

論文 鋼板接着補強された RC 桁の耐荷力に及ぼす鋼板継手の影響

吉田 英二^{*1}・村越 潤^{*2}・木村 嘉富^{*3}・田中 良樹^{*4}

要旨：既設道路橋の RC 桁の鋼板接着補強では、鋼板に片面添接の接着継手が用いられている。75 年供用された鋼板接着補強 RC 桁の耐荷力試験を行った際、その継手の剥離により想定していた耐力が得られなかった。鋼板接着補強された RC 桁の耐荷力や破壊性状に及ぼす継手部の影響を把握するため、継手部の応力-ひずみ関係のモデルを断面分割法による数値計算に導入し、実験結果との比較検討を行った。その結果、継手部の添接板で部分剥離が発生した後の桁の剛性低下の挙動は、そのモデルの導入により概ね良く表すことができること、継手部の強度を改善しても、片面添接の継手構造特有の偏心の影響により、最大荷重が頭打ちになることがわかった。

キーワード：鋼板接着, 耐荷力, 継手部, (鋼板端部) 剥離

1. はじめに

既設道路橋における鉄筋コンクリート(RC)の桁や床版では、道路構造令の改正による設計荷重の増加や経年劣化による耐荷力不足によって、鋼板や FRP シートを接着剤で貼り付ける工法により補強されている場合がある。これらの橋を有効に活用していくためには、補強された部材の挙動や耐荷力を精度よく評価する必要がある。

近年、FRP による補強が普及してきているが、鋼板接着された既設構造物は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。これまで、鋼板接着工法に関する検討は、実験的検討を中心に多数報告されている¹⁾。それらの検討の中で、主桁の下面に鋼板接着補強された RC 桁の問題に限定すると、鋼板端部において、鋼板に作用する局部的に高い垂直応力とせん断応力の影響により、鋼板端部での剥離破壊が発生し、所定の補強効果が期待できない場合がある。

既設道路橋の RC 桁の鋼板接着補強では、鋼板に片面添接の接着継手が用いられている。75 年供用された鋼板接着補強 RC 桁の耐荷力試験を行った際、その継手の剥離により想定していた耐力が得られなかった^{2),3)}。

本文では、鋼板接着補強された RC 桁の耐荷力や破壊性状に及ぼす継手部の影響を把握するため、継手部の応力-ひずみ関係のモデルを断面分割法による数値計算に導入し、実験結果との比較検討を行った。

2. 供試体

表-1, 図-1~2 に、供試体一覧、供試体 S1~S4 の載荷試験前後の外観状況及び供試体 S3, S4 の載荷試験後の切断面をそれぞれ示す。RC 桁 4 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。載荷試験前の供試体 S2, S4 のウェブ側面のひび割れは、供試体 S1, S3 と比較して広範囲に見られ、かつ、供試体 S4 のウェブ側面には、下段の主鉄筋に沿ったひび割れが確認できた。



供試体 S1~S4 の床版側面には、無数の水平方向のひび割れが確認された。また、載荷試験後の切断面を見ると、床版部のひび割れが著しかった。鋼板の叩きによる浮きの調査では、供試体 S4 の全域に浮きが確認され、他の供試体でも鋼板の広い範囲で浮きが確認された。また、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。

表-1 各供試体の最大荷重, 計算値及び破壊形式の一覧

供試体	最大荷重 (kN)				実験値/ 補強無し の計算値	継手部 の補強	As 舗装	破壊形式
	実験値	補強無し の計算値	補強有り の計算値	鋼板端部の剥離 発生時の計算値				
S1	519	502	512 ^{※1}	-	1.04	無し	有り	A
S2	478	501	493 ^{※1}	-	0.95	無し ^{※3}	有り	A
S3	637	502	659/628 ^{※2}	591	1.27	ボルト追加	無し ^{※4}	B
S4	568	503	688	584	1.13	ボルト追加	有り	B

※1：継手部の添接板の全面剥離を考慮した場合、※2：Case1 /Case2、※3：継手部の剥離防止のため、2 箇所ある継手部を PC 鋼棒 (1 箇所当たり軸力 80kN) により縦締めを行ったが効果は見られなかった。²⁾、※4：震災時に主桁が転倒し、As 舗装が剥離した。A：継手部の添接板の剥離剥離、B：鋼板端部からの剥離破壊

*1 (独) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 研究員 工修 (正会員)
 *2 (独) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 上席研究員 博士 (工学)
 *3 (独) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 上席研究員 工修 (正会員)
 *4 (独) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 主任研究員 (正会員)

: 実験前に確認した補強鋼板の剥離範囲. : 実験終了後に確認した補強鋼板の剥離範囲(鋼板アンカー位置を除く).
 -: 既存のひびわれ. -: 載荷時のひび割れ. ○: ウェブ側面から採取したコア位置. □: 切断面から採取したコア位置.
 △: 載荷時に樹脂の割れ有り. ×: 載荷時に添接板の剥がれ有り

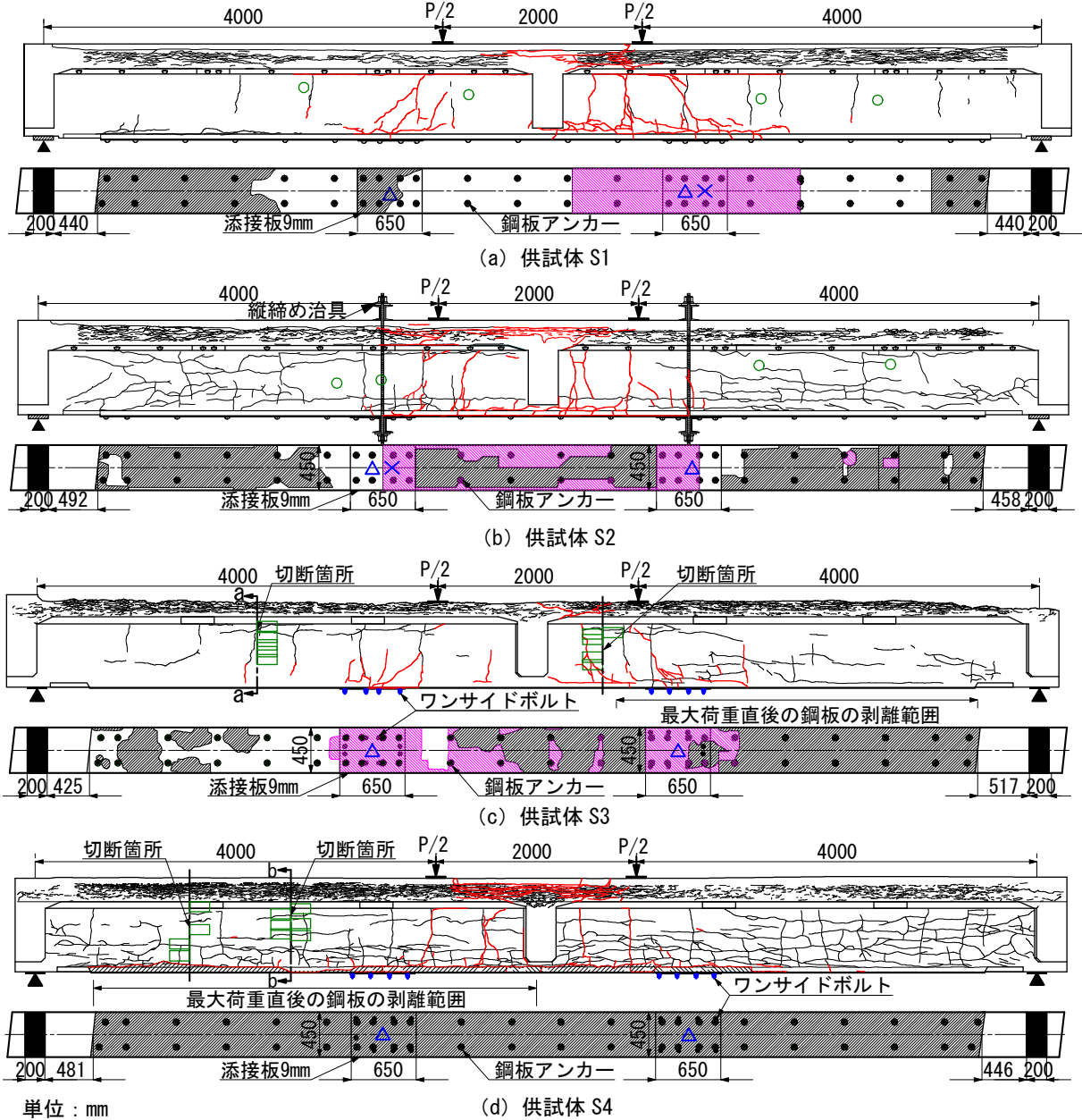


図-1 載荷試験前後の外観状況

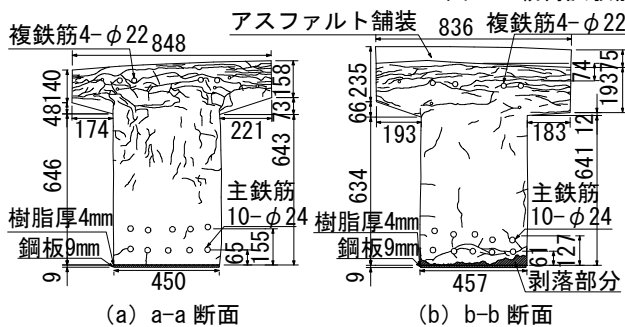


図-2 載荷試験後の切断面

供試体に2箇所ある継手部は、接着剤を用いた片面接着継手である。供試体 S3, S4 は、この部位にワンサイドボルト（以下、ボルト）を挿入して、軸力を導入した（導入軸力は、カタログ値で131kN, F8T 相当）（図-3）。

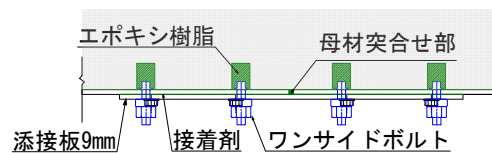


図-3 ボルト挿入後の継手部詳細図

ボルトの配置は、アンカーの近くで、主鉄筋に干渉しない位置とした。ボルトに軸力が導入された後、ボルト孔内に、削孔（φ6mm）したウェブ側面からエポキシ樹脂系接着剤を注入した。ボルト軸力の径時変化測定は、ボルト軸力と比例関係にあるボルト軸端部のひずみにより行った。供試体 S3, S4 のワンサイドボルトのそれぞれ平均軸力（試験前日）は、125kN, 107kN であった。

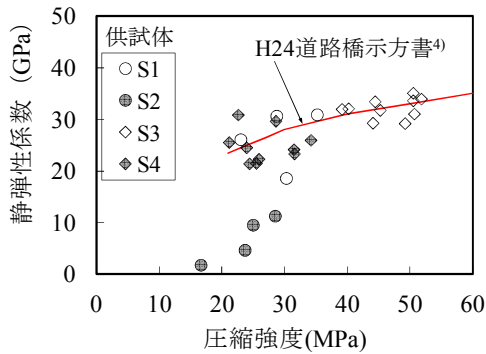


図-4 コンクリートコアの圧縮強度試験結果

3. 材料調査

3.1 コンクリート

図-4に、コンクリートコアの圧縮強度試験結果を示す。コンクリートコアは、荷重試験後の供試体 S1, S2 の主桁ウェブの側面及び供試体 S3, S4 の切断面の軸方向からそれぞれ採取した。

供試体 S2 の結果は、道路橋示方書 I 共通編⁴⁾に示されている関係よりも下方にプロットされた。供試体 S2 は、著しい弾性係数の低下より、主桁の一部に、アルカリ骨材反応の兆候が出ていたと考えられる。

3.2 鉄筋及び鋼板

採取した鉄筋及び鋼板には、全体的に表面に錆が見られたが、腐食による断面の減少はほとんどなかった。主鉄筋、複鉄筋及び鋼板の降伏点は、それぞれ 291MPa, 306 MPa, 398MPa であった。

3.3 接着剤

接着剤の引張試験は、プラスチック-引張特性の試験方法 (JIS K7161, 同 7162) に準拠し行った。接着剤は、荷重試験終了後の供試体 S3, S4 の鋼板を剥がし採取した。引張試験体の寸法は、長さ 200mm×幅 30mm×厚さ 4mm である。引張試験結果によれば、供試体 S3, S4 では、ほとんど違いは見られなかった。弾性係数及びポアソン比は、それぞれ 1.36GPa, 0.47 であった (供試体 S3, S4 の平均値)。

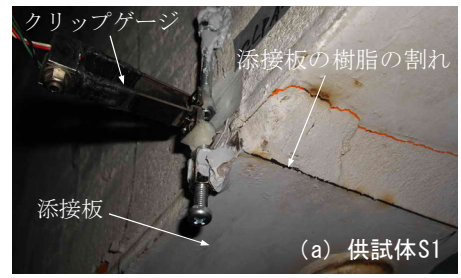
3.4 アスファルト舗装

アスファルト舗装 (以下、As 舗装という) は、供試体 S3 から採取した。供試体の寸法は、断面 30mm×40 mm, 高さ 100mm である。As 舗装の材料試験は、試験条件 (温度, 荷重速度) に大きく依存するため、RC 桁の荷重試験時の温度 7℃及び荷重速度 0.2mm/min を試験条件として設定した。最大応力及び弾性係数は、それぞれ 6.4MPa, 3.1GPa であった。

4. 荷重試験

4.1 試験概要

荷重は、実橋の支点位置に合わせ、支間 10m, 純曲げ区間 2m の 2 点荷重とした (図-1)。荷重点及び支点には、



(a) 供試体 S1

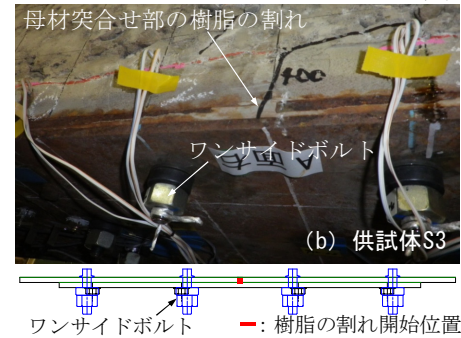


写真-1 継手部の樹脂の割れ (供試体 S1, S3)

支間方向に 200mm, 板厚 20mm の鋼板をそれぞれ設置した。

主な測定項目は、支間中央変位、鉄筋ひずみ、鋼板のひずみとした。主鉄筋ひずみの計測は、荷重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)。また、鋼板とコンクリート及び鋼板と添接板の開きを監視するため、クリップゲージを設置した。供試体 S3 は、床版上面の As 舗装が無い状態で荷重した。なお、荷重試験は、冬季に実施した。

4.2 結果

(1) 継手部の破壊状況

供試体 S1~S4 の荷重試験では、いずれも継手部に樹脂の割れなどの変状が見られ、ボルトの付加の有無により継手部の異なる破壊性状が確認された。

継手部にボルトを付加していない供試体 S1, S2 について、供試体 S1 を例に継手部の樹脂の割れの状況及び添接板の破壊状況を写真-1 (a), 写真-2 にそれぞれ示す。供試体 S1, S2 では、継手部の添接板端部から樹脂の割れが先行して発生した。(以下、この樹脂の割れを添接板端部の部分剥離という) その後、供試体 S1, S2 のいずれも、添接板と母材間で樹脂の割れが進行し、2 箇所ある継手部のうち、片側の添接板の半分以上が母材から完全に剥がれた (この状態を添接板の剥離破壊という)。

写真-1 (b)に、供試体 S3 を例に継手部の樹脂の割れの

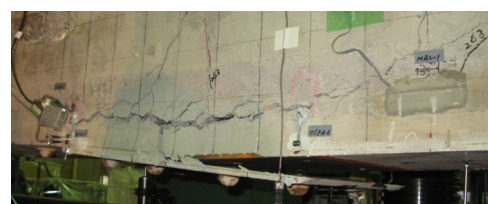


写真-2 供試体 S1 の添接板の剥離破壊

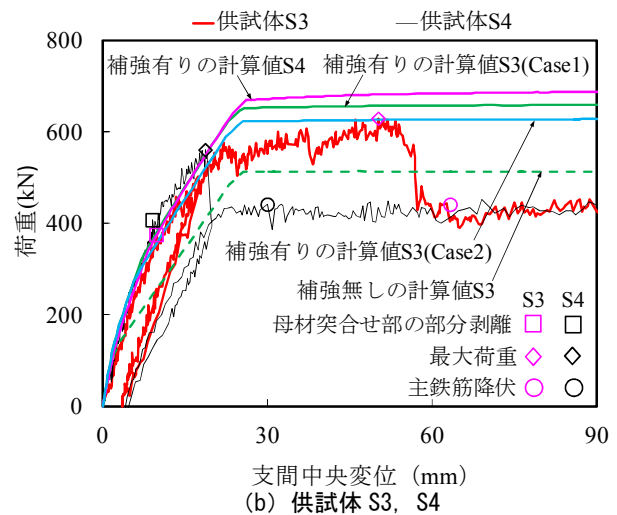
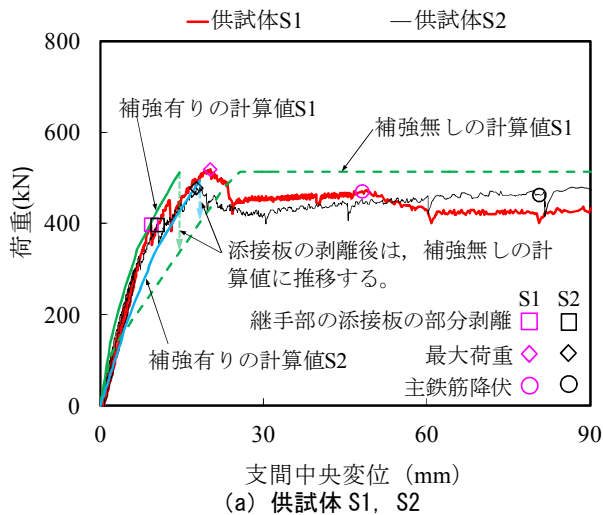


図-5 荷重-支間中央変位の関係

状況を示す。継手部にボルトを付加した供試体 S3,S4 では、母材突合せ部から樹脂の割れが発生した（以下、この樹脂の割れを母材突合せ部の部分剥離という）。その後、添接板と母材間で樹脂の割れが進行したが、供試体 S1, S2 のような添接板の剥離破壊には至らなかった。

(2) 荷重-変位曲線

表-1, 図-5 に、各試体の最大荷重、計算値及び破壊形式の一覧及び荷重-支間中央変位の関係をそれぞれ示す。図-5 には、断面分割法（詳細は後述）による補強無しの計算値を併せて示す。

供試体 S1, S2 は、ほぼ同一荷重で、継手部の添接板端部で部分剥離が発生した（クリップゲージで確認）。その部分剥離発生後も添接板の剥離破壊は直ちに生じず、桁の剛性が低下しつつも供試体 S1, S2 は、さらに荷重が増加した。添接板の剥離破壊が生じた際に、補強無しの場合に概ね近い値で最大荷重を迎えた。その後、供試体 S1, S2 は、荷重が緩やかに低下し、補強無しの場合よりやや低い荷重を保ちながら変位が増加した。

供試体 S3 は、374kN で、母材突合せ部の部分剥離が発生した（目視による）後、その部分剥離を起点に発生したコンクリートの曲げひび割れにより、桁の剛性が徐々に低下した。その後、継手部付近の鋼板が徐々に剥がれ始め、637kN で、鋼板端部からも剥がれて、最大荷

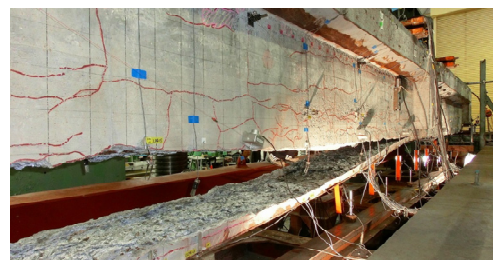


写真-3 供試体 S4 の鋼板端部（写真手前）からの剥離破壊（最大荷重直後）

重となった。

供試体 S4 は、407kN で母材突合せ部の部分剥離が発生した（目視による）。568kN で、下段の主鉄筋位置のひび割れに沿って、鋼板がその端部からかぶりコンクリートとともに供試体中央付近まで急激に剥がれ（写真-3）、荷重が、400kN 程度まで急激に低下した。その後、除荷し、かぶりコンクリートが剥がれた状態で再度載荷した。最大荷重後の供試体 S3, S4 は、供試体 S1, S2 と同様に補強無しの場合に概ね近い挙動を示した。主鉄筋の降伏は、供試体 S3, S4 とともに最大荷重後に認められた。供試体 S3, S4 は、ボルトの付加により添接板の剥離破壊が抑制された。

供試体 S3 の鋼板端部の剥離破壊は、鋼板とコンクリートの界面で生じた。載荷試験後に鋼板を剥がして接着面側を見ると、その大部分で錆が生じており、鋼板に接

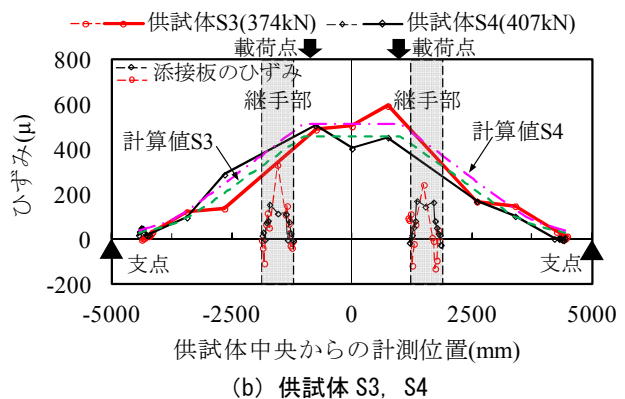
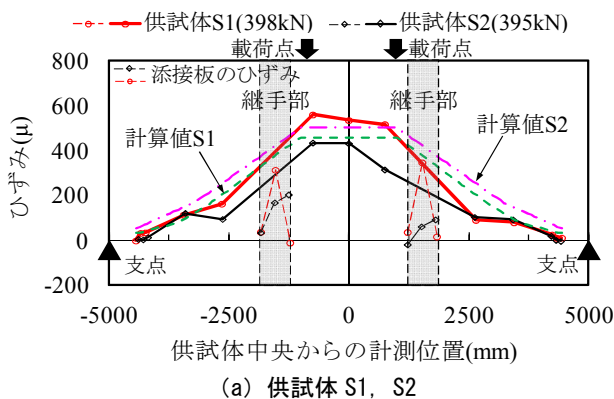


図-6 鋼板の軸方向ひずみ分布

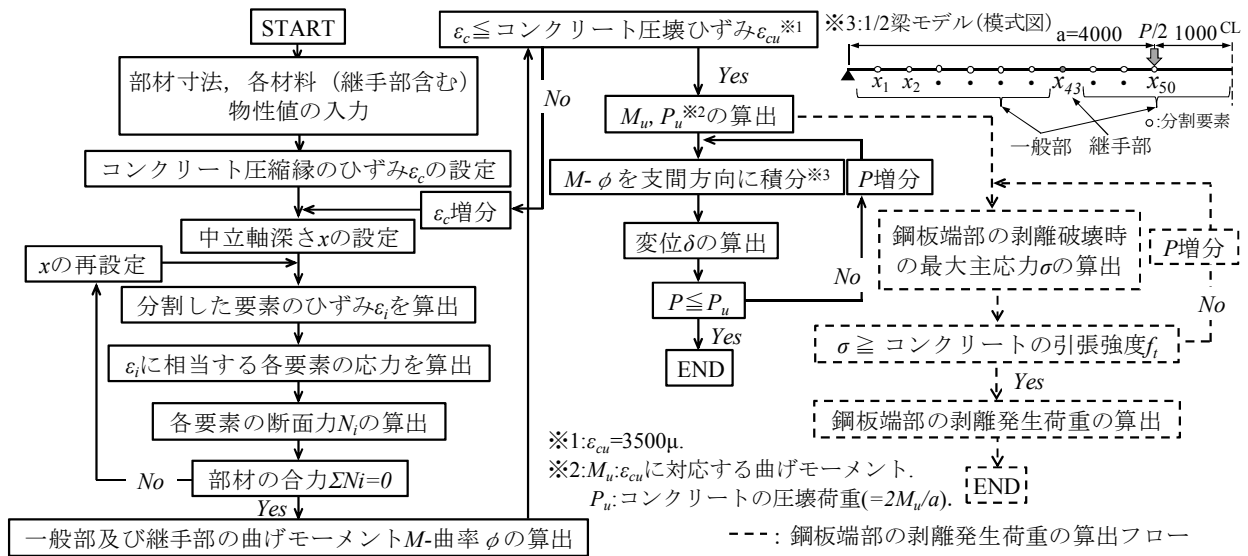


図-7 計算フローチャート

着剤が付着していなかった。このことは、漏水による接着剤の付着切れが生じたことによって、鋼板に錆が発生し、それによる鋼板の接着面積の減少が、鋼板と樹脂層の剥離破壊の主因となった可能性がある。

供試体 S4 では、かぶりコンクリートの剥離が発生した。せん断補強筋を有する鋼板接着された RC 桁の荷重試験では、このような破壊形態が多く見られるが、鋼板を剥がして接着面側を見ると、大部分で錆が生じていた。それにもかかわらず、かぶりコンクリートの剥離が生じた理由は、主鉄筋に沿ったひび割れが起因していたと考えられる。

(3) 鋼板の軸方向ひずみ分布

図-6 に、供試体 S1, S2 の継手部の添接板の部分剥離発生直前及び供試体 S3, S4 の母材突合せ部の部分剥離発生直前における鋼板の軸方向ひずみ分布をそれぞれ示す。図中には、供試体全長にわたって一体の鋼板で補強した場合の断面分割法による計算値を併せて示す。

供試体 S1, S3, S4 の実測ひずみは、継手部を除いて、計算値と概ね一致する傾向を示したが、供試体 S2 の実測ひずみは、全体的に計算値より低い値を示した。

5. 接着鋼板の継手部が RC 桁の耐荷性状に及ぼす影響

5.1 数値計算

図-7 に、計算フローチャートを示す。鋼板接着補強された RC 桁の継手部の影響を考慮した耐荷性状を評価するため、鋼板継手の影響を考慮した断面分割法による数値計算を行った。

本計算に使用する材料モデルには、材料試験結果を使用した。コンクリートの応力-ひずみ関係について、圧縮側に関しては、圧縮強度試験結果の応力-ひずみ関係を与え、引張側に関しては、ひび割れ発生後のテンションスティフニングに、岡村・前川モデル⁵⁾を用いた。鉄筋の

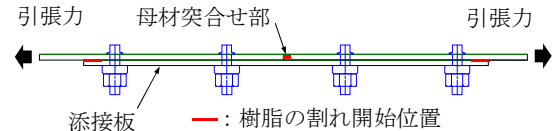
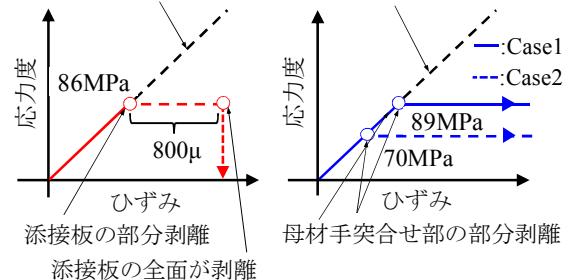


図-8 片面添接のボルト接着継手の静的引張試験⁶⁾ 鋼板の引張試験結果における応力-ひずみ関係



(a) 供試体 S1 (ボルト無し) (b) 供試体 S3 (ボルト有り)

図-9 継手部中心の応力-ひずみ関係の模式図

応力-ひずみ関係は、ひずみ硬化領域を無視したバイリニアモデルとした。As 舗装は、圧縮強度試験結果の応力-ひずみ関係を用いた。計算モデルは、RC 桁の対称性を考慮して軸方向に2等分した1/2モデルで、要素分割は、安定した解が得られるように、供試体断面を高さ方向に50分割、荷重点位置までの軸方向に50分割とした。

鋼板は、継手部の応力-ひずみ関係のモデルに従うこととし、樹脂層の影響は考慮していない。

曲げ荷重試験に用いた RC 桁の鋼板継手と同等のディテールを有する、片面添接のボルト接着継手の静的引張試験⁶⁾では、母材突合せ部と添接板端部で、偏心による曲げ変形が生じ、比較的早い段階から部分剥離が発生した(図-8)。この時、荷重は直ちに低下することなく、変位の増加が顕著に見られた。また、継手部にボルトを付加していない接着継手の静的引張試験では、継手部の添接板で部分剥離が発生しても、直ちに全面剥離に至らず、全面剥離まで、3~4回の部分剥離を伴いながらも荷重を保持していた。

これらの応力-ひずみの関係で表すと図-9 のようになる。図中の供試体 S1, S3 を例に部分剥離が発生した時の鋼板の応力度の算出に際しては、部分剥離発生時の荷重から梁の曲げ理論式を用いて継手部中心に作用する応力度を算出した。継手部の添接板の部分剥離の発生からその全面剥離に至るまでのひずみの上限は、実験値の最大荷重に概ね一致するように、仮に 800μ と設定した(図-9(a))。

5.2 計算結果と考察

提案した継手部の応力-ひずみ関係のモデルを断面分割法の数値計算(図-7)に導入し、計算した結果を図-5に示す。

供試体 S1, S2 の計算値は、継手部の添接板の全面剥離によって鋼板の補強効果が完全に消失し、補強無しの場合の計算値に推移する。供試体 S1, S2 の計算値は、添接板での部分剥離が発生した後の桁の剛性低下までの挙動と比較すると、実験値に概ね近い挙動を示した。

供試体 S3 の計算値(Case1)の桁の剛性や最大荷重は、実験結果より大きい値を示した。実験中、母材突合せ部の部分剥離は、目視により確認したが、実際には、それよりも早い段階で部分剥離の兆候があった可能性がある。そこで、その部分剥離の影響を検討するため、図-6(b)より、供試体 S3 の 2 箇所ある継手部のうち、先行して部分剥離が発生した継手部(図中左側)の中心のひずみに、鋼板の弾性係数を乗じて算出した応力度(実測値)を用いたモデル(Case2)により計算を行った。その計算結果では、鋼板端部からの明確な剥離発生までは実験値と概ね一致した。但し、変位 20mm 以降の計算値と実測値の差は、鋼板端部からの剥離が目視では確認できなかったが、徐々に進展していたことが影響した可能性がある。

供試体 S4 の計算値は、実験値のピーク値までの挙動と比較すると概ね一致した。供試体 S4 の実験値は、ピーク時での急激な鋼板端部からの剥離の進展により、計算値のピーク値に至らなかった。

供試体 S3, S4 の計算結果では、継手部の強度を改善しても、片面添接の継手構造特有の偏心の影響により、比較的早い段階で部分剥離が発生し、最大荷重が頭打ちになる傾向が見られた。

6. 鋼板端部の剥離発生荷重

供試体 S3, S4 では、鋼板端部から剥離破壊が発生した。鋼板や FRP の補強材端部の剥離破壊の応力状態を推定するための解析方法は、Roberts により提案されている⁷⁾。また、その応力状態に対する剥離破壊の照査モデルについては、Tumialan らによって提案されている⁸⁾。同モデルは、Roberts の近似解に基づく補強材端部の応力

状態に基づき、補強材端部付近のコンクリートに発生する最大主応力を、せん断応力(τ)、曲げ引張応力(σ_x)及び引張応力(σ_y)を用いて、式(1)により算定し、その値が、コンクリートの引張強度(f_t)より大きくなった時、補強材端部の剥離破壊が発生するとしている。

$$\sigma = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2} \geq f_t \quad (1)$$

Tumialan らのモデルに基づく理論式を断面分割法による数値計算に組み込み(図-7)、鋼板端部の剥離発生荷重を算出した結果を表-1に示す。

供試体 S3, S4 の計算値は、いずれも実験値の最大荷重に概ね近い値であった。

7. まとめ

鋼板接着補強された RC 桁の耐荷性状に及ぼす継手部の影響を把握するため、断面分割法の数値計算に継手部の応力-ひずみ関係のモデルを導入し、実験結果との比較検討を行った。その結果、継手部の添接板で部分剥離が発生した後の桁の剛性低下の挙動は、そのモデルの導入により、概ね良く表すことができた。また、継手部の強度を改善しても、片面添接の継手構造特有の偏心の影響により、最大荷重が頭打ちになることがわかった。ボルトで継手を改善した実験では、継手を考慮した最大荷重に達するまでに、鋼板端部の剥離により終局に至った。この結果を踏まえて、既設道路橋の鋼板接着補強された RC 桁の耐荷力評価を行う際には、鋼板端部の剥離だけでなく、片面接着継手の影響を含めた照査を行う必要がある。

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) 例えば、Jones, R., Swamy, R. N., Bloxham, J., and Boudier balah, A., Composite behaviour of concrete beams with epoxy bonded external reinforcement, Int J Cem Compos, 2(2), pp.91-107, 1980.
- 2) 吉田英二, 村越潤, 木村嘉富, 田中良樹: 劣化した鋼板接着補強 RC 桁の耐荷力試験, 土木学会 66 回年次学術講演会, V-189, pp.377-378, 2011.9.
- 3) 吉田英二, 村越潤, 木村嘉富, 田中良樹, 飯塚拓英: ボルト接着継手を有する鋼板接着補強 RC 桁の耐荷力試験, 土木学会 68 回年次学術講演会, V-180, pp.359-360, 2013.9.
- 4) 道路橋示方書・同解説, 日本道路協会, 2012.3.
- 5) 岡村甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1991.5.
- 6) 飯塚拓英, 村越潤, 田中良樹: ボルト接着継手による RC 桁鋼板接着補強継手部の改善方法に関する検討, 土木学会 67 回年次学術講演会, I-343, pp.685-686, 2012.9.
- 7) 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.
- 8) 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.