

### 地中構造物の浮上りのシミュレーション

液状化による地中構造物の浮上がり現象を50G場の遠心模型実験で再現し、LIQCA2D06により解析したり。

実験模型を図-1に示す。剛土槽内に豊浦砂により相対密度約60%、層厚200mm(実規模換算10m)の地盤を空中落下法で作成し、50cStのシリコンオイルで飽和させた。地中構造物はアクリル製で、平均密度0.85g/cm<sup>3</sup>となるよう調整し、土被り60mm(実規模換算3m)に埋設した。加振は正弦波で、振動数50Hz、振幅150m/s<sup>2</sup>(実規模換算1Hz、300Gal)、20波のケースを解析した。

解析では、地盤は繰返し弾塑性モデルによる平面ひずみ要素でモデル化し、豊浦砂の既往の研究結果より相対密度60%相当の物性値を設定した。地中構造物は弾性の平面ひずみ要素とした。境界条件は、側面および底面は完全固定・不透水とし、地表面は排水境界とした。Rayleigh減衰は本来材料減衰であるが、LIQCAでは初期剛性比例型減衰を用いて、液状化までは数値解析安定、液状化後は液状化土の粘性抵抗の役割を担っている。本解析では、液状化後の挙動に対するRayleigh減衰の影響を調べるため、地盤の一次固有周期に対して減衰定数を1%、2%、3%に相当する減衰(実規模換算 $\beta=0.001, 0.002, 0.003$ )を与えて解析した。

解析結果と実験結果の比較として、図-2、図-3に自由地盤部(図-1のA)の有効応力減少比(=  $1 - \sigma'_m / \sigma'_{m0}$ )および過剰間隙水圧比(=  $\Delta u / \sigma'_{v0}$ )の時刻歴を、図-4に地中構造物の浮上がり時刻歴(図-1のB)を、実規模換算で示す。また、加振終了後の残留変形と有効応力減少比のカラーコンターを変位倍率1倍で図-5に示す。

過剰間隙水圧比は実験と解析は比較的良好に一致しており、有効応力減少比および過剰間隙水圧比が1近くになると実験、解析とも浮上がりが発生している。図-5より、地盤全域において有効応力減少比がほぼ1、すなわち液状化に達しており、地中構造物の直下に液状化した土がまわりこみ、浮上がりが生じていることがわかる。図-4より、浮上りの速度は、Rayleigh減衰が小さいほど大きくなっており、 $\beta=0.002$ の解析結果が実験結果の平均的な速度に近い結果となった。本解析結果では地中構造物の埋設された周辺地盤全域で液状化していることから、Rayleigh減衰の影響が顕著に表れているものと考えられる。

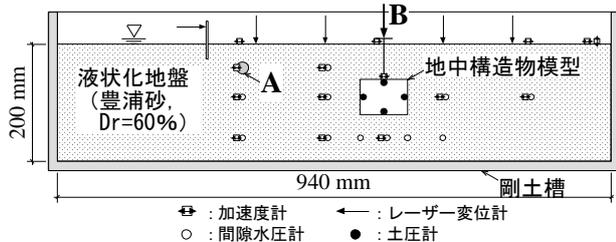


図-1 遠心実験模型

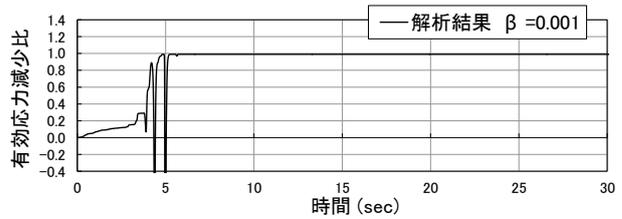


図-2 自由地盤部の有効応力減少比時刻歴

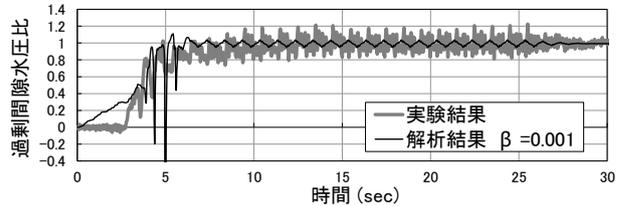


図-3 自由地盤部の過剰間隙水圧比時刻歴

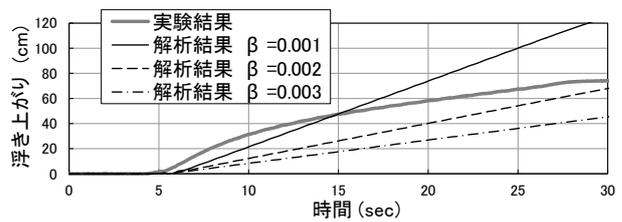


図-4 地中構造物の浮上がり時刻歴

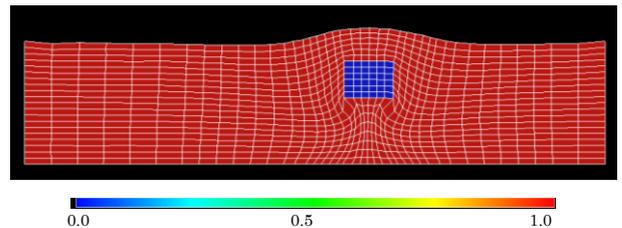


図-5 残留変形と有効応力減少比のカラーコンター図(時刻30秒,  $\beta=0.002$ , 変位倍率1倍)

### 参考文献

- 1) Uno, H., F. Oka and S. Tanizaki and A. Tateishi: Centrifuge model tests on the uplift behavior of an underground structure during liquefaction and its numerical modeling, Proc. of the International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering (IS-Tokyo2009), pp. 1041-1049, 2009.

## 河川堤防の液状化解析

2011年東北地方太平洋沖地震では、広範囲において河川堤防の液状化被害が生じた。その特徴として、堤防下の基礎地盤の砂質土層の液状化により堤防が大きく変形する従来の被害形態に加えて、堤体内部の液状化による被害が多く発生したことが挙げられる。特に宮城県では、基礎地盤に厚い軟弱粘土層が存在する場合に、堤体の圧密沈下により堤体内にゆるみ領域が存在することにより、堤体内部の液状化による大規模な被害が生じている。Oka et al.<sup>1)</sup>は、入力地震動（直下型/プレート境界型）、基礎地盤の地層構成（砂質土/粘性土）と地下水面の位置（フラット/凸形状）を変えた種々のケースについて、LIQCA2D11を用いて河川堤防の液状化解析を行った。以下に解析例を示す。入力地震動は、図-1に示す東北地方太平洋沖地震の観測波（MYGH06）である。図-2に解析に用いた有限要素メッシュを示す。ここでは、地盤構成の異なる2ケース、すなわち図-3(a)のように基礎地盤表層が厚さ1mの砂質土が存在するケース（Type 1）、図-3(b)のように堤体部が下部の軟弱粘性土に沈み込み堤体内部に厚さ1.5mの飽和域が存在するケース（Type 2）について結果を比較する。解析に用いた材料パラメータを表-1に示す。砂質土には繰返し弾塑性構成式、粘土層には繰返し弾粘塑性構成式を用いた。これらの材料

パラメータによる液状化強度曲線を図-4に示す。

解析結果を以下に示す。図-5は有効応力減少比の分布図、図-6は蓄積塑性偏差ひずみの分布図、図-7は変位ベクトルと堤体の変形図である。堤体モデル（Type 1）は表層の砂質土層が液状化することにより、堤体全体が沈下している。一方、堤体モデル（Type 2）では堤体内部の飽和域が液状化することにより堤体内部が著しく変形し、法尻の先端部が側方にすべり出すとともに天端中央部が大きく沈下している。これは宮城県鳴瀬川などの堤防で見られた被災形態に類似している。堤体モデル（Type 1）と比較して堤体全体の変形量大きいのは、これは地層構成による変形モードの違いのほか、飽和領域の厚さも影響すると考えられる。

その他、入力地震動（直下型/プレート境界型）、地層構成（砂質土/粘性土）を変えた種々のケースの詳細については文献1)をご参照頂きたい。

## 参考文献

- 1) Oka, F., Tsai, P., Kimoto, S., Kato, R., Damage patterns of river embankments due to the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake and a numerical modeling of the deformation of river embankments with a clayey subsoil layer, Soils and Foundations, Vol.52, No.5, pp.890-909, 2012.

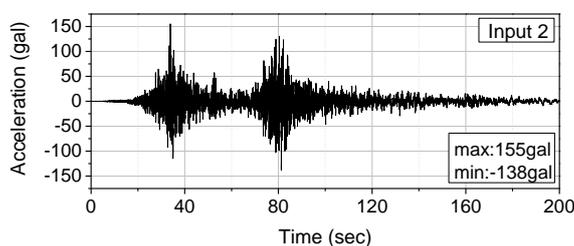


図-1 入力地震動

表-1 解析に用いた材料パラメータ

Parameter	Sand	Clay
Density $\rho$ ( $t/m^3$ )	1.8 / 2.0	1.7
Water permeability $k$ (m/s)	$2.20 \times 10^{-5}$	$5.77 \times 10^{-10}$
Initial void ratio $e_0$	0.8	1.25
Compression index $\lambda$	0.0250	0.3410
Swelling index $\kappa$	0.0003	0.0190
Normalized initial shear modulus $G_0/\sigma'_{m0}$ (kPa)	761	75.2
Stress ratio at Maximum Compression $M_m^*$	0.909	-
Stress ratio at failure $M_f^*$	1.229	1.24
Quasi-overconsolidation ratio $OCR^*(= \sigma'_{mai}/\sigma'_{m0})$	1.0	1.0
Hardening parameter $B_0^*, B_1^*, C_f$	2000, 40, 0	100, 40, 10
Structure parameter $\sigma_{maf}/\sigma_{mai}, \beta$	0.5, 50	0.3, 3.6
Control parameter of anisotropy $C_d$	2000	-
Parameter of Dilatancy $D_0^*, n$	1.0, 4.0	-
Reference Value of Plastic Strain $\gamma_f^{P*}$	0.005	-
Reference Value of Elastic Strain $\gamma_f^{E*}$	0.003	-
Viscoplastic parameter $m'$	-	24.68
Viscoplastic parameter (1/s) $C_1$	-	$1.00 \times 10^{-5}$
Viscoplastic parameter (1/s) $C_2$	-	$3.83 \times 10^{-6}$
Hardening parameter $A_2^*, B_2^*$	-	5.9, 1.8
Strain-dependent modulus parameter $\alpha, r$	-	10, 0.4

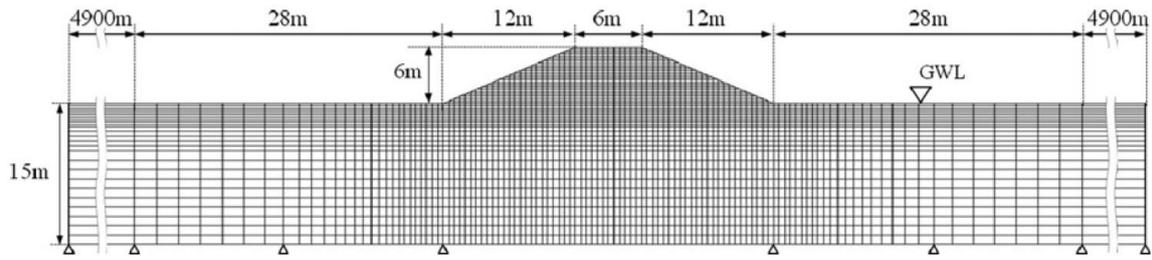
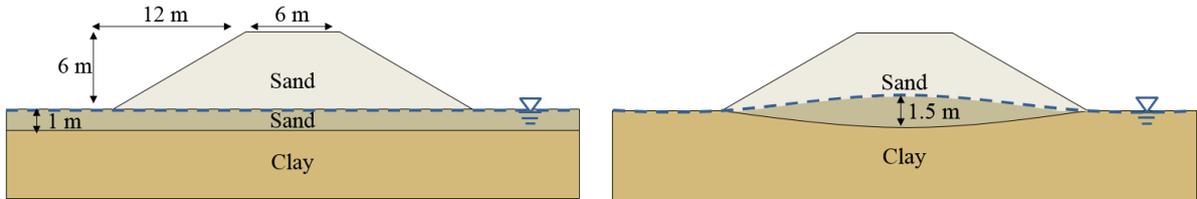


図-2 解析に用いた有限要素メッシュ



(a) 堤体モデル (Type 1)

(b) 堤体モデル (Type 2)

図-3 堤体モデル

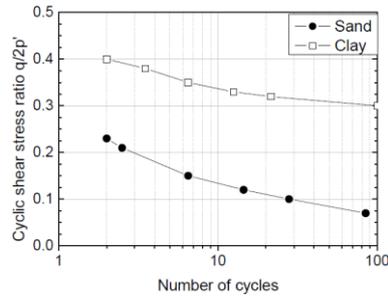
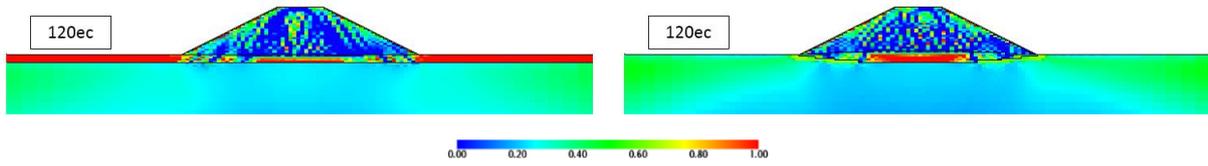


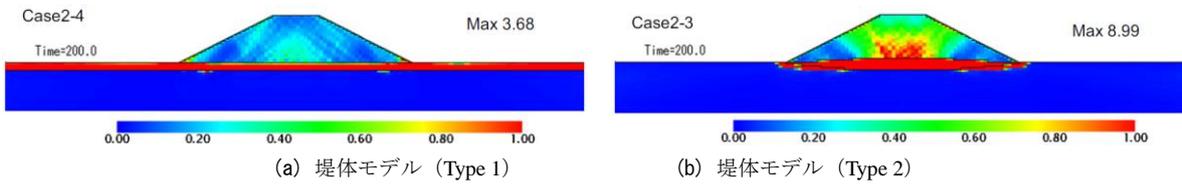
図-4 液状化強度曲線



(a) 堤体モデル (Type 1)

(b) 堤体モデル (Type 2)

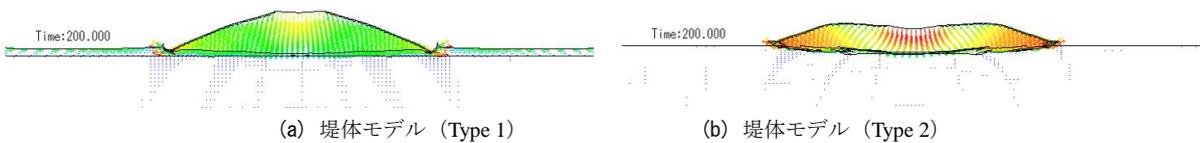
図-5 有効応力減少比



(a) 堤体モデル (Type 1)

(b) 堤体モデル (Type 2)

図-6 蓄積塑性偏差ひずみ



(a) 堤体モデル (Type 1)

(b) 堤体モデル (Type 2)

図-7 変位ベクトルと堤体の変形

既存宅地の液状化対策工の3次元解析事例

既存宅地に対する各種液状化対策工の適用性を確認する目的で、3次元解析 (LIQCA3D11) を実施したり。

対象宅地の形状を図-1 に、3次元 FEM モデルを図-2 に示す。全 16 宅地のうち 4 宅地に住宅が配置されている。境界条件は、側面は幅広要素 (約 100m) をした外側の同一深度節点を等変位境界とし、底面は粘性境界とした。土層は図-3 に示すように表層 (砂,N=5)、液状化層 (砂,N=2~5)、非液状化層 (粘土,Vs=200m/s) の3層構成である。地下水位は GL-1m である。砂地盤は、繰返し弾塑性モデル、粘性土地盤は R-O モデルによりモデル化した。モデルパラメーター一覧を表-1 に示す。住宅は、木造 2 階建てを想定した 1 質点系モデルであり、その固有振動数は 6Hz である (図-4)。対策工として、地下水位低下工法と格子状地中壁を対象とした。地中壁はセメント改良体を想定し弾性要素でモデル化し、壁厚は 1m である。土と地中壁の間に 10cm の薄層要素を配置した (図-5)。入力地震動は、平成 23 年東北地方太平洋沖地震における夢の島観測波の引戻し波を 1.5 倍して用いた (図-6)。加震は水平 2 方向同時とし、最大加速度は X 方向 161Gal, Y 方向 118Gal である。加震終了後、約 5 時間の圧密解析を実施した。

図-7, 8 に過剰間隙水圧比および有効応力減少比の時刻歴を示す。また、図-9 に地表面沈下量の時刻歴を示す。【図絵-1】に加震終了時の変形および過剰間隙水圧比を【図絵-2】に加震終了時の変形および有効応力減少比を示す。各種対策工法を適用した際の地震時挙動と住宅の沈下低減効果を詳細に確認することができた。

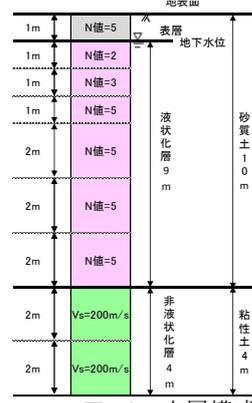


図-3 土層構成

表-1 モデルパラメーター一覧

パラメーター名	単位	非液状化層 [Ac] 【繰返し弾塑性】		液状化層 [Ac] 【繰返し弾塑性】			非液状化層 [Ac] (R-O)	格子状地中壁 [弾性]
		1	2	3	4	5		
N値	N	-	5	2	3	5	-	-
単位体積重量	$\gamma$ t	18.0	18.0	18.0	18.0	18.0	17.0	18.0
透水係数	$k$ [m <sup>2</sup> /s]	5.0E-05	5.0E-05	5.0E-05	5.0E-05	5.0E-05	3.8E-11	1.0E-08
せん断弾性波速度	$V_s$ [m/s]	130	89	105	130	200	200	200
せん断弾性係数	$G_0$ [kN/m <sup>2</sup> ]	31,009	14,534	20,229	31,009	68,000	68,000	74,405
初期間隙比	$e_0$	0.80	0.83	0.82	0.80	1.410	1.410	0.80
繰返し強度比	$R_{L20}$	-	0.18	0.11	0.15	0.18	-	-
繰返し弾塑性モデル								
圧縮指数	$\lambda$	-	0.025	0.033	0.029	0.025	-	-
膨張指数	$K$	-	0.0025	0.0025	0.0025	-	-	-
擬似過圧密比	OCR+	-	1.0	1.0	1.0	-	-	-
有効土液比	$S_{w0}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	54.0	30.0	30.0	54.0	-	-	-
静止土圧係数	$K_0$	1.0	1.0	1.0	1.0	-	-	-
無次元化初期せん断係数	$G_0/\rho_{ref}$	-	574.2	484.5	674.3	574.2	-	-
内部摩擦角	$\phi$ [deg]	-	35.0	28.0	35.0	35.0	-	-
変相角	$\phi_m$ [deg]	-	28.0	28.0	28.0	-	-	-
破壊応力比	$M^*_r$	-	1.16	1.16	1.16	-	-	-
変相応力比	$M^*_m$	-	0.91	0.91	0.91	-	-	-
液状化強度	$R_{L20}$	-	0.18	0.11	0.15	0.18	-	-
硬化パラメーター	$B^*_0$	-	1800	900	1350	1800	-	-
	$B^*_1$	-	50	30	30	50	-	-
	$C_r$	-	0	0	0	0	-	-
異方性消失パラメーター	$C_{\alpha}$	-	2000	2000	2000	2000	-	-
ダイクソン係数	$D^*_0$	-	1.00	1.70	2.00	1.00	-	-
	$n$	-	4.00	2.90	4.00	4.00	-	-
塑性規準ひずみ	$\gamma^p_{ref}$	-	1000	0.005	0.009	0.005	-	-
弾性規準ひずみ	$\gamma^e_{ref}$	-	1000	0.010	0.050	0.100	-	-
R-Oモデル								
ポアソン比	$\nu$	-	-	-	-	-	0.35	0.26
粘着力	$c$ [kN/m <sup>2</sup> ]	-	-	-	-	-	100	-
内部摩擦角	$\phi$ [deg]	-	-	-	-	-	0	-
せん断弾性係数のパラメーター	$\alpha$	-	-	-	-	-	1.00	-
	$r$	-	-	-	-	-	0.00	-
	$a$	-	-	-	-	-	1.85	-
R-Oパラメーター	$b$	-	-	-	-	-	1.92	-

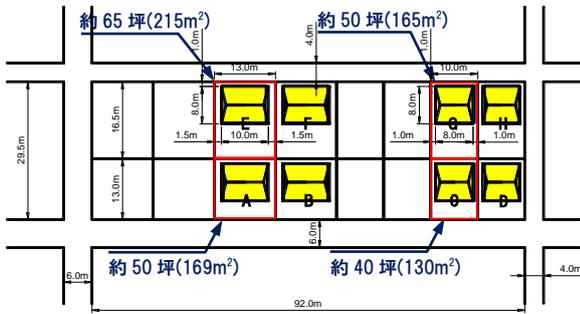


図-1 対象宅地

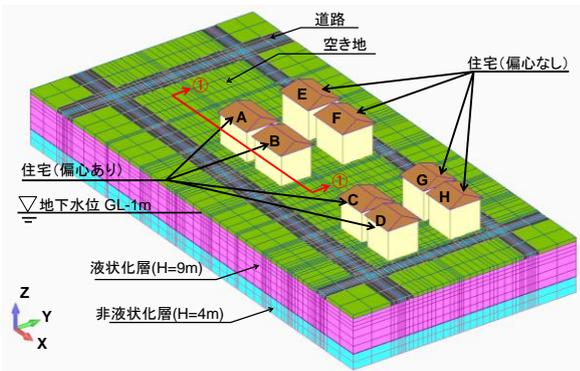


図-2 3次元 FEM モデル

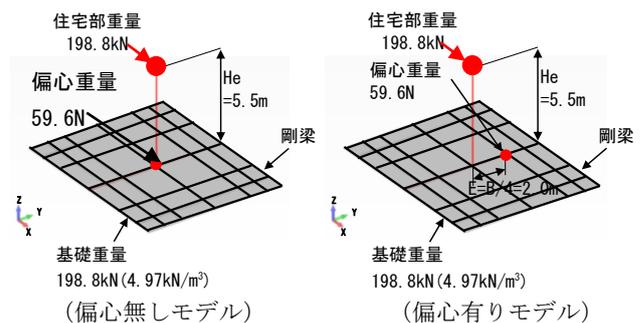
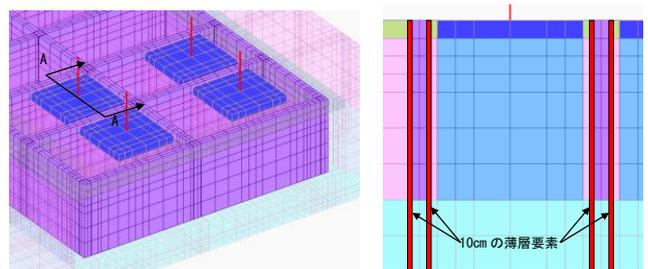


図-4 住宅のモデル化



(a) 格子状地中壁全体図 (b) A-A 断面  
図-5 格子状地中壁のメッシュ図

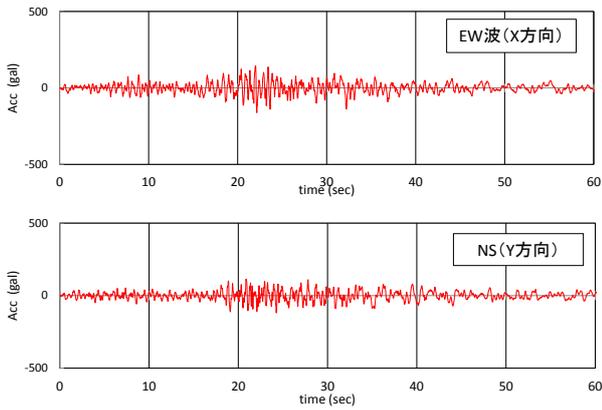


図-6 入力地震動 (夢の島波)

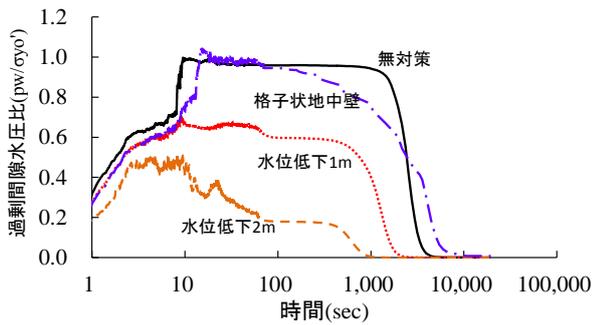


図-7 過剰間隙水圧比 (A宅地中心, GL-3~4m)

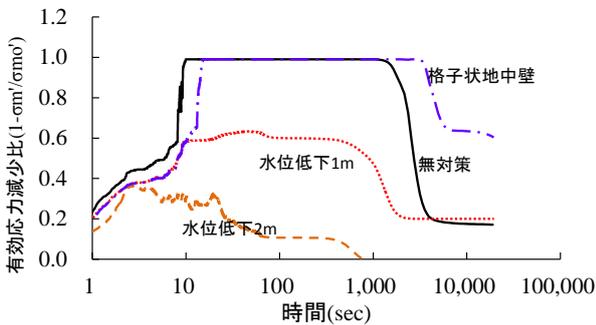


図-8 有効応力減少比 (A宅地中心, GL-3~4m)

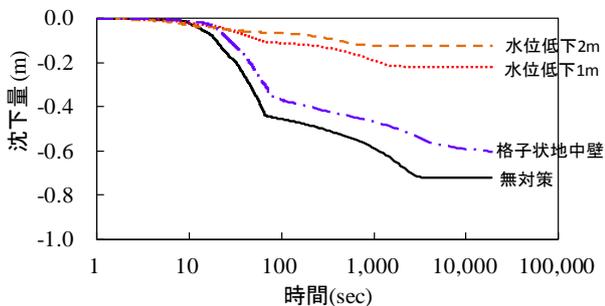
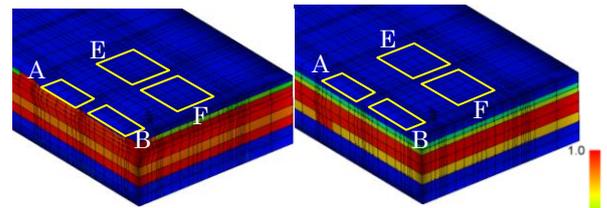
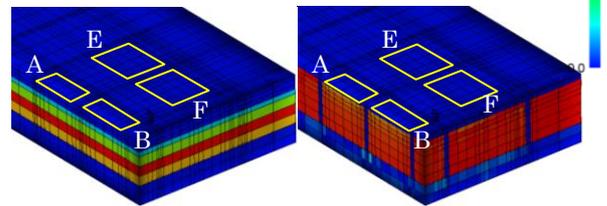


図-9 地表面沈下 (A宅地地表面中心)



(a)無対策

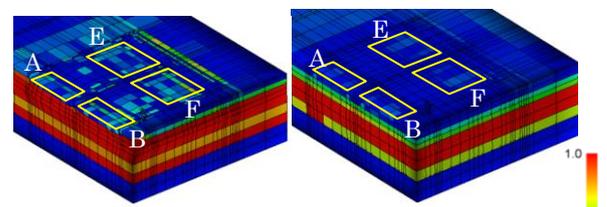
(b)地下水水位低下1m



(c) 地下水水位低下2m

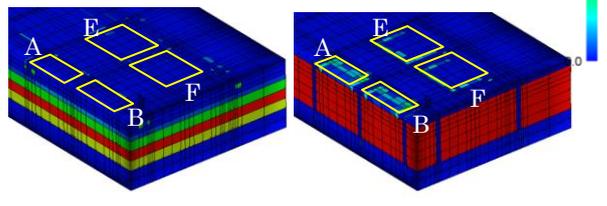
(d)格子状地中壁 (1宅地1格子)

【口絵-1】加震終了時(20sec)の変形および過剰間隙水圧比 (①-①断面)



(a)無対策

(b)地下水水位低下1m



(c) 地下水水位低下2m

(d)格子状地中壁 (1宅地1格子)

【口絵-2】加震終了時(20sec)の変形および有効応力減少比 (①-①断面)

ただし、口絵1で地盤中の過剰間隙水圧比の最大値は無対策で1.330、地下水低下1mで1.035、地下水低下2mで1.005であることに注意したい。

参考文献

- 1) 永井裕之, 浦野和彦, 足立有史, 大橋征幹, 新井洋: 既存宅地の液状化対策工法に関する3次元FEM解析, 第14回日本地震工学シンポジウム論文集, pp. 567-576, 2014.

**能登半島地震における道路盛土崩壊の再現解析<sup>1)</sup>**

能登半島地震において能登有料道路の道路盛土が崩壊した。この原因は地震前日に降雨があったことや、集水地形であったことなどが推測されている<sup>2)</sup>。本研究では降雨および集水地形による山側からの地下水供給が崩壊の原因であったと推測し、大規模な盛土崩壊のあった区間について被害の再現解析を実施した。

検討断面および検討モデルを図-1に示す。集水地形であることが被災した大きな要因であると推測されているため、本検討では山側の水位を被災後に実施されたボーリング調査での地下水位とし、浸透解析を実施した。これにより初期水位およびそれに応じた初期応力を作成し、地震解析に用いた。

能登半島地震については K-net 等で地震観測点での地震動が公表されている。しかし、検討箇所近傍においては地震計が設置されていないため、距離減衰式を参考に振幅調整を行った。すなわち、本解析では K-net 観測地点（富来）での観測地震動の 0.8 倍の地震動を入力動として用いた（最大加速度 679gal）。再現解析に用いた入力地震動を図-2に示す。

対象断面の地盤は盛土、腐植土、強風化岩の 3 種から構成される。このうち、盛土材料としては弾塑性モデルを用い、実施されている三軸繰返し試験に対する要素シミュレーションを行うことでパラメータを設定した。腐植土層は試験が実施されていないこともあり、簡単のために本検討では盛土層と同等のパラメータとした。また、強風化岩層についても試験が行われていないため、仮として変相線到達後の剛性低下およびダイレイタンスを無視した盛土層のパラメータを用いた。パラメータ一覧を表-1に示す。

浸透解析実施後の飽和度分布を図-3に示す。また、これを用いて地震解析を実施した結果の変位ベクトル図を図-4に示す。地震終了時の 60 秒後には法面内部から円弧すべりが発生しているような変形となっており、実際の被災状況とよく一致している。

以上より、集水地形を考慮した浸透解析および地震解析を実施することで、実際の被災状況を良く再現することができた。

**参 考 文 献**

- 1) Kato,R.,F. Oka & S. Kimoto,A numerical simulation of seismic behavior of highway embankments considering seepage flow,Computer Methods and Recent Advances in Geomechanics, Proc. 14thICIAMAG, Taylor & Francis Group, London, ,pp.755-760,2014.
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所:平成19年(2007年)能登半島被害調査報告,国土技術政策総合研究所資料, No.438, 2008.

表-1 解析パラメータ

Soil	Embankment Humus soil	Hard weathered rock
Initial void ratio $e_0$	1.192	1.192
Compression index $\lambda$	0.025	0.025
Swelling index $\kappa$	0.0025	0.0025
Int.shear coefficient ratio $G_0/\sigma'_{m0}$	681.2	681.2
Permeability $k$ (m/s)	$5.0 \times 10^{-5}$	$5.0 \times 10^{-5}$
Gravitational acceleration $g$ (m/s <sup>2</sup> )	9.8	9.8
Density $\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	1.8	1.8
Stress ratio at phase transformation $M_m^*$	0.909	0.909
Stress ratio at failure $M_f^*$	1.302	1.302
Hardening parameter $B_0^*$	3000	3000
Hardening parameter $B_1^*$	1.1	1.1
Hardening parameter $C_r$	95	95
Quasi-OCR $OCR^*$	2.0	2.0
Anisotropy parameter $C_d$	2000	2000
Dilatancy parameters $D_0^*, n$	0.5, 8.0	0.0, 8.0
Plastic or elastic ref. strain $\gamma_{ref}^{P*}, \gamma_{ref}^{E*}$	0.015, 0.15	-
Water characteristic curve parameter $\alpha$	2.0	2.0
Water characteristic curve parameter $n'$	4.0	4.0
Initial degree of saturation (over WLV)	0.6	0.6
strain-induced degradation parameter $n''$	-(CaseD-5: 0.5)	-
strain-induced degradation parameter $\beta$	-(CaseD-5: 50)	-

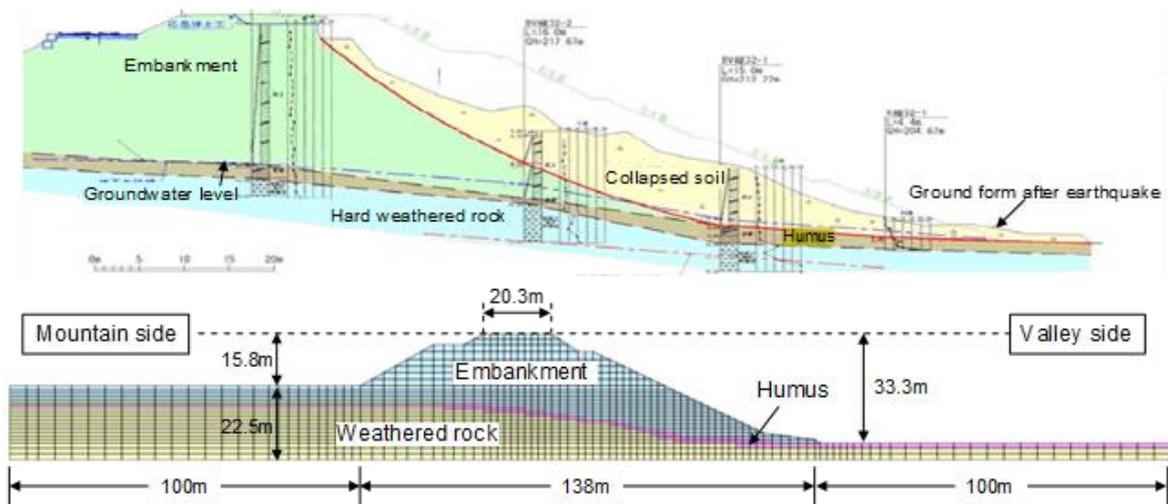


図-1 検討断面図およびモデル図

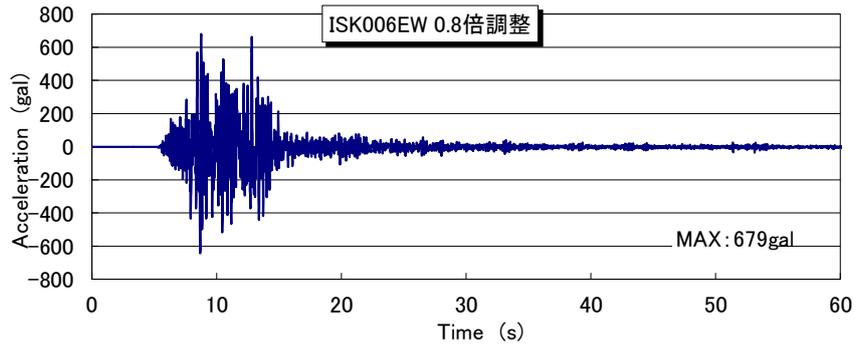


図-2 入力地震動

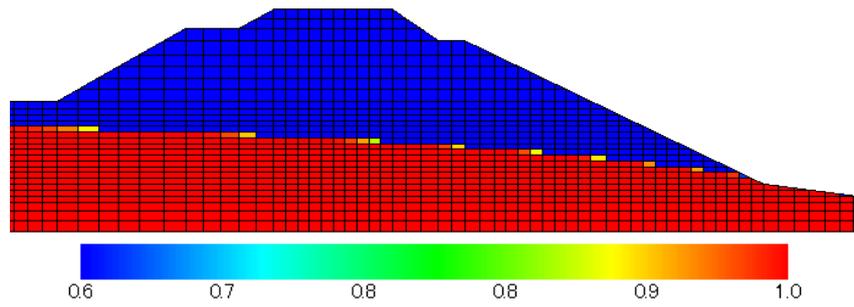


図-3 浸透解析終了後の飽和度分布

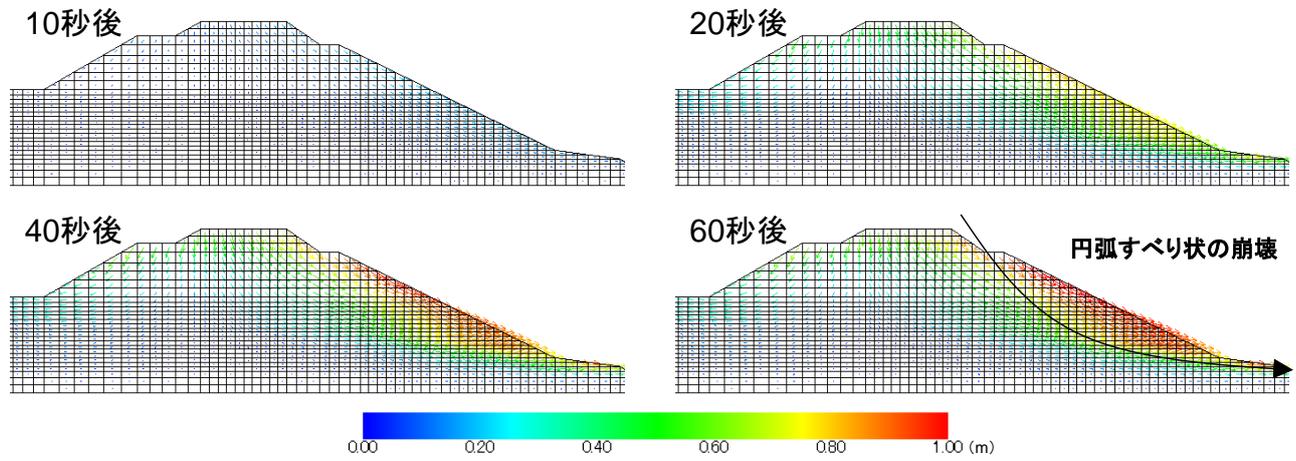


図-4 地震解析時の変位ベクトル図

## 矢板護岸の模型振動台実験のシミュレーション<sup>1)</sup>

解析対象とした模型振動台実験は土木研究所の大型振動台を用いて実施された一連の実験である。図-1 に典型的な実験模型の平面図・側面図を示す。護岸前面の模型地盤は緩い豊浦砂の1層、護岸背後の模型地盤は、上から乾燥状態のいわき珪砂2号 ( $D_{50}=1.7\text{mm}$ )、緩い豊浦砂、密な豊浦砂 ( $Dr=90\%$ ) の3層で構成されている。矢板は肉厚6mmの鉄板である。杭は外径50.8mm、肉厚1.5mmのステンレス製であり、杭先端は土槽底面に、杭頭はフーチングに剛結されている。加振は流動直交方向(土槽短辺)であり、入力動には5Hz、20波、振幅は500Gal程度の正弦波である。

LIQCAによる解析は実験終了直後あるいは実験準備中に実施しており、基本的に事前解析である。有限要素モデルは図-1の実験模型に基づき作成した。地盤は8節点アイソパラメトリック要素で、矢板は線形弾性のプレート要素で、杭は線形弾性のビーム要素でモデル化した。土骨格の境界条件について、剛土槽であることから底面は固定、側方は水平固定・鉛直ローラーとした。矢板・杭・フーチングと地盤間の境界条件として、水平方向固定・鉛直方向自由とした。間隙水については、地下水位面のみを排水境界とし、その他の面および矢板との接触面は全て非排水境界とした。また、静的排水自重解析により地盤内の初期有効応力状態を算定し、動的解析の初期条件としている。構成式のパラメータは豊浦砂の各種室内試験結果に基づき設定した。

加振後の変形図と過剰間隙水圧比の分布図を図-2に、杭の最大曲げモーメントの深度分布を図-3に示す。一連の実験に対して、解析は矢板の水平変位を過小評価するものの、フーチングの水平変位は誤差10%程度で再現している。このため、図-3でも解析は実験値を良好に再現しており、杭位置で異なる地盤変位分布の影響により、実験・解析とも海側と陸側で異なる深度分布を示している。

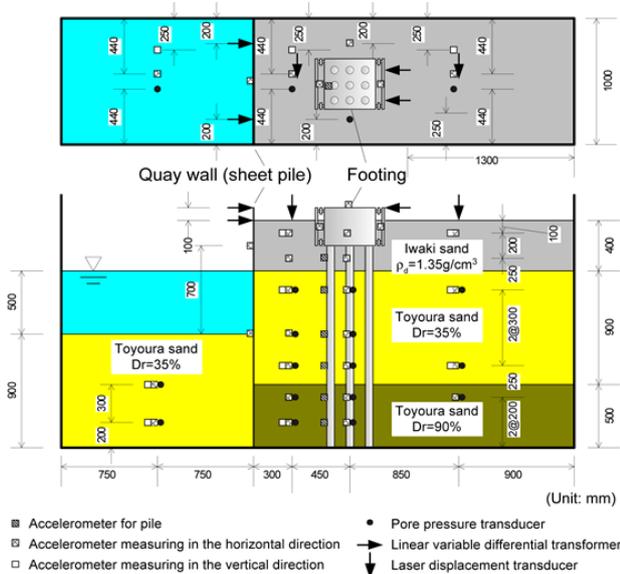


図-1 実験模型

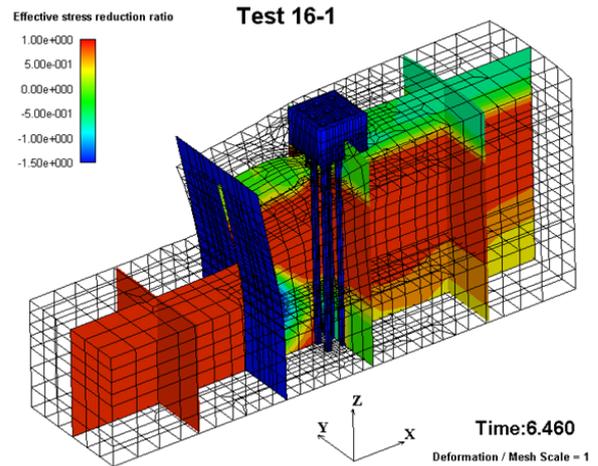


図-2 加振後の変形図と過剰間隙水圧比分布

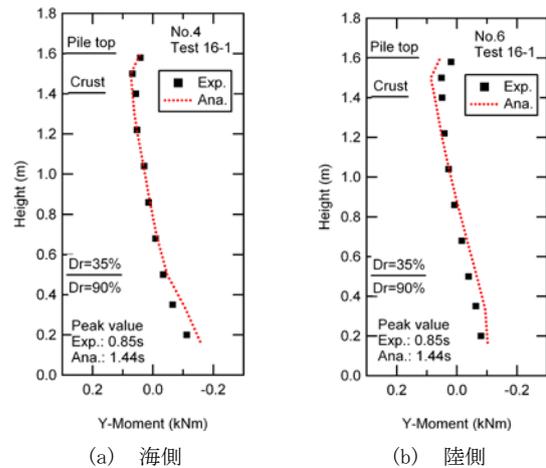


図-3 杭の最大曲げモーメント分布

## 参考文献

- 1) Uzuoka, R., Cubrinovski, M., Sugita, H., Sato, M., Tokimatsu, K., Sento, N., Kazama, M., Zhang, F., Yashima, A., Oka, F.: Prediction of pile response to lateral spreading by 3-D soil-water coupled dynamic analysis: Shaking in the direction perpendicular to ground flow, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28(6), 436-452, 2008.