小径杭土のう併用基礎の荷重-変位関係 に関する実験的研究

土井 達也1・押田 直之2・月岡 圭吾3・山田 聖治4・室野 剛隆5

 ¹正会員 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御研究室 (〒185-8540東京都国分寺市光町 2-8-38)
 E-mail:doi.tatsuya.12@rtri.or.jp

²正会員 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御研究室 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38) E-mail:oshida.naoyuki.78@rtri.or.jp

³正会員 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御研究室 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38) E-mail: tsukioka.keigo.39@rtri.or.jp

⁴正会員 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御研究室 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38) E-mail: yamada.seiji.17@rtri.or.jp

⁵正会員 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38) E-mail:murono.yoshitaka.51@rtri.or.jp

筆者らは比較的軟弱な表層地盤を対象とした基礎形式として、小径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、杭頭接合部の省略や杭の小口径化、構造物の 直接基礎化による応答加速度の頭打ちを期待している.

本研究では提案基礎について、土のう段数、杭径および杭間隔、土のうの大きさを変えた模型橋脚の正 負交番載荷試験を実施し、これらが支持力や小径杭の断面力に及ぼす影響を考察した。その結果、今回実 施した実験条件ではいずれも支持力に大差はなかったが、杭の曲げ応力度は土のう段数が少ない条件や、 土のうの大きさが小さい条件で大きくなった。一方、杭の総断面積が一定条件では、杭径および杭間隔の 曲げ応力度に対する感度は、土のう段数や土のうの大きさより小さいことがわかった。

Key Words: micropile, soilbag, spread foundation, cyclic loading test, cross-sectional force

1. はじめに

地盤が比較的軟弱な地点に構造物を構築する場合,杭 基礎を用いて支持力を確保するのが一般的である.しか し杭基礎は,大規模地震時における構造物の慣性力に抵 抗することが期待され,水平方向にも相応の耐力を有す る部材として設計される.こうした設計は上部構造物の 慣性力のさらなる増大を招くため,構造物の大規模化に つながる.結果として,特に杭頭部においては過密配筋 や杭の大口径化がしばしば問題となっている.

一方で、本来、杭に期待されるのは鉛直支持性能であ り、これを確保しながら構造物の慣性力の増大を抑えら れるような構造形式とすることが望ましい.これを実現 する手法の一つとして、従来一体化されていた杭頭とフ ーチングを分離することが考えられる.このことにより, 杭頭接合構造を省略できるとともに,杭頭に入力される 水平力が抑制され,杭の小口径化が期待できる.

また,慣性力の増大を抑える構造形式という観点では, 直接基礎は,地震時にフーチングが浮き上がることで構 造物に入力される加速度が頭打ちとなることが知られて いる^{1,2,3}. 杭頭とフーチングを分離した構造は,地盤改 良された支持地盤上の直接基礎と同等とみなすことがで き,通常の直接基礎と同様に,加速度の頭打ちによる慣 性力の増大の抑制効果が期待できる.西村ら4は,フー チング下に地盤改良杭を施した直接基礎橋脚の地震時挙 動について,無対策橋脚や杭基礎を有する橋脚とあわせ て模型振動実験および解析により検討し,同構造が直接 基礎特有の応答加速度の頭打ち効果と,鉛直支持性能の



図-1 提案する基礎構造の概要

双方を満足する構造形式であることを確認した.一方で, 西村らの実験においては,フーチング直下の地盤の塑性 化に伴う残留沈下が大きく生じ,これを解決することが 課題であった.安ら⁹は,杭とラフトを剛結した基礎部 分と橋脚を分離させ,その間に薄い砂層を介在させた橋 脚について模型振動実験を実施し,基礎部分と橋脚が一 体の構造と比較して橋脚の応答加速度や杭の曲げモーメ ントが低減することを示している.

筆者らは、こうした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「小径杭併用土のう基礎」を提 案している.本基礎構造は、小径杭の杭頭に土のうを敷 設した上に構造物を構築するものであり、土のう部分で フーチングと杭の縁を切ることにより杭頭接合構造を省 略するとともに、杭頭に作用する水平力の抑制による杭 の小口径化を期待している.また同時に、構造物の直接 基礎化による応答加速度の頭打ち効果も期待している.

筆者らの提案する構造は西村ら、安らの提案する構造 と類似する点もあるが、西村らの提案する構造と比較し て、杭間の地盤がゆすり込み沈下した場合にも土のうが その形状を維持し、杭頭部分の地盤が緩まないことが期 待される.また、土のうは圧縮変形に伴って土のう袋に 張力が発生し、中詰め材単独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。こうした特性を有す る土のうを敷設することにより、西村らの提案する構造、 安らの提案する構造と比較して、フーチング下における 地盤の塑性化を抑制し、小径杭に伝達する荷重が平準化 される効果が期待できる.

筆者らはこれまで、1g 場において支持地盤上の橋脚, 小径杭のみを敷設した地盤上の橋脚,小径杭併用土のう 基礎上の橋脚の模型振動実験を行い,小径杭併用土のう 基礎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 低減することを確認した ^{7,8}.一方,本工法の実用化を 目指すうえで,土のう段数,杭径および杭間隔,土のう の大きさが橋脚の荷重~変位関係や小径杭の断面力に及 ぼす影響を明らかにする必要がある.

そこで本研究では、小径杭併用土のう基礎の土のう段 数、杭径および杭間隔、土のうの大きさをパラメータと した正負交番載荷試験を実施し、これらが荷重~変位関

表-1 実験ケース			
ケース	載荷位置	土のうサイズ	杭径, 肉厚,
		段数	杭間隔,杭本数
Case 1	ウェイト	1枚タイプ	¢24mm, t1.5mm,
		3段	120mm, 5×5=25
Case 2	ウェイト	1枚タイプ	\$\$\phi24mm, t1.5mm,
		1段	120mm, 5×5=25
Case 3	ウェイト	1枚タイプ	\$\$\phi48mm, t2.0mm,
		3段	240mm, 3×3=9
Case 4	ウェイト	小分けタイプ	\$\$\phi24mm, t1.5mm,
		3段	120mm, 5×5=25
Case 1-F	フーチング	1枚タイプ	\$\$\phi24mm, t1.5mm,
		3段	120mm, 5×5=25
Case 4-F	フーチング	小分けタイプ	¢24mm, t1.5mm,
		3段	120mm, 5×5=25





(a) ウェイト載荷



図-2 実験ケースの概要

2. 実験の概要

表-1に実験ケースを、図-2に実験ケースの概要を示す. 正負交番載荷試験は、表-1に示すように、載荷位置、土 のう段数、杭径および杭間隔、土のうの大きさをパラメ ータとした6ケースを実施した.ウェイトに載荷するケ ースは基礎の鉛直支持力や回転抵抗に着目した検討、フ ーチングに載荷するケースは基礎の水平支持力に着目し た検討である. Case 1 と Case 2 の比較では土のう段数が 基礎の鉛直支持力や回転抵抗に及ぼす影響を、Case 1 と Case 3 の比較では杭径および杭間隔が基礎の鉛直支持力 や回転抵抗に及ぼす影響を、Case 1 と Case 4 の比較では 土のうの大きさが基礎の鉛直支持力や回転抵抗に及ぼす 影響をそれぞれ評価する.また、Case 1-F と Case 4-F の比 較では土のうの大きさが基礎の水平支持力に及ぼす影響 を評価する.なお、Case 1 と Case 4 と Case 4-F はそれぞれ同じ供試体を繰り返し使用した.

正負交番載荷試験は、剛土槽(内寸高さ 0.6m,幅 6m, 奥行き 1.2m)内で実施した.図-3に供試体の平面配置を 示す.地盤材料は、支持層を粒度調整砕石 M40、軟弱層 を東北硅砂 6 号とした.支持層を締固め密度比 D=90%程 度となるように転圧し、その上に軟弱層を空中落下法に より相対密度 60%程度となるように作製した.

橋脚模型はアルミニウムにより作製した. 寸法は実橋 脚の 1/12.5 スケールとし, 高さ 710mm, フーチング幅 600mm×奥行き600mmとした. 土のうは1枚タイプが幅 800mm×奥行き 800mm×厚さ 40mm とし、小分けタイプ が幅 120mm×奥行き 120mm×厚さ 40mm とした. Case 4 および Case 4F では、小分けタイプの土のうを図4 に示 すように千鳥状に 25+36+25=86 枚敷設した. フーチング 底面には、地盤との摩擦を確保するために地盤と接触す る面にサンドペーパー(#80)を貼り付けた. 模型本体 の重量は130kgであり、実構造物の重量を勘案して、試 験時には、天端にウェイトを11枚、合計重量254kg設置 し、模型本体とあわせて 384kg として使用した. 使用す る土のうはジオテキスタイル土のう %を想定し、模型の 土のう袋の材質にはジオテキスタイルの強度に対して相 似則を考慮し、高密度ポリエチレンのネットを用いた. また、中詰め材には鹿島硅砂2号を用いた.小径杭とし ては, Case 3 以外は外径 24mm, 肉厚 1.5mm, Case 3 は外 径48mm、肉厚2mmのアクリル製パイプ(ヤング係数は いずれも E=3.4×10⁶kN/m²)を用いた.ここで, Case 3の 杭の外径および肉厚は、杭全本数を考慮した軸剛性を Case 3 以外のケースと合わせるために、杭の総断面積 (中空部を除く)が Case 3 以外のケースと概ね一致する



図-4 Case 4, Case 4-Fの土のうの敷設方法





図-6 小径杭のひずみ計測箇所

ように設定した.また,小径杭の上下端はアクリル製の プレートにより閉塞し,小径杭の周囲および上下端には 周面摩擦を確保するために砂を接着した.

計測項目は、橋脚の水平変位および鉛直変位、小径杭 のひずみ、フーチング下の鉛直応力およびせん断応力と した.ひずみゲージを除く計測器配置は図-5に示すとお りである(各ケース共通).また、図-6に小径杭のひず み計測箇所を示す.

正負交番載荷は土槽に固定したハンドジャッキにより, 変位制御により行った.具体的には,Case 1,Case 2, Case 3,Case 4 では橋脚側面上側のレーザ変位計(LH1, LH2)の平均値が0.5mm,1mm,2.5mm,5mm,7.5mm,10mm, 15mm,20mm,30mmの各変位となるように,Case 1-F,Case 4Fでは橋脚側面下側のレーザ変位計(LH3,LH4)の平 均値が0.5mm,1mm,2.5mm,5mm,7.5mm,10mm,15mm,20mm の各変位となるように制御して行った.ただし,いずれ のケースも左方向の載荷を先に実施した.また,Case 3 の右方向30mm 載荷では,29mm 付近でレーザ変位計が レンジオーバーしたため,その直前のデータを用いて評 価する.

3. ウェイト載荷実験結果および考察

(1) 荷重~変位関係

図-7に荷重~変位関係を、図-8に橋脚の回転角の時刻 歴を示す.ここで、載荷変位および載荷荷重は左向きを 正、回転角は反時計回りを正としている(以下同様). また、図-8の回転角は橋脚側面のレーザ変位計(LH1, LH3の組、LH2、LH4の組)により算出した2か所の回 転角の平均とした.図-7より、いずれのケースも水平変 位が増大すると、あるところで抵抗モーメントが頭打ち となり、その後は抵抗モーメントがあまり低下せずに水 平変位が進行していく傾向がわかる.また、図-7より、 各ケースとも支持力に大差はない.なお、図-8をみると わかるように、各ケースとも、30mmの変位載荷時には 回転角が設計標準¹⁰における安定レベル3の設計限界値 である0.03radを超えている.

図-7より、各ケースとも左方向載荷の場合には載荷荷 重約1.5kNで最大抵抗モーメント M_{ml} に達しており、 M_{ml} は 1.5(kN)×0.61(m)=0.915 (kN-m)と算定できる. ここで 0.61m はフーチング下端~載荷位置の距離である. 一方、 N 値 30 の砂質土地盤上の直接基礎に供試体を設置した 場合の最大抵抗モーメントを設計標準¹⁰により計算する と M_{md} =0.882 (kN-m)となった. ただし、支持力係数の算 出に使用する内部摩擦角 ϕ は設計標準¹⁰により N 値から 推定し、橋脚の根入れ深さはフーチング高さ 0.1m とし た. 上記は縮小供試体に対して設計の考え方を当てはめ



ており厳密な評価ではないものの,以上から Case 1~4 は設計標準¹⁰において直接基礎の支持地盤とみなせる N 値 30 の砂質土と同等以上の支持性能を有していると考 えられる.

履歴性状は、土被りのない直接基礎では原点指向性が





(a) Case 1 左方向 30mm 載荷時



(b) Case 4 左方向 30mm 載荷時 図-10 Case 1 および Case 4 の試験状況



(c) Case 4 左方向 30mm 載荷後除荷時

強い³のに対し、今回実施したケースでは、Case 4 は若 干原点指向性の傾向を示しているものの、Case 1~3 は原 点指向性を示していない. Case 1~3 が原点指向性を示さ ない原因として、橋脚の滑動変位が大きいことが考えら れる.

図-9 に橋脚の水平変位の時刻歴を、図-10 に Case 1 および Case 4 の試験状況を示す.ここで、図-9 の天端変位は橋脚側面上側のレーザ変位計(LH1,LH2)の平均値とした.また、図-8 の回転角に橋脚のフーチング下端から天端の変位計測位置までの高さ(約550mm)を乗ずることで回転変位を算出した.滑動変位については、天端変位と回転変位の差により求めた.図-9 より、Case 1 ~3 では天端変位に対する回転変位,滑動変位の割合に大差はない.一方、Case 4 では滑動変位が Case 1~3 に比べて小さく、さらに図-10(a)、(b)に示す左方向 30mm 載荷時の試験状況より、Case 4 の土のう前面側地盤の損傷は

表-2 橋脚の沈下量

ケース番号	沈下量[mm]
Case 1	1.7
Case 2	3.8
Case 3	2.5
Case 4	3.2

杭径,杭間隔,土のう段数が同じ Case 1 より小さい.原因の 1 つとして, Case 4 においては土のうが小分けされており, Case 1~3 と比較して土のう袋の拘束効果が大きく発揮され,土のうの水平剛性が大きかったことが考えられるが,詳細には数値解析等により検証する必要がある.また, Case 4 では滑動変位が左方向にドリフトする傾向が確認できる.可能性の 1 つとして, Case 4 では端部の土のうが水平方向に滑動した後,除荷時に戻らないことが考えられる.実際,図-10(c)より,除荷後にも土



のう間の隙間が残留している様子が確認できる.

表-2に試験終了後の残留沈下量(鉛直方向レーザ変位計 LV1~LV4の平均値より算出)を示す. 土のうを1段とした Case 2 が最も沈下量が大きい. これは, 土のう段数が少なく, 軟弱層に応力が伝達しやすく, 塑性化の程度が大きかったことが原因と考えられる.

(2) フーチング下の鉛直応力およびせん断応力の分布

図-11 に各ケースのフーチング下の鉛直応力分布を, 図-12 にせん断応力分布を示す.ここで,鉛直応力は圧 縮方向を正,せん断応力は受圧板が左方向に変状する向 きを正としている.図-11,図-12より,各ケースの鉛直 応力分布およびせん断応力分布の形状は,載荷変位が大 きくなるにしたがって変化が小さくなる傾向が確認でき る.この傾向は,既往の直接基礎橋脚の模型実験結果³ と類似している.

(3) 小径杭の杭頭軸力

図-13 に左方向載荷時における載荷変位と左端杭の杭 頭軸力または圧縮応力度の関係を,図-14 に右方向載荷 時における載荷変位と右端杭の杭頭軸力または圧縮応力 度の関係をそれぞれ示す.ここで,軸力および圧縮応力 度は引張を正とし、橋脚を設置した状態で計測のゼロク リアを行った.また、図-13(b)、図-14(b)の圧縮応力度は 軸力を杭の断面積で割ることで求めたもので、杭断面の 異なる Case 3 の考察に使用する.以下、Case 1 と Case 2、 Case 3、Case 4 の結果を比較し、考察する.

a) Case 1 と Case 2 の比較(土のう段数の影響)

図-13(a),図-14(a)より,Case 2 の端部杭の杭頭軸力は Case 1 より大きい傾向がある.これは,Case 2 では土の う段数が1段とCase 1 より少ないため,土のうを介して 鉛直荷重が土のう下の地盤や周辺の杭に分散される効果 が小さいことが原因と考えられる.

なお、端部杭の杭頭軸力は、Case 1,2 とも載荷変位 10 ~20mm の間でピークとなり、その後減少する傾向が確認された.これは、図-15 に示すように、フーチング端部より内側に小径杭を配置したことにより、回転角の増大とともに杭の軸力が減少したことが原因と考えられる.この傾向は、土のう段数の少ない Case 2 で顕著である.このため、フーチング端部直下に小径杭を配置することが支持力を大きくする観点で有効であると考えられる.

b) Case1とCase3の比較(杭径および杭間隔の影響)

図-13(a), 図-14(a)より, Case 3 の端部杭の杭頭軸力は Case 1 に比べて大きい. これは, Case 3 のほうが杭の断



(a) 細力 (b) 二相応力度 図-13 載荷変位と左端杭の杭頭軸力または圧縮応力度の関係 (左方向載荷)

面積が大きいために杭頭で水平力を受ける範囲が大きい ことと、杭の軸剛性が大きいために杭の水平力分担が大 きくなることが原因と考えられる.一方で図-13(b)、図-14(b)より、Case 3 の圧縮応力度は Case 1 と同等程度かや や小さい.

c) Case 1 と Case 4 の比較(土のうが小分けされている影響)

図-13(a), 図-14(a)より, Case 4 の端部杭の杭頭軸力は Case 1 より小さい傾向がある. 原因としては, 土のうが 小分けにされている影響により,小径杭に軸力が伝達し にくかったことが考えられる.

なお、Case 4 の端部杭の杭頭軸力は、載荷変位 7.5mm ~10mm でピークとなり、その後低下する傾向が確認された.これは、a) Case 1 と Case 2 の比較(土のう段数の影響)での考察と同様、フーチング端部より内側に 小径杭を配置したことにより、回転角の増大とともに軸力が減少したことが原因と考えられる.

(4) 小径杭の曲げモーメント

図-16 に左方向載荷時における載荷変位と左端杭の最大曲げモーメントまたは最大曲げ応力度の関係を、図-17 に右方向載荷時における載荷変位と右端杭の最大曲 げモーメントまたは最大曲げ応力度の関係を示す.ここ で、図-16、図-17 において、曲げモーメントまたは曲げ 応力度は反時計回りを正とし、橋脚を設置した状態で計 測のゼロクリアを行った.また、曲げモーメントまたは 曲げ応力度の最大値は杭の全長から抽出しているため、 同じ深度における値とは限らない.図-16(b)、図-17(b)の 曲げ応力度は曲げモーメントを杭の断面係数で割ること で求めたもので、杭断面が異なる Case 1 と Case 3 の比較 に使用する.以下, Case 1 と Case 3, Case 4 の結 果を比較し、考察する.



 (a) 軸力
 (b) 圧縮応力度
 図-14 載荷変位と右端杭の杭頭軸力または圧縮応力度の関係 (右方向載荷)



図-15 フーチング回転角と端部杭の軸力の関係

a) Case1とCase2の比較(土のう段数の影響)

図-16(a),図-17(a)より,Case 2 の端部杭の最大曲げモ ーメントはCase 1 に比べてかなり大きく,例えば左方向 に 30mm 変位させた場合には 5 倍程度 Case 2 のほうが大 きい.これは,Case 2 のほうが土のう段数が少ないため, 土のうを介して水平荷重が土のう下の地盤や周辺の杭に 分散される効果が小さいことが原因と考えられる.

b) Case1とCase3の比較(杭径および杭間隔の影響)

図-16(a),図-17(a)より,Case 3 の端部杭の最大曲げモ ーメントは,Case 1 に比べて大きい.これは,Case 3 の ほうが杭の断面積が大きいために杭頭で水平力を受ける 範囲が大きいことと,杭の曲げ剛性が大きいために杭の 水平力分担が大きくなることが原因と考えられる.一方, 図-16(b),図-17(b)より,Case 3 の端部杭の最大曲げ応力 度は,Case 1 と同等程度となっており,今回の実験結果 からはCase 1 と Case 3 は曲げ応力度の照査の観点で概ね 同程度の性能を有しているといえる.

c) Case 1 と Case 4 の比較(土のうが小分けされている影響)

図-16(a), 図-17(a)より, Case 4 の端部杭の最大曲げモ



ーメントは Case 1 より大きい. この理由について考察す る. 図-18 に Case 1 と Case 4 の左端,中央,右端杭の曲 げモーメントの比較(左方向 30mm 載荷時)を示す.図 -18 より, Case 1 では、左端と右端の杭の曲げモーメント の向きが同じであるのに対し, Case 4 では逆になってい る. これは, Case 1 では土のうが一体になっているため, 土のうを介して杭に作用する水平力がある程度平準化さ れるが, Case 4 では土のうが小分けされている影響によ り,水平力の平準化効果が十分に期待できないことが原 因と考えられる. このことにより, Case 4 では水平荷重 が一方向にしか作用しなかった結果, Case 1 に比べて曲 げモーメントが大きくなったと推察される.以上より, 土のうは全体を一体化することが望ましいといえる.

4. フーチング載荷実験結果および考察

図-19 にフーチング載荷を行った場合の,フーチング 位置における荷重~変位関係を示す.また,図-20 に右 方向に変位を 20mm 載荷した際の供試体状況を示す.図 -19,図-20より,以下の事項が考察できる.

(1) Case 1-F

図-19(a)より、荷重~変位関係は完全弾塑性体に近い 形状を示しており、フーチングと土のうの間もしくは土 のう同士で滑動していると推察されるが、図-20(a)より、 フーチングと土のうの間では滑動はほとんどみられない ため、土のう同士で滑動が生じていると考えられる.図 -19(a)の荷重~変位関係の折れ点より土のう同士の摩擦 係数μを概算すると、折れ点荷重約 1250N、橋脚重量 3763.2N より、μ=1250/3763.2=0.33 程度と小さい.この ため、土のうは鉛直方向にも一体化が必要といえる.



 (a)最大曲げモーメント
 (b)最大曲げ応力度
 図-17 載荷変位と右端杭の最大曲げモーメントまたは 最大曲げ応力度の関係(右方向載荷)



(2) Case 4-F

図-19(b)より, Case 4Fの荷重~変位関係は, 降伏後の 勾配が Case 1-F よりやや大きいものの, あるところで折 れ曲がりが見られること,図-20(b)より, フーチングと 土のうの間では滑動はほとんどみられないことから, Case 1-F と同様に土のう同士で滑動が生じていると考え られる.降伏後の勾配が Case 1-F よりやや大きい原因と して,小分けされた個々の土のうが1枚タイプの土のう よりも大きなせん断抵抗を発揮することや, 土のう側面 の境界部の摩擦抵抗の影響を受けていることなどが考え られるが,詳細には土のう積層体をモデル化した解析に







(b) Case 4F図-19 フーチング位置における荷重 - 変位関係



(a) Case 1-F



(b) Case 4-F 図-20 右方向に変位を 20mm 載荷した際の供試体状況

より検証する必要がある. 図-19(b)の荷重~変位関係の 折れ点より,摩擦係数 $\mu を概算すると, \mu$ =1500/3763.2=0.40程度と小さい.また,図-20(b)より小分 けされた土のうが滑動し,隙間が空いているのが確認で きる.このため,土のうの一体化が必要といえる.

5. まとめ

小径杭を併用した土のう基礎の提案にあたって、土の う段数、杭径および杭本数、土のうの大きさの異なる 4 種類の小径杭を併用した土のう基礎に支持された橋脚模 型の荷重~変位関係を求め、小径杭を併用した土のう基 礎の支持力発現メカニズムを明らかにすることを目的と して、静的載荷試験を実施した.以下に得られた知見を まとめる.

- (1) いずれのケースも荷重~変位関係は、直接基礎橋 脚の模型実験結果の荷重~変位関係と類似した傾 向を示す.また、いずれのケースも支持力に大き な差はみられない.
- (2) フーチング下の鉛直応力分布およびせん断応力分 布の形状は各ケースとも、載荷変位が大きくなる につれ、徐々に変化が小さくなる傾向がある.
- (3) Case 2 では、Case 1 に比べて小径杭の軸力および曲 げモーメントが大きく、橋脚の残留沈下も大きい. これは、Case 2 では土のう段数が少なく、土のうを 介して荷重が土のう下の地盤や周辺の杭に分散さ れる効果が小さいことが原因と考えられる..
- (4) Case 3 と Case 1 の小径杭の曲げ応力度はおおむね同
 等程度であった.よって、今回の実験からは Case 1
 と Case 3 は支持力、杭の曲げ応力度の面で同等程度の性能といえる.
- (5) Case 1 と Case 4 を比較すると、Case 4 のほうが曲げ モーメントが大きい.これは、土のうが小分けさ れており、土のうによる水平力の平準化効果が作 用しにくかったことが原因と考えられる.
- (6) フーチングに荷重を載荷した Case 1-F と Case 4-F では、両ケースとも土のう同士での滑動が生じたため、土のうは全体を一体化することが望ましい. また、小分けした土のうは小分けしない土のうに比べて、せん断剛性が大きい.

今後は、実験の再現解析を実施し、土のう段数、杭径 および杭本数、土のうの大きさが荷重一変位関係や小径 杭の断面力に及ぼす影響のメカニズムを解明することが 必要と考えられる.また、今回の試験結果から、土のう は Case 4 や Case 4F のように小分けにして複数段設置し たうえで、全体を一体化するのが望ましいと考えられる

が、今後実験や数値解析等により検証を行う必要がある.

参考文献

- 林康裕: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.
- 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.
- 5) 安同祥,渡辺勉,近藤岳史,清宮理:橋梁の免震基 礎に関する模型振動実験,土木学会地震工学論文集,

2003.

- 6) 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.
- 7) 日野篤志,室野剛隆,豊岡亮洋,土井達也:土のう を敷設した直接基礎橋脚の振動台試験による地震時 挙動の評価,第20回性能に基づく橋梁等の耐震設計 に関するシンポジウム講演論文集,2017.
- 8) 土井達也,押田直之,豊岡亮洋,室野剛隆:小径杭 と土のうを併用した基礎の地震時応答(その1 振 動台試験),土木学会年次学術講演会,2018.
- 9) 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:パイルスラブ式盛土における改良 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、2012.11.
- 10) (公財)鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標 準・同解説 基礎構造物,丸善,2012.

EXPERIMENTAL STUDY ON FORCE DISPLACEMENT RELATIONSHIP OF FOUNDATION COMPOSED OF MICROPILES AND SOIBAGS

Tatsuya DOI, Naoyuki OSHIDA, Keigo TSUKIOKA, Seiji YAMADA, and Yoshitaka MURONO

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 heads and constructing structures on the soilbags. The expected effects are omitting junction structures of piles and footing, reducing diameter of piles, and reducing response acceleration of structures.

This paper presents a series of cyclic loading tests targeting model piers varying number of soilbag-layers, diameter of piles and pile spacing, and size of soilbags to investigate the effects of these conditions on force displacement relationship of model piers. It is found that bending stress intensity of piles become large with small numbers of soilbag layers or small size of soilbags, although there is no significant difference in bearing capacity. It is also found that the diameter of piles and the pile spacing have a small effect on bending stress intensity of piles on the condiction that total cross-sectional area of piles is constant, compared to the number of soilbag layers or the size of soilbags.