

# 大型振動台を用いた杭基礎一体型鋼管集成橋脚の耐震性能評価 (乾燥砂地盤)

阪神高速道路(株)  
 京都大学大学院  
 北海道大学大学院

曾我恭匡 (正), 杉山裕樹 (正), 篠原聖二 (正)  
 澤村康生 (正), 光吉泰生 (学), 木村亮 (正)  
 磯部公一 (正)

## 1. はじめに

鋼管集成橋脚とは、既製鋼管4本を、履歴型ダンパー性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り、地震時に鉛直荷重を主部材である鋼管が、水平荷重を二次部材であるせん断パネルが受け持つことで、地震時の損傷をせん断パネルにのみ集約している<sup>1)</sup>。

先行研究<sup>2)</sup>より、従来のフーチング基礎形式に対して、基礎部分をより合理化した杭基礎一体型鋼管集成橋脚は構造成立性や橋脚と基礎の剛性差の解消による柱基部のひずみが緩和することなどを解析的に確認している。一連の研究<sup>3),4)</sup>では、上述を含めた地震時挙動を実験的に確認するために、実構造物の1/20で作製した縮小模型による大型振動台実験及びその再現解析を実施した。本稿では、乾燥砂地盤を用いた実験結果について報告する。

## 2. 実験概要

本実験では、フーチングを有する杭基礎(以下、D-F)及び杭基礎一体型(以下、D-S)の異なる構造形式を有する2種類の鋼管集成橋脚を対象とした。本橋脚は4本の鋼管で構成され、鋼管間隔は杭中心間隔が杭径の2.5倍となるよう設定し、鋼管間の横つなぎ材は3段設置した。また、基礎は、D-Fではフーチング下部に8本の群杭を設け、D-Sでは柱と杭を直接接続し、橋脚基部で4本の柱を地中梁によりそれぞれ連結している(図-1)。本実験には、長さ4.0m×幅1.0m×深さ2.0mの剛土槽を使用し、地盤は東北珪砂6号により相対密度80%の均質な乾燥砂地盤を作製した。図-2に実験概略(D-S)を示す。入力地震動として、周波数2Hzのテーパ付き正弦波を10秒間、最大加速度が $0.5\text{m/s}^2$ から $5.0\text{m/s}^2$ の間で $0.5\text{m/s}^2$ ずつ段階的に加振した。

## 3. 実験結果

表-1に各加振におけるせん断パネル、地中梁及び鋼管の損傷過程を示す。せん断パネルと地中梁の降伏せん断ひずみは、ミルシートより各々 $1770\mu$ 、 $2590\mu$ とし、鋼管のそれは一般的な鋼材を想定して $2000\mu$ 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急激な変化に着目し評価を行った。

まず、表-1より、いずれの構造形式においてもせん断パネル(二次部材)、鋼管(主部材)の順に損傷が進行しており、せん断パネルでエネルギー吸収し、鋼管の損傷を防いでいることから、鋼管集成橋脚が損傷制御機能を有していることが分かる。また、D-SはD-Fよりもせん断パネル降伏後も鋼管が降伏しにくく、せん断パネルが有効に機能することで、優れた変形能力を発揮することを確認した。

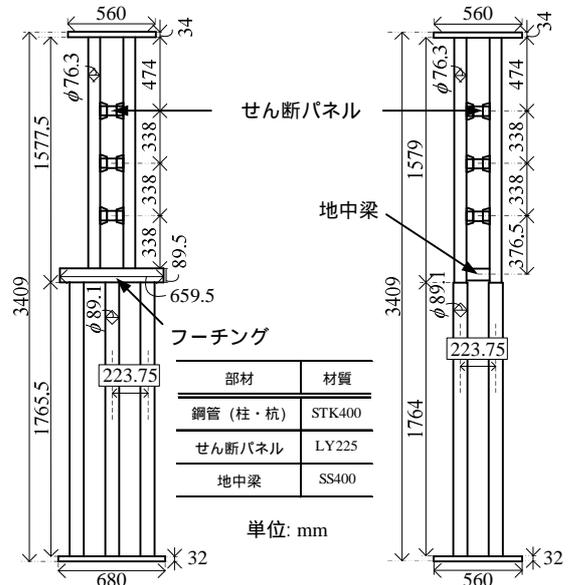


図-1 実験供試体(左: D-F, 右: D-S)

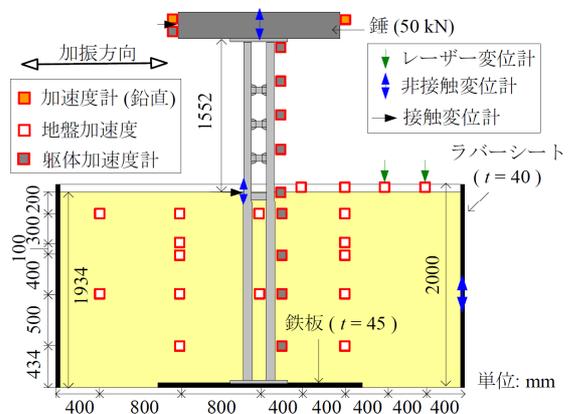


図-2 実験概略図(D-S)

キーワード 杭基礎, 損傷制御設計, 振動台実験, 乾燥砂地盤

〒552-0007 大阪市港区1丁目2-1-1900 阪神高速道路(株)建設事業本部大阪建設部 TEL06-6599-1701

次に、主部材である鋼管に着目すると、D-F の柱は第 3 加振で、D-S の柱は第 8 加振で各々橋脚基部が降伏した。図-3 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高い剛性差により橋脚基部にひずみが集中する傾向が見られた。一方、D-S では地表面から-0.5m 付近において杭体のひずみが大きいものの、柱 杭において連続的なひずみ分布となっており、鋼管が局所的な損傷を受けにくい構造であると考えられる。

さらに、構造物全体としての剛性の推移に着目し、橋脚天端における最大応答加速度と最大水平変位の関係を図-4 に示す。D-S ついては、入力加速度が大きくなるに従って構造物の剛性は徐々に低下するが、その傾向は D-F に比べ緩やかである。これは、D-S ではせん断パネルが降伏した後も面外変形を起こすまでに余裕がある上、せん断パネルが面外変形を起こした後も地中梁の降伏によってエネルギー吸収が図られたことによると考えられる。

最後に、D-F・D-S 両模型の固有周期の推移を図-5 に示す。固有周期は、自由振動中の模型の、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。D-F・D-S ともに加振ステップ毎に固有周期が徐々に長期化しているが、顕著な変化が見られたのは柱鋼管が降伏した後である。

4.まとめ

本実験より、以下のことが明らかとなった。D-F・D-S ともに想定した損傷過程であった。特に D-S は、D-F 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、優れた変形能を発揮する。D-S では、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、杭と柱の接合部において局所的なひずみが発生しない。

<参考文献>

- 1) 篠原ら：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, pp.31-36, 2014.
- 2) 篠原ら：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.
- 3) 光吉ら：大型振動台を用いた杭基礎一体型鋼管集成橋脚の耐震性能評価（液状化地盤），第 70 回土木学会年次学術講演会講演概要集，2015（印刷中）.
- 4) 磯部ら：大型振動台を用いた杭基礎一体型鋼管集成橋脚の耐震性能評価（再現解析），第 70 回土木学会年次学術講演会講演概要集，2015（印刷中）.

表-1 各加振における部材の損傷過程

加振No. (最大入力加速度)	フーチングを有する杭基礎 (D-F)				杭基礎一体型 (D-S)				
	せん断パネル		鋼管		せん断パネル		鋼管		
	上段	中段	下段	柱・杭	上段	中段	下段	柱	杭
第1加振 (0.5m/sec <sup>2</sup> )									
第2加振 (1.0m/sec <sup>2</sup> )									
第3加振 (1.5m/sec <sup>2</sup> )									
第4加振 (2.0m/sec <sup>2</sup> )									
第5加振 (2.5m/sec <sup>2</sup> )									
第6加振 (3.0m/sec <sup>2</sup> )									
第7加振 (3.5m/sec <sup>2</sup> )									
第8加振 (5.0m/sec <sup>2</sup> )									

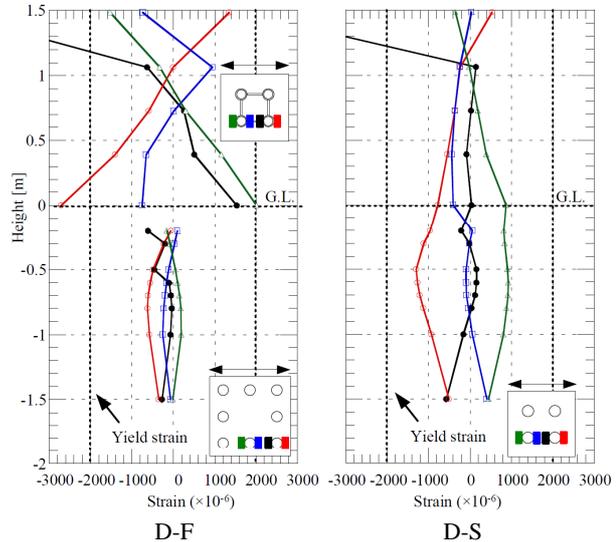


図-3 橋脚天端の水平変位が最大となる時の鋼管ひずみ分布（第 3 加振後）

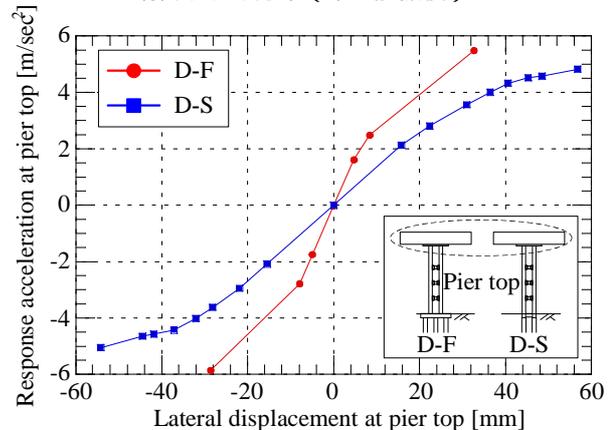


図-4 橋脚天端における最大応答加速度と最大水平変位の関係

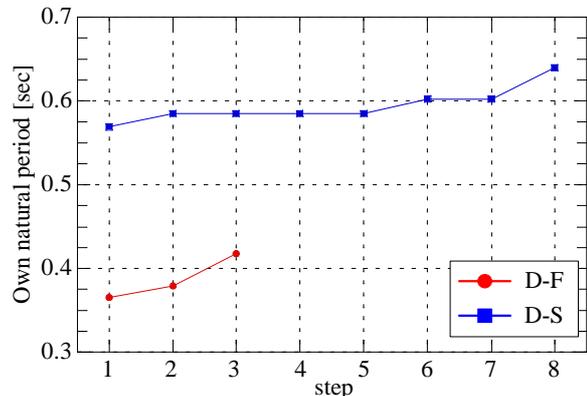


図-5 固有周期の推移