

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

Flexural Behavior of Reinforced Concrete Beams Strengthened by Steel Plate Bonding

佐野 正* 小俣 富士夫** 三浦 尚***

By Masashi SANO and Fujio OMATA and Takashi MIURA

The steel plate bonding is a method in which steel plates are bonded by means of epoxy resin to the bottom surface of existing reinforced concrete (RC) structures. This method permits the insufficient amount of steel bars in the section of the structural members to be compensated externally. In this study, RC beams strengthened with steel plates of two different lengths and thicknesses were subjected to flexural loading tests. The experiment revealed the mode of failure for the beam bonded with long steel plates to be flexural failure, and both the flexural rigidity and ultimate strength to increase. When a comparatively short steel plate was bonded, the steel plate separated from RC beam.

1. はじめに

老朽化あるいは設計時に考慮した荷重を上回る過載荷のためにひびわれが発生したり耐荷力不足となった鉄筋コンクリート(RC)構造物が近年増えつつある。これらのRC構造物を架替えあるいは建替えるには費用、時間および立地条件等の制約が多く、何らかの補強を施して使用するのが一般的である。耐荷力不足に対する補強方法のひとつとして、設計上不足している鉄筋量を追加し、コンクリートを打ち足す方法がある。しかし、鉄筋工、型枠工および新旧コンクリートの打ち継ぎ面処理に手間がかかるほか、死荷重の増加が避けられないといった難点があり、必ずしも満足のいく方法ではない。これらの問題を解決し、所要の補強効果を達成し得る方法として鋼板接着工法がある。

鋼板接着工法は、既設のRC構造物の表面に高性能のエポキシ樹脂により鋼板を接着し、部材断面内の鉄筋量の不足を外から補おうとする工法である。本工法の特徴として、施工が簡便であること、構造物の使用中でも施工が可能であること、既設構造物の断面寸法を大きく変えることなく補強効果が得られること等が挙げられる。特に、使用下での施工が可能なのは道路構造物の補強に際して車両の走行を妨げない利点がある。また、断面寸法の変化が少ないことは美観上優れている。

ところで、鋼板接着によるRC構造物の補強方法は1964年にフランスで特許が公告され、その後、イギリス、ベルギー、ポーランド等でも実施されるようになった。我が国では1968年に首都高速道路1号線でRC

-
- | | | | | |
|-----|----|-------------|------------|---------------------|
| * | 工修 | ショーボンド建設(株) | エンジニアリング本部 | (〒101 千代田区神田錦町3-18) |
| ** | | ショーボンド建設(株) | 土木研究所 | (〒330 大宮市吉敷町4-197) |
| *** | 工博 | 東北大学教授 | 工学部土木工学科 | (〒980 仙台市青葉区荒巻字青葉) |

床版の補強に採用されたのが大規模なものとしては最初とされている¹。研究面でみると、初期のものとしては国広²の実験が挙げられる。この実験では、鋼板接着したRC梁供試体に曲げ荷重を行って補強効果や実用の可能性等について検討した。その結果、十分な補強効果が期待でき、道路橋RC床版の補強工法として実用化の可能性があるとの結論づけている。

次いで、太田³、楳原^{4 5 6}によって道路橋RC床版の補強工法として実験研究が活発となった。

太田らは鋼板接着した版状のRC供試体を用いて静的および疲労荷重実験を行った。その結果、鋼板端部には応力集中により大きなひびわれが生じ、結果的には鋼板を接着していない供試体と同程度の荷重で終局に達したことから、鋼板の接着長が適切かどうかによって本工法の補強効果が左右されるため、鋼板の接着位置の決定が重要な研究課題のひとつであると指摘した。

楳原らの研究は、鋼板接着による道路橋RC床版の補強設計法を提案しようとしたものである。これは当時問題となっていたRC床版の損傷対策に、鋼板接着工法の特徴が注目されたという社会的背景によるものであろう。そして、この研究の一連の成果は日本道路公団における橋梁床版の補強設計⁷に反映された。

このように、我が国における鋼板接着工法は、RC床版の補強方法として発展してきているが、基本的な構造系である桁あるいは梁での体系的な研究は少なく、補強効果や終局に至るまでの破壊現象については不明な点がある。また、鋼板の接着長によって本工法の補強効果が左右されるという指摘が研究の初期の段階からあるにもかかわらず、鋼板接着長の決定に関する研究はほとんど行われていない。

本研究は、このような現状にある鋼板接着工法について、設計の基本方針、特に鋼板の接着範囲を合理的に定める方法を提案することを目的として行うものである。本報告はその第一段階として、長さおよび厚さの異なる2種類の鋼板により補強されたRC梁供試体に対して行った荷重実験に基づき、鋼板接着により補強されたRC部材の曲げ挙動について述べる。

2. 実験概要

実験はⅠ、ⅡおよびⅢの3シリーズについて行った。梁供試体のスパンは1900mmとし、概要を図-1に示す。図中の各寸法諸元は表-1に示す。実験Ⅰの供試体は比較の基準となる無補強RC梁である。実験ⅡおよびⅢの供試体は鋼板を接着した補強RC梁である。実験Ⅱの鋼板接着長は曲げモーメントが最大となる荷重点直下より支点方向へ梁全高の1.5倍(37.5cm)の長さを定着長として付加し全長を90mmとした。これにより鋼板の接着長はスパンの47%となる。実験Ⅲの鋼板接着長は、筆者の過去の実験より経験的に定めた。これは、高さ200mm、幅100mm、スパン1500mmのRC梁に長さ140mm、幅5mmの鋼板を接着して曲げ荷重を行った実験であり、コンクリートの圧壊時にも鋼板端部ではく離を生じなかった。この時の鋼板の接着長はスパン長の93%、定着長は55mmであったことから、実験Ⅲにおけるスパン長の95%、定着長82.5mm(梁全高の3.3倍)では鋼板は端部ではく離を生じないものと考えた。補強供試体のうちPS-1およびP-1はN-2に主鉄筋1本分に相当する断面積をもつ鋼板を接着している。従って、鋼材量はN-1と同等となっている。また、PS-2およびP-2は主鉄筋2本分に相当する鋼板を接着している。

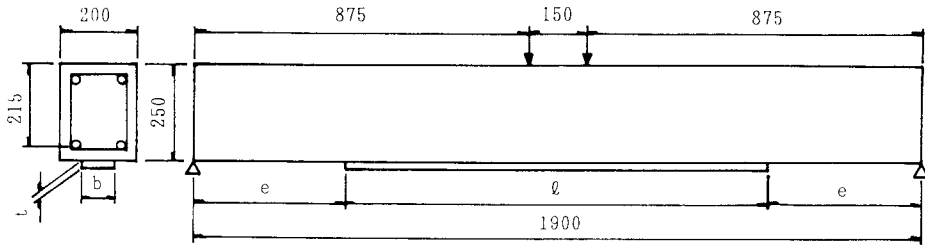


図-1 梁供試体概要(単位mm)

表-1 梁供試体寸法諸元(単位mm)

供試体 No.		e	鋼板(SS400)			主鉄筋 SD295A	コンクリート(kgf/cm ²)		備 考	
			ℓ	b	t		fc	ft		
実験 Ⅰ	N-1					3D16	396	32.0	無補強RC梁	
	N-2									
実験 Ⅱ	PS-1	500	900	86	2D16	396			32.0	補強RC梁
	PS-2									
実験 Ⅲ	P-1	50	1800	86	2.3 4.5	396			32.0	平均樹脂厚 2mm
	P-2									

圧縮鉄筋は各供試体とも2D16

スターラップはφ9丸鋼を100mmピッチで配置

fc'およびftはコンクリートの圧縮強度および割裂引張強度の平均値(材令41日)

補強供試体は以下の手順で作製した。鋼板の接着面となるコンクリート面をディスクサンダーでケレンした後、シンナー拭きする。鋼板の接着面にはサンドブラストを施し黒皮を取り除く。鋼板とコンクリート面との間に平均間隙厚が2mmとなるようにスペーサーを設置し、鋼板の周囲をガムテープでシールする。供試体を図-2(a)のように横置きとし、間隙に低粘度のエポキシ樹脂を流し込む。コンクリート材令は25日である。なお、鋼板接着の実施工では、まず、平均間隙厚が5mm程度となるようにスペーサーを設置した鋼板を、コンクリートアンカーを用いて下地処理完了後のコンクリート面に仮止めする。次いで、鋼板周囲をパテ状エポキシ樹脂でシールし、シール材の強度発現を待って間隙へエポキシ樹脂を注入する。注入圧力は0.3kgf/cm²程度であり、この圧力は主にコンクリートアンカーにより支持される。実施工と同様に注入により供試体を作製すると、コンクリートアンカーおよびシール材のために接着のみによる効果を検討するのが困難となる可能性があり、これらの影響を排除する目的で前述のような方法により供試体を作製した。実験に用いたエポキシ樹脂および鋼材の物性を表-2および3に示す。表-2の引張せん断強度とは、図-3のように2枚の鋼板片(SS400)を接着し

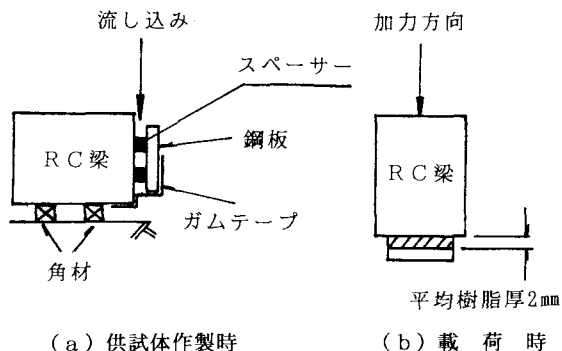


図-2 補強供試体作製概要

表-2 エポキシ樹脂の物性(材令16日)

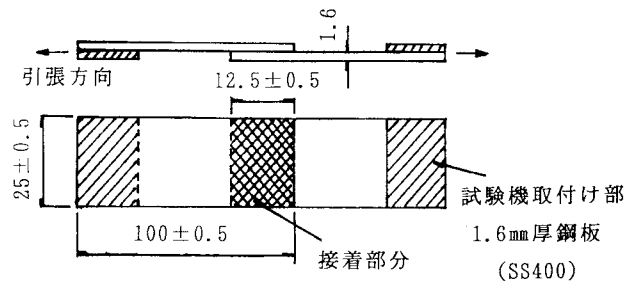
比重	圧縮強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	引張せん断 強度 (kgf/cm ²)
1.14	839	2.44×10 ⁴	571	158

表-3 使用鋼材の物性

鋼 材	降 伏 点 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	弾 性 係 数 (×10 ⁸ kgf/cm ²)
鉄筋 D16	3440	4930	1.79
鋼 板 t=2.3mm	2480	4440	1.97
鋼 板 t=4.5mm	2910	4430	1.97

て一軸引張試験を行い、接着部分が破断したときの荷重を接着面積で除した値である。

荷重はスパン中央に曲げモーメント一定区間をもつ2点集中荷重とし、荷重、たわみ、ひずみ等を測定するとともに、ひびわれの進展状況を観察した。



3. 実験結果

図-3 引張せん断試験(単位mm)

(1) 結果一覧および破壊過程

実験Ⅰ、ⅡおよびⅢの結果を表-4、5および6に示す。鋼板を接着したⅡおよびⅢの破壊過程は以下のとおりであった。

実験Ⅱの場合、初期ひびわれの発生位置はスパン中央付近であったが、荷重が増加すると鋼板端部のRC梁下縁にも曲げひびわれが発生した。鋼板端部に発生したひびわれは荷重の増加につれて進展し、斜めひびわれの形となってスパン中央付近のひびわれよりも早い時期に圧縮域に到達した。鋼板はこの斜めひびわれの進展中に鋼板の端部付近約20cmの範囲で衝撃音を伴ってコンクリート面からはく離し、はく離範囲は荷重を継続するにつれて拡大した。既往の研究4)より、鋼板のはく離に先立ち鋼板接着面に沿ってひびわれが発達するという報告があり、これは接着面でずれを生じているものと考えられる。今回の実験では、供試体幅20cmに対して鋼板幅が8.6cmと小さいことから、鋼板接着面付近のひびわれが十分に観察できなかった。鋼板のはく離面には接着面のコンクリートが付着していた。なお、はく離時の荷重は、はく離と同時に荷重が低下することから、はく離直前に測定された荷重の最大値をもって表すこととした。主鉄筋は鋼板のはく離とほぼ同時に降伏しており、鋼板が端部ではく離したことにより鉄筋の負担が増大したことがわかる。また、コンクリートの圧壊は鋼板が端部ではく離した後に発生した。圧壊荷重は表-5のN-2と比較してわかるように鋼板を接着していない無補強供試体とほぼ同程度となった。これは、鋼板が端部ではく離したことにより補強効果が失われ、鋼板を接着していない無補強RC梁に近い状態で終局に至ったためであろう。

実験Ⅲの供試体は曲げモーメントが最大となるスパン中央付近で初期ひびわれが発生したのち、鋼板の降伏、主鉄筋の降伏そしてコンクリートの圧壊と続く曲げ破壊の過程を示した。表-6より、鋼板厚が増すほど降伏荷重および圧壊荷重が上昇しているのがわかる。いずれの供試体とも終局に至るまで鋼板ははく離せず、鋼板は降伏して十分にその強度を発揮した。

表-4 実験Ⅰ結果一覧(無補強供試体)

N○.	初期ひびわれ 荷重(t f)	主鉄筋降伏 荷重(t f)	圧壊荷重 (t f)	備 考
N-1	2.3	9.4	10.4	主鉄筋3D16
N-2	1.8	6.0	7.4	主鉄筋2D16

表-5 実験Ⅱ結果一覧(鋼板が端部ではく離する場合)

N○.	初期ひびわれ 荷重(t f)	鋼板端部ひび われ荷重(t f)	鋼板降伏 荷重(t f)	鋼板はく離 荷重(t f)	主鉄筋降伏 荷重(t f)	圧壊荷重 (t f)	備 考
PS-1	2.4	3.5	5.9	8.5	8.5	8.0	鋼板厚2.3mm 鋼板長900mm
PS-2	2.3	3.25	7.8	8.0	8.0	7.7	鋼板厚4.5mm 鋼板長900mm

表-6 実験Ⅲ結果一覧(鋼板がはく離しない場合)

N.O.	初期ひびわれ 荷重(ｔf)	鋼板端部ひび われ荷重(ｔf)	鋼板降伏 荷重(ｔf)	主鉄筋降伏 荷重(ｔf)	圧壊荷重 (ｔf)	備 考
P-1	2.3	発生せず	6.0	9.0	10.0	鋼板厚2.3mm 鋼板長1800mm
P-2	2.3	発生せず	7.7	10.4	11.8	鋼板厚4.5mm 鋼板長1800mm

図-4にPS-1およびPS-2の鋼板端部ではく離が発生した時のひびわれ状況を示す。また、P-1およびP-2の圧壊時におけるひびわれ状況を図-5に示す。このように今回の実験をみる限り、鋼板が端部ではく離する場合においては鋼板端部に発生したひびわれはスパン中央付近のひびわれよりも進展が早い傾向があり、鋼板がはく離しない場合とくらべて異なった発生状況を示した。

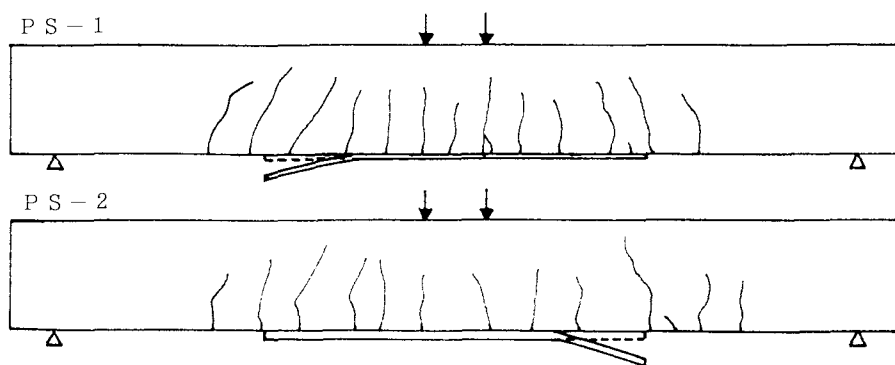


図-4 鋼板が端部ではく離する場合のひびわれ状況(鋼板端部はく離時)

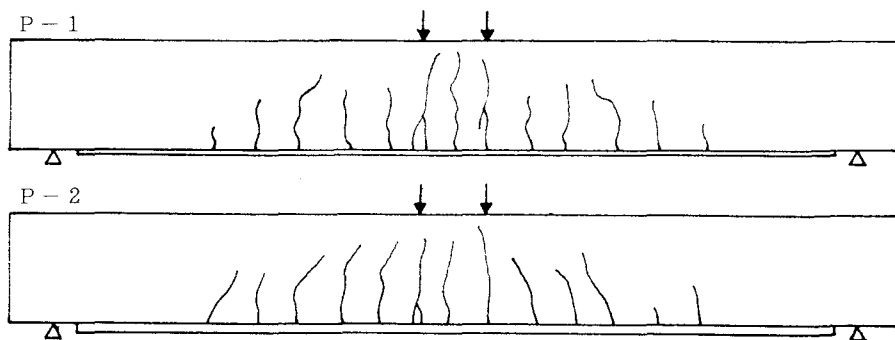


図-5 鋼板がはく離しない場合のひびわれ状況(圧壊時)

(2) 荷重-変位関係

鋼板が端部ではく離した実験Ⅱについて荷重とスパン中央におけるたわみとの関係を図-6に示す。PS-1は無補強供試体N-2に主鉄筋1本分に相当する鋼板を接着しており、PS-2は同様に2本分に相当する鋼板を接着している。最終的には鋼板は端部ではく離したものの鋼板を接着したことにより、ひびわれ荷重や曲げ剛性が増加するといった補強効果が明らかとなった。また、ひびわれ発生後の曲げ剛性は鋼板が厚いPS-2のほうが高くなっているが、鋼板端部のはく離はPS-1よりも小さなたわみで発生した。これは、鋼板厚の影響とも考えられるが、今後の検討を要する。

鋼板がはく離しなかった実験Ⅲについて同様の比較を図-7に示す。鋼板を接着したことにより曲げ剛性は高くなる。鋼板厚の違いが曲げ剛性に及ぼす影響をP-1とP-2とで比較すると、初期ひびわれが発生する2.3tfまでの低い荷重レベルでは鋼板厚を増したことによる効果は明確でない。しかし、ひびわれ発生後には鋼板厚の影響が明確となっており、厚くするほど補強効果が高まるのがわかる。従って、補強レベルに応じた鋼板厚を適宜用いることにより適切な補強が可能になると考えられるが、これは接着された鋼板が十分な接着長をもち、端部ではく離を生じない場合に限られる。このように、鋼板がはく離しない場合には鋼板接着により曲げ剛性が高まり、降伏荷重および圧壊荷重が増加するといった補強効果が明確に表われた。

図-8は同等の鋼材量をもつP-1とN-1とを比較した結果である。これをみると、鋼板を接着したP-1の曲げ剛性の方が若干高くなっている。これは、鋼板が引張縁にあることから、断面の有効高さがN-1よりも大きくなっていることによるものと思われる。これより、断面内の主鉄筋の不足量に相当する鋼板を引張縁に接着することにより、鉄筋を追加した場合と同様の補強効果を得られることがわかる。なお、降伏前後で曲線が入れ替わっているのは、N-1の主鉄筋の降伏点が 3440kgf/cm^2 と鋼板の 2480kgf/cm^2 に比べて高いことに起因するものと考えられる。

図-9および10において、鋼板が端部ではく離する場合の結果と比較する。図-9は鋼板厚が2.3mmの場合、図-10は4.5mmの場合である。いずれも、鋼板端部にひびわれが発生する3.25~3.5tf程度までの载荷の初期の段階では、鋼板がはく離しない供試体と同等の曲げ剛性を示した。しかし、それ以上の荷重レ

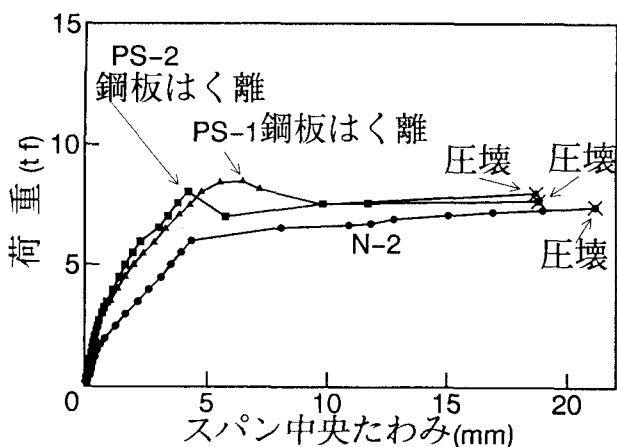


図-6 荷重—スパン中央たわみ関係(鋼板がはく離する場合)

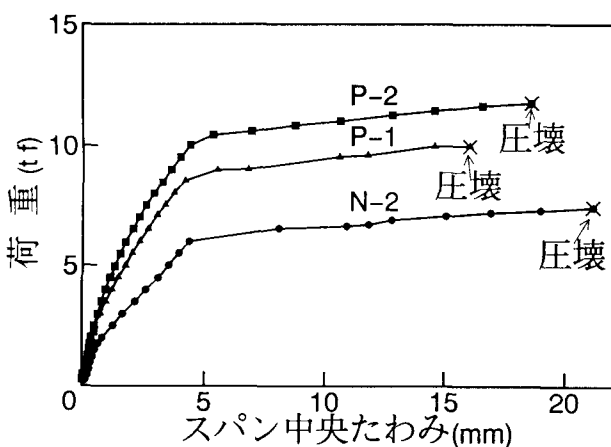


図-7 荷重—スパン中央たわみ関係(鋼板がはく離しない場合(1))

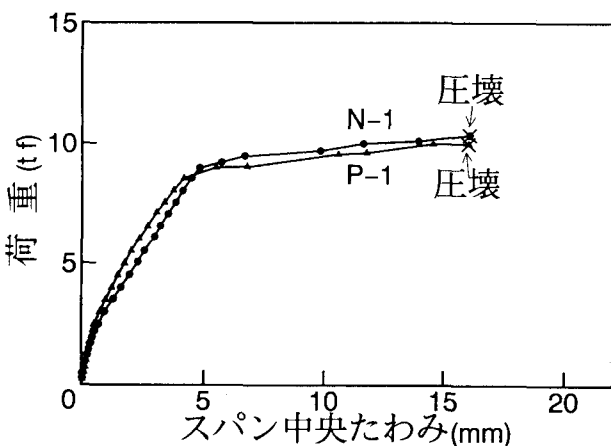


図-8 荷重—スパン中央たわみ関係(鋼板がはく離しない場合(2))

ベルでは曲げ剛性の低下がはっきりとしており、鋼板端部でひびわれが進展するにつれて徐々に補強効果が失われていくのがわかる。このように、鋼板の接着長が短い場合でも、荷重の初期の段階においては補強効果が認められた。しかし、鋼板端部にひびわれが発生したのちは剛性が徐々に低下し、最終的には鋼板が端部ではく離を生じたことから、補強効果を発揮させるためには十分な接着長が必要である。

(3) 主鉄筋ひずみの発生状況

鋼板接着の有無とスパン中央における主鉄筋ひずみの発生状況を比較する。図-11および12はそれぞれ鋼板厚が2.3mmおよび4.5mmの場合について、鋼板が端部ではく離する場合としない場合とで比較している。同一荷重レベルでの主鉄筋ひずみは鋼板を接着したことにより減少しており、鉄筋の負担が大きく軽減された。また、スパン中央の主鉄筋ひずみは、鋼板が端部ではく離して補強効果を失うまでは鋼板接着長の影響を受けない。しかし、鋼板が端部ではく離するとひずみは急増し測定不能となった。このように、鋼板が端部ではく離する場合でもはく離する以前においてはスパン中央における主鉄筋のひずみ発生量は抑制されていることが確認された。

(4) 鋼板ひずみの推移

鋼板の表面に供試体軸方向にひずみゲージを接着し、鋼板のひずみと荷重との関係を検討した結果を以下に示す。図-13は、鋼板が端部ではく離した場合の例としてPS-2の結果を示したものである。測定位置は、鋼板端部から①50mm、②100mm、③200mmおよび④載荷点直下(375mm)である。鋼板端部付近では、ある荷重レベルから急激に圧縮側へ逆転する傾向がみられた。この荷重は鋼板端部に発生したひびわれが斜めひびわれへと変化する荷重とほぼ一致するものであった。

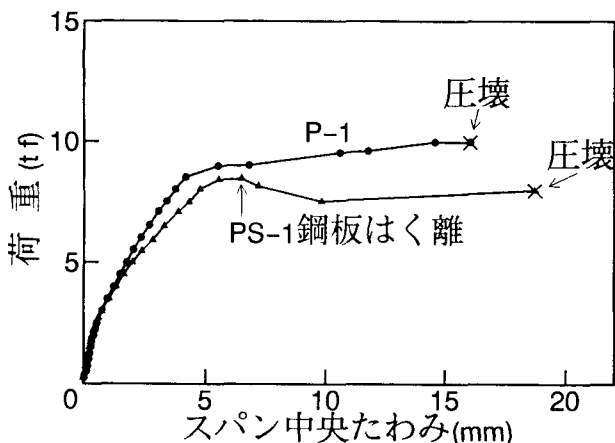


図-9 荷重—スパン中央たわみ関係(1)

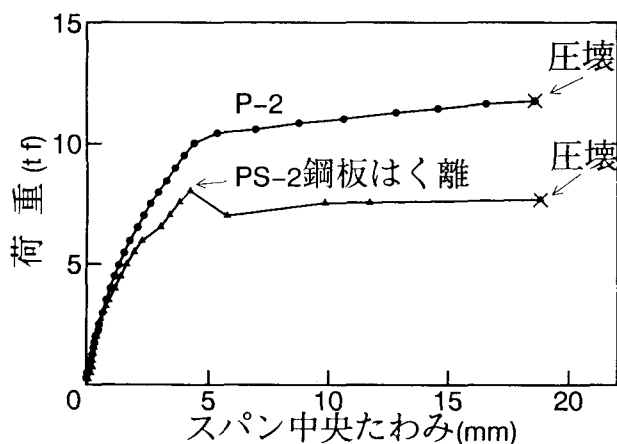


図-10 荷重—スパン中央たわみ関係(2)

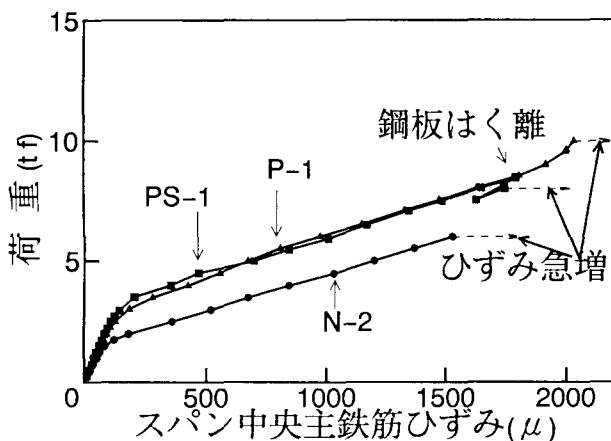


図-11 荷重—スパン中央主鉄筋ひずみ関係(1)

このような引張側から圧縮側への逆転は、はじめRC梁と一体となって変形し引張力を受けていた鋼板が、斜めひびわれの発生により元に戻ろうとするために起こるものと考えられる。すなわち、鋼板端部に斜めひびわれが発生したことにより、それまで鋼板が負担していた引張力が開放され、ひずみゲージを接着した鋼板の表面に圧縮方向の力が発生したためと考えられる。このような現象は、鋼板端部に発生したひびわれの影響を大きく受けるものと思われ、逆転は鋼板端部から離れるに従って緩和された。

鋼板がはく離しなかった場合の例としてP-2の結果を図-14に示す。鋼板ひずみの測定位置は、鋼板端部から①50mm、②100mm、③200mmおよび④荷点直下(875mm)の4点である。荷が進むにつれてひずみ量は確実に増加しているが、支点に近い①、②および③では、圧壊近くで幾分圧縮側に傾く傾向があった。このような傾向は、鋼板厚の薄いP-1でもみられた。このように、鋼板端部にひびわれが発生していないP-2においても若干ながら逆転がみられるのは、鋼板が元に戻ろうとする力が比較的大きな端部付近で、弾性係数の低い樹脂に変形が生じたためと思われる。ただし、この問題については今後の検討を要すると考える。

4. ひびわれ荷重、降伏荷重および圧壊荷重の推定

ここでは、鋼板がはく離しなかった補強RC梁および無

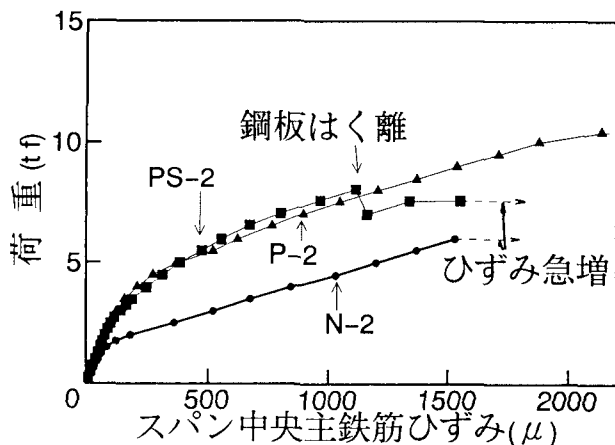


図-12 荷重—スパン中央主鉄筋ひずみ関係(2)

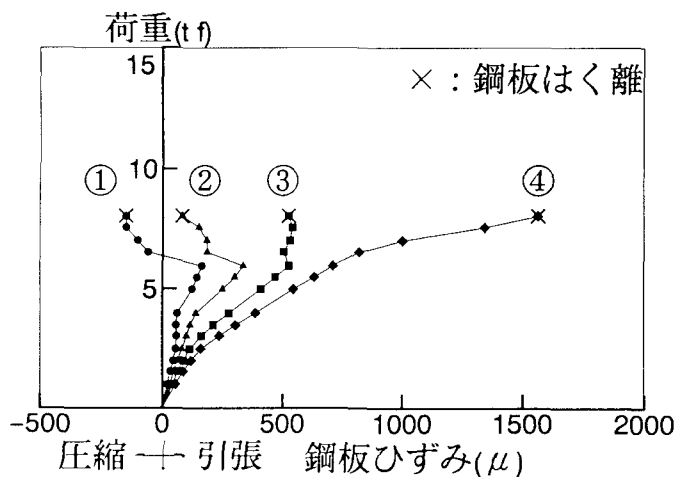


図-13 鋼板ひずみの推移(P S-2)

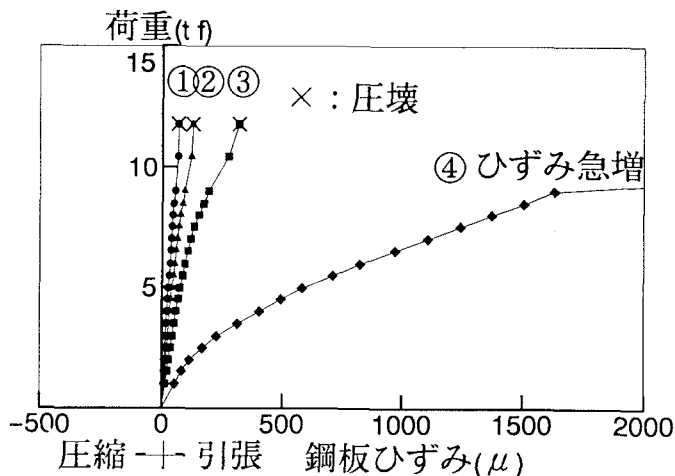


図-14 鋼板ひずみの推移(P-2)

補強RC梁について、初期ひびわれ荷重、鋼材の降伏荷重および圧壊荷重を計算した結果について述べる。
計算値は切断法により求めた。計算は以下のとおりである。

RC梁断面の引張縁または圧縮縁の限界ひずみ、あるいは鋼材の降伏ひずみを与え、中立軸位置を仮定した後断面を等間隔の水平要素に切断する。鋼板はRC梁と完全合成しているものとし、各要素のひずみを平面保持の仮定より求め、あらかじめ定めたコンクリートおよび鋼材の応力-ひずみ関係を用いて応力を計算する。これを断面の圧縮域と引張域で合計し、両者の力のつり合いが満足されるまで中立軸の位置を仮定し直しながら計算を繰り返す。つり合いが満足された時点で各要素の中立軸まわりのモーメントを求めて合計すれば、これを用いて与えられたひずみに対応する荷重が得られる。

計算に用いたコンクリートの応力-ひずみ関係を以下に示す。

(1) コンクリートの圧縮応力 σ_c と圧縮ひずみ ε_c との関係

$$0 \leq \varepsilon_c \leq 0.002 \text{ の場合 } \sigma_c = f_c' \cdot \frac{\varepsilon_c}{0.002} \times \left(2 - \frac{\varepsilon_c}{0.002} \right) \text{ ----- ①}$$

$$\varepsilon_c > 0.002 \text{ の場合 } \sigma_c = f_c' \text{ ----- ②}$$

f_c' : コンクリートの圧縮強度

(2) コンクリートの引張応力 σ_t と引張ひずみ ε_t との関係^a

$$\sigma_t = 3.72 \times 10^5 \cdot \varepsilon_t - 8.665 \times 10^8 \cdot \varepsilon_t^2 \text{ ----- ③}$$

鋼材の応力-ひずみ関係は完全弾塑性とし、降伏ひずみは表-3に示す降伏点と弾性係数の実測値より決定した。

実測値と計算値との比較を表-7に示す。これより、切断法を用いて鋼板接着により補強されたRC梁の初期ひびわれ、降伏および圧壊の各荷重を比較的良く推定し得ることがわかる。ただし、今回の比較では補強供試体2体と少ないことから、今後、鋼板幅や断面形状等を変化させて比較検討を行う必要がある。

表-7 実測値と計算値との比較

No.	初期ひびわれ荷重(tf)		鋼板降伏荷重(tf)		主鉄筋降伏荷重(tf)		圧壊荷重(tf)		備 考
	実測値	計算値	実測値	計算値	実測値	計算値	実測値	計算値	
N-1	2.3	2.0			9.4	8.9	10.4	9.3	無補強
	(1.15)				(1.06)		(1.12)		
N-2	1.8	2.0			6.0	5.9	7.4	6.5	無補強
	(0.90)				(1.02)		(1.14)		
P-1	2.3	2.1	6.0	5.7	9.0	8.3	10.0	9.0	鋼板厚
	(1.10)		(1.05)		(1.08)		(1.11)		2.3mm
P-2	2.3	2.3	7.7	9.3	10.4	11.6	11.8	12.1	鋼板厚
	(1.00)		(0.83)		(0.90)		(0.98)		4.5mm

() 内は実測値/計算値を示す。
コンクリートの引張限界ひずみ=0.000119
(③式にコンクリートの割裂引張強度32.0kgf/cm²を代入して得た計算値)
コンクリートの圧縮限界ひずみ=0.0035

5. 結 論

引張縁に鋼板を接着して曲げ補強したRC梁に対する今回の载荷実験より、以下の結論が得られた。

(1) 鋼板の接着長が短い(今回の実験ではスパン長の47%を占める)場合、鋼板はRC梁よりはく離した。

ただし、はく離は鋼板端部付近に限られた。

(2) 鋼板の接着長が長い(今回の実験ではスパン長の95%を占める)場合には鋼板ははく離せず、曲げを受ける通常のRC梁と同じ破壊過程をたどって終局に達した。この際、無補強供試体と比較して曲げ剛性の増加、降伏荷重および圧壊荷重の増加といった補強効果が認められ、これは鋼板厚が増すほど高くなった。

(3) 鋼板が端部ではく離する場合、それに先立って鋼板端部のRC梁下縁には曲げひびわれが発生する。はく離はこのひびわれから変化した斜めひびわれの進展中に発生した。また、鋼板がはく離しない場合と比較すると、鋼板端部のひびわれが進行するにつれて曲げ剛性は徐々に低下した。

(4) 鋼板の接着長が短い場合でも、荷重の初期の段階においては補強効果が認められる。しかし、鋼板端部にひびわれが発生したのちは徐々に曲げ剛性が低下し、最終的には鋼板端部ではく離を生じたことから、補強効果を発揮させるためには十分な接着長が必要である。

(5) スパン中央における主鉄筋のひずみ発生は抑制されており、鋼板接着による鉄筋負担の軽減効果が認められた。

(6) 鋼板の端部付近のひずみ分布より、鋼板が引張縁に接着されているにもかかわらず端部では圧縮方向の力が発生していることが確認された。これは、RC梁に接着された鋼板の端部に斜めひびわれが発生したことにより鋼板が元に戻ろうとするためと考えられる。ただし、鋼板端部にひびわれが発生しない場合でも若干ながら逆転がみられたが、これは樹脂の変形によるものとも考えられる。

(7) 鋼板接着補強したRC梁の初期ひびわれ荷重、降伏荷重および圧壊荷重は、切断法を用いて比較的良く推定できる。ただし、今回の比較では補強供試体2体であることから、今後、鋼板幅や断面形状等を変化させて比較検討を行う必要がある。

以上、RC梁供試体に長さおよび厚さを変化させた鋼板を接着して補強し、曲げに対する補強効果や終局に至るまでの破壊現象を検討した。今後は、鋼板幅の影響をも考慮した実験を行い、補強上最適な鋼板接着範囲を決定する方法を検討する予定である。

参考文献

- 1) コンクリート構造物の補修ハンドブック編集委員会：コンクリート構造物の補修ハンドブック、技報堂、昭和53年
- 2) 国広 哲男：道路橋床版の補強について思うこと－鋼板接着による鉄筋コンクリート床版の補強－橋梁と基礎、Vol.3、No.3、1969年
- 3) 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、建設省土木研究所、土木研究所資料、第681号、昭和46年4月
- 4) 石谷 藤次郎、檜貝 勇、細田 和夫：鉄筋コンクリート床版の補強方法に関する試験－鋼板接着工法の検討－日本道路公団試験所報告(昭和49年度)、pp.150～156、昭和50年12月
- 5) 飯岡 豊、檜貝 勇：鉄筋コンクリート床版の補強方法に関する試験－鋼板接着工法の検討(その2)－日本道路公団試験所報告(昭和50年度)、pp.142～154、昭和51年11月
- 6) 飯岡 豊、檜貝 勇、細田 和夫：鉄筋コンクリート床版の補強方法に関する試験－鋼板接着工法の検討(その3)－日本道路公団試験所報告(昭和51年度)、pp.143～151、昭和52年12月
- 7) 日本道路公団：維持修繕要領(橋梁床版編)、昭和53年
- 8) 佐藤直昭：推進用鉄筋コンクリート管の推進時および供用時の挙動に関する研究、学位論文、東京大学、昭和63年3月

(1993年1月16日受付)