, dan diakhiri dengan memperkenalkan suatu pendekatan praktis terhadap analisis tekanan pada tembok penahan, stabilitas kemiringan dan disain pondasi. Meski pengalaman praktis merupakan kepentingan utama waktu menguji tanah, namun buku ini akan memberi juga suatu baris teoretis yang logis untuk pemahaman kasus praktis yang lebih jelas dan akan merupakan suatu bantuan dalam membuat penggunaan bahan yang tersedia lebih ekonomis.

PEDOMAN STUDI GODWIN

Tujuan dari setiap buku dalam seri ini adalah menyajikan suatu pedoman yang jelas dan ringkas mengenai prinsip-prinsip dasar dari pokok study (subyek), yang diperkuat dengan contoh-contoh terjawab yang dipilih dengan teliti untuk membuat teks lebih jelas.

Seri ini, yang pada mulanya ditulis sebagai suatu bantuan untuk para mahasiswa yang sedang mempersiapkan ujian-ujian teknis, dikenal dan dipergunakan secara luas baik dalam perguruan-perguruan tinggi Inggris maupun di luar Inggris. Buku-buku dalam seri ini akan terbukti bermanfaat bagi insinyur-insinyur profesional yang kualified, yang merasa perlu menyegarkan dan membaharui pengetahuannya mengenai topik-topik tertentu di tengah karir mereka.

Walaupun bentuk penyajian yang ringkas tetap dipertahankan, namun edisi-edisi revisi terbaru dari seri ini sudah diperluas untuk mencakup jajaran topik yang lebih luas, jadi untuk memenuhi tuntutan silabus ujian yang diperluas dan, pada saat yang sama, membantu pembaca untuk melihat bahan studinya dalam perspektif yang lebih praktis.