

(25) 鋼板接着補強RC部材における鋼板接着部の挙動について

BEHAVIOR OF STEEL PLATE BONDED PART OF RC MEMBERS STRENGTHENED BY STEEL PLATE BONDING

佐野 正* 三浦 尚**

By Masashi SANO, Takashi MIURA

The steel plate bonding is a method of supplementing the shortage of reinforcement in the cross section of the RC members by bonding steel plates to the surface of existing RC structures. In Japan, this method has been adopted as a strengthening method for RC slabs of highway bridges. However, studies focusing on the behavior of the bond between the steel plate and concrete are still few.

In this study, the behavior of the bond between the steel plate and concrete were investigated experimentally by conducting both-end pull tests. At the same time, the behavior of the bonded part was clarified by conducting stress analysis based on the finite element method (FEM).

1. はじめに

鋼板接着工法は、エポキシ樹脂を用いて既設RC構造物の表面に鋼板を接着し、部材断面内の鉄筋量の不足を外部から補おうとする補強工法である。鋼板の接着後はRC部材と鋼板とが一体となって外力に抵抗する合成構造として機能する。わが国では、1960年代の後半にフランスから本工法に関する技術が導入されて以来、主に道路橋RC床版の補強工法として多くの施工実績がある。しかしながら、鋼板とコンクリートとの接着部の破壊現象に着目した研究は少なく不明な点が残されている。

筆者らは、これまでに鋼板接着により補強されたRCはり供試体を用いて曲げに対する補強効果や破壊現象を実験的に確認した¹⁾。また、実験中に観察された鋼板とコンクリートとはく離現象を検討するために、RC部材の引張部をモデル化したRC両引き供試体に長さや幅の異なる鋼板を接着し、両引き試験を実施してきた²⁾。

本研究は、鋼板のはく離強度とコンクリート強度との関係を両引き試験により比較検討するとともに、線形有限要素法による接着部の応力解析を行い、鋼板のはく離現象を明らかにしたものである。

* 工修 東北大学大学院博士課程後期課程（ショーボンド建設（株）土木研究所勤務）

** 工博 東北大学教授 工学部土木工学科

2. 実験概要

供試体の形状寸法を図-1に示す。鋼板を接着するRC両引き供試体は、断面10cm×10cm、長さ30cmである。鋼板はRC供試体の両側面に接着し、端部を高力ボルトで鋼製ブロックに固定した。この際、鋼製ブロック側には鋼板とコンクリートとを接着させない区間を7.5cm設けた。実験要因を表-1に示す。鋼板厚は4.5mm、樹脂厚は5mmで一定とし、鋼板の幅および接着長、コンクリートの強度を変化させた。鋼板厚4.5mm、樹脂厚5mmは、現在、RC床版の補強で一般的に採用されている厚さである。実験に使用したエポキシ樹脂および鋼材の物性を表-2および表-3に示す。実験は各タイプとも2体を一組として行い、図-2に示すような方法で供試体に引張力を作用させた。測定項目は鋼板のはく離荷重、鋼板表面のひずみである。

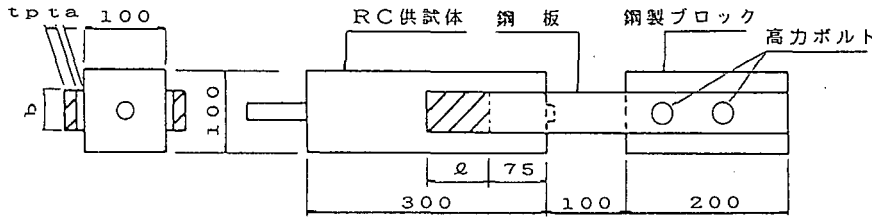


図-1 両引き供試体の形状寸法 (単位mm)

表-1 両引き供試体実験要因 (単位mm)

供 試 体	鋼 板 (SS400)			樹 脂	fc'	Ec
No.	tp	b	ℓ	ta	(N/mm ²)	
1	4.5	50	100	5	22.2	2.22×10 ⁴
2		100			および	および
3		50	150		32.5	2.50×10 ⁴
4		100				

fc'、Ec：コンクリートの圧縮強度および対応する弾性係数 (材齢14日)

表-2 エポキシ樹脂の物性 (材齢7日)

圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	引張せん断 強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	ポアソン比
71.5	53.0	12.6	2260	0.38

表-3 使用鋼材の物性

鋼材	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
ねじ鉄筋D22	405	595	1.93×10 ⁵
ねじ鉄筋D29	406	574	1.94×10 ⁵
鋼板 t=4.5mm	347	443	1.88×10 ⁵

ねじ鉄筋、鋼板の材質はそれぞれSD345、SS400である。

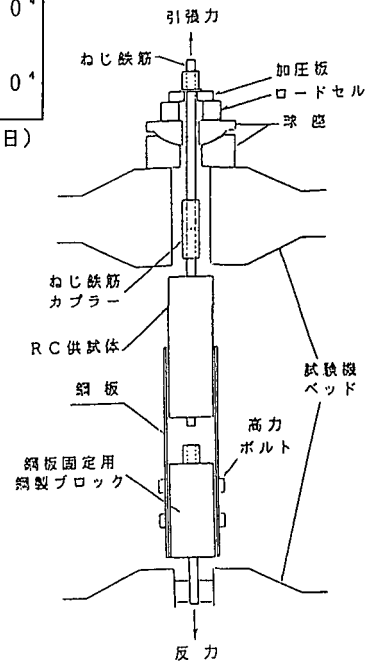


図-2 載荷方法

3. 実験結果

供試体はすべて鋼板のはく離により破壊した。はく離は衝撃音を伴って一瞬にして発生し、はく離時点で鋼板は降伏に達していなかった。鋼板のはく離形態としては、樹脂とコンクリートとの接着面でコンクリートがほぼ全面にわたって破壊する形態が多数を占めた。このようなはく離形態はRCはり供試体を用いた曲げ載荷実験において、鋼板端部で観察されたはく離形態と一致するものであった¹⁾。表-4に実験結果を示す。表中のはく離強度とは、はく離荷重を鋼

表-4 実験結果一覧

供試体 No.		鋼板幅 (cm)	接着長 (cm)	f_c' (N/mm^2)	はく離荷重 (kN)	はく離強度 (N/mm^2)
1	①	5	10	22	23	2.3
	②				31	3.1
2	①	10			45	2.2
	②				50	2.5
3	①	5	15		46	3.1
	②				47	3.1
4	①	10			67	2.2
	②				70	2.4
1	①	5	10	32	---	---
	②				34	3.5
2	①	10			51	2.5
	②				42	2.1
3	①	5	15		60	4.0
	②				51	3.4
4	①	10			76	2.5
	②				66	2.2

はく離強度とは、はく離荷重を鋼板の接着面積で除した値である。

板の接着面積で除した値であり、はく離時に接着面に作用した平均せん断応力度を意味する。はく離荷重をみると、同一の鋼板幅の場合、接着長が10cmから1.5倍の15cmに増加すると、これにほぼ比例してはく離荷重も増加した。しかしながら、鋼板幅を5cmから2倍の10cmとしても、はく離荷重はこれに比例して増加しなかった。コンクリート強度の影響については、強度が増すとはく離荷重は高くなる傾向にあるが、必ずしも強度の上昇に比例するものではないことが認められた。しかしながら、これらの実験結果のみからでは鋼板のはく離現象を説明するには至らなかった。そこで、線形FEMを用いて鋼板接着部の応力解析を行い、はく離現象を検討することとした。

4. 線形FEMによる接着部の応力解析

4.1 解析モデル

線形FEM解析に用いた2次元モデルを図-3に示す。応力解析の範囲は鋼板を接着したRC両引き供試体の鉄筋位置を中心とした上下対称の上半分である。上より鋼板、樹脂層およびコンクリートの3層から成り立つ。また、鋼板のはく離に先だって鋼板先端のコンクリート部にひび割れが発生することが実験中に確認されていることから、これを考慮して幅2mm、深さ10mmの不連続部を設けた。この深さ10mmは、供試体表面からスパイラル筋までの距離に相当する。Pは引張力であり、先に述べた両引き供試体の載荷実験から得られた鋼板のはく離荷重を、節点荷重に置き換えて作用させた。要素の最小寸法は2mm×2mmとし、解析には汎用線形FEMプログラムMSC-pal2を使用した。

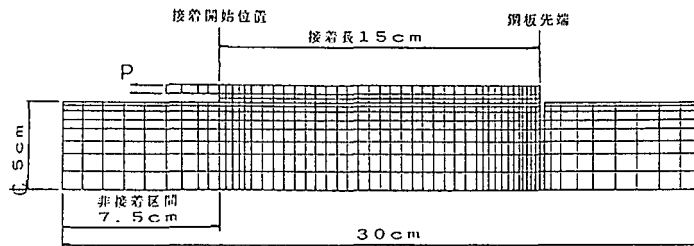


図-3 解析モデル（接着長15cm）

4. 2 モデルの適用性

解析モデルの適用性を検討するため、鋼板表面に発生する供試体軸方向のひずみを計算し実測値と比較した。計算に使用したコンクリート、エポキシ樹脂および鋼材の物性値は表-1、表-2および表-3に示した値である。比較を図-4に示す。実測値は鋼板幅が5cm、接着長が15cm、コンクリートの圧縮強度が22N/mm²の場合の結果である。鋼板応力度104N/mm²は、はく離直前に測定された鋼板の最大応力度である。また、RC供試体の両側面に鋼板を接着していることから、これをA面、B面と表示した。図より、計算結果は実測値の分布傾向を比較的良好に表していることがわかる。これまでに行った樹脂層のせん断変形を考慮した接着部の応力解析²⁾では、同様の比較を行うと、鋼板の端部付近で実測値と大きな誤差を生じた。これに対し、今回の解析では鋼板の先端付近に負のひずみが発生するという現象も表現されており、解析モデルとして十分に適用可能であることが確認された。

4. 3 解析結果および考察

図-5に鋼板接着部の変形の様子を示す。これは接着長が15cmの場合の結果である。図より、鋼板先端と接着開始位置付近を除く接着区間のなかほどでは樹脂層はほぼ一様なせん断変形を生じていること、また、鋼板の先端に近づくにつれて鋼板が上向きに反る変形をしていることがわかる。鋼板の先端付近の変形を拡大してみると、先端付近では鋼板が曲げ変形を生じており、この変形に伴って樹脂層および樹脂層に接するコンクリートの要素が上向きに引張力を受けていることが認められた。そこで、鋼板の曲げ変形に伴い樹脂層に隣接するコンクリート要素に沿って発生するせん断応力度（以下、接着応力度と称する）および接着面に対して垂直方向の応力度について解析結果をもとに検討する。この接着面に対して垂直方向の応力度は、これが引張の場合、コンクリート面から鋼板を引きはがす力になるものと考えられる。

図-6および図-7に鋼板のはく離荷重に相当する引張力を作用させた時の接着応力度 τ の分布を示す。ここでは、コンクリートの圧縮強度が22.2N/mm²で接着長が10cmの場合、同様に32.5N/mm²で15cmの場合について例示している。各図とも実線は鋼板幅が5cm、破線は鋼板幅が10cmの場合の結果である。鋼板に作用さ

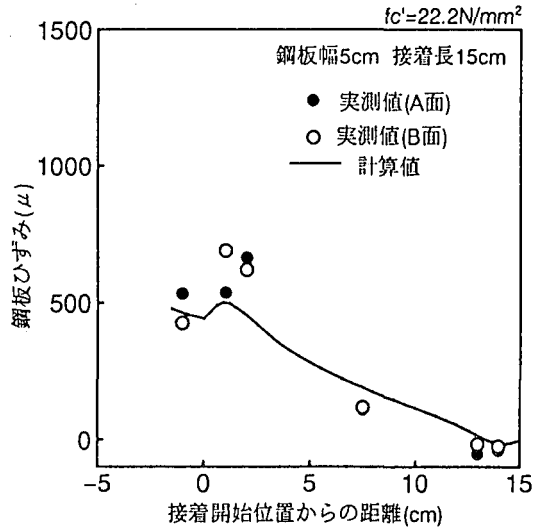


図-4 鋼板ひずみの分布
(鋼板応力度104N/mm²)

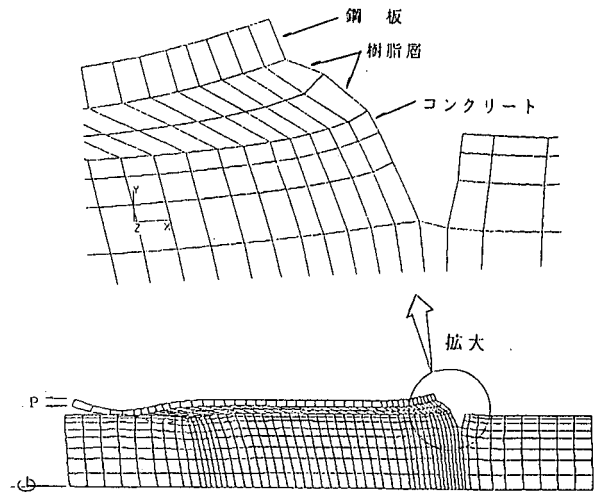


図-5 鋼板接着部の変形（接着長15cm）

せた引張力は、表-4に示した各供試体のはく離荷重を2体一組(①および②)で平均し、節点荷重に置き換えたものである。図より τ は接着開始位置付近で最大となることがわかる。図中に最大値 τ_{max} を示す。最大値は鋼板の接着長が同一の場合、鋼板幅が細いほど高い値となった。ここで τ_{max} とコンクリートのせん断強度 τ_c との関係を比較する。コンクリートのせん断強度については、碎石コンクリートの場合、圧縮強度の0.2倍程度であることから³⁾、 $\tau_c=0.2 \cdot f_c'$ により推定することとした。コンクリートの圧縮強度に対応するせん断強度を τ_c として併記する。これより、いずれのタイプとも τ_{max} は τ_c を下回っていることから、今回の実験に用いた両引き供試体では鋼板のはく離はコンクリートのせん断破壊に起因するものではないと考えられる。

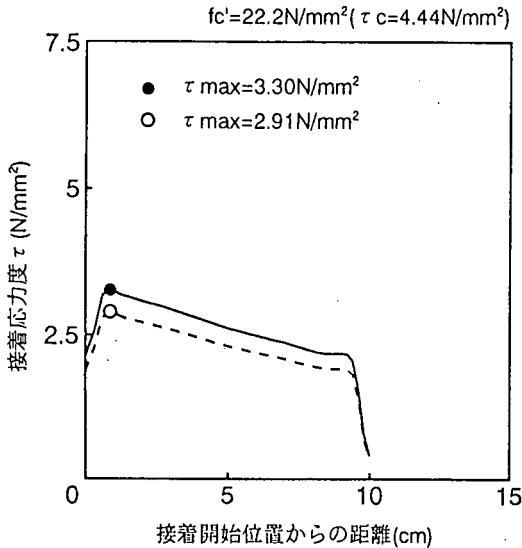


図-6 接着応力度の分布(1)
(接着長10cm)

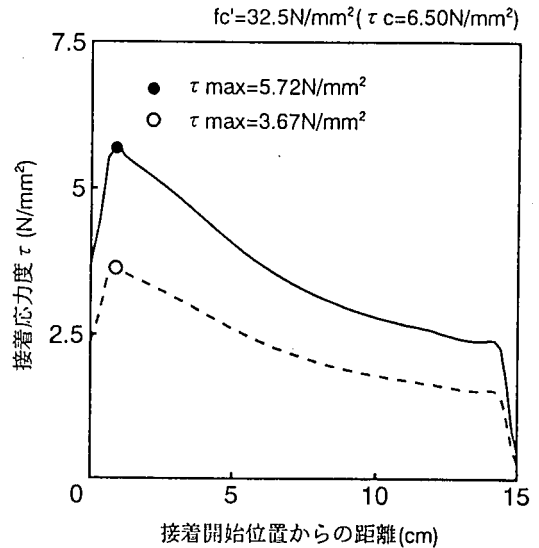


図-7 接着応力度の分布(2)
(接着長15cm)

図-8および図-9に鋼板のはく離荷重に相当する引張力を作用させた時の接着面に対して垂直方向の応力度 σ_v の分布を示す。ここでは、コンクリートの圧縮強度が22.2N/mm²で接着長が10cmの場合、同様に32.5N/mm²で15cmの場合について例示している。実線は鋼板幅が5cm、破線は鋼板幅が10cmの場合の結果である。また、応力度の正は引張を、負は圧縮を表す。いずれの鋼板幅および接着長においても σ_v は鋼板先端で最大(引張)となった。最大値 $\sigma_{v,max}$ を図中に示す。 $\sigma_{v,max}$ は鋼板の接着長が同一の場合、鋼板幅が細いほど高い値を示した。 σ_v の分布をみると鋼板先端付近に発生している引張応力度は鋼板先端から約3cmの範囲で急激に減少して0となり、接着区間のなかほどではほぼ0のまま推移している。接着開始位置付近には圧縮応力度の発生している領域があるが、これは今回の解析に用いた両引き供試体に特有の現象と考えられる。次に、 $\sigma_{v,max}$ とコンクリートの引張強度 f_t との関係について比較する。 f_t はコンクリートの圧縮強度 f_c' を用いて、 $f_t=0.23 \cdot f_c'^{2/3}$ より算出した。本式は、 $f_t=0.5 \cdot f_c'^{2/3}$ ⁴⁾のSI単位系表示である。これより、鋼板がはく離する時点において、 $\sigma_{v,max}$ はつねに f_t を上回っていることがわかる。ここで、 $\sigma_{v,max}/f_t$ を各供試体で比較すると、鋼板幅が5cmの場合、接着長が10cm、15cmに対してそれぞれ1.8、1.6、鋼板幅が供試体幅と等しい10cmの場合、接着長が10cm、15cmに対してそれぞれ1.4、1.1であった。これらより、鋼板のはく離は鋼板先端で発生する接着面に対して垂直方向の引張応力度の最大値がコンクリートの引張強度を超えると発生するものと考えられる。この際、 $\sigma_{v,max}/f_t$ は鋼板幅が5cmのときの方が大きい値を示すのは、鋼板幅と供試体幅との関係によるものと思われる。すなわち、鋼板幅が5cmの場合、はく離によるコンクリー

トの破壊は鋼板幅よりも若干広い範囲に及ぶことから、はく離に抵抗できる部分が供試体幅で規定されてしまいう鋼板幅10cmの場合に比べてはく離荷重が高くなり、それに伴って $\sigma_{y,max}$ も大きくなったためと思われる。

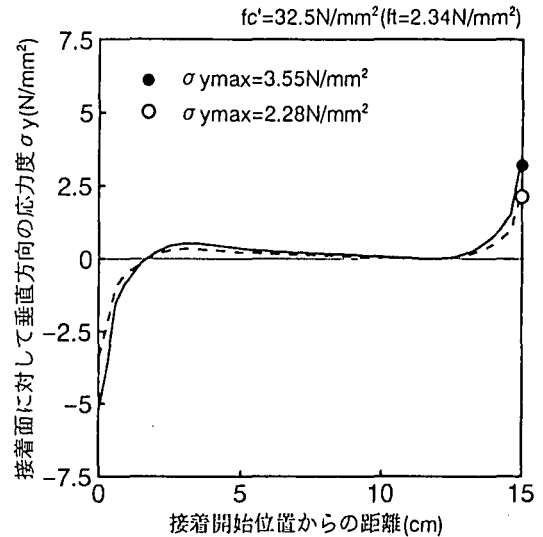
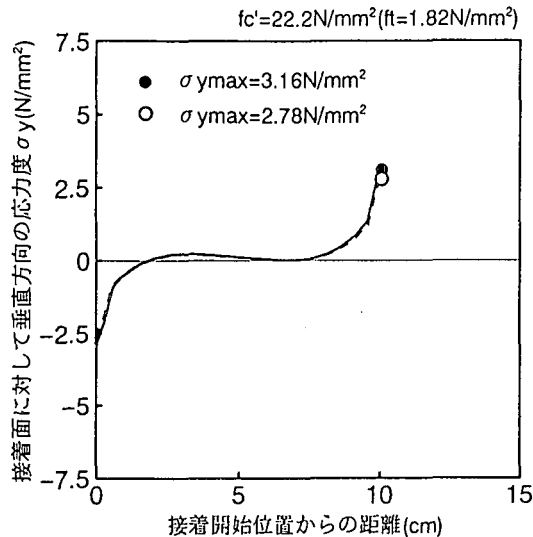


図-8 接着面に対して垂直方向の応力度の分布(1) 図-9 接着面に対して垂直方向の応力度の分布(2)
(接着長10cm) (接着長15cm)

5. 結論

今回行った両引き試験および鋼板接着部に対する線形FEM解析により、以下の結論が得られた。

- (1) 両引き試験の結果、鋼板のはく離荷重はコンクリートの強度が増すと高くなる傾向が認められたが、必ずしも強度の上昇に比例して高まるものではない。
- (2) 2次元モデルを用いた線形FEM解析の結果、樹脂層に隣接するコンクリート要素に沿って発生する接着応力度は、接着開始位置付近で最大値を示すことが確認された。ただし、最大値は鋼板のはく離時においてもコンクリートのせん断強度を下回っていることから、今回の実験に用いた両引き供試体では、鋼板のはく離はコンクリートのせん断破壊に起因するものではないと考えられる。このとき、コンクリートのせん断強度は $\tau_c = 0.2 \cdot f_c'$ により推定した。
- (3) 同解析の結果、鋼板先端付近には接着面に対して垂直方向の引張応力度が存在し、その値は鋼板先端で最大となることが確認された。鋼板のはく離時における最大値は鋼板幅や接着長にかかわらずコンクリートの引張強度を上回っていることから、今回の実験に用いた両引き供試体における鋼板のはく離は、鋼板先端に発生する接着面に対して垂直方向の引張応力度の最大値が、コンクリートの引張強度を超えたことにより発生したものと考えられる。ただし、コンクリートの引張強度は $f_t = 0.23 \cdot f_c'^{2/3}$ より算出した。

参考文献

- 1) 佐野 正・三浦 尚・小俣富士夫：鋼板接着により補強された鉄筋コンクリート梁の曲げ性状、構造工学論文集、Vol. 39A、pp1361-1370、1993. 3
- 2) 佐野 正・三浦 尚・小俣富士夫：RC部材引張縁に接着された鋼板のはく離現象に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 16, No. 1、pp1019-1024、1994
- 3) 岡田 清・六車 熙：コンクリート工学ハンドブック、朝倉書店、pp403-407、1981
- 4) 土木学会：コンクリート標準示方書〔平成3年版〕設計編、pp18