

# 締固めた関東ロームの強度特性に関する研究 I

—転圧による強度低下について—

大根 義男・成田 国朝・奥村 哲夫  
片桐 克己\*・村瀬 祐司\*\*

## On the Strength Characteristics of Compacted Kanto-Loam I

—Strength Reduction due to Roller Compaction—

Yoshio OHNE, Kunitomo NARITA, Tetsuo OKUMURA  
Katsumi KATAGIRI\* and Yuuji MURASE\*\*

Kanto-Loam, one of volcanic ashes, has recently been used as a core material of earthfill dams. It has provided many problems in field compaction and in determining shear strength parameters, because of its peculiar physical properties involving extremely high water content and high plasticity. Among various subjects on the shear strength characteristics of Kanto-Loam, strength reduction (softening) due to roller compaction and thixotropic strength regain (hardening) after compaction are great concerns in the design and construction of earth dams.

As the first report on the strength characteristics of compacted Kanto-Loam, quantitative study was first made in the present paper on the softening properties due to roller compaction through repeated triaxial compression tests. Laboratory results were then compared with field observations and some remarks were offered on the quality control of an existing earth dam under construction.

### 1. はじめに

我国の代表的な特殊土壌である関東ロームは第4紀の火山活動によって関東地方に降灰堆積した粘性土である。関東ロームに関しては、今日までに、工学的な分野を始めとし、地質学、土壌学、粘土鉱物学あるいは地理学の面からも調査・研究がなされ、幾多の成果が得られている。

関東ロームが一般の沖積粘土と比較して性状的に特に異なる点として、自然含水比が極めて高いこと（高いものでは約150%）および非常にゆるく堆積している（間隙比が3~4）にもかかわらず、地山では鉛直に数メートル切り取っても十分安定しているなどが挙げられる。反面、土工において、転圧などによって一担こね返しが行われると著しく軟化し、さらに軟化した後、そのままの状態では放置しておくことによって再度回復が起る所謂、チキソトロフィーの性質を持っていることも知られてい

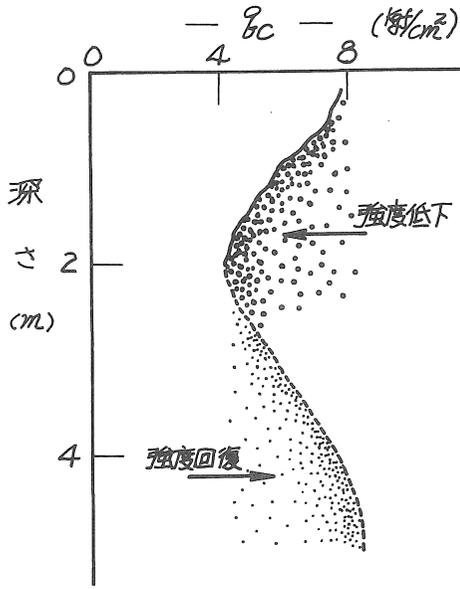
る<sup>1)2)</sup>。

現在、水資源開発公団によって建設が進められている房総導水路（千葉県）の長柄ダム（ゾーン型アースフィルダム：堤高52m, 堤頂長250m, 本堤堤体積145.4万m<sup>3</sup>, 副堤堤体積159.3万m<sup>3</sup>, 総貯水量1000万m<sup>3</sup>）では、コア用土としてダムサイト周辺に分布している関東ロームを使用しているが、施工管理の強度確認試験において前記のような火山灰特有の強度低下現象が現われている。

図-1はダッチコーンによる強度確認試験結果を模式的に示したものである。この試験は盛土高が4~5mに達した時点で定期的に行われており、また日常管理はポータブルコーンにより盛土表層部30~50cmに対して行われている。日常管理試験結果では全て $q_c \geq 8 \text{ kgf/cm}^2$ が得られている。しかし、ダッチコーンによる試験結果は、図で明らかなように、深さ方向に $q_c$ 値は逐次減少し、深度約2m付近において当初 $q_c$ の1/2程度の値を示し、また深度が2mを過ぎると $q_c$ 値は再び増加し、4m

\* 水資源開発公団房総導水路建設所

\*\* 日本技研株式会社



図一 盛土調査による強度低下及び回復の概要

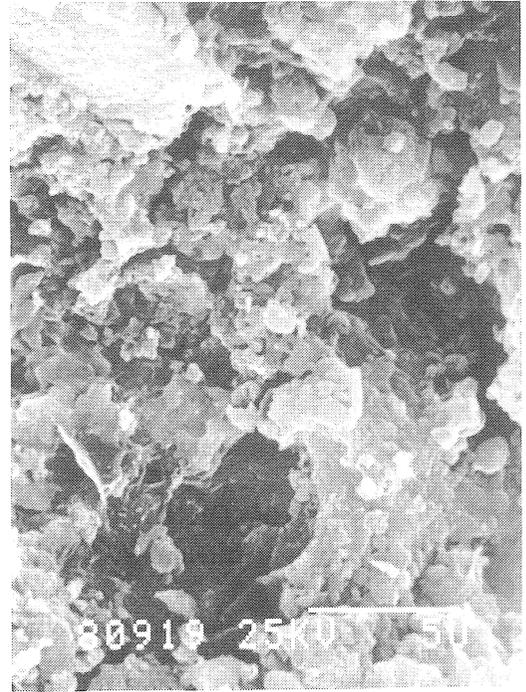
付近において当初の  $q_c$  値となる。すなわち、盛土の進行過程において強度は逐次低下し、盛土高が 2 m より大きくなった時点から逆に強度の増加が始まる。この種の強度低下は盛土用土の運搬、まき出しおよび転圧等の重機の運行による繰返し応力によるもので、また、2 m 以深における強度回復は上記外力の影響外となるためであると考えられる。

本研究は、この現象を繰返し三軸圧縮試験機を用いて再現し、強度低下を定量的に把握し、ダムの施工管理に役立てようとするものである。なお、強度回復現象に関しては第 2 報として別に報告する。

2. 実験方法

2.1 試料

実験に用いた試料は現場の土取場から採取した深度の異なる 2 種類の関東ロームである。以後、深度 1 m から採取したものを試料 A、3 m から採取したものを試料 B と呼ぶ。表 1 に物理的性質を示した。写真 1 は乱されていない状態の試料の表面を電子顕微鏡で観察したものであり、非常にポーラスな粒子構造となっていることが



写真一 試料 A の顕微鏡観察 (5000 倍)

うかがわれる。試料の自然含水比は採取深度により幾分異なるが、いずれも高含水比のロームに分類される。なお、採取状態の試料は大きなブロック状となっており、そのままの状態では実験に供することができない。そこで試料調整では含水比および土粒子の骨格構造を変化させないように十分注意を払いながら手でときほぐし、約 5 mm の粒塊とした。

2.2 実験

以前に締め固めた盛土の強度が盛土の進行とともに低下する現象を把握するためには、施工機械の走行によって盛土内部で周期的に生ずる鉛直応力  $\sigma_v$ 、走行回数  $n_i$  (1 層) およびその周期を現場の施工条件から定め、これを繰返し載荷装置にセットした供試体に負荷することが必要である。そして強度低下を何らかのパラメーターを用いて表現することにある。

本実験では繰返し三軸圧縮試験機を用いて盛土の強度低下現象を再現した。また強度低下量の把握は一軸圧縮

表一 試料の物理的性質

試料名	採取深度	自然含水比 (FM)	比重 (Gs)	液性限界 (LL)	塑性限界 (PL)	粘土分	シルト分	砂分
A	1 m (L <sub>1</sub> )	134.9%	2.80	128%	73%	32%	52%	16%
B	3 m (L <sub>2,3</sub> )	124.0%	2.75	132	75	27	59	14

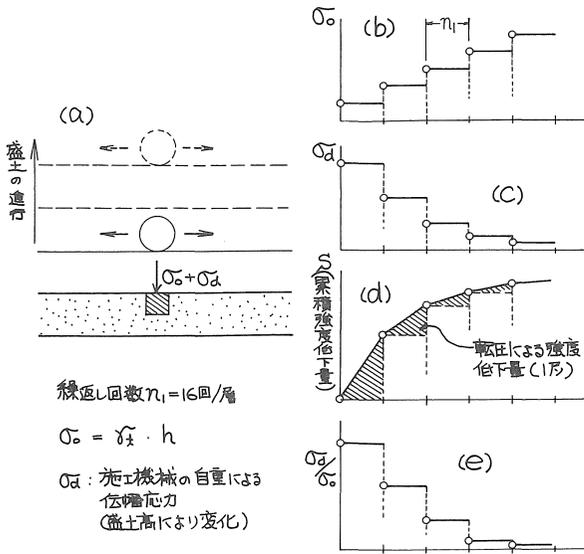


図-2 現場の転圧状況と強度低下

強度  $q_u$  を用いることとした。これは現場における転圧後の強度確認がコーン貫入低抗値  $q_c$  で行われていることと、本ダムの盛土材料の  $q_c \sim q_u$  関係 ( $q_c = 14q_u$ ) が得られていることによるものである。

(1) 実験方法および実験条件

図-2 は、盛土内部の応力変化、三軸供試体の応力状態および強度低下の関係を模式的に示したものである。図-2 (a) の  $\sigma_0$  は盛土内の土要素上部に作用する土カブリ圧力であり、また  $\sigma_d$  は施工機械の走行によって発生する繰返し応力である。そして、これら2つの応力は盛土の進行にともなって変化する量である ( $\sigma_0$  は盛土が高くなるに従って増大し、逆に  $\sigma_d$  は応力伝播の低下により減少する)。

以上のような現場の進行状態を三軸セル内の供試体に再現するためには、図-2 (b) および図-2 (c) に示すように、1つの供試体に対してその層の転圧状態に対応する  $\sigma_0$  および  $n_1$  回の  $\sigma_d$  を層ごとに順次与えればよい。また、供試体の強度低下は図-2 (d) の形で現れると考えられる。拘束応力  $\sigma_0$  は、図-1 の強度低下の発生深度 (0 ~ 2 m の範囲) から、 $\sigma_0 = 0.04 \sim 0.28 \text{ kgf/cm}^2$  の範囲で極めて低い値となり実験は不可能な状態に近い。図-2 (e) は、供試体に与える応力状態を  $\sigma_d$  と  $\sigma_0$  の比で表わしている。これは盛土の進行 (履歴回数の増加) とともに図のような形で低下すると考えられ、層ごとの強度低下量 (d 図の斜線部) と同一傾向にある。従って本実験では、前述のように実験時の応力が極めて低く、また行えたととしても測定上の誤差が大きいこと、および試料の飽和度は相当高く (90% 近い) 飽和砂の液状化現象で知られている

強度特性 (液状化発生に対する強度は拘束応力と繰返し応力の比に比例する) にはほぼ類似していることにより、 $\sigma_d$  と  $\sigma_0$  で表わした応力比  $\sigma_d/\sigma_0$  と強度低下量の間比例関係が成立するものと考えて実験を行った。

また、三軸セル内の応力状態は非圧密条件の等方応力状態 ( $\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_0$ ,  $K_0 = 1$  と仮定) にある供試体に対して図-3 (b) のように  $\sigma_0$  を中心として施工機械の走行による応力  $\sigma_d$  を作用させた。しかし実際の現場においては (a) 図の状態であると考えられるが、この状態の実験では供試体軸方向の永久変形が生じ、強度低下を調べるための一軸圧縮試験ができなくなるため (b) 図の状態で行った。なお、この状態では所定のせん断面に対しせん断応力の方向が逆転することになり、(a) の状態に比べ強度低下が著しく現れることが知られている<sup>3)</sup>。

繰返し三軸圧縮試験の実験時の条件を表2に示した。繰返し載荷前の初期拘束圧  $\sigma_0$  は実験が可能でなるべく低い値とするため  $\sigma_0 = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$  を選んだ。供試体に与える応力比  $\sigma_d/\sigma_0$  は、施工機種と盛土高さによって異なり、本ダムで使用中的3種の施工機械に対する現場測定値 (表3) を参考にした。また、供試体に与える繰返し載荷回数は以下に示すように決めた。すなわち、現場に

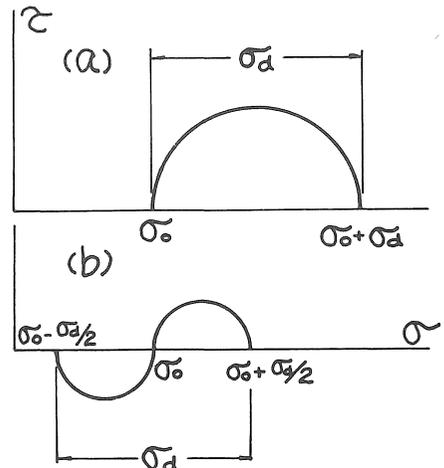


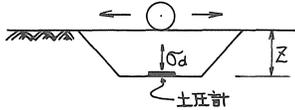
図-3 供試体の応力状態

表-2 繰返し三軸試験の試験条件

供試体形状	$\phi 50 \times 125 \text{ mm}$
初期拘束圧 ( $\sigma_0$ )	0.5 kg f/cm <sup>2</sup> (等方)
排水条件	非排水 (U-U)
制御方式	応力制御 (油圧サーボ)
載荷波形	正弦波
載荷回数 (n)	100 回
周波数 (f)	0.5 Hz

表-3 盛土内部の繰返し応力測定結果

Z(m)	タンピングローラー		ベアダンブ		湿地ブルドーザー	
	$\sigma_d$	$\sigma_d/\sigma_o$	$\sigma_d$	$\sigma_d/\sigma_o$	$\sigma_d$	$\sigma_d/\sigma_o$
0.5	0.31	4.43	—	—	—	—
1.0	0.12	0.86	0.45	3.21	0.09	0.64

(注)  $\sigma_o = \gamma \cdot Z$ , ( $\gamma = 1.4 \text{ tf/m}^3$ )

おける施工機械は「運搬（ベアダンブ）」、「撒き出し（湿地ブルドーザー）」および「転圧（タンピングローラー）」の各作業を行っているが、特に転圧が主となっている。このことから、タンピングローラーの走向（1回の通過により2回載荷）と本ダムの盛土施工基準（撒き出し厚さ20cm、仕上り厚さ15cm、転圧回数8回）から1層に対

しては16回（8回転圧×2）の載荷回数となる。この割合で、強度低下を起こした盛土高さの平均値1mに対する合計の載荷回数  $n$  を求めると  $n \approx 100$  回（16回×100cm/15cm）となる。さらにタンピングローラーの転圧時の速度（1.4m/sec）および車軸間隔（3.53m）から載荷周期  $f$  を求めると  $f \approx 0.5 \text{ Hz}$  が得られる。以上によって求めた載荷条件を1つの供試体に与え、この後一軸圧縮試験を行って繰返し後の強度を測定した。

## (2) 供試体作製

一般土では、締固めエネルギーと密度の関係は締固めエネルギーの増加（J.I.S.エネルギー  $E_c$ ,  $JIS$  の数倍の範囲）とともに密度は増大する。本ダムの盛土材料（自然含水比）に対する上記の関係は、 $E_{c,JIS}$  の80~100%の範囲が密度の増加する限界であり、これ以上の締固めエネルギーの増加に対しては密度変化がほとんどみられず、試料Bでは逆に低下する傾向にあった。一方、現場におけ

表-4 一軸圧縮試験結果

試料	初期状態				繰返し載荷試験後				
	供試体No.	$qu$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$E_{s0}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_f$ (%)	供試体No.	$\sigma_d/\sigma_o$	$qu'$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$E_{s0}'$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_f'$ (%)
試料A FM	1	0.742	17.5	4.6	1	0.440	0.716	16.1	4.6
	2	0.758	17.2	6.0	2	0.754	0.750	14.1	5.4
					3	1.310	0.748	14.4	6.8
					4	1.836	0.689	11.0	7.7
					5	1.376	0.763	14.4	7.5
					6	1.846	0.641	8.3	11.0
FM-5	1	1.089	25.0	5.0	1	1.954	1.013	22.6	6.0
	2	1.078	27.0	5.0	2	2.104	1.051	25.6	6.8
					3	2.826	0.770	12.8	8.1
					4	0.742	1.107	25.6	4.6
FM-10	1	1.507	35.9	5.0	1	3.212	1.132	31.4	5.4
	2	1.456	38.7	3.9	2	1.752	1.450	36.3	4.6
					3	2.086	1.285	34.3	5.0
					4	0.950	1.660	48.8	3.9
試料B FM	1	0.484	12.6	6.7	1	0.755	0.418	5.2	6.8
	2	0.462	12.0	6.7	2	0.940	0.372	3.0	10.6
					3	1.293	0.358	2.0	16.9
FM-5	1	0.706	28.5	5.1	1	1.600	0.348	2.0	13.9
	2	0.693	23.2	5.1	2	1.005	0.597	17.1	6.5
					3	1.195	0.721	21.2	5.1
FM-10	1	0.949	37.7	3.5	1	1.780	0.787	20.3	5.0
	2	0.895	34.4	3.5	2	0.965	1.151	35.3	4.0
					3	1.197	0.891	27.8	4.3

るタンピングローラーの締固め機構はJ.I.S.締固めのようには衝激的でなく、自重によって準静的に押えつけると言うようなものに近い。以上のことから、本実験における供試体の作成は、J.I.S.固めエネルギーの80%ないし100%に相当する密度を目標に静的に締固めて行った。

供試体作成時の含水比は、各々の試料について自然含水比(FM)とこれより含水比を約5%および10%減じた2種類(FM-5およびFM-10)、合計3種類とした。

### 3. 実験結果

#### 3.1 破壊ひずみと初期状態の強度

供試体作成後直ちに一軸圧縮試験を行って求めた初期状態の強度、変形係数および破壊ひずみと繰返し载荷試験後の供試体の一軸圧縮試験結果を表4に示した。

表4の破壊ひずみに着目すると、初期状態および繰返し载荷後の破壊ひずみ( $\epsilon_f$ および $\epsilon'_f$ )の大小関係は全ての条件において $\epsilon'_f > \epsilon_f$ となっており、この結果は一軸圧縮試験の鋭敏比の一般的傾向(繰返された粘性土の破壊ひずみは繰返さないものより大きい)から判断すると、繰返し载荷によって供試体が繰返されたことを示している。なお、大多数の供試体において、初期状態および繰返し载荷後の応力~ひずみ関係に明瞭なピークが認められた。

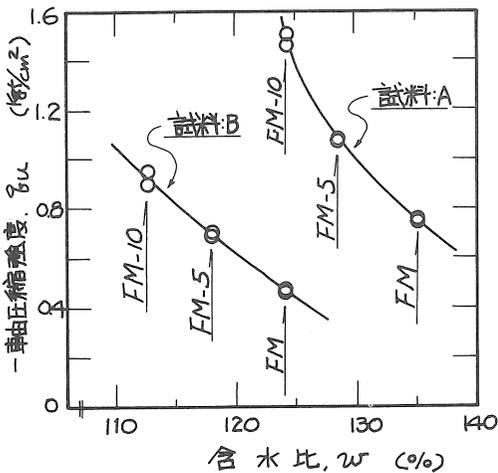


図-4 繰返し载荷前の $q_u \sim w$ 関係

図-4は初期状態の供試体含水比と一軸圧縮強度 $q_u$ との関係を示したものである。図から知れるように、試料Aは試料Bに比べ含水比が高いにもかかわらず強度は大きい。この理由は、両試料の物理的性質がほとんど同じであることを考慮すれば試料の土粒子骨格の相異によるものと考えられる。また、試料の乾燥による強度増加は試料Aの方が試料Bより顕著に現れている。

#### 3.2 繰返し载荷による強度低下特性

##### (1) 応力比と強度

図-5および図-6は、試料Aおよび試料Bの繰返し三軸圧縮試験後( $n=100$ 回後)の一軸圧縮強度 $q_u$ と応力比 $\sigma_d/\sigma_0$ の関係を示したものである。また、図-7は強度

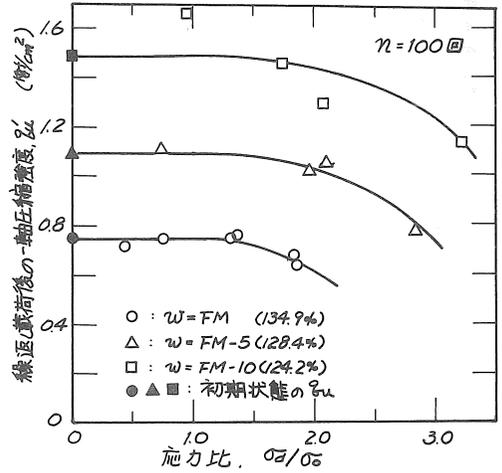


図-5  $q_u' \sim \sigma_d/\sigma_0$ 関係 (試料:A)

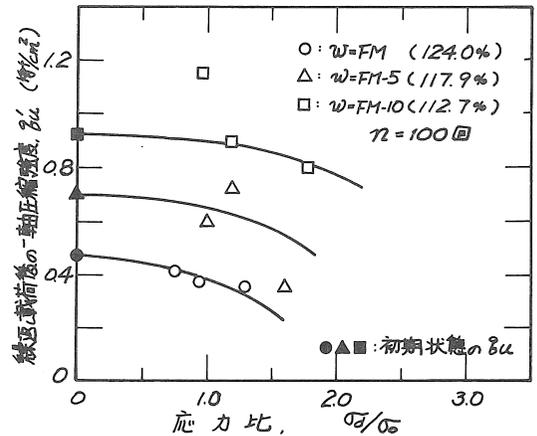


図-6  $q_u' \sim \sigma_d/\sigma_0$ 関係 (試料:B)

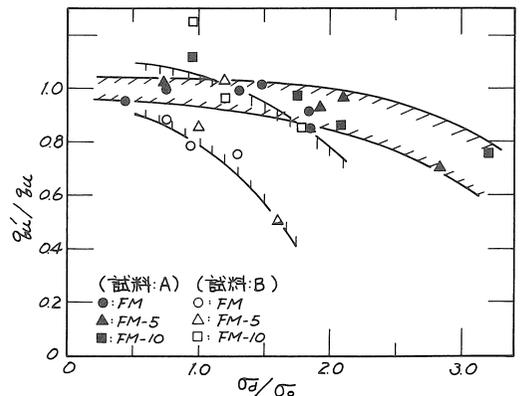


図-7 強度低下率と応力比の関係

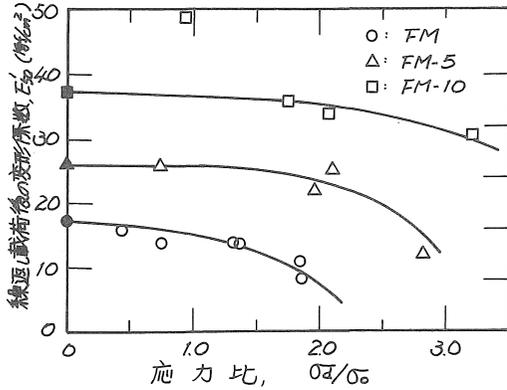


図-8  $E_{50}' \sim \sigma_d/\sigma_0$  関係 (試料:A)

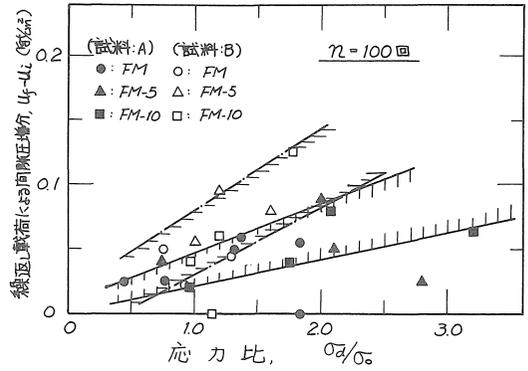


図-11 応力比と間隙圧増分

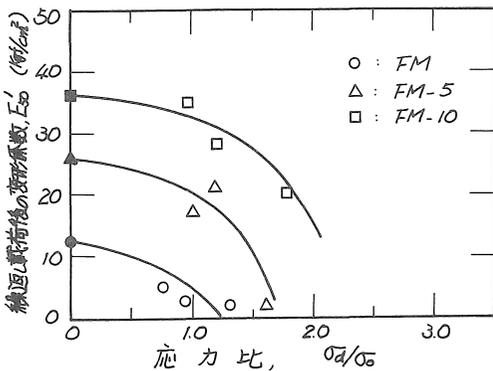


図-9  $E_{50}' \sim \sigma_d/\sigma_0$  関係 (試料:B)

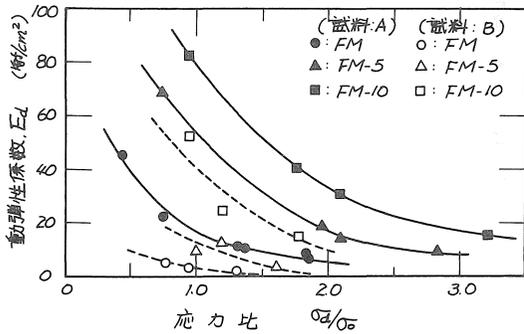


図-10  $E_d \sim \sigma_d/\sigma_0$  関係 ( $n=100$ 回)

低下の程度を強度比  $q_u'/q_u$  で表わして応力比との関係を示したものである。

図-5および図-6によると、強度低下はある応力比以上で発生し、限界の応力比は含水比の高いものほど小さい値を示すようである。また、この限界の応力比の値は試料によって大きく異っており、試料Bは低い応力比で強度低下が現われ、その低下度合も試料Aより大きく、繰返し載荷に対し鋭敏な試料であることが知られる(図-7)。

(2) 応力比と変形係数

繰返し載荷後の供試体の一軸圧縮試験から求めた変形係数  $E_{50}'$  と応力比の関係を調べると図-8および図-9のようになる。応力比の増大による  $E_{50}'$  の低下傾向は  $q_u'$  で示した場合と似ており、低下率もほぼ同じ値となっている(図には示していない)。また、繰返しを受けた場合の変形係数  $E_{50}'$  と一軸圧縮強度  $q_u'$  との間には、 $E_{50}' = k \cdot q_u'$ 、 $k = 20 \sim 60$  の関係が認められており<sup>4)</sup>、本実験 ( $k = 20 \sim 30$ ) も概ねこの範囲にある。

図-10は、載荷回数  $n=100$  回目の動弾性係数  $E_d$  と応力比の関係を示している。ここで、動弾性係数  $E_d$  は繰返し応力  $\sigma_d$  と、この応力の載荷によって発生した軸ひずみ  $\epsilon_d$  の比  $\sigma_d/\epsilon_d$  から求めている。図から、両試料ともに  $E_d$  は応力比の増大に伴って一様に低下する傾向となっており、 $q_u'/q_u \sim \sigma_d/\sigma_0$  関係あるいは  $E_{50}' \sim \sigma_d/\sigma_0$  関係でみられるような限界の応力比は現われていない。

(3) 間隙圧変化

図-11は、応力比と繰返し載荷によって発生した間隙圧の関係を示している(図中の  $u_i$  は繰返し載荷前、 $u_i'$  は繰返し載荷後の間隙圧)。100回の繰返し載荷によって発生する間隙圧 ( $u_i' - u_i$ ) は応力比の大なるものほど大きく、また試料Bの方が試料Aより高くなっている。この結果は、試料の軟化に対して応力比が影響すること、および試料によって軟化の程度が異なることを意味するものであり、一軸圧縮試験から求めた  $q_u'/q_u$ 、 $E_{50}'$  および繰返し載荷試験から求めた  $E_d$  と応力比の関係を別の立場で裏付けるものである。

4. 転圧機械の走行による強度低下の推定

現場における転圧盛土の強度低下現象は、図-2で示したように施工機械の走行によって盛土内部に発生した繰返し応力が土を繰返し、これが盛土の進行とともに累積された結果によるものであると考えられる。いま、ある深度  $z$  における強度低下量の推定は、図-12に示した

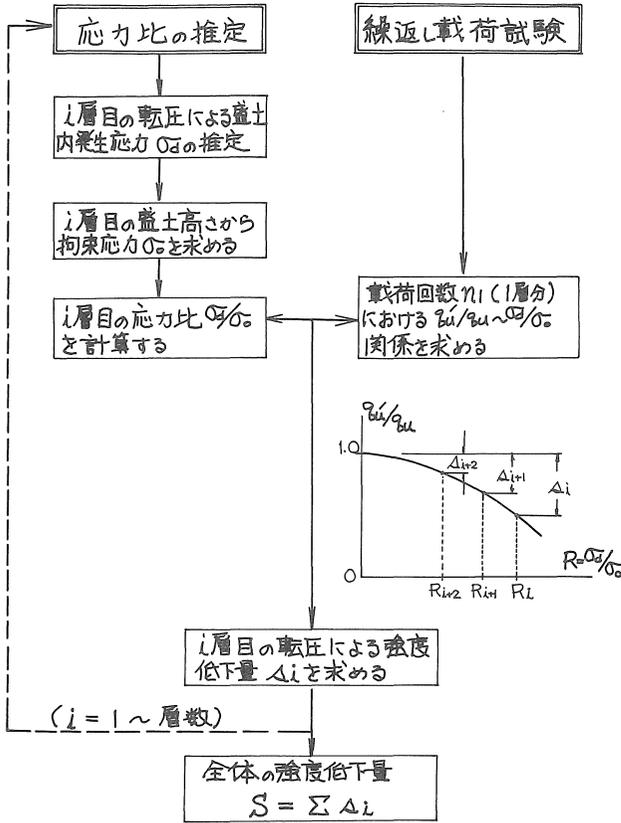


図-12 強度低下算定の流れ

フローチャートに従って行うことができる。すなわち、深度  $z$  の土が第 1 層目の転圧によって受ける  $\sigma_a$  の見積りと、その層の土柱高から求まる拘束圧  $\sigma_0$  を計算し、第 1 層目の応力比を推定する。一方、繰返し载荷試験の結果を整理して 1 層あたりの载荷回数に対する強度比  $q_u'/q_u$  と応力比  $\sigma_a/\sigma_0$  の関係を求める。前に推定した応力比を実験から求めた  $q_u'/q_u \sim \sigma_a/\sigma_0$  関係にあてはめ、第 1 層目の転圧による強度低下量  $s_i$  を求める。以上の操作を深度  $z$  に相当する層の数だけ繰返すことにより、深度  $z$  の土が受けた最終的な強度低下量  $S (S = \sum s_i)$  を求めることができる。

以上の流れのなかで、任意の繰返し载荷回数における強度比  $q_u'/q_u$  を求めること（実験は 1 供試体に対し応力比一定で 100 回の载荷）、および盛土内に発生する繰返し応力を推定する必要がある。以下にこの推定法を示す。

締固めエネルギーを数種類変化させて突固めを行った供試体のコーン貫入抵抗（使用した先端コーンの形状は一般のものと相似であるが全体に寸法を小さくしている）と締固めエネルギーの関係は、両試料において図-13 に示すように片対数紙上で直線関係にある。図の横軸

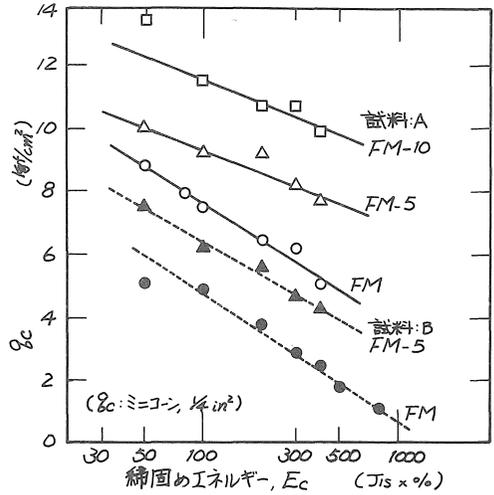


図-13  $q_c \sim E_c$  関係

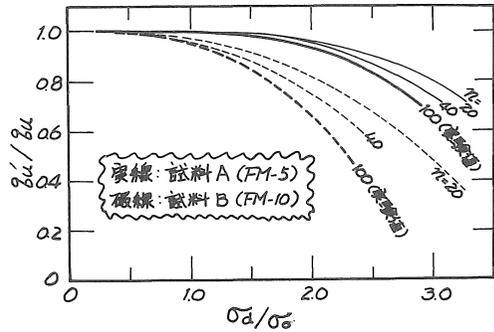


図-14  $q_u'/q_u \sim \sigma_a/\sigma_0$  関係の推定 ( $n=20, 40$ )

は、締固めエネルギーの考えに基づくと繰返し三軸圧縮試験の载荷回数  $n$  に相当するものであり、また縦軸の  $q_c$  は一軸圧縮強度  $q_u$  と密接な関係にある。従って、片対数紙上で表わした ( $n$  を対数) 一軸圧縮強度の低下は、初期状態の  $q_u$  と载荷後の  $q_u'$  を直線で結ぶことができ、この結果途中の繰返し载荷回数における  $q_u'$  の推定は可能となる。両試料の  $n=20$  回および 40 回に対する  $q_u'$  の値を求め、この  $q_u'$  を用いた強度比と応力比の関係を図-14 に示した。

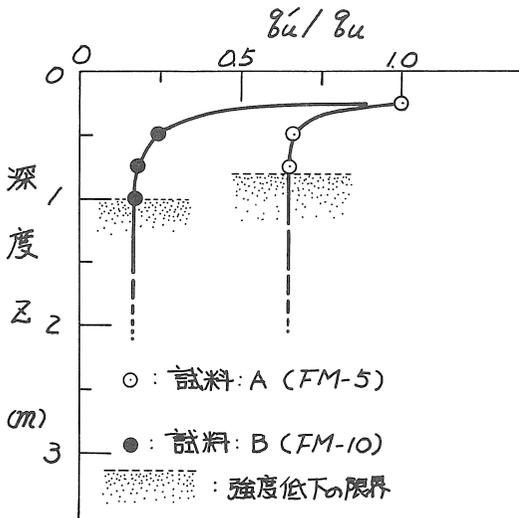
载荷重によって土中に生ずる鉛直応力の算定には、Boussinesq 解を初めとして 2, 3 の方法が提案されているが、ここでは道路の路床設計に際し一般に用いられる概算法を採用した。すなわち、载荷面からの圧力分布こう配は直線的に変化するものとし（圧力こう配は水平面に対し 45 度）、同一深さの断面における鉛直応力の大きさは荷重分布範囲内では均一であるとして計算した。表 5 は実際の現場で用いられているタンピングローラー、湿地ブルドーザーおよびベアダンブについて応力比を求めたものである。各々代表的深度における実測値（表中の

表一五 盛土内に発生する応力比 ( $\sigma_d/\sigma_o$ )

機種 深度	タンピングローラー W=27, A=3.375	湿地ブルドーザー W=17.55, A=12.393	ベアダンブ W=65, A=16.250
(m)			
0.5	3.486 (4.43)	2.429	17.943
0.75	1.362	1.057	8.038
1.0	0.671 (0.86)	0.564 (0.64)	3.463 (3.21)
1.25	0.383	0.337	2.606
1.50	0.238	0.219	1.695
1.75	0.155	0.151	1.163
2.0	0.111	0.107	0.836
2.5	0.060	0.060	0.471
3.0	0.036	0.038	0.293

(注) W：総重量(ton)，A：接地面積( $\text{cm}^2$ )  
カッコ内は実測値

カッコ内の値)が得られており、計算値が大きいかげはなれるものでないことが知られる。



図一五 タンピングローラーの走行による強度低下の推定

図一五は、代表的にタンピングローラーの走行による強度低下の様相を2試料について検討した結果である。なお、荷重回数  $n$  は撒き出し厚さ20cmについてタンピングローラーは16回通過するものとして計算した。図から、深度約1 mまでの範囲において、転圧機械の走行による盛土材料の練返しの影響が発生して盛土の強度が急激に低下している。試料Bではこの傾向が特に顕著となっている。また、深度1 m以上では、 $q_u/q_u$ 値に変化はみられず深度約1 mが強度低下発生の限界深さであるように推定される。なお、この結果は現場調査(図一)から求めた深さの大体1/2である。

5. 施工管理への適用

ここでは、今回得られた実験結果に基づいて堤体の安定を確保するための施工条件、すなわち盛土使用材料の施工含水比の決定に関する検討について述べる。

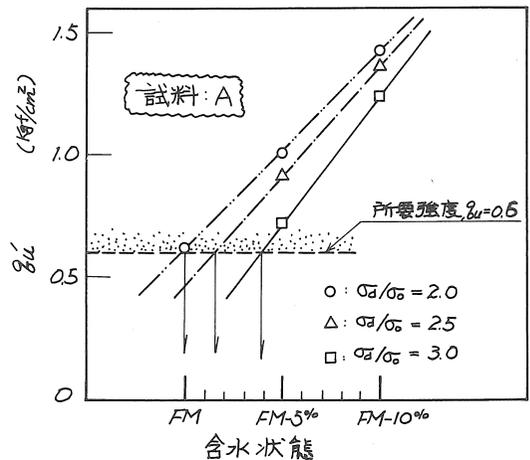
盛土完成直後、本ダムが安定を保つための安全率  $F_s \geq 1.2$  (地震係数  $kh=0.1$ ) を満足し得るための堤体の強度は、粘着力  $C$  として、 $C_u \geq 0.4 \text{ kgf/cm}^2 (\phi = 0)$  以上必要であることが報告されている。また、両試料のコーン貫入抵抗値  $q_c$  と一軸圧縮強度および粘着力  $C_u$  の間には次式の関係が認められた ( $q_c$  値は4節で示したコーンを使用)。

$$q_c = 14q_u \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \dots\dots(1)$$

$$c = \frac{1}{20} q_c \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \dots\dots(2)$$

なお、文献4)によれば関東ロームについて、 $q_c = (8 \sim 12) \cdot q_u$  の関係が認められており、本実験値もほぼ近い値となっている。上式の関係を用いて堤体が安定であるための強度を一軸圧縮強度  $q_u$  で表わすと、式(1)および式(2)から、 $q_u = 0.6 \text{ kgf/cm}^2 (q_u = c/0.7 = 0.4/0.7)$  以上となる。

図一五および図一六にこの結果 ( $q_u > 0.6 \text{ kgf/cm}^2$ ) をあてはめると、試料Bにおいては自然含水比(FM)でもはや所要の強度は確保できなく、含水比を相当低下しなければ使用できないことになる。一方、試料Aでは強度低下がなければFM状態で使用することは可能であるが、本実験結果によれば繰返し荷重を受けることにより少なからず強度低下が起きることも事実である。以上のことより、試料Bについては使用の対象外と判断し、試料Aについてのみ施工含水比の検討を行う。なお、検討に際して応力比および荷重回数は前節の如く層ごとに求める必要があるが、ここでは、強度低下範囲が推定値で1 m ( $n=100$ 回に相当) に対し現場の観測値2 m ( $n=$



図一六 応力比と施工許容含水比

200回に相当)であること, などを考慮して応力比一定で  $n=100$  回の実験値を用いて検討を行う。

図-16は, 図-5の関係を応力比をパラメーターとして書き直したものである。縦軸の  $q_u$  には所要強度  $q_u=0.6\text{kgf/cm}^2$  を満す範囲が示してある。本ダムの盛立てにあたってベアダンプの使用がある場合, 応力比は表5から約3となる。この場合の施工許容含水比は図-16の関係から自然含水比FMに対し約5%含水比を低下させて盛土転圧することが必要となる。また, タンピングローラーおよび湿地ブルドーザーにおいてはFM状態で使用可能であると判断される。

## 6. 結論

現在施工中のフィルダムで観測された火山灰質粘性土の強度低下現象を繰返し三軸圧縮試験装置を用いて再現し, その定量的把握を行った。そして, この結果に基づいて施工管理の具体的検討を加えた。結果を要約すると次のようになる。

- 1) 関東ロームでは通常の粘性土と異なり自然含水比と強度の相関性は認められない。しかし, 同一試料においては含水比の低下に伴って強度は増加する傾向を示す。
- 2) 現場の強度低下現象は繰返し三軸圧縮試験機によって再現することができ, 強度低下は一軸圧縮強度, 変形係数, 動弾性係数をパラメーターとして表すことができる。
- 3) 実際の施工管理においては, 施工機械の走行によ

って発生する盛土内の伝播応力(応力比)を推定し, これと所要強度との関係から施工含水比を決定することができる。

- 4) 現場の強度低下は土中の応力比とその履歴を組合せて考えることによりある程度の推定は可能である。

なお, 本研究の電子顕微鏡写真は本学土木工学科, 森野助教授にお願いしたものであり, 深謝の意を表すものである。

## 参考文献

- 1) 施工技术, 日刊工業新聞社, Vol.4, No.6, 1971
- 2) 久野悟郎: 土の締固め, 技報堂全書
- 3) 石原研而: 土質動力学の基礎, 鹿島出版会
- 4) 土質工学会: 日本の特殊土, 土質基礎工学ライブラリー-10, 49-59, 1974
- 5) 土質工学会: 土質調査試験結果の解釈と適用例, 土質基礎工学ライブラリー-4, 90-135, 1979
- 6) 水資源開発公団房総導水路建設所: 長柄ダム盛土安定解析報告書, 1983
- 7) 土質工学会: 土質工学ハンドブック, 1982
- 8) 陳, 成田, 奥村, 大根: 路床土の動的変形特性と舗装設計に関する研究, 第15回日本道路会議論文集, 1983
- 9) 土質工学会: 土と構造物の動的相互作用, 土質基礎工学ライブラリー-9, 411-428, 1973  
(受理 昭和59年1月17日)