

下面増厚補強 RC はりにおける補強モルタルの
剥離挙動に対するせん断スパン比の影響

Effect of Shear Span Ratio on Fracture Behavior of Mortar in RC Beam Strengthened on Bottom Surface

北海道大学大学院工学研究科 ○学生員 恒岡 聡 (Satoshi Tsuneoka)
北海道大学大学院工学研究科 正 員 古内 仁 (Hitoshi Furuuchi)
北海道大学大学院工学研究科 フェロー 角田 史雄 (Yoshio Kakuta)
(株)ポプリス物産建材技術部 正 員 吉住 彰 (Akira Yosizumi)

1. はじめに

近年、道路橋床版や鉄道高架橋軌道スラブに対して下面増厚工法による施工例が行われるようになってきた。この工法は床版の下面に鉄筋を増設し、モルタルを吹付けることによって床版を増厚する補強工法である。下面増厚工法は交通を遮断することなく施工することが可能であるため、今後の床版補強工法として大きな期待が寄せられる。既往の研究¹⁾では、下面増厚補強された RC 部材の増厚端部からモルタルの剥離が生じる可能性のあることが確認された。これは、既設 RC 部と増厚モルタル部の界面において鉛直方向の引張応力と水平方向のせん断応力の組合せ応力が作用することによって引き起こされていると考えられている。本研究では、下面増厚補強 RC はりに作用する曲げモーメントおよびせん断力の大きさの組合せによって増厚モルタル端部における剥離挙動に違いが見られるか比較するために、せん断スパン比をパラメーターとした下面増厚補強はりの載荷試験を行った。

2. 実験概要

(1) 供試体

本研究の実験では供試体として、断面寸法と鉄筋比が等しく、せん断スパンがそれぞれ異なる下面増厚補強はり3体と無補強 RC はり1体を製作した。表1に示すように供試体の名称は無補強はりを供試体 N、増厚補強された供試体はせん断スパン比の大きさに応じて S、M、L とした。ここでは一例として、無補強である供試体 N と下面増厚補強した供試体 M の寸法および配筋を図1に示す。補強前の RC はりの断面寸法はいずれも高さ 200mm 幅 150mm の矩形断面であり、はり上面から 25mm に圧縮鉄筋 2 本、175mm に引張鉄筋 (以下、既設鉄筋と呼ぶ) 3 本を配置した。また、せん断補強鉄筋を 100mm 間隔で配置した。表2に示すように圧縮鉄

筋には D10、既設鉄筋には D13、せん断補強鉄筋には D6 を使用した。コンクリートはセメントに早強ポルトランドセメント、細骨材に鶴川産川砂、粗骨材に静内川産川砂利を使用し、W/C=65%で練混ぜた。打設後湿布を施し7日間養生した。補強増厚部は実際の RC 構造物における増厚を想定し、両支承端部から 10mm スペースを確保して、既設コンクリートはりスパンにモルタルを吹付けることにより 30mm の厚さで補強した。モルタルは、セメント、細骨材、再乳化型エマルジョン、アクリル繊維、各種混和材料をあらかじめ配合したポリマー系吹付け材料である。施工上の特徴としては、壁面 40mm、

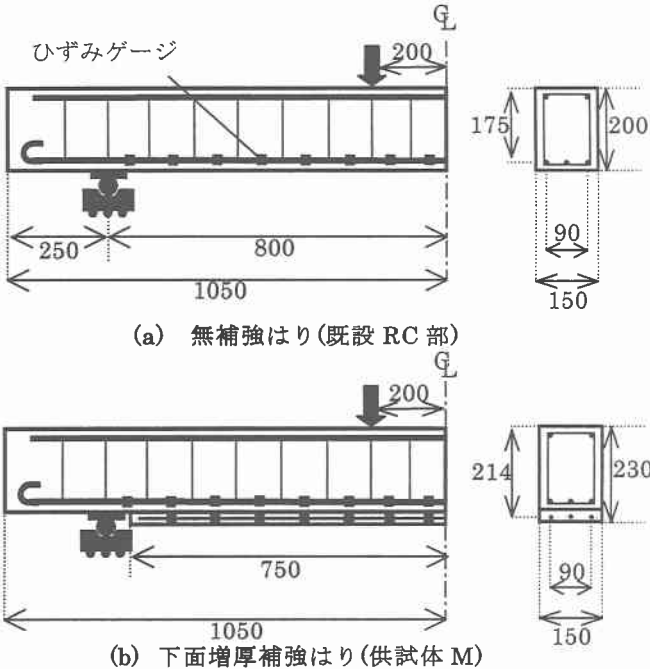


図1 供試体寸法および配筋図

表1 供試体

供試体	既設 RC 部 (全長×幅×厚さ)(mm)	補強モルタル部 (全長×幅×厚さ)(mm)	支間長 (mm)	せん断スパン比 (a/d)
N	2100×150×200	なし	1600	3.43
M	2100×150×200	1500×150×30	1600	3.43
S	1800×150×200	1200×150×30	1300	2.57
L	2400×150×200	1900×150×30	2000	4.57

天井面 30mm の厚塗り施工が 1 回の吹付け施工で行うことが可能で、急結性を示さないためモルタル面を通常の左官作業で仕上げるができるという点が挙げられる。増厚部の補強鉄筋として表 2 に示すように D6 鉄筋を用いた部材軸方向鉄筋（以下、補強鉄筋と呼ぶ）3 本および部材直角方向鉄筋（以下、配力鉄筋と呼ぶ）100mm 間隔を格子状に溶接したものを用いた。施工手順としては既設コンクリート下面をはつた後、アンカーボルトで補強鉄筋を固定し、コンクリート打設後 21 日目に増厚モルタルの吹付けを行った。吹付け作業後にはコテでモルタル表面をならして仕上げを行った。

表 2 使用鉄筋

鉄筋の種類	鉄筋本数	降伏強度 (N/mm ²)	有効高さ (mm)
圧縮鉄筋	D10×2 本	339	25
既設鉄筋	D13×3 本	360	175
補強鉄筋	D6 ×3 本	360	214
せん断補強鉄筋	D6@ 100mm		
配力鉄筋	D6 @ 100mm		

表 3 コンクリートおよびモルタル圧縮強度試験

供試体	コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)	モルタル圧縮強度 (N/mm ²)
N	31.8	33.1
M	34.0	
S	29.7	
L	30.6	

(2)実験方法

荷重はローゼンハウゼン型荷重試験機を使用し、はり単支持した対称二点荷重とした。試験中には既設鉄筋および補強鉄筋のひずみ（図 1 参照）、両支承およびスパン中央における変位を測定した。また、増厚モルタルの剥離を調べるため図 2 で示すように端部より 30mm および 130mm の位置における境界面に二軸亀裂変位計を取り付けた。

3. 実験結果

(1) 終局荷重および破壊性状

荷重試験により得られた終局荷重および破壊性状を表 4 に、補強はりのひび割れ図を図 3 に示す。降伏荷重は図 4 に示した荷重－変位曲線における変曲点と定義した。この図から読み取られる降伏荷重は供試体 N で 75kN、供試体 S で 120kN、供試体 M で 100 k N、供試体 L で 75kN であった。図 3 で見られるように供試体 S、M については 80kN 付近において斜めひび割れが見られた。また、供試体 S は降伏後まもなく写真 1 で示すようにモルタル端部で顕著な剥離が見られ、荷重が約 10% 低下した。供試体 N、M、L の終局荷重は計算値より 15～21% 増加して曲げ破壊した。供試体 S はせん断破壊した。なお、表 4 で示される計算値は既設 RC はりと増厚モル

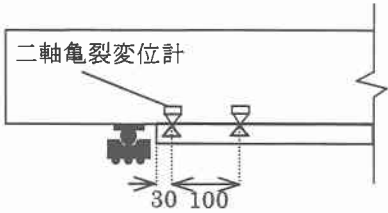


図 2 二軸亀裂変位計

表 4 終局荷重および破壊性状

供試体	計算値 ① (kN)	実験値 ② (kN)	②／①	破壊性状
N	72.0	83.2	1.15	曲げ破壊
M	94.1	111.2	1.18	曲げ破壊
S	*124.5	127.6	1.02	せん断破壊
L	70.1	84.5	1.21	曲げ破壊

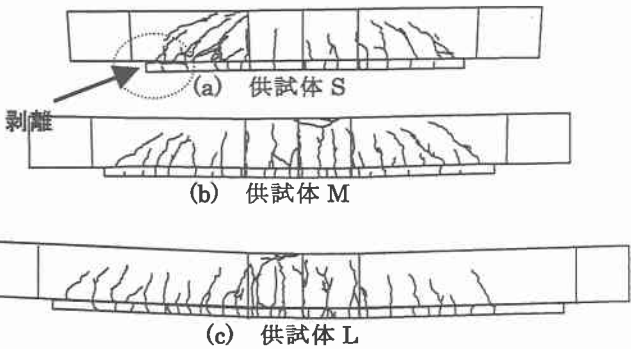


図 3 静的荷重試験ひび割れ図

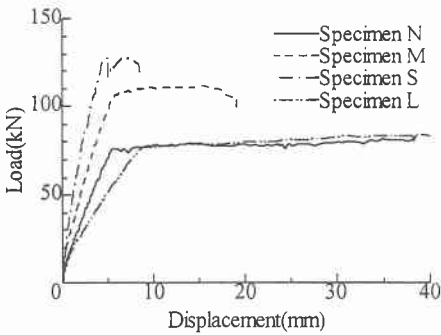


図 4 荷重変位曲線

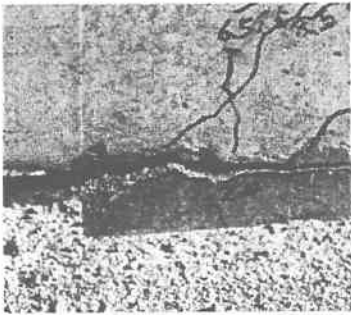


写真 1 供試体 S におけるモルタル端部の剥離

タル部が一体化されていると仮定し、供試体 N、M、L については通常の RC はりの曲げ耐力の計算方法と同様に求めたものである。また、供試体 S については増厚モルタル部を無視した既設 RC はりのせん断耐力の計算方法で求めたものである。既設 RC 部の寸法が等しい下面増厚補強はりである供試体 M の曲げ耐力は無補強はりである供試体 N の曲げ耐力と比べて、34%増加した。一方、計算値との比較では 31%であったことから十分な補強効果が得られていることが確認できた。

(2) 鉄筋ひずみ

図 5 に鉄筋のひずみ分布の推移を示す。供試体 S、M ではともに支点近くの既設鉄筋ひずみが 80 kN 付近から著しく増加している。一方、モルタル端部の補強鉄筋ひずみは 80 kN 付近から増加が見られなくなった。また、供試体 L では 78 kN 右端でのみ同様の現象が見られた。補強 RC はりの既設鉄筋における端部付近のひずみと荷重の関係を図 6 に示す。図中には、全断面有効、ひび割れ断面の剛性を用いた計算値、および補強モルタル断面を含まないときのモーメントシフトを考慮した計算値をそれぞれ実線、破線、一点鎖線で示した。いずれの供試体においても、実験値はひび割れ発生荷重（約 20 kN）までは全断面有効の曲げ剛性による計算値にほぼ一致している。その後、実験値はひび割れ断面の剛性による計算値に漸近していくが、供試体 S、M ではともに 70 kN 付近から増厚モルタル部の断面を無視したときの剛性を

用い、さらにはモーメントシフトを考慮した計算値に漸近していくようである。これは、増厚モルタルが端部より剥離を起こすことによることと、既設 RC はりに発生した斜めひび割れの影響によるものと思われる。供試体 L では、ひび割れ断面の剛性による計算値付近でとどまっており、モルタルの剥離や斜めひび割れの影響はそれほど大きく現れていないように思われる。

(3) 既設 RC はりと増厚モルタルの界面における水平変位

二軸亀裂変位計によって得られた既設 RC はりと増厚モルタル界面における水平変位（界面のすべりをあらわす）と荷重の関係を図 7 に示す。すべての供試体に共通して言えることは、端部より 30 mm の位置において、作用荷重 70~80 kN 付近で水平変位が大きくなっていることである。はりのせん断スパンにおける作用せん断力は荷重の 1/2 に比例するので、いずれも同じ作用せん断力の大きさにおいて増厚モルタルが端部より剥離したこととなる。中でも供試体 S は目視によっても確認できるくらいの大きな剥離として現れている。供試体 M と L ではそれぞれの破壊荷重（曲げ耐力値）が供試体 S に比べて小さいので大きな剥離が進行する前にはり自体が終局を迎えている。一方、端部より 130 mm の位置においては、100 kN 付近より供試体 S の右側のみ水平変位が急増しているが、他の供試体では上記と同様にはりの破壊荷重が小さいために剥離の進行は起こらなかった。

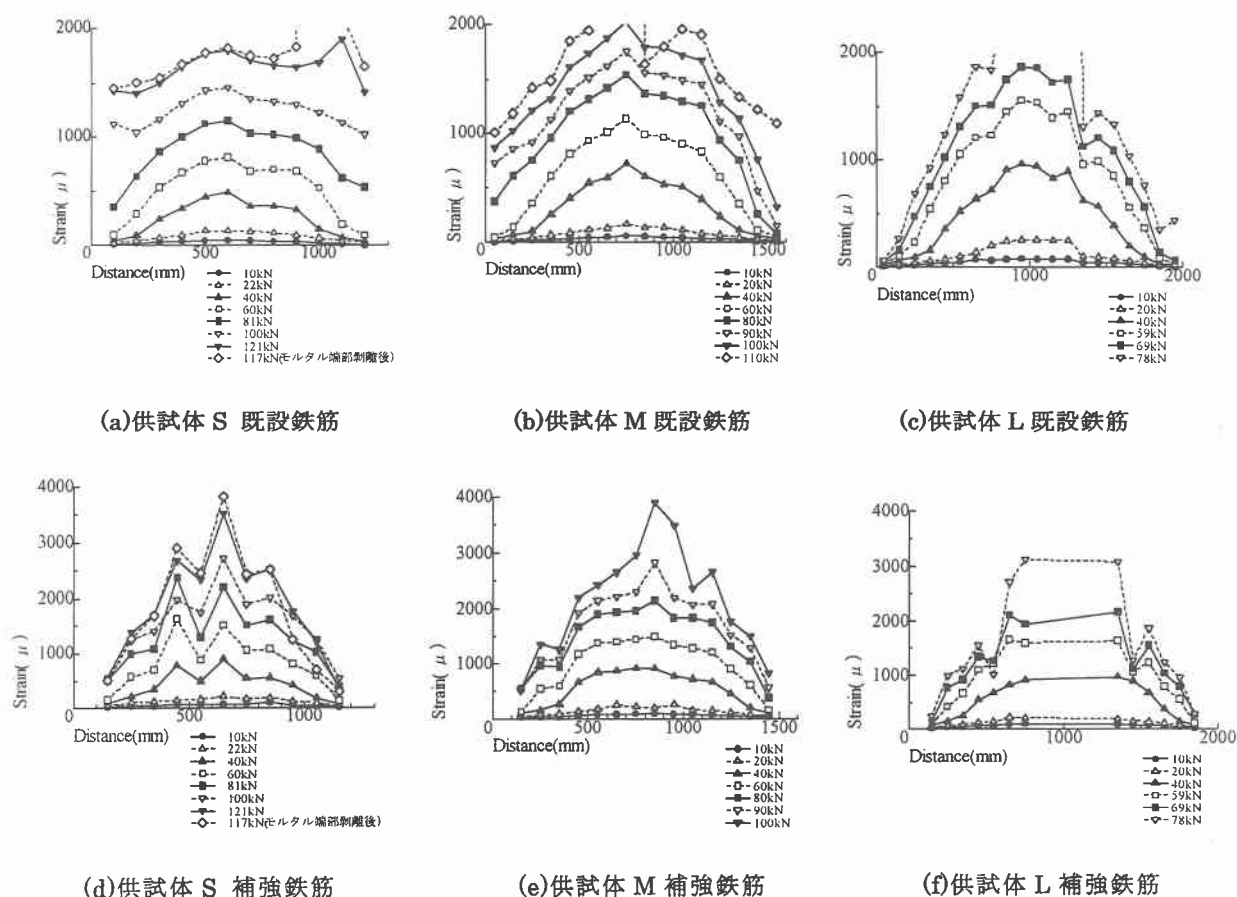


図 5. 既設鉄筋および補強鉄筋のひずみ分布

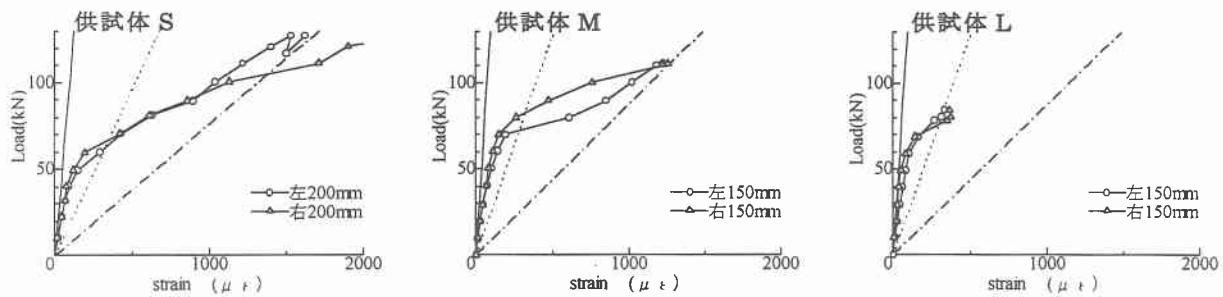


図 6. 荷重ひずみ曲線

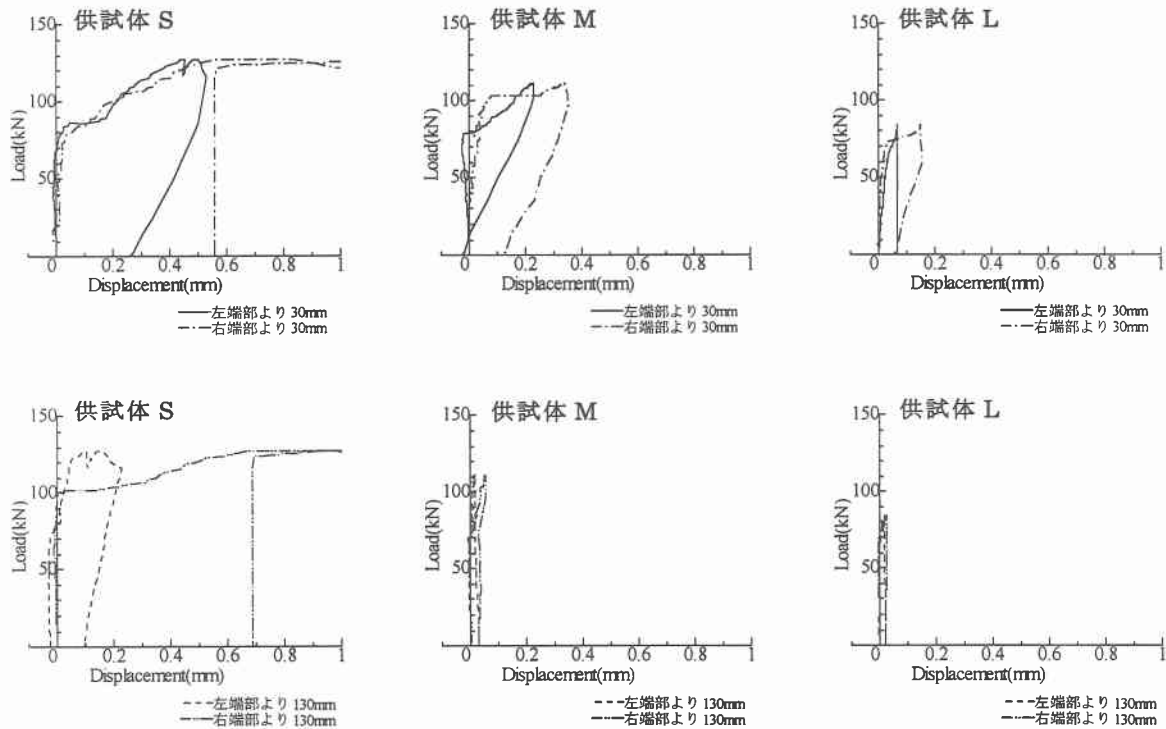


図 7. 既設 RC はりと増厚モルタルの界面における水平変位

以上のことから、増厚モルタル端部の剥離は作用せん断力の影響が大きいと考えられる。なお、供試体 M と L は載荷点間での曲げ破壊であり、増厚端部の局所的な剥離が耐力に及ぼす影響はほとんどないと考えられる。一方、供試体 S では、増厚端部付近から発展した既設 RC はりにおける斜めひび割れによるせん断破壊であり、増厚モルタル端部の剥離が破壊に対して影響を与えたものと思われる。

4. まとめ

吹付けモルタルを用いた下面増厚補強 RC はりの静的載荷試験を行った結果、以上の知見が得られた。

- (1) 同じ寸法の無補強はりとは下面増厚補強はり(供試体 M)を比較した結果、今回の補強工法によって曲げ耐力は 34%増加した。計算上では 31%増加することになるので、十分な補強効果が得られていることが確認された。
- (2) せん断スパン比が比較的小さい補強はりでは、終局前に増厚モルタル端部において顕著な剥離が生じた。
- (3) 既設鉄筋のひずみ性状および既設はりとは増厚モル

タルの界面における水平変位の挙動から、補強はりはいずれも作用荷重 70~80kN 付近で増厚モルタルが端部より剥離してくることが確認された。この結果より、端部の剥離は作用せん断力が大きな要因であると考えられる。(4) 補強はりが曲げ破壊によって終局を迎える場合には、増厚モルタルの端部剥離が耐力にはほとんど影響を与えない。せん断破壊したせん断スパン比の小さい補強はりに対しては、増厚モルタル端部の剥離が耐力に影響を与えると思われる。

謝辞

本研究において、供試体増厚部の吹付け施工を行うにあたり、(株)ボゾリス物産 金井圭太氏および守屋寿雄氏の多大なご協力を得ました。ここに記して感謝いたします。

参考文献

- 1) 古内仁、恒岡聡、角田史雄、吉住彰：吹付けモルタルで下面増厚補強した RC 部材の耐荷性状について、コンクリート工学年次論文集、Vol.22、No.1、2000