# 杭頭を絶縁した基礎の杭頭敷設材が 地震応答特性に及ぼす影響の評価

土井 達也<sup>1</sup>·室野 剛隆<sup>2</sup>·張 鋒<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター 地震動力学研究室 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38) E-mail:doi.tatsuya.45@rtri.or.jp

<sup>2</sup>正会員 鉄道総合技術研究所 研究開発推進部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38) E-mail:murono.yoshitaka.51@rtri.or.jp

<sup>3</sup>正会員 名古屋工業大学教授 都市社会工学科 (〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町) E-mail:cho.ho@nitech.ac.jp

著者らは比較的軟弱な地盤を対象とした基礎形式として,杭併用土のう基礎を提案している.本構造は 杭頭に土のうを敷設し,構造物を構築するもので,疑似的に直接基礎を構築することによる応答加速度の 頭打ちや,杭頭接合部の省略,杭の小口径化を期待している.本研究では実規模の提案構造について,実 スケールでの地震応答メカニズムを解明するとともに,敷設材を変えた場合や,敷設材なしの場合と比較 した提案構造の地震応答特性を評価するため,3次元弾塑性 FEM 解析により比較検討を行った.その結果, 提案構造では土のうの敷設により履歴減衰が大きくなることがわかった.さらに,今回の入力地震動の条 件では,敷設材を変えた場合や,敷設材なしの場合と比較して,提案構造ではく体の応答加速度や,杭の 断面力が小さくなることがわかった.

Key Words: soilbag, micropile, spread foundation, response acceleration, seismic performance

# 1. はじめに

著者らは、杭頭とフーチングを分離した構造形式とし て、図-1に示す「杭併用土のう基礎」(以下,提案構造) を提案している<sup>1など</sup>.提案構造は、杭頭に土のうを複数 段敷設して直接基礎を構築するものである.本工法では フーチングを杭と切り離すことにより、直接基礎と同様 に、応答加速度の頭打ち効果 2~%が期待できる、また、 杭頭とフーチングは土のうを介して絶縁し、杭頭と土の う、フーチングと土のうについても非接合とすることに より、杭頭接合構造の省略、杭頭に作用する水平力の抑 制による杭の小口径化が実現できる. さらに, 著者らの 提案する工法は、フーチングと杭頭の間に土のうを介在 させている点に大きな特徴がある. 土のうは鉛直方向の 圧縮変形に伴って土のう袋に張力が発生することにより 中詰め材を拘束するため、中詰め材を単独で圧縮した場 合に比べて圧縮耐力や圧縮剛性が高まることが知られて いる 7. こうした特性を有する土のうは、地震時におい て、フーチング直下の応力条件においても高い圧縮耐力 を発揮するとともに、杭への応力集中を緩和し、杭の損 傷を抑制することが期待される. ここで, 提案構造で用

いる土のうとしては、十分な圧縮耐力および圧縮剛性が 期待できるジオテキスタイル土のう<sup>®</sup>を想定している.

著者らはこれまで、土のうの圧縮試験および再現解析 を実施し、土のうの圧縮変形特性を再現できる数値解析 モデルを構築した 9.10. また、支持地盤上の橋脚、小径 杭のみを敷設した地盤上の橋脚,提案構造を対象として, 重力場での模型振動実験と再現解析を行い、提案構造が 支持地盤上の橋脚と同等の支持力を有すること、小径杭 の曲げモーメントが土のうの敷設によって大きく低減す ること、再現解析により実験の挙動を概ね再現できるこ とを確認した<sup>1)</sup>. さらに,提案構造における土のうの構 造が、橋脚の地震時の鉛直支持力や小径杭の断面力に及 ぼす影響を明らかにするための正負交番載荷試験を実施 した. 検討の結果, 地震時の鉛直支持力を確保し, 小径 杭に生じる曲げモーメントを低減させるためには、土の うを複数段積み重ね、その全体を一体化させることが有 効であることを確認した<sup>11)</sup>. 一方, これらの検討は縮小 模型の実験や、その再現解析に基づく知見であり、実ス ケールでの提案構造の地震応答メカニズムについては知 見がないのが現状である. さらに、杭頭敷設材を変えた 場合や、杭頭に何も敷設しない場合との、提案構造の優

位性や地震応答特性の違いについては、模型実験レベル では検討してきたが、実スケールでは検討していない.

そこで本検討では、実規模の提案構造について、3次 元弾塑性 FEM 解析により土のう, 杭, 杭間地盤, く体 を詳細にモデル化した解析を行い、実スケールでの提案 構造の地震応答メカニズムを明らかにするとともに、杭 頭敷設材を変えた場合や、杭頭に何も敷設しない場合に 対する、提案構造の優位性や応答特性の違いについて考 察する. 図-2に本研究の検討フローを示す. まず,検討 対象構造物を設定し、3次元解析モデルを構築する(第 2章).次に、静的解析により、各モデルの損傷形態を 比較する(第3章).第4章では、各構造の動的応答を 比較する. ここで動的応答の評価のためには、第2章で 構築した3次元解析モデル全体を基盤加振する方法が考 えられるが、慣性力作用と同時に地盤変位作用が考慮さ れた応答となる.本検討では、慣性力作用に起因する各 構造の動的応答に着目するため、静的解析から得られた 荷重-変位関係を1自由度系モデルにフィッティングし、 設計地震動に対する水平震度の最大値を算定し、水平震 度の最大値での地盤の応力や杭の断面力などの応答値を 算定した.

なお,既往の検討<sup>1)など</sup>では,提案構造に適用する杭と して小径杭を想定してきたが,本検討では適用可能な杭 種や杭施工法を拡大する観点から,使用する杭を小径杭 に限定せずに「杭と土のうを併用した基礎」として検討 を行うこととする.

# 2. 3次元弾塑性 FEM 解析の概要

#### (1) 解析ケース

図-3に解析対象構造物を示す. Type1は積層した土の うを敷設したケースである. Type 1 においては, 土のう の中詰め材および土のう袋としては、実構造物で使用を 想定している砕石およびジオテキスタイルをモデル化し た. Type 2 は杭頭に Type 1 の土のうの中詰め材と同じ砕 石を敷設したケースであり、Type1 で砕石を袋状に囲う 効果を確認する目的で実施した. Type 3 は土のうの代わ りに杭頭にセメント改良体(以下,改良体)を敷設する ケースであり、Type1の土のうに対して改良体を敷設し た場合の応答特性を確認するために実施した. Type 4 は 杭頭とフーチングを絶縁し、杭頭に何も敷設しないケー スであり、杭頭に敷設材を設置する効果を確認するため に実施した. なお、杭頭敷設材やフーチングは、実施工 では埋め戻されると想定されるが、本検討では敷設材の 違いによる影響に着目する観点から、埋戻し土の抵抗に よる影響が生じないよう、埋戻し土のモデル化は行わな い. また, 後述するように, 敷設材の厚さは 1.5m を想



定しているが、Type4においては敷設材がない. このため、杭頭位置における、く体慣性力によって生じるモーメントは16%程度小さくなる.

# (2) 解析モデルおよび解析パラメータ

図-4(a)に土のう敷設モデルの解析モデルの全体を示す. 橋脚および上部工の条件は,鉄道構造物等設計標準・同 解説 設計計算例 RC 橋脚(直接基礎)<sup>10</sup>と同様の諸 元とし,橋脚の半断面をモデル化した.解析は,弾塑性 有限要素解析コード「DBLEAVES」<sup>13</sup>を用いて行った. この解析コードは,文献 10)で単体の土のうの圧縮試験 の再現解析を実施した際にも使用したもので、単体の土 のうの圧縮試験結果を良好に再現できることを確認して いる.水平震度の載荷方向は図-4(a)のモデルのX方向と した.底面は固定境界とし、側面は自重解析時には鉛直 ローラー、静的解析、動的解析時には水平ローラーを設 定した.く体については、本検討では基礎の損傷に着目 するため、フーチングは弾性体のソリッド要素、柱部は 弾性体の梁要素でモデル化した.

図-4(b)に土のう部分の詳細を示す. 個々の土のうは幅 lm×奥行き 4.5m×高さ 0.3m とした. なお, 土のうの奥 行き方向の寸法を lm ではなく 4.5m としたのは, モデル のX方向の加振に対する奥行き方向の土のうの分割の有 無の影響は小さいと考えられるためである. 個々の土の うの土のう袋(ジオテキスタイル)はシェル要素でモデ ル化し, 幅 lm あたりの引張変形係数が製品規格値<sup>14</sup>の 980kN/m となるように厚さ 0.001m, ヤング係数を 9.80× 10<sup>5</sup>kN/m と設定した. また, 個々の土のうは文献 11)の知 見より, ジオテキスタイルで一体化することを想定して いるため, 積層した土のうの上下にも, 個々の土のうと 同じジオテキスタイルをモデル化した.

図4(c)にジョイント要素の詳細を示す.ジョイント要素は、フーチングと土のう一体化用ジオテキ、土のうと 土のう一体化用ジオテキの間、土のうどうし、土のう一 体化用ジオテキと杭頭および軟弱層の間に配置し、ジョ イント要素軸方向の接触・剥離およびジョイント要素軸 直角方向の滑動を考慮した.

図-4(d)に杭要素の詳細を示す. 杭は, 杭径 1m の場所 打ち杭をモデル化する. モデルの杭は、杭自身の体積の 効果を考慮するために、梁要素とソリッド要素のハイブ リッド要素 15とした. 梁要素とソリッド要素の剛性分担 比については、梁要素のみで杭をモデル化した場合とほ ぼ同じ曲げ変形特性が得られ、かつソリッド要素が杭の 体積の効果を表現するのに十分な剛性を有するよう、梁 要素に実物の曲げ剛性の90%、ソリッド要素に実物の曲 げ剛性の10%を分担させた15. なお、この場合、梁要素 とソリッド要素を合わせた軸剛性に関しては実物の 97.5%と若干小さくなるが、この影響は小さいと考えら れる. また、本検討では杭頭の敷設材料が杭の断面力に 及ぼす影響に着目しており, 杭部材の非線形性は考慮し ていない. さらに、杭と地盤の結合条件について、杭の 支持力を適切に評価することが目的であれば、杭と地盤 の間を、初期剛性が大きく、杭の支持力の上限値で剛性 が低下するばね要素等で結合することが考えられるが、 本検討では杭の支持力を厳密に評価することは主たる目 的ではないため、杭と地盤は密着条件とした.

図-3(b)の Type 2(中詰め材(砕石))では、フーチン グ下に土のう中詰め材に使用している砕石のみが一様に 敷設されている状況をモデル化するために、図-3(a)の土



項目	中詰め材 11)	軟弱層 17	支持地盤
v (ポアソン比)	0.3	0.333	0.3
eo (o'm=98kPa時の間隙比)	0.4	0.847	0.2
Reon/の3(限界状態における主応力比)	4.7	3.5	5.83
λ(圧縮指数)	0.07	0.113	0.07
κ(膨潤指数)	0.007	0.01	0.002
β(降伏関数の形状パラメータ)	1.5	1.5	1.5
α (密度と拘束応力の影響を考慮するパラメータ)	500	500	500
OCR(過圧密比)	55.56	1.0	25.0
$\rho(t/m^3)$	1.800	1.602	2.200

表-1 中詰め材および地盤のパラメータ

表-2 ジョイント要素のパラメータ

項目	値
ks(せん断方向剛性率) (kN/m²)	$1 \times 10^{8}$
kh(鉛直方向剛性率) (kN/m²)	$1 \times 10^{8}$
c(粘着力) (kN/m²)	0
$\varphi$ (内部摩擦角) (deg)	45
σ <sub>t</sub> (引張強度) (kN/m <sup>2</sup> )	0
Vmc(分離と閉合の変位の判断値) (m)	0



て載荷する

図-6 解析手順

のう敷設モデルのジオテキスタイル要素をすべて削除し、 図-3(c)のジョイント要素のうち、土のうと土のう一体化 用ジオテキの間、土のうどうしのジョイント要素の摩擦 角、粘着力、引張強度を十分に大きい値とすることで、 滑動,引張破壊が生じないようにした.また,図-3(c)の

Type 3 (改良体) では、上記に加え、土のうの中詰め材 のパラメータを改良体のパラメータに変更した.また, 図-3(d)の Type 4 (敷設なし)の解析モデルを図-5 に示す. 図-4(a)のモデルから土のうを削除し、杭頭、軟弱層とフ ーチングの間をジョイント要素で接続している. それ以 外の条件は、図-4(a)の土のう敷設モデルと同様である.

表-1 に中詰め材および地盤のパラメータを示す. こ こで、中詰め材および地盤の構成則には subloading ti model<sup>10</sup>を適用し、中詰め材のパラメータは文献 10)の土 のうの圧縮試験の再現解析で用いた値を設定した. 軟弱 地盤としては、藤森粘土のパラメータ いを適用した.支 持地盤としては、内部摩擦角 45°の礫地盤を想定した. また, 改良体の変形係数は E=2.0×10<sup>9</sup>kN/m<sup>2</sup>と設定した. これは、改良体の圧縮強さの 50%での割線勾配 En と一 軸圧縮強度の関係式 <sup>18</sup>E50=200quより,一軸圧縮強度  $q_{\rm w}=1000 \, {\rm kN/m^2}$ の改良体相当の値として設定したものであ る. ただし、本検討では改良体が破壊せず健全な状態で ある場合を想定し、改良体自体の破壊は考慮せず、改良 体を弾性体でモデル化した. 改良体のポアソン比は v=0.3 とした.

また,表-2 にジョイント要素のパラメータを示す. ジョイント要素の滑動方向の摩擦角は 45°を想定し、 引張強度、引張破壊が生じる際のジョイント節点間の相 対変位はゼロとした.ただし、上述のとおり図-4(b)の中 詰め材(砕石)ケースと図-4(c)の改良体ケースでは、土 のうと土のう一体化用ジオテキの間、土のうどうしのジ ョイント要素の摩擦角、粘着力、引張強度を十分に大き い値とし、滑動、引張破壊が生じない(節点どうしが密 着条件となる)ようにした.

#### (3) 解析条件

図-6に解析手順を示す.まず成層地盤と土のうだけの 自重解析を線形解析で行った(図-6①).このとき、杭 要素部分も地盤要素として解析した.これは、成層地盤 の初期応力を求める際に杭の剛性を考慮してしまうと、 杭の周辺地盤が杭の拘束効果を受けて成層地盤の応力状 態と異なる結果になるためである.次に、地盤応力およ



(i) 小~中変形領域(最初の右向き載荷のみ表示)



びジョイント要素の応力を引き継いだ状態で、く体の荷 重を節点荷重として載荷した(図-62).このときは、 杭は図-4に示す通り梁要素とソリッド要素でモデル化し、 地盤の非線形性を考慮して、く体自重は100ステップに 分割して載荷した.次に、図-62に引き続いて、く体水 平震度を節点荷重として漸増載荷した(図-63).荷重 の与え方は水平震度 0.4 相当の荷重を、図-4(a)、図-5 の X 軸正方向(以下、右方向)、X 軸負方向、X 軸正方向 の順に、1 ループ正負交番載荷することとし、水平震度 0.1 あたり100ステップに分割して載荷した.ただし、 Type 3 (改良体)、Type 4 (敷設なし)に関しては、水 平震度 0.4 に対してはあまり変形が生じず、後述する1

表-3 等価減衰定数(水平震度 0.4 での正負交番載荷)

##1/2-1/2-1/2-1/2-1	等価減衰定数 h <sub>eq</sub> =ΔW/W*1/4π		
們迫物性親	水平震度 0.4	水平震度 0.5	
Type1土のう	0.238	_	
Type2中詰め材	0.2(1		
(砕石) のみ	0.261	—	
Type3改良体	0.114	0.0500	
Type4敷設なし	0.142	0.220	



自由度系モデルへのフィッティングにおいて履歴ルール の設定が困難であったため、別途、同じ解析モデルに対 して最大の水平震度が 0.5 の正負交番載荷も実施した.

#### 3. 静的解析による損傷形態の比較

本章では、正負交番載荷の解析結果に基づいて各構造 の損傷形態を比較する. なお、本章では、応力、ひずみ、 土のう袋張力、杭断面力の分布図を示す際は、最初に右 方向の水平震度が所定の値に到達した際の分布図を示す こととする.

#### (1) 水平震度-変位関係の比較

図-7 に水平震度と上部工重心位置の水平変位の関係 を示す. ただし、水平震度 0.4 の正負交番載荷の結果は、 小~中変形と大変形に分けて示している. 図-7(a)(i)より, 水平震度-変位関係の初期勾配は、Type 3、Type 4 がほ ぼ同程度で、その次に Type 1 が大きく、 Type 2 が一番小 さい. Type 3, Type 4 に比べて Type 1 の初期勾配が小さ いのは、Type 3、Type 4 では、フーチング直下に土のう よりも剛性の大きい改良体や、杭があるためである. ま た、Type1の初期剛性が Type2 より大きいのは、Type1 で土のう袋が中詰め材を拘束する効果によると考えられ る. また, 図-7(a)(ii)より, 土のうを敷設したケースでは 水平震度 0.4 において上部工重心位置の変位量が 1 m 程 度になっているが、土のうの中詰め材のみを敷設した Type 2 では 3 m 程度と大きな変位が生じている. これは, Type 1 では中詰め材が鉛直方向に圧縮力を受け水平方向 にひずむと、土のう袋が水平方向に拘束力を発揮し圧縮



剛性や圧縮耐力が大きくなるのに対し, Type 2 ではこう した効果が期待できず,中詰め材が大きくひずむためと 考えられる.また,杭頭に改良体を敷設した Type 3,杭 頭に何も敷設しない Type 4 は,どちらも荷重一変位関係 のループの面積は小さく,エネルギー吸収が小さい.こ れは,両者とも Type 1 や Type 2 と異なり,フーチング直 下で土のうや砕石といったエネルギー吸収をする要素が なく,エネルギー吸収効果があまり期待できないことが 原因と考えられる.なお,図-7(a)(ii)より,Type 2 では荷 重 - 変位関係のループが閉じていない.この原因として, フーチング下の拘束圧の変動などによる地盤剛性の変動 の影響などが考えられる.

図-7(b)より,水平震度 0.5に対しては, Type3ではS字状の履歴曲線を示し,水平震度 0.4 の場合と同様に荷重 -変位関係のループの面積は小さい.一方, Type 4 では Type 3 に比べて,荷重一変位関係のループの面積が大きい. ここで,図4(d)の杭③で,Type 3 では水平震度 0.5 に対して杭頭要素のせん断力が 1250 kN であったが,Type 4 では 1773 kN であり,Type 4 のほうが杭頭のせん断力が大きい.このことから,Type 4 のループの面積が Type 3 より大きくなった原因として,杭とフーチングが直接接している Type 4 のほうが,杭頭に作用する水平力が大きく,杭周辺地盤や支持層の塑性化の程度も大きかったことが考えられる.

表-3 に各ケースの履歴曲線から求めた等価減衰定数 を示す.ここで、ループが閉じていない場合は図-8(a)の ように直線を追加してループの面積を算出した.また、 図-8(b)のように荷重-変位関係が交差している場合は、 ループが閉じている範囲の面積を算出した.表-3より、 水平震度 0.4 までの範囲では、Type 1 (土のう)では約





(c) 水平応力 σ<sub>xx</sub>-水平ひずみ ε<sub>xx</sub>関係





24 %の等価減衰定数が得られており, Type 2 (中詰め材 (砕石)のみ)よりも変形を抑制しながら,土のうの敷 設による履歴減衰効果を期待できることがわかる.また, Type 3 (改良体), Type 4 (敷設なし)と比較しても, Type 1 (土のう)では大きな減衰効果が発揮されること がわかる.



図-12 土のう袋の張力図(水平震度 0.4)

# (2) 変形モードおよび鉛直応力分布の比較

図-9 に鉛直応力 σ<sub>Z</sub>分布図を示す. ただし, いずれも 図-4, 図-5 に示す半断面モデルの対称面 (Y=0 で表され る平面) に着目し、最初に右方向に水平震度 0.4 を作用 させた際の分布図を示している. また, 圧縮を正とし て表示している. 図-9より、いずれの構造も、く体に水 平荷重を作用させると、フーチング右端直下の土のう、 砕石、改良体や杭が主に鉛直応力を分担することがわか る. 杭ソリッド要素の鉛直応力については、杭頭に砕石 を敷設した Type2や、杭頭に何も敷設しない Type4 で比 較的大きい. これは、Type2では他のケースに比べてフ ーチングの回転角が大きく、フーチングと砕石の接地面 積が小さくなったことで、鉛直応力が集中しやすかった ことが原因と考えられる. また, Type 4 ではフーチング の回転角は小さいものの、杭頭とフーチングが直接的に、 また局所的に接することで、大きな応力が生じたためと 考えられる.

#### (3) 土のう敷設による圧縮抵抗力増大メカニズム

Type 1 (土のう) と Type 2 (中詰め材のみ) について, 土のうの中詰め材のひずみ分布図や履歴曲線,土のう袋 の張力を評価することで,土のうの敷設による圧縮抵抗 力の増大メカニズムを考察する.

図-10にType1(土のう)とType2(中詰め材のみ)の 鉛直ひずみ & 分布図を示す.また、図-11に土のうの中 詰め材または砕石の履歴曲線を示す.ここで、図-10は 圧縮を正としている.また、図-11(b)~(d)の応カーひず み関係は、図-11(a)に示すように、直応力(ひずみ)は 圧縮を正、せん断応力(ひずみ)は反時計回りを正とし ている.図中の×印は、最初に右方向の水平震度が0.4 に到達した時のプロットである.さらに、図-12にType 1(土のう)に関する、右方向に水平震度0.4到達時の土 のう袋の張力図を示す.ここで、図-12は引張方向を正 とし、土のう袋の幅 1m あたりの張力で示している.

図-10(a), (b)より, 土のうを敷設したケースのほうが鉛 直ひずみのレベルは小さい.また,図-11より, Type 1 (土のう)では,鉛直ひずみ,水平ひずみ,せん断ひず





みが Type 2 (中詰め材のみ) に比べて小さい. これは, 図-12 をみるとわかるように, 杭の上に敷設された土の うの土のう袋に引張力が生じており, 土のうが水平方向 に広がろうとするのを土のう袋が拘束することにより, 土のうの鉛直方向のひずみが抑制されたことが原因と考 えられる. この結果は, 松岡ら<sup>70</sup>の既往の知見や, 著者 らが実施した土のうの圧縮試験<sup>9</sup>やその再現解析<sup>10</sup>とも 整合している.

### (4) 杭の断面力の比較

各構造について、自重状態と、右方向に水平震度 0.2、

0.3,04を作用させた時の杭の軸力図を図-13に、せん断 カ図を図-14に、曲げモーメント図を図-15に示す.図中 の杭の番号は図-4(d)の番号と対応しており、図-4(a)、図-5の対称面側(Y=0)の杭に着目している.また、各断 面力の値は、図-4(d)の梁要素の断面力を、上述の梁要素 とソリッド要素の剛性比で割り戻し、さらに2倍するこ とで、杭1本分の断面力に換算している.図-13より各 構造の杭の軸力とも、自重状態では3本ともほぼ同じ値 であるが、右向きの水平力が大きくなるにつれ右端の杭 に軸力が集中している.これは、図-9に示すように、水 平震度が増加するに従い橋脚が徐々につま先立ちになっ



図-15 杭の曲げモーメント図(自重状態および右方向に水平震度 0.2, 0.3, 0.4 作用時, 杭1本分に換算)

ている状況から容易に想像できる.また,水平震度 04 に到達した際の右端杭の軸力については,Type1(土の う)が若干小さいものの,各ケースで大きな差はみられ ない.なお,図-13で,杭頭に敷設材があるType1~Type 3では,杭頭付近の軸力が小さい傾向がある.これは, 敷設材の直下で,鉛直荷重が杭間地盤にも伝達している ことや,杭頭のジョイント要素に伝達した鉛直力のすべ てが,杭頭の梁要素に伝達していないことが原因である ことを別途確認している.また,自重状態でく体の総荷 重 5989.1 kN をすべての杭が平均的に受け持つとすると, 杭1本あたり 1331 kNの軸力となる.一方,図-13で,自 重状態の軸力は最大で 1250 kN 程度の値であるため,敷 設材直下で杭間地盤が受け持った鉛直荷重の大半は,そ の下方で杭に伝達していると考えられる.

また、図-14 より、水平震度が大きくなるにしたがっ て、右端の杭頭付近でせん断力が大きくなることがわか る.水平震度 0.4においては、Type 1、Type 2 は左端、中 央の杭頭付近のせん断力はほぼゼロであるが、Type 3、 Type 4 では、中央の杭もいくらかせん断力を分担してい る.これは、Type 3、Type 4 では図-9 に示すように、水 平震度 0.4時にも Type 1、Type 2 より橋脚の回転角が小さ く、中央杭の杭頭にも水平力が作用していることが原因 と考えられる.また、図-15 より、各構造の杭の曲げモ ーメントは、図-14 のせん断力分布と対応して、水平震 度が大きくなるにしたがって右端の杭が分担している. また、水平震度 0.4 到達時の右端杭の曲げモーメントの 大きさは、Type 2 が最も大きく、Type 1 がその次に大き く、Type 3 と Type 4 ではほぼ同じである.

#### 4. 慣性力作用による動的応答の比較

第3章で得られた荷重一変位関係を用いて、各構造の 慣性力作用による動的応答を比較する.動的応答の比較 対象構造物は、図-3に示す各構造のうち、Type1(土の う)、Type3(改良体)、Type4(敷設なし)とする. Type2(中詰め材(砕石)のみ)については、図-7(a)(ii) より、小さい水平震度で変位が大きく生じており、構造 の成立性が低いと判断し、検討の対象外とする.

#### (1) 等価な1自由度モデルの設定

静的解析の水平震度-水平変位関係より,1自由度モ デルのばねの非線形特性を設定する. 骨格曲線のフィ ッティングについては、耐震標準1%における、直接基礎 の所要降伏震度スペクトルの設定の際の非線形性の設定 方法を適用することなどが考えられるが、本検討では、 水平震度-水平変位関係の折れ曲がり点が明確ではなく, 耐震標準による方法の適用が難しい. そこで本検討では 図-16(a)に示すように、橋脚く体に作用する水平震度を 漸増させた際の、フーチング底面における合力の偏心量 が B/6 および B/4 となる水平震度と、 Type3(改良体), Type 4 (敷設なし) では水平震度 0.5 において, 3 次元弾 塑性 FEM 解析から得られた水平震度-水平変位関係の 割線を求め、これを骨格曲線とすることとした. ここで、 B は荷重作用方向のフーチング幅である.また,履歴曲 線は、Type1(土のう)、Type4(敷設なし)について は、除荷時の残留変位が比較的大きいため、それぞれノ ーマルバイリニア, ノーマルトリリニアでフィッティン グした. Type 3 (改良体) については, 除荷時の残留変 位が比較的小さいため、原点指向型トリリニアでフィッ



図-16 1自由度モデルの骨格曲線,履歴曲線のフィッティング結果

表-4 1自由度モデルのパラメータ

	Type1 (土のう)	Type3 (改良体)	Type4(敷設なし)
質点質量(ton)	1.0	1.0	1.0
初期勾配	5.918	17.83	20.03
初期勾配から算定した固有周期(s)	2.58	1.49	1.40
初期勾配に対する第2勾配の比	0.2275	0.3347	0.3600
第1折れ点荷重(kN)	2.744	2.744	2.744
初期勾配に対する第3勾配の比	0.03249	0.06076	0.09146
第2折れ点荷重(kN)	4.018	4.018	4.018
減衰定数	0.10	0.10	0.10
減衰係数(kN-s/m)	0.4865	0.8445	0.8950
履歴モデル	ノーマルバイリニア	原点指向型トリリニア	ノーマルトリリニア

ティングした.上記の考え方に基づき,1自由度モデル の骨格曲線と履歴曲線のフィッティングを行った結果を 図-16(b)~(d)に示す.図-16より,Type3(改良体)や Type4(敷設無し)では、3次元FEMの履歴減衰と1自 由度モデルの履歴減衰ではやや乖離があり、フィッティ ングの精度には課題を残すものの、各構造の地震応答値 の概略的な傾向は把握できるものと考えられる.また、 図-16のフィッティング結果に基づいて設定した1自由 度モデルのパラメータを表4に示す.なお、減衰定数は、 耐震標準<sup>19</sup>を参考に一律0.10と設定した.

#### (2) 入力地震動に対する1自由度モデルの応答計算

(1)で設定した1自由度モデルを用いて,地震波に対す る応答計算を行う.入力地震動としては,設計標準<sup>19</sup>に 示されている地盤種別ごとの地表面設計地震動のうち, 直下型地震を想定した L2 地震動スペクトル II 波形(以下 L2SpII 波),海溝型地震を想定した L2 地震動スペクトル I 波形(以下 L2SpI 波) とした.ただし,本論文の主要な考察は L2SpII 波を入力した場合を対象に行う.地 盤種別については、1/4 波長則による地盤の 1 次固有周期(0.78s)から、G5 地盤(軟弱地盤) と判定されたため、G5 地盤の波形を適用した.図-17 に入力地震動を示す.また、動的解析は Newmark- $\beta$  法により行い、積分間隔は 0.01 s、 $\beta$ =0.25 と設定した.

L2SpII 波を作用させた場合について,図-18に1自由度 モデルの絶対加速度の時刻歴を,図-19に1自由度モデ ルの相対変位の時刻歴を示す.図-20にばねの履歴曲線 および最大応答値を示す.図-20には各モデルの水平震 度の最大値を併記しており,それぞれ,Type1(土のう) では0.35, Type3(改良体)では0.46, Type4(敷設なし) では0.47となる.

図-18 より,応答加速度の絶対値の最大値は Type 3 (改良体),Type 4 (敷設なし)が同等程度で,Type 1 (土のう)はこれより小さい.これは,図-7(a)(i),(ii)や表 4の初期勾配から算定した固有周期をみるとわかるよう に,Type 1 では Type 3,Type 4 より構造全体としての初 期剛性が低く,地震動に対して共振が起こりにくいこと や,Type 1 では比較的低い震度においても構造全体系と しての履歴減衰が大きく,比較的低い震度でフーチング の浮き上がりに伴う変位が生じるためであると考えられ る.このことと対応し,図-19 をみるとわかるように, 応答変位の絶対値の最大値は Type 1 (土のう)でやや大 きくなる傾向がある.

# (3) 1 自由度モデルの最大応答値に対する部材の応答値 の比較

(2)で求めた、L2SpII 波を作用させた場合の、各構造の 水平震度の最大値における部材の応答値を比較する.図 -21 に最大応答時の鉛直応力 5%分布図を示す.ただし、 圧縮を正としている.図-21より、Type1(土のう)では Type3(改良体)、Type4(敷設なし)に比べて、水平 震度の最大値が低く、鉛直応力 5%の応答値としても Type3やType4よりも小さいことがわかる.また、図 -22、図-23、図-24 に最大応答時の杭の軸力図、せん断 力図、曲げモーメント図をそれぞれ示す.図-22、図-23、 図-24 より、Type1(土のう)では Type3(改良体)、 Type4(敷設なし)に比べて、杭の軸力、せん断力、曲 げモーメントが小さいことがわかる.これは、最大応答 時の鉛直応力と同様に、Type3やType4に比べ水平震度 の最大値が小さく、杭体の慣性力負担が小さいことが原 因と考えられる.

また,図-25 には地震波ごとに,水平震度の最大値, 最大応答変位を比較したものを示す.図-25 より,L2SpI 波を作用させた場合,土のう基礎では,他の構造より水 平震度は小さく,応答変位は大きいという傾向がみられ, これはL2SpII 波と同様の傾向である.また,各構造とも 応答値は同等か若干小さくなる傾向はあるものの,大き な応答値の相違はみられなかった.

# 5. まとめ

本検討では、実規模の提案構造について、3次元弾塑 性 FEM 解析により土のう、杭、杭間地盤、く体を詳細 にモデル化した解析を行い、実スケールでの提案構造の 地震応答メカニズムを明らかにするとともに、杭頭敷設 材を変えた場合や、杭頭に何も敷設しない場合に対する、 提案構造の優位性や応答特性の違いについて考察した.



![](_page_10_Figure_8.jpeg)

本検討で得られた結論を以下に示す.

- (1) 水平震度 0.4 相当の水平荷重を正負交番載荷する条件においては、提案構造では、砕石のみを敷設した構造、セメント改良体を敷設した構造、敷設を行わない構造に比べて大きな履歴減衰効果が発揮される.
- (2) く体に作用する水平震度が増大するにつれ、フーチング右端直下の土のう、砕石、改良体や杭が主に鉛直応力を分担するようになる.
- (3) 鉛直ひずみは、提案構造と、砕石のみを敷設した構

![](_page_11_Figure_0.jpeg)

5300.00

5300.00

![](_page_11_Figure_1.jpeg)

造では、フーチング直下の土のうまたは中詰め材に おいて大きくなる傾向があるが、土のうを敷設した ケースのほうが鉛直ひずみのレベルが小さい.これ は、土のうが鉛直方向の圧縮力を受け、水平方向に 広がろうとする動きを土のう袋が抑止していること が原因と考えられる.

![](_page_11_Figure_3.jpeg)

![](_page_11_Figure_4.jpeg)

- (4) 杭の断面力は、いずれの構造も水平震度が大きくなるにつれ、端部の杭が分担する傾向がある.水平震度0.4 の場合で比較すると、セメント改良体を敷設した構造や、敷設を行わない構造に比べ、提案構造や、砕石のみを敷設した構造のほうが杭の断面力が大きい傾向がある.これは、今回の検討条件では、提案構造や、砕石のみを敷設した構造のほうが同じ水平震度でのく体の回転角が大きく、より端部の杭の荷重が集中しやすいことが原因である.
- (5) 今回の検討条件においては、直下型地震を想定した設計地震動に対しては、提案構造の最大応答変位は他の構造より大きくなるが、最大応答加速度や、杭の軸力、せん断力、曲げモーメントは、提案構造では構造全体としての初期剛性が低く、地震動に対して共振が起こりにくいことや、比較的低い震度においても構造全体系としての履歴減衰が大きいこと、比較的低い震度でフーチングの浮き上がりに伴う変位が生じるためであると考えられる。また、入力地震動を海溝型地震を想定した設計地震動に変更した場合でも、同様の傾向が確認されている。

![](_page_11_Figure_8.jpeg)

今後は、1 自由度系モデルへのフィッティングの高精 度化、3次元弾塑性FEMモデル全体の動的解析による、 地盤変位の影響も含めた提案構造の地震応答メカニズム の解明、土のうの中詰め材の剛性の影響を考慮した適切 な土のう諸元の検討、杭頭を剛結した杭に対する提案構 造の優位性の解明などに取り組んでいきたい.

謝辞:本論文の検討にあたり、上海交通大学の叶冠林先 生に有益な助言を頂いた.記して謝意を示す次第である.

#### 参考文献

- 土井達也,押田直之,山田聖治,室野剛隆,張鋒: 小径杭併用土のう基礎の地震時応答特性に関する実 験的研究,構造工学論文集 Vol.65A, 2019.
- 本康裕:直接基礎構造物の基礎浮上りによる地震被 害低減効果,日本建築学会構造系論文集,No. 485, pp.53-62, 1996.
- 川島一彦,細入圭介:直接基礎のロッキング振動が 橋脚の非線形地震応答に及ぼす影響,土木学会論文 集, No.703/1-59, pp.97-111, 2002.
- 羽矢洋,西村昭彦:大地震力を考慮した直接基礎の 設計法の提案,土木学会論文集,No.595/VI-39, pp.127-140,1998.
- 5) 西村隆義,井澤淳,室野剛隆:地盤改良を用いた地 盤免震基礎構造の免震特性に関する振動台実験,土 木学会第67回年次学術講演会,2012.
- 西村隆義,本山紘希,井澤淳,室野剛隆:地盤改良 併用型直接基礎の免震効果に関する実験的検討,土 木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.68, No.4 (地震工学論文集第 31-b 巻), 2012.
- 松岡元,劉斯宏,長谷部智久,島尾陸:土のう積層 体の変形・強度特性と設計法,土木学会論文集 No.764/III-67, 169-181, 2004.
- 8) 野中隆博,小島謙一,米澤豊司,佐藤孝史,森野達 也,青木一二三:パイルスラブ式盛士における改良

杭頭部ジオテキスタイル土のうの特性評価,ジオシ ンセティックス論文集第 27 巻, 2012.

- 9) 土井達也,押田直之,豊岡亮洋,室野剛隆:軟弱地 盤を土のうで置換した直接基礎の支持力特性(その 1 土のうの圧縮試験),第53回地盤工学研究発表 会,2018.
- 10) 土井達也,室野剛隆,岩井裕正,張鋒:軟弱地盤を 土のうで置換した直接基礎の支持力特性に関する解 析的検討,第54回地盤工学研究発表会,2019.
- 11) 土井達也, 押田直之, 月岡桂吾, 山田聖治, 室野剛 隆:小径杭併用土のう基礎の荷重-変位関係に関す る実験的研究, 土木学会論文集A1(構造・地震工学) Vol.75 (2019), No. 4, [特]地震工学論文集, Vol.38.
- (公財)鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説 設計計算例 RC 橋脚(直接基礎), 2015.
- 13) Bin Ye, Guanlin Ye, Feng Zhang, Atsushi Yashima.: Experiment and numerical simulation of repeated liquefaction-consolidation of sand, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol. 47, No. 3, 547-558, 2007.
- 14) RRR 工法協会: RRR-B 工法材料マニュアル, 2013.
- 15) Feng Zhang, Makoto Kimura, Teruo Nakai, and Takuya Hoshikawa: Mechanical Behavior of Pile Foundations Subjected to Cyclic Lateral Loading up to the Ultimate, Soils and Foundation, Vol. 40, No. 5, 1-17, Oct. 2000.
- 16) Nakai, T and Hinokio M.: A Simple Elastoplastic Model For Normally and Over Consolidated Soils with Unified Material Parameters, *Soils and Foundations*, Vol. 44, No. 2, 53-70, 2004.
- 17) 白神新一郎:真空圧密工法と盛土載荷を併用した地 盤の力学挙動の解明,京都大学博士論文,2018.
- 18) (財)日本建築センター:建築物のための改良地盤の 設計及び品質管理指針、セメント系固化材を用いた 深層、浅層混合処理工法,1998.
- 19) 鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解 説 耐震設計,丸善,2012.

# EVALUATION OF THE EFFECT OF LAYING MATERIAL ON SEISMIC RESPONSE OF THE FOUNDATION WHOSE FOOTING IS SEPARATED FROM THE PILE HEADS

# Tatsuya DOI, Yoshitaka MURONO and Ho CHO

The authors have proposed foundation composed of micropiles and soilbags as a new foundation type. The foundation is characterized by laying soilbags on the pile head and constructing structures on the soilbags. The expected effects are omission of junction structures of piles and footing, reduction of diameter of piles, and reduction of response acceleration of structures. In this study, analytical examinations using 3D elasto-plastic FEM model are conducted in order to clarify the mechanism of the seismic response of the proposed foundation under realistic stress condition, and to evaluate the superiority of the proposed foundation compared to the foundation using other laying material or foundation without laying material. From the analysis, it is clarified that larger hysteresis damping effect is expected in the proposed foundation. It is also clarified that response acceleration of the pier and sectional force of the piles are suppressed in the proposed foundation compared to the foundation using other laying material or foundation without laying material, under the conditions of the input acceleration in this analysis.