

鋼管集成橋脚における接続部の耐荷性能に関する研究

鋼管杭協会 正会員 ○西海 健二
阪神高速道路 正会員 金治 英貞

1. 目的

複数本の鋼管柱を、低降伏点鋼を用いた横つなぎ材で連結した鋼管集成橋脚は、地震時の水平力を横つなぎ材の抵抗でエネルギー吸収を図り、かつ地震後の修復性の向上が期待できる新しい橋脚構造である。筆者らは、これまで動的応答解析および橋脚模型試験により本構造全体系の耐震性能の研究¹⁾²⁾を行ってきた。本構造の設計手法を確立するべく、鋼管柱と横つなぎ材の接続部を対象とした模型試験による性能評価を実施したので報告する。

2. 試験概要

(1) 試験体

鋼管柱とH型断面の横つなぎ材の接続形式として、図1に示すダイヤフラムを介して直接接続したダイヤフラム形式と、鋼管柱の外周にさや管を配置したさや管形式を対象とした。ダイヤフラム形式は剛性が高く荷重伝達が確実な構造であるのに対し、さや管形式は剛性の低下が懸念されるが、施工時の誤差吸収が期待できる。試験体は、高さ24.7mの橋脚を対象として、約1/2縮尺模型とし、表1に示すダイヤフラム形式（Case1）とさや管形式（Case2,3）の計3体を実施した。なおCase2とCase3では、接続剛度の違いに着目して、さや管の板厚と長さを変化させた。横つなぎ材は全て、高さ312mm、フランジ幅120mm、フランジ厚12mm、ウェブ厚6mmとし、フランジにはSM490A材を、ウェブにはLY225材を用いた。また、ウェブ部は縦スチフナーにより3パネルに分割されている。

(2) 荷荷方法

試験方法は、図2に示すように鋼管柱上下をピン構造とした上で鋼管柱上下を連結し、試験体上部より油圧シリンダーにより水平荷重を荷荷する方式とした。本荷荷方法により、鋼管集成橋脚の断面力分布として鋼管柱に作用する曲げモーメントが0となる構造を再現している。また、荷荷サイクルは、横つなぎ材の相対せん断変位を鋼管中心間隔（1200mm）で除したせん断変形角をモニタリングしながら、0.2%（せん断降伏）から5.0%まで3サイクルの正負交番荷荷を行い、それ以後は試験体の耐力が低下するまで1サイクルでの正負交番荷荷を行うこととした。ここで、鋼管集成橋脚の設計においては、横つなぎ材での安定した履歴吸収を得る目安として横つなぎ材のせん断変形角を3%以下と規定している。

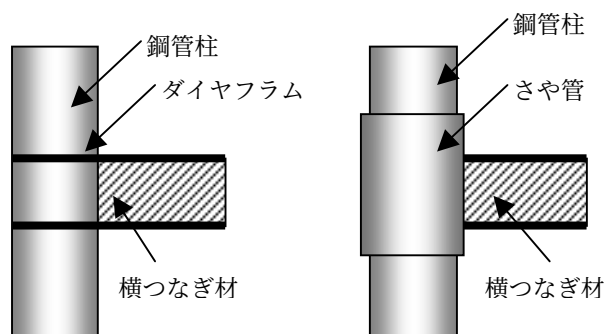


図1 接続形式

表1 試験体諸元

ケース	形式	鋼管柱	接合部	横つなぎ材
Case 1	ダイヤフラム形式	φ508, t12.7mm	鋼管内側に 環状ダイヤフラム	H312×120 フランジ厚12mm ウェブ厚6mm
Case 2	さや管形式		さや管 φ610,t12mm, L=500mm	
Case 3	さや管形式		さや管 φ610,t16mm, L=700mm	

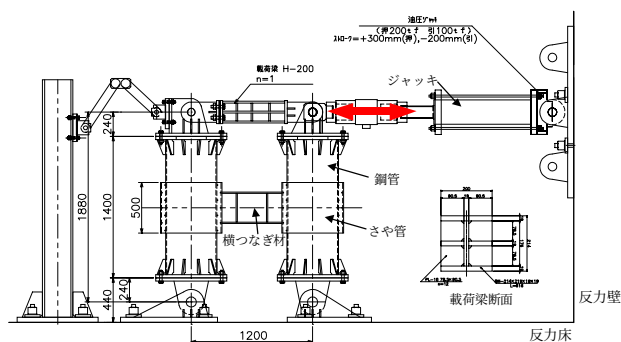


図2 荷荷方法

キーワード 鋼製橋脚、耐震、低降伏点鋼

連絡先 〒293-8511 千葉県富津市新富20-1 新日本製鐵(株) TEL. 0439-80-2198

3. 試験結果

Case1,2 で得られた水平荷重とせん断変形角の関係を図3,4に示す。Case1では、せん断変形角0.2%で横つなぎ材がせん断降伏し、2%までは紡錘型の安定した履歴曲線を示したが、2%以降でウェブがせん断座屈を生じ、負勾配

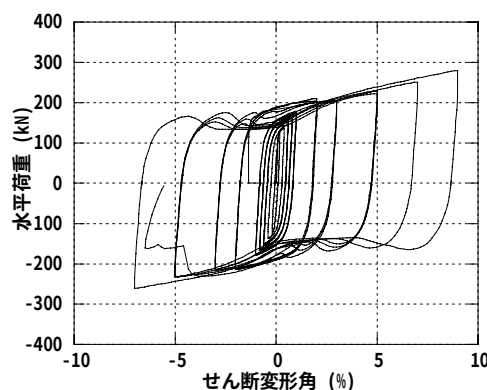


図3 荷重—せん断変形角 (Case1)

を有する履歴曲線を示した。その後、5%で中央パネルに亀裂が発生し、最終的に9%でウェブ中央が大きく破断し耐力低下に至った。

Case2では、せん断変形角2%まではCase1と同様に紡錘型の安定した履歴曲線を示したが、この段階よりウェブにせん断座屈が発生し、3%でウェブ中央に亀裂が発生・拡大に伴い履歴曲線は負勾配を伴う挙動を示した。その後5%でウェブ中央の亀裂が拡大し、徐々に荷重が低下し7%で載荷を終了した。またCase3ではCase2とほぼ同様の傾向を示し、両試験ともにさや管部の損傷は認められなかった。3体の試験の履歴曲線の包絡線を図5に示すが、さや管形式はダイヤフラム形式と比較してウェブの亀裂発生および破断に伴う耐力低下が比較的早期に発生したが、せん断変形角5%まではほぼ同様の挙動を示した。

横つなぎ材の中央パネルにおけるせん断ひずみで整理すると、Case1終了時のせん断変形角が9%であるのに対し、中央パネルせん断ひずみは20%に達していた。すなわち、横つなぎ材のせん断変形角の約2倍のひずみが中央パネルに集中していた。本試験では、横つなぎ材を3パネルに分割したが中央パネルの幅厚比が側部パネルよりも大きいため中央パネルにせん断ひずみが集中したためと考えられる。なお、図6にはせん断変形角3%までの中央パネルのせん断応力-せん断ひずみ関係を示すが、接続形式にかかわらず安定した履歴曲線を示していることが確認できた。

せん断パネルでエネルギー吸収を図る上で累積塑性変形倍率が重要となるが、本試験で破断に至るまでの値を表2に示す。せん断変形角では約600、中央パネルのせん断ひずみに着目すると1800～2100であった。

4. まとめ

鋼管集成橋脚の鋼管柱と横つなぎ材の接続部模型試験を実施した結果、以下の事項が確認された。

- ・両形式ともにせん断変形角3%までは安定した挙動を示し、ダイヤフラム形式では9%で、さや管形式では7%で中央パネルウェブ部の亀裂に伴い耐力が低下する傾向を示した。
- ・横つなぎ材を3パネルに分割した場合には、側部パネルの剛性が高いために中央パネルにせん断ひずみが集中する傾向にあるが、せん断変形角が3%以内では、良好なエネルギー吸収が可能と考えられる。

参考文献

- 1) 金治ら：履歴型ダンパー付き鋼管集成橋脚の損傷制御構造に関する基礎的研究，構造工学論文集，Vol.50A, 2004
- 2) 金治ら：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，鋼構造論文集，Vol.13, No.49, 2006

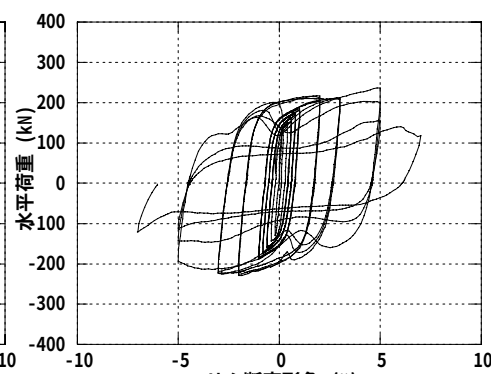


図4 荷重—せん断変形角 (Case2)

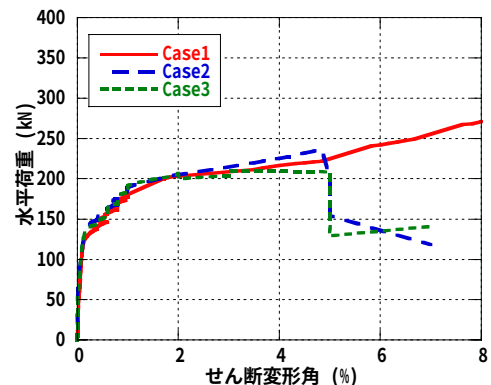


図5 包絡線比較

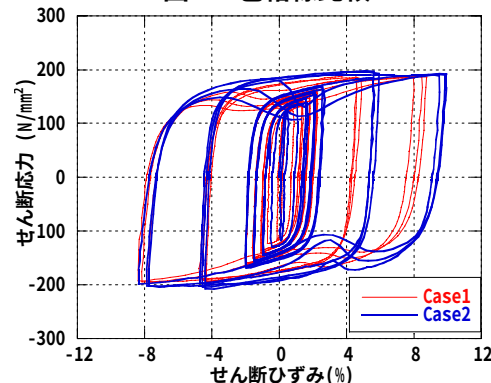


図6 中央パネル応力—ひずみ関係

表2 累積塑性変形倍率

	せん断変形角	せん断ひずみ
Case1	654	1782
Case2	593	1887
Case3	636	2183