

III-261

セメント改良砂質土の微小ひずみでの
繰り返し変形特性

東京大学生産技術研究所 正 ○澁谷 啓 東京湾横断道路株式会社 吉田 映

東京大学生産技術研究所 正 龍岡 文夫 武蔵野土質調査 木村 勝・中垣 透

☆はじめに: 地盤の動的解析には、繰り返し載荷(通常は、非排水条件)時の、要素の強度(=液化化強度)と変形特性を把握する必要がある。ここでは、セメント改良砂質土の非排水大型三軸繰り返し載荷試験から、 $10^{-6} \sim 10^{-4}$ の微小ひずみレベルにおける繰り返し変形特性(G と h のひずみ振幅依存性)を報告する。尚、実験の詳細は、文献1)を参照されたい。

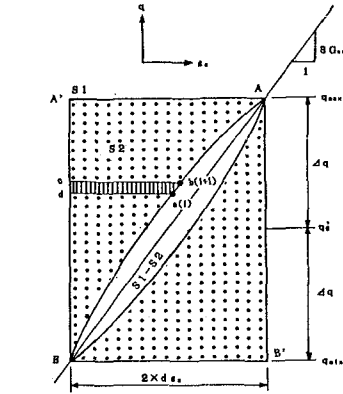
☆等価せん断剛性率 G_{eq} と履歴減衰係数 h の求め方: 粘弾性体(等方)と仮定した G_{eq} と h は、偏差応力 q と局所変位測定器²⁾を用いて測定した軸ひずみ ε_a のデジタル量から直接計算した。マイクロコンピュータ処理による手法は、まず、文献1)の図1に示したように、 q と ε_a の個々の単一のループを取り出す。この作業は、今回の試験が荷重制御なので、 q の変化に注目した。そして、本文の図1のように、この単一のループ内の偏差応力の最大値と最小値、 q_{max} と q_{min} 、にそれぞれ対応する点A、Bより G_{eq} を求めた。 h の求め方は、①四角形A-A'-B-B'の面積 $S1$ を計算し、②隣接する2つのデータ $i, i+1$ をもとにループに沿って台形 a-b-c-dの面積を積分することによりドット部分の面積 $S2$ を求め、③ $h = 4(S1 - S2) / (2\pi S1)$ とした。この計算法の特徴は、(1)デジタル処理なので単純かつ人為的誤差がなく、(2)点A→Bの計算過程で、 $q_{i+1} - q_i = \Delta q < 0$ のケースを含んでいても、この台形の面積は負とみなされるので、 $S2$ の値には殆ど影響しない。本実験での単一ループのデータ数は約140点であり、 $\gamma > 10^{-5}$ では十分スムーズなループが得られている(文献1)の図1参照。

☆実験結果: 試験BGHにおける繰り返し回数 N に対する G_{eq} と h の変化を図2に示す。有効拘束圧 $\sigma_v' = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ を例にとったが、 σ_v' に依らず ① せん断ひずみ(片振幅) $\gamma < 10^{-4}$ では、 G_{eq} 、 h 共に $N (\leq 10)$ による変化は顕著ではなく、② γ が 10^{-4} より大きくなると N の影響がある。②に関しては、(1) G_{eq} は σ_v' の値によらず N の増加と共に減少するが、(2) h は、 $\sigma_v' = 1.0$ および 2.5 kgf/cm^2 の時、 N の増加につれて増加し、 $\sigma_v' = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$ では逆に減少している。Tatsuokaら³⁾(1978)がまとめたきれいな砂のデータによれば、 $\gamma = 10^{-4}$ あたりで、 $N = 1 \rightarrow N = 10$ で h は平均20%程度減少する。重要なことは、(a) $N = 10$ が現場の動的解析には現実的であり、(b) $N = 10$ 近くで G_{eq} 、 h 共に安定化傾向を示している(図1)。よって、試験AGH-1、AGH-2、BGHについて、 G_{eq} 、 h 、 γ の第9と第10サイクルの平均をもって、 $G_{eq} \sim \gamma$ 関係(図3)、 $h \sim \gamma$ 関係(図4)、 $G_{eq} \sim h$ 関係(図5)を求めた。(ア) AGH-1は弱層の存在のためintrinsicに剛性が小さく(文献1)表3参照)、(イ) $\gamma < 5 \times 10^{-5}$ では G_{eq} の低下は殆どなく、 10^{-4} で10%、 3×10^{-4} で20%程低下する(以上図3)。(ウ) h は、BGH供試体がやや大きく、A供試体は、AGH-1の G_{eq} が小さいにかかわらず h は同じであり、(エ) $\gamma < 10^{-4}$ で $h = 0.035 \sim 0.045$ (AGH-1、AGH-2) $h = 0.05 \sim 0.06$ (BGH) で殆ど変化がなく、 γ が 10^{-4} より大きくなると急激に増加する(以上図4)。(オ) $G_{eq} \sim h$ 関係は、 G_{eq} の減少につれ h は増加するが、(ウ)の原因でAGH-1だけ $G_{eq} \sim h$ 関係が大きく異なる。(カ) σ_v' が増加するにつれて同じ G_{eq} に対して h が若干小さくなる(以上図5)。(ウ)で述べた h の値は、Kokusho⁴⁾(1987)が報告したセメント改良粘性土の値と近く、同一ひずみレベルの砂・粘土・れきの値の数倍大きい。図6に、試験BGH $G_{eq} \sim \gamma$ 関係と同じセメント改良砂質土の非排水単調試験の割線せん断剛性率 G_s の変化⁵⁾を比較した。単調試験での G_s は、 $\gamma > 10^{-4}$ から低減し始め、一方 G_{eq} は $\gamma > 10^{-5}$ からわずかではあるが減少している差は認められる。これは、繰り返し試験時のバイアス(= 5 kgf/cm^2)の影響であろう。それよりも繰り返し載荷と単調載荷の初期剛性がほぼ等しかった事実は極めて重要であり、更に $\gamma < 3 \times 10^{-4}$ の領域では、剛性に関しての両試験間の差は小さいと言えよう。

☆まとめ: 『 10^{-4} 以下のせん断ひずみレベルでは、セメント改良砂質土は弾性体である。』という一連の単調載荷試験の結論⁵⁾は、繰り返し載荷試験でも裏付けられ、両試験により得られた剛性に定量的な差はない。

☆謝辞: 東京生産の佐藤 剛司技官の協力があって実験が可能となった。感謝します。

☆参考文献: 1) 元山ら(1989), "セメント改良砂質土の非排水繰り返し載荷試験"、44回土木学会。2) 後藤聡(1986), "Strength and deformation characteristics of granular materials in triaxial tests", 東京大学博士論文。3) Tatsuoka, F., Iwasaki, T. and Takagi, Y. (1978), "Hysteretic damping of sands...", S&F, 18-2, 25-40. 4) Kokusho, T. (1987), "In-situ dynamic soil properties and their evaluations", 8ARC of ISSMFE, Vol. 1, 215-240. 5) 澁谷ら(1989), "セメント改良土の微小ひずみレベルでの変形特性"、24回土質工学研究発表会。



N.B. q_s : deviator stress applied as a bias.
 dq : deviator stress amplitude.

Fig.1 G_{eq} and h calculated ($\uparrow$).

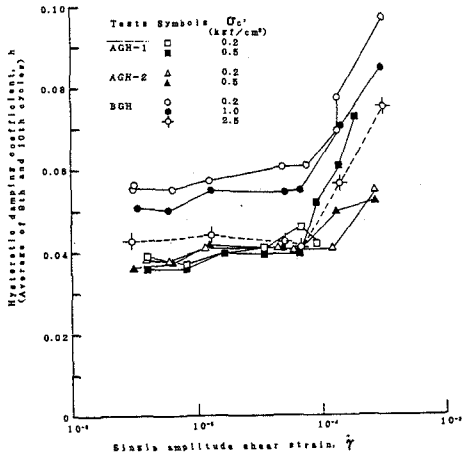


Fig.4 h vs γ relationship.

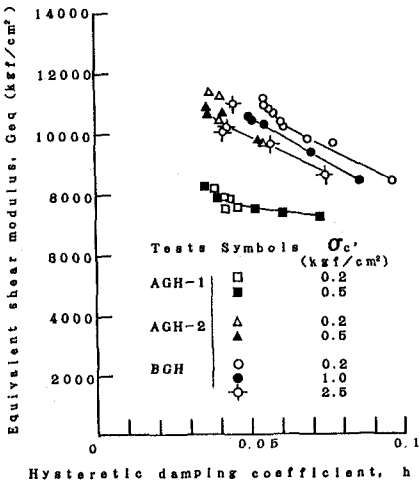


Fig.5 G_{eq} vs h relationship.

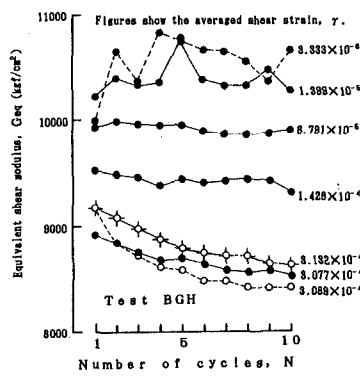


Fig.2 G_{eq} vs N ($\uparrow$) and h vs N ($\rightarrow$).

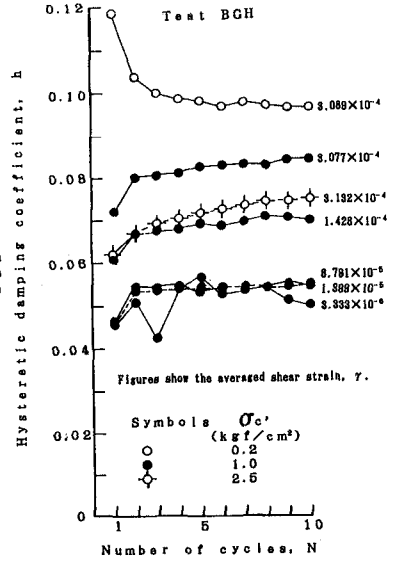


Fig.3 G_{eq} vs γ relationship.

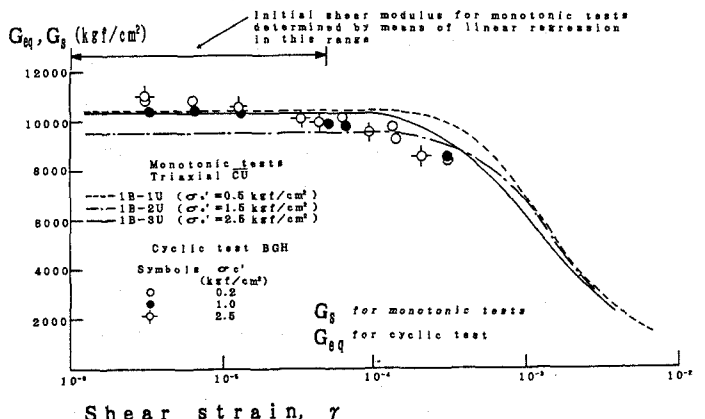


Fig.6 Comparison of stiffnesses between monotonic tests and a cyclic test.