

鋼管集成橋脚横つなぎ材の地震時性能に関する実験的検討

阪神高速道路株式会社 正会員 甲元 克明 正会員 ○田中 将登
正会員 曾我 恭匡 正会員 杉山 裕樹
神戸大学 正会員 橋本 国太郎

1. はじめに 鋼管集成橋脚は、せん断降伏型履歴ダンパー機能を有する横つなぎ材で 4 本の鋼管柱を連結した構造で (図-1)、種々の実験や解析¹⁾²⁾でその耐震性能が明らかにされつつある。その一環として横つなぎ材の中央のせん断パネルが垂直補剛材を有する形状の制震性能は解析³⁾から確認されているが、実験からその制震性能や損傷過程などについては確認されていない。そこで、今般、補剛材の有無をパラメータとして実スケールでの静的実験を行った。本稿ではその結果を報告する。

2. 実験概要 本研究で用いた供試体の全体図および設置状況を図-2 に示す。同図より、右側の油圧ジャッキによって左側に設置したせん断パネルに正負交番载荷を行った。荷重の载荷はせん断パネルのひずみが降伏ひずみに達したときの水平変位を $1\delta y$ として、 $\pm 0.5\delta y \times 3$ 、 $\pm 1.0\delta y \times 3$ 、 $\pm 2.0\delta y \times 3$ 、...、 $\pm 20\delta y \times 3$ 、...と同一変位で 3 回ずつ振幅させ、 $1\delta y$ ずつ漸増させて载荷を行った。このとき便宜上、油圧ジャッキの伸び、縮みをそれぞれ圧縮、引張とした。なお、供試体下側における横つなぎ材と鋼管との接合部を完全固定し、供試体の両脇に変位や回転を拘束するための治具を取り付けた状態で载荷する両端固定形式で実験を行った。

図-3 は供試体接合部の形状、表-1 は寸法などの条件を示す。同図より、補剛材有無以外の Case1、2 の実験条件は同様である。鋼管間隔は 1200mm、接合方法はウェブ・フランジともに摩擦接合を用いている。また、せん断パネルの板厚は 9mm、幅は 400mm とした。

また、同図にせん断パネルウェブの面外変位を計測するために設置した変位計 (No.1、2、3) の設置箇所を示す。Case1 では片側パネルの中央 3 箇所を計測し、Case2 ではパネル中央 3 箇所を計測した。

3. 荷重—変位の関係 図-4、図-5 はそれぞれ Case1、Case2 の荷重と変位の関係を示す。横軸の変位にはせん断パネル両端の水平変位の差であるせん断パネルの相対変位を使用した。先ず図-4 より、Case1 では $16\delta y$ 付近で荷重が大幅に低下し、その後再び荷重が増加している。これは供試体の補剛材が座屈したこと他に治具の破壊によって片端固定形式となったためと考えられる。ただし、形式変化に伴う荷重低下で $16\delta y$ 以降は若干低

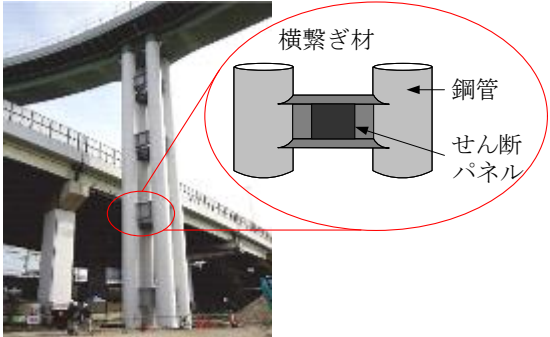


図-1 実用化された鋼管集成橋脚

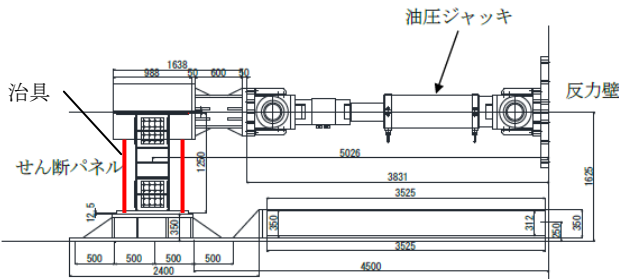


図-2 実験供試体の概要および設置状況

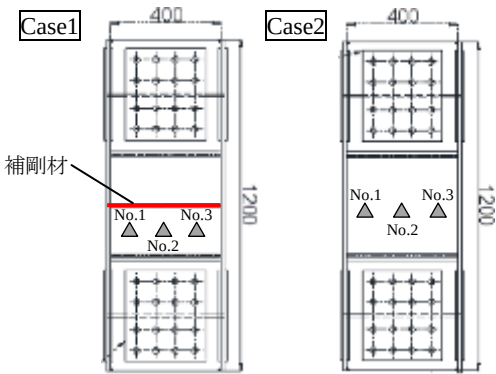


図-3 供試体接合部の形状、変位計設置位置

表-1 実験供試体接合部の寸法

	せん断パネル						
	補剛材	板厚	幅	アスペクト比		幅厚比	
				全体	サブ	全体	サブ
Case1	有	9	400	1.0	0.5	0.38	0.23
Case2	無	9	400	1.0	1.0	0.38	0.38
	接合方法			隅角部隙間		载荷形式	
	ウェブ	フランジ					
	摩擦	摩擦		無		両端固定	
Case1	摩擦	摩擦		無		両端固定	
Case2	摩擦	摩擦		無		両端固定	

Keywords: 鋼管集成橋脚 せん断パネル 垂直補剛材 正負交番载荷実験

連絡先: 〒552-0007 大阪市港区弁天 1-2-1-1900 阪神高速道路㈱ 建設・更新事業本部 大阪建設部 TEL06-6599-1718

い荷重評価となるが、後述するエネルギー吸収能への影響は限定的と考えている。最終的には $27.5\delta y$ でパネル角からの亀裂により荷重が再び低下して終局を迎えた。

一方図-5 より、Case2 では引張方向の $10\delta y$ 等でパネルの座屈変形に起因すると思われる緩やかな荷重低下が数カ所見られるものの、荷重は増加し続け、最終的には $15\delta y$ でパネル内の亀裂が貫通したことで終局状態となった。

ここで、治具が破壊するまでの両者の履歴曲線を比較すると Case2 に比べて Case1 の荷重が常に大きいこと、Case2 に比べて Case1 ではせん断パネルの座屈による荷重の低下がみられないことから補剛材を設置することによって荷重が大きくなる効果が確認された。

4. せん断パネルの面外変形 図-6 は変位計から得られた Case1、Case2 の引張方向の面外変形量を示す。なお、圧縮方向も同様の傾向を示した。

まず Case1 では全ての荷重状態において3箇所で概ね面外変形が発生しない。一方、Case2 では中央と左右でそれぞれ凹、凸と変形する。これはせん断パネルが変形する際にパネルの対角線を基準にウェブ面が波打つためである。以上の結果より、Case2 に比べ Case1 の面外変形が小さいことが確認された。

5. 補剛材有無に伴うエネルギー吸収能の差異 図-7 は横軸に相対変位を降伏時の相対変位で除した値とし、縦軸に荷重を降伏時の荷重で除した値とした無次元化包絡線を示す。なお、包絡線は同変位で3サイクル行っただけの1サイクル目である。併せて実験で得られた塑性率、エネルギー吸収能を示す。なお、最大塑性率は最大荷重に達した際の変位量を降伏変位で除した値、エネルギー吸収能は荷重と相対変位の履歴曲線で囲まれた面積を実験終了まで全て足し合わせて算出した。

同図より、最大塑性率は Case1 に比べて Case2 が大きくなるものの、Case1 と Case2 のエネルギー吸収能はそれぞれ $1960.8\text{kN}\cdot\text{m}$ 、 $1391.5\text{kN}\cdot\text{m}$ と、Case1 は Case2 の 1.4 倍となることが確認された。この理由としては Case1 ではアスペクト比が小さいことによってせん断パネルの面外変形が小さく、せん断座屈を抑制することができたためと考えられる。以上より、せん断パネルに補剛材を設置することによって制震性能が向上されると考えられる。

6. まとめ 本稿では鋼管集成橋脚のせん断パネルの補剛材の有無に着目して実スケールの静的実験を実施した。その結果、補剛材を設置することで制震性能が向上される効果が確認された。

参考文献 1) 金治ら：履歴型ダンパー付き鋼管修正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、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的特性と設計妥当性の検討、鋼構造論文集、3) 橋本ら：せん断パネルの構造パラメータが鋼管集成橋脚の耐震性能に及ぼす影響、土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)

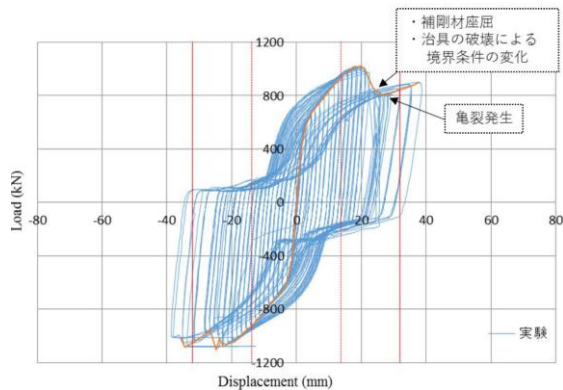


図-4 Case1 の荷重—変位関係

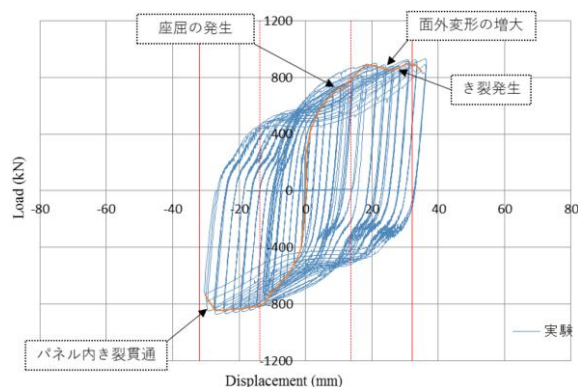


図-5 Case2 の荷重—変位関係

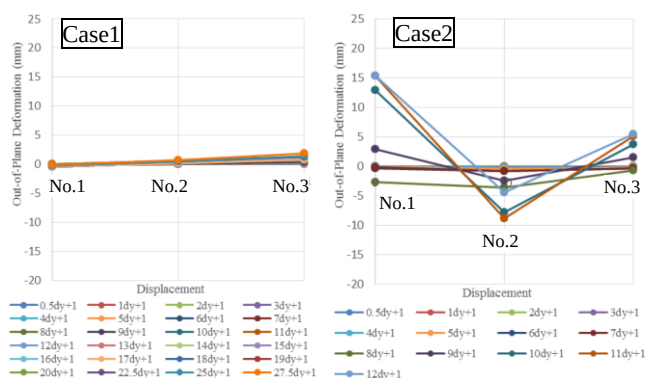


図-6 面外変形の推移

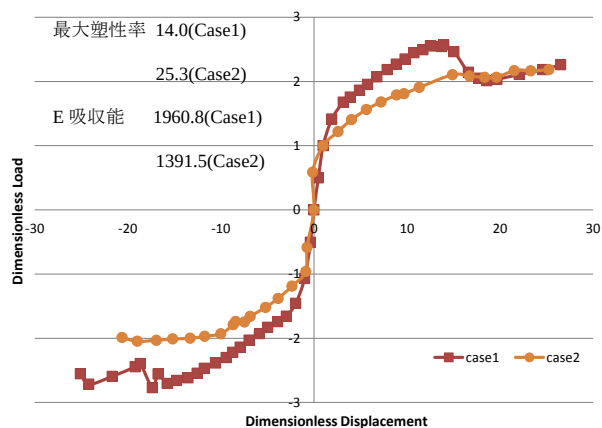


図-7 無次元化包絡線