

(67) 地盤と構造物の動的相互作用を考慮した地盤の液状化解析

鹿島建設(株) 正員 砂坂 善雄
 鹿島建設(株) 正員 奥村 聡
 鹿島建設(株) 正員 鈴木 輝一
 鹿島建設(株) 正員 松本 喬

1. まえがき

地下水位が高い地盤の地震時の挙動を明らかにするためには、地盤を固体と液体からなる2相系としてとり扱う必要がある。またこのような地盤が構造物を支持している場合は、地盤と構造物の動的相互作用を考慮する必要がある。地盤を2相系でモデル化した震動解析は、種々行なわれているが、一次元解析から二次元解析へ、固体と液体の動的相互作用を考慮しない間隙水圧発生モデルを用いる解析から、固体と液体の動的相互作用を考慮できる構成モデルを用いる解析へと移行しつつある。また、地盤と構造物の動的相互作用については、1相系問題では地盤と構造物の間の剥離と滑動を考慮した解析がよく行なわれているが¹⁾、2相系問題でも同様な解析が行なわれるようになってきた²⁾。ここでは2相系有効応力解析プログラム「DIANA-J」^{3),4)}を用いて、地盤と構造物の動的相互作用を考慮した地盤の液状化解析を行い、その結果について考察をする。

2. 地盤の構成関係

近年、液状化現象の詳細な予測解析のために種々の構成モデルが提案され、2相系有効応力解析による研究が進められてきている。ここでは、土の構成モデルとして、石原、Kabilamany^{5),6)}によって提案されたMulti-mechanismモデルを用いることとする。以下にMulti-mechanismモデルの概要を述べる。

サイクリック・モビリティ現象を表現する構成モデルとしては、滑動面の概念⁷⁾及び移動則を用いてCambridgeモデルを拡張したHujeux-Aubryモデル⁸⁾がある。石原、Kabilamanyは、更に実験データに基づいた塑性仕事とひずみの関係を用いて流れ則を求めるMulti-mechanismモデルを提案した。

a) 塑性機構

松岡・中井の滑動面⁷⁾の概念に従って、三次元的なひずみがそれぞれ二次元的な滑動によるひずみの線形和で表現できると仮定する。図1、2に示すように、三次元応力状態を3つの滑動面(各2主応力間でせん断・垂直応力比が最大になる面)で考える。

b) 降伏関数

各塑性機構kでの単調負荷時の降伏関数 f_k^m を次のように定義する。

$$f_k^m = a_k - P_k \sin \phi \left(1 - \frac{\mu}{M} \ln P / P_c \right) h_k^m \quad (1)$$

ここに、 a_k 、 P_k :各機構に対応するMohr円の半径、中心座標、 P 、 P_c :平均応力、限界平均応力、 ϕ :内部摩擦角、

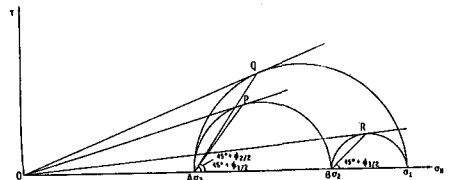


図1 三次元 Mohr 円

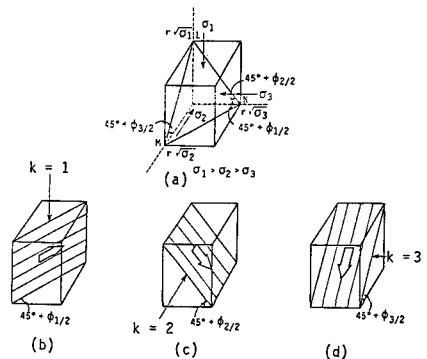


図2 滑動面の幾何学的形状

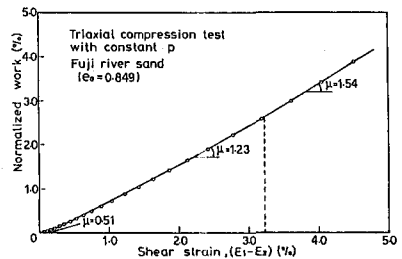


図3 正規化塑性仕事-ひずみ関係

M :限界応力比、 h_k^m :硬化パラメータ。 μ は図3に示されるように P で正規化した塑性仕事 Ω とひずみ ε^p との勾配である。 Pc は、圧縮指数 λ 、膨潤指数 κ 、基準体積比 Γ を用いて次式で表される。

$$Pc = \exp\{(\Gamma - (1+e) - \kappa \ln P) / (\lambda - \kappa)\} \quad (2)$$

硬化パラメータ h_k^m は、各機構の正規化塑性仕事 Ω_k の双曲線関数で表されると仮定する。

$$h_k^m = b\Omega_k / (a^m + \Omega_k) \quad (3)$$

ここに、 b 、 a^m は実験パラメータである。硬化パラメータによって移動する降伏曲面の概念を図4に示す。

繰り返し負荷時の降伏関数 f_k^c は、誘導異方性を考慮して移動硬化パラメータ C_k と硬化パラメータ h_k^c を導入し、次式で示す。

$$f_k^c = |\alpha_k - C_k| - P_k \sin \phi \left(1 - \frac{\mu}{M} \ln P / Pc\right) h_k^c \quad (4)$$

移動硬化パラメータ C_k は、図5に示すように、繰り返し負荷時の降伏曲面の中心点を示す。硬化パラメータ h_k^c は、式(2)と同様に定義される。

c) 硬化則

式(1)、(4)を $F_k = \sin \phi \left(1 - \frac{\mu}{M} \ln P / Pc\right)$ で正規化すると、図5で示すように偏差応力場で f_k^m 、 f_k^c の状態を表すことができる。原点を中心とする一番外側の円が単調負荷の降伏関数を表す。繰り返し載荷において、点Aで応力あるいはひずみの逆転が生じる場合、繰り返し降伏関数は逆転する前の降伏関数を表す円(図5の破線で示される円)に点Aで接しながら拡大する。そして単調載荷の降伏関数を表す円に達した後は、それに接しながら拡大する。

3. 遠心載荷装置による液状化試験のシミュレーション

本液状化実験は、VenterによってCambridge大学の遠心載荷装置を用いて行われたものである⁹⁾。図6に示すような飽和砂からなる土槽を、遠心載荷装置のアーム先端に設置し、78Gの遠心力を載荷するとともに、外周に取り付けられた正弦波状のガイドを用いて土槽基盤を加振するものである。

本実験結果のシミュレーション解析を「DIANA-J」のMulti-Mechanismモデルを用いて行った。解析に用いた物性値を表1に示す。物性値は別に行われた三軸試験結果¹⁰⁾を参考にして決定した。ただし、三軸試験時の間隙比と液状化実験時の間隙比は著しく異なるので、液状化実験シミュレーション時の砂の剛性は次式¹¹⁾で求めた。

$$G = 330 \times \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_0)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (5)$$

また、初期応力は78Gにおける弾性自重解析より算出した。液状化解析における側方境界は、鉛直ローラとした。

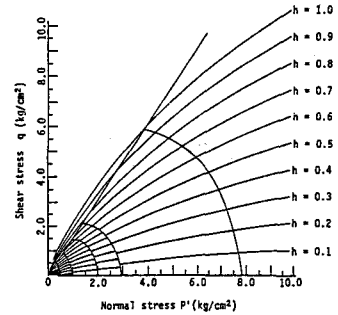


図4 降伏曲面の概念

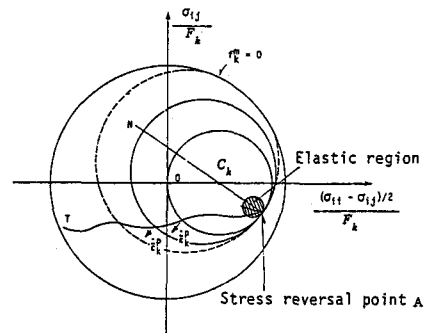


図5 硬化則の概念

表1 地盤の物性値

ヤング係数		$2.94 \times 10^6 \text{KP}_a$
ポアソン比		0.234
体積圧縮係数	土粒子	$1.0 \times 10^4 \text{KP}_a$
	流体	$1.092 \times 10^6 \text{KP}_a$
質量密度	土粒子	2.65Mg/m^3
	流体	0.98Mg/m^3
透水係数	K	$2.1 \times 10^{-6} \text{m/sec}$
圧縮指数	λ	0.006
膨潤指数	κ	0.002
限界応力比	M	1.35
基準体積比	Γ	1.889
硬化パラメータ	b	1.0
硬化パラメータ	a^m	0.00025
硬化パラメータ	a^c	0.00025
実験時の平均主応力	P_{ref}	-191KP_a
実験時の間隙比	e_{ref}	0.74

解析結果と実験結果の比較を図7~図8に示す。図7(a)に土槽基盤への入力加速度波形、図7(b)に測点A(図6参照)の加速度の観測波形とそれに対応する解析結果を示す。また、図8に測点B、Cでの間隙水圧の観測結果と、対応する位置での間隙水圧の解析結果を示す。加速度、間隙水圧とも解析結果は、実験結果と比較的良好一致を示しており、本モデルの妥当性を示している。

4. 地盤と構造物の動的相互作用を考慮した液状化解析

図9に示すような埋めこみ部分を有する構造物を支持する地盤を想定した液状化解析において、構造物と地盤の接触面

にジョイント要素を配することによって、地盤と構造物の動的相互作用を考慮することとする。構造物は一相系の弾性体とし、その物性値を表2に示す。地盤と構造物の接触面に配するジョイント要素の定式化は土岐ら¹⁾の方法に従い、その物性値は表3に示すものを使用した。地盤及びジョイント要素の初期応力は弾性自重解析によって求めた。液状化解析においては側方境界は左右両端どうしをタイドし、鉛直下方より図10に示すようなエルセントロ波(1940、NS成分、最大加速度100Galに修正)を入力した。以下に解析結果を示す。

まず、地盤を2相系の弾性体とした場合の結果を示す。地盤と構造物の接触面にジョイント要素を用いない場合の構造物の頂部Sでの加速度と、ジョイント要素を用いた場合の同じ点の加速度の比較を図11に示す。またジョイント要素J1及びJ2のせん断応力を図12に示す。ジョイント要素を用いた場合、入力加速度が大きくなる2秒以後で地盤と構造物の間で剥離及び滑動が生じ、ジョイント要素を用いない場合に比べて応答が大きくなっていることがわかる。

次に地盤を2相系の弾塑性体(Multi-Mechanismモデル)とした場合の結果を示す。Multi-Mechanismモデルの物性値は表1のものを用いた。地盤と構造物の接触面にジョイント要素を用いない場合の地盤の要素Gの間隙水圧と、ジョイント要素を用いた場合の同じ点の間隙水圧の比較を図13に示す。またジョイント要素J1、J2のせん断応力を図14に示す。図14からわかるように、ジョイント要素J1では、2.4秒付近から剥離が生じ、ジョイント要素J2では2.6秒付近で滑動が生じている。そのため、ジョイント要素を用いない場合は、計算時間3秒の間に液状化しなかったが、ジョイント要素を用いた場合は2.6秒付近で構造物の側方の地盤が液状化した。

5. おわりに

埋めこみを有する構造物と地盤の接触面にジョイント要素を配することによって、地盤と構造物の動的相互作用を考慮した地盤の弾塑性有効応力解析による液状化解析を行った。その結果、地盤と構造物の間に剥離や滑動を考慮すると、考慮しない場合に比べて地盤の液状化挙動は著しく異なることが明らかになった。

参考文献

- 1) 土岐憲三・佐藤忠信・三浦房紀：強震時における構造物の間の剥離と滑動、土木学会論文報告集、第302号、pp.31~41、1980年10月
- 2) Finn W. D. L. : Dynamic effective stress response of soil structures : Theory and centrifuge model studies, Fifth International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Vol.1, pp.35~46, 1985年
- 3) 松本番・鈴木輝一他：Multi-Mechanismモデルによる液状化解析・その1、第21回土質工学研究発表会、1986年6月
- 4) 松本番・鈴木輝一他：Multi-Mechanismモデルによる液状化解析・その2、第21回土質工学研究発表会、1986年6月
- 5) Kabilamany, K. et al. : Development of yield surface for sands, 第20回土質工学研究発表会、pp.363~364、1985年6月
- 6) Kabilamany, K. : Modelling of cyclic behaviour of sand and its application to seismic response analysis, 東京大学学位論文、1986年
- 7) Matsuoka, H. et al. : Stress strain relationship of soil based on the SMP, IX ICSMFE, 1977年
- 8) Aubry, C. et al. : A double memory model with multiple mechanisms for cyclic soil behaviour, Proc. Int. Symp. on Num. Models in Geomech., pp.3~13, 1982年
- 9) Venter K. : Report on two centrifuge tests KVV04 and KVV05, 1986年4月
- 10) Venter K. : Report on seven triaxial test, 1986年2月
- 11) Rechart et al. : 土と基礎の振動、岩崎敏雄・嶋津晃臣訳、鹿島出版会、1970年

表2 構造物の物性値

ヤング率	$1.2 \times 10^6 \text{KP}_a$
ポアソン比	0.167
質量密度	1.5Mg/m^3

表3 ジョイント要素の物性値

ばね定数	せん断	$1.2 \times 10^6 \text{KP}_a$
	垂直	$1.2 \times 10^6 \text{KP}_a$
内部摩擦角	0.0°	
粘着力	50KP _a	

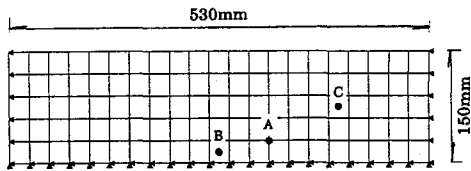


図6 実験土槽の概略とモデル化

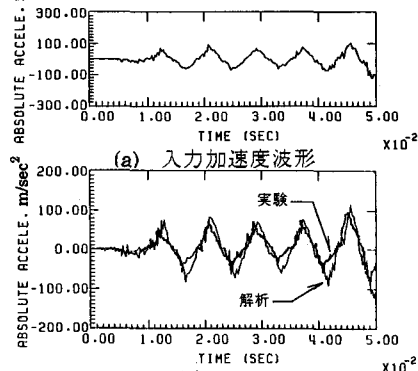
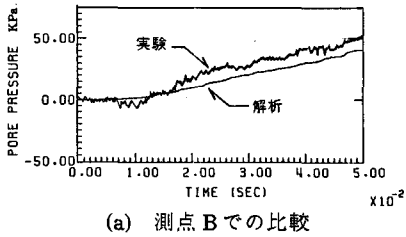
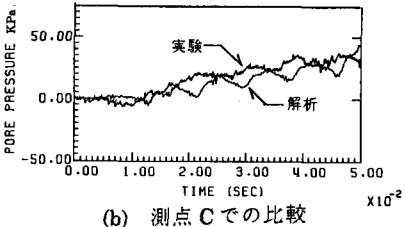


図7 加速度の実験結果と解析結果



(a) 測点Bでの比較



(b) 測点Cでの比較

図8 間隙水圧の実験結果と解析結果

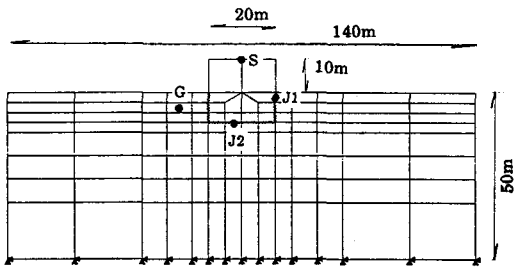


図9 埋めこみ基礎を有する構造物-地盤系モデル図

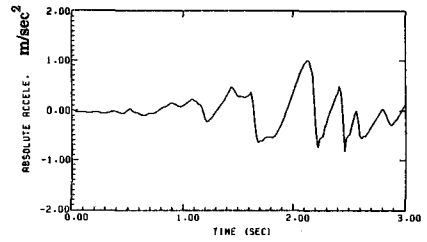


図10 入力加速度

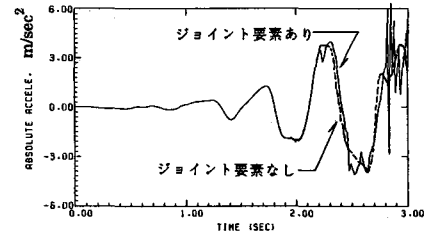


図11 地盤を弾性体とした時の加速度の比較

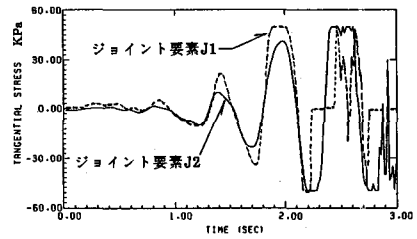


図12 地盤を弾性体とした時のジョイント要素のせん断応力

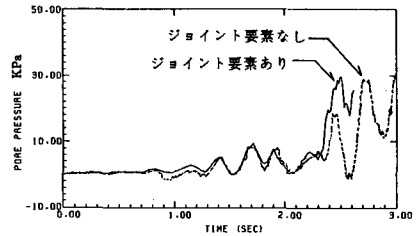


図13 地盤を弾塑性体とした時の間隙水圧の比較

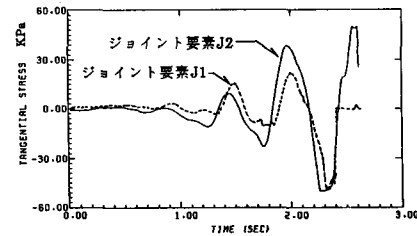


図14 地盤を弾塑性体とした時のジョイント要素のせん断応力