

1. はじめに

地震時における地盤挙動を予測するにあたり、地盤材料の応力～ひずみ関係のモデル化が予測精度に大きな影響を及ぼす。特に土質材料については、剛性など動的物性のひずみレベル依存性状の適切な評価が肝要となる。これまで土の応力～ひずみ関係は、主として室内要素試験結果を基に数値モデルが構築され、数値解析における実際の地震動観測記録の再現性をもってモデルの適用性が検討されてきた。モデルに含まれるパラメータ値に関しても最終的に観測結果へのフィッティングにより選定もしくは補正する 경우가多く、数値解析で設定した応力～ひずみ関係がどの程度「実像」を写しているかについての確認・評価はほとんどなされて来なかった。

地震中における地盤内の応力～ひずみ挙動を直接評価するために、地盤中に生じるひずみを計測する必要がある。Sawaguchi は、固定および可動フィンを初期状態で互いに直交するよう円筒体に接合し、地盤のせん断変形に伴う両フィン間の交差角の変化を感知する形式のせん断ひずみ計測装置を開発した<sup>1)</sup>。しかし本装置は、①一方向加振の振動台実験などせん断ひずみのうち既知の一成分のみが卓越する場合に有効であり、実際の地震など卓越成分が不明の場合に適用が困難である、②計測一点ごとに埋設する必要がある、地盤中への装着に手間を要する、などの問題点を有し、実地盤における地震観測での利用は難しいものと考えられる。著者らの一人はこれまでに、上記②の点を改良した挿入型ひずみ計測装置について、有限要素解析や模型実験を通して基礎的検討を加えてきた<sup>2)3)</sup>。本文では、文献 2)で採用した装置に対し、若干の改良を施した模型計測装置を試作し、水平飽和砂地盤の通常重力場小型振動台実験を通してその適用性を検討した結果について報告する。

2. 実験概要

2.1 ひずみ計測装置

本実験で用いた模型実験用ひずみ計測装置を図 1 に示す。長さ 40mm, 80mm, 90mm の三本のアルミ管(外径 6mm, 肉厚 1mm)を、長さ 60mm, 径 3mm のアクリル棒 2 本で接合した構造となっている。アクリル棒とアルミ管内部の隙間を充填することを目的としてアクリル棒の両端から 20mm の範囲にアルミホイルを数重に巻き、上下アルミ管内に挿入した後、瞬間接着剤で固定した。またアルミ管最上端には長さ 50mm, 幅 30mm, 厚さ 1mm のアルミ天板を剛接した。

アクリル連結部(長さ 20mm)はアルミ管部に比べて曲げ剛性が極端に小さく、周辺地盤変形に対し、ひずみ計測装置はアクリル連結部の曲げ変形によりアルミ管部が剛体回転することで追従するものとする。上部アクリル連結部中央の対角 2 面に半導体ひずみゲージ(ゲージ率 102)を 2 枚貼付し、ホイットストーンブリッジ回路に接続し曲げひず

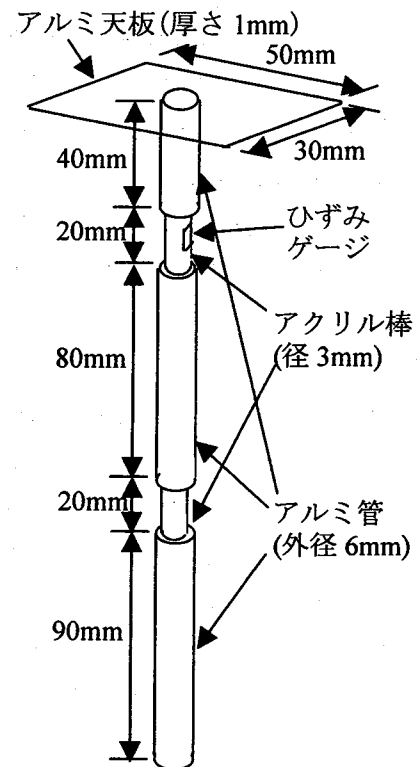


図 1 せん断ひずみ計測装置

Small-Size Shaking Table Tests on Development of Device to Measure Dynamic Shear Strain of Soils during Earthquakes

Katsutoshi KITA (Tokai University) and Tadanobu SATO (Kyoto University)

みを電氣的に検出する。

ここで本ひずみ計測装置を水平地盤表層に装着した場合を考える (図 2 参照)。地表面ではせん断ひずみが常にゼロであることを考慮し、アルミ管上端に水平板を剛接するなどにより上部アルミ管が振動中鉛直を保持するものと仮定する (よって図 2 中の第 0 層のせん断ひずみ  $\gamma_0 = 0$ )。これより、予め求めた上部アクリル連結部の曲げひずみとアルミ管の屈折角正接の較正関係を基に、中部アルミ管の傾斜角正接、すなわち中部アルミ管部範囲 (図 2 中第 1 層) での平均的なせん断ひずみ  $\gamma_1 = \tan \theta_1$  を算定することができる。なお本実験では上部連結部のみで屈折角正接を計測しているが、下部連結部でも屈折角正接  $\tan \theta_2$  を計測することにより、下部アルミ管の挿入範囲 (図 2 中第 2 層) における平均せん断ひずみを  $\gamma_2 = \tan(\theta_1 + \theta_2) \approx \tan \theta_1 + \tan \theta_2$  で計算することができる<sup>2)</sup>。

## 2. 2 模型地盤とセンサ配置・振動条件

本実験における振動载荷前の地盤およびセンサ類の配置状況を図 3 に示す。幅 58.0cm, 奥行き 19.4cm の土槽内にひずみ計測装置を所定位置 (幅方向に土槽中央、奥行き方向に前面より 1/3 の位置) に糸で

吊り下げた後、気乾燥状態の珪砂 7 号 (平均粒径 0.15mm, 土粒子比重 2.64, 最大間隙比 1.08, 最小間隙比 0.64) を少量ずつ静かに水中落下させることにより、初期平均間隙比 0.92, 層厚 27.8cm, の水平飽和砂地盤模型を作成した。なお、アルミ天板のロッキング動を抑制する目的で、天板上に 7mm の土被りを与えている。また土槽側壁における地盤変形の拘束を緩和するために、両側壁にゴムスポンジを貼付してしている。地盤作成途中、ひずみ計測装置のアクリル連結部中央レベル付近および地表面に水平動を計測するための加速度センサ (図 3 中 ACC1~ACC3) を、また中部アルミ管中央付近に間隙水圧センサ (図 3 中 PPT) をそれぞれ配置した。土槽外壁には、地盤への入力震動を計測するための加速度センサ(ACC0)を貼付している。実験中、加速度センサ、間隙水圧センサおよびひずみ計測装置からの電気信号はデジタル式動ひずみ計に取り込まれ A/D 変換された後 (精度 14 ビット)、RS-232C 回線を通じてパーソナルコンピュータに転送される。データサンプリング間隔は 5msec, 計測期間は 50sec (1 チャンネルあたり 10000 データ) とした。

入力加振波形は、周波数 5Hz、最大振幅 100gal の振幅漸増正弦波とした。加振方向は土槽長手方向一方向である。

## 3. 実験結果とその検討

### 3. 1 時刻歴計測結果

実験で計測した土槽および地盤加速度、過剰間隙水圧およびひずみ計測装置によるせん断ひずみの時刻歴

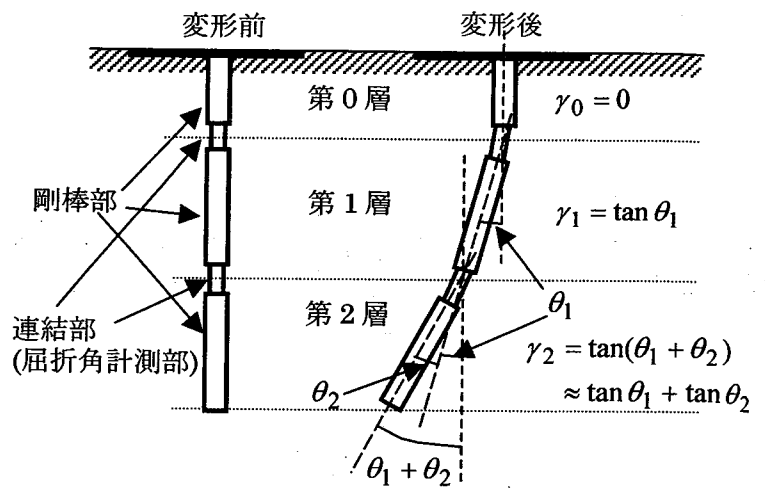
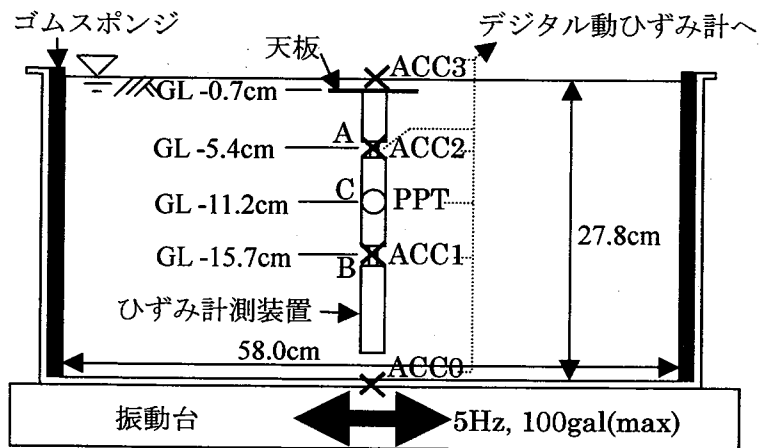


図 2 ひずみ計測方法の説明図



× ACC0~ACC3 : 加速度センサ ○ PPT : 間隙水圧センサ

図 3 実験概要

を図4に示す。同図より、土槽加速度 (ACC0) における振幅は、時刻 4.5sec まで漸増し、その後時刻 7sec までほぼ一定(100gal)となる。地盤下部(ACC1)における加速度波形は土槽加速度 (ACC0) とほぼ同一であり、加振期間を通して振幅増幅や過剰間隙水圧の上昇などによる深部地盤の劣化の徴候は認められない。一方地盤中部(ACC2)および地表面(ACC3)における加速度時刻歴に注目すると、それ以深の加速度波形と比較して、時刻 3.5sec 以前においては顕著な振幅増幅や位相遅れは認められないものの、時刻 3.5~4sec において位相ずれおよび振幅増幅が生じるとともに、サイクリックモビリティに至った徴候としてスパイク状に波形が変形している。さらに時刻 4sec 以降において、地盤浅部 2 点(ACC2, 3)における加速度振幅は、土槽や地盤下部に比べ著しく減衰していることがわかる。

地盤中部における過剰間隙水圧の時刻歴(図4中 PPT)に注目すると、時刻 2.5sec より残留間隙圧の蓄積が始まり、時刻 3.5sec 以後蓄積傾向が著しく加速している。間隙水圧センサ埋設地点での初期有効土被り圧は 9.6 gf/cm<sup>2</sup> であることから、時刻 4sec 付近で当該レベルの地盤は液状化に至っているものと考えられる。一方ひずみ計測装置による地盤中部(図3中 AB 間)のせん断ひずみ時刻歴においても、時刻 3.5sec 付近よりひずみ振幅が急激に増幅し、時刻 3.7sec で最大ひずみ振幅 1.8% に至る。その後、時刻 4sec 以降ほぼ定常振幅に落ち着いている。時刻 3.5sec は、地盤浅部での加速度波形(ACC2, 3)がスパイク状に変形し始める時刻とほぼ一致しており、この点から地盤浅部が液状化に至っているものと推察できる。すなわち、本ひずみ計測装置が液状化センサとして機能していることがわかる。

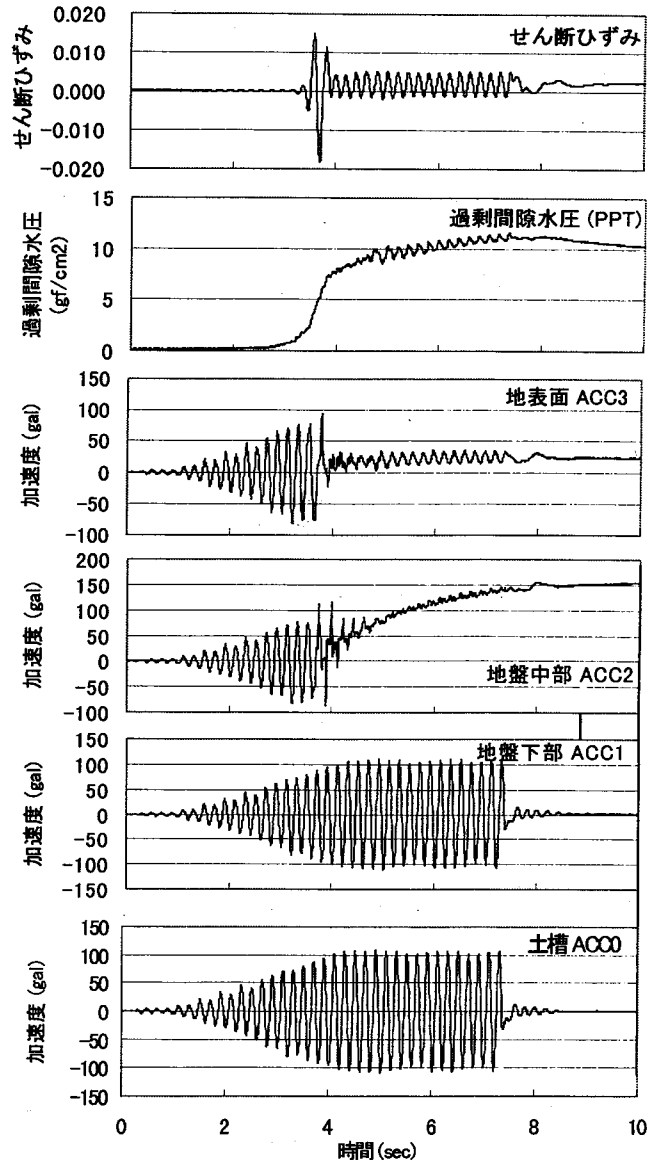


図4 水平加速度、過剰間隙水圧およびせん断ひずみの時刻歴

### 3. 2 せん断応力～せん断ひずみ関係

地盤加速度およびひずみ計測結果を基に、間隙水圧センサ埋設地点(図3中 C 点)におけるせん断応力～せん断ひずみ関係の推定を試みる。せん断応力については、地盤模型が水平振動状態にあると仮定して、間隙水圧センサレベルでのせん断応力の作用により以浅の単位断面積土柱が剛体的に運動すると考え<sup>4)</sup>、次式を用いて算定した。

$$\tau = \frac{\gamma_{sat}}{g} \Delta h \cdot \alpha$$

ここに、 $\tau$  : 間隙水圧センサレベルでのせん断応力,  $\gamma_{sat}$  : 土の湿潤単位体積重量(1.85gf/cm<sup>3</sup>),  $g$  : 重力加速度,  $\Delta h$  : 地表面から間隙水圧センサ埋設地点までの深さ(11.2cm),  $\alpha$  : 間隙水圧センサより上部における

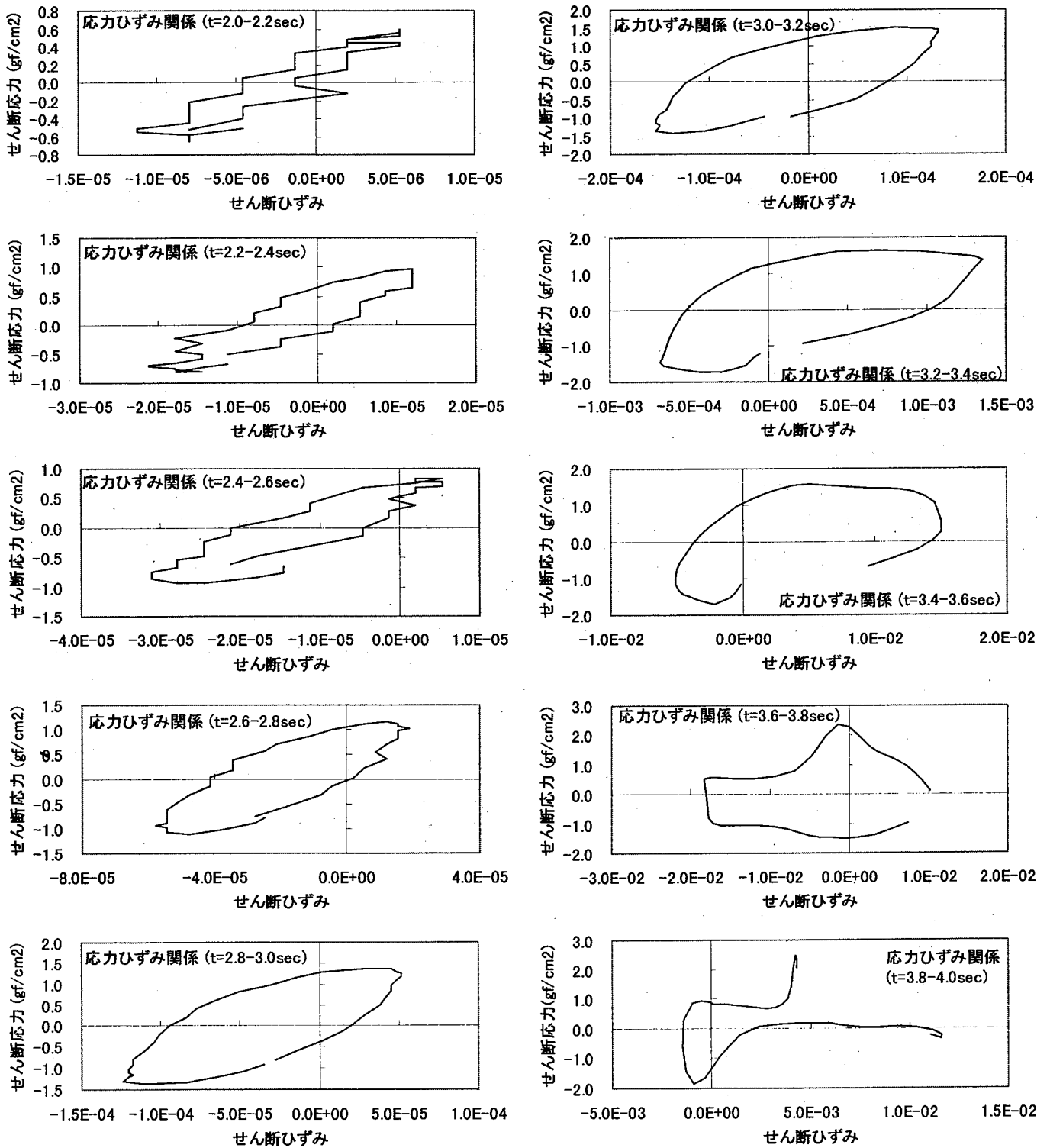


図5 せん断応力～せん断ひずみ関係 (t=2.0～4.0sec)

地盤加速度、である。ここでは地盤加速度 $\alpha$ の代表値として、地盤中部の加速度センサ ACC2 の計測値を用いることとした。一方、間隙水圧センサ埋設位置がひずみ計測装置による計測区間(図3中 AB)の中央レベルにほぼ等しいことから、せん断ひずみとして図4に示すひずみ計測値をそのまま採用した。

時刻2～4secにおいて、上述の方法で求めた振動1サイクル(0.2sec)毎のせん断応力～せん断ひずみ関係を図5に示す。同図より、加速度時刻歴等において液状化の徴候が認められない時刻2～3.4secにおいて、時間の経過とともにひずみ振幅が大きくなり、それに伴い剛性が低下し履歴ループが膨らむ(すなわち減衰比が大きくなる)傾向が認められる。また当該期間においては、応力～ひずみ曲線上で除荷点・再載荷点を明

確に認識しうるとともに、加振 1 サイクルで履歴ループの同一位相にほぼ帰還している。これに対しせん断ひずみが急増する時刻 3.4sec 以降においては、応力～ひずみ関係が丸みを帯び、除荷点・再載荷点が明確に定義できなくなっている。また時刻 3.4～3.6sec のサイクルにおいては履歴ループの同一位相に帰還せず、本サイクルにおいて位相ずれが大きく進展していることがわかる。加速度時刻歴などから、時刻 3.4～4sec では液状化領域が地盤浅部より深部に向かって進展する過程にあり、地盤の力学性状が不均質となり、応力～ひずみ関係を上述の方法で推定することが困難となっている。

時刻 2～3sec の 5 サイクルにおけるせん断応力～せん断ひずみ関係を図 6 にまとめる。これまでの地震応答解析に用いられている土の応力～ひずみ関係（例えば Ramberg-Osgood モデル）に類似した骨格および履歴曲線形状が認められる。

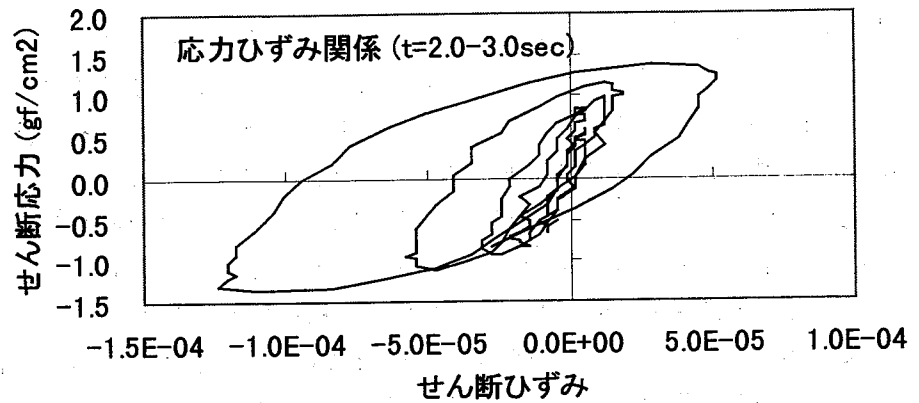


図 6 せん断応力～せん断ひずみ関係 (t=2.0～3.0sec)

### 3. 3 せん断剛性～せん断ひずみ関係

図 5 に示した応力～ひずみ関係において、地盤挙動に液状化の徴候が認められない時刻 2～3.4sec の 7 サイクルについて、次式を用いてせん断剛性  $G$  を計算した。

$$G = \frac{\tau_{\max} - \tau_{\min}}{\gamma_{\max} - \gamma_{\min}}$$

ここに、 $\tau_{\max}$ ,  $\tau_{\min}$  : 1 サイクル中のせん断応力の最大値と最小値,  $\gamma_{\max}$ ,  $\gamma_{\min}$  : 同サイクル中のせん断ひずみの最大値と最小値、である。

上式より評価したせん断剛性を、せん断ひずみ振幅  $(\gamma_{\max} - \gamma_{\min})/2$  に対してプロットした結果を図 7 に示す。図 7 よりひずみ振幅の増大と共にせん断剛性は低減し、既往研究におけるせん断剛性～せん断ひずみ関係と定性的に整合する結果を得ていることがわかる。しかし同図において、剛性低下が微小なひずみレベル ( $10^{-5}$  程度) より生じており、既往の実験結果に対し定量的な一致を得ていない。この理由として、通常重力場における小型模型実験で地盤内の有効拘束圧レベルが極めて低いこと、地盤内の剛性変化が大きく地盤下部の剛性が大きな部分で計測装置が拘束された結果ひずみを過小評価したこと、などが考えられる。

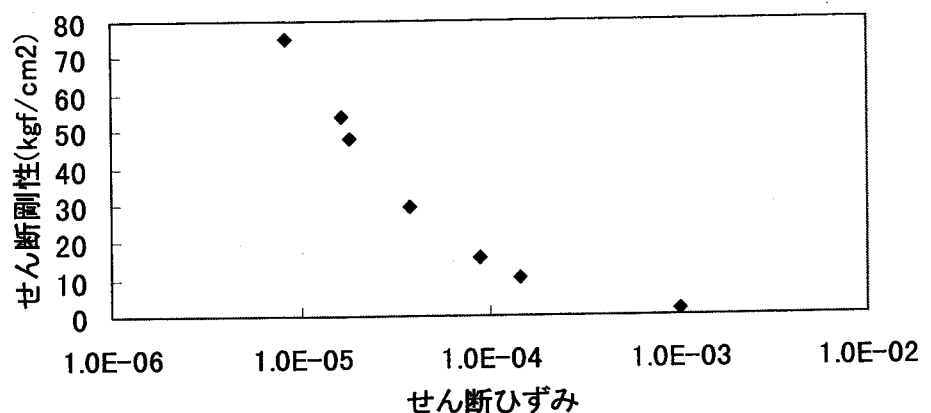


図 7 せん断剛性～せん断ひずみ関係

#### 4. まとめ

地震時において水平地盤内に生じるせん断ひずみを直接計測するための装置開発を目的として、剛棒を軌らかいジョイントで接合しジョイントにおける屈折角を検知する機構の模型ひずみ計測装置を試作し、ゆる詰め飽和砂地盤の小型振動台実験を通して適用性評価を行った。その結果、本装置で計測したせん断ひずみ振幅の急増時刻が、加速度や過剰間隙水圧応答から判断して液状化による地盤軟化が生じ始めた時刻とほぼ一致した。すなわち、ひずみ計測装置が液状化センサとして機能した。さらに、地盤上層部の加速度記録およびひずみ計測記録よりせん断応力～せん断ひずみ関係を推定したところ、従来の要素試験で計測されている応力～ひずみ関係と類似の骨格および履歴曲線形状が観測された。

今後、複数層でのひずみ計測や 2 方向水平振動下での計測性の確認・検討が必要となる。さらに実地盤への実装を考慮した場合、センシングデバイスとして光ファイバーゲージの利用などによる多点計測や耐環境性への対応が求められると考えられる<sup>3)</sup>。

謝辞：本実験を実施するにあたり、元東海大学海洋学部・伊藤真行、稲垣善充の両氏にご協力いただきました。ここに深謝の意を表する次第です。

#### 参考文献

- 1) Sawaguchi, M. (1984): 'Measurement of shear strain in soils with new gauges,' *Soils and Foundations*, Vol.24, No.1, pp.148-150.
- 2) 佐藤忠信・畑山吉孝(1997): '地震時の地盤内ひずみ計測システムの開発,' 土木学会関西支部平成 9 年度年次学術講演会概要, pp.I-37-1-I-37-2.
- 3) 佐藤忠信・本田利器・畑山吉孝(1998): '光ファイバーを使用した地震時の地盤内ひずみ計測システムの開発に関する研究,' 第 33 回地盤工学研究発表会講演概要, 2 分冊の 1, pp.507-508.
- 4) Koga, Y. and Matsuo, O. (1990): 'Shaking table tests of embankments resting on liquefiable sandy grounds,' *Soils and Foundations*, Vol.30, No.4, pp.162-174.