

論文 展張格子鋼板筋を用いたRCはりの補強効果に関する研究

高木 智子*¹・阿部 忠*²・師橋 憲貴*³・塩田 啓介*⁴

要旨：本研究は、展張格子鋼板筋を用いた RC 部材の補強法における補強効果について検証を行う。実験供試体には RC はりおよび RC はりに 3 タイプの展張格子鋼板筋を配置し、セメントモルタル吹付け補強した供試体を用いて静荷重実験を行った。その結果、展張格子鋼板筋を用いて下面補強のみ、はり高の 1/3 の高さおよび側面ほぼ全面まで補強した供試体は、同一寸法の無補強 RC はりの最大耐荷力に比して、それぞれ 1.5, 1.9, 2.1 倍の補強効果が得られた。また、破壊状況は底面のみ補強した供試体は支間中央で曲げ破壊、はりの側面まで補強した供試体はせん断破壊となった。いずれにおいても補強効果は十分確保されている。

キーワード：RC はり、展張格子鋼板筋、静荷重実験、補強効果

1. はじめに

近年、高度経済成長期に建設されたコンクリート構造物は、建設後 50 年が経過し、老朽化が進んでいる¹⁾。たとえば、海洋上や海岸線に建設されているコンクリート橋は、飛来塩分や直接海水を受けることから鉄筋が腐食し、断面欠損による耐荷力の不足やかぶりコンクリートがはく落するなどの損傷が生じている²⁾。また、昭和 40 年代の設計基準で設計された RC 部材は現行の設計基準に比して、耐荷力性能や耐震性に差異が生じている。これらのコンクリート構造物の耐荷力性能や耐震性の向上を図るために鋼板や繊維強化プラスチック (FRP) を用いて接着補強や、鉄筋を配置してセメントモルタル吹付けによる増厚補強などが施され、いずれもコンクリート部材の補強法として実績も多い^{3, 4)}。

一方、老朽化する RC 部材の引張補強材として、鉄筋に代わる、縞鋼板および鋼板にレーザ光線でスリットを入れ、ジャッキで展張して格子状に加工した展張格子鋼板筋およびレーザ加工により直接格子状に切断加工する格子鋼板筋の 2 タイプが開発された⁵⁾。両格子筋は耐荷力性能の向上を図ると同時に施工の合理化・省力化を図るための新たな補強材である。

そこで本研究は、展張格子鋼板筋を用いたコンクリート部材の補強材としての性能および補強効果および破壊メカニズムを検証する。実験供試体には RC はりおよび同一寸法を有する RC はりに 3 タイプの展張格子鋼板筋を配置し、ポリマーセメントモルタル吹付け補強した供試体を用いて静荷重実験を行い、展張格子鋼板筋を用いた補強法における耐荷力性能およびたわみ・ひずみの低減効果について検証し、展張格子鋼板筋を用いた増厚補強法の実用性を評価する。

2. 材料特性値

2.1 RC はり

RC はりのコンクリートには、普通ポルトランドセメント、5 ～ 20mm の砕石および 5mm 以下の砕砂を用いる。橋梁コンクリート部材や RC 床板は、劣化や中性化によりコンクリートの圧縮強度が道路橋示方書・同解説（以下、道示とする）に規定する設計基準強度 24N/mm^2 を下回る事例も報告されている⁶⁾。そこで、本実験に用いるコンクリートの圧縮強度を 24N/mm^2 となるように配合した。ここで、配合条件を表-1に示す。また、主鉄筋には SD295A, D13, スターラップには SD295A, D10 を用いる。ここで、材料特性値を表-2に示す。

2.2 補強RCはり

(1) 既設RCはり

補強する RC はり供試体の使用材料および材料特性値は無補強 RC はりと同様とする。

(2) 展張格子鋼板筋

展張格子鋼板筋は、鋼板および縞鋼板いずれの鋼板を用いても製作が可能であるが、コンクリートとの付

表-1 コンクリート配合

スランブ (cm)	Air (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m^3)				
				C	W	S	G	Ad
15	4.5	58.5	48.0	298	174	852	964	3.0

表-2 コンクリートおよび鉄筋の材料特性値

コンクリート 圧縮強度 (N/mm^2)	鉄筋 (SD295A)			ヤング係数 (kN/mm^2)
	使用 鉄筋	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	
30.0	D13	368	516	200
	D10	370	511	

*1 日本大学大学院 生産工学研究科土木工学専攻 (学生会員)

*2 日本大学 生産工学部土木工学科教授 博士 (工学) (正会員)

*3 日本大学 生産工学部建築工学科教授 博士 (工学) (正会員)

*4 JFE シビル(株) 技術部



(1) 展張中

(2) 折り曲げ加工

写真-1 展張中および折り曲げ加工状況

着性を考慮すると縞鋼板が有利となる。そこで、本供試体には SS400、厚さ 9mm の縞鋼板を用いる。ここで、展張中および RC はり部材用に加工した展張格子鋼板筋を写真-1に示す。製作手順は、縞鋼板の軸方向にレーザー光線でスリットを挿入し、これを加工台に設置する。その後、軸直角方向にジャッキで均等に展張し(写真-1(1))、格子状に加工するものである。引張補強材として使用する場合は、格子加工された展張格子鋼板筋を補強する部材寸法に合わせて折り曲げ加工する。ここで、本実験に用いる RC はりに展張後の格子筋を折り曲げ加工した状態を写真-1(2)に示す。その後、必要に応じて防錆剤を塗布する。これまでの工程は、工場および施工現場においても展張が可能である。加工後は、劣化した RC 部材に設置してセメントモルタルを吹付け補強する。よって、鉄筋組み立てによる補強法に比して、施工の合理化・省力化が図られると同時に、鉄筋を格子状に配置した場合に比して一方向の厚さとなることから増厚層の減少も可能になるなどの特長がある。

本実験に用いる展張格子鋼板筋には、厚さ 9mm の縞鋼板を用いて、格子間寸法を $100 \times 100\text{mm}$ となるように展張させた。ここで、本供試体に用いる展張格子鋼板筋の寸法および形状を図-1に示す。軸方向筋すなわち主筋に相当する寸法は $9 \times 15\text{mm}$ (断面積 135mm^2) とし、軸直角方向筋すなわちスターラップに相当する縦筋の寸法は $9 \times 7\text{mm}$ (断面積 63mm^2) とする。また、9mm 間隔ごとに $2 \times 9\text{mm}$ の突起を設け、付着力を高める構造とする。また、展張角を 60° としたことから折り曲げによる応力集中が生じないように、鉄筋の曲げ内半径と同様に縦筋の曲げ内半径 R を 20mm とした。本供試体に用いる縞鋼板および展張後の展張格子鋼板筋の材料特性値を表-3に示す。

(3) ポリマーセメントモルタル

増厚材には、一般的に吹付け工法に用いられているポリマーセメントモルタル(以下 PCM)を用いる。PCM は、一般的に市販されているプレミックス材であり、セメント系材料にビニロン繊維を配合した材料である。ここで、PCM の配合条件を表-4に示す。なおビニロ

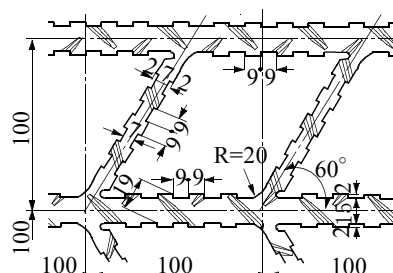


図-1 展張格子鋼板筋寸法

表-3 縞鋼板および展張格子鋼板筋の材料特性値

供試体	降伏強度 (N/mm^2)	降伏ひずみ ($\times 10^{-6}$)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)
展張格子鋼板筋	338	1690	422	200

表-4 PCM材料特性値

項目	単位量 (kg/m^3)		水結合比 (%)
	プレミックス粉体	水	
PCM	1860	595	32

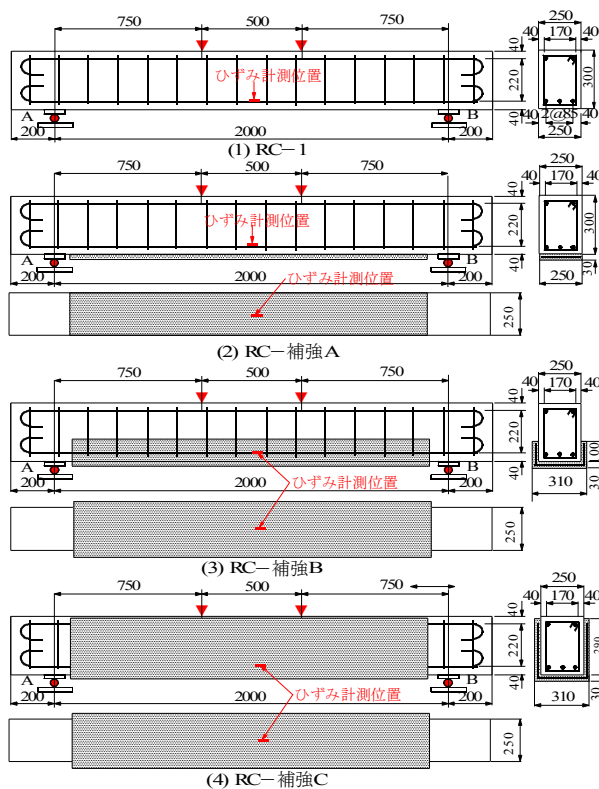


図-2 供試体寸法および鉄筋配置

ン繊維の配合条件は公表されていない。実験時の圧縮強度は 51.9N/mm^2 、割裂引張試験による引張強度は 5.1N/mm^2 である。

3. 供試体寸法および補強方法

RC はり供試体および展張格子鋼板筋を配置した 3 タイプの供試体寸法および鉄筋の配置位置を図-2に示す。

3.1 RCはり (供試体RC-1)

RC はり供試体の寸法は図-2(1)に示すように、支

間 2,000mm, 張出部 200mm, 全長 2,400mm である。また、断面は高さ 300mm, 幅 250mm とする。引張鉄筋は D13 を 3 本配置し, その有効高は 260mm である。圧縮側には D13 を 2 本配置し, かぶりを 40mm とする。スターラップには D10 を用い, 150mm 間隔で配置する。次に, 展張格子鋼板筋を用いた 3 タイプの補強法における補強効果の検証については RC はり供試体の最大荷重および荷重とたわみ, ひずみの関係を基準に考察する。ここで, 無補強 RC はりの供試体名称を RC-1 とする。

3.2 展張格子鋼板筋を配置した増厚補強供試体

(1) 供試体RC-補強A

RC はり供試体の下面に展張格子筋を配置し, PCM 吹付け補強する供試体 RC-補強 A の寸法を図-2(2)に示す。補強範囲は支点の内側に 1,840mm の範囲, すなわち支点から 80mm の位置から支間内を補強する。次に, 展張鋼板格子筋の軸方向筋(主筋)の長さを 1,800mm, 軸方向筋の全幅(以下, 軸方向筋幅とする)を 200mm, 厚さ 9mm の縞鋼板を用いる。展張格子鋼板筋は格子形成されることから鉄筋を二方向に配置した場合に比して一方向の厚さとなることから増厚層内に配置することが可能となる。よって, 展張格子鋼板筋の配置位置は RC はり補強界面から 10mm の位置に設置し, 厚さ 30mm で PCM を吹付け補強する。この供試体名を供試体 RC-補強 A とする。

(2) 供試体RC-補強B

RC はりの底面から 100mm までを補強する供試体の寸法を図-2(3)に示す。展張鋼板格子筋の軸方向筋の長さを 1,800mm, 軸方向筋幅を 200mm, 厚さ 9mm の縞鋼板を用いて U 形に折り曲げし, RC はりの界面から 10mm の位置に設置し, 厚さ 30mm を PCM 吹付け補強する。この供試体名を供試体 RC-補強 B とする。

(3) 供試体RC-補強C

RC はりの底面から 290mm の側面まで補強する供試体の寸法を図-2(4)に示す。展張鋼板格子筋の軸方向筋の長さを 1,800mm, 軸方向筋幅を 800mm, 厚さ 9mm の縞鋼板を用いる。これは, B タイプの 2 倍の寸法となる。この展張格子鋼板筋を B タイプと同様に U 形に折り曲げ加工し, RC はりの界面から 10mm の位置に設置し, 厚さ 30mm を PCM 吹付け補強する。この供試体名を供試体 RC-補強 C とする。

4. 補強方法

RC はりに展張格子鋼板筋を設置し, PCM 吹付け増厚補強法は, ポリマーセメントモルタル吹付け工法によるコンクリート構造物の補修補強, 設計・施工マニュアル(案)(増厚補強編)に準拠して製作した⁷⁾。こ

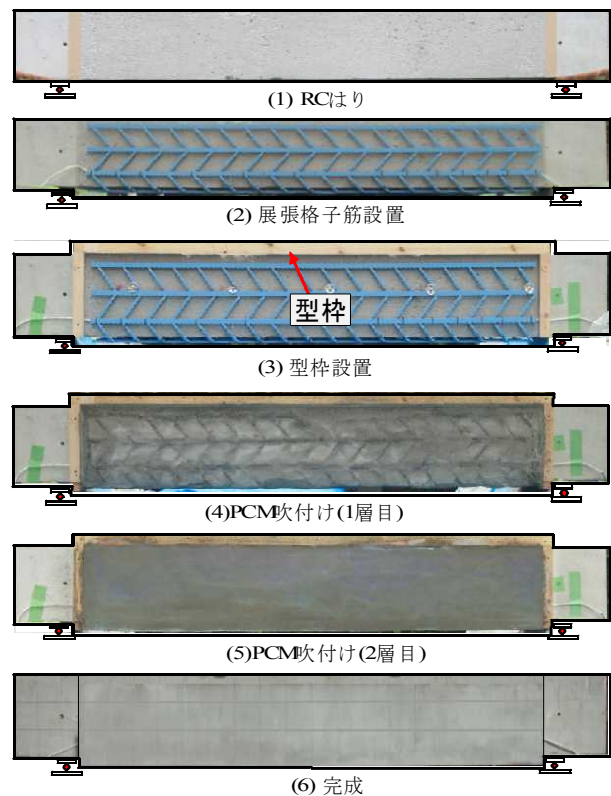


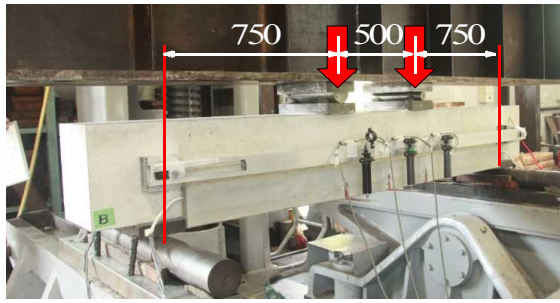
図-3 補強方法

こで, RC はりに U 形に折り曲げ加工した展張格子鋼板筋を用いた設置した供試体 RC-補強 C の補強手順を図-3に示す。

展張格子鋼板筋を用いた RC はりの補強手順は, まず RC はり供試体を支点上に設置する(図-3(1))。RC はりの補強範囲をサンダーで切削・研掃し, 既設 RC はりコンクリートへの給水を防止するためにプライマー(付着力は材齢 7 日で 1.95N/mm^2 である)を塗布する。その後, U 形に折り曲げ加工した展張格子鋼板筋を界面から 10mm の位置に設置する(図-3(2))。その後, 型枠を設け(図-3(3)), 一層目の PCM を吹付けし(図-3(4)), 一次養生を 2 時間程度行い, 2 層目の吹付け補強を行う(図-3(5))。吹付け補強終了後, 表面仕上げし, 養生を行う。最後に型枠を除去して補強完了となる(図-3(6))。供試体 RC-補強 A, B も同様な補強法で供試体を製作する。

5. 実験方法

本実験は, RC はりの両支点から 750mm の位置に荷重を載荷する 2 点載荷とし, 荷重載荷間隔を 500mm とする。ここで, 荷重載荷位置およびたわみの計測位置を図-4に示す。せん断スパン比 a/d は図-4より, 2.88 (= $750/260$, a : 支点から載荷位置までの距離, d : 有効高)であり, 曲げ破壊が先行する載荷条件である。静荷重実験における荷重条件は 0kN から 5kN ずつ増加し, 最大荷



図－4 荷重載荷状況

表－5 耐力力および破壊モード

供試体	耐力力	分担耐力力	耐力力比	破壊モード
RC-1	93.8	-	-	曲げ破壊
RC-補強A	145.3	51.5	1.5	曲げ破壊
RC-補強B	175.3	81.5	1.9	せん断破壊
RC-補強C	200.1	106.3	2.1	せん断破壊

重に達した後は変位制御で実験を行う。たわみの計測位置は図－4に示すように支間中央、荷重載荷直下の3点から計測するが本論文では支間中央のみを考察する。また、鉄筋、鋼板格子筋のひずみは支間中央の主鉄筋および軸方向筋とする。

6. 実験結果および考察

6.1 最大耐力力および補強効果

本実験におけるRCはりおよび3タイプの展張格子鋼板筋を用いた増厚補強したRCはりの最大耐力力および破壊モードを表－5に示す。

(1) 供試体RC-1

RC-1の最大耐力力は93.8kNであり、この最大耐力力を基準に補強はりの補強効果を評価する。破壊は、支間中央で曲げ破壊に至った。

(2) 供試体RC-補強A

供試体RC-1の底面に鉄筋中心幅200mmの展張格子鋼板筋を配置し、厚さ30mmでPCM吹付け補強供試体RC-補強Aの最大荷重は145.3kNであり、補強部が分担する最大耐力力は51.5kNである。したがって、無補強のRCはりの最大耐力力の1.5倍の補強効果が得られた。破壊は、はりの支点B方向端部から増厚界面がはく離し、曲げ破壊となった。

(3) 供試体RC-補強B

鉄筋中心幅400mmの展張格子鋼板筋をU形に折り曲げ加工して配置し、厚さ30mmでPCM吹付け補強した供試体RC-補強Bの最大耐力力は175.3kN、補強部が分担する耐力力は81.5kNである。供試体RC-1の最大耐力力の1.9倍の補強効果が得られた。また、底面のみに展張格子鋼板筋を設置した供試体RC-補強Aと比較すると1.2倍の補強効果が得られている。破壊はせん断領域で増厚界面のはく離が先行し、せん断破

壊となった。

(4) 供試体RC-補強C

鉄筋中心幅800mmの展張格子鋼板筋をU形に折り曲げ加工して設置した供試体RC-補強Cの最大耐力力は200.1kN、補強部が分担する耐力力は106.3kNである。供試体RC-1の最大耐力力に比して2.1倍の補強効果が得られた。また、供試体RC-補強A、補強Bの最大耐力力に比してそれぞれ1.4、1.1倍の補強効果が得られた。破壊ははく離に伴うせん断破壊となった。

以上より、3タイプの補強法でRCはりを補強した結果、展張格子鋼板筋をU形に折り曲げ加工して配置することで曲げ剛性の向上が図られ、併せて耐力力も向上している。本実験では厚さ9mmの縞鋼板を用いて格子間100mmで製作したが、実構造においては、補強部が分担する耐力力に合わせて必要断面積を算定し、レーザ加工および折り曲げ加工が可能になる。

6.2 荷重とたわみの関係

RCはりおよび3タイプの展張格子鋼板筋を用いて増厚補強した供試体の荷重とたわみの関係を図－5に示す。

(1) 供試体RC-1

供試体RC-1のたわみは、30.0kN付近までは線形的に増加し、30.0kN付近からたわみの増加がやや大きくなるものの、荷重70.0kN付近まで線形的に増加している。その後の荷重増加においてはたわみが急激に増加し、最大荷重93.8kNでたわみが15.4mmに達した後、破壊に至った。

(2) 供試体RC-補強A

供試体RC-補強Aのたわみは、荷重50Nまでは線形的に増加している。その後の荷重増加ではやや大きくなるものの、最大荷重付近までは線形的にたわみが増加している。最大荷重145.3kN載荷時のたわみは3.04mmである。最大荷重に達した後から荷重が急激に低下し、たわみ11.34mmで破壊に至った。最大荷重時のたわみを比較すると、RC-1の20%である。

(3) 供試体RC-補強B

供試体RC-補強Bのたわみは、荷重75kN付近まで線形的に増加し、その後荷重増加に伴いたわみの増加はやや大きくなるものの、最大荷重175.3kN付近まで線形的に増加している。最大荷重175.3kN載荷時のたわみは3.13mmである。その後、供試体RC-補強Aと同様に、荷重が136.1kNまで減少し、たわみが12.88mmで破壊に至った。

(4) 供試体RC-補強C

供試体RC-補強Cのたわみは、荷重80kN付近まで線形的に増加し、その後の荷重増加に伴いたわみの増加はやや大きくなるものの、荷重175kN付近まで線形

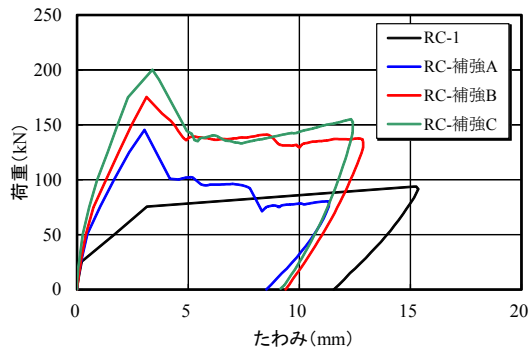


図-5 荷重とたわみの関係

的に増加している。荷重 175.0kN 載荷時のたわみは 2.29mm である。その後の荷重増加でたわみが急激に増加し、最大荷重 200.1kN 載荷時のたわみは 3.38mm である。荷重 200.1kN 載荷後、荷重が 135.0kN まで減少し、最大たわみ 12.41mm で破壊に至った。

以上より、RC はり底面および底面から 100mm, 290mm の位置まで展張格子鋼板筋を設置し、厚さ 30mm で PCM 吹付け補強した供試体 RC-補強 A, B, C のたわみが 3.0mm 付近が最大耐荷力となった。

6.3 荷重とひずみの関係

主鉄筋および展張格子鋼板筋の荷重とひずみの関係を図-6, 7に示す。

(1) 供試体RC-1

RC はりの主鉄筋中央の荷重とひずみの関係は、荷重 30kN 載荷後からひずみの増加が著しくなっている。その後の荷重増加においてはほぼ線形的に増加している。荷重 75kN 載荷時のひずみは $1,215 \times 10^{-6}$ である。破壊時の荷重は 93.8kN であり、最大ひずみは $1,617 \times 10^{-6}$ であることから、この位置のひずみは降伏に至っていない。

(2) 供試体RC-補強A

供試体 RC-補強 A の主鉄筋中央の荷重とひずみの関係は、荷重 75kN で 297.6×10^{-6} であり、RC-1 の 24%程度である。その後の荷重増加においてひずみの増加はやや大きくなるものの、荷重 125kN 載荷時まで線形的に増加している。最大荷重 145.3kN のひずみは 910×10^{-6} である。その後、荷重と鉄筋ひずみは減少するが、荷重 100kN 付近で鉄筋ひずみが急激に増加し始めた。これは、支点 B からはく離が先行し、鉄筋が荷重を負担した結果であると考えられる。次に、展張格子鋼板筋のひずみは最大荷重 145.3kN で $1,200 \times 10^{-6}$ であり、降伏に至っていない。展張格子鋼板筋のひずみも荷重 100kN で急激に減少したが、これは、補強引張材である展張格子鋼板筋の軸方向筋が増厚界面のはく離の進展により、応力の分担が減少したためであると考えられる。

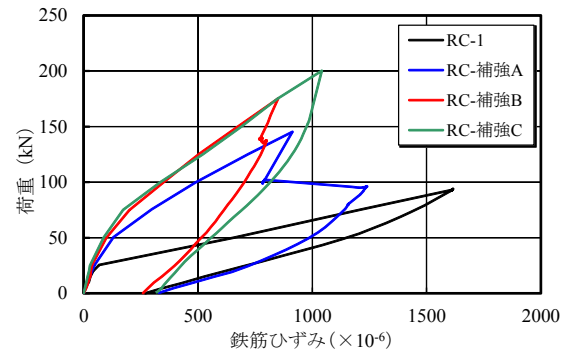


図-6 荷重と主鉄筋ひずみの関係

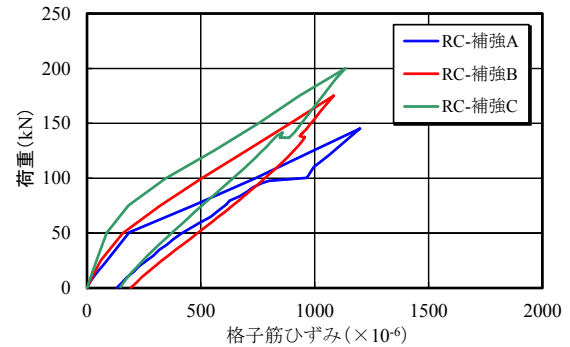


図-7 荷重と展張格子鋼板筋ひずみの関係

(3) 供試体RC-補強B

供試体 RC-補強 B の主鉄筋中央の荷重とひずみの関係は、荷重 75kN で 199.3×10^{-6} であり、RC-1 の 16%程度である。その後の荷重増加においてひずみの増加はやや大きくなるものの、荷重 175.3kN 載荷時のひずみは 850.4×10^{-6} である。その後、荷重とひずみが減少し、荷重 135kN 付近で再度ひずみの増加が見られた。この荷重付近からはく離が開始されたものと考えられる。次に、展張格子鋼板筋のひずみは最大荷重 173.5kN でひずみは $1,085 \times 10^{-6}$ であり、降伏に至っていない。荷重 135kN 付近でひずみの減少が見られた。これは端部のはく離によるものである。

(4) 供試体RC-補強C

供試体 RC-補強 C のひずみの増加は荷重 75.0kN で 171×10^{-6} であり、RC-1 の 14%程度である。その後の荷重増加においてひずみの増加はやや大きくなるものの、荷重 200.1kN 載荷時まで線形的に増加している。この時点のひずみは $1,041 \times 10^{-6}$ である。側面全面を補強したことから、補強部が耐荷力を分担し、RC-補強 A, B のような、はく離に伴うひずみの急激な増減が見られない。次に、展張格子鋼板筋のひずみであるが、最大荷重 200.1kN でひずみは $1,135 \times 10^{-6}$ であり、降伏に至っていない。

6.4 破壊状況

本実験の破壊時のひび割れ状況を図-8に示す。な

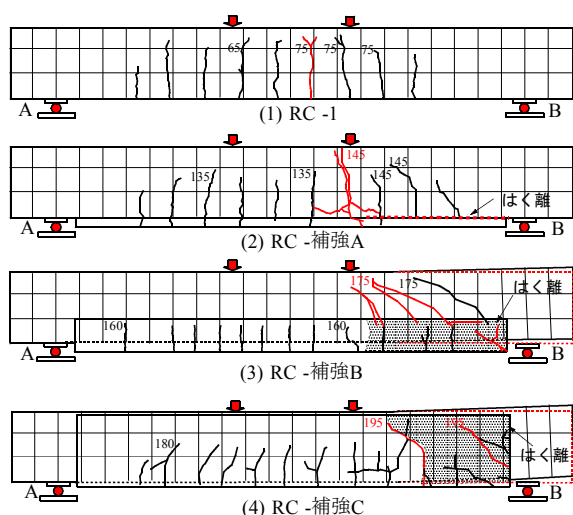


図-8 破壊状況

お、図中の赤線は、破壊位置のひび割れである。

(1) 供試体RC-1

RC-1 の破壊状況は図-8(1)に示すように曲げ領域に下面から発生したひび割れが荷重の増加に伴い上縁に進展している。また、荷重の増加に伴い両支点方向にもひび割れが進展している。この間隔は既設 RC はりのスターラップ筋とほぼ同位置である。破壊は荷重 93.8kN で曲げ破壊となった。

(2) 供試体RC-補強A

RC-補強 A の破壊状況は図-8(2)に示すように曲げ領域に下面から発生したひび割れが荷重の増加に伴い上縁に進展している。ひび割れ間隔 RC はりのスターラップ筋とほぼ同位置である。荷重の増加に伴って支点 B 方向から増厚界面のはく離が始まった。破壊は荷重 93.8kN で右側の荷重直下で曲げ破壊に至った。

(3) 供試体RC-補強B

供試体 RC-補強 B の破壊状況は図-8(3)に示すように曲げ領域に下面から発生したひび割れが荷重の増加に伴い上縁に進展している。補強範囲は RC はり底面から 100mm の位置までである。荷重 160kN 付近までは曲げが先行するひび割れが支間内にスターラップの間隔で発生している。その後の荷重増加からせん断領域にひび割れが発生すると同時に支点 B 方向の増厚界面ではく離が開始した。破壊は荷重 175.3kN でせん断破壊となった。U 形に加工したことから曲げ抵抗が増大し、せん断破壊に移行されたものと考えられる。

(4) 供試体RC-補強C

供試体 RC-補強 C の破壊状況は図-8(4)に示すように、荷重最後はスターラップ配置位置の下面にひび割れが発生し、荷重増加に伴って、せん断領域に

も発生している。荷重 180kN 付近まではほぼ曲げ領域およびせん断領域ともに同程度の進展状況であるが、その後の荷重増加においては、支点と荷重位置を結ぶ斜めひび割れが発生し、荷重 200.1kN 載荷後 B 支点側でせん断破壊と同時に RC はりと補強部の界面ではく離となった。

本実験では厚さ 9mm の展張格子鋼板筋を軸方向筋として用いたことから曲げ耐力が向上し、せん断領域での破壊となった。

7. まとめ

RC はりの引張補強材として展張格子鋼板筋を用いて静荷重実験を行った結果、以下の知見が得られた。

- ①無補強供試体 RC-1 の最大耐力と底面のみ展張格子鋼板筋を配置した供試体 RC-補強 A、折り曲げ加工して底面から 100mm 付近まで補強した供試体 RC-補強 B の耐力を比較すると、それぞれ 1.5, 1.9 倍の補強効果が得られ、供試体側面に展張格子鋼板筋を配置した供試体 RC-補強 C は 2.1 倍の補強効果が得られた。したがって、展張格子鋼板筋を U 形に折り曲げ加工して配置することで耐力性能が向上する結果となった。
- ②無補強 RC-1 のたわみの増加傾向に対して、展張格子鋼板筋を配置し、PCM 吹付け補強した供試体は、展張格子鋼板筋量の補強量の増大によりたわみの増加が抑制され、補強効果が得られた。よって、実コンクリート部材の補強においては要求する耐力性能に応じた展張格子鋼板筋量を検討して補強することが可能である。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I, II, III, 1990.
- 2) 山崎淳, 池田甫：道路橋補修・補強事例集, 「道路橋補修・補強事例集」編集委員会, 2013.5
- 3) 土木学会：道路橋床版の維持管理マニュアル, 2012.6
- 4) 梁俊, 宇治公隆, 松村翔太, 佐藤貢一：CFRP 格子筋と吹付けモルタルによる梁のせん断補強, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.2, pp.607-612, 2008
- 5) 及川祐介, 阿部忠, 師橋憲貴, 塩田啓介, 今野雄介：展張鋼板筋と正方形鋼板筋を用いた RC はりの補強効果に関する研究, 第 47 回日本大学生産工学部学術講演会講演概要, pp.67-70, 2014.12
- 6) 日本道路協会：道路橋補修・補強事例集 (2009 年版), 2009.10
- 7) 吹付け協会：ポリマーセメントモルタル吹付け工法によるコンクリート構造物の補修補強, 設計・施工マニュアル (案), 2011.7