



堆積軟岩の動的変形特性

福元俊一¹⁾, 吉田望²⁾, 佐原守³⁾

- 1) 正会員 (株)東京ソイルリサーチ 技術本部, 部長 博士 (工学)
e-mail:fukumoto.shunichi@tokyosoil.co.jp
- 2) 正会員 東北学院大学 環境建設工学科, 教授 工博
e-mail:yoshidan@tjcc.tohoku-gakuin.ac.jp
- 3) (株)大林組 技術研究所, 主任研究員 工博
e-mail:sahara.mamoru@obayashi.co.jp

要約

工学的基盤以深の地盤は通常は弾性と扱われるが、非線形性が地表の応答に影響する事例も現れている。そこで、工学的基盤の一つとして扱われる堆積軟岩の三軸圧縮試験結果と動的変形特性の実験結果を集め、これらを整理し、実験式を得た。さらに、比較的乱れの少ない試料を用いた試験結果をもとに非線形特性の特徴を示すと共に、実務で扱う際の注意点をまとめた。まず、ダイヤモンド・コアドリルを用いて採取した堆積軟岩試料を用い、LDT (局所変位計測) 装置付きの静的な三軸圧縮試験を行い、せん断剛性比 (G/G_0) - せん断ひずみ (γ) の関係に着目して整理し、乱れない試料では γ が 10^{-3} 程度までは G/G_0 は 0.9~1.0 程度と剛性の低下はほとんどなく、ほぼ線形の応力-ひずみ関係となるが、乱れの多い試料では γ が 10^{-5} 程度でも剛性低下が著しく現れることを示した。一方、 N 値 30 以上またはせん断波速度 V_s が 300 m/s 以上の洪積層~第三紀層の堆積軟岩の不攪乱試料の動的変形試験結果データを整理したところ、 γ が 10^{-3} 以下における挙動が LDT を用いた静的試験で得られた G/G_0 - γ 関係に近い挙動を示す試料が存在することが分かった。これらの乱されない試料では、 G/G_0 の $\gamma=10^{-3}$ における値は拘束圧依存性がなく、塑性指数と正の相関があることがわかった。最後に、塑性指数毎に分類した乱れの少ない動的変形試験結果を Ramberg-Osgood モデルでよく表現できることを示した。

キーワード: 堆積軟岩, 動的変形特性, LDT, 塑性指数, 試料の乱れ

1 はじめに

地震時における地盤の応答特性が構造物の被害に大きく影響を及ぼすことはよく知られており、耐震設計で地盤の応答性状を精度よく予測することは重要である。地盤材料は小さいひずみ域から非線形挙動を示すことから、地盤の挙動を精度よく予測するためには地盤材料の非線形性を考慮した解析が必要である。

地盤の非線形特性の多くは動的変形特性試験¹⁾によって求められている。過去に多くの実験が行われ、整理したデータや実験式としてまとめられているものもある(例えば、Woods²⁾, 安田・山口³⁾, Kokusho⁴⁾, Richart⁵⁾, 善・梅原⁶⁾, 土木研究所⁷⁾, Ishihara⁸⁾)。しかし、これらの文献に示されているのは、構造物の支持地盤となるような地層より上、または地震動伝播の観点から見れば工学的基盤より上の、いわゆる表層といわれる領域の未固結な土質材料がほとんどである。一方、工学的基盤は物理的には、それより上の層とは十分なインピーダンス比を持つ地盤⁹⁾、また、地質学的には地下深いところにあつて広範囲に広がっている地域の基盤をなす地盤¹⁰⁾と定義されている。さらに、工学的には、工学的基盤では入射

波が一意的に定義できるという地盤と考えられ、建設省告示¹⁰⁾、原子力の指針¹¹⁾、道路橋示方書¹²⁾、港湾の基準¹³⁾などの主要な設計指針ではここで設計用地震動を設定している。これらの指針では工学的基盤はせん断波速度で定義され、原子力の指針¹¹⁾では700m/sが用いられているが、その他の指針では300~400m/sが用いられ、これはほぼ建造物の支持地盤となる地盤である。従って、工学的基盤より深い地層は工学分野では余り興味の対象となつてこなかった。特に、材料特性は弾性と取り扱われることが一般的で、非線形特性については、ほとんど取り扱われていない。

工学的基盤以深を考慮した研究がないわけではない。例えば、松本ら¹⁴⁾は神戸地区の地震基盤から上の地盤の解析を行っているが、その結果によれば、深い所の最大ひずみは0.03%~0.1%程度の値である。彼らの解析では深いところは弾性と設定しているが、この最大ひずみは、表層地盤材料であれば非線形性が表れるひずみである。また、工学的基盤以深の非線形特性が地盤の地震応答に与える影響に関する研究では、吉田¹⁵⁾は神戸の地盤を対象にし、 $V_s=500\text{m/s}$ 程度以下の場合には非線形性の影響が現れるとし、また、藤川ら¹⁶⁾は神戸の埋立地を対象として、洪積層や工学的基盤以深の層の非線形を考慮するかしないかで、地表の応答や建造物に対する影響が大きく違うことを示し、その要因は工学的基盤以深の材料の履歴減衰にあるとしている。さらに、吉田ら¹⁷⁾は従来工学的基盤の性質として考えられてきた、入射波が一意的に決まるという性質は成立しないということを示している。これらの研究は今後工学的基盤以深の地盤を考慮した解析が必要となる可能性を示唆している様に考えられる。

兵庫県南部地震以降、地震計が多数配置され、その観測記録を用いた解析も多く行われるようになってきた。特に、地下深いところに地震計を設置したKik-NETの様な記録が得られると、それを元にした解析も行われるようになってきている。例えば2004年新潟県中越地震では小千谷のK-NET記録を用いた解析が多くの機関で行われている。筆者の一人による解析¹⁸⁾では深いところで非線形挙動が起こると想定している。また、文献としては公表していないが、地震後、筆者らには深層の材料特性に沖積粘性土の非線形特性を準用したところ、イタレーションのたびにひずみが大きくなり収束しないという質問も複数あり、非線形特性の準用が原因であることを確認している。しかし、深いところの地盤データはほとんどない。前記、文献15)では浅い材料の結果を準用しているし、文献16)では数少ない公開されている実験データである西ら¹⁹⁾の実験を異なるサイトに適用している。これらは、工学的基盤以深における地盤の非線形特性に関するデータが不足しているためであると考えられる。この様な現状を考えると、堆積軟岩の動的変形特性に関する現状を認識しておくことは今後の研究や実務に役立つと考えられる。そこで、本論では、これらに関するデータを集め、整理するとともに、使い方に関する注意点をまとめる。

2 堆積軟岩試料の採取方法の違いによる変形特性への影響

ここでは、ダイヤモンド・コアドリルおよびトリプルチューブ・サンプラーにより採取した不攪乱試料に対して、局所変形測定装置^{20),21)}(Local Deformation Transducer, 以降LDTと略記)により精密なひずみの測定を可能とした三軸試験を行い、試料の採取方法の違いによる変形特性の違いを検討する。

2.1 試料採取地

試料採取地である綱島台(横浜市港北区)は、地形的には、四方を鶴見川によって形成された沖積低地に囲まれる、東西約1km、南北約500mの洪積台地である。台地は更新統の下末吉面にあたり、地質は表層から関東ローム(立川・武蔵野・下末吉ローム)、砂・泥・礫層よりなる下末吉層、そして第三紀鮮新世後期から更新世前期にかけて形成した外洋性の堆積物(固結シルトや砂)を主とする上総層群より構成される。上総層群はいわゆる土丹と呼称される固結シルトなどの軟岩を主とするが、砂・シルトの混入具合によって泥岩・シルト岩、砂質泥岩からやや固結した砂岩、そして未固結な細砂層も存在する。図1に試料採取地点の柱状図を示す。敷地では、上総層群は約2mの深さから出現しているが、軟岩である土丹はGL-3.5m以深に分布している。図1には、ダウンホール法によるPS検層の結果も示されている。固結シルト部分のS波速度およびP波速度はそれぞれ $V_s=480\text{m/s}$ 、 $V_p=2,280\text{m/s}$ である。

この敷地では、建物施工の掘削工事時期に2種類の方法で試料採取を行った。一つは建造物からコンクリートコア試料を得るのに良く利用される方法の一つである、ダイヤモンド・コアドリルによる試料

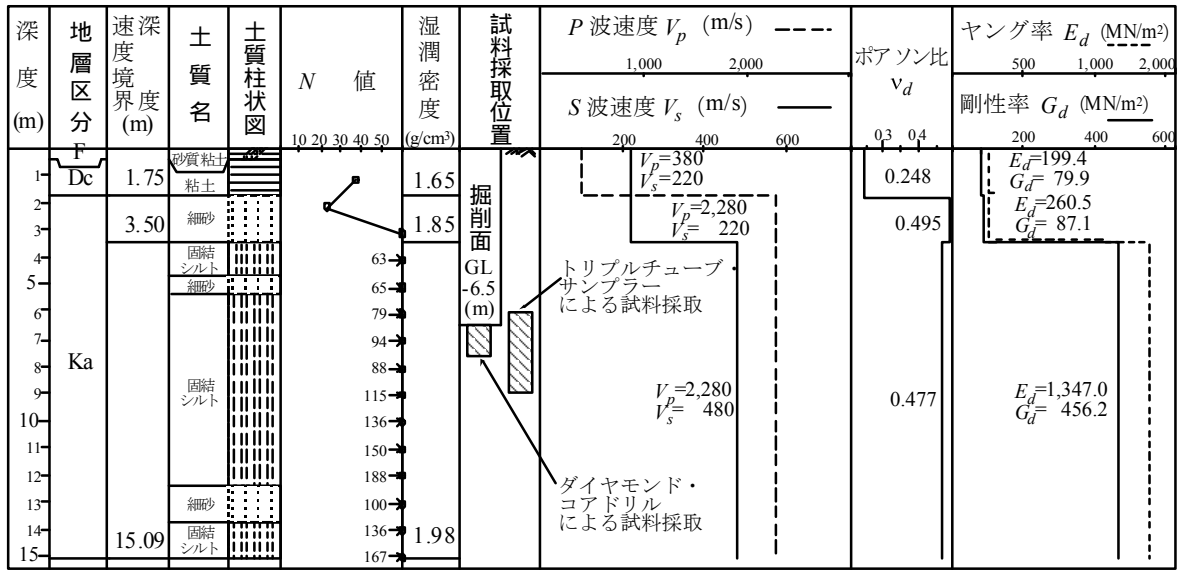


図1 試料採取位置のPS 検層結果

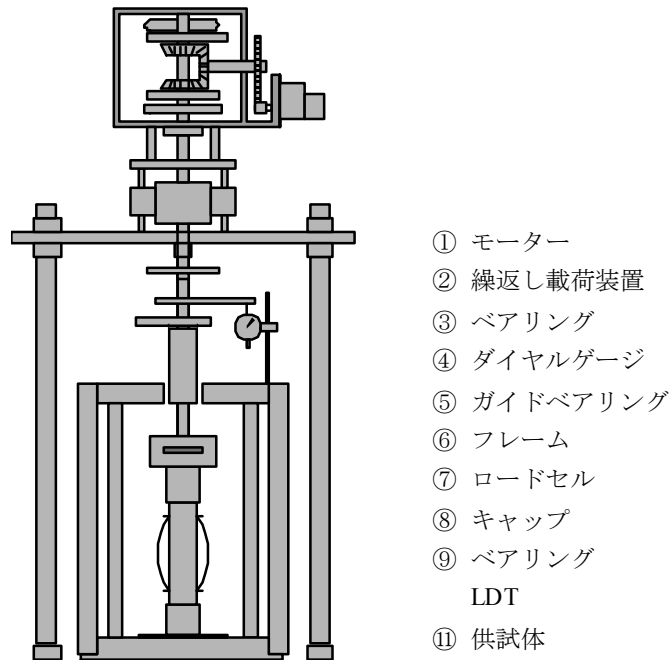


図2 三軸試験装置とLDT

採取方法で、図1に示すように、深度6.5mの根切り底で、約1mの試料（以降、ダイヤ試料と略称）を採取した。もう一つは、実務で良く用いられているトリプルチューブ・サンプラーによる試料採取方法で、地表にボーリング器械を設置し、GL-6～9mの深度における試料（以降、チューブ試料と略称）を採取した。これらの試料はいずれも実務では不攪乱試料として認識されている。

2.2 三軸圧縮試験装置と局所変形測定装置（LDT）

2種類の方法で採取した不攪乱試料を用いて、LDTにより試料の軸ひずみを測定し変形特性を求めた。なお、この試験結果の一部は著者の一人ら²²⁾が概要を報告しているが、本論では変形特性に着目し、結果を再整理している。

図2に三軸試験装置を示す。ここで、LDTとは、試料の保護のために試料を覆っているゴムスリーブに装着している、両面にひずみゲージを添付した燐青銅製の薄い板（図中の⑩参照）で、その曲げひずみから両端の相対変位を精度よく計測することができる装置である。試験に用いた三軸圧縮装置は、軸載荷装置がクラッチ切り替えによる載荷・除荷が可能のように設計されており、本実験では軸ひずみ速度を0.01~0.0005%/minに設定した。また、LDTの他、一般の三軸試験で用いられることの多い外部変位計による軸変位測定も行った。なお、載荷は基本的には単調載荷であるが、途中で小さい除荷・再載荷のサイクルを入れることにより除荷時剛性も測定した。

試料は、試料上下端の乱れによる測定誤差を少なくすること、そして破壊すべり線が試料上下端と交差しないようにすることなどの理由から、直径と高さの比を約2.5にする様に整形した。同じような理由から例えば文献23), 24)でも堆積軟岩の場合、それぞれ直径5cm, 高さ15cmを用いている。本実験では、試料採取時のサイズも考慮し、ダイヤ試料は高さ15cm, 直径5.5cmに、また、チューブ試料は、原形のままから、高さ17cm, 直径7cmに整形して試験した。

排水条件は、排水(CD)と非排水(CU)条件の両方で行った。さらに初期有効拘束圧や圧密条件($K = \sigma'_h / \sigma'_v$)および載荷速度をパラメータとして実験を行った。これらの試験条件をまとめて表1に示す。

次に示す実験結果から、ダイヤ試料のNo. 2, 3は乱れの少ない試料、No. 7, 8のチューブ試料は乱れのある試料と考えられる。なお、詳細な乱れの指標は後に議論する。また、一部の試料を対象に、載荷直前に無拘束状態で超音波パルス試験を行ない、波動伝播速度を計測し、三軸圧縮試験の検証に用いることにした。

表1 固結シルト(土丹)の三軸圧縮試験条件

サンプリング方法	ダイヤモンド・コアドリル						トリプルチューブ	
	1	2	3	4	5	6	7	8
Test No.								
排水条件	CD		CU	CD	CD	CU	CD	CU
圧密条件 ($K = \sigma'_h / \sigma'_v$)	1.0			0.5	1.0			
載荷速度 $\dot{\epsilon}_a$ (%/min.)	0.01				0.0005		0.01	
拘束圧 σ'_c (kN/m ²)	σ'_v	$2\sigma'_v$	$0.5\sigma'_v$	$0.5\sigma'_v$	σ'_v	σ'_v	σ'_v	σ'_v
上載圧 σ'_v (kN/m ²)	63.7						72.6	81.4

2.3 三軸圧縮試験結果(応力-ひずみ関係)

三軸圧縮試験により得られた応力(偏差軸力 q) - 圧縮ひずみ ϵ の関係を図3に示す。図3にはLDTにより求められた圧縮ひずみと、三軸試験では最も一般的である外部センサーにより得られた圧縮ひずみの両方が示されている。図3(a)はダイヤ試料の試験結果で、初期変形係数の高い試料の代表(No. 2, 3)である。一方、図3(b)はチューブ試料によって採取された試料(No. 7, 8)の結果である。両図ともに特徴的なのは、LDTと外部センサーによるひずみに大きな差があることである。特に、図3(a)の試料ではLDTによる応力-ひずみ関係は立ち上がり時から剛性が大きいのに対して外部センサーによる応力-ひずみ関係は立ち上がり剛性が低くその後剛性が上がるという不自然な関係で、LDTが微小ひずみ領域の挙動をよく捉えていることが推測できる。従って、以下では外部センサーのデータは用いず、LDTのデータを用いて議論する。

表2に全試料の最大圧縮強度 q_{max} 、破壊ひずみ ϵ_f 、初期変形係数 E_0 をまとめて示す。ダイヤ試料(No. 1~6)の破壊ひずみは0.217~0.318%、最大圧縮強度は3,863~5,190kN/m²の範囲にある。一方、チューブ試料(No. 7, 8)の破壊ひずみは0.251~0.265%、最大圧縮強度は3,661~4,517kN/m²に分布している。全体的に圧縮強度や破壊ひずみの値は、ダイヤ試料とチューブ試料で大きな差はない。しかし、ダイヤ試料のNo. 2, 3は、図3(a)に見られるようにLDT計測による立ち上り部の応力-ひずみ関係はほぼ直線であるのに対し、チューブ試料のそれは図3(b)に示すように直線ではなく、No. 2, 3とは異なっている。すなわち、図3(b)では、LDTによる計測でも立ち上がり時は剛性が少し小さく、その後大きくなり、

表2 LDT 試験結果一覧

サンプリング方法	ダイヤモンド・コアドリル						トリプルチューブ	
Test No.	1	2	3	4	5	6	7	8
最大圧縮強度 q_{max} (kN/m ²)	5190	4357	4926	4375	4,650	3863	4517	3661
破壊ひずみ ϵ_f (%)	0.318	0.217	0.219	0.260	0.239	0.292	0.251	0.265
初期変形係数 E_0 (MN/m ²)	2213	3350	3834	2455	2616	1707	2312	1468

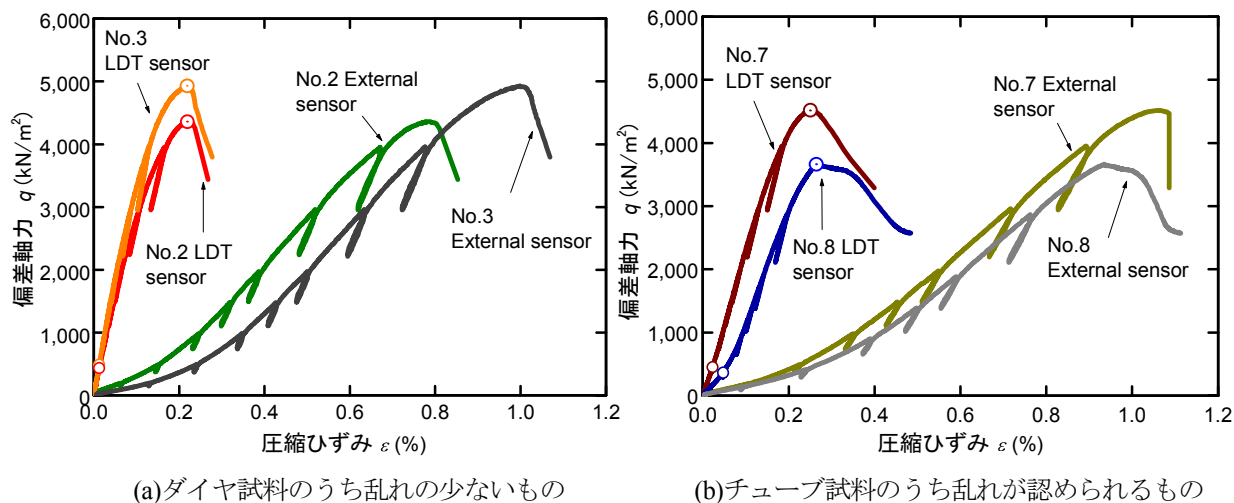


図3 応力-ひずみ関係

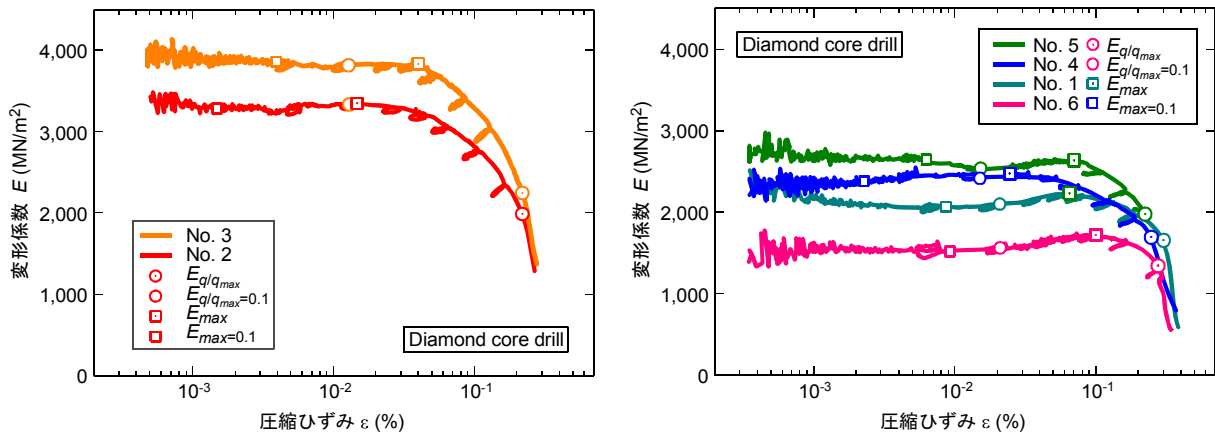
(破壊ひずみ時の位置を○, その0.1倍の荷重時の状態を○で示す)

応力-ひずみ関係は下に凸な形状をしているが、これが乱れの直接的な影響と考えられる。なお、乱れの影響については次項で議論する。

各試料の応力-ひずみ関係から割線変形係数 E を計算し、 E - ϵ 関係にまとめ図 4 に示す。図 4(a) はダイヤモンド試料による乱れの少ない試料に関する結果であり、図 4 (b) がダイヤモンド試料の中でも乱れが認められる試料 (No. 1, 4, 5, 6), そして図 4(c) がチューブ試料の結果である。ダイヤモンド試料のうち、試料 No. 2, 3 は図 4(a) に示すように、変形係数 E は $\epsilon=4 \times 10^{-2}$ % 付近まで $3,200 \sim 4,000 \text{ MN/m}^2$ と高くフラットである。一方、ダイヤモンド試料のうち、No. 1, 4~6 は図 4(b) に示すように、変形係数が $1,500 \sim 3,000 \text{ MN/m}^2$ と No. 2, 3 に比べるとやや小さく、圧縮ひずみ $\epsilon=10^{-3}$ % から $\epsilon=4 \sim 8 \times 10^{-2}$ % 付近までの間において、ほぼフラットかやや下に凸のカーブを描いている。ここで、小さいひずみで変形係数のばらつきがある (図で曲線がなめらかではない) のは、計測器の分解能やデジタル化の際の丸めの誤差のためであると考えている。

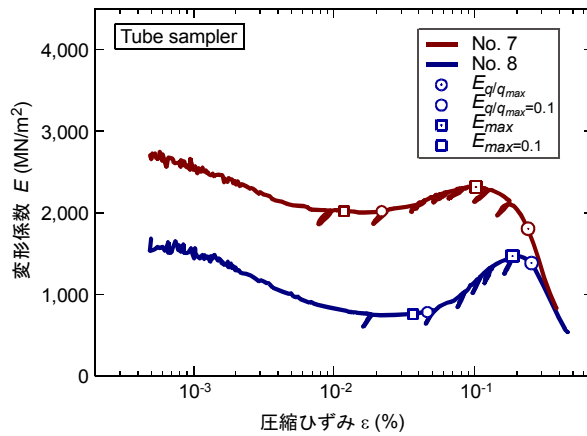
チューブ試料の No. 7, 8 では図 4(c) に示すように、変形係数 E は荷重の初期から低下するが、 $\epsilon=3 \times 10^{-2}$ % あたりからやや上向きに転じていく。これは、試料内部にサンプリング時における振動やその後の応力解放によって生じたマイクロクラックがあることが原因と考えられる (ここで、目に見えない微少なクラックのことを既往文献^{25),26)}の記述等から引用し、マイクロクラックと定義し記述する)。すなわち、荷重の初期ではマイクロクラックが開いているので見かけの剛性が低い、クラックが閉じるに従い剛性が回復してくると考えられる。特に、チューブ試料の結果は、ダイヤモンド試料全般に比べて $\epsilon=10^{-3} \sim 10^{-2}$ % の領域の剛性低下が著しい。クラックのある試料ではクラックが閉じる分だけ見かけのひずみは大きくなる。これが、乱れない試料 (図 4(a)) で剛性が急に低下し始めるのは $\epsilon=10^{-1}$ % より小さめのひずみであるのに対し、チューブ試料は一旦剛性が回復して再び剛性が増加するひずみが 10^{-1} % より大きくなっている原因と考えられる。

なお、このクラックが閉じることによるひずみは破壊ひずみ (図 3, 図 4 の○位置のひずみ) に比べれば充分小さく、これが前に述べた乱れの有無で破壊ひずみにはあまり差が無かった理由と考えられる。



(a) ダイヤ試料のうち乱れの少ないもの

(b) ダイヤ試料のうち乱れが認められるもの



(c) チューブ試料

図4 E - ε 関係 (破壊ひずみ時の位置を○, その0.1倍の荷重時の状態を○, 破壊直前に変形係数最大値を示した位置を□, その0.1倍時の荷重の状態を□で示す)

2.4 試料の乱れに関する評価

図4で示したダイヤ試料, チューブ試料の応力-ひずみ関係を基に, 乱れの影響を検討する. 小高ら²⁵⁾は堆積軟岩試料の乱れの評価法として, 2つの指標 I_d を用いて整理しているが, 本論ではこれに倣って, 指標 I_{d1} , I_{d2} を以下のように設定する.

$$\begin{aligned} I_{d1} &= 1.0 - E_0 / E_f \\ I_{d2} &= 1.0 - E_{q/q_{max}=0.1} / E_f \end{aligned} \quad (1)$$

ここで $E_{q/q_{max}=0.1}$ は $q/q_{max}=0.1$ となる時の変形係数である. また, E_0 は LDT で得られた $\varepsilon=10^{-3}$ % で定義した接線変形係数, E_f は PS 検層サスペンション法で得られた変形係数である. なお, 採取地点の PS 検層はダウンホール法で行われ, 動的な変形係数 (動ヤング率) は $E_d=1,347\text{MN/m}^2$ と LDT 試験結果より同程度かやや小さい. そこで, 超音波測定結果の変形係数 ($1,648\sim 3,041\text{MN/m}^2$, No. 2, 3 では実施せず) や LDT の初期変形係数の最も高い値を参考に, 最も高い値を示した No. 3 の初期勾配を $E_f (=3,834\text{MN/m}^2)$ と設定した. なお, 参考の超音波測定結果は, 文献 23) に泥岩では拘束圧依存性が殆どないことが報告されていることなどから, 無拘束圧状態のものである. また, 文献 25) では接線変形係数を用いているが, 本論では接線勾配のバラツキが大きかったため, 割線変形係数を採用した.

得られた I_{d1} , I_{d2} の相関を図5に示す. これらの指標 I_d はそれぞれの値が小さいほど試料の乱れがない傾向を表す²⁵⁾. 実際, 指標は, No. 2, 3 の試料では非常に小さい. これらの試料は, 図3の応力-ひず

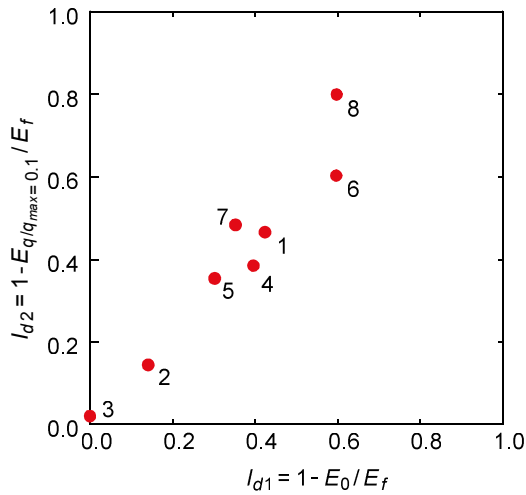


図5 軟岩の試料の乱れを表す指標

$I_{d1} = 1.0 - E_0 / E_f$ と $I_{d2} = 1.0 - E_q / q_{E_{max}=0.1} / E_f$ の関係
(図内の数字は試料 No.)

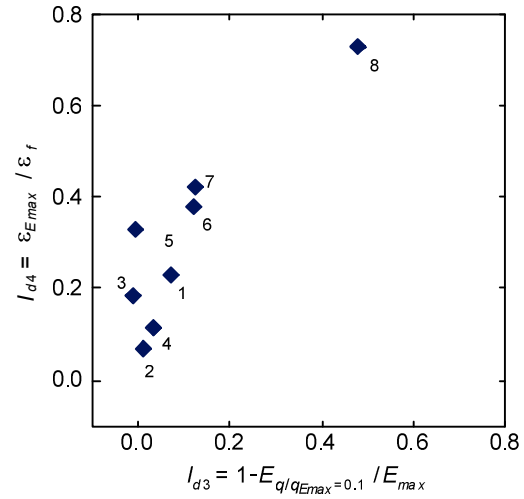


図6 軟岩の試料の乱れを表す指標

$I_{d3} = 1.0 - E_q / q_{E_{max}=0.1} / E_{max}$ と $I_{d4} = \epsilon_{E_{max}} / \epsilon_f$ の関係
(図内の数字は試料 No.)

み関係でも乱れの少ないことがわかった試料である。また、No. 8 (チューブ試料) の値が最も高く、ついで No. 6 (ダイヤ試料) の結果が乱れの多い結果となっている。

これら I_{d1} , I_{d2} の指標には変形係数の絶対値の大きさが大きく影響する。本論では、変形係数の絶対値の大小にかかわらず、下に凸の傾向を顕著に示さない試料もあることに着目した。载荷中にマイクロクラックが閉じて硬化する現象に特に配慮し、 E_0 とは別に、破壊直前に示す最大変形係数を E_{max} とし、その時の荷重 $q_{E_{max}}$ を 0.1 倍して得られる荷重 $q_{E_{max}0.1}$ の時の変形係数との差を用いて、新しい指標 I_{d3} を式(2)のように定義した。さらに、乱れの多いと考えられる試料の場合、载荷時にマイクロクラックが閉じて硬化し、最大変形係数を示すひずみが共通して大きくなり、その直後に破壊に至る傾向にあることから (例えば、図 4(c) の試料 No. 8 参照)、最大変形係数を示した時の圧縮ひずみ $\epsilon_{E_{max}}$ と破壊ひずみ ϵ_f との差の大きさが乱れの指標として現れることに着目し、新たに I_{d4} を式(2)の様に定義した。

$$\begin{aligned} I_{d3} &= 1.0 - E_q / q_{E_{max}=0.1} / E_{max} \\ I_{d4} &= \epsilon_{E_{max}} / \epsilon_f \end{aligned} \quad (2)$$

これらの I_{d1} , I_{d2} および I_{d3} , I_{d4} を求めるのに必要な破壊ひずみなどは図 3, 図 4 に \odot \square および \circ \square 印で示してある。図 6 に示すように、No. 8 の値が最も大きく、ついで No. 7 といずれもチューブ試料が大きな値となり、クラックが閉じるまで変形係数が下がる傾向をよく表している。なお、双方の図を通じて No. 2, 3 は乱れの少ない試料といえよう。

指標 I_{d1} , I_{d2} を計算する際、文献 25) では E_f はサスペンション PS 検層結果から求められた変形係数を採用している。ところで、サスペンション法とダウンホール法とでは波動伝播速度は局所的には差があるが平均的には同じ値を示す²⁷⁾。文献 25) では、ダウンホール法による動的変形係数よりサスペンション法のその値が大きく、さらに LDT による変形係数がダウンホール法よりも大きな値となったことが示されているが、これは、局所的なばらつきによるものかもしれない。基本的には、乱れの影響を考慮するには E_f は乱れない状態に対応するものが好ましいので、ここでは文献 25) には従わず、LDT による変形係数の最大値を E_f と設定した。また文献 25) には、チューブ試料に比べて、ブロックサンプリング試料 (BS 試料) や「固定度の良い単管のダイヤモンド・コアパレルを用いてダイレクトコアリングする (DC 試料)」、もしくは「コンクリートコア抜き用のコアドリルを用いた単管のダイヤモンド・コアパレルを用いてダイレクトコアリングする (H-DC 試料)」方法 (直径はそのまま三軸試験試料とする) を比較的乱れの少ない方法として報告している。今回用いたダイヤ試料は、コンクリートコア抜き用の単

管 (H-DC) を使用しているため、乱れの少ない採取方法といえる。

以上の考察から、ダイヤモンド試料の乱れは少なく、地表で試料が応力解放を受けてもマイクロクラックが多く発達しなかったと考えられる。また、ダイヤモンド試料で乱れが少ないのは、地表近くの至近距離で試料を採取していることから、深い深度で採取した試料よりドリルの回転ブレが相対的に少なく、ダイヤモンド・ビットを使用したことから試料採取がスムーズに行われた事が原因と考えられる。一方、ボーリングによるチューブ・サンプリングはロッドを介して回転を与え、試料を採取することからロッド回転のブレや僅かなボーリングの穴曲がり等によりイレギュラーな振動が作用することによって乱れやマイクロクラックが多く発生していると考えられる。また、深い位置に堆積していた試料は、採取直後の応力解放によりクラックが多く発生する可能性がある。これらがダイヤモンド試料とチューブ試料の乱れの発生に関する差異であると考えられる。

ダイヤモンド試料の中では、No. 2, 3 は変形係数 E が大きくなったが、図 4(b) に示した No. 1, 4~6 の変形係数は No. 2, 3 に比べて低いにもかかわらず、クラックが閉じて強度を発現するような現象は顕著には見あたらなかった。それぞれの試料の乱れの程度の差は、サンプリング時の振動や応力解放、マイクロクラックの発生程度の差、これらの条件に加え、試料の粒度組成も影響を及ぼしているかもしれない。本試料は残念ながら粒度組成を詳細に把握していないので言及は避けるが、堆積軟岩のサンプリングとその後の試験は非常に繊細なものであると考えられる。

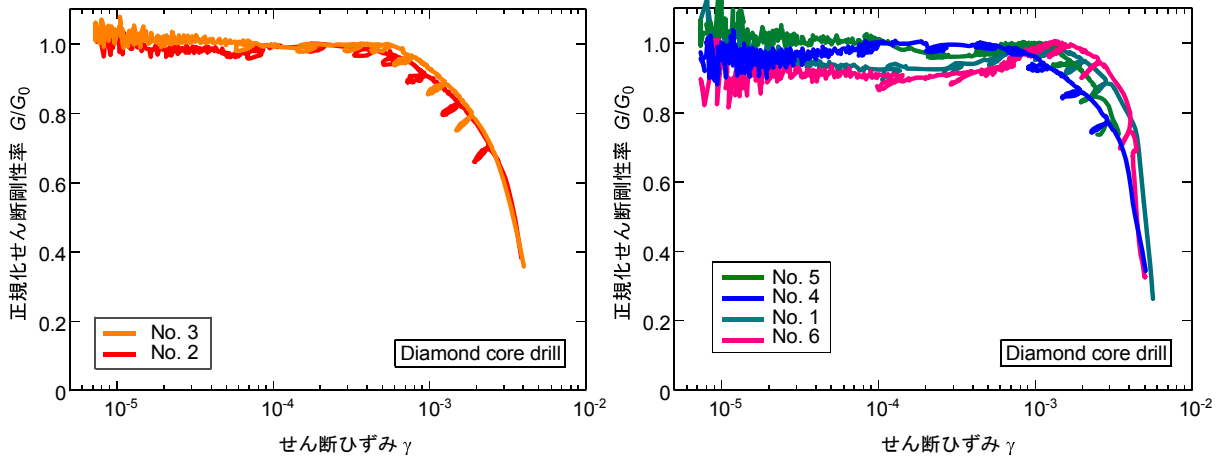
2.5 せん断変形に関する変形特性 (G/G_0 - γ 関係)

三軸圧縮試験結果より得られた変形係数 E と PS 検層結果から求めたポアソン比 ν ($=0.477$) を用いてせん断剛性 $G = E / \{2(1 + \nu)\}$ を算出した。さらに、これを線形時のせん断剛性で除して、せん断剛性比を求めた。また、せん断ひずみ γ と圧縮ひずみ ε との関係 [$\gamma = (1 + \nu)\varepsilon$] より、 $\gamma = 1.48\varepsilon$ とした。ここで、乱れていない試料では微小ひずみ域 (概ね 10^{-4} 以下) では剛性は一定であるので、その値で除すことによってせん断剛性比 G/G_0 を求めた。しかし、乱れた試料では一旦剛性が低下し、その後上昇する。このような場合には剛性が回復してからの最大剛性を G_0 としてそれぞれの値を除すことによってせん断剛性比を求めた。2.3 節と同様、乱れの少ないダイヤモンド試料、乱れの認められるダイヤモンド試料、そしてチューブ試料の 3 種類に区分してまとめ、図 7(a),(b),(c) に示した。

図 7(a) に示す乱れないダイヤモンド試料 (No. 2, 3) では、せん断剛性比 (G/G_0) はせん断ひずみ $\gamma = 10^{-3}$ 付近までほぼ 1.0 と剛性の変化はなく、その後急激に剛性が低下する非線形性を示す。せん断ひずみ $\gamma = 10^{-3}$ では、 G/G_0 は 0.9~1.0 である。一方、図 7(b) に示した乱れのあるダイヤモンド試料では、 $\gamma = 10^{-5} \sim 10^{-4}$ のオーダーでクラックが閉じて剛性が高まるため、ピークを示す付近で $\gamma = 1 \sim 2 \times 10^{-3}$ と、図 7(a) に比べて、右 (ひずみの大きい) 側にシフトしている。この傾向は、図 4(b) では、明瞭には判別できなかったが、 G/G_0 - γ 関係で表示するとよく分かる。最後に、図 7(c) に示すチューブ試料では、 G/G_0 は $\gamma = 10^{-5}$ あたりから低下するが、その後一旦上昇に転じ、 $1 \sim 3 \times 10^{-3}$ 付近でピークを示した後急激に低下していく。

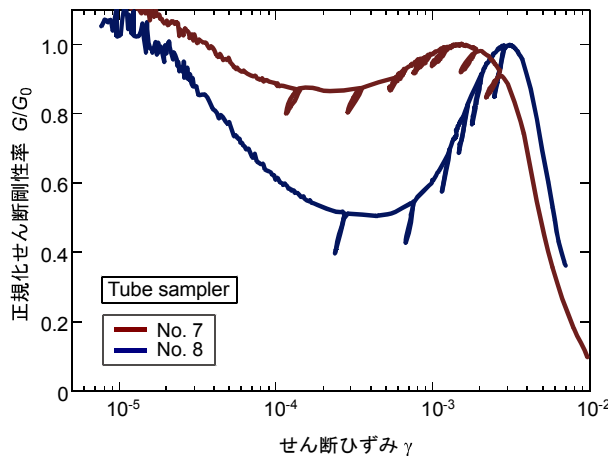
これは、先に述べたように、マイクロクラックが一旦閉じて最大強度を発揮し、その後のピークを向かえた後急激な非線形化、破壊へと至っていると考えられる。しかし、動的変形特性試験では、各ステップにおいて一定応力の繰返し荷重を小さなレベルから順次増加させ、大きな応力振幅まで載荷するような載荷法を用いている。従って、図 7(c) に示した試料をこの方法で載荷したと仮定すると、マイクロクラックが閉じるような動きは見られず、クラックの開口がさらに大きくなり非線形化あるいは破壊に進行していくことが推定される。とすれば、得られる剛性はより小さいものとなる。

ここで、ダイヤモンド試料とチューブ試料の中から、乱れの少ないダイヤモンド試料 (No. 2) と乱れが多いチューブ試料 (No. 8) を選び、除荷時の変形係数をより詳細に把握するため、今まで示した割線変形係数に対してそれぞれの接線変形係数を計算してみた。図 4 で示した除荷時における割線変形係数は、応力が低下する影響により小さくなるが、図 3 から分かるように除荷時にはほぼ弾性的な挙動を示すので、接線変形係数は除荷直前の値よりも逆に大きくなる。従って、応力-ひずみ関係を部分的に詳細に評価するためには接線剛性の方が良いという考えである。なお、接線剛性は隣接するデータ (初期は 1 秒間隔) の二つの点を結ぶ直線の勾配 (平均化処理せず) として求めたものである。それぞれの割線と接線変形係数を比較したものが図 8 である。図で は小さい除荷を行ったときの状態を表している。ダイヤモンド試料



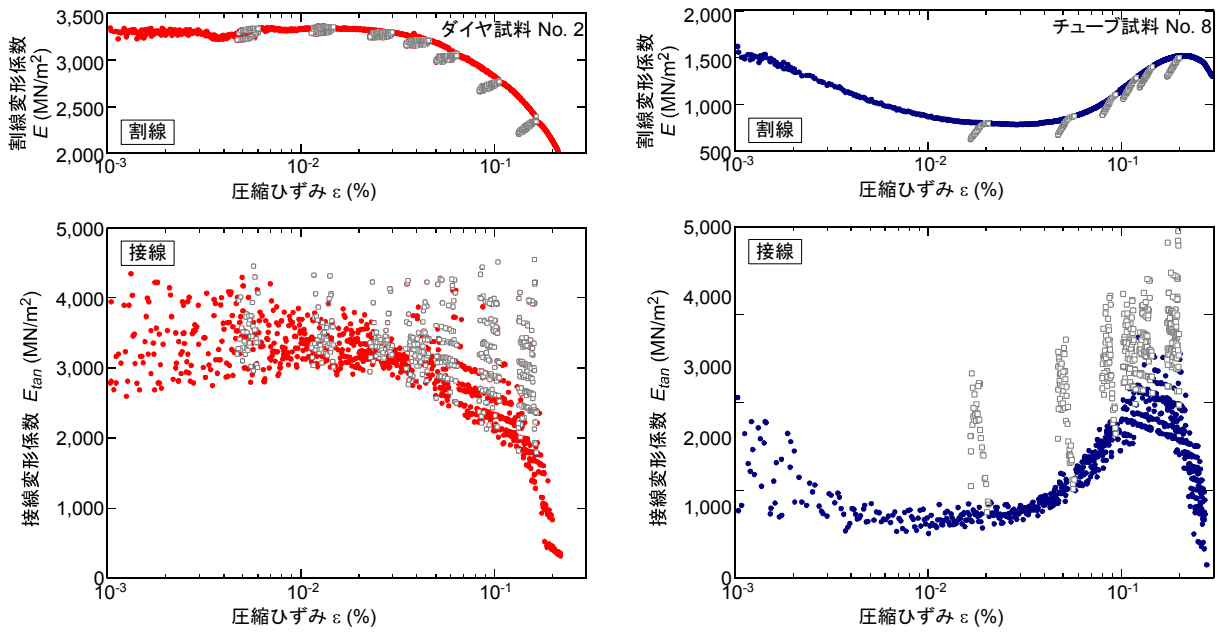
(a)ダイヤモンド試料のうち乱れの少ないもの

(b)ダイヤモンド試料のうち乱れが認められるもの



(c)チューブ試料

図7 G/G_0 - γ 関係



(a)乱れの少ないダイヤモンド試料(No. 2)

(b)乱れの認められるチューブ試料 (No. 8)

図8 乱れの少ない試料と乱れの認められる試料の除荷時の割線・接線変形係数

では除荷時の変形係数の最大値は初期段階の変形係数の最大値とほぼ同等であり、この点からもダイヤ試料では乱れが少ないことがわかる。一方、チューブ試料 No. 8 では、除荷時の変形係数は初期勾配より大きく、また、ひずみが大きくなるに従い大きくなっている。これは、クラックがひずみとともに閉じていくためと考えられる。図 8(b)では、除荷時の変形係数の最大値は乱れない試料のそれと同じオーダーまで至っている。

以上より、LDT 試験で得られた変形係数は、ダイヤモンド・コアドリルを使用して採取したダイヤ試料の方がチューブ・サンプリング試料に比べて乱れが少ないことが分かった。また、チューブ試料に見られた変形係数の回復傾向は、クラックが閉じていく過程と考えられることが分かった。さらに、試料はおおむねひずみが $\gamma=10^{-3}$ 程度まではほぼ弾性状態であり、その後急激に剛性が低下していく傾向があることが分かった。

3 統計的な動的変形特性

前章で示したのは一部除荷を含むとはいえ、全体としては単調載荷の試験結果である。一方、小さいひずみから繰り返し載荷をすると、クラックが開いていく等の劣化現象も発生する可能性があるため、単調載荷時の結果をそのまま動的変形特性に適用できるとは限らない。そこで、ここでは、多数の比較的固い粘性土試料の動的変形特性試験結果を整理する。

道路橋示方書¹²⁾では、耐震設計上の基盤面は、粘性土では N 値 25 以上、もしくはせん断波速度 300m/s 程度以上と定義している。そこで、過去にサンプリングし動的変形試験を実施した試験結果から、 N 値が 30 以上または、 V_s が 300m/s の洪積粘性土、第三紀層泥岩・シルト岩のデータを収集した。また、比較のために、 N 値 30 以下かつ、 $V_s=300$ m/s 以下の粘性土の洪積層のデータも同様に収集した。前者のサンプル数は 71 で、後者は 61 である。なお、建築分野では建設省告示(第 1461 号)¹⁰⁾により、工学的基盤はせん断波速度 $V_s=400$ m/s 程度以上の地層とされているが、砂質土・粘性土の区分はない。筆者らの経験では、実務における地震応答解析では $V_s=300$ m/s 以上の地盤は弾性として扱われることが多いことから、ここでは道路橋示方書に準拠してデータを分類している。ちなみに、工学的基盤より深い位置に堆積し V_s が大きい堆積軟岩は、関東地方では上総層群の土丹(固結シルト)や三浦層群が想定され、それぞれ更新世末期～鮮新世第三紀、中新世に堆積した地層である。しかし、このような地層の不攪乱試料を採取し、動的変形特性試験を行う機会は一般の地盤調査においては極めて少ない。従って、上総層群や新第三紀の軟岩ではなくても、工学的な基盤面として定義されるような固い地層という定義で、 N 値と V_s による指標で資料を整理しているということもできる。

試料の条件は表 3 に示すとおりである。なお、不攪乱試料の採取深度では N 値が得られていないため、サンプリング深度の前後の N 値や異なるボーリングの同地層、同程度の深度の N 値も参考にしており、また、サンプリング試料が PS 検層のボーリング位置ではないこともあるので、 V_s も同じ地層、同程度の深度の情報を用いて補完している。特に、 N 値のデータは変化が大きくやや幅を持っている。

表3 動的変形試験の整理に用いた粘性土サンプルの条件

データ整理の条件	項目	最小	最大	平均	標準偏差
軟岩試料 (N 値 ≥ 30 または $V_s \geq 300$)	N 値	14	60	28.8	13.5
	V_s (m/s)	260	650	360.0	72.5
洪積粘性土試料 (N 値 < 30 かつ $V_s < 300$)	N 値	2	17	7.3	4.3
	V_s (m/s)	110	270	218.0	40.1

善ら⁹⁾、Vucetic ら²⁸⁾をはじめとし、粘性土の動的変形特性を塑性指数のみの関数として表すことは良く行われる。しかし、わずかに拘束圧に依存しているという報告もある²⁴⁾。そこで、ここでは、塑性指数と拘束圧の両方を考慮して動的変形特性のデータを整理する。なお、動的変形特性を整理するにあたって良く使用される指標に、せん断定数が初期の 50%になるひずみ、すなわち基準ひずみ γ_r があるが、軟岩やそれに近い固い試料の動的変形試験ではこのようなひずみまで試験を実施できていない例が多い。

また、前章に示した LDT 試験の結果から、乱れの少ない泥岩試料は概ね $\gamma=10^{-3}$ のひずみより少し小さなレベルから剛性低下が現れる傾向が認められ、 $\gamma=10^{-3}$ における G/G_0 の値が比較的汎用性が高いと考え、ここでは $\gamma=10^{-3}$ における G/G_0 値（以降、 $G/G_{0(\gamma=10^{-3})}$ と略称する）を指標として整理する。

なお、動的変形特性を実施する際、通常、試験後に粒度試験や液性・塑性試験などが行われる。しかし、土丹（固結シルト）や泥岩などの固結試料の場合、試料を砕いて試験を行う必要があることから、液性・塑性試験が実施困難なケース（全サンプル数 71 のうち 9 試料存在）がある。そこで、粒度試験と液性・塑性試験を双方実施したケースの値をまとめ、粘土分含有率とシルト分含有率の比 (x) と塑性指数 I_p との関係を図 9 の様に整理したところ、概ね線形の関係が見られた。その関係を最小自乗法を用いて求めると、 $I_p=32.1x+8$ の関係が得られた。図中にはこの関係も示している。以下の実験値の整理で、粒度試験を実施し、液性・塑性試験を実施していない場合はこの関係式で塑性指数を求めた。

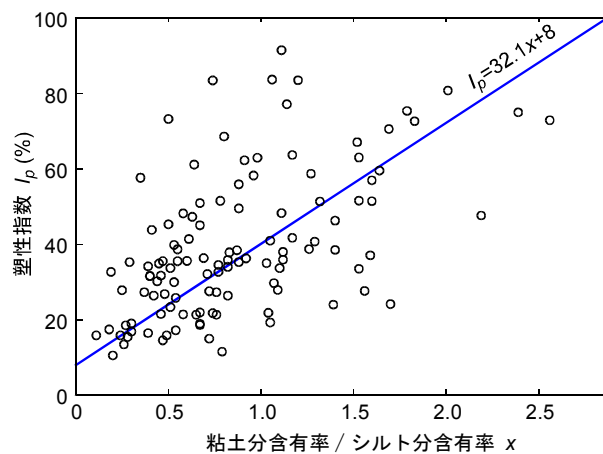


図9 塑性指数—粘土分含有率/シルト分含有率関係

3.1 拘束圧と塑性指数の影響

善ら⁶⁾は粘性土の動的変形特性は沖積層を除き、非線形性の拘束圧依存性は少ないと指摘している。そこで、拘束圧依存性を確かめるために、 $G/G_{0(\gamma=10^{-3})}$ との関係を、図 10(a)に描いたが、固い洪積粘性土、堆積軟岩 ($N=30$ または $V_s=300$) の分布を見ると、拘束圧が大きいところでは $G/G_{0(\gamma=10^{-3})}$ が小さいデータは少ないが、全体としては、拘束圧依存性は明瞭には見ることができない。一方、図 10(b)に示した塑性指数と $G/G_{0(\gamma=10^{-3})}$ の関係では、塑性指数が大きくなるにつれ $G/G_{0(\gamma=10^{-3})}$ の値も大きくなる傾向がある。一般的に塑性指数が大きいということは、土に物理的なねばりや安定感が存在することを意味し、非線形特性がゆっくり表れるので、 $G/G_{0(\gamma=10^{-3})}$ も大きいことが想像でき、この結果は自然であるといえる。前述のように乱れが少ないと $G/G_{0(\gamma=10^{-3})}$ の値が大きいので、 $G/G_{0(\gamma=10^{-3})}$ の上限付近のデータを選び（■で表す）、最小自乗法により求めた直線を示すが、このラインが乱れの少ない（クラックの少ない）動的変形試験結果と想定される。この■で表した試料の V_s 、 N 値の平均はそれぞれ 365m/s、34 であり、特に V_s や N 値が高い試料に偏っているわけではない。これより、堆積軟岩試料に共通して $G/G_{0(\gamma=10^{-3})}$ の値が高いのは、 V_s や N 値などの堅さに依存するものではなく、サンプリングの良否による乱れに起因していると考えられる。

次に、拘束圧と $G/G_{0(\gamma=10^{-3})}$ の関係を塑性指数 20%ごとに層別し

図 11 に示す。乱れの影響が少ない試料と考えられる $G/G_{0(\gamma=10^{-3})}$ が大きいデータを見ると、拘束圧依存性は全く見られないが、塑性指数が大きくなるに従い、 $G/G_{0(\gamma=10^{-3})}$ が大きくなる傾向がある。

3.2 塑性指数毎の $G/G_{0-\gamma}$ 、 $h-\gamma$ 曲線

図 12 と図 13 に $N=30$ または $V_s=300$ m/s 以上の洪積粘性土、堆積軟岩試料に関して、塑性指数毎に層別した動的変形特性を示す。図 12 が $G/G_{0-\gamma}$ 関係、図 13 が $h-\gamma$ 関係である。これらのデータの中で最も

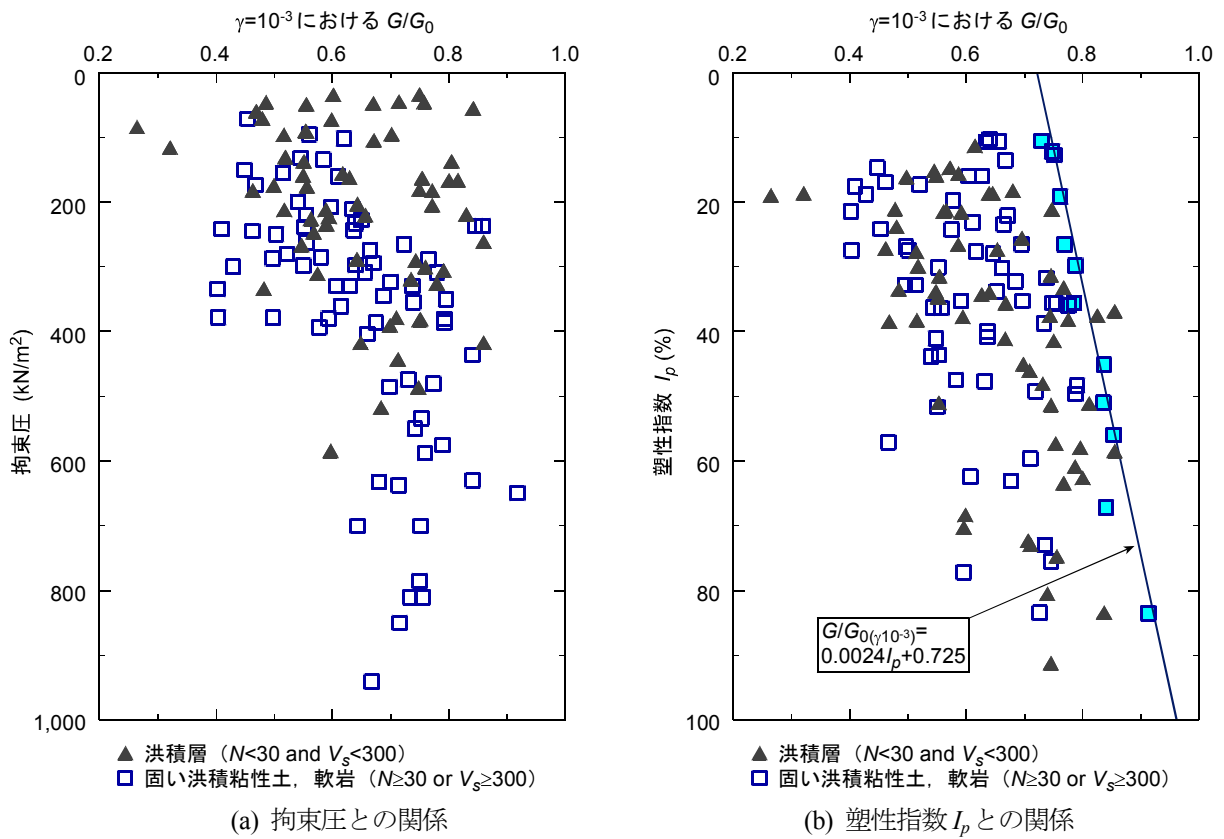


図10 $\gamma=10^{-3}$ における G/G_0 と拘束圧, 塑性指数との関係,

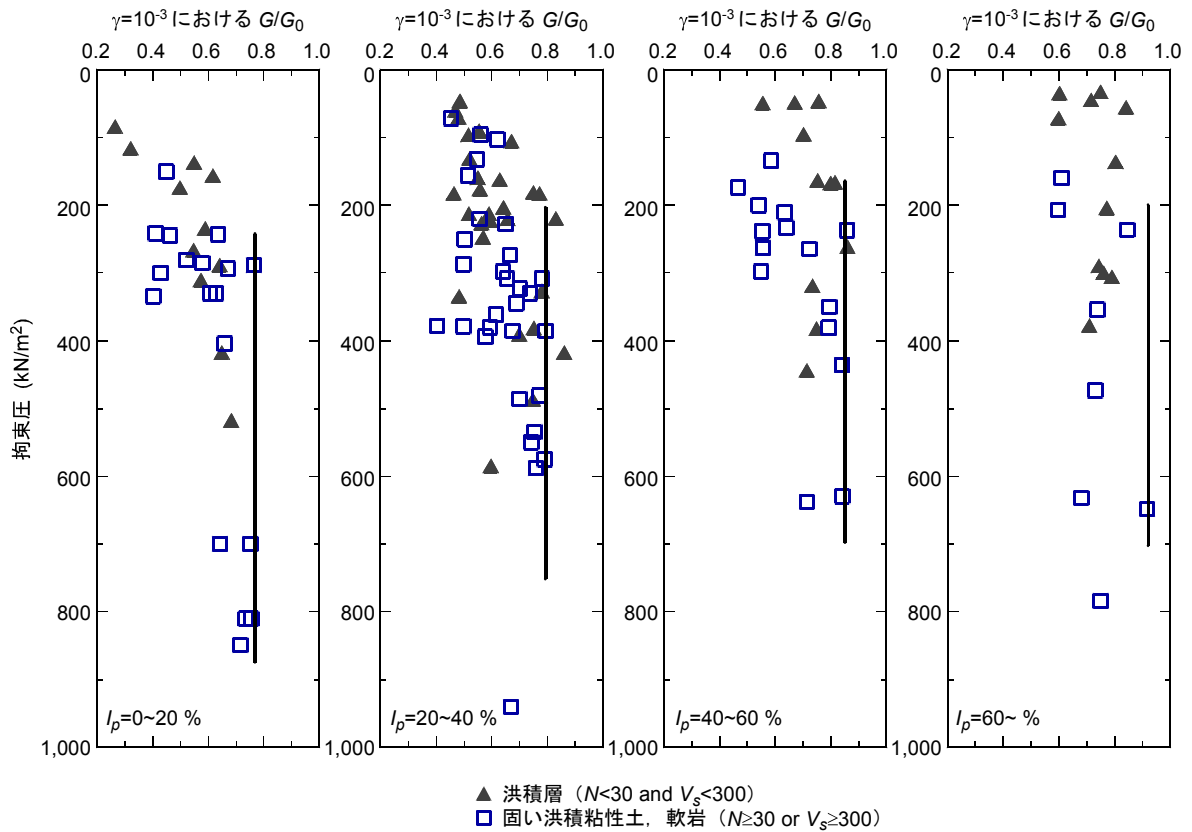


図11 塑性指数20%毎に層別した $\gamma=10^{-3}$ における G/G_0 と拘束圧との関係 (図中の直線は推定上限値)

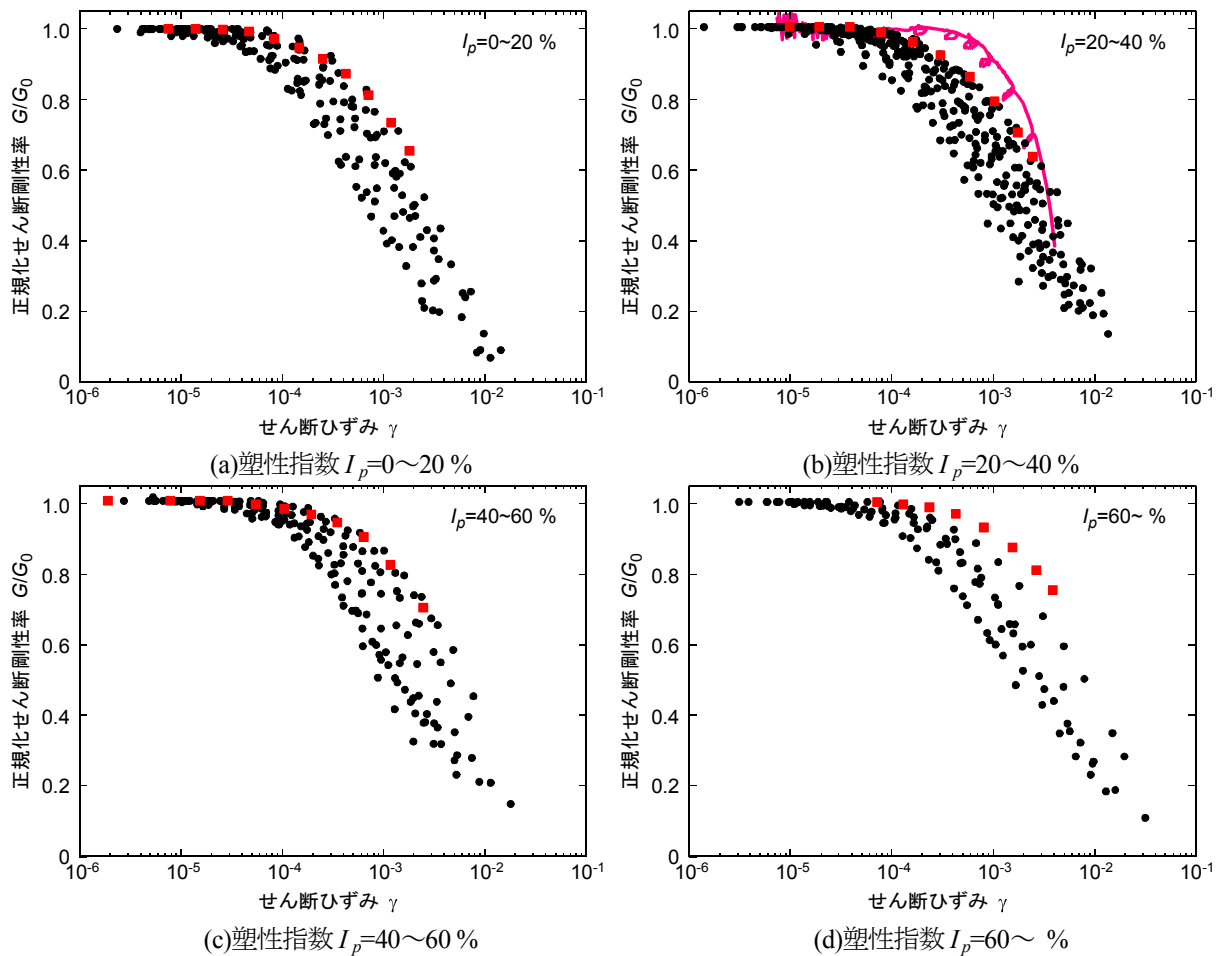


図12 塑性指数 (I_p) 毎に層別した G/G_0 - γ 曲線 (N 30または V_s 300m/s) ,
 (各図には最も乱れの少ない試料を赤色で表示, (b)にはLDTによるNo. 2の結果も併記)

乱れが少ないと判断したデータを, (G/G_0 - γ 関係), (h - γ 関係) で示した.

次に, LDT 試験に供したサンプリング試料の採取地点(網島)付近で採取した貫入試験試料を用いて液性・塑性限界試験を実施したところ. シルト分含有率 52.6~70.3% (平均 61.8%), 粘土分含有率 23.1~33.2% (平均 28.4%), そして塑性指数 $I_p=26.4\sim 38.4$ (平均 32.1) を得た. 試料採取位置がサンプリング試料の採取地点と全く同じというわけではないが, LDT 試験に用いた材料の粒度分布はこれに近いと考えられる. そこで, 同じ塑性指数に対する図 12(b)に, LDT 試験結果で最も乱れの少ないと考えられる No. 2 の結果を示した. 繰返し载荷における剛性の低下は静的試験より小さいひずみで発生しており, これが動的変形特性試験と静的試験の違いと考えられる.

3.3 乱れの少ない試料の G/G_0 - γ , h - γ 曲線のフィッティング

図 12, 図 13 で示した塑性指数毎の動的変形特性のうち, 最も乱れの少ないと考えられるカーブを定式化する. 本論で用いた試料は表層の材料より非線形化しにくいという特徴があるので, よく用いられる数学モデルの中では, 双曲線モデルより Ramberg-Osgood モデル (R-O モデル) の方が, 適用性が高いと考えられ, これを用いることにする.

Ramberg-Osgood モデルは次式で定義する.

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + \alpha (\tau / G_0 \gamma_r)^{\beta-1}} \quad (3)$$

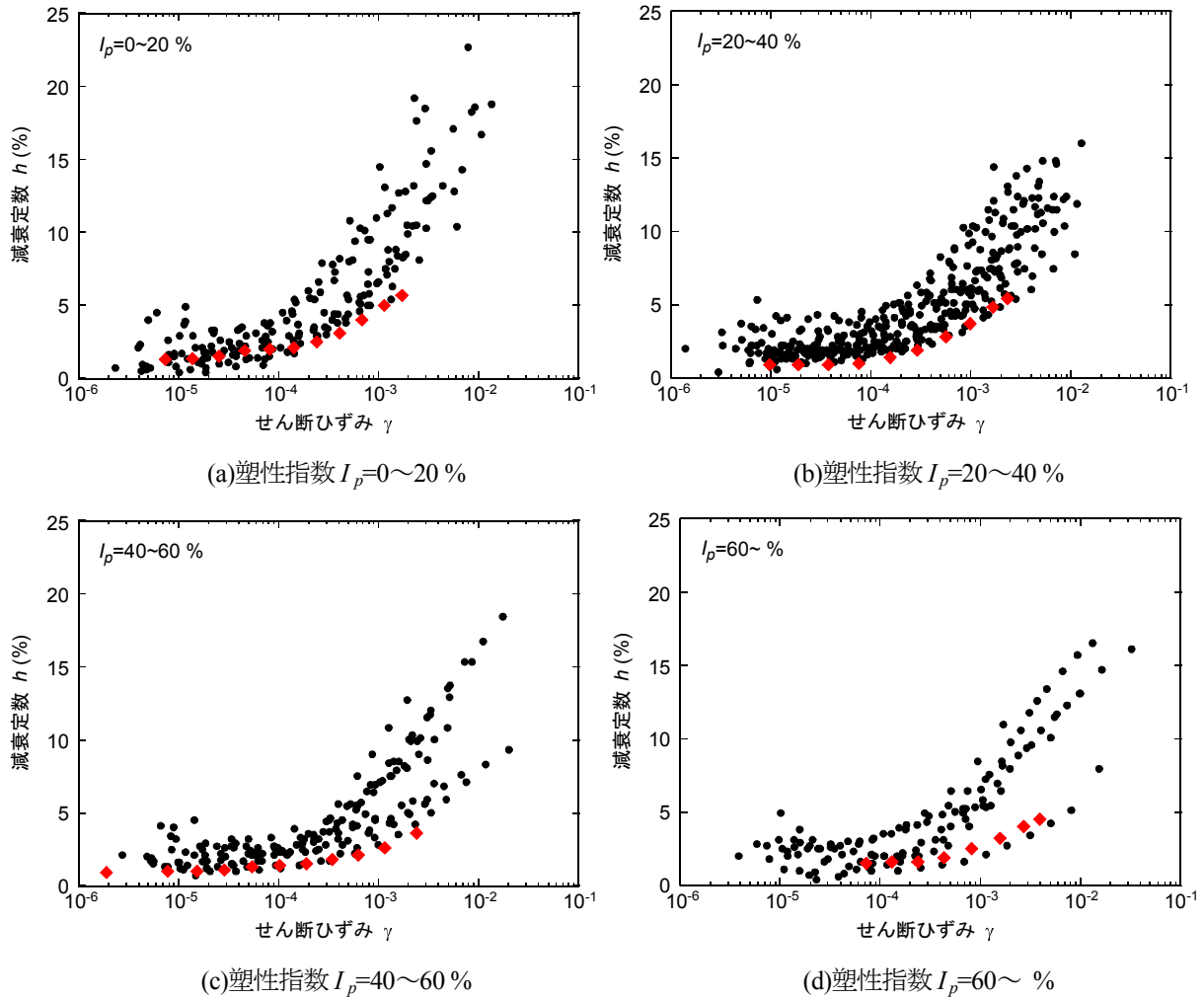


図13 塑性指数 $I_p=20\%$ 毎に層別した $h-\gamma$ 曲線 ($N=30$ または $V_s=300\text{m/s}$),
(各図には最も乱れの少ない試料を赤色で表示)

ここで、 G_0 はせん断弾性係数、 γ_r は基準ひずみ、 α 、 β はパラメータである。ここで、 $G = \tau/\gamma$ と置き換えると次式が得られる。

$$1 = \frac{G}{G_0} \left[1 + \alpha \left(\frac{G}{G_0} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^{\beta-1} \right] \quad (4)$$

これが、動的変形特性試験結果の表示と同じ、 $G/G_0-\gamma$ 関係である。次に、 $h-\gamma$ 曲線は Hardin と Drnevich の方法²⁹⁾に従い、次式のように置く。

$$h = h_{\max} \left(1 - \frac{G}{G_0} \right) + h_0 \quad (5)$$

ここで、 G/G_0 の値は式(3)、(4)の値を用いる。また、Hardin と Drnevich のモデル²⁹⁾では右辺第2項の h_0 はないが、図13では小さいひずみでも減衰が0にはならないので、ここでは一定の減衰を導入した。なお、R-Oモデルに Masing 則を適用して履歴曲線を作成すると、最大減衰比 $\overline{h_{\max}}$ は、

$$\overline{h_{\max}} = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{\beta-1}{\beta+1} \quad (6)$$

として得られるが、式(5)で用いた h_{max} は、この式によって計算したものではなく、 G/G_0 と h の関係の勾配として得られる値であり、別のパラメータである。フィッティングの結果を表4に示すとともに、対応する動的変形特性を実験値と比較して図14(a)~(d)に示す。

表4 R-Oモデルにフィッティングしたパラメータ

関係	パラメータ	塑性指数 I_p (%)			
		0~20	20~40	40~60	60~
G/G_0 - γ 関係 式(3)	α	2.1905	2.2262	2.4508	2.2505
	β	2.1313	2.1546	2.2933	2.1703
	γ_r	0.00410	0.00485	0.00645	0.0145
h - γ 関係 式(5)	h_0	0.014	0.009	0.010	0.015
	h_{max}	0.130	0.122	0.100	0.121

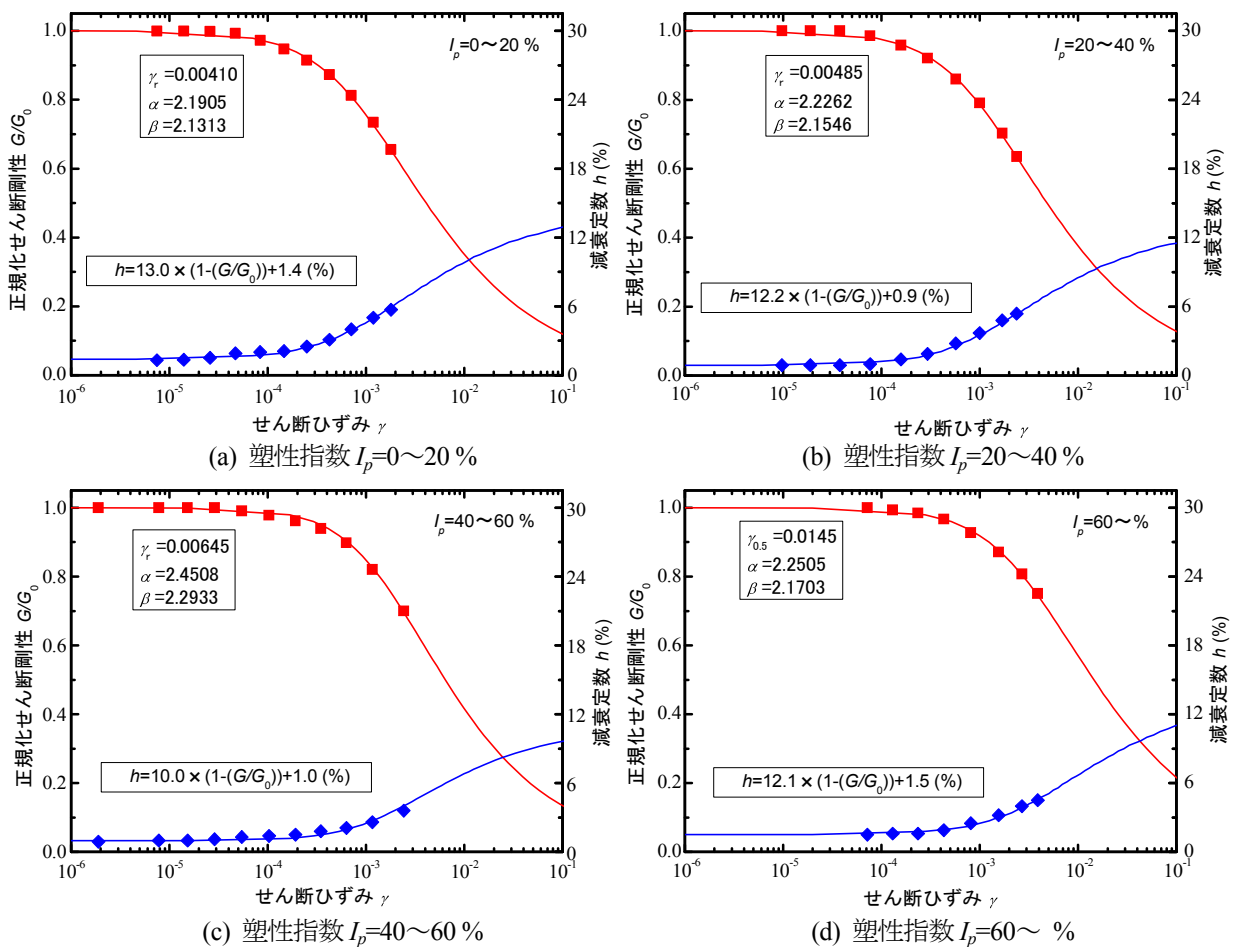


図14 塑性指数 $I_p=20\%$ 毎に選定した G/G_0 - γ 、 h - γ 曲線の既存骨格曲線へのフィッティング

4 考察

(1) 試料の乱れ

軟岩のLDT試験結果より、ダイヤモンド試料の中で乱れが少ない試料の G/G_0 - γ 関係は $\gamma=10^{-3}$ 付近まで弾性状態に近い挙動を示し、 $G/G_0(\gamma=10^{-3})$ は概ね 0.9~1.0 の範囲にある。また、比較的安定した径の削孔が可能なダイヤモンド・コアドリルによって浅い深度の試料を採取した方が、トリプルチューブ・サンプラー

よって採取するより乱れが少ない試料が得られる。試料の乱れの影響は、乱れの定量評価に関する指標 I_d からも、また、応力-ひずみ関係からも確認できた。なお、既往の乱れの定量評価に関する指標 I_d には、荷重载荷中にマイクロクラックが閉じて硬化する効果が含まれていなかったため、硬化後に示す変形係数最大値とその 0.1 倍の応力時の変形係数の差を用いる指標 (I_{d3}) や、最大変形係数と破壊時のそれぞれの圧縮ひずみの差を用いる指標 (I_{d4}) を新たに提案し、その適用性を検討したところ、いずれの指標でも乱れの程度を良く評価することができた。

LDT 試験の結果によれば、ダイヤ試料の全てでサンプリングや応力解放による乱れが全く無かったわけではない。载荷中に試料中のマイクロクラックが閉じて硬化したと考えられるようなカーブも一部存在した。洪積の固い粘性土や第三紀の堆積軟岩、固結シルト(土丹)はサンプリング方法や試料の状態、あるいは、土・岩の物理特性によって微妙に乱れが大きく誘発され、応力-ひずみ関係や動的変形特性に大きく影響を及ぼしていることが認識できた。

(2) 乱れの少ない動的変形特性

洪積層や第三紀層の軟岩で $N = 30$ または $V_s = 300\text{m/s}$ の試料の動的変形特性と LDT 装置を用いた単調载荷の結果で最も乱れの少ないものを比較したところ、一番剛性の高い試料の動的変形特性は、単調载荷の結果より少し小さいひずみから剛性低下を示すが、それでもひずみレベルはかなり一致した。残りの差が、動的変形特性試験を行った試料の乱れによるものか、繰返し载荷と単調载荷の载荷方法によるものなのかは、同じ試料を用いた試験を行っているわけではないので、断定できない。

もともと、高い拘束圧を必要とする泥岩試料などの動的変形特性試験では、拘束圧が大きいため微小ひずみ振幅の伸張载荷ができないこともあり、LDT 装置付きの単調载荷三軸試験装置が開発された経緯がある¹⁾。従って、両試験が同時に行われた例は少ない。数少ない文献のうち、セメント改良土の単調载荷三軸試験と繰返し载荷三軸試験の比較を行った実験³⁰⁾では、繰返し载荷試験結果の試料が、非線形性が早く現れることが報告されている。この傾向は本論で示すものと同じものであり、この点からも、本論で集めた動的変形特性データの中には乱れていない試料か、非常に乱れの影響の少ない試料が含まれていると判断できよう。すなわち、単調载荷と繰返し载荷の試料の挙動の違いは载荷方法にあると考えられる。

乱れの少ない試料では、非線形性の拘束圧依存性はほとんどない。しかし、動的変形特性は粘土分含有率によって変化し、粘土分含有率が多いほど、非線形性を示すひずみが大きくなり、非線形化しにくくなる。この傾向は、沖積粘性土と同じ性質である。

(3) 動的変形特性のモデル化

集めた動的変形特性の中では最も G/G_0 の大きいものが乱れの影響を受けていないデータと考え、塑性指数によって層別したデータごとに一番 G/G_0 が大きい試料を選び、Ramberg-Osgood モデルを適用してモデルパラメータの値を求めた。ここで提案した式は、まず、 G/G_0 - γ 関係に関わる係数 α , β , γ を決め、その後、 h - γ 関係に関わる係数 h_{max} と h_0 を決めるものであり、R-O モデルと、これに Masing 則を適用したものではなく、それぞれ別に定義しているものである。この際、 h - γ 曲線の減衰特性については、数学モデルでは小さいひずみで減衰はほぼ 0 から始まっているが、現場で採取した試料から求められる動的変形試験結果では、初期にも減衰が認められることも多いので、R-O モデルには現れない一定減衰 h_0 を設定した。一方では、この様な初期の減衰は、動的変形試験器械のひずみ測定時の摩擦によるものであるとの指摘もある。しかし、本論のデータで確認したわけではなく、本論では、良好な試料としての動的変形試験にカーブフィッティングしてパラメータの値を求めたものであり、 h_0 の値に物理的な意味があるのかというような議論をしていないことに注意されたい。

5 まとめ

本論文で得られた結論と今後の課題について以下に示す。

- 1) ダイヤモンド・コアドリルで採取した試料（ダイヤ試料）とトリプルチューブにより採取した試料（チューブ試料）を用いて LDT 試験装置付きの三軸圧縮試験を実施した．実務では同じように不攪乱試料として扱われているが，チューブ試料の方が乱れの程度は大きい．
- 2) 単調載荷を受ける乱れのある試料は，マイクロクラックの存在に起因すると考えられる影響により載荷の初期には剛性が低下するが，応力が大きくなるに従い，マイクロクラックが閉じ見かけの剛性が上がる．クラックが閉じると除荷時剛性は初期剛性に近くなる．また，乱れ影響で，乱れの少ない試料と乱れの多い試料とでは，非線形の特性は大きく変わるものの三軸圧縮強度はあまり変化がない．これは，圧縮強度付近ではクラックが閉じているからと考えられる．
- 3) クラックが閉じて発揮する変形係数の最大値とその荷重の 0.1 倍時の変形係数の差と，最大変形係数発揮時のひずみと最大圧縮強度時のひずみの差を用いて乱れの程度を定量評価する指標 (I_{d3} , I_{d4}) を提案した．提案法は指標として適用性がある．
- 4) 乱れが少ない試料では，せん断ひずみ $\gamma=10^{-3}$ までは剛性はほとんど低下しない（剛性比で 0.9 以上）が 10^{-3} を超える付近から剛性が急激に低下する．
- 5) $N=30$ または $V_s=300\text{m/s}$ の洪積粘性土や軟岩試料では，塑性指数と動の変形特性における $G/G_{0-\gamma}$ 曲線のせん断ひずみ $\gamma=10^{-3}$ における剛性比 $G/G_{0(\gamma=10^{-3})}$ とは相関がある．また， $G/G_{0(\gamma=10^{-3})}$ の拘束圧依存性は少ない．
- 6) 集めた動の変形特性に関するデータには多くのばらつきがあったが，これは試料の乱れの程度が異なることが原因と考えられる．試料の乱れが試料採取時に発生するとすれば，乱れた試料による動の変形特性を計算に用いることは，剛性を過小評価することになる．
- 7) 単調載荷との比較から，チューブ試料のなかで比較的乱れの少ない試料があることがわかった．これらから得られた動の変形特性では， $G/G_{0(\gamma=10^{-3})}$ は塑性指数に依存している．
- 8) このような性質を利用して求めた動の変形特性は，Ramberg-Osgood モデルでよく表現することができた．

「1. はじめに」で述べたように，本論で扱った堆積軟岩や $N=30$, $V_s=300$ の洪積粘性土は，工学的基盤と想定されることから，動の変形試験や LDT 試験等が行われることは少なかったし，これからも多くは期待できないのが現実であろう．その意味で，本論文で示した整理は完全とはいえないかもしれないが，実用的には価値があると考えている．実務的には，設計用の地震動はますます大きくなる傾向があり，このような材料の非線形性が必要とされる機会も増えると考えられる．今後，さらにデータを付け加えて，より精度の高い動の変形特性を明らかにしたいと考えているし，また，筆者ら以外にもデータを集めていただくことを期待している．

謝辞

LDT 試験結果のデータ整理については，(株)東京ソイルリサーチ，つくば総合試験所の村田健司氏に手伝ってもらいました．また，匿名査読者のコメントにより，論文が改良されました．関係諸氏に紙面を借りて感謝いたします．

参考文献

- 1) 地盤工学会：土質試験の方法と解説—第1回改訂版—，2000.
- 2) Woods, R. D.: Field and laboratory determination of soil properties at low and high strains, SOA paper, Proc. Second Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, pp.1727-1741, 1991.
- 3) 安田進, 山口勇: 種々の不攪乱土における動の変形特性, 第20回土質工学研究発表会講演集, pp. 539-542, 1985.
- 4) Kokusho, T: In-situ dynamic soil properties and their evaluation, Proc. 8th Asian Regional Conference of SMFE, Kyoto, Vol. II, pp. 215-240, 1987.
- 5) Richart, Jr., F. E. : Dynamic stress-strain relationships for soils, S-O-A Paper, Proc. of 9th ICSMFE, Tokyo, Vol. 3, pp.

- 605-612., 1977.
- 6) 善功企, 梅原靖文: 土の動的性質, 地震応答解析のための土の動的性質, 土と基礎 Vol. 33, No. 12, pp.63-69, 1985.
 - 7) 建設省土木研究所地震防災部振動研究室: 地盤の地震時応答特性の数値解析法 -SHAKE: DESRA -, 土研資料, 第1778号, pp.1-47, 1982.
 - 8) Ishihara, K.: Evaluation of soil properties for use in earthquake response analysis, Proc., International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Zurich, pp. 237-259, 1982.
 - 9) 土岐憲三: 構造物の耐震解析, 新体系土木工学 11, 技報堂出版, p250, 1981.
 - 10) 建築基準法施行令, 第八十一条の二, 建設省告示第1461号, 2002.
 - 11) 電気技術基準調査委員会: 原子力発電所耐震設計技術指針, 日本電気協会, 1987.
 - 12) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, (社)日本道路協会, 2002.
 - 13) 運輸省港湾局: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会, p678, 1979.
 - 14) 松本正毅, 大石富彦, 嶋田隆一: 大阪平野の深部地盤構造を考慮した入力地震動算定に関する一考察, 電力土木, No. 277, pp.87-92, 1998.
 - 15) 吉田望: 地震応答解析における基盤の設定に関する一考察, 日本建築学会学術講演梗概集(関東), 構造 II, pp.791-792, 2001.
 - 16) 藤川智, 林康裕, 福武毅芳: 洪積層および深部堆積層の非線形性が表層地盤応答および建物応答に与える影響についての検討, 日本建築学会構造系論文集, No. 545, pp.71-77, 2001.
 - 17) 吉田望, 篠原秀明, 澤田純男, 中村晋: 設計用地震動の設定における工学的基盤の意義, 土木学会地震工学論文集, 第28巻, Paper No.170, 2005.
 - 18) 福元俊一, 山中浩明: 新潟県中越地震時における小千谷市内の非線形増幅特性の特徴, 第41回地盤工学研究発表会講演集, pp.2119-2120, 2006.
 - 19) 西好一, 江刺靖行, 国生剛治: 振動載荷時における軟岩の動的強度-変形特性, 電力中央研究所研究報告, 383050, 1985.
 - 20) 金有性, 越智健三, 龍岡文夫, 真保裕: 堆積軟岩の微小ひずみレベルでの変形特性, 第27回土質工学研究発表会講演集, pp.1249-1253, 1992.
 - 21) 木幡行宏, 越智賢三, 金有性, 龍岡文夫: 矩形供試体による堆積軟岩の応力-ひずみ特性について, 第27回土質工学研究発表会講演集, pp. 1269-1273, 1992.
 - 22) 佐原守, 秋野矩之, 龍岡文夫, 村田健司: 原位置試験・室内試験による堆積軟岩の変形係数, 第28回土質工学研究発表会講演集, pp. 1553-1554, 1993.
 - 23) 水本桂輔, 内田武志, 龍岡文夫, 木幡行宏: 堆積軟岩の変形係数の拘束圧依存性について, 第28回土質工学研究発表会講演集, pp. 1369-1372, 1993.
 - 24) 王林, 龍岡文夫, 越智健三, 壺内達也: 堆積軟岩の変形強度特性の拘束圧依存性について, 第31回地盤工学研究発表会講演集, pp. 1405-1406, 1996.
 - 25) 小高猛司, 早野公敏, 古関潤一, 龍岡文夫, 壺内達也, 松本正士: 堆積軟岩試料のサンプリングによる乱れの評価法, 土と基礎 Vol. 46, No. 5, pp. 11-14, 1998.
 - 26) 龍岡文夫, 越智健三, 金有性, 木幡行宏: 堆積軟岩の非線形変形特性の調査・試験法, 土と基礎 Vol. 40, No. 11, pp.7-12, 1992.
 - 27) 国生剛治: 地盤の動的特性, 講座・地盤と構造物の動的相互作用の解析法, 土と基礎, Vol.40, No.4, pp.67-74, 1992.
 - 28) Vucetic, M., and Dobry, R.: Effect of soil plasticity on cyclic response, J. Geotech. Eng., ASCE, Vol. 117, No. 1, pp. 89-107. 1991.
 - 29) Hardin, B. O. and Drnevich, V. P.: Shear modulus and damping in soils: design equations and curves, Proc. of the American Society of civil engineers, Vol. 98, No. SM7, pp.667-692, 1972.

- 30) 澁谷啓, 金有性, 龍岡文夫, 佐藤剛司: 人工および自然軟岩の変形と強度, 土と基礎 Vol. 38, No. 7, pp.27-32, 1990.

(受理 : 2008 年 9 月 3 日)

(掲載決定 : 2008 年 12 月 5 日)

Dynamic Deformation Characteristics of Sedimentary Soft Rock

FUKUMOTO Shun'ichi¹⁾, YOSHIDA Nozomu²⁾ and SAHARA Mamoru³⁾

1) Member, Director, Engineering Quarter, Tokyo Soil Research Co., Ltd., Dr. Eng.

2) Member, Professor, Department of Civil and Environmental Engineering, Tohoku Gakuin University, Dr. Eng.

3) Chief Researcher, Obayashi Corp. Technical Research Institute, Dr. Eng.

ABSTRACT

Soil under the engineering seismic base layer is treated as elastic material in the engineering practice, however, evidence that its nonlinear behavior affects surface response begins to appear. Test data on dynamic deformation characteristics and tri-axial compression test on sedimentary soft rock are collected and compiled to consider its nonlinearity. In addition, nonlinear characteristics of soft rock and note on practical use are described. Static tri-axial compression test of the sample taken by means of diamond core drill is first carried out by using a LDT (Local deformation transducer), and shear modulus is found to keep nearly constant up to strain of about 10^{-3} for the undisturbed sample, whereas that decreases significantly even at strain of 10^{-5} . Secondly, dynamic deformation test data on Pleistocene and Tertiary soft rock with SPT-N value greater than 30 or shear wave velocity greater than 300 m/s is collected and compiled. It is found that there exist data that shows similar behavior of static test described in the preceding. These samples is supposed be undisturbed, which means there exists many disturbed samples even if they are retrieved by, so called, undisturbed sampling method. Shear modulus at shear strain of 10^{-3} , which is used as index of nonlinearity, is independent from effective confining stress, but it has positive correlation with plastic index. Finally, dynamic deformation characteristics of undisturbed samples are shown to be modeled by Ramberg-Osgood model well.

Key Words: soft rock, dynamic deformation characteristic, Local Deformation Transducer, plasticity index, disturbance of sample