【委員会報告】

性能設計のための土の繰返しせん断試験の標準化
その2 標準試験法の提案STANDARD CYCLIC SHEAR TEST FOR PERFORMANCE BASED DESIGN
PART 2 PROPOSAL OF STANDARD TEST METHOD地震工学委員会・性能設計に対応した繰返しせん断試験検討小委員会
Subcommittee on Cyclic Shear Test for Performance Based Design, JSCE Earthquake Engineering Committee

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震では、当時の設計で考慮していた地震動より大きな地震動が作用したということから、土木関係の多くの設計指針で設計用入力地震動が大きくなった。この際、多くの設計指針では、構造物のライフサイクル中にくる可能性が高い、いわゆるレベル1地震動については被害が発生しないこと、まれにしか起こらないが、起こると非常に大きい地震動となる、いわゆるレベル2地震動については、ある程度の被害は許容するという、二段階設計が取り入れられるようになり、性能設計という考えが取り入れられるようになった。

これに伴って、構造物への入力地震動や、性能設計で重要な地盤や土構造物の変位を精度良く求めるための、地盤の地震応答解析も多く行われるようになってきた。

地震応答解析に用いる地盤の力学特性は、繰返しせん断試験と呼ばれ、その方法は、文献1)に基づいて行われるのが一般的である。繰返しせん断試験は1970年代に基本的な方法が作られ、その後ほとんど変わらないで使われてきた。当時は、SHAKE²⁾と呼ばれる等価線形解析が唯一の解析法であり、それに適合する試験法としては妥当なものと考えられていた。しかし、その後、地震応答解析は、逐次積分に基づく非線形解析、さらには液状化解析と多くの解析法が実務で行われるようになった。また、これに対応するように多くの構成モデルが作られてきた。しかし、現在の試験法がこれらの構成モデルに必要な力学特性を表現できているのかというような議論は行われてこなかった様に考えられる。前報³⁾では逐次積分に基づく非線形解析に用いる応力-ひずみ関係として現在標準的に行われている試験法を検討し、その問題点を指摘した。

非線形解析や液状化解析では多くの構成モデルが提案されており、そのすべてに適用できる試験法は困難である。従って、試験法は、多くの構成モデルで用いることのできる基本的な試験と、個別の構成モデルに必要な

特殊な試験法に分けるのが妥当と考えられる。本論では、このうち基本的な試験法を提案するものである。このような試験では、例えば、従来と全く異なる試験法を提案しても実務では取り入れられない事が多いと考えられる。そこで、本論では、現行の方法をなるべく生かす基本的な試験法を提案している。

2. 現行の繰返しせん断試験の概要と問題点

現在多く行われている試験法の問題点については、すでに前報³⁾で詳細に論じた。ここでは、それをまとめて示す。

(1) 現行の繰返しせん断試験の概要

土の繰返しせん断特性は繰返しせん断試験で求められる⁴⁾。試験結果は、せん断ひずみ γ に依存した割線剛性 G と減衰定数 h で表現され、 G - γ 、 h - γ 関係として表現される。このような試験は、1970年代の初頭に Seed と Idriss⁴⁾、Hardin と Dmievich⁵⁾などによって基本的な方法が示され、大きく変わることなく、現在まで使われている。文献1)では色々な載荷方法が示されているが、現在最も一般的に行われている方法は以下のようなものである。

a) ステージテスト

小さい振幅の試験から始め、次第に振幅を大きくしていく試験法である。一つの試料で小さいひずみ振幅から大きいひずみ振幅までの試験が行える。

b) 非排水条件

地震の継続時間は短いことから、その間の間隙水の移動はほとんどないと考えられるので、試験は非排水条件で行われる。ただし、非排水条件とはいえ、各ステージの間ではそのステージで発生した間隙水圧を消散させている。

c) 応力制御

応力制御とは試験の載荷方法を制御する方法の一種であるが、二つの使われ方がある。一つは、載荷の応力

増分の与え方, もう一つは一サイクルの振幅を応力で設定する方法である. ここで増分とはある状態から次の状態に移行する(以下, ステップと呼ぶ)際に試験機から送られるシグナルで応力制御では応力が, ひずみ制御ではひずみで設定される.

現行ではどちらも応力で与えているので区別する必要は生じないが, 本来この二つは別の使い方である. そこで, 本論では振幅を制御する方法を応力振幅制御, ひずみ振幅制御というように呼んで, 次のステップを制御する方法と区別することにする.

d) 繰返し数

11サイクルの繰返し载荷を行い, 10サイクル目の履歴曲線から除荷点を結びせん断剛性 G を, 履歴曲線の面積から減衰定数 h を計算し, これらをひずみの関数として表現する.

e) 初期応力

有効上載圧が等方的に作用した状態を初期状態として载荷する.

(2) 現在の試験法が抱える問題点のまとめ

a) 大ひずみ領域のデータの不足

図-1は, 文献7)に示されるひずみ領域と材料の性質の関係図である. これによれば, 大ひずみ領域は, 0.1%~3%程度のひずみと定義されている. 本論でも, 図-1に従って, このひずみ領域の名前を使うことにする.

繰返しせん断試験で10サイクル目の履歴曲線を用いるのは, 履歴曲線が安定した状態を採用するためである. しかし, 安定という観点で試験法の適用性を考えると,

図-1 ひずみの領域と材料の性質(文献7)より)

(a) 繰返しせん断特性

(b) 原点を初期に揃えた

(c) 出力されるせん断特性

図-2 整理方法の矛盾

適用限界は0.1%を少し超えるところ, すなわち, 大ひずみ域に入ったところまでと考えられる⁸⁾.

一方, 液状化判定でよく用いられるひずみの判定は三軸試験では両振幅5%で, これを繰返しせん断試験に用いられる片振幅せん断ひずみに換算すると3.75%である. しかしながら, 繰返しせん断強度試験(液状化強度試験)では, 試験の目的から, 強度に関する情報は出力されているが, 液状化に至る前の応力-ひずみ関係はそれほど興味を持たれていない.

以上の様に, 既往の試験では繰返しせん断試験の適用範囲0.1%を少し越えるひずみから液状化強度試験で対象としている数%のひずみ域, すなわち, 大ひずみ領域の広い範囲の応力-ひずみ関係のデータは求められていない.

b) 両ひずみ振幅と残留変形

三軸試験では, ひずみは伸張方向にドリフトすることはよく知られている. しかし, この効果は現行の試験法では考慮されていない.

図-2は一つの試験例である. この各ステージにおける10サイクル目の履歴曲線を示したものが図-2(b)であり, 伸張方向にドリフトしていることがわかる. しかし, 現在の整理法ではそれぞれの履歴曲線の除荷点を結んで求めているため, いわば, 図-2(c)の様に履歴曲線の中心が原点あるとして集めて, 図で点線で示したような応力-ひずみ関係を求めているようなものであり, 永久変位に相当する残留変位が含まれていない.

c) 10サイクルの繰返し

実務の地震応答解析でよく用いられる SHAKE²⁾に代表される等価線形解析では, 解析時間を通して力学特性は一定である. 解析に必要な応力-ひずみ関係は全解析時間を代表するものが適当であり, さらに解析は周波数領域で行われることから, 定常化した履歴曲線が必要であった.

しかしながら, 最大応答はほとんどの場合, ひずみが新しい領域に入った状態, すなわち, 1サイクル目で発生する. 従って, 最大値を精度良く求めたいのであれば, 10サイクル目の挙動ではなく, 1サイクル目の挙動

が必要である。

d) 等方応力状態の初期応力状態

実地盤は、異方応力状態にある。水平成層でも軸差せん断があると、初期せん断があるので、等方応力状態とは応力-ひずみ関係が異なるはずである。

図-3(a)は K_0 状態と現在よく行われる等方応力状態で試験を比較したもので、等方応力状態の試験で良いという証拠となっている。しかし、図-3(b)に示す、この実験時の応力-ひずみ関係は全く異なっている。すなわち、図-3(a)は10サイクル目の形状がほとんど同じであることを示しているのみで、残留変形は考えられていない。

e) ステージ間の排水

現状の試験では、非排水試験でも、ステージ間で排水しているため、材料は次第に密になる。このことをより明瞭にするために、液状化強度試験と比較してみたのが図4である。繰返しせん断試験では10サイクルまでの载荷履歴はあるので、必要な繰返し数に対する履歴曲線からひずみと応力を求めることができる。図はそれを液状化強度試験の結果と比較している。なお、図に表されているひずみ γ_{SA} は片振幅せん断ひずみであり、液状化強度試験の結果も片振幅で整理されている。

同じせん断ひずみで見ると、繰返しせん断試験の結果の方が液状化強度試験の結果より大きな強度を示している。これは、繰返しせん断試験ではステージ間で排水しているため、試料が密になっていると考えれば理解できる。砂では密度が異なると挙動が異なることはよく知られているので、得られた繰返しせん断特性は载荷前に想定した材料のそれとは異なっている。

液状化強度試験と繰返しせん断試験では同じひずみを比較しているとはいえ、そこに至る载荷履歴は異なるので、その違いも試験結果に影響していることは考えられるが、主要因は密度の違いと考えている。

f) G/G_0 - γ 、 h - γ 関係としての表示

G/G_0 関係から τ - γ 関係を作ることである。しかし、履歴曲線は h で表現されているだけでは、形状を求めることは出来ない。履歴曲線の形状が紡錘型をしているのであれば、形状としてとり得る選択肢が多くないので、解析結果にあたる履歴曲線の形状の影響は小さいという報告はある¹¹⁾。しかし、一方ではひずみが大きくなると砂質土では逆S字型の履歴曲線となり減衰定数がひずみと共に小さくなる現象もあり、常に履歴曲線形状の影響がないとはいえない。

もう一つの問題は、減衰定数はひずみエネルギーに対する履歴吸収エネルギーの比であり、ひずみエネルギーの評価 (G - γ 関係の評価) に依存して値が異なる。従って、解析で減衰定数 h が実験値と同じといってもエネルギー吸収量が同じであるわけではない。骨格曲線 (ひずみエネルギー) も合っていて初めてエネルギー吸収量

(a) 繰返しせん断特性の比較⁹⁾

(b) 応力比-ひずみの関係の比較

図-3 K_0 の影響

図-4 液状化強度試験と繰返しせん断特性試験の比較¹⁰⁾

も合っていることになる。

g) G - γ 関係は骨格曲線か?

図-5で、破線 (青色) は排水による単調载荷実験、点線 (赤色) は非排水による単調载荷実験の結果である。また、実線は、ひずみ振幅制御で、前のステージのひずみ振幅の10倍のひずみまでひずみを大きくした結果である¹²⁾。図-5(a)はひずみ振幅を1%から10%大きくしたものであるが、これだけひずみを大きくしても応力-ひずみ関係は単調载荷の結果と同じではない。図-5(b)はひずみをより小さいひずみで、0.01%から0.1%に大きくした結果であるが、この場合でも単調载荷の結果とは一致しない。この例はひずみを10倍にしているが、現行の試験ではひずみはこれより小さい2倍程度を目標にしているので、当然、履歴曲線は骨格曲線には到達しない。

一方、構成モデルでは、基本的に、 G - γ 関係を単調載

(a) ひずみを1%から10%に増加

(b) ひずみを0.01%から0.1%に増加

図-5 単調荷重と繰返し荷重の低ひずみ時の比較

荷時の応力-ひずみ関係としてとらえているが、これは実験結果とは対応しない。

h) 荷重速度

図-6は同じ材料、試験条件を異なる4つの試験機関で行った際の液状化強度の比較である¹³⁾。液状化強度で倍程度の差があるが、この原因は、試験機の能力によると考えられる。すなわち、液状化時の挙動のうち、応力がほとんど0の状態で大ひずみが発生する領域では、ひずみ速度が大きくなるので、試験機にこのひずみ速度に対応する荷重能力がないと静的荷重であれば達するであろう本来のひずみに至る前に次の応力増分が設定され、試験機では新しく設定された応力を計測値として出力するので、応力を過大評価することになる。なお、図-6は液状化強度試験であるが、繰返しせん断試験でも大ひずみ領域では問題になる可能性がある。

これを避けるには、荷重速度をゆっくりとすることである。また、どの程度の荷重速度が適当かは、それぞれの試験機の能力によって異なるであろうから、荷重速度を変えた実験を行って、適当な荷重速度を見つけておくことが必要である。

図-6 液状化強度の比較

3. 提案する試験法

前章で述べたように、現在一般的に用いられている繰返しせん断試験の方法は、多くの問題点を抱えている。この試験法が提案された当時は、解析法としてはSHAKEに代表される等価線形解析に用いられることを前提とされ、また、入力地震動もそれほど大きくないことから、特に問題として意識されることがなかったためと考えられる。しかし、現在のように、逐次積分法に基づき、応力-ひずみ関係を逐一追跡する、非線形法に適用し、さらに、設計用入力地震動も非常に大きくなった現在では、前章で述べたような不都合が出るわけである。

そこで、ここでは、現行の方法に代わる試験法を提案する。なお、2章でも述べたように、文献1)には「繰返しせん断試験」には多様な試験法が可能であり、ここで示す方法も、その選択肢の中にあり、その意味では新しい試験法というわけではない。多様な方法が可能な文献1)の中で標準的に用いる荷重方法を提案するものである。

近年、特に液状化に関しては非常に多くの構成モデルが提案されている。それらの構成モデルに用いられるパラメータは、よく知られた強度定数などの物理量以外のモデル独自のパラメータが使われる事もある。そのような構成モデルを用いる場合には、ここで提案する標準法と異なる試験が必要になることもある。その意味で、ここで提案する試験法は、これだけ行えば十分という物ではなく、共通して実験データを蓄積していくため、最低限しておくべき試験法との位置づけである。

現在の試験法は、長い間使われてきているので、これと全く異なる新しい方法というのは、使う側も抵抗が大きいと考えられる。ここで提案する方法は、文献1)の範疇であるし、なるべく既存の試験結果と整合するような試みもしている。

表-1に提案する方法と現行の方法を比較して示す。以下、それぞれの項目について、その設定理由や現行の試

表-1 二つの試験法の比較

項目	現行の方法	提案法
振幅の設定	応力振幅	ひずみ振幅
載荷方法	応力制御	ひずみ制御 ^{注1)}
ステージ間のひずみ振幅	前ステージの2倍を目安	各桁, 1, 2, 5
載荷速度	0.1Hz ^{注2)}	速度依存性が表れない速度
ステージでの繰返し数	10 ^{注3)}	3
ステージ間の排水	あり	なし
実験終了の目安	履歴挙動の非定常化	試験機の能力で可能な限り大ひずみまで

注1) 小さいひずみ領域では、応力制御でも可能

注2) 文献1)では0.05Hz～1Hzを標準としている。

注3) 11サイクルの載荷の10サイクル目の履歴曲線を用いる。

験との差などを示す。

(1) 載荷方法

小さいひずみ振幅では応力制御、大きいひずみ振幅ではひずみ制御とする。

ひずみ振幅制御とすると、ひずみが大きくなると発生する2.(2) h)で述べたような載荷速度の影響を減らすことができる。ただし、先に述べたように、試験機の能力を超えるひずみ速度で載荷することはできない。ひずみ振幅制御、ひずみ制御とすることで、必要なひずみ速度の値は簡単に計算できる。これを試験機で可能な能力(ひずみ速度)と比較し、もし、試験機の能力が不足する場合には、載荷速度を遅くして試験を行うことができるという長所もある。

なお、ひずみが非常に小さい間は、ひずみ制御の試験は計測器の分解能(精度)の都合から困難なことも多い。そこで、小さいひずみ域ではより制御の容易な応力制御で行っても良いことにした。載荷法の切り替えは、 $\gamma=0.01\%$ を超える頃に行うのが適当と考えられる。これは、これ以上のひずみでは過剰間隙水圧が発生するため、載荷法の違いが試験結果に影響を及ぼす可能性があるからである。

なお、ひずみ制御試験では、小さいひずみ域と大きいひずみ域でひずみの増分値が異なるようにしないと、試験時間が非常に長くなる可能性がある。従って、応力制御の元で、現在行われている周波数0.1Hzの載荷方法と同じように周波数で載荷方法を設定する方法は好ましくなく、ひずみ速度を元にした載荷速度の設定が必要となろう。すなわち、現行の試験法では静的な挙動を求め

ることを目的としているので、載荷速度を変えても同じ挙動となるような速度で載荷すべきであり、試験機関では試験により適切な載荷速度を決めるための試みを行うべきである。

(2) 初期応力状態

原位置の応力状態を初期応力状態とする方が好ましいことは言うまでもない。三軸試験装置を用いて K_0 圧密を行う試験法は基準化されているので、技術的には可能といえる。しかし、サンプリングによる乱れの影響があるため、この試験で得られた K_0 値が原位置の K_0 値であるかどうかはわからない。

原位置で K_0 を求める方法として、ディラトメーターやセルフボーリングプレッシャーメーターを用いる方法もあるが、孔壁の乱れ等の影響を受けるため、測定値の確からしさはわからない¹⁴⁾。凍結サンプリングによる試料を用いて求める方法も提案されている¹⁵⁾が、コストを考えると実用的とはいえない。

このように、原位置で K_0 を精度よく計測することは困難である。また、初期せん断応力を求めることも困難である。

次に仮に、 K_0 が得られたとしても、室内試験で K_0 状態を実現するのは困難である。側方ひずみを拘束して圧密載荷すると、 K_0 は自動的に決まってしまうので、設定した K_0 の値にすることはできない。また、初期応力状態を異方応力状態に設定することは可能であるが、その状態から載荷しても、原位置の状態とは一致しているとは限らない。

これらを考えると原位置の応力状態を再現する最適な初期応力状態というのは実現が困難である。適当な K_0 を仮定して実験をするよりも等方応力状態にして実験を行う方が設定しやすい応力状態と考えられる。なお、初期の等方応力状態は現行の試験でも初期有効上載圧で載荷することが推奨されており、ここでもこれを推奨する。もう一つの可能性として、初期有効拘束圧を原位置と同じにするという方法があるが、そのためには静止土圧係数の値が必要であることに加え、鉛直方向については有効上載圧から応力が減少するために過圧密の状態になっているという問題もあるからである。

(3) ひずみ振幅制御

載荷振幅は、現行の方法では応力振幅を設定することが多いが、ここでは、ひずみ振幅で設定することを提案する。ひずみ振幅制御は現行の方法に比べていくつかの長所がある。

応力振幅制御試験では、次のステージの振幅は現在のひずみ振幅の倍のひずみを目標としているが、ひずみが大きい領域では材料特性の非線形性のために少しの荷

重の差が大きくなひずみの差となるので、この制御はかなり困難で、試験者により試験結果に差が出る事が一般的である。しかし、ひずみ制御試験とすることで、試験者による差が生じない試験をする事ができる。これが一つ目の長所である。

繰返しせん断試験に用いられる試験機には、三軸装置、中空ねじり装置、単純せん断装置などがあるが、実用を考えると、三軸装置しか選択肢は無さそうである。三軸試験を前提とすると、応力振幅制御ではひずみのドリフト（ラッチェティング）が発生する。このため、現行の方法では、図-2に示したように、性能設計で重要な残留ひずみを見逃して、繰返しに伴う履歴曲線のみを扱うという、無理と思える処理をしているが、ひずみ振幅で定義することにより、全ての履歴挙動よりせん断特性を求めているので、既往の応力制御の試験で発生していた残留ひずみの問題は生じない。これがひずみ振幅制御の二つ目の長所である。

図-7はひずみ振幅制御で、次のステージの増分を1桁（10倍）多くしたケースと3.16倍（ $=10^{0.5}$ 、対数軸の1桁を2等分）したケースを比較したものである。ひずみが大きいところでせん断剛性に差が見られるが、これはひずみ増分が小さいと同じひずみでもより多くの繰返し载荷を受けているので、劣化が進んでいるためである。両者を比較すると、実験値からなめらかな曲線を得るためには、増分を1桁とするのは、大きすぎ、最低限0.5桁は必要の様に見える。また、文献1)ではひずみ振幅は前ステージの2倍を推奨している。これらを考え、ひずみ振幅は各桁で、1, 2, 5のひずみとすることにする。すると、ひずみは前回の2~2.5倍の間にあるので、現行の試験法とほぼ整合している。

なお、ひずみ振幅制御試験では、三軸装置を用いると、ひずみは対称であるが、応力は非対称となる。この場合には、圧縮側、伸張側それぞれのせん断剛性を出力しておくことが望ましい。また、現行法のように除荷点を結ぶ直線の傾き（割線剛性）として出力する事も可能であろう。

(4) 繰返し数

前述のように、最大応答が発生するのは、ひずみが新しい領域に入ったときであると考えられるので、1サイクル目の挙動が重要である。しかし、1サイクル目の载荷だけであると、劣化の程度を評価することは困難である。また、前報³⁾で示したように、現行の方法である10サイクル目の挙動とは大きく異なっている。

これまでにも述べたように、現状の10サイクル目というのは、履歴曲線が安定する事を目標に決められたものであり、力学上必然性があるという訳でもない。

構造工学の他の分野、例えば、やはり劣化現象が見

図-7 ひずみ振幅の違いの影響

図-8 繰返し数の影響

られるコンクリート構造物などでは、変位振幅制御で3サイクルの载荷が行われる事が多いので（例えば文献16)）、ここでも同じ繰返し数と設定した。図-8は繰返しに伴うせん断剛性比の変化を示したものであるが、 $G/G_0=0.5$ 程度までは繰返し数による影響は見られないので、現行の試験法と整合性がある。

また、繰返し数が増えると、履歴の影響がより大きくなるので、あまり繰返し数を多くしない方がよい。しかし、一方では繰返しに伴う劣化の影響も把握することが必要である。設定した载荷方法はこの両者の均衡をとったものである。

(5) 非排水試験

従来の試験でも非排水試験が行われてきた。ただし、ステージ間では発生した過剰間隙水圧を消散させている。これは、各ステージの初期応力状態を同じにするという発想と考えられる。

しかし、ステージ間で排水すると、試料は次第に密になっていく。図-9は初期相対密度50%の試料の密度が载荷とともに変化していく様子を示したものである。ひずみ振幅が0.1%では密度の変化は小さいが、ひずみが1%を超えると、10サイクル载荷では密度の増加も53%から66%以上で20%程度以上となる。図-10は図-9と同じ試験の各ステージにおける過剰間隙水圧の発生量を示している。ひずみ振幅0.1%で（サイクル数にもよるが）初期有効拘束圧の50%程度の過剰間隙水圧が発生している。

図-9 排水による相対密度の変化

図-10 過剰間隙水圧の発生量

この問題は、同じ初期状態をとるか、同じ相対密度をとるかという選択の問題である。そこで、現行の構成モデルを概観すると、体積変化に伴う密実化をきちんと追跡できるモデルはほとんどない。ステージ間で非排水とすると、载荷の履歴は残っているのに、多くの構成モデルでそれらを追跡することも可能である。

図-11はステージ間で排水したときと、排水しなかったときの挙動を比較したものである。 $G/G_0=0.5$ 程度までは、両者の差はほとんど見られない。しかし $G/G_0=0.5$ が0.5より小さくなると、载荷ステージ間で供試体の非排水状態を保った試験では剛性は非常に小さくなっている。

次に、図-12は、既往の方法（各ステージ11サイクル载荷で10サイクル目の履歴曲線、ステージ間排水）と提案法に近い条件（各ステージ3サイクルの载荷で3サイクル目の履歴曲線、ステージ間も非排水。ひずみ振幅制御ではない事が提案法と異なっている）を比較したもので、それぞれ、Conventional, New として示されている。New では、繰返し数を少なくし、履歴の影響を抑えたことにより、現行の試験法の適用限界（0.1%よりやや大きいひずみ）までの挙動では、提案する手法は、既往の試験結果とも整合性が高い結果となっている。なお、図-12では差が無いように見えるがこれはたまたまであり、これより大きいひずみでは常にこのようになるわけではない。また、次節で示す図-13の様に既往の方法より多くの情報を出力しており、これらが挙動を把握するために重要であることが本論文の主張である。従って、単に図-12

図-11 ステージ間排水の影響

図-12 ステージ間排水と繰返し数の影響

が一致しているように見えるだけで、既往の方法でも良いといっている訳ではない。

(6) 出力

各サイクルの G と h 、および過剰間隙水圧の発生量を出力する。提案する方法に基づく出力の例を図-13に示す。

ここで、 G - γ 関係、 h - γ 関係については試験そのものの目的であるから出力するのは当然で、全てのサイクルの

値を出力するのも、载荷による（主として過剰間隙水圧の発生による）劣化を定量的に考慮するために必要である。また、過剰間隙水圧の出力は、過剰間隙水圧の発生による劣化を検討するために必要なものである。

(7) その他

繰返しせん断強度試験（液状化強度試験）は、繰返しせん断試験のフレッシュテストと同じ実験である。従って、液状化強度試験のある応力振幅における挙動と、繰返しせん断試験における同じ（程度の）応力振幅の挙動を比較することによって、繰返しせん断試験のこのステージに至るまでの载荷が繰返しせん断挙動に与える影響を見ることが可能である。

4. 全応力解析との関係

全応力解析（ダイレイタンシーを考えない解析）では、繰返しせん断試験で得られたせん断剛性と減衰定数のひずみ依存性を応力-ひずみ関係として用いるのが一般的であった。しかし、これまでに示したように、 G/G_0 が0.5を下回る程度から、過剰間隙水圧の発生が無視できなくなり、全応力解析の前提条件とは適合しなくなる。また、ステージ間で排水を行う現行の試験は、大ひずみ域では、全応力解析で想定している状況と大きく異なる条件で実験をしていることになり、問題がある。

これは試験法の問題ではない。非排水状態で実験すれば、過剰間隙水圧の発生は避けることができないし、排水状態で実験すれば、試料の密実化は避けることができない。すなわち、全応力解析で想定している、ダイレイタンシーの起こらない実験を行うことは不可能である。そこで、解析者は、実験結果から解析に用いる応力-ひずみ関係を抽出すべきである。

ひずみが大きくない場合には、過剰間隙水圧の発生などはあまり問題にならなかったことから、実験結果をそのまま解析に用いる応力-ひずみ関係として使うことに問題はなかった。しかし、設計用入力地震動が大きくなると、発生するひずみも大きくなり、本論で述べてきたような载荷履歴の影響が顕在化するようになった。したがって、解析者は、実験結果を基に解析で用いる応力-ひずみ関係を求める必要がある。その方法は、構成モデルによって異なるであろうから、本論では論じない。

実験をひずみ振幅制御で行うことによって、これまでの繰返しせん断試験の適用範囲とされる、0.1%を少し超えるひずみ領域よりはるかに大きいひずみまで試験をする事が可能である。図-5では10%のひずみまでの試験が行われているが、試験機の能力があれば、これ以上のひずみでも試験は可能である。しかし、これを持って、全応力解析がこの様に大きいひずみまで適用可能である

図-13 結果の出力例

と判断しない注意が必要である。

非線形解析で応力-ひずみ関係を作るとき、 $G-\gamma$ 関係を初期载荷状態の応力-ひずみ関係（骨格曲線）、 $h-\gamma$ 関係が履歴曲線に対応するとしてモデルが作られていた。しかし、図-5に示されるように、 $G-\gamma$ 関係は単調载荷時の応力-ひずみ関係とは一致しない。構成モデルでこの様な効果が考慮できる様な研究が進められることを希望する。

5. おわりに

地盤の地震応答解析に用いるために現在標準的に行われている試験法の問題点を指摘し、これに代わる標準的な試験法を提案した。この方法は、ひずみ振幅制御で各ステージ3サイクルの载荷を行うこと、ステージ間で排水を行わないこと、ひずみ制御で载荷すること、などが現行の方法と異なっている。なお、現行の試験法の適用限界と考えられるひずみまでは現行の試験法による結果と整合性がある。

この試験法は、土の力学特性の基本的な情報を得るものであり、解析で用いる構成モデルによってはさらなる試験が必要かもしれない。なお、この試験法は主として過剰間隙水圧の発生による影響を論じていることから対象としているのは砂やシルトである。粘性土についても同様な観点からの検討は必要と考えるが、現状では提案できるだけのデータは持っていない。礫については提案法が適用できると考えられるが、具体的に実験を行っているわけではない。

また、従来、繰返しせん断試験の適用範囲と全応力地震応答解析の適用範囲は同一視されることが多かったが、ここで提案する方法ではそのようなことはない。載荷は大ひずみまで行うことが可能であるが、その結果を全応力解析にどのように用いるかは、解析者の判断である。これについては、今後の研究が期待されるところである。

2.(2)の最後で、減衰定数で表す問題、 $G-\gamma$ 関係と骨格曲線の対応の問題に触れたが、これらは本提案法でも解決できたわけではない。今後の研究課題となると考えられる。

本研究は、小委員会のメンバー（委員長：吉田 望 (boh070949@gmail.com)、副委員長：渦岡 良介、幹事：三上 武子、委員：飛田 善雄、一井 康二、大矢 陽介、矢部 正明、塩見 忠彦、上田 恭平、仙頭 紀明、市川 卓也、兵頭 順一、金田 一広）による議論をまとめたものである。

参考文献

- 1) 地盤工学会室内試験規格・基準委員会：地盤材料試験の方法と解説 訂正第2刷，地盤工学会，1156pp.，2010.
- 2) Schnabel, P. B., Lysmer, J. and Seed, H. B.: SHAKE A Computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, Report No. EERC72-12, University of California, Berkeley, 1972.
- 3) 土木学会・地震工学委員会・性能設計に対応した繰返しせん断試験検討小委員会：性能設計のための土の繰返しせん断試験の標準化 その1 解析側から見た問題点，土木学会論文集 C, Vol. 75, No. 2, pp. 146-154, 2019.
- 4) Seed, H. B. and Idriss, I. M.: Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses, Report No. EERC70-10, UCB, 40pp., 1970.
- 5) Hardin, B. O. and Drnevich, V. P.: Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects, *Proc. of the ASCE*, Vol. 98, No. SM6, pp. 603-624, 1972.
- 6) Hardin, B. O. and Drnevich, V. P.: Shear modulus and damping in soils: design equations and curves, *Proc. ASCE*, Vol. 98, No. SM7, pp. 667-692, 1972.
- 7) Ishihara, K.: Evaluation of soil properties for use in earthquake response analysis, *Proc., Int. Symp. on Numerical Models in Geomechanics*, Zurich, pp. 237-259, 1982.
- 8) 地盤工学会・大ひずみ領域の研究の必要性，大ひずみを考慮した土の繰返しせん断特性に関するシンポジウム，2013.
- 9) 山下 聡，稲原 英彦，土岐 祥介：等方および異方圧密時の砂の繰返し三軸変形特，第30回土質工学研究発表会，pp. 889-892, 1995.
- 10) 吉田 望，三上 武子：時代の要請に応える土の繰返しせん断変形特性試験の確立を，地盤工学会誌，Vol. 8, No. 2, pp. 1-5, 2010.
- 11) 吉田 望，澤田 純男，竹島 康人，三上 武子，澤田 俊一：履歴減衰特性が地盤の地震応答に与える影響，土木学会地震工学論文集，第27巻，Paper No. 158, 2003.
- 12) 吉田 望，三上 武子，澤田 純男，規矩 大義：地盤の地震応答解析のための土の動的変形特性試験の提案，第40回地盤工学研究発表会講演集，pp. 459-460, 2005.
- 13) 鈴木 貴志，竹信 正寛，菅野 高弘，中澤 博志：FLIP におけるパラメータの設定法の違いが動的解析結果に及ぼす影響，第5回地盤工学会関東支部発表会，pp.239-242, 2008.
- 14) Mori, H.: Study on the properties of soils in the northern coast of Tokyo Bay using a self-boring pressuremeter, *Soils and Foundations*, Vol. 21, No. 3, pp. 83-98, 1981.
- 15) Hatanaka, M. and Uchida, A.: A simple method for the determination of K_0 -value in sandy soils, *Soils and Foundations*, Vol.36, No.2, pp.93-99, 1996.
- 16) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計に関する参考資料，丸善，302pp.，2015.

地震工学委員会

性能設計に対応した繰返しせん断試験検討小委員会

吉田 望（委員長），渦岡 良介（副委員長），三上 武子（幹事），一井 康二，市川 卓也，上田 恭平，大矢 陽介，金田 一広，塩見 忠彦，仙頭 紀明，兵頭 順一，飛田 善雄，矢部 正明

(2018.4.2 受付)