

締固め土と正規圧密・過圧密土の剪断特性の比較

鳥山 暁 司

Comparison of the Shearing Properties of Compacted Soil and Normally or Over-Consolidated Soil

Koushi TORIYAMA

Abstract The shearing properties of compacted soils are generally considered to be comparable with that of normally consolidated and over consolidated soils.

Using Fujinomori clay, CU and CD triaxial compression tests were performed on densely compacted specimen and CU tests were performed on normally consolidated and over consolidated specimen.

The shearing properties of CU and CD tests of compacted soils and inundated soils with back pressure $u_b=1.0\text{kgf/cm}^2$ after compaction are nearly equal to each other.

The failure envelope for total stress of normally consolidated and over consolidated soil is closely approximate with bilinear line and that for effective stress is closely approximate with linear line. On the other hand, the failure envelopes for total stress and effective stress are expressed respectively with linear lines. From these results, the shearing properties of compacted soil are not approximate with that of normally consolidated and over consolidated soil.

Key word: shearing properties, compacted soil, normally consolidated soil, overconsolidated soil, failure envelope

1. ま え が き

土の乾燥密度の比較をする場合、締固め土では締固め試験より最大乾燥密度 ρ_{dmax} と最適含水比 w_{opt} を求め、締固め土の乾燥密度 ρ_d との比で D 値 $= \rho_d / \rho_{dmax} \times 100\%$ として、締固めの程度を表している。フィルダムのような重要な構造物では施工目標の D 値が 95% 以上であるが、道路などの盛土では D 値が 85% 以上を目標としており、さらに低い D 値を施工管理値として盛土を施工している場合もある。これに対して、砂では相対密度 D_r を密度の比較に用いている。さらに沖積粘土の乾燥密度を直接に比較する方法はなく、自然含水比 w 、正規圧密か過圧密か、過圧密比 OCR がいくらかがその状態を表す指標として用いられている。

締固めは一般に最適含水比の近傍の含水比で行われるため、締固めた状態では軟弱な粘土に比べて、施工性が

よく、支持力も大きいため、かなりの過圧密状態にあり、締固め土の剪断特性は過圧密粘土の剪断特性に類似しているものと思われるが¹⁾、これに対する実験的な検討は全くなされていない。

締固め土は不飽和であるため、間隙水にサクシオン(負圧)が生じており、この負圧による有効応力が剪断強度を大きくしている。降雨や地下水が締固め土に浸透した場合にはサクシオンは消失し、飽和に近い状態になる。この場合にも、締固め土がかなりの過圧密土と類似の剪断特性を保つかは疑問である。

ここでは粘性土を密に締固めた場合の非水浸と水浸の剪断特性をペースト状態からの正規圧密および過圧密供試体の剪断特性と比較し、締固め土は正規圧密、過圧密の剪断特性とは異なる傾向を持つことを示す。

2. 試料土と実験方法

実験に用いた粘性土は左官用セメント緩和材として市販されている京都市伏見区深草産の藤の森粘土である。この物理的性質を表1に示す。

締固め用の試料土は最適含水比となるように蒸留水を加えて均一にしたのち、2重にしたビニール袋に入れて1週間以上置いたのち実験に用いた。締固め土の供試体は直径5.0cm、高さ12.5cmのモールドに土を所定の回数に分けて入れ、この上に直径4.6cmの木の棒を置き、これを標準締固め用のランマーで所定の回数突いて締固めた。密締めの供試体は5層15回、標準の締固めは4層7回の締固めをした。

飽和試料土は試料土を含水比55%程度のペーストにして内径20cmの予圧密装置に入れ、2時間以上脱気し

たのち、0.5kgf/cm²で予圧密して作成した。1つの予圧密試料土からは6本の供試体を切り出した。この状態では供試体が自立する程度で、わずかの力を加えても容易に変形するほど軟弱であった。

実験は全て三軸圧縮試験とした。締固め土は締固めたまま圧密した非水浸と、圧密後、動水勾配7~8で3日間透水したのち、背圧 $u_b=1.0\text{kgf/cm}^2$ を1日間作用させた水浸とした。また、圧密非排水試験(CU)と圧密排水試験(CD)を行った。CU試験はひずみ速度0.1%/min、CD試験は $8.8\times 10^{-4}\%$ /minで行った。圧密応力 $\sigma'_{vc}=0.5, 1.0, 2.0, 3.0, 4.0, 6.0\text{kgf/cm}^2$ を1組とした。

正規圧密供試体は $\sigma'_{vc}=0.5, 1.0, 2.0, 3.0, 4.0, 6.0\text{kgf/cm}^2$ で圧密後、 $u_b=1.0\text{kgf/cm}^2$ を作用してCU試験のみを行った。過圧密供試体は先行圧密応力 $P_o=6.0$ または 3.0kgf/cm^2 で圧密後、所定の圧密応力に除荷した後、CU試験を行った。ひずみ速度は0.1%/minである。

表2に実験前の供試体諸元と正規圧密、過圧密供試体の圧密後の平均諸元を示す。なお、圧密後の諸元は圧密による排水量から計算した値である。

表1 試料土の物理的性質

土粒子の密度	ρ_s	2.708g/cm ³
液性限界	w_l	40.2 %
塑性限界	w_p	31.8 %
砂分		12 %
シルト分		72 %
粘土分		16 %
最適含水比	w_{opt}	23.1 %
最大乾燥密度	ρ_{dmax}	1.537g/cm ³

3. 締固め土の剪断特性

密締めで水浸のCD試験のFBとCU試験のFHでの実験結果を図1、2に示す。CD試験では $\sigma_1-\sigma_3$ はピーク強度を生じているが、CU試験では ε の増加とともに間隙圧が減少に転じ、有効応力が増加しているためピーク強度を生じていない。この場合は $\varepsilon=10\%$ での σ_1-

表2 供試体の平均諸元

番号	条件	実験前				実験後	圧密後			
		w %	ρ_a g/cm ³	e	S_r %		w %	ρ_a g/cm ³	e	S_r %
CD	FA 非水浸	24.34	1.558	0.739	89.3	24.98				
	FB 水浸	24.56	1.558	0.739	90.0	25.70				
	FC 非水浸	24.43	1.517	0.784	84.6	25.41				
	FD 水浸	24.50	1.506	0.800	84.0	27.14				
CU	FG 非水浸	24.59	1.545	0.753	89.0	24.89				
	FH 水浸	24.85	1.550	0.748	90.0	26.39				
	FI 非水浸	24.85	1.509	0.795	84.1	26.09				
	FJ 水浸	24.46	1.502	0.803	83.6	28.30				
CU	FNC	37.13	1.372	0.972	103.7	31.47	30.43	1.519	0.791	105.0
	FOC6	37.32	1.359	0.992	101.9	29.87	28.38	1.548	0.750	102.6
	FOC3	36.16	1.360	0.991	99.1	30.56	28.57	1.516	0.787	98.5

σ_3 を圧縮強度とした。図のFBでは $\sigma_3 = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ までは体積ひずみ ε_v が剪断中に正となって体積が増加しており、CU試験ではこれに対応して間隙圧は負になっている。

圧縮強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ と全応力 $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ の関係を図3に示す。非水浸状態では間隙圧は殆ど生じないため、CD試験とCU試験での強度の差は $\sigma_3 = 4.0$ と 6.0 kgf/cm^2

cm^2 を除いて殆どない。水浸状態では σ_3 が小さい範囲でCU試験では負の間隙圧が生じ、 σ' がCD試験より大きくなるため、圧縮強度もCU試験の方が大きくなっている。しかし σ_3 が大きくなると間隙圧も増加し、 σ' は減少するためCD試験の圧縮強度の方が大きくなる。この結果、水浸状態ではCU試験の方が粘着力 c_{cu} は大きく、内部摩擦角 ϕ_{cu} は小さいが、正規圧密と過圧密の

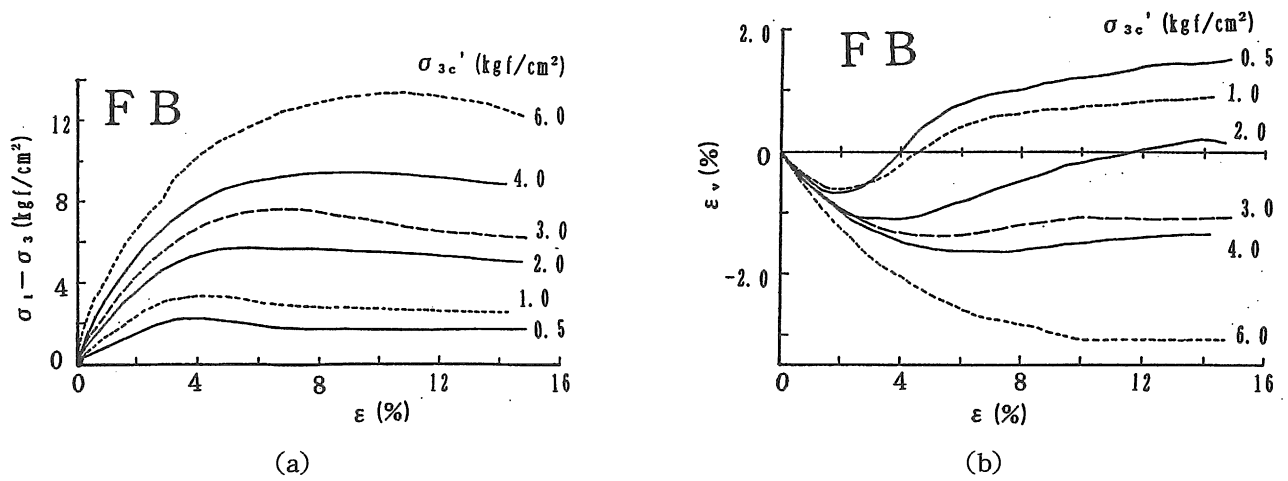


図1 密な締固め土 (FB) の CD 試験での軸ひずみ-偏差応力, 体積ひずみの関係

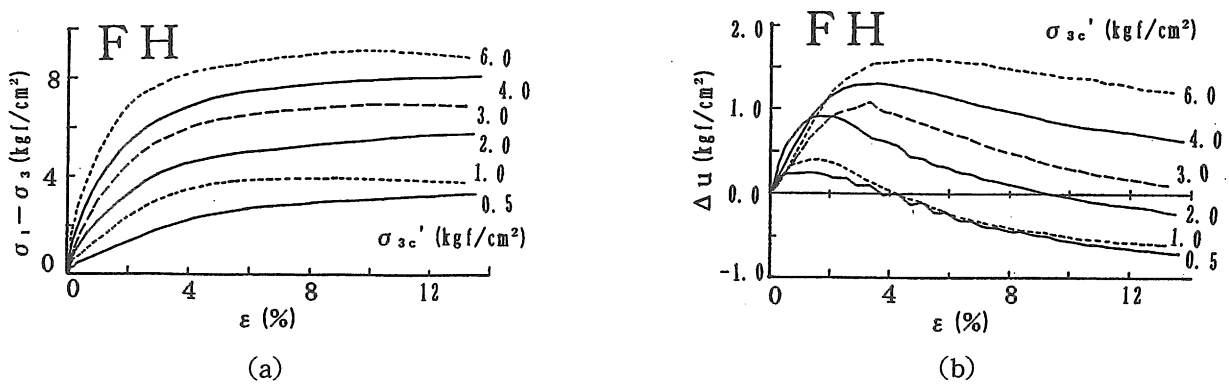


図2 密な締固め土 (FH) の CU 試験での軸ひずみ-偏差応力, 間隙圧の関係

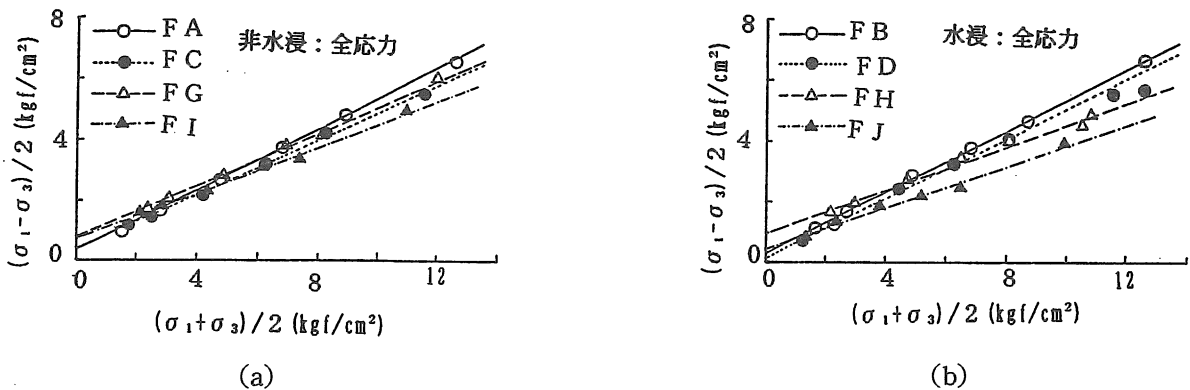


図3 締固め土の全応力での強度特性

境界で破壊包絡線が折れ曲がるような傾向²⁾は認められず、全体が1本の直線あるいは1本の曲線で近似できる。

有効応力での $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ と $(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ の関係を図4に示す。密締めめのFA, FGとFB, FHの方がやや圧縮強度が大きい。非水浸、水浸状態とも実験結果は狭い範囲に分布している。なお、図3, 4でのCD試験の結果(FA, FB, FC, FD)は全応力と有効応力は等しいので、同一の値である。

これらの結果より得られた粘着力と内部摩擦角を表3に示す。実験結果の僅かなばらつきのため、 c , ϕ にもばらつきが生じている。 ϕ が大きいと剪断強度も大きくなるように感じられるが、すべり土塊の厚さが数m以下の場合、 $\sigma \tan \phi$ あるいは $\sigma' \tan \phi'$ による剪断抵抗力に比較して、 c , c' による剪断抵抗力成分は大きい。実験結果の粘着力をそのまま安定解析に用いることは危険である。

4. 正規圧密・過圧密土の剪断特性

正規圧密供試体 FNC および過圧密供試体 FOC6 の軸

ひずみと偏差応力、間隙圧の関係を図5, 6に示す。予圧密応力は約 0.5 kgf/cm^2 であるため、FNCの $\sigma'_{3c} = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ の供試体はわずかに過圧密されている可能性がある。FNCとFOC6の $\sigma'_{3c} = 6.0 \text{ kgf/cm}^2$ の供試体は別々の予圧密 試料土から切り出したため、 $\varepsilon \sim \sigma_1 -$

表3 三軸圧縮試験よりの強度定数

番号	c' kgf/cm ²	ϕ' deg.	c_{cu} kgf/cm ²	ϕ_{cu} deg.
FA	0.375	30.22	0.375	30.22
FB	0.418	29.94	0.418	29.94
FC	0.424	26.80	0.424	26.80
FD	0.166	29.59	0.166	29.59
FG	0.877	26.08	0.880	25.40
FH	0.411	28.80	1.053	20.98
FI	0.658	25.44	0.811	22.02
FJ	0.153	29.72	0.455	20.16
FNC	0.092	32.65	0.122	21.30
FOC6	0.334	28.66	0.990	15.88
FOC3	0.494	21.28	0.978	7.69

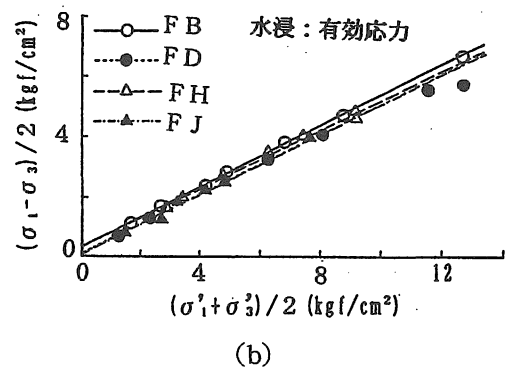
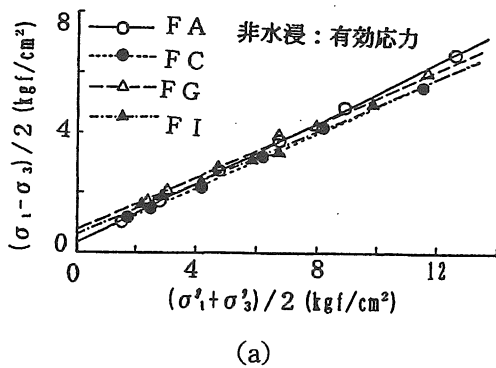


図4 締め土の有効応力での強度特性

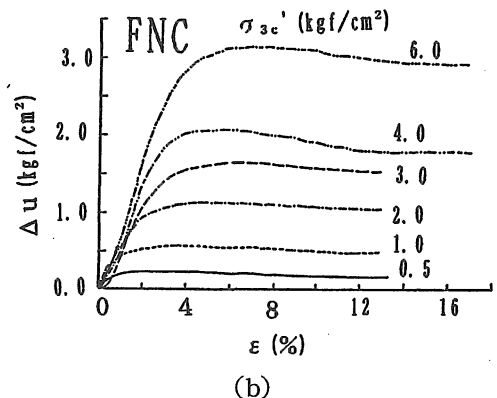
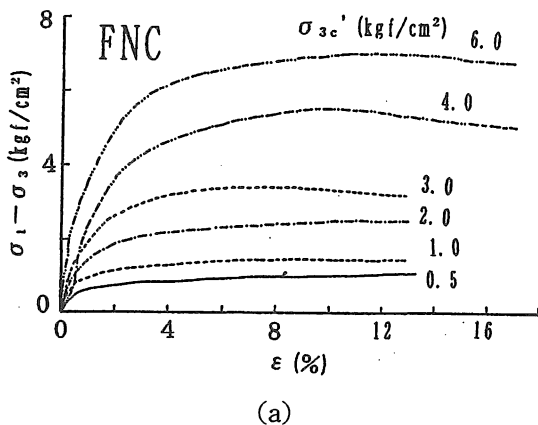


図5 正規圧密土 (FNC) のCU試験での軸ひずみ-偏差応力、間隙圧の関係

σ_3 , Δu 関係に差が生じている。正規圧密、過圧密供試体とも $\varepsilon \sim \sigma_1 - \sigma_3$ にはっきりしたピークが生じていない。正規圧密供試体は繰り返し試料土であるため、また過圧密供試体では間隙圧が $\varepsilon > 4\%$ では減少し、これに伴って、有効応力が増加するためと考えられる。ピークが生じない場合は $\varepsilon = 10\%$ での偏差応力を圧縮強度とした。

図7, 8に全応力と有効応力での強度特性を示す。全応力では一般の飽和粘土と同様に正規圧密と過圧密での破壊包絡線が異なり、先行圧密応力に対応する点で破壊包絡線が折れ曲がっている。有効応力では正規圧密と過圧密の点の差は図からは小さいが、それぞれの結果から c' と ϕ' を求めると正規圧密土の ϕ' の方が大きく、 c' は小さくなっている。とくに FOC3 では σ'_{3c} による圧縮強度の変化が小さいため、 c' が大きく、 ϕ' が小さくなった。

5. 締固め土と正規圧密、過圧密土との比較

締固め土はフィルダムを想定してD値が95%以上に

締固めた。これに対して正規圧密土、過圧密土はペーストから予圧密した状態では非常に軟弱で乾燥密度も小さく感じられた。しかし D 値 $= (\rho_d / \rho_{dmax}) \times 100(\%)$ で計算すると、予圧密後の状態で D 値 $= 88 \sim 89\%$ の乾燥密度を持ち、所定の圧密応力で圧密後の乾燥密度は表2のように D 値95%以上の締固め土の乾燥密度にほぼ等しくなっている。締固め土の乾燥密度も圧密によって増加するが、密に締固めた土での圧密量は少ないため、圧密後の乾燥密度は締固め土と正規圧密、過圧密土での差は小さくなっていると考えられる。正規圧密、過圧密の破壊包絡線は全応力では先行圧密応力の点で折れ曲がっているが、締固め土では水浸した密な FH も標準の FJ も破壊包絡線は全応力で表示した場合でも1本の直線で表され、正規圧密と過圧密での境界を表す折れ曲がり認められない。このことは締固め土の強度特性が繰り返して圧密した状態とは異なることを示している。

普通の過圧密土では過圧密比 OCR が大きい場合 ($OCR > 5$)、破壊時の間隙圧 $\Delta u_r < 0$ となるが、藤の森粘土でも図6に示すように $\sigma'_{3c} = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ ($OCR = 6$) では $\Delta u_r < 0$ となり、 $\sigma'_{3c} = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ ($OCR = 3$) では

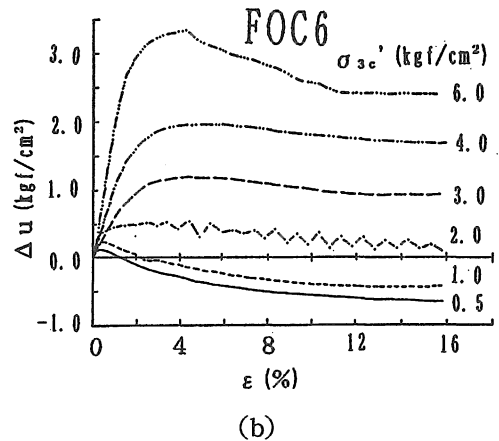
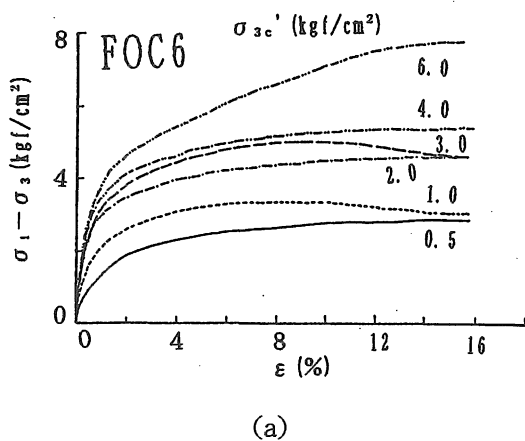


図6 過圧密土 (FOC6) の CU 試験での軸ひずみ-偏差応力, 間隙圧の関係

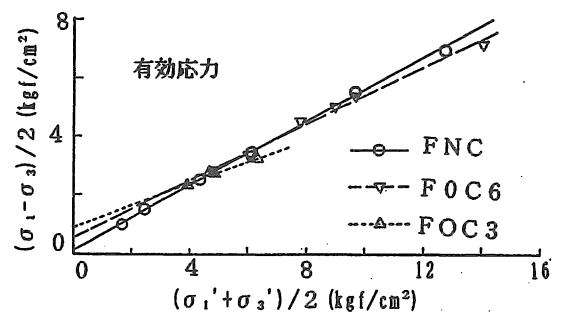
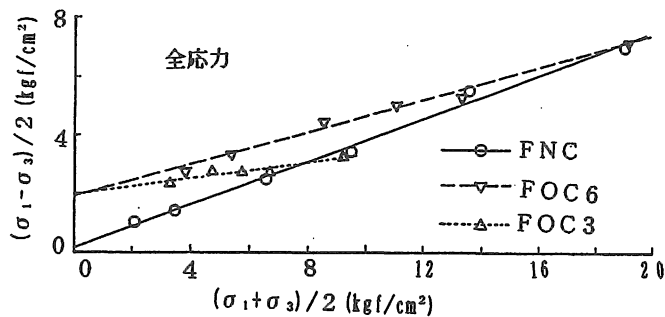


図7 正規圧密、過圧密土の全応力での強度特性

図8 正規圧密、過圧密土の有効応力での強度特性

$\Delta u_r > 0$ となっており、普通の粘土の特徴を示している。締固めた水浸供試体の場合、密締め ϕ_{cu} では $\sigma'_{vc} = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ でも $\Delta u_r < 0$ となり、先行圧密応力 $P_c > 6.0 \text{ kgf/cm}^2$ であると推定されるが、標準の締固め ϕ_{cu} のFJでは $\sigma'_{vc} = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ では $\Delta u_r > 0$ となっており、 $P_c \leq 6.0 \text{ kgf/cm}^2$ と思われる。全応力での内部摩擦角 ϕ_{cu} をみると、正規圧密のFNCでは $\phi_{cu} = 21.3^\circ$ 、過圧密のFOC6では $\phi_{cu} = 15.9^\circ$ 、FOC3では $\phi_{cu} = 7.69^\circ$ で、正規圧密と過圧密で大きな差があるが、水浸の締固め土では密なFHで $\phi_{cu} = 21.0^\circ$ 、標準のFJでは $\phi_{cu} = 20.2^\circ$ でいずれも正規圧密土の ϕ_{cu} の値にほぼ等しい。しかし、粘着力 c_{cu} は締固め土の方が正規圧密土より大きく、FHの c_{cu} はFOC6の c_{cu} とほぼ等しく、FJの c_{cu} は過圧密土の c_{cu} の1/2であり、締固め土の全応力での強度特性は正規圧密、過圧密とも異なっている。

有効応力ではCD、CU試験とも締固め土の ϕ' は正規圧密土より小さく、 c' は大きい。締固め土の ϕ' 、 c' は過圧密土の値に類似しているが、締固め土では締固め仕事量の少ない供試体の c' が小さくなっている。しかし、図3に示すように、有効応力での実験結果は狭い範囲に分布しており、D値の5%程度の変化の影響は主として、粘着力に現われるといえる。

有効応力での強度特性は図4、8に示すように締固め度、正規圧密と過圧密にかかわらず分布範囲が狭く、かつ粘着力が小さい。正規圧密土では $c' = 0$ とされることが多いから²⁾、 $c' = 0$ とした場合の内部摩擦角 ϕ'_{cu} を求めると

番号	FNC	FOC6	FOC3	FB	FD
ϕ'_{cu}	33.87°	32.75°	33.15°	31.47°	31.23°
番号	FH	FJ	全体		
ϕ'_{cu}	30.53°	31.53°	31.96°		

となり、わずかに2°の差しかなく、正規圧密土の ϕ'_{cu} が最も大きな値となっている。

FNCは繰り返した飽和粘土の正規圧密土であるから、 ϕ' はSkemptonによる完全軟化強度の ϕ' となる。これが密な締固め土の ϕ' にほぼ等しいことから、長期安定問題を考える際には、密な締固め土でも過圧密土と同様に完全軟化強度を用いる必要性も考えられる。

6. 強度定数のひずみ依存について

土の剪断強度としてピーク強度を用いて、斜面安定解析を行う場合、安定状態では斜面内の全ての位置で、剪断応力はその点の剪断強度より小さく、すべり破壊が生じるときにはすべり面全体で同時にピーク強度になる必要がある。これは特殊なすべり条件においては可能性があるが、一般のすべりでは多少とも進行性破壊が生じ、すべり面の一部ではピーク強度を越えるひずみが生じ、他の部分ではピーク強度以下のひずみ状態になっていると考えられる。この場合にはピーク強度を用いて安定解析することはすべり面の剪断強度を過大に評価していることになり、設計上、危険側となる。このため、従来からピーク強度から求めた強度定数を経験的に割り引いて設計に用いている。

仮定したすべり面上の剪断応力の分布を正確に計算す

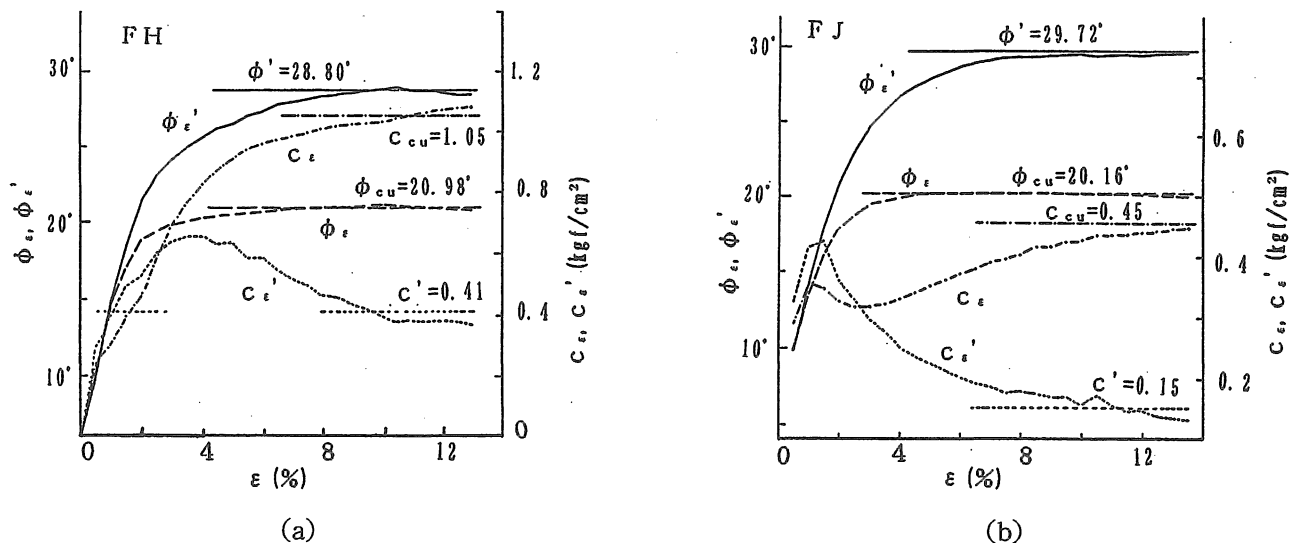


図9 締固め土の強度定数と軸ひずみの関係

ることは困難であり、実用的でない。そこで剪断試験における各ひずみ ε ごとの $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ と $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ または $(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ を求め、この値を用いてモール・クーロン式の強度定数 (c_e, ϕ_e) , (c'_e, ϕ'_e) を求めた。

締固め土の FH と FJ の強度定数と軸ひずみ ε の関係を図 9 に示す。圧密非排水試験では応力-ひずみ関係の図 3 に示したように、 ε の増加とともに $(\sigma_1 - \sigma_3)$ も大きくなっているため、 ε の増加による c'_e の減少は FA, FB に比べて少ない。ピーク強度のはっきりした FA, FB では $\phi'_e > \phi'$ となる $\varepsilon > 7.5\%$ の範囲では c'_e は c' より小さく、 ε の増加とともに $c'_e < 0.5 c'$ となる。FB, FD では CD 試験でもピーク後の $(\sigma_1 - \sigma_3)$ の低下が少なく、 c'_e は $0.9 c'$ 以上の値となるが、 ϕ'_e は ϕ' より小さい。

正規圧密土では ϕ_e, ϕ'_e は ε の増加とともに大きくなり、 ϕ_e は ϕ_{cu} より大きくなるが、 ϕ'_e は ϕ' より 10° 以上小さな値のままである。しかし $c'_e > 0.38 \text{ kgf/cm}^2$ で、 $c' = 0.092 \text{ kgf/cm}^2$ より大きい。過圧密土の FOC6 では $\varepsilon > 5\%$ では $\phi'_e > \phi'$ で、 $c'_e < c'$ となっている。また FOC3 では $4.4\% \leq \varepsilon \leq 8.9\%$ で $\phi'_e > \phi'$ となり、 $\varepsilon > 9.5\%$ では $c'_e > c'$ となっている。

ピーク強度ではピークの生じるひずみは考えないが、強度定数のひずみ依存を考える場合には、応力-ひずみ曲線の形状が強度定数に影響する。締固め土、過圧密土の低圧密応力では、ピーク強度以上の軸変位あるいは間隙圧が減少に転じたあと、軸変位の増加とともに供試体にはっきりした剪断面が生じ、軸変位はこの剪断面でのすべりとなる。しかし圧密応力が大きくなると供試体は構型に変形する。強度定数のひずみ依存を検討する場合には、圧密応力による破壊形式の変化や各供試体の僅かなばらつき等による応力-ひずみ曲線の変動の強度定数への影響があり、その信頼性にはやや疑問がある。

ピーク強度は $\sigma_1 - \sigma_3$ の最大値ないしひずみのある大きさでの値を取っているから、 c_e, ϕ_e が同時に c', ϕ' より大きくはならない。したがって、設計に用いる強度定数のうち 1 つは実験値をそのまま用いてもよいが、他の 1 つは実験値よりかなり安全側に（小さく）とる必要がある。圧密応力の小さな範囲では三軸圧縮試験結果への各種の誤差の影響が大きく、これは粘着力に大きく影響する。また、粘着力がある大きさを持てば、浅いすべりは生じないはずである。しかし、粘着力を持つとされる粘土斜面でも、降雨時に表層すべりが生じ、飽和時には粘着力が 0 または 0 に近い値まで減少している。こ

のことを考慮すると、設計には締固め粘土においても内部摩擦角 ϕ' 、 ϕ_{cu} は実験値の 1.0~0.8 倍程度の値を取り、粘着力 c' 、 c_{cu} は実験値の 0.5 倍以下の値をとるのが妥当であろう。

7. あとがき

締固め土としては密な状態の D 値 $\geq 95\%$ の締固め土と正規圧密、過圧密土の剪断特性を比較した。この結果、

1. 有効応力では、締固め土の ϕ' は正規圧密とほぼ同じ値であり、 c' がやや大きい程度である。
2. CU 試験での全応力では、非水浸状態では剪断中に殆ど間隙圧が生じないため、 $\phi_{cu} = \phi'$ 、 $c_{cu} = c'$ である。水浸状態では締固め土は密なため、 σ'_{3c} が小さい範囲で $\Delta u_r < 0$ となるため、 $\phi_{cu} < \phi'$ 、 $c_{cu} > c'$ となる。
3. 各ひずみ ε ごとの強度定数 c_e, ϕ_e を求めると両者が同時にピーク強度の c, ϕ より大きくなることはない。粘着力 c は実験結果のばらつきの影響が大きいため、 c は実験値の 1/2 以下の値を用い、 ϕ は実験値の 1.0~0.8 倍の値を用いれば、安全な設計となる。これは経験的な c, ϕ の取り方として一般的に行われている方法にほぼ等しく、経験的な方法の合理性を示している。

奈良市内の宅地造成において、洪積粘土を盛土材とした宅地が雨水の浸透によってコラプス沈下が生じ、建物に被害が生じた。この被害の防止のために必要な締固め度を室内および現場締固め試験を行い、地表面から 2 m までの盛土のコラプス沈下を許容値に押さえるためには $D \text{ 値} = \rho_d / \rho_{dmax} \geq 98\%$ とする必要があることを Mochizuki, Kataoka, Sakaguchi and Tatakawa⁹⁾ は示している。このことから $D \text{ 値} \geq 85\%$ が必ずしも一般盛土としての適切な締固め度を与えているとはいえない。

ここでは D 値 95% 以上の盛土の施工からみれば非常に密に締固めた土を対象にした。一般の盛土では D 値 85~80% 以上が施工管理値である。このような緩い締固め状態で水浸した場合、剪断強度が正規圧密状態より小さくなる可能性があり、今後の検討課題である。

なお、本実験を行うに際しては平成 8 年卒業の専攻生の井原純也君、上場 剛君、槌野敬文君に多大のご協力を賜りました。ここに深く感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 建設省河川局開発課監修：フィルダムの耐震設計指
（針案），国土開発技術センター発行，49-50，1991.
- 2) 赤井浩一著：土質力学，105-107，朝倉書店，1966.
- 3) Mochizuki, A, M. Kataoka, O. Sakaguchi and I.
Tatekawa: Controlling collapse settlement of
stiff clay compacted fill based on in-situ compres-
sion tests, 地盤工学会論文報告集, 37-4, 1-12,
(1997).