

接着工法を用いたコンクリート橋のせん断補強に関する研究

研究予算：運営交付金（一般勘定）

研究期間：平 20～平 22

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：村越潤，田中良樹，吉田英二

【要旨】

既設の鋼板接着された RC 桁のせん断耐力を評価するため、下面鋼板接着が RC 桁のせん断耐力に及ぼす影響及び桁高／桁幅比の小さい寸胴なコンクリート桁のウェブ側面に鋼板接着したときのせん断補強効果について実験的検討を行った。その結果、下面鋼板接着された RC 桁のせん断耐力は、既往の RC 桁のせん断耐力評価式で評価できること、寸胴な RCT 桁であっても、スターラップがない場合に、側面鋼板接着によりせん断補強効果が得られることがわかった。また、鋼板接着後 30 年供用された撤去 RC 桁の載荷試験を行い、鋼板の継手部が先行破壊することにより、曲げ補強効果がほとんど得られない場合があることがわかった。

キーワード：補強，鋼板接着，せん断破壊，剥離破壊，劣化，継手

1. はじめに

既設道路橋における鉄筋コンクリート(RC)の桁や床版は、設計荷重の変更や部材の劣化を理由に、鋼板や FRP シートを貼り付ける工法で補強されている場合がある。これらの橋を有効に活用するためには、補強された部材の挙動や耐力を精度よく評価する必要がある。

単純 RC 桁の下面に鋼板をエポキシ樹脂系接着剤で貼り付ける補強方法は、1960 年代中頃から研究事例が見られる。それと同時期、国内の道路橋では、RC 床版に疲労損傷が頻繁に見られるようになったことから、RC 床版を主たる対象として鋼板接着補強の実験的検討が行われた¹⁾。FRP が建設分野の補強材料として普及していなかった当時は、供用しながら施工でき、外見上の構造変化が小さい鋼板接着工法が急速に普及した。FRP による補強工法は 1990 年代から開発され、国内では阪神大震災後の耐震補強や新活荷重への対応を背景に急速に普及した。その後、FRP による RC 部材の補強に関する設計ガイドラインの類が充実した。それに比べて、鋼板接着による RC 部材の補強に関する設計ガイドラインは十分に整備されたとは言い難い。既に鋼板接着補強された RC 床版や RC 主桁が多く現存していることから、FRP による補強だけでなく、鋼板接着補強についても、その補強効果の正確な把握が必要である。

本研究では、下面鋼板接着が RC 桁のせん断耐力に及ぼす影響、及び桁高／桁幅比の小さい寸胴な RCT 桁のウェブ側面に鋼板接着したときのせん断

補強効果について実験的検討を行った(図-1, 2)。また、撤去された鋼板接着補強 RC 桁の載荷試験を行った。



図-1 下面鋼板接着された RC 桁の載荷試験

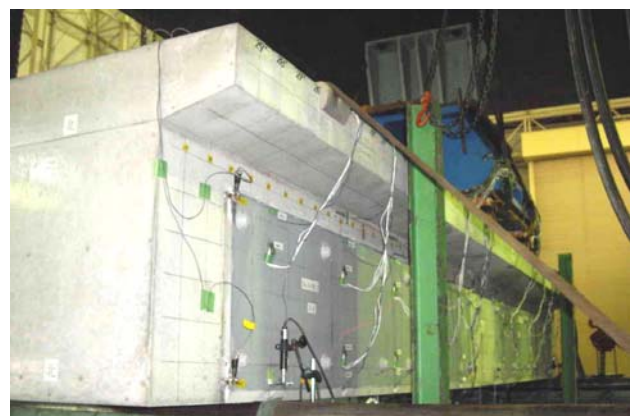


図-2 側面鋼板接着された寸胴 RC 桁の載荷試験

2. 下面鋼板接着がRC桁のせん断耐力に及ぼす影響

2.1 試験方法

図-3 及び表-1 に供試体の諸元を示す。1960 年代に建設された道路橋の RC 床版をモデルとして、桁高さ 190 mm を基本とした。また、支点上の組み立て鉄筋を除いて、せん断補強鉄筋は配置しなかった。供試体 A-1~8(シリーズ A)は主鉄筋を 2 本配置した。このうち A-4~8 は、桁下面に厚さ 4.5 mm の鋼板を接着した。供試体の幅はすべて 150 mm とし、それに合わせて鋼板、接着剤層の幅もすべて 150 mm とした。鋼板を接着する範囲は、支点中心から 80mm、支点の治具鋼板から 30mm 離れたところまでとした。A-4~6 はせん断スパン比 a/d をパラメータとした。A-7, 8 の RC 桁は、A-5 と概ね相似として、それよりも有効高さ、支間長が大きい供試体である。A-1~3 は比較のため、鋼板接着のない RC 桁であり、それぞれ主鉄筋比が異なる。

供試体 B-4~6 及び B-8(シリーズ B)は、主鉄筋 1 本と、主鉄筋と同じ断面の複鉄筋 1 本を配置した。このうち、B-4~6 は、下面に貼り付けた鋼板の厚さを 4.5, 6, 12 mm とした。また、B-4~6 は、せん断スパンを 400 mm として、補強鋼板が支点上まで連続させた状態で載荷を行った。供試体 B-8 は、せん断スパンを 500 mm として、補強前にあらかじめ繰返し載荷によりひび割れを導入した後、下面に鋼板を貼り付けた。

接着作業は、材齢 3 週以上経過の後に実施した。

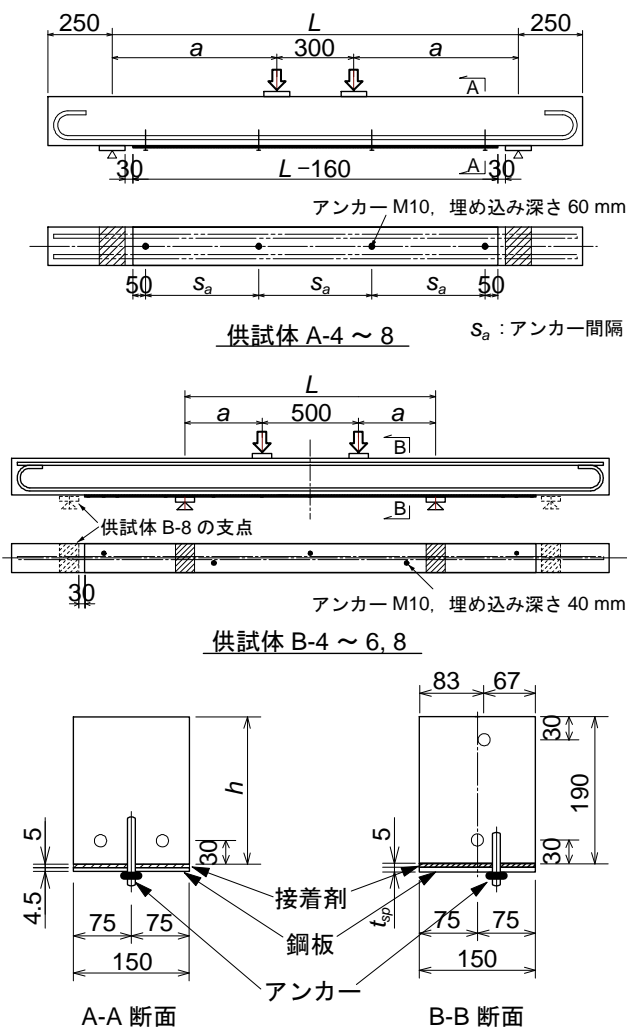


図-3 下面鋼板接着された RC 桁供試体の形状寸法

表-1 供試体の諸元と載荷試験結果

供試体	A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	A-6	A-7	A-8	B-4	B-5	B-6	B-8
鋼板接着補強の有無	なし	なし	なし	あり	あり	あり	あり	あり	あり	あり	あり	あり
支点部の鋼板連続の有無	-	-	-	なし	なし	なし	なし	なし	あり	あり	あり	なし
桁高 h , mm	190	190	190	190	190	190	250	330	190	190	190	190
せん断スパン a , mm	480	480	480	320	480	640	660	900	400	400	400	1000
有効高 d , mm (鋼板を含む)	160	160	160	183	183	183	237	315	189	191	197	189
a/d	3.0	3.0	3.0	1.7	2.6	3.5	2.8	2.9	2.1	2.1	2.0	5.3
主鉄筋	2-D22	2-D16	2-D19	2-D16	2-D16	2-D16	2-D22	2-D25	1-D16	1-D16	1-D16	1-D16
RC 桁の主鉄筋比, %	3.23	1.66	2.39	1.66	1.66	1.66	2.35	2.25	0.83	0.83	0.83	0.83
引張鋼材比, % (鋼板を含む)	-	-	-	3.90	3.90	3.90	4.07	3.57	3.09	3.83	6.77	3.09
複鉄筋	-	-	-	-	-	-	-	-	1-D16	1-D16	1-D16	1-D16
鋼板板厚 t_{sp} , mm	-	-	-	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	6.0	12.0	4.5
コンクリート圧縮強度, N/mm ²	27.7	28.0	28.5	29.4	28.6	29.7	29.8	30.6	27.8	27.8	27.8	28.3
コンクリート割裂引張強度, N/mm ²	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.0	2.0	2.0	2.4
主鉄筋の降伏点, N/mm ²	369	390	374	390	390	390	369	362	348	348	348	348
鋼板の降伏点, N/mm ²	-	-	-	300	300	300	300	300	306	318	330	306
斜めひび割れ荷重 $P_{cr,ex}$, kN	88	77	79	78	75	73	121	158	90	112	131	86
最大荷重 $P_{max,ex}$, kN	122	94	79	121	78	74	121	158	-	-	-	86
破壊形態	S	S	S	D	D	D	S	S	**	**	**	S†

注 1) RC 桁及び鋼板の幅: 150 mm, 接着剤層の厚さ: 5 mm

2) コンクリートの圧縮強度, 割裂引張強度は材齢で直線補間した値を示す。

3) **: 斜めひび割れ発生時点で載荷終了した(その後, せん断スパンを大きくして破壊まで載荷した)。

4) B-8 はせん断スパンを 500 mm での繰返し載荷により初期ひび割れを導入した後, 鋼板接着を施工した。

5) S: せん断破壊, D: 鋼板端部のひび割れに起因する破壊, †: 鋼板の降伏後にせん断破壊した。

供試体下面に鋼板を配置した後、周囲をエポキシ樹脂系パテで覆い、エポキシ樹脂系接着剤(グラウト材)を圧入した。また、載荷試験は接着後1週以上経過の後に実施した。グラウト材を圧入した後は、側面のパテをグラインダで除去し、鋼板端部のパテはそのままとした。接着剤の引張せん断接着強さは、 12.3 N/mm^2 (シリーズA)~ 18.4 N/mm^2 (シリーズB)であった。

2.2 結果

試験結果を表-1に示す。供試体A-4~6は、せん断破壊の前に鋼板端部のひび割れに起因した破壊が見られた。この点に関して、照査モデルの根拠が比較的適切に示されていると考えられる、Tumialanらのモデル²⁾に基づく式を用いて、鋼板端部のひび割れ発生時のせん断力を算定する。同モデルは、Robertsの近似解³⁾に基づく補強板端部の応力状態に基づき、補強板端部付近のコンクリートの最大主応力を算定して、その値がコンクリートの引張強度に達するときのせん断力を剥離時せん断力としている。

図-4に、鋼板端部のひび割れ時せん断力の計算値 V_{p2} と実験値 V_{ex} の関係を示す。同図には、鋼板端部のひび割れに起因して破壊したと考えられる供試体A-4~6の結果を、既往の試験結果と合わせて示した。計算値 V_{p2} は、値が大きい場合に実験値よりもやや大きくなる傾向が見られるが、鋼板端部のひび割れ時せん断力を概ねよく表わせることがわかる。

図-5に、下面鋼板接着されたRC桁でせん断破壊したと分類されるデータについて、せん断耐力式⁴⁾による計算値 V_{sh} と実験値 V_{ex} の比較を示す。下面鋼板接着の影響は、主鉄筋と鋼板の断面、配置から得られる引張鋼材比及び有効高さを V_{sh} の算定に用いることによる。記号を変えて、比較用に試験された鋼板補強のないRC桁でせん断破壊した事例も参考として示す。ただし、 a/d が1.7~1.75と小さい結果は、ディープビームのせん断耐力式⁵⁾により算定した値を計算値 V_{sh} として示す。これらの結果より、データは限られているものの、下面に鋼板接着されたRC桁のせん断耐力は、既往のRC桁のせん断耐力式で概ねよく表わせると考えられる。

3. 寸胴なRC桁への側面鋼板接着のせん断補強効果

3.1 試験方法

図-6に供試体の形状寸法及び載荷方法を示す。同じ形状寸法のRC桁2体を製作して、1体を鋼板接

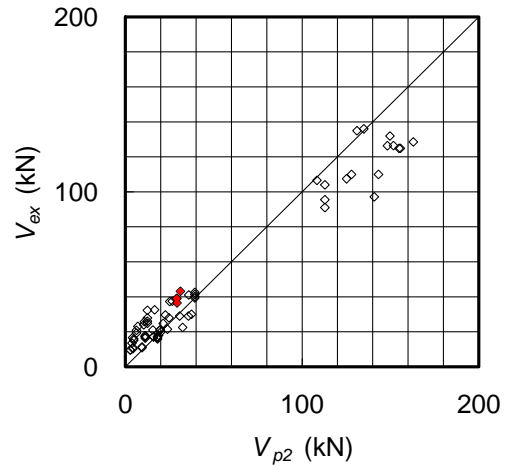


図-4 鋼板端部のひび割れ時せん断力の計算値と実験値の比較 (中塗りは本検討結果)

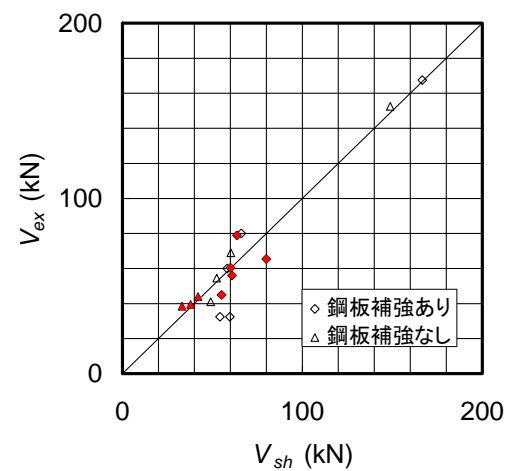


図-5 下面鋼板接着されたRC桁のせん断耐力の計算値と実験値の比較 (中塗りは本検討結果)

着無しの供試体(供試体N)、もう1体を鋼板接着有りの供試体(供試体S)とした。両供試体は、ウェブ幅600mm、桁高さ850mmの寸胴なT断面の単純桁で、主鉄筋としてD35を5本ずつ2段で配置した。せん断スパンは2mとした。両供試体ともに、補強鋼材の有無の他、スターラップの有無による違いを見るため、供試体の片側のせん断スパンをスターラップ無しとし、もう一方には、 $4 \cdot \phi 9$ のスターラップを250mm間隔で配置した。コンクリートの圧縮強度は供試体N、Sそれぞれ 33.0 N/mm^2 、 33.7 N/mm^2 であった。主鉄筋とスターラップの降伏点は、両供試体共通で、それぞれ 534 N/mm^2 、 292 N/mm^2 であった。

鋼板接着による補強は、それぞれのせん断スパンのウェブ側面を覆うように、長さ2.4m、高さ0.52m

の鋼板4枚を配置した。鋼板の接着は、供試体側面のコンクリートをグラインダで目荒らした後、鋼板をアンカーで仮固定し、エポキシ樹脂系接着剤(引張せん断接着強さ 16.1 N/mm²)をコンクリートと鋼板の間に注入することによって。鋼板は、材質SS400(降伏点 360 N/mm²)、板厚 4.5 mm として、無機ジクリッチプライマーを施した。また、樹脂厚は 5mm, アンカーは M10, 埋め込み長 70mm とした。

荷重は図-6 に示すとおり、2点集中荷重とした。変位制御にて、徐々に荷重を上げながら逐次測定を行うとともに、荷重 100kN ごとにひび割れ性状の確認を行った。鋼板で覆われたウェブの斜めひび割れ発生荷重は、コンクリート中に埋め込んだモールドゲージや鉄筋のひずみにより推定した。スターラップ無し側のせん断破壊後、一旦除荷した後、せん断スパンの約 1/3 点(荷重点側)において、PC 鋼棒(φ13×4本)を用いた縦締め治具を設置し、再度、荷重を行った。これにより、スターラップ有り側について、より高い荷重まで荷重することができた。

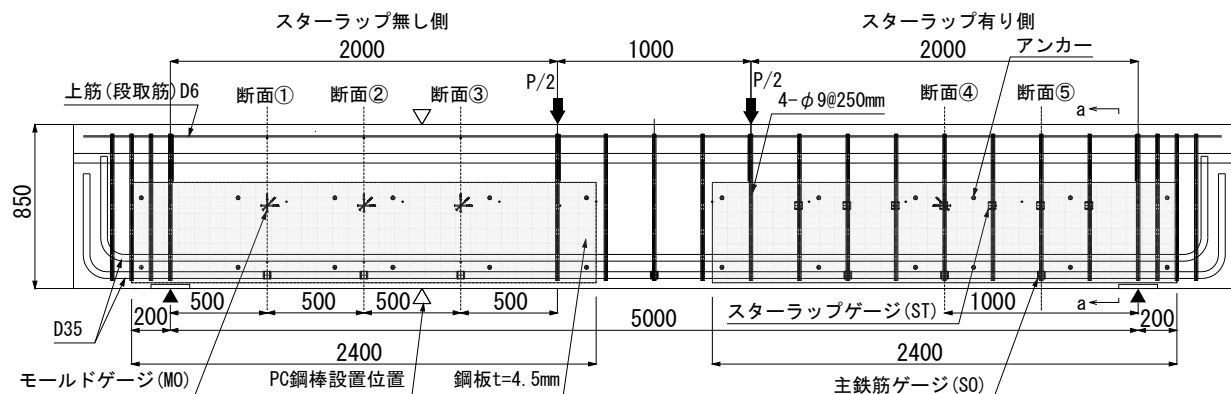
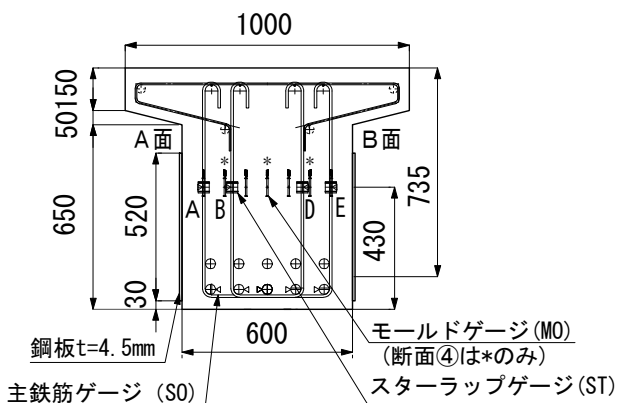


図-6 側面鋼板接着された RC 桁供試体の形状寸法及び荷重方法 (補強鋼板は供試体 S のみ)

3.2 結果

図-7に、鋼板の有無及びスターラップの有無の違いによる斜めひび割れ発生荷重、鋼板剥離荷重及び終局荷重の比較を示す。

スターラップと補強鋼板の有無にかかわらず、ウェブコンクリートの斜めひび割れの発生荷重が概ね同程度であった。スターラップがない場合、補強鋼板によって、せん断破壊の発生を抑制する効果が見られた(無補強と比較して、1.5倍程度)。鋼板の剥離は、スターラップの有無に関係なく概ね同程度の荷重で発生した。スターラップ有りの場合は、鋼板の剥離発生後も補強鋼板とスターラップの寄与によって、さらに高い耐荷性能が見られたが、終局時までの挙動は確認できなかった。

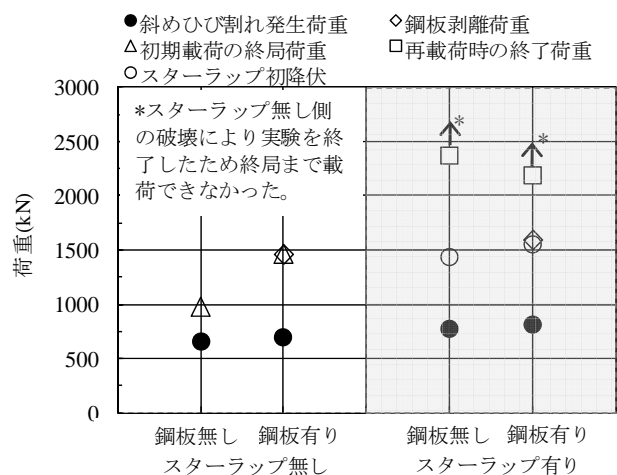


図-7 側面鋼板接着された RC 桁の斜めひび割れ発生荷重、鋼板剥離荷重、終局荷重の比較

4. 撤去された鋼板接着補強 RC 桁の荷重試験

4.1 概要

撤去された鋼板接着補強 RC 桁の破壊までの挙動と残存耐荷力を調査するため、撤去部材を用いた荷重試験を実施した。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。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。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)の曲げ荷重試験を実施した。

4.2 外観状況及び材料調査

図-8に、荷重試験前の主桁2体の外観状況及び荷重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、荷重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。荷重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-9及び表-2に、荷重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 S2 のコンクリートコアの弾性係数は、供試体 S1 の 20~30%程度であった。

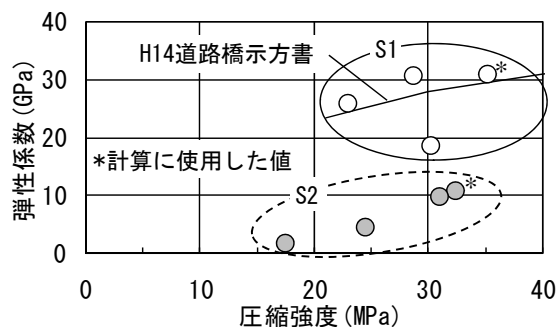


図-9 撤去桁から採取したコンクリートコアの圧縮強度試験結果

表-2 撤去桁から採取した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

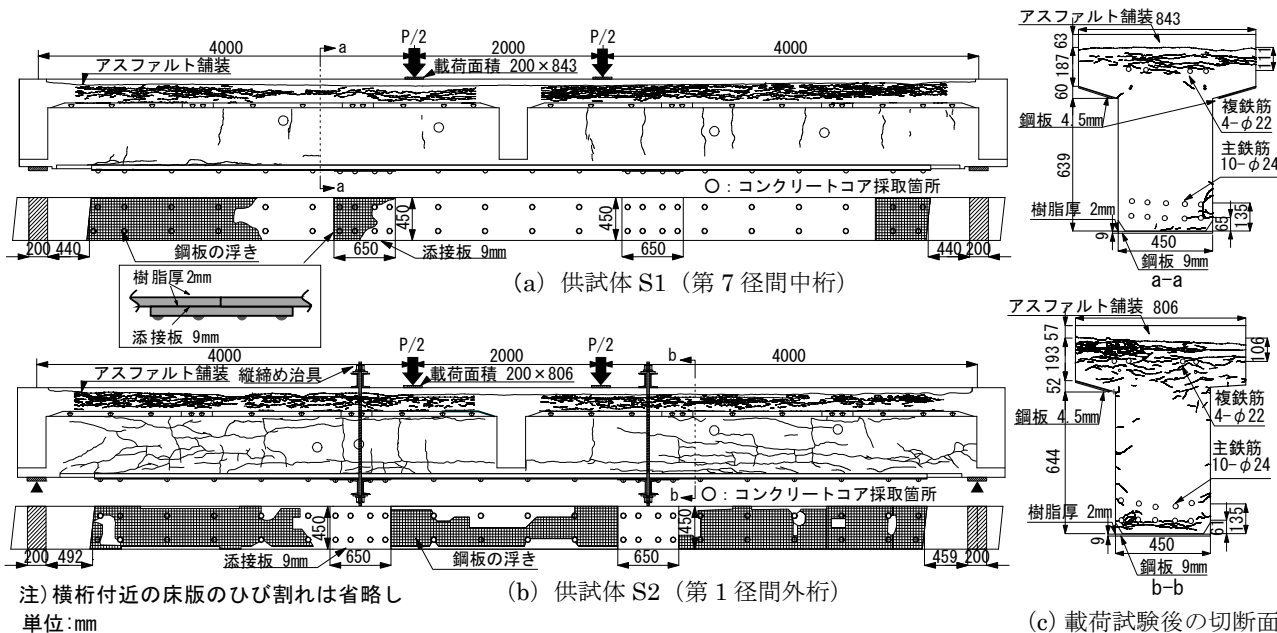


図-8 荷重試験前の外観状況（供試体側面と鋼板の浮き）

4.3 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。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）。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同時に、不陸整正を要するため、除去せずに載荷を行った。

4.4 結果

図-10 及び表-3 に、荷重-変位の関係及び曲げ耐力の比較結果を示す。図-10 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、いずれも荷重約 400 kN で、鋼板継手部の剥離が発生した。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。

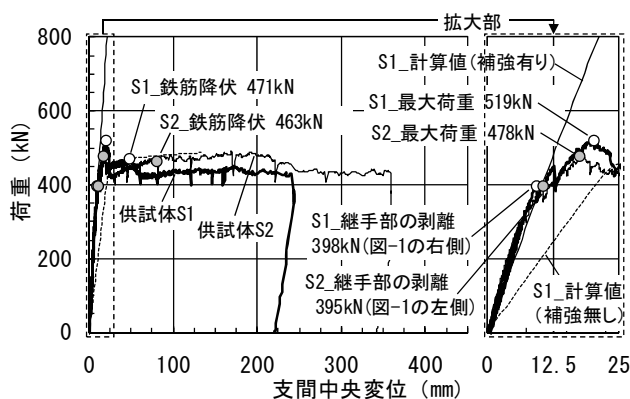


図-10 撤去桁の荷重-変位の関係

表-3 撤去桁の曲げ耐力の比較

供試体	実験値 (kN)	計算値 (kN)	実験値 / 計算値
S1	519	1126 (502)	0.46 (1.0)
S2	478	1112 (501)	0.43 (0.9)

() : 補強鋼板を考慮しない場合

5. まとめ

- 1) 下面鋼板接着された RC 桁のせん断耐力は、鋼板端部のひび割れによる破壊が生じなければ、主鉄筋と鋼板の断面、配置から得られる引張鋼材比及び有効高さを算定に用いることによって、既往の RC 桁のせん断耐力評価式で概ね評価できることがわかった。
- 2) 寸胴な RC 桁のウェブ側面への鋼板接着によるせん断補強効果について実験的に検討を行った結果、補強鋼板の有無にかかわらず、コンクリートの斜めひび割れの発生荷重は概ね同程度であった。また、スターラップ無しのせん断耐力は、比較的幅広の供試体に関わらず、ウェブ側面への鋼板補強によって、無補強の場合の 1.5 倍まで改善された。
- 3) 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、撤去部材の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) 太田実, 相沢勇, 百田国広, 中村登喜雄 : 鋼板接着による鉄筋コンクリート床版補強に関する実験, 土木研究所資料第 681 号, 1971.4.
- 2) Tumialan, J. G., Belarbi, A., and Nanni, A., *Reinforced Concrete Beams Strengthened with CFRP Composites: Failure due to Concrete Cover Delamination*, Center for Infrastructure Engineering Studies, 99-01, Department of Civil Engineering, Univ. of Missouri - Rolla, March 1999.
- 3) Roberts, T. M., Approximate analysis of shear and normal stress concentrations in the adhesive layer of plated RC beams, *Structural Engineer*, 67(12), pp.229-233, 1989.
- 4) Okamura, H., and Higai, T., Proposed design equation for shear strength of reinforced concrete beams without web reinforcement, *Proc. of JSCE*, 300, pp.131-141, Aug. 1980.
- 5) 二羽淳一郎 : FEM 解析に基づくディープビームのせん断耐力算定式, 第 2 回 RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, pp.119-128, 1983.10.

RESEARCH ON SHEAR STRENGTHENING FOR CONCRETE BRIDGES USING PLATE BONDING

To evaluate the load-carrying capacity of existing reinforced concrete beams with externally bonded steel plate, the influence of the steel plates on the shear strength of the beams, and the effect of shear strengthening using wing-type side steel plates for stocky concrete beams (broad and low web) have experimentally been studied. From the results, it was found that the capacity is well evaluated by the shear capacity equations for unplated reinforced concrete beams unless the cracks initiate at the curtailment of steel plates, and that the side plate bonding has a potential to be effective in strengthening for the stocky beams without stirrups. Additionally, loading tests using two old reinforced concrete beams strengthened with soffit steel plate bonding thirty years ago were carried out. In the results, the bonded steel plates no longer contributed to the load carrying capacity after the joints between the steel plates failed due to debonding.

Key words: strengthening, steel plate bonding, shear failure, ripping-off failure, deterioration, joints