

高耐久性レジンコンクリートパネルを用いた RC 部材の曲げ補強効果

九州大学大学院 学生会員 ○岡本拓也 九州大学大学院 フェロー会員 日野伸一
 麻生商事(株) 松下博 本松崇 大久保正人
 (一財)橋梁調査会 正会員 山口浩平

1. はじめに 高度経済成長期に架けられた橋梁を中心に、供用期間が 50 年を超える土木構造物が増加し、それらの劣化が進んでいる。本研究で使用した高耐久性レジンコンクリートパネルは、埋設型枠として使用することで、コンクリートの耐久性を大幅に高め、構造物の長寿命化につながるだけでなく、低コストでかつ容易な施工性であることから、速やかに導入し得る新たな曲げ補強工法として使用できる。現在、水路補修、橋梁下部補修および下水処理施設補修に使用されているが、これらに加え、本研究では、RC 部材の曲げ補強工法としての実構造物への適用性を評価することを目的とし、曲げ試験および FEM 解析を行った。試験体は、曲げ補強を想定している対象構造物の補強筋量、およびパネル間の目地の有無をパラメータとした。

2. 実験概要 図 - 1 に試験体の諸元、表 - 1 に試験体一覧、表 - 2 に使用材料の特性値を示す。基準とする無補強試験体 TYPE0 の曲げ補強筋 D13 は、圧縮側に 3 本、引張側に 5 本を配置し、せん断補強筋 D13 は 70mm 間隔で配置した。TYPE0 を補強した試験体 TYPE1~5 は、既設 RC はりの下面に補強鉄筋および高耐久性パネルを配置し、無収縮グラウト材を充填させ一体化した。補強試験体 TYPE1~5 の補強筋には実構造物への適用を想定してメッシュ筋 CD13 を用いた。その軸方向の曲げ補強筋は、TYPE1 は 3 本、TYPE2 は 5 本、TYPE3 は 7 本であり補強筋量を変化させた。ここで、補強筋比は、既設部曲げ補強筋に対する補強部曲げ補強筋の断面積比と定義して、TYPE1 は 0.6、TYPE2 は 1.0、TYPE3 は 1.4 の補強筋比である。一方、パネルの枚数を変えることによる目地の有無については、TYPE1~3 はパネル 1 枚の目地無し、補強筋比 1.0 の TYPE4 はパネル 2 枚のスパン中央位置に目地 1 箇所、補強筋比 0.6 の TYPE5 はパネル 4 枚のスパン中央位置から 342.5mm 間隔で目地 3 箇所のケースである。载荷は、支点間距離 1500mm、载荷スパン 200mm の 2 点線载荷とし、たわみ、各種ひずみ、ひび割れなどを測定した。

3. 結果および考察 図 - 2 に荷重 - スパン中央の変位関係を示す。まず補強筋比の影響については、無補強試験体 TYPE0、補強筋比 0.6 の TYPE1、5 は、一般的な RC はりの曲げ圧縮破壊の挙動を呈して、曲げ圧縮破壊の直後に補強部界面右端部から斜めひび割れが発生した。一方、補強筋比 1.0、1.4 の TYPE2、3 は、曲げ圧縮破壊に至る前に、補強部端部界面からの斜めひび割れあるいは界面はく離の進展により最大荷重に至り、補強筋比 0.6 の TYPE1 よりも 10kN ほど低い荷重で終局状態に至った。次に目地の有無については、補強筋比 1.0 で TYPE2 に対してスパン中央 1 箇所に目地のある TYPE4 は、曲げひび割れは目地位置に集中して発生した後、最終的には補強部端部界面からスパン中央方向への水平方向のひび割れが発生し、補強部全体が既設部と剥離する様相を示した。一方、補強筋比 0.6 で目地 3 箇所の TYPE5 は、TYPE4 と同様に目地位置からひび割れが発生した後、最終的には TYPE1 と同様に最大荷重到達後に補強部端部界面から斜めひび割れが発生した。

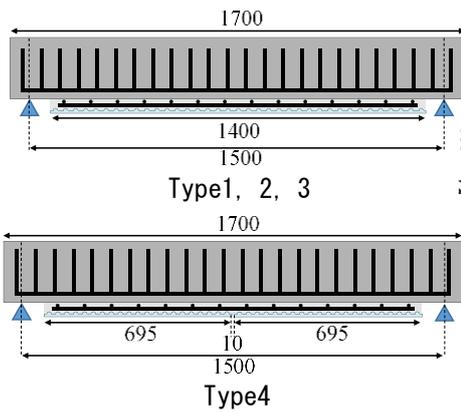
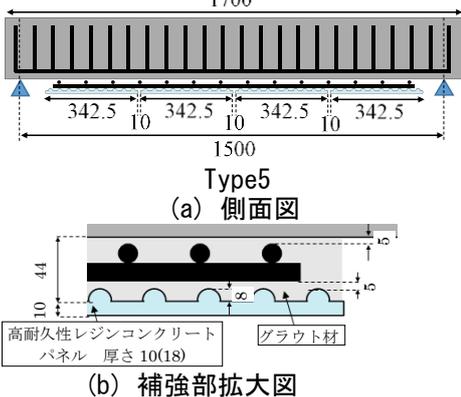


図 - 1 試験体の諸元

表 - 1 試験体一覧

TY PE	目地	補強筋		補強 筋比
		本数	断面積 (mm ²)	
0				
1	無	3	380	0.6
2	無	5	634	1.0
3	無	7	887	1.4
4	1箇所	5	634	1.0
5	3箇所	3	380	0.6

表 - 2 材料特性値

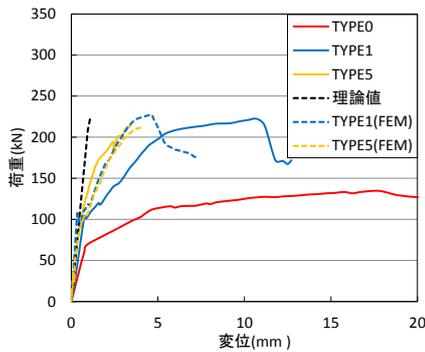


	圧縮強度(N/mm ²)			引張強度(N/mm ²)			降伏強度 (N/mm ²)		ヤング係数(×10 ⁴ N/mm ²)		
	規格 値	実測値 (TYPE0 ~4)	実測値 (TYPE5)	規格 値	実測値 (TYPE0 ~4)	実測値 (TYPE5)	規 格 値	実 測 値	規格 値	実測値 (TYPE0 ~4)	実測値 (TYPE5)
	コンクリート	40.0	34.1	34.4	2.69	3.13	2.75			3.10	2.61
グラウト材	-	63.0	63.7	-	4.39	4.64	-	-	-	2.70	2.71
パネル	80.0	100	100	20.0	30.0	30.0			2.00	2.45	2.45
既設部鉄筋					488	488	295	368	20.0	20.0	20.0
補強鉄筋					526	526	295	375	20.0	20.0	20.0
せん断補強筋					559	559	345	418	20.0	20.0	20.0

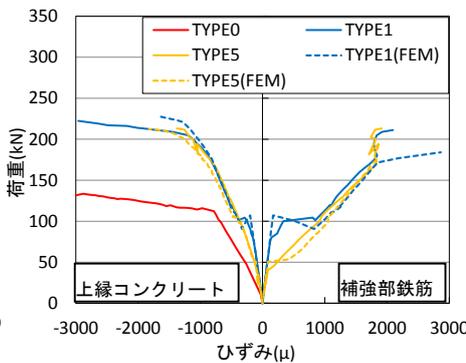
図 - 3 にスパン中央における荷重 - 上縁コンクリートひずみおよび補強部の鉄筋ひずみ関係を示す。補強筋比 0.6 の TYPE1, 5 は、降伏に至った。補強筋比 1.0 および 1.4 の TYPE2, 4 および TYPE3 は、補強部端部界面からのはく離により、降伏ひずみまで達することはなかった。また、無補強の TYPE0 および補強筋比 0.6 の TYPE1, 5 は、上縁コンクリートは圧縮破壊ひずみ相当まで達した。一方、補強筋比 1.0 および 1.4 の TYPE2, 4 および TYPE3 は、圧縮破壊ひずみ相当に至らないまま最大荷重に達した。このことから、補強筋比が 0.6 であれば補強部の曲げ補強筋が終局時まで有効に作用し、補強筋比が 1.0 以上であれば曲げ圧縮破壊まで至らないことがわかった。図 - 4 に最大荷重時のひび割れ状況を示す。補強筋比 0.6 の TYPE1, 5 は、圧壊直後に補強部界面端部から斜めひび割れが発生している。補強筋比 1.0 および 1.4 の TYPE2, 4 および TYPE3 は、解析結果においても補強部両端部界面に応力が集中し、同位置からのひび割れの発生が再現されている。次に目地の有無については、補強筋比 0.6 の TYPE1, 5 では、目地を設けることで補強部界面両端部の応力集中を低減させられることがわかる。表 - 3 に補強部曲げ補強筋の降伏荷重および最大荷重を、図 - 5 に実験値と設計値の比を示す。無補強試験体および補強筋比 0.6 の TYPE0 および TYPE1, 5 は、先述の通り曲げ圧縮破壊を呈したため、降伏荷重、最大荷重ともに試験値と設計値の比はほぼ 1.0 であることがわかる。一方、補強筋比 1.0 および 1.4 の TYPE2, 4 および TYPE3 の最大荷重の試験値と設計値の比は、それぞれ 0.74, 0.73 および 0.59 と補強筋比が大きいほどその比は小さくなり、現行の RC 部材の曲げ補強設計法では評価できないことがわかる。これは、曲げ圧縮破壊に至る前の補強部界面端部からの斜めひび割れに起因するものである。また、数値解析では補強部界面両端部からのひび割れを再現できていないため、最大荷重の試験値と解析値の比は、いずれもほぼ 1.0 に近い値となった。

4.まとめ 補強筋比 0.6 であれば、補強部曲げ補強筋が終局時まで有効に作用して曲げ圧縮破壊を呈して、現行の RC 部材の曲げ補強設計法が適用できることがわかった。なお、補強を想定している既設 RC 部材の補強筋比は最大でも 0.6 程度であるため、本工法の適用性は明らかとなった。

参考文献 1) <http://www.asoshiji.jp/products/asform/>



(a) Type1, 5



(a) Type1, 5

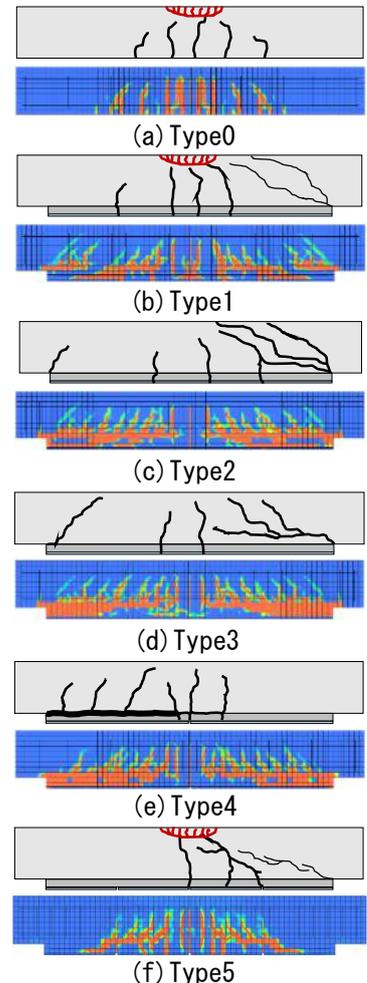
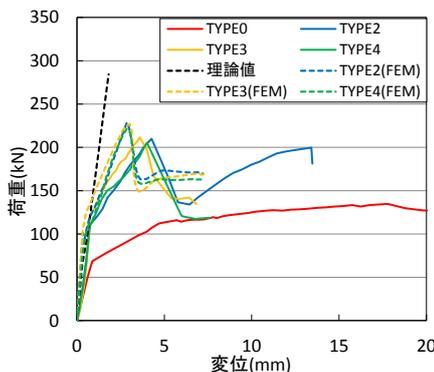
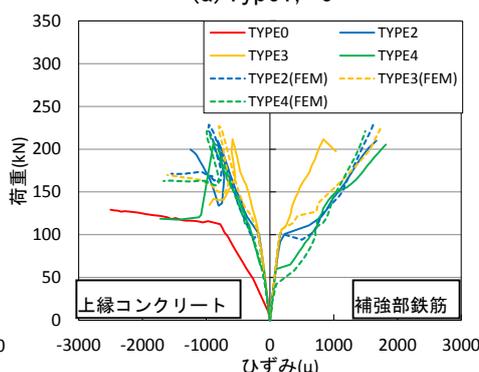


図 - 4 ひび割れ分布



(b) Type2, 3, 4



(b) Type2, 3, 4

図 - 2 荷重-変位関係

図 - 3 荷重-ひずみ関係

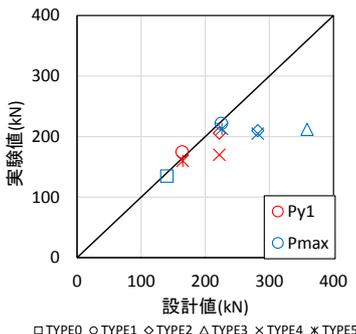


図 - 5 実験値/設計値

表 - 3 曲げ耐力比較

TYPE	設計値(kN)		実験値(kN)		解析値(kN)	実験値/設計値		実験値/解析値
	Py	Pmax	Py	Pmax		Py	Pmax	
0	-	140	-	135	141	-	0.96	0.96
1	164	225	175	222	227	1.07	0.99	0.98
2	222	282	206	210	229	0.93	0.74	0.92
3	278	359	-	212	227	-	0.59	0.93
4	222	282	170	205	221	0.77	0.73	0.93
5	165	226	160	213	212	0.97	0.94	1.00