

劣化した鋼板接着補強 RC 桁の耐荷力試験

(独)土木研究所 正会員 吉田 英二 正会員 村越 潤
正会員 木村 嘉富 正会員 田中 良樹

1. はじめに

鋼板接着補強された RC 桁の破壊までの挙動と残存耐荷力を調査するため、撤去部材を用いた載荷試験を実施した。対象橋梁は、1935 年に架設され約 75 年供用された単純 RCT 桁橋（8 径間、支間 10.0m）である。1981 年頃に、床版及び主桁に鋼板接着補強がなされた。その後、他の管理者への移管に際して、床版及び主桁の劣化損傷が著しいことから、2010 年に架け替えとなり、解体撤去された。撤去前の調査では、鋼板接着補強の劣化損傷状態が、径間毎に異なっていた。第 7 径間では、鋼板の腐食、主桁のひび割れともに比較的軽微であった（写真-1）。第 1 径間では、主桁の鋼板の腐食が広範囲に見られ、漏水痕及びウェブコンクリートのひび割れが確認された（写真-2）。そのうち、第 7 径間から切り出した軽微な損傷の主桁 1 体（供試体 S1）と第 1 径間の損傷の著しい主桁 1 体（供試体 S2）の曲げ載荷試験を実施した（冬季に実施）。

2. 外観状況及び材料調査

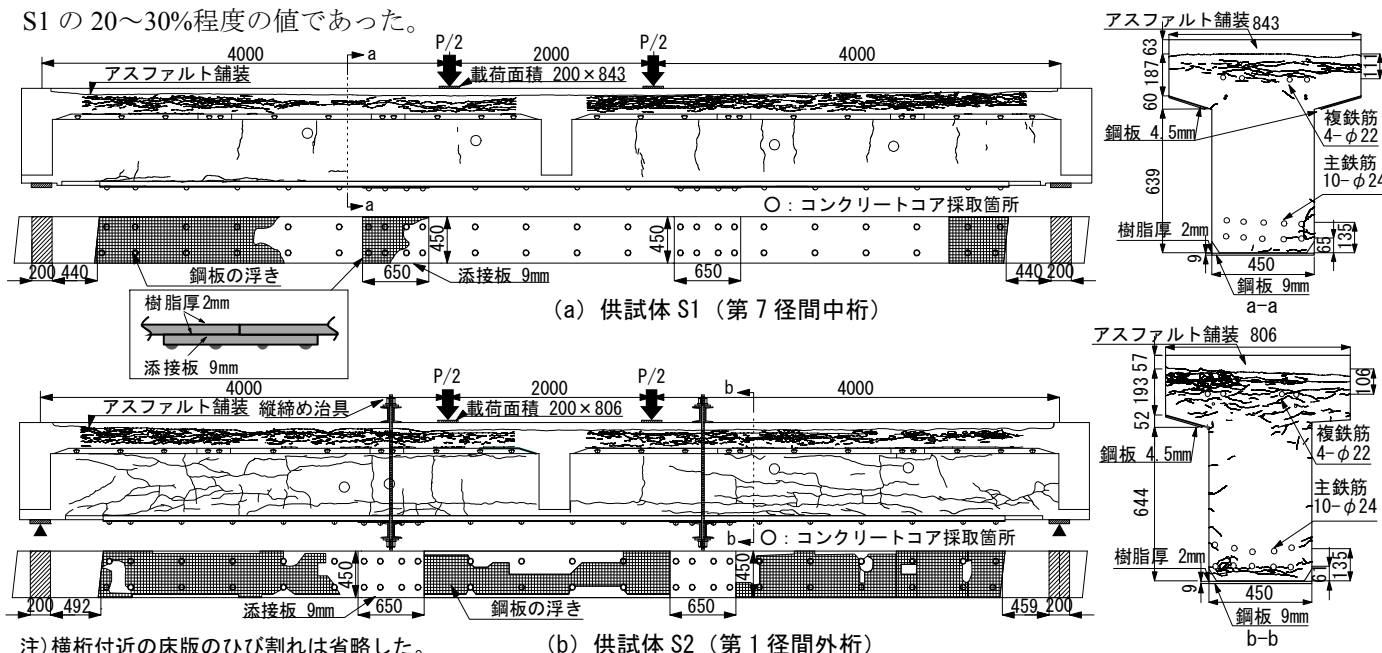
図-1 に、載荷試験前の主桁 2 体の外観状況及び載荷試験後の切断面を示す。主桁 2 体のウェブ表面の一部は、塗膜で覆われていたため、それを除去して調査を行った。供試体 S2 の主桁ウェブ表面のひび割れは、広範囲に確認されたが、載荷試験後の切断面の状態を見ると内部深くまでは達していなかった。載荷試験前の床版側面には、両供試体ともに無数の水平方向のひび割れが確認された。鋼板の叩き調査では、供試体 S2 は、鋼板継手部を除いてほぼ全域に浮きが確認された。また、部分的なはつり調査によると、スターラップ 2-φ8 が、概ね 200mm 間隔に配置されていた。図-2 及び表-1 に、載荷試験後の主桁から取り出したコンクリートコア及び鋼材の材料試験結果を示す。供試体 S1 のコンクリートコア圧縮強度及び弾性係数は、道路橋示方書¹⁾に示されている関係に近い値であった。供試体 S2 のコンクリートコア弾性係数は、供試体 S1 の 20～30%程度の値であった。



写真-1 第7径間の下面状況



写真-2 第1径間の下面状況



注) 横桁付近の床版のひび割れは省略した。

単位: mm

図-1 載荷試験前の外観状況（供試体側面と鋼板の浮き）

(c) 載荷試験後の切断面

キーワード 劣化, 耐荷力, 鋼板接着補強, 剥離, 継手

連絡先 〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6 (独) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター

T E L 029-879-6773 F A X 029-879-6739

3. 試験方法

試験は実橋の支点位置に合わせ、スパン 10m、純曲げ区間 2m の 2 点集中載荷とした (図-1)。

測定項目は、たわみ変位、

鉄筋ひずみ、コンクリート

のひずみ、鋼板のひずみの他に、ひび割れ幅及び鋼板とコンクリートの開きをクリップゲージで計測した。主鉄筋ひずみの計測は、載荷点直下のコンクリート側面から鉄筋をはつり出し、ひずみゲージを貼り付けた (両面各 1 箇所)。供試体 S2 については、鋼板継手部の剥離防止のため、縦締め治具を設置した (効果は見られなかった)。(図-1(b))。床版上面のアスファルト舗装は、劣化した床版が著しく欠損する恐れがあるとともに、不陸整正を要するため、除去せずに載荷を行った。

4. 試験結果

図-3 及び表-2 に、荷重-変位の関係及び曲げ耐力の比較結果を示す。図-3 に示す計算値は、供試体 S1 を健全の状態と仮定し、材料試験結果

を用いて、コンクリートの圧縮合力と鉄筋及び鋼板の引張合力のつり合いから断面分割法²⁾より算出した。なお、床版上面のアスファルト舗装は計算値に考慮していない。両供試体は、ほぼ同一荷重で、鋼板継手部の剥離が発生した (クリップゲージで確認)。剥離発生前までの挙動は、損傷による差異が確認されず、両供試体ともに、荷重で比較して、補強有りとした場合の計算値に比べて 1 割程度大きい値であった。鋼板の剥離後、剛性が低下しつつも供試体 S1 の荷重は、さらに増加し、補強無しの曲げ耐力に相当する荷重でピーク値を迎えた。供試体 S2 の耐力は、S1 や計算値に比べて 1 割程度低かった。その後、いずれも主鉄筋ひずみで降伏が認められ、上フランジの圧縮破壊に至った (写真-3)。

図-4 に、剥離発生直前における鋼板下面のひずみ分布を計算値と併せて示す。一般に、鋼板継手部のひずみは、鋼板断面の変化や鋼板端部付近に発生するせん断応力や垂直応力の影響により、急激に変化が生じる傾向があると考えられる。継手中心部の実測値は、計算値の 1/2 程度の値であった。計算値が全体的に実測値より大きい値を示しているのは、アスファルト舗装の影響や鋼板の浮きによって実測値が小さかったことによるものと推察される。

図-5 のように、実測ひずみから、鋼板接着部に作用する軸力を算定して、継手部の剥離強度を試算した。その結果、剥離強度は 2.5~3.2MPa であり、エポキシ樹脂接着剤の引張せん断接着強さ 10MPa (規格値) と比較して 1/4~1/3 程度の小さい値であった。

5. まとめ

鋼板接着補強された RC 桁は、損傷の差によらず、同程度の荷重で、主桁下面の補強鋼板継手部の剥離が発生し、曲げ耐力の補強効果が失われた。その後の RC 桁としての耐力は、損傷の著しい供試体 S2 の方が S1 や計算値に比べて 1 割程度低い傾向が見られた。

謝辞 長野県をはじめ本調査にご協力いただいた関係各位に深く感謝致します。

参考文献 1) 道路橋示方書・同解説, 日本道路協会, 2002.3. 2) 井上, 鈴川, 高木, 児島: 炭素繊維プレートで補強した RC はりの曲げ特性に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.746, pp165-179, 2003.11.

表-1 鉄筋及び補強鋼板の引張試験結果

鋼材の種類	降伏点 (MPa)	引張強さ (MPa)	弾性係数 (GPa)
鉄筋			
φ8 (スターラップ)	299	418	209
φ22 (複鉄筋)	301	460	209
φ24 (主鉄筋)	287	400	212
補強鋼板 9mm厚	393	530	205

*3本の平均値

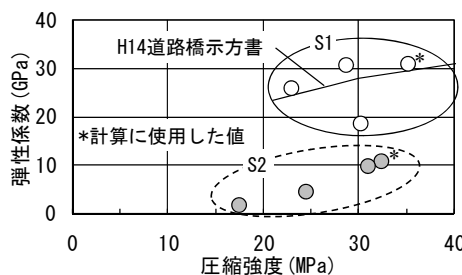


図-2 コンクリートコア圧縮強度試験結果

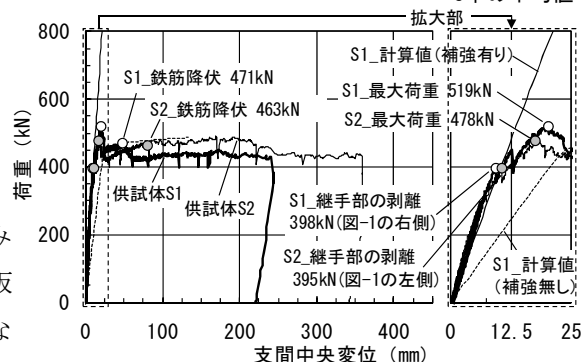


図-3 荷重-変位の関係

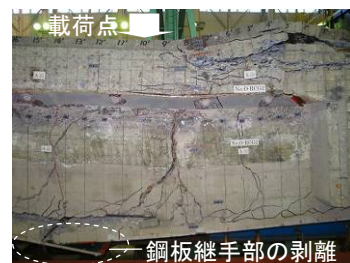


写真-3 破壊状況 (供試体 S1)

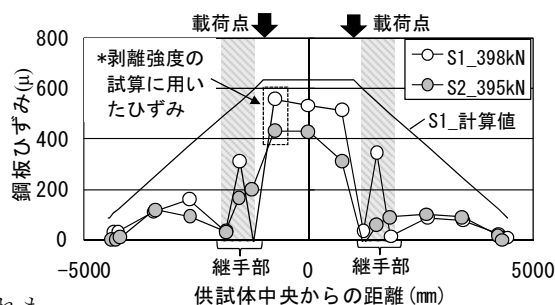


図-4 鋼板のひずみ分布

$$T = E (\text{弾性係数}) \times A_p (\text{断面積}) \times \text{剥離発生直前の鋼板ひずみ (図-4)}$$

$$\text{剥離強度} = T/A (\text{剥離面積})$$

$$\approx 3.2 \text{ MPa (S1)}, 2.5 \text{ MPa (S2)}$$

図-5 鋼板継手部の剥離強度の試算