

論文 CFRP シートによる I 型断面フレキシブル RC 橋脚模型のせん断補強実験

山崎 智彦*1・大塚 久哲*2・高 文君*3・今村 壮宏*4

要旨：本研究は I 型断面フレキシブル RC 橋脚を対象として、縮尺模型を用いて橋軸直角方向に対する CFRP シートの補強効果について実験及び数値解析から検討したものである。CFRP シート補強は壁縦（鉛直）方向、柱縦方向及び両部材縦方向の 3 種類を行い、主に各供試体の CFRP シート状況、破壊メカニズム、鉄筋・表面ひずみ、荷重変位関係を観測・測定した。無補強供試体と CFRP シート補強供試体の実験結果の比較から、CFRP シート補強、特に柱と壁を共に補強することにより靱性が著しく向上することを示した。

キーワード：フレキシブル RC 橋脚、補強効果、CFRP シート、靱性向上

1. はじめに

1995 年兵庫県南部地震以降、単柱あるいはラーメン形式の鉄筋コンクリート（以下、RC）橋脚の耐震補強が行われている。この耐震補強では、一般に RC 巻き立て、鋼板巻き立て、あるいは炭素繊維補強プラスチックシート（以下、CFRP シート）が用いられている。

一方、山岳地帯の高架橋に用いられている I 型断面フレキシブル RC 橋脚に対し、橋軸直角方向のせん断耐力を照査すると、現行基準を満足しない場合がある。この橋脚に対しては、現場条件の制約から施工しやすい CFRP シートによる補強が考えられるが、CFRP シートの補強効果に関し十分な知見が得られていない。

また、本橋脚のせん断耐力評価法も確立したものでなく、さらに本橋脚の破壊メカニズムも解明されているとはいえず、効果的な補強方法も不明である。

本研究では、先に行った I 型断面フレキシブル RC 橋脚の橋軸直角方向の水平加力実験結果¹⁾を踏まえて、CFRP シート補強による水平耐力や靱性率向上に関して基礎資料を得ることを目的とする。また、既往のせん断耐力評価法や曲げ骨格曲線、さらには有限要素解析との比較も行って、本形式橋脚の破壊メカニズムと補強効果に関して実験から得られた知見を述べる。

2. 水平耐力実験について

2.1 実験ケース

文献¹⁾と同様、既存の I 型断面フレキシブル RC 橋脚の縮尺模型（供試体）を作製し、CFRP シートの貼付場所の異なる 3 つの供試体に対して水平方向単調漸増荷重実験を行った。表-1 にその実験ケースを示す。供試体 No.1 を標準断面とし、供試体 No.2~No.4 は鉄筋配置をすべて同じとして、表面に一般的な製品である繊維目付

200g/m² の CFRP シートを縦（鉛直）方向に貼付した。CFRP シートの巻きたてにあたり柱断面の面取りと CFRP シートの折り込みは行っていない。

補強シートを鉛直方向に添付したのは、文献¹⁾の結果から、当該橋脚が主鉄筋の曲げ降伏から圧縮方向柱基部のせん断破壊に至る破壊形状を示すことと、柱帯鉄筋および壁横（水平）方向鉄筋の補強によっても水平耐力の向上はわずかであることから、鉛直方向補強による補強効果を明らかにするためである。

図-1 に供試体 No.2~No.4 の補強部分を示す。

ここで、表-1 の鉄筋比の増加について述べると以下のようなものである。

各高速道路株式会社共通の設計要領第二集橋梁保全編²⁾によれば、CFRP シートの鉄筋換算式は式(1)のとおりである。

$$\rho_{cf} = \frac{A_{cf}}{A_c} \cdot \frac{f_{cf}}{f_{sy}} \times 100 \quad (1)$$

ここで、 ρ_{cf} ：CFRP シートの鉄筋換算比（%）

A_{cf} ：CFRP シートの全断面面積（mm²）

A_c ：橋脚補強部分の断面面積（mm²）

f_{cf} ：CFRP シートの設計引張強度（N/mm²）

f_{sy} ：鉄筋の降伏引張強度（N/mm²）

これらの結果を、無補強断面の鉄筋比に足し合わせた計算の結果、供試体 No.2、4 の壁部分の補強による鉄筋換算比は 2.08%となり、供試体 No.3、4 の柱部分の補強による鉄筋換算比は 1.05%となった。

2.2 供試体概要

各供試体（縮尺模型）の橋脚部分の高さは 2000mm、横方向長さ（幅）は 1000mm である。壁部分の内法高さ

*1 九州大学大学院 工学府都市環境システム工学専攻技術職員（正会員）

*2 九州大学大学院 工学研究院建設デザイン部門教授 工博（正会員）

*3 九州大学大学院 工学府建設システム工学専攻修士課程（正会員）

*4 西日本高速道路(株) 九州支社 保全サービス事業部 改良グループ

表-1 実験ケース

供試体 No.	鉄筋径及び配筋間隔 (鉄筋比 (%))				CFRP シートの貼付箇所 (貼付方向:鉛直方向1層貼り)
	柱主鉄筋	柱帯鉄筋	壁縦方向鉄筋	壁横方向鉄筋	
1	6-D16, 2-D10 (2.67)	D6ctc120 (0.26)	5-D10 (1.19)	D13ctc120 (1.76)	無補強
2	6-D16, 2-D10 (2.67)	D6ctc120 (0.26)	5-D10 (3.27)	D13ctc120 (1.76)	壁両面
3	6-D16, 2-D10 (3.72)	D6ctc120 (0.26)	5-D10 (1.19)	D13ctc120 (1.76)	両側柱全面
4	6-D16, 2-D10 (3.72)	D6ctc120 (0.26)	5-D10 (3.27)	D13ctc120 (1.76)	壁両面+両側柱全面

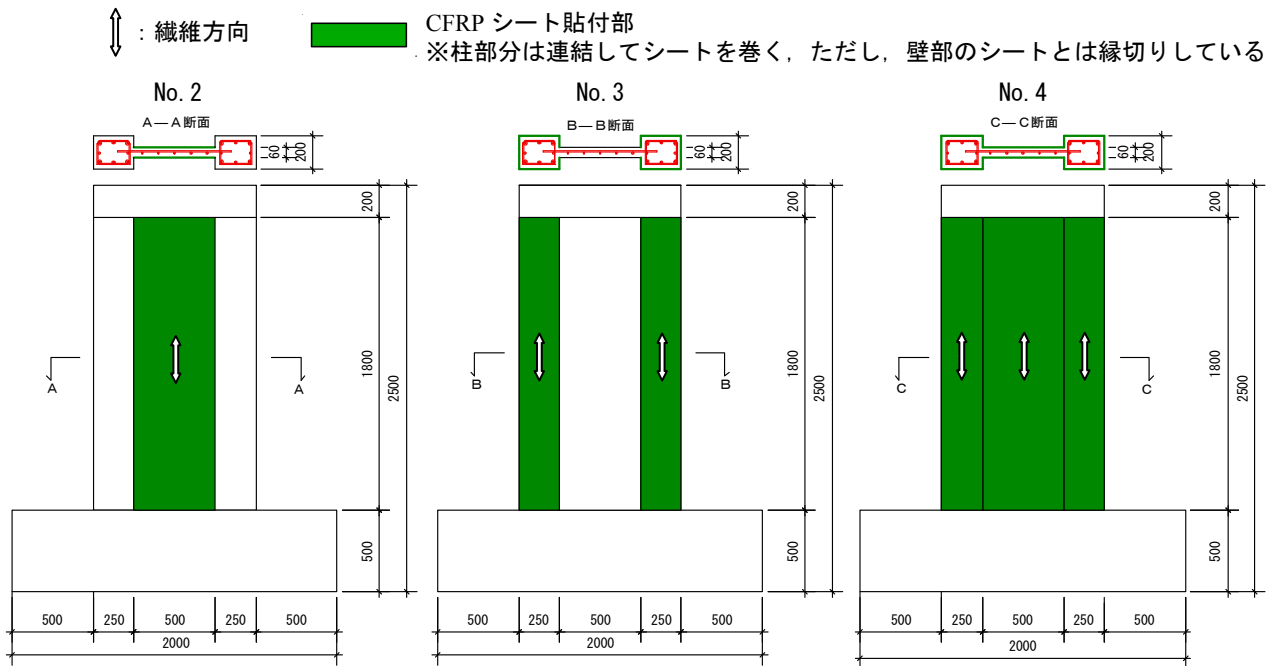


図-1 供試体 No. 2~No. 4 における CFRP シートの貼付状況

表-2 各鉄筋の材料特性に関する試験値

鉄筋径	種類の 記号	降伏応力 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	ヤング係数 (N/mm ²)
D 6	SD345	409	2045	2.00×10^5
D 10	SD345	363	1994	1.82×10^5
D 13	SD345	345	2193	1.79×10^5
D 16	SD345	385	2152	1.84×10^5

表-3 コンクリートの材料特性に関する試験値

供試体 No.	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	材齢 (日)
1	34.4	3	2.49×10^4	18
2	37.6	3.7	2.50×10^4	20
3	29.5	3	2.24×10^4	17
4	31.7	3	2.32×10^4	21

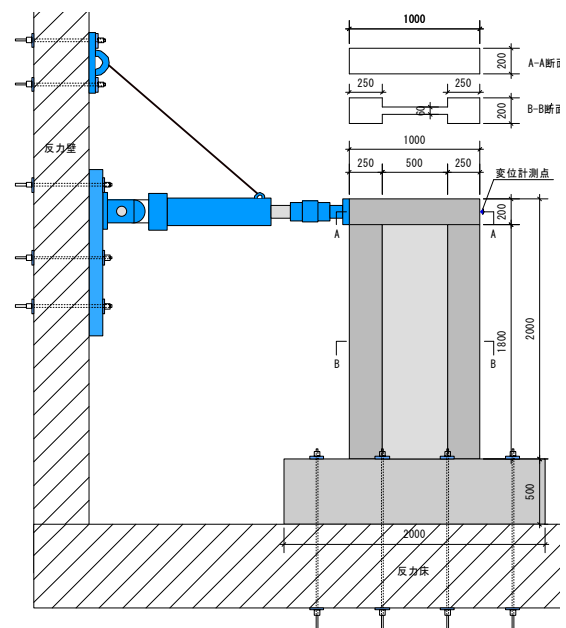


図-2 荷装置の概要と供試体寸法

は 1800mm, 内法長さは 500mm, 厚さは 60mm である。両側柱の断面寸法は 200×250mm の矩形断面である (図-2 参照)。梁及びフーチングは, 橋脚の壁や両側柱より先に破壊することがないように十分な配筋と断面寸法を確保している。

鉄筋には SD345 を用い, 鉄筋径は柱主鉄筋及び梁主鉄筋には D16 及び D10 を, 柱帯鉄筋及び梁帯鉄筋には D6 を使用した。また, 壁横方向鉄筋には D13 を, 壁縦方向鉄筋には D10 を使用した。各鉄筋の材料特性に関する試験値を表-2 に示す。また, コンクリートは設計基準強度 24N/mm² で配合している。各供試体のコンクリート材料特性に関する試験値を表-3 に示す。

2.3 荷重方法

荷重装置の概要を図-2 に示す。供試体の基礎フーチングは PC 鋼棒 (8φ32mm) により反力床に緊結している。水平荷重は, 反力壁に固定された 500kN オイルジャッキにより, 供試体頂部の梁部に対して単調漸増荷重で行った。荷重面には荷重が均等に分布するように, 断面が 200×200mm, 厚さ 5mm のゴムパットを挟んでいる。CFRP シート及びコンクリートの破壊状況を確認するために荷重ステップは 50kN 刻みとし, 最大荷重以降は, 供試体がせん断破壊を起こすまで荷重を与え続けた。各供試体の損傷状況により, 荷重ステップには少し差がある。

実験時の計測項目は, ジャッキ荷重・供試体変位・各鉄筋ひずみ・CFRP シート及びコンクリート表面ひずみである。供試体変位の測定は変位計を用いて行った。鉄筋ひずみゲージは柱主鉄筋, 柱帯鉄筋, 壁縦方向鉄筋, 壁横方向鉄筋に貼付した。ひずみゲージは鉄筋の表裏に貼り付けて 2 枚の値を平均している。供試体の表面状況を確認するため, 引張柱, 壁, 圧縮柱にそれぞれ CFRP シートやコンクリート表面にゲージを貼付した。

3. 実験結果

3.1 破壊メカニズム

各供試体の破壊進展状況を写真-1, 写真-2, 写真-3 に示す。破壊形式に関しては大きな差異はない。いずれも引張側柱の主鉄筋降伏, 壁の縦方向鉄筋降伏, 壁の横方向鉄筋降伏, 圧縮側帯鉄筋の降伏を経て, 最終的に圧縮側柱基部のせん断破壊により耐力を失った。

無補強供試体 No.1 は, 引張側柱の水平ひび割れが壁へ伸展して斜めひび割れとなり, 圧縮側柱へ進展して, 柱基部の縁端部のコンクリートが剥離・欠落して, 最終的には破壊音と共にせん断破壊した。

補強供試体 No.2 (壁両面を CFRP シート補強) は, 引張側柱の水平ひび割れが壁へ伸展し, 340kN 付近で壁裾部の CFRP シートが剥離した。最終的には圧縮側柱の基部が CFRP シートの破断と共にせん断破壊した。



写真-4 供試体 No. 4 における
実験終了時の引張側柱基部の状況

補強供試体 No.3 (両側柱の全面を CFRP シート補強) は, 壁の斜めひび割れ本数増加に従って, 300kN 付近で引張側柱の CFRP シートが剥離した。330kN 付近で壁の斜めひび割れの幅が顕著に増加して, 最終的には圧縮側の柱基部が破壊した。

補強供試体 No.4 (壁と柱全面を CFRP シート補強) は, 載荷荷重の増加に従って 300kN 付近で引張側柱の CFRP シートが剥離した (写真-3, 4) が, 最大耐力以降はかなり耐力が維持され続けて, 最終的には圧縮側柱のコンクリートがせん断破壊した。

供試体 No.2~No.4 の CFRP シートの剥離状況から判断すると, 写真-3, 4 に見られるように CFRP シートの端部がめくれ上がるので, 接着のみならず端部定着を十分に行う必要がある。

3.2 荷重-変位曲線

各供試体の荷重-変位関係を図-3 に示す。同図の曲線は, ひび割れ観測中に低下した荷重と再載荷時の荷重回復過程を削除してなめらかな曲線としている。荷重はジャッキ先端のロードセルにより計測した載荷荷重であり, 変位は供試体頂部の載荷点反対側の水平変位を変位計で計測した値である。

荷重-変位曲線における各供試体の一次剛性の差異はほとんどなく, ひび割れ発生に伴って, 70kN 前後が第 1 折点となっている。引張側柱の主鉄筋降伏は 100kN を越えたあたりで生じたが明確な勾配の変化は見られていない。第 2 折れ点の 250kN 付近では壁の横鉄筋が降伏

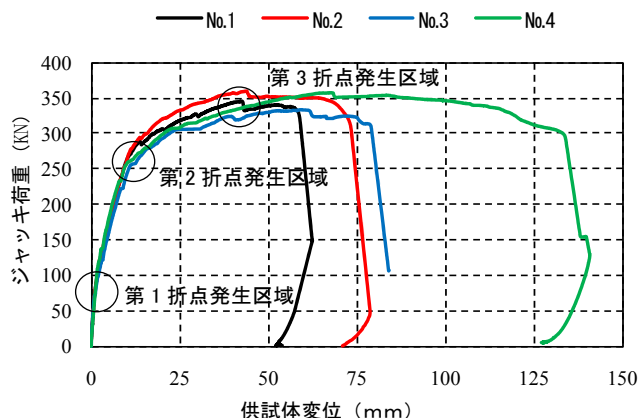
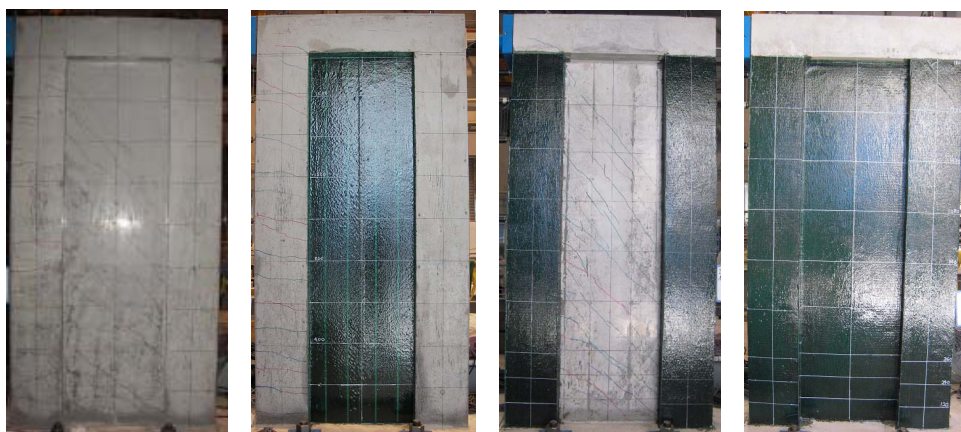


図-3 各供試体の荷重-変位曲線



(a) 供試体 No. 1 (b) 供試体 No. 2 (c) 供試体 No. 3 (d) 供試体 No. 4

写真-1 載荷荷重 100kN 近傍における各供試体の正面の状況



(a) 供試体 No. 1 (b) 供試体 No. 2 (c) 供試体 No. 3 (d) 供試体 No. 4

写真-2 載荷荷重 250kN 近傍における各供試体の正面の状況



(a) 供試体 No. 1 (b) 供試体 No. 2 (c) 供試体 No. 3 (d) 供試体 No. 4

写真-3 実験終了後における各供試体の正面の破壊状況

した。第3次勾配の差は小さく、緩やかに荷重は増加している。荷重を維持している間に柱帯鉄筋の降伏が発生している。

3.3 靱性の比較

降伏荷重を各供試体とも 250kN とし、最大荷重時の靱性率(μ_m)と終局時の載荷荷重 (300kN に統一) 時の靱性

率(μ_u)を図-3から算出すると、表-4を得る。CFRPシートの使用幅はNo.2が500×2mm, No.3が840×2mm, No.4が1340×2mmであり、No.2の使用幅を1としたときの比率は、No.3が1.68, No.4が2.68となる。(厚さ、高さについてはすべて同じであることから、使用面積、使用容積も同じ比率となる。)したがって、壁あるいは柱の単独

表-4 実験における靱性率

供試体 No.	降伏変位 (mm)	最大荷重変位 (mm)	終局変位 (mm)	靱性率	
				最大荷重 μ_m	終局 μ_u
1	10	42	60	4.2	6
2	10	43	72	4.3	7.2
3	10	60	79	6	7.9
4	10	68	132	6.8	13.2

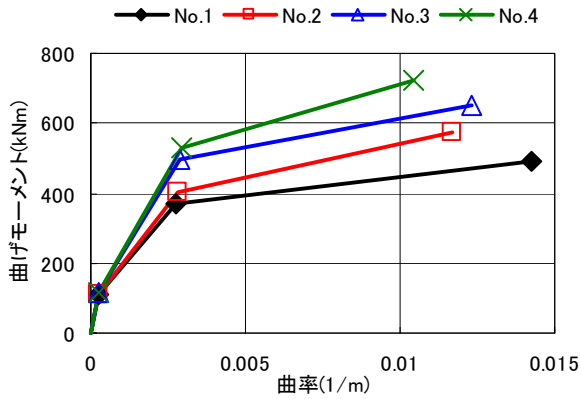


図-4 M-φ曲線

補強よりは、壁と柱を共に補強した方が補強効果は高いことが分かる。

4. せん断耐力・曲げ耐力の算出

せん断荷重に対してコンクリート全断面が有効で、柱・壁にある帯鉄筋・横方向鉄筋も有効と考え、せん断耐力を計算すると、供試体 No.1 のせん断耐力は 280kN となった。ここで、コンクリートと鉄筋のせん断強度式は、道路橋示方書耐震設計編³⁾に従った。供試体 No.2~No.4 は同じ断面形状で帯鉄筋体積比も変わらないため、せん断耐力はこれと同値となる。このせん断耐力は図-3において第2折れ点に対応している。

また、両側の柱と壁から構成される本供試体全体を曲げ部材と考え、M-φ曲線を文献3)に従い算出したところ、図-4を得た。折れ点はそれぞれひび割れ点、引張

側柱の主鉄筋降伏、圧縮縁コンクリートの圧壊を表している。補強により換算主鉄筋比が増加し、曲げ耐力の向上が見られる。No.1 に比べ、壁のみを補強した No.2 では降伏耐力はほとんど向上しないが、最大耐力は向上している。柱を補強した No.3, No.4 では、降伏耐力・最大耐力ともに大きくなる。

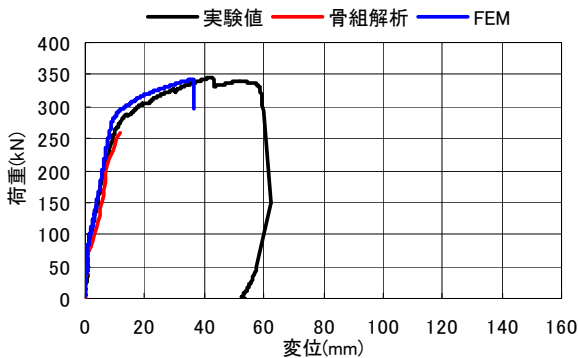
これらの骨格曲線をもとに、供試体を柱と見なしたプッシュオーバー解析を行った。その結果を図-5に示す。骨組解析では本供試体の変形性能は表現できていない。これは、実験における第2折れ点以降の挙動が曲げ部材の挙動とは異なることによるものと思われる。

5. FEM 解析との比較

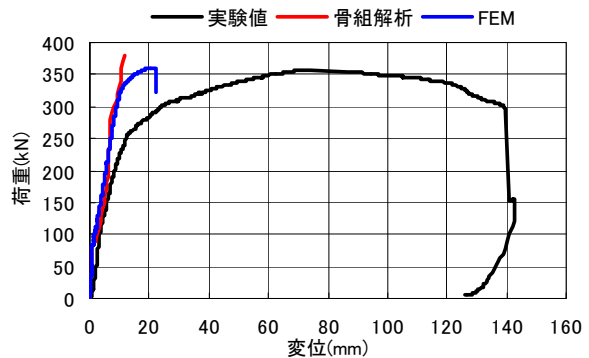
コンクリート系構造を対象とした FEM 解析ソフトを用いてプッシュオーバー解析を実施した。コンクリートのモデルは4節点平面応力要素で仮定し、鉄筋は一方向剛性層に置換してコンクリートの平面応力要素に重ね合わせている。コンクリートと鉄筋は完全付着と仮定している。フーチングは剛体としてモデル化し、フーチング下端は固定とした。コンクリートの圧縮応力とひずみの関係には修正 Ahmad モデルを、コンクリートの引張応力とひずみ関係にはテンションスティフニング特性を考慮した出雲モデルを、さらにひび割れ面のせん断伝達モデルには Al-Mahaidi モデルを用いた。解析における材料特性値には表に示す実験値を用いた。

解析では水平荷重を供試体モデル頂部の一節点（実験の載荷中央点に対応）に斬増して、プッシュオーバー解析を行った。

実験結果と解析結果の比較を図-5に併記した。図-5より、FEM 解析は最大耐力を比較的精度よく評価できるが、変形性能は実験値を大きく下回っている。これは後述のように FEM の破壊形式と実験の破壊メカニズムが異なることによると考えられる。また、実験では鉄筋の抜け出しによる変位の増大が予想されるが、解析では



(a) No. 1



(b) No. 4

図-5 荷重-変位関係

完全付着としており、鉄筋の抜け出しを考慮できていないことも原因の1つと考えられる。

6. まとめ

水平載荷実験より得られた I 型断面フレキシブル RC 橋脚模型に対する CFRP シートの補強効果に関する知見をまとめると以下のようである。

- 1) 各供試体の破壊形式に関しては大きな差異はなく、いずれも、引張側柱の水平曲げひび割れから壁及び圧縮柱側に斜めせん断ひび割れが進展して、最終的に柱基部がせん断破壊した。
- 2) 本供試体は、脆性的なせん断破壊と大きな靱性率を有する曲げ破壊の中間的な破壊形状を示した。ただし、大きな剛性の低下は、壁の横方向鉄筋が降伏することによって生じた。
- 3) CFRP シート補強によっては、最大耐力はほとんど変化しない。しかし、変形性能の改善が認められた。
- 4) 実験結果によって、壁あるいは柱の単独補強よりは、両方共に補強した方が効率よく変形性能を改善できた。
- 5) 各補強供試体において、引張柱基部や壁裾部の CFRP シートが剥離して、最終破壊に至っており、CFRP シートの端部定着を施した場合の挙動改善については更に検討が必要である。

- 6) FEM 解析によっては変形性能を大きく過小評価しており、破壊形式を表現できていないことから、今後有限要素の破壊機構やモデル化の改善が必要である。

今後は、当該橋脚の耐震性能評価方法の提案を行っていく予定である。

謝辞

本研究は西日本高速道路（株）と九州大学の共同研究として行った。西日本高速道路（株）の福永靖雄氏及び供試体作成にご協力頂いた株式会社富士ピー・エスに謝意を表す。

参考文献

- 1) 川崎啓史，大塚久哲，福永靖雄，今村壮宏，山崎智彦：耐震壁を有する門型 RC 高橋脚の水平せん断耐力向上に関する研究，土木学会第 65 回年次学術講演会，V-096，2010.9，札幌
- 2) 東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社及び西日本高速道路株式会社：設計要領第二集橋梁保全編，2010.7
- 3) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説／V 耐震設計編，2002.3