

液状化に伴う地盤の大変形の簡易予測方法

A Simplified Method for Evaluating Liquefaction-induced Large Deformation

安田 進 (やすだ すずむ)

東京電機大学教授 理工学部

安達 健司 (あだち けんじ)

(株)地盤ソフト工房 代表取締役

吉田 望 (よしだ のぞむ)

佐藤工業(株)中央技術研究所 部長

規矩 大義 (きく ひろよし)

佐藤工業(株)中央技術研究所 研究員

1. はじめに

レベル2地震動に対して、液状化の対策方法を検討する場合、液状化に伴う地盤および構造物の変形量を定量的に求める必要がでてくる。この場合、構造物も含めた二次元・三次元の有効応力解析を行うことが望ましい。最近是有効応力解析も行われるようになってきたが、解析に費用がかかることや、大きな変形まで解析できるプログラムが少ないため、簡易的に推定する方法の開発が望まれている。

そこで、筆者らは液状化に伴うせん断剛性の低下を考慮した簡易解析方法をいくつかの地盤に適用し、その適用性について検討した。

2. 液状化に伴う地盤および構造物の変形解析の必要性

1964年新潟地震およびアラスカ地震以降、液状化に関する研究は数多く行われ、実際の設計に取り入れられるようになってきた。ところが、液状化の発生の予測方法や、液状化を発生させない対策工法の研究は多く行われてきたのに対し、液状化に伴う地盤および構造物の変形量の予測方法については研究が遅れていた。

1995年兵庫県南部地震以降、烈震動（レベル2地震動）に対しても液状化の予測・対策を行う必要が出てきた。この場合、 N 値が10~20といった中密な地盤まで液状化する可能性があり、液状化が発生しても構造物が被害を受けない“構造的対策”を取らざるを得ないことが多くなっている。そのためにも、液状化した地盤における構造物の変形量を推定する必要がある。一方、中密な地盤では液状化しても地盤や構造物が大きな変形をしない可能性もあり、この面からも変形の予測方法の確立が必要となってきた。

このような変形量を構造物も含めてまともに解析する方法として、有効応力法による地震応答解析プログラムが開発されてきている。しかし、既往の弾塑性構成則ではひずみが大きくなならないモデルも多く、最大変位で数mにも及ぶ地盤の大変位を解析することには困難なものが多い。また、液状化後の変形特性を取り込み、解析用の入力を簡単に決定できる方法はまだ確立されていない状況にある。

そこで、次善の方法として、液状化に伴う大変形を簡単にしかもある程度の精度で解析できる方法として、筆者らは残留変形解析方法の利用を検討してきた。このため、液状化に伴うせん断剛性の低下に関する実験を多く行い、また、その結果を用いた解析をいくつか行って、解析手法の確立を行ってきた。このような手法を、「液状化に伴う残留変形解析 (Analysis for Liquefaction-induced Deformation)」略してALIDと呼ぶことにする。検討してきた経緯の詳細は既往の論文^{1),2)}を参照していただくとして、以下には、この解析手法の概要および適用例を紹介する。

3. ALIDの概要

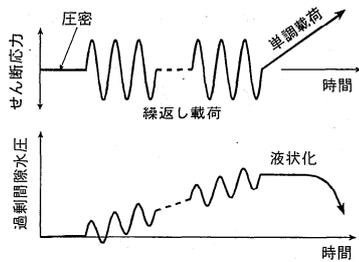
3.1 解析手順

本解析方法では地震前・後のせん断剛性を用いた有限要素法を2回使う。まず、常時のせん断剛性を用いて自重解析により液状化前の地盤の変形状態を推定する。そして、次に、①液状化後のせん断剛性を用いて再度解析により液状化後の変形状態を推定して、両者の変形量の差から流動量を推定するか、または、②材料特性の変化により生じる不釣り合い力¹⁾を外力として与えて変形量を求める。これらの方法は、静的な解析であるので、地震時の慣性力などによる一時的な変形は計算できないが、非線形や液状化といった材料特性の変化に伴う残留変形が求められる。また、地震応答解析に比べて簡易に解析ができる。なお、有限要素法を用いるため、液状化層内を物体がずぶずぶと沈下したり、大きく浮き上がるような、地盤と構造物が激しく不連続になる現象は解析できない。

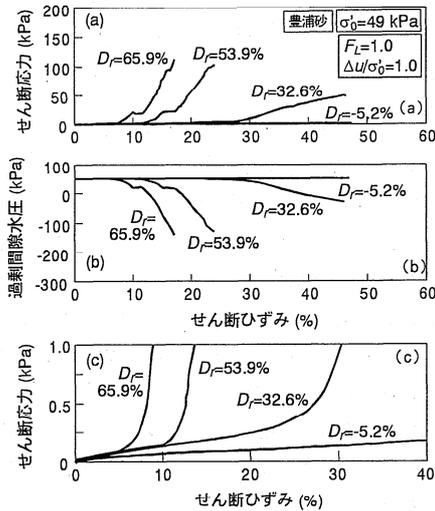
3.2 液状化後の変形特性に関する試験結果

筆者らは液状化した土の性質を求めるため、図-1に示す新たな試験方法を考え出した。まず、通常の液状化試験と同様に原位置で受けている圧力相当の等方拘束圧を加え、非排水状態で一定振幅の繰返しせん断応力を加えて液状化させる。その後、非排水状態のまま、単調載荷を行う。そして、この単調載荷時の応力-ひずみ関係を、液状化した土の応力-ひずみ関係と見なす。

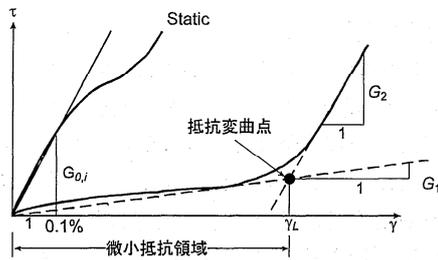
試験装置には繰返しねじりせん断試験装置を用い、①砂の種類、②密度、③液状化の程度（液状化に対する安全率（抵抗率）で表す）、④拘束圧、⑤初期せん断力を



図—1 せん断応力の載荷方法



図—2 豊浦砂についての試験結果例



図—3 せん断応力-せん断ひずみのモデル化

変えて、数多くの実験を行った。

図—2 に実験結果例として、豊浦砂について行った実験の結果を示す。図中(c)は、(a)の縦軸を200倍に拡大したものである(横軸のスケールも変えている)。図に示されるように、液状化した供試体にせん断応力を加えると、非常に小さいせん断応力で大きなせん断ひずみが発生した。そして、あるせん断ひずみが発生した後は、曲線は立ち上がり、強度が回復した。過剰間隙水圧比は強度が回復する時点まで1.0を保ち、強度回復時点あたりから減少した。

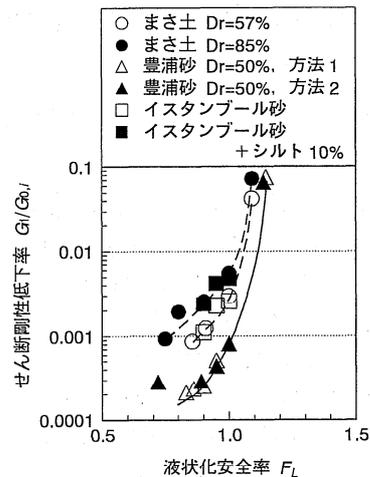
そこで、図—2 に示したような応力-ひずみ関係を図—3 に示すバイリニアで近似することを考えた。これは、汎用的な有限要素解析プログラムを用いるとの考えである。こうすると、図に示した、強度回復時点(抵抗変曲点)までのせん断応力-せん断ひずみ関係の割線勾配 G_1 のみを用いて解析し、解析結果に抵抗変曲点を越えたひずみが生じた場合でも、これ以降について G_2 を用いた再計算を行えば、線形の構成則しか使えないプロ

グラムでも計算をすることができる。

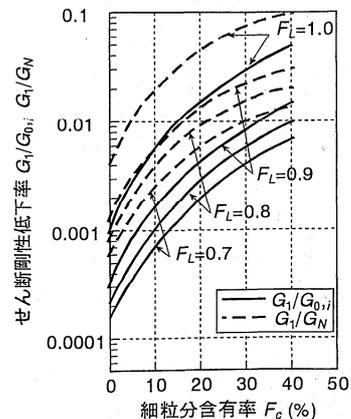
さて、地震発生前のせん断剛性に対して、液状化に伴ってせん断剛性が低下する割合を“せん断剛性低下率”と呼び、 G_1 をこの値で整理してみた。この場合、地震前のせん断応力-せん断ひずみ関係も非線形であるため、初期せん断剛性を次の2とおりでとって試験結果を整理してみた。

- 1) 静的せん断試験を行い、せん断ひずみ $\gamma=10^{-3}$ でのせん断剛性を用いる。この値を $G_{0,i}$ と記す。
- 2) 標準貫入試験における N 値から、道路橋示方書に示されているヤング係数の推定式 $E=28 N(\text{kgf/cm}^2)=2744 N(\text{kN/m}^2)$ と、ポアソン比0.33から、せん断剛性を求める。この値を G_N と記す。

豊浦砂と神戸のまさ土、イスタンブール砂について前者でせん断剛性の低下率を求め、 F_L に対してプロットした例を図—4 に示す。 F_L が1でのせん断剛性の低下率は、豊浦砂で1/1000程度、まさ土で約1/300程度となっている。そして、どちらの砂も F_L が1より小さくなるとさらにせん断剛性は低下している。さらに、細粒分の多い東京地区の不攪乱試料での試験結果³⁾を加え、 $G_1/G_{0,i}$, G_1/G_N , F_c の関係をまとめてみると図—5 のようになった。対象とする土ごとに試験をして解析に用い



図—4 $\gamma=10^{-3}$ のせん断剛性を基準にしたせん断剛性低下率と F_L の関係



図—5 せん断剛性低下率と F_L , 細粒分含有率関係のまとめ

ることが望ましいが、試験を行えない場合には、細粒分含有率をもとに図-5の関係を用いてせん断剛性低下率を推定すればよいであろう。

3.3 解析方法

図-6は計算を行う際の基本的な考え方を、せん断応力 τ -せん断ひずみ γ 関係を例として示したもので、地震前と変形を考慮する際の τ - γ 関係を示している。応力-ひずみ関係は有効応力の変化に伴い変化し、これに伴って状態点は地震前の状態点Aから変形後の状態点Cに移動する。本簡易解析方法ではこの過程を忠実に追いかけて、変形時の応力-ひずみ関係を用い、A \rightarrow B \rightarrow CまたはO \rightarrow B \rightarrow Cの経路に沿って求める。なお、ここでは説明のためにせん断応力とせん断ひずみの関係として表しているが、当然すべての偏差応力成分についても同じ議論が成立する。

変形時の応力-ひずみ関係から最終変位を求める方法には次の二つがある。

a) 応力解放法

まず、地震前の応力-ひずみ関係を用い、地震前の初期状態（応力とひずみ）を求める。次に、液状化した要素に拘束を与え、この時点のひずみを固定して、材料特性を液状化後の応力-ひずみ関係に変更する。この時に発生する拘束力（不釣合い力）を外力として加えることにより、変形後の変位（図-6の $\gamma_C - \gamma_A$ ）を求めることが出来る。

b) 自重法

自重法では、地震前、流動後の変形を、同じ外力に対して、それぞれ地震前の応力-ひずみ関係と変形時の応力-ひずみ関係を用いて独立に求め、その差を取ることで流動に伴う変位を求めるものである。図-6で言えば、 γ_A と γ_C を別々に求め、 $\gamma_C - \gamma_A$ を液状化に伴う変形とするものである。

液状化による変形が大きい場合はどちらでも大差なく、以下の解析例ではより簡単な自重法を用いている。

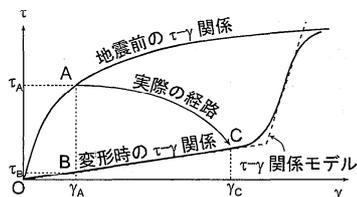


図-6 解析方法の模式図

4. 解析上の留意事項

実際に解析を行う際、以下のことに注意および配慮しておく必要がある。

(1) 要素の変形ロッキング

この解析では非排水状態を仮定しているため液状化層の（見かけの）体積弾性係数の値は非常に大きくなり、ポアソン比が0.5に近くなる。この場合、有限要素法で広く用いられる、4節点アイソパラメトリック要素で二

点 Gauss-Legendre 積分により要素剛性マトリックスを求めると、ポアソン比が0.5に近づくにつれて要素が変形しにくくなる、変形のロッキングという現象が起こる。この対策として、①次数低減積分と抗砂時計剛性を導入する、②四角形要素を四つの三角形要素に分割する方法が有効である。

(2) 液状化層上部の非液状化層のせん断剛性

液状化に伴う流動や沈下などの変形は、地震の主要動中だけでなくむしろ主要動後に多く生じるのではないかと考えられる。この場合、液状化層上の非液状化層は、地震の主要動中は液状化しないとしても、その後、下部からの過剰間隙水圧の伝播により、せん断剛性が低下する。また、流動が発生すると地割れも生じ、このために水平方向の拘束圧が減少してせん断剛性が低下することもあると考えられる。せん断剛性の低下割合は非液状化層の土質によっても変わると考えられ、非液状化層のせん断剛性の低下割合については、今後の研究成果を待つ必要がある。

以下に示す事例では、兵庫県南部地震の際の逆解析⁴⁾などをもとに非液状化層のせん断剛性を液状化層の10倍の剛性としている。

(3) ケーソンなどの構造物と地盤の境界

通常の有限要素法で行うように、ケーソンや矢板などの構造物と背後地盤で節点を共有させると、背後地盤の沈下を構造物が拘束する。したがって、この境界にはジョイント要素を用いるか、または二重節点として境界直交方向の変位は同じになるように拘束し、境界方向の変位は互いに独立に設定する必要がある。

(4) 液状化後の体積圧縮に伴う沈下

これまで示した解析方法では変形が進行中も非排水挙動を仮定していたので、液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下を考慮できない。このためには、消散に伴う体積変化をひずみポテンシャルと考え、周辺地盤との適合条件を満たすようにして有限要素法で解析することができる。ただし、このためにはプログラムの改良が必要であり、既往のプログラムを使うのであれば、一次元地盤と考え F_L に応じた体積ひずみを鉛直方向に加えるだけでも、かなりの精度で沈下量を計算できると考えられる。

5. 解析例

筆者らは以上の方法をいくつかの被災事例に適用し、その適用性を検討してきた。以下にはその中から二つの事例の結果を示す。

5.1 護岸背後地盤の流動

1995年兵庫県南部地震の際、神戸市の魚崎浜ではケーソン式護岸が2mほど移動し、背後地盤では流動が護岸から100m以上の範囲で生じた。ここでの土質柱状図をもとに液状化層では N 値を10と設定して初期せん断剛性を推定し、細粒分含有率をもとに図-5を用いて液状化後のせん断剛性を推定した。なお、ケーソン下の置換砂についてはパラメータスタディー⁵⁾をもとに

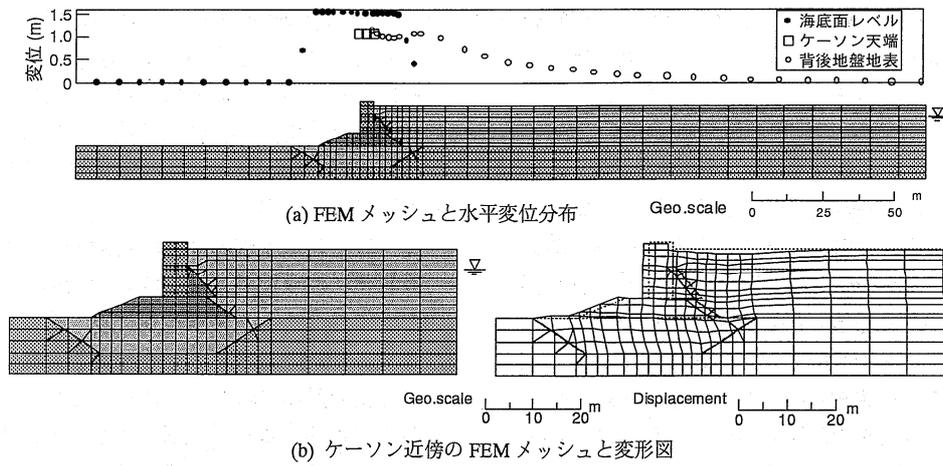


図-7 護岸背後地盤における解析例 (魚崎浜)

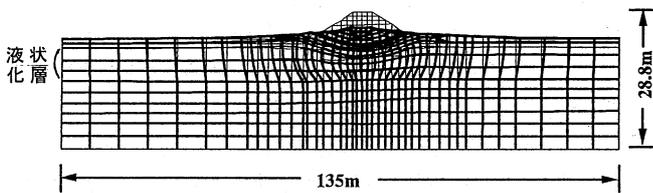


図-8 河川堤防における解析例 (後志利別川)

液状化層の10倍の剛性とした。

図-7 (a) に解析に用いた全体の FEM メッシュと地表・ケーソン護岸天端・海底面の水平変位の解析結果を示す。また、同図 (b) にはケーソン近傍の詳細なモデル化とこの部分の解析結果による変位図を示す。解析結果によるとケーソン天端の変位は約1.2 m となっている。この値は実測値より小さい。その原因は本解析にケーソンに加わった慣性力が考慮されていないことが主な原因と考えられる。ただし、ケーソンから30 m 程度まで同様の値となっており、それより離れた位置での地表面変位量は実測値に近いものとなっている。また、背後地盤の流動範囲は護岸から約100 m 以上となっており、護岸近傍を除いてかなり良く解析できているといえよう。

5.2 河川堤防の沈下

1993年北海道南西沖地震では、後志利別川の堤防が液状化に起因して被害を受けた。真栄橋付近では2.6 m にも及ぶ沈下も生じた。この地点での土質柱状図をもとに、前述の事例と同様に N 値から初期のせん断剛性を、また、細粒分含有率と図-5 をもとに液状化層のせん断剛性を推定した。堤体については前述した非液状化層よりさらにせん断剛性の低下割合の決定は難しいため、①せん断剛性は低下しないと仮定、②前述した非液状化層と同様に液状化層の10倍と仮定してみた。図-8 に後者での変位図を示す。この場合は沈下量は3.6 m となり、

①の場合は1.3 m となった。したがって、両者の中間のせん断剛性の低下が適当と考えられる。この点に関しては今後も他の事例をもとに検討していく予定である。

6. あとがき

レベル2地震動に対する液状化の検討・対策には地盤と構造物の変形量を求めることが必要なこと、および、筆者らが最近検討してきた簡易的な解析方法を示した。液状化に伴う地盤・構造物の変形解析は今まであまり手をつけてこなかっただけに、なかなか難しいが、本稿がそれに少しでも役だてば幸いである。

なお、実験や解析は寺内哲也・森本弘光氏 (元東京電機大学学生) らにお世話になった。また、河川堤防のデータは(財)国土開発技術センターの研究委員会から提供していただいた。これらの方々に感謝する次第である。

参考文献

- 1) 安田 進・Erken, A.・寺内哲也・森本弘光：液状化後の変形特性に与える粒度の影響，第10回日本地震工学シンポジウム，pp. 1355~1358, 1998.
- 2) Yasuda, S., Yoshida, N., Kiku, H., Adachi, K. and Gose, S.: A Simplified Method to Evaluate Liquefaction-induced Deformation, Proc. of the 2nd Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, 1999 (in press).
- 3) 小笠原政文・牧田篤弘・安田 進・黛 廣志・原田克之：液状化した地盤のせん断剛性率の評価，地震時の地盤・土構造物の流動性および永久変形に関するシンポジウム，地盤工学会，pp. 321~324, 1998.
- 4) 小笠原政文・角田 浩・坂本俊一・松尾隆志：流動化の影響を考慮した基礎構造物および対策工の設計法，同上，pp. 429~432, 1998.
- 5) 安田 進・吉田 望・規矩大義・増田民夫・森本弘光：護岸構造物の一斉解析—残留変形解析の適用結果—，同上，pp. 275~280, 1998.

(原稿受理 1999.1.18)