

地盤の変形と破壊に関する研究

土の研究小グループ代表者

村 山 朔 郎

1. ま え が き

土に関する災害は自然災害の中でも主要な分野の一つである。わが国の都市の多くは地形の関係で地盤の軟弱な河口沖積平野に発達しているので地盤沈下や基礎の変形・破壊などの被害が多い。一方都市間を結ぶ交通路の整備や都市域の拡張は山地におよびがちなため、急傾斜地の崩壊、地すべりなどの災害をうけることが多く、これらの災害は国土の開発が進むにつれて急激に増大している。

上記の災害はいずれも静的な外力に起因するものであるが、地震のような動的な外力をうければ一層甚だしい被害が広域に生ずることは今迄の例でも明らかである。

このような地盤に生ずる災害の防止・軽減または予知に関する研究には、災害地の調査によって個々の自然現象を調査することも必要であるが、これと併せて一般的な発生条件や機構を解明することも重要である。しかし地盤を構成する土の特性は非常に複雑でまだ十分に究明されたとはいえず、土の災害の研究には土に関する基礎的な研究を行なうことが捷径ともいえよう。土質力学は従来地盤の破壊時の塑性平衡を論拠の重点としていて変形関係についての解明が余りされていなかったが、実際の現象を解析するためには破壊にいたるまでの変形挙動やその時間的経過を究明せねばならない。このため地盤を構成する土自身の応力-ひずみ-時間関係の解明が必要であり、しかもこの関係は実験的に求めても普遍性がないので、われわれは土が微粒子からできているという微視的構成を基盤として土や地盤の巨視的な挙動を理論的に解析する方法を創めた。また土の動態時挙動については、土の力学特性が振動外力によって変化することを明らかにするようにして、地盤全体を単なる弾性体または粘弾性体として解明していた従来の行き方の不十分な点を補うよう研究している。

土から構成される地盤の災害に対しては、静的な問題としては荷重による地盤の側方流動や過度の揚水による地盤沈下について、また地震時の問題としては、軟弱地盤が地震をうけたときの応答と新潟地震の際災害の大きな原因となったゆるい砂層の流動化現象についての研究をのべる。

本表題に対し、われわれ研究小グループが今まで行った研究や現在行いつつある研究の主旨は上記の通りで、それらの概要は以下に総合して報告する。本研究に対しては、校費のほかに科学研究費の補助を受けたことをのべここに深謝の意を表する次第である。

なお本文の執筆は下記の者で分担した。

村山 朔郎, 柴田 徹, 福尾 義昭, 松岡 元, 大横 正紀, 関口 秀雄。

2. 土の変形と強度

2.1 は し が き

土は構成粒子の比較的大きい砂から微細な粘土まで広範囲にわたる粒子組成からなる材料であり、その上土粒子と水あるいは空気がまざった多相混合体であるため、その力学特性には時間要素なども含まれてきわめて複雑で、今迄十分な理論的解明がなされていなかった。このような土の構成関係(応力-ひずみ-時間-温度等の関係)を解明するため、その後種々の手法を生みだして多くの面からのアプローチを行ってきたので、ここではまずそれらの手法やテーマの説明を行ったのち得られた研究成果をまとめることとする。

(1) 速度論(rate process theory) - 粘土のクリープ特性や応力緩和特性などの時間依存性を、粘土の微

視的構造を考慮して理論的に説明するため、土に対して創めて速度論の適用を試みた。一般に速度論はある物理量が変化する時間的割合を確率過程としてとらえるもので、その確率が変化に必要な仕事量（活性化エネルギー）の指数関数に比例するというのが基本的な概念である。この理論を土のひずみに適用すれば、ひずみ速度が土粒子の変位のために要する活性化エネルギーによって規定されることになる。後述するようにこの理論にもとづいて誘導した構造粘性を用いて土の挙動を解いた結果、粘土の時間特性、温度特性、動的特性などが極めてよく説明された。

(2) 粒子接点角の確率分布—土は形、大きさ、配置がランダムな土粒子の集合体であるので、個々の粒子はその応力状態のもとで種々の角度をなして互に接しているであろう。このような土の巨視的な力学特性を微視的な観点から理論的に説明するために、各粒子接点での接触角の統計的な確率分布ならびに、せん断にもなうその分布の変化過程を重要な指標として考察して土の応力—ひずみ関係の誘導を試みよ結果を得た。

(3) 吸着水の特性—粘土の強度特性や時間依存性は、粘土粒子のまわりの吸着水の物理化学的特性によって大きく影響されるが、それらの関係については未知の点が少ない。そのため吸着水の特性が粘土の力学特性におよぼす効果を理論的、実験的に研究しつつあり、若干の成果を得た。

(4) 土の破壊規準—以上は微視的な観点から主として土の変形特性を理論的に説明しようとするアプローチであった。一方土がどういう条件を満足すれば破壊するかという土の破壊規準を決定することも重要な課題である。ここでは異なる 3 主応力のもとでの一般的な破壊規準を求めめるため考察を行ない実験的な検証もなされた。

(5) 土の動的弾性係数—土の動的特性の中でも動的弾性係数は地盤や土構造物の振動特性や耐震設計上、重要な要因となる。最後に土の動的弾性係数に関する研究を紹介する。

2.2 RATE PROCESS THEORY

粘土の応力—変形関係が時間依存性をもつことはよく知られているところであり、実際的にもこの性質は重要である。この性質を単に 2, 3 の条件に対して実験的に求めるだけでは広く現象を説明するには不十分であるので、粘土の構成から出発して解析的に究明するため速度理論 (rate process theory) の適用を試みた。

粘土の骨組構造は微細な鉱物粒子の集合体であり、微粒子表面の物理化学的な原因で生ずる粒子間力に起因する弾性的性質や鉱物粒子自体の弾性的性質に加えて、粘土粒子表面を被覆している吸着水膜の異常粘性もまた巨視的な力学的挙動に多大の影響をもっており、一般に粘土は粘塑弾性的挙動を示すことになる。

粘土に作用する応力が上限降伏値以下で、粘土骨格に破壊が生じない場合の粘土骨格の挙動の idealization として Fig. 1 に示すような力学モデルを誘導した。(村山・柴田, 1956, 1958, 1964)

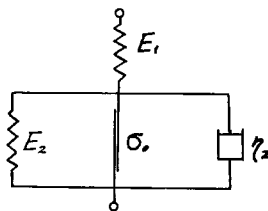


Fig. 1 Rheological model for clays.

Fig. 1 の中で線型のパネ E_1 は瞬間弾性を表わし、修正された Voigt 要素は粘塑弾性を表わしている。

ここに粘性係数としては、Eyring によって創始された速度理論を吸着水膜の粘性機構の解明に導入し、次式で表現される構造粘性を得た。

$$\left. \begin{aligned} \eta_2 &= \frac{\sigma_2}{A_2 \cdot \sigma_{20} \cdot \sinh(B_2 \sigma_2 / \sigma_{20})} \\ \sigma_2 &= \sigma - \sigma_0 - E_2 \epsilon_2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 σ : 作用応力、 σ_2 : 粘性要素によって受け持たれる応力、 σ_0 : 下限降伏値、 E_2 : Voigt 要素を構成するパネの弾性率、

ϵ_2 : Voigt 要素のひずみ、 A_2, B_2 : 定数である。

このモデルによるクリープひずみ ϵ の理論解は次式のようになり、ひずみが $\log t$ (t : 時間) に関して直線的に増加したのち一定ひずみに達する傾向がよく説明できた。

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon &= \frac{\sigma}{E_1} + \frac{\sigma - \sigma_0}{E_2} + \frac{\sigma - \sigma_0}{B_2 E_2} \log(A_2 B_2 E_2 t) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

$t \rightarrow \infty$ では, $\varepsilon_{t \rightarrow \infty} = \sigma/E_1 + (\sigma - \sigma_0)/E_2$

一方、初期ひずみ ε_0 のもとでの応力緩和に対する理論式は次式で与えられ、 $\log t$ に関して応力が直線的に減少したのち一定応力にいたるという多くの実験結果を説明することができた。

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \frac{E_1 E_2}{E_1 + E_2} \left\{ 1 - \frac{E_1}{B_2 E_2} \log A_2 B_2 (E_1 + E_2) t \right\} \varepsilon_0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

$t \rightarrow \infty$ では, $\sigma_{t \rightarrow \infty} = \frac{E_1 E_2}{E_1 + E_2} \varepsilon_0$

上式では、 σ_0 は $E_1 \varepsilon_0$ に比べて十分に小さいとしてこれを無視している。

また、クリープにおける温度依存性は絶対温度を T とすると次式で表わされる。

$$d\varepsilon/d \log t = 2b\kappa(\sigma - \sigma_0)T/(\lambda E_2) = (\sigma - \sigma_0)/(B_2 E_2) \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 λ : 単位変形機構の隣接 2 平衡位置間距離、 κ : Boltzmann 定数、 b : 定数である。

つきに、作用応力が上限降伏値を越える場合、すなわちクリープ破壊現象について求めた結果はつぎのようである。

単位変形機構における結合の切断を想定し、速度理論を破壊過程に適用すれば次式が誘導される。

$$\left. \begin{aligned} -\frac{1}{N_b} \frac{dN_b}{dt} &= -\frac{2\kappa T}{h} \exp\left(-\frac{E_0}{\kappa T}\right) \sinh\left(\frac{\lambda \sigma_2}{2N_b \kappa T}\right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

$\sigma_2 = \sigma - \sigma_0 - \varepsilon_2 E_2$

ここに、 N_b : 単位面積あたりの単位変形機構の結合数、 E_0 : 活性化自由エネルギー、 h : Plank の定数である。

破壊近くでは粘土の弾性は無視でき、下限降伏値 σ_0 が作用応力に比べて十分に小さいとみられるので、

(5)式は次式のように書き直すことができる。

$$-\frac{1}{N_b} \frac{dN_b}{dt} = \frac{\kappa T}{h} \exp\left(-\frac{E_0}{\kappa T}\right) \exp\left(-\frac{\lambda \sigma}{2N_b \kappa T}\right) \dots\dots\dots (6)$$

(6)式を、初期の単位面積あたりの結合数を N_{b0} 、粘土が破壊するとき、すなわち $t = t_f$ において $N_b = 0$ という条件のもとで積分すれば、次式の解が得られる。

$$t_f = \frac{h}{\kappa T} \exp\left(\frac{E_0}{\kappa T} - \frac{\lambda \sigma}{2N_{b0} \kappa T}\right) \dots\dots\dots (7)$$

この関係より、破壊時間が作用応力の増加とともに指数的に減少する傾向および温度依存性が明らかにされた。

一方、ひずみ速度に着目すればクリープ破壊過程はつぎの 3 過程に分けられる。(1) 遷移クリープ：ひずみ速度が時間とともに単調減少する過程、(2) 定常クリープ：ひずみ速度が一定である過程、(3) 加速クリープ：ひずみ速度が増加し最終的には破壊に至る過程である。

定常クリープ速度 $\dot{\varepsilon}_s$ と破壊までの時間 t_f とのあいだには、Saito and Uezawa (1961) によって実験的に見出された次式の関係があることを確認したのち (村山・栗原・関口, 1970)、この関係を速度理論にもとづいて説明してみよう。

$$\dot{\varepsilon}_s \cdot t_f = \text{constant} \dots\dots\dots (8)$$

定常クリープ速度 $\dot{\varepsilon}_s$ は速度理論にもとづけばつぎのように表現される。

$$\dot{\varepsilon}_s = \alpha \cdot \frac{\kappa T}{h} \exp\left(-\frac{E_0'}{\kappa T} + \beta \frac{\sigma}{\kappa T}\right) \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 E_0' : 定常クリープ過程の活性化自由エネルギー、 α, β : 温度に依存しない定数である。

もし、 $E_0 = E_0'$ および $\lambda/2N_b = \beta$ であるならば、すなわち、結合切断を支配する活性自由エネルギーと定常流動を支配する活性化自由エネルギーが等しく、かつこの両過程における活性化容積 $\lambda/2N_b$ と β が等しければ、(7)式と(9)式とを乗することによってつぎの関係が導かれる。(栗原, 1971)

$$\dot{\varepsilon}_s \times t_f = \alpha = \text{constant} \dots\dots\dots (10)$$

この定数は粘土の種類だけに依存し、温度や圧密応力には無関係であることが予想されるが、実際、20, 35, 50°C の各温度において種々の圧密応力をもつ試料のクリープ破壊試験からこのことは実証されている。(栗原, 1971)

そして、(7)式によって実験的に求められた E_0 の値は約 28 kcal/mole であった。

また、粘土に降伏応力以上の最大圧力振幅をもつ振動荷重を与えると疲労破壊が生じ、動態時のせん断強度が減少する。最大圧力振幅 σ を与えたとき、粘土が破壊するまでの時間 t_{fd} はやはり速度理論にもとづく考察から次式のように与えられる。(村山, 1970)

$$\ln t_{fd} = \ln \left\{ \frac{1}{A_3} \left[\exp \left(\frac{E_0}{K T} \right) \left(\frac{\alpha_0}{\alpha} \right)^K \right] \right\} - \frac{\sigma}{B_3 N_{b0}} \dots\dots\dots (11)$$

ここに α は粘土の振動加速度、 α_0 は基準振動加速度、 K, A_3, B_3 は定数である。

これよりわかることは、 α が α_0 よりも大きくなると粘土粒子を団結する吸着水の活性化エネルギー障壁がみかけ上、 α の影響を受けて静的な状態にあるときよりその $(\alpha_0/\alpha)^K$ 倍に弱化したようになり、破壊時期が一層はやくなることである。この関係は、粘土に加えられる起振力が一定であっても、振動数が多くなり、加速度が増加すると破壊所要時間は加速度の対数に比例して減少することになる。

以上に述べたように、速度理論の適用によって粘土の変形機構を解明し、従来断片的に知られていた現象を統一的に説明することができた。

- 1) Murayama, S. and T. Shibata (1956): On the Rheological Characters of Clays, Proc. of the 6th Japan National Cong. on App. Mech. pp. 225-228.
- 2) Murayama, S. and T. Shibata (1958): On the Rheological Characters of Clays, Disaster Prevention Research Inst. Bulletin No. 26, Oct. 1958.
- 3) Murayama, S. and T. Shibata (1966): Flow and Stress Relaxation of Clays, Proc. of IUTAM Symposium 1964, Springer-Verlag, pp. 99-129.
- 4) 村山朗郎・栗原則夫・関口秀雄 (1970): 粘土のクリープ破壊について, 京都大学防災研究所年報, 第13号 B, pp. 525-541.
- 5) 栗原則夫 (1971): 粘土のクリープ破壊の温度依存性, 京都大学防災研究所年報, 第14号 B, pp. 565-583.
- 6) Saito, M. and H. Uezawa, (1961): Failure of Soil Due to Creep, Proc. of the 5th Int. Conf. on SMFE, Vol. 1, 1961, pp. 315-318.
- 7) Murayama, S. (1970): Dynamic Behavior of Clays, Proc. of the 5th Int. Congress on Rheology, Vol. 2, pp. 541-558.

2.3 粒子接点角の確率分布

土が土粒子の random assembly であることに着目し、作用応力により伝達される粒子間力の一粒子に対する傾斜角 β およびそれに抵抗する粒子接点角 θ の両者は土の中では正規確率分布 (Fig. 2 参照) を示すものとして、粒子間摩擦角 δ を考慮して、土粒子がモビライズされる確率を求めた。またこの確率から、まず砂に加える応力比 $z = (\sigma_1 - \sigma_3) / \sigma_m$ が弾性限界 z_{el} より小さい場合の応力-ひずみ関係として次式を誘導した (村山, 1964)。

$$\left. \begin{aligned} \gamma_e &= A_e \frac{(P - P_0)}{\cos \beta} = A_e \cdot W_e \cdot z \\ \text{ここに,} \quad A_e &= \frac{c \cdot \lambda_e \cdot N}{d}, \quad W_e = \frac{1}{4} \cos \frac{\theta + \delta}{2}, \quad z = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_m} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12)$$

上式において、 z は作用応力比、 γ_e は弾性状態での最大せん断ひずみをあらわしており、 P は主応力 σ_1 と σ_3 を受けている三軸圧縮応力状態のもとでの粒子の滑動確率 (probability of mobilization)、 P_0 は等方

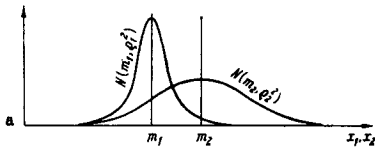


Fig. 2 Gaussian distribution curves of applied shearing stress and shearing strength at particulate contact points.

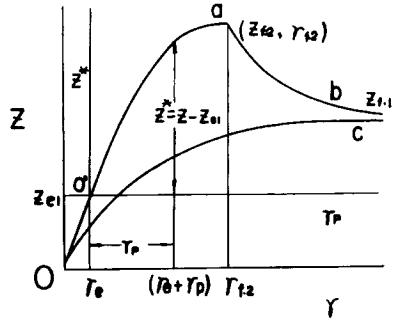


Fig. 3 Theoretical relationship between stress ratio z and shearing strain γ .

応力状態のもとでの粒子の滑動確率を意味している。c, λ_e は常数, σ_m は平均主応力で, A_e は変位係数 (displacement factor), W_e は構造係数 (structural factor) と仮称する。

次に $z > z_{el}$ のときは砂は塑性変形をなし, 砂の粒子構造は変形とともに disintegrate する。弾性限界以上の砂の最大せん断ひずみを γ_p , 応力比を $z^*(=z - z_{el})$ とすれば, 砂が破壊するまでの間の塑性変形は次式のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \gamma_p &= A_p \cdot W_p \cdot z^* \\ \text{ここに} \quad W_p &= W_e \cdot z_{\infty}^* / (z_{\infty}^* - z^*), \quad A_p > A_e \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (13)$$

上式中, A_p は塑性状態における displacement factor, $z_{\infty}^*(=z_{\infty} - z_{el})$ は常数である。

さらに繰り返し載荷後の残留ひずみやゆるい砂の初期圧縮の問題について理論的な考察を行ない, 砂の破壊に対しても確率論の立場から新たな破壊規準を提案している。以上の考察から, Fig. 3 に示すような応力-ひずみ関係を理論的に求めた (村山, 1968, 1969)。

また粘土のような粘弾塑性的な粒子の random assembly に対しては, 砂の扱いのほかに物理化学的な粒子間力をそれと等価な拘束圧 σ_0 におきかえ, また粘弾性的な影響だけを抽出して求めた一般化フォークト・モデル (または一般化マックスウェル・モデル) の導入を加えて解析を行なっている。このようにして土を砂, 粘土の別なく統一的な考え方で解くことができた (村山, 1969, 1971)。なお粘土の場合, 変位係数 A を時間の関数と考えれば, 速度論から導かれた関係と矛盾なく結びつけられることを示した (村山・関口, 1970)。なお, 砂の変形特性および強度特性について巨視的な立場からの実験的な研究も並行して行なわれ, 以上の理論展開に対して実験的根拠を与えた (村山・八木, 1964, 1965)。

一方, 土の応力-ひずみ関係をその粒状性に着目して微視的な観点から解析するため, 新たに土の2次元モデルとしてアルミ棒および光弾性材料の棒の積層体を用いてせん断試験を行ない, 粒子間力 f , 粒子間摩擦角 ϕ_μ および粒子接点角 θ を微視的な要因として考察した。まず, 土のせん断抵抗を表現するため, これらの要因を用いて潜在すべり面上の土粒子のつりあい式を立てた (Fig. 4 参照)。次にせん断にともなって変化する個々の粒子接点での角 θ の変化状況を θ の確率分布 (度数分布) の移動として表現し, さらに θ の分布の平均値 $\bar{\theta}$ によって評価することを試みた。せん断にともなう θ の分布の変化状況の一例を Fig. 5 に示す。このような θ の分布の概念を用いて土のせん断抵抗を表現し, また土のダイレイタンス量についてもその発生機構の考察から評価した。この両者を結びつけることによって, 潜在すべり面上の応力比-ひずみ増分比関係, 応力比-ダイレイタンス関係として次式を誘導した。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\tau}{\sigma_N} &= \lambda \cdot \arcsin \left\{ \cos \bar{\theta}_0 \cdot \left(-\frac{d\varepsilon_N}{d\gamma} \right) \right\} + \mu \doteq \lambda \cdot \left(-\frac{d\varepsilon_N}{d\gamma} \right) + \mu \\ \frac{\tau}{\sigma_N} &= \lambda \cdot \arccos \left\{ \cos \bar{\theta}_0 \cdot (1 + \varepsilon_N) \right\} + \mu \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (14)$$

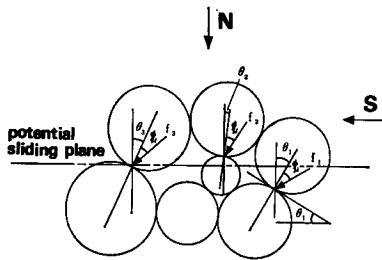


Fig. 4 The angle between potential sliding plane and contact plane of particles θ_i , the interparticle force f_i and the frictional angle between particles ϕ_μ .

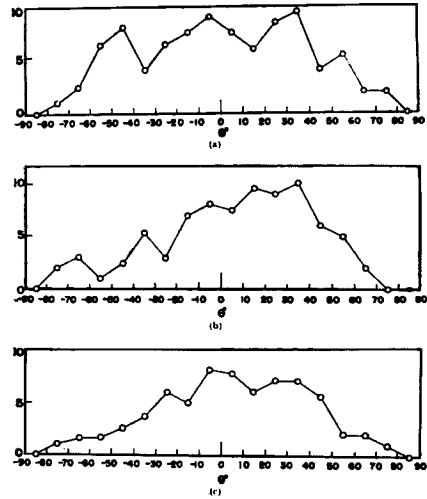


Fig. 5 Frequency distribution of θ of aluminium rod mass.
(a) before shear
(b) at the peak strength
(c) at the residual strength

ここに (τ/σ_N) はせん断・垂直応力比, $(d\varepsilon_N/d\gamma)$ は垂直・せん断ひずみ増分比である。また $\lambda=1.4\sim 1.5$ (定数), $\mu=\tan\phi_\mu$ (粒子間摩擦) であり, $\bar{\theta}_0$ はせん断開始直後における θ の平均値である。なお上式は砂や粘土の実測データと良好な対応を示すことが実証された。

以上の考察をさらに発展させて潜在すべり面上の応力比-ひずみ関係として次式を提案した。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\tau}{\sigma_N} &= (\mu' - \mu) \cdot \ln \frac{\gamma}{\gamma_0} + \mu \\ \varepsilon_N &= \frac{\mu - \mu'}{\lambda} \cdot \gamma \cdot \left\{ \ln \frac{\gamma}{\gamma_0} - 1 \right\} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (15)$$

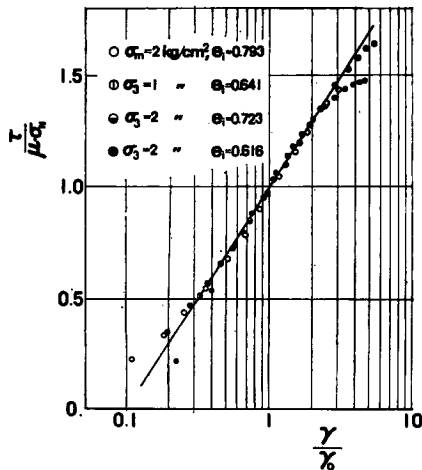


Fig. 6 Relationship between $\tau/\mu\sigma_N$ and γ/γ_0 (Ishii River sand).

ここに, γ_0 は ε_N の最大圧縮点のせん断ひずみ γ であり, $\mu' = \lambda \cdot \bar{\theta}_0 + \mu$ である。(15)式の第一式は $\gamma = \gamma_0$ のときに τ/σ_N は粒子間摩擦 μ に相当することになるから, この値を土材料固有の値として評価していることになる。またこの式の両辺を μ で割れば, $\tau/\mu\sigma_N$ と γ/γ_0 が半対数紙上で点 (1, 1) を通る直線であることを意味する式となるが, Fig. 6 はこの関係についての砂の実測データを示している。なおこの関係は砂のみならず粘土についてもガラス・ビーズについても実証された。

以上の関係はすべて潜在すべり面上に着目した関係であるが, 主応力と主ひずみ増分の方向が一致するという条件を入れると, 主応力比と主ひずみの関係に変換することができる (村山・松岡, 1970, 1971, 松岡, 1972)。

また, この研究に先立って粘土や砂のダイレイタンスーに関する実験的研究も行なわれ, ダイレイタンスー量がせん断応力と平均有効主応力の比と密接な関係があ

ることが明らかにされた(柴田, 1963, 柴田・軽部, 1965, 軽部・栗原, 1966, 軽部, 1967, 村山・八木, 1964, 1965, 八木, 1967, 1970)が, これに対応する関係が上述の微視的な考察からも誘導された。

土は, その状態や作用外力によって種々の変形の仕方をするので従来その応力-ひずみ関係を応力-ひずみの広い領域にわたって解析的に解明したものはほとんどなかったが, 上述のような random assembly としての内部機構を微視的に考察することによって土の変形や破壊のかなりの範囲を統一的に説明できるようになった。

- 1) Murayama, S. (1966): A Theoretical Consideration on a Behaviour of Sand, IUTAM Symposium, 1964, Rheology and Soil Mech., pp. 146-159.
- 2) Murayama, S. (1968): Mechanical Behavior of Soils under Shearing Stress (In the Case of Cohesionless Soil), Bull. DPRI, Vol. 18, Part 2, pp. 97-109.
- 3) Murayama, S. (1969): Stress Strain-Time Behavior of Soils Subjected to Deviatoric Stress, Proc. of 7th Int. Conf. on SMFE., Vol. 1, pp. 297-306.
- 4) 村山朔郎 (1971):土の構成式について, 京都大学防災研究所年報, 第14号B, pp. 17-29.
- 5) 村山朔郎・関口秀雄 (1970):粘土の動的弾性係数に関する理論的考察, 京都大学防災研究所年報, 第13号B, pp. 543-552.
- 6) 村山朔郎・八木則男 (1964):砂の変形特性について, 京都大学防災研究所年報, 第7号, pp. 24-38.
- 7) 村山朔郎・八木則男 (1965):砂質土の変形特性について, 土と基礎, 第13巻2号, pp. 65-71.
- 8) 村山朔郎・松岡 元 (1970):2次元モデルによる粒状体のせん断現象の微視的考察, 京都大学防災研究所年報, 第13号B, pp. 505-523.
- 9) 村山朔郎・松岡 元 (1971):砂と粘土のせん断特性の類似性とそのメカニズムについて, 京都大学防災研究所年報, 第14号B, pp. 551-563.
- 10) 松岡 元 (1972):せん断時の土の応力-ひずみ関係について, 京都大学防災研究所年報, 第15号B, pp. 499-511.
- 11) 柴田 徹 (1963):粘土のダイラタンシーについて, 京都大学防災研究所年報, 第6号, pp. 128-134.
- 12) Shibata, T. and D. Karube (1965): Influence of the Variation of the Intermediate Principal Stress on the Mechanical Properties of Normally Consolidated Clays, Proc. 6th Int. Conf. on SMFE., Vol. 1, pp. 359-363.
- 13) 軽部大蔵・栗原則夫 (1966):繰り返し粘土のダイラタンシーとせん断強度について, 土木学会論文集, 第135号, pp. 16-24.
- 14) 軽部大蔵 (1967):平面変形状態における粘土のせん断特性について, 京都大学防災研究所年報, 第10号B, pp. 383-389.
- 15) 八木則男 (1967):砂の圧縮とせん断特性について, 京都大学防災研究所年報, 第10号B, pp. 375-381.
- 16) 八木則男 (1970):砂のせん断抵抗について, 京都大学防災研究所年報, 第13号B, pp. 493-503.

2.4 吸着水

粘土中に含まれている水は110°Cでほとんど蒸発し, また0°Cでほとんど凍結するが, -50°Cから1000°Cにわたる熱分析の結果から, 蒸発は150°C~200°Cまでもつづき, また-10°C付近でも凍結しない水がかなり存在することが実証されている。この現象は, 粘土粒子表面の電荷と土中水のイオン成分によって, 粒子表面近くに静電場が生じ, このいわゆる電気二重層のために水分子が分極し, 通常の水よりも自由エネルギーが低くなっているために, 発生すると考えられる。自由エネルギーが低くなると, 水分子を活性化させるのに必要な活性化エネルギーは大きくなり, 粘性が増大することや, 粘土粒子間の結合力が変化することが十分予期できる。

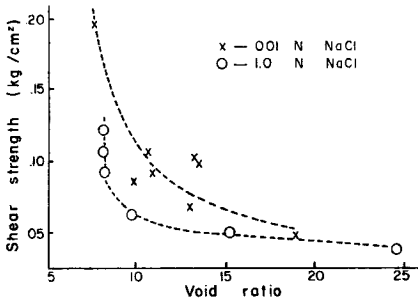


Fig. 7 Measured shear strength of Na-montmorillonite at different pore water salt concentrations.

一方、粘土中の陽イオンの種類や濃度を変化させると、そのせん断強度が変化するという事実も多く報告されている。Fig. 7 の結果は Na^+ イオンの増加により電気拡散二重層の静電位が変化し、粒子間の結合力が弱くなったものと推定される (Warkentin・Yong, 1962)。

粘土の変形に際して、活性化エネルギーや、活性化にともなう単位活性化容積がどのような機構で規定されるかについてはまだ研究途上にあるが、常温における粘土のクリープ変形の速度論的解析から、活性化エネルギーは 25~30 kcal/mol の値を取っており、クリープ速度の大小は主として活性化容積の大小に支配されているようである。

温度が高くなると、Fig. 8 でみられるように、クリープのひずみ速度が大きくなる現象は、粘土粒子間の反応速度が温度に支配されるという機構によって説明される (村山, 1969, 1971)。一方、粘土を凍らした凍土のクリープ試験を解析した結果は Fig. 9 のとおりであり、活性化容積が軸圧の増加によって増大して

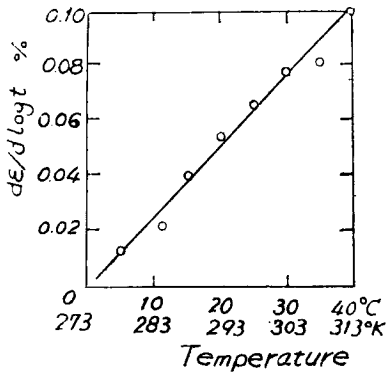


Fig. 8 Thermal effect on the rate of flow $d\epsilon/d\log t$.

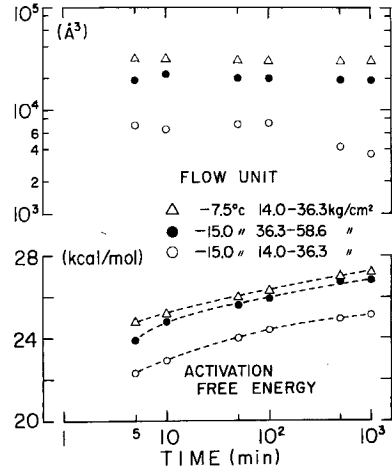


Fig. 9 Variations of flow unit and activation free energy of frozen clay with time.

いることがみられるが、物質によっては体積は減少する場合もあるようである。これは、軸圧によって応力集中の度合が変化すると予想され、この見方に立てば粘土の粒子構造が重視されるが、この構造は粘土粒子表面とこれに接する吸着水との間のイオン交換によって、粘土粒子表面の電荷が変化し、特有の粒子構造を形成するものと思われる (福尾, 投稿中)。

- 1) Warkentin, B. P. and R. N. Yong (1962): Shear Strength of Montmorillonite and Kaolinite Related to Interparticle Forces, 9th Nat. Conf. Clay & Clay Minerals, pp. 210-218.
- 2) Murayama, S. (1969): Effect of Temperature on Elasticity of Clays, Proc. of Int. Symp. on Effects of Temperature and Heat on Engineering Behavior of Soils, 48 Annual Meetings of H. R. B., pp. 194-203.

- 3) 村山朗郎 (1971):土の構成式について, 京都大学防災研究所年報, 第14号B, pp. 17-29.
- 4) Fukuo, Y.: Deformation Rates of Frozen Soil, Jour. Glaciology (in press).

2.5 土の破壊規準

土は, 基本的にはモール・クーロンの破壊規準に従うものとされている。たとえ土がクリープ破壊などの時間効果をとともなう破壊をする場合でも, 有効応力で整理すればモール・クーロンの破壊規準を満足している。このことは土がみかけ上, 摩擦法則に支配される材料であると解釈することができる。

構造物基礎を支持する地盤内の応力状態は一般に複雑であるが, 土の変形や強度を求める試験は一軸試験や三軸試験のように軸対称応力で行なうことが多い。一般的な応力条件の下での土の力学特性を把握するため, 最大・最小主応力だけでなく中間主応力も任意に変えられる装置を試作し, 中間主応力が粘土の力学挙動に及ぼす影響, 特に強度に及ぼす影響を実験的に調べた。その結果, Fig. 10 に示すように中間主応力の値によってモール・クーロンの破壊規準 (図中にひずんだ六角形の実線で示す) が必ずしも満たされず, 少しはずれるという事実が指摘された (柴田・軽部, 1964, 1965)。

- 1) 柴田 徹・軽部大蔵 (1964):複合応力状態における土の挙動について, 京都大学防災研究所年報, 第7号, pp. 24-38.
- 2) Shibata, T. and D. Karube (1965): Influence of the Variation of the Intermediate Principal Stress on the Mechanical Properties of Normally Consolidated Clays, Proc. 6th Int. Conf. on SMFE., Vol. 1, pp. 359-363.

2.6 土の動的弾性定数

一般に材料の応力 τ とひずみ γ の関係は, いわゆる $\tau \sim \gamma$ 図で表わされ, たとえば曲線の立ち上りの大小などで静的・動的の違いが比較されている。このような表わし方のほかに, 土を対象とする場合には, Fig. 11 に示すように τ と有効垂直応力 σ 座標の上で, γ をパラメーターとして描いた等ひずみ線を用いて論議することがある。それは土の $\tau \sim \gamma$ 関係が摩擦性材料の性質として, σ に依存するためであるが, ひずみがおよそ 10^{-5} 以下では τ は $\sqrt{\sigma}$ に比例して増加するのに対し, ひずみレベルが高くなると等ひずみ線は Fig. 11 の点線で示すように直線状となる。

静的な問題の対象とされるのは, 等ひずみ線が直線状を呈する領域とみてよいが, ここでいう動的弾性定数は地震時を対象にして 1Hz 程度の比較的早い繰り返し 載荷をうけるときの値であり, しかも強震時においても地中のひずみは 10^{-3} のオーダーを越えないことを考えれば, 静的な場合に比べて $1/10 \sim 1/1,000$ の微小ひずみであり, Fig. 11 の曲線部分を扱うことになる。ところで土の応力～ひずみ関係が線形とみなせるのは, ほぼ 10^{-5} 以下のひずみ範囲であるから, 地震応答解析では微小ひずみにおけるせん断弾性定数 G_0 を求めておき, この G_0 がひずみ振巾の増加とともにある割合で低下すると考えて処理した。

したがって実用上からは G_0 と, ひずみによる低下率に関する関係が必要とされるのである。

このせん断弾性定数 G_0 については, 土のように粒子部分と間げきから構成される材料を対象とし, 変形に関する若干の仮定を設けることによって, 間げきとの関係を表わしうる力学モデルを提案した (柴田・土岐・寺田, 1970)。その結果, G_0 は有効応力 σ と間げき率 n の関数として表わされ, Fig. 12 の直線で示すように $\sqrt{\sigma}$ と n に比例することとなる。そして砂を用いて行なった超音波パルス法による実験結果ならびに従来, 各種の試験法によって求められた G_0 の実測値を同図にプロットすると粘土, 砂を問わずこの関係が成立し興味深いものがある。

また近年, 地盤の弾性波探査が頻繁に行なわれているが, その S 波検層から求めた弾性定数は図の関係と同じ位置にプロットされることも判明してきた。なお上述の有効応力 σ は平均主応力をとっているが, 実地盤のように応力の異方向性が無視できない場合は, G_0 は平均主応力よりも垂直応力に依存することがわ

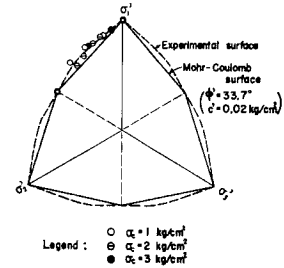


Fig. 10 Octahedral section of experimental and Mohr-Coulomb failure surfaces.

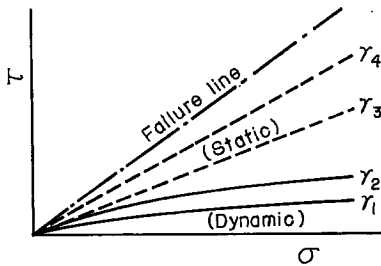


Fig. 11 Comparison of effective stress paths obtained by the dynamic and static tests.

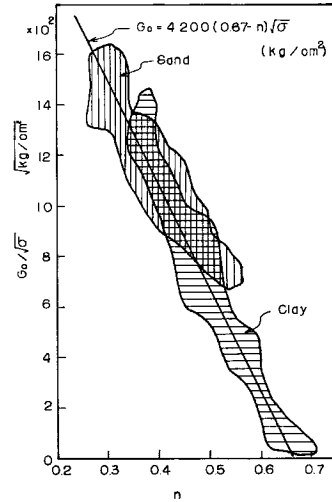


Fig. 12 Relationships between shear modulus at zero strain and porosity.

かってきたので、弾性波探査の解析においても S 波の伝ば方向と地中応力との関連を考慮すべきことが示唆される (石黒, 1971)。

つぎに G_0 がひずみ振巾の増大とともに減少する割合についての検討結果によれば、この減少率は土の種類と σ の大きさによって異なり、たとえば σ が小さいほど減少率は小さいことが示された。つまり地盤の浅部ほど G の減少する割合は高くなるが、一方地震時のひずみは地盤の深部ほど大きいので、両方の影響が相殺されて、一様に堆積した地盤では全体としての弱化程度に余り差がないように思われる。このことは 3・3 で述べるように、地震時に発生するせん断応力 τ は深さとともに増加するが、地盤強度 τ_f との比をとると τ/τ_f の深度分布に著しい差が認められない傾向とも矛盾しない。

- 1) 柴田 徹, 土岐憲三, 寺田邦雄 (1970): 砂質土の弾性波速度に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第13号B, pp. 593-609.
- 2) 石黒良夫 (1971): 土中を伝播する横波速度の異方向性, 京都大学防災研究所年報, 第14号B, pp. 631-642.

3. 地盤の変形と強度

3.1 地盤の圧密と側方流動

地盤上に構造物が築造される場合、あらかじめ、その構造物の沈下や周囲の地盤の変形の状態を推定しておく必要がある。特に、地盤が粘土層から成っている場合には、その圧縮性が大きい。この場合、粘土層の厚さが載荷幅に比べて薄い場合とか、砂層間あるいは砂層と岩盤の間に薄層としてはさまれている場合には、粘土層は一次的に圧縮されると考えてもよいので、Terzaghi の一次元圧密理論にしたがって、標準圧密試験をおこない、得られた粘土の圧密諸定数を現場の粘土地盤に適用すればかなりの精度で粘性土層の沈下を予測することができる。しかし粘土層が厚く載荷幅が比較的せまい場合には、粘土地盤は載荷により、鉛直方向の変形とともに横方向の変形、いわゆる側方流動も生じ、標準圧密試験結果からの計算では沈下は過小評価される。したがって、このような場合、沈下ならびに周辺地盤の挙動を把握するためには三次元的に圧密変形を考察する必要がある、また、これに応じた種々の圧密定数を決定する実験的方法も確立

していかなければならない。

従来の三次元圧密理論は、土の構造骨格を弾性、または線型粘弾性体と考え、これと水の移動に関する Darcy 則を組み合わせたものが大部分であるが、最近の研究によって土の応力-ひずみ関係が次第に明らかになりつつあり、これらを考慮に入れた圧密理論も作られつつある。さて、従来の三次元圧密理論において、間げき水圧のみを取り扱う偏微分方程式を解いて圧密を論ずる方法と、間げき水圧と土の構造骨格の変形の両方に関する偏微分方程式を導びく二つがある。これらの理論を用いて境界値問題を解く場合、前者は比較的容易であるが、間げき水圧または体積ひずみの挙動しか解くことができず、上述の側方流動のようなせん断変形を含む変形は取り扱えない。これに比べ、後者の場合は土-水系を2相系と考え、その各々の挙動を同時に解くのであるから、せん断変形、体積変化を含めた地盤の挙動をとらえることができる。したがって、このような取り扱いが粘土地盤の変形を考える上では是非とも必要となる。

このような観点に立って、水で飽和した粘土地盤を土粒子構造骨格と間げき水圧より成る2相系材料と考え、土の構造骨格は線型粘弾性体と仮定し、間げき水の移動は Darcy の法則に従うと仮定し、Terzaghi の有効応力の概念で結びつけることにより、等方等質な2相系材料に対する三次元圧密理論を導びいた(大橋, 1971)。このような取り扱いは Biot 以来行なわれてきたものであり、特に新しいものではない。しかし、一つの三次元圧密理論を用いて粘土の圧密定数の決定法を確立し、同時に、各種の境界値問題を解き、これによって、室内で求めた圧密定数から計算した地盤の変形と実測値を比較することは意義あることと思われる。このような観点に立ち、粘土の三軸クリープ試験から粘土の圧密定数を決定する方法を確立することを目的として、上に述べた三次元圧密理論をつぎの境界条件のもとに解いた。すなわち、周面は排水、両端面は非排水条件にある半径 a 、高さ h の円柱供試体に軸方向平均圧力 $q(=Q/\pi a^2)$ 、側圧 p を受けた場合である。ただし、ここでは簡単のため、土の構造骨格は線型弾性体とした。この境界値問題の解は、 ϵ_1, ϵ_v をそれぞれ供試体の軸ひずみ、体積ひずみとすると、

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_1 &= \frac{q-p}{3G} + \frac{2p+q}{3} \left[\frac{1}{3K} - 32G \sum_{n=1}^{\infty} \frac{J_1(\nu_n)}{\nu_n \theta_n J_0(\nu_n)} \exp(-\nu_n^2 T) \right] \\ \epsilon_v &= (2p+q) \left[\frac{1}{3K} - 32G \sum_{n=1}^{\infty} \frac{J_1(\nu_n)}{\nu_n \theta_n J_0(\nu_n)} \exp(-\nu_n^2 T) \right] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (16)$$

となる。ここに、 K, G はそれぞれ構造骨格の体積圧縮係数およびせん断弾性定数であり、 $\nu_n(n=1, 2, \dots)$ は $(4G+3K)\nu J_0(\nu) - 8GJ_1(\nu) = 0$ を満足する正の実数、 $\theta_n = (4G+3K)^2 \nu_n^2 - 48GK$ 、 $T = k(4G+3K)^2 t / 3(2-n_0)a^2 \gamma_w$ 、 n_0 は初期間げき率である。上式において、 $T=0$ では $\epsilon_v=0$ となり、 ϵ_1 も第2項以下がゼロとなる。したがって、供試体に軸差応力 $(q-p)$ を載荷したときの載荷直後の ϵ_1 から G が求められる。また、 $T \rightarrow \infty$ としたとき、 ϵ_v の第2項はゼロとなり、第1項のみ残るからこれより100%圧密時の ϵ_v を用いて K が計算される。以上の方法により求めた K, G をプロットすると Fig. 13 (a), (b) のようになる。この図のように、この方法から求めた K, G は圧密圧力に大きく左右されることがわかる。したがって、この弾性定数を地盤の変形解析に用いる場合には、地盤内の応力レベルを十

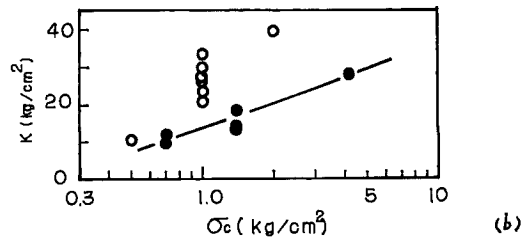
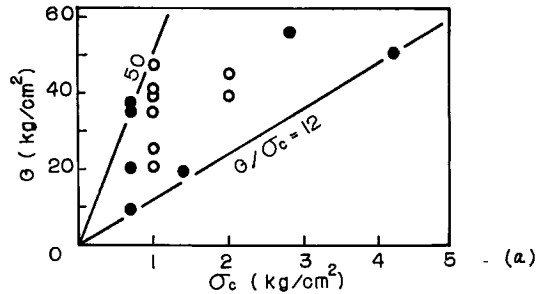


Fig. 13 Elastic constants vs. consolidation pressure.

分に考慮に入れる必要がある。また、ここでは土中の過剰間げき水圧が消散した後の、いわゆる 2 次圧縮の段階の変形について述べていないが、これも今後地盤の 3 次元的な解析に入れていく必要がある。

- 1) 大嶺正紀 (1971) : 粘土の 3 次元圧密に関する一考察, 京都大学防災研究所年報, 第 14 号 B, pp. 585-601.

3.2 地盤沈下

規模の大きい地盤変形の災害の一つに地盤沈下を挙げることができる。地盤沈下の主要な原因は地下水の過剰揚水によって地下水滞水層の間隙水圧が低下し、滞水層やこれに接する粘土層の圧密収縮が蓄積していくためである。

この収縮・沈下の機構を解明するために、次に述べるいくつかの実験をおこなって、種々の条件下における沈下の様子を明らかにした。

(1) Fig. 14 に示されるように底面 $5\text{ m} \times 2.7\text{ m}$ 深さ 2.3 m のコンクリート製土槽の底に 0.4 m 厚の砂層を敷きその上に 1.2 m 厚の粘土層を重ね、粘土層の収縮を計る沈下計や間隙水圧計を埋める。間隙水圧が静水圧分布を呈するまで数カ月間放置し、そのあと急に底部砂層の水位を 1 m 低下させて、まず粘土層内の間隙水圧分布やその層の沈下量を 220 日間計測し、のち急に砂層の水位を 1 m 上昇して砂層水圧をもとに戻したときの回復の状態も計測した。220 日間かかって低下した間隙水圧は約 86 日間でほぼもとに戻ることがわかった。沈下収縮時の実測された圧密沈下量や間隙水圧低下は、圧密係数 C_v を一定と考えて圧密方程式を解いた解と一致しなかった。これは、圧密係数 C_v が圧密の進行とともに変化するためであり、 C_v の時間的変化を考慮して圧密方程式を解く Schiffman の方法を採用して、実測の間隙水圧変化から逆に C_v の時間的変化を求め、一方、標準圧密試験から求めた実測の C_v の変化と対比したところ、Fig. 15 でみられるようにその傾向はよく一致した。回復過程にも同じ方法を適用して、回復時の C_v の時間的変化を求めた

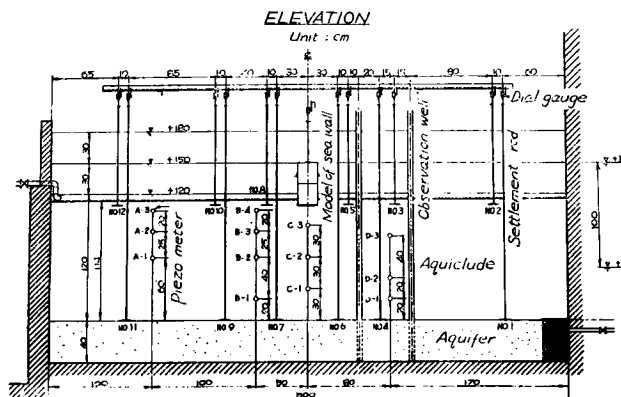


Fig. 14 Setup for tests: Elevation

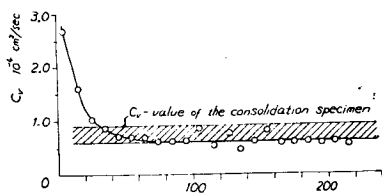


Fig. 15 Variations of coefficient of consolidation with time.

ところ、この回復時 C_v は収縮時の C_v の値の約 5 倍となり、回復が早い根拠をみ出すことができた (村山・柴田・山本, 1961)。

(2) 地下水の揚水によって、砂層の水圧は複雑に変化するが、水圧変化は多くの振巾や周期をもった変化をすると考えられ、これにともなう沈下量変化も当然考察しなければならない。この機構を調べるために、コンクリート製

土槽の砂層水位を周期20分、40分、1時間、2時間、48時間で繰り返し変化させたときの、粘土層や砂層の沈下の模様を実測した。この実験から、Fig. 16 でみられるように繰り返し変化によって、砂層はわずかの遅延弾性を示しながら圧縮されることや、粘土層の沈下には位相のおくれが存在し、蓄積沈下量は周期が長い程大きくなることのみ出された (Fig. 17)。この事実は滞水砂層が厚い場合は被圧水圧の振動による砂層

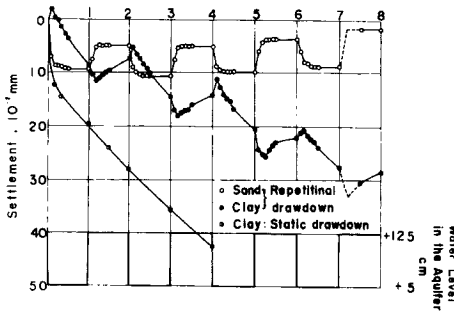


Fig. 16 Behavior of the subsidence due to repetitional drawdown of the artesian head.

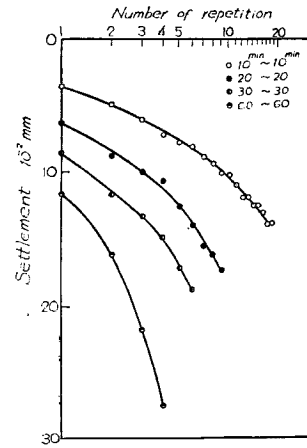


Fig. 17 Settlement vs. number of repetition curves.

自体の圧縮も大きな地盤沈下の原因になることや、同一揚水量を汲み上げるときに沈下の進行速度を小さくする方法の可能性を与えるものである (村山・柴田・山本, 1961)。

(3) 地盤沈下をおこしている地域の多くは臨海工業地域であり、そこで利用している地下水滞水層は海岸線に近く、また何層かの被圧滞水層を形成しているの、潮汐変化にもとづく水圧変化や、互層をしている各被圧滞水層の水圧変化が組合ったときに起る沈下の様子も調べる必要がある。

このために、直径2 m、高さ1.5 mの鉄製土槽を用いて、下から15 cm厚砂層、40 cm厚粘土層、15 cm厚砂層、45 cm厚粘土層の互層を作り、中間砂層の水圧だけを変化させた場合や、底部・中間の両砂層の水圧を変化させた場合の沈下量や粘土層の間隙水圧を観測した。一例は Fig. 18 にみられるとおりである。得られた実験結果の理解は前述のコンクリート土槽で考察した知見によって全く同様に解釈できる。すなわち、Schiffmanの方法で圧密係数 C_v の時間的変化を説明できることや、回復時 C_v が沈下時 C_v より大きいために回復が早いという知見である (村山・松尾, 1964)。

(4) 潮汐にもとづく水圧変化は、海面下にある粘土層や砂層を圧密させる現象と、被圧滞水層内に波動として内陸側へ水圧が伝播し、この砂層内水圧の変化によってひきおこされる沈下現象とに分けられる。これを調べるために、鉄製土槽の底部に砂層を敷き、その上に粘土層を重ね、砂層水圧を一定に保ちながら、粘土層上の自由水面 (海面に相当する) を2時間周期で20 cmだけ低下・回復させる振動を与え砂層や粘土層の沈下を観測

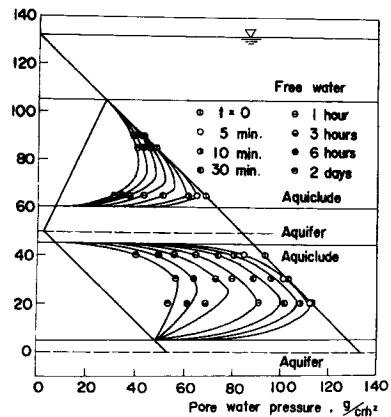


Fig. 18 Measured results of pore water pressure after the artesian heads in the upper and the lower aquifers were lowered.

して、海面下の沈下を観測した。この結果、砂層はわずかに沈下することや、粘土層では位相のおくれを示しながら、沈下量が一周期毎に蓄積していくことを示した。この実験結果は、砂層での水圧変化はほぼ瞬間的に即応するのに反し、粘土層の間隙水圧は圧密理論にもとづいて、位相がおくれながら変化するという繰り返し述べてきた理論でやはり説明することができた(村山・松尾, 1964)。

(5) 粘土層下位にある砂層に、粘土層上の自由水面の昇降にもとづく水圧変化が発生する場合も考えられる。この場合を想定して、実験土槽内に作った粘土層上の自由水面を変化させたときの砂層水圧変化を観測した(村山, 1969)。これによると砂層に水の供給がない場合には位相のおくれは認められず、自由水面変動振幅 30 cm は砂層ではその約 1/10 すなわち振幅 3 cm に減少することをみ出している。

(6) 海面の潮汐変化が被圧地下水の水圧におよぼす影響や、中心井戸の揚水にとまう、被圧滞水層の収縮の半径方向への伝播を調べるために、(2) に述べた実験結果を考慮し、被圧滞水層を線型 Voigt 模型として理論的に解析した(福尾, 1969)。その結果は Fig. 19 のとおりで、繰り返し揚水によって、残留歪

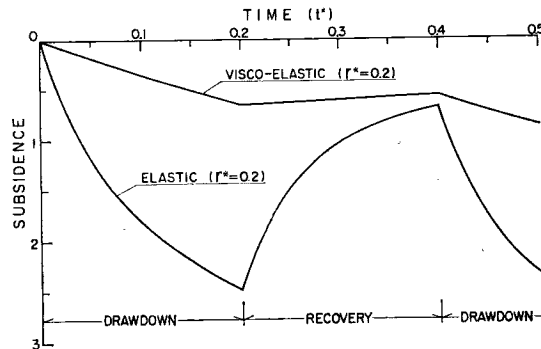


Fig. 19 Comparison between the deformations of elastic and visco-elastic confined aquifers in a case where the nondimensional radius $r^* = 0.2$, and nondimensional pumpage $q^* \equiv \rho g Q / 4\pi k b (\lambda + 2\mu) = 1$ for repetitional pumping of water.

が砂層にも残っていくことがわかる。砂層の厚みが大い場合には、地盤沈下の原因として砂層の沈下も無視できないことが知られる。また粘土をこのような粘弾性体と考えて、粘土層上加えられた振動荷重による振動圧密についても理論的に解析した(村山, 柴田, 1959)。

以上のように、地盤沈下の基本的な姿とその機構はほぼ解明することができた。したがって、実際の地盤の複雑な幾何構造を電子計算機に記憶させ、揚水量分布や降雨、山地地下水の流入にとまう地下水補給量等を入力として電子計算機に与えるならば、現実の沈下量を予測することも可能であろう。

- 1) 村山朔郎, 柴田 徹, 山本順一 (1961): 地盤沈下の模型実験 (I), 京都大学防災研究所年報, 第 4 号, pp. 11-20.
- 2) 村山朔郎, 松尾 稔 (1964): 地盤沈下の模型実験 (II), 京都大学防災研究所年報, 第 7 号, pp. 10-23.
- 3) Murayama, S. (1969): Model Experiments on Land Subsidence, Proc. Int. Symp. on the Land Subsidence, Tokyo, pp. 431-449.
- 4) Fukuo, Y. (1969): Visco-Elastic Theory of the Deformation of Confined Aquifer, Proc. Int. Symp. on the Land Subsidence, Tokyo, pp. 547-562.
- 5) 村山朔郎, 柴田 徹 (1959): 粘土の動的圧密について, 土木学会論文集, pp. 42-48.

3.3 地盤の変形 (地震時)

地震時に地盤内でどの程度の変形 (ひずみ) が起こるかを知らずには、構造物や地盤に耐震的な配慮を払う上で不可欠である。たとえば土に対して線形弾性論が適用できるのはせいぜい 10^{-4} までのひずみ範囲であるから、強震時にこれよりも大きいひずみが生じていることがわかれば、土の非線形性が無視できなくなる。また次節で述べる飽和砂地盤の液化現象は、地盤の地震時変形や応力を推定しなければ、その発生を吟味することが難かしい。

しかし地中ひずみや応力を地盤内で直接測定することは困難であるから、間接的な手法によって推定せざるを得ない。その第1は地盤を有限な自由度をもつ振動系に置き換える方法である。これは複雑な地層構造を対象とするときや、非線形挙動を扱う場合には有力であるが、振動系の基盤における入力地盤動を想定しなければならない。

第2は重複反射理論を基にした波動論による方法である。これによれば過去の地震記録から地震内の任意点の挙動を時間的に追跡することが可能である。

たとえば、水平基盤上に一様な厚さの砂地盤が存在する場合に、圧密理論を動的に取り扱い、入射地震動が砂粒子や間げき水を振動加速させると考えれば、砂粒子骨格中を伝播する P 波・ S 波あるいは間げき水の縦波を解析的に求めることができる (福尾, 1969)。その結果によれば、砂粒子中を伝わる P 波は砂粒子-水間の摩擦力が非常に大きくなるためにすみやかに減衰してしまう。これに反し、 S 波に作用する摩擦は小さく、よくいわれるように、地盤表面では S 波が比較的卓越する。入射地震動がある程度継続し、砂地盤の厚さが S 波の鉛直方向波長の $1/4$ になったときには、進行波と反射波が重なって、共振状態がおこり、砂地盤表面は非常に激しく揺れることとなる。この共振地盤厚 h は、地震動卓越周期を T_0 、砂粒子骨格のせん断弾性定数を G 、砂粒子密度を ρ_s 、間げき水密度を ρ_w 、間げき率を n とすれば

$$h = \frac{T_0}{4} \sqrt{\frac{G}{(1-n)\rho_s + n\rho_w}} \dots\dots\dots (16)$$

で与えられる。しかし、実際地盤の幾何学的な構造はこみ入っており、弾性定数や密度の分布も複雑で、これらの地盤特性を考慮すると、一般法則の把握という点では第1の方法と同様の難点をもっている。

そこで第2の波動論を採用しながらも、地盤のもつ地震波形の特性に着目し、地盤内の震動振巾をそのまま2乗平均で評価する立場が生まれてくる。この手法を用いると、地表面でえられた地震記録の自己相関関数によって地中のひずみ、加速度、応力などが求められるのである (土岐, 1971)。一例として日本と米国でえられた5個の強震記録を用いて地中ひずみの最大値を算出すると $(0.5 \sim 2.0) \times 10^{-3}$ という値がえられている。

また Fig. 20 は地中でのせん断応力 τ と地表での加速度 α の比を求めたものであって、この関係は地表

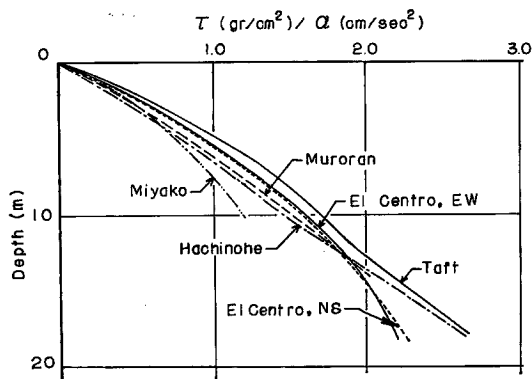


Fig. 20 Distributions of the ratio of shear stress and acceleration.

加速度からある深度での τ を出すために用いられ、次節の液状化解析に適用される。さらに Fig. 20 関係を検討した結果、S 波速度 c に対する深さ z の比 z/c が卓越周期 T_0 の 1/8 以下であれば、つぎのような一般式が導かれることも判明した。

$$\tau = \left(1.0 - \frac{1.6z}{c \cdot T_0}\right) \rho \cdot \alpha \cdot z \dots\dots\dots (17)$$

ここに ρ : 地盤密度である。

この τ を算出する過程において、S 波速度 (すなわち地盤のせん断弾性定数 G) を種々に変えても τ の値に及ぼす影響は少ないことがわかったので、地中のひずみや変形を求める場合には式 (1) によってまず τ を出し、しかるのち 2・6 に述べた応力～ひずみ関係を用いればよいと思われる。

- 1) 福尾義昭 (1969): 飽和砂層の振動, 第 6 回災害科学総合シンポジウム講演論文集, pp. 53-58.
- 2) 土岐憲三 (1971): Inference of Seismic Ground Motion by Autocovariance Function, Proc. 1st Canadian Conf. on Earthquake Engineering Research, pp. 40-64.

3.4 地盤の破壊 (液状化)

地震時に飽和したゆるい砂地盤が液状化してその支持力を失ない、地盤震害を惹起する現象は新潟地震 (1964) 以来特に注目されてきた。しかし液状化は新潟だけでなく、過去 100 年間でその資料が比較的そろっているものだけでも濃尾 (1891), 東南海 (1944), 福井 (1948), Mexico-Taltipan (1959), Alaska (1964) および十勝沖地震 (1968) などがある。

地盤の液状化は 1. で述べた砂のダイレイタンスーに起因するものであるから、主として土質工学者達が取りあげてきたが、それらの成果がようやく実って 1971 年 10 月に日本土質工学会主催の液状化シンポジウムが開催され、この問題は大筋において一段落ついたかにみえる。

さて地盤災害部門では土の動的特性の究明と並行して、約 10 年前から土の振動三軸試験機の試作・改良を重ねてきた。この試験機の振動発生装置はカム円柱とペローズからなり、カムの機械的な上下運動をそれに接するペローズを介して水圧に変換し、三軸の軸方向圧力と側圧に対してそれぞれ独立な振動を同時に加えるので、地震時の地中応力状態をある程度まで室内で再現できるのである。

砂の液状化に関する実験がこの試験機を用いて継続的に実施されたほか、土質工学会の一斉試験にも提供した。この一斉試験は、新潟砂を全国の 4 大学に配布し、同じ試料についてそれぞれ独自の試験を行なうもので、結果は上述のシンポジウムに持ち寄って比較検討された。

液状化の考え方については、多くの研究者からいろいろな提案がされたが、ここでは所定のせん断応力を繰り返し加えた際に発生する過剰間げき水圧に注目し、有効応力の立場からこの現象を解析した (柴田・行友, 1970)。すなわち間げき水圧の増加とともに有効垂直応力が次第に減少し、やがて破壊包絡線に到達して液状化が起これるとすれば、液状化発生のサイクル数はせん断応力 τ と垂直応力 σ の関数として表現できることになる。結局、液状化発生の有無は、 τ と σ の比の大きさできまり、たとえば相対密度が 50% のゆるい地盤では $\tau/\sigma \approx 0.1$ が限界値となる。

このように地震時の地中応力の大きさが液状化に対する鍵を握っているので、液状化の解析法を過去の震害例によって検照する場合も、あるいは将来の予測を行なう場合も、Fig. 20 や式 (17) に示した関係が活用されることになる。

さて以上の成果に基づいて、現在は埋立地盤の耐震性の検討を行なっているが、それによるとサンド・ポンプで埋立てた地盤には細砂やシルトがゆるく堆積し、液状化の可能性が大きいと判定される場合が実在している。また都市地盤の震害を予測する作業も続けており、たとえば大阪市では新淀川、神崎川、安治川流域にその危険地帯が集中していると指摘される。

柴田 徹・行友 浩 (1970): 飽和砂の繰り返し载荷による液状化現象の研究, 土木学会論文報告集, No. 180, pp. 83-96.

DEFORMATION AND FAILURE OF SOFT GROUND

By *Sakuro* MURAYAMAchief of the minor study group for deformation
and failure of soft ground**Synopsis**

This is a review in which various studies on the fundamental constitutive character of soils as well as the deformation and failure of soft ground performed by a minor study group are summed up. The constitutive character of soils, which is the most fundamental relation to analyse the behavior of ground, was studied by various approaches, especially by applying for the first time the rate process theory and statistical consideration on the random assembly of soil particles and we could obtain good results.

On the other hand, various types of deformation and failure of soft ground, such as consolidation and lateral flow of soft ground caused by surcharged load, land subsidence due to excessive withdrawal of ground water, ground response by earthquake motion and liquefaction of loose sand layer due to earthquake, were theoretically and experimentally studied.