



HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	振動台模型実験による杭基礎一体型鋼管集成橋脚の耐震性能評価
Author(s)	磯部, 公一; 澤村, 康生; 杉山, 裕樹 他
Citation	土木学会論文集C (地圏工学) , 72(4), 327-338 https://doi.org/10.2208/jscejge.72.327
Issue Date	2016
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/74836
Type	journal article
File Information	72_327.pdf



振動台模型実験による 杭基礎一体型鋼管集成橋脚の耐震性能評価

磯部 公一¹・澤村 康生²・杉山 裕樹³・篠原 聖二⁴・
曾我 恭匡⁵・小林 寛⁶・木村 亮⁷

¹正会員 北海道大学大学院准教授 工学研究院 (〒060-8628 北海道札幌市北区北13条西8丁目)
E-mail: kisobe@eng.hokudai.ac.jp

²正会員 京都大学大学院助教 工学研究科 (〒615-8540京都市西京区京都大学桂)
E-mail: sawamura.yasuo.6c@kyoto-u.ac.jp

³正会員 阪神高速道路株式会社 建設・更新事業本部 (〒552-0007 大阪市港区弁天1-2-1-1900)
E-mail: hiroki-sugiyama@hanshin-exp.co.jp

⁴正会員 阪神高速道路株式会社 技術部 (〒541-0056 大阪府大阪市中央区久太郎町4丁目1-3)
E-mail: masatsugu-shinohara@hanshin-exp.co.jp

⁵正会員 阪神高速道路株式会社 建設・更新事業本部 (〒552-0007 大阪市港区弁天1-2-1-1900)
E-mail: yasumasa-soga@hanshin-exp.co.jp

⁶正会員 阪神高速道路株式会社 大阪管理局保全部 (〒552-0006 大阪市港区石田3-1-25)
E-mail: hiroshi-kobayashi@hanshin-exp.co.jp

⁷正会員 京都大学大学院教授 工学研究科 (〒615-8540京都市西京区京都大学桂)
E-mail: kimura.makoto.8r@kyoto-u.ac.jp

損傷制御設計を適用した新しい橋脚形式の鋼管集成橋脚に対し、基礎を合理化した杭基礎一体型鋼管集成橋脚を提案し、従来のフーチング形式と地震時挙動を比較することで構造成立性を検討している。本稿では、杭基礎一体型の利点である橋脚と基礎の剛性差の解消による柱基部のひずみの緩和、フーチングの省略による杭基礎の負担重量の軽減、ならびに地中梁の設置による杭体の応答ひずみや杭頭変位の抑制効果を実験的に確認するために、1/20サイズで作製した模型に対し振動台実験を実施した。その結果、上述の利点に加え、杭基礎一体型鋼管集成橋脚はせん断パネルの塑性変形に伴うエネルギー吸収機能がより長く有効に働き、せん断パネル降伏後も主部材に大きな残存耐力を保持したことから、優れた変形性能を有していることを確認した。

Key Words : *multiple steel pipes bridge pier integrated with pile foundation, damage control design, footingless, pile foundation, shaking table test, liquefaction, hysteretic shear damper*

1. はじめに

鋼管集成橋脚とは、図-1のように既製鋼管4本を、履歴型ダンパー機能を有するせん断パネルにより結合した新しい形式の橋脚である。本橋脚には損傷制御設計が適用されており、死荷重や活荷重などの鉛直荷重を主部材である鋼管柱が支持し、地震慣性力などの水平荷重を二次部材である横つなぎ材が抵抗することで、地震時の損傷を横つなぎ材のせん断パネルに集約し、主部材である鋼管柱を健全に保つことができる。そのため、地震後直ちに緊急車両および普通車両を通行させることが可能と

なる。また、復旧が必要な場合でも、せん断パネルを取り替えるだけで元構造に戻すことができるため、地震ライフサイクルコストを低減することができる。

これまで、本橋脚と従来型鋼製橋脚を対象とした数値解析による比較検討の結果、本橋脚は損傷制御構造の採用により、せん断パネルでエネルギー吸収を図り主部材である鋼管の損傷が抑制されること、橋脚頂部の応答変位が低減されること等、従来型鋼製橋脚に対する優位性が明らかにされている¹⁾。また、本橋脚の力学特性、せん断パネルの履歴減衰効果の確認のための正負交番載荷による縮小模型実験²⁾、せん断パネルでエネルギー吸収

を図る上で重要である鋼管柱と横つなぎ材の接続構造を検討するための要素実験³⁾、橋脚高さ、上部構造重量、橋脚形式等の設計条件の差異が地震応答特性に与える影響に関する数値解析的検討⁴⁾が実施されている。これらの検討結果に基づいて、損傷制御設計を適用した新しい構造形式である鋼管集成橋脚に対し、道路橋示方書に示される地震時要求性能⁵⁾とは異なる独自の規定⁶⁾を行っている。例えば、道路橋示方書では鋼製橋脚の許容ひずみが降伏ひずみの5倍までと規定しているのに対し、鋼管集成橋脚では縮小模型実験で確認された構造弾性範囲の結果に基づき鋼管最外縁の圧縮ひずみが降伏ひずみの2倍までと、適性かつ安全側の規定となっている。これらの成果により確認された損傷制御設計の妥当性および従来型鋼製橋脚に対する優位性に基づき、鋼管集成橋脚は既に実用化されている⁷⁻⁹⁾。

本研究では上記の鋼管集成橋脚に対し、基礎部分を合理化した杭基礎一体型鋼管集成橋脚を提案し、従来のフーチング形式と地震時挙動を比較することで構造成立性を数値解析により検討している^{10,11)}。当該構造は、鋼管集成橋脚の柱部における地震エネルギー吸収による下部構造への伝達荷重の軽減に着想を得ており、鋼管集成橋脚の鋼管柱1本と杭1本をそれぞれ接続することで、フーチングを介さず上部構造や橋脚からの荷重を直接的に伝達することができる。そのため、杭基礎に対するフーチング分の荷重負担の軽減、橋脚と基礎の剛性差の解消による橋脚とフーチングの接合部の応力集中の緩和、工期短縮、コスト縮減、ケーソン基礎を選択せざるを得ないような狭隘施工条件下での杭基礎の採用を可能とするなど、多大な利点が考えられ、経済合理性に優れている。

本稿では、上記の利点と改善効果を実験的に確認するため、1/20サイズで作製した模型に対し振動台実験を実施し、乾燥砂地盤および液状化地盤における杭基礎一体型鋼管集成橋脚の変形特性、耐震性能の検証を行い、フーチング型鋼管集成橋脚に対する優位性を明らかにする。

2. 振動台模型実験の概要

(1) 実験模型

実験で用いた供試体を図-2に示す。供試体は文献¹¹⁾を参考に都市高速道路のランプ橋を想定した単柱橋脚の1/20縮小モデルで、相似則¹²⁾を考慮して設定した。具体的には、橋脚は4本の鋼管で構成され、鋼管間隔は、杭基礎一体型鋼管集成橋脚の杭中心間隔が杭径の2.5倍となるよう設定した。鋼管間の横つなぎ材は3段配置した。その詳細図を図-3に示す。ダンパー機能を有するせん断パネル部は、横つなぎ材ウェブ中央部とし、既往の実験結果^{13,14,15)}で安定的にせん断変形が進み、履歴ダンパー

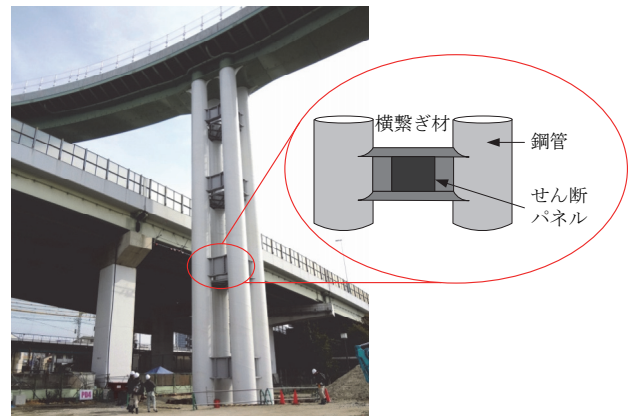


図-1 実用化された鋼管集成橋脚

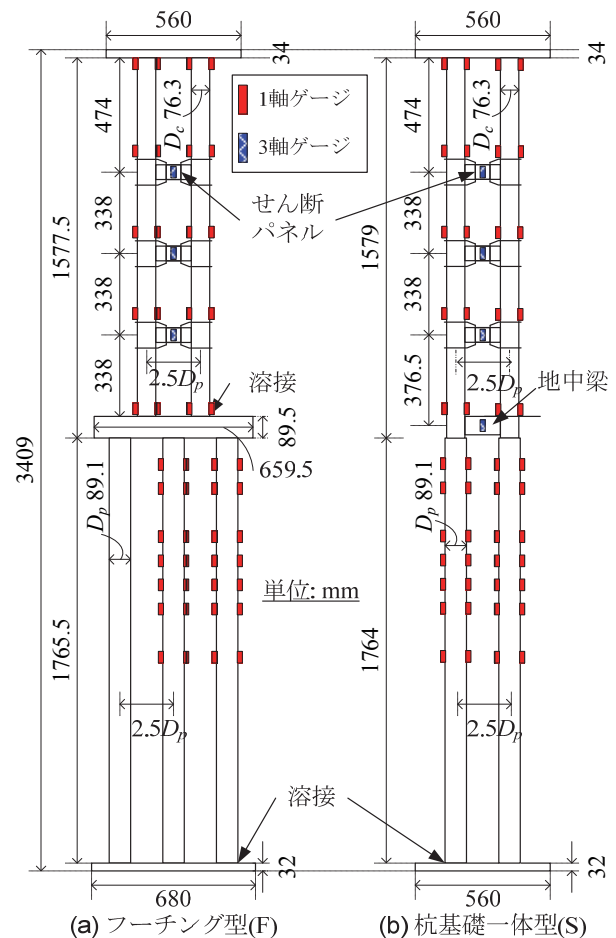


図-2 実験供試体およびひずみゲージ貼付位置

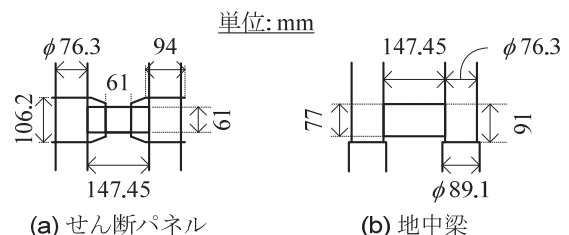


図-3 せん断パネル部および地中梁部の詳細図

て200 mm乾燥砂を空中落下法で作製した。乾燥砂地盤は、全層乾燥砂とし相対密度80%となるよう空中落下法で作製した。地表面は土槽底板から高さ1934 mmとし、フーチング型のフーチング上面および杭基礎一体型の地中梁上面に一致させた。砂はすべて東北珪砂6号（土粒子密度 G_s : 2.63 g/cm³, 最大間隙比 e_{max} : 0.878, 最小間隙比 e_{min} : 0.551, 平均粒径 D_{50} : 0.34 mm）を使用した。

図-5に実験前後で実施したスウェーデン式サウンディング試験の結果を示す。これより、乾燥砂地盤(D), 液状化地盤(L)ともに、フーチング型(F), 杭基礎一体型(S)の両ケースでほぼ同一の地盤が作製できていたことがわかる。また、液状化地盤では乾燥砂地盤と比べると有効応力と相対密度の低下により大きく換算N値が減少していること、どちらの地盤においても実験後には密度が増大することによる換算N値の増加が確認できる。さらに、加振前の液状化地盤より各ケース3箇所ずつコア抜きを行った結果、液状化層の平均相対密度が41.7%, 非液状化層の平均相対密度が75.5%, 地下水面以下の地盤の飽和度が90%以上であることを確認した。

図-6に模型地盤と同様の相対密度で作製した供試体に対する静的および繰返し三軸試験結果を示す。同図より、せん断抵抗角が36.5° (D_r 40%), 41.0° (D_r 80%), 液状化強度が0.15 (D_r 40%), 0.32 (D_r 80%) となり、液状化層と非液状化層とで明確な強度差を有する模型地盤となることが確認できる。なお、剛土槽の影響を緩和することを目的に土槽壁面には40 mmのラバーシート（ヤング率 E : 0.05 GPa, ポアソン比 ν : 0.49, 密度 ρ : 0.07 g/cm³）を設置した。

表-2に当該模型実験の相似則に関する検討結果を示す。模型製作の制約上、杭径や橋脚天端およびフーチングの重量は相似則を満足しないものの、変形挙動を支配する構造体の曲げ剛性および杭と地盤との相対剛性と関連する βL_p については概ね相似則を満足し、乾燥砂地盤では3以上、液状化地盤でも2.5以上となることから、ほぼ半無限長杭であることが確認できる。

(3) 加振条件

実験ケースを表-3に示す。供試体は1つの剛土槽に1体を配置し、乾燥砂地盤、液状化地盤のそれぞれで2つの剛土槽を同時に加振した（図-7参照）。振動台は、独立行政法人土木研究所が所有する3次元大型振動台を用いた。加振方向は、剛土槽の長手方向とした。

入力波はテーパ付き正弦波とし、周期0.5秒（周波数2 Hz）で10秒間加振した（図-8参照）。なお、D-F供試体、D-S供試体の固有周期は、それぞれ0.366秒、0.569秒であり、加振周期はその中間に位置する。また、過去の実績に基づく周期0.5秒（周波数2 Hz）、最大加速度2.0 m/s²程度の正弦波であれば確実に1回目の加振で地盤を

液状化させることができ、なおかつ乾燥砂地盤と液状化地盤で互いに比較検討できるように、それぞれの実験ケースで共通の加振周期を設定した。入力加速度は、乾燥砂地盤では最大加速度が0.5 m/s²から5 m/s²の間で0.5 m/s²ずつ段階的に増加させ、液状化地盤では乾燥砂地盤の結果を考慮し2.0 m/s²の1回のみとした。表-4にそれぞれの実験での加振ステップをまとめる。

表-2 相似則に関する検討結果

	実物／模型	理想的相似率
柱の曲げ剛性 EL_c	3.09×10^4	$\lambda^{35} = 3.58 \times 10^4$
杭の曲げ剛性 EL_p	3.38×10^4	$\lambda^{35} = 3.58 \times 10^4$
杭幅 D_p	1.57×10^2	$\lambda = 20$
杭長 L_p	15.8	$\lambda = 20$
杭の特性値 β	0.08 = 0.18 / 2.18 (D) 0.09 = 0.12 / 1.30 (L)	$\lambda^{-1} = 0.05$
βL_p	1.36 = 5.74 / 4.22 (D) 1.46 = 3.68 / 2.52 (L)	$\lambda^0 = 1$
上部構造重量	83.7	$\lambda^3 = 8.00 \times 10^3$
フーチング重量	3.07×10^2	$\lambda^3 = 8.00 \times 10^3$

表-3 実験ケースと供試体名

	フーチング型 鋼管集成橋脚(F)	杭基礎一体型 鋼管集成橋脚(S)
乾燥砂地盤(D)	D-F	D-S
液状化地盤(L)	L-F	L-S

表-4 加振ステップ

地盤種別	加振 ステップ	最大入力加速度	
		目標値	計測値
乾燥砂地盤	第1加振	0.5 m/s ²	0.62 m/s ²
	第2加振	1.0 m/s ²	0.94 m/s ²
	第3加振	1.5 m/s ²	1.45 m/s ²
	第4加振	2.0 m/s ²	2.01 m/s ²
	第5加振	2.5 m/s ²	2.47 m/s ²
	第6加振	3.0 m/s ²	3.07 m/s ²
	第7加振	3.5 m/s ²	3.63 m/s ²
	第8加振	5.0 m/s ²	5.25 m/s ²
液状化地盤	第1加振	2.0 m/s ²	1.92 m/s ²



図-7 加振前の実験状況

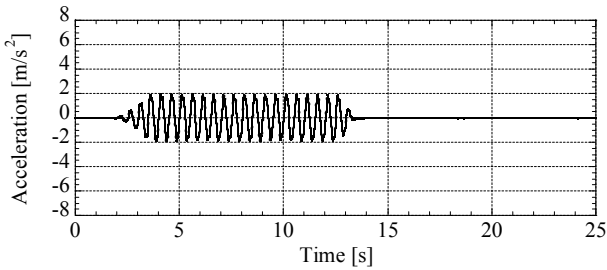


図-8 振動台で観測された入力波（液状化地盤，第1加振）

(4) 計測項目

供試体のひずみゲージ貼付け位置を図-2に，また，供試体および土槽内の加速度，変位，間隙水圧の計測位置を図-4に示す。上述の通り同図では左側を乾燥砂地盤，右側を液状化地盤で表現し，杭基礎一体型のケースを示しているが，フーチング型も同じ個所で計測している。鋼管柱および鋼管杭には鋼管軸方向に1軸ひずみゲージを貼付け，基礎の違いによる鋼管柱・杭の応答ひずみ，特に応答ひずみが大きいと予想される鋼管柱基部のひずみの差および鋼管杭の最大ひずみ差を評価する。せん断パネルには，3軸ひずみゲージを貼付け，塑性化の有無やその程度，エネルギー吸収量を比較することを目的としている。なお，面外座屈すること考えられるため，表裏にひずみゲージを貼付けその状況を把握する。また，橋脚天端および杭頭の水平加速度および水平変位を計測し，基礎の違いおよび地盤の違いによる影響を評価する。さらには構造体の変形モードおよび地盤内の状況を把握するため加速度計を適宜配置し，液状化地盤には液状化発生状況を把握するため，間隙水圧計を配置している。

3. 乾燥砂地盤の実験結果に基づく変形性能把握

(1) 橋脚構造の剛性の低下

図-9に第1加振（(1)と略称）から第8加振（(8)と略称）までの橋脚天端（鍾）における応答加速度と応答変位の関係を示す。なお，D-Fでは第3加振でせん断パネルの面外変形が確認されたため，安全性を考慮して第3加振で実験を終了している。そのため，第4加振以降はD-Sの結果のみを示す。同図より，第1，第2加振ではいずれのケースも構造全体としては線形弾性挙動を示し，初期剛性はD-Fの方がD-Sよりも大きい。これはD-FはD-Sよりも杭本数が多く，フーチングも含め基礎の剛性が高いためである。しかし，第3加振ではD-Fは変位が増大し，履歴ループが拡大するのに対し，D-Sはやや履歴ループの拡大は見られるものの，第2加振までと同様にほぼ線形弾性挙動を示す。第4加振以降では，D-Sでも徐々に非線形性が顕著となり，履歴ループも拡大する様子が見られた。

図-9を元に各加振における最大応答加速度と最大水平

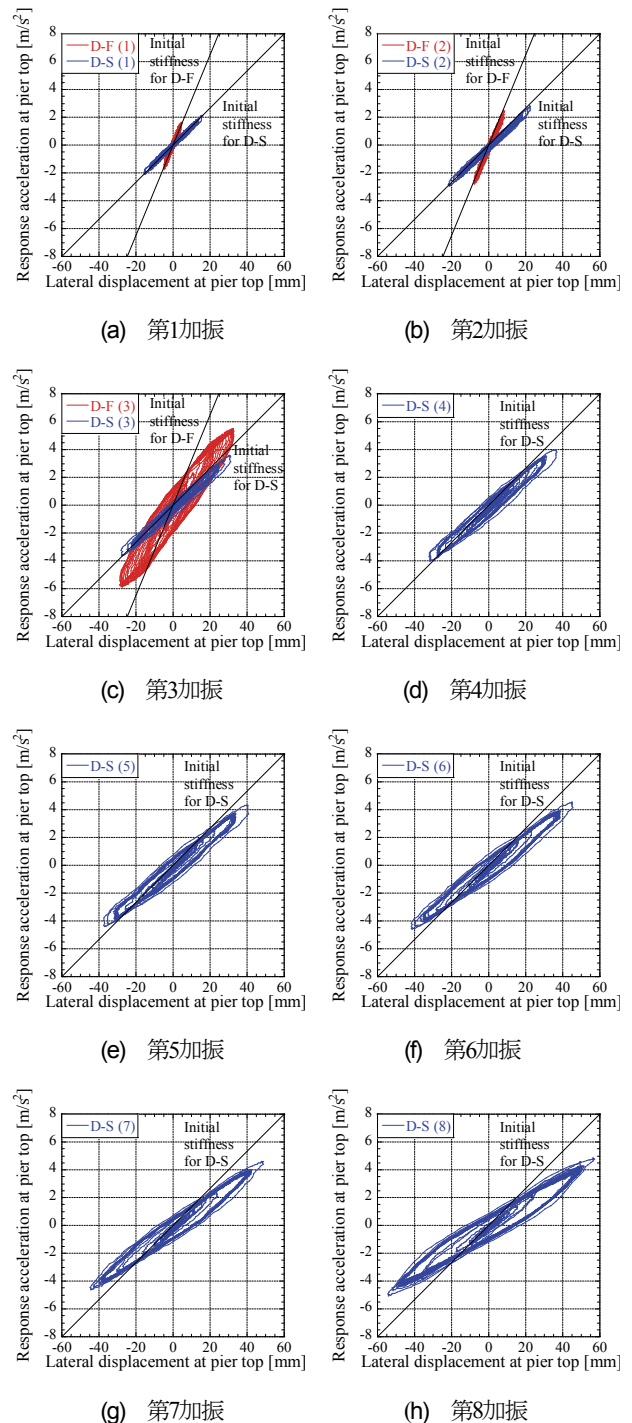


図-9 橋脚天端の応答加速度と水平変位の関係（第4加振以降はD-Sの結果のみ）

変位の関係を図-10に示す。同図からも，第3加振でのD-Fの急激な応答加速度と応答変位の増大による剛性の低下と，D-Sの緩やかな剛性の低下が確認できる。これは，図-11(a)，(b)に示す最大入力加速度と橋脚天端の最大加速度および最大水平変位の関係からも確認できるように，D-Fでは第3加振で最大応答加速度，最大水平変位ともに急増するのに対し，D-Sでは加振ステップの進展につれて入力加速度が増加しているにもかかわらず，橋脚天端での応答加速度は漸増に留まっており，両者で全く異なる

る傾向を示すことによる。

(2) 部材の損傷過程

表-5に各加振における部材の損傷過程を示す。せん断パネルと地中梁の降伏せん断ひずみは、ミルシートよりそれぞれ1770 μ , 2590 μ とした。また、せん断パネルの面外変形については、目視確認とせん断ひずみの値の急激な変化に着目し評価した。鋼管の降伏ひずみは、一般的な鋼材の塑性ひずみであるおよそ2000 μ とした。D-Sの第7, 8加振における杭基礎の評価については、加振中にひずみゲージが外れたため、その他の箇所におけるひ

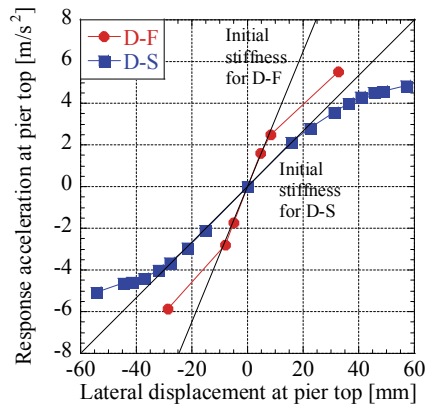
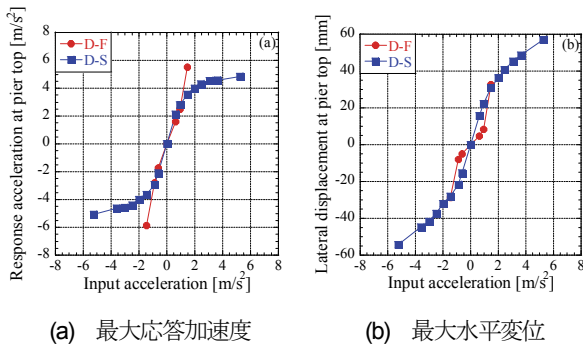


図-10 橋脚天端での最大応答加速度と最大水平変位の関係

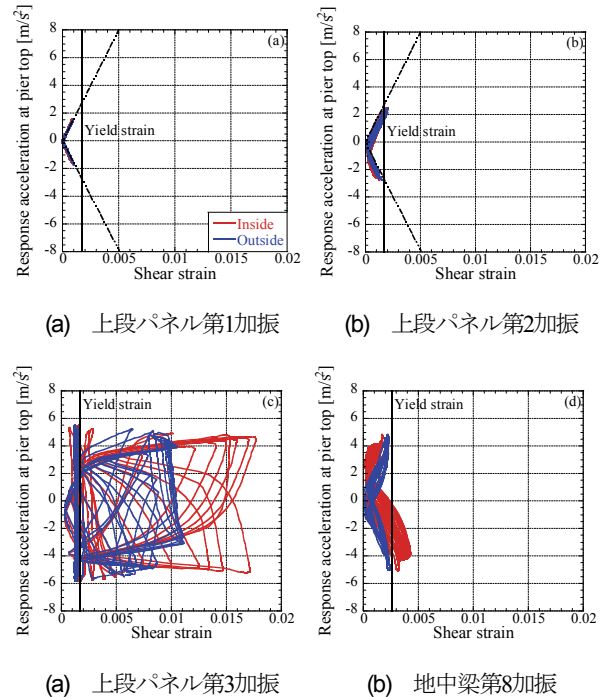


(a) 最大応答加速度 (b) 最大水平変位

図-11 最大入力加速度と橋脚天端の応答挙動との関係

ずみ分布から総合的に判断した。なお、D-Fについては、先述の理由により第3加振までの結果を示している。

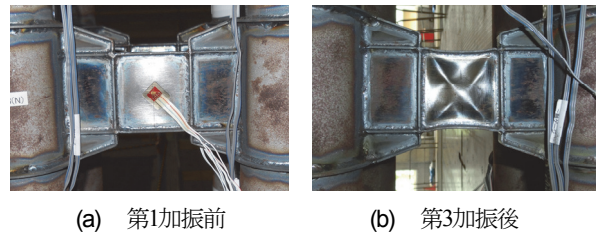
図-12に、表-5の(a)～(d)で示した状態における橋脚天端の加速度と、せん断パネルと地中梁のせん断ひずみ（各部材の表面、裏面に貼付したひずみゲージをそれぞれOutside, Insideと呼称）の関係を示す。また図-13には、



(a) 上段パネル第1加振 (b) 上段パネル第2加振

(c) 上段パネル第3加振 (d) 地中梁第8加振

図-12 橋脚天端の応答加速度とせん断パネル（D-F上段）および地中梁におけるせん断ひずみの関係



(a) 第1加振前 (b) 第3加振後

図-13 D-Fの中段せん断パネルの損傷状況

表-5 各加振段階における部材の損傷過程

	フーチング型鋼管集成橋脚 (D-F)					杭基礎一体型鋼管集成橋脚 (D-S)					
	せん断パネル			鋼管		せん断パネル			地中梁	鋼管	
加振Step (最大入力加速度)	上段	中段	下段	柱	杭	上段	中段	下段		柱	杭
第1加振 (0.5 m/sec ²)	(a)										
第2加振 (1.0 m/sec ²)	(b)										
第3加振 (1.5 m/sec ²)	(c)										
第4加振 (2.0 m/sec ²)	せん断パネル		柱・杭 (鋼管)								
第5加振 (2.5 m/sec ²)		弾性		弾性							
第6加振 (3.0 m/sec ²)		塑性		塑性							
第7加振 (3.5 m/sec ²)		面外変形		塑性の可能性あり							
第8加振 (5.0 m/sec ²)									(d)		

損傷前と損傷後のせん断パネルの写真をそれぞれ示す。

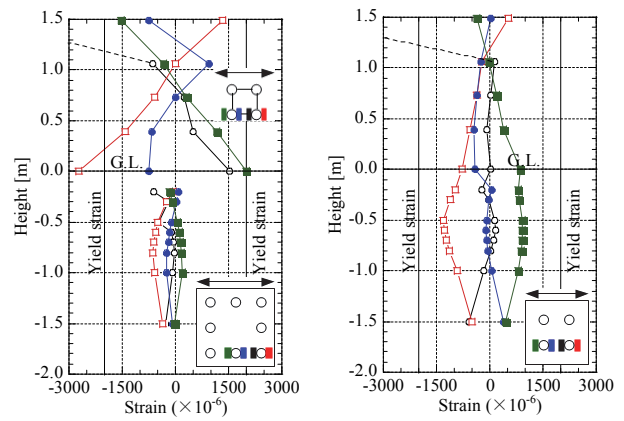
図-12(a)より、せん断パネルが弾性状態のときはグラフは線形挙動を示し、図-12(b)より、塑性化すると非線形挙動を示すことがわかる。さらに、せん断パネルの塑性化が進行すると履歴ループを描き始める(図-12(c))。地中梁についても、最終的には非線形挙動を示した(図-12(d))。このように、D-Fではせん断パネルが面外変形を起こしたことによる耐力の低下に伴い、橋脚全体の剛性が急激に低下したのに対し、D-Sでは、せん断パネル降伏後も面外変形を起こすまで余裕があり、さらにせん断パネルが面外変形を起こした後も、地中梁が塑性変形しエネルギー吸収機能を維持したことが両者の挙動の差異の要因と考えられる。主部材である鋼管が降伏した時点に着目すると、D-Fの柱は第3加振で、D-Sの柱は第8加振でそれぞれ橋脚基部が降伏した。

図-14に、第3加振において橋脚天端の水平変位が最大となる時刻の鋼管のひずみ分布を示す。D-Fでは、鋼管とフーチング間の大きな剛性差により橋脚基部にひずみが集中する傾向がみられた。一方、D-Sでは地表面から0.5 m付近の杭体のひずみが大きいものの、柱一杭において連続的なひずみ分布となっており、鋼管全体にひずみが分散する傾向が見られ、鋼管が局所的な損傷を受けにくい構造であることを確認した。なお、橋脚天端直下において、基礎形式によらず同一箇所でも一部過大な数値を示しているのは、橋脚模型に錘をボルト固定する際に発生した初期の局所ひずみによるもので、加振中に進展したひずみではない。そのため、同図では参考値扱いとして破線で示している。

次に、橋脚天端最大変位時の深度方向の柱および杭の算定変位分布と橋脚天端と杭頭の変位の計測値を図-15に示す。同算定では、図-4に示した各供試体に設置した加速度計の加速度時刻歴から台形公式を用いて2階積分し、各点の変位時刻歴を算出し、橋脚天端最大変位時の深度方向の変位分布を抽出した。図-15からD-Fでは橋脚天端の変位を多少過大評価しているが、それ以外では算定値と計測値に大きな差がないことから算定手法は概ね妥当と判断する。同図より、第1、第2加振では、橋脚天端の変位はD-Sの方がD-Fよりも大きい。第3加振になると大小関係が逆転する。これは上述の結果と整合しており、杭基礎一体型はフーチング型よりも地中深くから変形が進んでいるため鋼管全体にひずみが分散する変形モードとなっていることが確認できる。

(3) 橋脚構造の長周期化

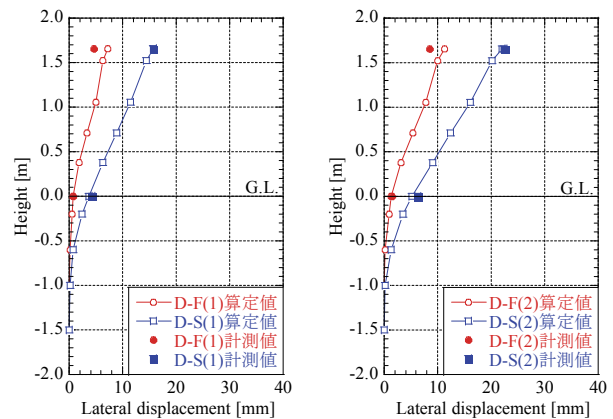
図-16にそれぞれの模型の固有周期の推移を示す。固有周期は、加振終了直後の自由振動中の橋脚天端における加速度をフーリエ変換することにより算出した。いずれの模型についても加振に伴って固有周期が長周期化し



(a) D-F(3) 11.295秒

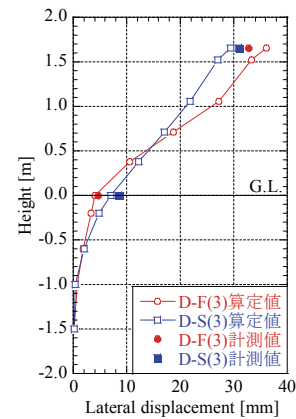
(b) D-S(3) 3.855秒

図-14 第3加振で橋脚天端の水平変位が最大となる時の鋼管ひずみ分布



(a) 第1加振

(b) 第2加振



(c) 第3加振

図-15 橋脚天端最大変位時の鋼管変位分布と計測値

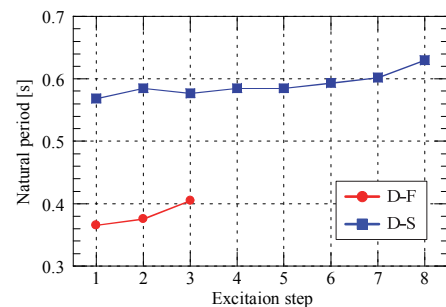


図-16 固有周期の推移

ており、D-Fは急激に、D-Sはゆるやかに長期化していることから、加振による剛性の低下の仕方の違いが読み取れ、先述の橋脚構造の剛性低下の挙動の差異および既往の数値解析的検討^{9,10)}で確認された基礎形式によるせん断パネル降伏後の構造全体の剛性低下への影響の違いとも整合する。なお、D-Fはせん断パネルの損傷により固有周期が入力波の固有周期に近づくこともD-Fが相対的に脆性的な挙動を示した要因として考えられるが、各ケースの第3加振における固有周期はD-Sの方がむしろ入力波の固有周期に近いことから、その影響は限定的であったと判断する。

以上の乾燥砂地盤における実験結果から、フーチング型、杭基礎一体型それぞれの基本的な変形特性、部材の損傷順序を確認できた。その結果、どちらの基礎形式でもせん断パネルの降伏が先立ち、せん断パネルの塑性変形に伴うエネルギー吸収により損傷制御機能が発揮されていること、特に、杭基礎一体型は基礎構造からフーチングを取り除くことで橋脚基部における部材間の剛性差を解消できるため、杭と柱の接合部において局所的なひずみが発生しないこと、フーチングを有する杭基礎よりもせん断パネル降伏後も鋼管が降伏するまで余裕があることで、靱性の高い変形性能を示すことを確認した。

4. 液状化地盤における杭基礎一体型鋼管集成橋の変形性能

杭基礎一体型鋼管集成橋脚構造は、1964年の新潟地震において落橋した昭和大桥¹³⁾のパイルベント形式のように1本の柱を1本の杭で支持するフーチングを省略した構造形式である。昭和大桥の落橋は下部構造の剛性の不足に加え、周辺地盤の液状化による流動化現象が主な原因と考えられており、また杭基礎一体型鋼管集成橋脚構造は液状化が懸念される地域での適用も想定されるため、液状化地盤中の杭基礎一体型鋼管集成橋脚の挙動、周辺地盤の液状化による影響を把握しておくことが重要である。そこで、第3章で基本的な変形特性を把握したモデルと同様のものを用い、液状化地盤において加振実験を行った。地盤条件、加振条件は先述の通りである。

(1) 液状化地盤の挙動

図-17にGL-0.2 mおよびGL-1.0 mにおける地盤の過剰間隙水圧比 (EPWP ratio) の時刻歴を示す。これらより、 D_r 40%の液状化層内に位置するGL-0.2 mでは加振初期から過剰間隙水圧比の急増が見られ、5秒付近で1に到達し完全に液状化していることが確認できる。一方、非液状化層を想定した D_r 80%層に位置するGL-1.0 mでは、過剰間隙水圧の上昇は見られるものの完全液状化までには至

っており、非液状化地盤として捉えることができる。以上のことから、想定通りの地盤作製、加振が行えたことが窺える。

(2) 液状化地盤中の応答特性の比較

図-18、図-19および図-20に、橋脚天端および杭頭における応答加速度、水平変位、ならびに橋脚天端と杭頭の相対変位の時刻歴を示す。加振初期ではL-SがL-Fよりも

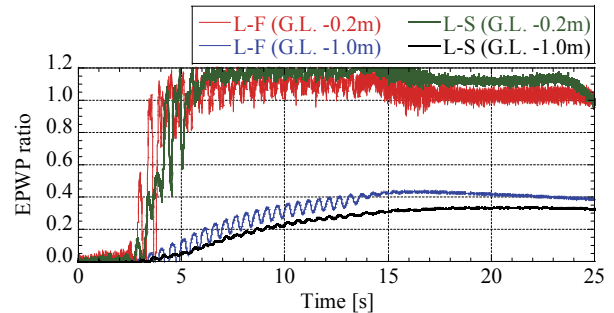


図-17 過剰間隙水圧比の時刻歴 (GL-0.2mおよびGL-1.0m)

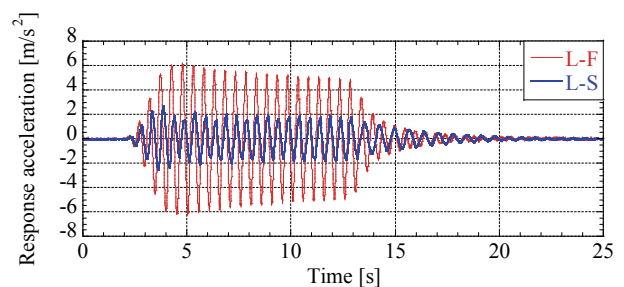
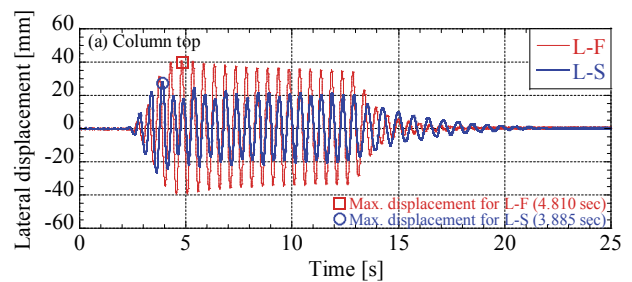
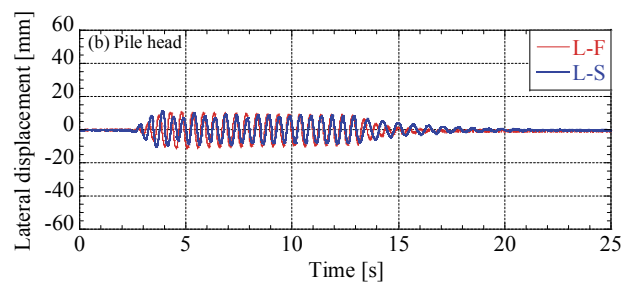


図-18 橋脚天端における応答加速度時刻歴



(a) 橋脚天端



(b) 杭頭

図-19 橋脚天端および杭頭における水平変位時刻歴

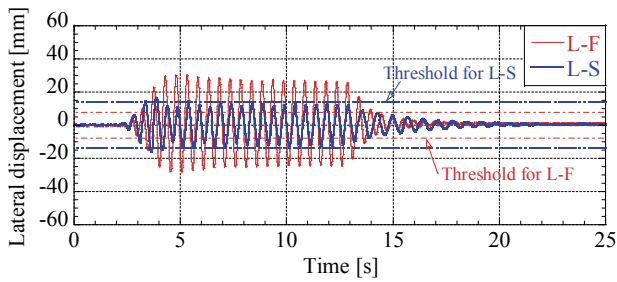
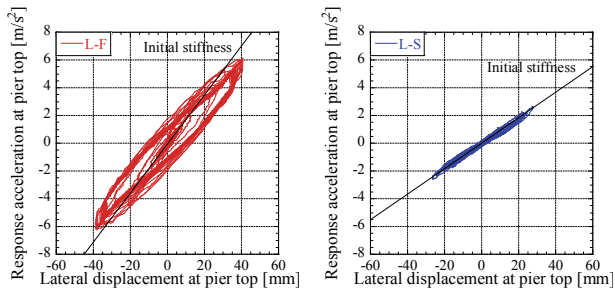


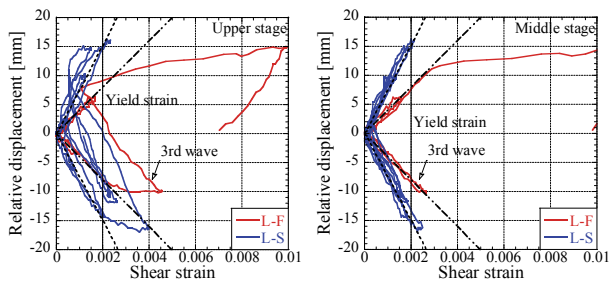
図-20 橋脚天端と杭頭の相対変位時刻歴



(a) L-F

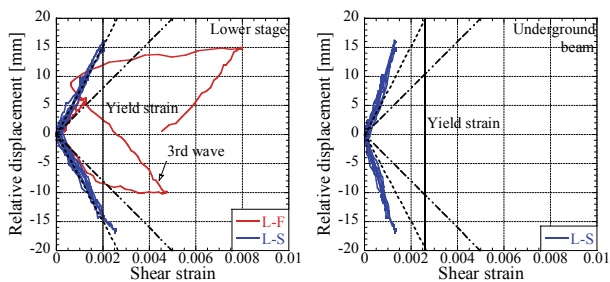
(b) L-S

図-21 橋脚天端における応答加速度と水平変位の関係



(a) 上段パネル

(b) 中段パネル



(c) 下段パネル

(d) 地中梁

図-22 橋脚天端と杭頭の相対変位とせん断パネルに発生したせん断ひずみの関係

遅れて応答し、橋脚天端および杭頭の応答変位はL-Sの方がL-Fよりも大きい、加振が進むにつれて大小関係が逆転する。特にその傾向は橋脚天端において顕著である。一方、杭頭でも逆転現象を確認できるが、最終的にはほぼ同程度の変位量を示した。L-Fは非常に大きな載荷幅と質量を有するフーチングと杭基礎一体型の2倍の

杭本数を要しながらも、L-Sと同等の杭頭変位量を示した点特徴的である。橋脚天端と杭頭の相対変位でも同様に加振初期と中盤以降での逆転現象が確認され、最終的にL-Fの相対変位はL-Sのおよそ2倍にまで差が広がる。この要因を探るため、乾燥砂地盤と同様に加振終了直後の自由振動中の橋脚天端における加速度の結果に基づき、各模型の固有周期を求めた結果、L-Fは0.481秒、L-Sは0.683秒となった。液状化地盤では乾燥砂地盤と比較して換算N値が小さく、また地盤の液状化により地盤の剛性が低下したことでそれぞれの固有周期が長周期化し、L-Fでは結果的に入力波の周期に近づいていたことが、その要因のひとつとして考えられる。

図-21に橋脚天端の応答加速度と水平変位の関係を示す。同図より、L-Fの方がL-Sよりも初期剛性が大きい、変位の進展とともに非線形的挙動を示し、履歴ループが拡大する。これに対し、L-Sでは履歴ループの拡大は見られず、構造全体系としては線形弾性的な挙動を示している。この両者の振動特性の違いの要因をせん断パネルの挙動から以下で考察する。

(3) 液状化地盤における杭基礎一体型鋼管集成橋の変形性能に関する考察

図-22に橋脚天端と杭頭の相対変位とせん断パネルに発生したせん断ひずみ（L-Fではせん断パネルの表裏に貼付したひずみゲージがともに有効に機能している間のみ）の関係を示す。同図より、パネルが降伏に達するまでに必要な橋脚天端と杭頭の相対変位はL-Fでは7mm（3波目で到達）であるのに対し、L-Sでは13mm（4波目で到達）と約2倍となる。これは、柱基部と剛結され剛な杭基礎を有するL-FよりもL-Sは柔軟な構造であるため、変形の起点が地表面（柱基部）から地中（杭部）へ遷移したことに起因し、相対的にパネルの降伏に遅れが生じたものと考えられる。

さらに、L-Fでは3波目の上段パネルの降伏直後に他のパネルがほぼ同時に降伏し、その後ひずみが急増するのに対し、L-Sでは4波目に全パネルが降伏ひずみを超過した後、上段パネルではひずみが進展するものの、中段、下段パネルではひずみの進展が見られず、ほぼ弾性挙動を示した。一方で地中梁は終始弾性挙動を示した。本来、地中梁の役割は杭頭を一体化させることで杭基礎の剛性を高めることにあり、地中梁を設けない場合に比べると、パネルのせん断変形および杭頭の水平変位を抑制でき、杭基礎の水平変位の起点を地中深い位置から地表側に引き上げる効果がある。このように、L-Sでは段階的にせん断パネルのひずみが増加するため、構造全体系として高い靱性を示した。

図-23に橋脚天端で最大水平変位を示した時刻（図-19参照）に鋼管（杭および柱）で発生したひずみの分布を

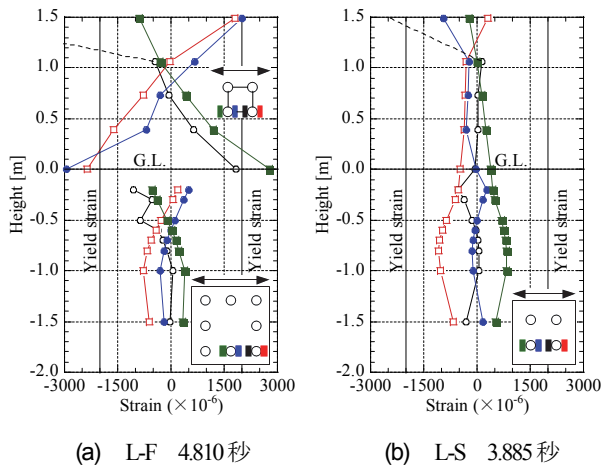


図-23 橋脚天端で水平変位が最大となる時の鋼管ひずみ分布

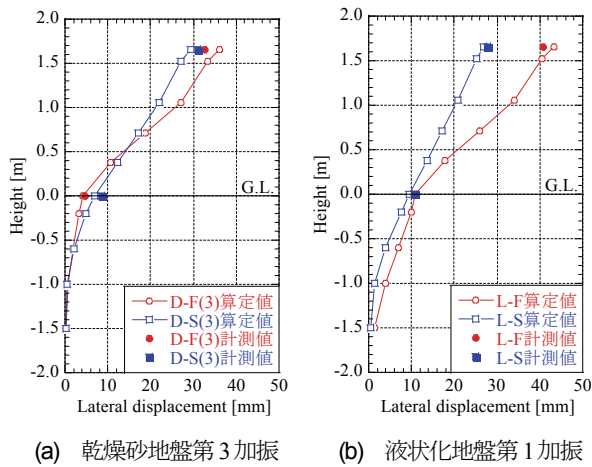
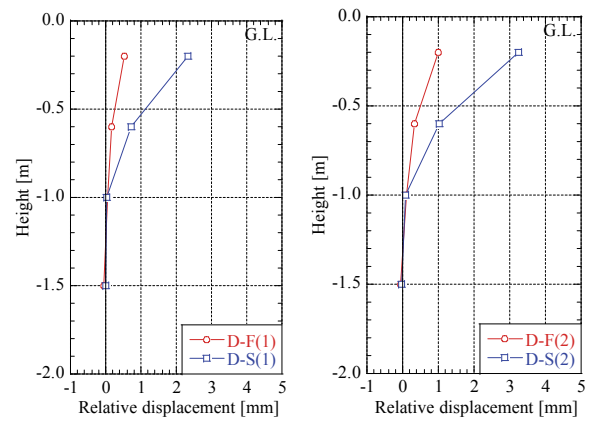

 (a) 乾燥砂地盤第3加振 (b) 液状化地盤第1加振
(図-15(c)を再掲)

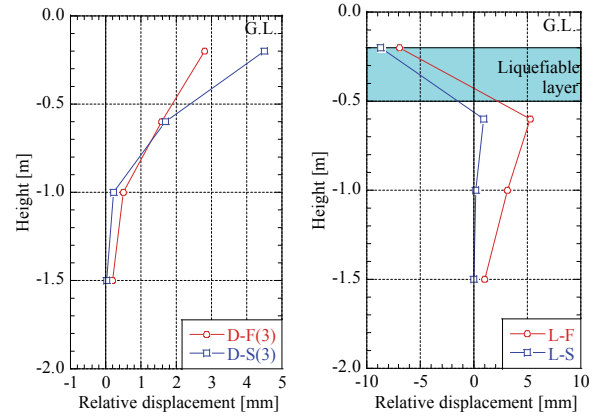
図-24 橋脚天端最大変位時の鋼管変位分布と計測値

示す。鋼管に発生するひずみ分布形状は構造タイプにより大きく異なり、L-Fでは柱基部で、L-Sでは杭部 (G.L. -0.8m: 特性長 $1/\beta$ 付近) において最大ひずみが発生している。ゆえに、乾燥砂地盤の実験ケースでも確認した、橋脚と基礎の剛性差の解消による柱基部のひずみの緩和が液状化地盤の実験ケースでも実証された。図-14と比較すると、最大発生ひずみはD-Fでは地表面より-0.8m, D-Sでは-0.5mで発生していたのに対し、L-Fでは-1.0m, L-Sでは-0.8mと乾燥砂地盤のケースよりも深い位置で発生することがわかる。

また、L-Fの柱基部における最大ひずみは局所的に0.3%に到達しているものの、図-19によれば橋脚天端および杭頭で残留変位が発生しておらず、また目視により柱基部に損傷が発生していないことを確認できることから、柱基部の塑性化は全断面に及んでいないと判断できる。一方、L-Sの場合、杭部でL-Fよりも大きなひずみが発生しているが、降伏ひずみには至っておらず、鋼管のひずみ分布からもL-Sの構造全体の残存耐力が確認できる。



(a) 乾燥砂地盤：第1加振 (b) 乾燥砂地盤：第2加振



(c) 乾燥砂地盤：第3加振 (d) 液状化地盤：第1加振

図-25 橋脚天端最大変位時の杭と地盤の相対変位

また、図-15と同様の手法で求めた橋脚天端最大変位時の深度方向の柱および杭の算定変位分布と橋脚天端と杭頭の変位の計測値を図-24に示す。液状化地盤では橋脚天端における変位の大小関係は、乾燥砂地盤の場合と同様であるが、杭頭ではL-FとL-Sではほぼ同じ値を示し、地中部ではL-Fの方がより大きな変位を示している。

この相違点を図-25に示す杭と地盤の相対変位の深度方向分布から考察する。地盤の変位は図-15および図-24と同様の手法で杭直近の加速度計記録から算出した。なお、同図では杭と地盤の相対変位を杭の変位から地盤の変位の差として定義しているため、正の値は杭が前方地盤に近づく状態を、負の値は杭が前方地盤から離れる状態、すなわち後方地盤が杭を押し、地盤変位により荷重が作用している状態を意味する。同図より、D-FおよびD-Sでは地表に近いほど相対変位量が大きく、常に杭が地盤を押す状態となっており、地盤反力を期待できる状態であるのに対し、L-FおよびL-Sの加振中期以降では地表付近の液状化層で地盤の変位が杭の変位を上回り、地盤変位により杭に荷重が作用している状態となっている。そのため、フーチングの慣性力と抵抗面積が大きなL-Fで杭への負担が大きくなったのに対し、L-Sではフーチングの省略により杭頭付近での慣性力および抵抗面

積が小さいため杭基礎への負担が相対的に軽減されたことが、乾燥砂地盤と液状化地盤での相違点を生じた要因と考えられる。

以上から、液状化地盤においても、せん断パネル（二次部材）、鋼管（主部材）の順で損傷が進行し、せん断パネルによるエネルギー吸収により鋼管の損傷を防ぐという損傷制御機能を鋼管集成橋脚が有していること、杭基礎一体型はせん断パネル降伏後も鋼管が降伏しづらく、せん断パネルが有効に機能し、主部材に大きな残存耐力を保持することを確認した。

5. 結論

鋼管集成橋脚に対する合理的な基礎構造として提案している杭基礎一体型鋼管集成橋脚の耐震性能を評価するために、1/20サイズで作製した模型に対し振動台実験を実施し、従来基礎形式のフーチング形式と比較した。実験結果より得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 乾燥砂地盤、液状化地盤において、フーチング型、杭基礎一体型それぞれの基本的な変形特性、部材の損傷順序を確認した。その結果、どちらの基礎形式でもせん断パネルの降伏が先行し、せん断パネルの塑性変形に伴うエネルギー吸収により損傷制御機能が発揮されていることを確認した。
- (2) 特に杭基礎一体型は、基礎構造からフーチングを取り除くことで橋脚基部における部材間の剛性差を解消できるため、杭と柱の接合部において局所的なひずみが発生しないこと、フーチングを有する杭基礎よりもせん断パネル降伏後も鋼管が降伏するまで余裕があることから、優れた変形性能を発揮することを確認した。
- (3) フーチング型、杭基礎一体型のいずれの模型についても加振に伴ってせん断パネルが塑性化することで固有周期が長周期化した。乾燥砂地盤におけるフーチング型ではせん断パネルが降伏後、急激にせん断ひずみが増大し面外変形、亀裂の発生に至るのに対し、乾燥砂地盤における杭基礎一体型ではせん断パネル降伏後も段階的にせん断ひずみが増加し、ゆるやかに長周期化した。
- (4) 地盤と橋脚基礎構造の相対剛性が変形性能に大きく影響しており、杭基礎一体型鋼管集成橋脚は地盤の過大な応答変位や液状化が懸念される軟弱地盤でも優れた変形性能を発揮した。ゆえに、杭基礎一体型鋼管集成橋脚は軟弱地盤においても高い適応性があることを示した。

今後、本実験結果が示した杭基礎一体型鋼管集成橋脚構造の変形特性の利点が発揮される条件を数値解析的な

検討により精査する予定である。

謝辞：振動台模型実験の実施に当たり、(株)エムテック 三上和久氏、京都大学 光吉泰生氏、北海道大学 赤塚大二郎氏の多大なる協力を得た。ここに感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 金治英貞，鈴木英之，野中哲也，馬越一也：履歴型ダンパー付鋼管集成橋脚の損傷制御構造に関する基礎的研究，土木学会構造工学論文集，Vol. 50A，pp. 559-566，2004.
- 2) 金治英貞，米谷作記子，林訓裕，豊島径，西海健二：鋼管集成橋脚の縮小モデル載荷試験による力学特性と設計妥当性の検討，土木学会鋼構造論文集，第13巻，第49号，pp. 11-24，2006.
- 3) 西海健二，豊島径，金治英貞，林訓裕：鋼管集成橋脚における接続部のエネルギー吸収性能に関する実験的研究，第9回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp. 25-28，2006.
- 4) 篠原聖二，金治英貞，鬼木浩二，杉浦邦征：履歴型ダンパー機能を有する鋼管集成橋脚の地震応答特性，土木学会構造工学論文集，Vol. 58A，pp. 471-483，2012.
- 5) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，pp. 215-234，2012.
- 6) 篠原聖二：鋼管集成橋脚の地震応答特性の評価と基礎構造の合理化に関する研究，京都大学博士論文，pp. 9-29，2014.
- 7) 金治英貞，篠原聖二：損傷制御設計を用いた鋼管集成橋脚の開発とシミュレーション技術，土木学会第15回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集，pp. 39-52，2012.
- 8) Shinohara, M., Kanaji, H., Kosaka, T. and Imai, T.: Design and Construction of Highway Viaduct Supported by New Steel Pipe Integrated Pier with Shear Link, 9th German-Japanese Bridge Symposium, 2012.
- 9) 篠原聖二，金治英貞，小坂崇，杉山裕樹，津丸徳宏，鳥越卓志：鋼管集成橋脚の技術コンセプトと構造設計，橋梁と基礎，Vol. 48, No. 2, pp. 31-36，2014.
- 10) 磯部公一，木村亮，大塚悟，秋山耕士郎：鋼管柱基礎の静的水平抵抗特性に関する三次元有限要素解析，構造工学論文集 A，Vol. 56A，pp. 1041-1053，2010.
- 11) 篠原聖二，金治英貞，鬼木浩二，木村亮：杭基礎一体型鋼管集成橋脚の構造提案と地震時応答解析，土木学会論文集 C (地圏工学)，Vol. 69, No. 3, pp. 312-325，2013.
- 12) 井合進：1g 場での地盤－構造物－流体系の模型振動実験の相似則，港湾空港技術研究所報告，Vol. 27, No. 3, pp. 3-24，1988.
- 13) 桜井誠一：新旧土木構造物の基礎－昭和大桥－，土と基礎，Vol. 21, No. 6, pp. 39-43，1973.

(2016. 2. 22 受付)

SEISMIC PERFORMANCE OF A MULTIPLE STEEL PIPES BRIDGE PIER
INTEGRATED BY PILE FOUNDATION WITHOUT A FOOTING
USING SHAKING TABLE TESTS

Koichi ISOBE, Yasuo SAWAMURA, Hiroki SUGIYAMA, Masatsugu SHINOHARA,
Yasumasa SOGA, Hiroshi KOBAYASHI and Makoto KIMURA

A multiple steel pipes bridge pier integrated by pile foundation without a footing has been proposed to design a rational foundation of the bridge pier structure. Based on the past achievements, the proposed substructures possess an excellent advantage of reduction of strain at the column through strain decentralization at footing point. In addition, reduction in footing weight contributes to decrease pile strain. On the other hand, the proposed substructure has some disadvantages i.e. increase in strain and displacement of piles. But it has been revealed that the strain generated at piles can be minimized by using underground beams around pile heads in the ground. In this paper, the seismic performance of the proposed bridge pier structure grounded in dry sand and liquefiable sand is evaluated based on the large-scale shaking table tests using bridge pier and foundation models with the scale of 1/20. As with the past achievements, the proposed structure has advantages of strain reduction of column by strain decentralization at footing point. It is recognized that it has high seismic performance and high toughness in view of the fact that the main members (columns and piles) hold a large residual strength after yielding of the shear panels.