

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	砂質及び礫質地盤の繰返し変形特性評価に関する研究
Title(English)	
著者(和文)	内田明彦
Author(English)	
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:甲第5394号, 授与年月日:2003年3月26日, 学位の種別:課程博士, 審査員:
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:甲第5394号, Conferred date:2003/3/26, Degree Type:Course doctor, Examiner:
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

砂質及び礫質地盤の
繰返し変形特性
評価に関する研究

内田 明彦

砂質及び礫質地盤の繰返し変形特性評価に関する研究

目 次

	頁
1 . 序論	1
1.1 本研究の背景と目的	1
2 . 原位置凍結サンプリング法及び室内試験方法	8
2.1 原位置凍結サンプリング法の概要	8
2.2 検討に用いた試料の特性	14
2.3 室内試験装置	18
2.3.1 小型及び中型繰返し三軸試験装置	18
2.3.2 中空ねじり試験装置	23
2.3.3 大型繰返し三軸試験装置	27
2.4 供試体作成方法	29
2.5 試験方法	31
2.6 試験結果の整理方法	35
3 . 微小ひずみ領域における初期せん断剛性の評価と利用	37
3.1 初期せん断剛性の評価	37
3.1.1 原位置試験による評価に関する既往の研究	37
3.1.2 室内試験による評価に関する既往の研究	41
3.1.3 凍結サンプリング試料による初期せん断剛性の評価	45
3.2 初期せん断剛性に及ぼす測定法の影響	49
3.2.1 礫質土に関する既往の研究	49
3.2.2 砂質土の初期せん断剛性に及ぼす測定法の影響	51
3.2.3 礫質土の初期せん断剛性に及ぼす測定法の影響	54
3.2.4 測定方法による初期せん断剛性の差に関する考察	56
3.3 初期せん断剛性に及ぼす拘束応力の影響	62
3.3.1 砂質土の初期せん断剛性に及ぼす拘束応力の影響	62
3.3.2 礫質土の初期せん断剛性に及ぼす拘束応力の影響	66
3.3.3 砂質および礫質土のべき定数	69
3.4 初期せん断剛性による静止土圧係数の評価	71
3.4.1 静止土圧係数 K_0 の推定法(G_0 等価法)	71
3.4.2 砂質土の K_0 測定	75
3.4.3 礫質土の K_0 測定	77
3.4.4 静止土圧係数の簡易評価	79
3.5 初期せん断剛性による非排水せん断強度の評価	81
3.5.1 ひずみ履歴が初期せん断剛性に及ぼす影響	81
3.5.2 正規化せん断剛性による砂質土の液状化強度の評価	84
3.5.3 震害事例による検証	88
3.5.4 礫質土の動的強度の評価	91
3.5.5 震害事例による検証	96
3.6 結論	97

4 . 微小～中ひずみ領域における繰返し変形特性の評価	102
4.1 試料の乱れが繰返し変形特性に及ぼす影響	102
4.1.1 試料の乱れが砂質土の繰返し変形特性に及ぼす影響	102
4.1.2 試料の乱れが礫質土の繰返し変形特性に及ぼす影響	107
4.2 地盤改良が繰返し変形特性に及ぼす影響	111
4.3 測定法の違いが繰返し変形特性に及ぼす影響	115
4.3.1 砂質土の繰返し変形特性に及ぼす測定法の影響	115
4.3.2 礫質土の繰返し変形特性に及ぼす測定法の影響	119
4.4 三軸試験と中空ねじり試験による繰返し変形特性の比較	121
4.5 不攪乱試料による繰返し変形特性	128
4.5.1 不攪乱試料に基づく提案曲線	128
4.5.2 提案曲線と既往の経験式との比較	145
4.6 結論	150
5 . 微小～中ひずみ領域における繰返し変形特性の定式化	153
5.1 研究の背景と目的	153
5.2 主な既往の提案式	154
5.3 RO 及び HD モデルによる定式化の比較	160
5.3.1 モデル定数の算出方法	160
5.3.2 RO および HD モデルによる定式化の比較	162
5.4 HD モデルによる定式化曲線の簡易評価	168
5.4.1 モデル定数の簡易評価	168
5.4.2 定式化曲線に及ぼす S 波速度と拘束圧の影響	172
5.4.3 原位置の S 波速度を利用した定式化曲線の評価	175
5.4.4 定式化曲線と試験結果との比較	178
5.5 結論	183
6 . 大ひずみ領域における繰返し変形特性の評価	185
6.1 研究の背景と目的	185
6.2 繰返し変形試験結果と液状化試験結果の比較	186
6.2.1 豊浦砂による検討	186
6.2.2 不攪乱試料による検討	190
6.2.3 大ひずみ領域の非線形特性	194
6.3 等価線形解析に用いる液状化地盤の変形特性の考え方	195
6.4 提案手法による応答評価と観測記録との比較	201
6.4.1 神戸ポートアイランドでの事例	201
6.4.2 東神戸大橋での事例	207
6.5 結論	210
7 . 結論	212

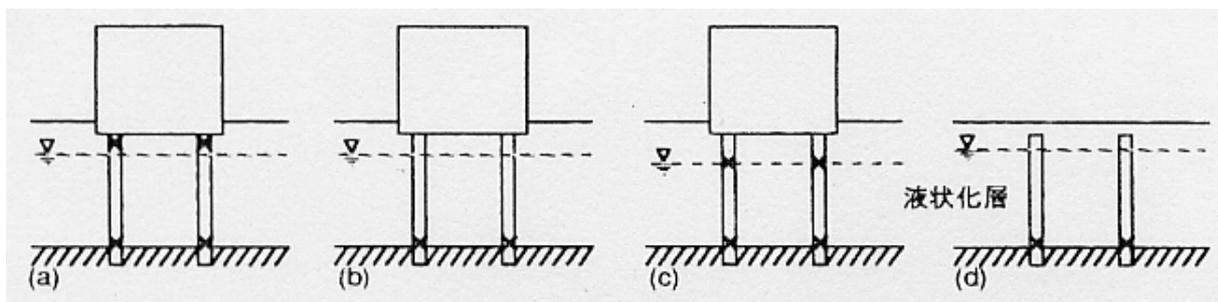
関連論文リスト

1 序論

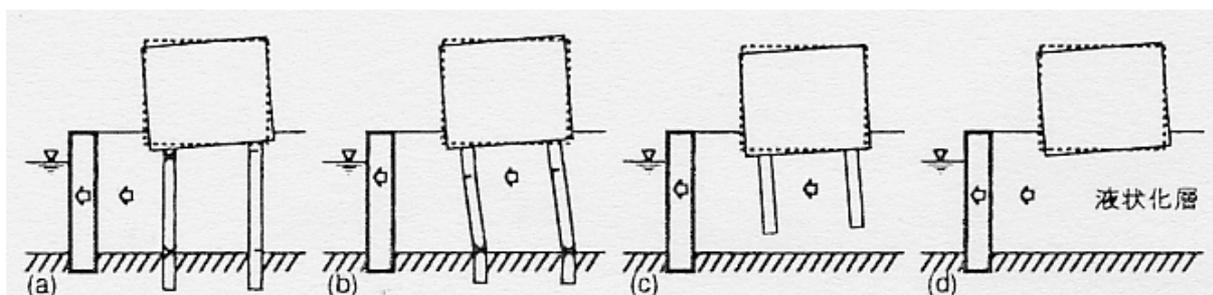
1.1 本研究の背景と目的

構造物の耐震安全性を検討する上で、地盤の地震時挙動の適切な把握は重要な課題である。過去の地震において、ほぼ同じ規模の建物であっても地盤特性が異なるために地震被害の大きさが異なる例が数多く報告されている。これは、地盤の地震時挙動が地盤特性によって異なるために、結果として建物に入力する地震動が異なったためと考えられている。地震による地盤被害が顕著に見られた新潟地震(1964)では液状化現象が注目されたが、近年の多くの地震(日本海中部地震(1983)、兵庫県南部地震(1995)など)においても地盤や基礎構造物が液状化によって大きな被害を受けたことが報告されている。特に兵庫県南部地震では、学会等の精力的な調査により埋立地や護岸近傍地盤において杭基礎の地中部での被害が数多く認められ(図 1.1 参照)、液状化に伴う地盤変形が杭の水平耐力を決定する一つの要因であることが指摘されている。また、兵庫県南部地震における多くの震害事例により液状化のメカニズムとその評価に関する研究はかなり進み、地盤工学会の研究委員会報告(1999)などに研究成果がまとめられている。

一方、2001年に改訂された建築基礎構造設計指針においては、従来の液状化判定に加えて液状化に伴う地盤変形や沈下を推定する方法が提案されるとともに、図 1.2 に示すように、液状化地盤における地盤変形や上部構造からの外力の時系列的な変化を杭基礎の設計に考慮する際の考え方が示されている。また、杭基礎の設計では応答変位法が導入され、図 1.3 に示すように軟弱地盤や液状化地盤において地盤変形の影響を考慮することが求められている。



(a) 埋立地の液状化による杭基礎被害の模式図



(b) 側方流動による杭基礎被害の模式図

図 1.1 基礎被害の模式図(阪神淡路大震災調査報告、1998)

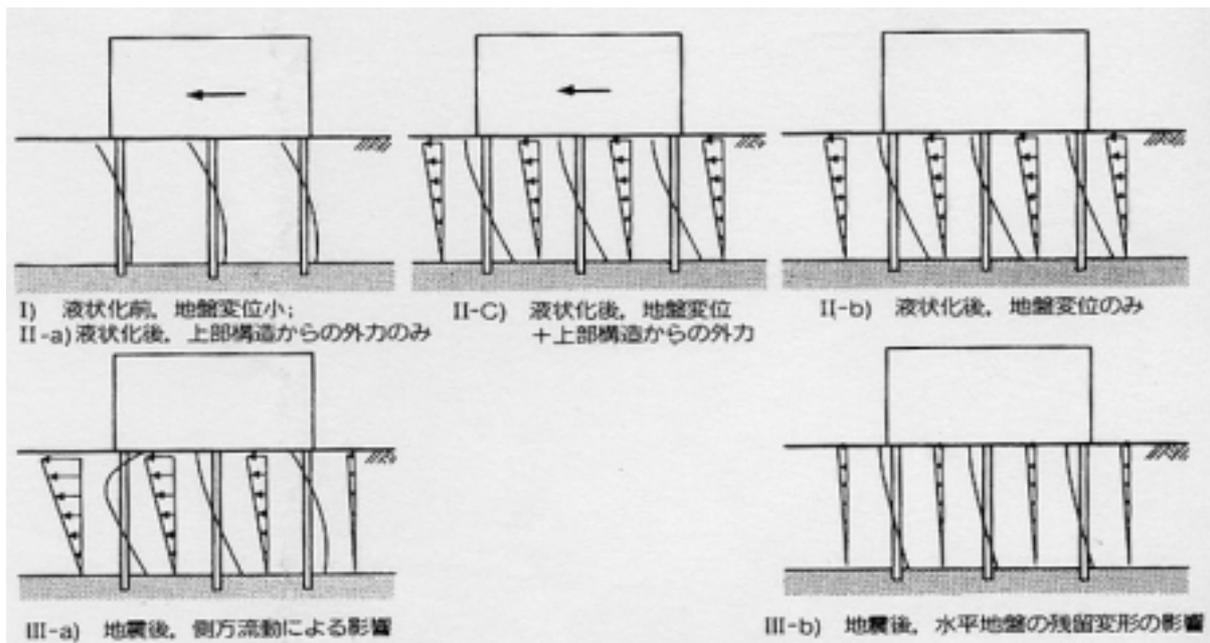


図 1.2 液状化地盤における地盤変形と杭・建物の相互作用の模式図
(建築基礎構造設計指針、2001)

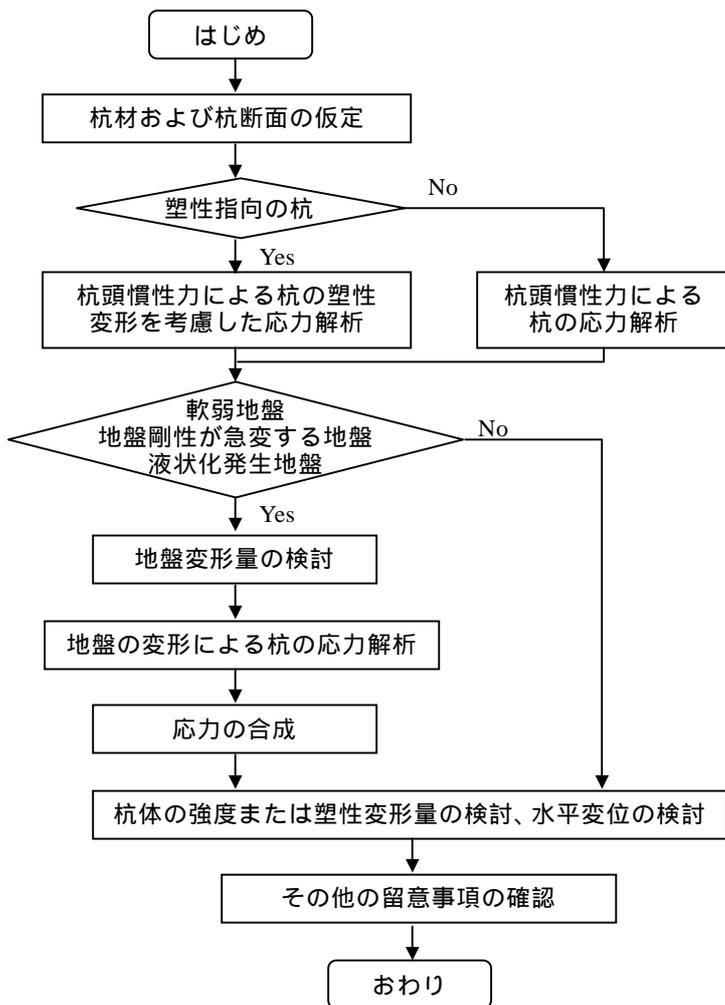


図 1.3 杭の耐震設計の流れ図(建築基礎構造設計指針、2001)

以上のことは、基礎構造物の設計において地盤変形の予測が重要であることを示唆している。

地震時の地盤応答や地盤変形の予測には通常地震応答解析が用いられている。微小地震時における地盤の振動特性は、常時微動や微小地震の観測などからある程度予測できるが、大きな地震動を受けると地盤が非線形性を示すので、それらの特性を考慮する必要がある。

既往の知見によれば、地震応答解析を精度良く行うためには、以下の2つの調査に基づく地盤物性の評価が必要であることが知られている。

地盤の初期状態を設定するための原位置地盤調査

地盤の変形特性を把握するための室内土質試験

は原位置において一般的に行われる標準貫入試験や弾性波探査である。標準貫入試験は地盤の基本的性質の把握として行われ、地盤の硬軟を表すN値や地層構成が把握できる。また、弾性波探査は地震応答解析を行う際の初期せん断剛性の設定に必要であるが、従来は比較的大規模な構造物や重要構造物の建設の際に行われる程度であった。いずれの試験ともJISや地盤工学会の基準として確立されており、試験精度や測定技術も近年の進歩により向上しているので、地盤の初期状態のモデル化はほぼ問題ないと考えられている。

は原地盤から採取した試料による室内試験であり、試験方法としては繰返し三軸試験、中空ねじり試験、単純せん断試験などがある。通常調査では変形特性を繰返し三軸試験によって求めることが多いが、原位置における土の特性を精度良く評価する場合、以下の条件を満足する必要がある。

- 1) 室内試験に用いる試料の品質が高いこと
- 2) 室内試験における応力・変位の測定精度が高いこと

上記の条件の内、1)に対しては不攪乱試料を採取すればよいが、既往の研究成果は再調整試料に基づくものが多いため、原位置における土の特性を正しく評価できているとは言えない。2)についてはセンサー類の改良により応力や変位の測定精度はかなり向上している。特に変位測定に関しては、室内試験で微小ひずみから大ひずみまで測定可能な試験法が確立されつつあり、局所変位計(LDT)、非接触型変位計、ベンダーエレメントなどが試料の種類や大きさに応じて用いられている。ただし、変形特性を求めるための繰返し変形試験は研究レベルではかなり多く行われているが、コスト等の面から実務で行われる例は少ないのが現状である。

一方、各種の設計指針が兵庫県南部地震以降に改定され、設計に用いる入力地震動としていわゆるレベル2地震動を考慮するようになっている。このような地震動に対する地震応答解析を精度よく行うためには、解析手法の妥当性を確認することは当然必要となるが、それ以上に地盤材料の大ひずみレベルにおける変形特性の正確な把握と適切なモデル化が

1 章

必要である。

また、建築構造物の設計では性能設計が導入されており、地震時安定性の評価が重要視されていることから、従来は大規模構造物や重要構造物のみに対して行われていた地震応答解析が比較的小規模な建物についても行われるケースが増加している。これらの地震応答解析手法として、実務レベルでは手法の簡便さから等価線形解析手法が用いられることが多い。従って、レベル2地震動に対する等価線形解析の適用性を把握することは重要な課題である。

以上に示したように、地盤材料の変形特性に関して明らかになっている部分はあるが、以下に示す点については未解明であると考えられる。

- (1) 砂質土・礫質土に関しては原位置からの不攪乱試料の採取が困難であったため、乱れの少ない不攪乱試料による変形特性が明らかにされていない。また、不攪乱試料と再調整試料との比較も充分解明されていない。
- (2) 室内土質試験の必要性に関する認識が高くないため、地震応答解析を行うに当たって試験結果が無い場合がある。このような場合に標準貫入試験や簡易な土質試験から、不攪乱試料に基づく変形特性を評価する方法が必要である。
- (3) 液状化を伴うような大ひずみ領域の非線形特性に関するデータが少なく、設計によく用いられている等価線形解析での適用性も明らかにされていない。従って、レベル2地震動に対する地震応答解析を等価線形解析で行うためには、精度の高い不攪乱試料に基づく大ひずみ領域の変形特性の評価とともに、解析に用いる際の留意点を把握する必要がある。

本研究では上記の課題の解明を目指し、主として砂質土、礫質土に関して、凍結サンプリング試料による乱れの少ない繰返し変形試験結果に基づき、微小ひずみから大ひずみ領域までを含む変形特性を評価する方法を検討したものである。

本論の構成を以下に述べるとともに、全体構成を図 1.4 に示す。

第1章「序論」では、近年の地震における液状化に伴う地盤変形による構造物の基礎被害から、液状化判定だけでなく地盤変形の予測が基礎構造物の設計に必要なことを述べ、地盤変形を精度よく評価するためには、乱れの少ない不攪乱試料に基づいて微小ひずみから大ひずみ領域における地盤材料の繰返し変形特性を把握することが重要であることを指摘し、本研究の背景と目的を示している。

第2章「原位置凍結サンプリング法及び室内試験方法」では、不攪乱砂質・礫質土試料を採取する凍結サンプリング法と室内試験に用いた試料の特性、ならびに試料の繰返し変形特性を求めるための室内試験装置及びせん断剛性を求めるための非接触型変位計(SSG)

1 章

局所ひずみ測定装置 (LDT)、S 波発生装置 (SWV) を述べ、さらに繰返し変形試験方法及び試験結果の整理方法を示している。

第 3 章「微小ひずみ領域における初期せん断剛性の評価と利用」では、種々の不攪乱及び再調整試料に対する初期せん断剛性の測定結果とその比較から、不攪乱砂質土試料と再調整の砂質・礫質土試料では、2 章に示す 3 方法で求めた初期せん断剛性はほぼ同等の値となるが、不攪乱礫質土に対しては、SSG, LDT 法が SWV 法に比べ小さな値となる場合があり、その原因として不攪乱礫質土では試料の不均一性の影響が大きいこと、また、3 方法で求められた不攪乱試料の初期せん断剛性は、原位置の初期せん断剛性が大きいほど原位置の値に比べ小さくなる傾向のあること、その原因として剛性の高い試料ほど、不均一性やベディングエラー (試料端面部誤差) の影響が大きくなることを示している。さらに、初期せん断剛性は拘束圧の 0.4 ~ 1.0 乗に比例し、再調整試料の 0.5 乗に比べやや大きい傾向にあること、土の種類と拘束圧の影響を補正した正規化せん断剛性と非排水せん断強度との間に良い相関のあることを指摘している。これらの結果に基づいて、原位置および室内試験から得られる初期せん断剛性より原位置の静止土圧係数と液状化危険度を推定する手法を提案し、その妥当性を原位置試験に基づいて検討している。

第 4 章「微小～中ひずみ領域における繰返し変形特性の評価」では、種々の不攪乱および再調整砂質・礫質土試料に対する繰返し変形試験結果に基づき、再調整試料のせん断剛性 G は不攪乱試料に比べて全ひずみ領域で小さいが、微小ひずみにおける初期せん断剛性 G_0 で正規化した再調整試料のせん断剛性比 G/G_0 とせん断ひずみの関係は、全ひずみ領域で不攪乱試料のそれとほぼ一致すること、不攪乱砂質土試料では供試体端面の不具合によるベディングエラーがほとんど生じないが、礫質土または剛性の高い試料ではその影響が無視できないことを示している。

第 5 章「微小～中ひずみ領域における繰返し変形特性の定式化」では、土の応力ひずみ関係として利用されている R_0 および HD モデルの定式化に必要な定数を試験結果から簡便に算出する方法を示し、その妥当性を 4 章で得られた不攪乱試料の変形試験結果との比較から検討し、 HD モデルによる定式化の方が試験結果をよく説明できること、また HD モデルの応力ひずみ関係を支配するせん断応力の最大値、減衰定数の最大値が拘束圧、原位置の S 波速度、砂分含有率に依存することを示し、この結果に基づいて応力ひずみ関係の簡易評価法を提案し、不攪乱試料に基づく繰返し変形特性が簡便に評価できる可能性を示している。

第 6 章「大ひずみ領域における繰返し変形特性の評価」では、砂質土および礫質土の非

1 章

排水せん断強度試験結果に基づいて、大ひずみ領域までのせん断剛性比とせん断ひずみの関係ならびに減衰定数とせん断ひずみの関係を精度良く評価できる可能性を示し、その結果に基づき、液状化が生じるような地盤の地震時応答を等価線形応答解析により簡便に予測するために用いる繰返し変形特性モデルを提案している。さらに、鉛直アレー強震記録を用いた等価線形解析を通じて、提案した繰返し変形特性を用いた応答結果は従来の繰返し変形特性を用いた応答結果より液状化地盤の地震時挙動を精度よく評価できることを示している。

第7章「結論」では、本研究で得られた成果を総括している。

<参考文献>

- 1.1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会(1998)：阪神・淡路大震災調査報告、建築編-4、木造構造物、建築基礎構造.
- 1.2) 地盤工学会(1999)：「液状化メカニズム・予測法と設計法に関するシンポジウム」.
- 1.3) 日本建築学会(2001)：建築基礎構造設計指針.

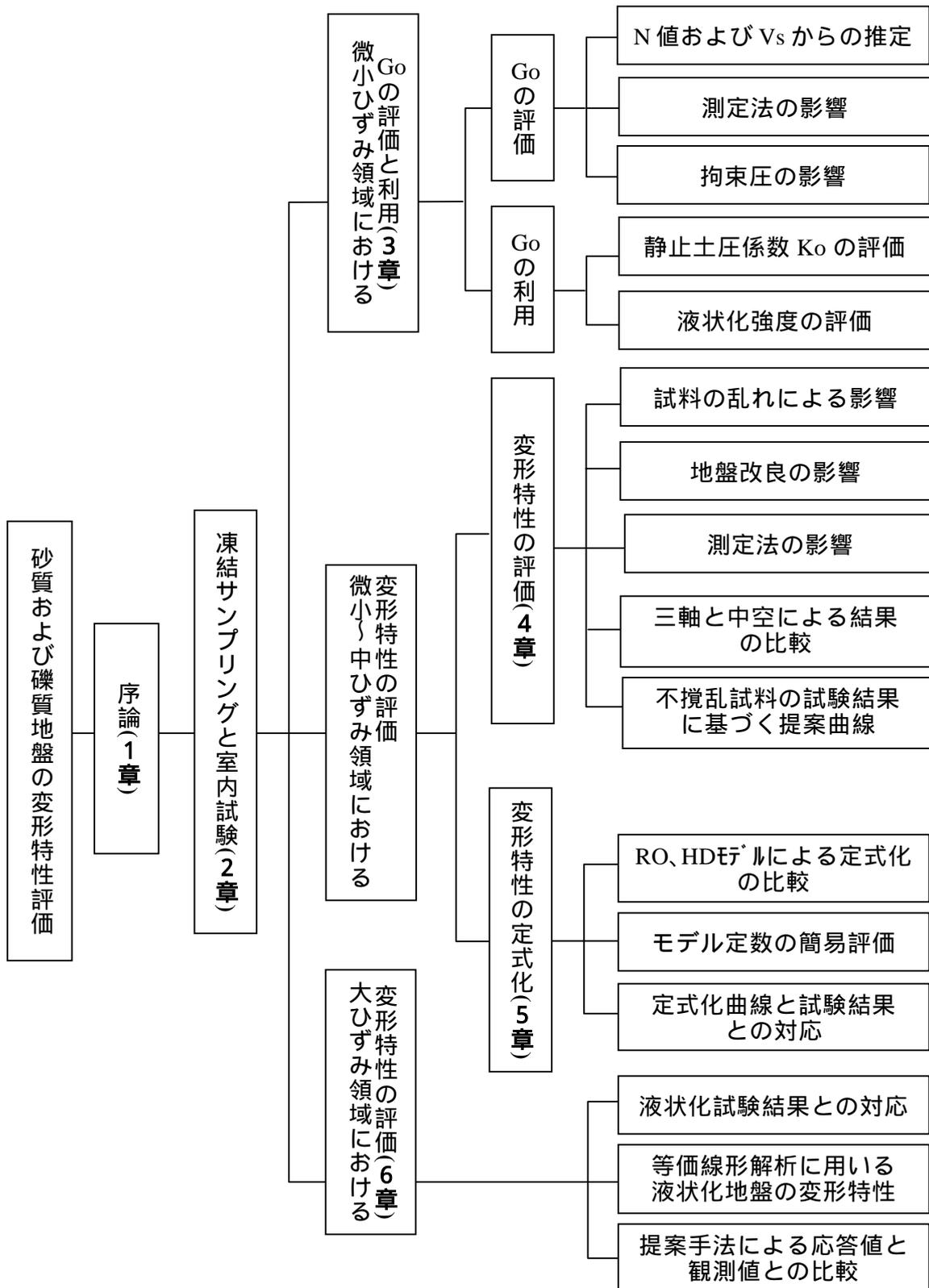


図 1.4 本研究の全体構成

2. 原位置凍結サンプリング法及び室内試験方法

本章では、不攪乱砂質・礫質土試料を採取するための原位置凍結サンプリング法と室内試験に用いた試料の特性、および繰返し変形特性を求めるための室内試験装置について述べる。さらに、せん断剛性を求めるための3通りの方法を述べるとともに、繰返し変形試験方法及び試験結果の整理方法を述べる。

2.1 原位置凍結サンプリング法の概要

室内要素試験に用いた砂質土・礫質土の不攪乱試料は原位置凍結サンプリング法により採取した。この方法は、砂質土や礫質土の高品質不攪乱試料の採取に有効であることが多くの研究によって示されている(吉見他(1984)、畑中他(1988)等)。図2.1.1は、原位置凍結サンプリング法の概略を示したものである。ここで示す方法は部分凍結によるコアサンプリング法であり、最近では砂質土・礫質土ともこの方法によってサンプリングを実施している。兵庫県南部地震後に行ったポートアイランドでの凍結サンプリングの事例に従って、サンプリング手順を示す。

- 1) サンプリング対象が地表からでない場合は必要な深度のみを凍結させるため、凍結対象深度の上端まで深礎工法またはアースドリル工法により掘削し、孔壁崩壊防止のためのケーシングを挿入する(写真2.1.1参照)。ケーシングの直径は凍結対象となる直径に近い径(1320mm)とする。その後、地表に作業用ステージを組み立て、凍結管および不攪乱試料採取のためのガイド管(写真2.1.2参照)を設置する。ガイド管は凍結試料採取深度までの掘削時の鉛直精度の確保および未凍結地盤の削孔を省略するために設置した。ガイド管の平面図を図2.1.2に示す。凍結管設置用のガイド管を中心とし、試料採取用のガイド管は凍結管から同じ距離だけ離れた外周部に配置してある。試料採取用のガイド管(216mm)は管内水の凍結防止を目的として不凍液を注入するため地盤凍結前に下端をモルタルで閉塞する。
- 2) 凍結外管設置用ガイド管を利用して凍結対象深度の下端まで 86mmで掘削し、凍結外管を設置する(写真2.1.3参照)。凍結外管の先端には凍結外管と同径の塩ビ製ロッドが接続されていて、その表面には地盤中の温度変化を測定するための熱電対が付けてある。また、凍結対象以浅については凍結外管の周囲に断熱材を巻きつけている。そして、凍結外管の中に下端より約10cmの深さまで凍結内管(21.7mm)を設置する。最後に、凍結外管上端に冷媒循環ユニットを設置する。写真2.4.4は地盤凍結前のサンプリング孔の状況である。
- 3) 地盤凍結用の冷媒としては通常液体窒素を用いている。液体窒素は凍結内管の上端

より供給され、凍結外管と凍結内管の間を通過して、凍結外管の上端から大気中へ気体として放出される。これによって、凍結外管が冷却され、そして凍結外管の周辺地盤が凍結する。液体窒素の供給時間によって凍結柱の直径を調節することができる。写真2.1.5はタンクローリーによる液体窒素の供給状況である。

4) 温度管理のための熱電対は凍結外管の先端部だけでなく、ガイド管の下部を含めて平面方向と深度方向に設置している。このうち、凍結範囲を確認するための地中深度測定管の位置を図2.1.3に示す。これらの測定管に取り付けた熱電対で測定した地中温度分布を図2.1.4に示す。サンプリングの開始は直径1320mmの凍結土柱が形成された地点とし、凍結外管から660mm離れた熱電対の温度が0℃を下回る液体窒素供給開始から140時間後とした。

5) 凍結地盤の不攪乱領域(砂質土の場合は凍結外管表面より凍結外管径外部、礫質土の場合は凍結外管径の3倍程度より外部)に設置されたガイド管位置から直径15cmまたは直径30cmの凍結柱をダブルコアチューブにより削孔する。写真2.1.6はサンプリングマシンによる掘削の状況である。なお、凍結土の掘削時には約-10℃の冷却泥水を循環させる。ダブルコアチューブは採取試料直径15cmの場合長さ120cm、採取試料直径30cmの場合長さ200cmである。削孔した後、ダブルコアチューブを引張って原地盤から凍結柱を切り離れたのち地上に引き上げる(写真2.1.7参照)。凍結柱は地上でチューブより取り出される(写真2.1.8参照、直径15cm、長さ約1m)。凍結柱は必要に応じてダイヤモンドカッターで所定の長さに切断され(写真2.1.9参照)、梱包した後に冷凍車で実験室まで運搬される。実験室では室内試験に用いるまで-10℃以下の冷凍庫で凍結柱を保管する。

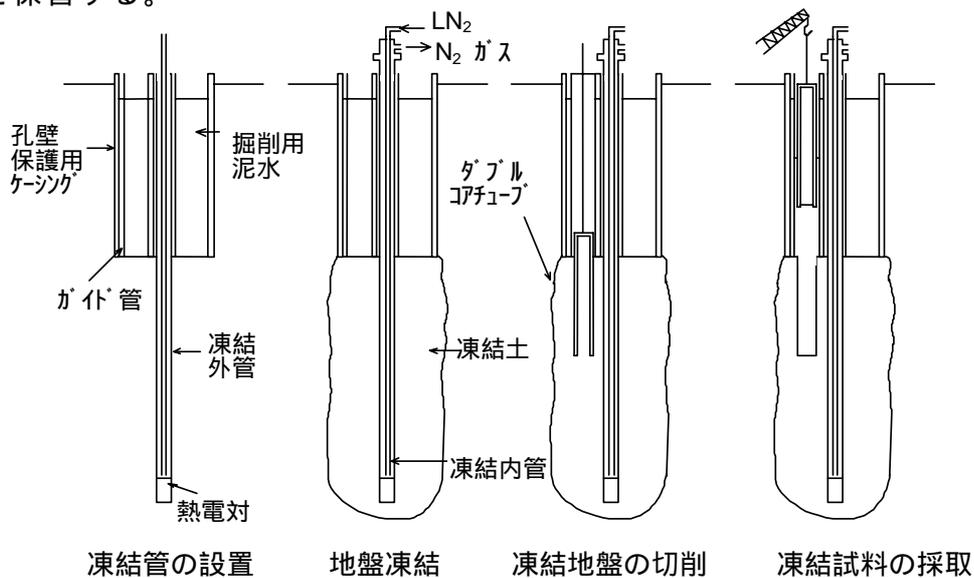


図2.1.1 原位置凍結サンプリング法の手順



写真 2.1.1 掘削孔の孔壁保護



写真 2.1.2 サンプリング用ガイド管



写真2.1.3 凍結外管設置



写真2.1.4 地盤凍結前の状況



写真2.1.5 液体窒素の供給



写真2.1.6 サンプリングマシンによる削孔

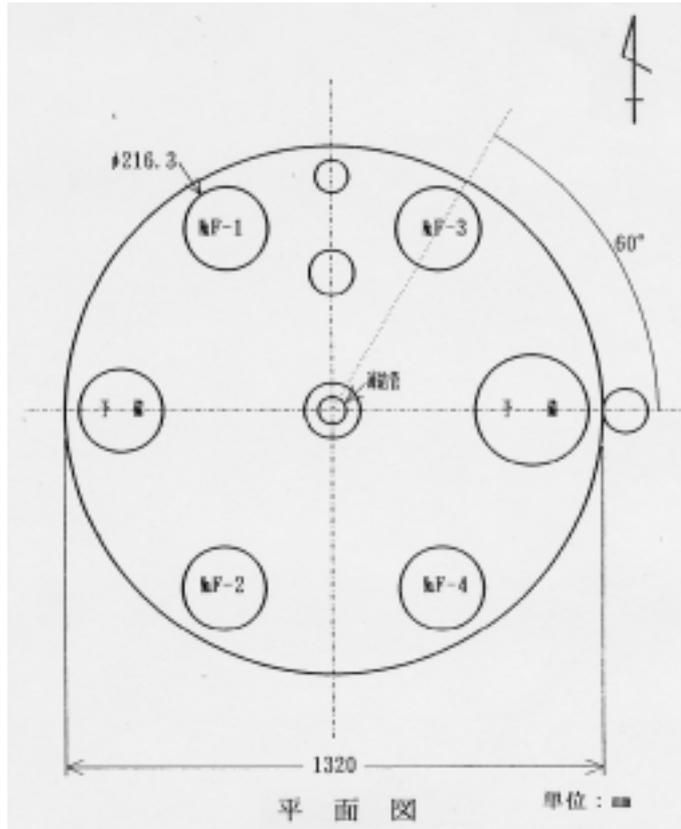


図2.1.2 ガイド管配置図

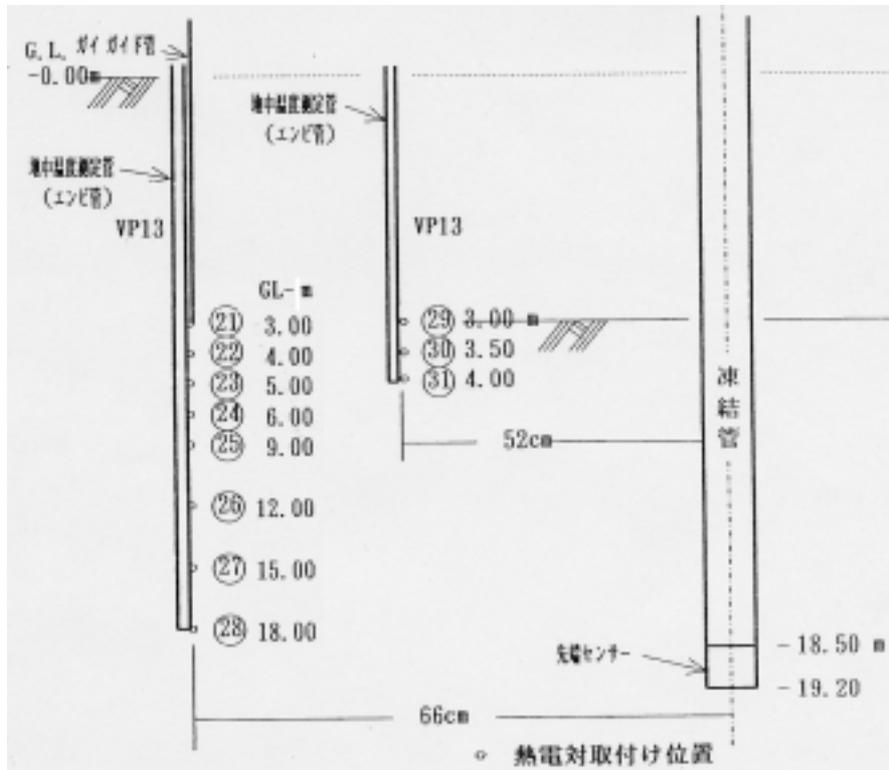


図2.1.3 熱電対取付け位置(地中温度測定管)

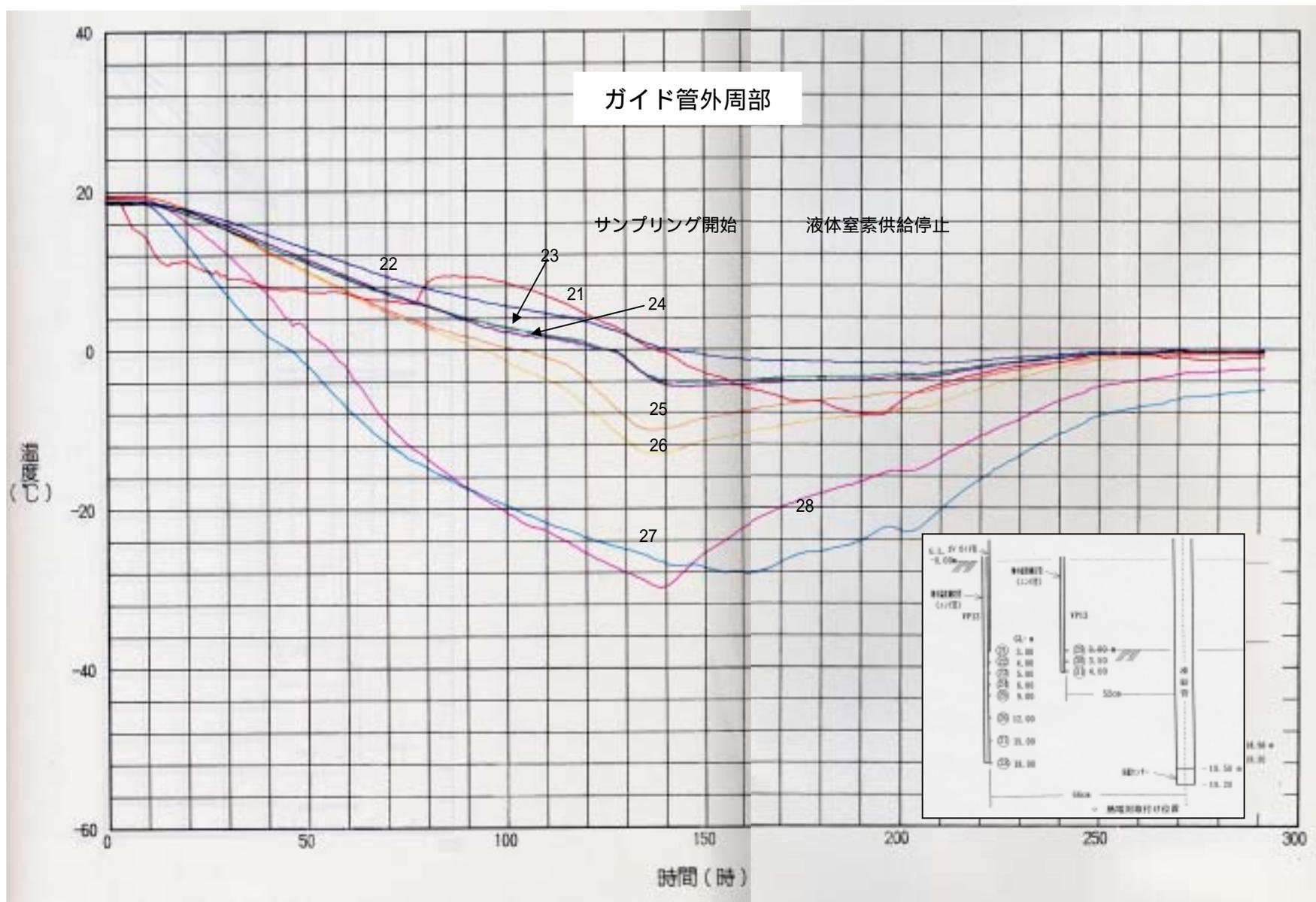


図2.1.4 地中温度分布



写真2.1.7 ダブルコアチューブと
採取された凍結土柱



写真2.1.8 採取された凍結柱の例
(マサ土)



写真2.1.9 カッターによる試料切断

2.2 検討に用いた試料の特性

ここでは 4 章および 5 章において繰返し変形特性を求めるために用いた試料（粘性土、砂質土、礫質土）の特性について述べる。検討に用いた試料は原位置地盤から採取した乱れの少ない不攪乱試料である。粘性土は主としてシンウォールチューブサンプリングまたはトリプルチューブサンプリング、砂質土・礫質土は原位置凍結サンプリング(洪積土の一部はトリプルチューブサンプリング)で得られた試料である。試料の物理特性を対象土ごとに表 2.2.1～2.2.3 に示す。

なお、N 値、S 波速度とも拘束圧の影響を補正した換算 N 値 N_1 、換算 V_S 値 V_{S1} をそれぞれ以下の式によって求めた。

$$N_1 = N / (\sigma'_v / 98)^{0.5} \quad (2.2.1)$$

$$V_{S1} = V_S / (\sigma'_v / 98)^{0.25} \quad (2.2.2)$$

ここに、 σ'_v ：原位置における有効上載圧(kPa)である。

(1) 粘性土

12 サイトから採取した 34 試料を検討対象とした(表 2.2.1)。この内、沖積層のデータは 19、洪積層のデータは 12 である。データの多くは東京、大阪(神戸)が中心である。

(2) 砂質土

12 サイトから採取した 51 試料を検討対象とした(表 2.2.2)。この内、沖積層のデータは 29、洪積層 17、埋立層 5 である。洪積層の 2 サイトはトリプルチューブサンプリングで試料を採取したが、それ以外は全て原位置凍結サンプリング法で試料を採取した。

(3) 礫質土

9 サイトから採取した 25 試料を検討対象とした(表 2.2.3)。この内、沖積層のデータは 19、改良土 2、埋立層 4 である。礫質土は全て原位置凍結サンプリングで試料を採取した。

表2.2.1 物性値一覧（粘性土）

No.	サイト	試料No.	深度 GL- (m)	有効 上載圧 v' (kPa)	試験 拘束圧 c' (kPa)	地層 区分	N値	S波 速度 Vs (m/sec)	シルト分 Sc (%)	粘土分 Cc (%)	細粒分 Fc (%)	自然 含水比 w (%)	液性 限界 WL (%)	塑性 限界 Wp (%)	塑性 指数 Ip	液性 指数 IL
1	KO2	2-5	7.05-8.85	78	78	沖積	2	120	54	14	69	38	34	24	10	1.41
2	KO2	2-7	12.50-13.20	114	114	洪積	9	190	34	21	55	25	34	19	15	0.40
3	BT21	5-U-3	10.10-11.20	98	98	沖積	2	140	53	34	87	48	51	23	28	0.91
4	BT21	5-U-6	22.10-23.35	176	176	洪積	5	230	61	38	99	48	62	30	32	0.58
5	BT21	5-U-8	27.85-29.00	206	206	洪積	14	250	46	26	72	33	41	20	20	0.60
6	BT21	5-U-1	3.75-4.55	49	49	埋立	1	100	38	34	72	76	61	35	26	1.57
7	CDP	CDP1-1	-27.00		294	洪積		420								
8	MOH	17-U-1	12.00-12.85	110	110	沖積	3	210	41	58	99	55	80	29	51	0.51
9	MOH	17-U-2	28.00-29.00	239	239	洪積	8	230	54	42	96	46	70	26	44	0.45
10	M	u-1	13.00-13.85	147	147	沖積		150	27	69	96	60	73	34	39	0.66
11	M	u-2	15.00-15.85	157	157	沖積		150	27	74	100	63	78	34	44	0.65
12	KP	3-1-1	19.30-19.45	186	186	沖積	4	170	31	58	89	59	78	28	50	0.62
13	KP	3-2-1	23.50-23.65	206	206	沖積	5	170	43	57	100	59	79	29	50	0.59
14	KP	3-3-1	26.70-26.85	225	225	沖積	5	220	43	52	95	54	73	25	47	0.61
15	TOC	TOC2-1	-50.00		588	洪積		480								
16	TOC	TOC2-2	-50.00		588	洪積		480								
17	TOC	TOC2-3	-50.00		588	洪積		480								
18	TOC	TOC5-1	-120.00		1176	洪積		600								
19	EL	8-2	13.00-13.85	105	105	沖積	0	110	59	23	83	56	47	25	22	1.39
20	EL	8-3	23.50-24.60	175	175	沖積	4	200	55	29	84	47	58	28	30	0.63
21	EL	8-4	30.55-31.35	225	225	沖積	13	250	56	38	93	39	46	28	18	0.59
22	SP	1-8	10.00-10.85	95	95	沖積	2	100	29	25	54	37	41	20	22	0.80
23	NH	1-2	10.00-10.85	98	98	沖積	1	150	53	41	93	47	56	34	22	0.62
24	NH	1-5	14.00-14.85	118	118	沖積	2	180	33	64	97	66	86	27	59	0.66
25	TOK	2-5	14.00-14.85	177	177	沖積	2	160	55	21	76	47	55	27	28	0.73
26	TOK	2-8	20.00-20.85	227	227	沖積	3	170	56	42	97	63	66	32	33	0.91
27	TOK	2-12	26.00-26.85	270	270	沖積	3	170	57	39	96	72	68	29	38	1.10
28	TOK	2-17	34.55-35.55	334	334	沖積	5	210	52	45	97	63	79	31	48	0.67
29	TOK	3-3	45.30-49.25	442	442	新第三紀		400	63	34	97	38	57	26	31	0.41
30	TOK	3-5	52.00-55.00	486	486	新第三紀		400	72	22	93	47	70	32	38	0.39
31	ARI	7-3	10.00-10.85	98	98	沖積	2	160	56	44	100	71	45	21	24	2.13
32	ARI	7-6	14.60-15.70	132	132	洪積	21	240	38	60	98	56	62	26	36	0.83
33	ARI	7-12	22.00-23.10	192	192	洪積		290	69	22	91	61	60	29	30	1.04
34	ARI	7-14	33.45-34.35	288	288	洪積		490	38	51	89	30	38	20	18	0.52

表2.2.2 物性値一覧(砂質土)

No.	サイト	試料No.	深度 GL- (m)	有効 上載圧 v' (kPa)	試験 拘束圧 c' (kPa)	地層 区分	N値	N1値	S波 速度 Vs (m/sec)	細粒分 Fc (%)	乾燥 密度 d (g/cm3)	最大 乾燥密度 dmax (g/cm3)	最小 乾燥密度 dmin (g/cm3)	相対 密度 Dr (%)	間隙比 e
1	CDP	CDP2-2	GL-42.0		392	洪積			630						
2	CDP	CDP2-3	GL-42.0		490	洪積			630						
3	CDP	CDP2-4	GL-42.0		490	洪積			630						
4	CDP	CDP4-7	GL-74.0		784	洪積			630						
5	CDP	CDP5-8	GL-89.0		784	洪積			630						
6	TOC	TOC3-1	GL-60.0		588	洪積			480						
7	TOC	TOC3-2	GL-60.0		588	洪積			480						
8	TOC	TOC3-3	GL-60.0		588	洪積			480						
9	TOC	TOC4-1	GL-80.0		882	洪積			490						
10	SS	FS-20-1-2	20.00-20.15	140	294	沖積	7	5.9	200	24.2	0.87	0.95	0.68	77	1.79
11	ED	Fs-8-2-1	8.60-8.75	88	88	洪積	29	30.6	260	0.5	1.55	1.70	1.41	55	0.96
12	ED	Fs-8-2-2	8.60-8.75	88	176	洪積	29	30.6	260	0.6	1.57	1.71	1.40	60	0.87
13	KF	B-3-2-2	8.50-8.75	118	118	沖積	21	19.2	270						
14	KF	D-3-2-1	8.65-8.80	118	118	沖積	21	19.2	270	2.8	1.48	1.59	1.21	75	0.83
15	KF	B-3-2-3	8.50-8.75	118	235	沖積	21	19.2	270						
16	KF	D-3-2-2	8.65-8.80	118	235	沖積	21	19.2	270	4.2	1.47	1.60	1.21	73	0.84
17	KF	B-3-2-1	8.50-8.75	118	294	沖積	21	19.2	270	7.2	1.43	1.53	1.18	76	0.89
18	NR	FS-4-4-1	13.00-13.15	127	127	洪積	9	7.9	260	13.9	1.39	1.48	1.13	78	0.91
19	NR	FS-4-4-2	13.00-13.15	127	382	洪積	9	7.9	260	11.6	1.43	1.48	1.11	90	0.86
20	IK	2-7-2-1	7.89-8.00	88	88	沖積	17	17.9	230	0.2	1.15	1.27	1.02	56	
21	IK	2-9-4	9.55-9.70	98	98	沖積	17	17.0	238	0.3	1.37	1.49	1.19	65	0.94
22	IK	2-9-5-1	9.70-9.85	98	98	沖積	16	16.0	238	0.2	1.41	1.49	1.19	78	0.88
23	IK	2-9-6-2	9.85-10.00	98	98	沖積	16	16.0	238		1.34	1.49	1.19	56	0.98
24	IK	2-9-6-3	9.85-10.00	98	98	沖積	16	16.0	238		1.33	1.49	1.19	52	1.00
25	IK	2-9-6-4	9.85-10.00	98	98	沖積	16	16.0	238			1.49	1.19		
26	IK	2-16-1	16.00-16.12	147	147	沖積	15	12.2	272	0.2	1.27	1.43	1.12	55	1.10
27	IK	1-15-2-2	16.15-16.30	147	147	沖積	15	12.2	272		1.32	1.42	1.10	74	1.01
28	IK	1-15-2-3	16.15-16.30	147	147	沖積	15	12.2	272	2.5	1.27	1.42	1.10	60	1.08
29	IK	1-15-2-4	16.15-16.30	147	441	沖積	15	12.2	272	4.1	1.34	1.43	1.10	78	1.00
30	IK	3-5-2-2	5.35-5.50	69	69	埋立	9	10.8	173		1.38	1.58	1.26	42	0.97
31	IK	3-5-2-3	5.35-5.50	69	69	埋立	9	10.8	173		1.35	1.58	1.26	33	1.01
32	IK	3-5-2-4	5.35-5.50	69	69	埋立	9	10.8	173			1.58	1.26		
33	IK	3-5-5	5.80-5.95	69	69	埋立	9	10.8	154	1.3	1.27	1.51	1.20	27	1.11
34	IK	3-5-3-2	5.50-5.65	69	206	埋立	9	10.8	154	2.5	1.33	1.58	1.26	27	1.03
35	HT	Fs-12-2-1	13.18-13.33	157	157	沖積	21	16.6	220	22.5	1.44	1.52	1.16	82	0.99
36	HT	Fs-12-2-2	13.18-13.33	157	314	沖積	21	16.6	220	17.4	1.44	1.46	1.10	96	0.98
37	NG	FDA0-1	3.45-3.70	37	37	沖積	5	8.1	100	9.4	1.39	1.52	1.14	71	0.91
38	NG	FDB0-1	8.19-8.44	74	74	沖積	19	21.8	190	7.4	1.46	1.47	1.14	98	0.81
39	NG	FS-8-4	8.65-8.77	78	78	沖積	22	24.6	200	14.6	1.52	1.63	1.24	78	0.78
40	NG	FS-8-5	8.65-8.77	78	235	沖積	22	24.6	200	19.7	1.50	1.57	1.20	84	0.81
41	NG	FDC0-1	12.90-13.15	112	112	洪積	5	4.7	230	9.7	1.31	1.29	0.97	106	0.99
42	NG	FDD0-1	14.55-14.80	125	125	洪積	12	10.6	250	14.6	1.32	1.42	1.05	78	1.08
43	NG	FDE0-1	16.05-16.30	138	138	洪積	7	5.9	240	12.2	1.48	1.62	1.16	76	0.82
44	NG	FS21-E-2	21.38-21.50	186	186	洪積	35	25.4	360	1.4	1.53	1.43	1.17	127	0.73
45	NT	Fs-15-3-a	15.65-15.80	147	147	沖積	41	33.5	213	3.2	1.40	1.49	1.19	74	0.93
46	NT	Fs-15-3-b	15.65-15.80	147	147	沖積	41	33.5	213	2.6	1.42	1.50	1.20	77	0.91
47	NT	Fs-15-3-c	15.65-15.80	147	294	沖積	41	33.5	213	2.8	1.42	1.50	1.19	79	0.92
48	YD	Fs-14-4-a	14.40-14.52	137	137	沖積	24	20.3	200	0.3	1.49	1.60	1.32	66	0.80
49	YD	Fs-14-4-b	14.40-14.52	137	274	沖積	24	20.3	200	0.3	1.46	1.59	1.32	57	0.85
50	SW	F1-20-B-1	17.97-18.12	176	176	沖積	31	23.1	260	0.5	1.35	1.52	1.22	48	1.05
51	SW	F1-20-B-2	17.97-18.12	176	353	沖積	31	23.1	260	0.8	1.36	1.54	1.23	46	1.07

表2.2.3 物性値一覧（礫質土）

No.	サイト	試料No.	深度 GL-(m)	有効上載圧 v'(kPa)	試験拘束圧 c'(kPa)	地層区分	S波速度 Vs(m/sec)	礫分 Gc(%)	細粒分 Fc(%)	乾燥密度 d(g/cm ³)	間隙比 e
1	CP	1-3-3	9.50-9.80	127	127	改良土	290	66.9	1.7	2.02	0.31
2	CP	1-10-3	16.83-17.10	206	206	改良土	230	57.9	1.0	1.85	0.41
3	KP	1-5-2	7.35-7.65	108	108	埋立	120	40.9	6.5	1.85	0.41
4	KP	2-14-2	15.4-15.7	196	196	埋立	180	70.0	4.5	2.13	0.24
5	KP	1-5-3	7.65-7.95	108	216	埋立	120	42.7	7.2	1.82	0.44
6	KF	A-2-1	6.65-7.25	108	108	沖積	330	86.8	0.3	2.19	0.23
7	KF	A-8-1	12.45-13.05	157	206	沖積	560	73.4	0.5	2.25	0.20
8	KF	A-2-2	7.25-7.85	108	216	沖積	330	85.3	0.5	2.21	0.22
9	KF	A-8-2	13.05-13.65	157	412	沖積	560	46.0	0.4	2.23	0.23
10	KK	4-3-1	4.00-4.30	59	59	埋立	130	11.8	0.1		
11	TD	B-2	15.35-15.95	144	49	沖積	380	76.8	0.3	1.86	0.43
12	TD	A-1	14.3-14.9	133	98	沖積	380	74.5	0.6	1.91	0.39
13	TD	B-1	14.3-14.9	133	147	沖積	380	83.4	0.5	1.95	0.36
14	TD	C-5	18.7-19.3	176	186	沖積	380	74.3	1.1	2.02	0.31
15	TD	D-1	14.75-15.35	138	294	沖積	380	54.8	1.3	1.82	0.45
16	TD	D-5	18.35-18.95	173	392	沖積	380	78.5	0.8	1.92	0.38
17	TOK	3-4-2	9.35-9.55	137	137	沖積	210	47.0	0.3	1.89	0.41
18	TOK	7-5-2	10.15-10.45	147	147	沖積	270	33.6	0.9	1.83	0.46
19	TK	U-4	19.2-20.0	294	294	沖積	370	61.8	8.5	2.03	0.33
20	TK	U-5	20.0-20.8	294	490	沖積	370	75.8	0.8	2.14	0.26
21	HT	3-11	7.94-8.24	294	98	沖積	260	78.8	0.1	1.97	0.39
22	TN	B-2	5.2-5.8	75	127	沖積	330	73.8	0.2	2.14	0.40
23	TN	A-9	12.15-12.75	136	186	沖積	420	52.3	0.5	1.82	0.47
24	TN	D-2	5.45-6.05	77	294	沖積	330	77.1	0.2	2.13	0.40
25	TN	C-9	12.25-12.85	137	392	沖積	420	63.6	0.6	1.92	0.40

2.3 室内試験装置

本研究では、不攪乱試料に対する室内試験に4種類の試験装置を用いた。試験装置は試験に用いる試料の粒径に応じて表2.3.1に示すように、粘性土、砂質土を対象とした繰返し変形試験には小型三軸試験装置もしくは中空ねじり試験装置、礫質土を対象とした繰返し変形試験には中型もしくは大型三軸試験装置を用いている。

表2.3.1 対象土と試験装置

試験装置	小型三軸	中空ねじり	中型三軸	大型三軸
対象土	砂質土、粘性土		礫質土	
供試体の 大きさ (cm)	=5, h=10	外 =10, 内 =6, h=10	=15, h=30	=30, h=60

2.3.1 小型及び中型繰返し三軸試験装置

図2.3.1.1、写真2.3.1.1は小型繰返し三軸試験装置のセルの模式断面図である。基本的な試験装置の構成は地盤工学会基準JGS 0542「地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法」に従っている。小型三軸試験装置では直径5cm、高さ10cm、中型三軸試験装置では直径15cm、高さ30cmの供試体がセットできる。なお、試料キャップとペDESTALを付け変えることによって、中型三軸試験装置では直径10cm、高さ20cmの供試体を用いた試験が可能である。

供試体に作用させる繰返し荷重は油圧で制御し、側圧や背圧は空気圧によって制御している。なお、微小ひずみレベルの初期せん断剛性を求める際に与える繰返し荷重は写真2.3.1.2に示す空気圧制御の載荷装置をセルの上部に取り付けて与えている。繰返し荷重は三軸セル内に設置されたロードセル(写真2.3.1.3参照、容量2kN)によって測定する。中型用には5kNのロードセルを用いている。繰返し変形特性を求めるために 10^{-6} 程度から 10^1 程度の広い範囲のひずみを測定する必要があるので、2種類の方法によって軸変位を測定している。すなわち、 10^{-6} 程度から 10^{-3} 程度までのひずみの測定には、セル内に取り付けた2組の電磁式の非接触型変位計(測定範囲 $\pm 0.5\text{mm}$)(写真2.3.1.3参照)を用い、それより大きなひずみの測定にはセル外に取り付けた差動トランス式変位計(測定範囲 $\pm 20\text{mm}$)(写真2.3.1.4参照)を用いた。非接触型変位計は供試体上端のキャップに取り付けたアクリル製のアームにターゲットを取り付け、センサーはセル上部に取り付けている。なお、非接触型変位計との比較のために必要に応じて後藤らによって開発された局所変位計(LDT)(後藤他、1991)による軸ひずみの測定も行っている。

LDTは供試体の側面に180°離して2カ所に取り付けている(写真2.3.1.5参照)。側圧と間隙水圧はセル下部に取り付けた間隙水圧計で計測する(写真2.3.1.6参照)。また、繰返し荷重を非排水条件下で与えた後の排水による体積変化量は二重管体積計(ビュレット)の水位変化を差圧計で測定している(写真2.3.1.7参照)。

図2.3.1.2には局所変位計(LDT)の仕様を示している(後藤他、1991)。この方法は供試体をカバーしているゴム膜の上に固定している2つのヒンジに挟まれた金属帯板にひずみゲージが貼布されて、それによってヒンジ間の変位を測定する。この方法によれば、供試体キャップの変位を測定する非接触型変位計に比べて、ベディングエラー(供試体端面の不具合)の影響を受けない精度の高い測定ができることが指摘されている。この詳細は3章で述べる。

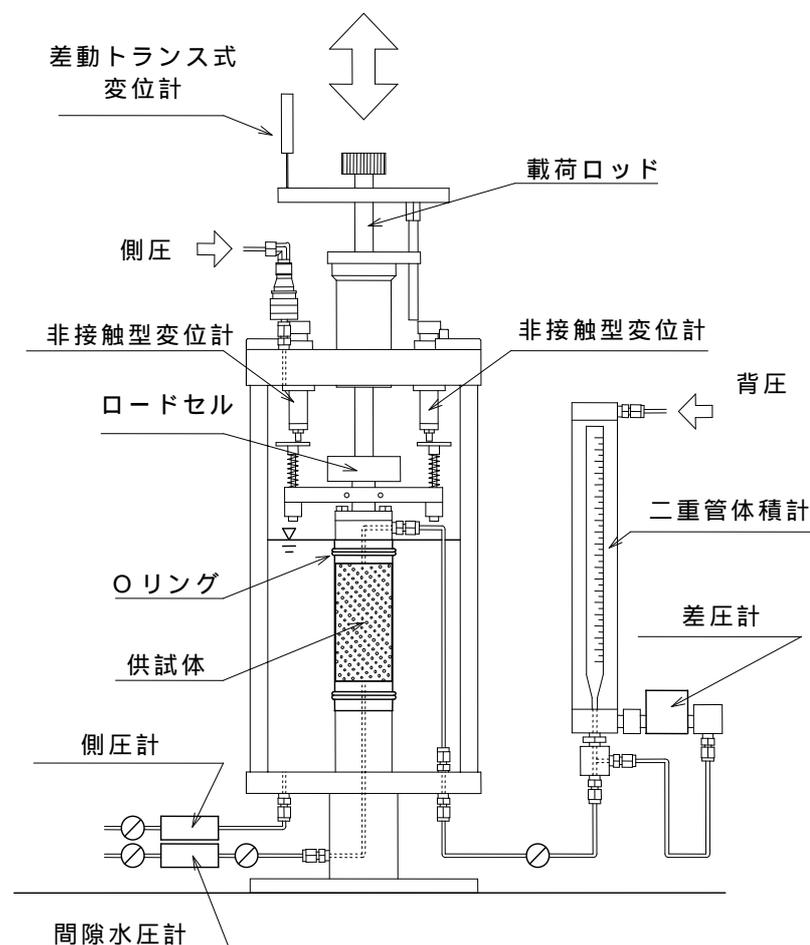


図2.3.1.1 小型繰返し三軸試験装置の模式図



写真2.3.1.1 小型繰返し三軸試験装置のセル



写真2.3.1.2 空気圧制御装置(微小荷重載荷用) 写真2.3.1.3 ロードセルと非接触型変位計



写真2.3.1.4 差動トランス式変位計



写真2.3.1.5 局所変位計(LDT)



写真2.3.1.6 側圧計と間隙水圧計



写真2.3.1.7 二重管体積計と差圧計

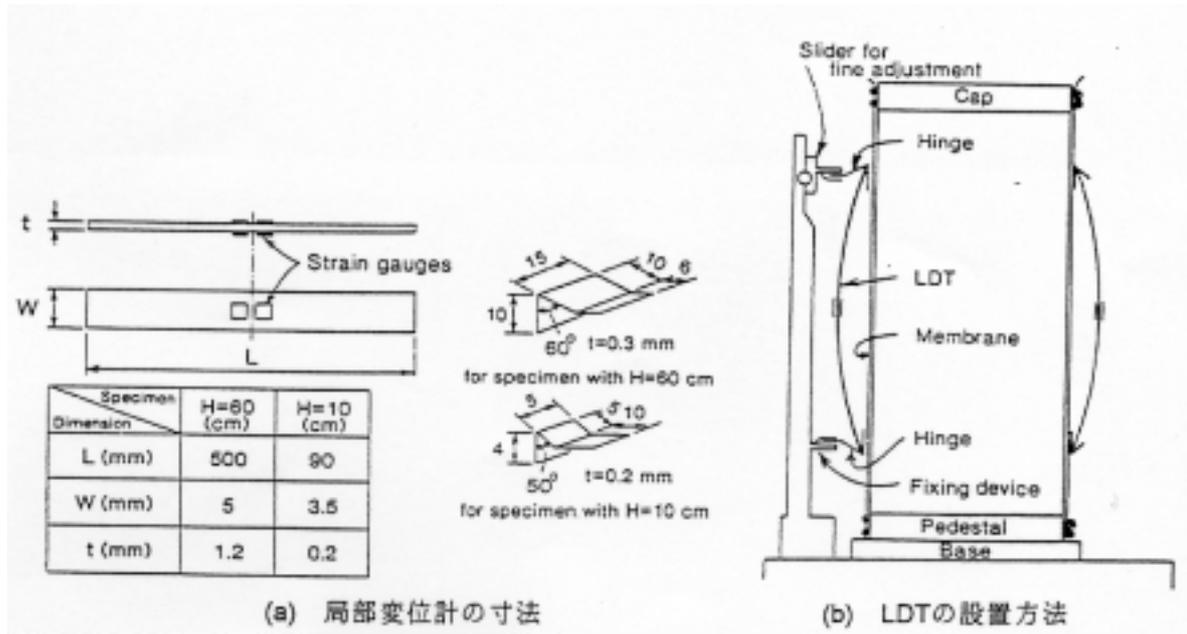


図2.3.1.2 局所変位計(LDT)(後藤他、1991)

2.3.2 中空ねじり試験装置

図2.3.2.1、写真2.3.2.1は本研究で用いた中空ねじり試験装置のセルの模式断面図である。基本的な試験装置の機構は地盤工学会基準JGS 0543「土の変形特性を求めるための中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験方法」に従った。中空ねじり試験装置は外径10cm、内径6cm、高さ10cmの円筒供試体がセットできる。

供試体に作用させる繰返しせん断力は油圧で制御し、軸圧、側圧、背圧は空気圧によって制御している。ねじり力は図2.3.2.2に示すようにアクチュエーターによる水平動をラック・ピニオンギアによって載荷ロッドを回転させ、供試体にねじり力を伝達させた。繰返しせん断力はセル内に設置されたトルク計によって測定する。供試体のせん断ひずみはひずみレベルに合わせて 10^{-6} から 10^{-3} 程度までのひずみを非接触型変位計(写真2.3.2.2参照)、 10^{-3} 以上のひずみをポテンシオメーター(回転角計)(写真2.3.2.3参照)で測定している。非接触型変位計による微小回転角の測定については、図2.3.2.3に示すように変位計の中心軸からキャップ中心軸までの距離(回転半径)と変位計軸方向に対するターゲットの変位からキャップの回転角を測定した。ポテンシオメーターによる測定は図2.3.2.4に示すように、キャップの回転角を直接測定した。なお、供試体の圧密やせん断試験のダイレタンシーによる鉛直変位に対して、カウンターバランスを用いることで、ポテンシオメーター自身が自由に上下動できるようにした。ねじりせん断力を供試体に伝えるために、供試体キャップおよびペDESTALにはポーラスストーンに短い刃(リブ)が埋め込まれている。このリブの長さやピッチはせん断力の伝達に影響を及ぼすと言われている。本研究で用いたリブは突起部が2mmで円周上に6枚取り付けられている(写真2.3.2.4、2.3.2.5参照)。側圧と間隙水圧は三軸試験装置と同様にセル下部に取り付けた間隙水圧計で計測する。また、排水による体積変化量も三軸試験装置と同様に体積計の水位変化を差圧計で測定している。

せん断応力とせん断ひずみの算出方法については土質試験法に示されている平均半径でのせん断応力およびせん断ひずみ((2.3.2.1)式、(2.3.2.2)式参照)に従って求めた。

平均半径でのせん断応力を用いる方法：

$$\tau = \frac{T}{\pi(\gamma_o^2 + \gamma_1^2)(\gamma_o - \gamma_1)} \quad (2.3.2.1)$$

平均半径でのせん断ひずみを用いる方法：

$$\gamma = \frac{\theta(\gamma_o - \gamma_1)}{2H} \quad (2.3.2.2)$$

ここで、 γ_o ：供試体外半径、 γ_1 ：供試体内半径、 T ：繰返しねじり力、 θ ：回転角、 H ：供試体高さ。

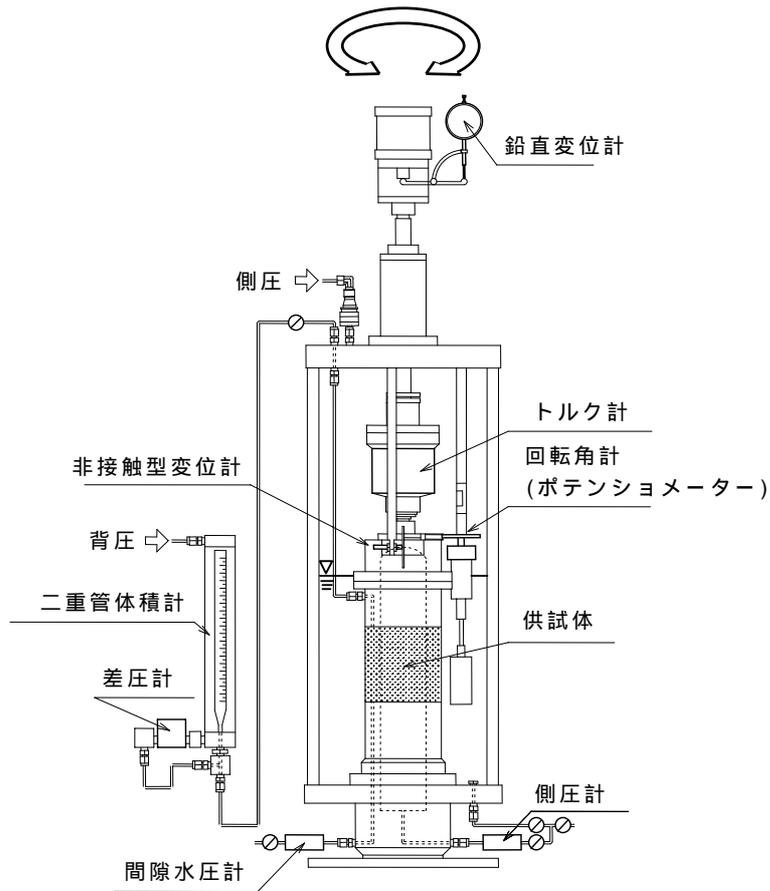


図2.3.2.1 中空ねじり試験装置の模式図



写真2.3.2.1 中空ねじり試験のセル



写真2.3.2.2 非接触型変位計



写真2.3.2.3 ポテンショメーター



写真2.3.2.4 キャップのリップ



写真2.3.2.5 ペDESTALのリップ

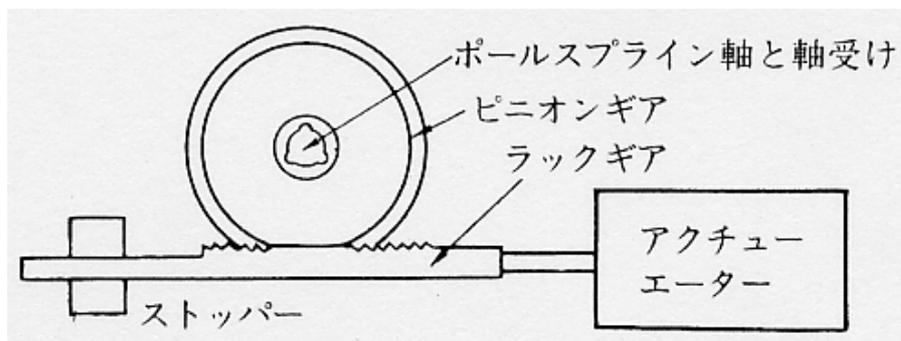


図2.3.2.2 ねじり力伝達システム(ラック・ピニオンギア方式)(地盤工学会、2000)

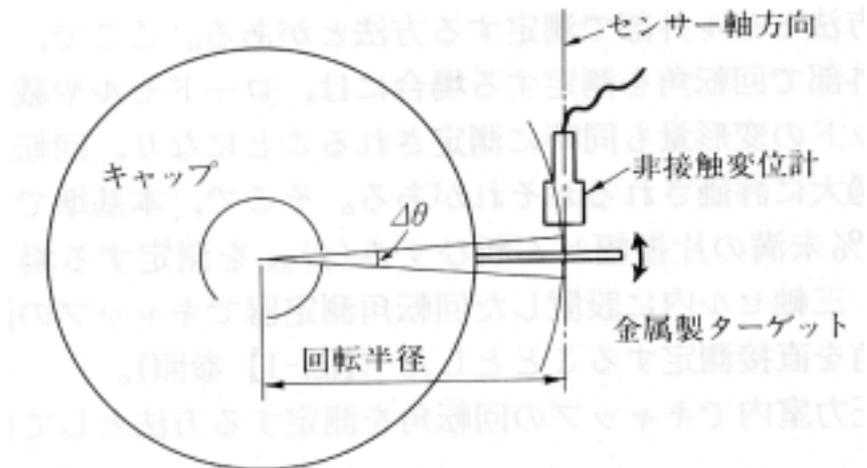


図2.3.2.3 非接触型変位計による回転角の測定法(地盤工学会、2000)

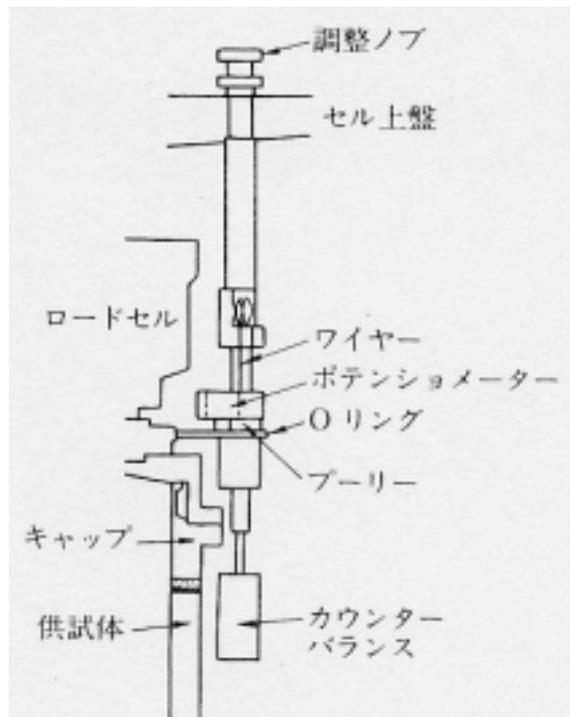


図2.3.2.4 ポテンシオメーターを用いた回転角測定器の例(地盤工学会、2000)

2.3.3 大型繰返し三軸試験装置

図2.3.3.1、写真2.3.3.1は、大型繰返し三軸試験装置のセルの模式断面図である。試験装置の基本的な機構は小型繰返し三軸試験装置とほぼ同じである。この試験装置は主として礫質土を対象とした試験装置である。キャップとペDESTALを取り替えることで、直径30cm、高さ60cmと直径15cm、高さ30cmの2種類の供試体がセットできるようになっている。供試体に作用させる繰返し荷重は油圧で制御し、側圧や背圧は空気圧で制御している。繰返し軸差荷重を測定するロードセル(容量200kN)は三軸セル内部に設置されて、載荷ロッドとセル間の摩擦力の影響を除去できるようにしてある。軸変位は測定するひずみレベルに合わせた方法を用いた。すなわち、 10^{-3} 以上のひずみを対象とする場合はセル外に取り付けた差動トランス型変位計(測定範囲 $\pm 60\text{mm}$)で載荷ロッドの変位を測定した。また、 10^{-6} から 10^{-3} 程度のひずみの測定は、非接触型の変位計(測定範囲 $\pm 1\text{mm}$)を用いて、セル上端と供試体キャップの間の相対変位を測定した。なお、必要に応じてLDTによる軸ひずみの測定も行うとともに、ゴムスリーブの上に加速度計を取り付けて供試体のS波速度も測定した。

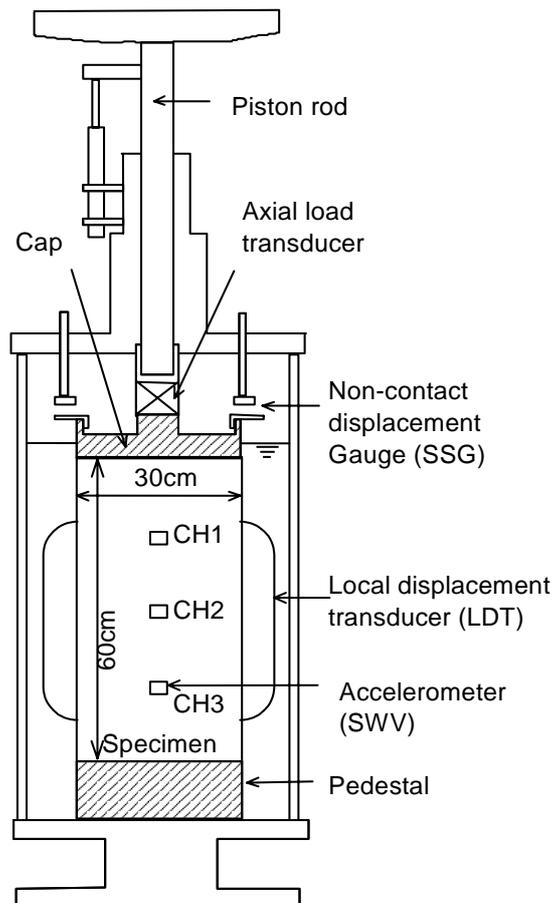


図2.3.3.1 大型繰返し三軸試験装置のセルの模式断面図



写真2.3.3.1 大型三軸試験装置のセル



写真2.3.3.2 大型三軸試験装置の全景

2.4 供試体作成方法

凍結サンプリング法によって採取された不攪乱試料の供試体の作製方法は、粒径の小さい砂質土については地盤工学会基準「土の三軸試験の供試体作製・設置方法」(JGS-0520-2000)および「土のねじりせん断試験用中空円筒供試体の作製・設置方法」(JGS-550-1998)における「トリミング法」に従った。ただし、供試体の大きさと地盤材料に合わせて次のように作製した。

大型三軸試験に用いる不攪乱砂礫試料は、現場において直径30cm、高さ60cmに成形されているので特に処理は行わず、供試体を保存箱から取り出し、直径、高さの測定、写真撮影ののち実験に用いた。一方、中型三軸試験に用いる砂礫供試体は直径15cm、長さ1m程度の凍結柱から実験室内においてカッターで30cmの長さの供試体を切り出した(写真2.4.1参照)。さらに、小型三軸試験に用いる直径5cm、高さ10cmの砂供試体および中空ねじり試験に用いる砂供試体は直径15cmの凍結柱からブロック状の塊を切り出し、トリマーとストレートエッジを用いて所定の大きさに成形した(写真2.4.2～2.4.3参照)。成形された三軸試験用と中空ねじり試験用の凍結砂質土供試体を写真2.4.4、2.4.5に示す。

また、いくつかの試料については再調整試料による試験も実施している。再調整試料の作製は、供試体の大きさと地盤材料に合わせて、地盤工学会基準の供試体作製方法における「負圧法」に従った。図2.4.1に示すように2つ割モールドの内側にゴムスリーブを設置し、真空ポンプを用いてモールドの内側に密着させる。炉乾燥させた試料は砂質土の場合、空中落下法により投入する。礫質土の場合はスコップなどを用いて投入し、締固め法を併用して密度の調整を行う。再調整試料の密度は不攪乱試料の結果と比較する場合はその密度に合わせた。なお、礫質土を用いた再調整試料の作成に際しては、ベディングエラーによる軸変位の測定誤差をできるだけ除くため、上端面が十分に平滑になる様に粒径の小さい粒子を配し、かつ、供試体軸に直交するように細心の注意を払った。



写真2.4.1 成形された三軸試験用凍結供試体(礫質土、直径15cm、高さ30cm)



写真2.4.2 トリマーを用いた凍結砂質土
供試体の成形



写真2.4.3 マイターボックスを用いた
端面の成形



写真2.4.4 成形された三軸試験用凍結
供試体(砂質土、直径5cm、高さ10cm)



写真2.4.5 成形された中空ねじり試験用
供試体(砂質土、外径10cm、内径6cm、高さ10cm)

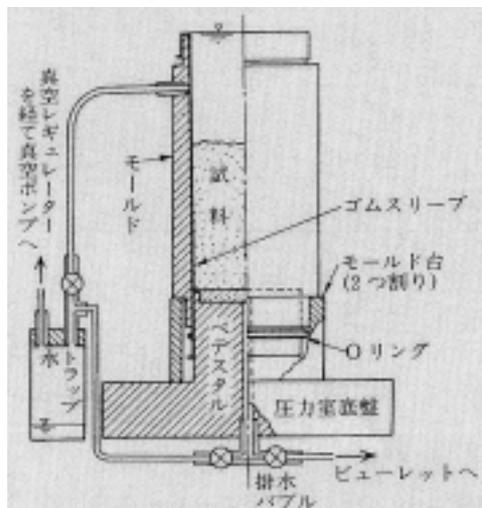


図2.4.1 再調整試料の作成方法(地盤工学会、2000)

2.5 試験方法

地盤凍結法により採取した不攪乱試料についての非排水繰返し変形試験の手順は、基本的に地盤工学会基準「地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法」(JGS-0542-2000)および「土の変形特性を求めるための中空円筒供試体による繰返しねじりせん断方法」(JGS-0543-2000)に従っている。ただし、供試体を確実に飽和させるために、供試体の大きさによって各段階で表2.5.1に示す時間を確保した。また、油圧制御のフィードバック能力が試験装置によって異なるため、変形試験の載荷周波数は大型三軸試験で0.01Hz、それ以外では0.1Hzとした。粘性土を対象とした場合は、載荷周波数が異なると試験結果に影響することが示されているが、本研究で対象とした礫質土の細粒分は10%以下と小さく、大型三軸試験に用いた周波数は土質試験法において推奨している範囲(0.05~1.0Hz)より小さいことから、周波数の違いが試験結果に及ぼす影響はほとんどないと考えられ、特に補正などは行わなかった。なお、吉見・大岡(1973)は周波数が0.05~12Hzの範囲において、きれいな砂の液状化抵抗に及ぼす周波数の影響が小さいことを示している(図2.5.1参照)。

表2.5.1 供試体の大きさに応じた各段階での時間の目安

	大型三軸 供試体 ($\phi=30\text{cm}$, $h=60\text{cm}$)	中型三軸 供試体 ($\phi=15\text{cm}$, $h=30\text{cm}$)	小型三軸 供試体 ($\phi=5\text{cm}$, $h=10\text{cm}$)	中空ねじり 供試体 ($\phi_{\text{外}}=10\text{cm}$, $\phi_{\text{内}}=6\text{cm}$, $h=10\text{cm}$)
対象土	礫質土	礫質土	砂質土	
解凍時間 (h)	5 ~ 10	2 ~ 5	0.5 ~ 2	
CO ₂ 通気時間(h)	5 ~ 10	2 ~ 5	0.5 ~ 2	
脱気水通水時間(h)	5 ~ 20	2 ~ 10	1 ~ 3	
圧密時間(h)	3 ~ 10	1 ~ 5	0.5 ~ 2	
繰返し載荷周波数(Hz)	0.01	0.1	0.1	

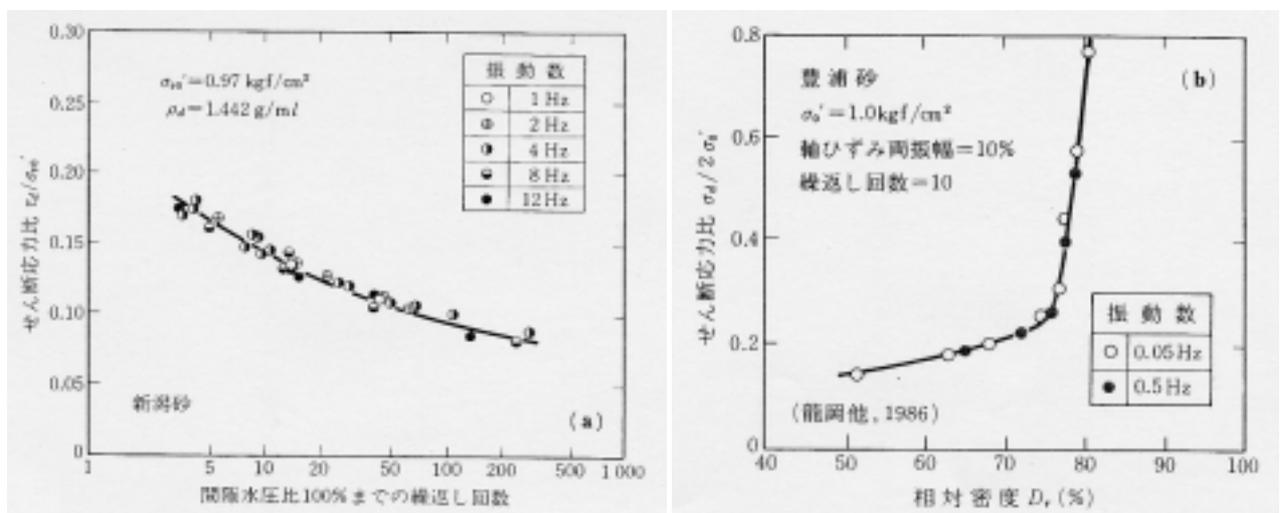


図2.5.1 きれいな砂の液状化抵抗と振動数の関係(吉見・大岡、1973)

供試体のセットから試験までの手順は以下の通りである。

- (a) 凍結試料をセルにセットし、ゴムスリーブをかぶせて、上下端はOリングでシールし、真空状態にして自立させる。その後供試体の周囲を水で満たし、排水状態で20kPaの拘束圧に置換し、所定の時間放置して供試体を解凍する。
- (b) 供試体下部よりCO₂を通気したのち脱気水を通水して、供試体の間隙を脱気水で置換し、バックプレッシャー200kPaを載荷して飽和させる。
- (c) 間隙圧係数のB値が0.95以上であることを確認し、所定の拘束圧で等方圧密する。その後非排水状態にして、繰返し変形試験を実施する。試験に用いた拘束圧は原則として、採取深さにおける有効上載圧とした。

(1) 初期せん断剛性の測定

供試体を圧密した後、繰返し変形試験の第1ステージとして微小ひずみレベルの初期せん断剛性を測定する。繰返し変形試験を行うにあたり、いくつかの試験については微小ひずみレベルにおける初期せん断剛性の測定を複数の方法で行った。本研究で用いた方法は、加速度計を用いて室内でVsを測定する方法(SWV)、局所ひずみ測定装置(LDT)による方法、非接触型変位計(SSG)による方法の3種類である。ただし、直径5cm、高さ10cmの砂質土試料の場合は供試体の高さが小さいためにによる方法では2つのセンサー間の時間差を読み取る誤差が大きくなることから、の2種類の方法のみを用いた。の方法については2.3節で測定方法を含めた概要を述べているので、ここではの方法の概要を述べる。

三軸セル内でのS波発生装置の機構図を図2.5.1に示す。加速度計は圧電型で防水加工されたもの(重量3g、直径9mm、高さ13.5mm)を供試体の側面に2ないし3個治具を介して取り付け(写真2.5.1参照)。加速度計の設置間隔は、供試体サイズによって異なるが15~25cmである。写真2.5.2に示すように、キャップに取り付けたレシーブ軸をハンマーで水平方向に打撃することによって、供試体にねじり力を加えてS波を発生させた。ハンマーはセルの外からハンドルを回転させることで、レシーブ軸を打撃出来る構造となっている。観測波はデジタル値としてパソコンに取り込んだ。なお、このような打撃方法で観測した波がS波であることを確認するため、セル外部の載荷ロッドをハンマーで相反する方向から打撃して観測波の反転を確認している。図2.5.2にS波波形の例を示す。図中の実線は載荷ロッドを表側から打撃した時の観測波形、点線は裏側から打撃した時の観測波形であり、両者が反転していることがわかる。S波速度は第1波のピークの時間差より算定した。

LDTとSSGによる初期せん断剛性測定では、供試体に 1×10^{-5} 程度のせん断ひずみが発生するような繰返し軸差応力(0.1Hzの正弦波を11サイクル)を与え、LDTとSSGで軸方向変位を測定した。図2.5.3に供試体に与えた繰返し荷重とSSGによる軸変位の計測例を示す。

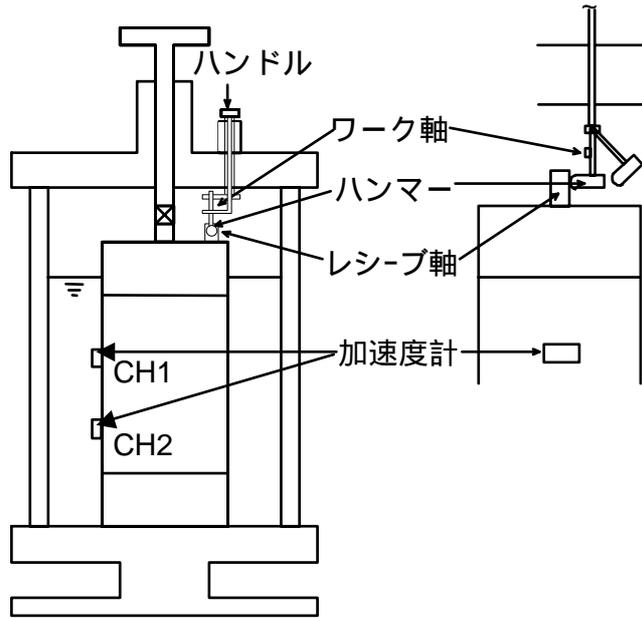


図2.5.1 三軸セルを用いたS波測定の様式図



写真2.5.1 加速度計設置状況



写真2.5.2 S波発生装置

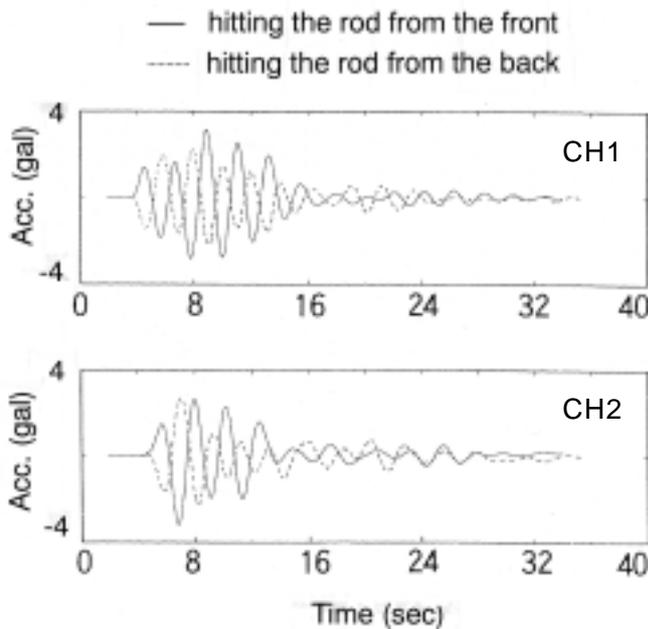


図2.5.2 観測されたS波の例

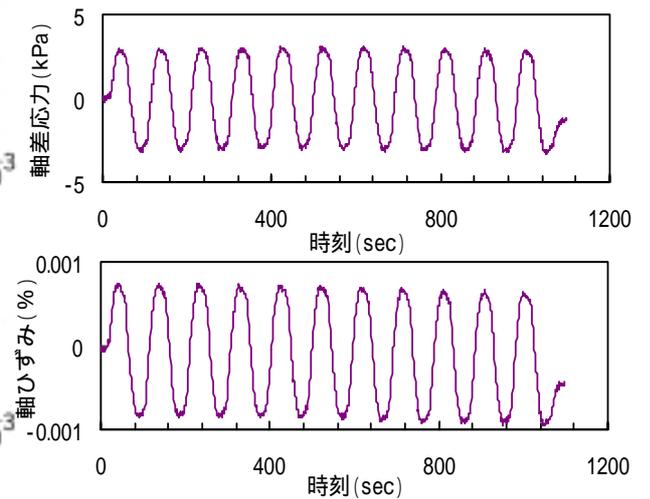


図2.5.3 繰返し荷重と軸変位の計測例

(2) 繰返し変形試験

変形特性としての $G \sim$ 、 $h \sim$ を求めるためには、一般に2つの方法が考えられる。

1つは同質の複数の供試体を用いて、それぞれに異なるひずみレベルを与え、それらの結果を1つにまとめて $G \sim$ 、 $h \sim$ 関係を求める方法である。もう1つは、1つの供試体を用いて小さなひずみから大きなひずみを段階的に与えて繰返し変形特性を求める方法である。後者の方法は通常「ステージテスト」と呼ばれている。現在、研究の場合も含めて、繰返し変形特性はステージテストで求められることが多い。本研究においては、不攪乱試料を対象としているため、同質の供試体を複数用意するのは困難な場合があることから、全ての繰返し変形試験をステージテストで行った。具体的な試験方法を以下に示す(図2.5.4参照)。

供試体を所定の拘束圧(σ'_v)で圧密したのち、第1ステージの载荷を行うために、非排水状態にして、正弦波による繰返しせん断応力(τ_1)を11回加えて、ひずみ(γ)に対応するせん断剛性(G)、減衰定数(h)を求める。実験終了後排水状態にして再び同じ拘束圧で供試体を圧密させ体積変化を測定する。その後非排水状態にして、前のステージよりも大きな繰返しせん断応力(τ_2)を11回加えて、同様に G 、 h を求める(第2ステージ)。この様にひずみの異なるステージを10~15回程度実施して微小ひずみから大ひずみまでの $G \sim$ 、 $h \sim$ 関係を求める。

なお、不攪乱試料との比較のために、再調整試料の繰返し変形試験も実施している。再調整試料の試験もステージテストで行っており、試験手順は不攪乱試料と同じである。

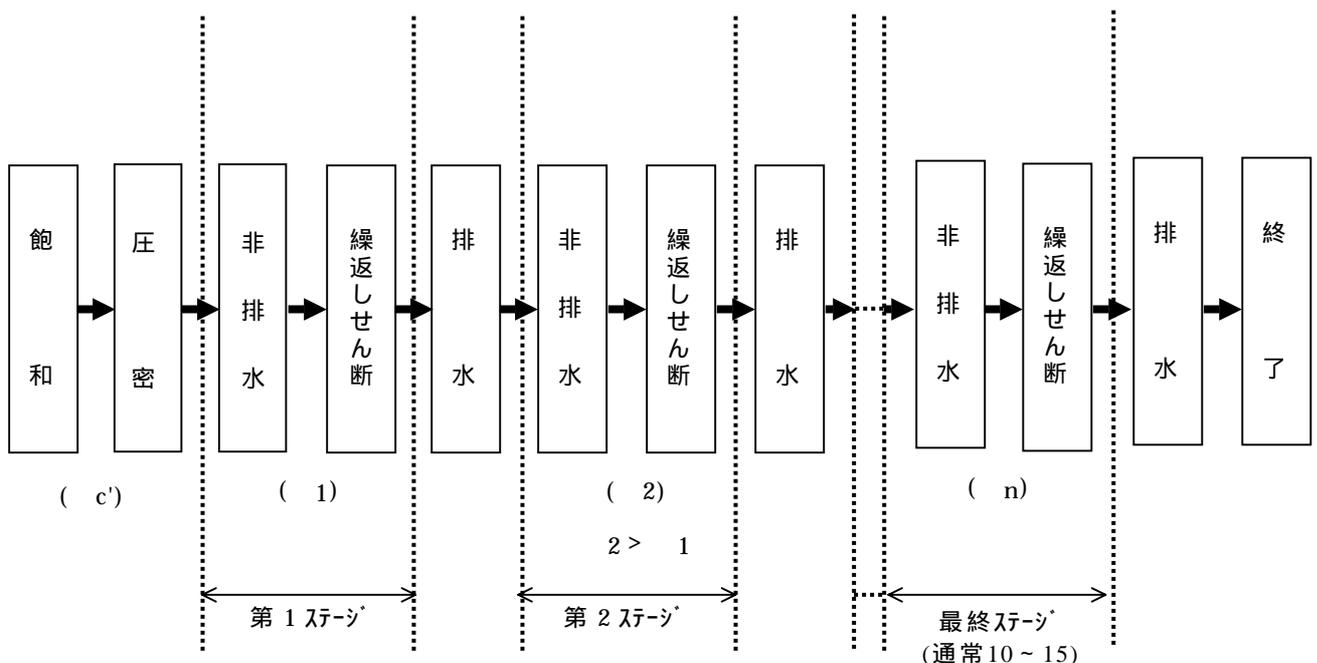


図2.5.4 ステージテストの手順図

2.6 試験結果の整理方法

ステージテストでは各ステージで11回の繰返し载荷を行っているが、本研究でのデータ整理においては、5波目と10波目の値をそのステージにおける代表値とした。中空ねじり試験を行った場合は、繰返し変形特性としてせん断剛性(G)とせん断ひずみ()の関係および減衰定数(h)とせん断ひずみ()の関係が直接求められるが、繰返し三軸試験の場合、直接求められるのはヤング係数(E)と軸ひずみ(a)の関係および減衰定数(h)と軸ひずみの関係である。繰返し载荷によって求めた応力 - ひずみ関係を図2.6.1のように表し、(2.6.1)式および(2.6.2)式によってヤング係数と減衰定数を求めた。そして、ポアソン比()を介して、(2.6.3)式と(2.6.4)式により、E ~ a、h ~ a関係はG ~ 、h ~ 関係に換算できる。供試体が完全に飽和しており、非排水条件であればポアソン比はほぼ0.5と仮定できるので、(2.6.3)式と(2.6.4)式を用いてEと aからGと が計算できる。なお、図2.6.2に示すように、飽和土のポアソン比はせん断剛性が大きくなるほど低下することが知られている(石原、1976)が、本論文で対象とするせん断剛性の範囲では =0.5としても問題はないと考えた。

以下、本研究において繰返し変形特性としてはG ~ 、h ~ で表示することとする。

なお、hは定義上 a、 のいずれで求めても同じ値を示す。ステージテストによる繰返し変形試験結果の例を図2.6.3に示す。

$$E = \frac{\sigma_a}{\varepsilon_a} \quad (2.6.1)$$

$$h = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} \quad (2.6.2)$$

$$\gamma = (1 + \nu)\varepsilon_a \quad (2.6.3)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (2.6.4)$$

ここに、E：ヤング係数

a：軸差応力

a：軸ひずみ

w：減衰エネルギー

w：等価弾性エネルギー

：せん断ひずみ

：ポアソン比

G：せん断剛性

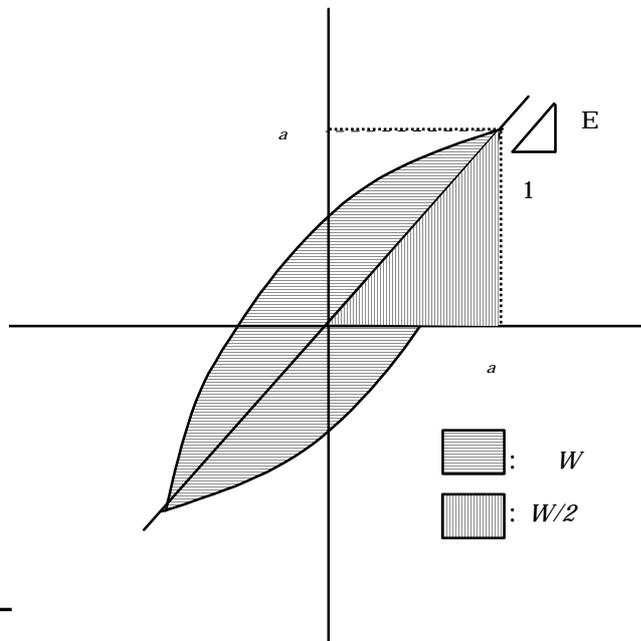


図 2.6.1 ヤング係数(E)と減衰定数(h)の求め方

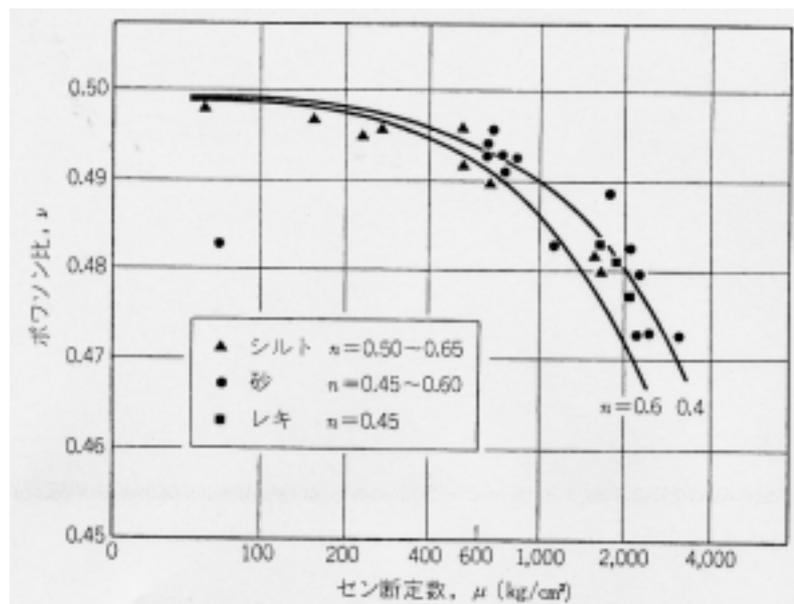


図2.6.2 飽和土のポアソン比とせん断定数との関係(石原、1976)

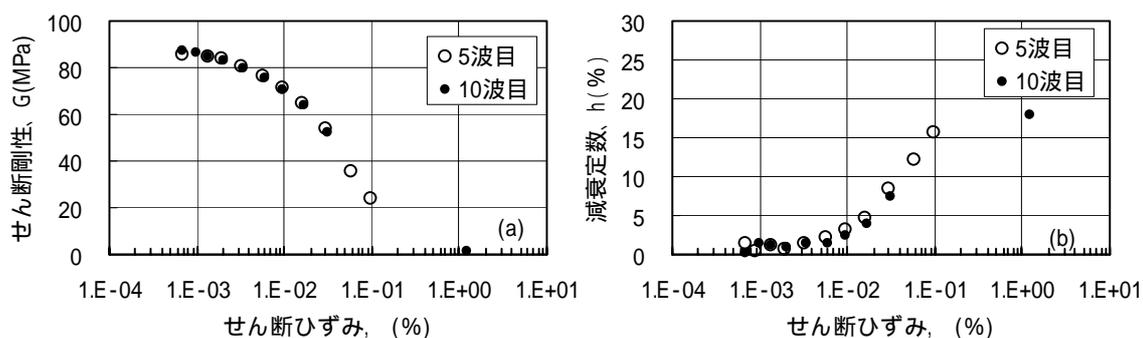


図2.6.3 繰返し変形試験結果の例(豊浦砂, $D_r=50\%$)

< 参考文献 >

- 2.1) Goto, S., Tatsuoka, F., Shibuya, S., Kim, Y.-S. and Sato, T. (1991): "A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory", *Soils and Foundations*, Vol.31, No.1, pp.169-180.
- 2.2) Hatanaka, M., Suzuki, Y., Kawasaki, T. and Endo, M. (1988): "Cyclic undrained shear properties of high quality undisturbed Tokyo gravel," *Soils and Foundations*, Vol.28, No.4, pp.57-68.
- 2.3) 石原研而(1976): 土質動力学の基礎、鹿島出版会.
- 2.4) 地盤工学会編(2000):「土質試験の方法と解説(第1回改訂版)」.
- 2.5) Yoshimi, Y. and Oh-oka, H. (1973): A ring torsion apparatus for simple shear tests, *proc. 8th ICSMFE*, Vol. 1.2, pp.501-506.
- 2.6) Yoshimi, Y., Tokimatsu, K., Kaneko, O. and Makihara, Y. (1984): "Undrained cyclic strength of a dense Niigata sand," *Soils and Foundations*, Vol.24, No.4, pp.131-145.

3. 微小ひずみ領域における初期せん断剛性の評価と利用

本章では繰返し変形特性のうち、微小ひずみレベルのせん断剛性(以下、初期せん断剛性と呼ぶ)の評価と利用に関して取り上げる。初期せん断剛性は地盤の応力状態や変形を評価するのに必要な地盤定数の1つであり、その評価についてはかなり早くから研究が行われている。そこで、本研究では初期せん断剛性の評価に関する既往の研究を述べるとともに、凍結サンプリング法で採取した砂質および礫質土のN値やS波速度と初期せん断剛性の関係、測定方法の違いが初期せん断剛性に及ぼす影響、初期せん断剛性の拘束圧に対する依存性の評価について述べる。また、章の後半では初期せん断剛性による静止土圧係数および土の非排水繰返しせん断強度の評価について述べる。

3.1 初期せん断剛性の評価

原地盤における初期せん断剛性 G_0 を求める方法として、原位置で実施する弾性波探査で求められるS波速度(V_s)から求める方法と原位置から不攪乱試料を採取して室内試験で測定する方法の2つがある。ここでは2つの方法に関する既往の知見を整理するとともに本研究での検討も述べる。

3.1.1 原位置試験による評価に関する既往の研究

初期せん断剛性 G_0 は、弾性論に基づく次式によりS波速度 V_s から求めることができる。

$$G_0 = \rho_s V_s^2 / g \quad (3.1.1.1)$$

ここに、 g ：重力加速度、 ρ_s ：土の単位体積重量

ρ_s は密度検層または採取試料の物理試験から求めることができる。また、S波速度は弾性波探査から求められる。しかし、通常の地盤調査では弾性波探査が行われるケースが少なく、標準貫入試験だけの場合が多い。従って、弾性波探査が行われない場合、あるいは事前検討として初期せん断剛性の概略値を知りたい場合、標準貫入試験のN値からS波速度や初期せん断剛性を推定する実験式・経験式があれば設計上有用である。このような観点から、N値とS波速度 V_s の関係およびN値と初期せん断剛性 G_0 の関係についていくつかの研究成果が報告されている。

(1) N値とS波速度 V_s の関係

ボーリング孔を利用した標準貫入試験は、現在原位置での地盤調査として最も普及しており、データの蓄積も多い。この試験で得られるN値は地盤の強度や剛性の大小を表す1つの指標として考えられており、数多くの設計用地盤定数とN値との関係が提案されている。また、初期せん断剛性がS波速度 V_s の2乗に比例することから、地盤の剛性と関係があるN値と V_s は間接的に相関があることは容易に推測できる。このような背景から、

N 値と Vs の関係は実測値に基づいた提案式がいくつかある。

その代表例は今井の提案式である (Imai, T., 1977)。今井は我が国で測定された Vs と N 値の関係を整理し土質別に図 3.1.1.1 のようにまとめた。そして、N 値から近似的に Vs を推定する式として(3.1.1.2)式を提案している。

$$\left. \begin{array}{ll}
 \text{沖積粘性土} : V_s = 102N^{0.292} \quad (\text{m/s}) & \text{沖積砂質土} : V_s = 80.6N^{0.331} \quad (\text{m/s}) \\
 \text{洪積粘性土} : V_s = 114N^{0.294} \quad (\text{m/s}) & \text{洪積砂質土} : V_s = 97.2N^{0.323} \quad (\text{m/s})
 \end{array} \right\} (3.1.1.2)$$

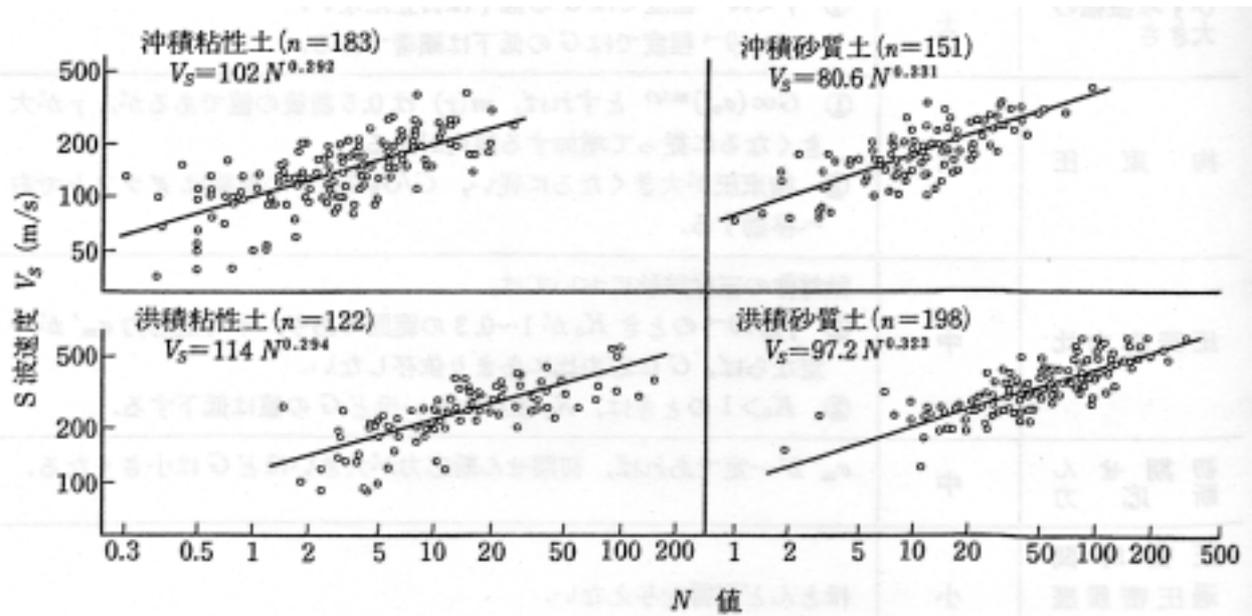


図3.1.1.1 弾性波探査によって得られたS波速度VsとN値の関係 (Imai, T., 1977)

この他にも次式に示す太田・後藤の式 (太田・後藤, 1976) が提案されている。太田・後藤は N 値と Vs の関係に土の堆積年代と種類の他に深さの影響も考慮している。

$$V_s = 69N^{0.17} h^{0.2} F_1 F_2 \quad (3.1.1.3)$$

ここで、h は深さ(m)、F₁ と F₂ は表 3.1.1.1 に示されている土の堆積年代と土の種類により決まる定数である。

表 3.1.1.1 太田・後藤式における係数 F₁、F₂

堆積年代	F ₁	土質名	F ₂
沖積	1.0	粘土	1.00
洪積	1.3	細砂	1.09
		中砂	1.07
		粗砂	1.14
		砂礫	1.15
		礫	1.45

(2) N 値と初期せん断剛性 G_0 の関係

N 値と S 波速度の間に相関があり、初期せん断剛性が(3.1.1.1)式より S 波速度から理論的に求められるので、初期せん断剛性と N 値との相関についてもいくつかの実験式が提案されている。

図 3.1.1.2, 図 3.1.1.3 は、 G_0 と N 値の関係を示したものである(Ohsaki, Y., et al., 1973, 太田他, 1972)。図 3.1.1.2, 図 3.1.1.3 には、次式で与えられる実験式が示されている。

$$G_0 = 1200N^{0.8} \quad (\text{tf/m}^2) \quad (3.1.1.4)$$

$$G_0 = 1390N^{0.72} \quad (\text{tf/m}^2) \quad (3.1.1.5)$$

図 3.1.1.1 に示す V_s と N 値の関係と比較すると、図 3.1.1.2 と図 3.1.1.3 の方がややデータにばらつきのある大きい傾向がみられる。これは(3.1.1.1)式で示されるように G_0 が V_s の 2 乗に比例することから容易に理解される。

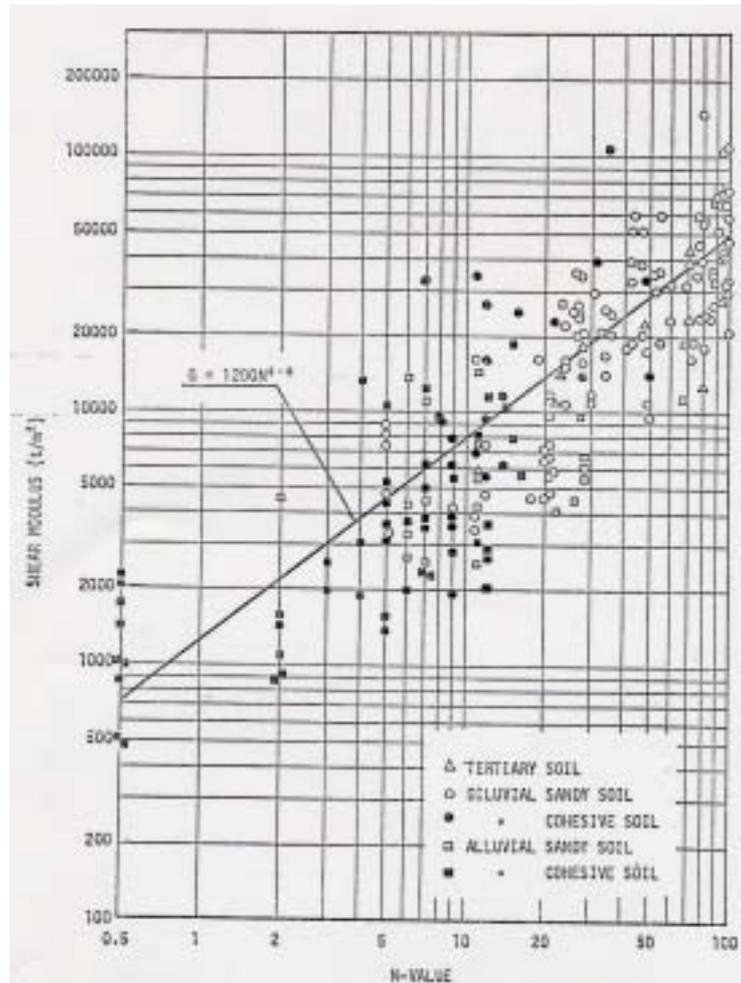


図3.1.1.2 初期せん断剛性とN値の関係(Ohsaki, Y., et al., 1973)

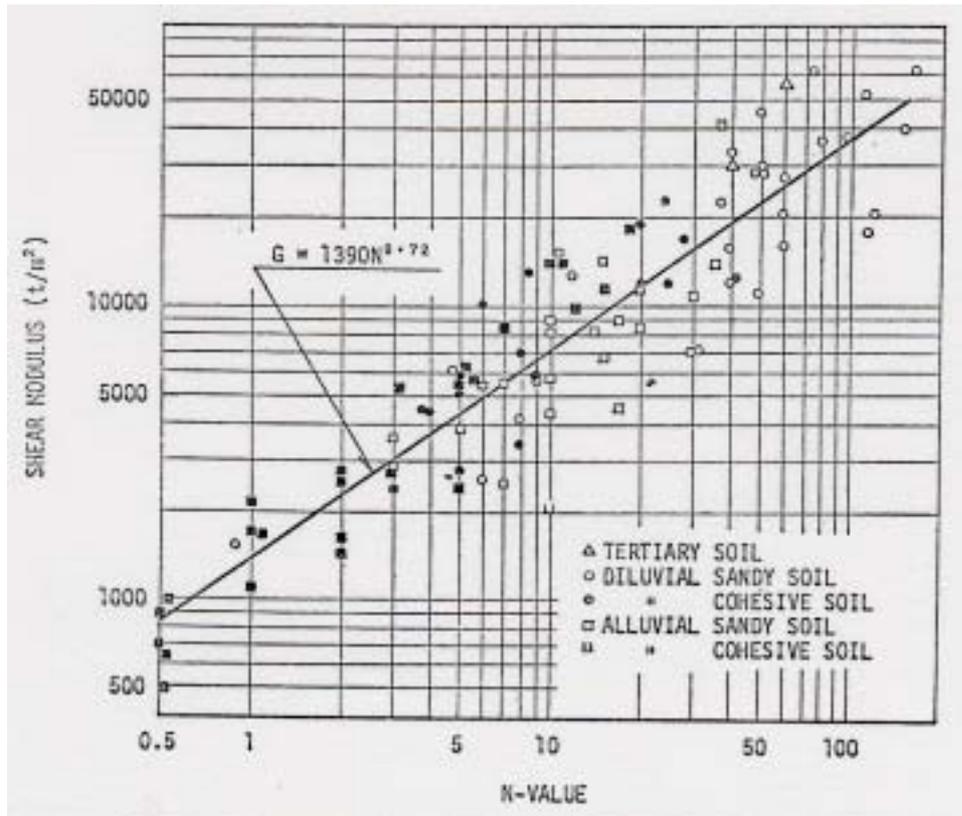


図3.1.1.3 初期せん断剛性とN値の関係(太田ら, 1972)

3.1.2 室内試験による評価に関する既往の研究

(1) 砂・礫試料の初期せん断剛性を評価する実験式

室内試験で求められる砂質土の初期せん断剛性 G_0 の評価は早くから研究対象として取り上げられており、再調整試料を用いた研究により G_0 に影響を及ぼす要因はかなり解明されている。ここでは、日本建築学会構造委員会資料(1997)に示されている既往の研究成果を中心に述べる。

砂質土の初期せん断剛性に影響する因子として、せん断ひずみ以外では間隙比と有効拘束圧が重要な影響因子であることが知られている。Hardin and Richart(1963)は再調整試料を用いた系統的な要素試験により、砂質土のS波速度はほぼ(3.1.2.1)式によって表されることを示した。その後、岩崎らの研究(Iwasaki et al., 1978)をはじめ、多くの研究者により(3.1.2.1)式をベースに、初期せん断剛性は(3.1.2.2)式で表されている。

$$V_s = A \cdot F(e) (\sigma) ^n \quad (3.1.2.1)$$

ここに、 σ : 等方圧密力、A: 定数、F(e): 間隙比eの関数、n: 定数。

$$G_0 = A' \cdot F'(e) (\sigma'_m)^{n'} \quad (3.1.2.2)$$

ここに、 σ'_m : 有効平均主応力、A': 定数、F'(e): 間隙比eの関数、n': 定数。

佐々木ら(1985)は、きれいな砂(細粒分含有率が小さい再調整試料)に対して提案されている主な実験式を表 3.1.2.1 のように整理している。表 3.1.2.1 に示す既往の実験式から、きれいな砂の初期せん断剛性 G_0 の特徴として次のことが述べられている。

G_0 に及ぼす密度の影響としては、相対密度より間隙比によって決まり、間隙比 e の影響を表す関数 F(e) は、 $(2.17-e)^2/(1+e)$ の関数形が多く用いられている。

拘束圧の影響を示す「べき定数 n」は、0.5 前後の値を取り、ひずみが大きくなると増加する傾向がある。

一方、砂礫の初期せん断剛性に関しては、研究対象として取り上げられるようになったのは砂質土に比べて新しいのに加えて、室内試験において大型の試験装置が必要であること、さらに供試体作成法や測定技術の難しさから、データが少なく研究途上にあると言える。砂礫の初期せん断剛性に関する実験式をまとめたものとして表3.1.2.2(土木学会編,1989)がある。砂礫の初期せん断剛性 G_0 の特徴は砂質土と比較して次のように述べられている。

間隙比の影響を表すF(e)は、砂と同じ関数形が用いられている。

拘束圧の影響を示す「べき定数n」の値は0.6あるいはそれより大きな値を示し、砂の0.5前後の値に比べ比較的大きい。

これに対して田中ら(Tanaka et al, 2000)は、間隙比の影響について砂と砂礫ではその度合いが異なることを示している。図 3.1.2.1 は、礫、砂礫や砂の間隙比とS波速度から計算し

た初期せん断剛性の関係である。砂礫は、一般に均等係数が大きく間隙比が小さいが、そのような場合には間隙比の変化に対する初期せん断剛性の変化が大きい。また、砂や粘土に対してよく用いられる Richart らの式(Hardin and Richart, 1963)は、間隙比が 0.5 ~ 1.0 程度の砂にはあてはまるが、間隙比が 0.5 以下の砂礫にはあてはまらないと述べている。

以上に述べたように、表 3.1.2.1 および表 3.2.2.2 に示す実験式は、式に含まれる影響因子が初期せん断剛性に及ぼす影響の度合いを知る上で有用であるが、実験式の基になった試験結果の大部分は、室内で再調整された試料によるものである。従って、ここで述べた特徴が不攪乱試料に対してあてはまるかは未解明であると考えられる。

表3.1.2.1 きれいな砂の初期せん断剛性に関する実験式 (佐々木ら、1985)

研究者	A	F(e)	n	ひずみレベル	試験法	砂
Hardin-Richart (1963)	700	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	0.5	10^{-4}	共振法(中実)	粒子の丸いオタワ砂 (e<0.8)
	330	$\frac{(2.97-e)^2}{1+e}$	0.5	10^{-4}	共振法(中実)	粒子の角ばった石英砂
柴田-soelarno (1975)	4200	$\frac{(0.67-\bar{n})}{\bar{n} = \frac{e}{1+e}}$	0.5	$10^{-5} \sim 10^{-6}$	パルス法	3種のきれいな砂 (D ₅₀ =0.2 ~ 0.5mm)
岩崎・龍岡・吉田 (1977)	900	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	0.38	10^{-6}	共振法(中空)	11種類の均等係数Ucの小さいきれいな砂
	850		0.44	10^{-5}	共振法(中空)	
	700		0.5	10^{-4}	共振法(中空)	
国生(1980)	840	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	0.5	10^{-6}	三軸	豊浦標準砂

表3.1.2.2 砂礫材の初期せん断剛性に関する実験式 (土木学会編、1989)

報告書	材 料	G ₀ を与える式	記号
国生ら ⁷⁾	円礫材	$840 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} (\sigma'_c)^{0.60}$	—
西 ら ¹⁵⁾	砂礫	$500 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} (\sigma'_c)^{0.60}$	---
田中ら ¹⁶⁾	砂礫 (礫分 25%)	$471 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} (\sigma'_c)^{0.62}$	---
田中ら ¹⁶⁾	砂礫 (礫分 50%)	$488 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} (\sigma'_c)^{0.60}$	-----

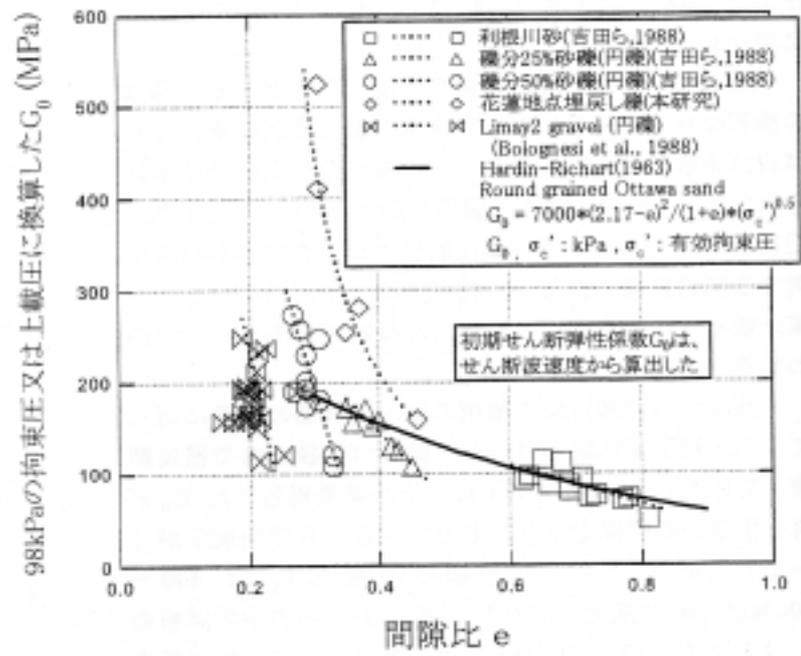


図3.1.2.1 礫、砂礫、砂の間隙比と初期せん断剛性の関係(Tanaka et al., 2000)

(2) 原位置と室内で測定した初期せん断剛性の比較

砂質土の試料採取方法として用いられるチューブサンプリングによって得られた試料の初期せん断剛性は、サンプリングの時の乱れの影響により変化することが知られている(安田・山口、1984)。図3.1.2.2は、原位置におけるS波速度から求められた初期せん断剛性 G_{OF} と室内試験による初期せん断剛性 G_{OL} の値を比較したものである(時松・大原、1990)。 G_{OF} の値が50MPa(500kgf/cm²)よりも小さいと G_{OL} が G_{OF} よりも大きいデータが多いが、 G_{OF} の値が50MPaよりも大きいとその逆の傾向を示す。すなわち、剛性の高い試料ほど室内試験で測定される G_{OL} は乱れの影響を受けて G_{OF} より小さくなることを示している。

これは、 G_{OF} の値が小さい地盤は一般的に緩い地盤のため、試料採取時の密実化により、室内試験で測定される G_{OL} が原地盤より大きく評価される可能性があるのに対して、 G_{OF} の値が大きい地盤では試料採取時に構造的攪乱を受け G_{OL} が原地盤より低下するためと思われる。これに対して、凍結サンプリング試料の G_{OL}/G_{OF} の値はサンプリング時の乱れの影響がほとんどないために、 G_{OF} の値にかかわらずほぼ1であるとしている。ただし、 G_{OF} と G_{OL} の対応に関しては、試料の乱れの影響だけでは説明できない場合もあると考えられる。このことについては3.2.4節で述べる。

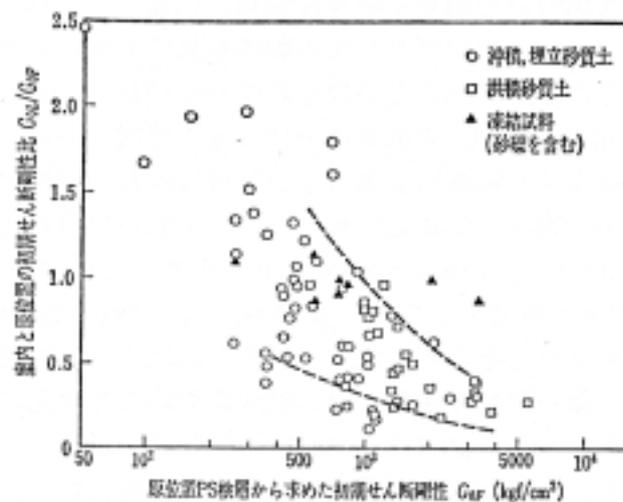


図3.1.2.2 室内と原位置で求めた初期せん断剛性の比較 (時松・大原, 1990)

3.1.3 凍結サンプリング試料による初期せん断剛性の評価

3.1.1 節で述べたように、標準貫入試験の N 値から S 波速度 V_s や初期せん断剛性 G_0 を推定する試みは早くから行われているが、室内試験で測定する G_0 に関しては、変位の測定精度がかなり進歩していること、凍結サンプリングによって高品質な不攪乱試料が採取できることから、最近のデータで検討することは意義があると思われる。

そこで、表 3.1.3.1 および表 3.1.3.2 に示す凍結サンプリング試料によって求めた砂質および礫質土の G_0 と原位置試験で求められる N 値や S 波速度との対応について検討した。なお、 G_0 は SSG 法により測定した値を用いた。

検討に用いた地盤の N 値と V_s の関係を図 3.1.3.1 に示す。図中には今井の式も示している。データが多くないので比較的ばらつきが小さく見えるが、N 値と V_s の相関は今井が示した結果とほぼ同等であると考えられる。ただし、堆積年代による違いはあまり見られない。

表 3.1.3.1 凍結サンプリング試料の物理特性(砂質土)

No	堆積年代	試料名	有効上載圧 v (kPa)	S波速度 V_s (m/sec)	V_{s1}	N 値	換算 N 値 $N1$	乾燥密度 d (g/cm^3)	土粒子密度 s (g/cm^3)	間隙比 e	最小間隙比 e_{min}	相対密度 Dr (%)	均等係数 Uc	細粒分 F_c (%)	50% 粒径 D_{50} (mm)	SSG G_0 (MPa)	$G_0=a(c')^n$		
																	a	n	
1	埋立	IK	64	173	193	9	11.2	1.290	2.729	1.116	-	-	-	-	-	27	1.72	0.66	
2	埋立		67	154	169	9	10.9	1.339	2.707	1.022	0.729	31	2.1	1.9	0.26	33	0.94	0.84	
3	埋立		67	154	169	9	10.9	1.323	2.705	1.045	0.717	24	2.0	2.5	0.26	28	1.72	0.66	
4	埋立		69	154	168	9	10.7	1.273	2.683	1.108	0.883	56	1.6	1.3	0.17	35	5.22	0.45	
5	埋立		70	154	167	9	10.6	1.278	2.662	1.083	0.787	32	1.9	4.0	1.07	29	1.15	0.76	
6	埋立		58	200	228	5	6.5	0.903	2.431	1.692	-	-	-	-	-	31	3.36	0.54	
7	沖積	IK	97	219	220	17	17.1	1.280	2.649	1.070	0.892	63	2.2	0.2	0.21	38	2.56	0.59	
8	沖積		97	219	220	17	17.1	1.271	2.661	1.094	0.882	55	2.3	0.2	0.31	46	3.77	0.55	
9	沖積		101	238	236	16	15.8	1.412	2.702	0.914	-	-	-	-	53	3.63	0.58		
10	沖積		101	238	236	16	15.8	1.379	2.702	0.959	0.748	49	1.9	17.9	0.10	53	1.69	0.75	
11	沖積		101	238	236	16	15.7	1.377	2.696	0.958	-	-	-	-	46	3.05	0.59		
12	沖積		103	238	235	17	16.6	1.385	2.663	0.923	0.775	64	2.0	0.1	0.35	48	2.52	0.63	
13	沖積		135	315	291	20	17.1	1.231	2.658	1.159	-	-	-	-	48	2.78	0.58		
14	沖積		153	272	243	15	12.0	1.271	2.667	1.098	0.872	56	2.4	0.2	0.28	52	2.47	0.61	
15	沖積		154	272	243	15	12.0	1.273	2.654	1.085	0.870	60	1.6	2.5	0.18	59	1.91	0.68	
16	沖積		154	272	243	15	12.0	1.265	2.676	1.115	0.877	57	1.7	4.1	0.16	58	1.28	0.76	
17	沖積		160	245	217	14	11.0	1.376	2.650	0.926	0.847	86	2.3	20.2	0.12	46	2.75	0.55	
18	沖積		34	100	131	5	8.5	1.468	2.649	0.804	0.734	84	1.6	2.6	0.31	32	4.45	0.56	
19	沖積		NG	34	100	131	5	8.5	1.425	2.649	0.859	0.734	72	1.6	2.6	0.31	24	1.87	0.73
20	沖積			78	200	212	25	28.0	1.523	2.716	0.783	0.666	78	24.3	14.6	0.36	36	0.83	0.87
21	沖積			78	200	212	25	28.0	1.471	2.717	0.847	0.727	78	60.0	19.7	0.31	30	1.07	0.77
22	沖積		KF	99	270	269	21	20.9	1.419	2.702	0.904	0.766	74	3.0	7.2	0.30	47	1.88	0.70
23	沖積			100	270	269	21	20.8	1.482	2.704	0.825	0.697	76	3.0	2.8	0.28	50	2.06	0.70
24	沖積			100	270	269	21	20.8	1.466	2.701	0.842	0.687	71	3.0	4.2	0.29	48	2.70	0.63
25	沖積	SS	141	200	183	7	5.8	0.875	2.425	1.771	1.563	79	10.3	24.8	0.20	49	2.14	0.63	
26	沖積		141	200	183	7	5.8	0.856	2.417	1.824	1.558	74	6.8	24.2	0.21	44	1.80	0.65	
27	沖積		144	200	182	12	9.9	0.953	2.390	1.508	1.371	86	-	22.6	0.15	47	3.30	0.53	
28	沖積	SW	190	250	212	32	23.0	1.367	2.700	0.975	0.769	58	1.5	5.4	0.16	64	3.96	0.53	
29	沖積		145	222	201	41	33.7	1.442	2.711	0.880	0.717	60	2.2	1.7	0.15	76	10.34	0.40	
30	沖積	NT	145	222	201	41	33.7	1.418	2.699	0.903	0.716	56	2.1	2.9	0.15	73	5.38	0.52	
31	沖積		145	222	201	41	33.7	1.448	2.701	0.865	0.700	60	2.0	2.4	0.14	77	4.48	0.57	
32	沖積	YO	129	200	187	27	23.5	1.513	2.649	0.751	0.612	64	2.4	1.6	0.53	83	7.57	0.49	
33	沖積		129	200	187	27	23.5	1.503	2.652	0.764	0.593	58	3.2	2.2	0.49	72	5.34	0.54	
34	沖積		102	230	228	37	36.3	1.524	2.700	0.772	0.683	78	1.7	0.6	0.18	85	10.80	0.45	
35	沖積	SW	106	230	226	37	35.6	1.432	2.700	0.885	0.792	78	1.5	0.4	0.16	76	6.05	0.54	
36	沖積		105	230	226	37	35.8	1.431	2.700	0.887	0.785	77	1.5	0.4	0.16	75	5.75	0.55	
37	沖積		104	230	227	37	35.9	1.405	2.700	0.922	0.796	72	1.5	0.3	0.16	79	6.12	0.54	
38	沖積	OM	129	152	142	6	5.2	1.540	2.622	0.703	0.639	86	0.4	11.3	0.20	50	2.48	0.62	
39	沖積	UY	69	-	-	4	4.8	1.410	2.681	0.901	0.796	81	3.3	13.9	0.13	28	0.78	0.84	
40	沖積		69	-	-	4	4.8	1.480	2.681	0.811	0.773	93	3.7	13.5	0.20	30	1.93	0.65	
41	沖積	NG	78	190	201	25	28.0	1.515	2.712	0.790	0.769	95	2.7	2.8	0.30	48	3.58	0.60	
42	洪積	NG	183	360	308	35	25.6	1.534	2.648	0.726	0.847	128	2.5	1.7	0.60	120	1.38	0.86	
43	洪積		182	360	308	35	25.7	1.476	2.648	0.794	0.708	78	2.0	2.0	0.49	77	2.69	0.65	
44	洪積	NR	105	260	256	11	10.6	1.388	2.665	0.944	-	-	2.8	5.7	0.21	50	1.99	0.69	
45	洪積		127	260	244	9	7.9	1.385	2.645	0.910	0.786	78	4.1	13.9	0.18	71	0.66	0.97	
46	洪積		127	260	244	9	7.9	1.392	2.655	0.907	0.793	81	3.4	11.6	0.19	62	1.75	0.74	
47	洪積		127	260	244	9	7.9	1.398	2.674	0.913	0.789	80	11.6	14.8	0.21	69	0.64	0.97	
48	洪積		88	271	279	29	30.7	1.535	2.825	0.840	0.665	56	2.7	1.9	0.55	68	6.66	0.52	
49	洪積		88	271	279	29	30.7	1.570	2.791	0.778	0.612	61	3.4	2.3	0.55	61	5.24	0.55	
50	洪積		116	333	319	22	20.2	1.543	2.820	0.828	0.713	71	3.7	3.5	0.47	88	3.54	0.68	
51	洪積		116	333	319	22	20.2	1.540	2.820	0.831	0.713	70	3.9	3.6	0.48	88	3.44	0.68	
52	洪積	ED	118	333	318	22	20.1	1.472	2.820	0.916	0.742	58	4.0	4.0	0.50	79	4.40	0.61	
53	洪積		115	333	320	22	20.3	1.561	2.820	0.807	0.696	73	4.0	3.1	0.50	100	4.02	0.68	
54	洪積		118	333	318	36	32.8	1.485	2.820	0.899	0.742	62	4.0	12.6	0.50	87	6.09	0.56	
55	洪積		68	190	208	36	43.3	1.646	2.740	0.665	0.674	102	3.1	3.1	0.52	60	3.87	0.65	
56	洪積	TU	68	190	208	38	45.7	1.631	2.740	0.680	0.687	102	4.0	4.8	0.50	61	5.34	0.58	

表3.1.3.2 凍結サンプリング試料の物理特性(礫質土)

No	堆積年代	試料名	有効上載圧 v' (kPa)	S波速度 Vs (m/sec)	Vs1	乾燥密度 d (g/cm ³)	土粒子密度 s (g/cm ³)	間隙比 e	最小間隙比 e _{min}	Dr (%)	礫分含有率 Gc (%)	均等係数 Uc	SSG Go (MPa)	Go=a(c') ⁿ		LDT Go (MPa)	Go=a(c') ⁿ		SWV Go (MPa)	Go=a(c') ⁿ		
														a	n		a	n		a	n	
1	埋立	KK	47	157	188	1.662	2.620	0.576	-	-	25.9	3.7	39	4.54	0.56	-	-	-	71	6.47	0.62	
2	埋立		43	135	166	1.589	2.617	0.647	0.501	41	19.7	3.0	31	2.47	0.68	-	-	-	-	-	-	
3	埋立		45	135	164	1.599	2.615	0.635	0.492	43	23.7	3.3	34	3.20	0.62	-	-	-	-	-	-	
4	埋立		43	135	166	1.614	2.607	0.615	0.571	77	25.0	3.5	32	2.92	0.64	-	-	-	157	85.39	0.16	
5	埋立		45	135	164	1.568	2.604	0.661	0.602	77	16.4	3.3	34	3.44	0.60	-	-	-	203	78.73	0.25	
6	埋立		47	157	189	1.651	2.607	0.579	0.542	82	32.3	4.8	36	2.62	0.68	-	-	-	-	-	-	
7	埋立		42	135	166	1.661	2.615	0.574	-	-	19.1	3.5	39	3.22	0.66	-	-	-	-	-	-	
8	埋立	KP	103	150	148	1.826	2.644	0.448	0.289	65	44.6	20.0	51	1.86	0.71	-	-	-	70	2.88	0.69	
9	埋立		133	150	139	1.753	2.653	0.513	0.305	52	48.3	10.8	72	2.96	0.65	-	-	-	69	2.93	0.65	
10	埋立		191	195	165	1.829	2.657	0.453	0.377	81	73.0	13.4	96	4.10	0.60	-	-	-	130	4.61	0.64	
11	埋立		107	150	147	1.884	2.587	0.373	-	-	51.9	26.2	55	0.83	0.90	-	-	-	-	-	-	
12	埋立		110	150	146	1.852	2.615	0.412	0.454	114	45.9	15.0	58	2.42	0.68	-	-	-	-	-	-	
13	埋立		113	150	145	1.927	2.620	0.360	0.580	193	48.2	18.3	68	1.98	0.75	-	-	-	-	-	-	
14	埋立		143	185	168	1.777	2.638	0.485	0.303	38	57.9	11.2	-	-	-	-	-	-	96	4.48	0.62	
15	埋立		148	185	167	1.797	2.631	0.464	0.299	44	55.3	10.9	-	-	-	-	-	-	117	2.68	0.76	
16	埋立		143	185	168	-	2.620	-	-	-	-	-	-	70	2.57	0.65	-	-	-	106	4.78	0.63
17	埋立		155	185	165	-	2.620	-	-	-	-	-	-	74	2.50	0.67	-	-	-	-	-	-
18	埋立		158	185	164	-	2.620	-	-	-	-	-	-	70	2.78	0.64	-	-	-	-	-	-
19	埋立		163	185	163	1.888	2.623	0.389	0.431	112	48.1	11.7	84	1.85	0.75	-	-	-	-	-	-	
20	埋立		166	185	162	1.975	2.618	0.326	0.446	139	61.5	21.4	87	2.35	0.71	-	-	-	-	-	-	
21	埋立		169	185	161	1.782	2.628	0.475	0.482	103	45.8	11.3	75	1.68	0.76	-	-	-	-	-	-	
22	埋立		166	185	162	1.899	2.648	0.394	0.313	74	55.8	20.8	-	-	-	-	-	-	101	3.58	0.65	
23	埋立		198	195	164	1.667	2.630	0.578	0.610	115	31.3	8.8	82	2.75	0.64	-	-	-	-	-	-	
24	埋立		201	195	163	2.130	2.635	0.237	0.613	271	70.0	28.9	128	3.77	0.67	-	-	-	-	-	-	
25	埋立		207	195	162	1.954	2.630	0.346	0.441	122	48.3	15.0	98	2.66	0.68	-	-	-	-	-	-	
26	埋立		207	195	162	1.926	2.620	0.360	0.507	165	52.2	15.2	93	2.91	0.65	-	-	-	-	-	-	
27	埋立	210	195	161	1.940	2.625	0.353	0.503	165	47.9	12.3	91	2.38	0.69	-	-	-	-	-	-		
28	埋立(改良)	PT	181	250	214	1.985	2.680	0.350	-	-	-	-	113	3.35	0.68	-	-	-	167	10.44	0.53	
29	埋立(改良)		93	200	202	2.030	2.680	0.320	-	-	-	-	84	3.60	0.67	-	-	-	158	11.07	0.59	
30	埋立(改良)		165	250	220	2.007	2.687	0.339	-	-	61.0	31.8	109	4.40	0.62	-	-	-	131	28.67	0.30	
31	埋立(改良)		123	200	189	1.915	2.672	0.395	-	-	56.0	38.1	70	3.23	0.64	-	-	-	85	11.08	0.42	
32	埋立(改良)		180	250	215	1.970	2.672	0.356	-	-	59.0	29.7	147	5.06	0.59	-	-	-	137	7.18	0.57	
33	埋立(改良)		218	240	197	1.943	2.682	0.380	-	-	51.0	30.5	100	1.08	0.85	-	-	-	123	4.78	0.60	
34	埋立(改良)		139	200	183	1.850	2.658	0.437	-	-	72.0	16.2	124	3.26	0.63	-	-	-	106	5.04	0.62	
35	埋立	NM	99	189	189	1.820	2.639	0.451	0.561	121	41.3	15.0	67	7.40	0.48	65	10.70	0.39	116	2.46	0.84	
36	埋立		105	179	176	1.862	2.669	0.433	0.666	150	37.2	8.4	73	3.73	0.65	-	-	-	-	-	-	
37	埋立		98	189	189	1.897	2.680	0.413	0.620	138	55.9	56.3	68	3.77	0.63	-	-	-	-	-	-	
38	埋立		104	179	176	1.885	2.678	0.421	0.673	151	37.2	6.6	75	8.08	0.48	86	12.68	0.41	99	4.64	0.66	
39	沖積層	KF	86	330	341	2.194	2.708	0.234	0.265	121	86.8	42.9	152	4.17	0.81	156	5.07	0.77	253	5.49	0.86	
40	沖積層		93	330	334	2.214	2.705	0.222	0.253	119	85.3	66.6	164	13.79	0.55	170	11.97	0.59	404	25.71	0.61	
41	沖積層		147	560	506	2.247	2.689	0.197	0.252	133	73.4	38.4	268	2.31	0.95	286	8.91	0.69	817	19.38	0.75	
42	沖積層		154	560	500	2.230	2.742	0.230	0.276	122	76.0	32.1	527	5.41	0.91	534	10.12	0.79	1313	19.08	0.84	
43	沖積層		87	330	340	2.120	2.697	0.272	0.212	71	84.6	54.3	107	6.80	0.62	111	10.72	0.52	266	11.70	0.70	
44	沖積層		93	330	334	2.262	2.685	0.187	0.212	112	80.0	79.3	148	14.40	0.51	160	16.53	0.50	263	23.94	0.53	
45	沖積層		87	330	340	2.248	2.753	0.225	0.262	118	84.2	50.4	145	15.61	0.50	147	17.40	0.48	181	60.59	0.25	
46	沖積層		93	330	334	2.199	2.697	0.226	0.234	104	84.2	63.3	97	5.13	0.65	117	5.48	0.68	-	-	-	
47	沖積層		150	560	503	2.168	2.713	0.251	0.251	100	74.0	44.1	273	15.17	0.58	322	17.64	0.58	479	31.98	0.54	
48	沖積層		150	560	503	2.238	2.733	0.221	0.261	130	79.9	43.0	311	5.09	0.82	419	14.68	0.67	586	46.18	0.51	
49	沖積層		157	560	497	2.190	2.686	0.226	0.228	101	80.3	40.4	345	8.04	0.74	433	18.47	0.62	-	-	-	
50	沖積層	HT	58	200	228	1.753	2.561	0.461	-	-	-	-	21	1.49	0.65	-	-	-	88	12.03	0.49	
51	沖積層		65	200	221	1.834	2.714	0.480	0.445	87	70.5	5.9	56	2.12	0.78	-	-	-	83	3.20	0.78	
52	沖積層		68	317	348	1.799	2.711	0.507	0.444	79	66.4	6.2	57	2.83	0.71	-	-	-	129	3.90	0.83	
53	沖積層		70	317	345	1.928	2.727	0.414	0.392	92	63.2	9.8	67	2.57	0.77	-	-	-	109	1.70	0.98	
54	沖積層		118	238	227	1.801	2.714	0.507	0.407	69	47.0	6.3	83	3.73	0.65	-	-	-	150	4.00	0.76	
55	沖積層		120	238	226	1.806	2.700	0.495	0.410	71	65.0	8.0	83	1.97	0.78	-	-	-	235	3.30	0.89	
56	沖積層		123	238	225	1.879	2.700	0.437	0.451	105	75.6	12.6	95	2.28	0.78	-	-	-	193	2.20	0.93	
57	沖積層		125	229	215	1.940	2.723	0.404	0.379	92	69.6	14.8	103	3.27	0.72	-	-	-	254	5.60	0.79	
58	沖積層	96	255	256	1.973	2.749	0.393	-	-	78.8	13.3	95	2.83	0.77	-	-	-	143	6.40	0.68		
59	沖積層	TA	173	303	263	2.007	2.685	0.338	-	-	72.9	17.5	150	3.36	0.74	-	-	-	183	8.30	0.60	
60	沖積層		KU	74	251	269	2.258	2.680	0.187	-	-	87.1	40.8	98	1.88	0.92	-	-	-	145	2.90	0.91
61	洪積層	KK		97	180	180	1.786	2.632	0.474	0.676	159	12.3	9.3	69	3.85	0.63	-	-	-	-	-	-
62	洪積層		96	160	161	1.699	2.602	0.531	0.515	96	0.4	105.6	64	3.72	0.62	-	-	-	203	64.51	0.25	
63	洪積層		99	200	200	1.782	2.630	0.476	0.682	159	11.4	10.1	67	2.77	0.69	-	-	-	-	-	-	
64	洪積層		137	312	287	2.094	2.650	0.266	0.557	225	60.4	24.4	121	2.84	0.76	-	-	-	261	149.33	0.11	
65	洪積層		131	312	290	1.899	2.646	0.393	-	-	48.2	14.8	104	2.84	0.74	-	-	-	298	58.53	0.33	
66	洪積層		137	312	287	2.067	2.645	0.290	0.557	224	63.2	62.5	115	4.14	0.68	-	-	-	-	-	-	-
67	洪積層		140	312	285	2.024	2.674	0.321	-	-	53.3	22.9	129	1.71	0.88	-	-	-	371	59.44	0.37	

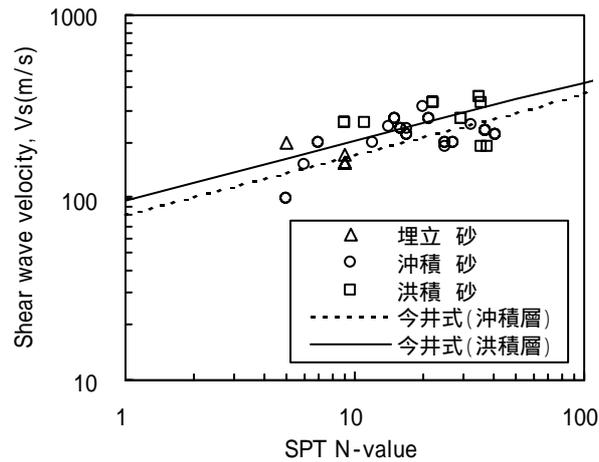


図3.1.3.1 N値とS波速度の関係(砂質土)

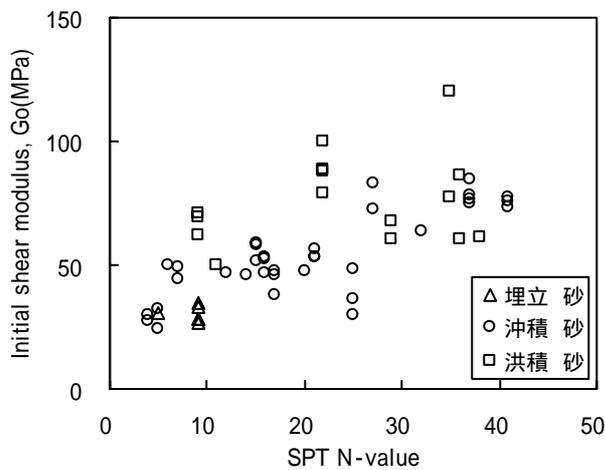


図3.1.3.2 N値と初期せん断剛性の関係
(砂質土)

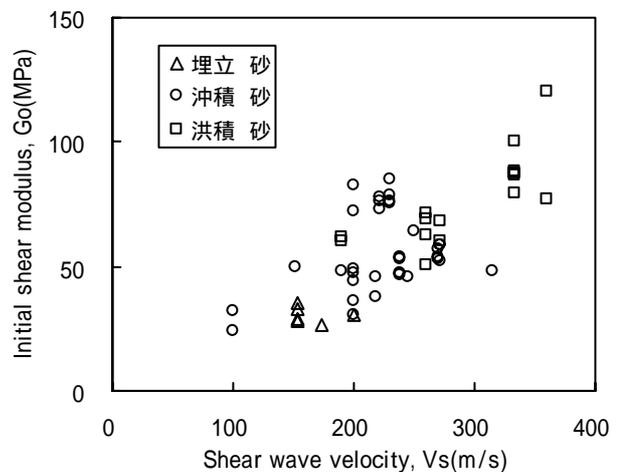


図3.1.3.3 Vsと初期せん断剛性の関係
(砂質土)

図3.1.3.2、3.1.3.3は砂質試料の採取深度に相当する有効上載圧における初期せん断剛性とN値およびS波速度の関係を示したものである。全体的にN値やS波速度が大きくなると初期せん断剛性が大きくなる傾向にあるが、かなりばらつきは大きい。これは、初期せん断剛性が(3.1.2.1)式で表されるように、土の種類や拘束圧の影響を受けていることに加えて、N値やS波速度も拘束圧の影響を受けているためと考えられる。そこで、初期せん断剛性に及ぼす土の種類の影響を次式によって補正した。

$$G_1 = G_0 / F(e_{\min}) \quad (3.1.3.1)$$

$$F(e_{\min}) = (2.17 - e_{\min})^2 / (1 + e_{\min}) \quad (3.1.3.2)$$

ここに、 G_1 ：補正せん断剛性、 e_{\min} ：土の最小間隙比である

(3.1.3.1)式において、間隙比による補正項としては、その地盤の間隙比 e を用いるべきであるが、原位置の e を推定することは難しいため、物理試験で求められる最小間隙比 e_{\min}

を用いている。これにより土の種類の影響が不攪乱試料を採取しなくても可能となる。

図3.1.3.4はN値と補正せん断剛性の関係、図3.1.3.5はS波速度と補正せん断剛性の関係である。初期せん断剛性に及ぼす土の種類の影響を補正することにより、N値および V_s との関係がやや良くなる傾向が見られる。特に G_1 とS波速度との相関はかなり良い。ただし、シラスについては最小間隙比が1.37から1.56程度と他の砂質土よりかなり大きく、補正せん断剛性が他の砂質土の相関と大きく異なるため図のプロットからはずしている。従って、(3.1.3.1)式による補正に関して $e_{min} > 1$ となる試料に対しては適用対象外とすべきである。

一方、図3.1.3.6は礫質土の初期せん断剛性とS波速度の関係である。礫質土の初期せん断剛性も砂質土と同様に(3.1.3.1)式により補正した。図3.1.3.7はS波速度と補正せん断剛性の関係である。図3.1.3.6に比べると相関はあまり変わらないが、礫質土に対しても砂質土と同じ考え方が適用できると考えられる。

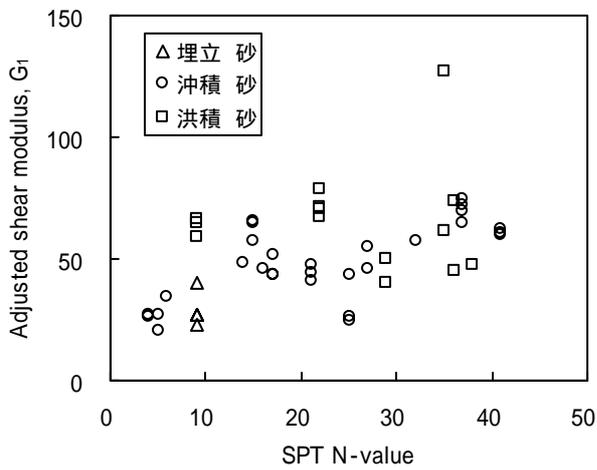


図3.1.3.4 N値と補正せん断剛性の関係(砂質土)

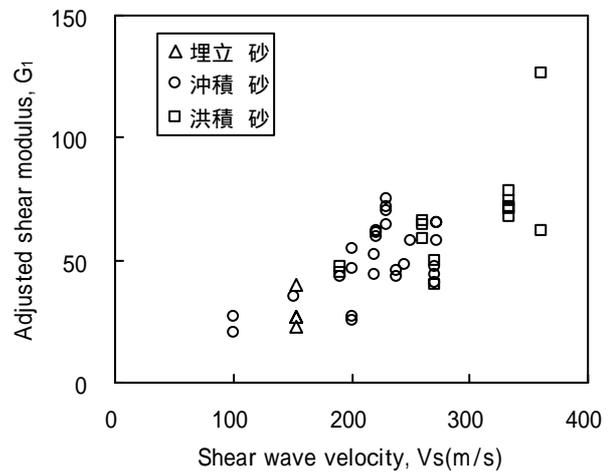


図3.1.3.5 S波速度と補正せん断剛性の関係(砂質土)

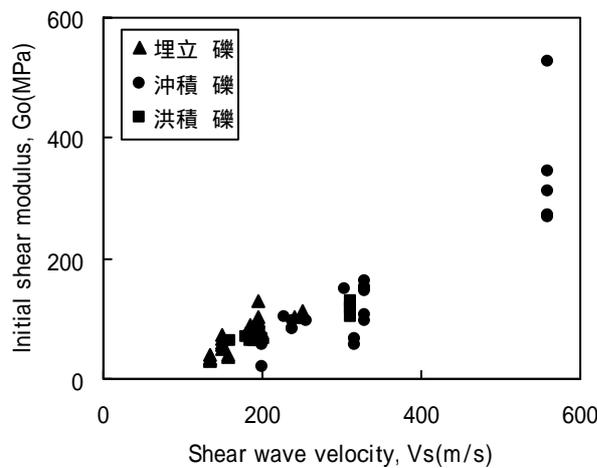


図3.1.3.6 V_s と初期せん断剛性の関係(礫質土)

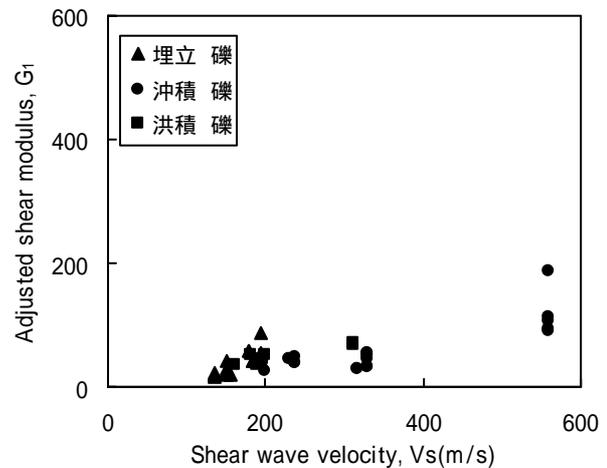


図3.1.3.7 S波速度と補正せん断剛性の関係(礫質土)

3.2 初期せん断剛性に及ぼす測定法の影響

本節では室内試験における砂質および礫質土の初期せん断剛性の値に及ぼす測定方法の影響について述べる。ここで述べる測定方法の影響は2つの問題からなり、1つは供試体端面の不具合によるベディングエラーが測定結果に及ぼす影響、もう1つは供試体に繰返し荷重を与える方法とS波を発生させる方法の荷重載荷方法の違いによる影響である。

3.2.1 礫質土に関する既往の研究

室内試験で礫質土のような粒径の大きい試料の初期せん断剛性を測定する場合、供試体端面での不陸や傾斜があると、供試体の実際の変位と計測変位との間に差が生じる現象(ベディングエラー)が発生すると考えられている。

後藤ら(1991)は、試料端面の整形状況、端面と試料軸の直交性および試料のセット方法によっては軸変位を過大評価し、その結果求められるせん断剛性を過小評価する可能性を指摘している。図3.2.1.1に示す堆積軟岩において、非接触型変位計による剛性がLDTによる剛性に比べて約半分であり、これはベディングエラーの影響であると述べている。LDTでは供試体の側面に取り付けた変位計で変位を測定しているため、端面の不具合の影響を受けないが、非接触型変位計は供試体キャップの変位を測定しているため、端面に不具合があると測定結果に大きな影響を及ぼすことになる。

董ら(1994)も礫質土に対して、単調および繰返し載荷試験によりLDTと非接触型変位計(GAS)による繰返し変形特性を比較し、図3.2.1.2に示すようにベディングエラーによって両者の測定値に差がある結果を示している。すなわち、軟岩や礫質土のように剛性の高い供試体ほどベディングエラーが発生しやすいということになる。ただし、既往の研究では砂質土に対する検討はあまり行われていない。

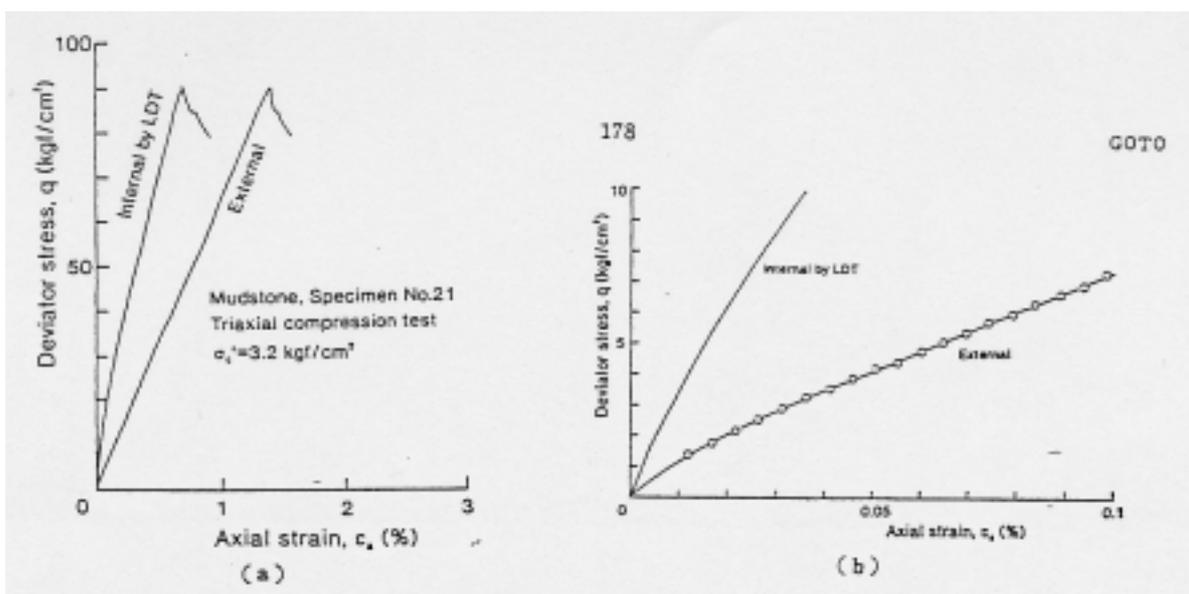


図 3.2.1.1 微小および大ひずみにおけるせん断剛性の測定結果(後藤他、1991)

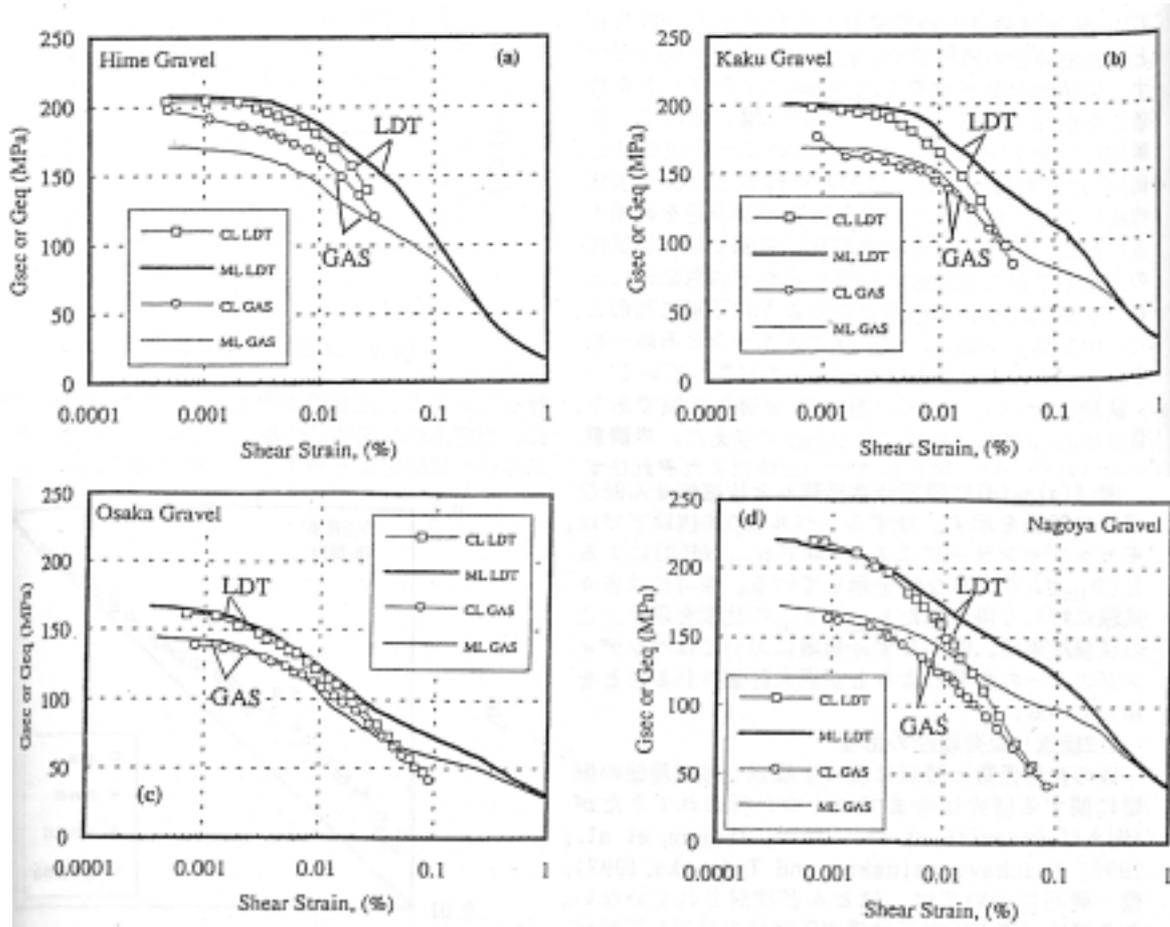


図 3.2.1.2 単調及び繰返し载荷のせん断剛性率 $G_{sec} \cdot G_{eq} \sim$ せん断ひずみ 関係(董他、1994)

3.2.2 砂質土の初期せん断剛性に及ぼす測定法の影響

本節では、原位置凍結サンプリング法で採取した砂質・礫質土試料を用いて、3種類の方法で測定した微小ひずみレベルの初期せん断剛性を比較し、ベディングエラーの有無やそれぞれの測定法による値の差に影響を及ぼす要因を検討した。実験は繰返し三軸試験装置を用いて1つの供試体に 加速度計、 局所ひずみ測定装置、 非接触型変位計の3種類の測定装置をセットし、初期せん断剛性の測定を行った。加速度計による方法では、供試体のS波速度を測定し、湿潤密度を用いて初期せん断剛性を推定した(以下、SWV法と略す)。一方、供試体に微小な繰返し荷重を与えて側面に取り付けられた局所ひずみ測定装置によって変位を測定する方法(以下、LDT法と略す)と、供試体キャップに取り付けた非接触型変位計によって変位を測定する方法(以下、SSG法と略す)の2通りの測定を同時に行った。

まず、不攪乱砂質土試料について、測定法の違いが初期せん断剛性に及ぼす影響を述べる。表3.2.2.1に検討に用いた試料の物理特性を示す。直径5cm、高さ10cmの砂質土供試体についてはLDT法とSSG法のみ測定を行った。また、直径15cm、高さ30cmの供試体についてはSWV法とSSG法の測定を行った。なお、比較のため豊浦砂を用いて3種類の測定法による初期せん断剛性を測定した。試験はいずれの試料においても1つの供試体に対して拘束圧を段階的に変化させながら、各拘束圧で初期せん断剛性を測定した。

6種類の不攪乱砂質土試料に対する初期せん断剛性(G_0)と拘束圧(σ'_v)の関係を図3.2.2.1~3.2.2.6に示す。図からLDT法とSSG法により測定された初期せん断剛性の値(それぞれ G_{LDT} 、 G_{SSG})にはほとんど差が見られない。このことは凍結サンプルからトリミング法で成形した供試体では、ベディングエラーがほとんど生じていないことを示している。また、SWV法によって測定された値(G_{SWV})も G_{SSG} とほぼ同じである。なお、図中には拘束圧の変化に伴う供試体の間隙比の値を最小拘束圧時と最大拘束圧時について示している。間隙比の変化が大きいSS試料(しらす)の場合、(3.1.2.2)式に代入して求めた $F(e)$ の値は間隙比の変化により1割程度変化しており、拘束圧の変化に伴う初期せん断剛性の変化には、わずかながら間隙比の影響も含まれていることがわかる。一方、図3.2.2.7に示す豊浦砂による結果でも3種類の測定法によるせん断剛性の値に大きな差は認められない。このことは、粒径の小さい砂質土では空中落下法で供試体を作成しても端面の不具合はほとんど発生しないと云える。

以上より、砂質土の初期せん断剛性の評価は、供試体に微小な繰返し荷重を与えて測定する方法と供試体のS波速度から求める方法のいずれの方法を用いてもほぼ同等の評価ができると考えられる。また、凍結サンプリングされた砂質土試料をトリミング成形した供試体を用いる場合ベディングエラーはほとんど発生せず、初期せん断剛性に及ぼす測定法の影響は無視できると考えられる。

表 3.2.2.1 検討に用いた砂質土試料の物理特性

試料	堆積年代	50%粒径 D ₅₀ (mm)	細粒分含有率 F _c (%)	均等係数 U _c	間隙比 e	供試体寸法 直径×高さ (mm)	G ₀ 測定		
							SWV	LDT	SSG
NG	洪積	0.60	1.7	2.5	0.73	50×100			
NA	洪積	0.21	5.7	2.8	0.94	50×100			
SS	埋立	0.21	6.6	2.6	1.66	50×100			
IK1	埋立	0.31	2.6	1.6	1.10	50×100			
IK2	沖積	0.34	3.9	1.0	0.94	50×100			
SW	沖積	0.16	0.6	2.0	0.76	150×300			
豊浦砂	-	0.16	0	1.5	0.64	150×300			

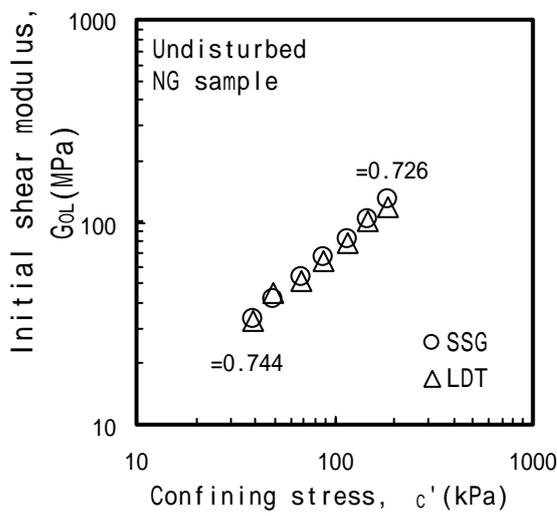


図3.2.2.1 G₀と c' の関係(不攪乱NG砂)

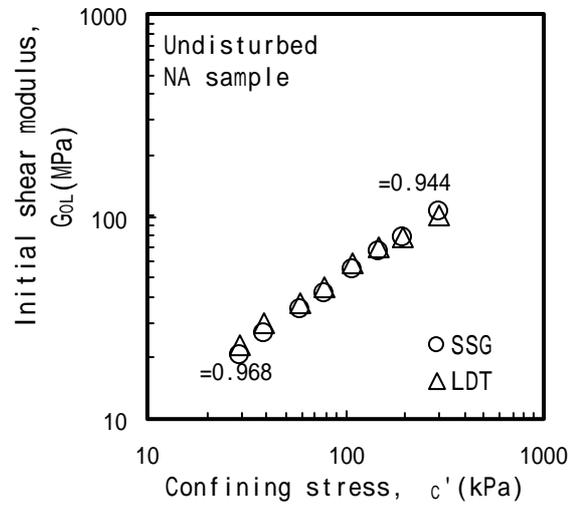


図3.2.2.2 G₀と c' の関係(不攪乱NA砂)

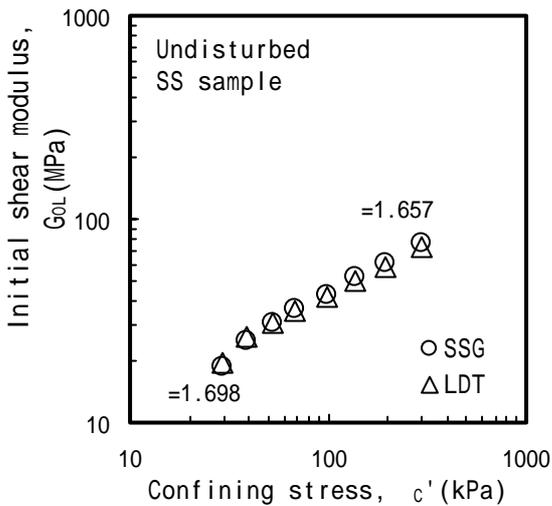


図3.2.2.3 G₀と c' の関係(不攪乱SS砂)

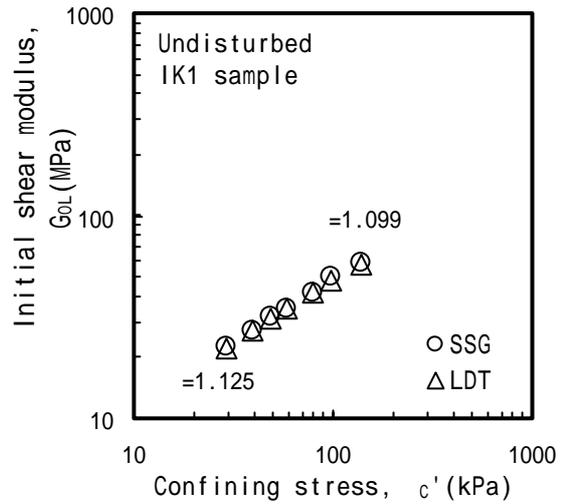


図3.2.2.4 G₀と c' の関係(不攪乱IK1砂)

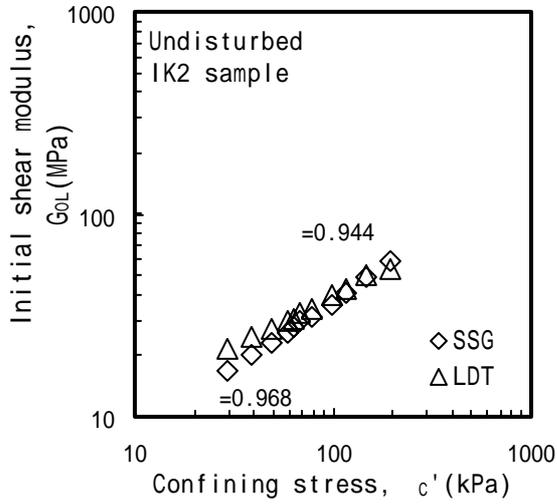


図3.2.2.5 G_o と c' の関係(不攪乱IK2砂)

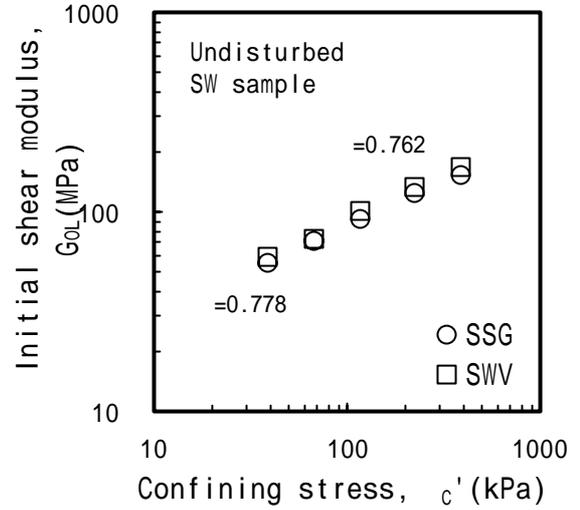


図3.2.2.6 G_o と c' の関係(不攪乱SW砂)

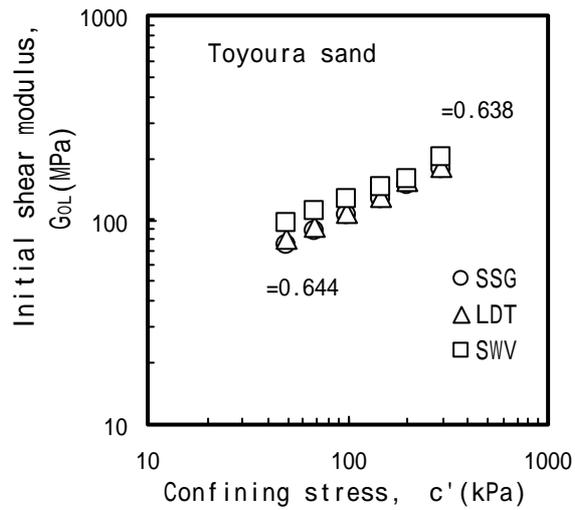


図 3.2.2.7 G_o と c' の関係(豊浦砂)

3.2.3 礫質土の初期せん断剛性に及ぼす測定法の影響

凍結サンプリング法によって採取した4種類の不攪乱礫質土試料を用いて、測定法の違いが初期せん断剛性に及ぼす影響を検討した。

表 3.2.3.1 には試験に用いた不攪乱礫質土試料の物理特性を示した。これらの試料は3種類の測定法(SWV法、LDT法、SSG法)によって初期せん断剛性を測定している。試験方法・手順は砂質土の場合と同じである。また、2つの試料に対しては不攪乱試料との比較のために再調整試料による測定を行った。

図 3.2.3.1 ~ 3.2.3.4 に初期せん断剛性 G_0 と拘束圧 σ'_v の関係を示す。図より3つの方法で測定したせん断剛性の値には差があることがわかる。特にSWV法による初期せん断剛性 G_0 (以降、 G_{VS} とする)の値は大きく、 G_{VS} はSSG法による初期せん断剛性 G_0 (以降、 G_{SSG} とする)またはLDT法による初期せん断剛性 G_0 (以降、 G_{LDT} とする)に比べて1.1倍から2.5倍大きくなっている。 G_{VS} と G_{SSG} または G_{LDT} の値の差に関してはベディングエラー以外の影響が考えられるが、詳細は次節で考察する。また、 G_{LDT} と G_{SSG} の値にわずかではあるが差が認められる場合があることからベディングエラーの影響が否定できない。なお、図中には拘束圧の変化に伴う間隙比の変化を示しているが、間隙比の変化は砂質土に比べるとかなり小さいことがわかる。

図 3.2.3.5、3.2.3.6 には不攪乱試料の試験後の供試体を炉乾燥させて室内で詰め直しによって作成した再調整試料による初期せん断剛性の測定結果を示している。再調整試料の場合、3つの方法で測定した初期せん断剛性の値はほぼ等しくなっている。その値は不攪乱試料に比べるとKFL試料ではやや小さくなっているものの、NM-1試料はほぼ同等か不攪乱試料よりやや大きな初期せん断剛性を与えている。再調整試料において3つの測定方法による G_0 の値がほぼ同じであることから、3つの測定方法の測定精度はほぼ等しいこと、礫質土でも端面処理を十分に注意すればベディングエラーがほとんど生じないと言える。また、不攪乱試料において確認された G_{VS} と G_{LDT} あるいは G_{SSG} の値の差が再調整試料ではほとんど見られないことから、不攪乱試料における供試体の状態(堆積年代や構造異方性など粒子骨格のかみ合わせに起因すると考えられる)が初期せん断剛性に影響を及ぼしていると考えられる。なお、拘束圧の変化に伴う間隙比の変化は再調整試料においても不攪乱試料と同様に小さい。

表 3.2.3.1 検討に用いた不攪乱礫質土試料の物理特性

試料	堆積年代	最大粒径 D_{max} (mm)	50%粒径 D_{50} (mm)	礫分含有率 G_c (%)	細粒分含有率 F_c (%)	均等係数 U_c	間隙比 e	供試体寸法 直径×高さ (mm)	G_0 測定		
									SWV	LDT	SSG
KFU	沖積	125	32	84.6	0.5	54.3	0.27	300×600			
KFL	沖積	106	14	74.0	0.5	44.1	0.25	300×600			
NM-1	埋立	150	1.0	41.3	4.4	15.0	0.45	300×600			
NM-2	埋立	75	1.2	37.2	1.7	6.7	0.42	300×600			

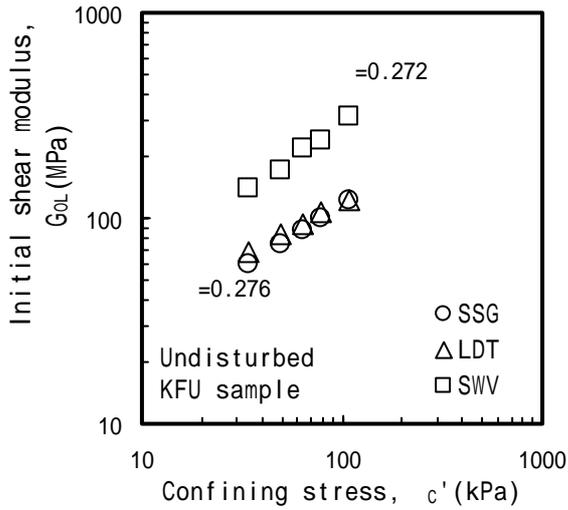


図 3.2.3.1 G_o と c' の関係(不攪乱 KFU 礫)

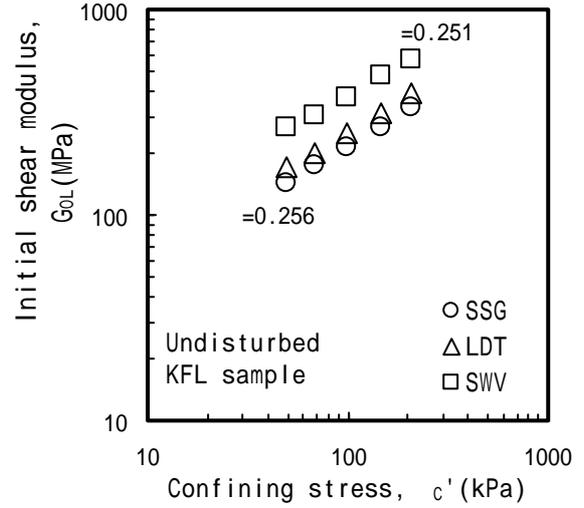


図 3.2.3.2 G_o と c' の関係(不攪乱 KFL 礫)

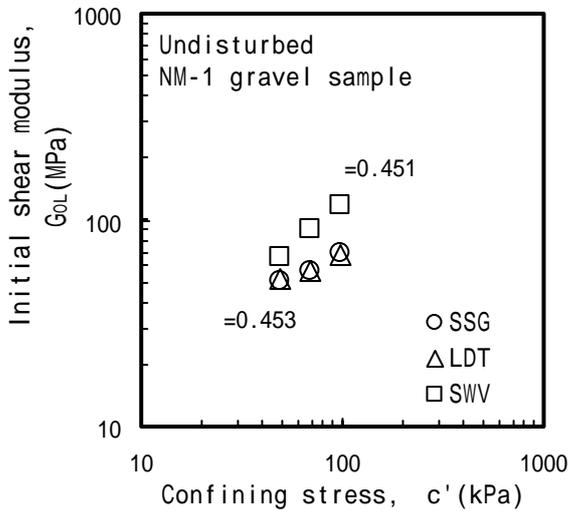


図 3.2.3.3 G_o と c' の関係(不攪乱 NM-1 礫)

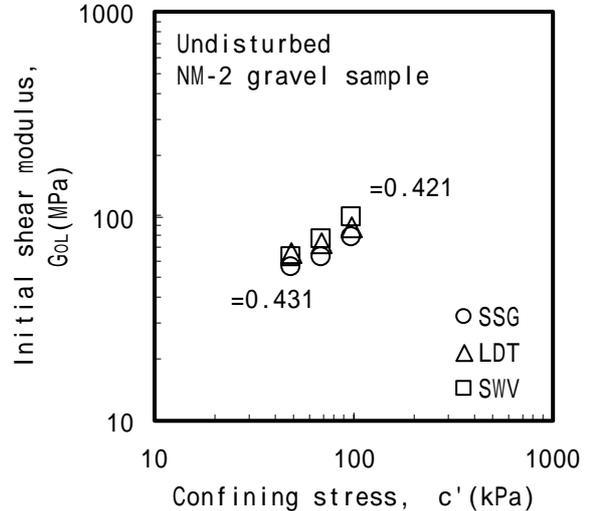


図 3.2.3.4 G_o と c' の関係(不攪乱 NM-2 礫)

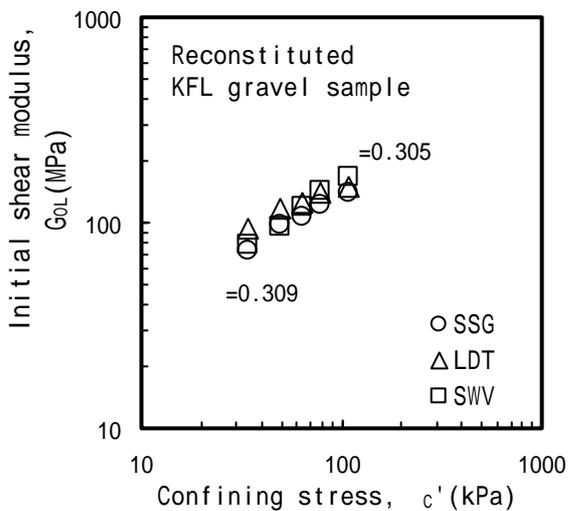


図 3.2.3.5 G_o と c' の関係(再調整 KFL 礫)

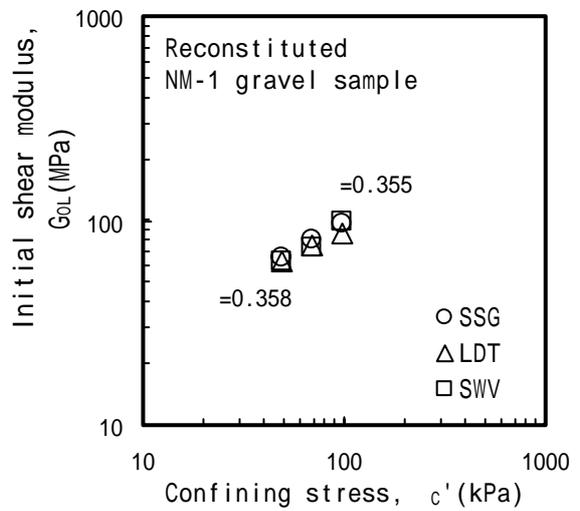


図 3.2.3.6 G_o と c' の関係(再調整 NM-1 礫)

3.2.4 測定方法による初期せん断剛性の差に関する考察

(1) 原位置と室内で測定した初期せん断剛性の比較

原位置で測定したS波速度 V_s より求めた初期せん断剛性 G_{OF} と室内試験で測定した初期せん断剛性 G_{OL} を比較した。 G_{OL} は原位置での有効上載圧に等しい等方応力状態でSWV法とSSG法により測定した値を用いた。図3.2.4.1はSWV法により測定した礫質土の G_{OL} と G_{OF} の比と G_{OF} の関係を示している。原位置の G_{OF} が小さいところで室内の G_{OL} が大きいデータがあるが、それを除くと原位置の G_{OF} の大きさにかかわらず G_{OL}/G_{OF} はあまり変化せず、比較的1に近い傾向にある。従って、室内でS波速度を測定し、その値から初期せん断剛性を求めれば原位置とほぼ同等の初期せん断剛性が評価できると考えられる。ただし、同じ G_{OF} に対して G_{OL} のデータにかなりバラツキが見られる。これは供試体の不均一性が室内で測定される G_{OL} に影響を及ぼしているためと考えられる。

一方、図3.2.4.2はSSG法により測定した G_{OL} と原位置の G_{OF} の比較である。この方法では砂質土と礫質土に対して測定している。図より、原位置の初期せん断剛性が大きくなるほど、室内と原位置の G_0 の比が小さくなる傾向にあり、図3.1.2.2に示した既往の研究の傾向と対応している。また、SSG法による G_{OL} の値はSWV法による G_{OL} に比べてかなりバラツキが小さい傾向にある。さらに、礫質土の場合は、同じ試料でも測定法によって G_0 の値にかなり差が生じることがわかる。

既往の研究では、室内と原位置の G_0 の差は試料の乱れの影響が大きいと述べられているが、本検討で用いているデータは全て凍結サンプリング試料であり、基本的には試料の乱れは小さいと考えられる。これは図3.2.4.1の結果において、室内でもS波速度を測定すれば原位置とかなり近い値が得られる場合が多いことから裏付けられる。原位置と室内の G_0 の差の原因としては試料の乱れの他にもベディングエラーの影響、原位置と室内の拘束圧の違いや試料の不均一性などが考えられる。

以上より、凍結サンプリング試料における原位置と室内の初期せん断剛性の違いの要因として、礫質土の場合は試料の不均一性やベディングエラーの影響、拘束圧の影響、砂質土の場合は拘束圧の影響が大きいと考えられる。

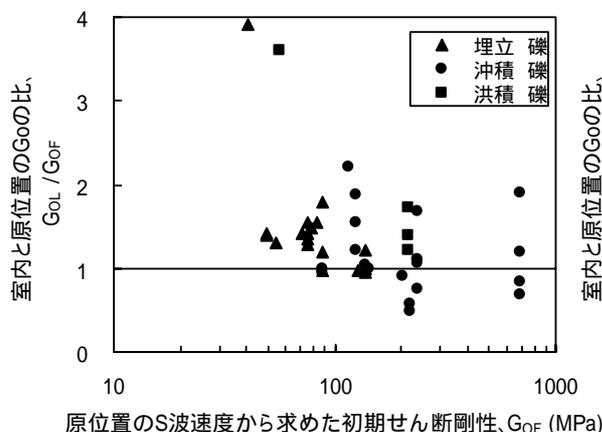


図3.2.4.1 原位置と室内の G_0 の比較
(G_{OL} : SWV法)

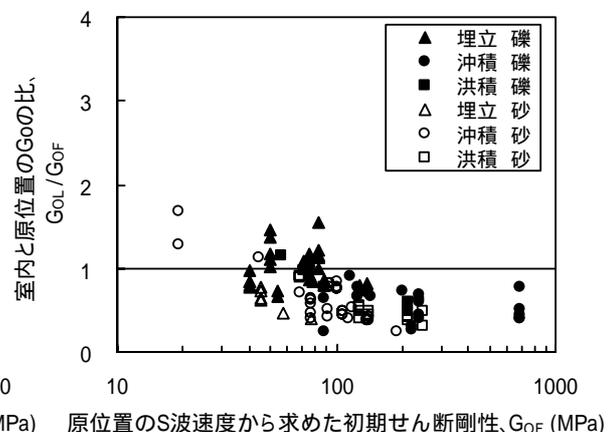


図3.2.4.2 原位置と室内の G_0 の比較
(G_{OL} : SSG法)

(2) 室内における初期せん断剛性の比較

図 3.2.4.3 は表 3.1.3.1 と表 3.1.3.2 に示した試料のうち SWV 法と SSG 法で初期せん断剛性を測定した試料(主に礫質土)について拘束圧 $c'_e=98\text{kPa}$ における G_{VS} と G_{SSG} の比を供試体の間隙比との関係で示したものである。1 つの試料を除いて $G_{VS} > G_{SSG}$ であるが、 G_{VS} と G_{SSG} の差と間隙比の間にはほとんど相関は見られない。また、図 3.2.4.4 ~ 3.2.4.6 は G_{SSG}/G_{VS} と原位置の S 波速度 V_s 、礫分含有率 G_c 、均等係数 U_c の関係を示したものである。 G_{VS} と G_{SSG} の差は S 波速度や礫分含有率、均等係数ともあまり相関はない。ただし、沖積、洪積砂礫では G_{VS} と G_{SSG} の差が大きく、埋立では差が小さい傾向が見られる。

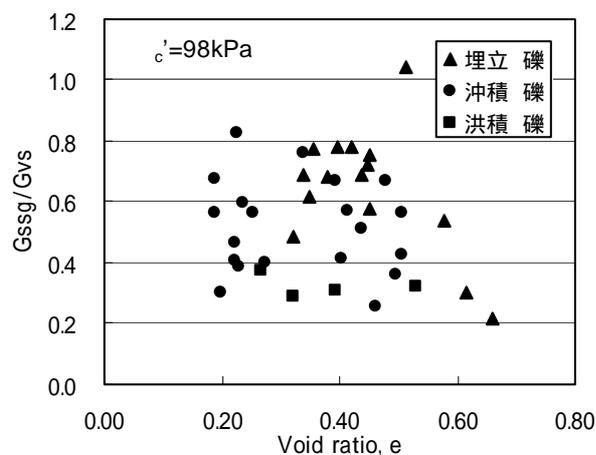


図 3.2.4.3 不攪乱礫質土の G_{SSG}/G_{VS} と間隙比 e の関係

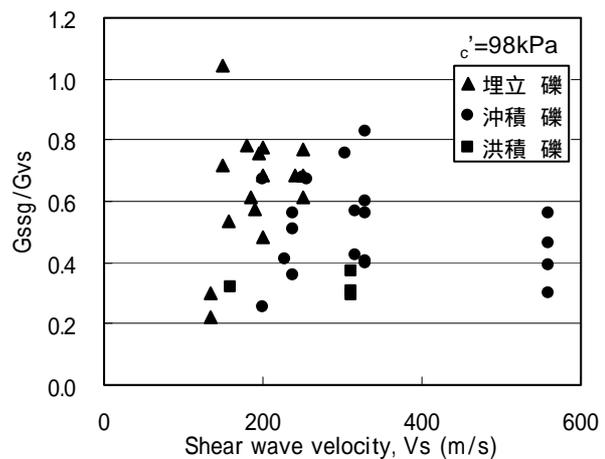


図 3.2.4.4 不攪乱礫質土の G_{SSG}/G_{VS} と原位置の S 波速度 V_s の関係

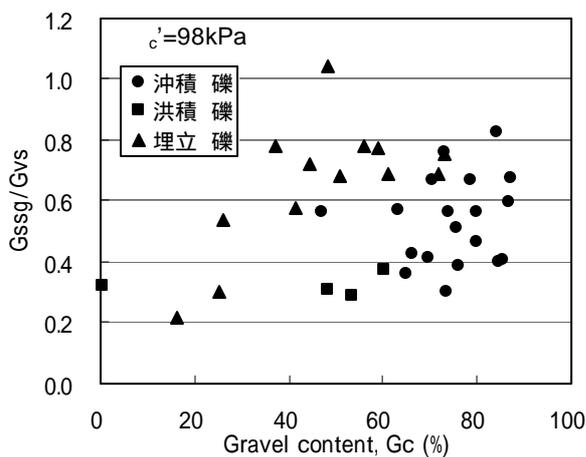


図 3.2.4.5 不攪乱礫質土の G_{SSG}/G_{VS} と礫分含有率 G_c の関係

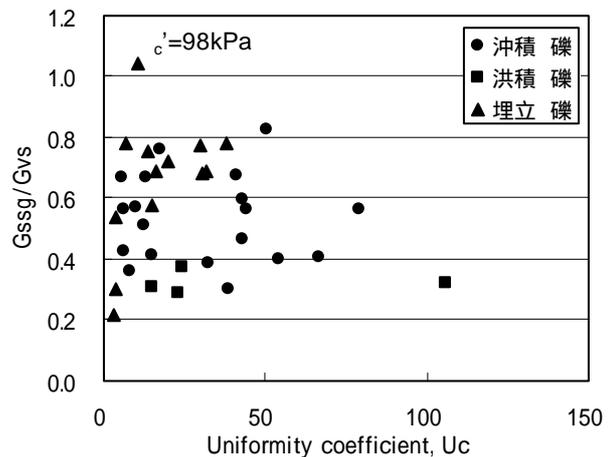


図 3.2.4.6 不攪乱礫質土の G_{SSG}/G_{VS} と均等係数 U_c の関係

ここで、不攪乱礫質土試料の初期せん断剛性の値が測定する方法により差が生じる原因を考察する。一般的には以下に記す4つが考えられる。

不攪乱試料の場合、端面をダイヤモンドカッターで切断しても、粒子の硬さや切断方法のわずかな不備によって不陸が生じる場合があり、その結果ベディングエラーが生じることがある。

S波を発生させる時に生じるひずみレベルと微小な軸差応力を供試体に加えた時に生じるひずみレベルが異なっている。

不攪乱試料は供試体が不均一であり、測定法によっては局所的な剛性を評価することがある。その結果、S波速度から求められる剛性と微小な軸差応力による供試体の変形から求められる剛性とが異なる。

不攪乱試料の構造異方性によって、せん断を与える方向が変わると異なる初期せん断剛性を示すことがある。

図 3.2.4.7 は、 の要因の影響を調べるために、図 3.2.3.3 ~ 3.2.3.6 の測定結果に対して LDT 法と SSG 法で測定した初期せん断剛性を比較したものである。図の縦軸は LDT 法による初期せん断剛性(G_{LDT})と SSG による初期せん断剛性(G_{SSG})の比をとったものである。図から G_{LDT} は G_{SSG} に比べて最大で 20% 程度大きな値を示している。SSG 法と LDT 法は同時に行っているため、測定時のひずみレベルに違いはないことから G_{LDT} と G_{SSG} の差はベディングエラーの影響によるものと考えられる。つまり、不攪乱礫質土の場合ベディングエラーによる影響を考慮する必要があることを示している。

図 3.2.4.8 は、 の要因の影響を調べるため、ひずみレベルの違いが初期せん断剛性に及ぼす影響を比較したものである。図の縦軸は SSG 法による測定において $\epsilon = 10^{-5}$ と $\epsilon = 10^{-6}$ での G_{SSG} の比をとったものである。通常は $\epsilon = 10^{-5}$ における測定値を G_0 としているが、ここでは 10^{-6} まで測定できた結果をもとにひずみレベルの違いを考察した。 $G_{SSG}(\epsilon = 10^{-6})$ は $G_{SSG}(\epsilon = 10^{-5})$ に比べ 5 ~ 10% 程度大きな値を示している。室内試験での V_s 発生時のひずみレベルは測定できないが、仮に 10^{-6} 程度であるとすると、ひずみレベルの違いによる影響は最大で 10% 程度と考えられる。

次に の要因を考察する。図 3.2.4.9 は、室内の S 波測定で観測された波のスペクトルを表したものである。この時の供試体の S 波速度は 476m/s であるので、主要動の周波数を 200Hz とすると波長は 2m 以上となり、供試体高さが 60cm であることから、ほぼ 1/4 波長に近く 1 次モードで供試体が振動していると考えられる。従って室内の S 波速度より求められるせん断剛性は供試体の平均的な値を与えると考えられる。図 3.2.4.3 ~ 3.2.4.6 に示したように、 G_{VS} と G_{SSG} の差は物理特性とはあまり相関がないものの、堆積年代と関係がありそうである。このことは、再調整試料において G_{VS} と G_{SSG} の差が小さいことから裏付けられる。すなわち、不攪乱試料は均一性が低いために G_{VS} と G_{SSG} の差が生じるが、再調整試料は比較的均一性が高いために G_{VS} と G_{SSG} の差が小さいと考えると都合がよい。ただし、現時点では堆積年代の影響を検討するため

の十分な情報がないこと、均一性の程度を評価パラメーターが明確でないことから、これらの要因に関する検討は今後の課題としたい。一方、田中らは図 3.2.4.10 に示すように、 G_{VS} と G_{SSG} の差が 50% 粒径に依存する測定結果を示している(Tanaka et al., 2000)。

なお、 の要因については田中(Tanaka, 2001)が指摘しているが(図 3.2.4.11 参照)、事例が少ないため今後さらに検討する必要があると考えられる。

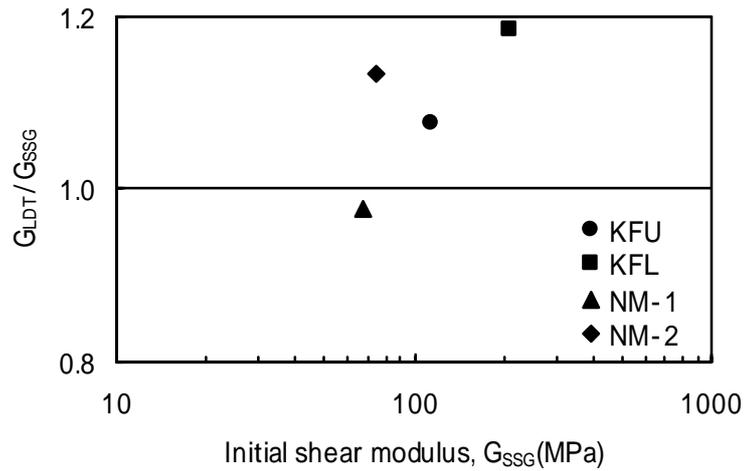


図 3.2.4.7 不攪乱礫質土の G_{LDT} と G_{SSG} の比較

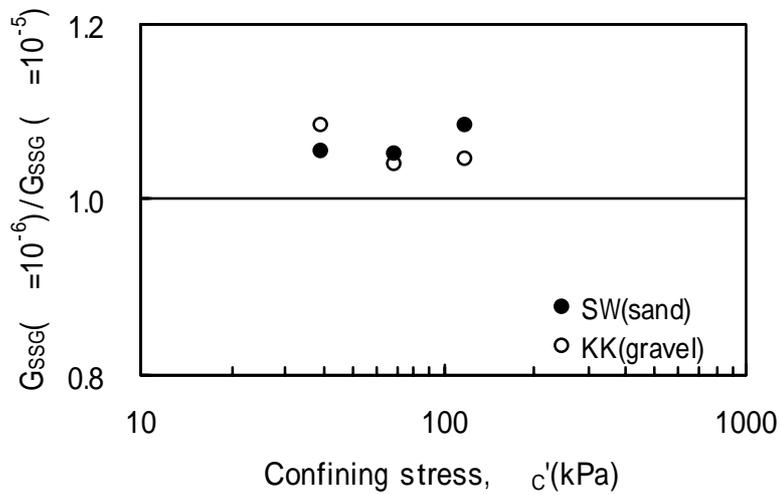


図 3.2.4.8 G_{SSG} に及ぼすひずみレベルの影響

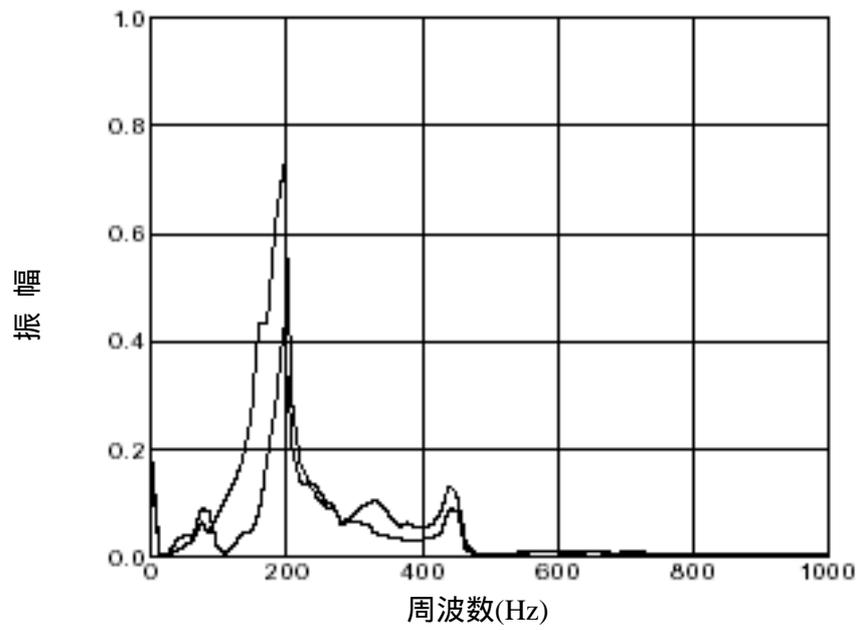


図 3.2.4.9 礫質土の S 波速度測定で観測された波のスペクトル

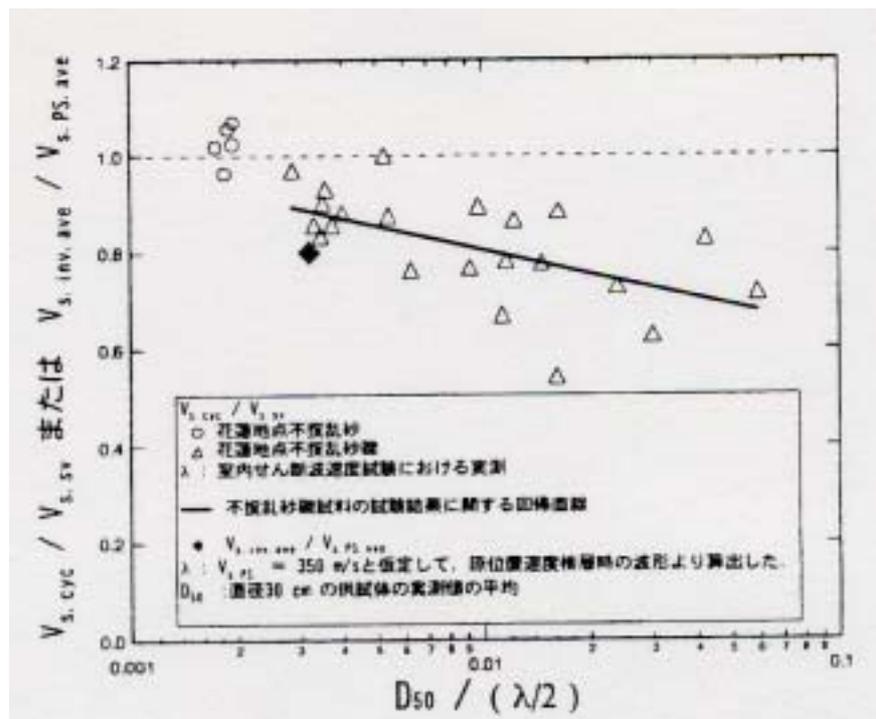


図 3.2.4.10 S 波速度に及ぼす粒径と波長の影響(Tanaka et al., 2000)

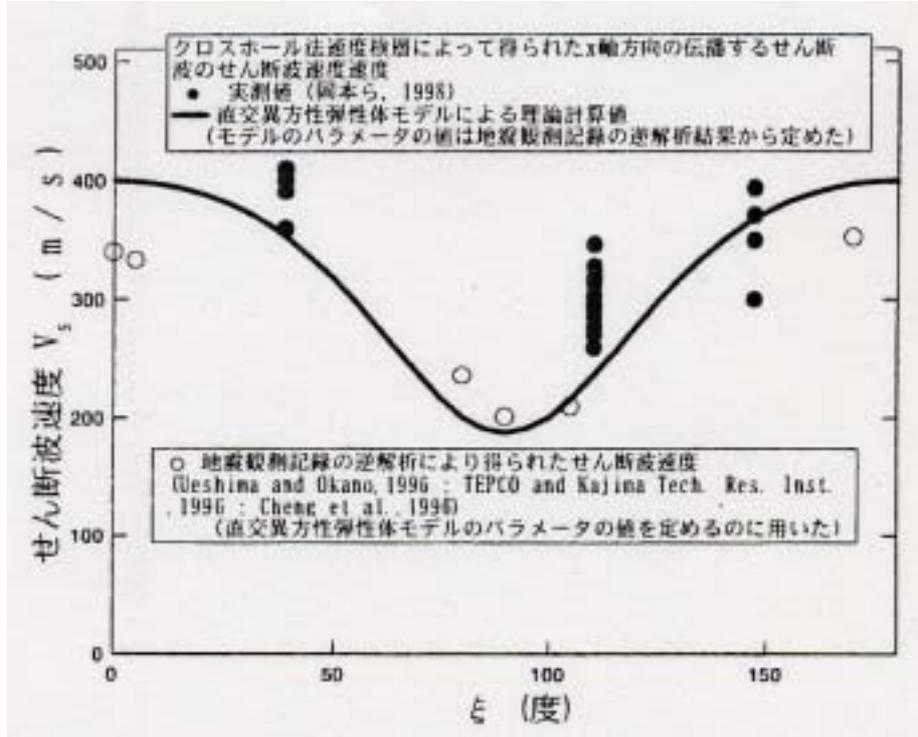


図 3.2.4.11 クロスホール法速度検層によるせん断波速度の実測値と直交異方性弾性体モデルによる計測値ならびに地震動の逆解析から得られたせん断波速度(Tanaka, 2001)

3.3 初期せん断剛性に及ぼす拘束応力の影響

土のS波速度や初期せん断剛性は(3.1.2.1)式および(3.1.2.2)式で表されるように、拘束圧の影響を受けている。このことは、地盤の掘削や盛土など地盤内の応力の変化によって地盤の剛性が変化することを意味する。初期せん断剛性に及ぼす拘束応力の影響を把握することは、建設工事にともなう地盤の沈下や浮上り量を推定する上で非常に重要であると考えられる。本節は、砂・礫質地盤から原位置凍結サンプリングにより採取した不攪乱試料(表3.1.3.1および表3.1.3.2に示す試料)を用いて、初期せん断剛性およびS波速度に及ぼす拘束圧の影響について検討したものである。

試験は3.2節で述べたように、1つの供試体に対して段階的に拘束圧を変化させながら初期せん断剛性を測定するものである。なお、本節では、砂質土についてはSSG法による測定、礫質土については主としてSWV法とSSG法による測定結果を扱うこととする。

3.3.1 砂質土の初期せん断剛性に及ぼす拘束応力の影響

3.1.2節で述べたように、再調整試料に基づく既往の研究によれば、拘束圧の影響を示す「べき定数 n 」は0.5前後の値をとることが知られている。ただし、不攪乱試料に基づく検討結果はほとんどなく、有用な知見は得られていない。そこで、原位置地盤凍結サンプリング法により採取した不攪乱砂質土試料を用いて、初期せん断剛性に及ぼす拘束応力の影響を調べた。また、比較のため豊浦砂についても同様の実験を行った。

全ての試験のうち、堆積年代の異なる5種類の G_0 と σ'_v の関係を図3.3.1.1～図3.3.1.5に示す。また、豊浦砂について行った実験結果($D_r=15,50,80,90\%$)を図3.3.1.6に示す。いずれの試料においても、両対数軸上で G_0 と σ'_v の間には良い直線関係が見られる。初期せん断剛性 G_0 は(3.1.2.2)式で表されるが、ここではこの式を変形して G_0 と σ'_v の関係を(3.3.1.1)式で近似することとする。

$$G_0 = a(\sigma'_v)^n \quad (3.3.1.1)$$

ここで、 a, n : 定数

図3.3.1.1～3.3.1.6中には(3.3.1.1)式で近似した直線と式が示されている。近似によって求めたべき定数 n は、豊浦砂では0.40～0.57の範囲にあり、Hardin and Richart(1963)の示した値($n=0.5$)とほぼ対応している。しかし、不攪乱砂質土の n は0.5より大きい場合が多い。このことは、再調整試料の実験結果に基づいて示された $n=0.5$ の値は豊浦砂については当てはまるが、不攪乱砂質土の初期せん断剛性の拘束圧依存性は土によって異なることを示している。

なお、ここで用いた試料の G_0 - σ'_v 関係の測定は拘束圧が原位置の有効上載圧に等しい

等方圧程度までであり、基本的には過圧密状態での測定である。過圧密領域と正規圧密領域での初期せん断剛性の拘束圧依存性の違いについては不明であるため、いくつかの試料に対して有効上載圧より大きい拘束圧でも初期せん断剛性を測定した。

図3.3.1.7～3.3.1.9に試験結果を示す。図の表示は過圧密領域と正規圧密領域を分けている。過圧密領域と正規圧密領域における初期せん断剛性の拘束圧依存性を示すべき定数nの値はわずかに変化しているものの、粘性土に見られるような顕著な圧密降伏の状態は見られない。したがって、本研究においては砂質土の拘束圧依存性に関して過圧密領域と正規圧密領域を特に区別しないこととした。

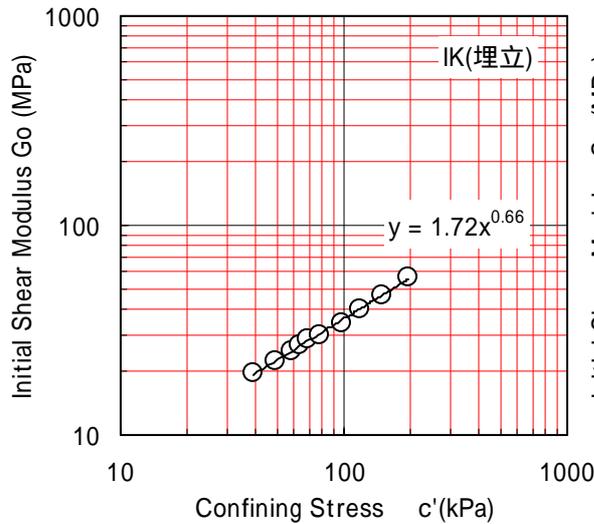


図3.3.1.1 G_o と c' の関係(IK埋立)

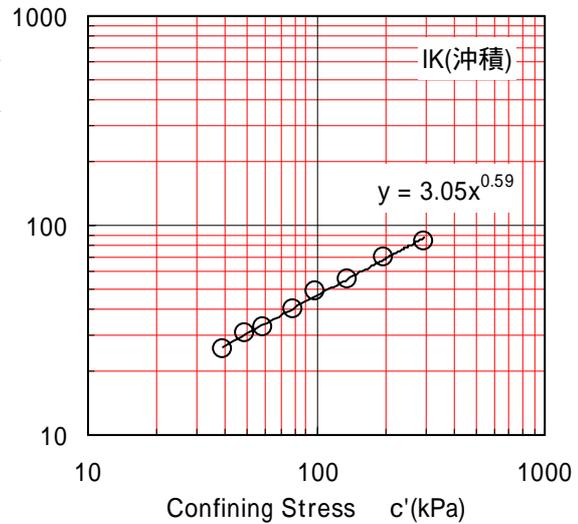


図3.3.1.2 G_o と c' の関係(IK沖積)

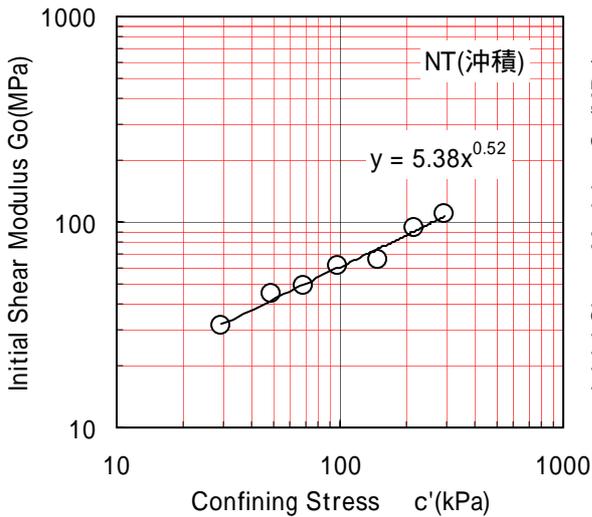


図3.3.1.3 G_o と c' の関係(NT沖積)

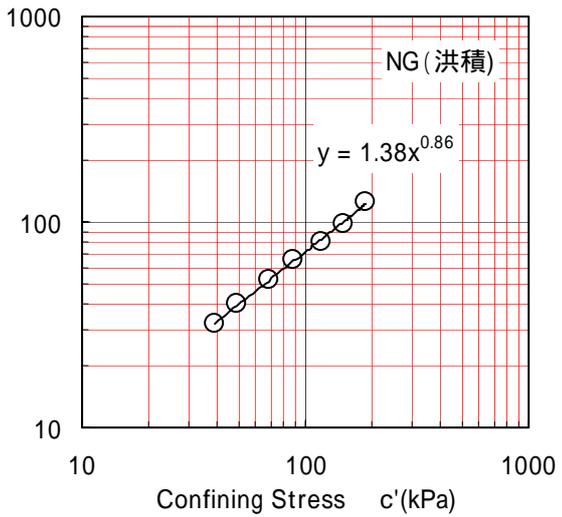


図3.3.1.4 G_o と c' の関係(NG洪積)

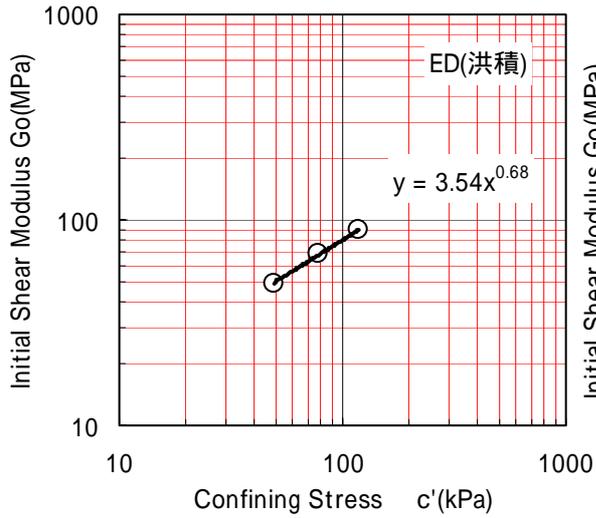


図3.3.1.5 G_o と c' の関係(ED洪積)

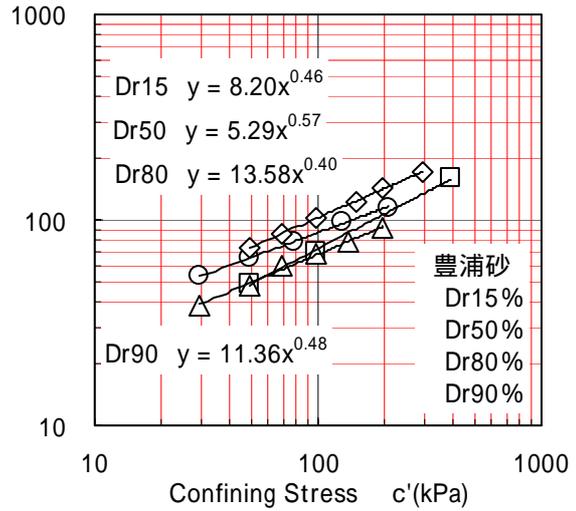


図3.3.1.6 G_o と c' の関係(豊浦砂)

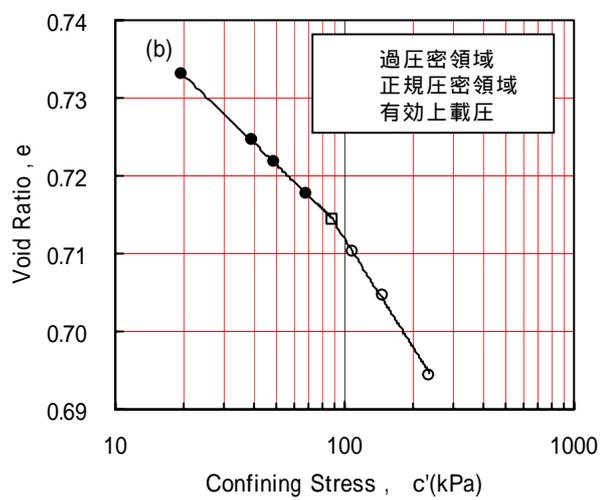
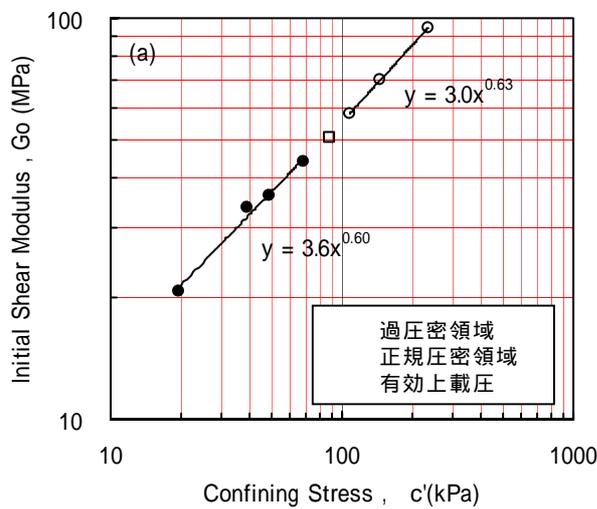


図 3.3.1.7 過圧密領域と正規圧密領域における G_o の拘束圧依存性(NG 沖積)

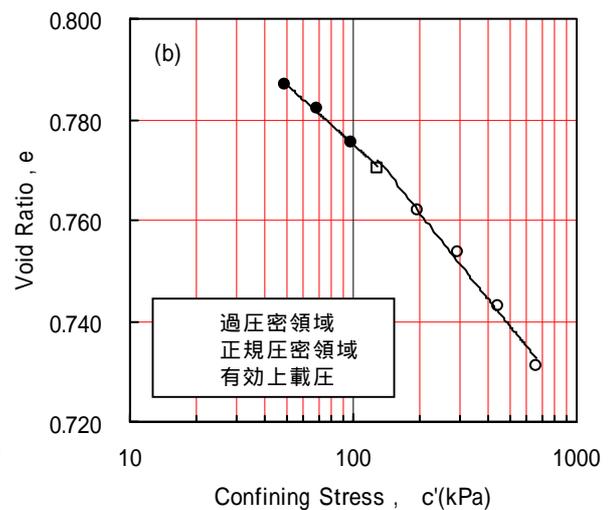
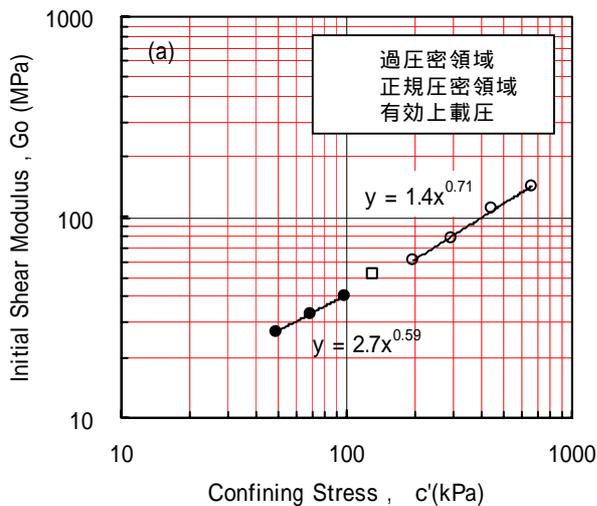


図 3.3.1.8 過圧密領域と正規圧密領域における G_o の拘束圧依存性(OM 沖積)

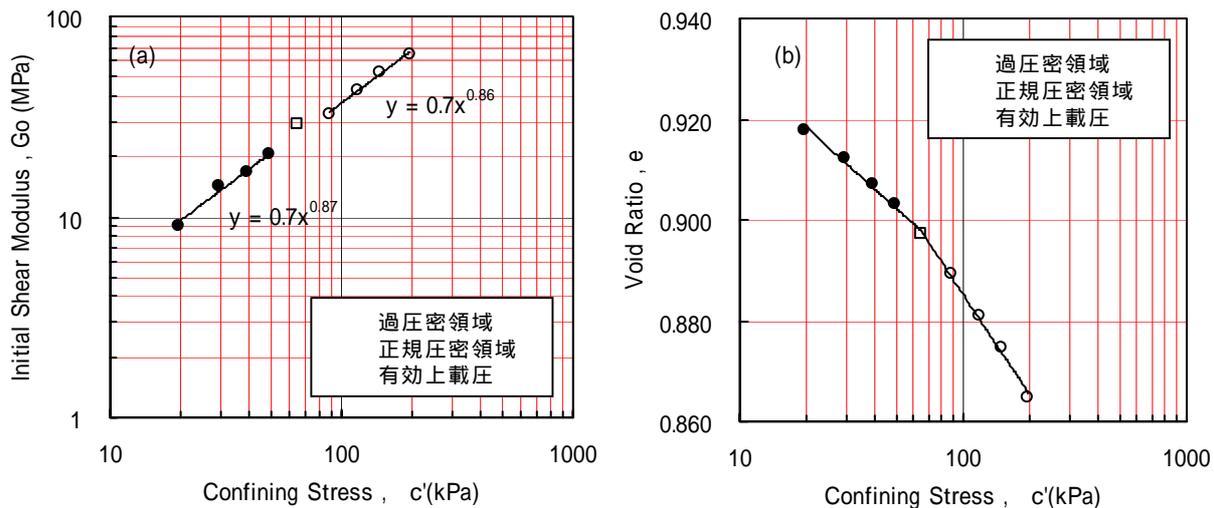


図 3.3.1.9 過圧密領域と正規圧密領域における G_0 の拘束圧依存性(UY 沖積)

3.3.2 礫質土の初期せん断剛性に及ぼす拘束応力の影響

図 3.3.2.1 ~ 図 3.3.2.4 は、4 種類の不攪乱砂礫試料について得られた初期せん断剛性(G_0)と有効拘束圧(c')の関係である。初期せん断剛性(G_0)は非接触型変位計による値 G_{SSG} と室内での S 波速度測定から求めた値 G_{VS} の 2 通りの値を示している。砂礫試料についても、初期せん断剛性と有効拘束圧の間には両対数グラフ上で砂質土と同様な直線関係が見られる。同様な関係は、鈴木ら (Suzuki et al., 1992、図 3.3.2.5 参照)、後藤ら (後藤他、1987、図 3.3.2.6 参照)、後藤ら (後藤他、1992、図 3.3.2.7 参照)も示している。これらのデータで見ると、べき定数 n の値は不攪乱砂質土と同様に 0.5 より大きい場合が多い。なお、 G_{VS} と G_{SSG} の拘束圧依存性はそれぞれの試験結果で差が認められる。埋立試料である KK および PI では G_{VS} と G_{SSG} の値の差が小さく、それぞれの拘束圧依存性を示すべき定数 n の値も比較的近い。これに対して沖積試料である KF および HT では G_{VS} と G_{SSG} の値の差が大きく、それぞれのべき定数 n の差も大きい。 G_{VS} と G_{SSG} の差とべき定数の間には相関がある可能性があるが、データが少ないため今後の課題としたい。

不攪乱試料と再調整試料のべき定数 n について比較すると、 $n(\text{不攪乱}) > n(\text{再調整})$ の場合や、 $n(\text{不攪乱}) \sim n(\text{再調整})$ の場合がある。また、本研究で求めた再調整試料の結果(図 3.3.2.8、3.3.2.9)によるとべき定数は測定方法によっても異なる結果となっている。

なお、べき定数に及ぼすひずみレベルの影響については、図 3.3.2.10 に示す安田(1994)の結果によれば $1 \times 10^{-6} \sim 5 \times 10^{-4}$ の範囲では「 n 」の値はほとんど変わらないことが示されている。

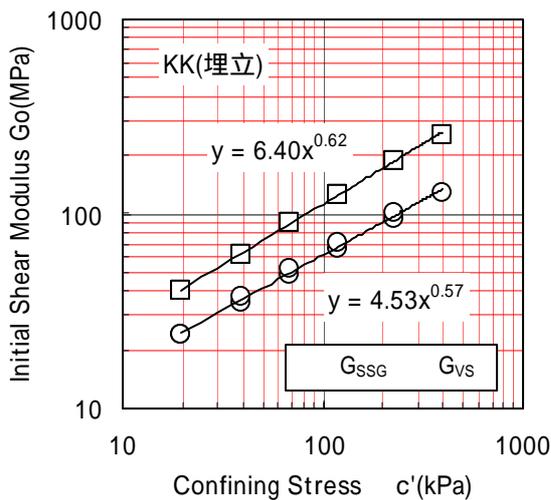


図3.3.2.1 G_0 と c' の関係(KK埋立)

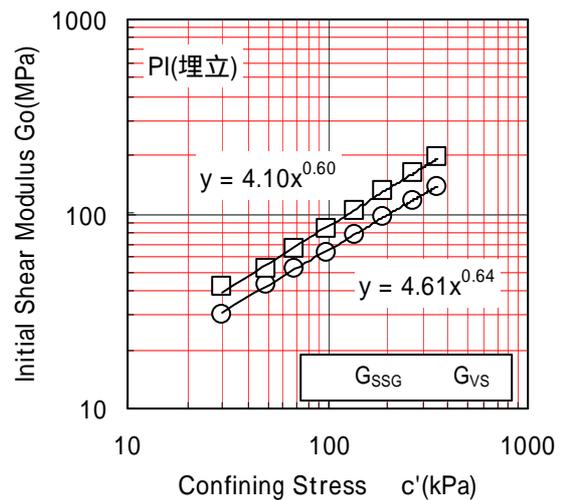


図3.3.2.2 G_0 と c' の関係(PI埋立)

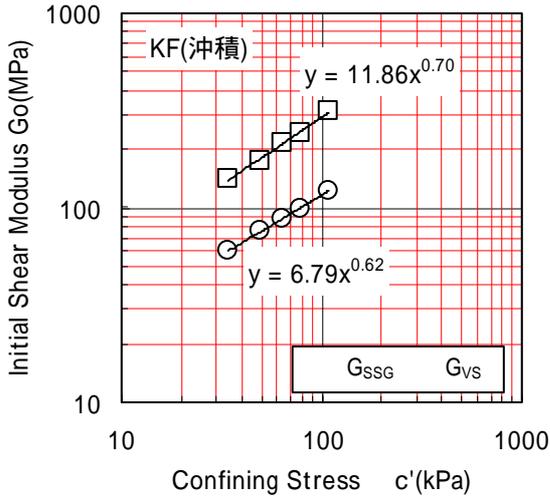


図3.3.2.3 G_o と c' の関係(KF沖積)

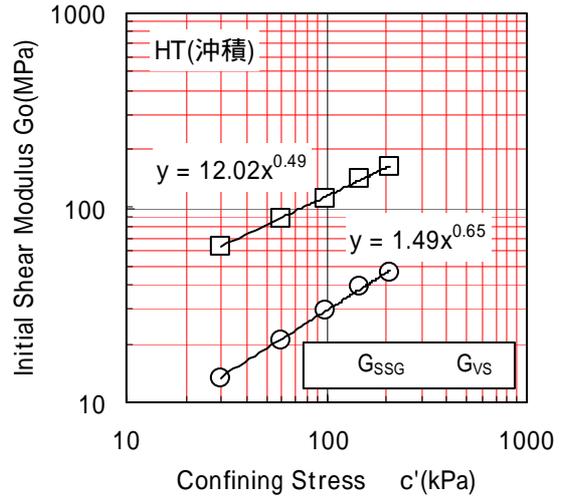


図3.3.2.4 G_o と c' の関係(HT沖積)

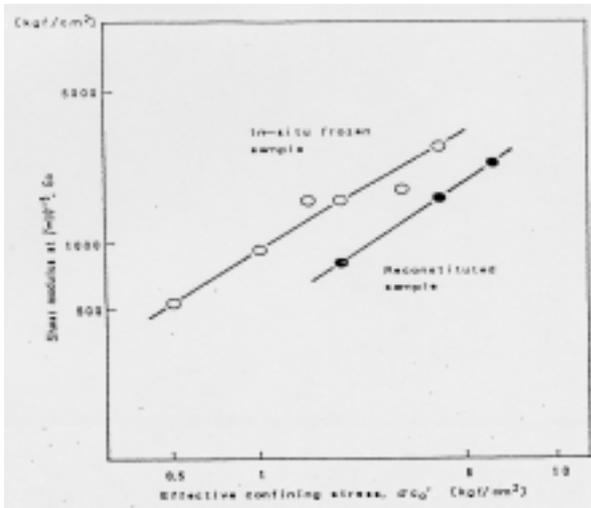


図3.3.2.5 G_o と c' の関係(TD礫)
(Suzuki et al., 1992)

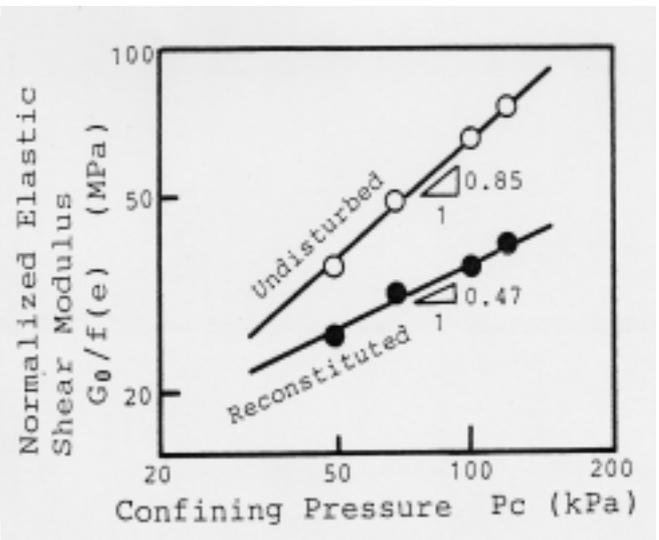


図3.3.2.6 $G_o/f(e)$ と c' の関係
(万田野砂礫、後藤他、1987)

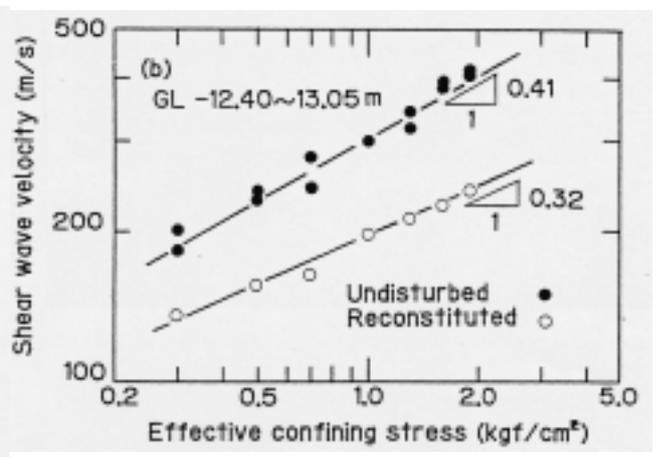
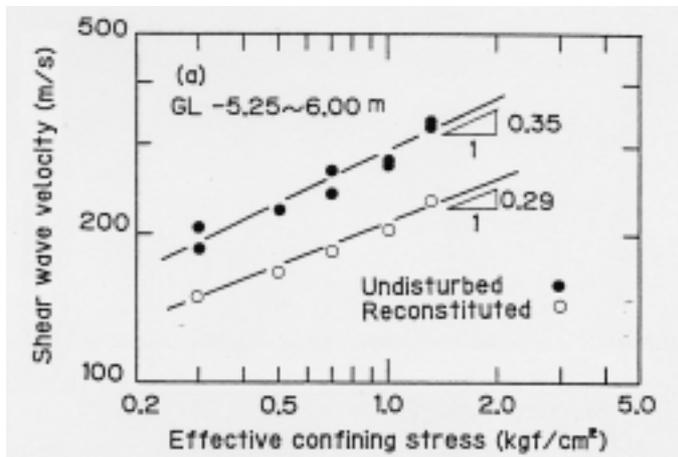


図3.3.2.7 V_s と c' の関係(沖積砂礫、後藤他、1992)

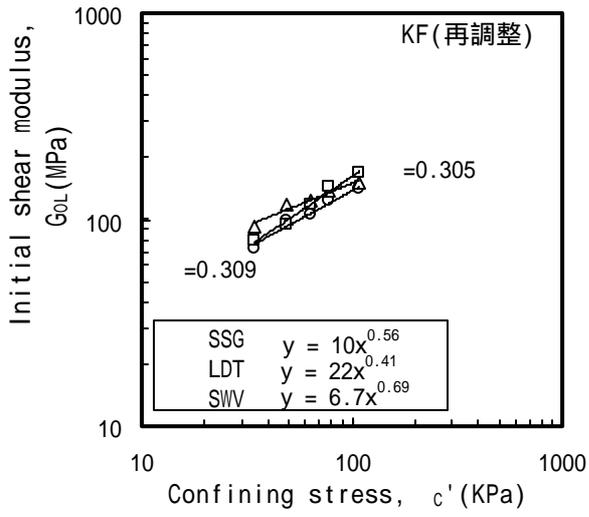


図3.3.2.8 G_0 と c' の関係(KF再調整)

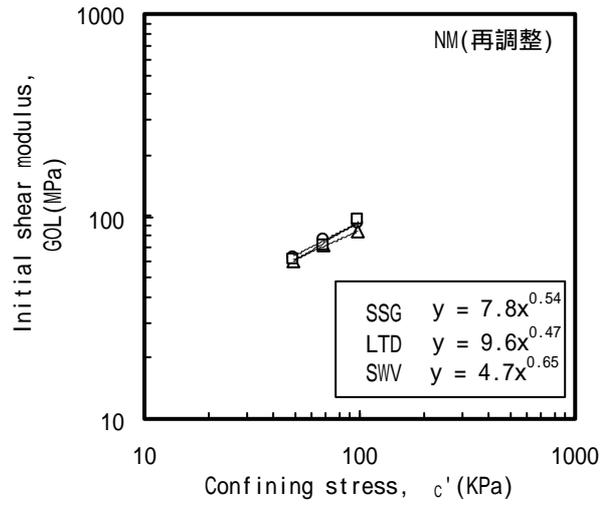
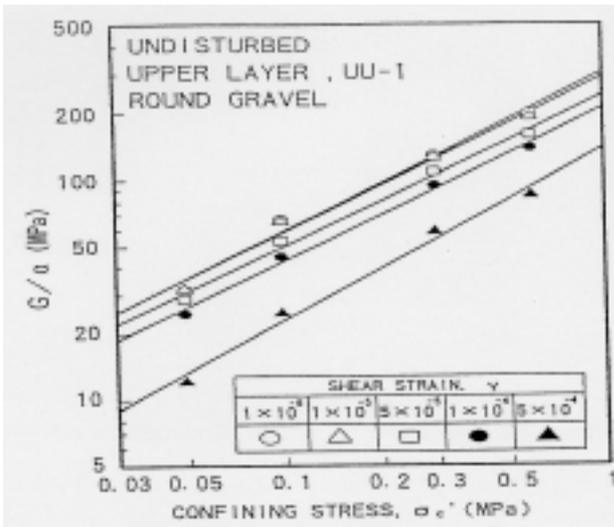
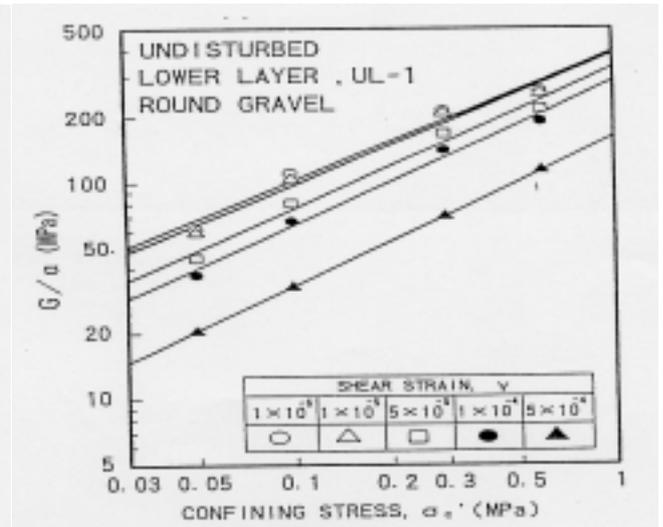


図3.3.2.9 G_0 と c' の関係(NM再調整)



(a) 上部砂礫



(b) 下部砂礫

図3.3.2.10 G_0 と c' の関係(河床礫、安田、1994)

3.3.3 砂質および礫質土のべき定数

本節では凍結サンプリング法により採取された砂質土および礫質土に対して求めた初期せん断剛性の拘束圧依存性を表すべき定数 n について考察する。ただし、ここでは砂質土と礫質土の結果を直接比較するため、初期せん断剛性は非接触型変位計による測定結果 G_{SSG} を対象として求めたべき定数 $n(SSG)$ を主な対象とする。

砂質土試料の実験結果に対して n と試料採取深度での N 値との関係を見たのが図3.3.3.1である。 N 値と n の間には、沖積、洪積とも多少のバラツキはあるものの N 値が増加すると n がやや減少するという傾向が見られる。また、砂質土の n の範囲は0.4～1.0となっている。なお、堆積年代と n の値の間にも明瞭な傾向は見られない。

一方、礫質土試料の実験結果に対して n と原位置での S 波速度 V_s との関係を整理したのが図3.3.3.2である。図において、かなりのバラツキが見られ、 V_s と n との相関は見られない。また、 n の範囲は0.4～1.0と砂質土とほぼ同じである。なお、礫質土に関してSWV法による S 波速度測定によって求めた初期せん断剛性から求めたべき定数 $n(SWV)$ と原位置での S 波速度 V_s との関係を示したのが図3.3.3.3である。 $n(SWV)$ は $n(SSG)$ に比べてバラツキが大きいものの、両者の平均値はほぼ同じである。

次に、砂質土と礫質土のべき定数と原位置の有効上載圧における初期せん断剛性との関係を図3.3.3.4に示す。図3.3.3.5は、べき定数 n と間隙比の関係である。図から、初期せん断剛性や間隙比と n の相関はほとんどない。ただし、砂質土と礫質土の n の値に大きな差なく、ほぼ同じ範囲をとることがわかる。一方、再調整試料の結果は少ないものの、 n の値は0.4～0.6であり、不攪乱試料の下限値に相当する。

以上の検討より、不攪乱試料の拘束圧依存性を示すべき定数 n は再調整試料より大きく、また、砂質土と礫質土ではほぼ同じ範囲(不攪乱試料の平均 $n=0.68$)をとることが明らかとなった。

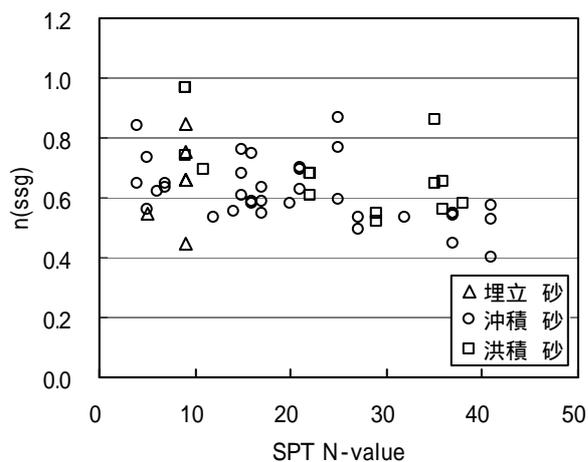


図3.3.3.1 N値とnの関係(砂質土)

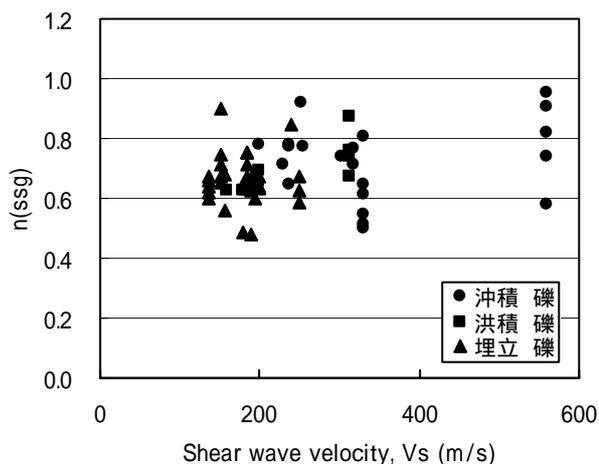


図3.3.3.2 V_s とnの関係(礫質土)

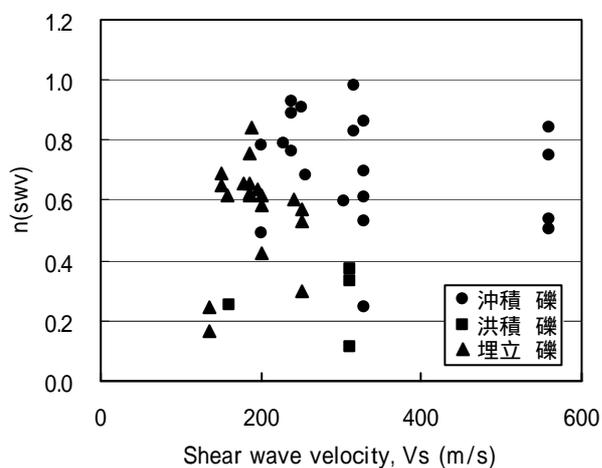


図3.3.3.3 V_s とnの関係(礫質土)

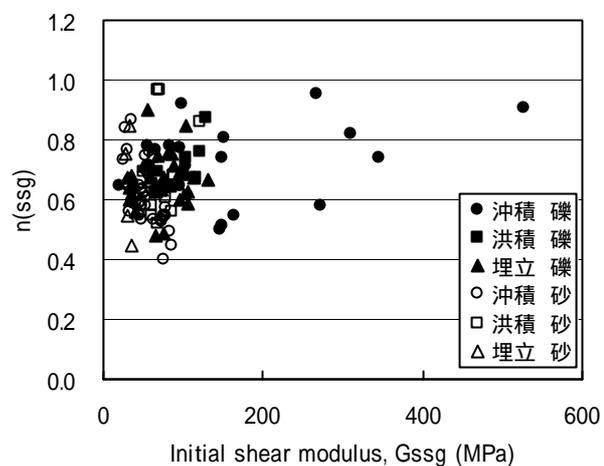


図3.3.3.4 べき定数nと有効上載圧における初期せん断剛性の関係

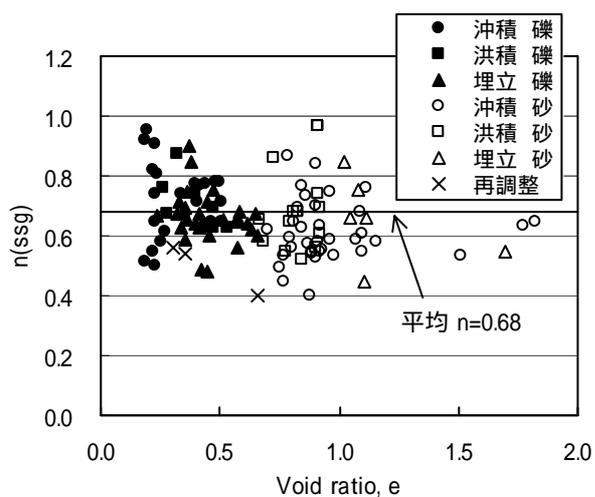


図3.3.3.5 べき定数nと空隙比の関係

3.4 初期せん断剛性による静止土圧係数の評価

静止土圧係数 K_0 は、地盤の挙動解析における初期応力の設定や強度変形特性を考える上で重要なパラメータである。また、締固め工法で改良された地盤では水平方向の有効応力の増加による液状化強度の増加が指摘されており、 K_0 が地盤改良効果の把握に有効となる可能性がある。しかし、砂質および礫質地盤の原位置水平方向応力を精度良く測定することは難しく、実地盤での信頼性の高い測定結果は少ない。畑中・鈴木(1995)は、凍結した地盤から採取した供試体と供試体を採取したあとの孔を用いた2通りの方法で砂質地盤の水平方向応力を測定する方法を示し、室内試験による測定で両者がほぼ同じ値を示すことを確認した。

本節では、三軸セル内でS波速度を測定することにより、原位置で測定したS波速度との対比から K_0 を推定する方法を提案し、原位置凍結サンプリング法で採取した砂質及び礫質試料の K_0 値を測定した結果について述べる。さらに、測定した K_0 値に基づく簡易推定方法についても述べる。

3.4.1 静止土圧係数 K_0 の推定法(G_0 等価法)

3.1 節でも述べたように、土の初期せん断剛性(G_0)を測定する方法として、以下の2つの方法がよく用いられている。

- 1) 原位置で実施する弾性波探査で求められるS波速度 V_s から(3.4.1.1)式を用いてせん断剛性 $G_0(G_{0F})$ を計算する。

$$G_{0F} = (\gamma/g) \cdot V_s^2 \quad (3.4.1.1)$$

γ :土の単位体積重量、 g :重力加速度

- 2) 室内で繰返し三軸試験などにより、微小ひずみレベルの初期せん断剛性 $G_0(G_{0L})$ を求める。 G_0 は有効平均主応力 σ'_m の関数として一般に(3.4.1.2)式で表される。また、 σ'_m は静止土圧係数と有効上載圧の関数として(3.4.1.3)式で表される。

$$G_{0L} = a(\sigma'_m)^n \quad (3.4.1.2)$$

$$\sigma'_m = (1+2K_0) \sigma'_v/3 \quad (3.4.1.3)$$

K_0 :静止土圧係数、 σ'_v :有効上載圧、 a, n :実験定数。

初期せん断剛性は本来地盤に固有の値なので、室内試験に用いる供試体が高品質の不攪乱試料であり、微小ひずみの測定精度が十分に高ければ、室内と原位置の応力状態が等しい時に1)と2)の方法による測定値は同じ値を示すはずである。この考えが成り立つとする

と、(3.4.1.1)式と(3.4.1.2)式から(3.4.1.4)式が成り立つ。

$$G_{OF} = a(\sigma'_m)^n \quad (3.4.1.4)$$

(3.4.1.4)式に(3.4.1.3)式を代入し、 K_0 について表すと(3.4.1.5)式になる。

$$K_0 = \left\{ \frac{3}{1 + \nu'} (G_{OF}/a)^{1/n} - 1 \right\} \times 1/2 \quad (3.4.1.5)$$

従って、室内試験で(3.4.1.2)式についての実験定数 a, n を求めれば、原位置の G_{OF} と室内の G_{OL} が等しいという観点から(3.4.1.5)式より K_0 が求められる(以下、この方法を「 G_0 等価法」と呼ぶ)。なお、室内で S 波速度を測定した場合、 V_s と σ'_m の間に(3.4.1.2)式と同様の関係が成り立つので、 V_s - σ'_m 関係についての実験定数 a, n を求めれば、(3.4.1.5)式において G_{OF} を V_s に置き換えることで K_0 が求められる(以下、この方法を「 V_s 等価法」と呼ぶ)。

ただし、原位置での地盤内の応力状態は異方応力状態と考えられ、また応力履歴を受け過圧密状態になっている場合がある。上記の提案方法により K_0 を求める場合、

- 1) 平均有効主応力 σ'_m 一定の条件下では主応力比が変化しても S 波速度が変化しないこと、
- 2) 過圧密などの応力履歴によって有効拘束圧 σ'_c と V_s との関係(V_s の拘束圧依存性)が変化しないこと、すなわち(3.4.1.2)式における a と n が変化しないことが前提条件となる。

そこで、表 3.4.1.1 に示す試料を用いて上記の影響を検討した。

V_s に及ぼす異方圧の影響は、供試体を飽和させた後、 $\sigma'_a = \sigma'_r = 74 \text{ kPa}$ (σ'_a : 鉛直応力、 σ'_r : 水平応力) の等方応力状態で圧密し、平均有効主応力 ($\sigma'_m = 98 \text{ kPa}$) を一定に保ったまま主応力比 $K = \sigma'_r / \sigma'_a$ を 0.5 ~ 1.5 まで 0.1 ずつ変化させて S 波速度を測定することにより検討した。

また、 V_s の拘束圧依存性に及ぼす応力履歴の影響は、等方応力状態を保ちながら有効拘束圧 σ'_c を段階的に上昇、その後下降させ、各段階毎に S 波速度を測定することにより検討した。なお、いずれの試験においても供試体は直径 15cm、高さ 30cm の大きさとした。

表 3.4.1.1 試料の物理特性

	最大粒径 D_{max} (mm)	細粒分含有率 F_c (%)	礫分含有率 G_c (%)	間隙比 e (=98 kPa)	有効上載圧 σ'_v (kPa)
豊浦砂	0.6	0.1	0.0	0.76	-
A(礫)	37.5	0.1	25.9	0.56	50
B(砂)	4.75	0.6	0.4	0.77	110

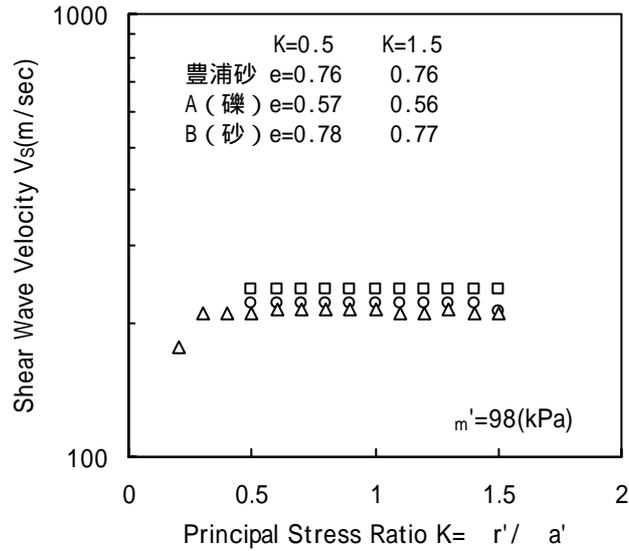


図 3.4.1.1 S 波速度に及ぼす主応力比の影響

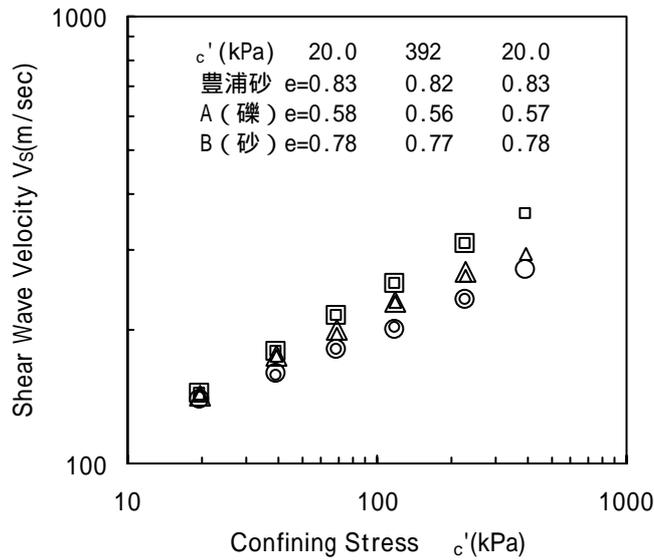


図 3.4.1.2 S 波速度に及ぼす応力履歴の影響

図 3.4.1.1 は、異方圧密状態で測定した S 波速度 V_s と主応力比 K の関係である。また、図には $K=0.5$ と 1.5 における各試料の間隙比 e も示してある。平均有効主応力 m' 一定の条件下においては、 V_s は主応力比の変化にかかわらずほぼ一定の値を示し、また間隙比の変化も小さい。なお、豊浦砂($D_r=59\%$)においては $K=1.5$ 、B(砂)試料においては $K=0.2$ で V_s の低下が見られた。各試料によって若干の差はあるものの、概ね主応力比 $0.5 \sim 1.5$ の範囲では、砂・礫質土に対して主応力比(異方圧)が V_s に及ぼす影響は小さいと考えられる。

図 3.4.1.2 は、等方応力状態で測定した S 波速度と有効拘束圧 c' との関係である。なお、図中のプロットは小さい点が拘束圧上昇段階における V_s 、大きい点が下降段階における V_s をそれぞれ示す。 V_s と c' は両対数軸上でほぼ直線関係が見られ、 V_s は拘束圧上昇時と

下降時でほぼ同一の値となっている。また、図には $\sigma'_c=20\text{kPa}$ (上昇時および下降時)と 392kPa における各試料の間隙比 e も示してあるが、上昇時と下降時の間隙比 e の変化は小さい。よって砂・礫質土に対して、応力履歴(過圧密)が V_s の拘束圧依存性に及ぼす影響は小さいと考えられる。さらに 3.3 節では、砂質土に対して過圧密領域と正規圧密領域における初期せん断剛性の拘束圧依存性を比較し、大きな差はないことを確認している(図 3.3.1.7 ~ 3.3.1.9 参照)。

なお、加藤ら(2001)も繰返しねじりせん断試験装置を用いて等方圧密と異方圧密での測定結果を比較し、図 3.4.1.3 に示すように、両者の間にほとんど差がないことを示している。

以上の検討により、等方応力状態で求めた初期せん断剛性から静止土圧係数 K_0 を求めることの妥当性を確認した。

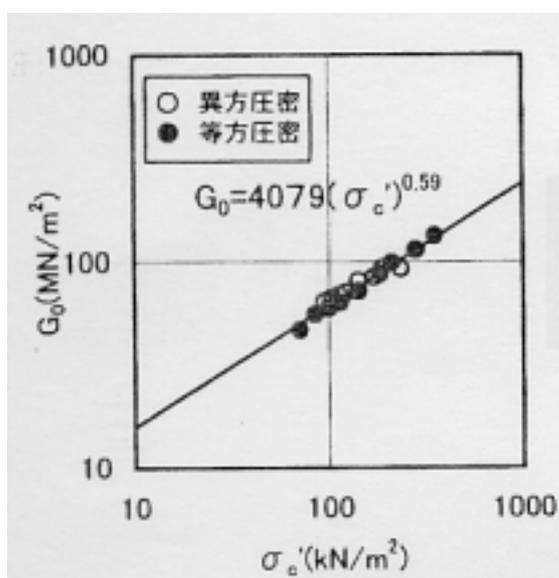


図 3.4.1.3 等方圧密と異方圧密状態における G_0 の比較(加藤ら、2001)

3.4.2 砂質土の K_0 測定

提案した手法の有効性を検討するため、洪積砂層から原位置凍結法によって採取した不攪乱試料(FS 試料)とトリプルチューブサンプラーで採取した試料(TS 試料)に対して K_0 値を求めた。試料の物理特性を表 3.4.2.1 に示す。等方圧状態で拘束圧を増加させながら局所ひずみ測定装置(LDT)を用いてせん断ひずみ $5 \times 10^{-6} \sim 1 \times 10^{-5}$ 付近のせん断剛性を測定した。

FS 試料および TS 試料の G_0 と ν_v' の関係をそれぞれ図 3.4.2.1 及び図 3.4.2.2 に示す。 G_0 と ν_v' は両対数グラフ上で直線関係にあり、その傾き n は FS 試料で 0.78、TS 試料で 0.73 である。また、同じ拘束圧で見ると FS 試料の G_0 が TS 試料より大きく、TS 試料の G_0 はサンプリング時の乱れの影響により値が小さくなっていると考えられる。

FS 試料の測定から得られた定数「 a_1 」、「 n 」および G_{OF} と原位置の有効上載圧 ν_v' を(3.4.1.5)式に代入して求めた K_0 の値は 0.84 となった。一方、TS 試料について測定した結果から求めた K_0 の値は 1.44 であり、FS 試料の値より大きくなった。これは、TS 試料の G_{OL} が乱れを受けているため FS 試料に比べて小さく、 G_{OF} と同じ G_0 になるためには、より大きな拘束圧が必要となるが、FS 試料と TS 試料の ν_v' が同じであるから TS 試料の K_0 は大きな値となる。このことは、乱れを受けた試料を用いて評価した K_0 値は実際の値を過大評価する可能性がある。ただし、3.2.4 節で述べたように、原位置と室内で測定した G_0 には差が生じる場合があるので、求めた K_0 の値の妥当性は別途検討する必要がある。

なお、加藤ら(2001)は締固め工法により地盤改良を行った 2 カ所の地盤で G_0 等価法により K_0 を測定し、セルフボーリング孔内水平載荷試験(SBP)で測定した結果と比較している(図 3.4.2.3)。 G_0 等価法によって推定した K_0 (図中の方法 A)は SBP の結果と比較的良く対応しており、本手法の有効性を指摘している。

表 3.4.2.1 試料の物理特性

試料	50%粒径 $D_{50}(\text{mm})$	均等係数 U_c	細粒分含有率 $F_c(\%)$	N 値	有効上載圧 $\nu_v'(\text{kPa})$	原位置 S 波速度 $V_s(\text{m/s})$	G_{OF} (MPa)
FS	0.60	2.5	1.4	35	186	230	98
TS	0.73	2.4	1.0				

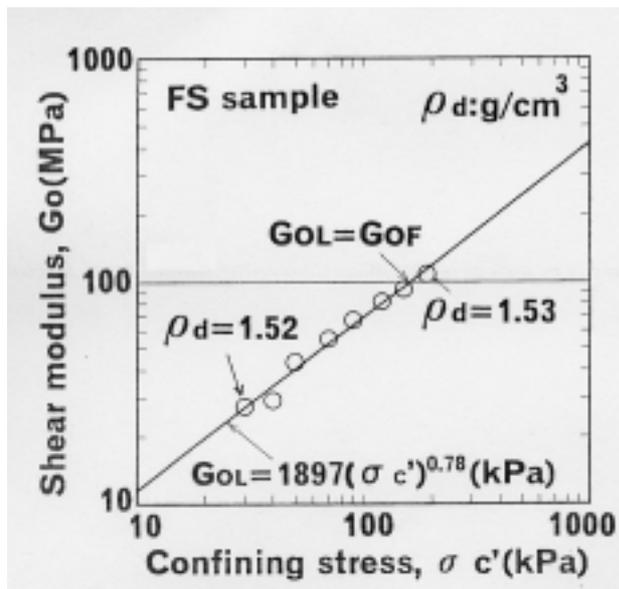


図 3.4.2.1 G_0 と c' の関係 (FS 試料)

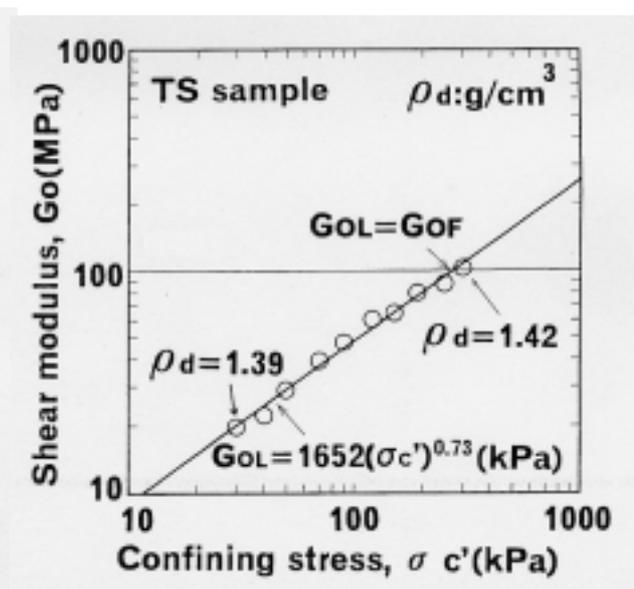


図 3.4.2.2 G_0 と c' の関係 (TS 試料)

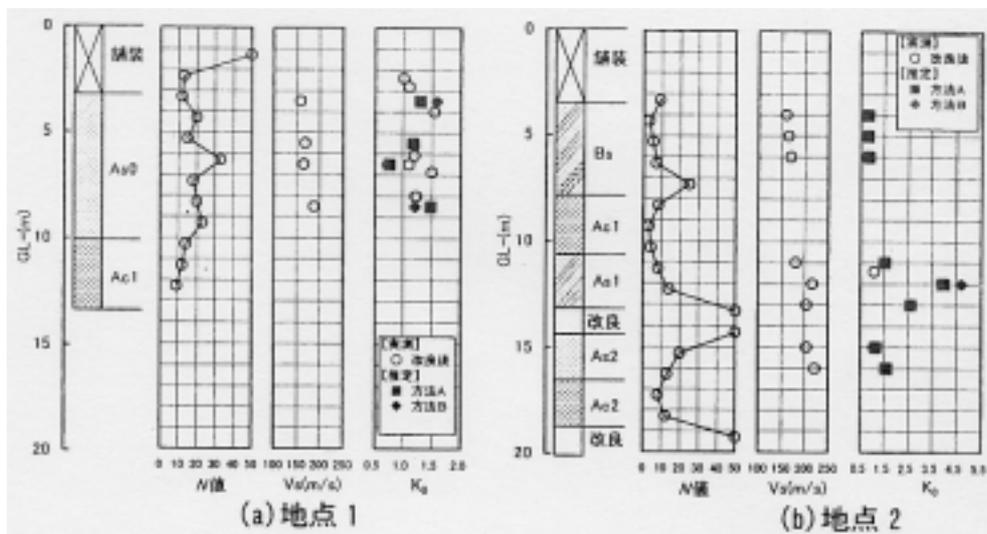


図 3.4.2.3 K_0 値の比較 (加藤ら、2001)

3.4.3 礫質土の K_0 測定

原位置凍結サンプリング法によって神戸ポートアイランドより採取された不攪乱埋立マサ土試料(未改良および締固めた試料)を用いて K_0 値を求めた。試験試料の物理特性を表 3.4.3.1 に示した。未改良及び締固めた埋立マサ土試料の採取サイト(図 3.4.3.1、3.4.3.2 参照)は約 150m 離れているが、埋立地の作成年代及び土層構成はほとんど同じである。

拘束圧と S 波速度の関係を図 3.4.3.3 ~ 3.4.3.6 に示した。各試料とも両対数グラフ上で S 波速度と拘束圧の間には直線関係がある。図 3.4.3.3 ~ 3.4.3.6 から求めた実験定数を(3.4.1.5)式に代入して求めた K_0 値も表 3.4.3.1 に示した。その値は未改良埋立マサ土で 0.24 ~ 0.40、締固め埋立マサ土で 0.55 ~ 1.0 の範囲にある。両サイトの原地盤がほぼ同質と考えられるので、 K_0 値の違いは締固めによる水平応力の増加が影響していると考えられる。

表 3.4.3.1 試料の物理特性と K_0 値

	深度 GL-(m)	最大粒径 D_{max} (mm)	細粒分含有率 F_c (%)	礫分含有率 G_c (%)	間隙比 e	原位置 S 波速度 V_s (m/s)	静止土圧係数 K_0
未改良 (KP)	-6.9	37.5	8.1	44.6	0.46	150	0.40
	-14.7	75.0	0.8	73.0	0.47	195	0.24
改良 (PT)	-9.3	75.0	3.9	72.1	0.45	200	0.55
	-16.0	75.0	8.9	50.9	0.40	240	1.00

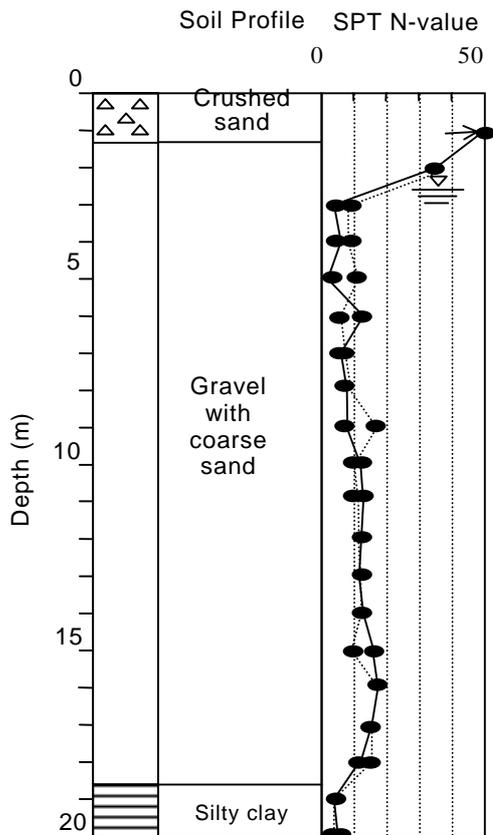


図 3.4.3.1 未改良地盤の土質柱状図

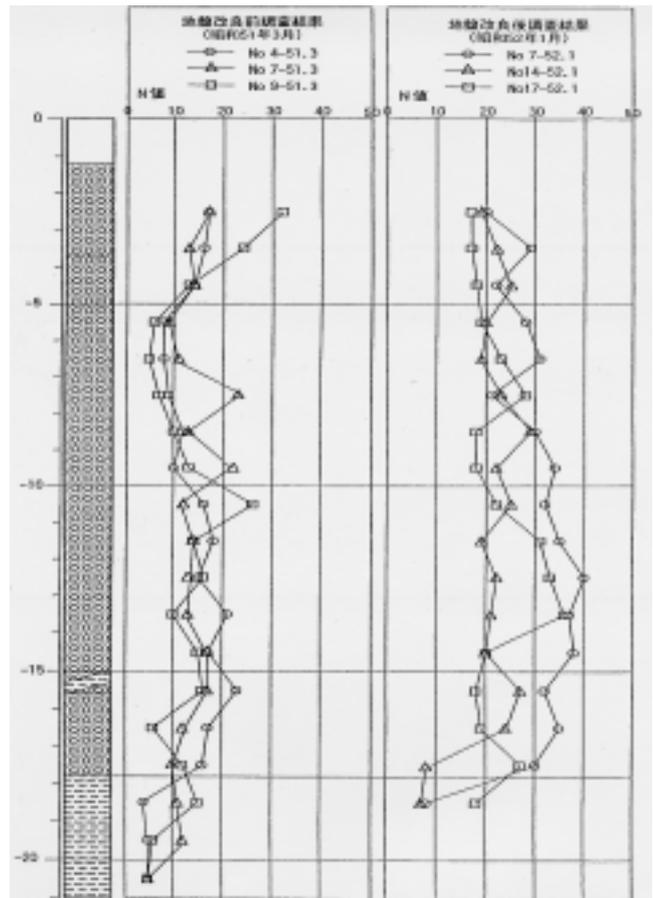


図 3.4.3.2 改良地盤の土質柱状図
(阪神淡路大震災・地盤調査研究会、1998)

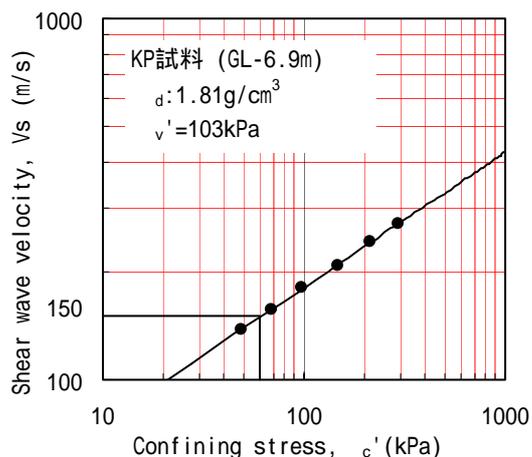


図 3.4.3.3 未改良埋立マ土(KP)の試験結果

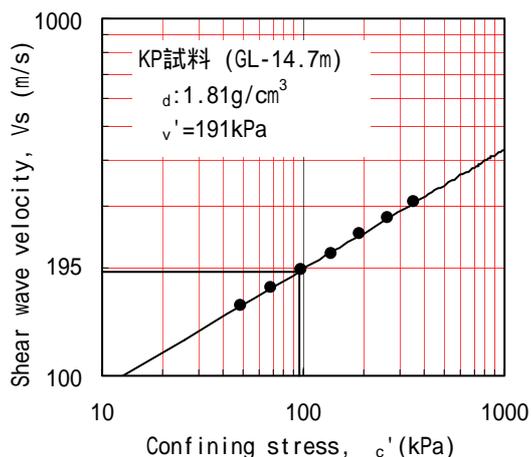


図 3.4.3.4 未改良埋立マ土(KP)の試験結果

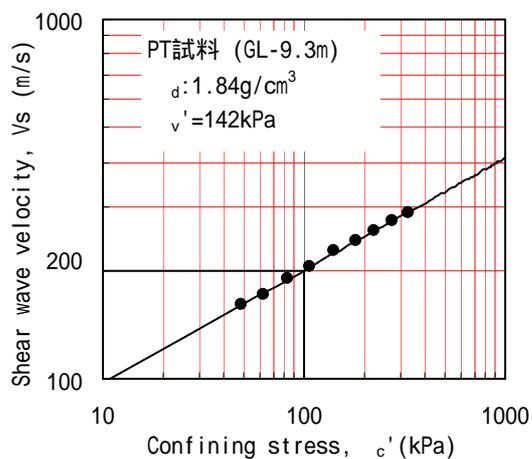


図 3.4.3.5 締固めた埋立マ土(PT)の試験結果

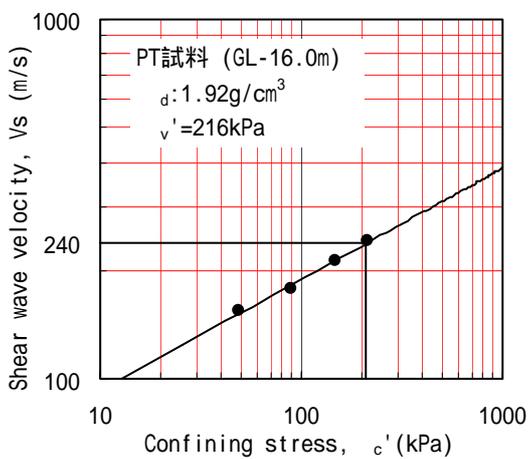


図 3.4.3.6 締固めた埋立マ土(PT)の試験結果

3.4.4 静止土圧係数の簡易評価

G_0 等価法(V_s 等価法)によって求めた礫質土の K_0 値を用いて、簡易的に K_0 値を推定する方法を検討した。試験試料は原位置凍結サンプリングにより6サイト(埋立土2, 締固めた埋立マサ土1, 沖積土3)から採取された計12種類の礫質土試料である。それらの物理特性を表3.4.4.1および図3.4.4.1に示す。図3.4.4.2~図3.4.4.4は室内で測定したS波速度と拘束圧の関係である。図3.4.4.5は図3.4.4.2~図3.4.4.4で得られた試験結果を各試料ごとに(3.4.1.2)式で近似し、得られた a と n の関係について示したものである。両者の間には試料の物理特性、原位置での応力状態や年代効果の違いによらず a が減少すると n が増加するという良い相関がみられる。また、 n は0.24~0.46 (G_0 と σ'_m の関係に換算すると0.49~0.91)の範囲にある。(3.4.1.5)式に基づいて求めた K_0 値は表3.4.4.1に示している。

図3.4.4.6は試験結果から求めた K_0 値と原位置におけるS波速度 V_s の関係について示したものである。図中の は埋立地盤、 は締固めた埋立マサ土地盤、 は沖積地盤よりそれぞれ採取した試料を示す。埋立地盤の K_0 値は0.24~0.40の範囲にあり、締固めた埋立マサ土地盤や沖積地盤の K_0 値は0.55~1.14の範囲にある。図には Fioravante et al (1998)が礫混じり砂地盤で、クロスホール法により測定したS波速度から求めた K_0 値も示しているが、本研究で得られた傾向と対応していることがわかる。また、本研究の範囲において V_{SF} と K_0 値は概ね直線関係が見られ、1次式で近似すると以下の式で表すことができる。

$$K_0 = 0.0058V_{SF} - 0.53 \quad (150 \leq V_{SF} \leq 300 \text{m/sec}) \quad (3.4.4.1)$$

原位置でのS波速度は、有効上載圧や密度の影響を受けることは知られているが、 K_0 値との間に一義的な関係があるかどうかは理論的に解明されていない。ただし、礫地盤の原位置での K_0 値を推定する方法がほとんどない現状では、(3.4.4.1)式は原位置でのS波速度のみから K_0 値をある程度の精度で推定できる簡便で有効な式であると考えられる。

表 3.4.4.1 試料の物理特性と K_0 値

Soil type	Site	Depth (m)	D_{max} (mm)	D_{50} (mm)	G_c (%)	e	σ'_v (kPa)	$V_s = a'(\sigma'_m)^{n'}$		K_0	In-situ Test method
								a'	n'		
Gravel fill (Masa)	KP	6.9-14.8	37.5-75	1.6-4.8	44.6-73.0	0.45-0.51	103-191	32.1-42.7	0.33-0.38	0.40	SP & DH
										0.32	
										0.24	
Compacted fill of Masa	PT	7.9-16.0	53-75	2.1-5.3	51.0-72.0	0.35-0.45	127-216	45.6-68.1	0.24-0.31	0.80	DH
										0.55	
										0.84	
										1.00	
										1.00	
Gravel fill	KK	4.5	37.5	0.6	25.9	0.56	44	57.9	0.31	0.27	SP
Holocene gravel	TA	11.9	75	7.7	72.9	0.34	176	61.7	0.30	1.14	SP
Holocene gravel	KU	6.1	106	39	87.1	0.19	78	35.3	0.46	0.93	SP
Holocene gravel	HT	4.8	53	0.7	27.5	0.58	59	75.7	0.25	0.83	SP

DH: down-hole method; SP: suspension type-method

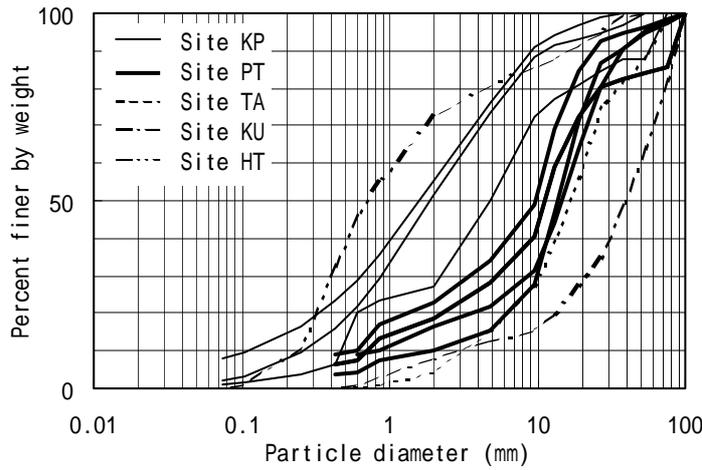


図 3.4.4.1 Ko 値測定に用いた礫の粒度分布

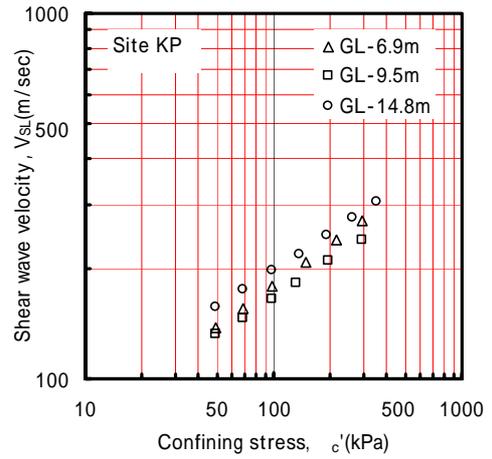


図 3.4.4.2 S 波速度と拘束圧の関係(1)

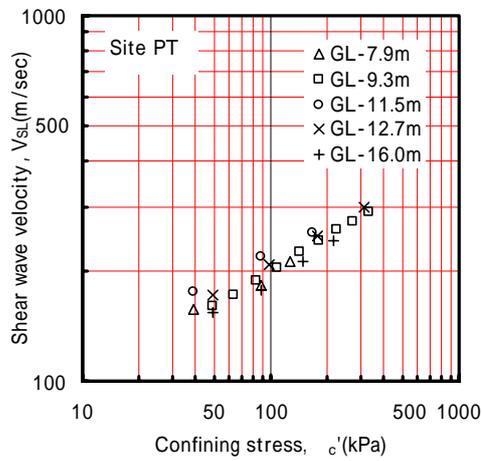


図 3.4.4.3 S 波速度と拘束圧の関係(2)

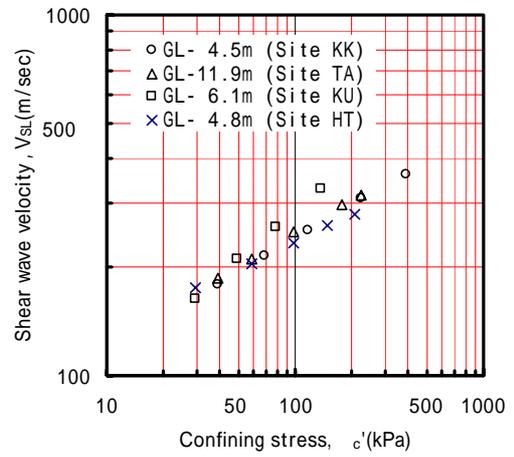


図 3.4.4.4 S 波速度と拘束圧の関係(3)

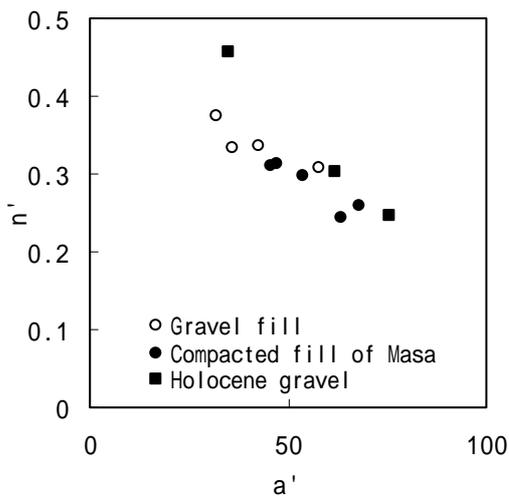


図 3.4.4.5 Vs の拘束圧依存性を表す定数 a と n の関係

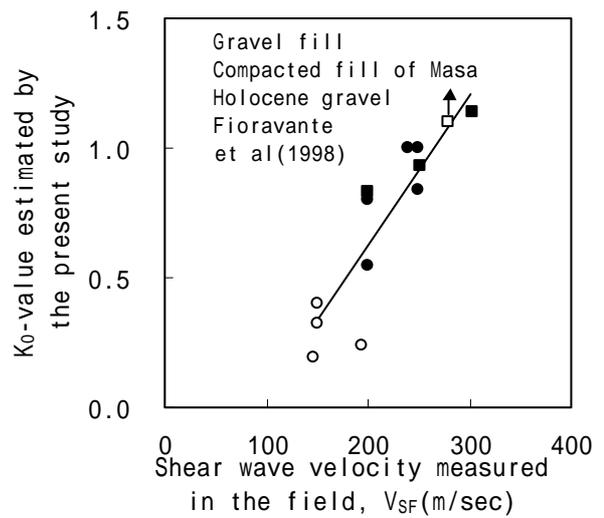


図 3.4.4.6 原位置での S 波速度と Ko 値の関係

3.5 初期せん断剛性による非排水せん断強度の評価

砂質土や礫質土は、サンプリング時の乱れの影響でその非排水せん断強度が著しく低下するため室内試験から正確な原位置強度を把握するためには不攪乱試料を採取する必要があることが示されている(Yoshimi et al.(1989)など)。原位置凍結サンプリング法はそのような地盤から良質の不攪乱試料を採取することが可能であるが、コストが高いという難点がある。一方、初期せん断剛性と非排水せん断強度との関係に基づいて、原位置と室内における初期せん断剛性を比較することにより、原位置の非排水せん断強度を評価する方法が提案されている(Tokimatsu et. al, 1986)。初期せん断剛性は原位置の S 波速度から求めることも可能であるため、ボーリングを必要としない調査(表面波探査など)を利用すれば N 値に基づく評価より簡便であり、さらに標準貫入試験の適用性が疑問視されている礫質土の非排水せん断強度(動的強度)の評価にも利用できる可能性がある。

3.5.1 ひずみ履歴が初期せん断剛性に及ぼす影響

図 3.5.1.1 は新潟砂について求めた相対密度と非排水せん断強度(液状化強度)の関係を示している。液状化強度の定義は、繰返し回数 15 回で軸ひずみ両振幅 5% に至る応力比である。図中には空中落下法(PA)によって作成した試料の他に、小ひずみせん断履歴を加えたもの(SH)、過圧密履歴を加えたもの(OC)の結果も示している。PA については相対密度と液状化強度と間に点線で示されるような良い相関が認められるが、履歴を加えた試料は同じ相対密度でも液状化強度が大きい場合があり、相対密度と液状化強度の間に相関が見られない。ところが、同じデータを図 3.5.1.2 に示すように初期せん断剛性と液状化強度の関係として整理すると両者の間にはほぼ一義的な関係が見られる。これは履歴を加えることによって相対密度はあまり上昇しないが、粒子骨格のかみ合わせが変化し、それが初期せん断剛性に影響を与えるためと考えられる。

本節では、表 3.5.1.1 に示す堆積年代の異なる 3 つの試料を用いて、ひずみ履歴を加えた試料の初期せん断剛性と液状化強度の関係を調べた。

再調整試料は凍結試料とほぼ同深度から採取したチューブ試料(試料 D)と凍結試料を炉乾燥させて詰め直した試料(A,C1)である。詰め直した試料は圧密した後、初期せん断剛性 G_0 を測定した。凍結試料の初期せん断剛性 G_0 より低い場合はひずみレベル $5 \times 10^{-4} \sim 1 \times 10^{-3}$ の繰返し応力履歴を排水状態で与えた。応力履歴を与える回数は初期せん断剛性の値に応じて決めた。その結果、試料 C1 では 51MPa から 57MPa、試料 D では 51MPa から 77MPa まで上昇した。また、試料 A の初期せん断剛性 G_0 は凍結試料の G_0 とほぼ等しかったので応力履歴を与えなかった。これは、試料 A が応力履歴をほとんど受けていない人工地盤から採取した試料であるためと考えられる。

図 3.5.1.3 ~ 3.5.1.5 は、堆積年代と密度が異なる地盤から原位置凍結サンプリング法により採取した不攪乱試料と再調整試料もしくはチューブ試料に不攪乱試料と同じ初期せん断

剛性になるまで小ひずみ履歴を与えた試料の液状化強度を比較したものである。いずれの試料においても不攪乱試料と同じ初期せん断剛性を持つ再調整試料およびチューブ試料はほぼ同じ液状化強度を示すことがわかる。従って、再調整試料でも原位置と同じせん断剛性を持つ試料を作成することにより不攪乱試料と同等の液状化強度が評価できる可能性がある。

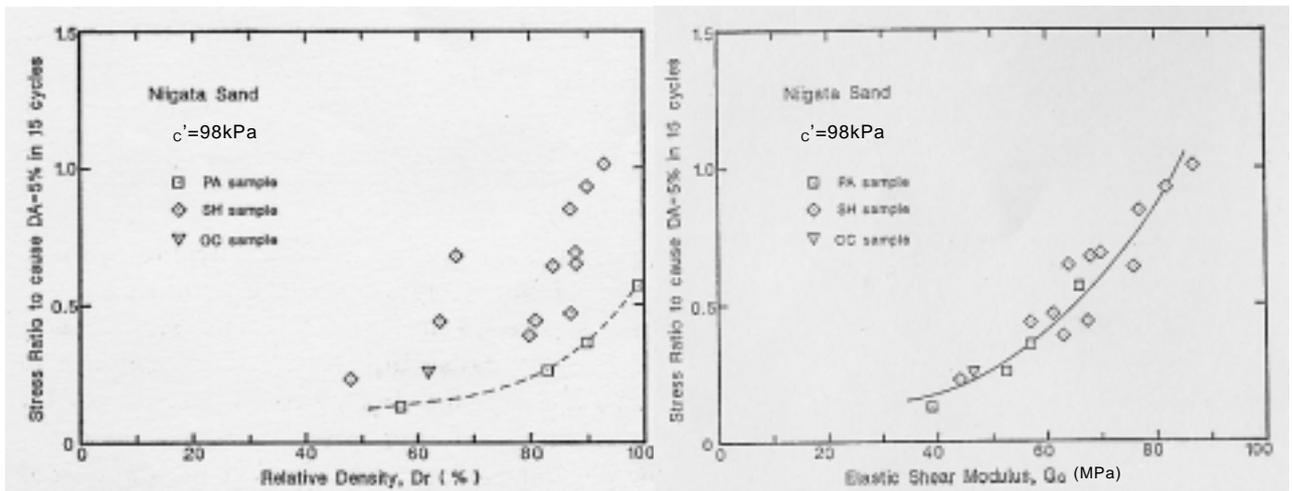


図 3.5.1.1 相対密度と液状化強度の関係 図 3.5.1.2 初期せん断剛性と液状化強度の関係 (時松他、1986)

表 3.5.1.1 検討に用いた不攪乱試料の物理特性

試料名	堆積年代	50%粒径 D ₅₀ (mm)	均等係数 U _c	相対密度 D _r (%)	N 値	有効上載圧 v' (kPa)	N ₁ 値
A	人工地盤	0.26	1.8	56	1	36	2
C1	沖積	0.23	1.6	54	16	78	18
D	沖積	0.29	1.8	87	32	106	30

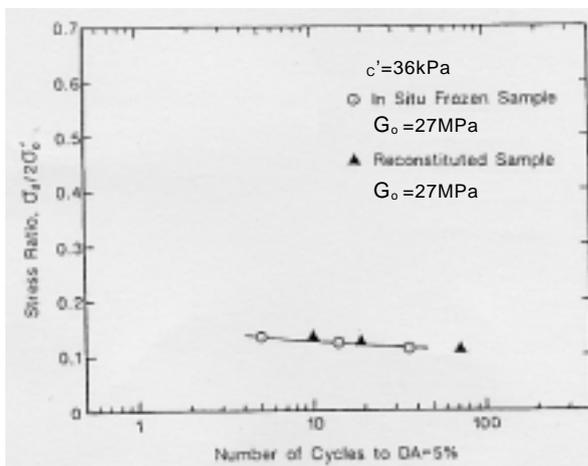


図 3.5.1.3 不攪乱試料と再調整試料の液状化試験結果の比較(試料 A)

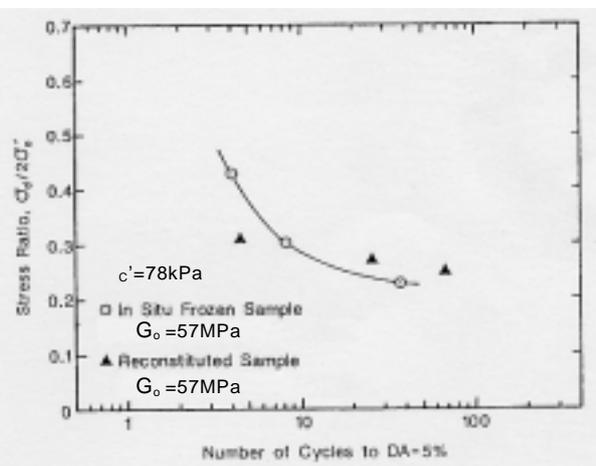


図 3.5.1.4 不攪乱試料と再調整試料の液状化試験結果の比較(試料 C1)

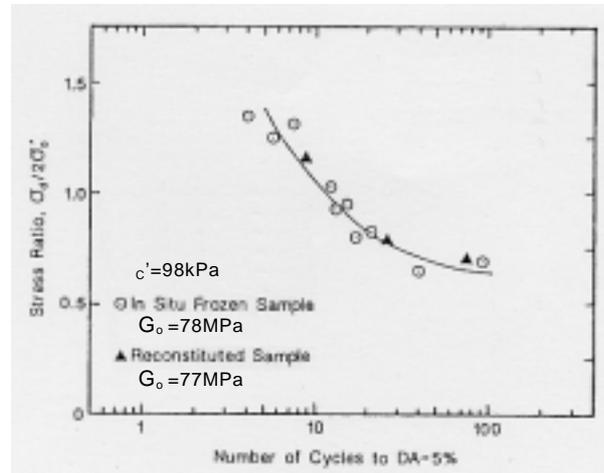


図 3.5.1.5 不攪乱試料と再構成試料の液状化試験結果の比較(試料 D)

3.5.2 正規化せん断剛性による砂質土の液状化強度の評価

初期せん断剛性は Hardin and Richart (1963)が示すように、拘束圧と間隙比の関数として(3.5.2.1)式で表される。

$$G_o = A \cdot F(e) (\sigma'_m)^n \quad (3.5.2.1)$$

ここに、 σ'_m : 有効平均主応力、 A, n : 定数、 $F(e)$: 間隙比の関数で丸い砂に対しては(3.5.2.2)式で表される。

$$F(e) = (2.17 - e)^2 / (1 + e) \quad (3.5.2.2)$$

図 3.5.2.1 は拘束圧の違い、図 3.5.2.2 は土の種類の違いが初期せん断剛性と液状化強度の関係に及ぼす影響を見たものである。拘束圧や土の種類が異なると、初期せん断剛性と液状化強度の間に大きな違いがあることがわかる。これは、初期せん断剛性が(3.5.2.1)式で表されるように、拘束圧と土の種類の影響を受けるためである。そこで、これらの影響を取り除くため、時松・吉見(1986)が提案している方法で初期せん断剛性を正規化した。

$$G_N = \frac{G_o}{F(e_{\min}) (\sigma'_m)^n} \quad (3.5.2.3)$$

ここで、 G_N : 正規化せん断剛性、 e_{\min} : 対象とする土の最小間隙比である。

なお、間隙比に関する補正項 $F(e)$ において間隙比 e ではなく最小間隙比 e_{\min} を用いたのは、不攪乱試料を採取しなくても G_N が求められるようにするためである。

図 3.5.2.1 および図 3.5.2.2 に示した結果を(3.5.2.3)式によって正規化したのが図 3.5.2.3 である。図は、(3.5.2.3)式における n を(a) $n=1/2$ 、(b) $n=2/3$ の場合について示している。 $n=1/2$ より $n=2/3$ とした方が拘束圧の影響をより正規化した結果となっている。これは 3.3 節で述べたように不攪乱砂質土の拘束圧依存性が全体的に $1/2$ より $2/3$ に近いことと対応している。

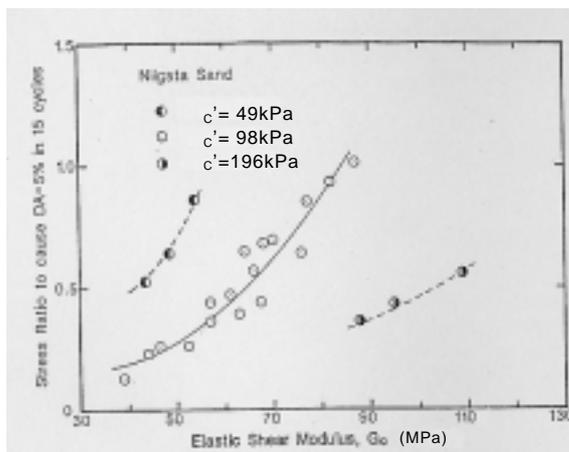


図 3.5.2.1 初期せん断剛性と液状化強度の関係に及ぼす拘束圧の影響

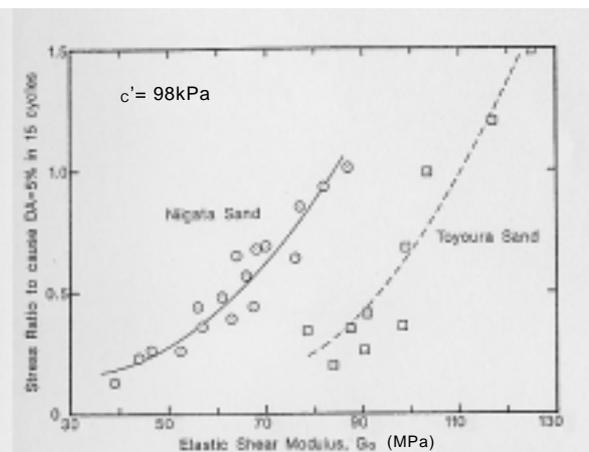
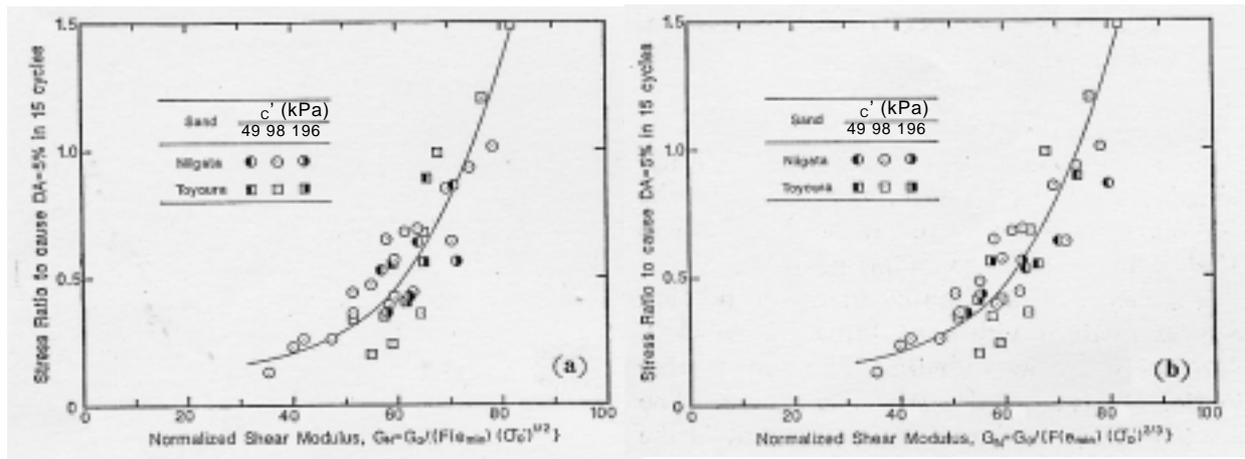


図 3.5.2.2 初期せん断剛性と液状化強度の関係に及ぼす土の種類の影響



(a) n=1/2

(b) n=2/3

図 3.5.2.3 正規化せん断剛性と液状化強度の関係

2 種類の砂に対して行った検討結果を踏まえ、様々な試料の初期せん断剛性と液状化強度の関係に適用した。表 3.5.2.1 に検討に用いた試料の物理特性を示す。図 3.5.2.4 は検討に用いた試料の初期せん断剛性と液状化強度の関係を示している。黒印は凍結サンプリングによる不攪乱試料の結果、白印は再調整試料やひずみ履歴を与えた試料の結果である。初期せん断剛性の増加とともに液状化強度が増加する傾向は見られるがかなりバラツキがある。図 3.5.2.5 は(3.5.2.3)式によって正規化したせん断剛性と液状化強度の関係を示したものである。正規化せん断剛性を用いると砂の種類や拘束圧に拘わらず、液状化強度との間に図中の実線で示される良い相関が認められることがわかる。

表 3.5.2.1 試料の物理特性と試験拘束圧

Sand		ρ_s (g/cm ³)	D_{10} (mm)	U_0	F_c (%)	e_{min}	e_{max}	c' (kPa)
Niigata Sand	#10	2.69	0.18	1.8	0.0	0.77	1.28	98
	#11	2.69	0.18	1.6	0.4	0.78	1.19	49, 98, 196
Toyoure Sand	#6	2.64	0.16	1.4	0.0	0.61	0.99	49, 98, 196
	#7	2.73	0.16	1.6	0.2	0.66	1.06	52, 78
Ohgishima Sand	#8	2.72	0.15	1.7	0.3	0.68	1.10	85, 88
	#8	2.76	0.18	1.5	0.1	0.67	1.06	66, 98
	#8	2.75	0.18	2.0	2.7	0.91	1.41	77
Silica Sand	#9	2.71	0.13	2.2	5.8	0.72	1.15	83
	#10	2.70	0.12	2.0	3.6	0.71	1.19	90
	#10	2.68	0.16	1.8	0.0	0.73	1.17	36
Makuhari Sand	#1	2.71	0.096	2.2	9.6	0.73	1.20	47
Makuhari Sand	#3	2.70	0.13	1.9	1.2	0.73	1.12	120

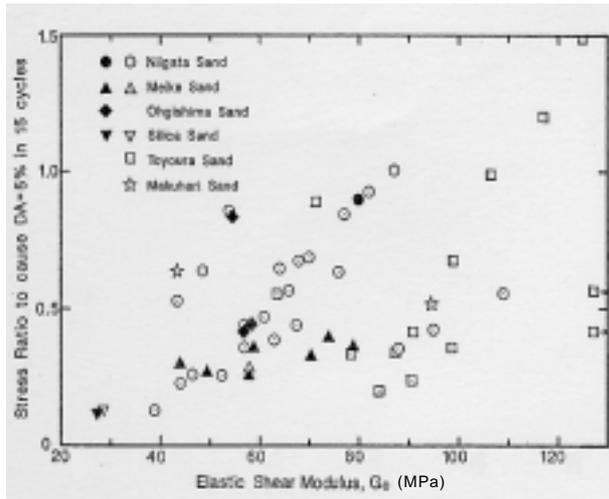


図 3.5.2.4 初期せん断剛性と液状化強度の関係

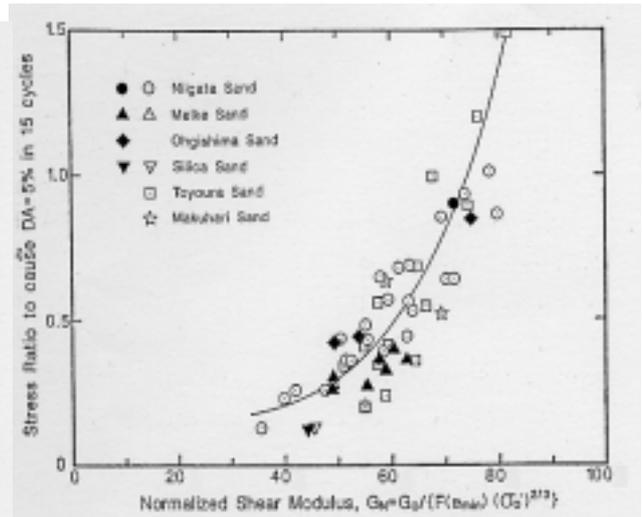


図 3.5.2.5 正規化せん断剛性と液状化強度の関係

以上の検討により、図 3.5.2.6 のフローに従えば、原位置の S 波速度から地震時の液状化危険度を予測することが可能となる。なお、図 3.5.2.5 は繰返し回数による液状化強度の違いを考慮して図 3.5.2.7 のように表すことで Seed et al (1985) が表 3.5.2.2 に示しているように、異なるマグニチュードを考慮した予測が可能となる。最小間隙比が求められない場合は、酒井・安田(1979)が示している図 3.5.2.8 より細粒分含有率から推定する方法がある。地震時に地中に作用する外力である地震時せん断応力比は Seed et al (1985) の考え方によって(3.5.2.4)式に基づいて算定する。

$$\left(\frac{\tau_d}{\sigma_v'} \right) = 0.65 \frac{\alpha_{\max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \cdot \gamma_d \quad (3.5.2.4)$$

ここで、 α_{\max} : 地表面最大加速度、 σ_v : 全応力、 σ_v' : 有効応力、 γ_d : 深さによる低減係数 (=1-0.015z, z : 深さ(m))

また、正規化せん断剛性 G_N から液状化強度を求め、これを原地盤における液状化強度に換算するのに以下の式を用いる。

$$\left(\frac{\tau_l}{\sigma_v'} \right)_{\text{原位置}} = 0.9 \left(\frac{1+2K_0}{3} \right) \left(\frac{\tau_l}{\sigma_v'} \right)_{\text{室内}} \quad (3.5.2.5)$$

ここで、0.9 は多方向せん断に対する補正係数、 $(1+2K_0)/3$ は原位置と室内の拘束条件の違いに関する補正である。

表 3.5.2.2 マグニチュードと等価繰返し回数の関係(Seed et al, 1985)

Earthquake magnitude, M	Number of representative cycles at $0.65\sigma_{max}$
8-1/2	26
7-1/2	15
6-3/4	10
6	5
5-1/4	2-3

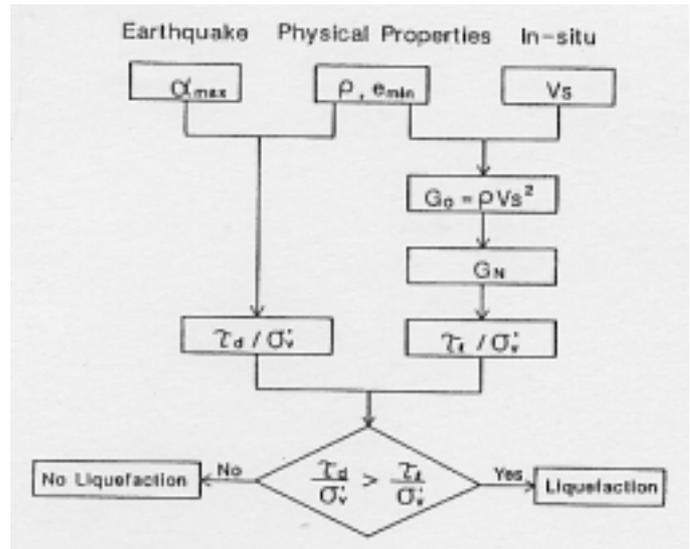


図 3.5.2.6 液状化危険度を推定する方法

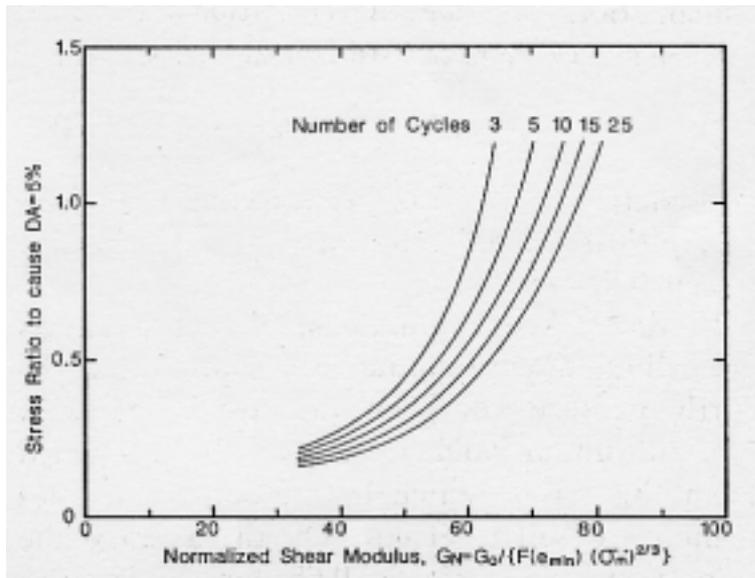


図 3.5.2.7 繰返し回数に応じた正規化せん断剛性と液状化強度の関係

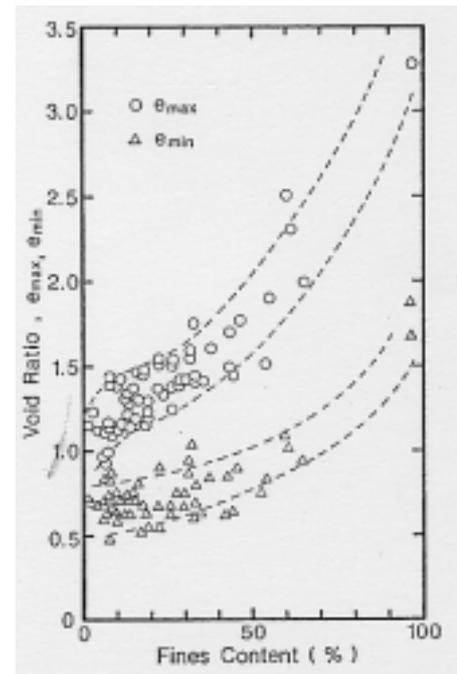


図 3.5.2.8 最大・最小間隙比と細粒分含有率の関係 (酒井・安田、1979)

3.5.3 震害事例による検証

提案した液状化危険度予測の方法の有効性について検討するため、1964年の新潟地震で液状化被害を受けた新潟市内で測定したS波速度に基づいて液状化危険度を求めた。調査地点は図3.5.3.1に示す22カ所である。なお、S波速度は表面波探査(Tokimatsu et al, 1991)によって求めている。図のA、B、Cは地震時の被害ランク(建築研究報告、1965)に対応し、A B Cの順に被害が大きかったことを示している。

図3.5.2.6の方法に従ってS波速度から液状化危険度を推定し、安全率として算出した。なお、(3.5.2.4)式における地表面最大加速度 a_{max} は川岸町で観測された地表面での応答加速度を参考に160galとし、(3.5.2.5)式における K_0 は0.5とした。図3.5.3.1に示した数字は提案手法によって求めた液状化層の層厚(FL<1となる層の累積値)を表している。

鏡淵と上所の2地点の計算結果をS波検層結果とあわせて図3.5.3.2に示す。鏡淵では深さ12mまでは安全率1前後以下で、特に安全率が低い層が5m程ある。一方、上所では表層部に安全率の低い層があるものの、全般的に安全率が大きく、鏡淵と比較して相対的に液状化危険度が低いことがわかる。さらに、両地点で求められた標準貫入試験のN値に基づいて、建築基礎構造設計指針(2001)の方法に従って求めた液状化判定結果を図3.5.3.3に示す。また、N値及び提案手法によって求めた推定液状化層厚を図3.5.3.4に示す。N値に基づく液状化判定結果とS波速度に基づく液状化判定結果はほぼ同じ評価を与えていることがわかる。以上の判定結果は新潟地震の液状化の有無をある程度の精度で予測可能であることを示唆している。

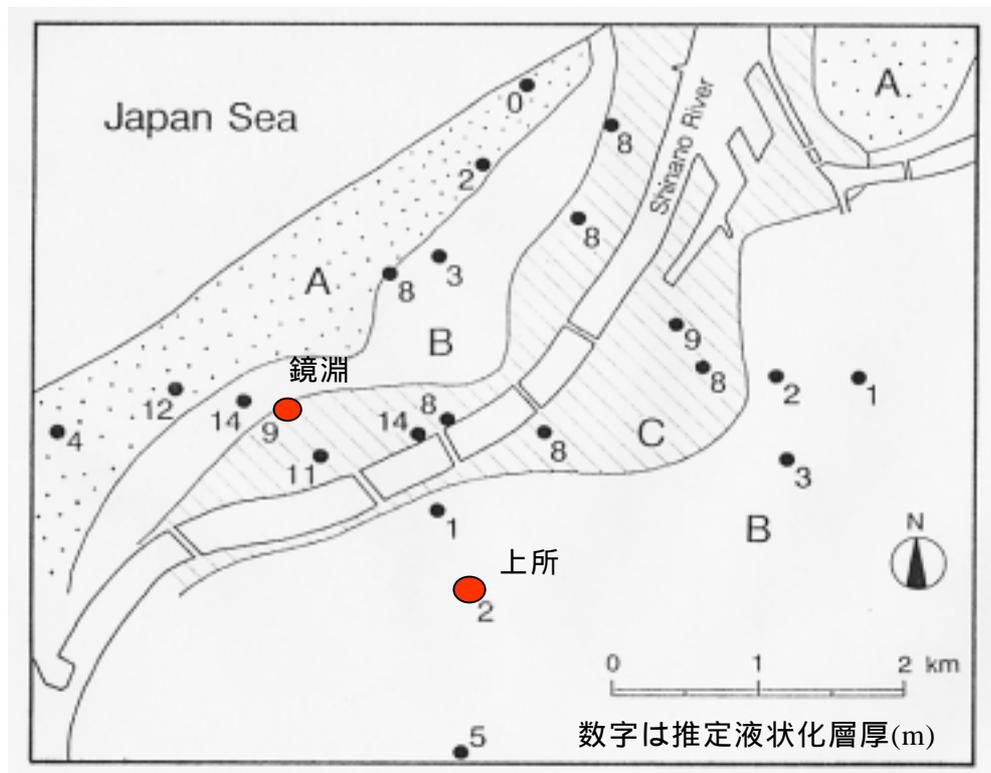
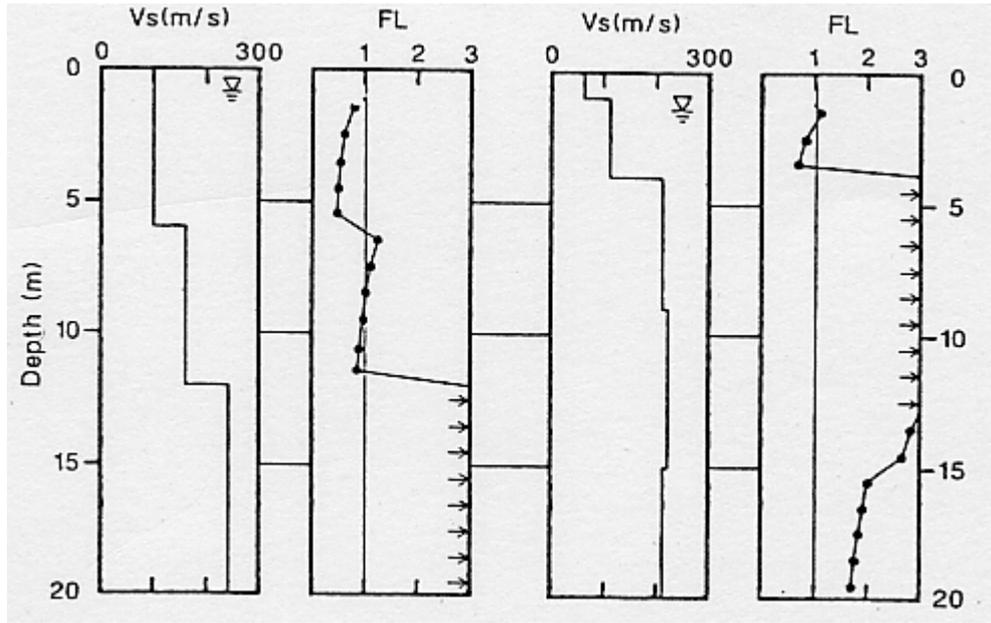


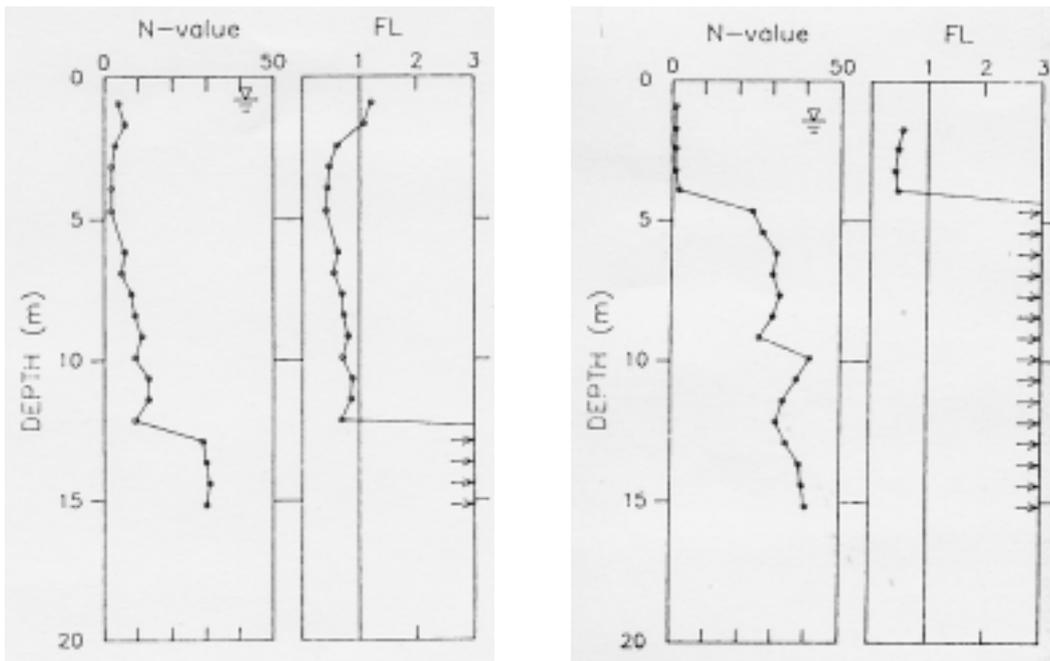
図 3.5.3.1 調査地点および新潟地震時における液状化被害(新潟市)



(a) 鏡淵

(b) 上所

図 3.5.3.2 S波速度による液状化判定結果



(a) 鏡淵

(b) 上所

図 3.5.3.3 N値を用いた液状化判定結果

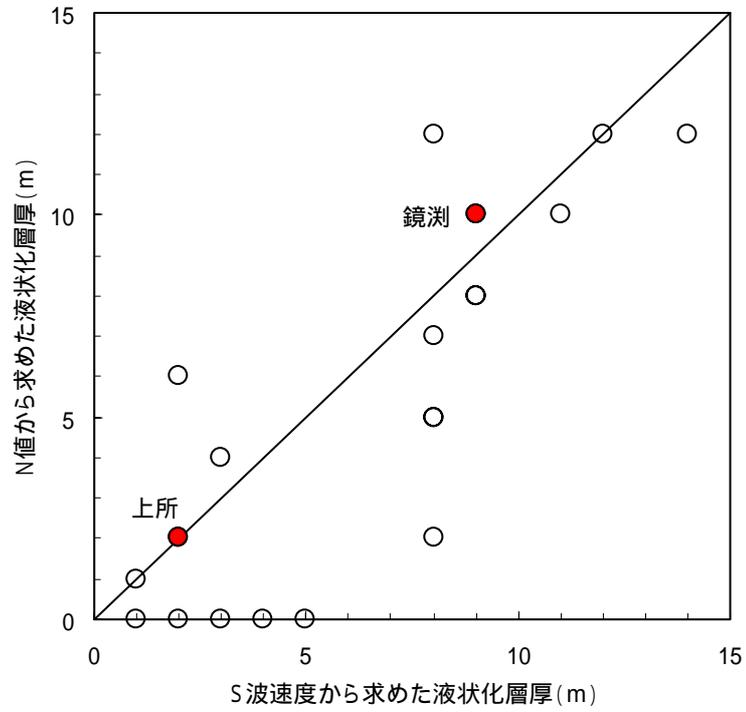


図 3.5.3.4 N 値を用いた液状化判定結果との比較

3.5.4 礫質土の動的強度の評価

礫質土の非排水せん断強度(以下、礫質土の場合は動的強度と呼ぶ)について、原位置のS波速度による評価を検討した。検討に用いた試料の物理特性を表 3.5.4.1 および表 3.5.4.2 に示す。図 3.5.4.1 に原位置凍結サンプリングによって採取した不攪乱砂礫試料の非排水繰返し三軸試験で得られる動的強度と原位置弾性波試験で求められたS波速度との関係を示している。ここで言う動的強度は繰返し回数が5回、15回、20回で軸ひずみ両振幅(DA)が2%もしくは2.5%に至る繰返しせん断応力比と定義している。図中のデータは沖積層及び埋立層を黒丸、洪積層を白丸で示している。いずれの図においても、動的強度は V_s の増加と共に大きくなる傾向が見られる。特に、沖積及び埋立砂礫地盤の動的強度は礫の種類や密度によらず、 V_s との間にほぼ一義的な相関が見られる。一方、洪積砂礫地盤の動的強度は沖積および埋立地盤とほぼ同じ動的強度を持つものと同様よりかなり大きい動的強度を持つものの2つのグループに分かれている。このうち後者のグループにおいては、データは少ないが、埋立や沖積砂礫と同様 V_s の増加とともに動的強度が大きくなる傾向がある。洪積砂礫地盤の2つのグループの動的強度の差については、年代効果の影響などが考えられるが、詳細は今後の課題と考えている。

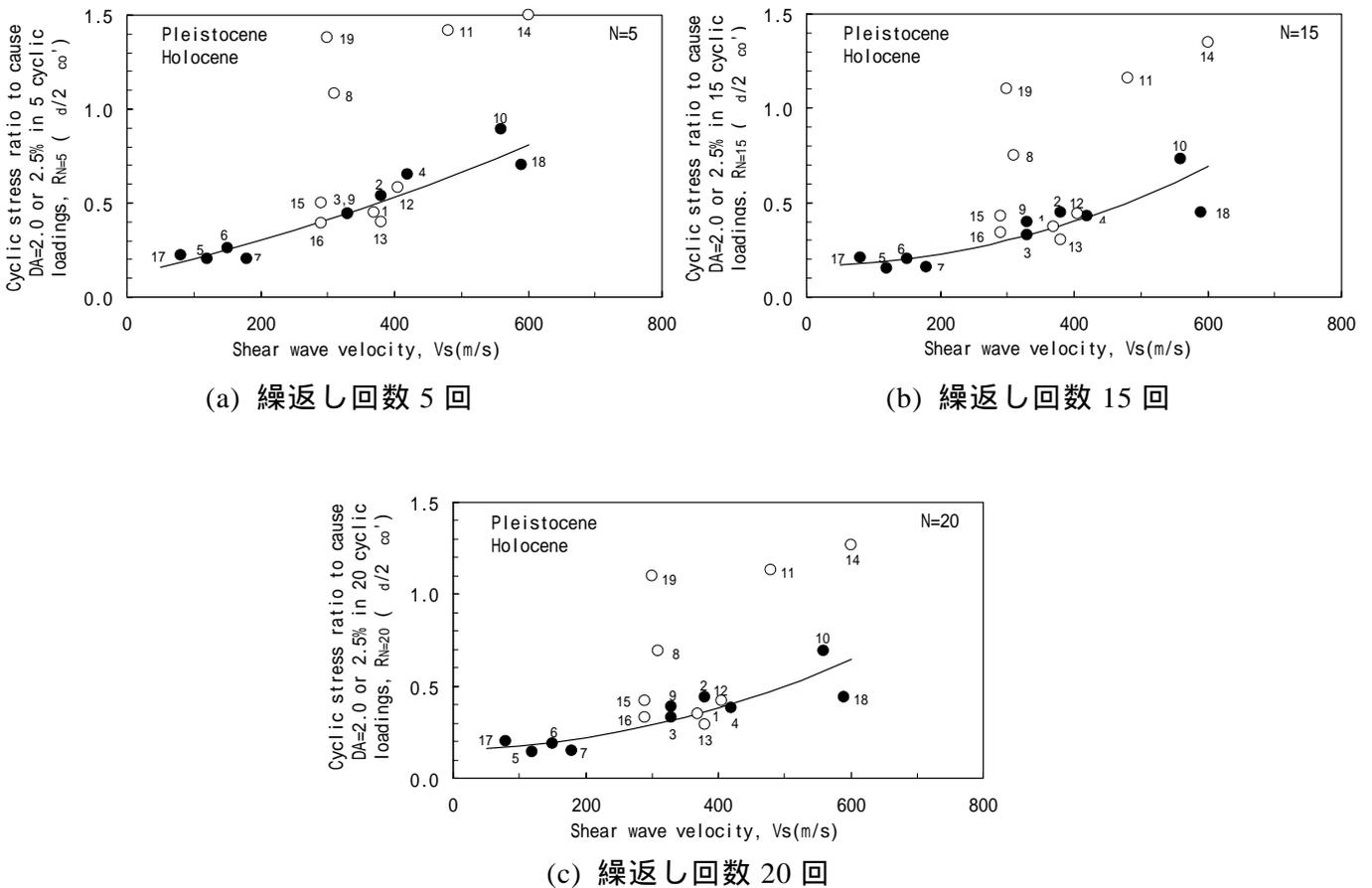


図 3.5.4.1 礫質土の動的強度と S 波速度の関係

表 3.5.4.1 検討に用いた礫質土の物理特性

Sample	Geological age	Vs m/s	R (DA=2%)			v' KPa	s g/cm ³	D50 mm	Dmax mm	Uc	Fc %	Gc %	e	d g/cm ³	Method For Vs	
			N=5	N=15	N=20											
1	T	Pleistocene	370	0.45*	0.37*	0.35*	294	2.69	9.7	83.0	85.2	9.1	68.2	0.33	2.03	DH
2	TD	Holocene	380	0.54*	0.45*	0.44*	186	2.64	8.9	121.0	18.9	0.6	76.6	0.40	1.89	DH
3	TNU	Holocene	330	0.44	0.33	0.33	127	2.71	11.3	83.0	39.5	0.3	71.3	0.30	2.08	DH
4	TNL	Holocene	420	0.65	0.43	0.38	186	2.75	10.8	144.0	37.2	0.6	74.5	0.32	2.08	DH
5	KPU	Fill	120	0.20	0.15	0.14	108	2.59-2.64	1.9-3.1	53.0-101.6	19.4-35.3	7.1-8.6	49.6-57.1	0.37-0.39	1.88-1.93	SP
6	KPM	Fill	150	0.26	0.20	0.19	157	2.63	1.7-3.7	53.0-101.6	15.2-42.1	3.9-4.3	45.8-61.5	0.33-0.47	1.78-1.98	SP
7	KPL	Fill	180	0.20	0.16	0.15	196	2.63-2.64	1.9-2.2	37.5-76.2	8.1-15.3	4.8-5.9	31.3-52.2	0.35-0.58	1.67-1.96	SP
8	KK	Pleistocene	310	1.08	0.75	0.69	167	2.65	3.7-5.2	101.6	26.7-68.8	1.1-1.6	60.4-63.2	0.27-0.28	2.07-2.09	SP
9	KFU	Holocene	330	0.44	0.40	0.39	108	2.67-2.72	27.9-36.7	125	50.4-79.3	0.3-0.5	82.0-84.2	0.19-0.28	2.11-2.25	DH
10	KFL	Holocene	560	0.89	0.73	0.69	157	2.68-2.71	12.2-19.8	106-125.0	30.7-44.1	0.3-0.6	74.0-80.3	0.22-0.26	2.14-2.23	DH

*:DA=2.5%

表 3.5.4.2 検討に用いた礫質土の物理特性(他の研究者のデータ)

Sample	Geological age	Vs m/s	R (DA=2%)			v' KPa	s g/cm ³	D50 mm	Dmax mm	Uc	Fc %	Gc %	e	d g/cm ³	Method for Vs	ref.	
			N=5	N=15	N=20												
11	K	Pleistocene	480	1.42	1.16	1.13	98	2.69-2.70	15-35.0	100-150	31-121	1.0-1.9	82.6-85.9	0.21-0.27	2.12-2.23	DH	田中ら
12	TU	Pleistocene	405	0.58	0.44	0.42	176	2.63-2.65	3.5-17.8	50.8-200	11-51	0.9-4.4	59.4-81.4	0.27-0.43	1.85-2.07	DH	田中ら
13	TL	Pleistocene	380	0.40	0.30	0.29	225	2.63-2.64	7.6-18.5	60-200	3.9-141	0.9-8.1	65.3-85.5	0.33-0.60	1.66-1.93	DH	田中ら
14	KJ	Pleistocene	600	>1.5	1.35	1.27	157	2.66	3.4-7.2	38.1-50.8	15.3-36.7	1-4	57-70	0.29-0.33	1.87-2.02	DH	田中ら
15	AU	Pleistocene	290	0.50	0.43	0.42	74	unknown	0.3-0.5	20-40	1.9-20.2	<2.0	21-40	unknown	1.60-2.01	DH	田中ら
16	AL	Pleistocene	290	0.39	0.34	0.34	98	unknown	1.5-2.5	20-40	4.4-5.9	<2.0	41-54	unknown	1.93-2.04	DH	田中ら
17	MO	Holocene	60-100	>0.22	0.21	0.20	22	unknown	4-20	>100	>100	7-10	55-65	0.29-0.34	2.03-2.12	DH	国生ら
18	CHU	Holocene	590	>0.70	0.45	0.44	98	unknown	12-65	>100	47.5-68.6	<2	72-91	0.28-0.30	2.07-2.12	DH	安田
19	MD	Pleistocene	300	1.38	1.10	1.10	118	2.66	1.8	76.0	8.6	0.4	47.0	0.36	1.96	DH	後藤ら

S 波速度は初期せん断剛性と同様に拘束圧と間隙比の関数として(3.5.4.1)式で示されることが知られている。動的強度と S 波速度の関係における拘束圧の影響を除くため、(3.5.4.2)式に示す正規化 S 波速度、 V_{S1} の考えを導入した。

$$V_S = A \cdot F(e) (\sigma'_m)^n \quad (3.5.4.1)$$

$$V_{S1} = V_S / (\sigma'_m / 98)^n \quad (3.5.4.2)$$

ここに、 σ'_m は平均有効拘束圧(kPa)、 $F(e)$ は間隙比 e の関数、 A は定数である。

なお、Hardin and Richart は $n=0.25$ としているが、3.3 節に示した不攪乱礫試料による実験データによれば、 n は $0.25 \sim 0.5$ の間にあることから、(3.5.4.2)式では n を 0.25 と 0.5 の平均値である 0.375 とした。

また、拘束圧による補正は平均有効拘束圧 σ'_m ではなく、有効上載圧 σ'_v を用いた。 σ'_m と σ'_v の間には下式に示す関係がある。

$$\sigma'_m = (1+2K_o) \sigma'_v / 3 \quad (3.5.4.3)$$

ここで、 K_o は静止土圧係数である。

(3.5.4.2)式で算定される V_{S1} と動的強度の関係を示したのが図 3.5.4.2 である。

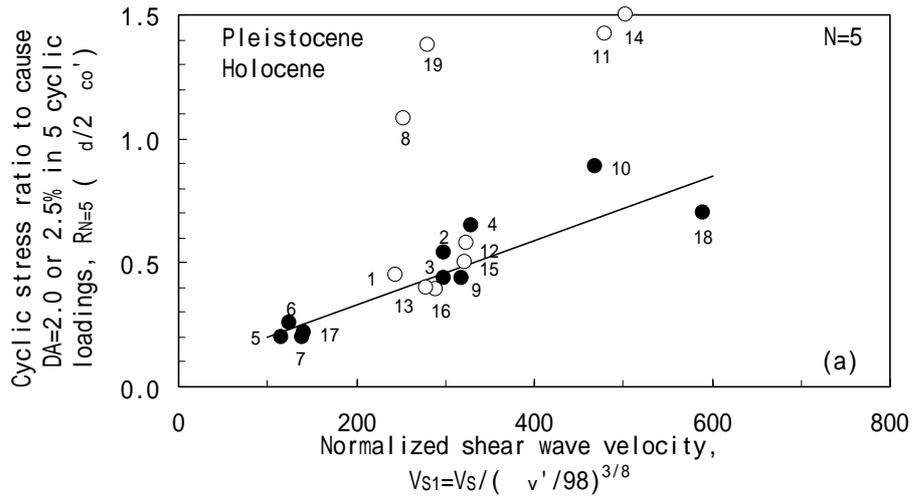
正規化した S 波速度と動的強度の間には埋立や沖積砂礫に対して良い相関があり、その関係は(3.5.4.4) ~ (3.5.4.6)式で表される。

$$R_{N=5} = 0.069 + 1.4 \times 10^{-3} V_{S1} \quad (3.5.4.4)$$

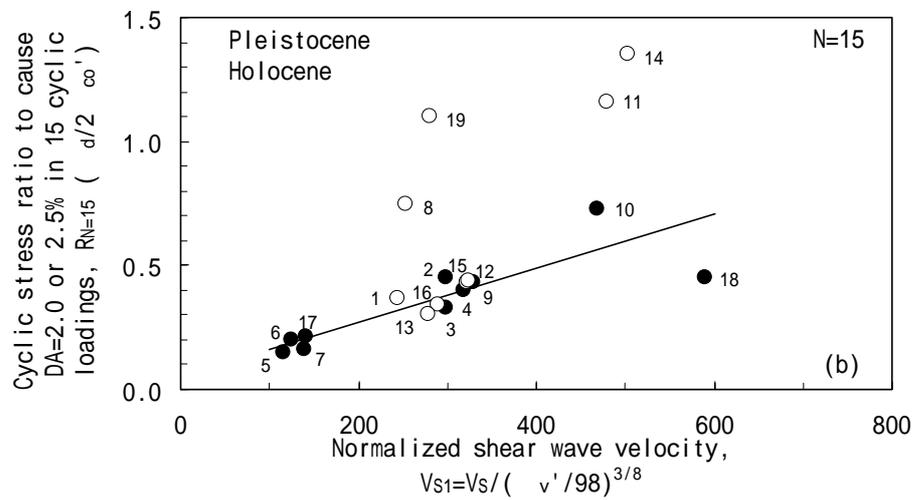
$$R_{N=15} = 0.082 + 9.5 \times 10^{-4} V_{S1} \quad (3.5.4.5)$$

$$R_{N=20} = 0.076 + 9.1 \times 10^{-4} V_{S1} \quad (3.5.4.6)$$

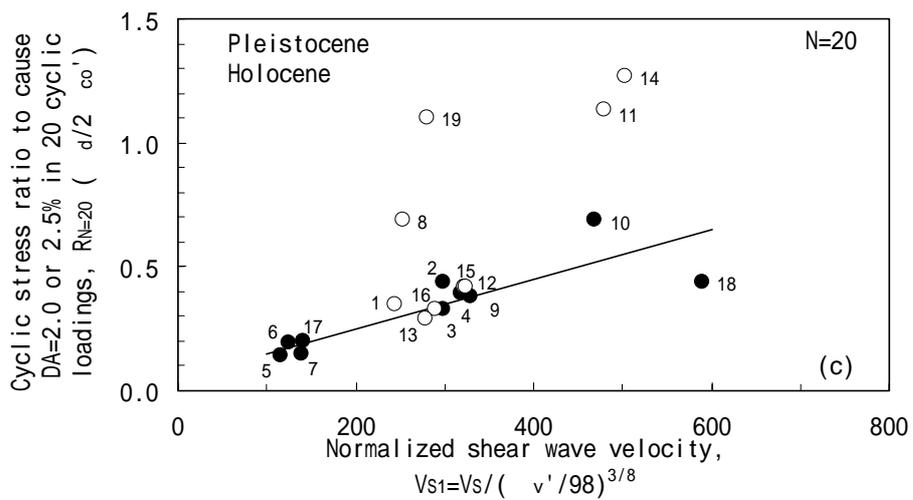
正規化した S 波速度と動的強度の関係は S 波速度と動的強度の関係とほぼ同じ相関である。しかし、図 3.5.4.2 を用いれば、任意の深さの地盤の V_S の持つ本質的な意味が考慮されるため合理的であると考えられる。なお、田中(2002)は、繰返し三軸試験から得られた $\sigma'_v = 5 \times 10^{-4}$ におけるせん断剛性を用いれば、図 3.5.4.3 に示すように洪積砂礫も含めてほぼ一義的に動的強度を評価できることを示している。



(a) 繰返し回数 5 回



(b) 繰返し回数 15 回



(c) 繰返し回数 20 回

図 3.5.4.2 正規化した S 波速度と礫質土の動的強度の関係

表 3.5.4.3 図 3.5.4.3 の記号の説明

記号	地点名	D_{50} (mm)	D_{max} (mm)	細粒分含有 率 F.C. (%)	有効拘束 圧 σ'_v (kPa)
●	A 地点砂礫 (田中(幸)ほか, 1988; 田中(幸)ほか, 1990)	0.3~2.5	20~40	< 2.0	69~118
▲	六甲アイランド埋立土 (田中(幸)ほか, 2000)	0.5~8.0	40~100	10~30	98~245
■, □	K 地点砂礫 (田中(幸)ほか, 1988)	15~35	100~150	1~3.2	98
◆, ◇	T 地点砂礫 (Tanaka et al., 1991)	3.0~20	50~200	0.9~8.1	176~225
▼, ▽	KJ 地点砂礫 (Tanaka et al., 1991)	3.0~7.0	40~60	1~15	157
⋈	H 地点砂礫 (田中(幸)ほか, 2000)	0.4~15	20~200	10~30	69~245
✱	赤井川地点岩質なだれ礫層 (田中(幸)ほか, 1994), (河井ほか, 1994)	4.0~20	10~30	5~10	49
▲, △	万田野礫層 (社本ほか, 1986; Goto et al., 1987)	2.0	15~35	< 1.0	118
◆, ◇	東京礫層 (Hatanaka et al., 1988)	5.6~19.5	80~90	0.81~11.8	294
◆, ◇	利根川砂礫 (Goto et al., 1992)	2.0~30	50~90	< 1.0	127~186
▲	KF 地点砂礫 (Uchida et al., 1997)	12~37	106~125	0.2~0.6	108~226
▲	ポートアイランド埋立まき土 (改良地盤) (阪神淡路大震災地盤調査研究会, 1998)	0.6~4	20~120	2~10	76~186
▲	ポートアイランド埋立まき土 (非改良地盤) (阪神淡路大震災地盤調査研究会, 1998; Hatanaka et al., 1997)	1.7~3.7	37~102	3.9~8.6	108
⋈, ⋊	多度津地点砂礫 (Watabe et al., 1991)	3~17	70~150	< 3	186

塗りつぶした記号ならびに * 記号: 凍結サンリングによる不攪乱試料
 白抜き記号: 不攪乱試料と同一の密度に詰め直した試料

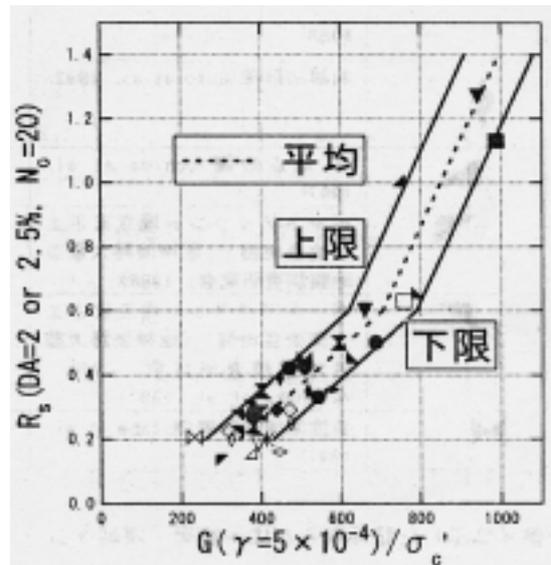


図 3.5.4.3 動的強度と $\gamma = 5 \times 10^{-4}$ におけるせん断剛性の関係(田中, 2002)

3.5.5 震害事例による検証

兵庫県南部地震時に砂礫地盤(埋立マサ土)の液状化が認められた神戸ポートアイランドを対象として、提案した評価法の有効性を検討した。検討場所は神戸市開発局の地震観測鉛直アレー地点である。図 3.5.5.1(b)は地震前の Vs 値の分布である。この Vs を用いて図 3.5.4.2 より動的強度 $R_{(三軸)}$ を推定し、 K_0 は 3.4.3 節での検討結果を踏まえて 0.3 とし、原位置の動的強度 $R_{(原位置)}$ を推定した。兵庫県南部地震は主要動の回数が少ないと言われており、ここでは $N=5$ の $R - V_{S1}$ 関係(図 3.5.4.2)を用いた。 $R_{(原位置)}$ は図 3.5.5.1(d)中に示している。一方、地震時の地盤中に発生したせん断応力比については、以下の様な簡易な方法で推定した。鉛直アレーで記録された GL±0、GL-16.8m の水平最大加速度からその間の任意の深さの加速度を直線補間により求め、地盤中に発生する地震時せん断応力比(L)を(3.5.5.1)式により推定した。

$$L = 0.1(M - 1) \frac{(\alpha_{1max} + \alpha_{0max}) \cdot \sigma_v}{2g \cdot \sigma_v'} \quad (3.5.5.1)$$

ここで M はマグニチュード($M=7.2$)、 α_{0max} は地表面での最大水平加速度、 α_{1max} は GL-16.8 mでの最大水平加速度、 g は重力加速度、 σ_v は鉛直全応力、 σ_v' は鉛直有効応力である。この様にして求めた L の値は図 3.5.5.1 (d)に示した。図よりこのサイトでは、深さ 18m 迄の範囲で、 $L > R$ のため $FL < 1$ となっており、埋立層の全層にわたって液状化したと推定される(図 3.5.5.1 (e))。この推定結果は、検討地点で数多くの噴砂が見られたことや、地震後に 40cm 程度の沈下が生じたという被害が埋立マサ土層の液状化に起因しているとする多くの報告と対応している。地震時の地盤中の繰返し応力の推定等は、さらに検討する必要があるが、礫質土を対象とした S 波速度に基づく液状化危険度評価の適用性をある程度示すことができた。

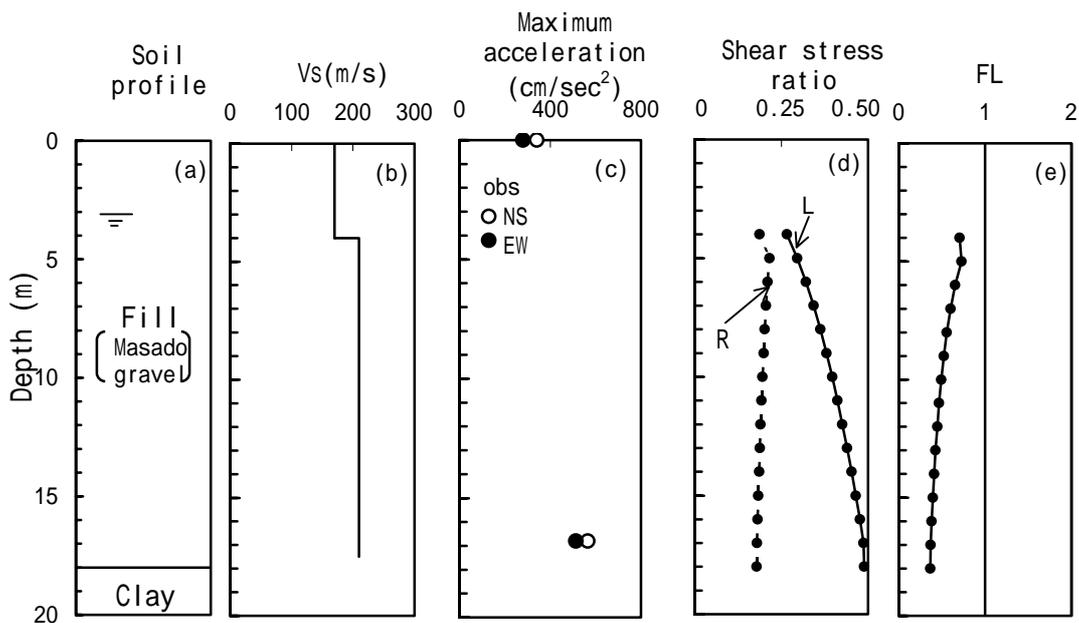


図 3.5.5.1 S 波速度に基づく液状化危険度評価

3.6 結論

本章では微小ひずみ領域における初期せん断剛性の評価と利用を取り上げた。まず、原位置試験や室内試験から初期せん断剛性を推定する研究の現状を整理し、原位置凍結サンプリング法により採取した不攪乱試料に基づく初期せん断剛性の評価を行った。次に、不攪乱砂質土および礫質土試料を用いて3種類の方法(SWV法, LDT法, SSG法)で初期せん断剛性を測定し、測定法の違いが初期せん断剛性に及ぼす影響を検討した。さらに、初期せん断剛性の拘束圧依存性を表す「べき定数 n 」に関して、土の種類や年代効果による影響を検討した。章の後半では初期せん断剛性による静止土圧係数と土の非排水繰返しせん断強度の評価についてとりあげた。

本章の検討により得られた結論は以下の通りである。

凍結サンプリングを行った砂質土地盤での N 値と V_s の関係は今井が示した相関とほぼ同等であるが、堆積年代による違いはあまり見られないことがわかった。また、室内試験で測定した初期せん断剛性は、 N 値や S 波速度の増加とともに大きくなる傾向が見られるがかなりばらつきが大きい。一方、土の種類の影響を補正したせん断剛性で比較すると N 値や V_s との相関が良くなることがわかった。

砂質土試料および再調整礫質土試料を用いて室内試験で初期せん断剛性を測定する場合、3つの方法(SWV法、LDT法、SSG法)による初期せん断剛性の差はほとんどないことがわかった。従って、凍結サンプリングされた砂質土試料や再調整礫質土試料ではいずれの測定法でも同等の初期せん断剛性が評価できると考えられる。

不攪乱礫質土試料の場合、SWV法による初期せん断剛性の値 G_{VS} はLDT法とSSG法の値(それぞれ G_{LDT} 、 G_{SSG})より大きくなる場合がある。この理由としては供試体の不均一性や堆積年代の影響が考えられる。このことは再調整試料において G_{VS} と G_{SSG} の差が小さいことから裏付けられる。また、原位置での初期せん断剛性が大きな試料ほど室内で測定された初期せん断剛性が小さくなる傾向があり、不均一性や拘束応力及びベディングエラーの影響を受けることがわかった。

G_0 の拘束圧依存性を示すべき定数 n は豊浦砂のような再調整試料では既往の研究成果である 0.5 とほぼ対応しているが、自然堆積地盤から採取した不攪乱試料のべき定数は 0.5 より大きいことがわかった。また、砂質土と礫質土では n の値に大きな差はなく、ほぼ同じ範囲($n=0.4 \sim 1.0$)をとることがわかった。

不攪乱砂質土試料と同じ初期せん断剛性を持つ再調整試料の非排水繰返しせん断強度

(液状化強度)は不攪乱試料とほぼ同じ値を示すことがわかった。従って、再調整試料でも原位置の液状化強度を評価できる可能性があると考えられる。さらに、初期せん断剛性に及ぼす土の種類と拘束圧の影響を補正した正規化せん断剛性と砂質土の液状化強度の関係に基づいて、S波速度を利用した液状化危険度予測方法を提案した。この方法を用いて新潟市を対象として液状化危険度を推定したところ、本手法による評価は1964年の新潟地震における液状化発生の有無をある程度の精度で評価可能であることが明らかとなった。

原位置と室内で測定したS波速度(初期せん断剛性)の対比から地盤の静止土圧係数を求める方法を提案した(G_0 等価法)。 G_0 等価法により求めた未改良および改良した礫地盤の K_0 値は埋立地盤で0.24~0.40、締固めた埋立マサ土地盤で0.55~1.0の範囲にあり、一般に用いられている K_0 値の範囲(0.5~1.0)に対して埋立地盤ではかなり小さいが、締固めた埋立マサ土地盤ではほぼ同程度であることがわかった。両サイトの原地盤はほぼ同質なので、締固めによる水平応力の増加が K_0 値に表われていると考えられる。

礫質土の非排水繰返しせん断強度(動的強度)について、原位置のS波速度による評価を検討した。埋立および沖積砂礫の動的強度と正規化したS波速度 V_{s1} の間には良い相関があることがわかった。一方、洪積砂礫は、埋立や沖積砂礫に比べて同じ V_{s1} 値でも動的強度がかなり高いものがあり、この原因としては年代効果の影響などが考えられるが、詳細は今後検討する必要がある。

< 参考文献 >

- 3.1) 土木学会編(1989): 地震動・動的物性, 動的解析と耐震設計, 第1巻, 技報堂出版, p.98.
- 3.2) 董軍、中村和之、龍岡文夫、木幡行宏(1994):「単調および繰返し載荷による粗粒材料の三軸せん断特性」、地盤および土構造物の動的問題における地盤材料の変形特性-試験法・調査法および結果の適用-に関する国内シンポジウム、発表論文集、pp.211-216.
- 3.3) Fioravante, V., Jamiolkowski, M., Lo Presti, D. C., Manfresini G. and Pedroni S. (1998): "Assessment of the coefficient of the earth pressure at rest from shear wave velocity measurements", *Geotechnique*, Vol.48, No.5, pp.657-666.
- 3.4) Goto, S. Shamoto, Y. and Tamaoki, K. (1987): "Dynamic properties of undisturbed gravel sample by in-situ frozen," *Proceedings of the 8th Asian regional conference on SMFE*, Vol.1, pp.233-236.
- 3.5) Goto,S., Suzuki, Y., Nishio, S. and Oh-oka, H.(1992): "Mechanical properties of undisturbed Tone-river gravel obtained by in-situ freezing method,"*S&F*, Vol.32,No.3, pp15-25.
- 3.6) Goto,S.,Tatsuoka,F.,Shibuya,S., Kim,Y.-S. and Sato,T.(1991):"A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory", *S&F*, Vol.31, No.1, pp.169-180.
- 3.7) 阪神淡路大震災・地盤調査研究会(1998)、平成9年度報告書。
- 3.8) Hardin,B.O. and Richart,F.E.(1963):"Elastic wave velocities in granular soils", *Proc., ASCE*, Vol.89, No.SM1, pp.33-65.
- 3.9) Hatanaka,M. and Suzuki,Y.(1995): "Two methods for the determination of lateral stress in sand, "*Soils and Foundations*, Vol.35, No.2, pp.77-84.
- 3.10) Hatanaka, M., Suzuki,Y., Kawasaki,T. and Endo,M. (1988): "Cyclic undrained shear properties of high quality undisturbed Tokyo gravel," *Soils and Foundations*, Vol.28, No.4, pp.57-68.
- 3.11) Imai,T. (1977):P-and S-Wave Velocities of The Ground in Japan, *Proc. Of the 9th Int. Conf. ICSMFE*, Vol.2, PP.257 ~ 260.
- 3.12) Iwasaki, T., Tatsuoka, F. and Takagi, Y. (1978): Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading, *Soils and Foundations*, Vol.18, No.1, pp.39-56.
- 3.13) 地盤工学会(2001)：礫質土の力学特性に関する技術の現状報告、礫質土の力学特性に関するシンポジウム発表論文集。
- 3.14) 加藤久晶・宮間俊一・勝海務・藤井照久・菅野雄一・古関潤一(2001)：「繰返しねじりせん断試験によるせん断剛性率と応力状態の関係」、第36回地盤工学研究発表会、pp.2201-2202.
- 3.15) 加藤久晶・宮間俊一・岡島伸行・菅野雄一・滝昌和・古関潤一(2001)：「S波速度を用いた静止土圧係数の決定法」、第36回地盤工学研究発表会、pp.2259-2260.
- 3.16) 建設省建築研究所(1965)：「新潟地震における建築物の被害」、建築研究報告、No.42.

- 3.17) Kokusho, T., Tanaka, Y., Kawai, T., Kudo, K., Suzuki, K., Tohda, S. and Abe, S. (1995): "Case study of rock debris avalanche gravel liquefaction during 1993 Hokkaido-Nansei-oki Earthquake," *Soils and Foundations*, Vol.35, No.3, pp.83-95.
- 3.18) 日本建築学会構造委員会(1997):地盤の変形係数評価法に関する研究の現状、日本建築学会大会パネルディスカッション研究資料.
- 3.19) Ohsaki, Y. and Iwasaki, R. (1973): On Dynamic Shear Modulus and Poisson's Ratios of Soil Deposits, *Soils and Foundations*, Vol.13, No.4, pp.61 ~ 73.
- 3.20) 太田裕・後藤典俊(1976) : S 波速度を他の土質的諸指標から推定する試み、物理探査、第 29 巻、第 4 号、pp.31-41.
- 3.21) 太田外気晴,原昭夫,丹波正徳,坂野正(1972): N 値より推定される地盤の弾性定数,第 7 回土質工学研究発表会, pp.269-272.
- 3.22) 酒井運雄・安田進(1977):「不攪乱砂質土の液状化特性」,第 12 回土質工学研究発表会、pp.389-392.
- 3.23) 佐々木康,岩崎敏男(1985): 地震応答解析のための土の動的性質, 土と基礎, 土質工学会, Vol.33, No.11, pp.85-91.
- 3.24) Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L. H. and Chung, R.M.(1985):“Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations,”*Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.111, No.12, pp.1425-1445.
- 3.25) 社本康広、西尾伸也、馬場幸吉、後藤茂、玉置克之、赤川敏(1986):「凍結採取された不攪乱砂礫試料の動的強度変形特性」、粗粒材料の変形・強度特性とその試験法に関するシンポジウム、土質工学会、pp.89-94.
- 3.26) Suzuki, Y., Hatanaka, M., Konno, T., Ishihara, K. and Akino, K. (1992): "Engineering properties of undisturbed gravel sample", *Proc. 10WCEE*, Vol.3, pp.1281-1286.
- 3.27) Tanaka, Y. (2001): Modeling anisotropic behavior of gravelly layer in Hualien, Taiwan, *Soils and Foundations*, Vol.41, No.3, pp.73-86.
- 3.28) 田中幸久(2002) : せん断弾性係数による砂礫の非排水繰返し強度評価、電力中央研究所研究報告 U02008
- 3.29) Tanaka, Y. Kokusho, T., Okamoto, T. and Kudo, K. (1995): Evaluation of initial shear modulus of gravelly soil by laboratory test, 1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Vol.1, Balkema, pp.101-106.
- 3.30) Tanaka, Y., Kokusho, T., Yoshida, Y. and Kudo, K. (1989): "Dynamic strength evaluation of gravelly soils," *Proceedings of discussion session on influence of local conditions on seismic response*, 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp.113-120.
- 3.31) 田中幸久・工藤康二・西好一・岡本敏郎・片岡哲之・国生剛治(1997) : 台湾・花蓮地点にお

- ける大規模耐震実証試験研究、動的シミュレーション解析のための土の剛性比、減衰比のひずみ依存性の提案、電力中央研究所研究報告 U97032.
- 3.32) Tanaka, Y., Kudo, K., Nishi, K., Okamoto T., Kataoka, T. and Ueshima, T. (2000): small strain characteristics of soils in Hualien, Taiwan, *Soils and Foundations*, Vol.40, No.3, pp.111-125.
- 3.33) Tanaka, Y., Kudo, K., Yoshida, Y., and Kokusho, T. (1992): "Undrained cyclic strength of gravelly soil and its evaluation by penetration resistance and shear modulus," *Soils and Foundations*, Vol.32, No.4, pp.128-142.
- 3.34) 時松孝次・大原淳良(1990) : 8.2 凍結サンプリング、地盤の熱的問題、土と基礎、Vol.38, No.11, pp.61-68.
- 3.35) Tokimatsu, K., Kuwayama, S., Tamura, S. and Miyadera, Y. (1991): "Vs determination from steady state rayleigh wave method," *Soils and Foundations*, Vol.31, No.2, pp.153-163.
- 3.36) Tokimatsu, K., Yamazaki, T. and Yoshimi, Y. (1986): "Soil liquefaction evaluations by elastic shear moduli," *Soils and Foundations*, Vol.26, No.1, pp.25-35.
- 3.37) 時松孝次・吉見吉昭(1986) : 「S 波速度を用いた粗粒土の液状化予測」、第 7 回日本地震工学シンポジウム、pp.661-665.
- 3.38) Yasuda, N. (1994): "Dynamic deformation and strength characteristics of rock fill materials and their application to the seismic stability analysis," Doctoral dissertation, Hokkaido University, pp.218.
- 3.39) 安田進・山口勇(1984) : 室内および原位置で求めた動的せん断定数、砂質土および砂地盤の変形・破壊強度の評価 - 室内試験法および試験結果の解釈と適用 - に関するシンポジウム発表論文集、pp.115-118, 土質工学会.
- 3.40) Yoshimi, Y., Tokimatsu, K. and Hosaka, Y. (1989): "Evaluation of liquefaction resistance of clean sands based on high-quality undisturbed samples," *Soils and Foundations*, Vol.29, No.1, pp. 93-104.

4 . 微小～中ひずみ領域における繰返し変形特性の評価

本章では微小ひずみから中ひずみレベルにおける地盤材料(砂質・礫質土)の繰返し変形特性の評価について取り上げる。

繰返し変形特性は、従来から地盤の地震応答解析の分野で多くの研究成果が得られている。また既往の研究成果を総括的にまとめた現況報告(例えば佐々木他 1986 ,Kokusho, T., 1987)や解説書(例えば龍岡, 1981)で拘束圧依存性、ひずみ依存性、周波数依存性などについてその特性が述べられている。ただし、既往の研究成果は再調整試料に基づくものが多く、原位置から採取した不攪乱試料に対する研究成果は少ない。

そこで、本章では原位置凍結サンプリングにより採取した不攪乱砂質・礫質土の繰返し変形試験結果に基づき、試料の乱れ、地盤改良の有無、測定法の違いなどが繰返し変形特性に及ぼす影響を調べることで、不攪乱試料の繰返し変形特性評価について述べる。さらに、本研究で対象とした砂質および礫質土に粘性土を加え、不攪乱試料の繰返し変形試験結果に基づく提案曲線を示す。

4.1 試料の乱れが繰返し変形特性に及ぼす影響

4.1.1 試料の乱れが砂質土の繰返し変形特性に及ぼす影響

既往の研究では、 $G \sim$ 関係は試料の乱れの影響を受けることが報告されている。図 4.1.1(a)は、時松他(1985)が新潟砂について、凍結サンプリング試料(FS)と空中落下法で凍結試料と同じ密度になるように作製した再調整試料(PA)の $G \sim$ 関係を比較したものである。図から FS 試料と PA 試料は同じ粒度組成、密度であるにも拘わらず、 $G \sim$ 関係は大きく異なる。これは土の堆積によって形成された土粒子の骨格構造が凍結サンプリング試料では保持されているものの、PA 試料では再現できていないためと考えられる。従って、再調整試料の実験結果では、原位置地盤の繰返し変形特性を評価できないことを示している。

ただし、図 4.1.1.1(a)に示した FS 試料と PA 試料の G をそれぞれの微小ひずみ($\epsilon = 10^{-5}$)での値 G_0 で正規化した $G/G_0 \sim$ 関係として整理すると、図 4.1.1(b)に示す様に、不攪乱試料と再調整試料の間にはほとんど差異が見られない。このことは、 $G/G_0 \sim$ 関係として試験結果を整理すれば試料の乱れの影響は無視出来ること、原位置の G_0 を何らかの方法で求めることができれば、再調整試料について求めた $G/G_0 \sim$ 関係から原位置での $G \sim$ 関係を評価できることになる。

これに対して、片山ら(1986)は図 4.1.1.2 に示すように $G/G_0 \sim$ 関係も不攪乱と再調整試料では、形そのものが異なるという例を示している。しかし、既往の研究の多くは時松らの研究成果と同様に $G/G_0 \sim$ 関係で見れば試料の乱れの影響はないという報告が主流である。

本研究においても、凍結サンプリング試料と再調整試料による繰返し変形特性の比較を行った。検討に用いた試料の物性値を表 4.1.1.1 に示す。再調整試料は凍結サンプリング試料による試験が終わった後の炉乾燥試料を用いて、凍結サンプリング試料と同じ相対密度になるように空中落下法により作成したものである。

図 4.1.1.3 および図 4.1.1.4 に凍結サンプリング試料(FS)と再調整試料(PA)による繰返し変形試験結果を示す。図 4.1.1.3(a)において、PA 試料の G が FS 試料よりやや大きくなっている。これは FS 試料の相対密度が PA 試料より小さいため堆積年代効果より相対密度の影響が大きいと考えられる。従って、この図における FS 試料と PA 試料の G の差は相対密度の影響によるものと考えられる。また、図 4.1.1.4(a)においては、ほぼ同じ相対密度であるにもかかわらず微小ひずみから 10^{-3} 程度のひずみの範囲において FS 試料のせん断剛性は PA 試料よりかなり大きく、試料の乱れの影響によりせん断剛性に差が生じていると考えられる。なお、図 4.1.1.3 および図 4.1.1.4 のいずれの結果においても $G/G_0 \sim$ 関係として FS 試料と PA 試料を比べると、両者の差は小さく、時松ら(1985)が示している結果と対応している。すなわち、再調整試料でも $G/G_0 \sim$ 関係として整理すれば、不攪乱試料とほぼ同等の試験結果を得ることができると考えられる。

一方、 $h \sim$ 関係については、FS 試料と PA 試料の間にほとんど差が見られないことから、不攪乱試料と同じ密度の再調整試料で不攪乱試料の減衰特性を評価できる可能性がある。

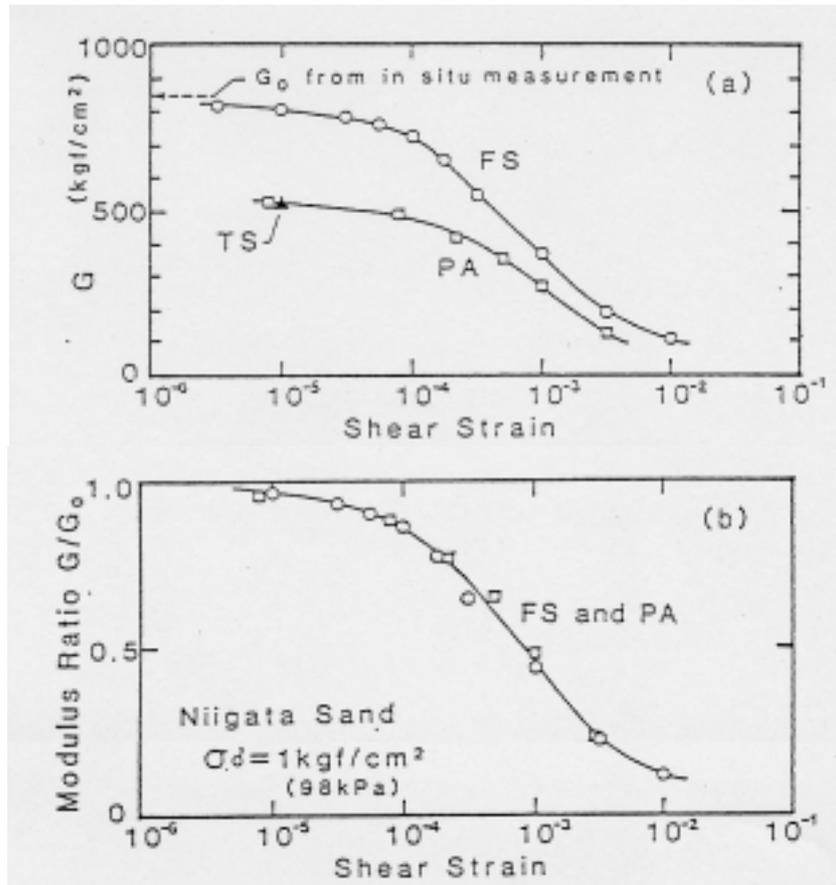


図 4.1.1.1 繰返し変形特性に及ぼす試料の乱れの影響(時松他、1985)

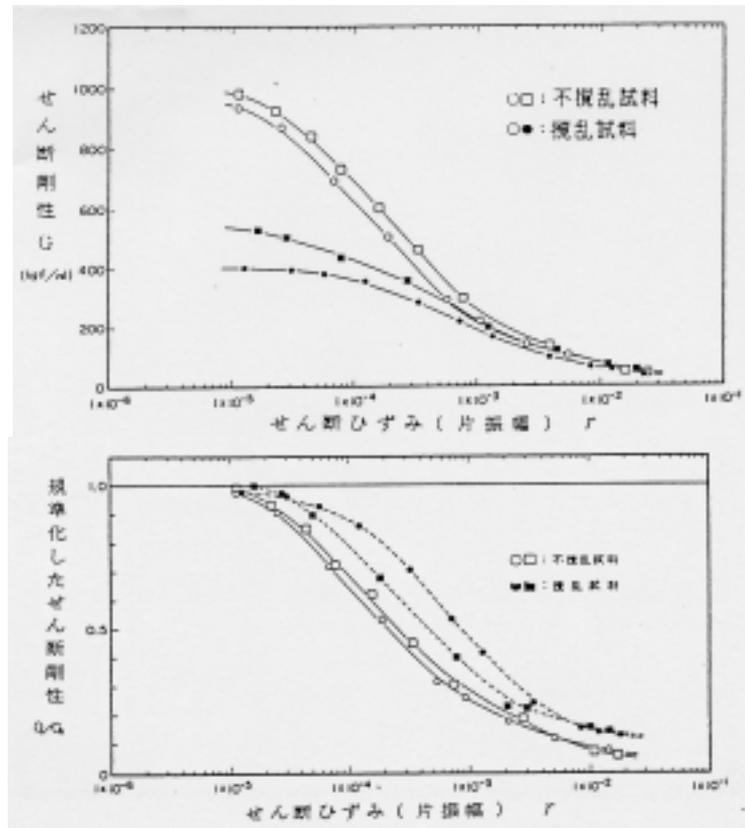


図 4.1.1.2 繰返し変形特性に及ぼす試料の乱れの影響(片山他、1986)

表 4.1.1.1 検討に用いた砂質土試料の物理特性

試料名	堆積年代	有効土被り圧 v' (kPa)	試験拘束圧 c' (kPa)	最大粒径 D_{max} (mm)	50%粒径 D_{50} (mm)	均等係数 U_c	細粒分含有率 F_c (%)	不攪乱試料		再調整試料	
								乾燥密度 d (g/cm ³)	相対密度 D_r (%)	乾燥密度 d (g/cm ³)	相対密度 D_r (%)
OM	沖積	132	662	9.5	0.32	4.8	6.8	1.41	59	1.44	68
ED	洪積	88	88	9.5	0.35	2.7	1.3	1.58	100	1.56	94

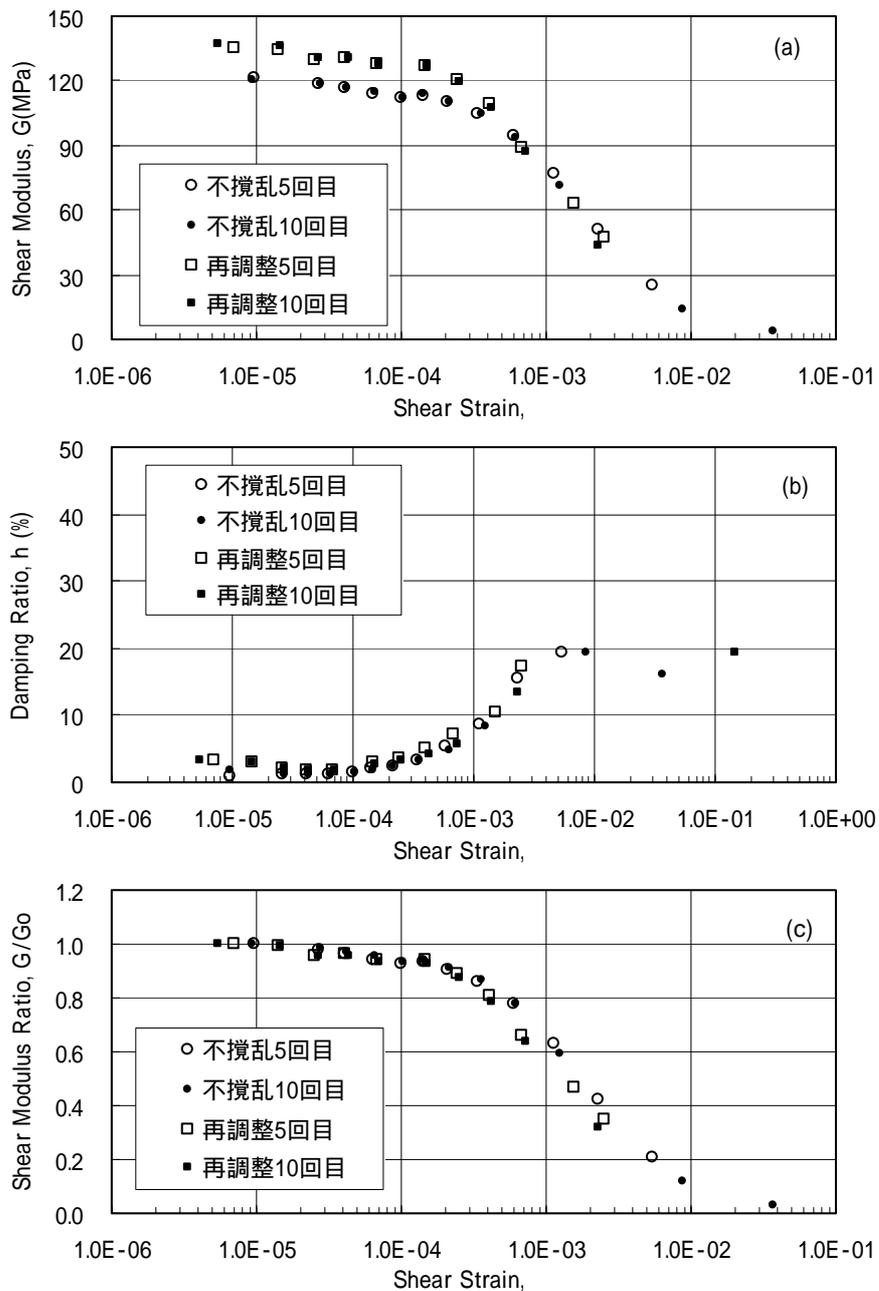


図 4.1.1.3 不攪乱試料と再調整試料による繰返し変形特性の比較(OM 試料)

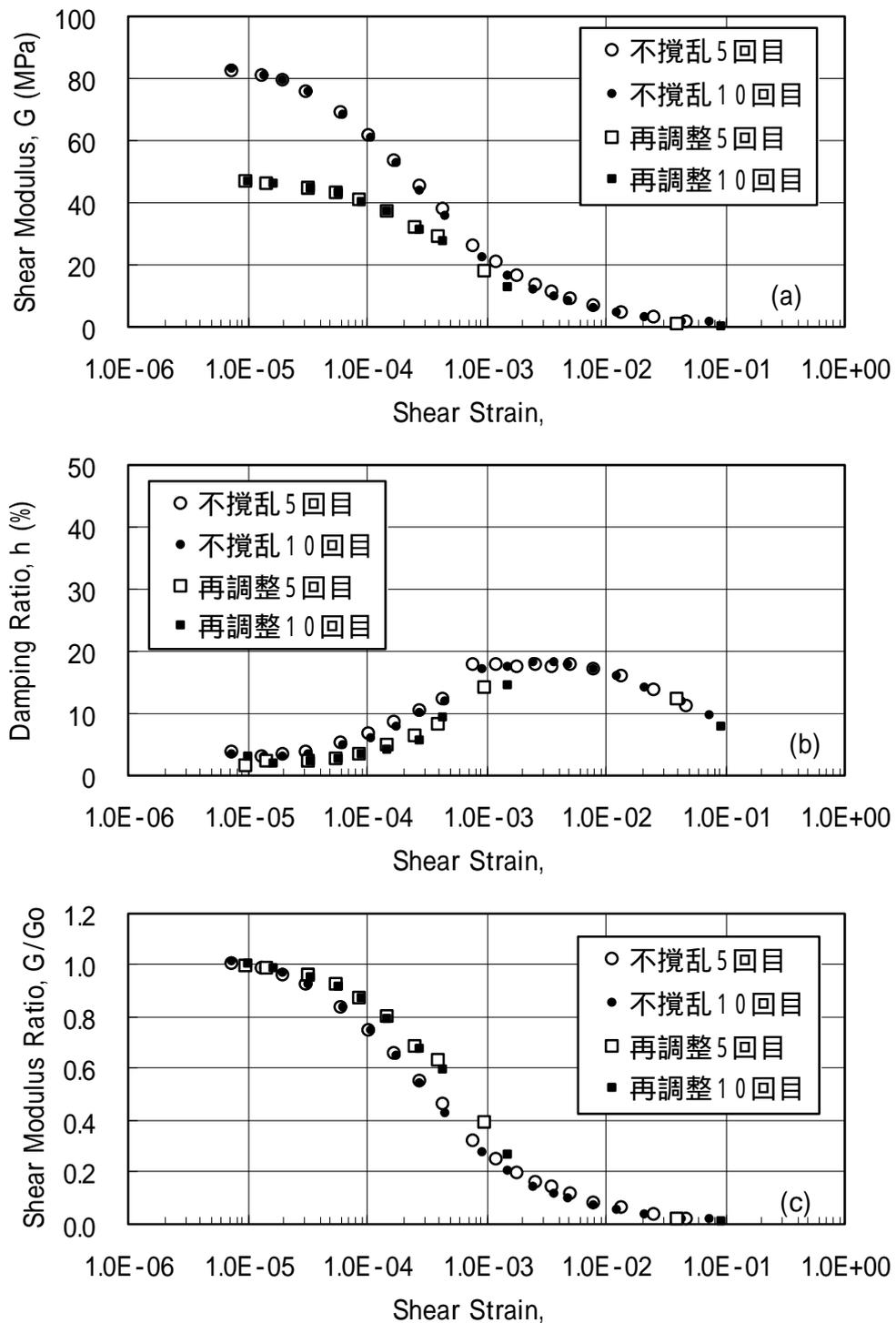


図 4.1.1.4 不攪乱試料と再調整試料による繰返し変形特性の比較(ED 試料)

4.1.2 試料の乱れが礫質土の繰返し変形特性に及ぼす影響

礫質土の繰返し変形特性に及ぼす試料の乱れの影響を調べるため、3種類の不攪乱礫試料と再調整試料の繰返し変形試験結果を比較した。試験に用いた不攪乱試料の物理特性は表 4.1.2.1 に示している。再調整試料の粒度組成や密度は不攪乱試料とほぼ同じである。

3種類の礫質土の $G \sim$ と $h \sim$ 関係はそれぞれ図 4.1.2.1 ~ 4.1.2.3 に示している。これらの図に見られるように、不攪乱試料と再調整試料の $G \sim$ 関係は異なっている。3種類の礫質土の中でも、相対密度の一番高い TD 礫において、不攪乱礫試料と再調整試料の G の差が一番大きい。砂質土と同様、供試体の粒度組成、密度のみならず、骨格構造や年代効果などが繰返し変形特性に大きな影響を及ぼしていると考えられる。

図 4.1.2.4 ~ 4.1.2.6 は 3種類の礫質土の $G/G_0 \sim$ 関係を示している。 G_0 は微小ひずみレベル($\epsilon = 2 \sim 3 \times 10^{-5}$ 程度)におけるせん断剛性の最大値とした。図から、不攪乱試料と再調整試料の $G/G_0 \sim$ 関係の間にはほとんど差がない。これらの実験結果より、礫質土の初期せん断剛性 G_0 を何らかの方法で推定できれば、不攪乱試料の $G \sim$ 関係を再調整試料から推定できることを示唆している。同様の結果は西尾・玉置(1990)が洪積の砂礫について、(図 4.1.2.7 参照)、後藤ら(1992)が沖積の砂礫(図 4.1.2.8 参照)について示している。

一方、 $h \sim$ 関係について見ると、不攪乱試料の減衰定数は再調整試料のそれとほぼ同等か若干小さい程度である。しかし、その差は両者のせん断剛性の差に比べれば小さい。これらの実験結果から、不攪乱礫質土の $h \sim$ 関係は不攪乱試料と同じ密度を持つ再調整試料の $h \sim$ 関係により推定できる可能性を示している。

表 4.1.2.1 検討に用いた不攪乱砂礫試料の物理特性

試料名	試験拘束圧 c' (kPa)	最大粒径 D_{max} (mm)	細粒分含有率 F_c (%)	不攪乱		再調整	
				乾燥密度 d (g/cm ³)	相対密度 D_r (%)	乾燥密度 d (g/cm ³)	相対密度 D_r (%)
TK 礫	294	90	8.5	2.03	57	2.05	58
TN 礫	186	99	0.5	1.82	30	1.81	27
TD 礫	186	110	1.1	2.02	96	2.02	97

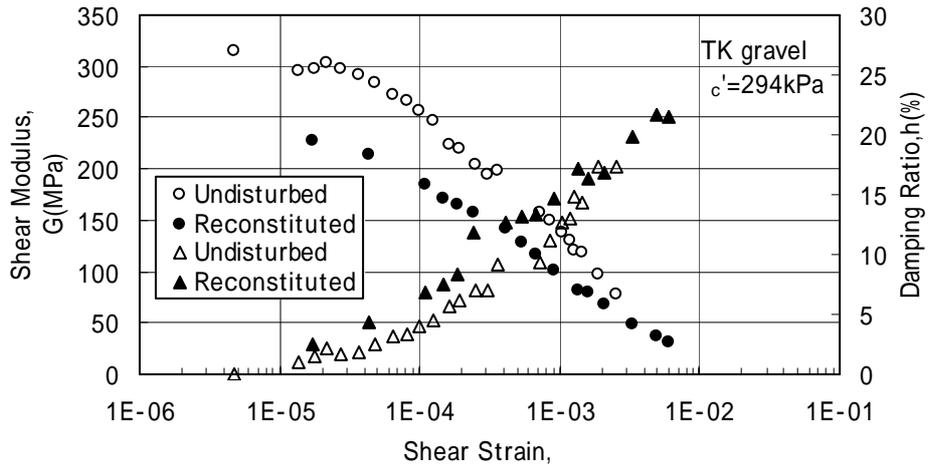


図 4.1.2.1 試料の乱れの $G \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ 関係への影響

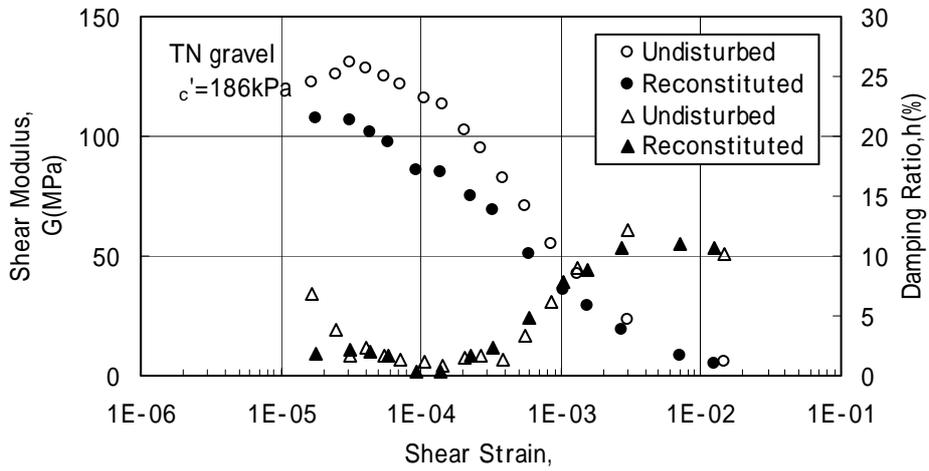


図 4.1.2.2 試料の乱れの $G \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ 関係への影響

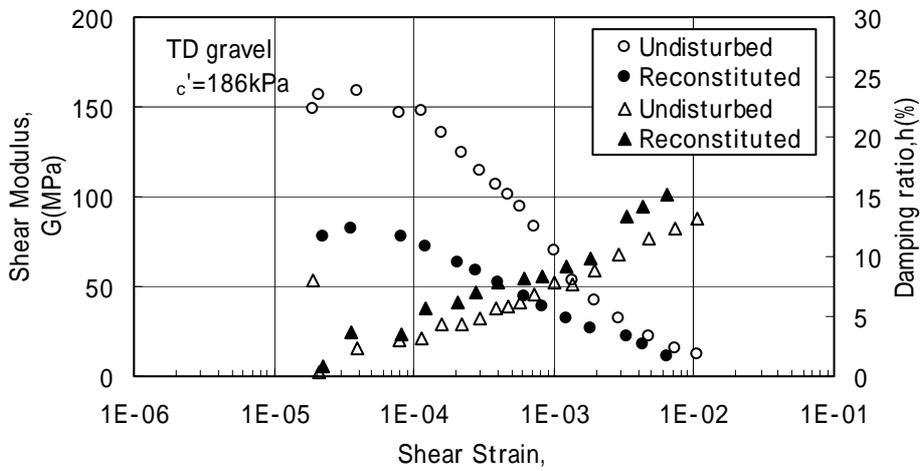


図 4.1.2.3 試料の乱れの $G \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ 関係への影響

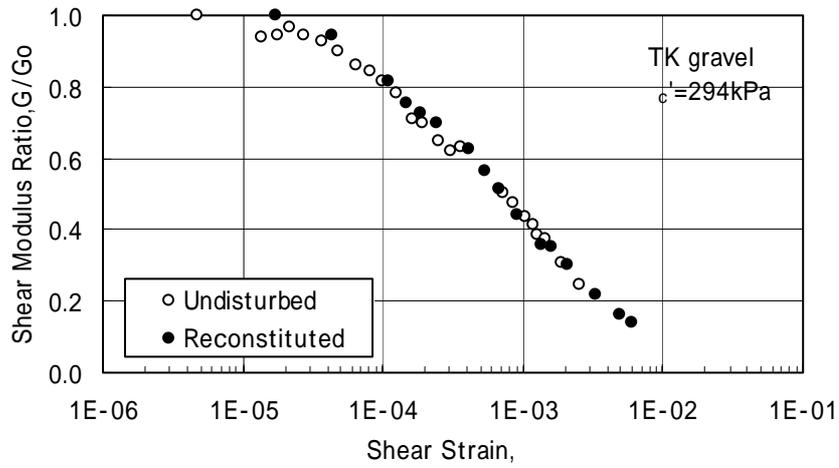


図 4.1.2.4 試料の乱れの $G/G_0 \sim$ 関係への影響

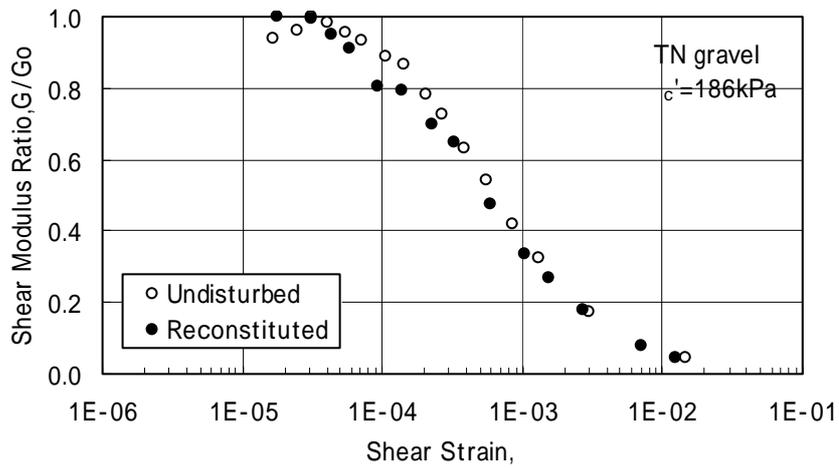


図 4.1.2.5 試料の乱れの $G/G_0 \sim$ 関係への影響

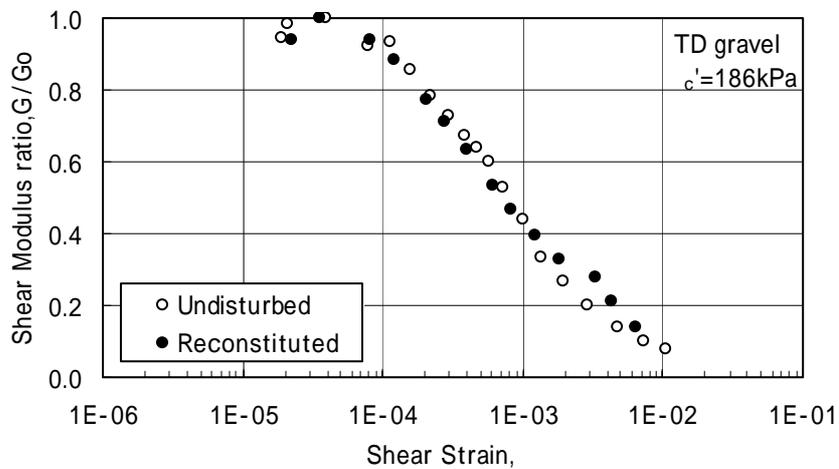


図 4.1.2.6 試料の乱れの $G/G_0 \sim$ 関係への影響

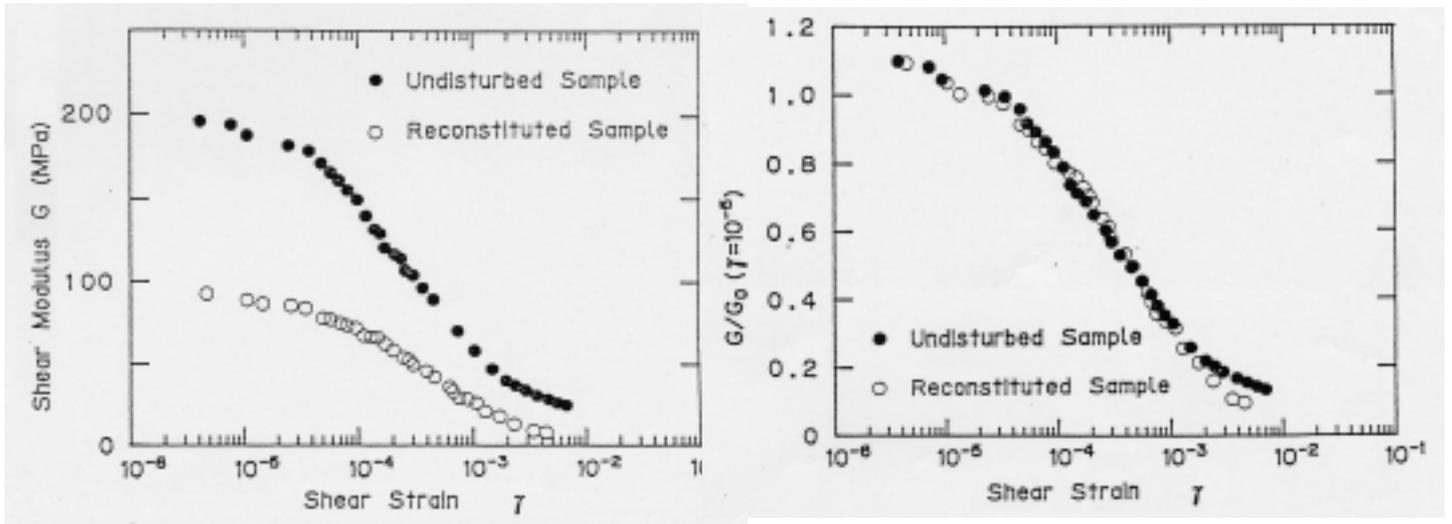


図 4.1.2.7 洪積砂礫の不攪乱および再調整試料の繰返し変形特性の比較(西尾・玉置、1990)

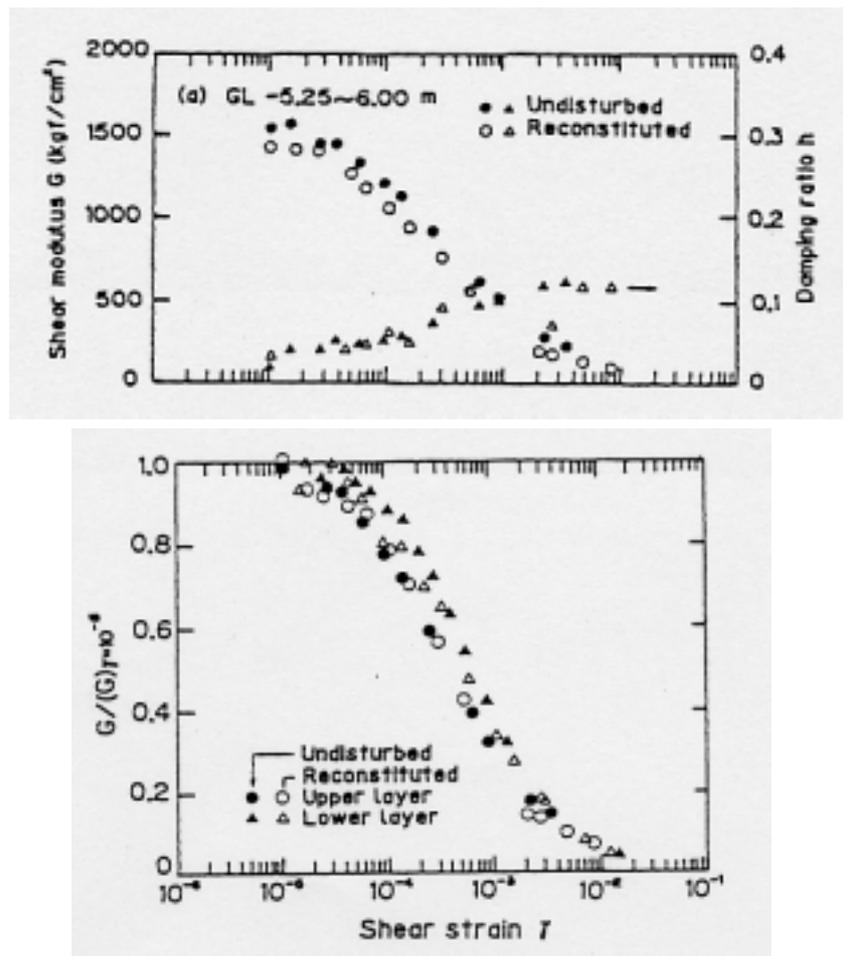


図 4.1.2.8 沖積砂礫の不攪乱および再調整試料の繰返し変形特性の比較(後藤他、1992)

4.2 地盤改良が繰返し変形特性に及ぼす影響

1995 年兵庫県南部地震の際に神戸ポートアイランドにおいて埋立まさ土層が液状化した。締固めなどが行われた改良地盤での被害は比較的軽微であった。但し、改良地盤の力学特性に関する報告は少なく、未改良地盤と改良地盤とを直接比較できるようなデータも少ない。そこで、ロッドコンパクション工法によって締固めた埋立まさ土地盤(CP サイト)を対象として原位置凍結サンプリングを行って良質の不攪乱試料を採取した。

本節では、改良地盤の繰返し変形特性について結果を述べるとともに、未改良埋立まさ土地盤(KP サイト)の試験結果との比較を行い、地盤改良が繰返し変形特性に及ぼす影響を検討した。試料採取地点はポートアイランド南埠頭の東端部である。埋立後の埋立土層の N 値が 3~6 であったことから N 値を 12 程度に改良することを目的として地盤改良が深さ 19m まで実施された。改良パイルの配置、及び改良前後の N 値を図 4.2.1,4.2.2 に示す(本田ら、1997)。ロッドコンパクションの施工により埋め立て層の N 値は 15~20 程度に上昇していることがわかる。

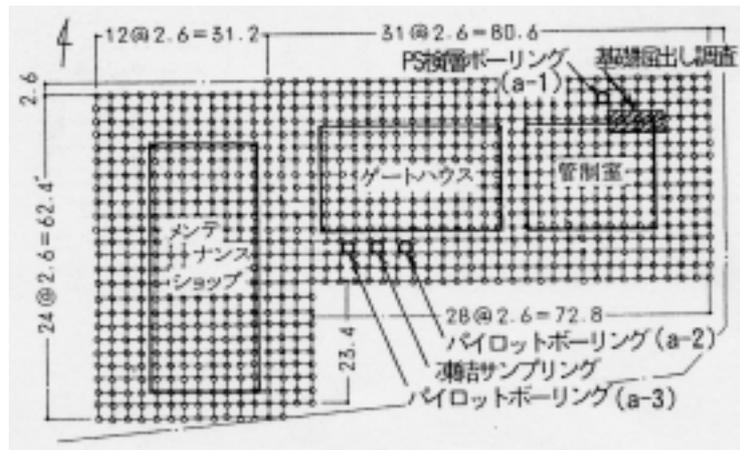


図 4.2.1 地盤改良パイル配置図及び地震後のボーリング位置(本田ら、1997)

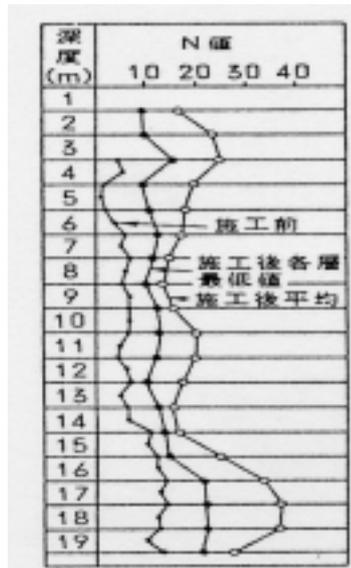


図 4.2.2 改良前後の N 値(本田ら、1997)

地震後の調査で図 4.2.1 に示す a-2,a-3 地点で行ったボーリング柱状図を図 4.2.3(a)に示す。参考のため、場所は異なるが同じポートアイランド内で凍結サンプリングを行った未改良地盤の柱状図を図 4.2.3(b)に示す。地震後の改良地盤の N 値は地表面付近でやや小さい値となっているものの、概ね地盤改良後の平均 N 値(図 4.2.2)とほぼ同等であり未改良地盤よりも大きいことから、改良地盤の物性は兵庫県南部地震で大きく変化しなかったと考えられる。原位置凍結サンプリングは、改良された埋立まさ土層の GL-6 ~ -18m を対象に行った。図 4.2.3(a)には繰返し変形試験に用いた試料の深度を示している。用いた試料の物理特性を未改良地盤とともに表 4.2.1 に示す。

図 4.2.4 は改良地盤の繰返し変形試験結果を示したものである。また、図 4.2.5 は未改良地盤(KP)の試験結果である。改良地盤の CPU 試料は試験時の拘束圧に近い KPU 試料より G_0 が約 2.5 倍大きく、また同じ改良地盤の CPL 試料よりも大きい。これは地盤改良の影響だけでなく乾燥密度の違い(表 4.2.1 参照)が影響していると思われる。一方、CPL 試料は KPL 試料より乾燥密度がかなり小さいがせん断剛性の値は比較的近い。従って、改良地盤の剛性は密度だけでなく拘束圧(水平応力)の増加などの影響も含まれている可能性がある。なお、改良地盤と未改良地盤の減衰はほぼ同じであり、締固めによる地盤改良は減衰特性にほとんど影響を及ぼさないと考えられる。

図 4.2.6 はそれぞれの G_0 (10^5 付近の G)で正規化した $G/G_0 \sim$ 関係を示している。改良地盤・未改良地盤とも G_0 に対する剛性の低減率はほぼ同じ傾向にある。以上より、締固めによる地盤密度や水平応力の増加を受けた影響は初期せん断剛性に影響を及ぼすものの、 $G/G_0 \sim$ 関係および $h \sim$ 関係にはあまり影響を与えないと考えられる。

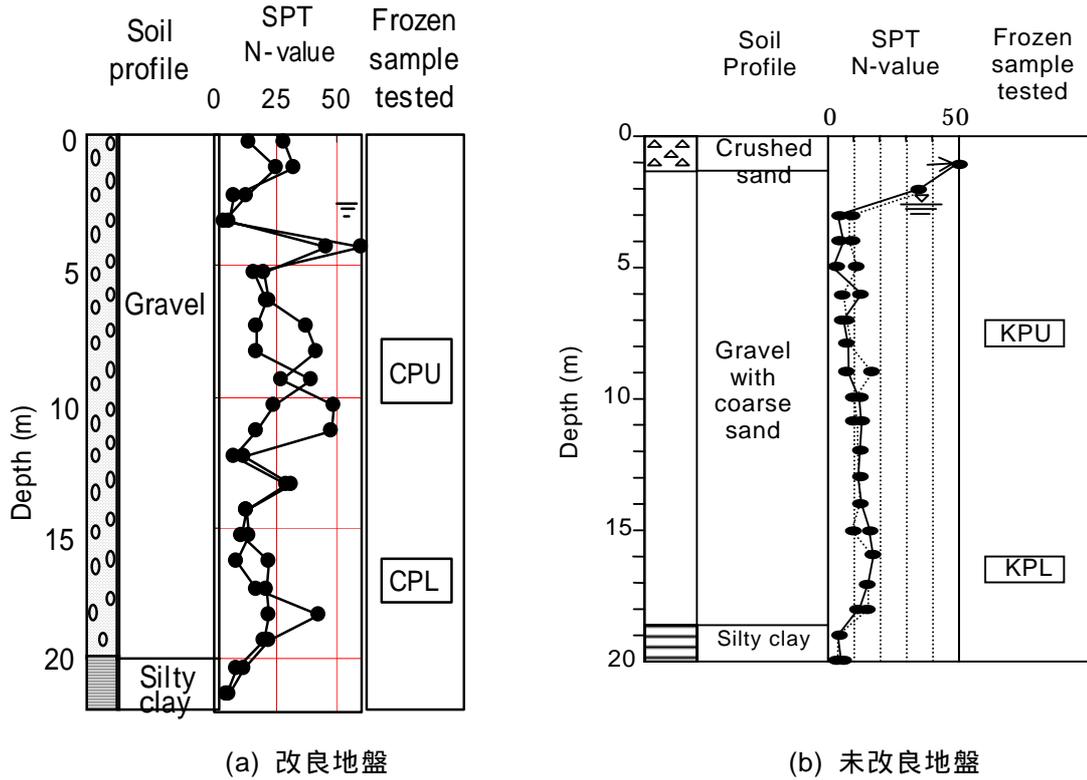


図 4.2.3 サンプルングサイトの土質柱状図

表 4.2.1 試料の物理特性

試料名		試験拘束圧 c' (kPa)	50%粒径 D_{50} (mm)	最大粒径 D_{max} (mm)	細粒分含有率 F_c (%)	礫分含有率 G_c (%)	間隙比 e	乾燥密度 d (g/cm ³)
改良	CPU	127	6.9	75	1.7	66.9	0.31	2.02
	CPL	206	3.1	75	1.0	57.9	0.41	1.85
未改良	KPU	108	1.4	53	6.5	40.9	0.41	1.85
	KPL	196	6.2	125	4.5	70.0	0.24	2.13

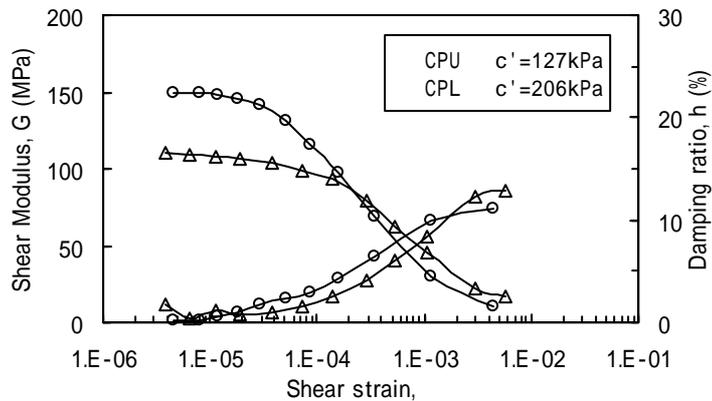


図 4.2.4 改良地盤の繰返し変形試験結果

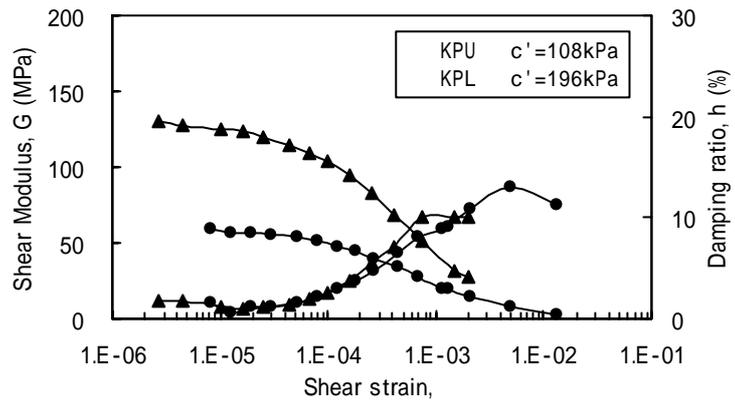


図 4.2.5 未改良地盤の繰返し変形試験結果

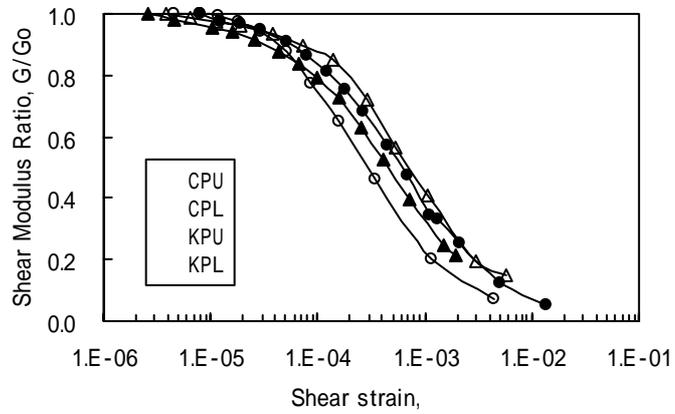


図 4.2.6 改良・未改良地盤の G/G_0 ~ 関係の比較

4.3 測定法の違いが繰返し変形特性に及ぼす影響

本節では繰返し変形試験における変位の測定方法として、局所ひずみ測定装置(LDT)と通常の非接触型変位計(SSG)の2つを取り上げ、微小ひずみから中ひずみ領域における繰返し変形特性を比較し、主として不攪乱試料におけるベディングエラーが試験結果に及ぼす影響を考察する。

4.3.1 砂質土の繰返し変形特性に及ぼす測定法の影響

室内試験により、地盤材料の繰返し変形特性($G \sim$ 、 $h \sim$ 関係)を正確に求めるためには高品質の不攪乱試料を用いて広範囲な荷重・変位を精度良く測定する必要がある。ただし、3章でも述べたように、剛性が高い軟岩等では、軸変位測定においてキャップ・ペDESTALと供試体上下端面の間に生じるベディングエラーが微小ひずみレベルの初期せん断剛性に大きな影響を及ぼすことが示されている。

本節では、原位置凍結サンプリング法で採取した堆積年代の異なる3種の不攪乱砂質土試料とブロックサンプリングで採取した土丹試料(MK)を用いて繰返し変形試験を行い、LDTとSSGの2種類の方法で軸変位を測定し、微小ひずみから中ひずみ領域における繰返し変形特性を求め、ベディングエラーの有無やその影響を調べた。

実験に用いた供試体の物理特性を表4.3.1.1に示す。IK1とIK2は同じサイトの異なる深度から試料を採取し、NG、MKはそれぞれ別のサイトから採取した試料である。

表 4.3.1.1 試料の物理定数

試料名	堆積年代	N 値	試験拘束圧 c' (kPa)	50%粒径 D_{50} (mm)	均等係数 U_c	細粒分含有率 F_c (%)	乾燥密度 d (g/cm ³)
IK1	埋立	9	69	0.31	1.7	2.6	1.38
IK2	沖積	16	98	0.34	2.1	3.9	1.34
NG	洪積	35	186	0.60	2.5	1.4	1.53
MK	-	62	314	0.05	45	72.1	1.57

図4.3.1.1～4.3.1.4は、各試料の試験結果($G \sim$ 、 $h \sim$ 関係)である。図より以下のことが言える。

a. $G \sim$ の関係

せん断剛性の小さい埋立砂(IK1)では、LDTとSSGの測定によるせん断剛性の差はほとんど見られない。沖積砂(IK2)と洪積砂(NG)についてはSSGにより測定されたせん断剛性はLDTの測定値に比べ10%程度小さい。土丹(MK)の場合、SSGの測定によるせん断剛性は測定した全てのひずみの範囲においてLDTの測定値に比べて約30%小さくなっており、ベディングエラーが試験結果に影響していると考えられる。以上の結果は、剛性の高い材料はベディングエラーの影響が無視できないという既往の知見と対応している。

b. h~ の関係

いずれの土についてもせん断ひずみ が 10^{-4} より大きい範囲では LDT と SSG の測定値の違いはほとんどない。従って、中ひずみレベルにおける減衰特性に及ぼすベディングエラーの影響はほとんど無視できると考えられる。しかし、 が 10^{-4} より小さい範囲では、SSG は従来から指摘されている様にひずみが小さくなると減衰が大きい傾向が見られる。これに対して LDT は、 が小さくなれば減衰も次第に小さくなっている。これは、ひずみが小さい範囲では減衰ループ形状の違いにより、見かけ上 SSG で測定した減衰が大きくなっていると考えられる。図 4.3.1.5~4.3.1.7 は沖積砂(IK2)における微小ひずみおよび大ひずみでの応力 - ひずみ関係である。微小ひずみでの応力 - ひずみ曲線を比較すると両者の傾きはほぼ同じであるにも拘らず、SSG のループは LDT に比べて開いている。この事実は LDT と SSG の剛性の差は小さいが、減衰は SSG の測定値が LDT より大きいことと対応している。ただし、大ひずみ(最終ステージ)ではベディングエラーの影響はほとんど見られず、SSG と LDT による応力 - ひずみ曲線はほぼ同じ形状となっている。

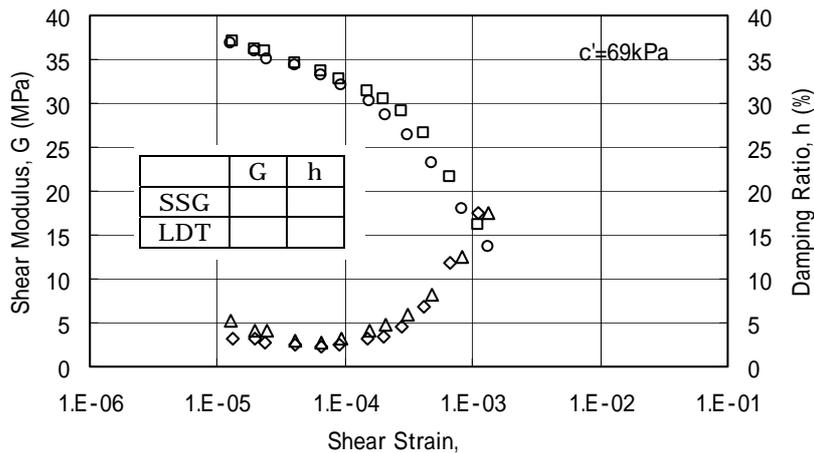


図 4.3.1.1 LDT と SSG による繰返し変形特性の比較(不攪乱 IK1 砂)

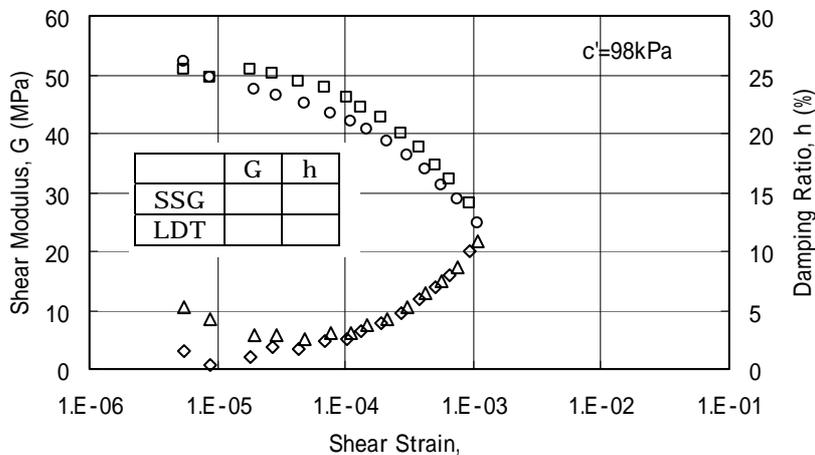


図 4.3.1.2 LDT と SSG による繰返し変形特性の比較(不攪乱 IK2 砂)

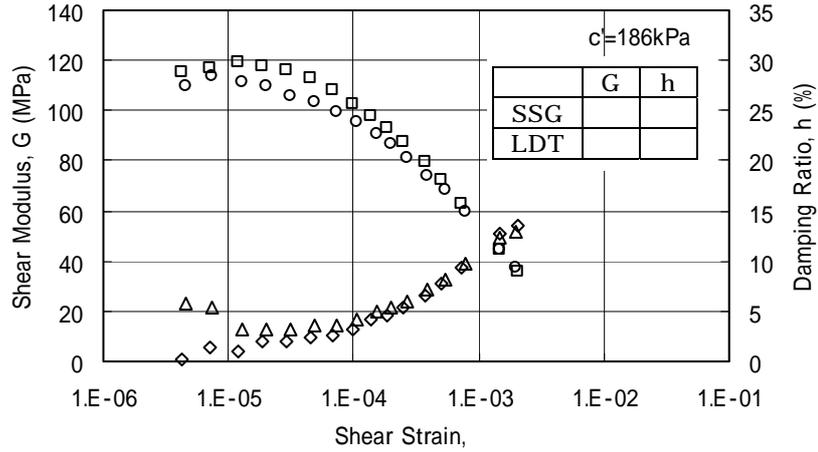


図 4.3.1.3 LDT と SSG による繰返し変形特性の比較(不攪乱 NG 砂)

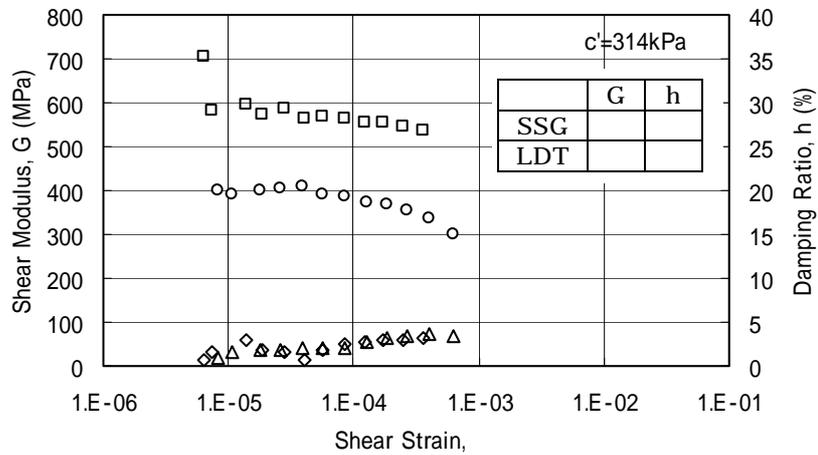


図 4.3.1.4 LDT と SSG による繰返し変形特性の比較(土丹)

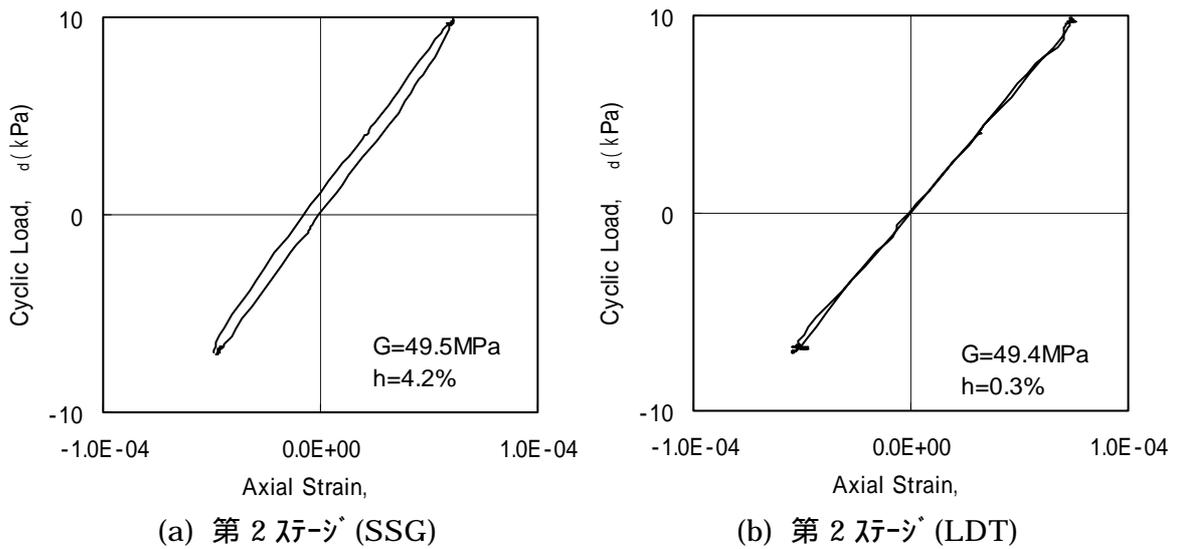


図 4.3.1.5 応力 - ひずみ関係の比較(IK2)

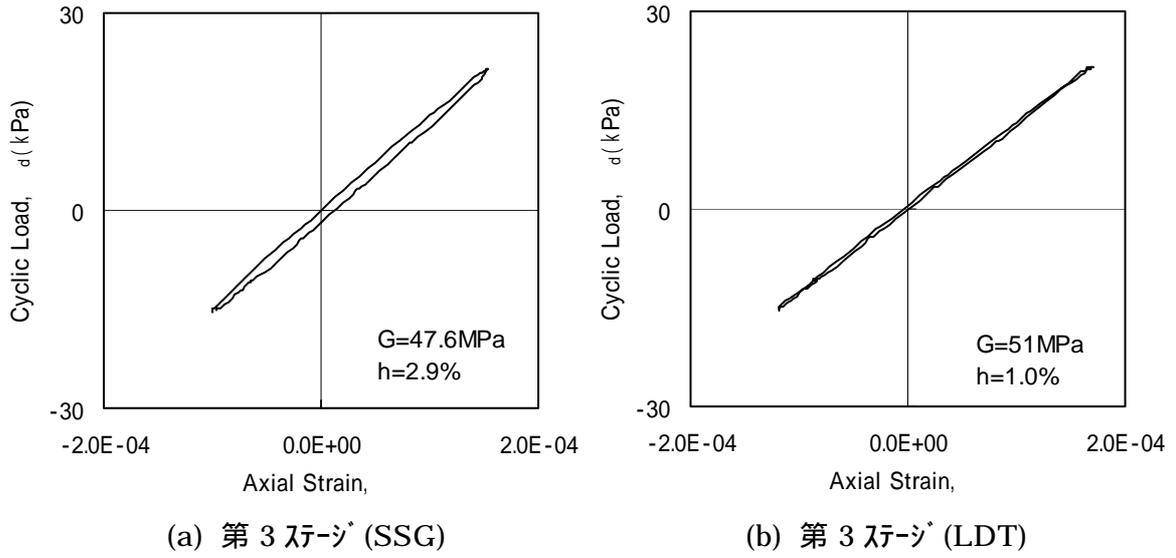


図 4.3.1.6 応力 - ひずみ関係の比較 (IK2)

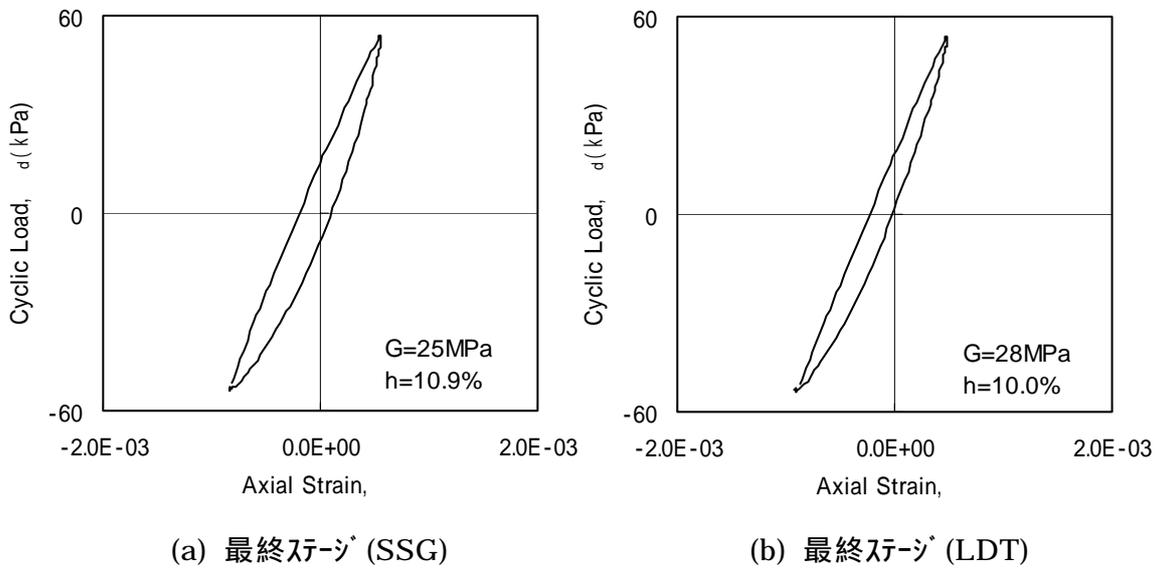


図 4.3.1.7 応力 - ひずみ関係の比較 (IK2)

4.3.2 礫質土の繰返し変形特性に及ぼす測定法の影響

原位置凍結サンプリング法で採取された不攪乱礫試料は2章で述べたように、ダイヤモンドカッターを用いて特殊な固定治具のもので端面を切断しているため、端面の平滑度と供試体軸に対する直交性はほとんどの場合極めて良好な状態にある。そこで、表4.3.2.1に示す4つの不攪乱礫質土試料を用いてLDT法とSSG法によって測定した変位に基づく繰返し変形特性を比較し、ベディングエラーの有無と試験結果に及ぼす影響を検討した。

図4.3.2.1～図4.3.2.4は、LDT法とSSG法によって測定された $G \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$ 関係を示したものである。いずれの試験結果においても2つの方法によるせん断剛性、減衰定数の値は微小ひずみレベルにおいてわずかな差が見られるものの、全体としては差が小さい。従って、供試体の成形に注意すれば、剛性の大きい礫質土でもベディングエラーが発生しない場合があり、SSG法によって繰返し変形特性を求めることも可能であることを示している。

表 4.3.2.1 検討に用いた試料の物理特性

試料名	試験拘束圧 c' (kPa)	最大粒径 D_{max} (mm)	50%粒径 D_{50} (mm)	均等係数 U_c	細粒分 含有率 F_c (%)	乾燥密度 d (g/cm ³)
KFU	108	125	32.1	42.9	0.3	2.186
	216	106	43.6	66.6	0.5	2.168
KFL	206	125	12.1	38.4	0.5	2.143
	412	125	12.3	32.1	0.4	2.191

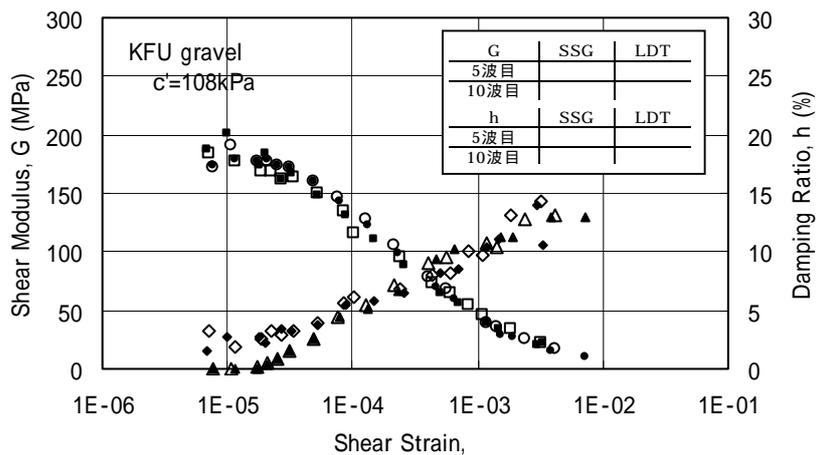


図 4.3.2.1 SSG法とLDT法による $G \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$ 関係の比較(KFU 礫)

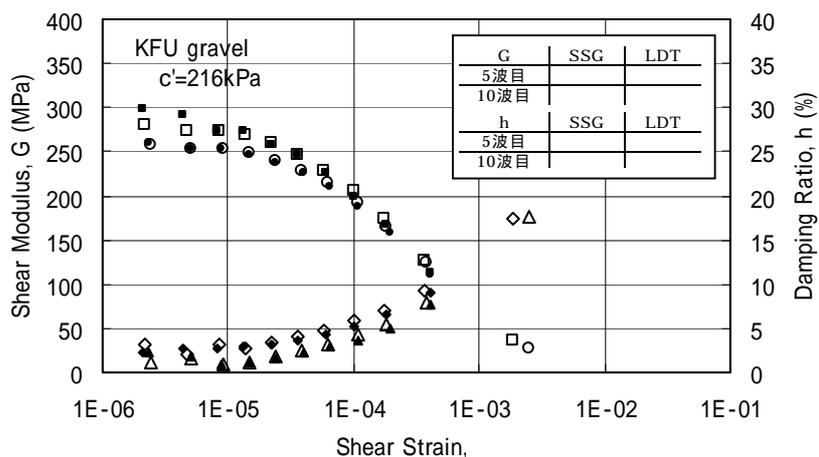


図 4.3.2.2 SSG 法と LDT 法による $G \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ 関係の比較(KFU 礫)

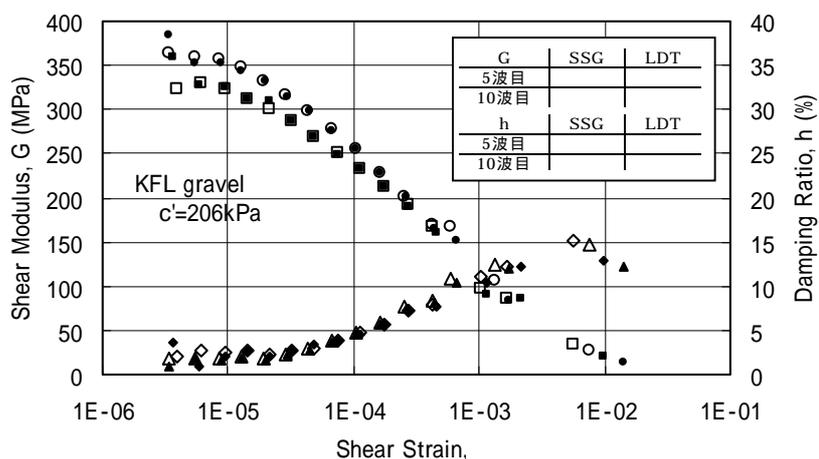


図 4.3.2.3 SSG 法と LDT 法による $G \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ 関係の比較(KFL 礫)

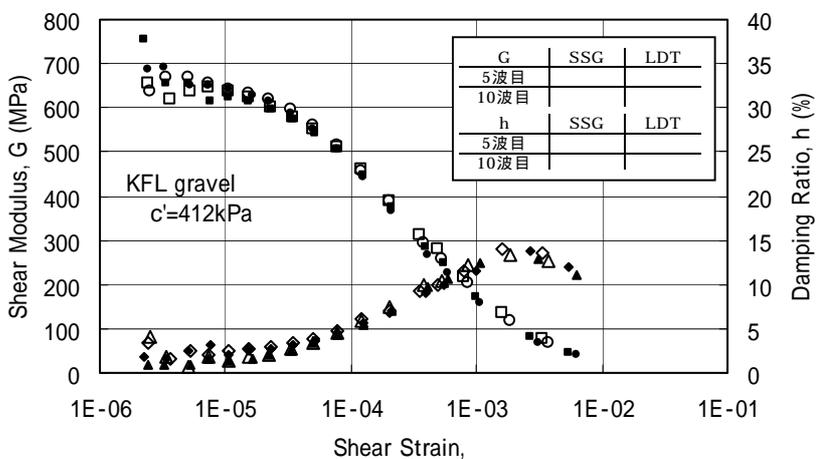


図 4.3.2.4 SSG 法と LDT 法による $G \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ 関係の比較(KFL 礫)

4.4 三軸試験と中空ねじり試験による繰返し変形特性の比較

室内試験で地盤材料の繰返し変形特性を求める方法として繰返し三軸試験装置と中空ねじり試験装置がある。中空ねじり試験は実地盤の応力条件に近い状態を再現できるが、試験法としては繰返し三軸試験法の方が簡便であるため、実務的には繰返し三軸試験が広く利用されている。中空ねじり試験ではせん断剛性 G が直接測定できるが、三軸試験から直接求められるのはヤング率 E なので、三軸試験結果におけるせん断剛性はポアソン比を介して求めている。

千葉ら(1994)は、3種類の砂質土(豊浦砂、相馬砂、石狩砂)を用いて中空ねじり試験と繰返し三軸試験による繰返し変形特性を比較している。図 4.4.1 によれば、3種類のいずれの砂についても中空ねじり試験で求めた G が三軸試験で求めた G より大きく、その傾向は平均粒径(50%粒径)が大きいほど強く現われると報告している(図 4.4.2 参照)。

本節では豊浦砂および不攪乱砂質土試料を用いて、中空ねじり試験と繰返し三軸試験によって求めた繰返し変形特性を比較した。表 4.4.1 に検討に用いた試料の物理特性を示す。豊浦砂は2種類の相対密度($D_r=50\%$, 80%)と3種類の拘束圧に対して試験を行った。

図 4.4.3、4.4.4 は豊浦砂による試験結果を示している。図より、せん断剛性に関しては既往の研究と同様に、いずれの拘束圧においても中空ねじり試験によって求めた値が繰返し三軸試験によって求めた値より大きくなっている。特に、拘束圧が大きいほど両者の差が大きくなる傾向にある。ただし、 G/G_0 で整理するといずれの拘束圧においても両者はほぼ等しい。一方、減衰定数は中空ねじり試験と繰返し三軸試験による値を比較すると $D_r=80\%$ の時にやや差が見られるものの、全体的にはほとんど差が見られない。

図 4.4.5、4.4.6 はひずみレベルごとのせん断剛性および減衰定数の差を表している。いずれの相対密度に対しても、拘束圧が大きくなると中空ねじり試験と繰返し三軸試験によるせん断剛性の差が大きくなる傾向にある。ひずみが大きいところでは G の絶対値が小さいため両者の G の差の変化が大きい。減衰定数については、ばらつきが大きいため $<10^{-4}$ の範囲はプロットしていないが、中空ねじり試験と繰返し三軸試験による減衰定数の差に特徴的な傾向は見られない。

図 4.4.7~図 4.4.9 は不攪乱砂質土に対する試験結果を示している。OM 砂の場合は2種類のいずれの拘束圧においても中空ねじり試験によるせん断剛性が繰返し三軸試験による値より大きくなっているが、ED 砂の場合は両者によるせん断剛性はほぼ同じである。ただし、いずれの試験結果においても G/G_0 で整理するとほぼ同じ結果となる。図 4.4.10 に今回行った不攪乱砂質土の結果に対するひずみレベルごとの中空ねじり試験と三軸試験によるせん断剛性の比を示す。不攪乱砂の場合、せん断剛性の差が生じる場合とほぼ同じ場合があるが、データが少ないこともあり、その傾向に関しては不明である。ただし、千葉らが示したような 50%粒径による傾向は見られない。なお、減衰定数についてはかなりばらつきがあるものの、中空ねじり試験と繰返し三軸試験による値にの差に明瞭な傾向は見

られない。また、値の差はひずみが大きくなるほど小さくなる傾向にある。

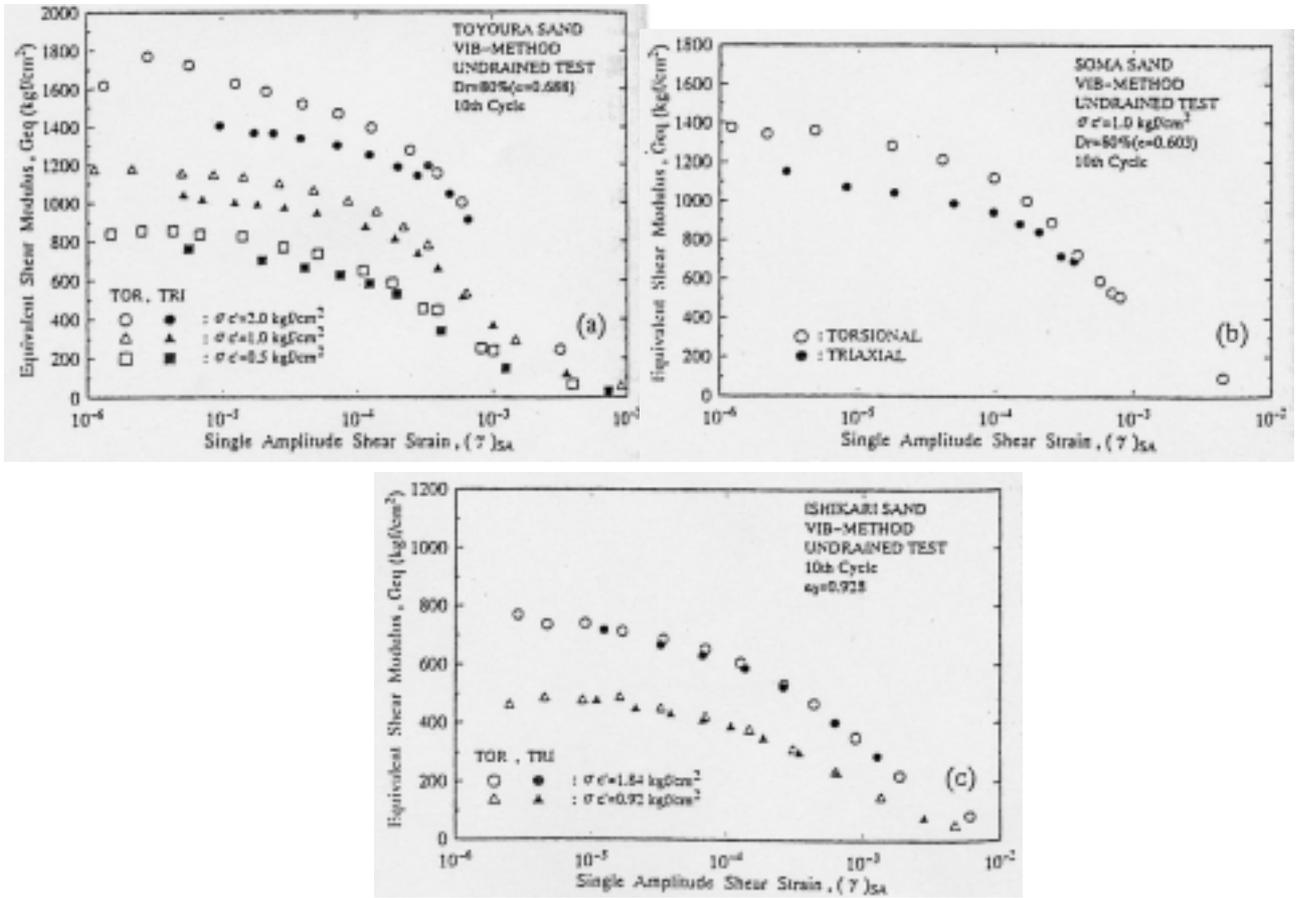


図 4.4.1 三軸試験と中空ねじり試験の比較(千葉ら、1994)

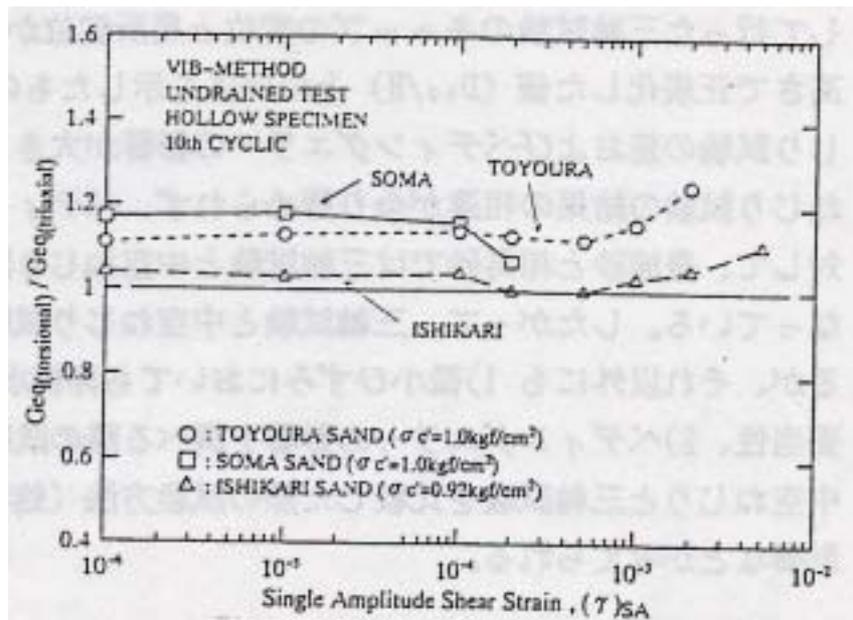


図 4.4.2 三軸試験と中空ねじり試験から求めた G_{eq} の比と $(\gamma)_{SA}$ との関係(千葉ら、1994)

表 4.4.1 検討に用いた試料の物理特性

試料名	試験拘束圧 c' (kPa)	50%粒径 D_{50} (mm)	均等係数 U_c	細粒分 含有率 F_c (%)	乾燥密度 d (g/cm ³)	相対密度 D_r (%)
豊浦砂(Dr=50%)	49, 98, 196	0.16	1.5	0.1	1.472	50
豊浦砂(Dr=80%)	49, 98, 196	0.16	1.5	0.1	1.572	80
OM1	三軸	132	0.37	6.3	1.542	87
	中空	132	0.37	3.9	1.550	84
OM2	三軸	662	0.32	6.8	1.465	75
	中空	662	0.35	4.7	1.570	96
ED	三軸	88	0.49	0.5	1.572	60
	中空	88	0.35	1.3	1.582	100
NG	三軸	235	0.31	19.7	1.498	84
	中空	235	0.30	2.8	1.515	95
UY	三軸	196	0.13	13.9	1.455	92
	中空	196	0.20	3.7	1.431	83

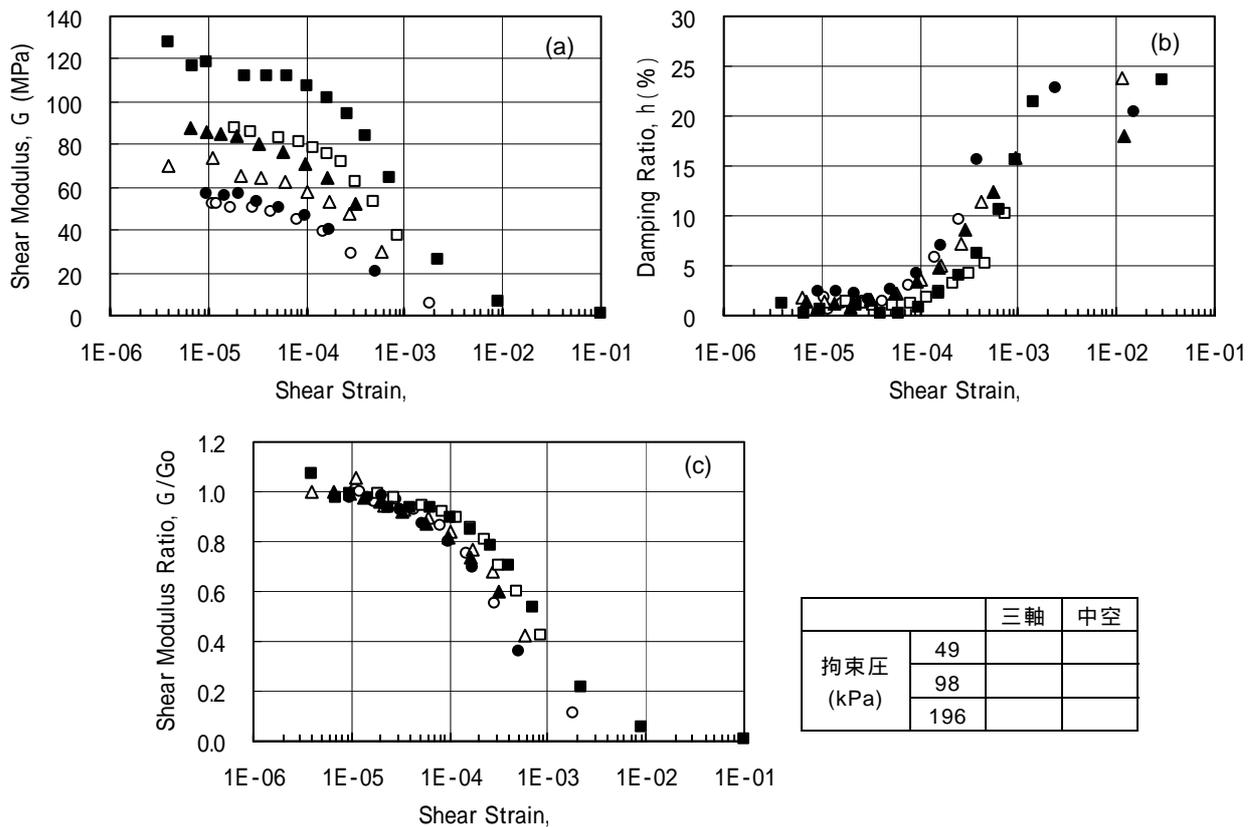


図 4.4.3 中空ねじり試験と三軸試験による繰返し変形特性の比較 (豊浦砂 $D_r=50\%$)

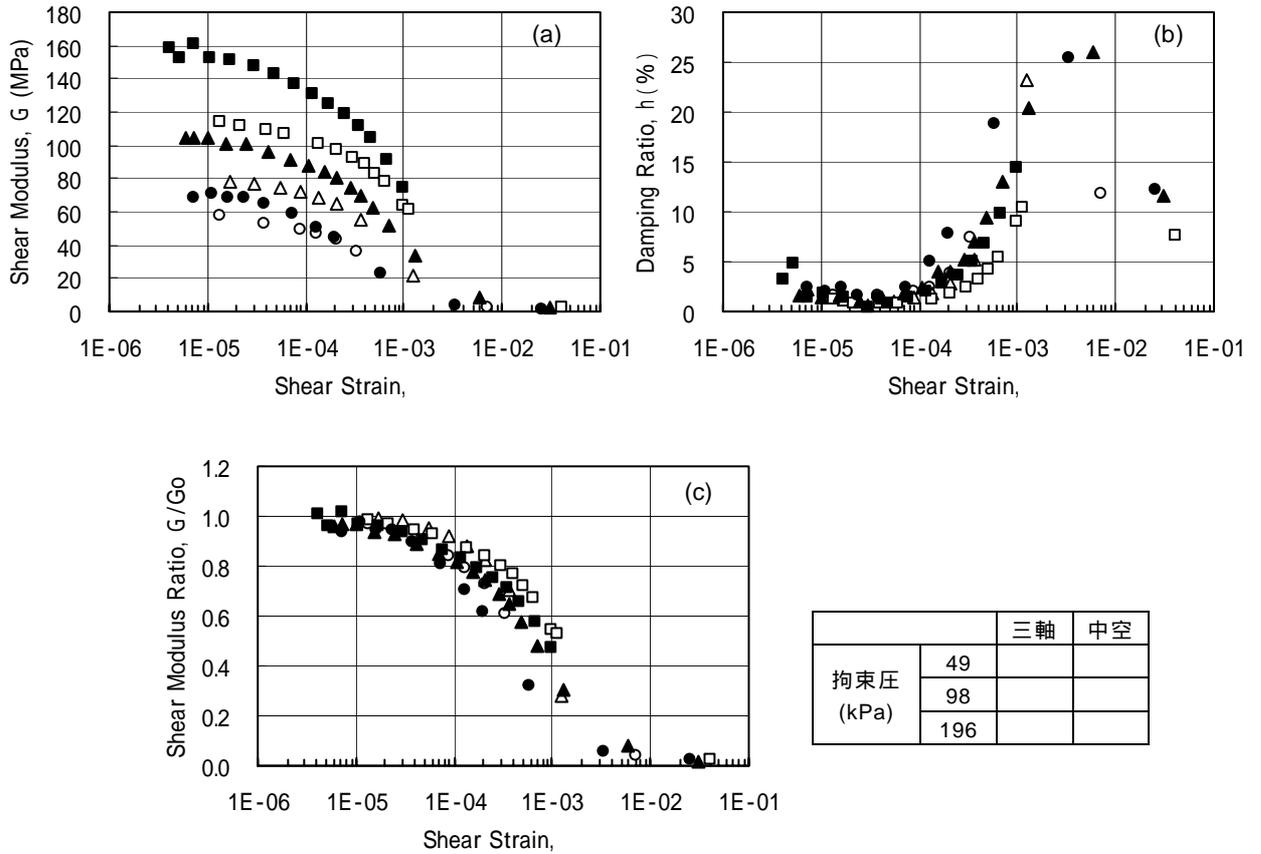


図 4.4.4 中空ねじり試験と三軸試験による繰返し変形特性の比較(豊浦砂 $D_r=80\%$)

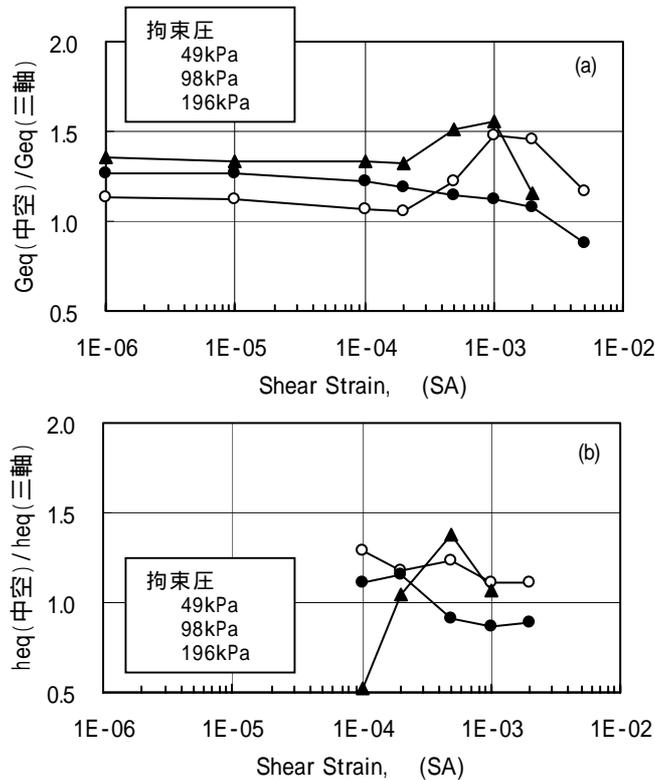


図 4.4.5 中空ねじり試験と三軸試験による G, h の差と の関係(豊浦砂 $D_r=50\%$)

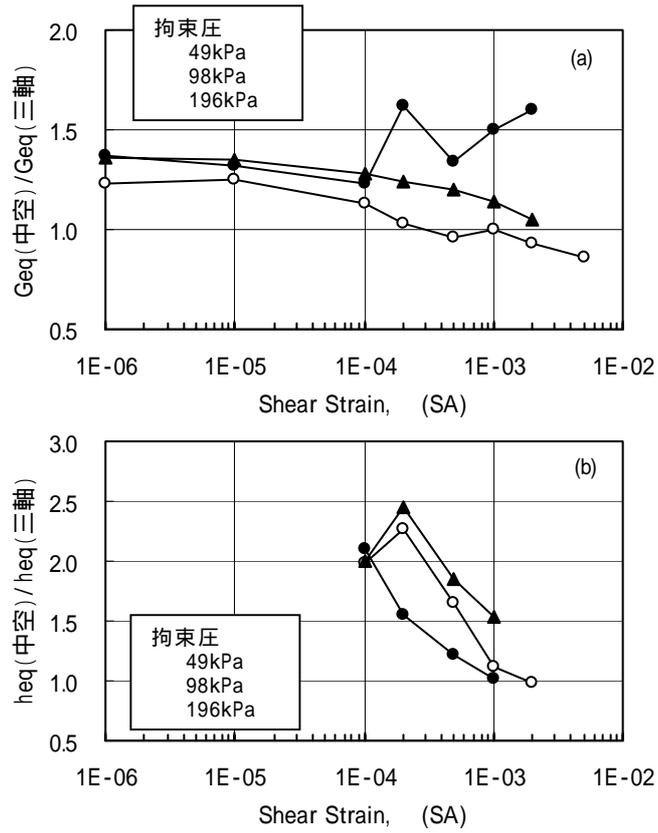


図 4.4.6 中空ねじり試験と三軸試験による G, h の差と の関係(豊浦砂 $D_r=80\%$)

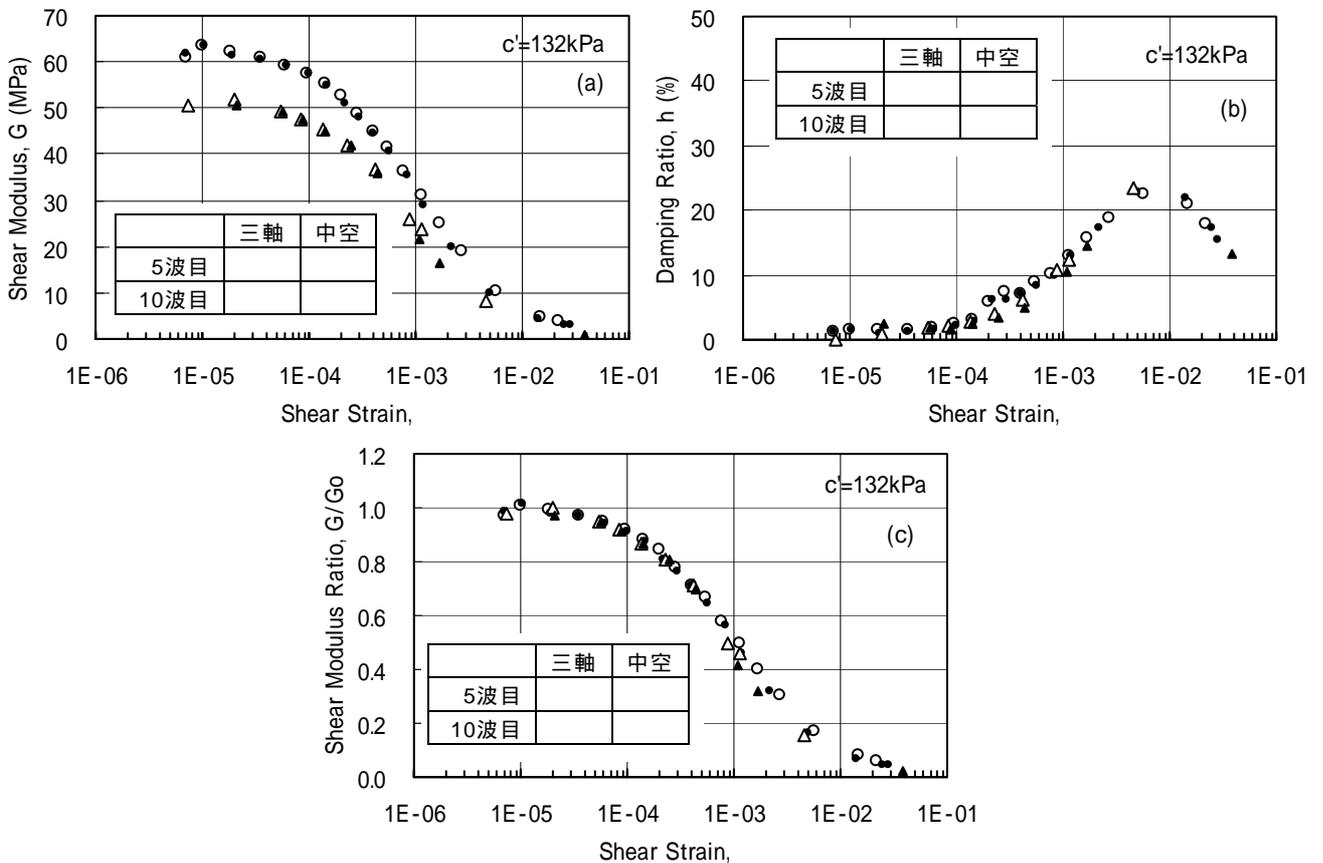


図 4.4.7 中空ねじり試験結果と三軸試験による繰返し変形特性の比較(不攪乱 OM 試料 1)

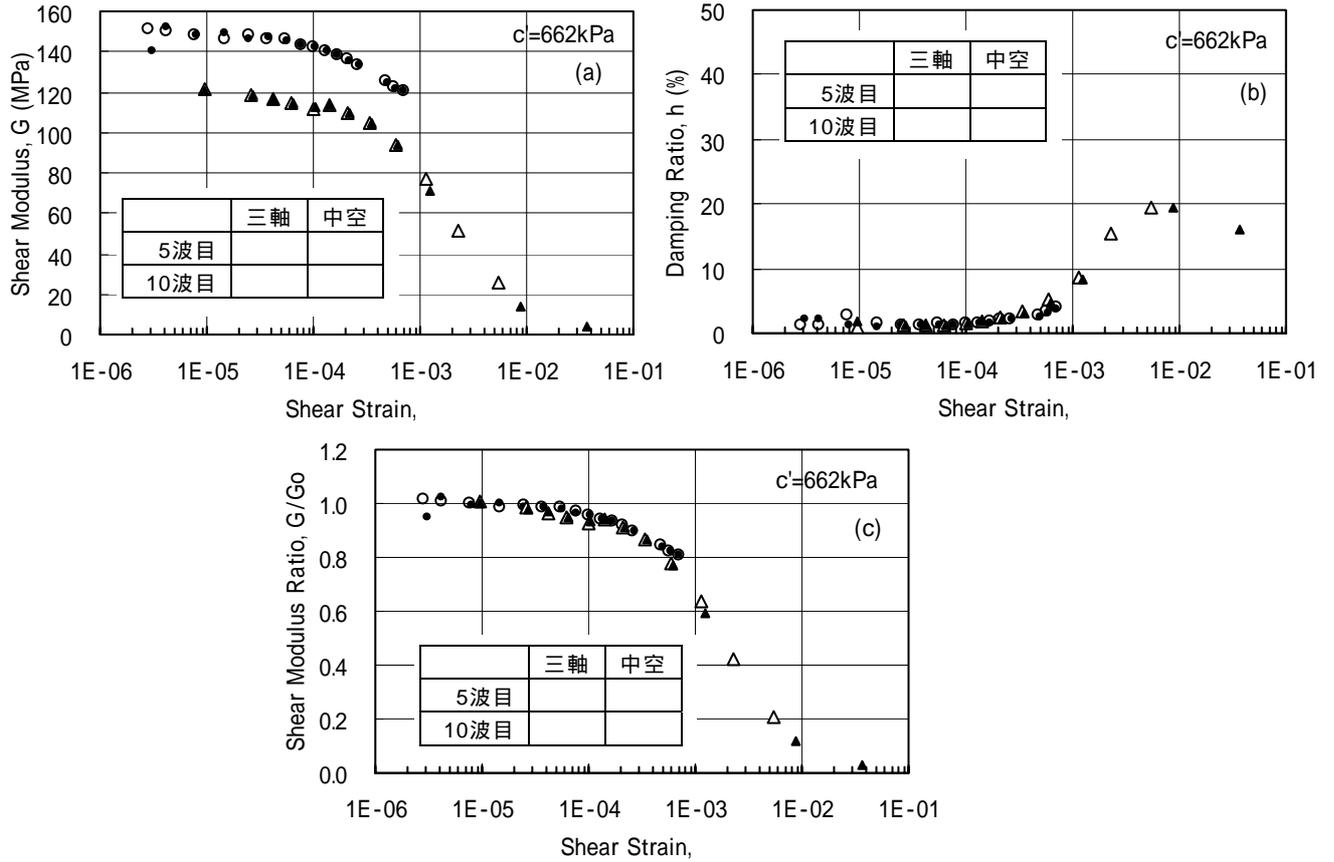


図 4.4.8 中空ねじり試験と三軸試験による繰返し変形特性の比較(不攪乱 OM 試料 2)

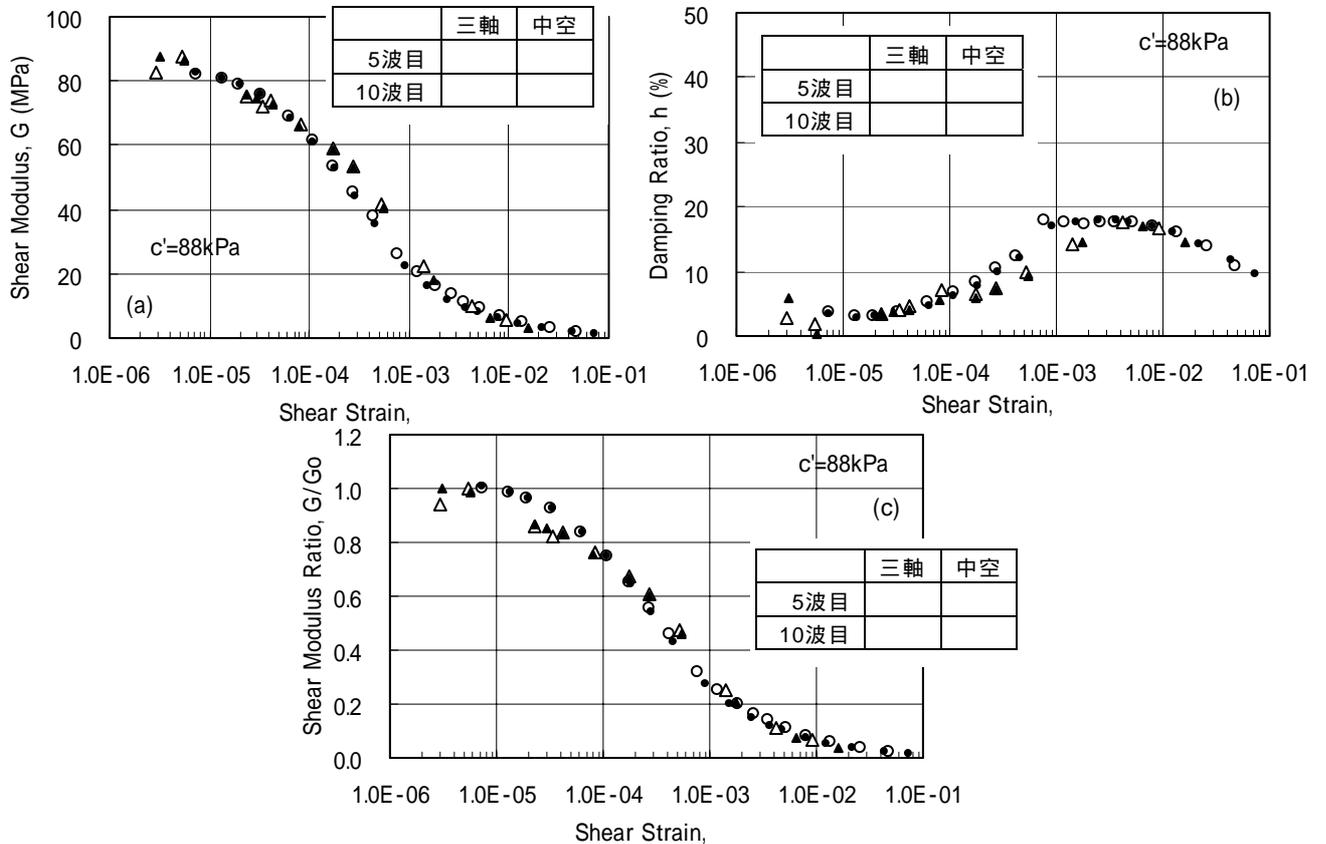


図 4.4.9 中空ねじり試験と三軸試験による繰返し変形特性の比較(不攪乱 ED 試料)

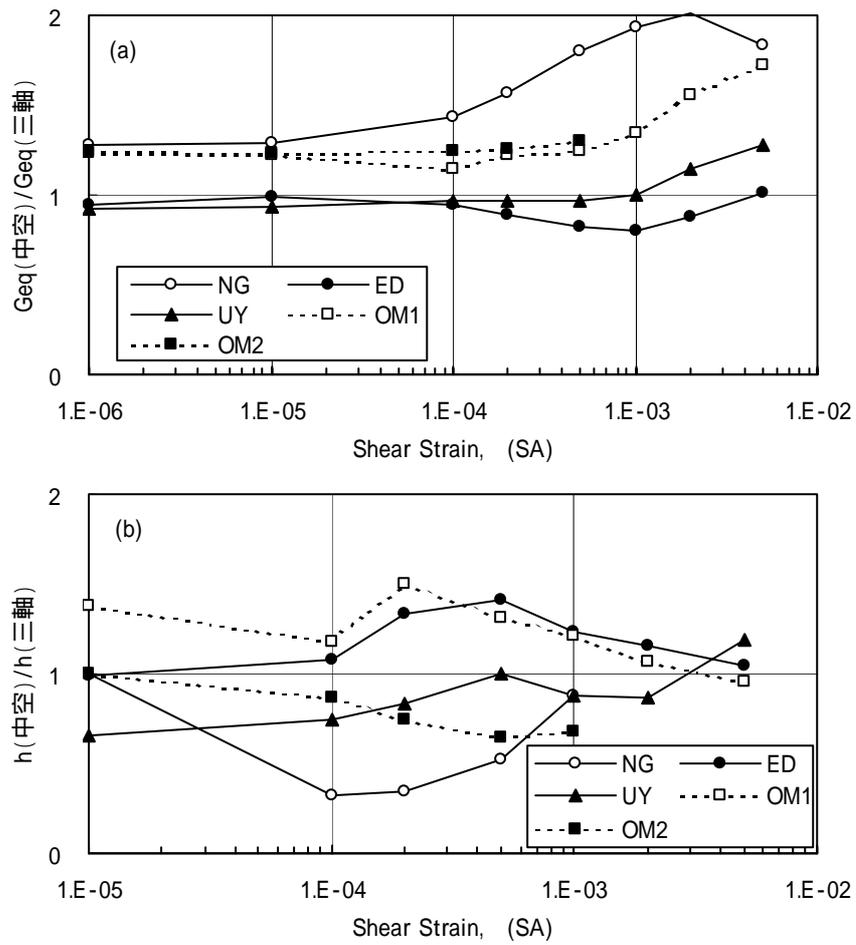


図 4.4.10 中空ねじり試験と三軸試験による G, h とひずみの関係(不攪乱砂)

4.5 不攪乱試料による繰返し変形特性

本節では粘性土、砂質土、礫質土を対象として行われた不攪乱試料の繰返し変形試験結果に基づき、土の種類や拘束圧に応じた最適な曲線を提案している。

4.5.1 不攪乱試料に基づく提案曲線

既往の研究から、変形特性は拘束圧の影響を受けることが知られているので、収集データを試験時の拘束圧によって分類し、それぞれの最適曲線を求めた。なお、図中には土木研究所による提案曲線(詳細は5章で解説)も示している。

(1) 粘性土

対象とした試験結果の範囲では沖積土と洪積土の差が認められなかったため、年代別による区別は行わず、拘束圧と塑性指数によって分類した。図4.5.1.1は拘束圧ごとに分類した試験結果とそれらから求めた $G/Go \sim$ 関係の提案曲線を示している。

減衰定数は拘束圧の影響や他の物理定数の影響が小さいと言われている。試験結果を拘束圧ごとに分類した $h \sim$ 関係は図4.5.1.2であるが、拘束圧による影響は小さい。そこで、拘束圧 50~300kPa の範囲と拘束圧 300kPa 以上 500kPa 未満での2段階の値を設定した。

表4.5.1.1、図4.5.1.3、4.5.1.4は本検討によって求めた提案曲線をまとめたものである。また、図4.5.1.5、4.5.1.6は提案曲線と全ての試験結果を比較したものである。

表 4.5.1.1 不攪乱試料に基づく提案曲線の $G/Go \sim$ 、 $h \sim$ 関係(粘性土)

粘性土	$c' = 100\text{kPa}$	$c' = 200\text{kPa}$	$c' = 100\text{kPa}$	$c' = 200\text{kPa}$	$c' = 300 \sim 500\text{kPa}$	$c' = 50 \sim 300\text{kPa}$	$c' = 300 \sim 500\text{kPa}$
	($I_p = 20 \sim 30$)	($I_p = 20 \sim 30$)	($I_p = 40 \sim 50$)	($I_p = 40 \sim 50$)	($I_p = 40 \sim 50$)		
	G/Go	G/Go	G/Go	G/Go	G/Go	h	h
1.00E-06	1	1	1	1	1	1.5	1.4
3.00E-06	1	1	1	1	1	1.7	1.4
1.00E-05	1	1	1	1	1	2	1.4
3.00E-05	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	2.2	1.7
1.00E-04	0.91	0.94	0.93	0.96	0.96	2.8	2.3
3.00E-04	0.76	0.82	0.82	0.86	0.88	4.5	3.6
1.00E-03	0.51	0.61	0.58	0.62	0.68	7.7	5.9
3.00E-03	0.29	0.38	0.36	0.38	0.46	11	9.3
1.00E-02	0.13	0.18	0.17	0.18	0.22	15	13.2
3.00E-02	0.07	0.08	0.09	0.1	0.11	17	15.3
1.00E-01	0.04	0.04	0.05	0.05	0.05	18	16.3

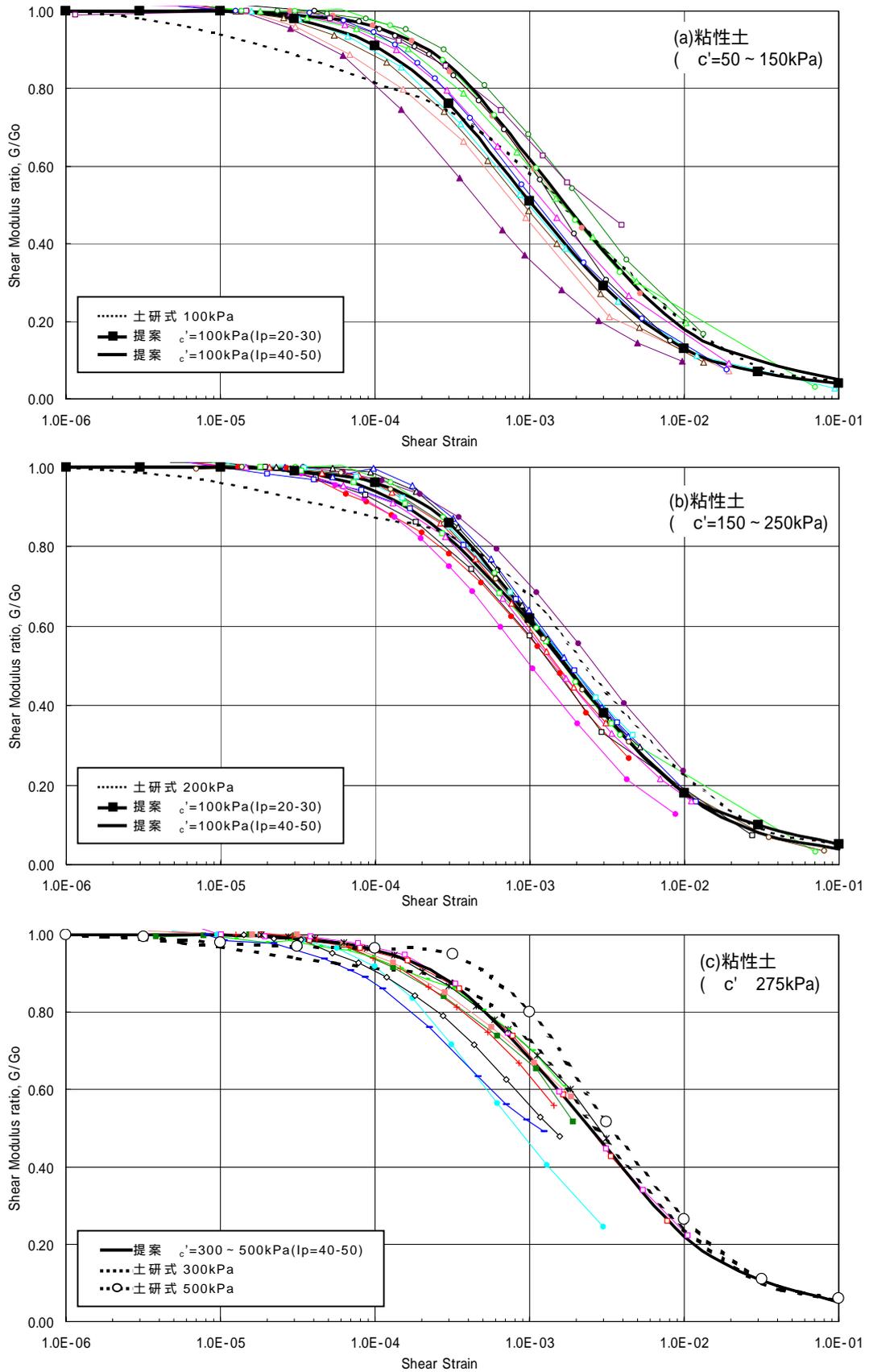


図 4.5.1.1 試験結果と提案曲線の $G/G_0 \sim$ 関係(粘性土)

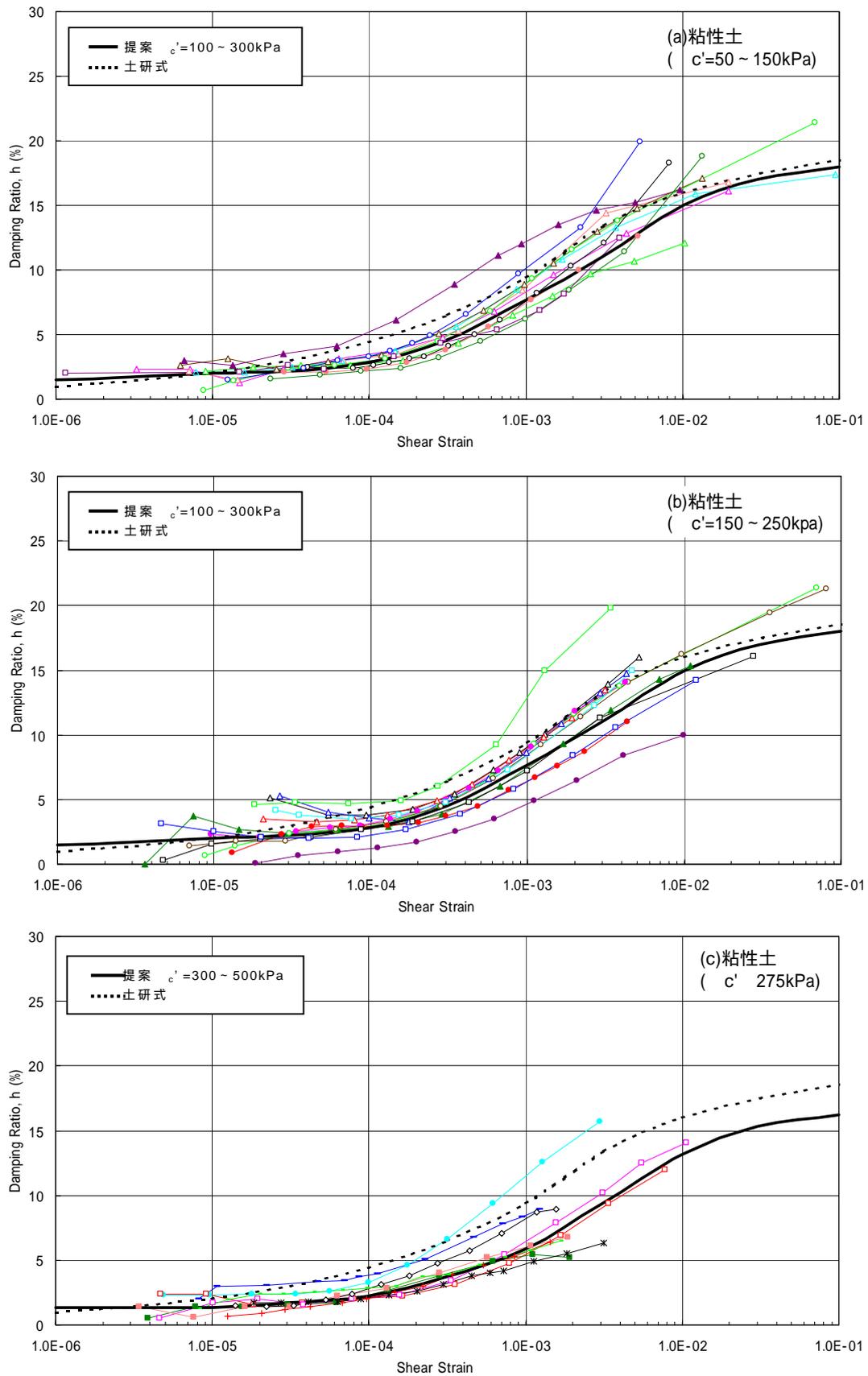


図 4.5.1.2 試験結果と提案曲線の $h \sim$ 関係(粘性土)

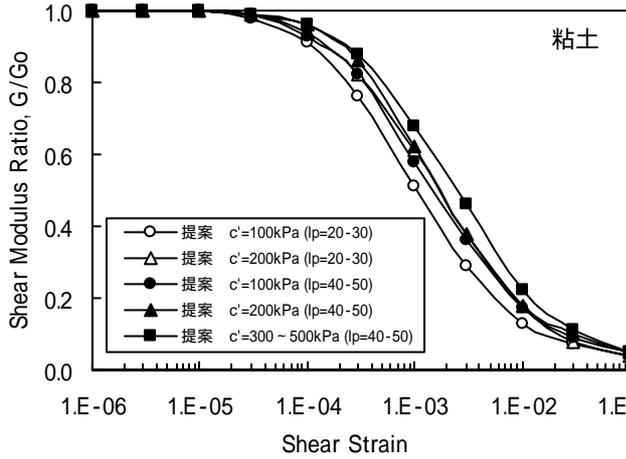


図 4.5.1.3 不攪乱試料に基づく提案曲線の $G/Go \sim$ 関係(粘性土)

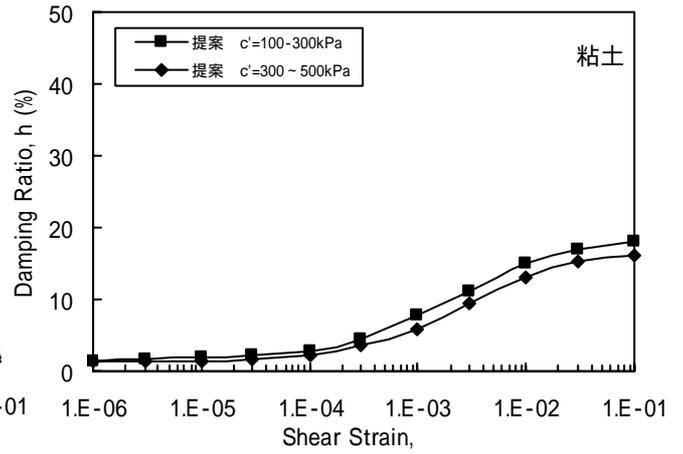


図 4.5.1.4 不攪乱試料に基づく提案曲線の $h \sim$ 関係(粘性土)

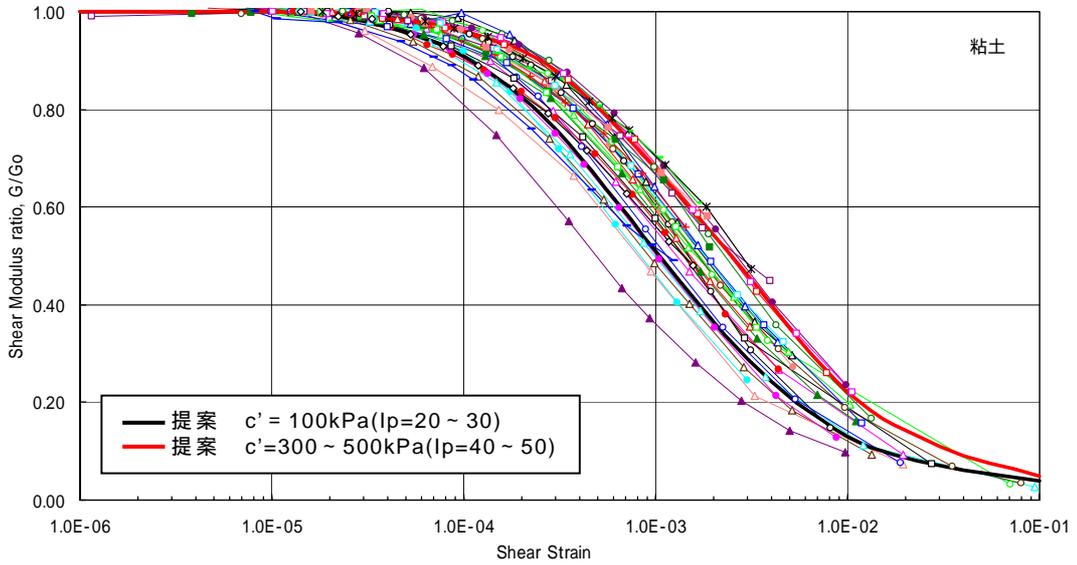


図 4.5.1.5 試験結果と提案曲線の比較($G/Go \sim$) (粘性土)

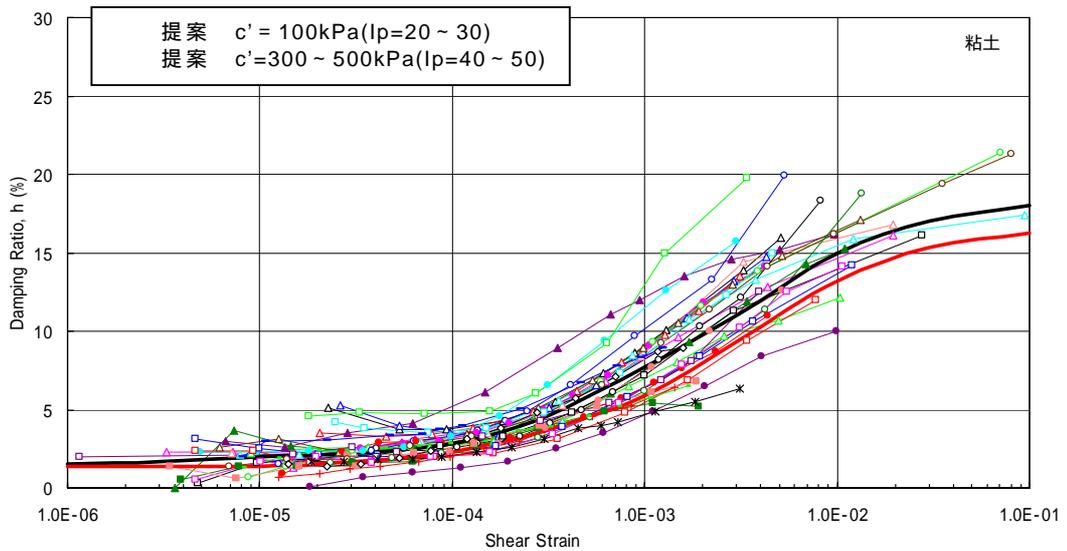


図 4.5.1.6 試験結果と提案曲線の比較($h \sim$) (粘性土)

(2) 砂質土

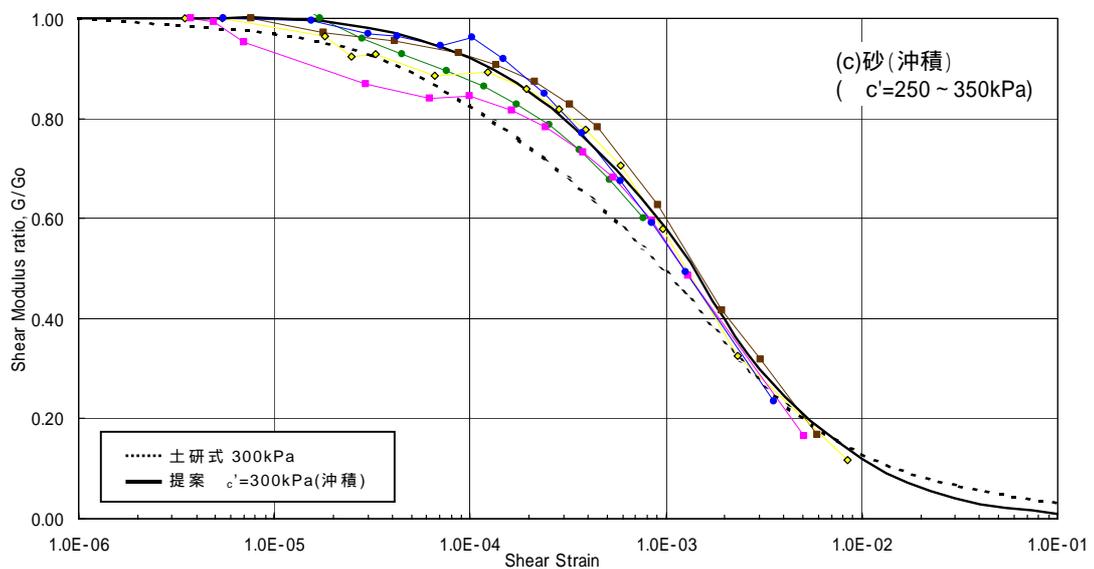
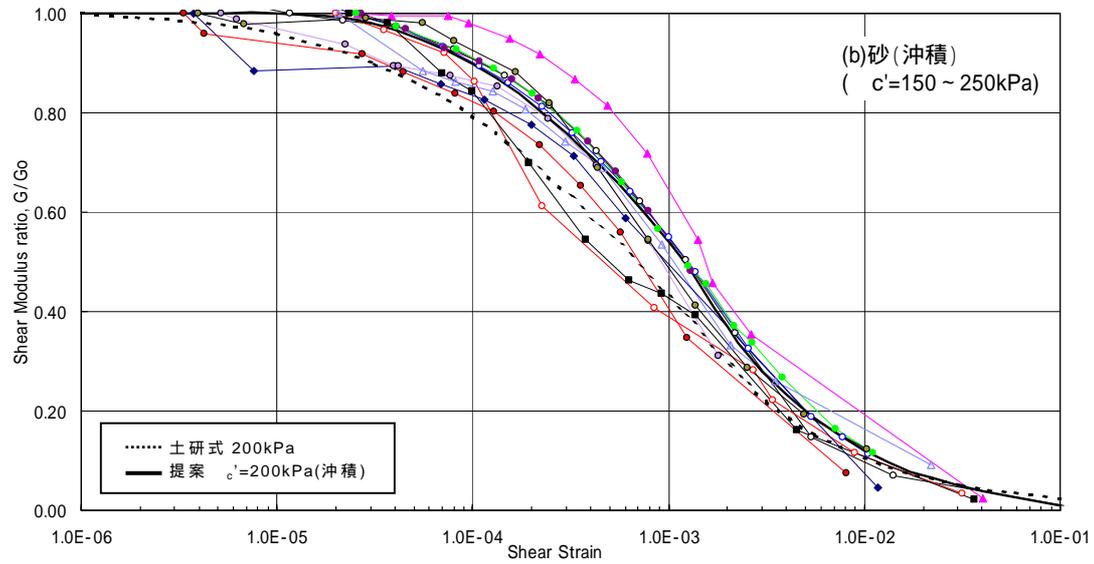
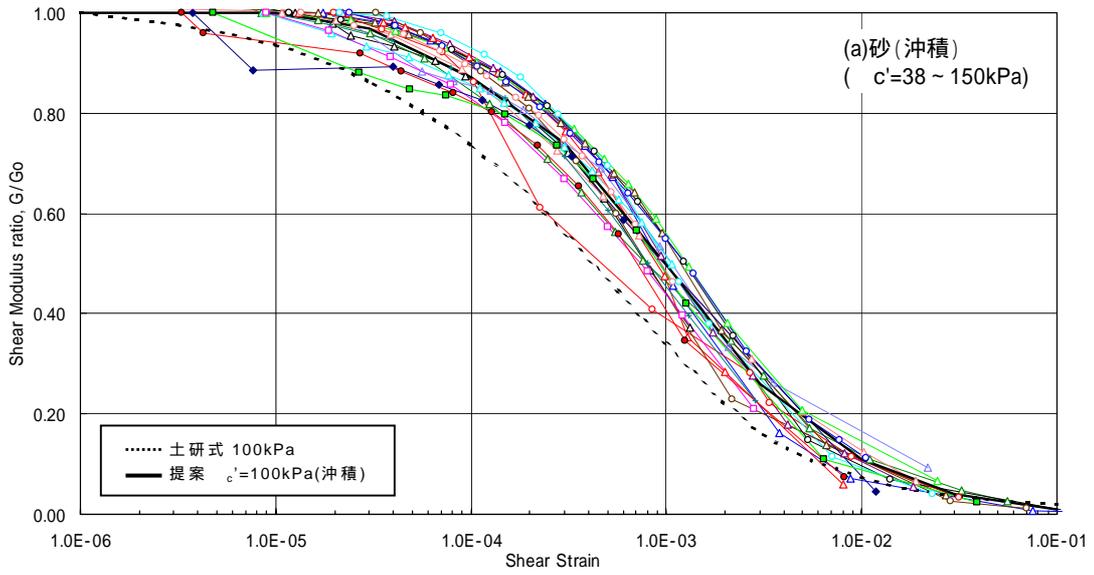
試験結果を年代別、拘束圧ごとに分類し、沖積砂は $c' = 100 \sim 300 \text{kPa}$ において $G/Go \sim$ 、 $h \sim$ 関係とも 3 段階の値を設定した。なお、沖積と埋め立てを同じグループとした。また、洪積土は 2 段階の値を設定した。図 4.5.1.7 は $G/Go \sim$ 関係を拘束圧ごとに分類した試験結果と提案曲線を示している。図 4.5.1.8 は沖積砂、洪積砂の $h \sim$ 関係を拘束圧ごとに分類した試験結果と提案曲線である。表 4.5.1.2、4.5.1.3、図 4.5.1.9 ~ 4.5.1.12 は、本検討によって求めた提案曲線をまとめたものである。また、図 4.5.1.13 ~ 4.5.1.16 は提案曲線と全ての試験結果を比較したものである。

表 4.5.1.2 不攪乱試料に基づく提案曲線の $G/Go \sim$ 、 $h \sim$ 関係(沖積砂)

沖積砂	$c' = 100 \text{kPa}$	$c' = 200 \text{kPa}$	$c' = 300 \text{kPa}$	$c' = 100 \text{kPa}$	$c' = 200 \text{kPa}$	$c' = 300 \text{kPa}$
	G/Go	G/Go	G/Go	h	h	h
1.00E-06	1	1	1			
3.00E-06	1	1	1	0.6	0.5	0.4
1.00E-05	1	1	1	1.2	1.1	1
3.00E-05	0.97	0.98	0.98	1.7	1.5	1.3
1.00E-04	0.87	0.9	0.92	2.8	2.5	2.5
3.00E-04	0.74	0.76	0.8	5.2	4.5	4
1.00E-03	0.5	0.54	0.58	10	9	8
3.00E-03	0.26	0.28	0.3	16.5	15	14.5
1.00E-02	0.11	0.12	0.12	21	20	19
3.00E-02	0.04	0.05	0.04	23.5	23	22.5
1.00E-01	0.01	0.01	0.01	24.5	24.5	24

表 4.5.1.3 不攪乱試料に基づく提案曲線の $G/Go \sim$ 、 $h \sim$ 関係(洪積砂)

洪積砂	$c' = 150 \text{kPa}$	$c' = 600 \text{kPa}$	$c' = 150 \text{kPa}$	$c' = 600 \text{kPa}$
	G/Go	G/Go	h	h
1.00E-06	1	1	1	1
3.00E-06	1	1	1	1
1.00E-05	0.99	1	1.5	1.2
3.00E-05	0.94	0.995	2.5	1.5
1.00E-04	0.82	0.95	4	2.3
3.00E-04	0.66	0.85	6.5	4.1
1.00E-03	0.42	0.65	11.5	8.5
3.00E-03	0.19	0.36	17.5	15.6
1.00E-02	0.08	0.12	22	21.5
3.00E-02	0.04	0.05	24	23.1
1.00E-01	0.01	0.02	25	24.5



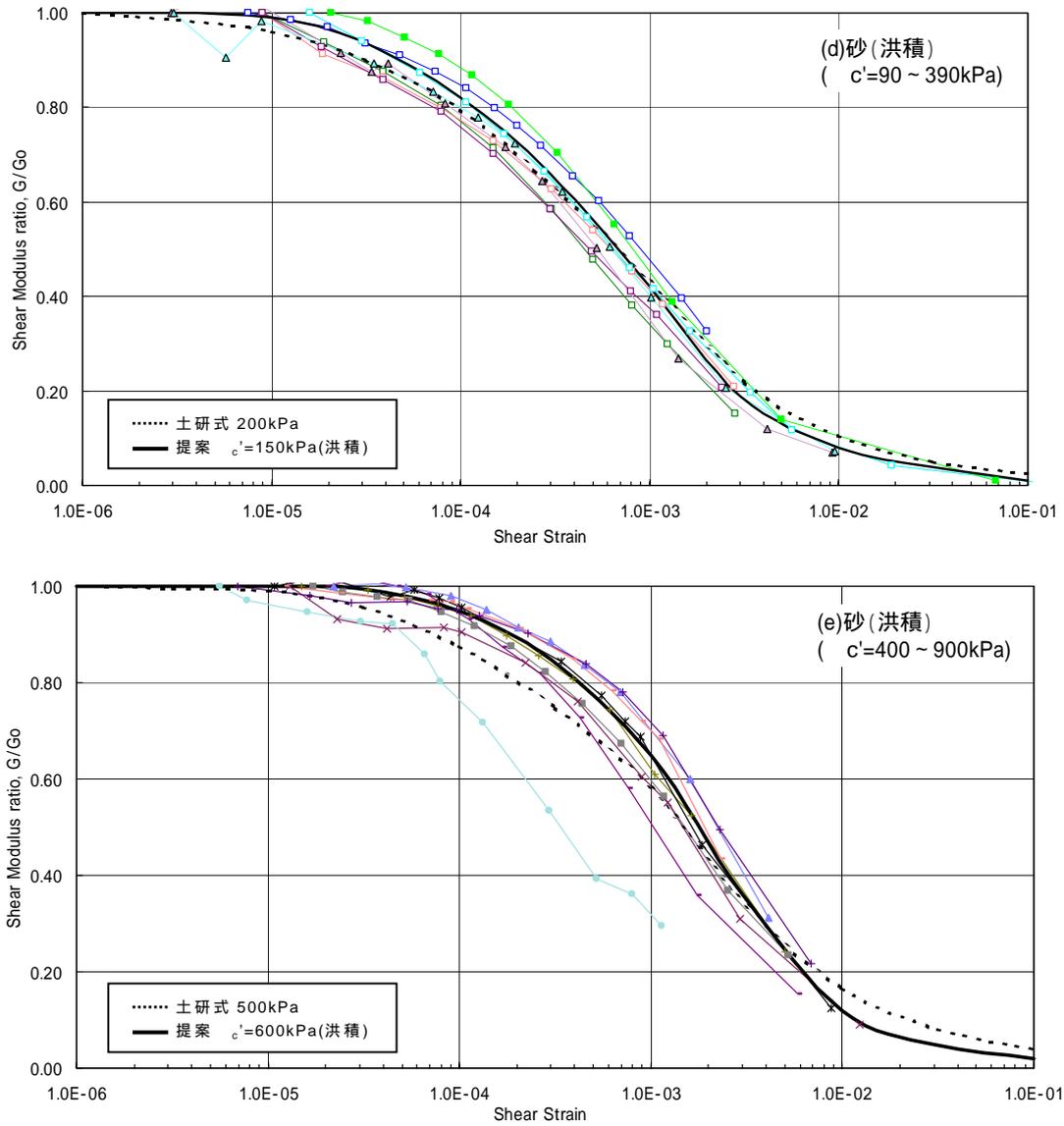
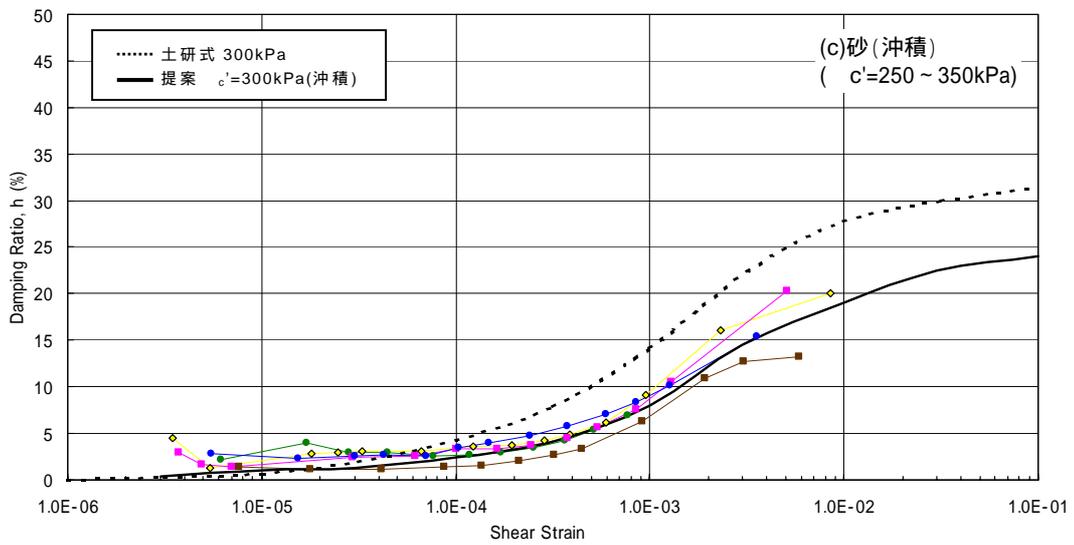
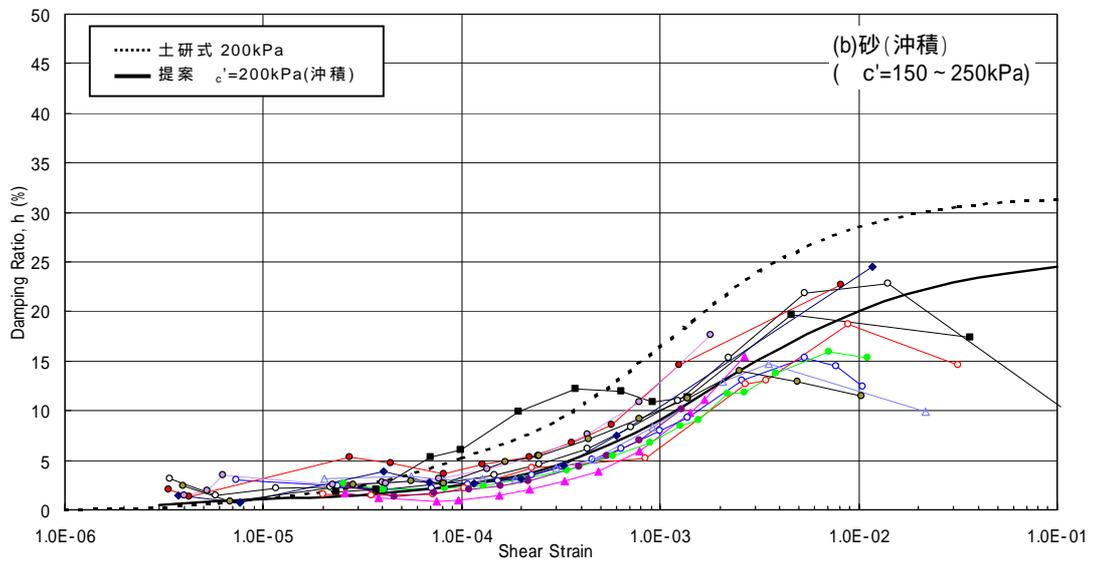
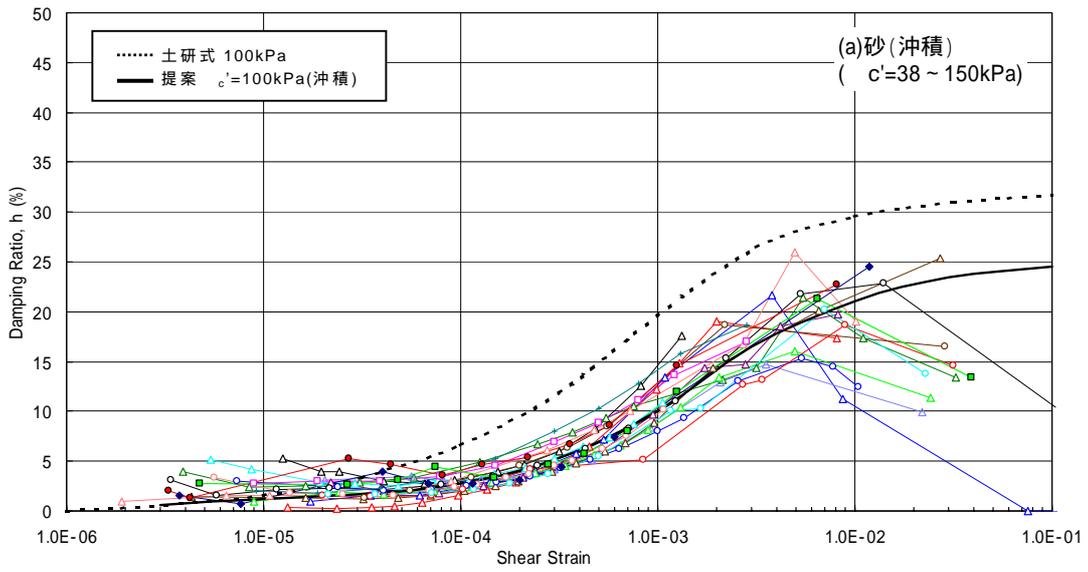


図 4.5.1.7 試験結果と提案曲線の比較($G/G_0 \sim$) (砂質土)



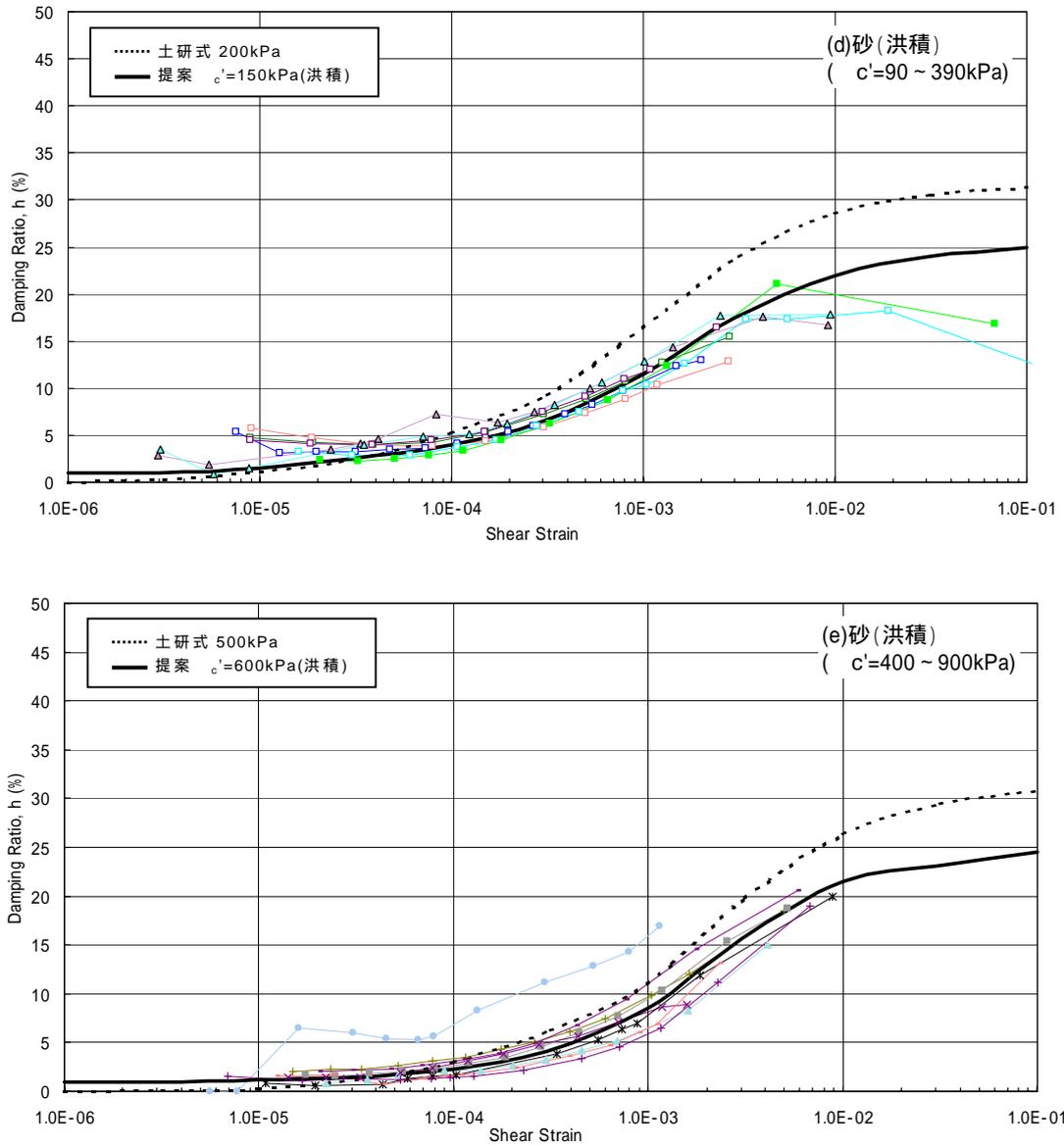


図 4.5.1.8 試験結果と提案曲線の比較(h ~) (砂質土)

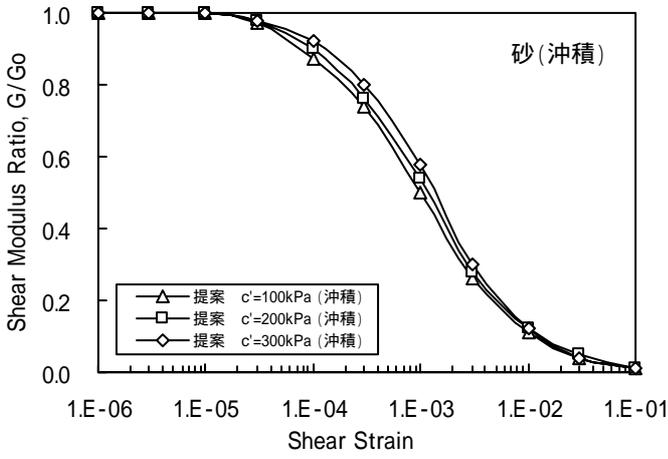


図 4.5.1.9 不攪乱試料に基づく提案曲線の $G/G_0 \sim$ 関係(沖積砂)

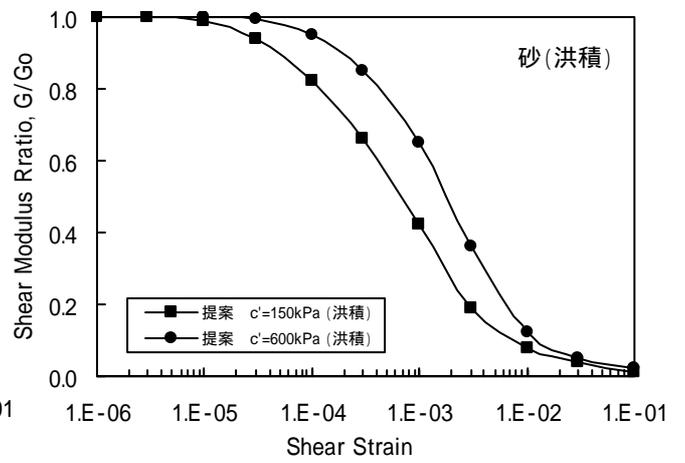


図 4.5.1.10 不攪乱試料に基づく提案曲線の $G/G_0 \sim$ 関係(洪積砂)

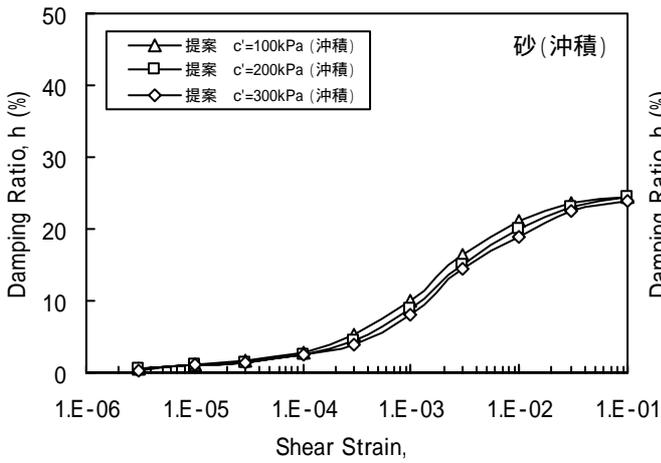


図 4.5.1.11 不攪乱試料に基づく提案曲線の $h \sim$ 関係(沖積砂)

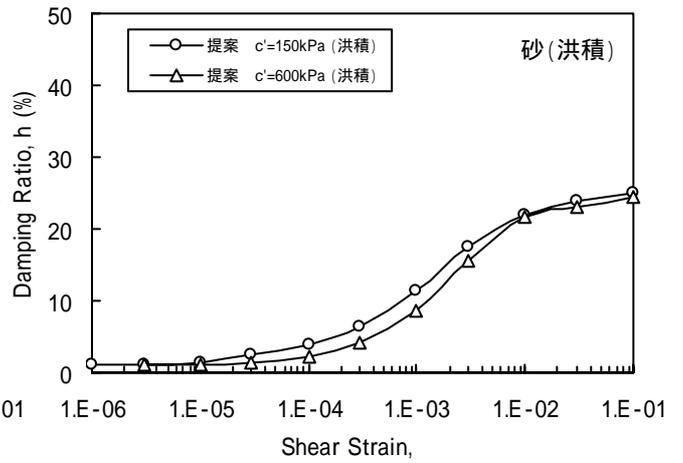


図 4.5.1.12 不攪乱試料に基づく提案曲線の $h \sim$ 関係(洪積砂)

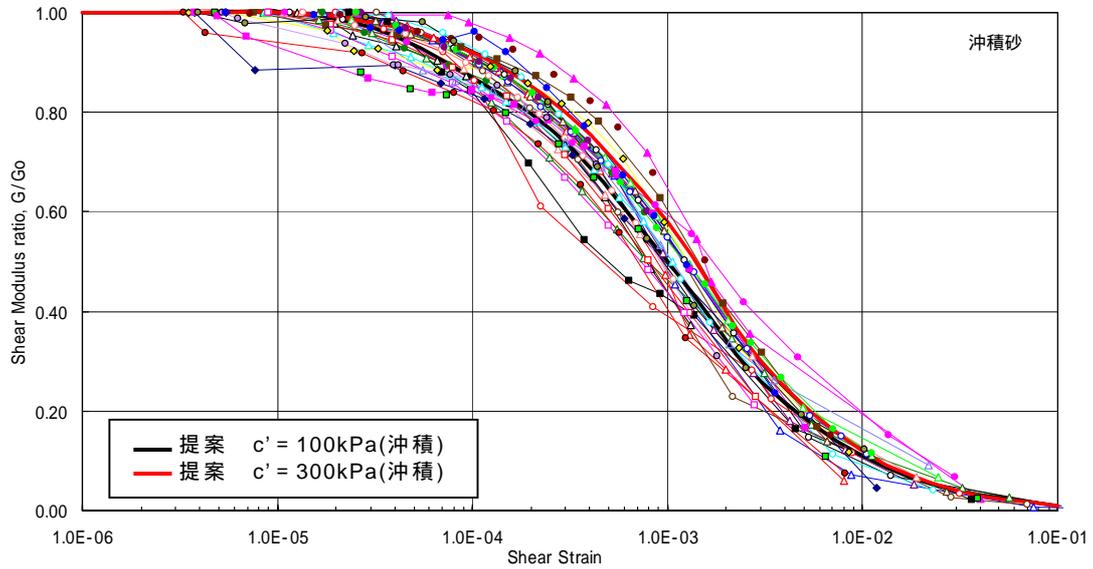


図 4.5.1.13 試験結果と提案曲線の比較 ($G/G_0 \sim$)(沖積砂)

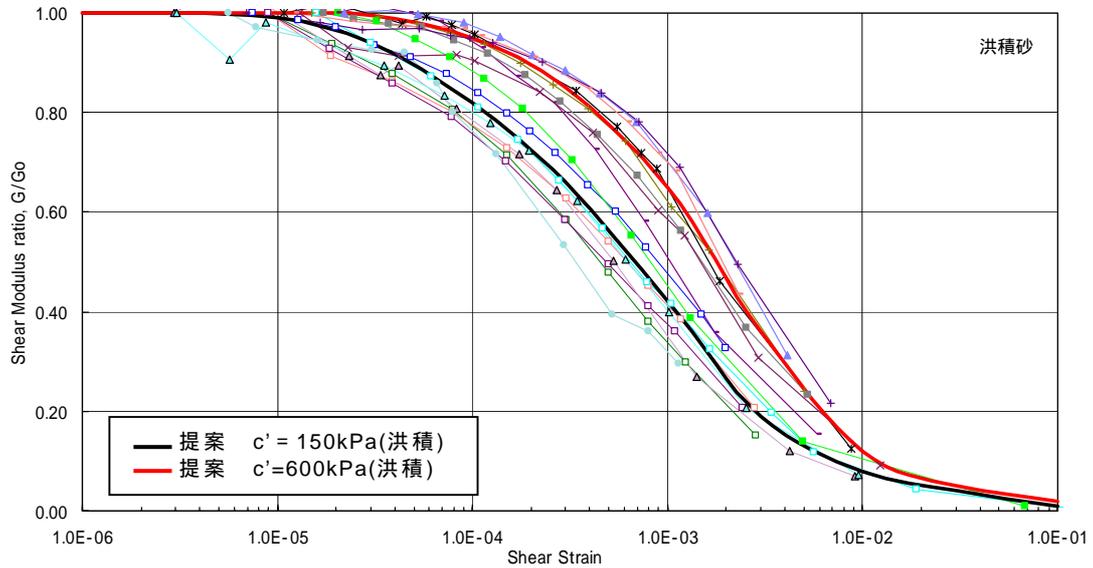


図 4.5.1.14 試験結果と提案曲線の比較 ($G/G_0 \sim$)(洪積砂)

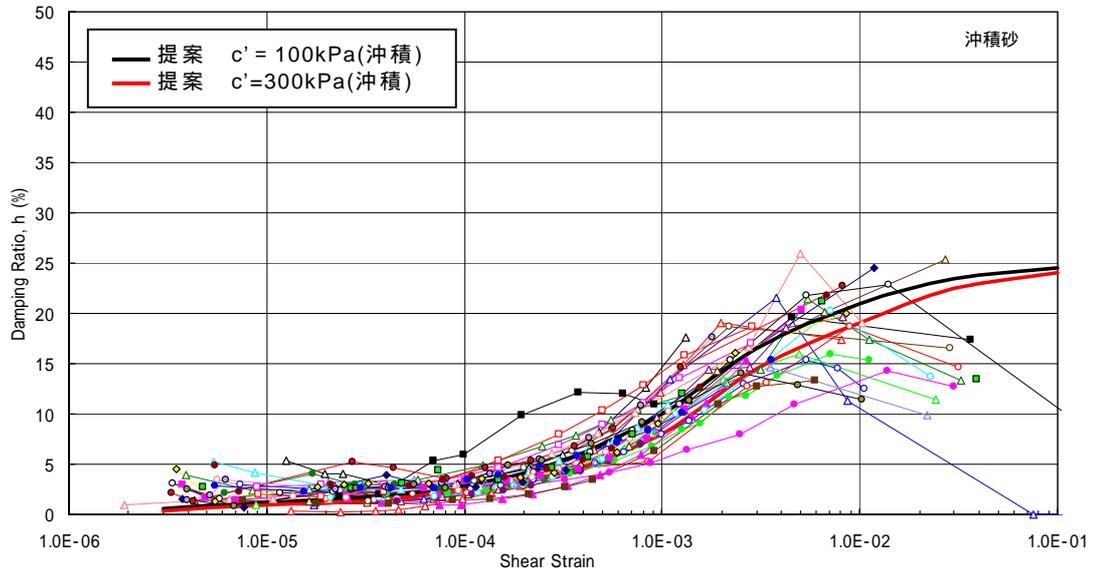


図 4.5.1.15 試験結果と提案曲線の比較(h ~) (沖積砂)

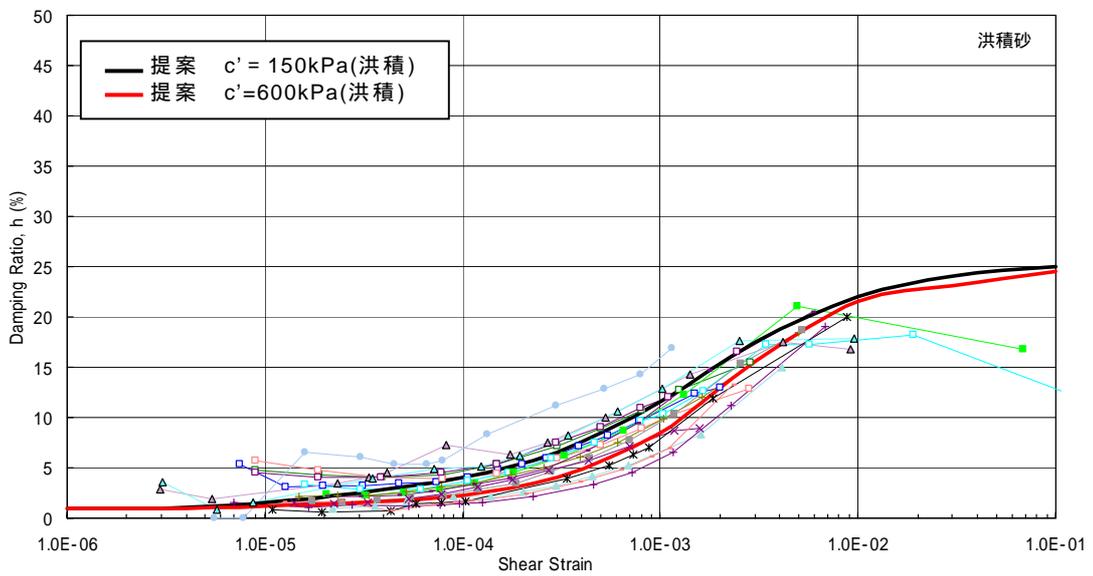


図 4.5.1.16 試験結果と提案曲線の比較(h ~) (洪積砂)

(3) 礫質土

図 4.5.1.17、4.5.1.18 は対象とした試験結果を拘束圧ごとに分類した図を示しているが、試験結果のバラツキが大きく、拘束圧ごとに分類しても連続的な関係が得られないと判断し、 $G/Go \sim$ 、 $h \sim$ 関係とも提案曲線は拘束圧 100 ~ 300kPa の範囲で1本の線とした。また、データが少ないため年代別の区分けも行わなかった。

表 4.5.1.4、図 4.5.1.19、4.5.1.20 は本検討によって求めた提案曲線を示している。また、図 4.5.1.21、4.5.1.22 は提案曲線と全ての試験結果を比較したものである。

表 4.5.1.4 不攪乱試料に基づく提案曲線の $G/Go \sim$ 、 $h \sim$ 関係(礫)

礫質土	$\sigma'_c=100-300\text{kPa}$	
	G/Go	h
1.00E-06	1.00	0.6
3.00E-06	1.00	0.7
1.00E-05	0.98	0.8
3.00E-05	0.94	1.5
1.00E-04	0.81	3
3.00E-04	0.62	5.5
1.00E-03	0.35	9.5
3.00E-03	0.16	12.5
1.00E-02	0.07	14
3.00E-02	0.04	14.5
1.00E-01	0.02	15

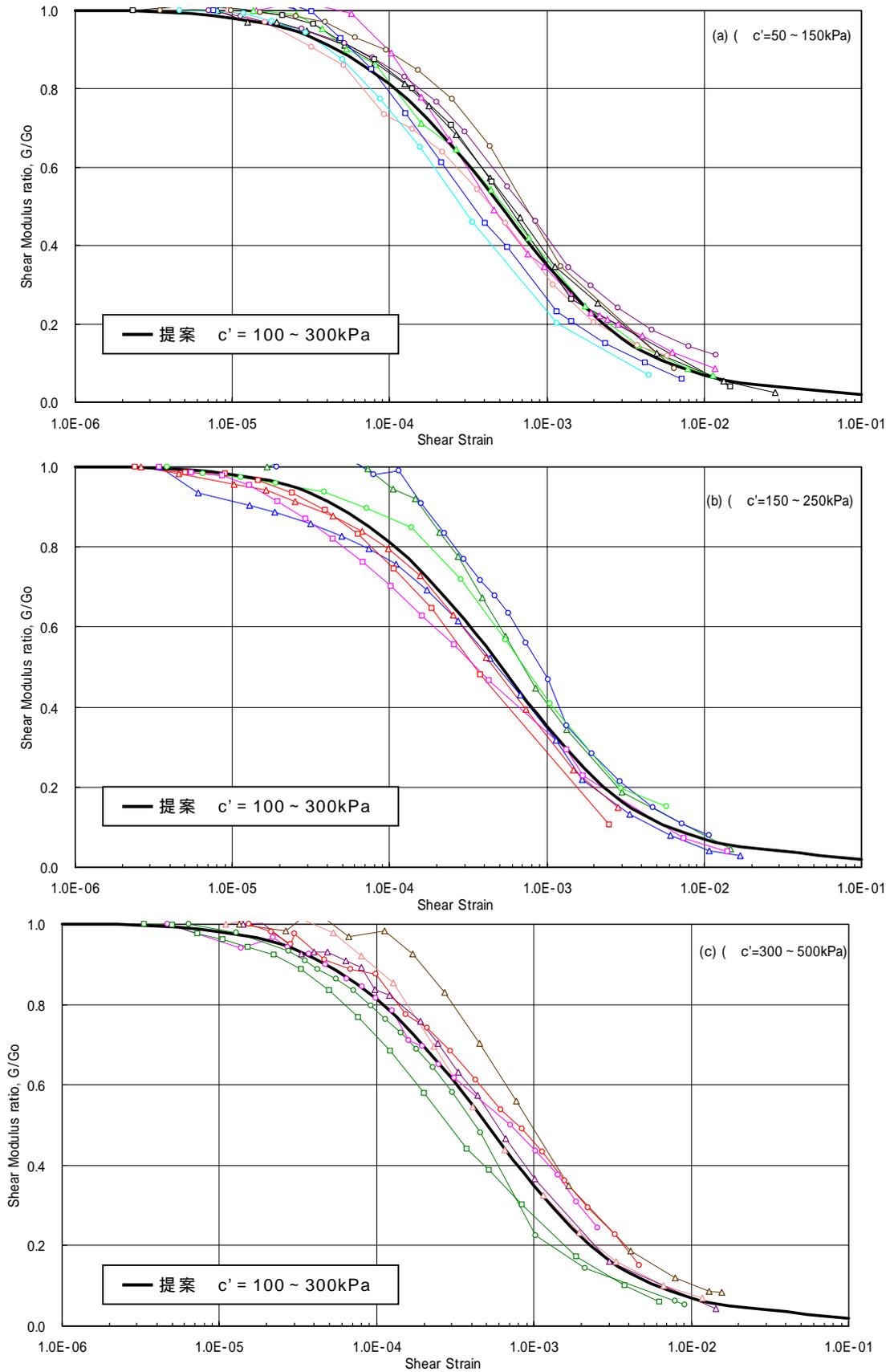


図 4.5.1.17 試験結果と提案曲線の比較($G/G_0 \sim$) (礫)

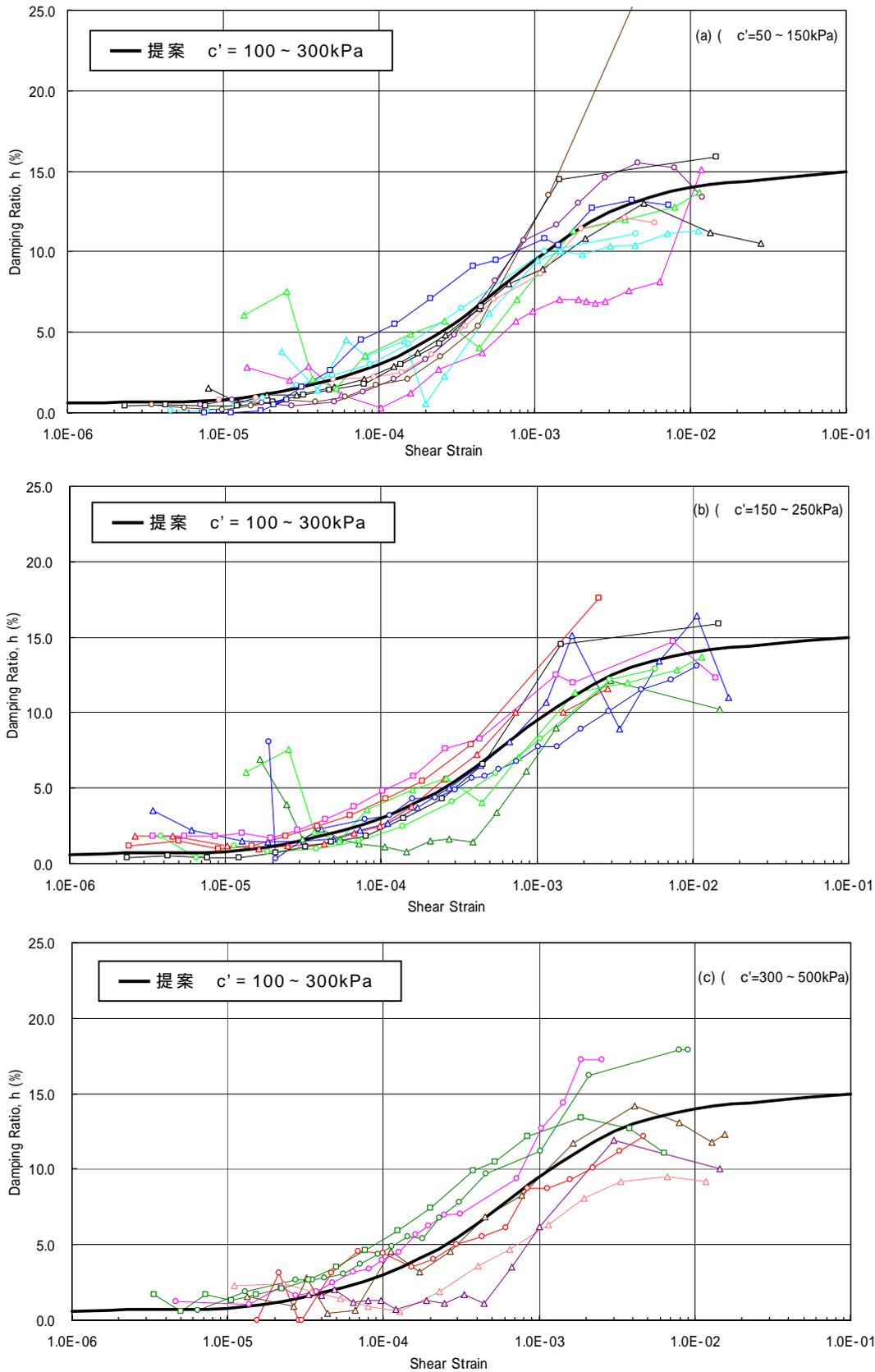


図 4.5.1.18 試験結果と提案曲線の比較(h ~) (礫)

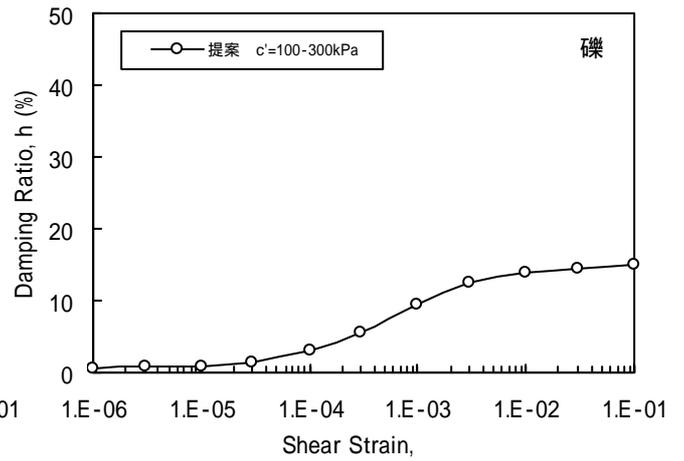
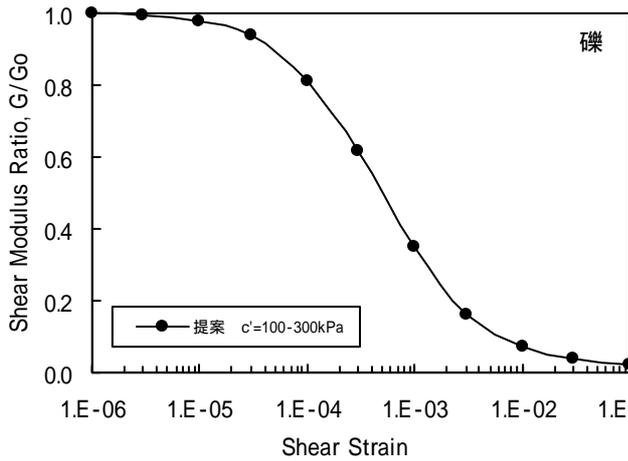


図 4.5.1.19 不攪乱試料に基づく提案曲線の $G/Go \sim$ 関係(礫)

図 4.5.1.20 不攪乱試料に基づく提案曲線の $h \sim$ 関係(礫)

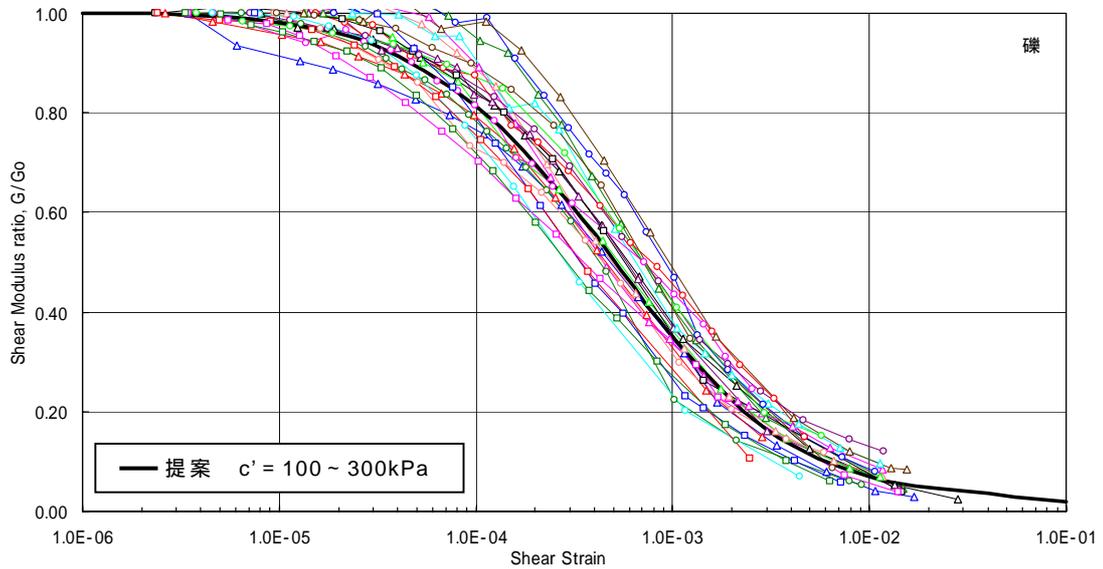


図 4.5.1.21 試験結果と提案曲線の比較($G/Go \sim$)(礫)

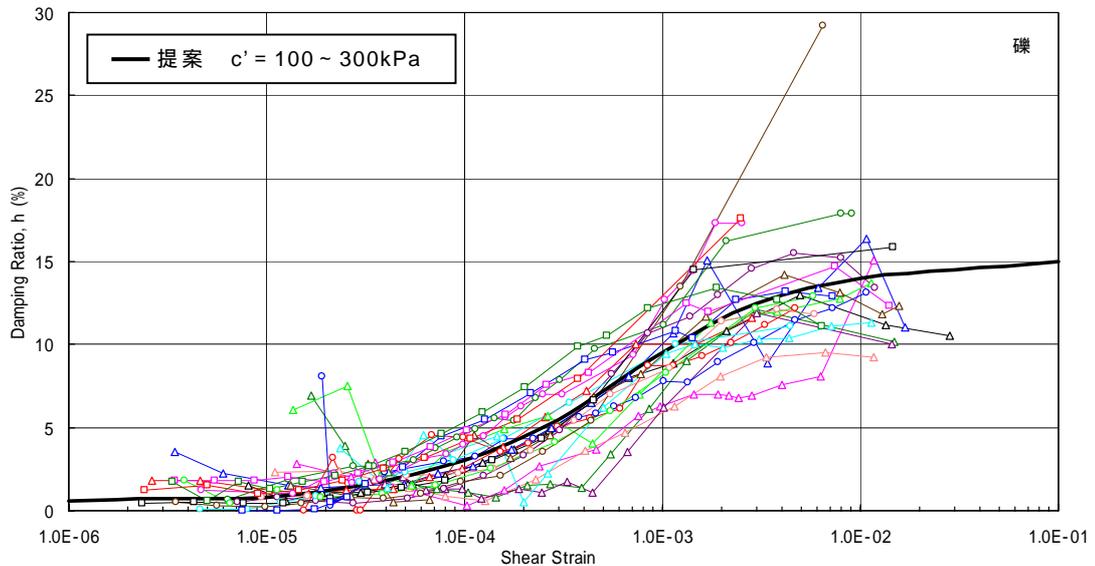


図 4.5.1.22 試験結果と提案曲線の比較($h \sim$)(礫)

(4) 提案曲線同士の比較

図 4.5.1.23 は、粘土、砂(沖積砂)、礫の提案曲線のうち、拘束圧の最も大きいところと小さいところの曲線を重ね書きしたものである。同じひずみレベルにおける G/G_0 は粘土 > 沖積砂 > 礫の順になっており、再調整試料に基づく既往の結果と同じ結果となっている。

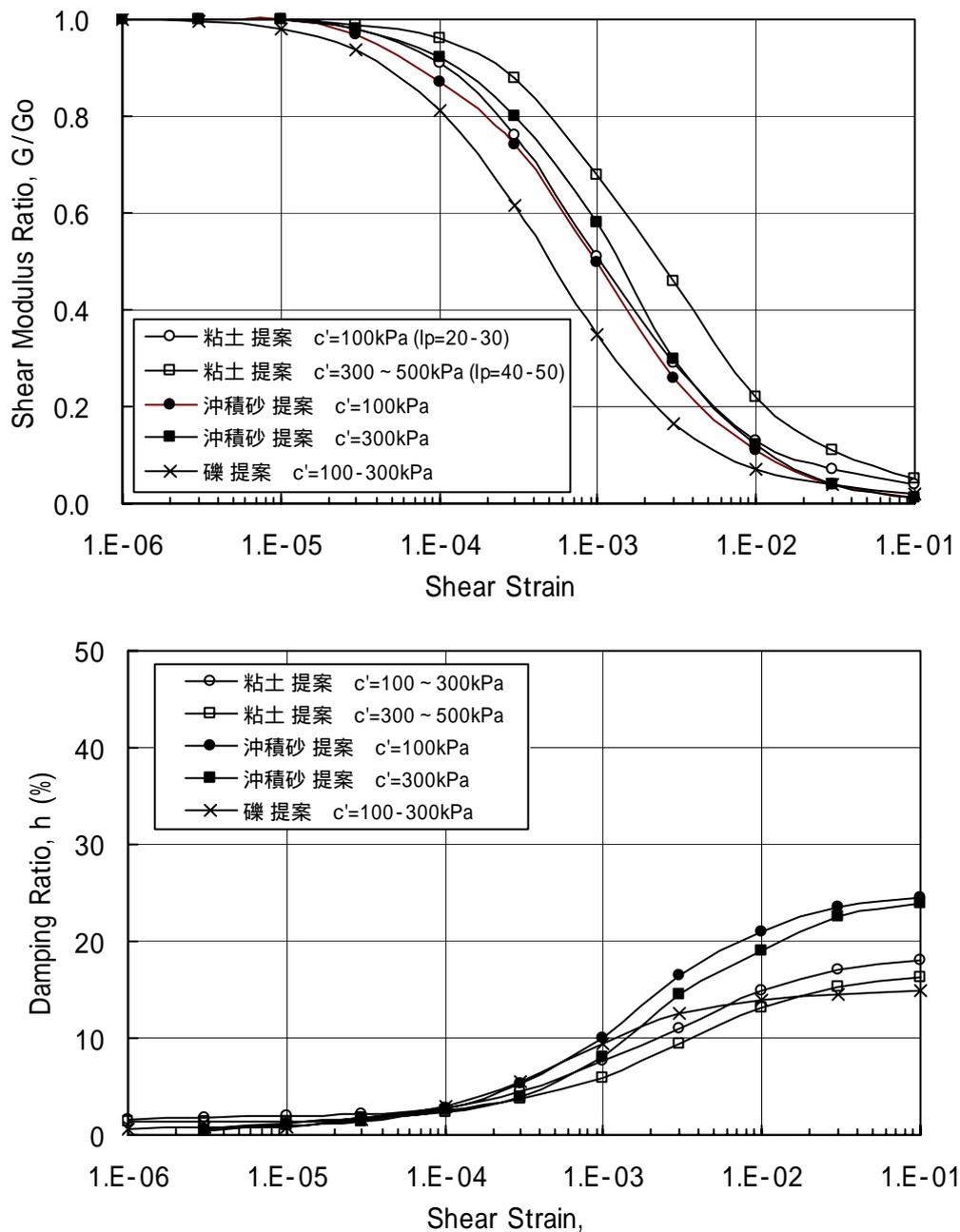


図 4.5.1.23 提案曲線の比較 (G/G_0 ~ 、 h ~)

4.5.2 提案曲線と既往の経験式との比較

本検討で得られた提案曲線を港湾の方法(1989)、土木研究所の方法(1982)、今津・福武の方法(1986)と比較した。それぞれの経験式の概要は5章に示している。

(1) 港湾の方法との比較

港湾の方法(以下、港湾式と略す)は主として粘性土を対象としているが、提案式の内、塑性指数の小さい曲線は砂に適用できると記述されているので、粘性土と砂について港湾式と提案曲線を比較した。図4.5.2.1~4.5.2.4は拘束圧100kPaにおける G/Go 、 h 関係を比較したものである。粘性土の G/Go 関係は港湾式と提案曲線がほぼ対応しているが、砂質土については港湾式が提案曲線に比べて同じひずみレベルで小さな剛性値を与えることがわかる。一方、減衰定数は粘性土においてひずみレベルの大きなところで港湾式が提案曲線に比べてかなり大きな減衰定数を与えている。

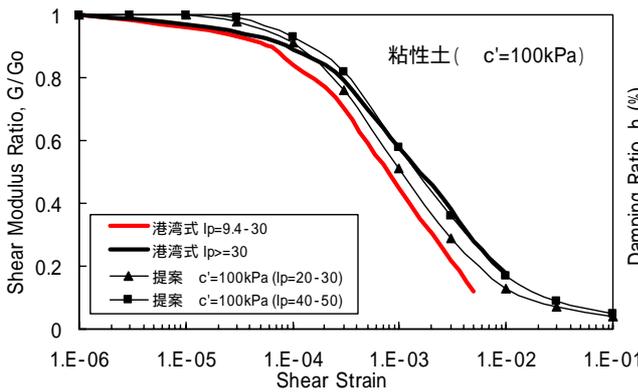


図 4.5.2.1 港湾式と提案曲線の比較 ($G/Go \sim$) (粘性土)

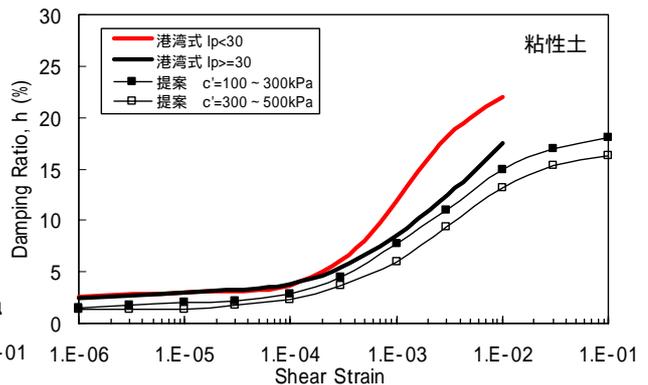


図 4.5.2.2 港湾式と提案曲線の比較 ($h \sim$) (粘性土)

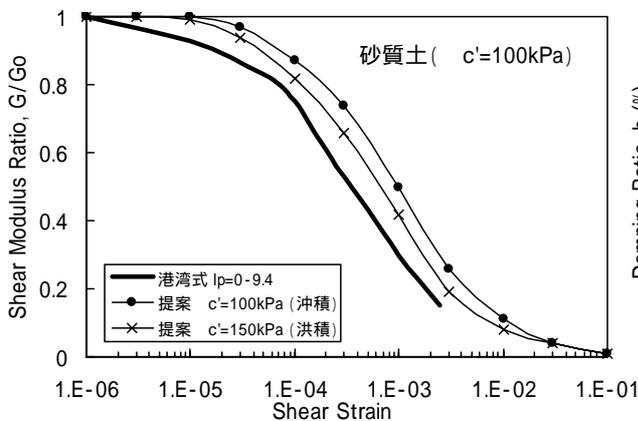


図 4.5.2.3 港湾式と提案曲線の比較 ($G/Go \sim$) (砂質土)

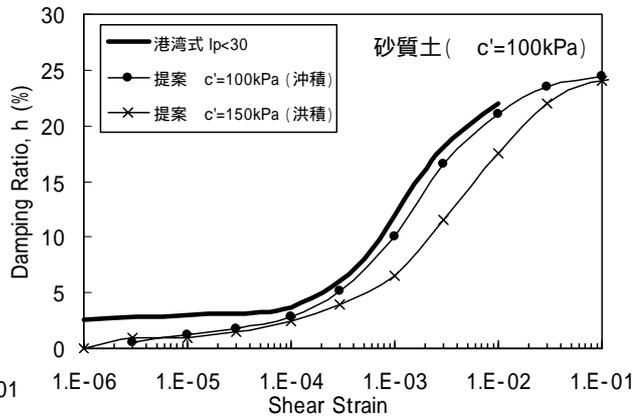


図 4.5.2.4 港湾式と提案曲線の比較 ($h \sim$) (砂質土)

(2) 土木研究所の方法との比較

土木研究所の方法(以下、土研式と略す)は砂質土、粘性土について提案されている。図 4.5.2.5, 4.5.2.6 は粘性土の $G/G_0 \sim$ 、 $h \sim$ 関係を土研式と提案式で比較したものである。ひずみの小さいところでは土研式が提案式に比べてやや小さい値を与えるが、全体的に両者は対応していると考えられる。また、減衰定数についても土研式と提案式の差は小さい。

一方、図 4.5.2.7 ~ 4.5.2.10 は砂質土の $G/G_0 \sim$ 、 $h \sim$ 関係である。沖積砂における土研式の剛性値はすべてのひずみレベルで提案式より小さくなっている。また、減衰について土研式と提案式の差は大きく、10%付近のひずみでは減衰定数は 10%程の差になっている。一方、洪積砂の $G/G_0 \sim$ における土研式と提案式の差は小さい。ただし、減衰定数はひずみの大きいところで土研式と提案式の間にかなり差が認められる。

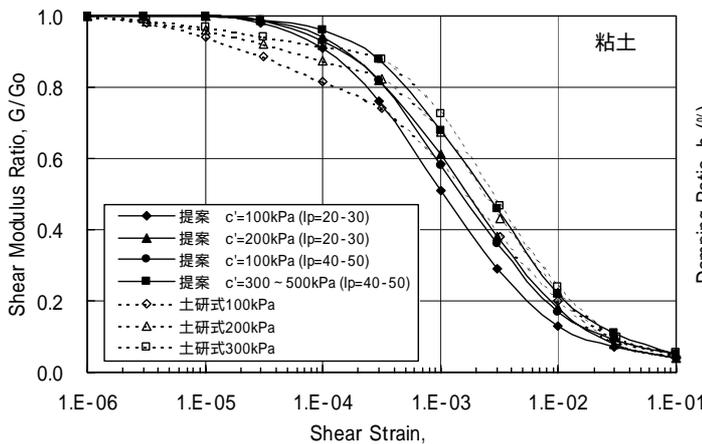


図 4.5.2.5 土研式と提案曲線の比較 ($G/G_0 \sim$) (粘性土)

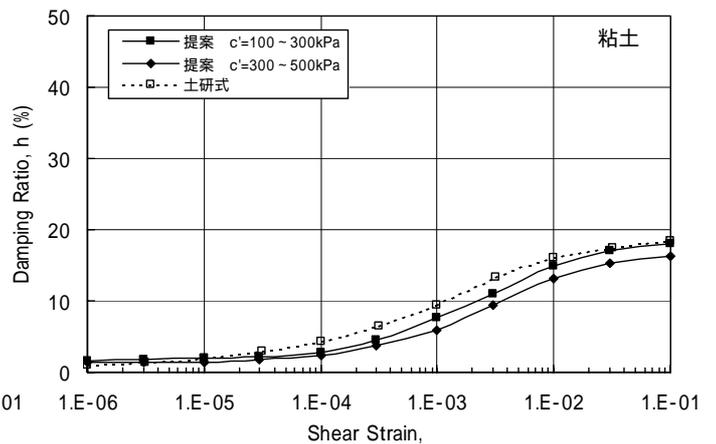


図 4.5.2.6 土研式と提案曲線の比較 ($h \sim$) (粘性土)

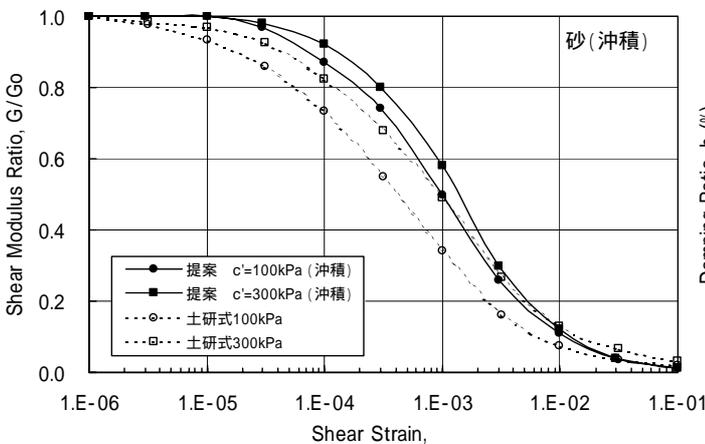


図 4.5.2.7 土研式と提案曲線の比較 ($G/G_0 \sim$) (沖積砂)

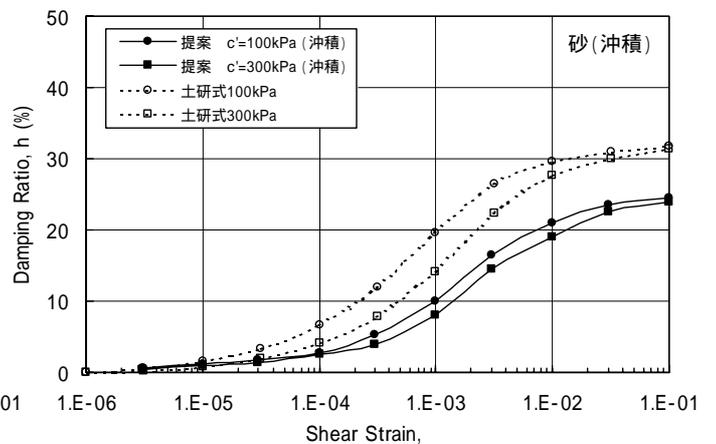


図 4.5.2.8 土研式と提案曲線の比較 ($h \sim$) (沖積砂)

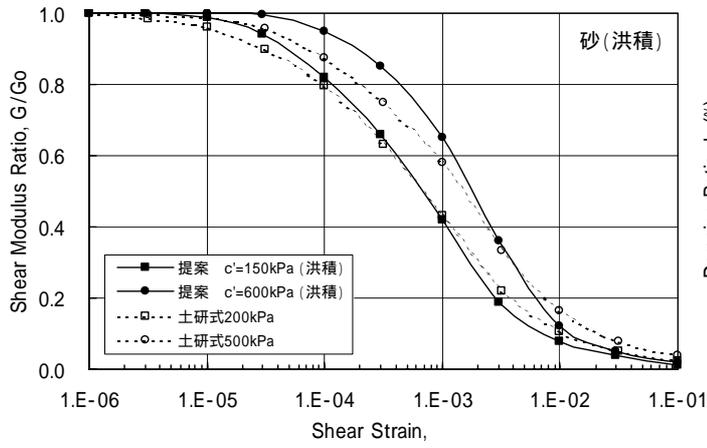


図 4.5.2.9 土研式と提案曲線の比較
($G/G_0 \sim$)(洪積砂)

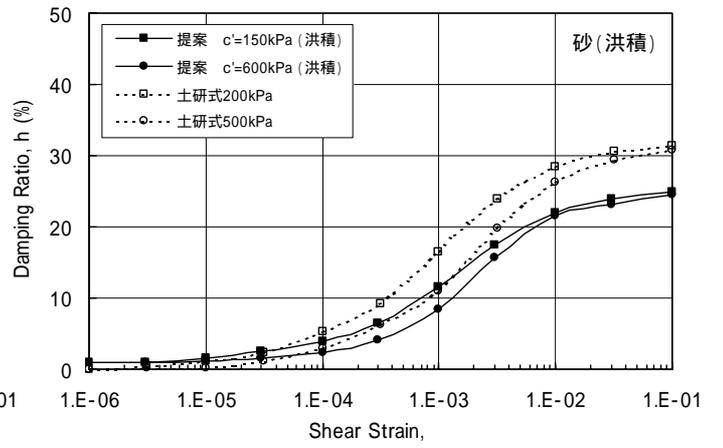


図 4.5.2.10 土研式と提案曲線の比較
($h \sim$)(洪積砂)

(3) 今津・福武の方法との比較

今津・福武(1986)は、粘土、砂、礫についてデータベースに基づく非線形特性の範囲を提案している。図 4.5.2.11 および図 4.5.2.12 は提案曲線と今津・福武の範囲を比較したものである。 $G/Go \sim$ 関係はいずれの土に対しても今津・福武の範囲とほぼ対応している。また、 $h \sim$ 関係は粘性土では両者がよく対応しているものの、砂および礫に関してはひずみの大きいところで今津・福武の範囲より提案曲線の減衰が小さくなっている。これは、今津・福武が収集したデータにおいて 0.1%以上のひずみにおける試験結果が少ない上にばらつきがかなり大きいことが考えられる。そのことを考慮すれば、 $h \sim$ 関係に関しても提案曲線と今津・福武の範囲は対応していると言える。

以上の結果より、不攪乱試料に基づく提案曲線は $G/Go \sim$ 関係および $h \sim$ 関係として表せば、再調整試料に基づく既往の経験式とほぼ同等であることが明らかとなった。

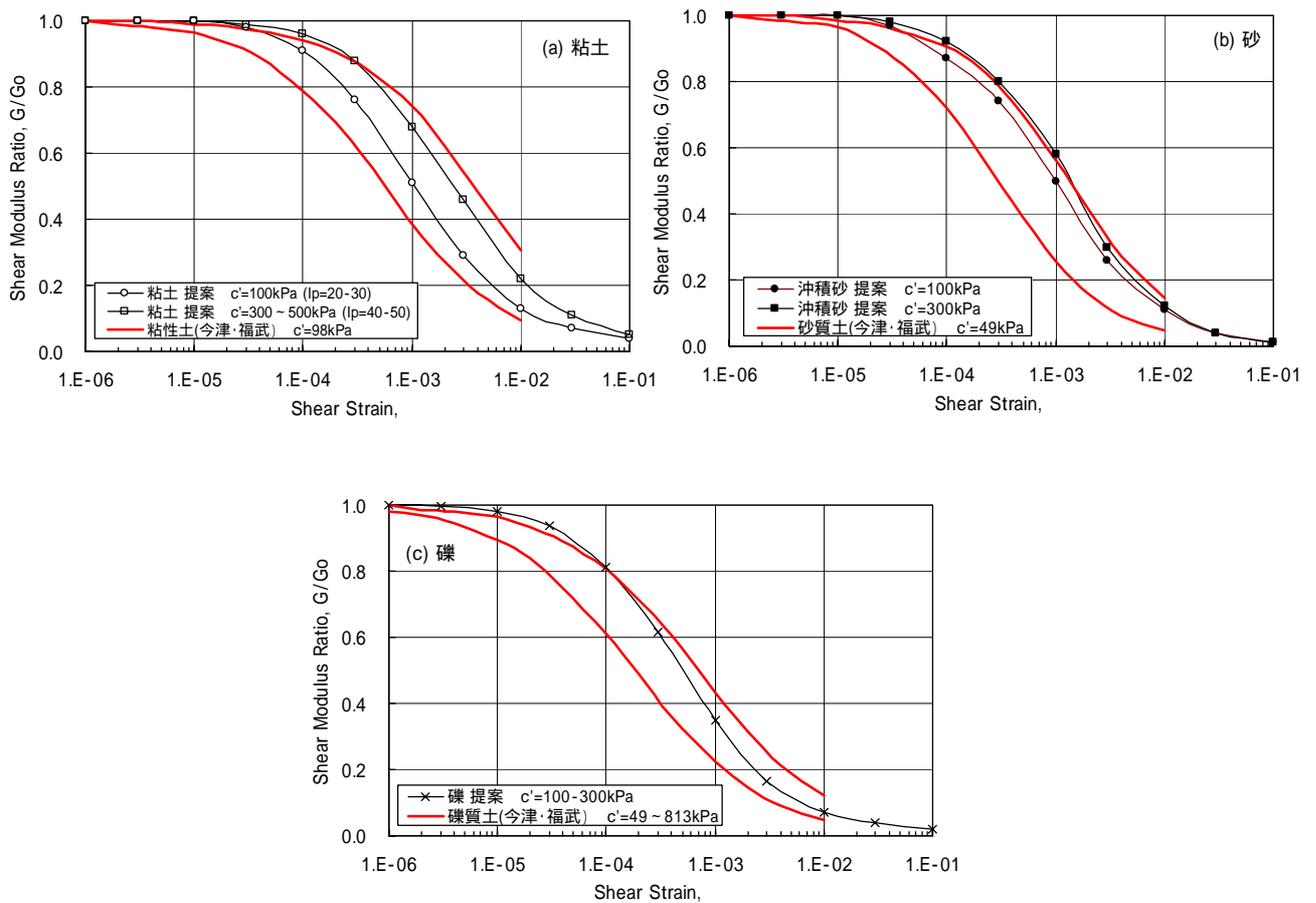


図 4.5.2.11 今津・福武の範囲と提案曲線の比較($G/Go \sim$)

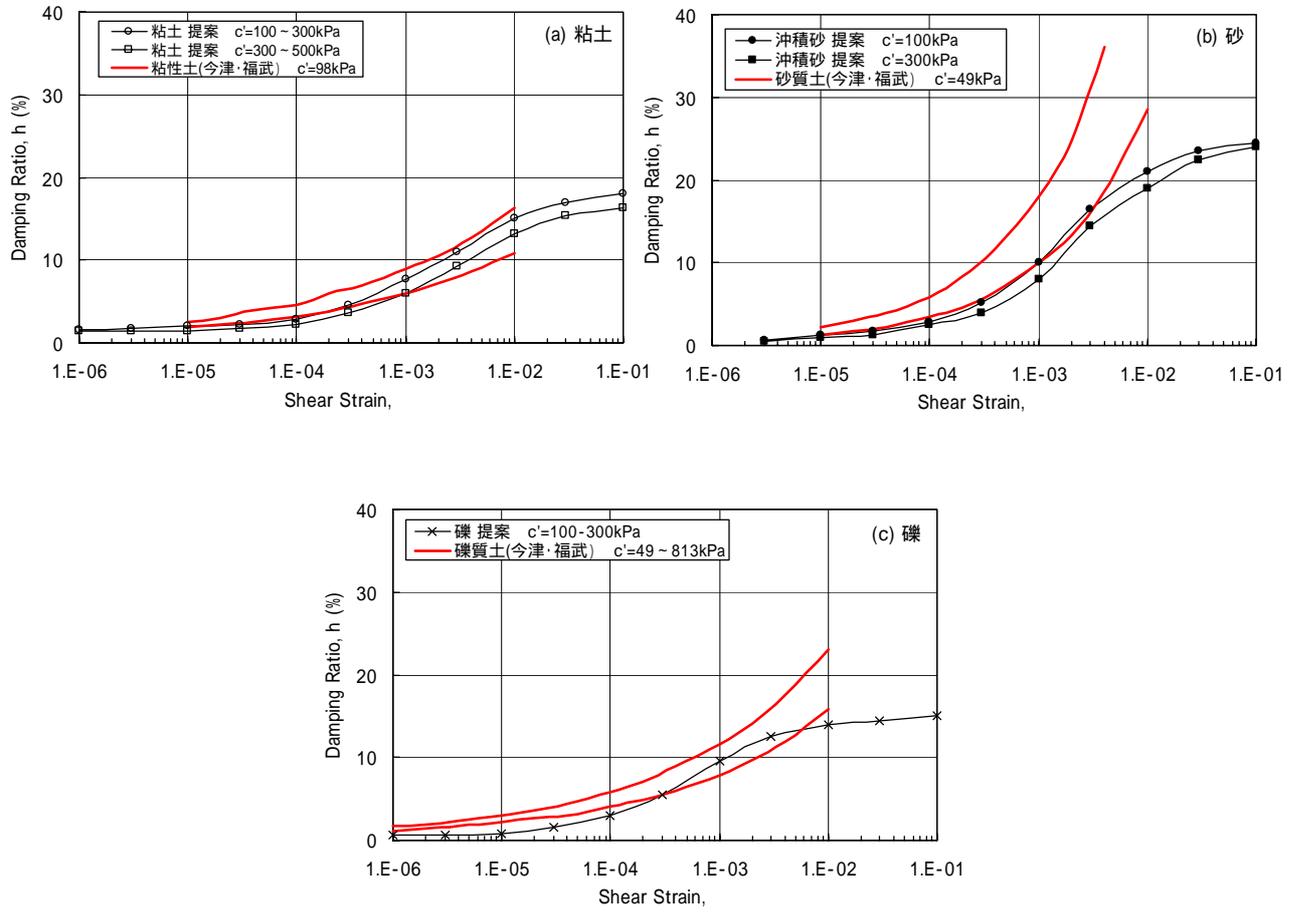


図 4.5.2.12 今津・福武の範囲と提案曲線の比較(h ~)

4.6 結論

4章では原位置凍結サンプリング法により採取した不攪乱砂質・礫質試料の微小～中ひずみ領域における繰返し変形試験結果に及ぼす試料の乱れや締固めによる地盤改良の影響、測定方法の影響に関する検討を行った。さらに、不攪乱試料の繰返し変形試験結果に基づく粘性土、砂質土、礫質土の提案曲線を示し、既往の成果と比較した。本章の検討により得られた結論は以下の通りである。

不攪乱試料のせん断剛性は同じ密度の再調整試料に比べると、いずれのひずみレベルにおいても大きく、せん断剛性は試料の乱れの影響を受けることがわかった。ただし、各ひずみレベルで求めたせん断剛性を 10^{-5} 付近のひずみレベルで測定した初期せん断剛性 G_0 で正規化したせん断剛性比(G/G_0)とひずみの関係は不攪乱試料と再調整試料との差がほとんど見られず、再調整試料の結果から原地盤の G/G_0 ～ h ～関係を推定可能であることが明らかとなった。

一方、減衰定数は不攪乱試料と再調整試料との差が小さく、試料の乱れが減衰定数に及ぼす影響は小さいため、原位置地盤と同じ密度を持つ再調整試料で原地盤の h ～ h ～関係を評価できることが示された。

神戸ポートアイランドにおいて、ロッドコンパクション工法で締固めた埋立まさ土地盤から原位置凍結サンプリング法により不攪乱試料を採取し、繰返し変形特性を調べた。改良地盤の初期せん断剛性は未改良地盤より大きいことがわかった。また、 G/G_0 ～ h ～関係は改良・未改良地盤ともほぼ同じ傾向を示した。従って、締固めによる地盤密度や水平応力の増加を受けた影響は初期せん断剛性に影響を及ぼすものの、 G/G_0 ～ h ～関係および h ～ h ～関係にはあまり影響を与えないことが明らかとなった。

不攪乱砂質土試料を用いて局所変位計(LDT)と非接触型変位計(SSG)により測定したせん断剛性はほぼ同じであり、減衰定数についてもひずみの大きい範囲ではLDTとSSGではほとんど差が認められなかった。一方、剛性の大きな土丹ではLDTとSSGによるせん断剛性の値に大きな差が見られ、ベディングエラーの影響が無視できないことがわかった。

一方、不攪乱礫質土についてもLDTとSSGによるせん断剛性、減衰定数の値に有意な差は認められなかった。このことは、供試体の成形に注意すれば剛性の大きい礫質土の繰返し変形特性をSSG法によって求めることも可能であると考えられる。

中空ねじり試験装置と三軸試験装置による繰返し変形特性の比較を行い、試験装置の

違いが試験結果に及ぼす影響を調べた。不攪乱試料に関しては中空ねじり試験と三軸試験で求めたせん断剛性の差が生じる場合とほぼ同じ場合がある。また、減衰定数については両者の差にかなりばらつきが見られ、既往の成果で示されている粒径との関係は見られないことがわかった。

不攪乱試料の繰返し変形試験結果に基づいて、地盤材料ごと(粘性土、砂質土、礫質土)の提案曲線を示した。不攪乱試料に基づく提案曲線は $G/G_0 \sim$ 関係および $h \sim$ 関係として表せば、再調整試料に基づく既往の経験式とほぼ同等であることが明らかとなった。

< 参考文献 >

- 4.1) 千葉隆仁・山下聡・土岐祥介(1994)：三軸試験と中空ねじり試験による砂の繰返し変形特性、地盤および土構造物の動的問題における地盤材料の変形特性 試験法・調査法および結果の適用 に関する国内シンポジウム、土質工学会、pp.181-186.
- 4.2) (財)原子力発電技術機構(1995)：平成 6 年度高耐震構造立地技術確証試験第四紀層地盤立地方式に関する調査報告書.
- 4.3) Hatanaka,M., Suzuki,Y., Kawasaki,T. and Endo,M.(1988):"Cyclic undrained shear properties of high quality undisturbed Tokyo gravel,"S&F, Vol.28, No.4, pp.57-68.
- 4.4) 本田周二・大岡弘・時松孝次・畑中宗憲・福井寛(1997):「兵庫県南部地震において被害を免れた建物基礎の健全度調査(その 1)地盤状況と建物の沈下性状」、日本建築学会大会学術梗概集、構造 、pp.735-736.
- 4.5) 今津雅紀、福武毅芳(1986):「砂礫材の動的変形特性」、第21回土質工学研究発表会、pp.509-512.
- 4.6) 片山幾夫、福井史朗、佐藤正行、牧原依夫、時松孝次(1986):「密な砂の不攪乱試料と攪乱試料の動的変形特性の比較」、第 21 回土質工学会研究発表会、pp.583-584
- 4.7) 建設省土木研究所(1982):「地盤地震時応答特性の数値解析法 -SHAKE:DESRA-」、土研資料第1778号.
- 4.8) Kokusho,T.(1987): In-Situ Dynamic Soil Properties and Their Evaluations, Proc.8th Asian Regional Conference of SMFE, Vol.2, pp.215-240.
- 4.9) 日本港湾協会(1989):「港湾の施設の技術上の基準・同解説」
- 4.10) 大岡弘、時松孝次、鈴木善雄、後藤茂、畑中宗憲、西尾伸也、牧原依夫、大原淳良(1993):「砂礫地盤の原位置液状化強度の評価法に関する研究」、建築研究報告、No.133
- 4.11) 佐々木康・岩崎敏男(1986)：地震応答解析のための土の動的性質、土質工学会、pp.343-34.
- 4.12) 社本康広、西尾伸也、馬場幸吉、後藤茂、玉置克之、赤川敏(1986):「凍結採取された不攪乱砂礫試料の動的強度変形特性」、粗粒材料の変形・強度特性とその試験方法に関するシンポジウム発表論文、土質工学会、pp.89-94
- 4.13) Suzuki,Y., Hatanaka,M., Konno,T., Ishihara,K. and Akino,K. (1992): "Engineering properties of undisturbed gravel sample," Proceedings of the Tenth World conference ob Earthquake Engineering, Vol.3, pp.1281-1286.
- 4.14) 龍岡文夫(1981)：土の力学()—圧密・せん断・動的解析 -、新体系土木工学 18、第 3 章土の動的変形特性、pp.195-256.
- 4.15) 時松孝次、保坂吉則、吉見吉昭(1985):「弾性せん断剛性を用いた砂試料の質評価の可能性について」、昭和 60 年度サンプリングシンポジウム発表論文、土質工学会、pp.29-32

5 . 微小～中ひずみ領域における繰返し変形特性の定式化

5.1 研究の背景と目的

土はひずみレベルの小さい所から非線形性を示すので、地盤を対象とした地震応答解析を行う場合には、せん断剛性と減衰定数のひずみ依存性(繰返し変形特性)が必要である。繰返し変形特性は対象地盤からサンプリングした試料を用いた室内試験から求めるのが望ましいが、費用がかかるため地震応答解析を行う場合でも試験が行われなことが多い。そのような場合、次善の策としていくつか提案されている実験式や経験式を用いて繰返し変形特性を推定する必要がある。既往の研究では非線形特性を拘束圧及び土の種類に応じて設定する方法として、土研の方法(1982)、港湾の方法(1989)、今津・福武の方法(1986)などが示されているが、再調整試料の結果に基づいて提案されたものが多く、原地盤から採取した試料の実験結果を対象とした定式化に関する研究は少ない。その中で、原地盤から採取した試料に基づく定式化の研究としては安田・山口の方法(1985)があり、50%粒径と拘束圧から $G/G_0 \sim$ 、 $h \sim$ 関係を求める式を提案している。ただし、パラメータを決定する際のバラツキが大きく、対象としたデータと定式化曲線との対応が十分であるかどうか不明である。

本章では、原地盤の特性を反映した繰返し変形特性を簡易に求めることを目的として、4章で示した原地盤試料(粘性土、砂質土、礫質土)の繰返し変形試験結果を対象として、既存の2つのモデル(Ramberg-Osgoodモデル(ROモデル)及びHardin-Drnevichモデル(HDモデル)による定式化を行った。はじめに、繰返し変形試験結果をRO及びHDモデルで近似する場合のモデル定数の設定方法を述べるとともに、近似によって求めた非線形特性と試験結果を比較する。次に、各試験結果をHDモデルで近似して求めたモデル定数を簡易に評価する方法について述べる。さらに、推定したモデル定数による土の非線形特性の妥当性を検証する。以上の検討により、不攪乱試料の室内試験に基づく非線形特性を簡便に設定する方法を示す。

5.2 主な既往の提案式

土の繰返し変形特性をモデル化した提案式に関してはかなり多くの例がある。ここでは、その中から代表的なものを取り上げ、その概要を述べる。

(1) 土木研究所の一連の研究(1982)

土木研究所で行われた繰返し変形試験結果に基づき沖積粘性土、洪積粘性土、砂質土に関して定式化曲線が示されている。なお、砂質土・礫質土に関しては年代効果の影響が小さいことやデータが少ないことなどから1つの曲線でモデル化している。

沖積粘性土

$$\frac{G}{G_0} = \left[A \sigma'_m \right]_{\gamma=\gamma_i}^B \quad (10^{-6} \quad 5 \times 10^{-4}) \quad (5.2.1)$$

$$\frac{G}{G_0} = \left[A \sigma'_m \right]_{\gamma=5 \times 10^{-4}}^B [k]_{\gamma=\gamma_i} \quad (5 \times 10^{-4} \quad 2 \times 10^{-2}) \quad (5.2.2)$$

ここで、 σ'_m : 有効平均主応力(kgf/cm²), A, B, k : 定数

なお、減衰定数については一つの曲線としている。これらをまとめると表 5.2.1、図 5.2.1 となる。

表 5.2.1 繰返し変形特性を求めるための係数

γ	A	B	γ	K	γ	h	γ	h
2×10^{-6}	0.991	0.00258	5×10^{-4}	1.000	10^{-6}	(0.02)	5×10^{-4}	0.073
5×10^{-6}	0.965	-0.0160	10^{-3}	0.831	2×10^{-6}	(0.023)	10^{-3}	0.092
10^{-5}	0.938	+0.0275	2×10^{-3}	0.655	5×10^{-6}	(0.028)	2×10^{-3}	0.110
2×10^{-5}	0.908	+0.0443	5×10^{-3}	0.431	10^{-5}	(0.032)	5×10^{-3}	0.140
5×10^{-5}	0.863	+0.0727	10^{-2}	0.282	2×10^{-5}	(0.036)	10^{-2}	0.161
10^{-4}	0.820	+0.101	2×10^{-2}	0.170	5×10^{-5}	0.044	2×10^{-2}	0.176
2×10^{-4}	0.780	+0.129	5×10^{-2}	(0.06)	10^{-4}	0.051	5×10^{-2}	0.192
5×10^{-4}	0.705	+0.185	10^{-1}	(0.03)	2×10^{-4}	0.057	10^{-1}	0.200

括弧は推定値

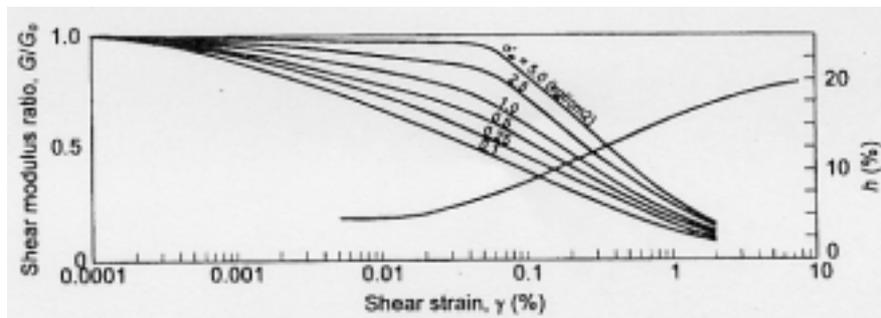


図 5.2.1 沖積粘土に対する提案曲線

5章

洪積粘性土

N 値 15 ~ 30、Vs 300m/s、 に対する関係式として、図 5.2.2 を示しており、これを数値化したのが、表 5.2.2 である。

表 5.2.2 洪積粘性土の繰返し変形特性

γ	G/G_o	h (%)	γ	G/G_o	h (%)
10^{-6}	1.000	0.7	5×10^{-4}	0.627	8.4
2×10^{-6}	0.990	0.9	7×10^{-4}	0.563	9.9
5×10^{-6}	0.970	1.3	10^{-3}	0.491	11.9
10^{-5}	0.950	1.6	1.5×10^{-3}	0.415	14.2
2×10^{-5}	0.928	1.9	2×10^{-3}	0.362	15.8
3×10^{-5}	0.908	2.3	3×10^{-3}	0.288	18.3
5×10^{-5}	0.880	2.8	5×10^{-3}	0.200	21.7
10^{-4}	0.834	3.7	7×10^{-3}	0.145	23.3
2×10^{-4}	0.769	5.0	10^{-2}	0.085	26.4
3×10^{-4}	0.715	6.3			

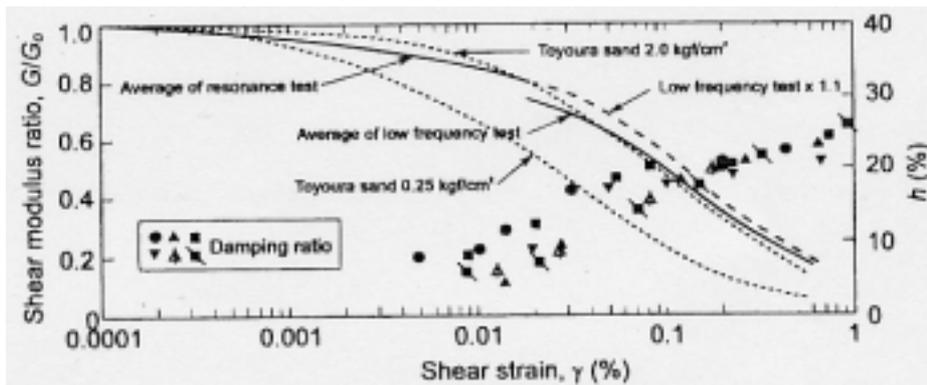


図 5.2.2 洪積粘性土に対する提案曲線

砂質土

沖積砂質土の結果を基に(5.2.3)、(5.2.4)式を提案している。試験結果が少ないことから洪積砂質土や礫質土に対しても同じ関係を用いている。計算に必要な基本量は表 5.2.3 にまとめとており、図示すると図 5.2.3 となる。

$$\left(\frac{G}{G_{\gamma=10^{-6}}} \right) = \left(\frac{G}{G_{\gamma=10^{-6}}} \right)_{p=1\text{kgf/cm}^2} \sigma_m^{m(\gamma)-m(\gamma=10^{-6})} \quad (5.2.3)$$

$$h = h_{\max} \left(1 - \frac{G}{G_o} \right) \quad (5.2.4)$$

ここで、 h_{\max} : 最大減衰定数(=0.3)

表5.2.3 沖積砂質土の繰返し変形特性

γ	G/G_0	$m(\gamma) - m(\gamma = 10^{-4})$	γ	G/G_0	$m(\gamma) - m(\gamma = 10^{-4})$
10^{-6}	1.000	0.000	2×10^{-4}	0.689	0.156
2×10^{-6}	0.989	0.018	3×10^{-4}	0.606	0.190
5×10^{-6}	0.978	0.028	5×10^{-4}	0.500	0.260
10^{-5}	0.959	0.040	10^{-3}	0.356	0.350
2×10^{-5}	0.928	0.058	2×10^{-3}	0.228	0.422
3×10^{-5}	0.905	0.064	3×10^{-3}	0.170	0.448
5×10^{-5}	0.867	0.080	5×10^{-3}	0.108	0.476
10^{-4}	0.789	0.116	10^{-2}	0.058	0.480

G/G_0 は、平均有効主応力 1 kgf/cm^2 における値

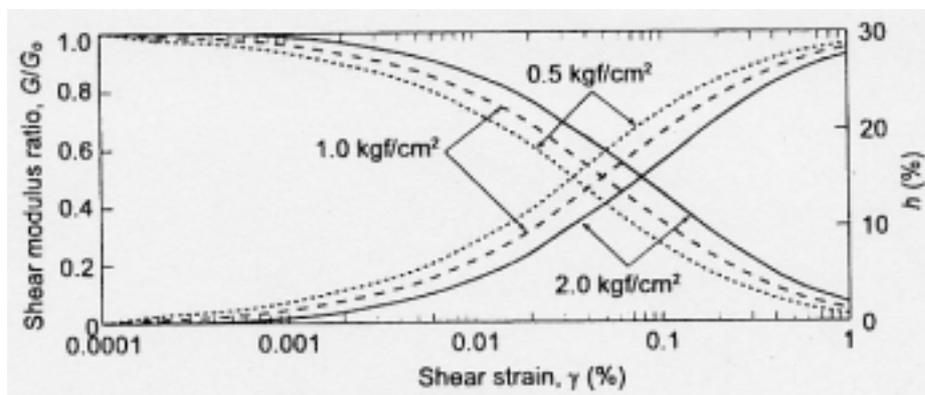


図5.2.3 砂質土に対する提案曲線

(2) 港湾の施設の技術上の基準に基づく方法(1989)

$G/G_0 \sim$ 関係は有効主応力 σ'_m の影響を受けるが、塑性指数 I_p 30 の場合には σ'_m の影響を受けず、 $G/G_0 \sim$ 関係を I_p で場合分けし、次式で表している。

$$\frac{G}{G_0} = \bar{A}(I_p, \gamma) \sigma'_m{}^{n(I_p, \gamma)} \quad (5.2.5)$$

$\bar{A}(I_p, \gamma)$, $n(I_p, \gamma)$ の値は表 5.2.4 で与えられている。砂の場合は $I_p = NP \sim 9.4$ 未満の値を適用する。

一方、減衰定数は拘束圧や間隙比の影響が明確でないことから、表 5.2.5 のように塑性指数で場合分けされている。

$G/G_0 \sim$ 、 $h \sim$ 関係は図 5.2.4 および図 5.2.5 に示す通りである。大ひずみ領域に関しては推定値となっており、この結果を用いた検討結果の精度が高くないことを示唆している。

表 5.2.4 $\bar{A}(I_p, \gamma)$ および $n(I_p, \gamma)$ の値

せん断 ひずみ振幅 γ	塑性指数 I_p					
	NP~9.4未満		9.4~30未満		30以上	
	$\bar{A}(I_p, \gamma)$	$n(I_p, \gamma)$	$\bar{A}(I_p, \gamma)$	$n(I_p, \gamma)$	$\bar{A}(I_p, \gamma)$	$n(I_p, \gamma)$
10^{-6}	1.	0.	1.	0.	1.	0.
10^{-5}	0.93	0.01	0.96	0.	0.97	0.
5×10^{-5}	0.83	0.03	0.91	0.01	0.93	0.
10^{-4}	0.75	0.05	0.84	0.02	0.89	0.
2.5×10^{-4}	0.56	0.10	0.74	0.05	0.82	0.
5×10^{-4}	0.43	0.16	0.59	0.09	0.70	0.
10^{-3}	0.30	0.22	0.45	0.16	0.58	0.
2.5×10^{-3}	0.15	0.30	0.26	0.22	0.40	0.
5×10^{-3}	-	-	0.12	0.26	0.25	0.
10^{-2}	-	-	-	-	0.18	0.

表 5.2.5 減衰比の値

せん断ひずみ 振幅 γ	塑性指数 $I_p < 30$			塑性指数 $I_p \geq 30$		
	平均	最大	最小	平均	最大	最小
10^{-6}	0.026	0.040	0.015	0.025	0.050	0.010
10^{-5}	0.030	0.040	0.018	0.030	0.054	0.010
5×10^{-5}	0.033	0.042	0.020	0.034	0.062	0.014
10^{-4}	0.037	0.048	0.026	0.038	0.070	0.018
2.5×10^{-4}	0.055	0.068	0.040	0.050	0.088	0.030
5×10^{-4}	0.080	0.098	0.060	0.066	0.108	0.042
10^{-3}	0.120	0.145	0.092	0.086	0.133	0.056
2.5×10^{-3}	0.174	0.200	0.148	0.118	0.174	0.080
5×10^{-3}	0.200	0.222	0.178	0.144	0.208	0.100
10^{-2}	0.220	0.240	0.200	0.175	-	0.125

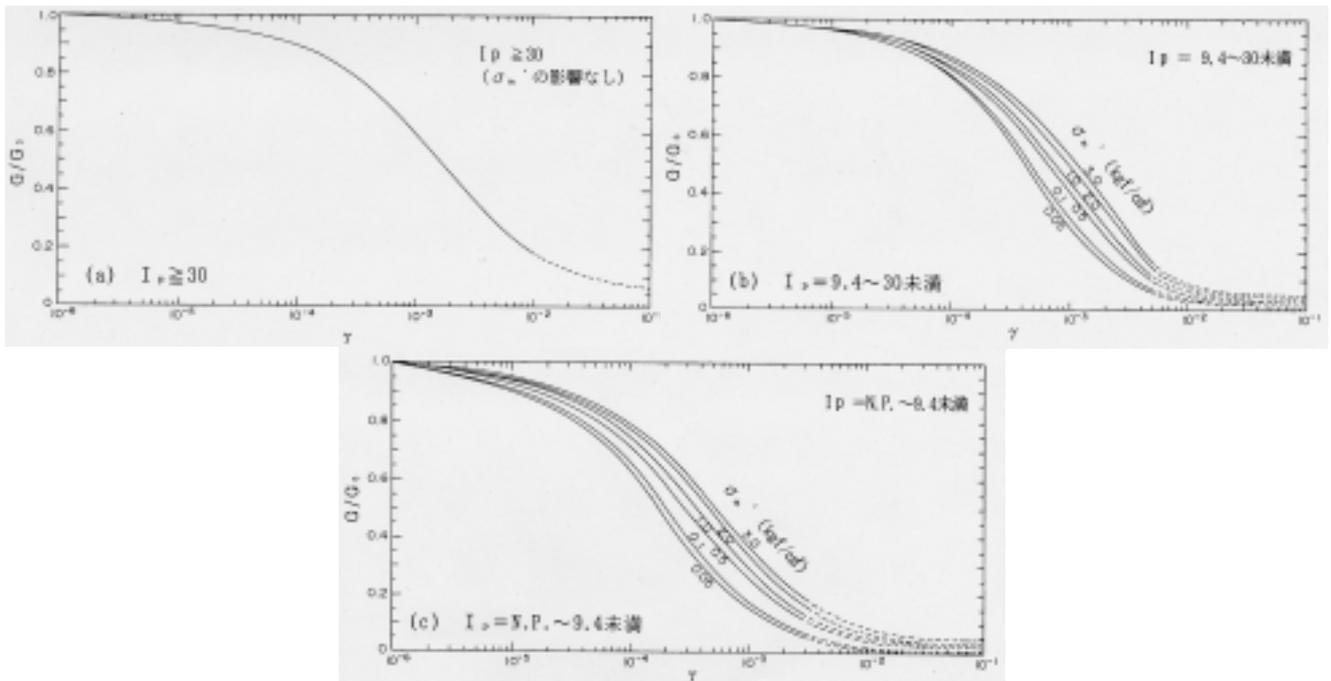


図5.2.4 $G/G_0 \sim$ 曲線

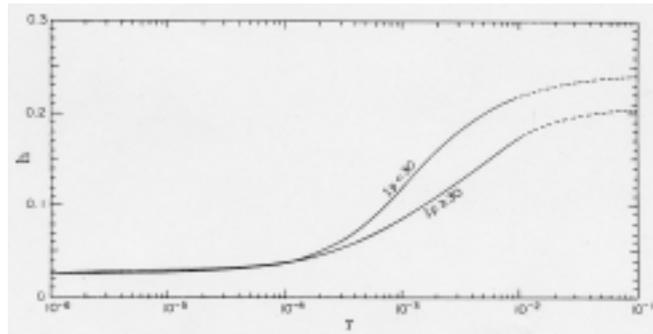


図5.2.5 h~ 曲線

(3) 今津・福武の方法

今津・福武(1986)は砂、粘性土、砂れきに関する実験結果を収集し、統計的な処理に基づいて次式を提案している。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1+a\gamma^b} \quad (5.2.6)$$

$$h = c \cdot \gamma^d \quad (5.2.7)$$

式中の係数a~dの平均値μと変動幅(標準偏差)の統計処理結果を表5.2.6のように与えている。また、各地盤材料のG/G₀~、h~の範囲は図5.2.6に示す通りである。

表 5.2.6 各地質の繰返し変形特性を表す式の係数

		a	b	c	d
砂	μ+σ	23.55	0.89	52.44	0.47
	μ	12.11		38.81	
	μ-σ	6.23		28.72	
粘性土	μ+σ	10.03	0.79	16.43	0.27
	μ	4.71		13.51	
	μ-σ	2.21		11.10	
*) 砂礫	μ+σ	20.24	0.75	22.88	0.30
	μ	12.42		18.93	
	μ-σ	7.63		15.67	

(μ; 平均値, σ; 標準偏差)
*) a, bはγ = 10⁻⁴%で基準化したものを採用

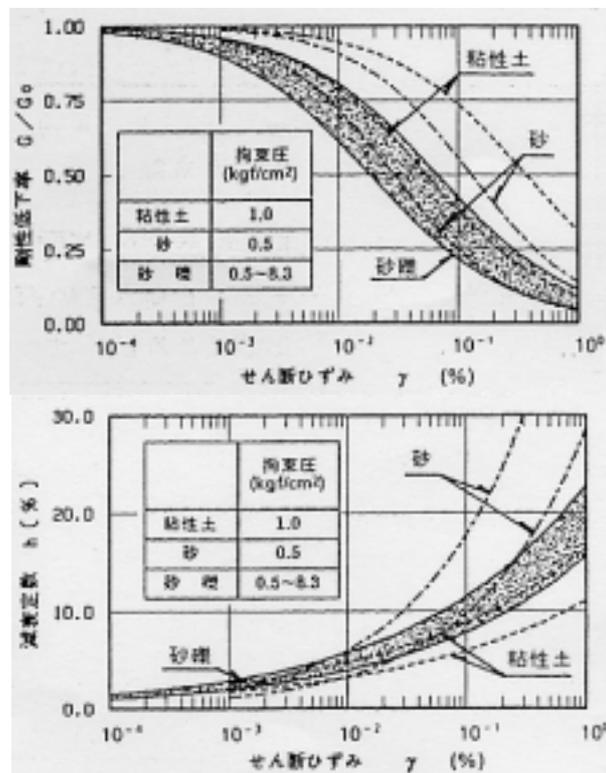


図5.2.6 粘性土、砂、砂礫の繰返し変形特性の比較

(4) 安田・山口の方法

安田・山口(1985)は103個の不攪乱試料に関する繰返し変形試験結果を基に、拘束圧 p'_m と50%粒径 D_{50} をパラメーターとした次式を提案している。

$$\frac{G}{G_{\max}} = (A_1 + A_2 \log D_{50}) \sigma_m^{(B_1 + B_2 \log D_{50})} \quad (5.2.8)$$

$$h = (C_1 + C_2 \log D_{50}) \sigma_m^{(D_1 + D_2 \log D_{50})} \quad (5.2.9)$$

(0.2 p'_m 3.0kgf/cm², 0.02 D_{50} 1mm)

指数部を決めるための係数は表5.2.7に示されている。

検討に用いたデータから砂質土と粘性土に対して(5.2.8)、(5.2.9)式より推定した値と比較したのが図5.2.7である。ただし、図に示したデータは比較的式に合うものを選んでいている。

表 5.2.7 指数部を決めるための係数

γ	A_1	A_2	B_1	B_2	C_1	C_2	D_1	D_2
10^{-4}	0.827	-0.044	0.056	0.026	0.035	0.005	-0.559	-0.258
3×10^{-4}	0.670	-0.068	0.184	0.086				
10^{-3}	0.387	-0.099	0.277	0.130	0.136	0.036	-0.375	-0.173
3×10^{-3}	0.189	-0.089	0.315	0.147				
10^{-2}	0.061	-0.054	0.365	0.167	0.234	0.037	0.0	0.
3×10^{-2}	0.041	-0.019	0.403	0.183				

ただし、 $B_1=B_2=D_1=D_2=0$ ($D_{50} \leq 0.07\text{mm}$)

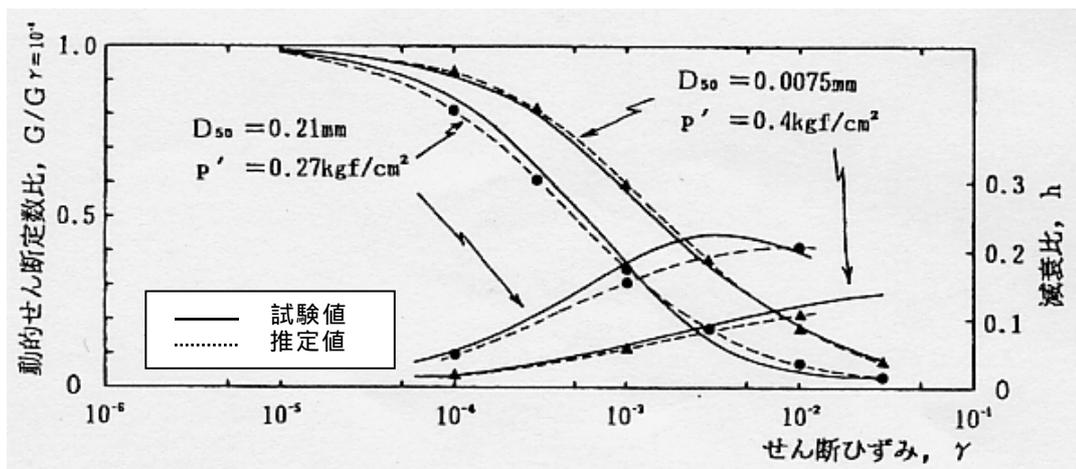


図5.2.7 推定値と試験結果との対応

5.3 RO及びHDモデルによる定式化の比較

5.3.1 モデル定数の算出方法

ROモデル及びHDモデルでは土の応力 - ひずみ関係の骨格曲線をそれぞれ(5.3.1.1)、(5.3.1.2)式でモデル化し、せん断剛性とせん断ひずみの関係を表現している(図5.3.1.1、5.3.1.2参照)。また、HDモデルでの減衰定数はひずみが無限大になったときを最大減衰として(5.3.1.3)式で表している。なお、ROモデルでの減衰定数も(5.3.1.3)式と同じ形であり、 h_{max} の代わりにRを用いている。 h_{max} とRの間には(5.3.1.4)式の関係がある。

$$\text{ROモデル } \gamma = \frac{\tau}{G_o} \left(1 + K \left| \frac{\tau}{G_o} \right|^{R-1} \right) \quad (5.3.1.1)$$

$$\text{HDモデル } \frac{G}{G_o} = \frac{1}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad (5.3.1.2)$$

$$h = h_{max} \left(1 - \frac{G}{G_o} \right) \quad (5.3.1.3)$$

$$h_{max} = \frac{2R-1}{R+1} \quad (5.3.1.4)$$

ただし、 τ :せん断応力, G_o :初期せん断剛性, γ_r :基準ひずみ, h_{max} :最大減衰, R, K :定数
 ここでは、ROおよびHDモデルの骨格曲線を変形し、 G と γ の関係を以下のように表す。
 まず、(5.3.1.1)式は $\tau = G$ を代入すると(5.3.1.5)式のように表される。

$$G = \frac{G_o}{1 + K \left| \gamma \frac{G}{G_o} \right|^{R-1}} \quad (5.3.1.5)$$

また、(5.3.1.2)式における基準ひずみ γ_r は

$$\gamma_r = \tau_{max}/G_o \quad (5.3.1.6)$$

(τ_{max} :最大せん断応力)

と表される。ここでは(5.3.1.6)式を(5.3.1.2)式に代入し(5.3.1.7)式を得る。

$$\gamma = \tau_{max} \left(\frac{1}{G} - \frac{1}{G_o} \right) \quad (5.3.1.7)$$

したがって、ROモデルでは(5.3.1.5)式と(5.3.1.3)式における R, K, G_o 、HDモデルでは(5.3.1.7)式と(5.3.1.3)式における τ_{max}, h_{max}, G_o のパラメータを設定すれば $G \sim \gamma, h \sim \gamma$ 関係

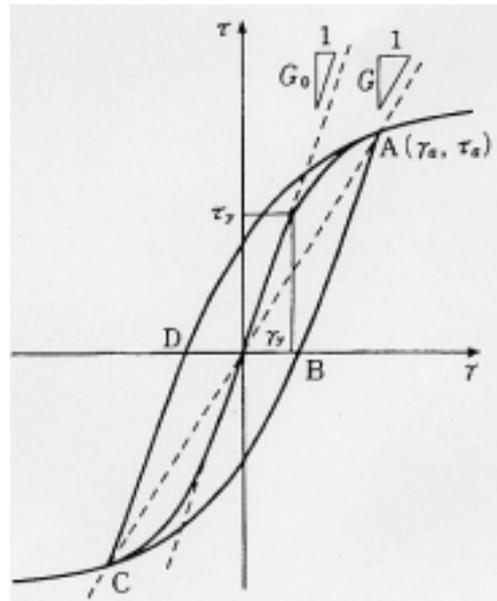


図 5.3.1.1 ROモデル(土木学会、1989)

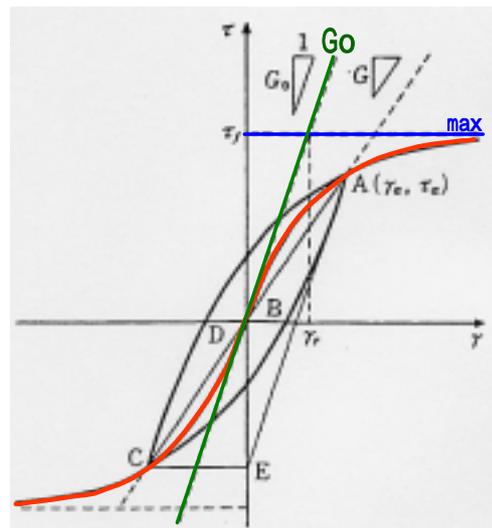


図 5.3.1.2 HDモデル(土木学会、1989)

5章

を定式化できることになる。そこで、これらの定数を試験結果から求めることとした。

ROモデルに必要な R は、(5.3.1.3)式に従って試験結果を G/G_o と h の関係として図5.3.1.3のように一次回帰式で近似して求めた h_{max} を用いて(5.3.1.4)式より求める。また、 K は杉本ら(1978)、畑中ら(1982)の考え方に従い、 R, G_o を(5.3.1.1)式に代入し、各ひずみレベルでの平均値として(5.3.1.8)式より求めた。

$$K = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m K_i = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m \frac{\gamma_i G_o / \tau_i - 1}{|\tau_i / G_o|^{R-1}} \quad (5.3.1.8)$$

一方、HDモデルに必要な max は(5.3.1.7)式に従って試験結果を $1/G$ と max の関係として図5.3.1.4のように一次回帰式で近似することにより求める。ただし、ここでの max は単調載荷試験などで求められる値とは異なるものである。なお、せん断剛性比 G/G_o 算定のために必要な G_o は試験結果における $=10^{-5}$ 付近の値とした。

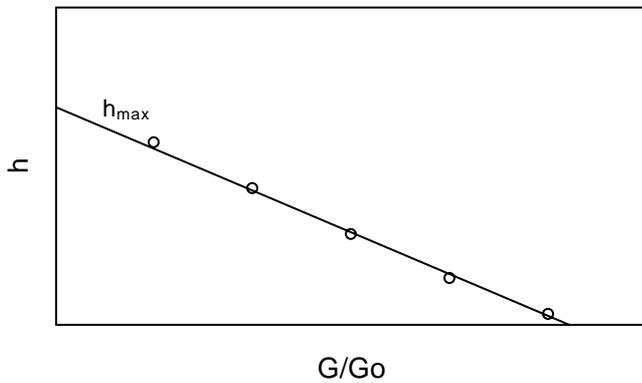


図5.3.1.3 h_{max} の求め方

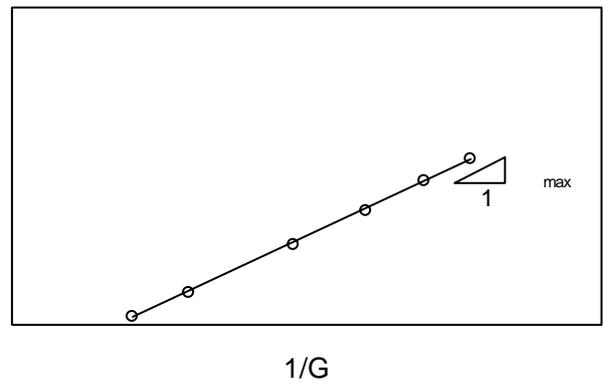


図5.3.1.4 max の求め方

5.3.2 ROおよびHDモデルによる定式化の比較

本節では、4.6節で示した不攪乱試料に基づく繰返し変形試験結果を対象としてROおよびHDモデルで定式化を検討し両者を比較した。まず、本研究で対象とした試験結果を今津・福武が示した範囲と比較したのが図5.3.2.1、5.3.2.2である。対象とした試験結果は減衰定数にかなりばらつきは見られるものの、基本的には既往のデータと対応していると考えられる。

次に、砂質土試料の繰返し変形試験結果からROモデルおよびHDモデルのモデル定数を求め、近似曲線と試験結果を比較した。

図5.3.2.3は2つの試料に対する繰返し変形試験結果であり、それらは同じ深度から採取した不攪乱試料に対して、原位置の有効上載圧である157kPaとその2倍の314kPaの拘束圧のもとで行われたものである。図5.3.2.4は試験結果のせん断剛性比 G/G_0 と減衰定数 h の関係である。 G/G_0 と h の間には図中の実線で示される直線関係があり、(5.2.1.3)式によって h_{max} が算定できる。 h_{max} は拘束圧157kPaに対して0.18、314kPaに対して0.19となる。図5.3.2.5は $1/G$ と h の関係である。両者の間には拘束圧ごとに図中に示す直線関係があり、この直線の傾きから(5.3.1.7)式より、 G_{max} は拘束圧157kPaに対して107kPa、314kPaに対して126kPaが得られる。また、 G_0 は試験結果から拘束圧157kPaに対して78MPa、314kPaに対して116MPaとした。ただし、試験結果のうちひずみレベルが大きいく所減衰が低下しているデータ、および 10^{-5} より小さいひずみレベルの一部のデータは、図5.3.2.4中の直線関係からはずれのため直線近似の対象外とした。

試験結果から求めたモデル定数を表5.3.2.2に示す。表5.3.2.2の定数を用いてRO及びHDモデルにより算定した曲線は図5.3.2.6、5.3.2.7に実線で示している。 $G \sim h$ 関係において、ROモデルによる近似ではひずみが大きいく所減衰が試験結果よりかなり大きくなっている。一方、HDモデルによる近似では、ひずみが大いく所でも近似曲線と試験結果がほぼ対応している。 $h \sim G$ 関係については、ROモデルとHDモデルで同じ(5.3.1.3)式を用いて近似曲線を求めているが、同じひずみに対する G/G_0 の値が異なるため、両者の間にやや差がある。なお、 $R(h_{max})$ は試験結果に基づく G/G_0 と h の関係から求めているが、ROモデルでも R の値を表5.3.2.2の値より大きくすれば試験結果と定式化曲線の $G \sim h$ 関係を合わせることが可能である。

$h \sim G$ 関係は、RO、HDモデルのいずれの近似曲線も微小ひずみ領域と大ひずみ領域で試験結果との間に差が認められる。その原因として、微小ひずみ領域では(5.3.1.3)式の特徴で G/G_0 となる時の減衰がゼロ(初期減衰ゼロ)となることが挙げられる。しかし、試験装置の機械的な摩擦の影響で試験結果に見かけ上減衰が生じているという指摘(吉田(1994)、清田他(1995)、清田他(1996))や数%程度の初期減衰があるという指摘もあり、微小ひずみ領域の減衰については、今後解決すべき課題であると考えられる。一方、大ひずみ領域については、4章で指摘したように、繰返し変形試験においてひずみが大きくなると応力 \sim ひず

み関係が逆S字になり減衰が低下するため、近似曲線と試験結果に差が生じると考えられる。以上の考察から、定式化の対象とするひずみレベルは 10^{-5} から 10^{-2} 程度までと考えるべきである。

図5.3.2.8～図5.3.2.10に粘性土、砂質土、礫質土を対象とした繰返し変形試験結果と試験結果から求めたモデル定数によるROおよびHDモデル曲線を示す。いずれの試験結果においてもROモデル曲線よりHDモデル曲線の方が試験結果との対応が良いことがわかる。

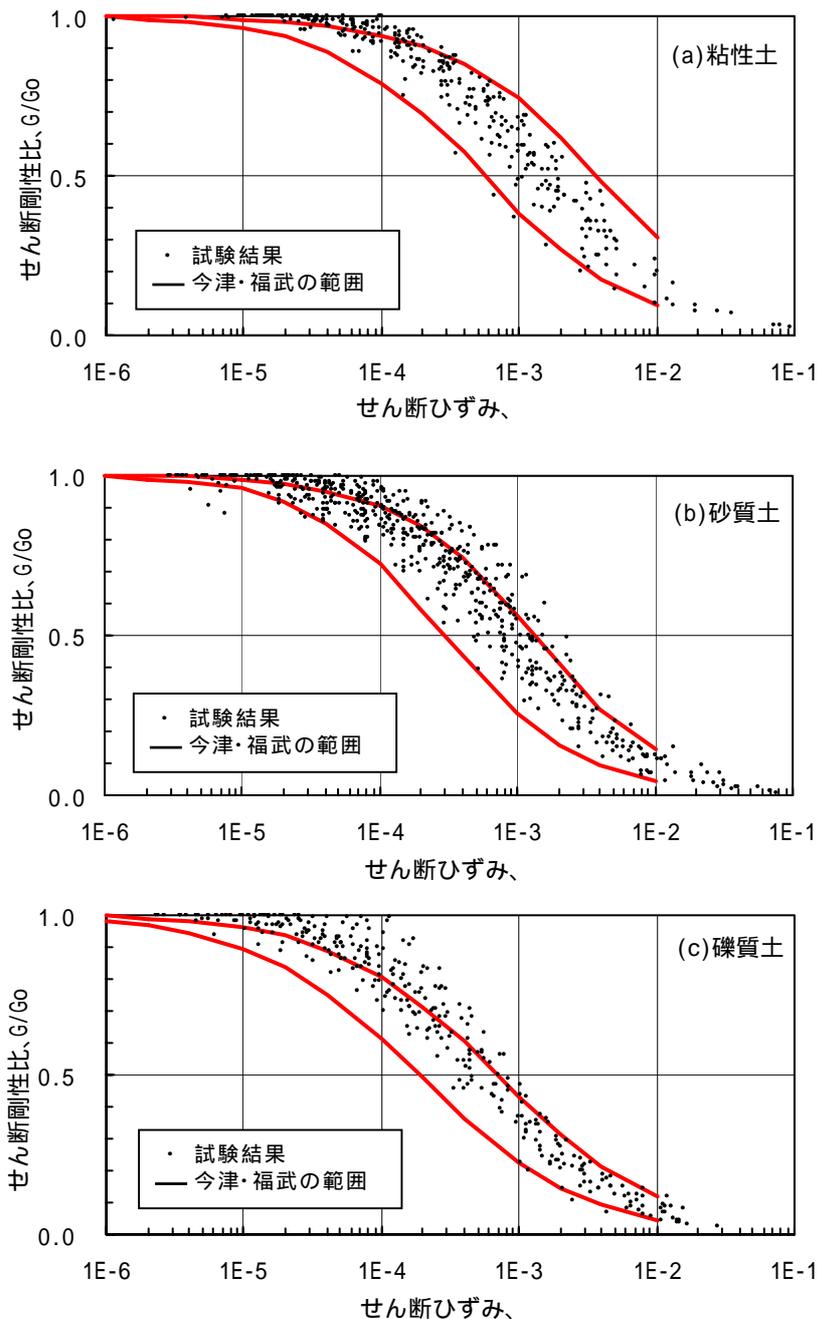


図5.3.2.1 対象とした試験結果と今津・福武による範囲の比較(G/G_0 ～関係)

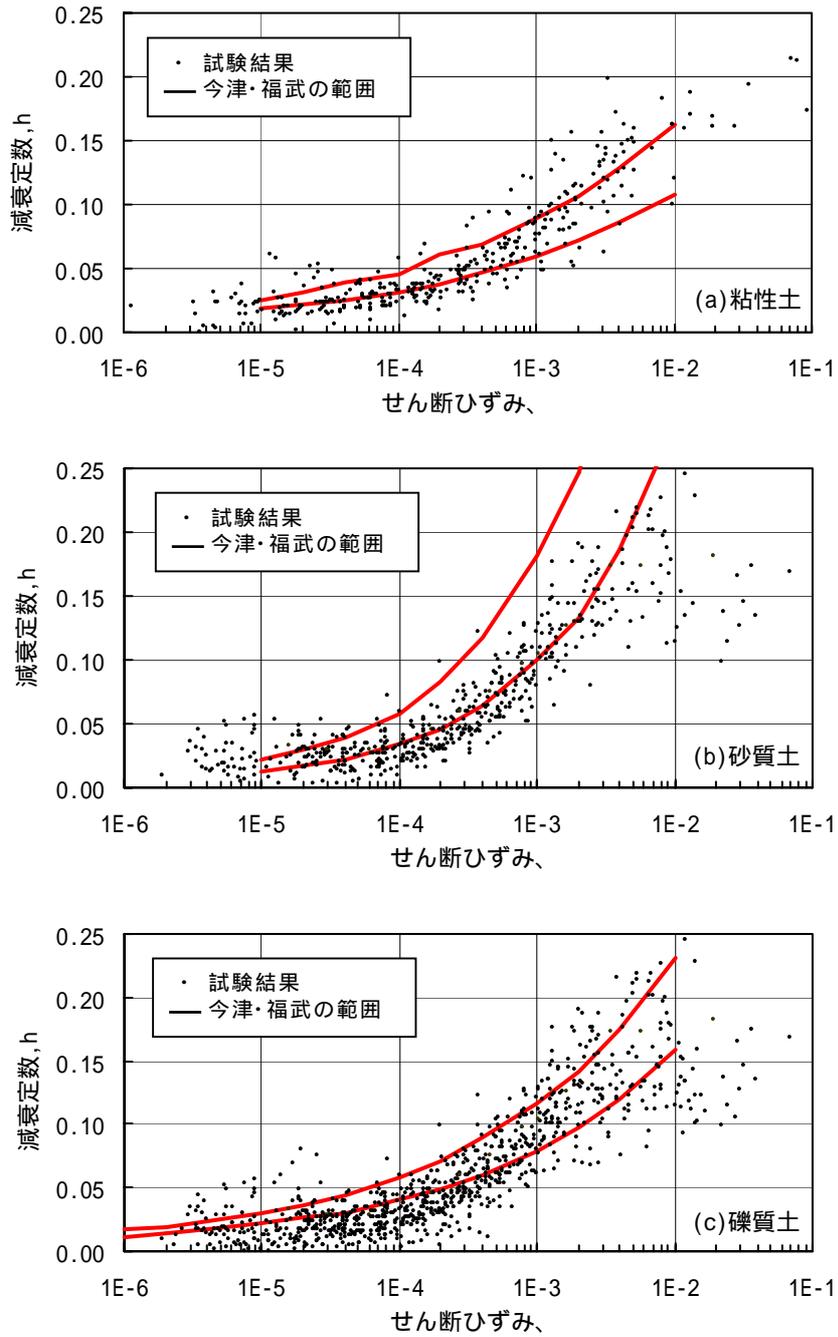


図5.3.2.2 対象とした試験結果と今津・福武による範囲の比較($h \sim$ 関係)

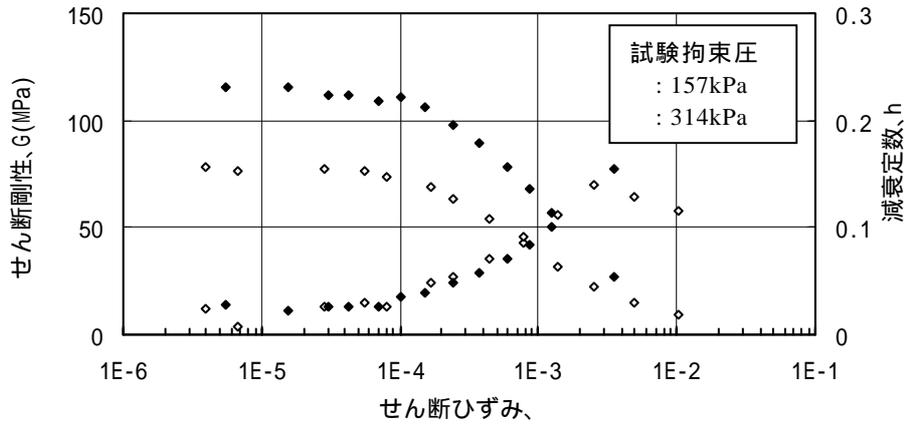


図5.3.2.3 繰返し変形試験結果(砂質土)

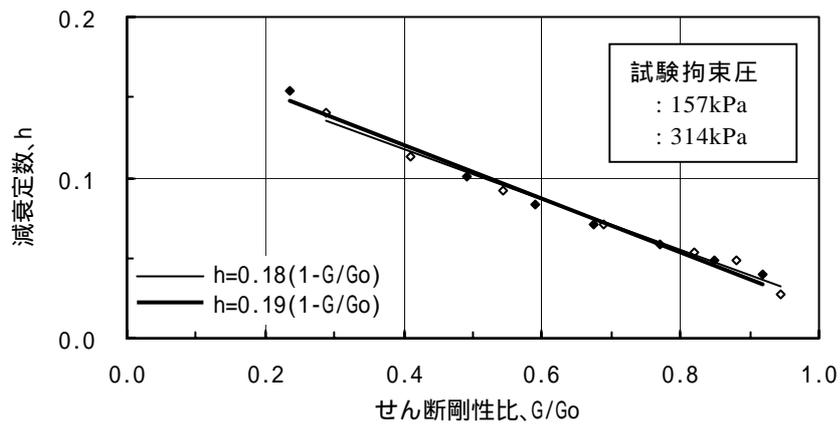


図5.3.2.4 せん断剛性比 G/G_0 と減衰定数 h の関係

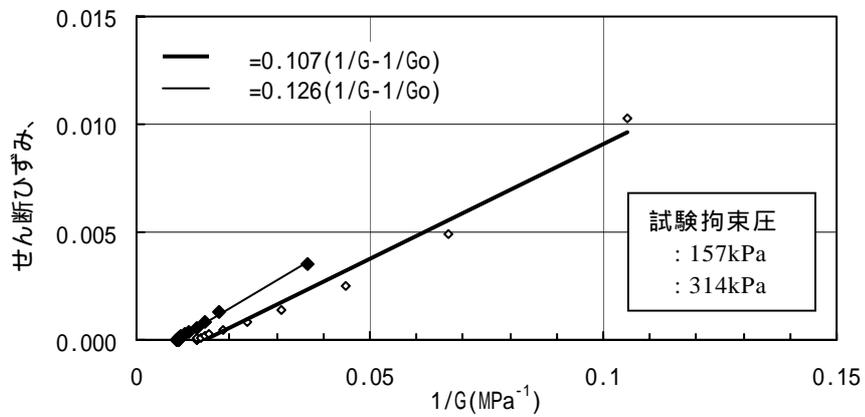


図5.3.2.5 $1/G$ とせん断ひずみ の関係

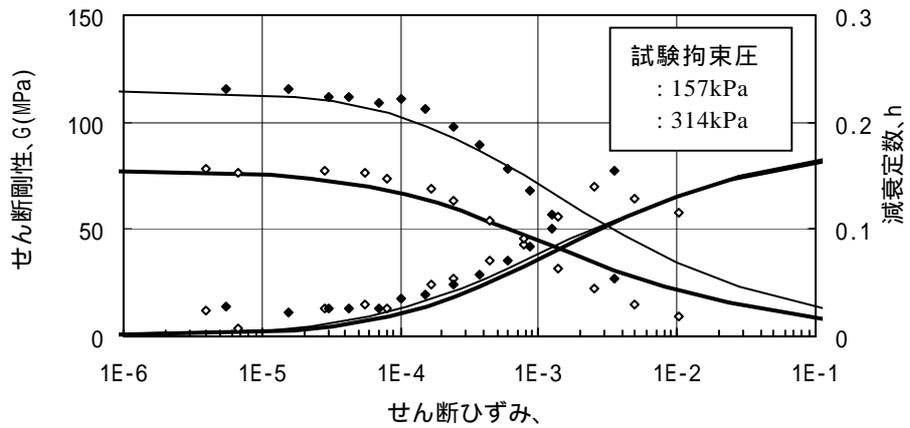


図5.3.2.6 繰返し変形試験結果とROモデルによる近似曲線の比較

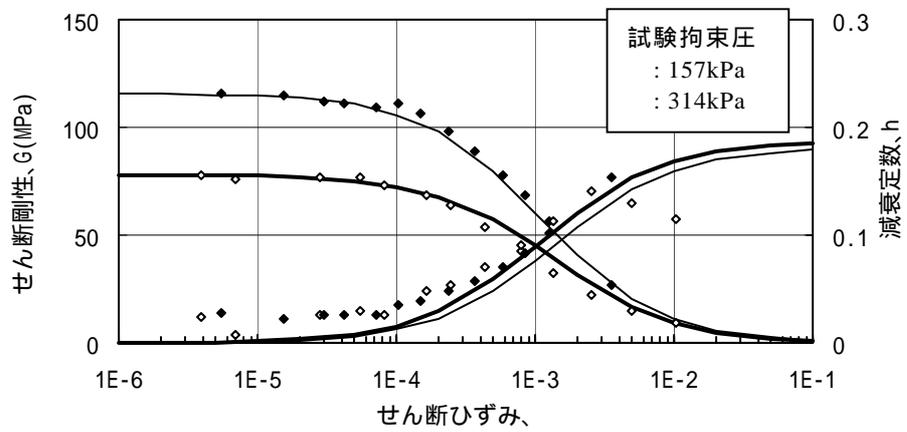


図5.3.2.7 繰返し変形試験結果とHDモデルによる近似曲線の比較

表5.3.2.2 図5.3.2.3の結果に対するモデル定数

試験拘束圧 (kPa)	ROモデル		HDモデル		Go (MPa)
	R	K	G_{max} (kPa)	h_{max}	
157	1.80	2.84×10^2	107	0.18	78
314	1.83	2.95×10^2	126	0.19	116

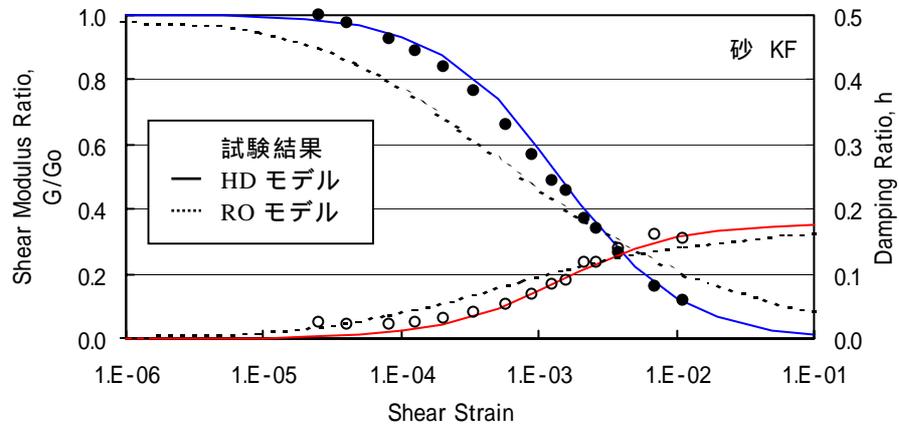


図5.3.2.8 試験結果とモデル曲線との比較(粘性土)

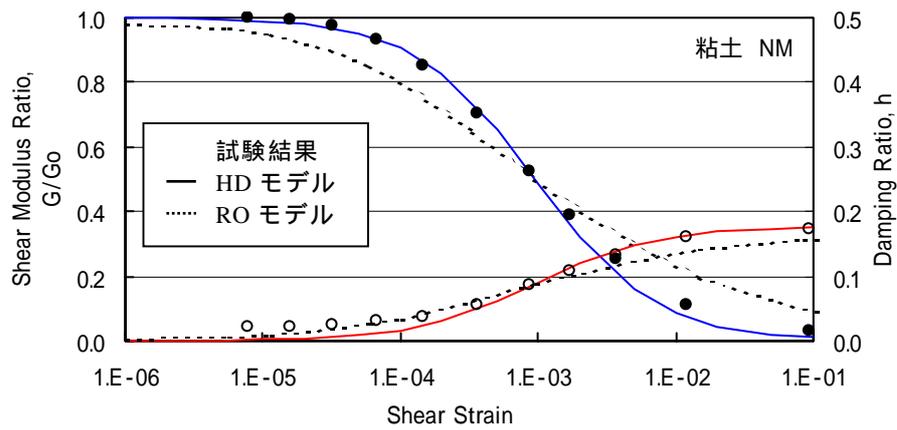


図5.3.2.9 試験結果とモデル曲線との比較(砂質土)

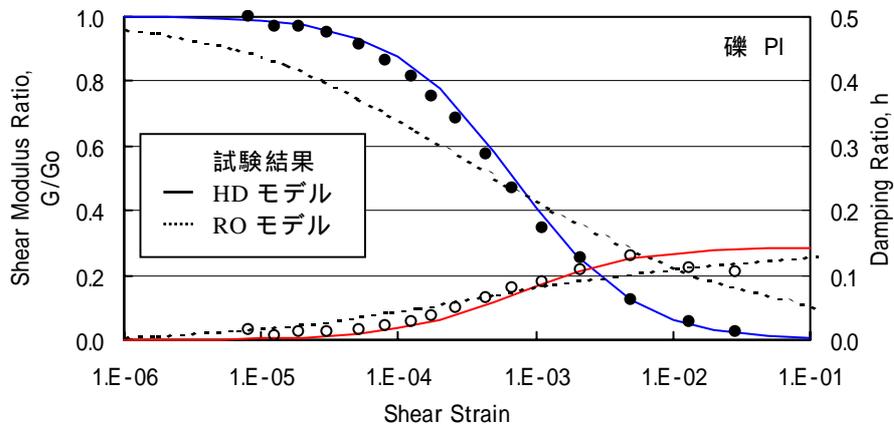


図5.3.2.10 試験結果とモデル曲線との比較(礫質土)

5.4 HDモデルによる定式化曲線の簡易評価

試験結果に基づくモデル定数を用いた近似ではROモデルよりHDモデルの方が試験結果との対応が良いことがわかったので、HDモデルによる繰返し変形試験のモデル化に必要なモデル定数の簡易評価方法を検討した。

5.4.1 モデル定数の簡易評価

前節で示した方法に基づき、繰返し変形試験結果をHDモデルで近似すると、各試験結果ごとに h_{max} が求められる。そこで試験結果の近似で求めた h_{max} を別のパラメータで評価する方法を検討した。

図5.4.1.1に示すように、 h_{max} は繰返し変形試験時の拘束圧 (σ'_c) との間に、両対数グラフ上でほぼ直線的な相関があることが分かる。なお、図中の点は試験試料が採取された原位置のS波速度に応じて表示している。図から h_{max} と拘束圧の関係には幅があり、同じ拘束圧ではS波速度が大きいほど h_{max} が大きくなる傾向が見られるので、S波速度の値に応じて場合分けすることとした。ただし、現時点では、同じ拘束圧に対してS波速度と h_{max} の関係を検討するのに十分な試験結果がないため、どの拘束圧に対しても h_{max} はS波速度に応じて同じ変化であると仮定した。これらの関係を式で表すと(5.4.1.1)~(5.4.1.3)式となる。

$$(a) \text{粘性土} \quad h_{max} = (1.6 \times 10^{-3} \times V_s + 0.045) \times (\sigma'_c)^{1.0} \quad (5.4.1.1)$$

$$(b) \text{砂質土} \quad h_{max} = (3.5 \times 10^{-3} \times V_s + 0.52) \times (\sigma'_c)^{0.75} \quad (5.4.1.2)$$

$$(c) \text{礫質土} \quad h_{max} = (8.2 \times 10^{-3} \times V_s + 0.79) \times (\sigma'_c)^{0.65} \quad (5.4.1.3)$$

ただし、 V_s の単位は(m/s)、 σ'_c の単位は(kPa)である。

図5.4.1.1中には、対象としたデータの範囲に相当する $V_s=100\text{m/s}$ と $V_s=600\text{m/s}$ に対する関係を実線で示している。この図より、土の種類に応じて原位置のS波速度と試験拘束圧から h_{max} を求めることができる。なお、図5.4.1.1(b)中には豊浦砂を用いて行った繰返し変形試験結果(相対密度 D_r 80%)から求めた h_{max} と σ'_c の関係も印でプロットしている。豊浦砂は再調整試料のため、原位置のS波速度を決めることはできないが、 h_{max} と σ'_c の関係は原地盤試料とほぼ同じ傾向にあることがわかる。ただし、(5.4.1.1)~(5.4.1.3)式は限られた実験データに基づくものであり、今後見直される可能性がある。

一方、 h_{max} の推定に関して安達(1988)は砂質土、粘性土を対象として図5.4.1.2に示すように細粒分含有率(F_c)から推定する方法を検討している。本検討により求められた h_{max} と F_c の関係を図5.4.1.3に示す。図中には、安達が示した関係を実線で示している。安達によれば、細粒分が10%程度以上では h_{max} の値の変化が小さいと報告しており、本検討における砂質土と粘性土の結果もほぼそれに対応している。ただし、礫質土の h_{max} は同じ細粒分でも安達が提案している関係よりかなり小さくなっている。

5章

本研究では、礫質土も含めて h_{max} を表現できるパラメータとして、各試料の砂分含有率(S_c)と h_{max} の関係について調べた。図5.4.1.4に示すように、 h_{max} は S_c との間に連続的な関係がある。ただし、 h_{max} と S_c の関係には幅がある。図5.4.1.5に h_{max} と試験拘束圧 σ'_c の関係を示す。かなりバラツキはあるものの土の種類ごとに拘束圧が400kPa程度までは拘束圧の増加とともに h_{max} が減少する傾向が見られる。特に豊浦砂についてはその傾向がよく現れている。また、拘束圧400kPa以上では、データが少ないものの h_{max} はほぼ一定と見なせる。なお、龍岡ら(1978)は、ひずみレベルの大きい領域ではひずみレベルの小さい領域より影響は小さいものの減衰定数は拘束圧の影響を受けることを報告している。そこで、 h_{max} は以下に示す(5.4.1.4)式で表すこととした。

$$h_{max}=2 \times 10^{-5} \times (S_c - 40)^2 - 2.0 \times 10^{-4} \times \sigma'_c + 0.19 \quad (50 \leq \sigma'_c < 400 \text{ kPa}) \quad (5.4.1.4(a))$$

$$h_{max}=2 \times 10^{-5} \times (S_c - 40)^2 + 0.11 \quad (\sigma'_c > 400 \text{ kPa}) \quad (5.4.1.4(b))$$

ただし、 S_c の単位は(%)である。

図5.4.1.4中には(5.4.1.4)式のうち $\sigma'_c=50\text{kPa}$ と $\sigma'_c=400\text{kPa}$ に対する関係を実線で示している。この図より、 h_{max} は土の砂分含有率と試験拘束圧から推定できる。

以上の検討により、HDモデルに必要な σ'_{max} , h_{max} を繰返し変形試験を行わずに求めることができる。

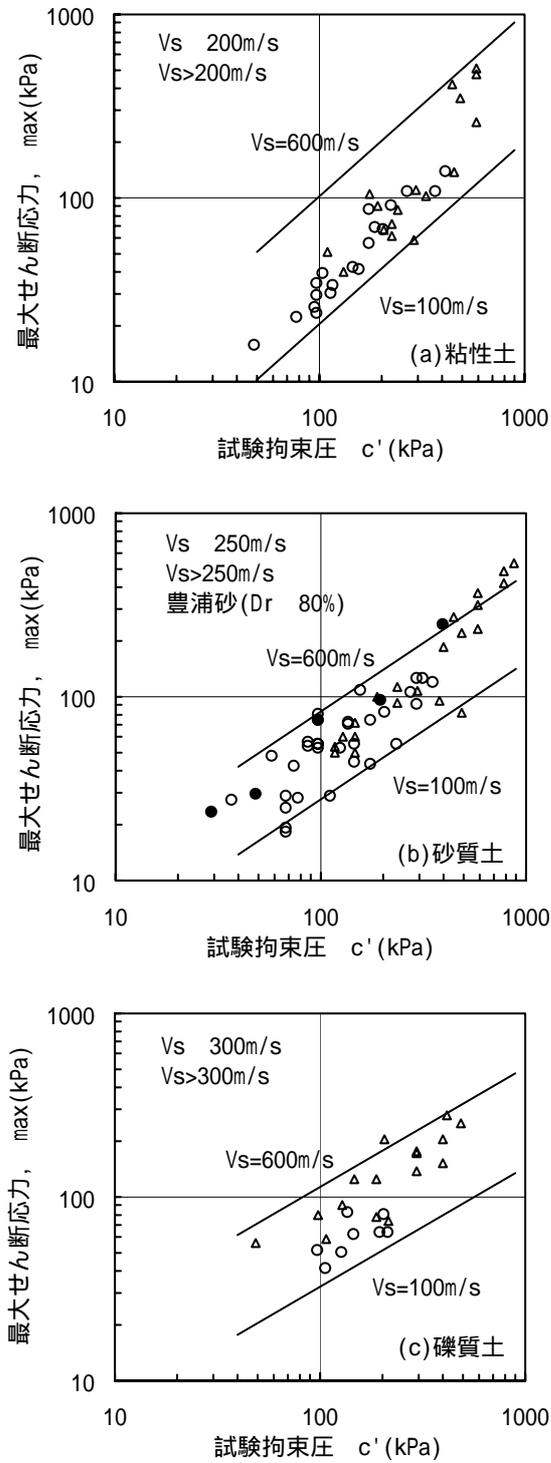


図5.4.1.1 最大せん断応力 σ_{max} と試験拘束圧 c' の関係

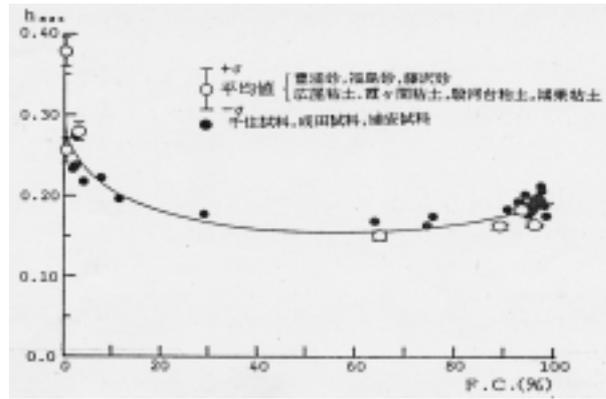


図5.4.1.2 h_{max} と細粒分含有率 F_c の関係(安達、1988)

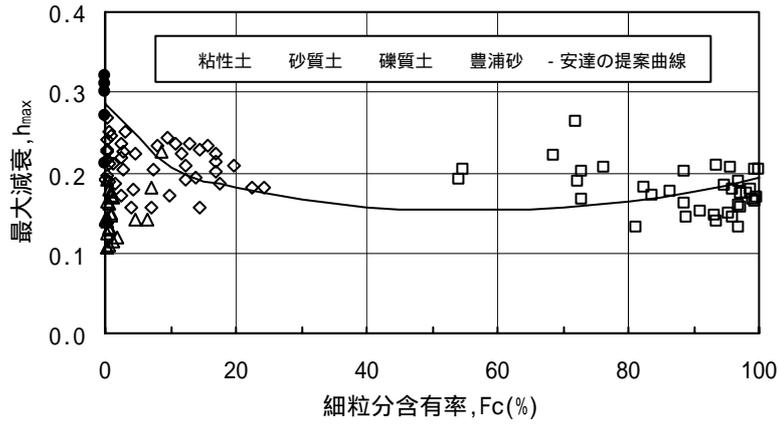


図5.4.1.3 最大減衰 h_{max} と細粒分含有率 F_c の関係

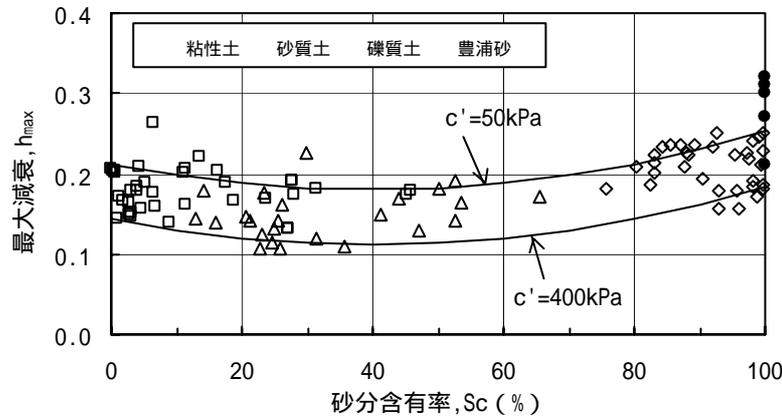


図5.4.1.4 最大減衰 h_{max} と砂分含有率 S_c の関係

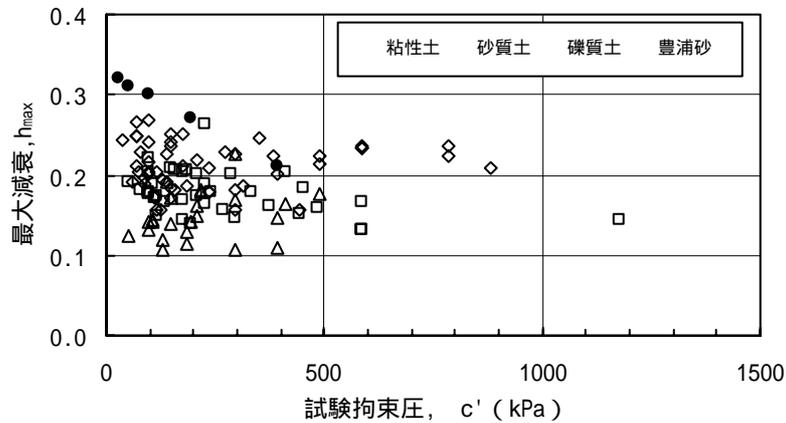


図5.4.1.5 最大減衰 h_{max} と試験拘束圧 c' の関係

5.4.2 定式化曲線に及ぼすS波速度と拘束圧の影響

本節では、図5.4.1.1および5.4.1.4から求めた γ_{max} , h_{max} を用いて設定した $G/G_o \sim$ 、 $h \sim$ 関係と試験結果との対応について示す。まず、試験結果に及ぼすS波速度の影響を調べるために、試験拘束圧がほぼ同じで原位置S波速度が異なる $G/G_o \sim$ 、 $h \sim$ 関係とHDモデルによる定式化曲線との比較を粘性土、砂質土、礫質土について図5.4.2.1に1例ずつ示す。図中の凡例で σ'_c は試験拘束圧(等方圧)、 G_o は試験拘束圧における $\gamma = 10^{-5}$ 付近の値、 V_s は原位置で測定したS波速度である。HDモデルによる定式化曲線は試験拘束圧(この場合、原位置の有効上載圧に等しい)、原位置のS波速度、砂分含有率から γ_{max} , h_{max} を求め、(5.3.1.7)、(5.3.1.3)式より $G/G_o \sim$ 、 $h \sim$ 関係を求めた。なお、モデル化に必要な G_o は室内試験で求めた値を用いている。図よりいずれの土についても、定式化曲線は試験結果とほぼ対応しており、S波速度の違いによる試験結果の差の有無が定式化曲線でも表現できている。なお、粘性土と礫質土でS波速度の大小と $G/G_o \sim$ 関係および、 $h \sim$ 関係の大小が逆になっているが、これは粘性土で試料A、Bの G_o がほぼ同じ値であるのに対して、礫質土では同じ拘束圧で測定しているにも拘わらず、試料A、Bの G_o に3倍程度の差があるためである。

次に、試験結果に及ぼす拘束圧の影響を検討するため、S波速度がほぼ同じ(同一サイトでない試料)で試験時の拘束圧が異なる結果を対象にしてHDモデルによる定式化曲線と試験結果を比較した。図5.4.2.2に結果を示す。図の凡例は図5.4.2.1と同様の意味である。いずれの土においても定式化曲線は試験結果の拘束圧による差を概ね表現できており、拘束圧が大きい試料ほど同じひずみに対して G/G_o が大きく、 h が小さくなる傾向が表現できている。なお、図5.4.2.1および5.4.2.2において、ひずみの大きな領域での $h \sim$ 関係は試験結果と定式化曲線が対応していない部分もある。5.3.2節で述べたように、大ひずみ領域で減衰が低下するのは試験特有の理由であり、それらのデータは定式化曲線を求める際に定式化の対象外としている。

以上の検討結果は、試験拘束圧、原位置のS波速度、砂分含有率、室内試験での G_o がわかれば、室内試験で求められる非線形特性がHDモデルで表現可能であることを示している。

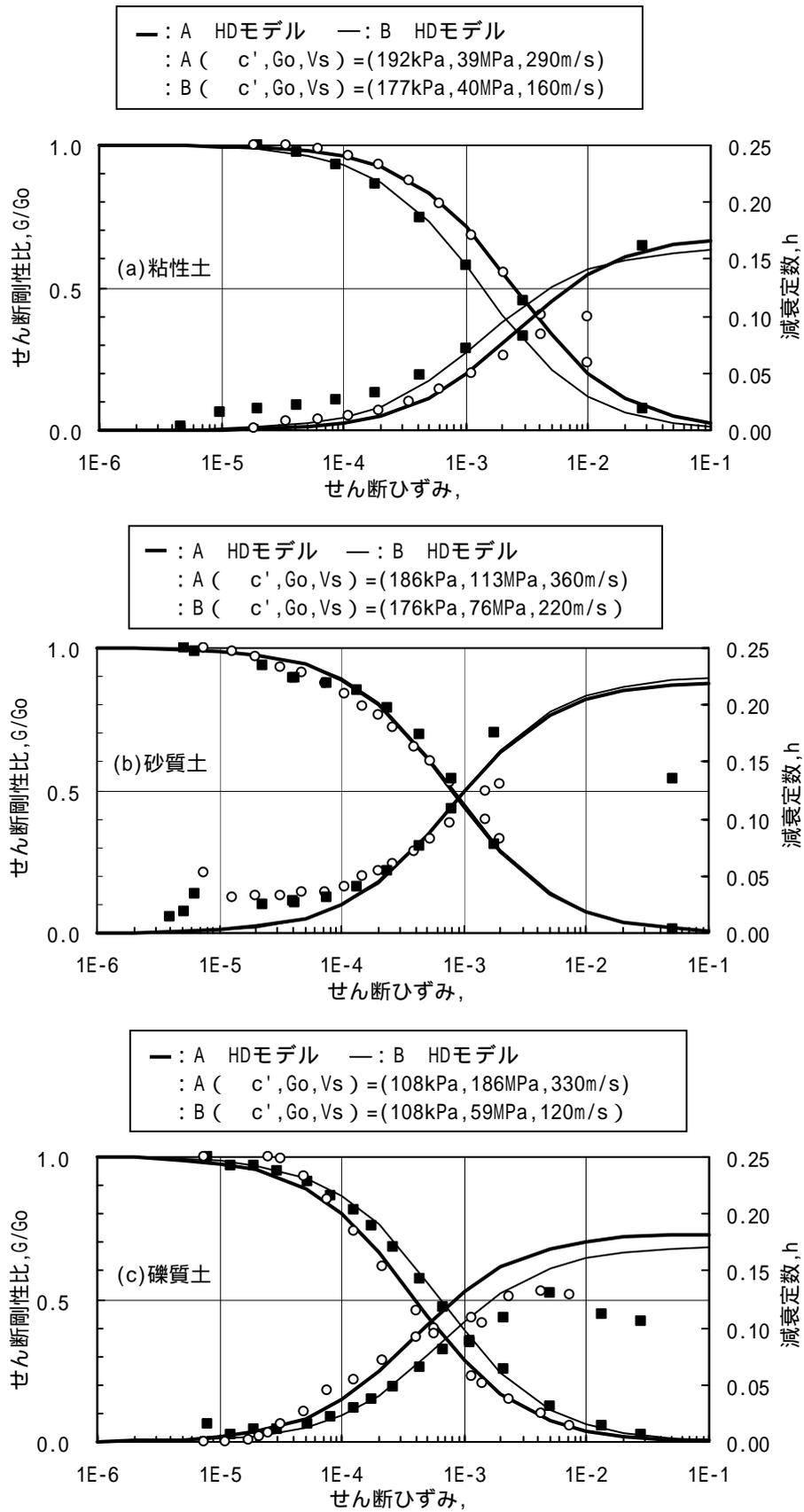


図5.4.2.1 試験結果と定式化曲線の比較(S波速度の影響)

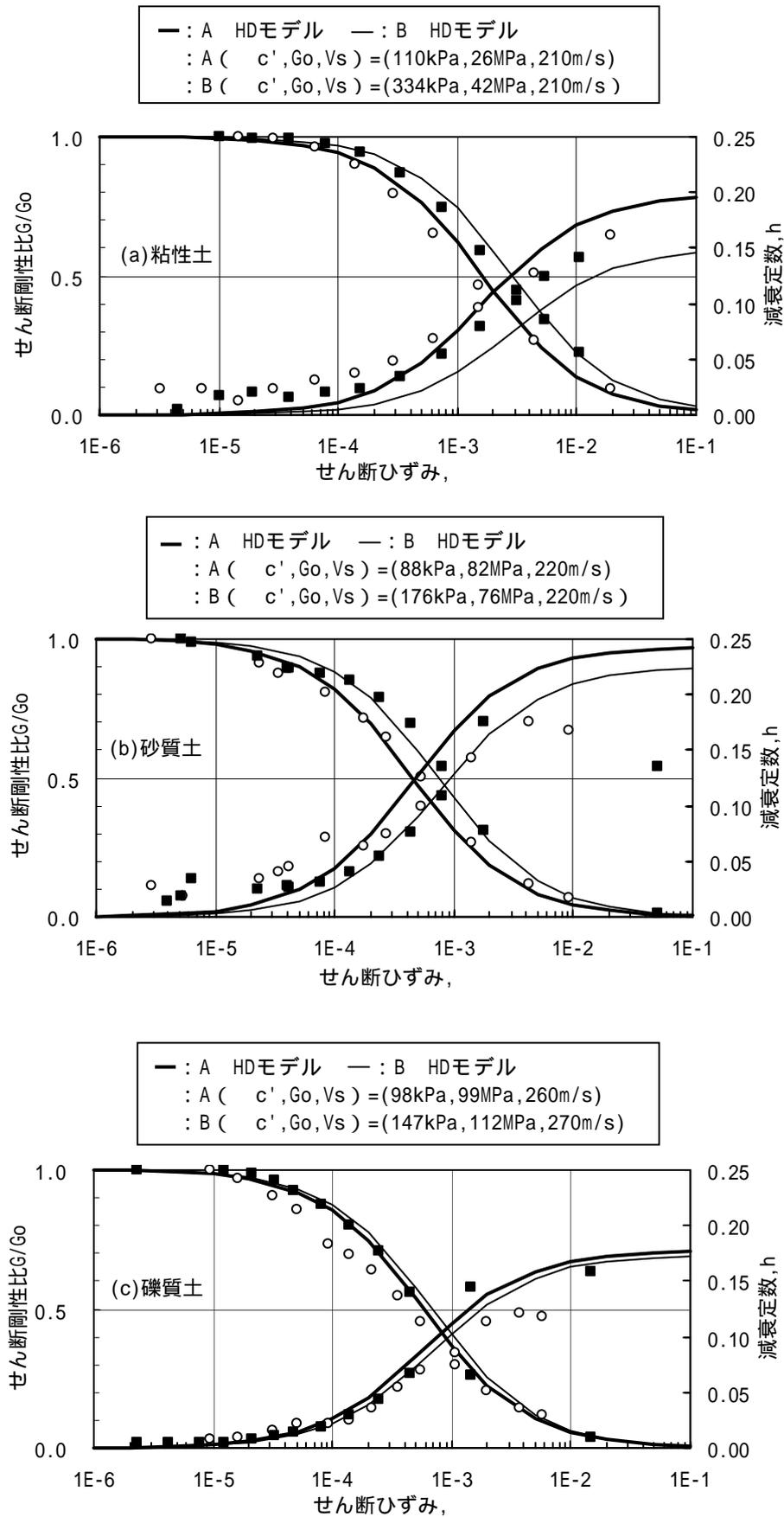


図5.4.2.2 試験結果と定式化曲線の比較(試験拘束圧の影響)

5.4.3 原位置のS波速度を利用した定式化曲線の評価

前節までの検討ではHDモデルによる繰返しせん断変形特性の定式化において、 γ_{max} と h_{max} を推定するのに原位置のS波速度を用いているが、(5.3.1.3)式、(5.3.1.7)式における G_o は室内試験結果から求めている。ただし、室内試験を行わずに非線形特性を求める場合、 G_o を原位置のS波速度から推定することが考えられる。 G_o はHDモデルで推定する $G/G_o \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$ のいずれにも影響を与えるパラメータなので、本節では G_o を原位置のS波速度から求めた場合の定式化曲線について述べる。初期せん断剛性 G_o は、原位置のS波速度より(5.4.3.1)式を用いて求めることができる。

$$G_o = \gamma_t V_s^2 / g \quad (5.4.3.1)$$

ただし、 γ_t は土の湿潤重量、 g は重力加速度である。

図5.4.3.1に室内試験結果から求めた $G_o(G_o(\text{室内}))$ と、原位置S波速度から(5.4.3.1)式を用いて求めた $G_o(G_o(V_s))$ による定式化曲線と試験結果との比較例(粘性土)を示す。 $G_o(\text{室内})$ を用いた定式化曲線は室内試験結果と対応しているのに対して、 $G_o(V_s)$ による定式化曲線は試験結果と大きく異なっている。これは、 $G_o(\text{室内})$ が39MPaであるのに対して、S波速度(290m/s)より求めた $G_o(V_s)$ が140MPaと両者に大きな差があるためである。

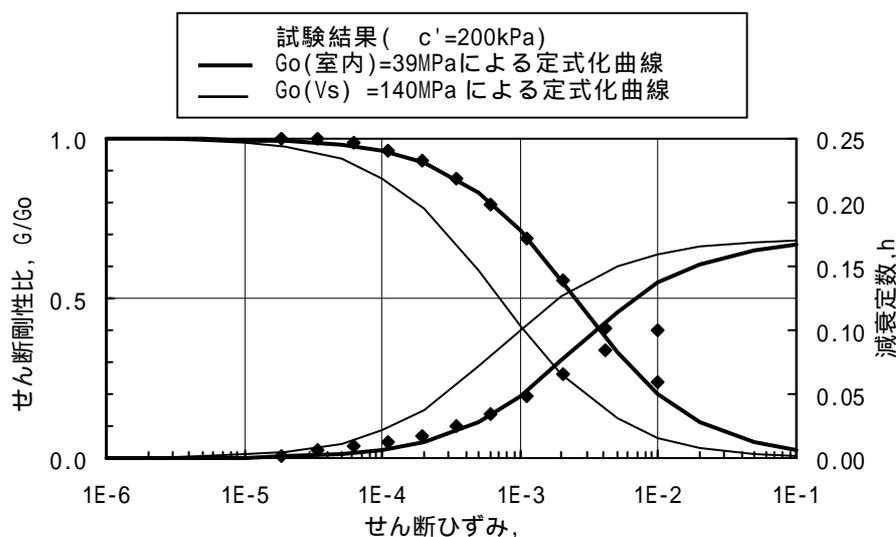


図5.4.3.1 原位置と室内で求めた G_o による定式化曲線の比較例(粘性土)

次に、本検討に用いた試験結果について、 $G_o(\text{室内})$ と $G_o(V_s)$ を比較した結果を図5.4.3.2に示す。図中には、 $G_o(\text{室内})$ が原位置の有効上載圧に相当する等方圧で測定された結果のみを示した。いずれの土においても、 $G_o(V_s)$ と $G_o(\text{室内})$ の間には試料の堆積年代に関係なく両対数グラフ上でほぼ直線関係が見られるが、全体的に $G_o(\text{室内})$ は $G_o(V_s)$ に比べて小さい傾向にある。特に G_o が大きい試料ほどその傾向が顕著であり、これらのことは安田・山口(1984)および時松(1989)が指摘していることと対応している。この図の $G_o(\text{室内})$ と $G_o(V_s)$ の差は、原位置と室内の拘束条件の違いや試料の乱れなどの影響が考えられるが、現段階で

5章

はそれらの影響を定量的に考慮することは難しい。ここでは、 $G_o(\text{室内})$ を $G_o(V_s)$ から推定する方法を検討した。今回の検討に用いた $G_o(\text{室内})$ と $G_o(V_s)$ の間にはバラツキが大きいものの(5.4.3.1)～(5.4.3.3)式の関係がある。なお、 G_o の単位はMPaである。

$$(a) \text{粘性土} \quad G_o(\text{室内})=1.1 (G_o(V_s))^{0.87} \quad (5.4.3.1)$$

$$(b) \text{砂質土} \quad G_o(\text{室内})=4.0 (G_o(V_s))^{0.60} \quad (5.4.3.2)$$

$$(c) \text{礫質土} \quad G_o(\text{室内})=12.0 (G_o(V_s))^{0.47} \quad (5.4.3.3)$$

従って、室内試験結果に対応する定式化曲線を求めるには $G_o(\text{室内})$ が必要であるが、原位置のS波速度から推定する場合は(5.4.3.1)～(5.4.3.3)式などを用いることが考えられる。ただし、図5.4.3.2のバラツキが大きいので、今後検討する必要がある。

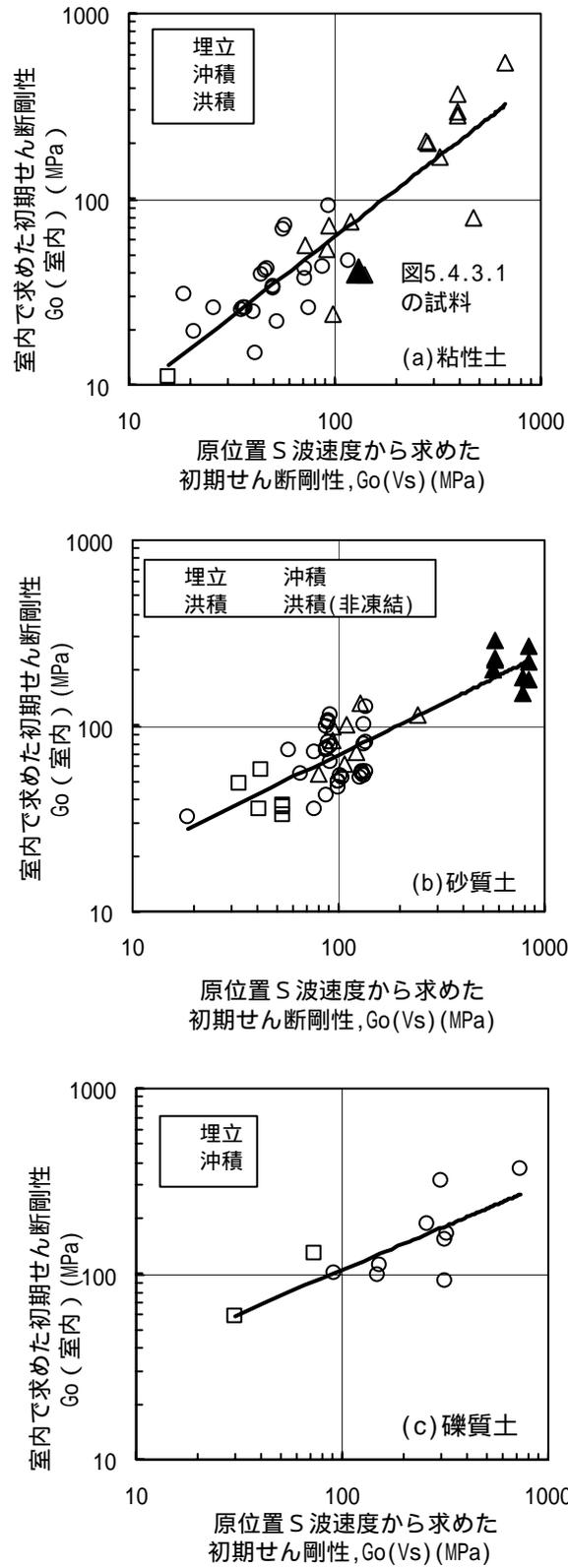


図5.4.3.2 室内試験と原位置の初期せん断剛性の比較

5.4.4 定式化曲線と試験結果との比較

今回使用した全ての試験結果とHDモデルによる定式化曲線との比較を粘性土、砂質土、礫質土ごとに図5.4.4.1, 5.4.4.2に示す。定式化曲線を求めるパラメータとして、拘束圧は試験結果の幅にほぼ対応する100kPa及び600kPaを与えた。また、S波速度は100m/s及び600m/sとした。初期せん断剛性 G_o はS波速度から土の種類ごとに(5.4.3.1)~(5.4.3.3)式より求めた。砂分含有率 S_c は試験結果の平均値に近い値として、粘性土：10%、砂質土：90%、礫質土：30%とした。

粘性土と砂質土は、 $G/G_o \sim$ および $h \sim$ 関係において拘束圧とS波速度による幅がやや大きいものの、定式化曲線は試験結果をほぼ包含していることがわかる。これに対して、礫質土では拘束圧による幅は粘性土や砂質土とほぼ同等と考えられるが、拘束圧による幅がかなり小さい。これは図5.4.1.1に示すように礫質土の h_{max} に及ぼす拘束圧の影響が粘性土、砂質土に比べて小さいためと考えられる。なお、室内試験の結果の中には微小ひずみ領域で減衰が数%存在するデータもある。定式化曲線は減衰ゼロとなっており、試験結果との対応はよくない。しかし、5.3.2節で述べたように微小ひずみでの減衰については結論がでていないことから、ここではモデルの考え方(微小ひずみでの減衰がゼロ)を修正しないこととした。なお、定式化曲線と今津・福武(1986)が示した範囲を比較したのが、図5.4.4.3および図5.4.4.4である。減衰定数の評価にやや違いが見られるものの、定式化曲線は今津・福武が示した範囲をほぼ包含している。

以下の検討により、拘束圧、原位置S波速度、砂分含有率から求めた h_{max} , h_{max} を用いてHDモデルにより定式化した曲線は不攪乱試料に基づく $G/G_o \sim$ 、 $h \sim$ 関係を簡便に評価できる可能性を示した。

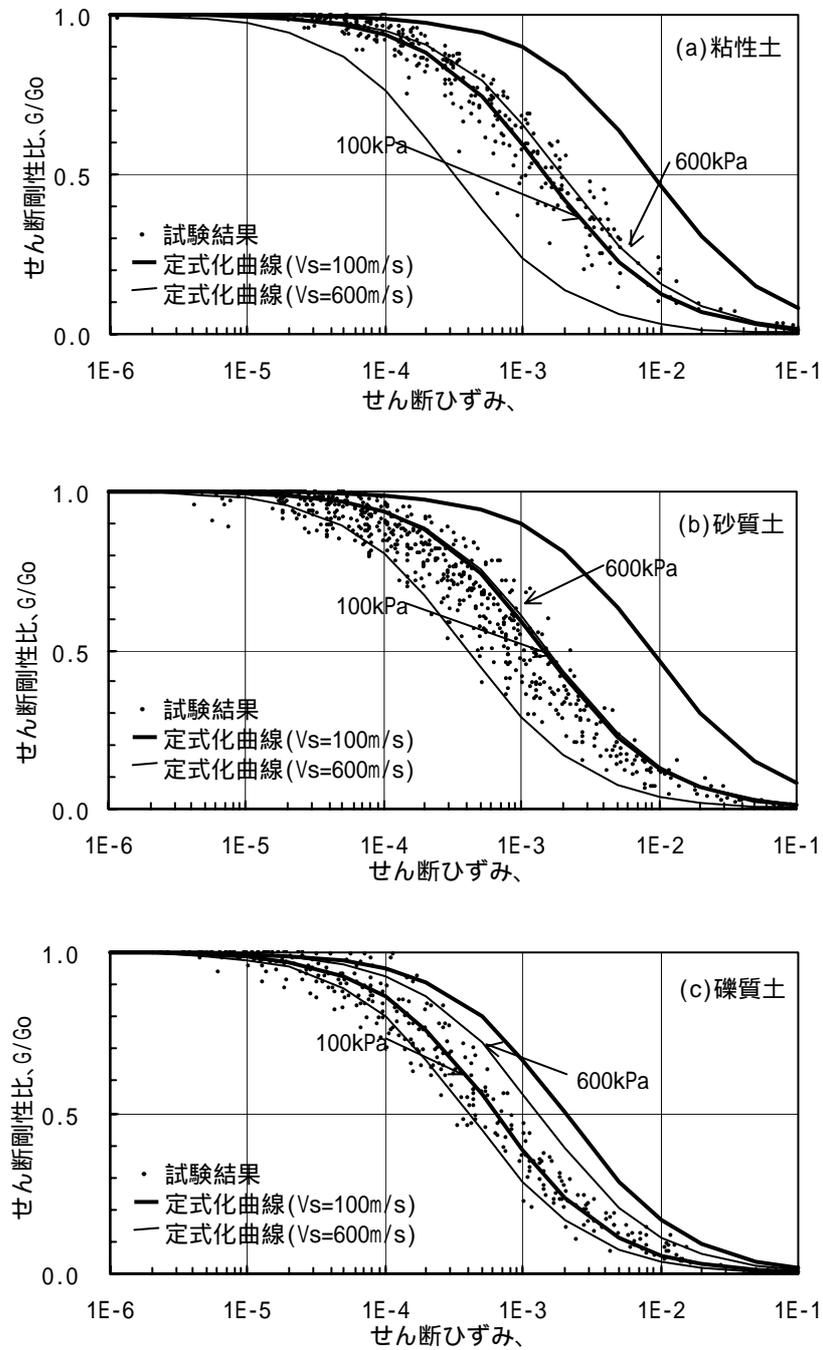


図5.4.4.1 室内試験結果とHDモデルによる定式化曲線との比較($G/G_0 \sim$ 関係)

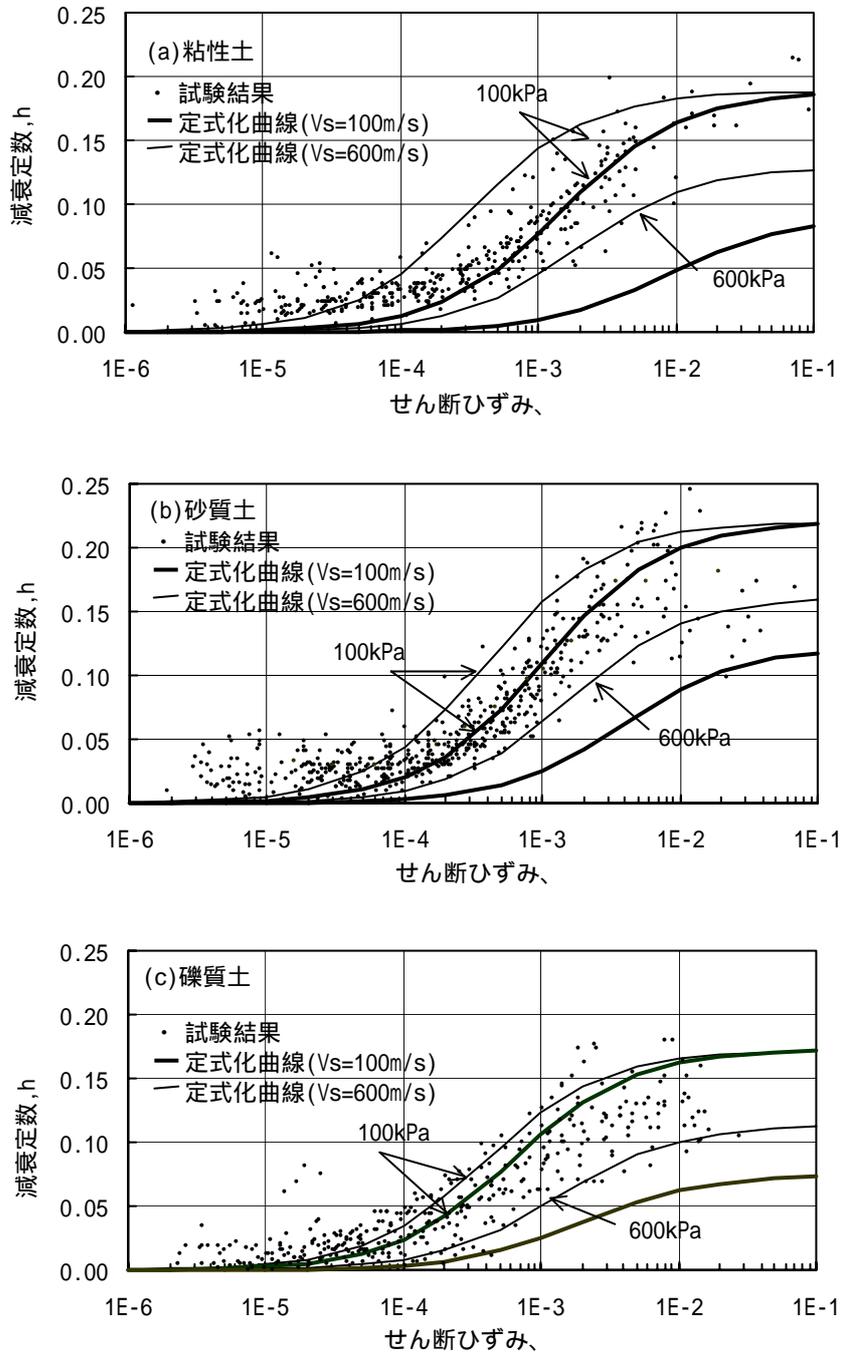


図5.4.4.2 室内試験結果とHDモデルによる定式化曲線との比較($h \sim$ 関係)

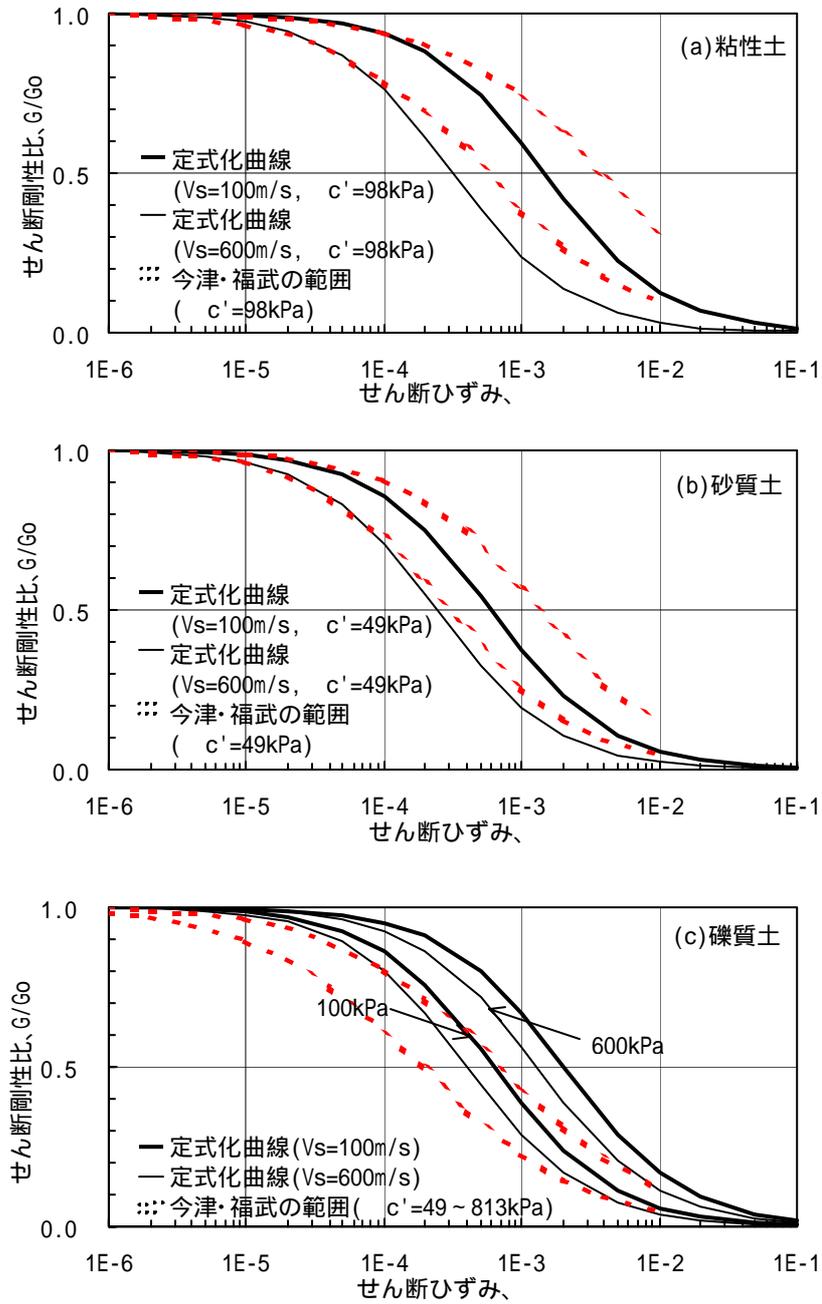


図5.4.4.3 定式化曲線と今津・福武の範囲の比較($G/G_0 \sim$ 関係)

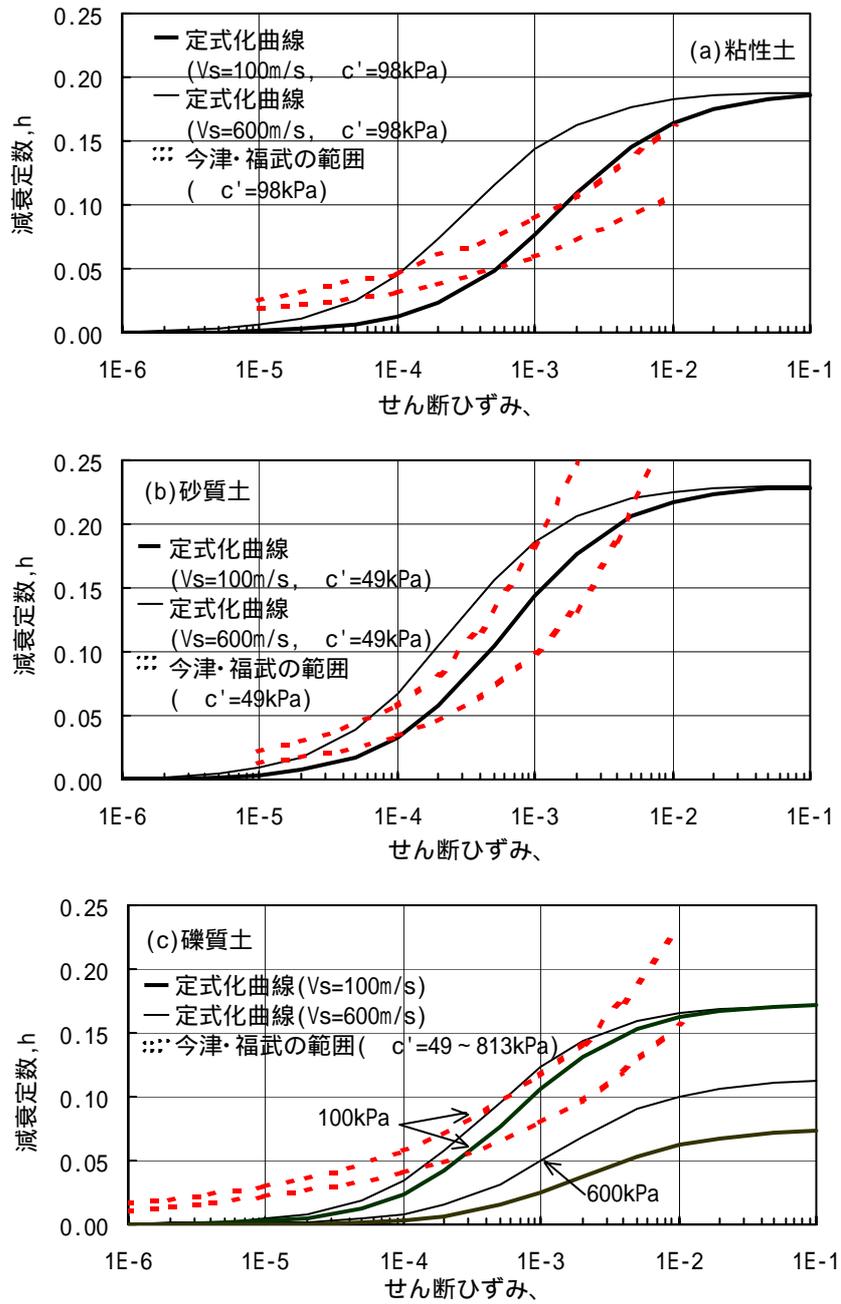


図5.4.4.4 定式化曲線と今津・福武の範囲の比較(h ~ 関係)

5章

5.5 結論

原地盤から採取した粘性土、砂質土および礫質土の不攪乱試料に対する繰返し変形試験結果に基づいて、土の応力ひずみ関係のモデル化として利用されているRO及びHDモデルで定式化を検討した。まず、ROモデルとHDモデルによるモデル化の方法について述べ、試験結果との比較を行った。次に、HDモデルによる定式化を対象としてモデル定数の簡易評価法を検討した。さらに、簡易評価によって求めたモデル定数による定式化曲線の妥当性を検討した。本章の検討により得られた結論は以下の通りである。

不攪乱試料の繰返し変形試験結果をRO及びHDモデルでモデル化する方法を示した。HDモデルによる定式化曲線は、 $G/G_o \sim$ 関係においてROモデルより試験結果とよく対応していることがわかった。また、 $h \sim$ 関係においては、HDモデルによる定式化曲線が微小ひずみ領域において試験結果をやや過小評価しているものの、全体的には試験結果とほぼ対応する結果が得られた。

繰返し変形試験結果をHDモデルで定式化するのに必要なモデル定数(γ_{max}, h_{max})が試験拘束圧、原位置S波速度、砂分含有率に依存することから、これらのパラメーターよりモデル定数より求める方法を示した。

モデル定数の簡易評価によって求めた定式化曲線は対象とした室内試験結果や既往の成果とほぼ対応していることがわかった。従って、不攪乱試料に基づく $G/G_o \sim$ 、 $h \sim$ 関係が簡便に評価できる可能性を示した。

5章

<参考文献>

- 5.1) 安達俊夫(1988):「砂および粘性土の原位置におけるせん断剛性と減衰定数のひずみ依存性の推定法に関する実験的研究」、日本大学博士論文.
- 5.2) 土木学会(1989):「動的解析と耐震設計 第1巻 地震動・動的物性」、技報堂出版.
- 5.3) Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. (1972): "Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves," Proc. ASCE, SM7, pp.667-692.
- 5.4) 畑中宗憲,杉本三千雄,鈴木善雄,福島正巳(1982):「粘性土の動的変形特性に及ぼす塑性指数の影響」、第17回土質工学研究発表会、pp.1709-1712
- 5.5) 今津雅紀、福武毅芳(1986):「砂礫材の動的変形特性」、第21回土質工学研究発表会、pp.509-512.
- 5.6) Jennings, P.C. (1964): "Periodic Response of a General Yielding Structure," Proc. ASCE, Vol.90, EM2, pp.131-167.
- 5.7) 建設省土木研究所(1982):「地盤地震時応答特性の数値解析法 -SHAKE:DESRA-」、土研資料第1778号.
- 5.8) 清田芳治,萩原康嘉,田村英雄(1995):「珪砂6号の動的変形特性に関する研究」、第30回土質工学研究発表会、pp.851-852.
- 5.9) 清田芳治,萩原康嘉,田村英雄(1996):「珪砂6号の動的変形特性に関する研究(その2)」、第31回土質工学研究発表会、pp.1003-1004.
- 5.10) 日本港湾協会(1989):「港湾の施設の技術上の基準・同解説」
- 5.11) 杉本三千雄,畑中宗憲,辰巳安良(1978):「海底軟弱粘土の動力学特性と動的解析のためのモデル化」、第5回日本地震工学シンポジウム、pp.713-720.
- 5.12) 龍岡文夫,岩崎敏男,高木義和(1978): "Hysteretic damping of sands and its relation to shear modulus," Soils and Foundations, Vol.18, No.2, pp.25-40.
- 5.13) 時松孝次(1989):「室内試験、原位置試験及び地震記録から求めた土の動的性質」、第2回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム、pp.11-16.
- 5.14) 安田進,山口勇(1984):「室内および原位置で求めた動的せん断定数」、砂質土および砂地盤の変形・破壊強度の評価-室内試験法および試験結果の解釈と適用-に関するシンポジウム発表論文集、土質工学会、pp.115-118.
- 5.15) 安田進、山口勇(1985):「種々の不攪乱土における動的変形特性」、第20回土質工学研究発表会、pp.539-542.
- 5.16) 吉田望(1994):「実用プログラムSHAKEの適用性」、軟弱地盤における地震動増幅シンポジウム発表論文集、pp.14-31.

6．大ひずみ領域における繰返し変形特性の評価

6.1 研究の背景と目的

5章で示した繰返し変形特性に関する既往の経験式は主に繰返し変形試験(繰返し三軸試験、共振法試験、繰返しねじり試験など)結果をベースに構築されたものであるが、基になっている試験結果のひずみレベルは $10^{-6} \sim 10^{-2}$ 程度がほとんどで、ひずみが1%以上の $G \sim \gamma, h \sim$ 関係については明らかでなく、十分検討されていないものが多い。また、実務においても従来地震応答解析で検討対象となるひずみが1%を超えることが少なかったため、大ひずみ領域の非線形特性の必要性は小さかった。そのため、今までの提案式から求めた砂質・礫質地盤の $G \sim \gamma, h \sim$ 関係を用いて地震応答解析を行っても、ひずみが1%を超えるような液状化層での応答を精度良く評価できないと考えられてきた。

ところが、兵庫県南部地震では、ポートアイランドなどの人工島や埋立地で大規模な液状化が発生し、地盤変形による杭基礎の被害が確認されたことから、液状化時の地盤挙動を設計で考慮する必要性が高まってきた。また、多くの設計基準類が兵庫県南部地震以降に改定され、構造物の設計にレベル2地震動による地盤の応答特性が求められている。このような地震動の作用下における砂質土・礫質地盤の挙動評価には、液状化が生じるひずみレベルにおける非線形特性の把握が重要な課題となる。

このような背景から、本章ではひずみが1%を超える領域における $G \sim \gamma, h \sim$ 関係を明らかにするため、原位置地盤凍結サンプリング法によって得られた不攪乱砂質・礫質試料を用いて非排水繰返しせん断試験(液状化試験)を行い、試験結果をせん断剛性比 \sim せん断ひずみ関係($G/G_0 \sim \gamma$), $h \sim$ という形で整理して、大ひずみ領域における非線形特性を求め、繰返し変形試験で得られる結果と比較する。さらに、大ひずみ領域の変形特性に影響を及ぼす要因について検討する。それらの結果に基づき、砂質・礫質地盤の液状化時挙動を評価するための等価線形解析に用いる変形特性の考え方を述べる。

6.2 繰返し変形試験結果と液状化試験結果の比較

大ひずみ領域の非線形特性を評価するため、豊浦砂および原位置凍結サンプリング法で採取した不攪乱試料の液状化試験結果を $G/Go \sim h$ 関係として整理し、同じ試験条件で行った繰返し変形試験結果との対応について検討した。

6.2.1 豊浦砂による検討

豊浦砂を用いて空中落下法により 2 種類の相対密度 ($Dr=50\%, 80\%$) の供試体を作成し、繰返し三軸試験装置を用いて液状化試験と繰返し変形試験を行った。試験時の拘束圧は 98kPa, 490kPa の 2 種類である。

図 6.2.1.1 は試験拘束圧 (σ'_v) と相対密度 (Dr) が異なる条件に対して、豊浦砂の液状化試験結果 (2 種類の応力比) における各繰返し回数ごとの応力 - ひずみ関係を $G/Go \sim h$ 関係として整理したものである。ここで用いた液状化試験結果のうち、 $Dr=80\%$ については繰返し載荷 10 回以上の結果である。液状化試験における Go は試験の前に 10^{-5} 付近のひずみレベルで求めた値としている。図には同じ拘束圧・相対密度の繰返し変形試験結果として、各ステージにおける 5 波目と 10 波目の結果も示している。ただし、 $Dr=50\%$ の場合は繰返し載荷中にひずみが急増したために 0.1% より大きいひずみレベルにおける試験結果が少なかった。なお、図の表示はせん断剛性比の結果を大きな記号、減衰定数の結果を小さな記号とした。

図 6.2.1.1 より、液状化試験結果と繰返し変形試験結果から求めた $G/Go \sim h$ 関係は概ね連続的な関係にある。 $Dr=50\%$ の場合は液状化試験における応力比の幅が小さいために、見かけ上 G/Go に及ぼす応力比の影響が小さくなっている。 $Dr=80\%$ の場合は繰返し回数が 10 回以上の液状化試験結果を対象としたため、応力比が G/Go に及ぼす影響が小さくなっていると思われる。したがって、繰返し変形試験結果に比較的繰返し回数の長い液状化試験結果を加えることで、大きなひずみレベルにおける非線形特性を精度良く把握できる可能性がある。

一方、 $h \sim \Delta W$ 関係については、液状化試験結果と繰返し変形試験結果の対応が $G/Go \sim h$ 関係ほど良くないが概ね調和的である。また、液状化試験時の応力比が $h \sim \Delta W$ 関係の値に及ぼす影響も小さい。ただし、1% 以上のひずみ領域ではひずみの増加とともに減衰定数が低下する傾向にある。 $Dr=50\%$ の場合は液状化試験においてひずみが急増するため最大減衰の推定が困難であるが、 $Dr=80\%$ の結果も含めて拘束圧、相対密度によらず $\Delta W = 10\%$ 程度での減衰定数は 5% 程度となっている。大ひずみ領域でひずみの増加とともに減衰定数が低下する理由としては、図 6.2.1.2 に示すように液状化試験の応力 - ひずみ関係から得られる履歴ループの形状がひずみの増加とともに紡錘形から逆 S 字形になるためと考えられる。減衰定数は(6.2.1.1)式で定義される。

$$h = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (6.2.1.1)$$

6章

ここに、 w : 弾性エネルギー、 w : 減衰エネルギーである。

図 6.2.1.2 に用いた試験結果の各繰返し回数における W と W を求めると図 6.2.1.3 のようになる。大ひずみ領域では W がほとんど変化せず、 W だけが大きくなるため、(6.2.1.1) 式より求める減衰定数 h がひずみの増加とともに小さくなることから、大ひずみ領域の減衰定数の傾向が説明できる。

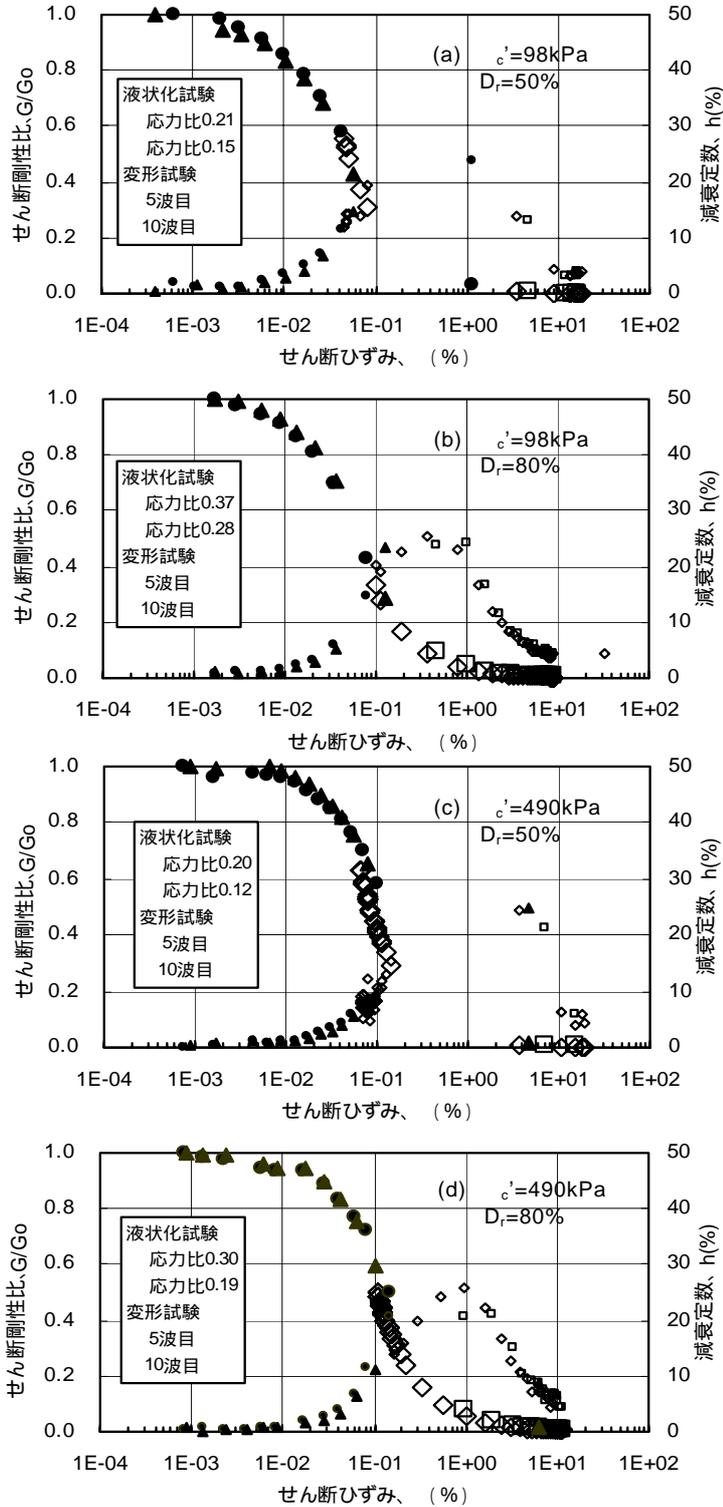
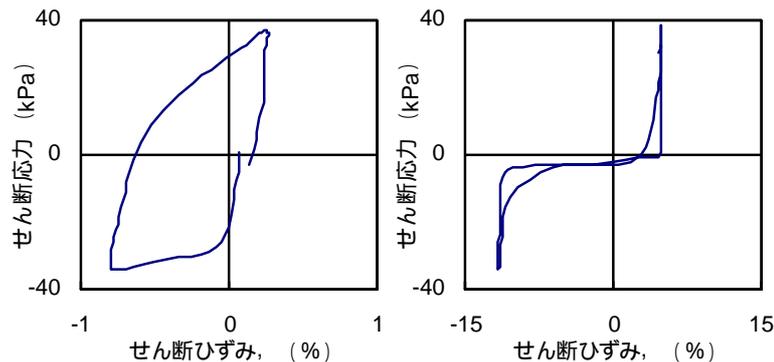


図6.2.1.1 繰返し変形試験結果と液状化試験結果の比較(豊浦砂)



(a) せん断ひずみ振幅1.1% (b) せん断ひずみ振幅16.5%

図6.2.1.2 液状化試験結果における応力 - ひずみ関係
(豊浦砂：相対密度80%、拘束圧98kPa)

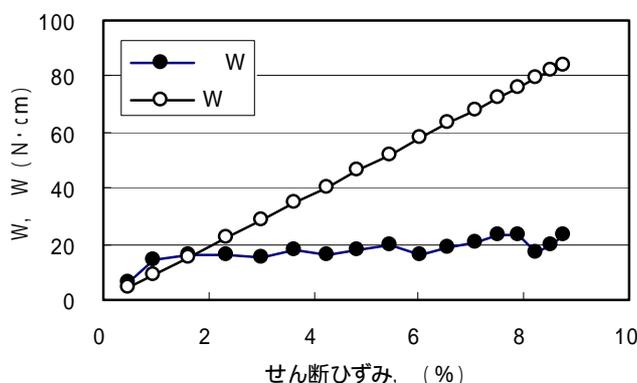


図6.2.1.3 液状化試験結果における弾性エネルギー W と減衰エネルギー W
(豊浦砂：相対密度80%、拘束圧98kPa)

図 6.2.1.4 は、図 6.2.1.1 に示した液状化試験結果の各繰返し回数におけるせん断剛性比および減衰定数を試験拘束圧ごとに比較したものである。大ひずみ領域のせん断剛性比を明確にするため、図 6.2.1.4(a)、(b)の縦軸はログスケールで表示している。拘束圧が 98kPa および 490kPa のいずれの試験結果においても、応力比の大きい方がわずかにせん断剛性比が大きくなっているが、相対密度の影響はほとんどない。また、拘束圧が 98kPa より 490kPa の方が同じひずみに対してわずかにせん断剛性比が大きい傾向が見られる。一方、図 6.2.1.4 (c)、(d)より、拘束圧が 98kPa および 490kPa のいずれの試験結果においても、応力比・相対密度が $h \sim$ 関係に及ぼす影響は小さいと言える。また、最大減衰に達するまでは、拘束圧 98kPa より 490kPa の方が同じひずみに対して減衰定数の値が小さいものの、1%以上のひずみ領域では拘束圧の違いが $h \sim$ 関係に及ぼす影響が小さくなっている。

以上より、せん断ひずみが1%を超える大ひずみ領域における豊浦砂のせん断剛性比は応力比、相対密度、拘束圧の影響を受けるもののその程度は小さいため、実用上ひずみによってほぼ一義的に表せると考えられる。また、大ひずみ領域の減衰定数はひずみの増加とともに減少する傾向にあり、ひずみ以外のパラメーターの影響は小さいと考えられる。

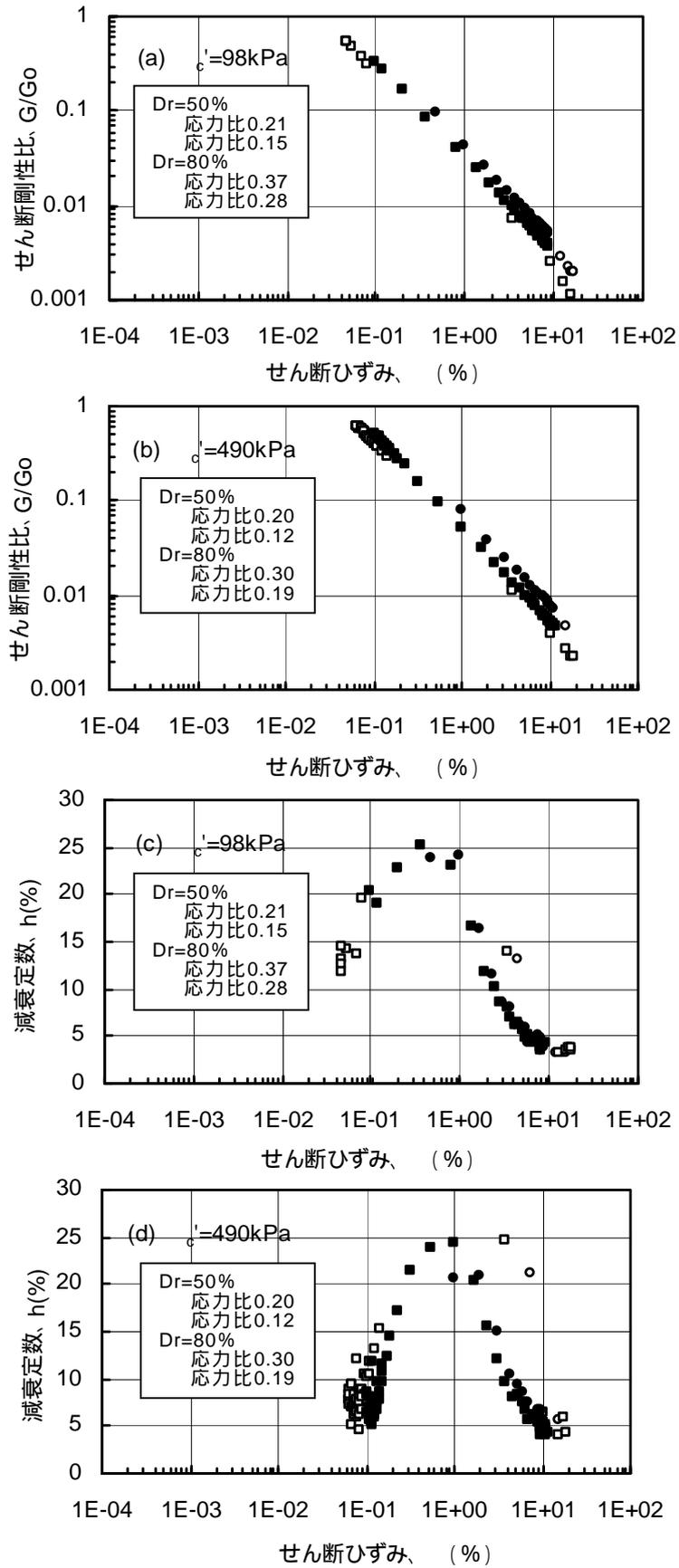


図6.2.1.4 液状化試験結果に基づくせん断剛性比、減衰定数とひずみの関係(豊浦砂)

6章

6.2.2 不攪乱試料による検討

本節では、原位置凍結サンプリング法によって採取された不攪乱砂質・礫質試料を用いて液状化試験を行い、試験結果を $G/G_0 \sim h$ 関係として整理し、大ひずみ領域での非線形特性を繰返し変形試験結果と比較した。

試験に用いた試料は、9サイトから原位置地盤凍結サンプリング法により採取した12種類の不攪乱砂質土および礫質土である。試料の物理特性と粒度曲線を表6.2.2.1、図6.2.2.1に示す。

図6.2.2.2～6.2.2.4は、 N_1 値の大きさが異なる3種類の砂質土と礫質土の正弦波載荷による液状化試験結果を $G/G_0 \sim h$ 関係として整理したものである。なお、 G_0 は $=10^5$ 付近で測定した値をそれぞれ用いている。図には同じ拘束圧における繰返し変形試験結果も示している。図より、液状化試験結果と繰返し変形試験結果から求めた $G/G_0 \sim h$ 関係は、液状化試験時の応力比によってわずかに差が見られるものの概ね調和的である。いずれの結果においても、応力比が小さい(繰返し回数が長い)液状化試験結果が繰返し変形試験結果との対応がよい。また、異なる試料の結果を比較しても0.1%以上におけるせん断剛性比はほぼ同じであり、さらにこれらの値は豊浦砂の結果とも対応していることは興味深い。

一方、 $h \sim$ 関係は、液状化試験結果と繰返し変形試験結果はほぼ連続的な関係にあるが、1%以上のひずみ領域で減衰定数が低下する傾向があり、豊浦砂による結果と同じ現象が生じている。最大減衰はせん断ひずみ1%付近で発生しており、その値は土の種類によって異なるが、せん断ひずみ10%付近での減衰定数はいずれの結果においても10%程度となっている。この値は豊浦砂の結果より大きい。これは図6.2.2.5に示すように、不攪乱試料による液状化試験では大ひずみ領域でも減衰エネルギー W が漸増しており、豊浦砂による結果(図6.2.1.3参照)ほど W と W の比が大きくならないためと考えられる。

表6.2.2.1 不攪乱砂質・礫質試料の物理特性

試料名	土質名	地質年代	有効上載圧 v' (kPa)	N値	N_1 値	相対密度 D_r (%)	細粒分 F_c (%)	間隙比 e	初期せん断剛性 G_0 (MPa)	供試体寸法(cm) :直径,h:高さ
IK	砂	沖積	157	15	12	57	6.2	1.10	56.3	=5, h=10
OM	砂	沖積	157	18	14	77	3.4	0.71	82.4	
SW	砂	沖積	108	37	36	81	0.5	0.86	69.3	
ED	砂	洪積	118	22	20	70	3.6	0.84	89.5	
YD	砂	沖積	137	24	21	75	1.5	0.77	66.2	
UR	砂	沖積	98	5	5	68	18.0	1.37	25.5	
HI	砂	沖積	147	18	15	87	23.0	0.94	91.4	=10, h=20
Hlg	砂礫	沖積	69	22	26	86	0.2	0.47	59.7	
KPU	砂礫	埋立	88	8	8.4	110	7.6	0.38	46.9	=15, h=30
KPL	砂礫	埋立	196	16	11	119	5.3	0.41	91.1	
KFU	砂礫	沖積	108	44	42	101	0.4	0.23	139.0	=30, h=60
KFL	砂礫	沖積	206	68	54	106	0.5	0.23	358.0	

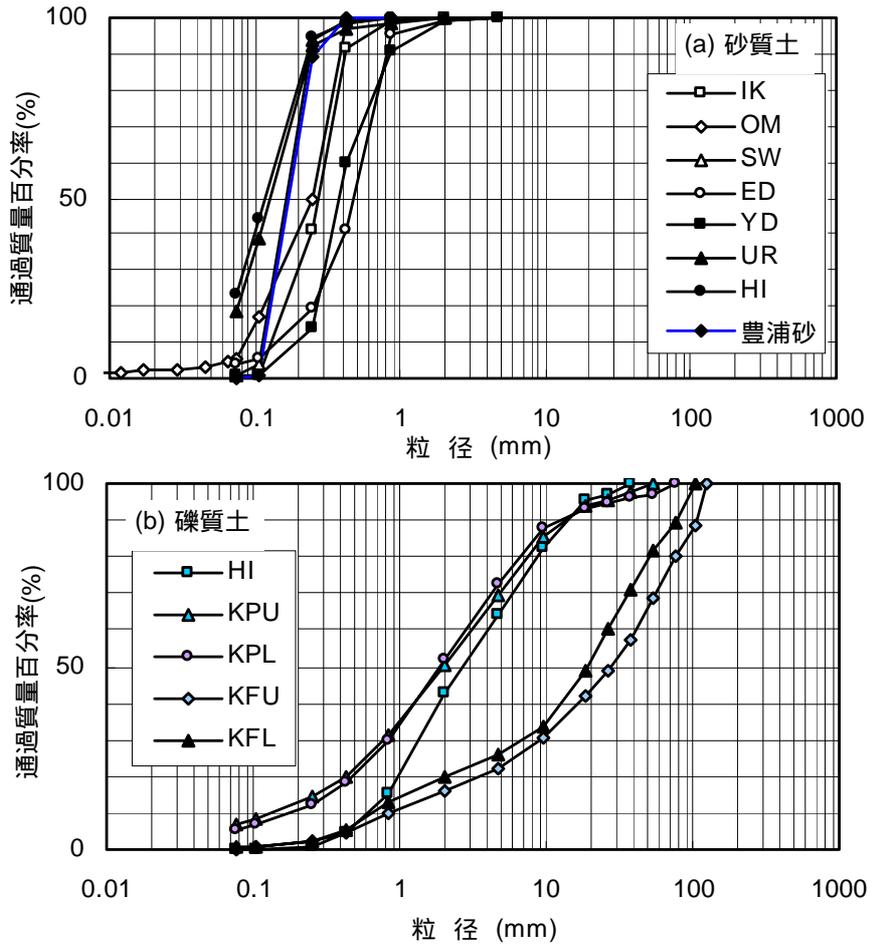


図6.2.2.1 検討に用いた試料の粒度曲線

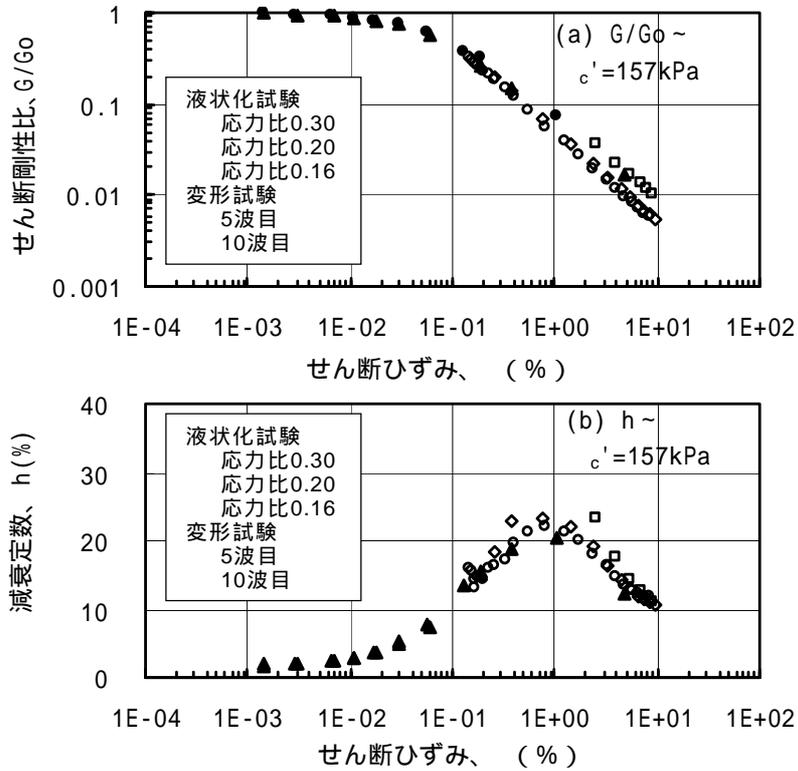


図6.2.2.2 繰返し変形試験と液状化試験の比較(OM試料)

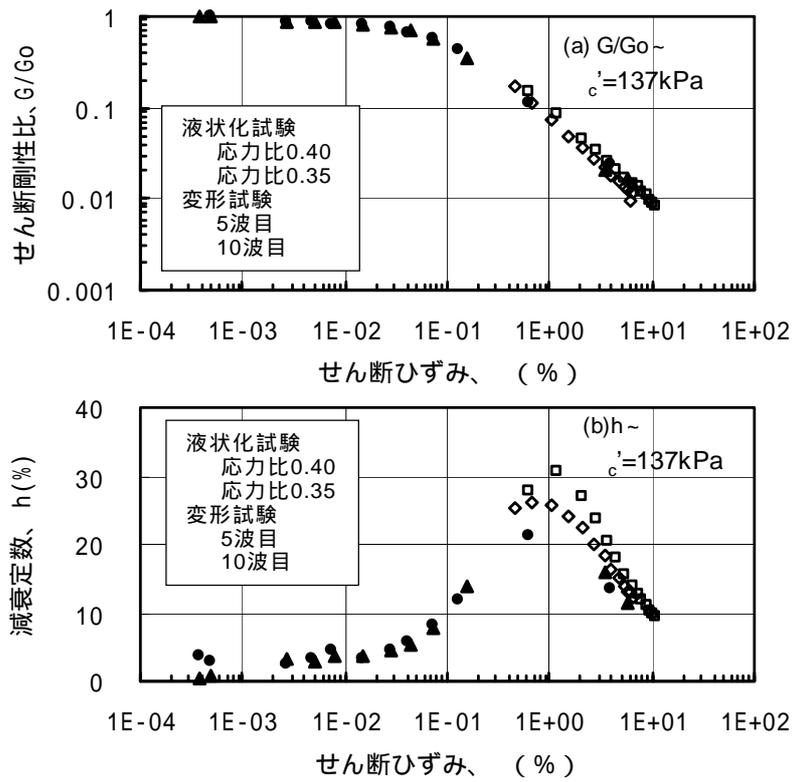


図6.2.2.3 繰返し変形試験と液状化試験の比較(YD試料)

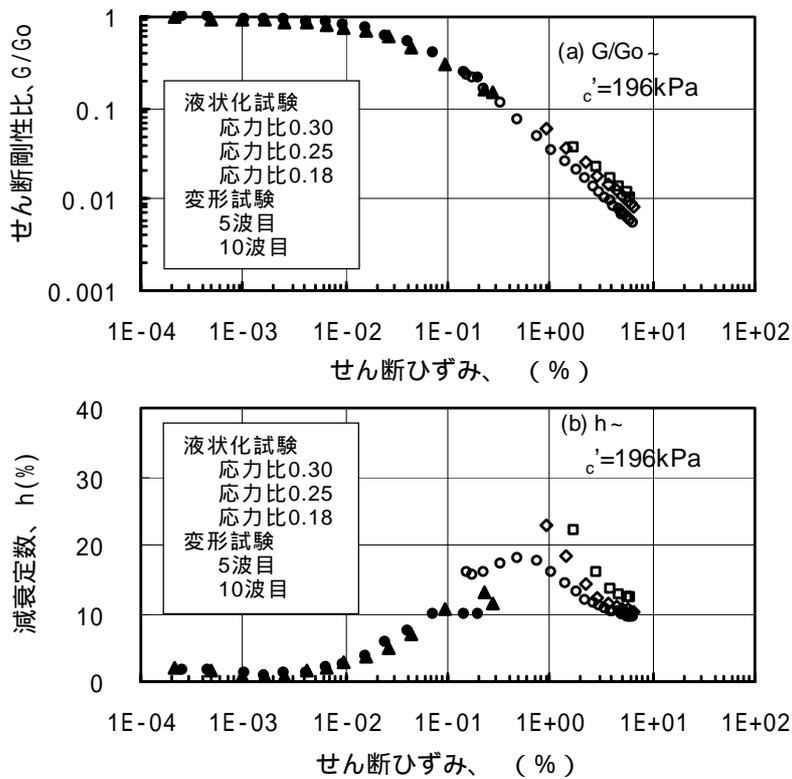


図6.2.2.4 繰返し変形試験と液状化試験の比較(KPL礫試料)

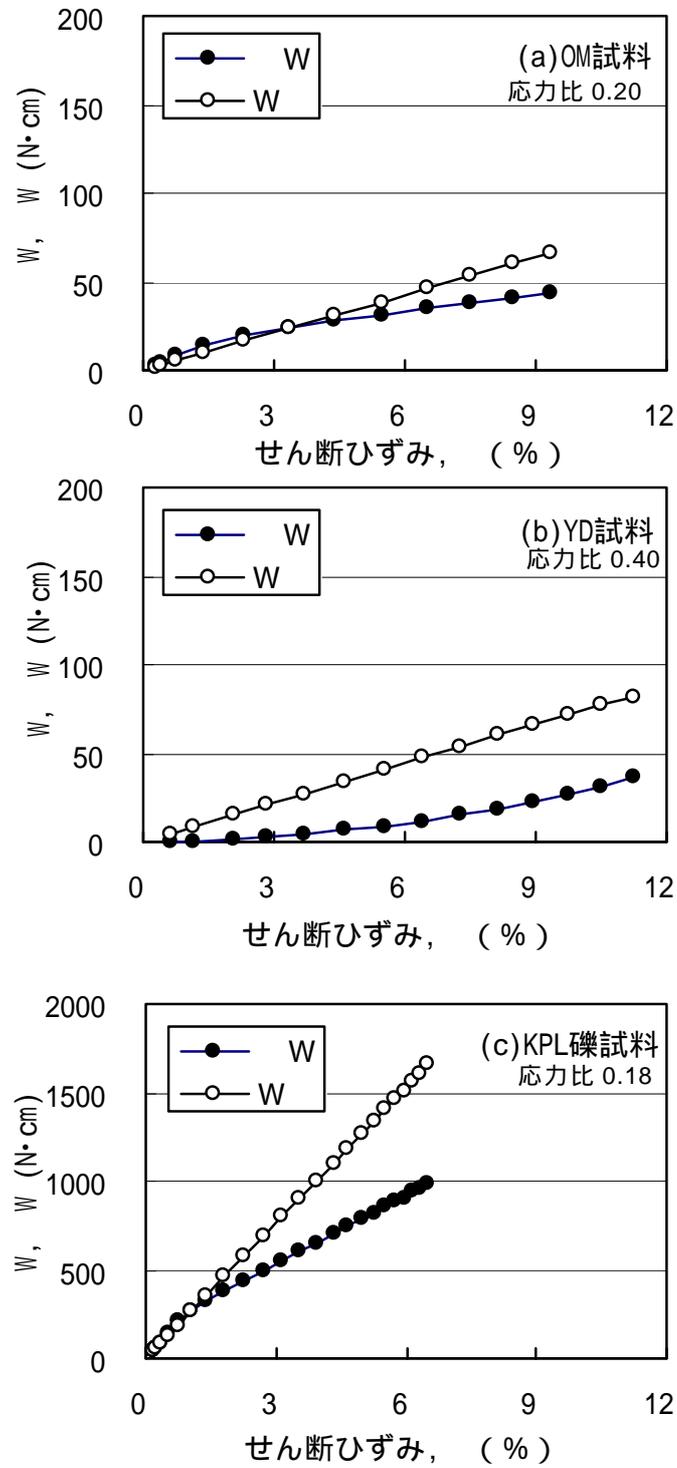


図 6.2.2.5 液状化試験における弾性エネルギー W と減衰エネルギー W

6.2.3 大ひずみ領域の非線形特性

図 6.2.3.1 は、表 6.2.2.1 に示した全ての不攪乱試料の液状化試験結果における 5 波目、10 波目の $G/Go \sim$ 関係および $h \sim$ 関係を比較したものである(図中には 5 波目、10 波目の区別はしていない)。図に示した結果は、土の種類、 N 値、相対密度、試験時の拘束圧がそれぞれ異なっているが、せん断剛性比はある範囲に収まっている。従って、大ひずみ領域における砂質土・礫質土のせん断剛性比に及ぼす土の種類や拘束圧の影響は小さいと言える。減衰定数はせん断ひずみが 1% 付近で最大値となり、それより大きなひずみ領域ではひずみの増加とともに減少する傾向にある。せん断ひずみ 10% 程度における減衰はかなりばらつきはあるものの 10% 程度が下限値と考えられる。

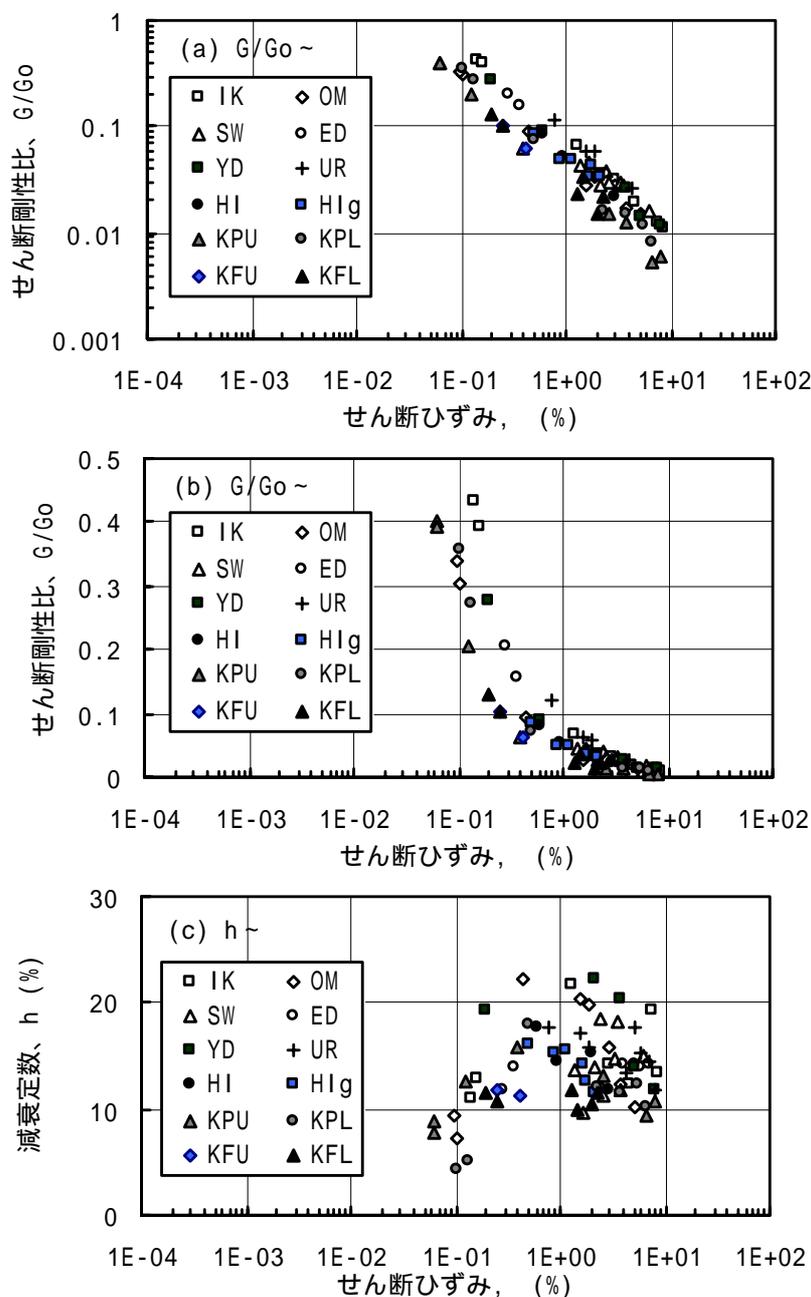


図6.2.3.1 液状化試験結果に基づく大ひずみ領域の $G/Go \sim$ 関係、 $h \sim$ 関係

6.3 等価線形解析に用いる液状化地盤の変形特性の考え方

大規模な液状化が生じたポートアイランドや東神戸大橋では、鉛直アレー観測が行われており、液状化した地盤の応答が記録されている。これらの記録を用いたシミュレーション解析が数多くの研究機関で実施されており、それらの事例によれば、液状化時の剛性低下を適切に評価することで、等価線形解析でも液状化時の地盤挙動を実用上十分な精度で評価出来ることが示されている。

具体的には、液状化層の剛性を初期せん断剛性に対して一率に低減する方法である。三輪ら(1998)はポートアイランドの観測記録から、せん断剛性の低下率、せん断ひずみを求めた事例を表 6.3.1 にまとめている。液状化の発生によるまさ土層のせん断剛性は初期剛性の 1/20 ~ 1/10 程度まで低下し、1% ~ 4%のせん断ひずみが生じたと考えられる。また、表 6.3.2 に示す wildlife の記録から推定される液状化時の剛性低下やひずみとほぼ同程度となっている。

さらに、三輪らは東神戸大橋の鉛直アレー記録を用いたシミュレーションも行っている。図 6.3.1 は東神戸大橋の地盤モデル、図 6.3.2 は繰返し変形特性モデルである。図 6.3.3 および 6.3.4 は等価線形解析による結果を示している。主要動部分で見ると剛性低下を 1/50 ~ 1/100 とした場合に観測記録とよく一致している。一方、等価線形解析に用いる剛性低下曲線として、図 6.3.5 に液状化後のサイクリックモビリティを考慮した事例も提案されている(社本、1998)。

表 6.3.1 ポートアイランドの記録から求めた液状化時の剛性低下とせん断ひずみ
(三輪ら、1998)

文献	文献番号	著者	剛性低下率	せん断ひずみ	検討方法
1	6.11	黒田ら	0.04~0.06	1~2	鉛直アレー記録より地盤の応力-ひずみ関係を推定
2	6.12	国生ら	0.04~0.06	1~2.3	鉛直アレー記録から逆解析で固定
3	6.13	古田ら	0.01~0.02	1~3	鉛直アレー記録から逆解析で固定
4	6.14	川瀬ら	0.06	4	相互相関係数のピークの伝播時間からS波速度を推定
5	6.15	鈴木ら	0.01	—	鉛直アレー記録から逆解析で固定
6	6.16	森尾ら	0.05	—	フェイズスペクトル、相互相関による伝播速度、応力ひずみの関係
7	6.17	宮田ら	0.01~0.015	—	観測記録のピークの伝播速度
8	6.18	望月ら	0.05	—	相互相関解析

表 6.3.2 既往の研究にみられる液状化時の剛性の低下(三輪ら、1998)

文献	文献番号	著者	剛性低下率	せん断ひずみ	検討方法
1	6.19	時松ら	0.01~0.04	—	Wildlife の記録、観測記録の伝播関数の検討
2	6.20	三輪ら	0.03~0.1	—	Wildlife の記録、観測記録の応答スペクトル比

深度 (G.L. -m)	柱状図	土質区分	N 値 0 10 20 30 40 50	湿潤 密度 γ_1 (t/m ³)	せん断 波速度 V_s (m/sec)	せん断 剛性 G (t/m ²)	動的変 形特性	層 分割	F L 1.0	収束剛性に基づく 液状化モデル	
										G (t/m ²)	h
2	[Columnar diagram showing soil layers from 2m to 18m depth]	埋立 まき土	N=2.8	1.80	113	2345	①	1	1.0	469	0.12
4								2			
6								3			
8		埋立 まき土	N=5.0	2.00	137	3830	①	4		1/20, 1/50	0.20
10								5			
12								6			
14								7			
16	埋立 まき土	N=10.8	2.00	177	6394	①	8	1/100, 1/200	0.20		
18							9				
20	粘 土	N=3.3	1.64	150	3765	②	10	865	0.16		
22							11				
24							12				
26							13				
28							14				
24	砂質土	N=29.8	1.85	248	11610	③	15	4347	0.11		
25							16				
28	砂質土	N=42.9	2.00	280	16000	③	17	7416	0.10		
30							18				
32							19				
34							20				
36							21				
34	砂質土	N=42.9	2.00	280	16000		22	16000	0.02		

図 6.3.1 東神戸大橋の地盤モデル(三輪ら、1998)

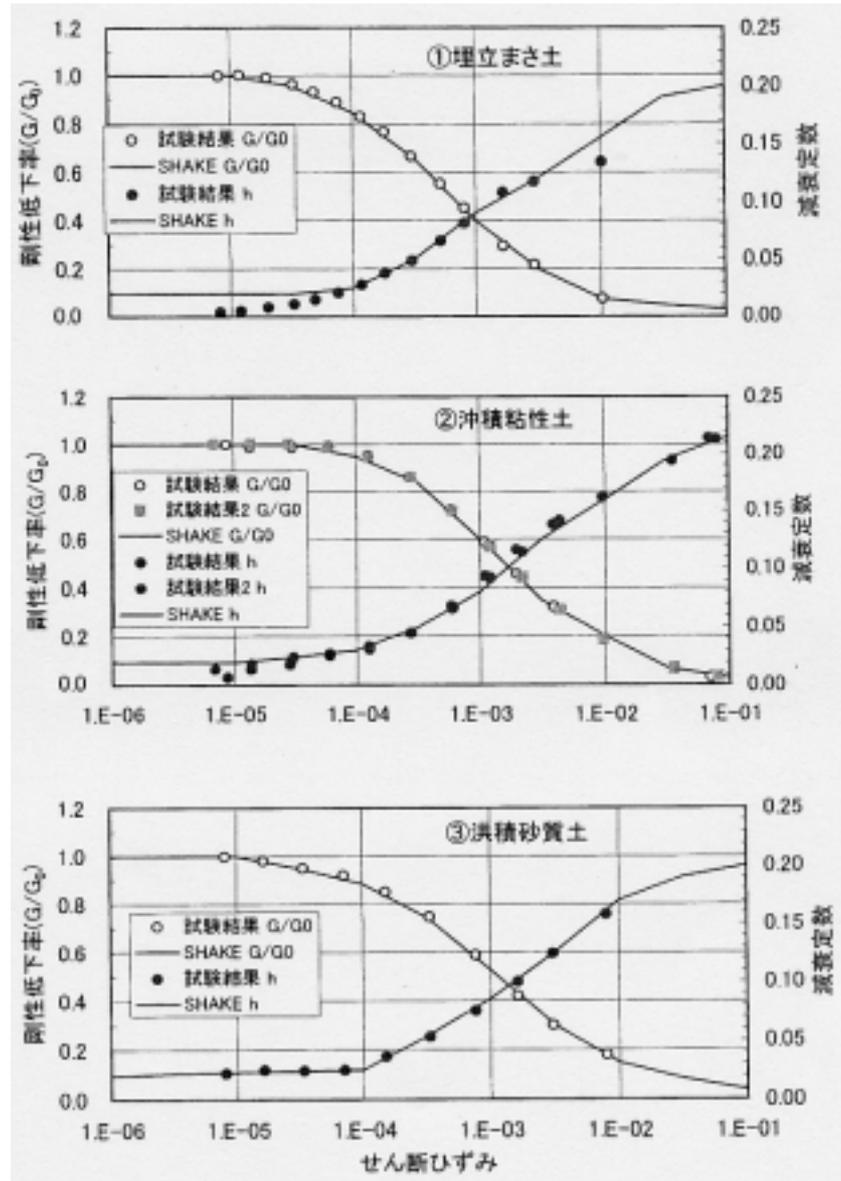


図 6.3.2 解析に用いた非線形特性(三輪ら、1998)

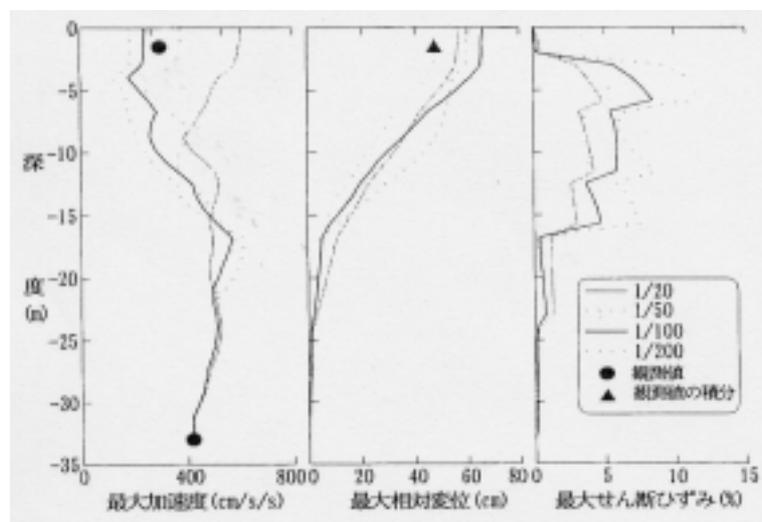


図 6.3.3 応答解析の最大分布(三輪ら、1998)

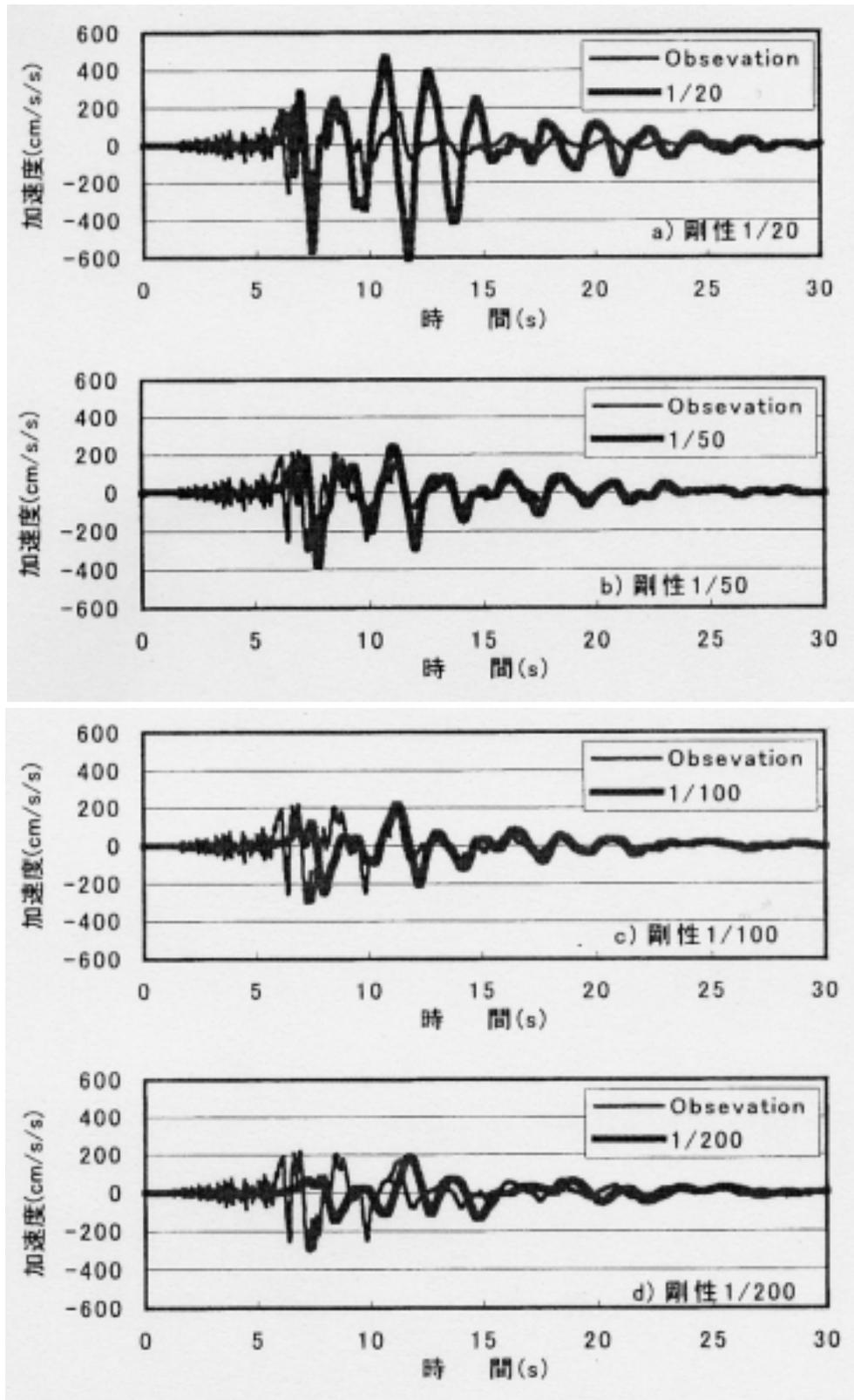


図 6.3.4 応答解析の地表面加速度と観測記録の比較(三輪ら、1998)

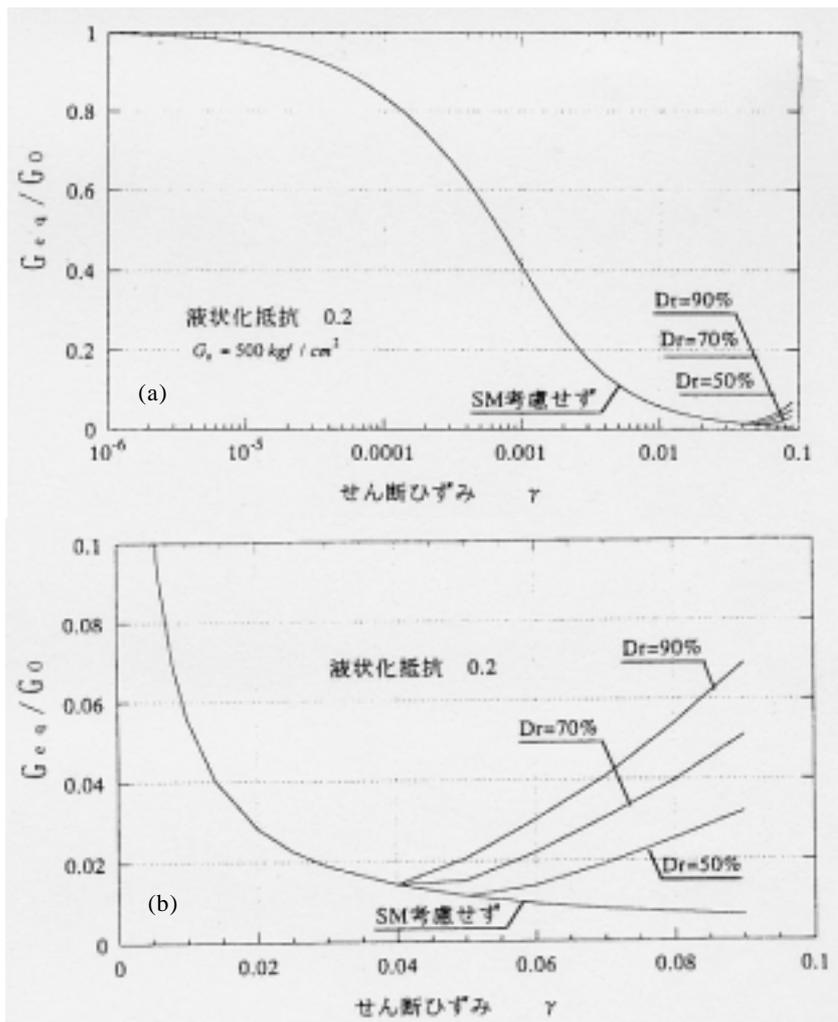


図 6.3.5 サイクリックモビリティを考慮した剛性低下曲線(社本、1998)

本研究では、前節で求めた大ひずみ領域の非線形特性と実被害例から解析に用いる液状化地盤の変形特性を設定した。図 6.3.6 は近年の地震の鉛直アレイで得られた強震記録の解析から推定された地震時の地盤のせん断ひずみ γ と N_a 値の関係(時松、1997)を示している。横軸の補正 N 値 N_a は建築基礎構造設計指針(2001)に従って求めた値である。図から、地震により発生する実地盤での繰返しせん断ひずみは N_a 値の増加とともに小さくなる傾向がある。したがって、等価線形解析に用いるせん断剛性比の下限値を N_a 値に応じて設定すれば、発生するせん断ひずみが実測値と対応するように評価できると考えられる。

図 6.3.6 において N_a 値に対応する繰返しせん断ひずみを図 6.2.3.1(a)にあてはめると、せん断剛性比が N_a 値に応じて図 6.3.7(a)のように設定できる。図 6.3.7(a)では $N_a=10, 20, 30$ に対しての繰返しせん断ひずみに対応するせん断剛性比の幅を示している。例えば $N_a=10$ の場合、解析に用いる 4%のせん断剛性比は $8/1000 \sim 2/100$ の間で一率に設定すればよいと考えられる。一方、減衰定数は図 6.3.7(b)に示すように $N_a=20$ の地盤では解析に用いる 1%の減衰定数を最大減衰(13~21%)とし、 $N_a=10$ の場合は解析に用いる 4%の減衰

6章

定数を 10～18%の間で一率に設定すればよいと考えられる。なお、図 6.3.7 で示した設定値にはかなり幅があるが、解析に用いる繰返し変形試験結果との連続性を考慮して大ひずみ領域の値を設定すればよいと考えられる。以上より、液状化が生じるような大ひずみ領域を対象とする場合の等価線形解析に用いる繰返し変形特性の設定方法を補正 N 値 N_a に応じて設定する方法を提案した。

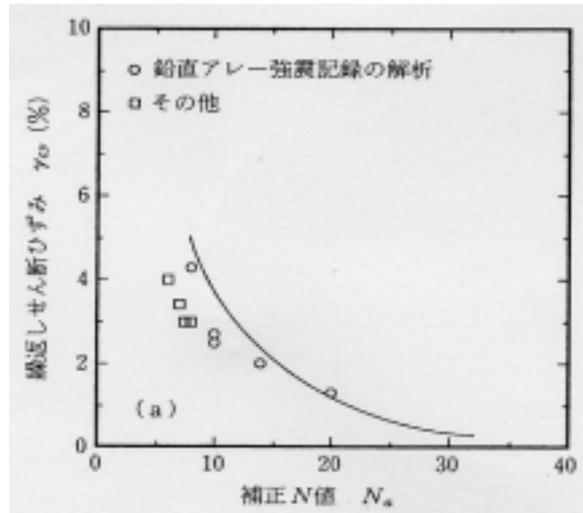


図6.3.6 実地盤における繰返しせん断ひずみと補正N値の関係(時松、1997)

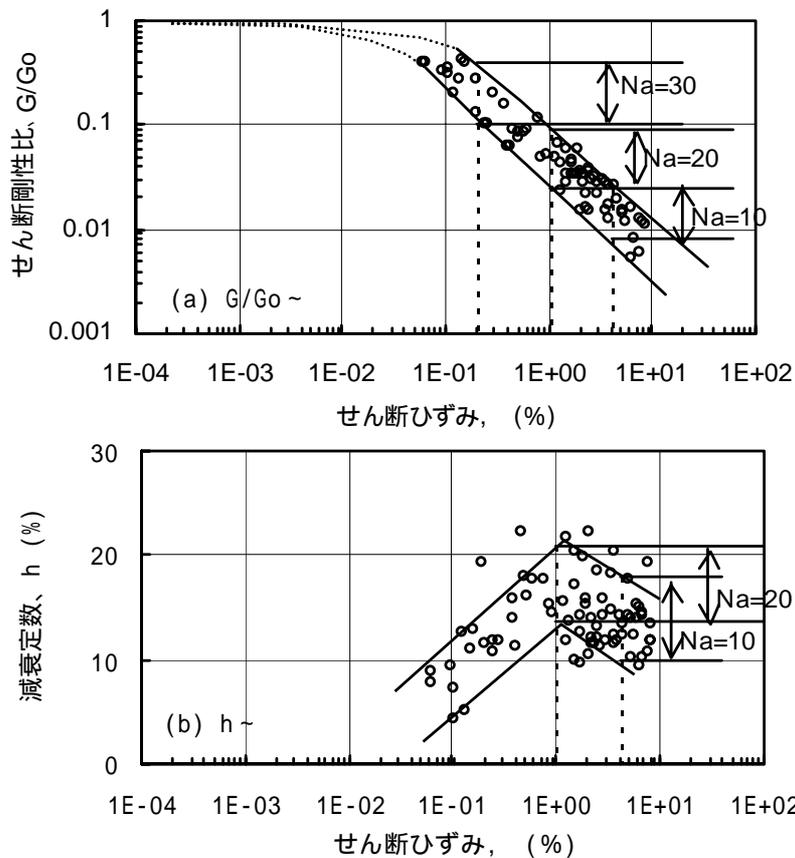


図 6.3.7 補正 N 値とせん断剛性比および減衰定数の関係

6.4 提案手法による応答評価と観測記録との比較

6.4.1 神戸ポートアイランドでの事例

6.3 節で提案したせん断剛性および減衰定数を用いて、等価線形解析により液状化地盤での代表的な記録である兵庫県南部地震におけるポートアイランドの鉛直アレー観測記録のシミュレーション解析を行った。図 6.4.1.1 に地震観測地点の柱状図、表 6.4.1.1 に解析用地盤モデルを示す。入力地震動は図 6.4.1.2 に示すように、GL-83.8m で観測された地震動の NS-EW 成分を合成して求めた主軸方向(真北から反時計回りに 20 度回転した方向)の波を用いた。図 6.4.1.3 に主軸方向の観測波を示す。地盤の非線形特性は凍結サンプリング試料(礫質土)およびチューブサンプリング試料(粘性土)を用いた繰返し変形試験結果を HD モデルでモデル化した曲線を用いた(図 6.4.1.4 参照)。ただし、液状化したと考えられる表層の礫質土(埋立マサ土)については、大ひずみ領域のせん断剛性比を GL-2.3m ~ -10m の層(N 10)については 0.012 (4%)、GL-10m ~ -18.6m の層(N 15)については 0.02 (2%) と一定値とした。また、大ひずみ領域の減衰定数については、GL-2.3m ~ -10m の層については 10%(4%)、GL-10m ~ -18.6m の層については 12%(2%) と一定値とした(本手法による等価線形解析を以下、提案法と略す)。モデル化曲線は図 6.4.1.4(c)に示しているが、大ひずみ領域の値は繰返し変形試験結果との連続性を考慮して設定した。なお、比較のため、通常の等価線形解析も行った(以下、従来法と略す)。従来法の非線形特性は、液状化したと考えられる層についても図 6.4.1.4(a)に示す HD モデルによる曲線を用いた。

図 6.4.1.5、6.4.1.6 に解析で求めた時刻歴応答波形を観測記録と比較して示す。地表面応答加速度に着目してみると、従来法の場合、最大加速度は 2.78m/s^2 であり、観測記録の 4.26m/s^2 に比べるとかなり小さい。これに対して提案法による最大加速度は 3.93m/s^2 であり、観測記録にかなり近い値となっている。提案法は基本的に等価線形解析であり、全時刻で同じ剛性を用いるため、GL-16.8m および地表での応答は観測記録に比べて、長周期化しており位相差も生じている。しかし、応答のピークは全時間にわたって従来法より比較的シミュレーションできていると考えられる。なお、GL-16.8m における実測加速度から計算される応力比は 0.51 であり、図 6.3.4 に用いられている液状化試験結果の範囲(0.12 ~ 0.95)と対応している。

図 6.4.1.7、6.4.1.8 に最大応答加速度と最大せん断ひずみの深度分布を示す。従来法の場合はひずみの発生が一部の層に集中しており、それらの層で地盤剛性がかなり小さくなるので、地表での応答加速度が観測記録より小さくなったと考えられる。提案法の場合は地盤剛性の下限値が設定されているためにひずみの発生が抑えられ、地表での応答加速度が従来法より観測記録に近い値が得られたと考えられる。

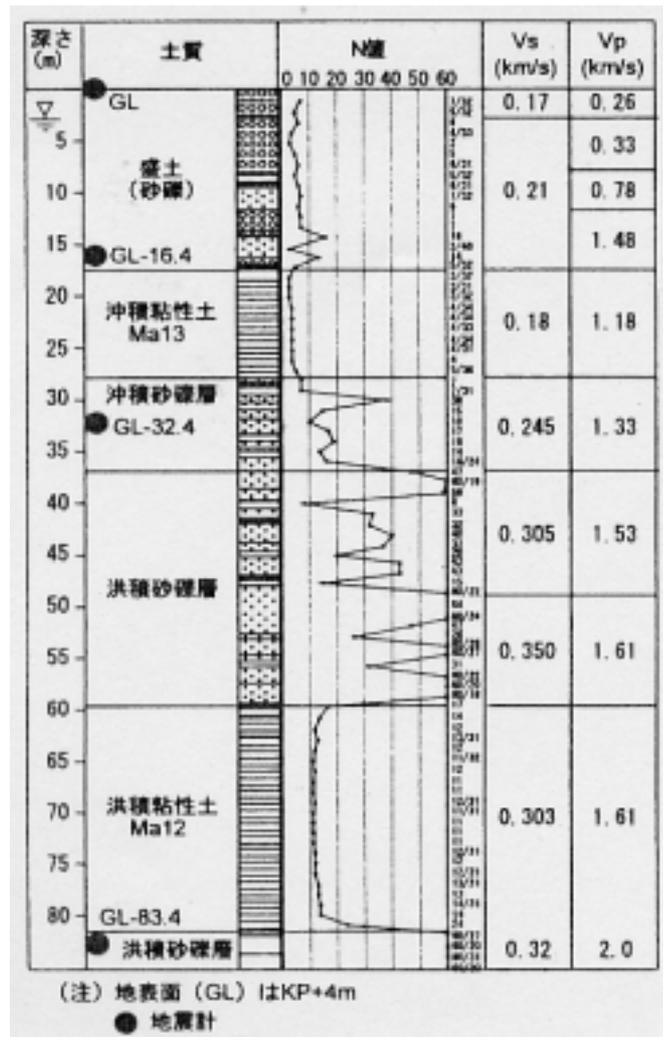


図 6.4.1.1 地震観測位置の柱状図(神戸市提供)

表 6.4.1.1 地盤モデル(ポートアイランド)

深さ (m)	地質	単体重量 (kN/m ³)	S波速度 (m/s)	非線形性	
				従来法	提案法
-2.3	礫混じり砂	20.0	170	S-1	S-1'
-10.0					
-14.7			210	S-2	S-2'
-18.6					
-23.0	沖積粘土	16.4	180	C-1	C-1
-27.0		16.5		C-2	C-2
-32.8	砂	17.5	245	S-2	S-2
-50.0	礫混じり砂	18.3	305		
-61.0	砂	18.6	350		
-67.0	洪積粘土	17.0	303	C-5	C-5
-79.0					
-83.8	礫混じり砂	20.0	320	弾性	弾性

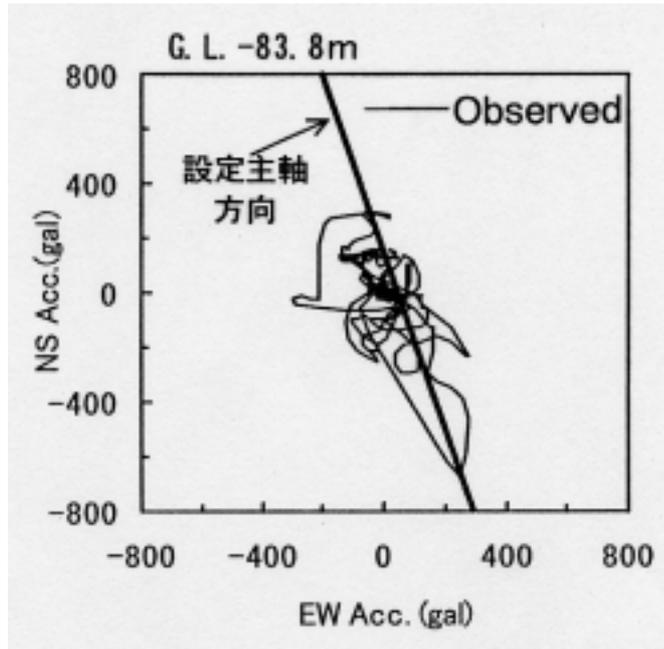


図 6.4.1.2 加速度の軌跡と設定した主軸方向

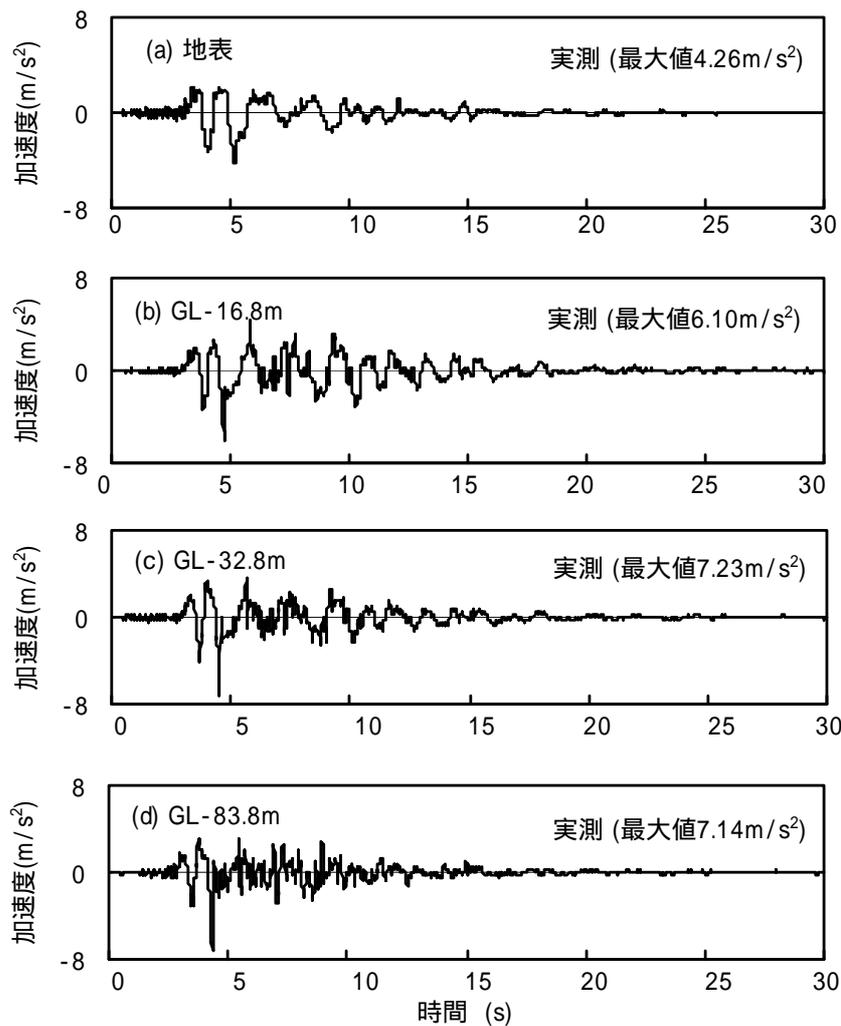


図 6.4.1.3 観測された地震波(主軸方向)

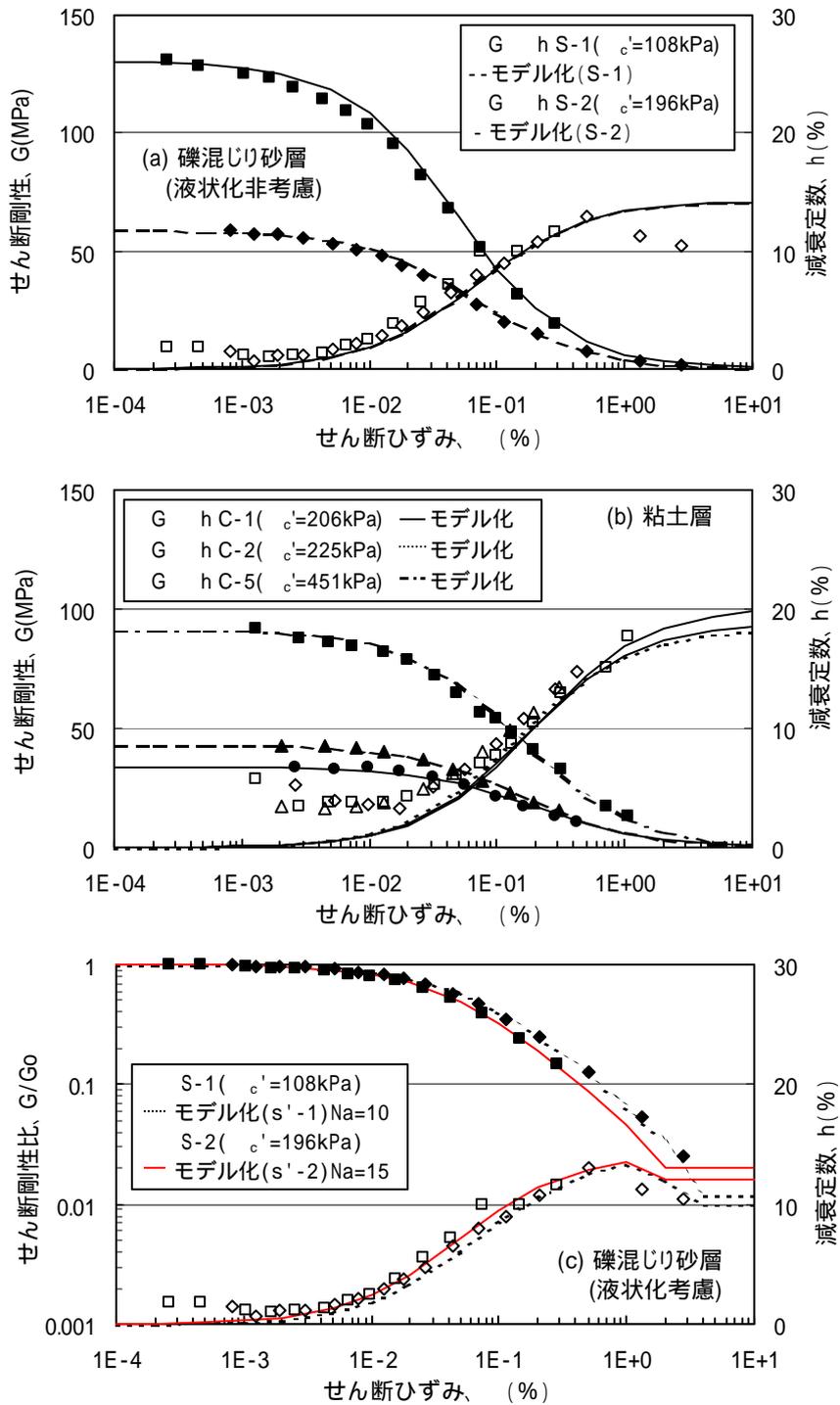


図 6.4.1.4 解析に用いた非線形特性

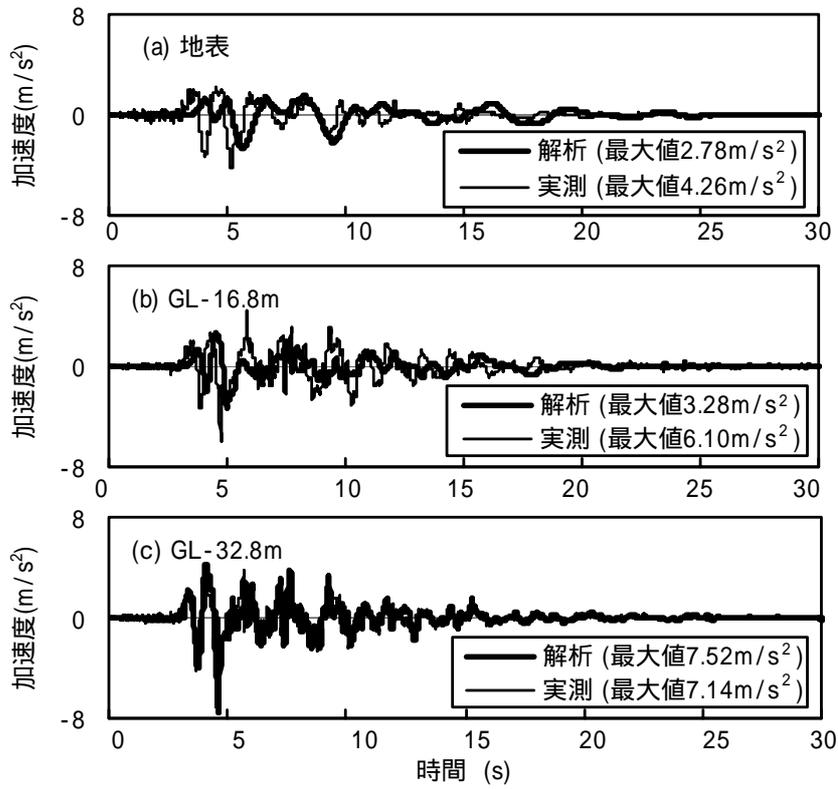


図 6.4.1.5 従来法による応答結果と実測値との比較

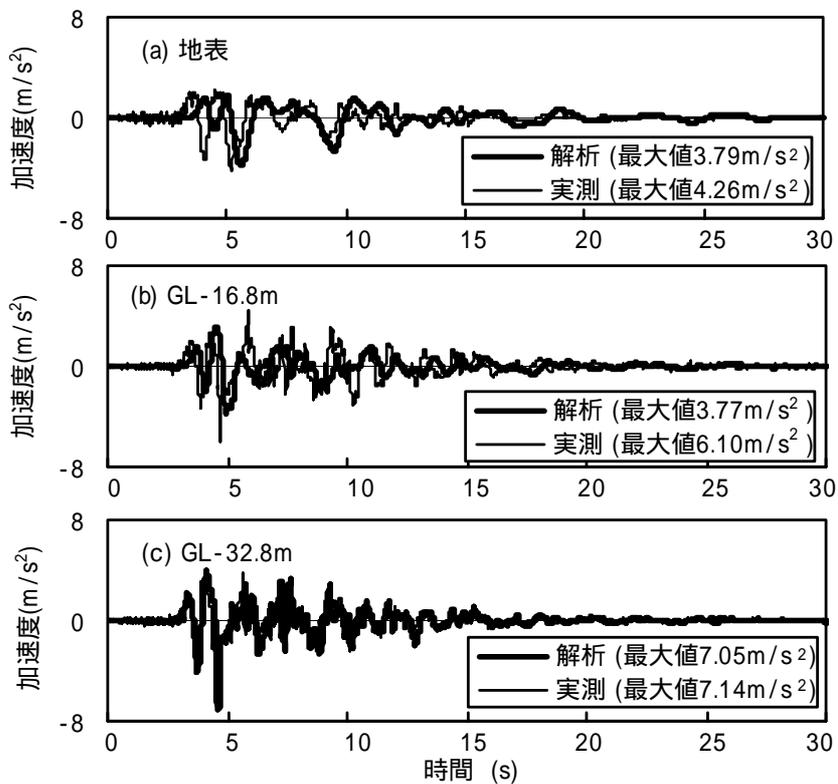


図 6.4.1.6 提案法による応答結果と実測値との比較

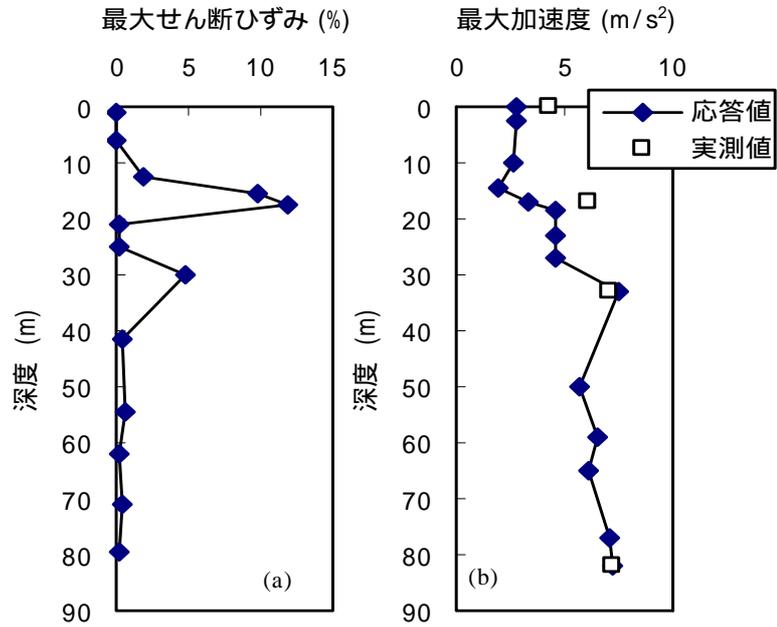


図 6.4.1.7 従来法による応答結果の深度分布

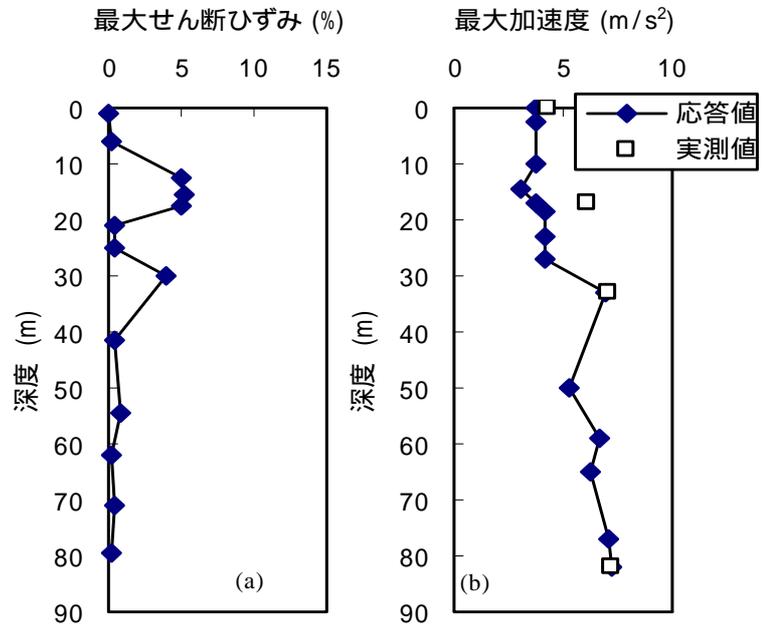


図 6.4.1.8 提案法による応答結果の深度分布

6.4.2 東神戸大橋での事例

兵庫県南部地震では、東神戸大橋でも液状化の影響を受けたと考えられる鉛直アレー記録が観測されている。図 6.4.2.1 は地表および GL-33m で観測された地震記録である。7～8 秒以降の地表面記録には短周期成分がほとんどなく、液状化によって応答が長周期化したと考えられる。この観測記録を用いて提案法と従来法によるシミュレーション解析を行った。地盤モデルは三輪ら(1998)が示した図 6.3.1 と同じとした。ただし、層分割は非線形特性を与える層ごととした。解析に用いた非線形特性も三輪ら(1998)が示した図 6.3.2 の値を読みとって用いた。ただし、大ひずみ領域の値を修正した。解析に用いた非線形特性を図 6.4.2.2 に示す。液状化したと考えられる埋立マサ土層の非線形特性は従来法では(a)、提案法では $N_a=10$ として(d)の値を用いた。

解析によって求めた地表面の時刻歴応答を図 6.4.2.3 に示す。従来法による最大加速度は 255.9cm/s^2 であり、実測記録の 327.3cm/s^2 に比べると小さい。これに対して、提案法による最大加速度は 331.8cm/s^2 であり、観測記録にかなり近い。提案法による結果でも実測記録に比べて長周期化しているが、従来法に比べると全体的によく対応していると考えられる。図 6.4.2.4 は最大加速度と最大せん断ひずみの深度分布である。液状化したと考えられる埋立マサ土層でのせん断ひずみが従来法と提案法でわずかに差が見られるものの、それ以外の深度ではほぼ同じである。

以上の検討より、提案した繰返し変形特性を用いた応答結果（提案法）は通常の繰返し変形特性を用いた応答結果（従来法）より液状化した地盤の応答を精度よく評価できることがわかった。従って、提案法は液状化地盤での応答を評価する方法として実務的に有効である可能性が高い。

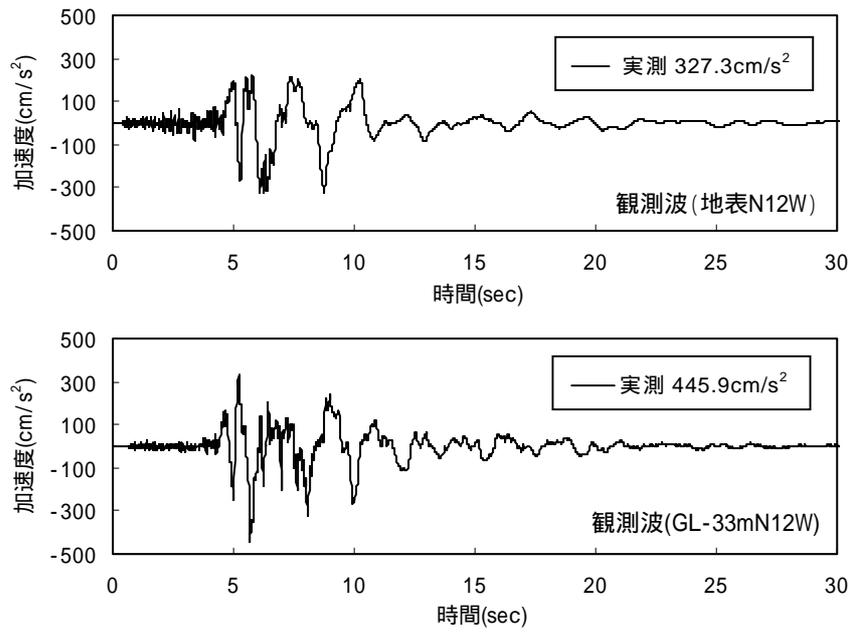


図 6.4.2.1 東神戸大橋における観測波形

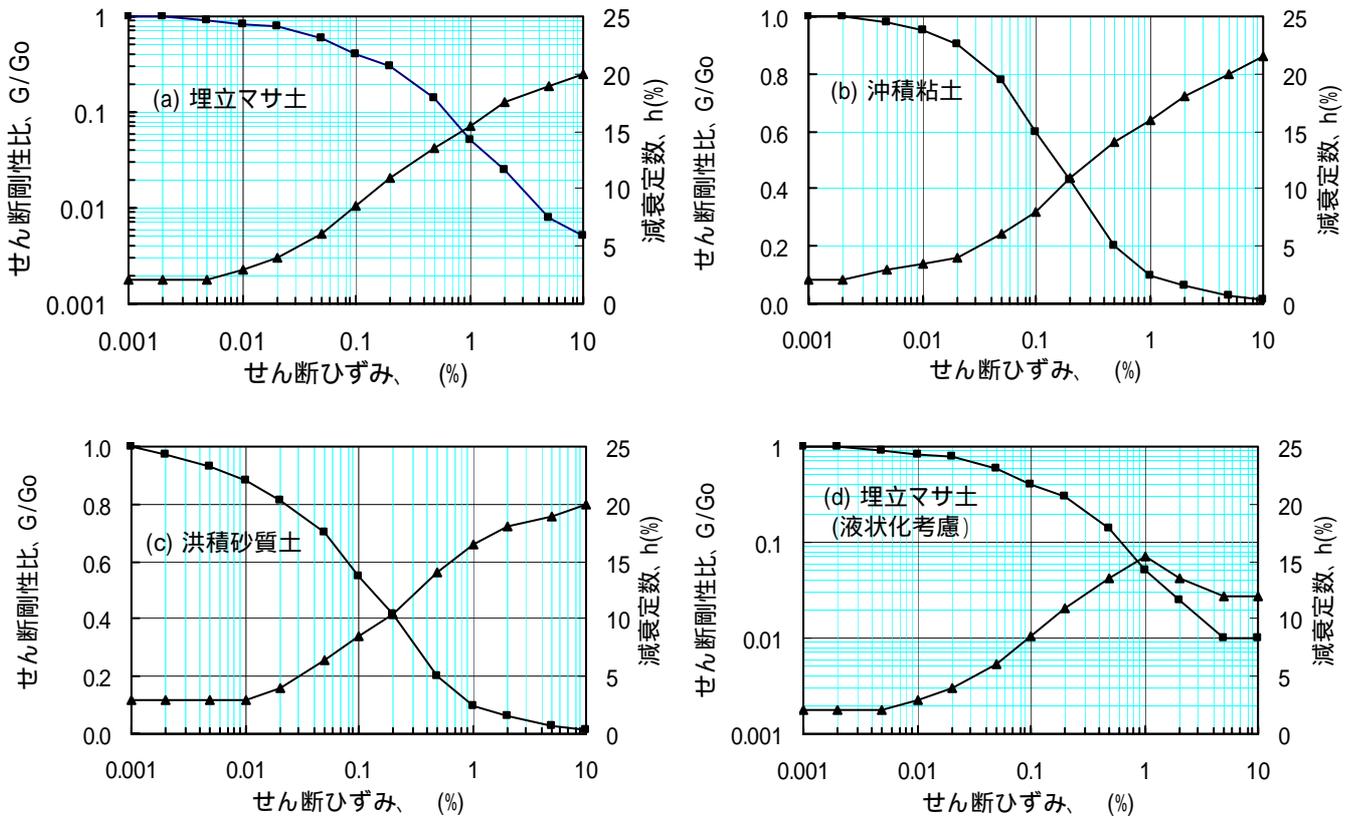


図 6.4.2.2 解析に用いた非線形特性

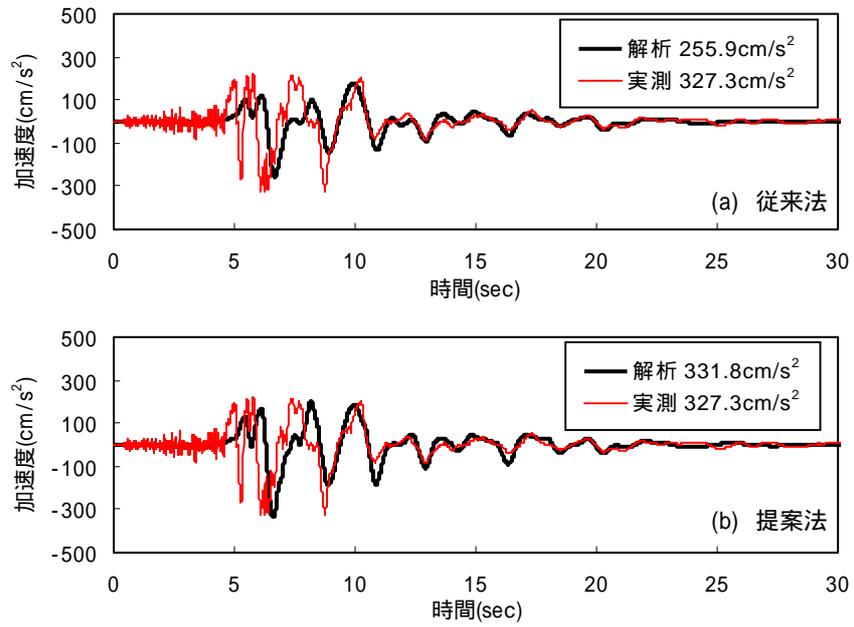


図 6.4.2.3 地表面における加速度応答の時刻歴

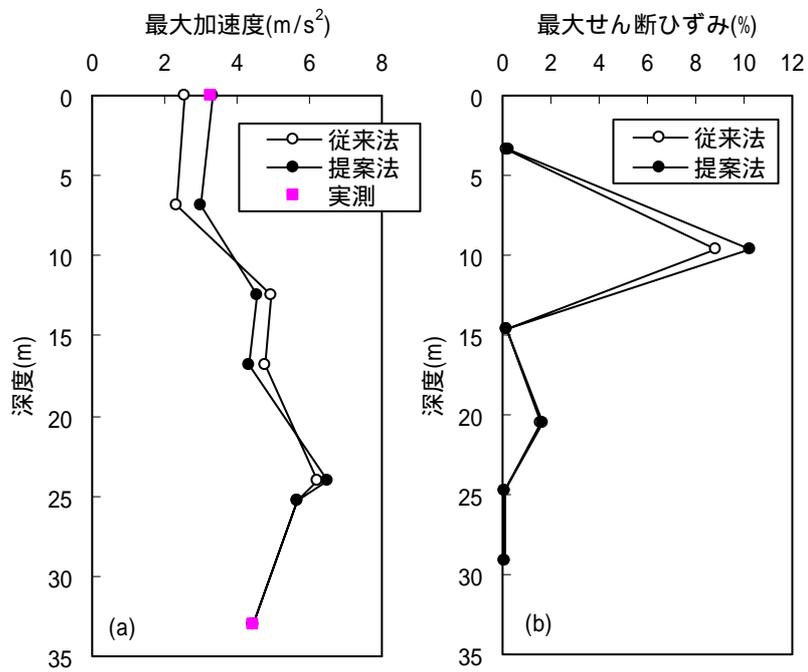


図 6.4.2.4 応答結果の深度分布

6章

6.5 結論

せん断ひずみが1%を超える大ひずみ領域における砂質および礫質土の $G \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ 関係を明らかにするため、凍結サンプリング法で採取した不攪乱試料および豊浦砂に対して行った液状化試験結果を $G/G_0 \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ という形で整理し、大ひずみ領域における変形特性の評価について検討した。また、液状化が生じるような大ひずみ領域を対象とする場合の等価線形解析に用いる繰返し変形特性の設定方法を検討した。さらに、鉛直アレー記録を用いた等価線形解析を通じて、提案した繰返し変形特性を用いた解析結果の妥当性を検証した。

本章の検討により得られた結論は以下の通りである。

液状化試験結果から求めた $G/G_0 \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ 関係は、繰返し変形試験結果と概ね連続的な関係にある。従って、繰返し変形試験結果に液状化試験結果の $G/G_0 \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ 関係を加えることで、微小～大ひずみ領域における $G/G_0 \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ 関係を精度良く評価できる可能性を示した。

不攪乱試料から求めた大ひずみ領域の繰返し変形特性に基づき、液状化が生じるような大ひずみ領域を対象とする場合の等価線形解析に用いる繰返し変形特性の設定方法を補正 N 値 N_a に応じて設定する方法を提案した。

兵庫県南部地震におけるポートアイランドおよび東神戸大橋の鉛直アレー記録を用いて等価線形解析を行った。提案した繰返し変形特性を用いた応答結果（提案法）は通常の繰返し変形特性を用いた応答結果（従来法）より液状化した地盤の応答を精度よく評価できることがわかった。従って、提案法は液状化地盤での応答を評価する方法として実務的に有効である可能性が高い。

< 参考文献 >

- 6.1) 土木研究所提供：東神戸大橋記録
- 6.2) 地盤工学会(2000)：「土質試験の方法と解説 第1回改訂版」。
- 6.3) 今津雅紀、福武毅芳(1986)：「砂礫材の動的変形特性」、第21回土質工学研究発表会、pp.509-512.
- 6.4) 川瀬博・佐藤智美・福武毅芳・入倉孝次郎(1996)：「兵庫県南部地震による神戸市ポートアイランドでのボアホール観測記録とそのシミュレーション」、日本建築学会構造系論文集, No.480, pp.67-76.
- 6.5) 風間基樹・柳澤栄司(1995)：「神戸ポートアイランドの鉛直アレーデータを用いた兵庫

6章

- 県南部地震における地盤の応力 - ひずみ関係の推定」,第 23 回地震工学研究発表会, pp.185-188
- 6.6) 建設省土木研究所(1982):「地盤地震時応答特性の数値解析法 -SHAKE:DESRA-」、土研資料第 1778 号.
- 6.7) 神戸市提供:ポートアイランド記録
- 6.8) 国生剛治・佐藤清正・松本正毅(1995):「1995 年兵庫県南部地震での地盤の非線形振動特性」,土と基礎, Vol.43, No.9, pp.39-43.
- 6.9) 三輪滋・池田隆明・鬼丸貞友(1998):「兵庫県南部地震における埋め立て地盤の地震時挙動の検討(その 2:液状化したまさ土層に生じたひずみの検討)」,第 33 回地盤工学研究発表会, pp.877-878.
- 6.10) 三輪滋・森伸一郎・関宝琪(1993):「ワイルドライフの地震動記録を用いた地盤の増幅特性の検討」,第 28 回土質工学研究発表会, pp.1145-1148.
- 6.11) 宮田正史・野津厚・井合進(1996):「兵庫県南部地震後の埋立地盤におけるせん断波速度の経時変化」,第 31 回地盤工学研究発表会, pp.1131-1132.
- 6.12) 望月雅弘・神山眞・吉田勝(1996):「相互相関からみたポートアイランド鉛直アレー記録の非線形応答特性」,土木学会第 51 回年次学術講演会, pp.434-435.
- 6.13) 森尾敏・北角哲・日下部伸(1996):「ポートアイランド鉛直アレー観測記録における波動の伝搬特性」,第 31 回地盤工学研究発表会, pp.1093-1094.
- 6.14) 日本建築学会編(2001):「建築基礎構造設計指針」.
- 6.15) 日本建築学会(1998):「近年の大地震と相互作用の設計への展開」,第 5 回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム.
- 6.16) 日本建築学会構造委員会・基礎運営委員会(1998):「液状化地盤における基礎設計の考え方」.
- 6.17) 日本港湾協会(1989):「港湾の施設の技術上の基準・同解説」.
- 6.18) 社本康広(1998):「サイクリックモビリティを考慮できる等価有効応力解析法」,日本建築学会大会学術講演梗概集, B- 、 pp.569-570.
- 6.19) 鈴木猛康(1996):「ポートアイランドの強震記録を用いた地盤動的物性の同定解析」,第 31 回地盤工学研究発表会, pp.1089-1090.
- 6.20) 時松孝次(1991):「液状化による地盤と構造物の挙動及び被害」, pp.31-36.
- 6.21) 時松孝次(1997):「耐震設計と N 値 建築」,基礎工, No.12, pp.61-66.
- 6.22) 安田進・山口勇(1985):「種々の不攪乱土における動的変形特性」,第 20 回土質工学研究発表会, pp.539-542.
- 6.23) 吉田郁政・栗田哲史(1995):「兵庫県南部地震の観測記録を用いたポートアイランド表層の逆解析」,土と基礎, Vol.43, No.9, pp.48.

7 . 結論

本研究は、主として砂質および礫質土を対象として凍結サンプリング法によって採取した不攪乱試料による繰返し変形試験結果に基づき、微小ひずみから大ひずみ領域までを含む原地盤の繰返し変形特性評価法を検討したものである。

本章は 3 章から 6 章で述べた結論をとりまとめたものである。

3 章では微小ひずみ領域における初期せん断剛性の評価と利用を取り上げた。まず、原位置試験や室内試験から初期せん断剛性を推定する研究の現状を整理し、原位置凍結サンプリング法により採取した不攪乱試料に基づく初期せん断剛性の評価を行った。次に、不攪乱砂質土および礫質土試料を用いて 3 種類の方法(SWV 法, LDT 法, SSG 法)で初期せん断剛性を測定し、測定法の違いが初期せん断剛性に及ぼす影響を検討した。さらに、初期せん断剛性の拘束圧依存性を表す「べき定数 n 」に関して、土の種類や年代効果による影響を検討した。章の後半では初期せん断剛性による静止土圧係数と土の非排水繰返しせん断強度の評価についてとりあげた。3 章の検討により得られた結論は以下の通りである。

凍結サンプリングを行った砂質土地盤での N 値と V_s の関係は今井が示した相関とほぼ同等であるが、堆積年代による違いはあまり見られないことがわかった。また、室内試験で測定した初期せん断剛性は、 N 値や S 波速度の増加とともに大きくなる傾向が見られるがかなりばらつきが大きい。一方、土の種類の影響を補正したせん断剛性で比較すると N 値や V_s との相関が良くなることがわかった。

砂質土試料および再調整礫質土試料を用いて室内試験で初期せん断剛性を測定する場合、3 つの方法(SWV 法、LDT 法、SSG 法)による初期せん断剛性の差はほとんどないことがわかった。従って、凍結サンプリングされた砂質土試料や再調整礫質土試料ではいずれの測定法でも同等の初期せん断剛性が評価できると考えられる。

不攪乱礫質土試料の場合、SWV 法による初期せん断剛性の値 G_{VS} は LDT 法と SSG 法の値(それぞれ G_{LDT} 、 G_{SSG})より大きくなる場合がある。この理由としては供試体の不均一性や堆積年代の影響が考えられる。このことは再調整試料において G_{VS} と G_{SSG} の差が小さいことから裏付けられる。また、原位置での初期せん断剛性が大きな試料ほど室内で測定された初期せん断剛性が小さくなる傾向があり、不均一性や拘束応力及びベディングエラーの影響を受けることがわかった。

G_0 の拘束圧依存性を示すべき定数 n は豊浦砂のような再調整試料では既往の研究成果

である0.5とほぼ対応しているが、自然堆積地盤から採取した不攪乱試料のべき定数は0.5より大きいことがわかった。また、砂質土と礫質土では n の値に大きな差はなく、ほぼ同じ範囲($n=0.4 \sim 1.0$)をとることがわかった。

不攪乱砂質土試料と同じ初期せん断剛性を持つ再調整試料の非排水繰返しせん断強度(液状化強度)は不攪乱試料とほぼ同じ値を示すことがわかった。従って、再調整試料でも原位置の液状化強度を評価できる可能性があると考えられる。さらに、初期せん断剛性に及ぼす土の種類と拘束圧の影響を補正した正規化せん断剛性と砂質土の液状化強度の関係に基づいて、S波速度を利用した液状化危険度予測方法を提案した。この方法を用いて新潟市を対象として液状化危険度を推定したところ、本手法による評価は1964年の新潟地震における液状化発生の有無をある程度の精度で評価可能であることが明らかとなった。

原位置と室内で測定したS波速度(初期せん断剛性)の対比から地盤の静止土圧係数を求める方法を提案した(G_0 等価法)。 G_0 等価法により求めた未改良および改良した礫地盤の K_0 値は埋立地盤で0.24~0.40、締固めた埋立マサ土地盤で0.55~1.0の範囲にあり、一般に用いられている K_0 値の範囲(0.5~1.0)に対して埋立地盤ではかなり小さいが、締固めた埋立マサ土地盤ではほぼ同程度であることがわかった。両サイトの原地盤はほぼ同質なので、締固めによる水平応力の増加が K_0 値に表われていると考えられる。

礫質土の非排水繰返しせん断強度(動的強度)について、原位置のS波速度による評価を検討した。埋立および沖積砂礫の動的強度と正規化したS波速度 V_{S1} の間には良い相関があることがわかった。一方、洪積砂礫は、埋立や沖積砂礫に比べて同じ V_{S1} 値でも動的強度がかなり高いものがあり、この原因としては年代効果の影響などが考えられるが、詳細は今後検討する必要がある。

4章では原位置凍結サンプリング法により採取した不攪乱砂質・礫質試料の微小~中ひずみ領域における繰返し変形試験結果に及ぼす試料の乱れや締固めによる地盤改良の影響、測定方法の影響に関する検討を行った。さらに、不攪乱試料の繰返し変形試験結果に基づく粘性土、砂質土、礫質土の提案曲線を示し、既往の成果と比較した。4章の検討により得られた結論は以下の通りである。

不攪乱試料のせん断剛性は同じ密度の再調整試料に比べると、いずれのひずみレベルにおいても大きく、せん断剛性は試料の乱れの影響を受けることがわかった。ただし、各ひずみレベルで求めたせん断剛性を 10^{-5} 付近のひずみレベルで測定した初期せん断剛性 G_0 で

正規化したせん断剛性比(G/Go)とひずみの関係は不攪乱試料と再調整試料との差がほとんど見られず、再調整試料の結果から原地盤の $G/Go \sim$ 関係を推定可能であることが明らかとなった。

一方、減衰定数は不攪乱試料と再調整試料との差が小さく、試料の乱れが減衰定数に及ぼす影響は小さいため、原位置地盤と同じ密度を持つ再調整試料で原地盤の $h \sim$ 関係を評価できることが示された。

神戸ポートアイランドにおいて、ロッドコンパクション工法で締固めた埋立まさ土地盤から原位置凍結サンプリング法により不攪乱試料を採取し、繰返し変形特性を調べた。改良地盤の初期せん断剛性は未改良地盤より大きい、減衰はほぼ同じであることがわかった。また、 $G/Go \sim$ 関係は改良・未改良地盤ともほぼ同じ傾向を示した。従って、締固めによる地盤密度や水平応力の増加を受けた影響は初期せん断剛性に影響を及ぼすものの、 $G/Go \sim$ 関係および $h \sim$ 関係にはあまり影響を与えないことが明らかとなった。

不攪乱砂質土試料を用いて局所変位計(LDT)と非接触型変位計(SSG)により測定したせん断剛性はほぼ同じであり、減衰定数についてもひずみの大きい範囲では LDT と SSG ではほとんど差が認められなかった。一方、剛性の大きな土丹では LDT と SSG によるせん断剛性の値に大きな差が見られ、ベディングエラーの影響が無視できないことがわかった。

一方、不攪乱礫質土についても LDT と SSG によるせん断剛性、減衰定数の値に有意な差は認められなかった。このことは、供試体の成形に注意すれば剛性の大きい礫質土の繰返し変形特性を SSG 法によって求めることも可能であると考えられる。

中空ねじり試験装置と三軸試験装置による繰返し変形特性の比較を行い、試験装置の違いが試験結果に及ぼす影響を調べた。不攪乱試料に関しては中空ねじり試験と三軸試験で求めたせん断剛性の差が生じる場合とほぼ同じ場合がある。また、減衰定数については両者の差にかなりばらつきが見られ、既往の成果で示されている粒径との関係は見られないことがわかった。

不攪乱試料の繰返し変形試験結果に基づいて、地盤材料ごと(粘性土、砂質土、礫質土)の提案曲線を示した。不攪乱試料に基づく提案曲線は $G/Go \sim$ 関係および $h \sim$ 関係として表せば、再調整試料に基づく既往の経験式とほぼ同等であることが明らかとなった。

7章

5章では、原地盤から採取した粘性土、砂質土および礫質土の不攪乱試料に対する繰返し変形試験結果に基づいて、土の応力ひずみ関係のモデル化として利用されているRO及びHDモデルで定式化を検討した。まず、ROモデルとHDモデルによるモデル化の方法について述べ、試験結果との比較を行った。次に、HDモデルによる定式化を対象としてモデル定数の簡易評価法を検討した。さらに、簡易評価によって求めたモデル定数による定式化曲線の妥当性を検討した。5章の検討により得られた結論は以下の通りである。

不攪乱試料の繰返し変形試験結果をRO及びHDモデルでモデル化する方法を示した。HDモデルによる定式化曲線は、 $G/G_0 \sim$ 関係においてROモデルより試験結果とよく対応していることがわかった。また、 $h \sim$ 関係においては、HDモデルによる定式化曲線が微小ひずみ領域において試験結果をやや過小評価しているものの、全体的には試験結果とほぼ対応する結果が得られた。

繰返し変形試験結果をHDモデルで定式化するのに必要なモデル定数(γ_{max}, h_{max})が試験拘束圧、原位置S波速度、砂分含有率に依存することから、これらのパラメーターよりモデル定数より求める方法を示した。

モデル定数の簡易評価によって求めた定式化曲線は対象とした室内試験結果や既往の成果とほぼ対応していることがわかった。従って、不攪乱試料に基づく $G/G_0 \sim$ 、 $h \sim$ 関係が簡便に評価できる可能性を示した。

6章では、せん断ひずみが1%を超える大ひずみ領域における砂質および礫質土の $G \sim$ 、 $h \sim$ 関係を明らかにするため、凍結サンプリング法で採取した不攪乱試料および豊浦砂に対して行った液状化試験結果を $G/G_0 \sim$ 、 $h \sim$ という形で整理し、大ひずみ領域における変形特性の評価について検討した。また、液状化が生じるような大ひずみ領域を対象とする場合の等価線形解析に用いる繰返し変形特性の設定方法を検討した。さらに、鉛直アレー記録を用いた等価線形解析を通じて、提案した繰返し変形特性を用いた解析結果の妥当性を検証した。6章の検討により得られた結論は以下の通りである。

液状化試験結果から求めた $G/G_0 \sim$ 、 $h \sim$ 関係は、繰返し変形試験結果と概ね連続的な関係にある。従って、繰返し変形試験結果に液状化試験結果の $G/G_0 \sim$ 、 $h \sim$ 関係を加えることで、微小～大ひずみ領域における $G/G_0 \sim$ 、 $h \sim$ 関係を精度良く評価できる可能性を示した。

7章

不攪乱試料から求めた大ひずみ領域の繰返し変形特性に基づき、液状化が生じるような大ひずみ領域を対象とする場合の等価線形解析に用いる繰返し変形特性の設定方法を補正 N 値 N_a に応じて設定する方法を提案した。

兵庫県南部地震におけるポートアイランドおよび東神戸大橋の鉛直アレー記録を用いて等価線形解析を行った。提案した繰返し変形特性を用いた応答結果（提案法）は通常の繰返し変形特性を用いた応答結果（従来法）より液状化した地盤の応答を精度よく評価できることがわかった。従って、提案法は液状化地盤での応答を評価する方法として実務的に有効である可能性が高い。

本研究によって、不攪乱試料に基づく繰返し変形特性がある程度明らかになり、数多くの試験結果をベースに簡易評価法を示すことができた。また、液状化を伴う大ひずみ領域の繰返し変形特性に液状化試験結果を加えることで、精度の高い評価が行える可能性を示した。しかし、本研究を通じて新たに生じた課題もいくつかある。今後の更なる研究により、これらの課題は解明可能であると考えられる。

本論文を構成する主要な既発表論文

No.	関連章	関連節	著者名	年	タイトル	出典	ページ	種別
1	3章	3.2	酒匂教明 畑中宗憲 内田明彦 田屋裕司	1998	測定法の違いが不攪乱砂・礫質土 試料の初期せん断剛性値に及ぼす 影響	第33回地盤工学研究発 表会	711-712	
2		3.2	内田明彦 畑中宗憲 田屋裕司 萩澤 毅	1998	砂質土及び礫質土の初期せん断剛 性に及ぼす測定法の影響	第10回日本地震工学シ ンポジウム	1445-1450	シンポジウム
3		3.2	畑中宗憲 内田明彦 田屋裕司 萩澤 毅 照井伸行	1999	Some factors affect the initial elastic modulus of sandy and gravelly soils measured in triaxial cell	2nd International conference on earthquake Geotechnical Engineering Lisboa, Portugal	59-64	シンポジウム (2の英語版)
4		3.3	田屋裕司 畑中宗憲 内田明彦 酒匂教明	1999	不攪乱砂・礫質土の初期せん断剛 性に及ぼす拘束圧の影響について	日本建築学会大会 学術講演梗概集	591-592	
5		3.4	畑中宗憲 内田明彦	1996	A simple method for the determination of the Ko-value in sandy soils	Soils and Foundations, Vol.36, No.2.	93-99	審査論文
6		3.4	畑中宗憲 内田明彦 田屋裕司	1999	Estimating Ko-value of in-situ gravelly soils	Soils and Foundations, Vol.39, No.5.	93-101	審査論文
7		3.5	時松孝次 内田明彦	1990	Correlation between liquefaction resistance and shear wave velocity	Soils and Foundations, Vol.30 , No.2	33-42	審査論文
8		3.5	畑中宗憲 内田明彦	1997	Correlation between Undrained cyclic shear strength and shear wave velocity for gravelly soils	Soils and Foundations, Vol.37, No.4.	85-92	審査論文
9	4章	4.1	畑中宗憲 内田明彦	1995	Effects of test methods on the cyclic deformation characteristics of high quality undisturbed gravel samples	ASCE, Geotechnical Spe- cial publication, No. 56, U.S.A. San Diego	136-150	審査論文
10		4.2	内田明彦 畑中宗憲 田屋裕司 大岡 弘 大原淳良	1998	改良・未改良埋立まさ土地盤の動 的強度・変形特性の比較	日本建築学会大会 学術講演梗概集	597-598	
11		4.3	畑中宗憲 内田明彦 大原淳良 萩澤 毅	1994	局所ひずみ測定装置と非接触型変 位計による自然土の繰返し変形特 性の比較	第49回土木学会 年次学術講演梗概集 Vol.	470-471	
12	5章		内田明彦 畑中宗憲 時松孝次	2001	地盤材料の繰返し変形特性の定式 化	日本建築学会構造系論 文集, No.544	69-75	審査論文
13	6章		内田明彦 時松孝次	2002	大ひずみ領域における不攪乱砂 質・礫質土の変形特性	日本建築学会構造系論 文集, No.561	103-109	審査論文

表 参-2 発表論文

	No	著者名	年	タイトル	出典	ページ	関連章
審査論文	1	時松孝次 内田明彦	1990	Correlation between liquefaction resistance and shear wave velocity	Soils and Foundations, Vol.30, No.2	33-42	3章
	2	畑中宗憲 内田明彦 大岡 弘	1995	Correlation between the liquefaction strengths of saturated sands obtained by in-situ freezing method and rotary-type triple tube method	Soils and Foundations, Vol.35, No.2	67-75	3章
	3	畑中宗憲 内田明彦	1995	Effects of test methods on the cyclic deformation characteristics of high quality undisturbed gravel samples	ASCE, Geotechnical Special publication, No. 56, U.S.A. San Diego	136-150	4章
	4	畑中宗憲 内田明彦	1996	Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils	Soils and Foundations, Vol.36, No.4	1-9	
	5	畑中宗憲 内田明彦	1996	A simple method for the determination of the Ko-value in sandy soils	Soils and Foundations, Vol.36, No.2	93-99	3章
	6	鈴木善雄 畑中宗憲 内田明彦	1997	神戸ポ-トアイソト'の埋立マ土地盤の静的及び動的強度特性	建築学会論文報告集(構造系),No.498	67-73	2章、4章
	7	畑中宗憲 内田明彦 竹原直人	1997	Permeability characteristics of high-quality undisturbed sands measured in triaxial cell	Soils and Foundations Vol.37, No.3	129-135	
	8	畑中宗憲 内田明彦 大原淳良	1997	Liquefaction characteristics of a gravelly fill liquefied during the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake	Soils and Foundations Vol.37, No.3	107-115	2章
	9	畑中宗憲 内田明彦 鈴木善雄	1997	Correlation between Undrained cyclic shear strength and shear wave velocity for gravelly soils	Soils and Foundations Vol.37, No.4	85-92	3章
	10	畑中宗憲 内田明彦 加倉井正昭 青木雅路	1998	砂質地盤の内部摩擦角 dと標準貫入試験のN値について	建築学会論文報告集(構造系),No.506	125-129	
	11	畑中宗憲 内田明彦 田屋裕司	1999	Estimating ko-value of in-situ gravelly soils	Soils and Foundations Vol.39, No.5	93-101	3章
	12	内田明彦 畑中宗憲 時松孝次	2001	地盤材料の繰返し変形特性の定式化	建築学会論文報告集(構造系)No.544	69-75	5章
	13	畑中宗憲 内田明彦 田屋裕司 竹原直人 萩澤 毅 酒匂教明 小川進也	2001	Permeability characteristics of high-quality undisturbed gravelly soils measured in laboratory tests	Soils and Foundations Vol.41, No.3	45-55	
	14	内田明彦 時松孝次	2002	大ひずみ領域における不攪乱砂質・礫質土の変形特性	建築学会論文報告集(構造系)No.561	103-109	6章
	15	畑中宗憲 内田明彦 松村正裕 今里武彦	2002	Evaluation of chemical grouted area by resistivity tomography method	Soils and Foundations Vol.42, No.4	69-75	

	No	著者名	年	タイトル	出典	ページ	関連章
シンポジウム	1	時松孝次 内田明彦 有泉浩蔵	1988	サンドコンパクションパイルを用いて改良した砂地盤の液状化強度	第33回土質工学シンポジウム	19-22	
	2	内田明彦 時松孝次	1988	弾性せん断剛性に基づく原位置液状化強度の評価	土の非排水繰返し試験 - 室内試験原位置および試験結果の利用 - に関するシンポジウム	155-158	3章
	3	時松孝次 内田明彦 田村修次	1990	木造家屋の震害とレーリー波探査により得られた地盤構造との関係	第8回日本地震工学シンポジウム	49-54	3章
	4	畑中宗憲 内田明彦 大岡 弘	1994	EFFECT OF SAMPLE DISTURBANCE ON THE IN-SITU LIQUEFACTION STRENGTH OF SATURATED SANDS	第9回 日本地震工学シンポジウム, Vol.3	E247-E252	
	5	畑中宗憲 内田明彦	1995	砂質土の強度と標準貫入試験のN値の関係	サブリングに関するシンポジウム論文集	49-56	
	6	内田明彦 鈴木善雄 畑中宗憲	1997	神戸ポートアイランドの埋立砂土地盤の静的及び動的強度特性	土木学会、第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会	135-142	
	7	鬼丸貞友 吉澤睦博 畑中宗憲 内田明彦	1998	砂締固め工法による改良地盤の直接基礎構造物の地震時挙動に与える影響について	第5回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム	241-244	
	8	内田明彦 畑中宗憲 田屋裕司 萩澤 毅	1998	砂質土及び礫質土の初期せん断剛性に及ぼす測定法の影響	第10回日本地震工学シンポジウム	1445-1450	3章
	9	田村修次 香川崇章 藤井俊二 鈴木康嗣 土屋富雄 内田明彦 阿部秋男	1998	大型せん断土槽を用いた液状化地盤におけるRC杭基礎の破壊実験	第10回日本地震工学シンポジウム	1917-1922	
	10	吉澤睦博 鬼丸貞友 佐治 聡 矢島淳二 熊谷裕道 畑中宗憲 内田明彦	1998	サンドコンパクション工法で改良された地盤に建つ直接基礎構造物の地震時挙動	第10回日本地震工学シンポジウム	443-448	
	11	内田明彦 畑中宗憲 松村正裕 今里武彦	1999	比抵抗トグラフィーによる薬液注入改良範囲の定量的評価	土木学会第4回地下空間シンポジウム	269-274	
	12	内田明彦 畑中宗憲 田屋裕司 酒匂教明	1999	不攪乱砂質土の液状化強度に及ぼす構造異方性の影響	液状化メカニズムシンポジウム	365-368	
	13	田屋裕司 畑中宗憲 内田明彦 酒匂教明	1999	大ひずみ領域における不攪乱砂のG _{max} 、h _v 関係	液状化メカニズムシンポジウム	391-394	5章
	14	内田明彦 畑中宗憲 田屋裕司	1999	兵庫県南部地震で液状化した埋立砂土地盤の力学特性	第44回地盤工学シンポジウム	323-330	
	15	内田明彦 畑中宗憲 鴨居正雄 安 浩輝	2001	礫質土の最大・最小乾燥密度に及ぼす種々の影響	礫質土の力学特性に関するシンポジウム	171-176	
	16	内田明彦 濱田純次 土屋富男	2002	液状化地盤における模型杭の水平載荷実験	第11回日本地震工学シンポジウム No.231	1241-1246	

	No	著者名	年	タイトル	出典	ページ	関連章
国際 会議	1	時松孝次 吉見吉昭 内田明彦	1988	Evaluation of undrained cyclic shear strength of soils with shear wave velocity	Proceedings , 9WCCE, Vol . 3 .	207-212	3章
	3	畑中宗憲 内田明彦	1995	A simple method for the determination of the ko-value in sandy soils	IS-TOKYO '95	309-314	3章
	4	内田明彦 畑中宗憲 飯塚節夫	1997	Undisturbed cyclic shear strength and post undrained cyclic shear volumetric strain behavior of high-quality undisturbed gravel	14th SMIRT Vol.7	135-142	
	5	内田明彦 畑中宗憲 田屋裕司	1998	Effects of compressibility and particle crushability on the mechanical properties of weathered granite	IS-TOHOKU'98	427-430	
	6	畑中宗憲 内田明彦	1998	Drained and undrained shear strength of a liquefied gravelly fill from Kobe Port Island	1st International conference on site characterization U.S.A. Atlanta	1241-1246	
	7	畑中宗憲 内田明彦 田屋裕司	1999	Ko-value of in-situ gravelly soils	国際土質基礎工学アジア会議	77-80	3章
	8	田屋裕司 畑中宗憲 内田明彦	1999	Effect of principal stress ratio and stress history on Vs for undisturbed sand and gravel samples	Torino		3章
	9	内田明彦 畑中宗憲 田屋裕司 大岡 弘	1999	Comparison of liquefaction strength and cyclic deformation characteristics between compacted and uncompacted gravelly fill	国際土質基礎工学ハノイカンファレンス		4章
	10	畑中宗憲 内田明彦 田屋裕司 萩澤 毅 照井伸行	1999	Some factors affect the initial elastic modulus of sandy and gravelly soils measured in triaxial cell	2nd International conference on earthquake Geotechnical Engineering Lisboa, Portugal	59-64	3章
	11	吉澤睦博 鬼丸貞友 内田明彦 畑中宗憲	2000	A study on liquefied ground disruption effects on liquid storage tanks behavior	12WCCEヨーロッパ		

	No	著者名	年	タイトル	出典	ページ	関連章
大会論文	1	内田明彦 時松孝次 大岡 弘	1989	室内実験結果と震害事例にみるS波速度と液状化強度の関係	第24回土質工学研究発表会	743-744	3章
	2	内田明彦 時松孝次 桑山晋一	1989	液状化危険度予測へのレーリー波探査の適応	日本建築学会大会	1393-1394	3章
	3	内田明彦 時松孝次 鹿野秀馬	1990	原位置凍結法で採取した砂試料の動的強度特性と静的排水せん断特性の関係	第25回土質工学研究発表会	767-768	
	4	内田明彦 畑中宗憲 鈴木善雄 大原淳良 南坂貴彦	1992	砂質土の原位置水平方向応力の測定法(その4)	第27回土質工学研究発表会	897-898	
	5	内田明彦 畑中宗憲 鈴木善雄	1992	既存構造物基礎地盤の固化による耐液状化工法の開発	日本建築学会 大会学術講演梗概集	1475-1476	
	6	坂口修司 高橋三津彦 大原淳良 南坂貴彦 畑中宗憲 内田明彦	1992	三軸圧縮を用いた ρ_c 試験法の検討(その1) - End スコープ(内視鏡)による ρ_c の確認-	第47回土木学会 年次学術講演梗概集	668-669	
	7	大原淳良 福元俊一 坂口修司 高橋三津彦 畑中宗憲 内田明彦	1992	三軸圧縮を用いた ρ_c 試験法の検討(その2) - 原位置応力状態の再現方法について-	第47回土木学会 年次学術講演梗概集	670-671	
	8	畑中宗憲 内田明彦 鈴木善雄 大原淳良 萩澤 毅	1993	静止土圧係数を考慮した ρ_c 地盤の原位置液状化強度	第28回土質工学研究発表会	1083-1084	
	9	畑中宗憲 内田明彦 鈴木善雄 大原淳良 萩澤 毅	1993	不攪乱 ρ_c 試料を用いた原位置地盤の水平方向応力測定	第28回土質工学研究発表会	1505-1506	
	10	畑中宗憲 内田明彦 大岡 弘	1993	ρ_c 法の違いによる液状化強度の差とN1値の関係について	第48回土木学会 年次学術講演梗概集Vol.	464-465	
	11	畑中宗憲 内田明彦 大岡 弘	1993	ρ_c 法の違いによる液状化強度の差と採取試料の相対密度について	第48回土木学会 年次学術講演梗概集Vol.	462-463	
	12	青山秀樹 森本清信 畑中宗憲 内田明彦 大原淳良 萩澤 毅	1993	不攪乱名古屋洪積砂の液状化強度特性	第48回土木学会 年次学術講演梗概集Vol.	466-467	
	13	畑中宗憲 内田明彦	1993	砂質地盤の内部摩擦角 ϕ と標準貫入試験のN値について	日本建築学会 大会学術講演梗概集 B 構造	1623-1624	
	14	内田明彦 畑中宗憲	1994	不攪乱礫試料と再調整試料の繰返し変形特性の比較	第29回土質工学研究発表会	893-894	4章
	15	畑中宗憲 内田明彦 大原淳良 萩澤 毅	1994	試料の乱れが砂質土の原位置液状化強度に与える影響について	第29回土質工学研究発表会	797-798	
	16	畑中宗憲 内田明彦 大原淳良 萩澤 毅	1994	局所ひずみ測定装置と非接触型変位計による自然土の繰返し変形特性の比較	第49回土木学会 年次学術講演梗概集Vol.	470-471	4章
	17	畑中宗憲 内田明彦	1994	砂質地盤の静止土圧係数の一簡易推定法	第49回土木学会 年次学術講演梗概集Vol.	472-473	3章
	18	畑中宗憲 内田明彦 大岡 弘	1994	砂礫地盤の原位置液状化抵抗の一推定法	第49回土木学会 年次学術講演梗概集Vol.	540-541	
	19	陶野郁雄 内田明彦	1994	北海道南西沖地震による後志利別川流域の液状化被害	日本建築学会 大会学術講演梗概集	1407-1408	
	20	畑中宗憲 内田明彦	1994	砂質地盤の内部摩擦角 ϕ と標準貫入試験のN値の関係について(その2)	日本建築学会 大会学術講演梗概集	1439-1440	

	No	著者名	年	タイトル	出典	ページ	関連章
大会論文	21	畑中宗憲 内田明彦	1994	砂質土の初期せん断剛性に及ぼす拘束圧の影響について	日本建築学会 大会学術講演梗概集	1441-1442	3章
	22	松尾宏司 青木雅路 加倉井正昭 畑中宗憲 内田明彦	1994	洪積砂質土の応力-ひずみ挙動における定数評価	日本建築学会 大会学術講演梗概集	1599-1600	
	23	畑中宗憲 内田明彦 萩澤 毅	1995	砂質土の σ_v テストにおけるひずみ履歴の影響について	第30回土質工学研究発表会	953-954	
	24	大岡 弘 畑中宗憲 内田明彦	1995	0- σ_v -式三重管サンプを用いて採取したきれいな砂試料の相対密度変化	第30回土質工学研究発表会	261-264	
	25	畑中宗憲 内田明彦	1995	砂質地盤の内部摩擦角 ϕ_d と標準貫入試験のN値の関係	第30回土質工学研究発表会	901-904	
	26	内田明彦 畑中宗憲	1995	粗粒材料の初期せん断剛性測定法の比較	第50回土木学会 年次学術講演梗概集Vol.	464-465	3章
	27	畑中宗憲 内田明彦 竹原直人 鈴木 博	1995	三軸タイプ透水性試験機で測定した高品質不攪乱砂試料の透水特性(その1)異方圧と拘束圧の影響	第50回土木学会 年次学術講演梗概集Vol.	112-113	
	28	畑中宗憲 内田明彦 竹原直人 鈴木 博	1995	三軸タイプ透水性試験機で測定した高品質不攪乱砂試料の透水特性(その2)地盤の物理特性の影響	第50回土木学会 年次学術講演梗概集Vol.	114-115	
	29	畑中宗憲 内田明彦 萩澤 毅 川端和行	1995	三軸タイプ大型透水試験機による砂礫試料の透水試験	第50回土木学会 年次学術講演梗概集Vol.	116-117	
	30	鈴木一彦 平井 卓 畑中宗憲 内田明彦	1995	拘束圧を受けた豊浦砂の浸透破壊実験	第50回土木学会 年次学術講演梗概集Vol.	154-155	
	31	大岡 弘 畑中宗憲 内田明彦	1995	トリプルチューブ試料の液状化試験結果とN1値とを用いた砂地盤の液状化強度推定法	日本建築学会 大会学術講演梗概集	1113-1114	
	32	畑中宗憲 内田明彦	1996	ある埋立マ土の液状化特性-神戸ポートアイランド-	第31回地盤工学研究発表会	955-956	
	33	畑中宗憲 内田明彦 鈴木善雄	1996	砂礫地盤の動的強度とS波速度の関係	第31回地盤工学研究発表会	1085-1086	3章
	34	大原淳良 川端和行 畑中宗憲 内田明彦	1996	砂質及び礫質地盤の細粒分含有率の評価について	第31回地盤工学研究発表会	1069-1070	
	35	畑中宗憲 内田明彦 川端和行	1996	砂質・礫質地盤における過剰間隙水圧とせん断ひずみの関係	第31回地盤工学研究発表会	1071-1072	
	36	竹原直人 川端和行 畑中宗憲 内田明彦	1996	高品質不攪乱砂礫試料の透水特性に及ぼす異方圧の影響	第31回地盤工学研究発表会	2101-2102	
	37	畑中宗憲 内田明彦 川端和行	1996	ある埋立地盤の液状化強度 - 神戸新港埠頭 -	第51回土木学会 年次学術講演梗概集	178-179	
	38	畑中宗憲 内田明彦	1996	砂質土の原位置静止土圧係数の一簡易推定法	第51回土木学会 年次学術講演梗概集	220-221	3章
	39	畑中宗憲 内田明彦 竹原直人 照井信之	1996	粗粒材料の初期せん断剛性測定法の比較(その2)	第51回土木学会 年次学術講演梗概集	222-223	3章
	40	畑中宗憲 内田明彦 鈴木善雄	1996	砂礫地盤の動的強度とS波速度の関係(その2)	第51回土木学会 年次学術講演梗概集	218-219	3章
	41	竹原直人 川端和行 畑中宗憲 内田明彦	1996	高品質不攪乱砂礫試料の透水特性	第51回土木学会 年次学術講演梗概集	540-541	
	42	畑中宗憲 内田明彦	1996	兵庫県南部地震で液状化した埋立地盤の液状化特性	日本建築学会大会 学術講演梗概集	811-812	

	No	著者名	年	タイトル	出典	ページ	関連章
大会論文	43	畑中宗憲 内田明彦	1996	兵庫県南部地震における震害事例と液状化簡易判定結果との比較	日本建築学会大会 学術講演梗概集	813-814	
	44	鈴木吉夫 鬼丸貞友 内田明彦	1996	兵庫県南部地震における格子状地盤改良効果の検討	日本建築学会大会 学術講演梗概集	629-630	
	45	塩見忠彦 畑中宗憲 内田明彦 吉澤睦博	1996	兵庫県南部地震で液状化したポर्टアイランドの地震応答解析	日本建築学会大会 学術講演梗概集	815-816	6章
	46	畑中宗憲 内田明彦 川端和行	1997	神戸ポर्टアイランドの埋立マサ土地盤の静的強度特性	第32回地盤工学研究発表会	769-770	
	47	内田明彦 畑中宗憲	1997	砂質地盤の原位置相対密度の推定に関する一考察	第32回地盤工学研究発表会	719-720	
	48	畑中宗憲 内田明彦 川端和行	1997	砂質地盤における過剰間隙水圧とせん断ひずみの関係	第32回地盤工学研究発表会	691-692	
	49	山下 清 平井芳雄 塩見忠彦 畑中宗憲 内田明彦 吉澤睦博	1997	神戸ポर्टアイランドにおける埋立マサ土の液状化解析(その1)解析モデルと地盤定数	第32回地盤工学研究発表会	899-900	6章
	50	平井芳雄 山下 清 塩見忠彦 畑中宗憲 内田明彦 吉澤睦博	1997	神戸ポर्टアイランドにおける埋立マサ土の液状化解析(その2)解析結果とその考察	第32回地盤工学研究発表会	901-902	
	51	内田明彦 畑中宗憲	1997	砂質地盤の原位置密度と間隙比の推定に関する考察	第52回土木学会 年次学術講演梗概集	118-119	
	52	川端和行 畑中宗憲 内田明彦	1997	室内試験における簡便なS波速度測定法	第52回土木学会 年次学術講演梗概集	120-121	3章
	53	内田明彦 畑中宗憲	1997	試料採取方法の違いが砂質地盤の内部摩擦角に及ぼす影響について	日本建築学会大会 学術講演梗概集	629-630	
	54	青木雅路 加倉井正昭 畑中宗憲 内田明彦	1997	N値の大きい砂質地盤の内部摩擦角 ϕ_d の評価について	日本建築学会大会 学術講演梗概集	631-632	
	55	田屋裕司 内田明彦 畑中宗憲 平井芳雄	1997	兵庫県南部地震の神戸地区における液状化による地盤沈下について	日本建築学会大会 学術講演梗概集	759-760	
	56	内田明彦 畑中宗憲 田屋裕司	1997	礫質土の K_{α} 値測定について	土木学会 第24回地震工学研究発表会 Vol.1	433-436	3章
	57	吉澤睦博 鬼丸貞友 畑中宗憲 内田明彦 中澤明夫 難波伸介	1997	LPGタンク基礎および周辺地盤の地震による影響についての考察	土木学会 第24回地震工学研究発表会 Vol.2	1149-1152	
	58	内田明彦 畑中宗憲 田屋裕司 酒匂教明	1998	神戸ポर्टアイランド埋立マサ土の力学的性質と粒子破碎に関する一考察	第33回地盤工学研究発表会	33-34	
	59	畑中宗憲 内田明彦 田屋裕司	1998	未改良および締固めた埋立マサ土の K_{α} 値測定	第33回地盤工学研究発表会	77-78	3章
	60	酒匂教明 畑中宗憲 内田明彦 田屋裕司	1998	測定法の違いが不攪乱砂・礫質土試料の初期せん断剛性値に及ぼす影響	第33回地盤工学研究発表会	711-712	3章
	61	田屋裕司 畑中宗憲 内田明彦 酒匂教明	1998	不攪乱砂・礫質土試料のS波速度に及ぼす主応力比及び応力履歴の影響	第33回地盤工学研究発表会	715-716	3章

	No	著者名	年	タイトル	出典	ページ	関連章
大会論文	62	阿部秋男 箕輪親宏 鈴木康嗣 藤井俊二 内田明彦	1998	大型せん断土槽を用いた液状化地盤におけるRC杭基礎の実験<EDUS [®] ロ [®] ェクト>(その5実験時の地盤定数)	第33回地盤工学研究発表会	827-828	
	63	田屋裕司 畑中宗憲 内田明彦 酒匂教明	1998	礫質土の原位置静止土圧係数Koの簡易推定法	第53回土木学会 年次学術講演梗概集	136-137	3章
	64	酒匂教明 畑中宗憲 内田明彦 田屋裕司	1998	不攪乱砂質土の液状化強度特性に及ぼす地盤異方性の影響	第53回土木学会 年次学術講演梗概集	216-217	
	65	酒匂教明 畑中宗憲 内田明彦 田屋裕司	1998	N値の大きい砂質地盤の内部摩擦角 α の評価について その2	日本建築学会大会 学術講演梗概集	611-612	
	66	嶋本栄治 三輪 滋 内田明彦 畑中宗憲 秋山映雄 阪口 理	1998	兵庫県南部地震における短尺サト [®] コンパ [®] クソ [®] パ [®] イル工法による砂地盤の改良効果に関する検討	日本建築学会大会 学術講演梗概集	589-590	
	67	佐治 聡 矢島淳二 内田明彦 吉澤睦博	1998	兵庫県南部地震における基礎形式の異なる建物の挙動(その2 地盤改良による液状化対策効果の解析的検討)	日本建築学会大会 学術講演梗概集	591-592	
	68	田地陽一 石井雄輔 小椋仁志 三輪 滋 宮田 章 内田明彦	1998	事例調査から見た兵庫県南部地震における液状化対策	日本建築学会大会 学術講演梗概集	595-596	
	69	田村修次 香川崇章 藤井俊二 鈴木康嗣 土屋富雄 内田明彦 阿部秋男	1998	大型せん断土槽を用いた液状化地盤におけるRC杭基礎の振動台実験(その2 杭の破壊性状)	日本建築学会大会 学術講演梗概集	539-540	
	70	内田明彦 畑中宗憲 田屋裕司 大岡 弘 大原淳良	1998	改良・未改良埋立まさ土地盤の動的強度・変形特性の比較	日本建築学会大会 学術講演梗概集	597-598	4章
	71	畑中宗憲 内田明彦 田屋裕司	1999	砂質地盤のN1値と内部摩擦角の関係についての一考察	第34回地盤工学研究発表会	399-400	
	72	内田明彦 畑中宗憲 田屋裕司 酒匂教明	1999	不規則波荷重が不攪乱砂の液状化強度に及ぼす影響	第34回地盤工学研究発表会	981-982	
	73	田屋裕司 畑中宗憲 内田明彦 酒匂教明	1999	不攪乱砂質土の静的力学特性に及ぼす構造異方性の影響	第34回地盤工学研究発表会	397-398	
	74	酒匂教明 畑中宗憲 内田明彦 田屋裕司	1999	不攪乱砂質土の体積圧縮係数	第34回地盤工学研究発表会	395-396	
	75	松村正裕 今里武彦 畑中宗憲 内田明彦	1999	比抵抗ト [®] ク [®] ラ [®] フィーによる薬液注入改良範囲の定量的評価	第34回地盤工学研究発表会	1239-1240	
	76	小川進也 安達俊夫 畑中宗憲 内田明彦 田屋裕司 酒匂教明	1999	砂礫試料の透水性に及ぼす砂分の影響	第34回地盤工学研究発表会	619-620	
77	内田明彦 畑中宗憲 田屋裕司 酒匂教明	1999	砂質・礫質地盤の液状化による沈下に及ぼす影響要因に関する考察	日本建築学会大会 学術講演梗概集	815-816		

	No	著者名	年	タイトル	出典	ページ	関連章
大会論文	78	田屋裕司 畑中宗憲 内田明彦 酒匂教明	1999	不攪乱砂・礫質土の初期せん断剛性に及ぼす拘束圧の影響について	日本建築学会大会 学術講演梗概集	591-592	3章
	79	酒匂教明 畑中宗憲 内田明彦 田屋裕司	1999	大ひずみ領域における砂質土・粘性土の変形特性に関する一考察	日本建築学会大会 学術講演梗概集	593-594	5章
	80	内田明彦 畑中宗憲 田屋裕司 酒匂教明	1999	構造異方性が不攪乱砂質土の液状化強度および静的強度特性に及ぼす影響	第25回地震工学研究発表会 Vol.1	241-244	
	81	畑中宗憲 内田明彦 安達俊夫 塚田達也 鴨居正雄	2000	礫分含有率が礫質土の最大・最小乾燥密度に及ぼす影響	第35回地盤工学研究発表会	41-42	
	82	畑中宗憲 内田明彦 安達俊夫 寺崎 寛 小川進也 鴨居正雄	2000	大ひずみ領域における砂質土・粘性土の繰返し変形挙動	第35回地盤工学研究発表会	643-644	
	83	酒匂教明 畑中宗憲 内田明彦	2000	原位置弾性波試験で得られたS波の周波数の特性	第35回地盤工学研究発表会	505-506	
	84	鴨居正雄 畑中宗憲 内田明彦	2000	三軸セル内で測定したS波速度の周波数について	第35回地盤工学研究発表会	43-44	
	85	鴨居正雄 酒匂教明 畑中宗憲 内田明彦	2000	原位置と室内試験で測定されたS波速度の周波数特性について	第55回土木学会年次学術講演会 講演概要集第3部(A)		
	86	恒川裕史 内田明彦 畑中宗憲	2000	3次元個別要素法による三軸圧縮試験のシミュレーション解析	第55回土木学会年次学術講演会 講演概要集第3部(A)		
	87	時任和哉 吉屋英行 内田明彦 土屋富男	2000	細粒分を含む砂礫による盛土の圧縮特性の評価	日本建築学会大会 学術講演梗概集B	459-460	
	88	田屋裕司 内田明彦 畑中宗憲	2000	重泥水吊り免震構造の振動特性に関する実験的研究 (その1)重泥水の物理的・化学的性質	日本建築学会大会 学術講演梗概集B	625-626	
	89	畑中宗憲 濱田純次 内田明彦 五十嵐信哉 大迫勝彦	2000	重泥水吊り免震構造の振動特性に関する実験的研究 (その2)模型振動実験	日本建築学会大会 学術講演梗概集B	627-628	
	90	内田明彦 畑中宗憲 鴨居正雄	2000	RO及びHDモデルによる地盤材料の繰返し変形特性の定式化(その1:モデル定数の簡易評価)	日本建築学会大会 学術講演梗概集B	471-472	5章
	91	鴨居正雄 内田明彦 畑中宗憲	2000	RO及びHDモデルによる地盤材料の繰返し変形特性の定式化(その2:試験結果との比較)	日本建築学会大会 学術講演梗概集B	473-474	5章
	92	河合栄作 内田明彦 鈴木康嗣 藤井俊二 佐伯栄一郎	2000	大型せん断土槽を用いた鋼管杭の液状化実験における入力レベルの影響	日本建築学会大会 学術講演梗概集B	697-698	
	93	内田明彦 鴨居正雄 畑中宗憲 相京直樹 中村花絵	2001	礫の最大・最小乾燥密度に及ぼす試料投入方法の影響	第36回地盤工学研究発表会	2109-2110	
	94	鴨居正雄 内田明彦 畑中宗憲	2001	砂質及び礫質土における過剰間隙水圧とせん断ひずみの関係	第36回地盤工学研究発表会	0417-0418	
	95	酒匂教明 安達俊夫 下村修一 内田明彦 吉田 正	2001	鳥取県西部地震で液状化した噴砂の液状化強度	第36回地盤工学研究発表会	0395-0396	

	No	著者名	年	タイトル	出典	ページ	関連章
大会論文	96	土屋富男 内田明彦 濱田純次 河合栄作 高橋計人 山下清 加倉井正昭	2001	液状化地盤における模型杭の水平載荷実験(その1：実験概要)	第36回地盤工学研究発表会	2229-2230	
	97	河合栄作 土屋富男 内田明彦 濱田純次 高橋計人 山下清 加倉井正昭	2001	液状化地盤における模型杭の水平載荷実験(その2：水平地盤反力係数)	第36回地盤工学研究発表会	2231-2232	
	98	内田明彦 土屋富男 濱田純次 高橋計人 山下清 加倉井正昭	2001	大型せん断土槽を用いた液状化時の地盤反力係数の評価(その1：実験結果と地盤反力係数の算定)	日本建築学会大会 学術講演梗概集B	665-666	
	99	内田明彦 土屋富男 濱田純次 高橋計人 山下清 加倉井正昭	2001	大型せん断土槽を用いた液状化時の地盤反力係数の評価(その2)地盤反力係数の定式化	日本建築学会大会 学術講演梗概集B	667-668	
	100	鴨居正雄 内田明彦	2001	豊浦砂を用いた繰返し変形特性のRO及びHDモデルによるモデル化	日本建築学会大会 学術講演梗概集B	481-482	5章
	101	寺崎 寛 安達俊夫 酒匂教明 小川進也 内田明彦 畑中宗憲	2001	繰返し載荷をうける土の剛性低下に着目した液状化抵抗の評価 - その1.液状化ひずみ曲線 -	日本建築学会大会 学術講演梗概集B	647-648	
	102	小川進也 安達俊夫 酒匂教明 寺崎 寛 内田明彦 畑中宗憲	2001	繰返し載荷をうける土の剛性低下に着目した液状化抵抗の評価 - その2.液状化ひずみ曲線に基づく液状化判定 -	日本建築学会大会 学術講演梗概集B	649-650	
	103	安 浩輝 内田明彦 畑中宗憲 山崎直洋 鈴木一祥	2002	礫の最小・最大乾燥密度における試料高さ測定について	第37回地盤工学研究発表会	571-572	
	104	鴨居正雄 内田明彦 安 浩輝	2002	試料採取径の違いが砂質土の液状化強度に及ぼす影響	第37回地盤工学研究発表会	517-518	
	105	畑中宗憲 内田明彦 田屋裕司	2002	Vs等価法についての一考察	第37回地盤工学研究発表会	593-594	
	106	高橋計人 内田明彦 濱田純次 土屋富男 永野浩一 山下清	2002	液状化地盤における模型群杭の水平載荷実験(その1) - 群杭効果について -	第37回地盤工学研究発表会	1511-1512	
	107	土屋富男 内田明彦 濱田純次 高橋計人 永野浩一 山下清	2002	液状化地盤における模型群杭の水平載荷実験(その2) - 杭頭載荷と土槽載荷の比較 -	第37回地盤工学研究発表会	1513-1514	
	108	内田明彦 濱田純次 土屋富男 永野浩一 山下清	2002	液状化地盤における模型群杭の水平載荷実験 - 水平地盤反力係数の評価 -	日本建築学会大会 学術講演梗概集B	569-570	
	109	永野浩一 内田明彦 土屋富男 山本博 笹木浩	2002	兵庫県南部地震における側方流動によるPC杭の被害調査と被災メカニズム	日本建築学会大会 学術講演梗概集B	437-438	

	No	著者名	年	タイトル	出典	ページ	関連章
大会 論文	110	濱田純次 内田明彦 土屋富男 杉村義広	2002	簡易モデルによる建物慣性力と地盤変位の位相差の推定に関する研究	日本建築学会大会 学術講演梗概集B	455-456	
	111	安 浩輝 内田明彦 田屋裕司 畑中宗憲	2002	不攪乱砂質土試料による液状化強度曲線の定式化	日本建築学会大会 学術講演梗概集B	419-420	

	No	著者名	年	タイトル	出典	ページ	関連章
その他	1	鈴木吉夫 齋藤聡 鬼丸貞友 木村玄 内田明彦 奥村良介	1996	深層混合処理工法を用いた格子状地盤改良による液状化対策工	土と基礎、Vol.44, No.3	46-48	
	2	畑中宗憲 内田明彦 田屋裕司	1999	砂質地盤の内部摩擦角 δ と正規化された標準貫入試験のN値(N1)の関係	土と基礎、Vol.47, No.8	5-8	
	3	時松孝次 内田明彦	2002	各論 地盤の液状化	基礎工、Vol.30, No.2	19-21	

謝辞

本論文を執筆するにあたり、懇切丁寧にご指導頂きました東京工業大学大学院理工学研究科時松孝次教授に深く感謝いたします。時松教授には卒業論文、修士論文の執筆においてもご指導頂いており、私が(株)竹中工務店に入社以降も様々な場を通じてご指導頂きました。10年程度の社会人経験を経て再びご指導を受けましたが、改めて研究の厳しさを再認識することができました。最終的に論文をまとめるにあたり、休日返上でご指導頂きましたことは感謝の念に耐えません。この度のご指導を私の今後の研究・業務活動に必ず生かす所存でございます。

また、私が(株)竹中工務店に入社以降、博士課程に入学するまでの約10年間(株)竹中工務店においてご指導頂きました千葉工業大学建築学科畑中宗憲教授に感謝いたします。畑中教授には社会人としてのあり方から業務・研究活動に至るまで幅広くご指導頂きました。さらに、この度の学位論文を取りまとめる動機付けを頂き、また常に温かい御支援を頂きました。

社会人コースとして大学に在席し論文を執筆しましたが、実務に従事しながら論文をまとめることは、会社内の多くの方にご迷惑をおかけしたと存じます。(株)竹中工務店技術研究所の地盤・基礎部門の方々にお詫びを申し上げるとともに、ここまで御支援いただきましたことに御礼申し上げます。

論文に用いた凍結サンプリング試料の採取につきましては(株)東京ソイルリサーチの方々の多大な御協力・御支援を頂いております。また、その他にも、阪神淡路大震災・地盤調査研究会(座長：石原研而東京理科大学)、松尾修氏(国土交通省国土技術政策総合研究所)から貴重な凍結サンプリング試料を御提供頂くことで、数多くの試験結果を加え新たな知見を得ることができました。さらに、(財)原子力発電技術機構が実施した実験結果も本論文における研究成果の中で利用させて頂きました。関係各位に深く感謝いたします。

論文の作成においても多くの方にお手伝い頂きました。ここに深く感謝申し上げます。特に、酒匂教明氏(現：日本大学)、鴨居正雄氏、安浩輝氏には本論文を構成する主要な室内試験やデータの整理を担当していただき、試験結果を見ながら有意義なディスカッションを交わすことができました。また、長谷川深雪さんには本文の作成をお手伝い頂き、時間がない中でかなり短期間に効率よく論文を完成させることができました。

最後に、本論文をまとめるにあたり休日作業にも黙って協力してくれた妻子に感謝いたします。