

◆ 特集：土木構造物の耐震補強技術 ◆

地震時変形を考慮した河川堤防の液状化対策工設計法

石原雅規* 岡村未対** 田村敬一*** 杉田秀樹****

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震では、淀川などの堤防が大きな損傷を受けた。これを契機として、堤防の耐震点検が行われ、耐震点検の結果、対策が必要と判定された区間に対して、耐震対策が順次進められている。対策が必要な区間は、地震後の推定残留堤防高さと平常時の河川水位を比較することによって選定されている。推定残留堤防高さは、実測堤防沈下率と液状化層の過剰間隙水圧発生を考慮した円弧すべり安全率の関係に基づいて求める。

これまでの堤防の地震被害原因が主に地盤の液状化であることから、堤防法尻直下の液状化層に対する地盤改良や矢板締切り工法等が行われてきた。これらの設計は、地震時の土水圧や慣性力等に対して所要の安定性が確保できるように、円弧すべりや滑動・転倒等の力の釣合いに基づいて行われている。

しかし、河川堤防の耐震性能を地震後においても河川水が河川外に流出することを防止することとすると、力の釣合いに基づく対策工の設計は合理的ではない。対策工の設計においては、対策工を施した場合の天端沈下量を予測し、地震後の残留天端高さが河川水位を下回らないような対策工とするのがよいと考えられる。

このため、液状化地盤上の堤防の耐震対策として施工事例の多い固結工法や締固め工法等を法尻部に施した堤防の地震時変形、すなわち、堤防天端沈下量を考慮した設計法を提案し、「許容沈下量に基づいた河川堤防の液状化対策工法設計マニュアル」¹⁾としてまとめた。本報ではその概要を示す。

2. 動的遠心模型実験^{1), 2), 4), 5), 7)}

以下の項目を目的として、動的遠心模型実験を行った。

- ・堤防の地震時変形メカニズムの解明
- ・対策工に作用する土圧評価式の提案

- ・対策工の地震時挙動の把握
- ・変形量予測法の妥当性の確認

実験は、50Gの遠心力場で行い、ケースにより、盛土高さ、盛土法面勾配、液状化層厚、対策工の有無、対策工の種類（固結改良を模擬した剛体ブロックや密詰砂）、対策工の幅、入力地震動などを変化させた。

遠心実験用模型を図-1に例示する。この模型は、主として対策工に作用する土圧を実験的に検討することを目的としたものである。図-1 (a) は、盛土法尻部に土槽に剛結した直壁を設け、直壁表面に多数の土圧計を埋め込んだ。これらの土圧計により、法尻部の対策工が全く変位しない場合の対策工に作用する土圧の深度分布を実験的に得ることができる。また、対策工が運動した場合の土圧を計測するために、図-1 (b) の固結工法による改良地盤を模擬した剛体ブロックにも土圧計を多数埋め込んだ。

さらに、図-1 (b) に示すように法尻部に対策工を模擬した剛体ブロックや密詰砂を設けた模型は、対策工の地震時挙動の把握や変形量予測法の妥当性の確認を目的としても実験に供された。

3. 盛土沈下の要因²⁾

一連の液状化地盤上盛土の動的遠心模型実験から、盛土の沈下量の支配的要因は図-2に示すよう

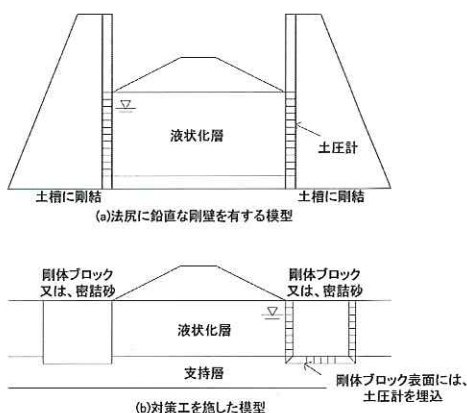
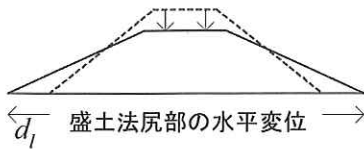
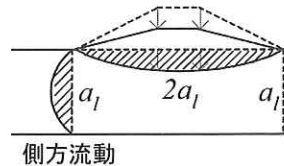


図-1 動的遠心実験用模型

①盛土のせん断変形により沈下



②側方流動による沈下



③直下地盤の体積圧縮による沈下

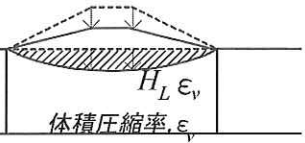


図-2 盛土沈下の要因

に、①盛土のせん断変形、②直下地盤の側方流動（等体積せん断変形）、及び③直下地盤の体積圧縮、の3つであることがわかった²⁾。すなわち、盛土法尻間の距離の変化（盛土底面の水平ひずみ）、側方流動面積、直下地盤の体積圧縮量から以下の式を用いて盛土沈下量が求められる。

①盛土せん断変形による天端沈下 = $c_1 \times$ 盛土法尻部の水平変位 ($2d_1$) / 盛土幅 $\times$ 盛土高さ

②側方流動による沈下 = $c_2 \times$ 側方流動面積 ($2a_1$) / 盛土底面長さ

③直下地盤体積圧縮による沈下 = $c_2 \times$ 直下地盤の圧縮面積 ($H_L \epsilon_v$) / 盛土底面長さ

ここに、 c_1 、 c_2 は係数であり、多くの模型実験より得られた結果では $c_1 \approx 1.25$ 、 $c_2 \approx 1.86$ である。

地震による直下地盤の体積圧縮が液状化層のみで生じると考えると、液状化層の体積圧縮率を求め³⁾、液状化層厚を乗じることにより、直下地盤の体積圧縮量を簡易的に求めることができる。したがって、対策工を施した場合の天端沈下量を求めるためには、盛土法尻部の水平変位及び側方流動面積を後述の6. 及び7. に示す方法により算出すればよいことになる。いずれの方法も、実務を考慮し計算時間が短く入力パラメータが少ない事が特徴となっている。

4. 耐震対策設計フロー¹⁾

上記沈下量予測法を用いた耐震対策設計フローを図-3に示す。これまでの対策工の設計のうち、滑動・転倒、円弧すべりなどの外部安定照査に相当する部分を、変形量により照査することとした。天端沈下量の計算には動的解析プログラムが用意されており、これを使って対策工の規模を数通りに変えた対策断面に対して沈下量を計算することにより最適な設計とすることができる。ただし、固結工法における設計強度の設定などの内部安定に関しては、従来どおり安全率による照査を行うものとした。締固め工法の設計定数は、全て変形

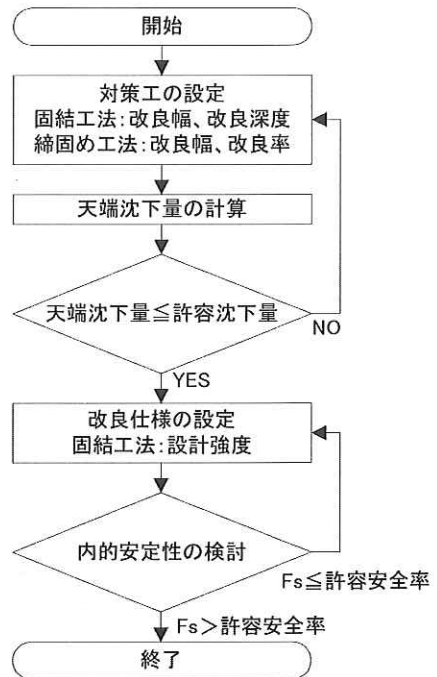


図-3 対策工の設計フロー

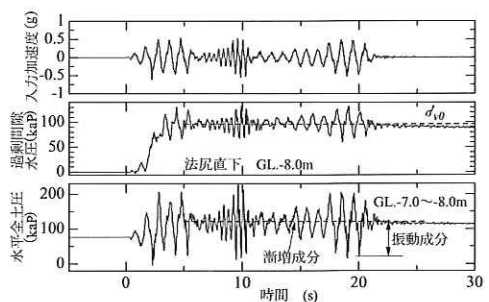


図-4 入力加速度と模型地盤の応答の一例

量の照査により決定されるため、内部安定照査は行わない。

5. 対策工に作用する土圧⁴⁾

後述する6. 及び7. の対策工の変位・変形量計算法は、任意の地震動波形に対する天端沈下量を計算することができる簡易動的解析である。した

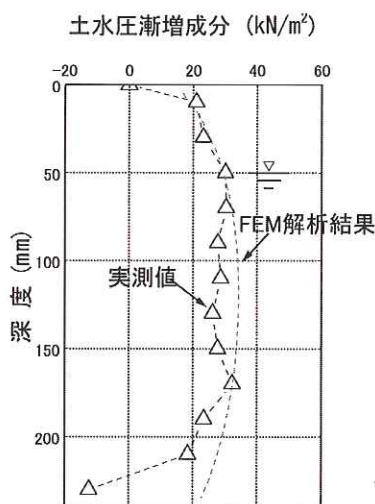


図-5 実測漸増成分土圧分布とFEM解析結果例

がって、対策工に作用する地震時土圧は時刻歴で与える必要がある。そこで、図-1に示す模型を用いて液状化した土による地震時土圧を詳細に調べた。

土圧計を設置したケースで測定した時刻歴の例を図-4に示す。始めの4波が終了した時点で過剰間隙水圧が初期有効上載圧に達しており、地盤が液状化したことがわかる。また、土圧計で測定した水平全土圧は、始めの4波までの間に振動しながら徐々に増加し、その後、振動しながらも一定となっている。水平土圧成分を液状化することによって増加した土圧（漸増成分土圧）と加速度によって増減する成分（振動成分土圧）の2つの成分に分離し、整理を行った。

実験から得られた漸増成分土圧の深度分布の例を図-5に示す。漸増成分土圧の深度分布は、盛土形状や寸法、液状化層厚によって変化することが判明した。図-5には、弾性FEM解析結果も合わせて示してある。解析結果は、実測値の深度分布の形状をよく捉え、その値も実測値とほぼ同程度か若干安全側となった。盛土形状等を変化させたケースについても、同様に実測値をよく再現することがわかった。そこで、FEMにより種々の盛土形状と液状化層厚に対する漸増成分土圧 $p_r(z)$ をパラメトリックに計算し、その近似式を以下のように堤防天端の高さや法面勾配などの関数として求めた⁴⁾。

$$p_r(z) = f(H_D, n, \gamma, z) \quad (1)$$

H_D : 堤防天端の高さ、 n : 平均法面勾配、 γ : 堤体の単位体積重量、 z : 盛土底面からの深

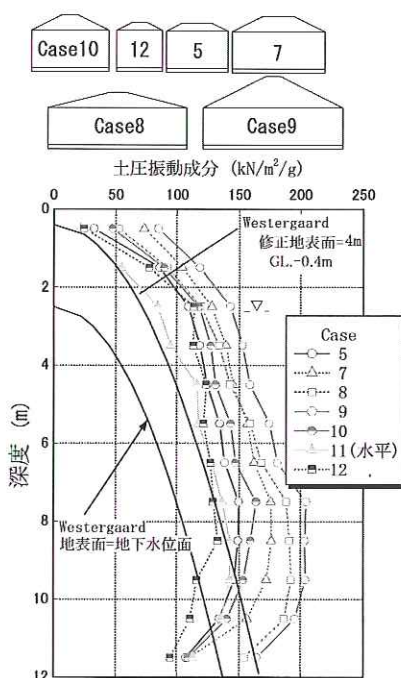


図-6 振動成分土圧の深度分布

度である。

次に振動成分土圧の深度分布を図-6に示す。振動成分土圧は測定位置の加速度に比例することが明らかとなったため、単位加速度あたりの値で整理している。盛土の無い水平地盤のCase11の深度分布は、ほぼWestergaardの動水圧分布と一致している。ただ、実験では剛壁近傍のGL.-9.5m以深では液状化に達しなかったため、この部分では深度と共に振動成分土圧が小さくなっている。その他のケースについても、この深度以浅での分布形状はWestergaardの動水圧分布に近いものとなっている。また、盛土荷重の増加とともに振動成分土圧も増加する傾向となっている。そこで、Westergaardの式を盛土平均荷重や表層不飽和層の厚さなどで補正し、振動成分土圧を次式により求めることとした⁴⁾。

$$p_d = (1.0 + 4.98 \times 10^{-3} \bar{q}) \times p_{wg} \quad (2)$$

ここで、 p_d は盛土荷重がある場合の土圧振動成分、 $\bar{q}$ は平均盛土荷重 (kN/m^2)、 p_{wg} は表層不飽和層の厚さなどで修正した地表面位置から算定したWestergaard動水圧である。

6. 固結工法による対策工の変位量計算法⁵⁾

固結した領域（固化体）は地震時に剛体として挙動すると仮定した上で地震時変位量を算定する

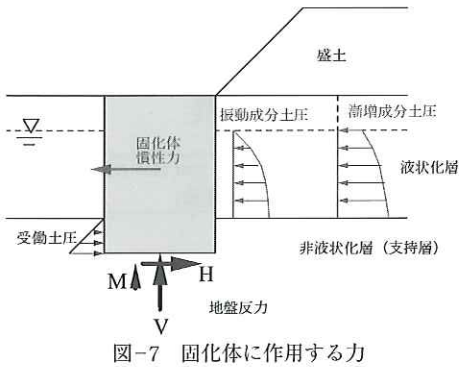


図-7 固化体に作用する力

ための簡易動的解析法を構築した。図-7に示すように、固化体には、自重、周辺地盤から作用する土圧、慣性力が外力として作用し、支持層からの地盤反力が抵抗力として作用する。慣性力は地震加速度から求めることができ、土圧は5. で述べた評価式を用いた。また、鉛直 (V)、水平 (H) およびモーメント荷重 (M/B) の組合せ荷重を受ける幅 B の固化体の支持力 (地盤反力の上限值) は、図-8に示すような支持力曲面によって与えられる。したがって、外力が支持力曲面以下であれば固化体は変位しないが、外力が支持力曲面よりも大きくなると外力と支持力の差によって固化体が加速度運動し、その運動は鉛直、水平及び回転の運動方程式によって記述される。計算に必要な支持層の支持力・変形特性は支持力曲面と塑性ポテンシャル曲面で与えられ、それらは支持層の強度定数 c 、 ϕ から決めることができる。

これまで述べてきた方法により求めた固化体の滑動変位量、回転変位量を遠心模型実験の結果と比較したものを図-9に示す。計算結果は実験結果とよい対応を示しており、本簡易動的解析法の妥当性が確認できる。

本解析法から、固化体の回転変位と水平変位量が出力され、そこから図-10に示すように盛土法尻部の水平変位と側方流動面積が求まり、天端沈下量が得られる。

7. 締固め工法による対策工の変形量計算法⁶⁾

盛土法尻部を締固め改良した地盤の動的遠心模型 (図-1 (b)) 実験の結果、液状化した周辺部からの水圧伝播によって締固め領域も液状化するが、締固め領域は水圧が上昇しても密な砂特有のサイクリックモビリティ (せん断力を作用させると剛性が急激に回復する現象) により変形は小さいことが明らかとなった。また、締固め領域の変形は

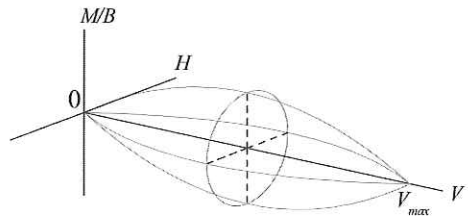


図-8 支持力曲面

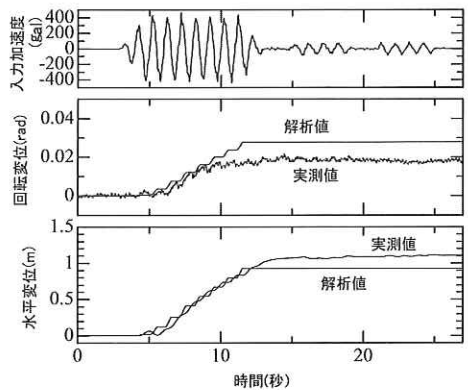


図-9 遠心模型実験での固化体の回転・水平変位

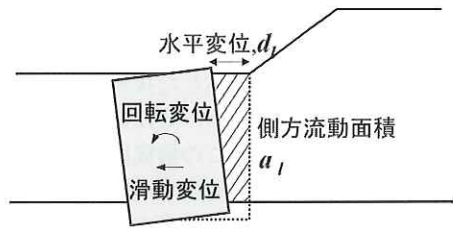


図-10 固結工法の場合の法尻部水平変位と側方流動面積の算出方法

概ね単純せん断変形であることが実験で観察された。

そこで図-11に示すモデルを用いて締固め領域の変形量を計算することとした。このモデルでは締固め領域を質点とそれを結ぶせん断バネにより離散化している。締固め領域に作用する荷重は、自重、慣性力、周辺地盤から作用する土圧である。一般に、剛性が小さなたわみ性の壁体に作用する地震時土圧は、剛な壁体に作用する土圧よりも小さい。しかし、安全側の配慮として、固化体よりも剛性の低い締固め領域に対しても剛壁に作用する土圧と同じものを使うこととした。下端より地震加速度を入力し、動的解析により質点の応答、すなわち、締固め領域のせん断変形を求めることとした。

再構成砂および締固め改良した地盤から凍結サ

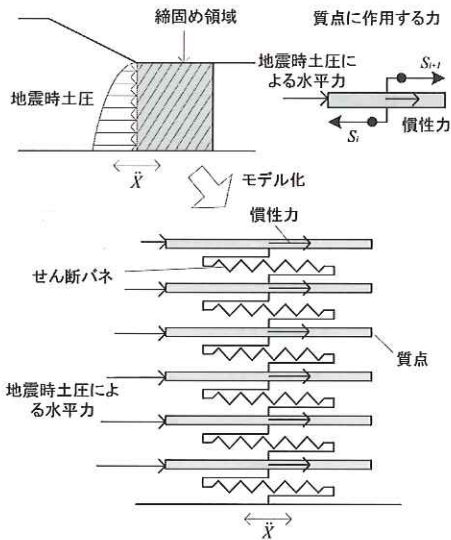


図-11 締固め領域のモデル化と各質点作用力

ンプリングにより採取した高品質な供試体を用いて、多くの非排水中空ねじり試験を行った。この実験結果に基づき、水圧の伝播により液状化した密な砂の単純せん断状態での応力とひずみの関係を記述するせん断バネの構成則⁷⁾を構築した。この構成則によって、任意のせん断応力時刻歴波形が与えられれば、波形に応じた接線せん断剛性が時々刻々と求められるため、せん断ひずみを時刻歴で得ることができる。この構成則の特徴は、入力パラメータが少なく、通常の実務で用いられる材料定数からパラメータを決定することができることである。不規則せん断応力波形を与えた場合の中空ねじり試験結果と、本構成則により得られたせん断ひずみの時刻歴等を図-12に示す。解析結果は実験よりもひずみの振幅が大きくなる時間が若干早いものの、ひずみの蓄積の傾向を再現できることが確認できる。

本解析方法では、図-13に示すように各質点の水平変位が求められる。最上端の水平変位は、盛土法尻部の水平変位に等しく、側方流動面積は各質点の水平変位から求めることができる。

図-14に、実験から得られた天端沈下量の時刻歴と、本解析法から求めた天端沈下量を比較する。解析から求めた天端沈下量には、液状化地盤の体積圧縮による沈下は含まれていない。解析結果は、実験で測定された沈下量の増加傾向を再現できている。

ただし、締固め領域の幅が極端に狭くなった場合には回転変位が卓越すること、また、液状化層

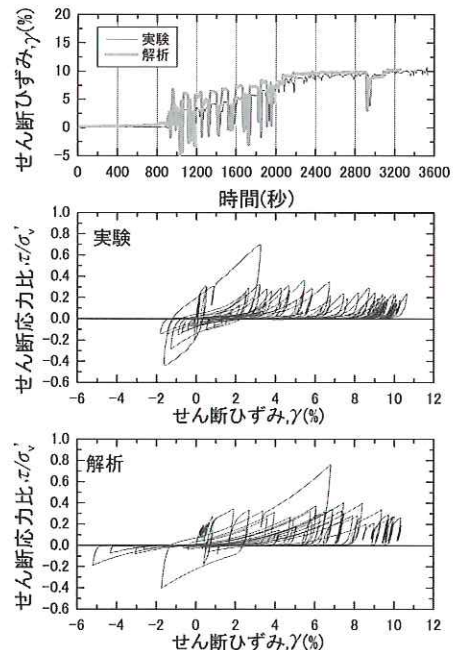


図-12 要素試験解析結果

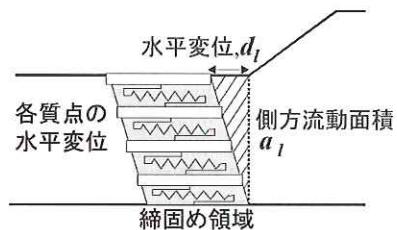


図-13 締固め工法の場合の法尻部水平変位と側方流動面積の算出方法

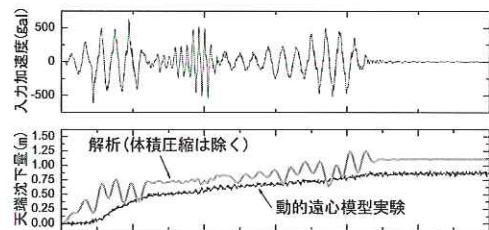


図-14 盛土法尻部に締固め領域を設置した遠心模型実験の天端沈下量と解析結果の比較

の下が軟弱な粘性土の場合には液状化層と粘性土層の間に滑動や転倒が生じること等から、実務で使用する場合には締固め領域の変形計算結果と固化体の変位量計算結果を足し合わせて天端沈下量を算出するのがよいと考えられる。

8. おわりに

最後に、固結工法の設計を現行設計法によって

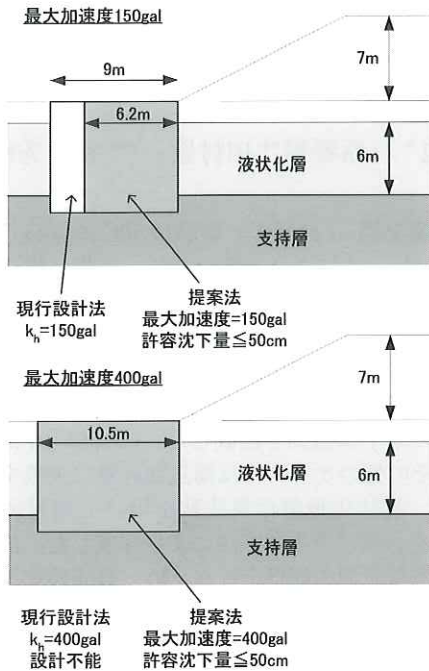


図-15 現行設計法と変形量を考慮した設計法の比較

行った場合と今回提案した方法で許容沈下量を0.5mとして設計した場合を比較した結果を図-15に示す。最大加速度を150galとした場合には、大幅に改良体積を低減することができる。また、最大加速度を400galとした場合には、現行法では安全率が1を上回る条件がないため、設計することができなかったが、提案法では設計が可能となった。このように本設計法によりコスト縮減、設計適用範囲の拡大などが期待される。今後、今回示した設計法の普及に努めていきたいと考えている。

参考文献

- 1) 土木研究所：許容沈下量に基づいた河川堤防の液状化対策工法設計マニュアル、土木研究所資料、第3889号、平成15年9月
- 2) M. Okamura and O. Matsuo : Effects of remedial measures for mitigating embankment settlement due to foundation liquefaction, International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, No.2, pp.1-12, 2002
- 3) K. Ishihara and M. Yoshimine : Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 1, pp.173-188, 1992
- 4) M. Okamura, M. Ishihara and K. Tamura : Liquefied soil pressures on vertical walls with adjacent embankment, 11th ICSDEE/3rd ICEGE, Vol. 2, pp.429-343, 2004
- 5) M. Okamura and K. Tamura: Prediction method for liquefaction-induced settlement of embankment with remedial measure by deep mixing method, Soils and Foundations, Vol. 44, No. 4, pp.53-65, 2004
- 6) M. Ishihara, M. Okamura and K. Tamura: A new method to evaluate crest settlement of river dike with countermeasure of densification, 11th ICSDEE/3rd ICEGE, Vol. 2, pp.616-621, 2004
- 7) M. Ishihara, M. Okamura and T. Oshita: A simple model for shear stress-shear strain relationship for liquefied dense sand, the proceedings of IS-LYON 03 "Deformation characteristics of geomaterials", 2003

石原雅規*



独立行政法人土木研究所耐震研究グループ振動チーム研究員
Masanori ISHIHARA

岡村未対**



愛媛大学工学部環境建設工学科助教授(前 振動チーム主任研究員), 工博
Dr. Mitsu OKAMURA

田村敬一***



国土交通省国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター地震災害研究官(前 振動チーム 席研究員), 工博
Dr. Keiichi TAMURA

杉田秀樹****



独立行政法人土木研究所耐震研究グループ振動チーム 席研究員, 工博
Dr. Hideki SUGITA