

3. 今後の動的土質試験の展開について

東京電機大学理工学部建設環境工学科

安田 進



私が動的土質試験を始めたのは大学院生だった 1971 年である。石原研而先生が繰返し三軸試験装置を購入されそれを使わせていただいた。油圧の動的載荷装置による立派な装置であった。まだ国内でもこの種の実験は行われていなく、米国の Seed 教授の論文を読んで見様見真似で軸応力振幅を決めて実験したところ、うまい具合に液状化して大喜びした。その Seed 教授も最初は液状化試験が目的で繰返し三軸試験を行われていたのではない。交通振動の影響を研究するために試験装置を開発したとのことである。1964 年にアラスカ地震と新潟地震で液状化が発生し、それを再現するために非排水状態で実験が行われたのが成功した。

私が就職した 1975 年の段階ではまだ実務として液状化の試験はほとんど行われていなかった。当初サービスで試験を行っていたが、2, 3 年の後には実務でどんどん使われるようになった。道路橋や原発などで液状化の検討が行われるようになったためである。

ともあれ、今では繰返し三軸試験で液状化特性を求めることは一般的になった。さらに、「SHAKE」に代表される地震応答解析の実施に伴って、動的変形特性を求める試験方法も確立されてきた。また、繰返し三軸試験装置に加え、さらに種々の応力状態が再現できる繰返しねじりせん断試験装置も多く用いるようになってきた。このように動的土質試験はこの 30 年間に一般的になってきたものの、試験装置・方法や試験結果の利用の技術開発が一段落し、むしろ実務で行われる試験個数が減少し始めているのではないかと最近感じる。今後次のような課題を克服し、新たな展開をしていく必要があると考えられる。

<課題 1：サンプリング技術の信頼回復>

現在各種耐震設計基準類に示されている液状化判定方法は、標準貫入試験の N 値と粒径から液状化強度を推定する方法が主体である。これは本来液状化強度を簡易に推定する方法であり、不攪乱試料を採取して動的土質試験を行うのが詳細な方法である。したがって N 値からの推定で液状化の判定がつきにくい場合に動的土質試験を行って精度を上げる、と当初は皆そう考えていた。ところが、最近の技術者、特に設計コンサルタントの技術者にはそのような考えがなく、液状化の判定は N 値からだけするものだと思っている人が多くなっている。このようになった理由の一つとしては、サンプリングに対する信頼性の問題があろう。20、30 年前は良質の不攪乱試料を採取するための種々の技術開発が多く行われていた。ところが、砂のサンプリングは凍結サンプリングでないダメだとの考えが一時はびこり、せっかく開発していたチューブサンプリング方法も止まってしまった。今はその時の技術も継承できていない状態と思える。土質試験を行うためには良質の不攪乱試料を採取することが基本である。まず、サンプリング技術の信頼回復が必要と思われる。特に液状化強度を N 値から判断し難い細粒分を含んだ砂の場合は、チューブサンプリングで乱さない試料が採取し易いのでそのことを認識してもらいたいものである。試料の乱れは動的変形試験における微小ひずみ時の G_0 と PS 検層の結果を比較することでも行える。

<課題 2：設計者における動的土質試験の有用性の認識>

液状化強度に加えて、動的変形特性も粒径だけから推定して試験を行われないことが多い。ところが、1995 年兵庫県南部地震を契機にレベル 2 地震動に対する設計が行われるようになって、間違った地震応答解析を行ってしまう危険性が出てきた。最近関係した橋梁の委員会で、設計コンサルタント

の方が解析してきた結果を見ると地表で $1g$ をはるかに越える大きな地震動となっていた。解析で用いている $G/G_0 \sim \gamma$ を見せてもらったところ、 $\gamma > 10^{-2}$ の範囲で G/G_0 が 0.1 と一定値をとられていた。既往の研究でこれより大きなひずみの実験結果がなかったので一定にしたとのことであった。レベル 1 地震動ではこのような大きなひずみが発生しないので問題ないが、レベル 2 ではこの大きなひずみの時の G/G_0 が問題になる。そこで、現地から不攪乱試料を採取し動的変形特性試験を行ってもらったところ、この値は 0.1 よりはるかに小さくなった。地表の加速度も $1g$ 以下の妥当な値となり橋の設計もできるようになった。設計のコンサルの方はこのような事を知らない人が多いので、動的土質試験の有用性を認識してもらう必要がある。

<課題 3：性能設計に用いられる試験方法の開発>

レベル 2 地震動のもとで液状化の判定をすると、 N 値が 20 といったかなり密な砂やシルト質砂まで液状化するとの判定になることが多い。ただし、このような地盤では液状化しても建物の沈下量や地中構造物の浮上り量は小さく、大きな被害にならない。そこで、液状化の検討においては液状化するか否かを判断するだけでなく、それによる構造物や地盤の変形量を推定する必要が出てきている。さらに、最近耐震設計にも性能設計を取り入れる動きが急速に進んでいる。液状化の検討で両者のニーズを満足する方法としては、まず、構造物に求められる性能を考慮して許容変形量を設定し、液状化したとしてもその許容変形量以内に抑えられるように対策を検討することである。例えば、河川堤防が液状化によって大きく沈下しても、河川水位より $+a$ だけ天端が高く留まるように地盤改良や矢板などで対策をとれば良い。

このような検討を行う場合、液状化するか否かだけでなく液状化した場合の構造物と地盤の変形量の推定する必要がある。これはなかなかやっかいであるが、地震応答解析の中にそのような物性を考慮できるようにするとか、多少簡便な方法で推定する方法の研究が現在活発に行われている。そうすると当然それに見合う動的土質試験方法も考案していかなければならない。これまで行ってきた単に液状化強度曲線を求める方法ではダメである。

例えば、筆者達は、繰返し载荷によって供試体を液状化させた後、静的単調载荷を行い、その単調载荷時の応力～ひずみ関係を用いて FEM で構造物や地盤の変形を簡易に推定する方法を研究してきた¹⁾。これは、1964 年新潟地震の際に新潟空港のビルが地震動終了後にゆっくり沈下していったことや、昭和大橋付近の地盤も地震動終了後にゆっくりと流動していったため、地盤が液状化した後の応力～ひずみ関係を解析に用いれば良いのではないかと考えたためである。このような試験方法を考案し(単純な方法なので考案したというのもおこがましいが)、その方法で砂質土から粘性土まで試験を数多く行い、その結果を用いて解析を行ってきた。そして、液状化にともなう構造物や地盤の変形の検討方法の一つを提案してきている。せっかくだから名前を付けようと ALID(Analysis for Liquefaction-induced Deformation)とネーミングしてある。

このように性能設計など新しい設計方法に見合った動的土質試験方法を考案していくことが、実務で試験を増やすことにもつながり、大切なことと考えられる。

- 液状化した土の扱いと試験方法 -

地盤が液状化すると文字通り液体状になる。この液状化した土の力学特性に関しては、主に①液状化したとしてもあくまで固体として扱う考え方と、②粘性流体として扱う考え方がある。ALIDの開発にあたっては前者の考えに基づいた新たな試験方法を考え出した。そして試験方法を考えるに当たって、次の3つの事を仮定した。

- ①液状化は一般に地震の主要動付近の時点で発生すると考えられるが、地盤の流動や大きな変形はその後ゆっくりと生じる。
- ②流動や大きな変形は何らかのせん断応力(駆動力)が作用して生じる。
- ③対象にした緩やかな斜面や岸壁・護岸背後地盤などでは、初期(地震の前)に加わっているせん断

応力は大きくない。

試験方法は、通常の液状化試験と同様な方法で繰返しせん断力の振幅を4段階程度変えた試験(図-1(b)のNo.1~4)を行って液状化強度比(繰返し非排水せん断強度比) R_L ($N_L=20$, $\gamma_{DA}=7.5\%$)をまず求める。次に、図-1(b)のNo.5-8のように振幅 τ_d を4段階程度変えて20波载荷し、その後図-1(a)に示すように非排水状態のまま単調载荷を行う。そして、液状化に対する安全率(繰返し非排水せん断破壊に対する安全率) F_L は、 $F_L=R_L/R_d$ として求める(一部の試験ではより簡易にするため振幅を変え、20波载荷するだけの試験を行い R_L や F_L を求めた)。

試験の結果、液状化した砂質土の単調载荷時の応力~ひずみ関係は、図-2(a)TypeAに示すように、下に凸になる事が分かったため、これをバイリニアで近似して第1勾配の G_1 ,第2勾配の G_2 ,微小抵抗領域 γ_L で表す事とした²⁾。

試験結果をまとめて、砂質土に対し図-3に示すようなせん断剛性低下率(G_1 と初期せん断剛性の比)と細粒分含有率 F_c , F_L の関係図を作成し、ALIDのプログラムの中に組み込んで用いてきた¹⁾。なお、 G_2 は γ_L と関係があるのでその関係式を利用し、 G_1 が決まると γ_L , G_2 も自動的に決まるようにALIDに組み込んである。

次に、粘性土の試験も実施し、図-3を修正した指標として R_L を用いた。縦軸には、 G_1 を採用することとしたが、拘束圧の影響があるので正規化することとした。このため、同じ試料・密度で拘束圧を変えた試験を行ったものを両対数でプロットし、1に近い傾きとなった。また、龍岡らが広いひずみ範囲で動的変形係数求めた試験によると、せん断剛性に与える拘束圧の影響はひずみが大きくなるにつれ大きくなり、 $\gamma=10^{-2}$ 程度になると、拘束圧の1乗近くに比例するとの結果になっている。今回の G_1 もそのようなひずみが大きいところの値であるため、有効拘束圧 σ_c' の1乗に比例すると考えた。このようにして、液状化強度比 R_L 、せん断剛性比 G_1/σ_c' の関係を図-4のように求めることができる。これらは、さらに精度を高める必要があるが、従来の試験に加えて、液状化した土の扱いについて、今後も検討を加えていき、社会に貢献していきたいと考えている。

参考文献：

- 1)安田進・吉田望・安達健司・規矩大義・五瀬伸吾・増田民夫:液状化に伴う流動の簡易評価法、土木学会論文集、No.638 /III-49、 pp.71-89、 1999.
- 2)安田進・稲垣太浩・長尾和之・山田真一・石川敬祐:液状化を含む繰返し軟化時における種々の土の変形特性、第40回地盤工学研究発表会、 pp.525-526、 2005.7.

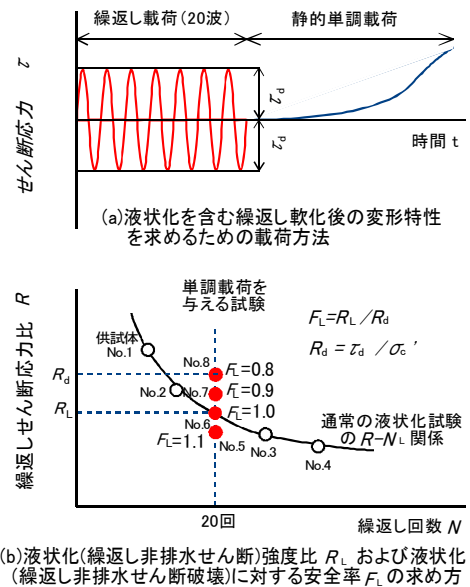


図-1 载荷方法²⁾

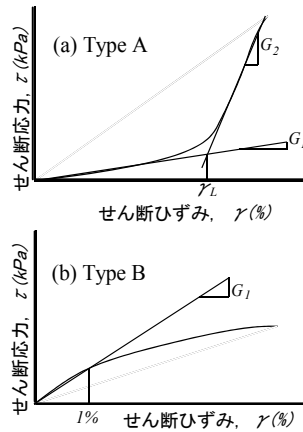


図-2 軟化した応力~ひずみ関係のタイプと G_1 などの定義²⁾

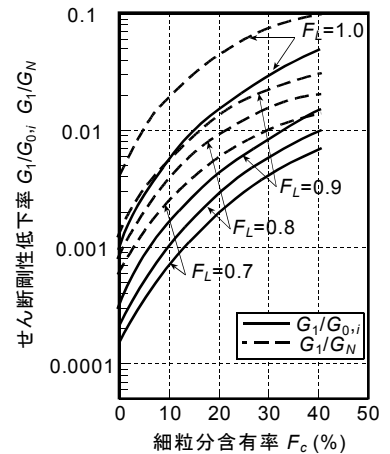


図-3 砂質土におけるせん断剛性低下率のまとめ¹⁾

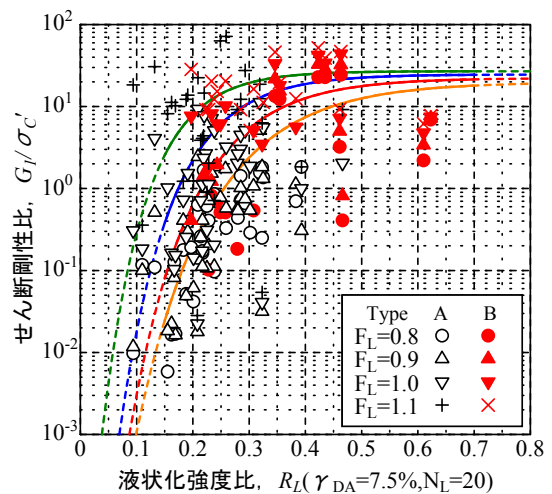


図-4 F_L ごとの液状化強度比とせん断剛性比の関係²⁾