

# 盛土構造物の耐震対策効果に関する遠心模型実験のシミュレーション

小野田ケミコ(株) 正員 高野 令男 国土交通省 土木研究所 正員 岡村 未対  
 " 正員 松尾 修

## 1. はじめに

近年、河川堤防などの盛土構造物の变形予測方法として、様々な動的解析手法が提案されているが、適用性が十分に検証されていないのが現状である。本報告では、Okaら<sup>1)</sup>の弾塑性FEMを用いた弾塑性FEMを用い、50G場での動的遠心模型実験<sup>2)</sup>のシミュレーションを行った結果を報告する。

## 2. 解析モデルと解析条件

### (1) 解析モデル

解析に用いた実験モデルの概要を図-1と表-1に示す。いずれのモデルも、下層から層厚5mの支持層、層厚8mの緩い江戸崎砂層及び盛土からなっており、各層の物性は全モデルで同じである。要素分割の一例を図-2に、解析に用いたパラメータを表-2に示す。解析モデルの境界条件としては、実験模型と同様に底面を全固定、側方は鉛直のみ自由とし、排水境界をモデル底面と地下水位面に設定した。対策工の固化体は、緩い江戸崎砂層と同じ飽和密度で、弾性定数750MPaの弾性体とし、固化体周辺にはジョイント要素は用いていない。江戸崎砂および7号硅砂のパラメータの設定に関しては模型実験と同時に進行された液状化強度試験を参考に要素シミュレーションを行い決定した。

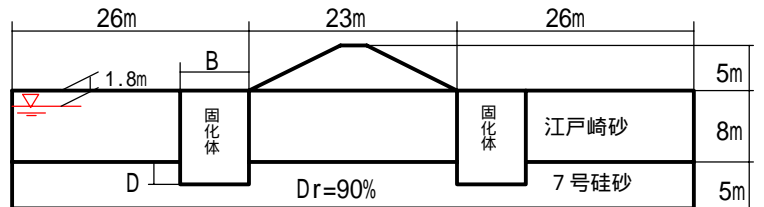


図-1 モデル図

表-1 モデル寸法

モデル	地下水位 GL(m)	固化体幅 B(m)	支持層への根入れ D(m)
A	-1.8	0	-
B		6	0.5
C		10	2.5
D			0.5
E			2.5

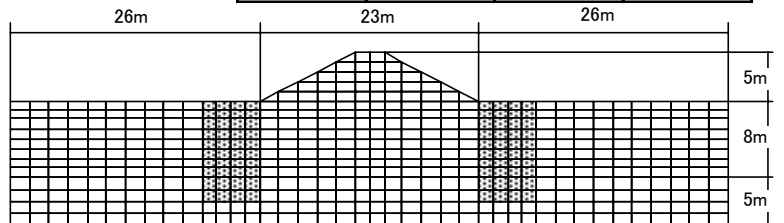


図-2 要素分割図(モデルC)

表-2 解析パラメータ一覧(NMS単位)

パラメータ名	江戸崎砂 (液状化層)	7号硅砂	盛土
密度 $\rho$	1.607	1.98	1.742
初期間隙比 $e_0$	0.99	0.66	0.86
圧縮指数 $\lambda$	0.0195	0.015	0.025
膨潤指数 $\kappa$	0.0065	0.0015	0.0025
初期せん断係数比 $G_0/\sigma'_{m0}$	704.6	1620.6	1346
変相応力比 $M_m$	0.909	1.265	0.909
破壊応力比 $M_f$	1.122	1.511	1.511
硬化パラメータ $B_0$	1400	3500	2500
" $B_1$	28	70	50
基準ひずみ(塑性剛性) $\gamma_r^p$	0.005	0.015	0.01
基準ひずみ(弾性剛性) $\gamma_r^e$	0.006	0.075	0.015
ダイレイタンス係数 $D_0$	10	1	1
" $n$	2	4	-

### (2) 解析条件

初期応力は Drucker-Prager 型の降伏曲面を持つ弾完全塑性FEMを用い、静的自重解析により算定した。入力波は図-3に示す動的遠心実験での記録波形(加振周波数50Hz、主要動:正弦波7波、余震:正弦波4波を3回、最大加速度約470gal)を用い、解析での時間増分は0.001秒、解析時間は50秒とした。また、初期剛性比例型のRayleigh減衰を用い、その係数を  $\gamma_i=0.003$  とした。

## 3. 解析結果

固化対策幅6m、支持層の根入れ2.5mのモデルCについての結果として、図-4,5に時刻歴を、図-6,7に変形図を示す。盛土沈下量の時刻歴でみると、実験では主要動後にはほとんど沈下量が増加しないが、解析ではその後の微小加振でも沈下する。実在の砂では加振(外乱)が無くなると排水をしなくても剛性が回復するのに対し、解析では加振が終了しても排水しない限り剛性は回復しないためであり、地盤のパラメータを適切に決めても、地震外力波形や継続時間が変われば本解析法による沈下量予測精度が変わる可能性があるものと考えられる。

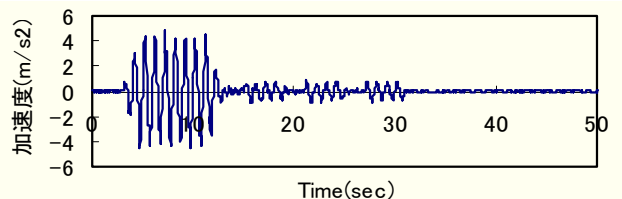


図-3 入力波形

キーワード: 弾塑性FEM、遠心模型実験、盛土、耐震対策工

連絡先: 東京都台東区柳橋7-12-4 TEL:03-3862-2253 FAX:03-3865-4078

図-5の過剰間隙水圧時刻歴をみると、液状化層の水平地盤部は良く合っており、盛土下では解析値が実験値よりかなり大きい。この理由として、パラメータは等方圧密された供試体の液状化試験結果から決めているが、盛土下地盤では応力状態が液状化試験とは異なることが考えられる。固化体下の支持層では、解析値が実験値よりやや大きい。密な砂では密度によって液状化強度が大きく変化する。液状化試験では供試体の密度や作成方法が模型実験と若干異なっており、液状化試験から得られた強度が小さかったことが考えられる。図-6,7の変形モードをみると解析では固化体の回転がやや大きい、全体的なモードは良く表せている。

固化体の根入れ深さ・幅と天端沈下量の関係を実験値と比較したものを図-8に示す。実験では対策を行うことで沈下量が減少しているが、沈下量は最大でも50%しか減少しておらず、解析でも同様の結果となっている。図-9は液状化層の側方変位面積を示したものであり、特に実験では対策を施すことにより変位面積が大きく減少している。対策工による沈下量低減効果が顕著に現れないのは、次のような理由によるものと考えられる。すなわち、固化体によって液状化層の側方流動は抑えられたが、盛土直下の地盤では、過剰間隙水圧が無対策の場合よりも上昇し、強度が低下する事により盛土がより大きく沈下する。この過剰間隙水圧が上昇する原因は、盛土直下地盤では常に鉛直全応力が水平全応力よりも大きく、完全な液状

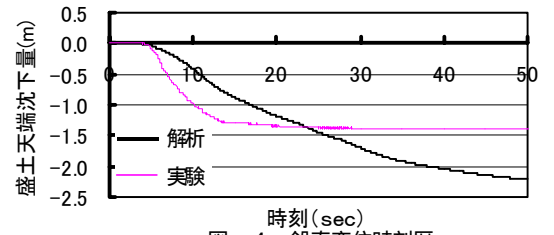


図-4 鉛直変位時刻歴

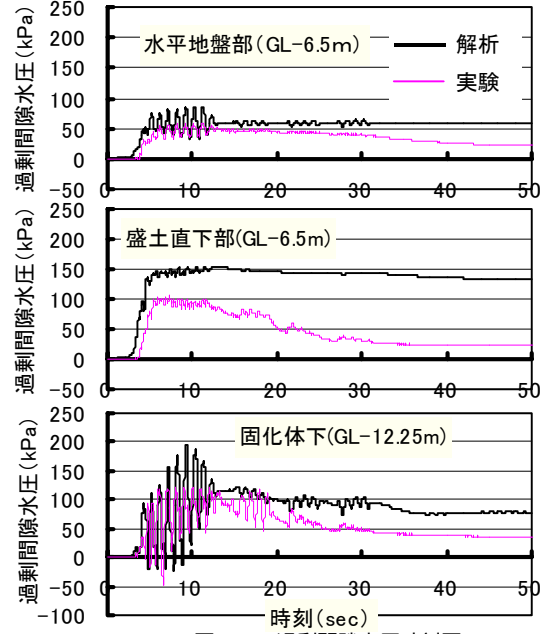


図-5 過剰間隙水圧時刻歴

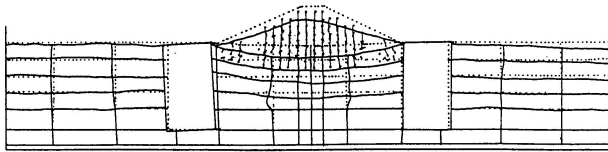


図-6 実験結果スケッチ(モデルC)

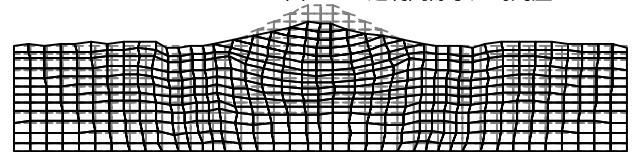


図-7 解析変形図(モデルC)

化状態になり得ないが、対策工により側方変位を拘束することによって水平全応力が増加し、等方的な応力状態に近づくためと考えられる。また、対策工を入れたケースの沈下量や変位面積の低減割合、すなわち対策の効果は、解析結果の方が実験よりもやや小さくなっている。これは前述したように解析では支持層の過剰間隙水圧が実験よりも大きかった事によるものと考えられる。

4.まとめ

本報告では砂の弾塑性モデルを用いた弾塑性 FEM 解析による盛土構造物の動的挙動への適用性の検討を行った。その結果、変形モードや過剰間隙水圧の挙動など、定性的には解析結果と実験結果は一致した。固化体の滑動・転倒、盛土沈下量に関してなど、より正確な再現にはさらなる検討が必要である。なお、本研究は第一著者が土木研究所に交流研究員として在職した際に行ったものである。

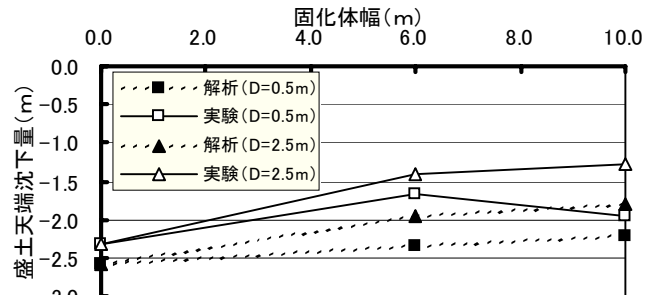


図-8 最終沈下量の比較

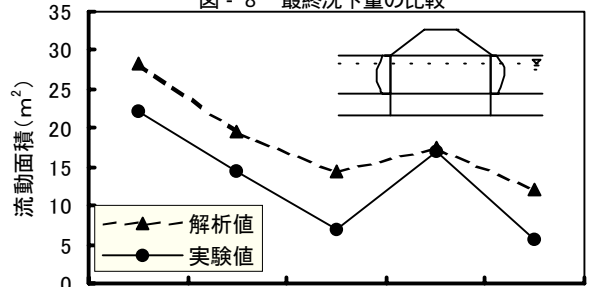


図-9 側方流動面積の比較

【参考文献】

- 1) 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. 661-690, 1999
- 2) 松尾修,岡村未対,田本修一: 法先固化改良による盛土の耐震対策効果に関する動的遠心模型実験報告書, 土木研究所資料 第3688号, 2000.