

論文 高耐久性レジンコンクリートパネルによる RC 部材の曲げ補強効果

山口 浩平*1・本松 崇*2・大久保 正人*2・合田 寛基*3

要旨: 本研究で用いる高耐久性レジンコンクリートパネルは、レジンコンクリートを構成原料とした高耐久性パネルで、これまでに劣化したコンクリート構造物の補修材として適用されてきた。そこで本研究では、本パネルの高強度、耐摩耗性能に着目して、RC 部材の曲げ補強時の埋設型枠兼高耐久性被覆材としての適用を、曲げ試験および FEM 解析により検討して、曲げ補強の効果を明らかにした。

キーワード: 曲げ補強, ひび割れ抑制効果, 埋設型枠材, レジンコンクリート

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 年を超える橋梁が増加し、コンクリート構造物の劣化が進んでいる。そこで、既存の補強工法だけでなく、速やかに導入し得る新たな曲げ補強工法が必要である。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、現在、水路補修、橋梁下部補修および下水処理施設の補修に使用されている。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。

結果を表 - 2 に示す。同表より、固着強さの平均値は 2.97N/mm^2 であり、充填コンクリートと十分に一体化しているのがわかる。

本試験では、パネル固着面がフラットなタイプも併せて実施した。表 - 3 は、フラット型と本パネルの突起型の比較を示す。突起型パネルの固着性能の優位性が明確

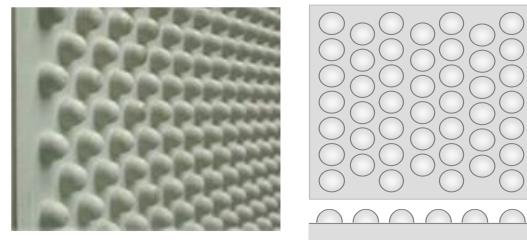


図 - 1 裏面形状写真および裏面形状¹⁾

2. 高耐久性レジンコンクリートパネルの特徴

2.1 概説

本パネルは、レジンコンクリートを構成材料とし、プレス成形された高耐久性埋設型枠材である。

レジンコンクリートとは、セメントや水を一切使用せず、熱硬化性樹脂（レジン）を結合材として、骨材および充填材を強固に固化させたコンクリートであり、早強かつ高強度で、耐酸性、耐摩耗性、遮塩性および凍結融解抵抗性などに優れた建設材料である。このレジンコンクリートをプレス成形することで、短時間で高品質かつ高精度のレジンコンクリートパネルを大量生産することが可能となる。パネルの基本物性を表 - 1 に示す。また、パネル裏面(図 - 1)に均一に配列された複数の球状突起が、打設されたコンクリート・無機系グラウト材に対してアンカー効果を発揮するため、パネル全面がほぼ均一な接着性を発現する。

2.2 固着性能

日本下水道事業団「シートライニング工法の防食被覆層の品質試験方法」²⁾に準じて固着性試験を行った。

表 - 1 高耐久性レジンコンクリートパネルの基本物性

項目	特性値
寸法	*1800(Max)×900(Max)×10(18)mm
部材厚	t=10(18)~30(38)mm
質量	24kg/10(18)mm ²
密度	22kg/m ³
圧縮強度	80N/mm ² 以上
曲げ強度	20N/mm ² 以上
静弾性係数	1.5~2.5×10 ⁴ N/mm ²

※パネル寸法は任意に調整可能

表 - 2 固着性試験結果

No.	最大荷重(N)	固着強さ(N/mm ²)	破壊状態
1	4640	2.90	凝集破壊 : 100%
			界面はく離 : 0%
2	4710	2.94	凝集破壊 : 100%
			界面はく離 : 0%
3	5360	3.35	凝集破壊 : 100%
			界面はく離 : 0%
4	4190	2.62	凝集破壊 : 80%
			界面はく離 : 20%
5	4900	3.06	凝集破壊 : 70%
			界面はく離 : 30%
平均	-	2.97	-

*1 (一財) 橋梁調査会 (元九州大学大学院) 博 (工) (正会員)

*2 麻生商事株式会社 技術開発部

*3 九州工業大学大学院 工学研究院建設社会工学研究系 助教 博 (工) (正会員)

で、既設躯体とのグラウトによる一体化が可能といえる。

2.3 遮塩性能

100×100×200mm の 6 面を本パネルで覆われた試験体の内部にコンクリートを打設した高耐久性パネル試験体を作製した。JSCE-G572-2003³⁾に準じて、高耐久性パネル試験体を濃度 10%の塩化ナトリウム水溶液に 91 日間浸漬した後、外観変化、質量変化率および EPMA (電子線マイクロアナライザ) による切断面分析により塩分の侵入深さを測定した。なお、比較のために普通コンクリートブロックの試験体も用意した。

91 日間浸漬後の試験結果を表 - 4 に、EPMA による塩分測定結果を図 - 2 に示す。高耐久性パネル試験体は、被覆のふくれ、割れ、軟化および溶出は認められず、質量変化率も 0.09%と、ほとんど認められなかった。

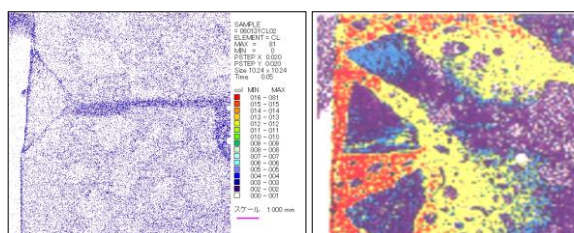
また、EPMA 分析においても、塩化物イオンの侵入(赤色および黄色で表示)は認められず、塩害想定地域(融雪剤散布区間含む)での補強保護材としての有効性が確認できた。

表 - 3 固着性試験結果(フラット型, 突起型の比較)

試験体	突起の有無	充填結合材	荷重(kN)	付着力(N/mm ²)
フラット型	なし	無収縮グラウト	0.70	0.39
			0.72	0.42
			0.77	0.45
突起型	φ10×h8 pitch18		4.05	2.47
			4.68	2.72
			4.75	2.90

表 - 4 浸漬試験結果(高耐久性パネル)

浸漬時間	No.	質量(g)	質量変化率(%)	外観観察
浸漬開始前	1	4492.8	-	-
	2	4568.2	-	-
	平均	-	-	-
30 日	1	4493.3	0.01	被覆にふくれ、われ、軟化、溶出は認められなかった。
	2	4575.0	0.15	
	平均	-	0.08	
60 日	1	4493.3	0.01	被覆にふくれ、われ、軟化、溶出は認められなかった。
	2	4575.6	0.16	
	平均	-	0.09	
91 日	1	4493.3	0.01	被覆にふくれ、われ、軟化、溶出は認められなかった。
	2	4575.6	0.16	
	平均	-	0.09	



(a) 高耐久性パネル (b) 普通コンクリート

図 - 2 EPMA による塩分測定結果

2.4 耐摩耗性能

図 - 3 に示す奥田式スリヘリ試験機を用いて耐摩耗性試験⁴⁾を行い、スリヘリ係数を求めた。電力中央研究所奥田式スリヘリ試験機のドラム状の回転保持部に試験体を取り付け、内部に質量 95g のロッドを 20 個入れ、毎分 20 リットルの水を供給しながらドラムを回転させ、ロッドの衝撃および摩耗作用により減ずる試験体の質量を測定し、スリヘリ係数を求めて比較した。スリヘリ係数 A_c は、式(1)に示すように衝撃摩耗質量を単位面積あたりの摩耗損失容量として表される。

$$A_c = V/A \quad (1)$$

A_c : スリヘリ係数(mm³/cm²)

V : 摩擦損失容量(mm³)

A : 摩耗を受けた面積(cm²)

スリヘリ係数と試験時間の関係を表 - 5 に示す。8 時間でのスリヘリ係数(試験体 3 体の平均)は、普通コンクリート 809 (mm³/cm²) に対して、レジンコンクリートは 86.3 (mm³/cm²) と、約 10 倍の高い耐摩耗性を有していることが確認できた。摩耗に対する対策が必要な河川橋脚補強および海岸隣接の波浪環境での補強に対する保護材としての有効性が確認できた。

3. 曲げ補強効果の検討

3.1 試験体および使用材料

図 - 4 に試験体概略図、表 - 6 に試験体の特徴、表 - 7 に使用材料の特性値(実測値)を示す。

無補強試験体 CASE0 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。

CASE0 を補強した試験体 CASE1~5 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(J ロート(JSCE-F521) 流下値 8 秒)を充



項目	試験条件
回転速度	目盛り3(65r/min)
摩耗材	円柱(φ20×H40mm) 炭素鋼性シルベップ(2000±5g)

図 - 3 奥田式スリヘリ試験機

表 - 5 スリヘリ係数(mm³/cm²)

試験時間(hr)	0h	2h	4h	8h	平均
レジンコンクリート①	0	1.10	19.4	75.7	86.3
レジンコンクリート②	0	-10.3	11.6	93.1	
レジンコンクリート③	0	-15.1	8.10	90.1	
普通コンクリート①	0	183	396	783	809
普通コンクリート②	0	202	436	882	
普通コンクリート③	0	181	387	753	

填させ一体化した。補強試験体 CASE1~5 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、CASE1 は 3 本、CASE2 は 5 本、CASE3 は 7 本と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、CASE1 は 0.6、CASE2 は 1.0、CASE3 は 1.4 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、CASE1~3 はパネル 1 枚の目地無、補強筋比 1.0 の CASE4 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 CASE5 はパネル 4 枚のスパン中央位置から 342.5mm 間隔で目地 3 箇所の場合である。荷重は、支点間距離 1500mm、荷重スパン 200mm の 2 点線荷重とし、たわみ、各種ひずみ、ひび割れなどを測定した。

3.2 数値解析概要

数値解析は、汎用 FEM パッケージ DIANA を用いた 3 次元非線形有限要素解析である。鉄筋は埋め込み鉄筋要素を用い、既設部のコンクリート、無収縮グラウト材、高耐久性パネルは一体化されているものとした。支承は線支持で、両端単純支持とした。荷重は線荷重で、荷重位置に強制変位を与えた。

コンクリートの材料構成則は、圧縮側は圧縮強度試験結果の応力-ひずみ関係を用い、引張側はコンクリート標準示方書⁵⁾のモデル式を参考にした。鉄筋は、降伏強度までは線形、それ以降は応力一定でひずみのみ増加するバイリニアモデルとし、Von Mises の降伏条件を適用した。なお、各材料の特性値は表 - 7 の実測値を用いた。

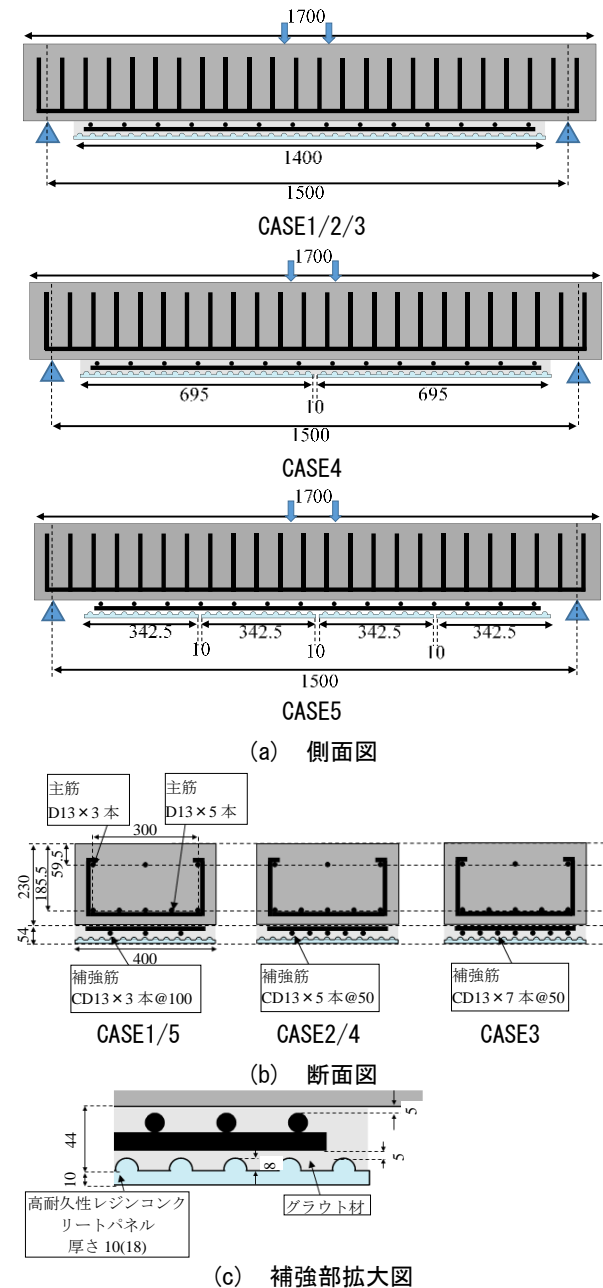
4. 結果および考察

4.1 変形性状

図 - 5 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 CASE0、補強筋比 0.6 の CASE1、5 は、一般的な RC はりの曲げ圧縮破壊の挙動を呈した。CASE1、5 は、曲げ圧縮破壊の直後に補強部界面右端部から微細な斜めひび割れが発生した。一方、補強筋比 1.0、1.4 の CASE2、3 は、曲げ圧縮破壊に至る前に、補強部界面右端部からの斜めひび割れの進展増大により最大荷重に至り、補強筋比 0.6 の

CASE1 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 CASE2 に対してスパン中央 1 箇所目地のある CASE4 は、曲げひび割れは目地位置に集中して発生した後、最終的には補強部界面右端部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



(c) 補強部拡大図

図 - 4 試験体概略図

表 - 6 試験体

CASE	目地	補強筋		補強筋比	補強厚 (mm)
		本数	断面積 (mm ²)		
0					
1	無	3	380	0.6	54
2	無	5	634	1.0	54
3	無	7	887	1.4	54
4	1 箇所	5	634	1.0	54
5	3 箇所	3	380	0.6	54

表 - 7 材料特性値 (実測値)

	圧縮強度 (N/mm ²)		引張強度 (N/mm ²)		ヤング係数 (×10 ⁴ N/mm ²)		降伏強度 (N/mm ²)
	CASE0~4	CASE5	CASE0~4	CASE5	CASE0~4	CASE5	
コンクリート	34.1	34.4	3.13	2.75	2.61	2.68	-
グラウト材	63.0	63.7	4.39	4.64	2.70	2.71	
パネル	100	100	30.0	30.0	2.45	2.45	
既設部鉄筋			488		20.0		368
補強鉄筋			526				375
せん断補強筋			559				418

を呈した。一方、補強筋比 0.6 で目地 3 箇所 の CASE5 は、CASE4 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 CASE1 と同様に最大荷重到達後に補強部界面右端部から微細な斜めひび割れが発生した。ここで、理論値は、RC の曲げ理論に基づき算出した。

図 - 6 に荷重 - スパン中央の既設部の曲げ補強筋および上縁コンクリートのひずみ関係を示す。まず同図 (a) より、無補強の CASE0 および補強筋比 0.6 の CASE1、5 は、既設部曲げ補強筋は降伏ひずみに達し、また上縁コンクリートは圧縮破壊ひずみ相当まで発生し、一般的な曲げ圧縮破壊の挙動であったことがわかる。一方、補強筋比 1.0 および 1.4 の CASE2、4 および CASE3 は、既設部曲げ補強筋および上縁コンクリートとも降伏および

圧縮破壊ひずみ相当に至らないまま最大荷重に達していることがわかる。

次に補強筋比 1.0 の CASE2、4 は、最大荷重到達後に既設部曲げ補強筋は降伏ひずみ相当であるが、補強筋比 1.4 の CASE3 は既設部曲げ補強筋は降伏しなかったことがわかる。これは、最大荷重時に補強部界面端部からの斜めひび割れにより補強部がはく離したため、補強部曲げ補強筋が引張力を負担していないことを示唆している。また、スパン中央に目地がある CASE4、5 は、ひび割れが早い段階で発生したため低い荷重で曲げ剛性が緩やかになっており、目地がいわゆるひび割れ誘導目地として機能することがわかる。

図 - 7 に荷重 - スパン中央の補強部曲げ補強筋ひずみ

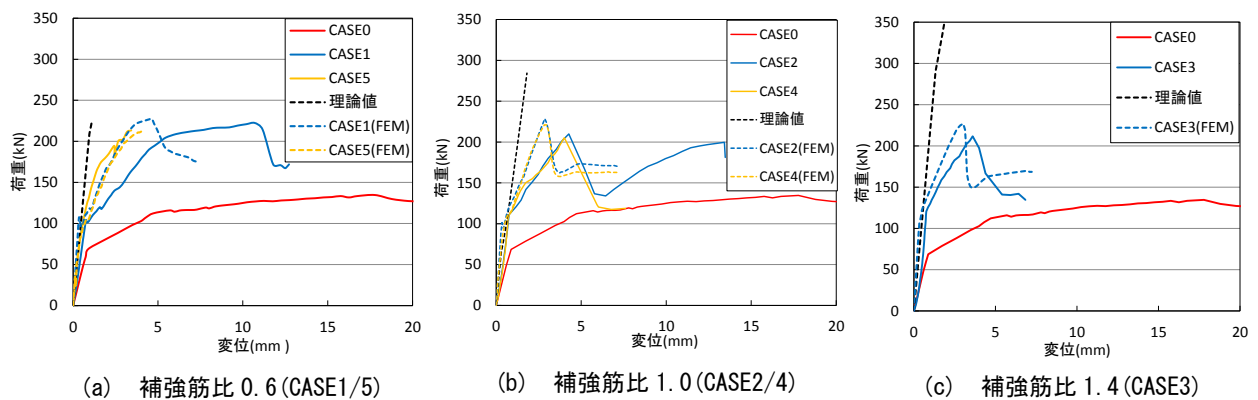


図 - 5 荷重 - 変位関係

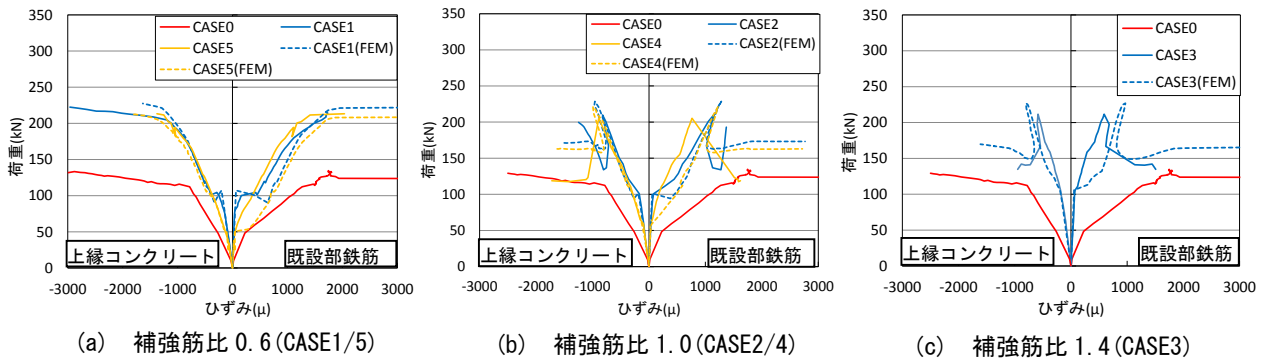


図 - 6 荷重 - 既設部ひずみ関係

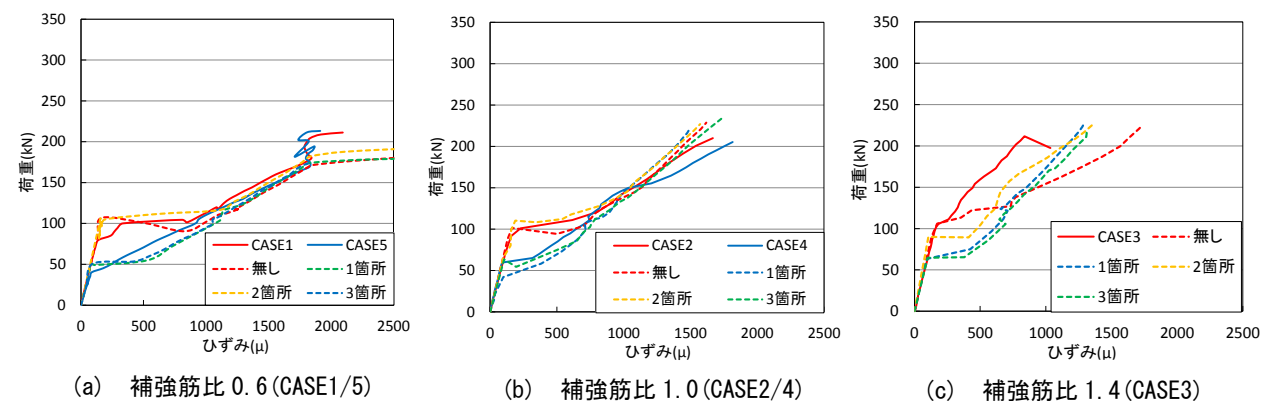


図 - 7 荷重 - 補強筋ひずみ関係

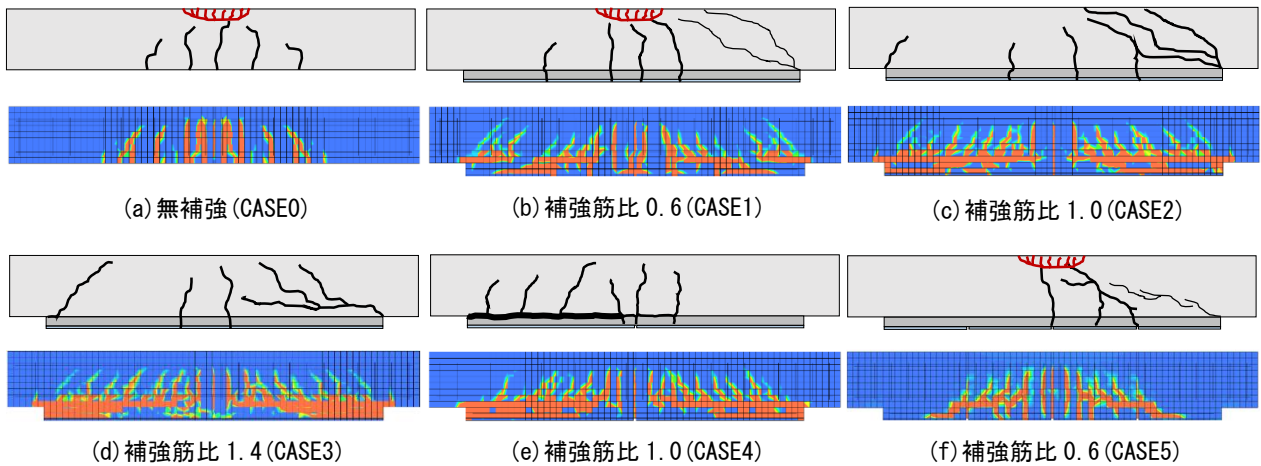


図 - 8 実験によるひび割れ状況と解析による最大主応力コンター図

関係を示す。補強筋比 0.6 の CASE1, 5 は、既設部曲げ補強筋と同様に降伏に至った。補強筋比 1.0 および 1.4 の CASE2, 4 および CASE3 は、補強部界面端部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。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する一方、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。また同図には、試験体の再現解析結果に加えて、3 ケースの補強筋比について目地無、目地有 (1, 2, 3 箇所)

の計 4 ケースのパラメータ解析結果も併記している。この結果からいずれのケースにおいても、スパン中央に目地が存在するケースは、早い段階でひび割れが発生すること、破壊形態は目地の数によらず補強筋比に依存することがわかった。

4.2 ひび割れ性状

図 - 8 に最大荷重時のひび割れ図を解析結果の主応力コンターと併記する。前述のとおり、無補強の CASE0 は一般的な曲げ破壊の挙動を見てとれる。補強筋比 0.6 の CASE1, 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。ただし、この斜めひび割れは、はりの終局に至る致命的なものではないので細い線で示している。補強筋比 1.0 および 1.4 の CASE2, 4 および CASE3 は、解析結果においても補強部界面両端部に応力が集中し、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 1.0 の CASE2, 4 では、両者に顕著な差異は見られない一方、補強筋比 0.6 の CASE1, 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。

本試験では、数値解析と併せて、支間中央側面右側を撮影した図 - 9 (1) に示す画像例を対象に、デジタル画像相関法(以下、DICM)⁶⁾によって最大主ひずみ分布を計測した。画像の撮影画角は 280mm×280mm とし、画素数は約 800 万画素とした。

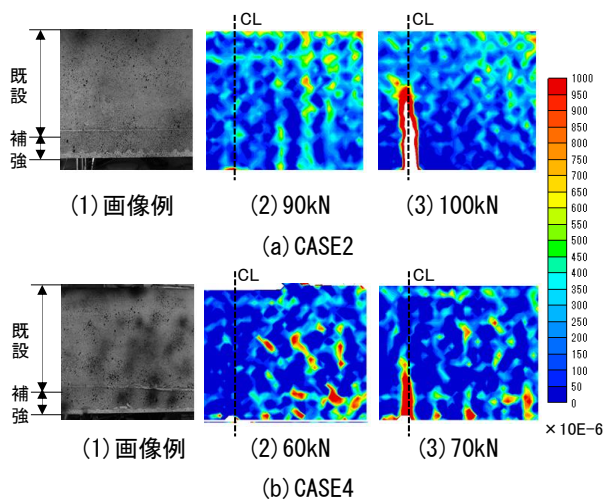


図 - 9 DICM の撮影範囲ならびにひび割れ前後での最大主ひずみ分布

表 - 8 曲げ耐力

CASE	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	Pmax	Py	Pmax	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

図 - 9 (2), (3) は, 支間中央右側のひずみ分布を示す。CASE2 ならびに CASE4 を対象とした DICM より, 曲げひび割れ発生前後における最大主ひずみ分布では, ひび割れ直前に支間中央下縁に赤色(2000 μ)で示されたひずみ量の大きい領域がみられる。ひび割れ後は, 赤色とともに 2000 μ を大きく上回る白色の領域が現れるとともに, ひび割れ発生にともなうひずみの開放によって, ひび割れ周辺のひずみ量が減少していることがわかる。また, 目地を設けた場合, ひび割れ直前にはスパン中央の目地周辺でひずみ量が多い。

さらに, 目地を有するコンクリートと補強グラウトとの境界部ならびに同グラウトと埋設レジンパネル部との境界部でひずみ量が多い。これより, 目地によりひび割れ発生前後において, 異種材料の境界部でひずみが局所化する傾向が確認された。

4.3 耐力の評価

表 - 8 に補強部曲げ補強筋の降伏荷重および最大荷重を示す。なお, 降伏荷重の試験値は, スパン中央位置の補強部曲げ補強筋のひずみ値から算定した。無補強試験体および補強筋比 0.6 の CASE0 および CASE1, 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現行の RC の曲げ理論に基づく設計値 η 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 CASE2, 4 および CASE3 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るため, 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。

5. まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す。

- (1) 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。

- (2) 補強筋比 0.6 の場合では, 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数値解析により明らかになった。
- (3) 補強筋比 0.6 の場合では, 目地を設けると最大荷重相当での補強部界面端部からの斜めひび割れを抑制でき, また, 使用限界レベル相当でも曲げひび割れは目地に集中して発生するため, ひび割れ誘導目地になり得ることがわかった。
- (4) 補強部界面を完全付着とした数値解析でも, 補強部界面端部の斜めひび割れの原因である応力集中を再現し得ることがわかった。
- (5) 補強筋比 1.0 以上であれば, 補強部曲げ補強筋の降伏前に補強部界面端部からの斜めひび割れにより補強部が剥離することがわかった。これは本研究に用いたパネルが高強度であることにも起因しており, また補強筋比が 1.0 を超えるような補強対象部材はあまりないものの, 剥離を考慮した曲げ補強設計についても検討予定である。

謝辞

本研究を遂行するにあたり, 麻生商事株式会社 松下博氏他および九州大学 岡本拓也氏に多大な協力を頂きました。ここに深く感謝致します。

参考文献

- 1) As フォーム <http://www.asshoji.jp/products/asform/>
- 2) 日本下水道事業団: 下水道コンクリート構造物の腐食抑制技術及び防食技術マニュアル, 2012
- 3) 土木学会: 浸せきによるコンクリート中の塩化物イオンの見掛けの拡散係数試験方法 (JSCE-G572-2003), 2003
- 4) (財)電力中央研究所: モルタルおよびコンクリートに耐磨耗性をあたえる材料のロード方法によるすりへり試験, 1986
- 5) 土木学会: コンクリート標準示方書(2007年制定)―設計編一, 2008
- 6) GODA Hiroki et al: The Mechanism of ASR's rebar fracture evaluated by distribution chart of Vickers hardness and digital image correlation method, Proceedings of ConMat'09, Vol.5, pp.1049-1054, 2009
- 7) 小林和夫: コンクリート構造学, 2009