

1. はじめに

近年、フィルダムの基礎地盤として第三紀や第四紀洪積世の砂地盤が選定される機会が多くなった。この種の砂地盤の多くは砂粒子の骨格に一定の構造強さ(以下、骨格強度と称する)を有している。この骨格強度は、主として粒子間に介在する微粒子が地質的年代を経て固結化(セメンテーション)したことによるものであるが、通常の応力履歴に伴う過圧密効果も相乗作用として主要な因子になっている。このような地盤上にダムを建設すれば、様々な問題の起こることが予想される。これらは例えば地震時に土粒子の骨格構造が破壊され、急激な沈下や地盤内の過剰間隙水圧の上昇による基礎や堤体の水理的、せん断的破壊などである。

本報告は、人口的にセメンテーション効果を与えた供試体に対し繰返し三軸圧縮試験を行って、セメンテーション効果を有する砂の等方および初期せん断応力作用下の動的強度(非排水繰返し強度)特性を調べたものである。また、静的強度特性と動的強度との関係を調べ、予備設計などで簡便的に動的強度を推定する場合の関係式について検討を加えた。

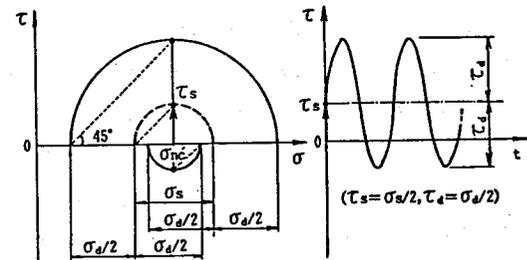
2. 試料および実験

試料： 原位置から採取した不攪乱試料は不均質であり、また試料採取から室内実験に至る過程で試料の乱れの影響を受ける。セメンテーション効果と動的強度の関係を系統的に調べるためには、これらの影響を除去し、かつセメンテーション効果を自由に定めることのできる供試体が必要となる。本研究では豊浦砂にセメントを混入することによってセメンテーション効果を有する供試体を作製した。供試体の作製は、まず、脱気水とポルトランドセメントを混合したセメントミルクに豊浦砂を投入し、十分攪拌して飽和状態のセメント混合砂試料を作製した。そして、これを水密性の供試体作製モールド(50φ×100h)の中に入れ、水中養生を行った。供試体の固結度はセメントミルクの濃度や養生時間によって調整し、計5種類の固結度の異なる供試体を作製した。表-1に実験に用いた各試料の物理的・力学的性質を示した。表より、 q_u 、 E_{s0} 、 p_y 、および c_d の値はセメントミルクの濃度や養生時間に比例して大きくなっており、これらの力学定数は供試体の固結度を表現する量であることが分かる。

実験： 使用した三軸圧縮試験機は電気・油圧サーボ型である。供試体への載荷は同振幅の軸応力 σ_a と側方応力 σ_r を位相差180°で交互に増減させる両振り方式とし、載荷周波数は0.1Hz一定とした。実験は初期応力状態を等方とした場合(等方圧密動的強度試験)と初期せん断応力を与えた場合(異方圧密動的強度試験)について行った。図-1は異方圧密動的強度試験の応力状態であり、繰返しせん断方向の逆転が生じる場

表-1 試料の性質

供試体	A	B	C	D	E	豊浦砂	
水とセメントの配合比(容積比)	10:0.4	10:0.7	10:0.9	10:1.0	10:0.9	—	
養生時間(時間)	24	24	24	24	48	—	
比重 G_s	(実測値)	2.665	2.693	2.698	2.700	2.698	2.645
	(計算値)	2.664	2.677	2.686	2.690	2.686	—
乾燥密度 ρ_d (IDテスト)	(ADテスト)	1.482	1.509	1.534	1.559	1.534	1.504
	(g/cm ³)	1.447	1.505	—	1.542	—	1.537
一軸圧縮強度 q_u (IDテスト)	(kPa)	24.5	43.1	69.6	82.3	151.9	—
	(ADテスト)	23.5	43.1	—	87.2	—	—
変形係数 E_{s0} (IDテスト)	(MPa)	3.6	12.3	18.3	26.3	54.4	—
	(ADテスト)	5.3	15.2	—	29.1	—	—
圧密降伏応力 p_y (kPa)	124	201	225	240	250	—	
粘着力 c_d (kPa)	19.6	32.3	32.3	42.1	45.1	6.9	
内部摩擦角 ϕ_d (度)	36.2	35.3	36.0	35.7	37.4	39.0	



(a) モールの応力円 (b) 繰返しせん断応力の時刻歴

図-1 供試体の応力状態 (異方圧密動的強度試験)

合について示している。

3. 実験結果と考察

a) 等方圧密動的強度試験

図-2は、軸ひずみの両振幅が急増する時点を破壊と定め、この時の過剰間隙水圧比 $\Delta U_f / \sigma_c'$ および両振幅軸ひずみ DA_f を求め、これらの値と q_u / σ_c' との関係を示したものである。横軸の q_u / σ_c' は土粒子骨格の構造強度と外圧縮応力の比率であるから、実際問題に対応して考えると、堤体荷重等の外圧による骨格強度の低下度合を表す指標とみなすことができる。すなわち、 q_u / σ_c' 大であれば動的強度特性に構造強度の影響がより強く反映されるし、逆に小であれば構造強度が消失する方向にあるのでclean sandに近い特性を示すと考えられる。このような構造強さと外圧力の相対関係は粘土における過圧密比 P_y / σ_c' と類似しているの、以下では q_u / σ_c' を擬似過圧密比と呼ぶ。図より、 $\Delta U_f / \sigma_c'$ および DA_f の値はほぼ破壊線で囲んだ範囲内に分布しており全体的には q_u / σ_c' が大きいかほど $\Delta U_f / \sigma_c'$ 、 DA_f の値も大きくなっていることが知られる。このことはセメンテーション効果、すなわち擬似過圧密比が大きい砂ほど破壊や変形に対する抵抗性の高いことを意味している。

図-3は、豊浦砂および試料C($q_u=70\text{kPa}$)について動的試験を行った結果を、破壊までの繰返し回数 n と繰返しせん断応力 τ_a を初期有効拘束圧 σ_c' で除して正規化した動的強度比 $R_d (= \tau_a / \sigma_c')$ との関係として σ_c' 別に示したものである。この結果によると試料Cの $\sigma_c' \geq 390\text{kPa}$ においては、 $R_d \sim n$ 関係は豊浦砂と同様拘束圧に関係なく一本の曲線で表すことができる。これに対し、 $\sigma_c' = 98, 196$ および 294kPa の場合は σ_c' が小さくなるにしたがって R_d が大きくなっており、 R_d は q_u と σ_c' に支配されることが分かる。そこですべての実験結果の $n=20$ 回における R_d と q_u / σ_c' との関係を整理すると図-4のようになり、 R_d は試料Aおよび試料B~Eの $\sigma_c' \geq 390\text{kPa}$ で q_u / σ_c' に関係なく一定値となるが、全体的に両者はほぼ直線関係にある。このことから、セメンテーションによって土粒子骨格に構造強度を有し、擬似過圧密状態にある砂の $R_d (= \tau_a / \sigma_c')$ は概略的に q_u を関数として推定することができる。すなわち、

$$R_d = a (q_u / \sigma_c') + b \quad \text{----- (1)}$$

となる。

一方、飽和粘土の過圧密下の非排水強度 c_u と圧密圧 p の比 c_u / p は過圧密比OCRのべき乗に比例し、また上述のように砂においても同様の傾向にあることが知れたので、これらの実験結果をOCRに基づいて整理し

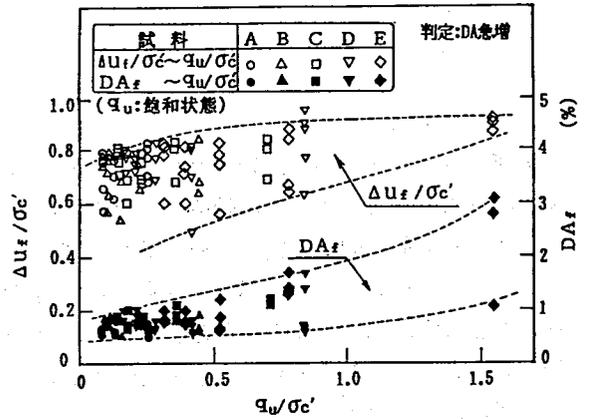


図-2 $\Delta U_f / \sigma_c'$, DA_f と q_u / σ_c' の関係

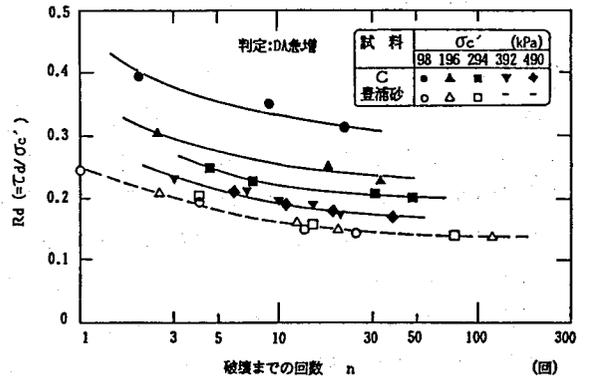


図-3 R_d と n の関係

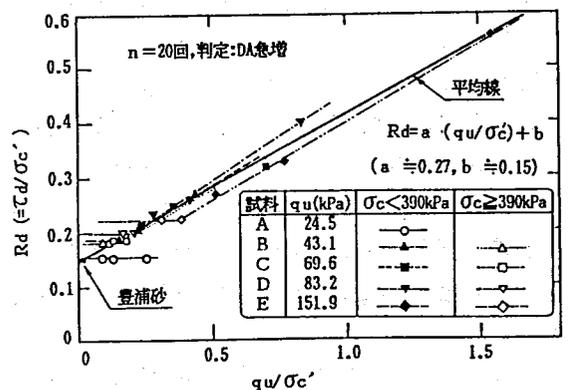


図-4 R_d と q_u / σ_c' の関係

てみると以下の通りである。図-5は、過圧密下の動的強度 $\tau_d(o)$ を正規圧密下の同一拘束圧における動的強度 $\tau_d(n)$ で除した $R_\tau = \tau_d(o)/\tau_d(n)$ と擬似過圧密比 q_u/σ_c' との関係を両対数紙上で示している。各試料の $R_\tau \sim q_u/\sigma_c'$ 関係はそれぞれ図中の直線で近似でき、多少のばらつきが認められるが、この一般式は次のようになる。

$$\tau_d(o) = A \cdot (q_u/\sigma_c')^m \cdot \tau_d(n) \quad \text{----- (2)}$$

係数Aおよびmの値は粒度組成の違いなどによって異なると考えられるが、直線の勾配である指数mの値は試料の一軸圧縮強度 q_u に対して図-6の関係にある。mの値は q_u が大きい試料ほど高くなっており、セメンテーション効果が高い砂ほど擬似過圧密効果の影響による強度増加が著しく現われることが分かる。従来の研究によれば、正規圧密下の R_d 値- $R_d(nc)$ と過圧密下の R_d 値- $R_d(oc)$ の関係は、

$$R_d(oc) = (OCR)^n \cdot R_d(nc) \quad \text{----- (3)}$$

で表わされる。指数nの値として、石原らは $n=0.5$ (Dr≒50~55%)、国生らは $n=0.1\sim 0.2$ (Dr≒71~88%)を得ている。これらの結果はねじりせん断試験機を用い、再構成供試体に対して過圧密履歴を与えた時の強度増加を調べたもので、载荷時の供試体の応力条件や破壊の判定法が本研究と異なっているため直接比較することはできないが、図-6によると本研究のセメンテーション効果が低い試料のmの値はほぼ0.3となっており、国生らによる密な砂の結果に近くなっている。

図-7は試料A~Eのすべての結果について、同一の圧密拘束圧における動的強度 $\tau_d(n=20回)$ と静的排水せん断強度 τ_{sf} の比 τ_d/τ_{sf} を求め、これと q_u/σ_c' との関係をプロットしている。ここで τ_{sf} は圧密・排水条件の静的三軸圧縮試験で得られる圧縮強さ $(\sigma_1 - \sigma_3)_{sf}/2$ の値とした。 τ_d/τ_{sf} の値は q_u/σ_c' が大きいほど高くなっており、擬似過圧密効果による強度増加は静的強度に比較して動的強度の方が著しいことが分かる。また、図示の範囲における両者の関係は、試料や拘束圧の違いによらず図中の平均線でほぼ近似できる(式-4)。

$$\tau_d/\tau_{sf} = a' \cdot (q_u/\sigma_c') \cdot b' \quad \text{----- (4)}$$

b) 異方圧密動的強度試験

図-8は繰返しせん断応力 τ_d がほぼ一定(≒39kPa)で、初期せん断応力 τ_s ($\tau_s = \sigma_s/2$ 、供試体45°面上のせん断応力)が異なるものについて、有効応力経路、繰返しせん断応力~軸ひずみ関係を示した一例である(試料D、 $\sigma_c' = 98\text{kPa}$)。まず軸ひずみ ϵ は、 τ_s/τ_d が1以下すなわち τ_d の逆転を伴う場合、圧縮、伸張の両方向に変動しているのに対し、逆転のない場合($\tau_s/\tau_d = 1.23$)には圧縮側方向のみに残留する形となること

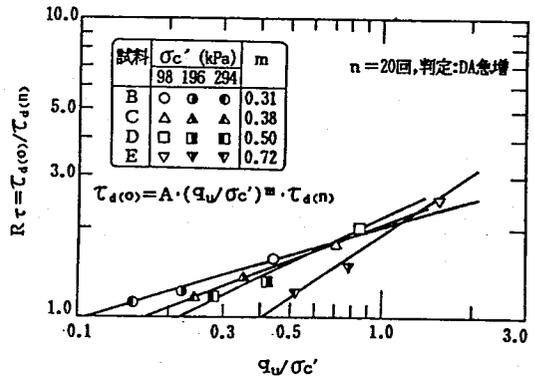


図-5 R_τ と q_u/σ_c' の関係(過圧密)

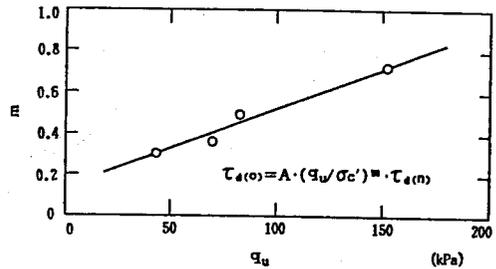


図-6 mと q_u の関係

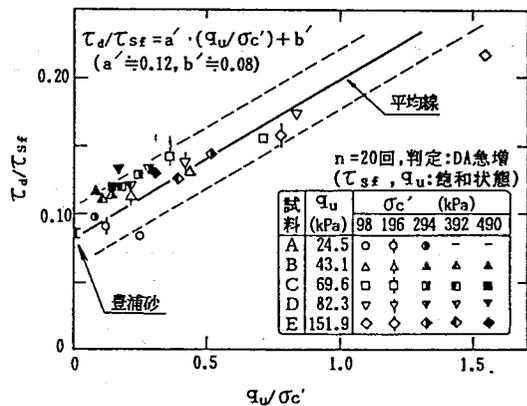
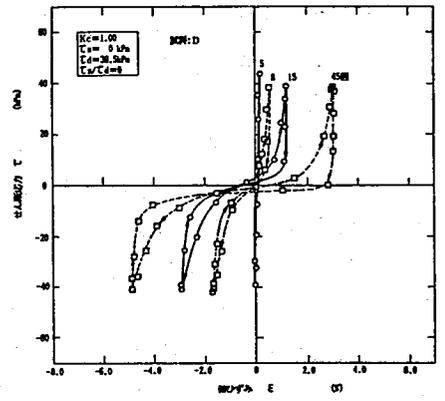
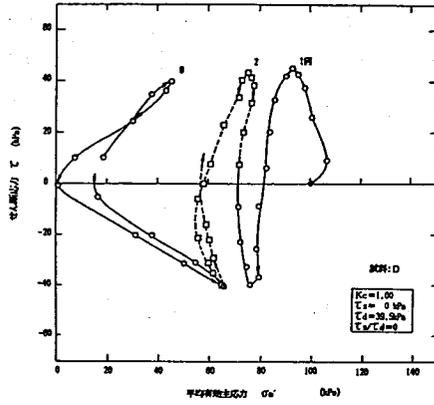
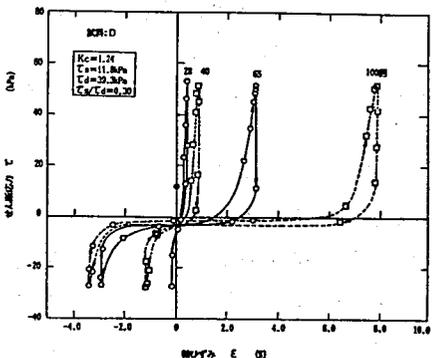
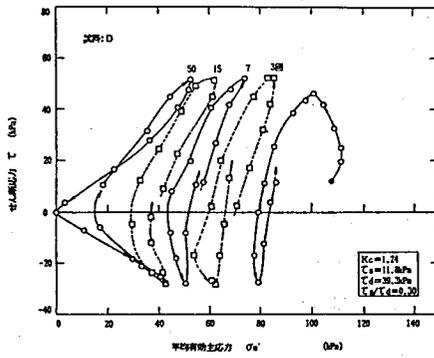


図-7 τ_d/τ_{sf} と q_u/σ_c' の関係

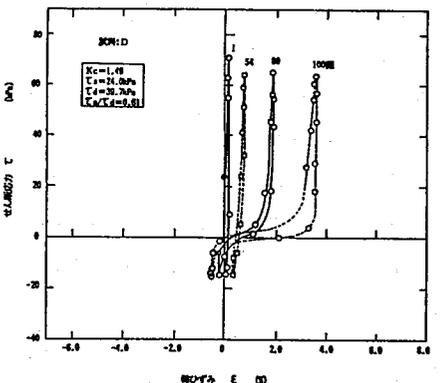
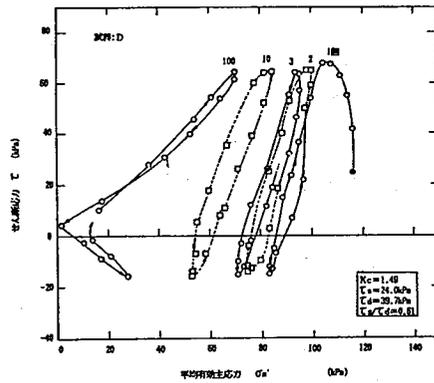
(a) $\tau_s/\tau_d=0$



(b) $\tau_s/\tau_d=0.30$



(c) $\tau_s/\tau_d=0.61$



(d) $\tau_s/\tau_d=1.23$

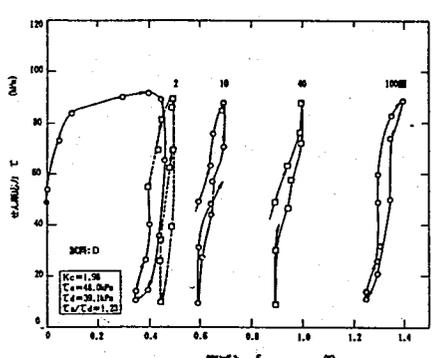
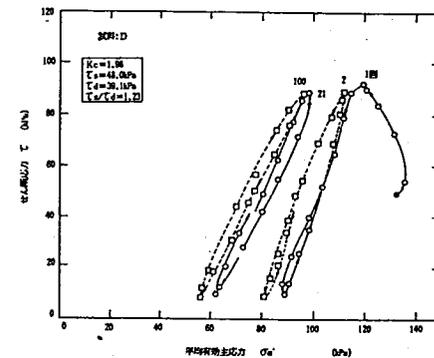


図-8 有効応力経路, $\tau_d \sim \epsilon_a$ 関係 (試料D)

が認められる。次に有効応力経路は、 τ_d の逆転を伴う場合のみせん断応力がゼロとなる時点で平均有効主応力 $\sigma_m' = 0$ となるが、逆転のない場合には原点に達しなく、過剰間隙水圧が途中までしか上昇しないことが分かる。図-9は各周期の終了時点($\tau_d = 0$)における過剰間隙水圧 Δu および最大軸ひずみ ϵ_{max} の挙動を示している。図より、 Δu および ϵ_{max} の特徴的挙動は以下ようになる。①:初期せん断応力作用下の過剰間隙水圧 Δu は載荷の進行にともなって上昇するが、その値は初期有効拘束圧 σ_c' 以下で収束する。また、収束時の Δu 値は τ_s の値が大きいほど低くなる。②:最大軸ひずみ ϵ_{max} は過剰間隙水圧の上昇に伴って進行し、破壊(図中矢印)に至るまでの回数は初期せん断応力 τ_s が大きいほど多い。また、 ϵ_{max} は $\Delta u \neq \sigma_c'$ の状態ではほぼ一定値となった後も増加する(▲、■印)。しかし、▼印で示した $\tau_s/\tau_d = 1.23$ 、すなわちせん断方向の逆転がない場合、 ϵ_{max} の急増はなく破壊しない。③:初期せん断応力作用下の破壊以前の ϵ_{max} の挙動をみると、 ϵ_{max} の発生量は τ_s が大きいほど大きい($n = 20$ 回に対して、▲印では $\epsilon_{max} = 0.3\%$ 、■印では同様に 0.4% 、▼印では 0.9%)。

破壊までの回数 n とその時点の $\Delta u/\sigma_c'$ および ϵ_{max} との関係から、 $n = 20$ 回で破壊する時の過剰間隙水圧比 $\Delta u_f/\sigma_c'$ および最大軸ひずみ $\epsilon_{max,f}$ の値を求め、これと初期応力状態を表すパラメータ τ_s/σ_{nc}' との関係をプロットすると図-10(a)および(b)のようになる。図を見ると、 $\Delta u_f/\sigma_c'$ の値は τ_s/σ_{nc}' が大きくなるほど全体的に低下し、 $\epsilon_{max,f}$ の値は逆に増加する傾向となっている。 $\Delta u_f/\sigma_c'$ の値には試料(固結度)や初期有効拘束圧 σ_c' が異なってもあまり大きな差は認められない。また、 $\epsilon_{max,f}$ は擬似過圧密効果が大きい場合低い値を示すように見られるが、実験値のばらつきを考慮すると全体的には $\Delta u_f/\sigma_c'$ と同様のことが言える。したがって、破壊時の過剰間隙水圧や最大軸ひずみにに影響を及ぼす因子は主に初期せん断応力であると考えられる。さらに、 $\epsilon_{max,f}$ の絶対量に着目すると、初期せん断応力作用下の変形は有効応力がゼロでなくても相当大きいことが分かる。例えば、 $\tau_s/\sigma_{nc}' = 0.4$ に対して過剰間隙水圧の発生は平均的に $\Delta u/\sigma_c' \cong 0.5$ であるが、対応するひずみは $\epsilon_{max,f} \cong 8\%$ まで達している。このことから、初期せん断応力が大きく作用している斜面先に近い部分の基礎地盤の破壊は過剰間隙水圧の蓄積(有効応力の減少)に伴うすべり変形というより、むしろ初期

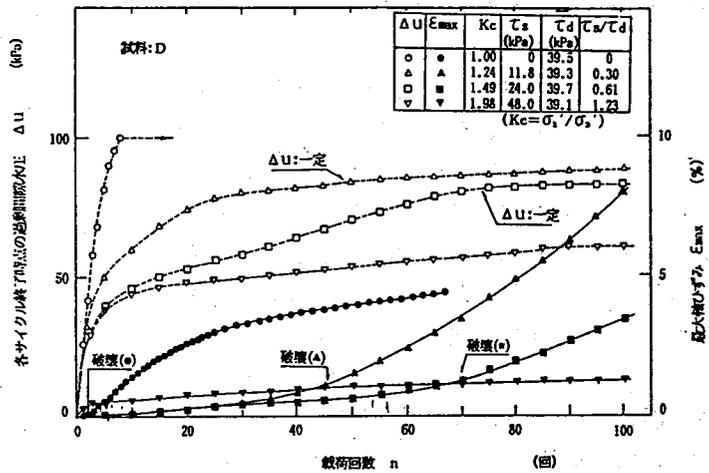
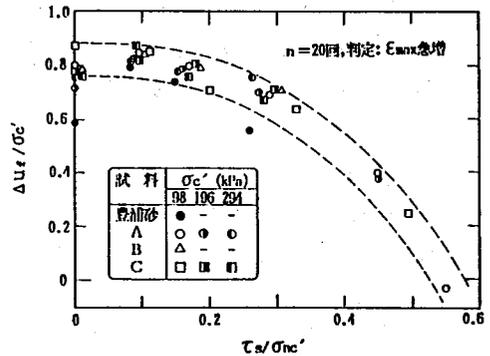
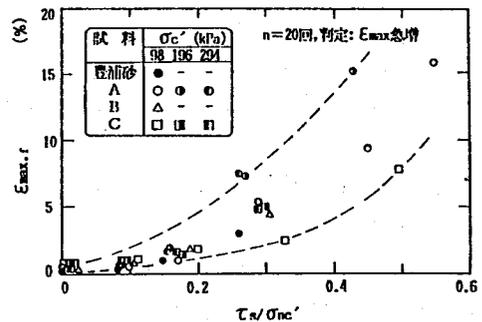


図-9 Δu , ϵ_{max} と n の関係 (試料D, $\sigma_c' = 98\text{kPa}$)



(a) $\Delta u_f/\sigma_c' \sim \tau_s/\sigma_{nc}'$



(b) $\epsilon_{max,f} \sim \tau_s/\sigma_{nc}'$

図-10 $\Delta u_f/\sigma_c'$, $\epsilon_{max,f}$ と τ_s/σ_{nc}' の関係

せん断応力作用下での永久変形に起因するものと考えたほうがよいであろう。

図-11は、 $n=20$ 回で破壊する時の τ_d/σ_{nc}' と τ_s/σ_{nc}' との関係を示している。図中の実線は豊浦砂、破線は試料A、点線は試料B、一点鎖線は試料Dの同一拘束圧の実験値を結んでいる。また、図中45°の直線は繰返しせん断応力 τ_d と初期せん断応力 τ_s が等しい状態、すなわち、せん断方向の逆転が生じるか否かの境界を示している。図より、固結力をほとんど有しない試料Aの結果は、拘束圧が異なってもほぼ同一の傾向を示し、 τ_s/σ_{nc}' の増加に伴って τ_d/σ_{nc}' 値が大きくなり最終的に両者の関係は $\tau_d=\tau_s$ 線に沿う形で増大していることが分かる。

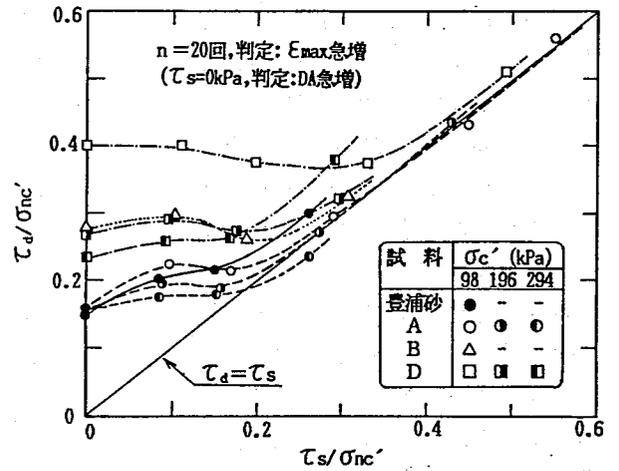


図-11 τ_d/σ_{nc}' と τ_s/σ_{nc}' の関係

また、この傾向は豊浦砂の結果と似かよっている。一方、固結力を有し、この影響によって明らかに擬似過圧密状態下にあると考えられる試料Bおよび試料Dの拘束圧 $\sigma'_c=98\text{kPa}$ の結果(Δ および \square 印)は、 τ_s が低い範囲では τ_s/σ_{nc}' が増大しても τ_d/σ_{nc}' の値に大きな変化は見られずほぼ一定値を示す。しかし、 $\tau_d=\tau_s$ の状態に近づくと、 τ_d/σ_{nc}' の値は豊浦砂や試料Aと同様に、 τ_s/σ_{nc}' の増加とともに増大する傾向を示す。また、試料Dに着目して拘束圧の違いによる影響を見ると $\tau_d/\sigma_{nc}' \sim \tau_s/\sigma_{nc}'$ 関係は拘束圧が高くなるほど豊浦砂あるいは試料Aの傾向に近くなるようである。これらのことから、固結力を持たない砂の τ_d/σ_{nc}' 値は初期せん断応力の負荷によって増大するが、固結力によって一種の過圧密状態にある砂に対しては τ_d/σ_{nc}' に及ぼす初期せん断応力の影響は弱まると考えられる。

4. まとめ

- (1) 初期せん断応力が作用していない場合、セメンテーション効果を有する砂の動的強度比 R_d は一軸圧縮強度 q_u と初期有効拘束圧 σ'_c に支配され、細粒分を含まない、いわゆる clean sand の場合と異なった特性を示す。
- (2) 動的強度 τ_d に及ぼす擬似過圧密効果の影響は式(2)の形で表すことができる。そして擬似過圧密による強度増加はセメンテーション効果の高い砂ほど著しい。さらに、強度増加の程度は再構成試料を用いた密な clean sand の結果と比べ大きな違いはない。
- (3) セメンテーションの影響は、静的な強度特性においても現われる。そしてこの種の動的強度は一軸圧縮強度や三軸圧縮強度を用いて式(1)および式(4)の形で推定することができる。
- (4) 初期せん断応力が作用している場合、破壊時の過剰間隙水圧はセメンテーション効果に関係なく初期せん断応力の大きさに支配され、初期せん断応力が大きいほど過剰間隙水圧の発生が抑制される。また、破壊時の最大軸ひずみも主に初期せん断応力の大きさに支配され初期せん断応力が大きいほど変形が進む。
- (5) セメンテーション効果が低い状態にある砂の動的強度は clean sand の場合と同様に初期せん断応力の負荷によって増大する。しかし、セメンテーション効果が高くさらに拘束圧が低い場合、固結力による一種の過圧密効果によって初期せん断応力の影響が弱まり、動的強度はほぼ一定となる。

【参考文献】

- 1) Ishihara, K. and Takatsu, H. (1979): Soils and Foundations, Vol. 19, No. 4, pp. 59-68.
- 2) 国生剛治, 長崎清, 佐々木正美, 松田守 (1982): 「第17回土質工学研究発表会」, pp. 1625-1628.
- 3) 奥村哲夫, 成田国朝, 大根義男 (1989): 「土質工学会論文報告集」, Vol. 29, No. 2, pp. 151-163.