

流弾塑性モデルによる液状化した地盤の流動過程に関する考察

文龍¹・佐藤忠信²・渦岡良介³

¹学生会員 京都大学大学院土木工学科博士課程 (〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)

²正会員 工博 京都大学防災研究所教授 (〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)

³正会員 工博 防災科学技術研究所研究員 (〒673-0433 兵庫県三木市福井三木山2465-1)

緩く堆積した砂地盤の液状化から流動過程までの挙動を統一的に解析するためには、固体的な挙動から液体的な挙動まで、また液体的な挙動から固体的な挙動に戻る相変化現象を考慮しなければならない。本研究は液状化した砂地盤の相変化現象を考慮した流弾塑性モデルを用いて、強制傾斜土槽の振動台実験を対象とし、モデルの有効性を検討した。特に、液状化した後の流動過程に着目し、実験結果と流弾塑性モデルおよび弾塑性モデルの解析結果を比較した結果、流弾塑性モデルの方が実験結果をよく表現した。

Key Words : *liquefaction, elasto plastic model, viscous fluid, shaking table test*

1. はじめに

1964年に発生したマグニチュード7.5の新潟地震は、信濃川の下流部に堆積した緩い砂地盤に発生した液状化現象によって、新潟市内の広範囲にわたって大きな地震被害をもたらした。その後、液状化現象の物理的な特性の解明が精力的に行われ、水で飽和された砂の力学的挙動を説明するための実験的な研究に基づいて砂の構成方程式が提案され、それを用いることにより、地震時に地盤内に発生する過剰間隙水圧の蓄積過程やそのメカニズムが解析的に表現できるようになっている。

地震時の液状化現象は飽和砂地盤が繰返しせん断応力を受けた際に、有効応力の減少に伴いせん断剛性が低下し、ついには流体のようにせん断抵抗を失ってしまう現象である。さらに、傾斜地盤のように何らかの起動力が作用している場合には、液状化した砂と水の混相体が流動するので、液状化の発生とともに、大きな地盤の水平変位や沈下が生じる。液状化に伴う流動現象については、浜田ら¹⁾による航空写真測量の結果から、その変位量が明らかにされ、ときには10m以上の水平変位が発生することが分かっている。

このような液状化・液状化後の流動現象に対する解析的なアプローチとしては、相変化現象を考慮しなければならない。すなわち、液状化の過程において、土要素は液状化発生前の固体的な挙動から、液状化時の液体的な挙動を経て、再び固体的な挙動を示すようになると考えられる。既往の解析手法は、液状化した砂の固体的な性

質と流体的な性質のそれぞれに着目して、提案されたものであり、両者を融合したものはない。実際の液状化現象では固体・流体間の相変化過程が空間的にも時間的にも不均一に発生すると考えられ、ある時刻においては、固体的な性質を持つ領域と流体的な性質を持つ領域が混在することになる。このような問題に対応するには、固体と流体間の遷移領域を表現できる解析手法を開発する必要がある。

このような観点から、本研究では、液状化時の相変化過程を表現できる構成式として、簡便かつ多次元解析にも適用可能な砂の構成式である流弾塑性モデルを用いて、強制傾斜土槽の振動台実験²⁾を対象とし、モデルの有効性を検討したものである。特に、液状化した後の流動過程に着目し、実験結果と流弾塑性モデルおよび弾塑性モデルの解析結果を比較検討した。

2. 流弾塑性モデルと場の定式化

(1) 構成式概念

本研究で用いた流弾塑性モデルの概念は図-1に示しているように、弾塑性モデルとNewton粘性流体モデルを α という相変化制御関数を導入することによって構成されている。液状化発生までの挙動については弾塑性理論に基づき、微小ひずみ理論、過圧密境界曲面、非線形移動硬化則、流れ則の一般化、せん断剛性ひずみ履歴依存性などの概念を取り入れたOkaら³⁾の砂の繰返し弾塑性

構成式(式(1b))をそのまま用い、液状化の発生後は Newton 粘性流体構成式(式(1c))と繰返し弾塑性構成式(式(1b))を組み合わせた構成式(式(1a))を使用して液状化による流動過程を解析する。また、流動中、過剰間隙水圧の消散や正のダイレイタンスーなどによりせん断剛性が回復する過程においては、再び繰返し弾塑性構成式を用いる。

このように、固体から液体への相変化過程または、液体から固体への相変化過程を二つの構成式を用いて表現するため、 α という相変化制御関数を導入した。この α は式(1a)に示すように、要素に発生する応力に対する Newton 粘性流体構成式が分担する応力の割合を表したものである。また、 α を制御できる適切な変数を用いて、その関数形を設定すれば弾塑性構成式および Newton 粘性流体構成式の分担する応力を調節することが可能である。最終的に、本研究で用いた流弾塑性モデルの有効応力～ひずみ関係は式(1d)のように表現される。

$$d\sigma_{ij}^{(t)} = (1-\alpha) d\sigma_{ij}^{(ep)} + \alpha d\sigma_{ij}^{(vf)} \quad (1a)$$

$$d\sigma_{ij}^{(ep)} = D_{ijkl}^{ep} d\epsilon_{kl} \quad (1b)$$

$$d\sigma_{ij}^{(vf)} = D_{ijkl}^{vf} d\dot{\epsilon}_{kl} \quad (1c)$$

$$d\sigma_{ij}^{(t)} = \left((1-\alpha) \cdot D_{ijkl}^{ep} + \frac{\alpha}{\Delta t} \cdot D_{ijkl}^{vf} \right) \cdot d\epsilon_{kl} \quad (1d)$$

ここで、 $d\sigma_{ij}^{(t)}$ は全有効応力増分テンソル、 $d\sigma_{ij}^{(ep)}$ は砂の繰返し弾塑性構成式における有効応力増分テンソル、 $d\sigma_{ij}^{(vf)}$ は Newton 粘性流体構成式における有効応力増分テンソル、 α は相変化を調節する相変化制御関数、 D_{ijkl}^{ep} は弾塑性モデルの有効応力増分～ひずみ増分を関係付ける 4 階テンソル、 D_{ijkl}^{vf} は Newton 粘性流体モデルの有効応力増分～ひずみ速度増分を関係付ける 4 階のテンソル、 $d\epsilon_{kl}$ はひずみ増分テンソル、 $d\dot{\epsilon}_{kl}$ はひずみ速度増分テンソルである。

(2) 場の定式化と離散化

場の定式化は、固相と液相の二相から成る飽和孔質体を扱った Biot の二相混合体理論⁹⁾により導くことができる。本研究では Oka ら⁵⁾により誘導された固相の変位 u と間隙水圧 p を未知数とした u - p formulation を用いた。また、場の方程式の離散化としては、釣り合い式の空間的な離散化は有限要素法、連続式の空間的な離散化は差分法⁹⁾を用いた。さらに、時間的には Newmark- β 法により離散化した。

3. 強制傾斜土槽を用いた振動台実験の概要²⁾

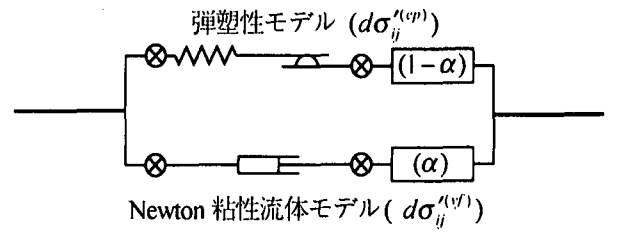


図-1 流弾塑性構成式(1)の概念

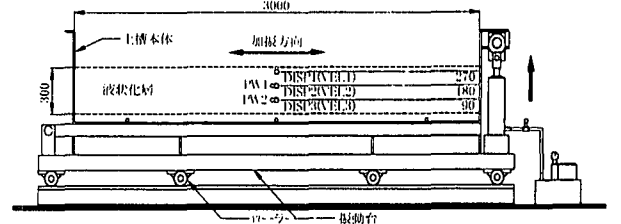


図-2 振動台模型²⁾

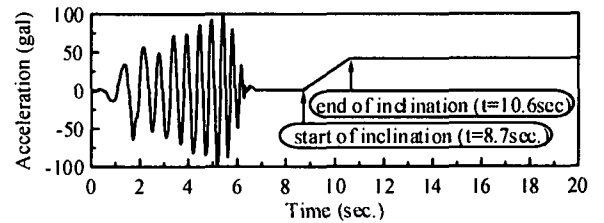


図-3 入力加振波形

本研究で対象とする実験は、東海大学で行われた強制傾斜土槽を用いた振動台実験²⁾(濱田ら, 1994)である。実験手順は①所要の相対密度を有する水平な模型地盤を作成する。②最大振幅約 100 gal の正弦波を用いて土槽を加振し、地盤を液状化させた後、すみやかに加振を停止する。③ジャッキアップにより土槽右端を短時間で所要の傾斜角(4.2%)まで傾け、液状化した地盤を流動させ、各計測を行うことである。

模型地盤の作成時には、土槽底面から水を急激に注入することによりボイリングを起こし、緩詰め均質な地盤となるようにしている。模型地盤は遠州灘浜砂を使用しており、相対密度は約 40%、 e_{max} は 1.251、 e_{min} は 0.706 である。振動台と模型地盤および計測装置の配置図は図-2に示す。

4. 解析条件

入力波としては最初から 7 秒までには、模型地盤に与えられた入力と同じ成分の波を入力したが、土槽を傾け、液状化した地盤を流動させる部分は、土槽の傾斜による流動方向の重力加速度の成分を入力加速度として重ねることで模擬した。振動台実験でのシミュレーションに用いる入力加振波形を図-3に示す。

解析に用いたパラメータ(表-1)は模型地盤と同程度の

表-1 モデルで使用するパラメーター一覧

パラメータ	遠州灘浜砂
初期応力比(e_0)	0.992
圧縮指数(λ)	0.025
膨潤指数(κ)	0.0025
初期せん断係数比(G_0/σ'_{m0})	1000.0
変相応力比(M_m)	0.710
破壊応力比(M_f)	0.960
硬化関数中のパラメータ(B_0)	5500.0
硬化関数中のパラメータ(B_1)	30.0
硬化関数中のパラメータ(C_f)	0.0
ダイレタンシー係数(D_0)	1.00
ダイレタンシー係数(n)	3.0
塑性基準ひずみ(γ_{ref}^p)	0.001
弾性基準ひずみ(γ_{ref}^e)	0.060

相対密度 40%を有する同一材料の繰返し三軸試験結果をもとに設定した。弾塑性モデルを用いた繰返し三軸試験結果の要素シミュレーション結果を図-4 に示す。

また、Newton 粘性流体モデルにおける粘性係数は濱田ら⁷⁾の重力場と遠心荷荷場における模型地盤の流動実験、および液状化土の中空ねじり試験により、求めた粘性係数を用いた。その粘性係数は全鉛直応力との関数となっており、深さによって粘性係数が異なっている。粘性係数と全鉛直応力の関係を図-5 に示す。図-5 に示される直線の関係は式(4)で与えられる。

$$\log(\mu) = 1.477 \cdot \log(\sigma_v) - 1.176 \quad (4)$$

ここで、 μ は粘性係数、 σ_v は全鉛直応力である。

相変化制御関数である α は過剰間隙水圧比の関数として次式のように定義した。

$$\alpha = \left(1.0 - 0.1 \frac{H_c}{H} \right) \times \left(1.0 + \tanh \left(a \times \left(1 - \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{m0}} \right) - b \right) \right) \quad (5)$$

ここに、 H_c は液状化層の任意の位置まで深さ、 H は液状化層の全深さ、 σ'_m は平均有効応力、 σ'_{m0} は初期平均有効応力、 a, b はパラメータである。

α の値と過剰間隙水圧比の関係を図-6 に示す。なお、ここでは $(1 - \sigma'_m / \sigma'_{m0})$ を過剰間隙水圧比 (E.P.W.P.R) とよぶ。図-6 に示すように液状化が発生している状態では α を1.0に近い値とし、過剰間隙水圧の減少とともに、急激に0になるようにパラメータはそれぞれ $a = 31.0$ 、 $b = 30.7$ とした。これは、砂が流体的な挙動を示すのは平均有効応力が0に近い状態に限られることをモデル化

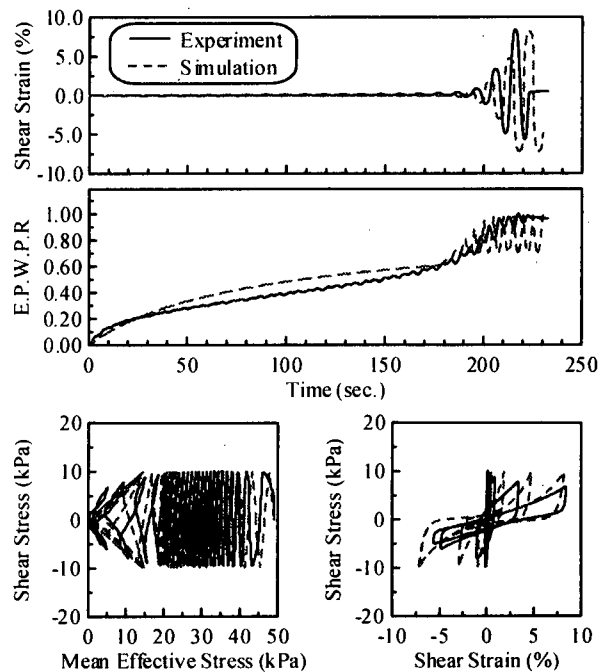


図-4 要素シミュレーションの結果

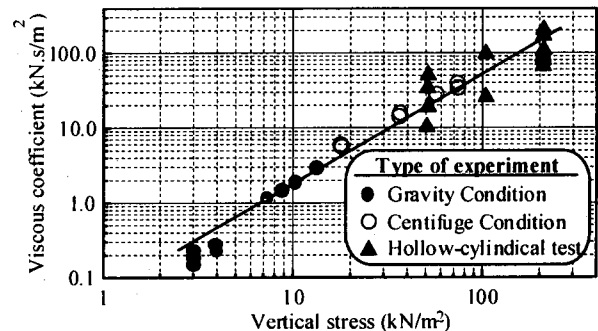


図-5 粘性係数と全鉛直応力の関係⁷⁾

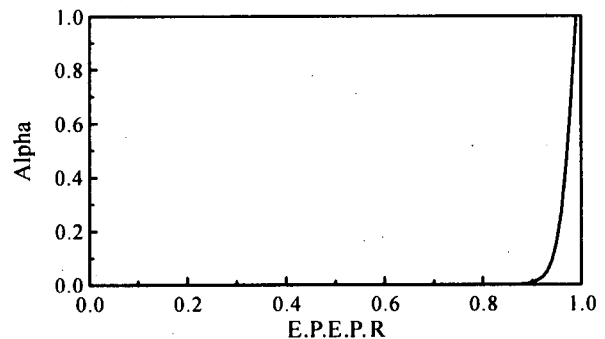


図-6 α 関数

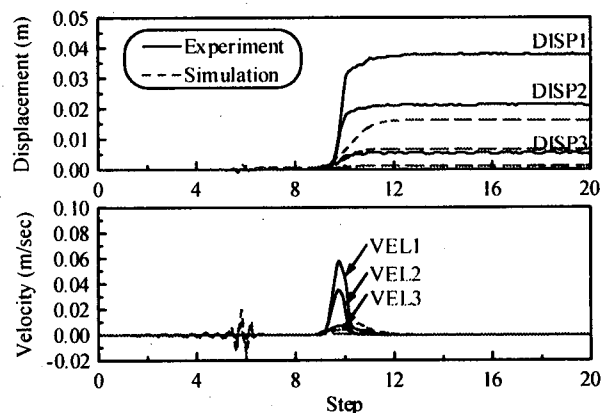


図-7 弾塑性モデルの解析結果

したものである

5. 解析結果と考察

強制傾斜土槽を用いた振動台実験から得られた流動過程における流動速度と水平変位の時刻歴について実験結果と弾塑性モデルによる解析結果を図-7に、流弾塑性モデルによる解析結果を図-8に示す。また、Uzuokaら⁸⁾が液状化した後の流動過程に関してNewton粘性流体モデルで解析した結果を図-9に示す。

液状化した地盤の固体的な性質に着目した弾塑性モデルの解析結果(図-7)では、流動過程における水平変位や流動速度が実験より小さくなっている。一方、Uzuokaらが解析した液状化した地盤の流体的な性質に着目したNewton粘性流体モデルの解析結果(図-9)では、弾塑性モデルに比較して、流動過程における流動速度成分が大きくなっている。また、実験ではその速度成分が約12秒で、ほぼ0となっているが、Newton粘性流体モデルでは速度成分が長く発生している。

固体から液体になり、再び固体に戻る相変化過程を考慮した流弾塑性モデルの解析結果(図-8)は流動過程において、実験での最大流動速度をやや過小に評価しているが、定性的には実験結果をよく再現している。特に、流動速度について、Newton粘性モデル(図-9)の結果と異なり、約12秒以降の流動速度の終息をよく再現している。これは、図-10の α の時刻歴に示すように、約12秒以降では α が再び0となり、用いている構成式が地盤剛性の回復を表現できていることによる。

以上のように、この適用事例では、流弾塑性モデルは液状化・流動過程を統一的に解析する方法として、有効であることがわかる。

謝辞

模型実験結果および遠州灘浜砂の液状化試験結果については、早稲田大学濱田政則教授、東海大学川上哲太郎助教授からご提供いただいた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 浜田政則, 安田進, 磯山龍二, 恵本克利: 液状化による地盤の永久変位の測定と考察, 土木学会論文集, No.376/III-6, pp.211-220, 1986.
- 2) Hamada, M., Sato, H. and Kawakami, T.: A consideration of the mechanism for liquefaction-related large ground displacement, *Proceedings from the Fifth U.S-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against*

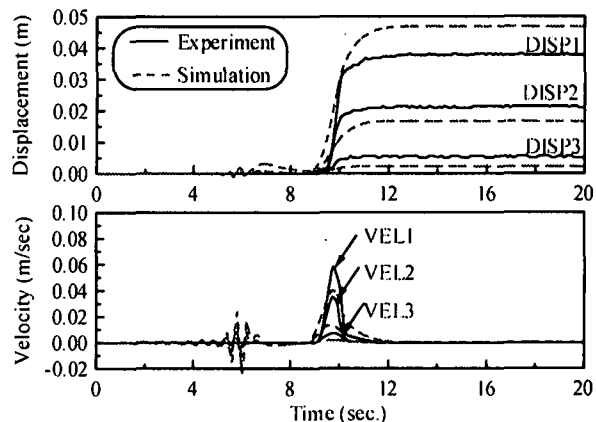


図-8 流弾塑性モデルの解析結果

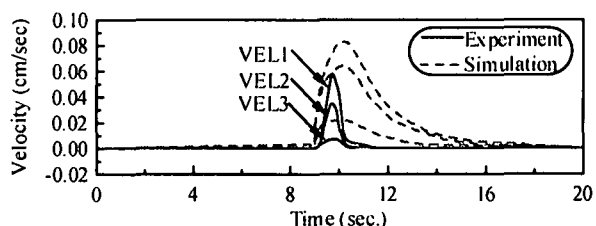


図-9 Newton粘性流体モデルの解析結果⁸⁾

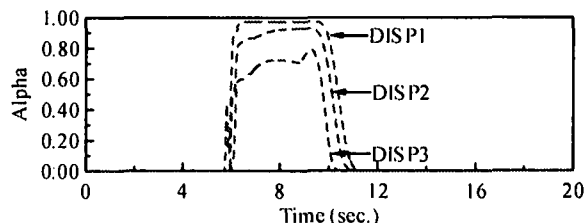


図-10 流弾塑性モデルでの alpha の値

Soil Liquefaction, Technical Report NCEER-94-0026, pp.217-232, 1994.

- 3) Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y. and Yamashita, S.: A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus, *Geotechnique*, Vol.49, No.5, pp.661-680, 1999.
- 4) Biot, M.A.: Mechanics of deformation and acoustic propagation in porous media, *Journal of Applied Physics*, Vol.33, No.4, pp.1482-1498, 1962.
- 5) Oka, F., Kodaka, T., Shibada, T., Kato, M. and Uzuoka, R.R.: FEM-FDM coupled liquefaction analysis of a porous soil using an elasto-plastic model, *Applied Scientific Research*, Vol.52, pp.209-245, 1994.
- 6) 赤井浩一, 田村武: 弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析, 土木学会論文集, 第269号, pp.98-104, 1978.
- 7) 濱田政則, 島村一訓, 柳瀬和俊, 中村正樹, 田中淳寛: 液状化土の流動特性に関する研究, 第2回構造物の破壊課程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集, 2000.
- 8) Uzuoka, R., Yashima, A., Kawakami, T. and Konrad, J.-M.: Fluid dynamics based prediction of liquefaction induced lateral spreading, *Computers and Geotechnics*, Vol.22, No.3/4, pp.243-282, 1998.

(2001. 5, 25 受付)