

# 論文 連続繊維シートとアンカー筋を用いた既設 RC 橋脚の曲げ補強に関する正負交番載荷試験

澤松 俊寿<sup>\*1</sup>・三田村 浩<sup>\*2</sup>・西 弘明<sup>\*2</sup>・松本 高志<sup>\*3</sup>

**要旨:** 施工が簡易な RC 橋脚の耐震補強工法として, CFRP シートとアンカー筋定着による曲げ補強およびアラミド繊維製ロープの巻付けによるじん性補強の併用手法について検討した。本論文は主に曲げ補強について述べており, 交番載荷試験により補強効果を検証するとともに, ファイバーモデルによるシミュレーション解析を実施した。実験の結果, 設計上の破壊断面である基部においてアンカー筋が破断し, 無補強に対して 40%程度の耐力の向上が確認された。

**キーワード:** RC 橋脚, 耐震補強, 曲げ補強, 連続繊維, 交番載荷試験, ファイバーモデル

## 1. はじめに

多くの橋梁の耐震補強が進められており, その数は今後も増加するものと予想される。限定的な財源の中で経済的かつ効率的に事業を進めるためには, コストパフォーマンスや施工性に優れた補強工法を開発していく必要がある。また積雪寒冷地においては, 冬期の低温環境や施工可能な期間が短い等の施工面での厳しい条件を有する。そのため, より効率的な耐震補強の実施には既往の工法だけでなく, これらの条件に適応した新たな工法を検討し採用していくことも必要である。これまでに, 積雪寒冷地での経済性と施工性に配慮した既設 RC 橋脚の耐震補強工法として, アラミド繊維製のロープ (以後, 「ロープ」という。) の人力での巻付けによるじん性補強手法が提案されている<sup>1)</sup>。じん性補強により変形性能が増加する一方で, 変形性能に期待して過度に耐力を小さくすると, 地震後の残留変位が大きくなる場合がある。そのため残留変位に配慮し, 適度な変形性能の向上に合わせ曲げ耐力の向上によるエネルギー吸収能の増加が要求される場合がある。

筆者らは, ロープの巻付けによるじん性補強と, CFRP

の素線をすだれ状に加工したシート (以後, 「シート」という。) を用いた曲げ補強の併用手法について検討している。本シートはすだれ状であることから, 従来の連続繊維シートと比較して不陸修正や脱泡が容易で施工性に優れたものである。

本研究では, 曲げ補強としてシートを柱に貼り付け, 橋脚基部において大きな変形性能を確保するためにフーチングへアンカー筋を定着させた補強構造に対して実施した正負交番載荷試験結果のうち, 主に曲げ補強について既報<sup>2)</sup>の実験結果と比較することでその補強効果について検討した。また, 実務的な解析手法の1つであるファイバーモデルの本補強構造への適用性を検討するためにシミュレーション解析を実施した。

## 2. 正負交番載荷試験の方法

### 2.1 実験ケース

表-1 に実験ケースを示す。Case1 は基準となる無補強, Case2 はロープ巻付けによるじん性補強, Case3, Case4 はシートによる曲げ補強とロープ巻付けによるじん性補強を併用した供試体である。Case3 ではシートをフー

表-1 供試体一覧

|                     | 曲げ補強         |  |                    | じん性補強       |               | コンクリート<br>圧縮強度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 軸方向鉄筋<br>降伏強度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) |
|---------------------|--------------|--|--------------------|-------------|---------------|--|---------------------------------------|
|                     | 補強材          | $\sigma_m A_m / A_c$ <sup>※2</sup><br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 曲げ終局耐力<br>の計算値(kN) | 補強材         | 巻付け間隔<br>(mm) |  |                                       |
| Case1 <sup>※1</sup> | —            | —  | 286.2              | —           | —             | 27.3                                   | 391.5                                 |
| Case2 <sup>※1</sup> | —            | —  | 286.2              | アラミド<br>ロープ | 25            | 27.3                                   | 391.5                                 |
| Case3 <sup>※1</sup> | シート          | 2.11   | 426.4              |             |               | 30.0                                   | 364.7                                 |
| Case4               | シート<br>アンカー筋 | 0.720  | 362.0              |             |               | 既設部柱: 29.1                             | 386.0                                 |
|                     |              |  |                    |             |               | 補強部: 33.0                              |                                       |

※1 文献2)における実験ケース ※2  $\sigma_m$ : 曲げ補強材の破断強度,  $A_m$ : 柱部一面あたりの曲げ補強材断面積,  $A_c$ : 柱部の断面積

\*1 (独) 土木研究所寒地土木研究所 寒地基礎技術研究グループ 寒地構造チーム (正会員)

\*2 (独) 土木研究所寒地土木研究所 寒地基礎技術研究グループ 寒地構造チーム 博士(工学) (正会員)

\*3 北海道大学大学院工学研究院 Ph.D. (正会員)

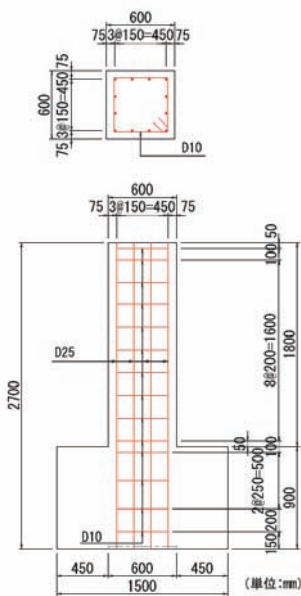


図-1 配筋概略図

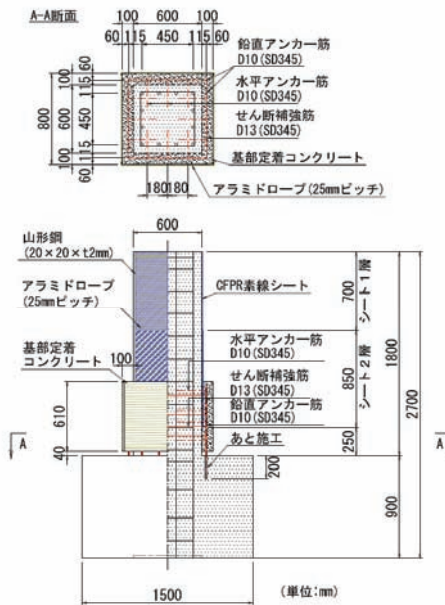


図-2 補強概要図 (Case4)

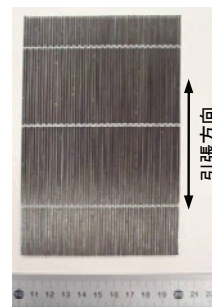


図-3 シート



図-4 ロープ

チングに定着した。Case4 では大きな変形性能が求められる橋脚基部については、シートに代わってアンカー筋により補強を行った。表-1 には基部における曲げ補強材の補強量を表す指標として  $\sigma_{ru}A_r / A_c$  を示している。ここに、 $\sigma_{ru}$  は曲げ補強材の破断強度、 $A_r$  は柱部一面あたりの曲げ補強材断面積、 $A_c$  は柱部の断面積である。

## 2.2 供試体の形状および配筋

無補強状態の RC 橋脚供試体の形状および配筋概略図を図-1 に示す。供試体は 600×600mm の正方形断面、高さ 1800mm の柱式である。せん断スパンは 2105mm、せん断スパン比は 4.0 である。柱部には柱軸方向鉄筋として SD345 の D25 を 150mm 間隔で、帯鉄筋として SD295 の D10 を 200mm 間隔で配筋した。引張鉄筋比は 0.643%、せん断補強筋比は 0.119% である。表-1 に示す材料試験結果を用いて、各種安全係数を 1.0 としコンクリート標準示方書<sup>3)</sup>に基づいて算出した無補強供試体の耐力は曲げ降伏時の耐力が 228.9kN、曲げ終局時の耐力が 286.2kN、せん断耐力が 260.3kN であり、設計計算上の破壊形態は曲げ降伏後のせん断破壊型である。載荷日材齢でのコンクリートの圧縮強度および軸方向鉄筋の降伏強度の試験結果を表-1 に示す。

## 2.3 補強方法

ここでは Case4 の補強方法について示す。Case2 および Case3 の補強方法については文献 2) を参照されたい。  
a) 曲げ補強

図-2 に Case4 の補強概要図を示す。柱軸方向にエポキシ樹脂でシート (図-3) を接着した。シートの材料諸元を表-2 に示す。塑性ヒンジ周辺においては、大きな変形性能を確保しつつ曲げ耐力を向上するためにフ

ーチングにアンカー筋 (以後、「鉛直アンカー筋」という。) を設置した。RC 巻立て補強に準拠し鉛直アンカー筋のフーチングへの定着長は直径の 20 倍<sup>4)</sup>以上とした。既設柱と鉛直アンカー筋の一体性を確保するために、高さ 1D (D は柱幅で 600mm) 程度の範囲にコンクリート (以後、「基礎定着コンクリート」という。) を打設した。厚さは鉄筋かぶりの確保を考慮して 100mm とした。載荷中に基礎定着コンクリート下端とフーチングの接触により基礎定着コンクリートが圧壊することを回避するために、基礎定着コンクリートの下端とフーチングの間に高さ 40mm の隙間を設けた。隙間の高さは、実験中の終局変位においても基礎定着コンクリートの下端とフーチングが接触しない高さとして設定した。

シートと基礎定着コンクリートの定着長は、別途実施したコンクリートとシートの付着強度試験から求めた付着強度 4.8N/mm<sup>2</sup> を用いて、付着力がシートの破断荷重を上回るよう 350mm とした。既設柱のコンクリートの損傷によりシートが剥離することを避けるために、損傷が集中する塑性ヒンジ範囲 (0.5D<sup>5)</sup>) 程度を避けてシートの下端を設定した。

橋脚基部断面が終局耐力に達するまで他の断面を降伏させないようにシートの層数を設計した。曲げ耐力を向上させることに伴うせん断破壊を防ぐために基礎定着コンクリートにせん断補強筋を配置した。

基礎定着コンクリートと既設柱の剥離およびずれに対する十分な一体性を確保するために、水平方向のアンカー筋 (以後、「水平アンカー筋」という。) を樹脂アンカーで設置した。高さ方向にずれる挙動に対しては、引張側となる既設柱と基礎定着コンクリートの界面にお

表-2 補強材の材料特性

|             |                     |                         |
|-------------|---------------------|-------------------------|
| アラミド<br>ロープ | ヤング係数 <sup>※1</sup> | 45.7 kN/mm <sup>2</sup> |
|             | 引張強度                | 2,414 N/mm <sup>2</sup> |
|             | 繊維純断面積              | 11.5 mm <sup>2</sup>    |
| シート         | ヤング係数 <sup>※1</sup> | 270 kN/mm <sup>2</sup>  |
|             | 引張強度                | 4,310 N/mm <sup>2</sup> |
|             | 破断伸び                | 1.5 %                   |
|             | 設計厚さ                | 0.333 mm                |

※1 見掛けのヤング係数

いて水平アンカー筋がせん断により降伏する前に、鉛直アンカー筋が破断するよう次式のように水平アンカー筋量を設計した。

$$A_{sh}f_{yh}/\sqrt{3} \geq A_{sv}f_{sv} \quad (1)$$

ここに、 $A_{sh}$ は引張側面の水平アンカー筋の断面積、 $f_{yh}$ は水平アンカー筋の引張降伏強度、 $A_{sv}$ は引張フランジ側の鉛直アンカー筋の断面積、 $f_{sv}$ は鉛直アンカー筋の引張強度である。また、引張が作用するアンカー筋と考えると、既設コンクリートへの定着長を直径の15倍<sup>4)</sup>以上とした。水平アンカー筋の端部は定着長160mmの165度フックとし、鉛直アンカー筋にかけて設置した。

#### b)じん性補強

ロープ(図-4、表-2)を供試体柱部の全高に対して25mm間隔で螺旋状に人力により巻付けた。ロープの端部はロープワークのみで定着した。載荷中に損傷したコンクリートに食込んでロープが損傷することを防ぐために、柱の四隅に設置した山形鋼を介してロープを巻付けた。山形鋼とコンクリートの間に接着剤等は使用していない。ロープへの樹脂含浸は行っていない。

#### 2.4 載荷方法

実験のセットアップを図-5に示す。供試体のフーチング部を床に固定し、柱部天端にピン支承を設置した。上部工死荷重反力を想定して120kN(応力換算で0.33N/mm<sup>2</sup>)の鉛直荷重をピン支承を介して柱部天端に載荷し、交番載荷中において一定に保持した。水平方向の交番荷重は、フーチング天端から高さ2105mmの位置のピン支承の中心部に、水平方向のジャッキにより載荷した。載荷は変位制御により実施した。計算上の降伏耐力の50%の水平荷重を1サイクル載荷してコンクリートにひび割れを導入した後、橋脚基部の軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみに達する際の水平力の載荷点位置での基準水平変位 $\delta y$ の整数倍ごとに3サイクルの繰り返し載荷を実施した。

#### 2.5 計測方法

載荷点変位、載荷荷重、各種鉄筋、シートおよびロー

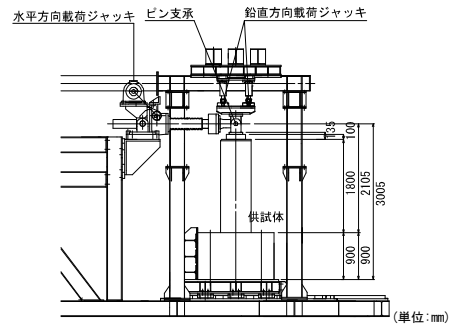


図-5 実験のセットアップ

プのひずみを測定した。シートおよびロープにはエポキシ樹脂を薄く塗布して硬化させた上にひずみゲージを貼付けた。既設柱と基部定着コンクリートの剥離およびずれ量を基部定着コンクリートの天端において変位計により計測した。載荷点変位および載荷荷重はジャッキの押し側を正としている。

#### 3. ファイバーモデルによる解析の方法

実務的な解析手法の1つであるファイバーモデルの本補強構造への適用性を検討するためにCase1、Case4に対してシミュレーション解析を実施した。

フーチング下端を完全固定とし、基部定着コンクリートとフーチングの間に設けた隙間も考慮して供試体全体をモデル化した。基部定着コンクリートとフーチングの隙間を4分割、断面変化位置も細分割し、その他はひずみゲージ設置位置を考慮して要素数25、節点数26に分割した。柱部断面のファイバー分割数は6とした。ファイバー要素はティモシェンコ梁理論を用いた梁要素とした。コンクリートは横拘束効果を考慮した応力-ひずみ関係<sup>5)</sup>、鉄筋は完全弾塑性としたバイリニアの移動硬化則<sup>5)</sup>、シートは引張強度を上限とする線形弾性体とした。シートの定着長 $L_F$ は次式<sup>4)</sup>により考慮した。

$$L_F = \sigma_{FB}nt_f / \tau_f \quad (2)$$

ここに、 $\sigma_{FB}$ はシートの引張強度、 $n$ は繊維材シートの枚数、 $\tau_f$ はシートの設計用付着強度で0.44N/mm<sup>2</sup>である。各解析パラメータは表-1、2に示す材料試験結果より与えた。

#### 4. 正負交番載荷試験およびファイバー解析の結果

##### 4.1 損傷状況と載荷荷重-載荷点変位関係の履歴曲線

図-6に実験におけるCase4の載荷荷重-載荷点変位関係の履歴曲線を示す。正側および負側ともに2 $\delta y$ で荷重が最大となり3 $\delta y$ まで維持された。3 $\delta y$ 付近から、フーチングと基部定着コンクリートの間に設けた隙間において、圧縮フランジ側の鉛直アンカー筋が座屈するよ

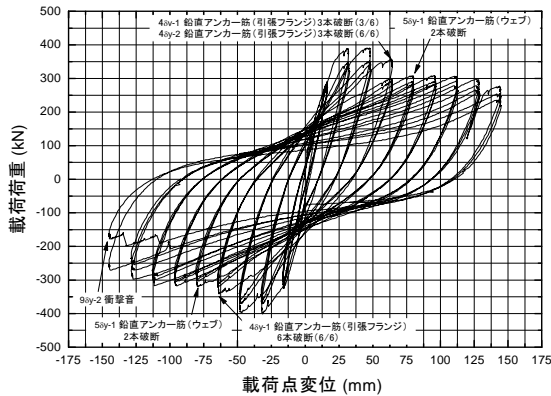


図-6 荷重荷重-荷重点変位関係 (Case4)

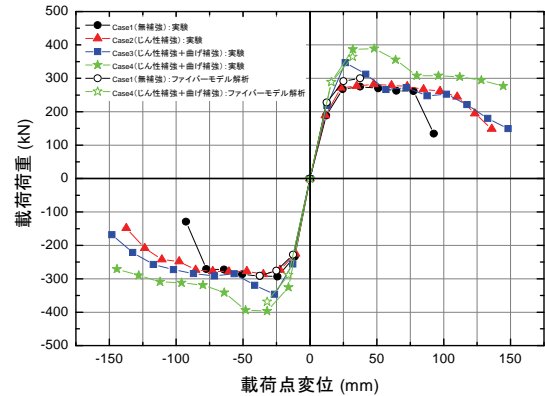


図-7 荷重-変位関係の包絡線

うな挙動が確認された。その後、当該位置において、 $4\delta y$  の1及び2サイクル正側荷重で引張側フランジの鉛直アンカー筋がそれぞれ3本、1サイクル負側荷重で逆側の鉛直アンカー筋6本全てが破断し、耐力が急激に低下した。さらに、 $5\delta y$  の1サイクルの正および負側荷重時にウェブの鉛直アンカー筋がそれぞれ2本ずつ破断した。これについては、柱の交番変位に伴い鉛直アンカー筋の圧縮に伴う座屈変形後に引張力が作用し、鉄筋が破断しやすい状態となったと考えられる。このことは、鉛直アンカー筋に一定の座屈抵抗性を確保するために、太径鉄筋の使用や基部定着コンクリートとフーチングとの隙間への低強度のモルタルの充填等の措置が必要なことを示している。その後は、粉砕された既設柱のかぶりコンクリートの剥落が進行するものの耐力を保持し、 $9\delta y$  で既設部の軸方向鉄筋の破断による衝撃音とともに耐力が大きく低下したことで荷重を終了した。

荷重中において、基部定着コンクリート下端の圧壊は生じておらず、基部定着コンクリートとフーチングの間に設けた隙間の有効性を確認した。また、シートの剥離や破断、鉛直アンカー筋および水平アンカー筋の引抜け、ロープの破断は想定通り生じなかった。

#### 4.2 荷重荷重-荷重点変位関係の包絡線と最大荷重

図-7は荷重ステップ毎の変位ピーク時の荷重荷重-荷重点変位関係の包絡線であり、Case1, 4についてはファイバーモデル解析の結果を実験において最大荷重を示した $3\delta y$ ,  $2\delta y$ までそれぞれ示した。

Case4では、無補強のCase1と比較して耐力、変形性能ともに向上していることがわかる。シートをフーチングに定着したCase3では耐力は向上するものの、2から $3\delta y$ にかけてシートが柱部から剥離して曲げ補強材としての機能を失ったことにより荷重が急激に低下した<sup>2)</sup>。これに対してフーチングに鉛直アンカー筋を定着したCase4ではシートの剥離は生じず、フーチングにシートではなく鉛直アンカー筋を定着することの有効性が確

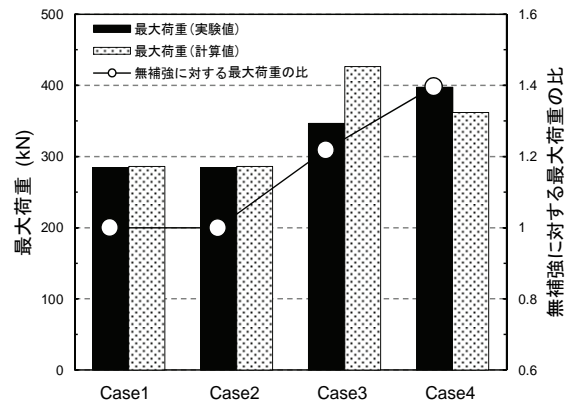


図-8 最大荷重の比較

認された。Case4は $4\delta y$  および $5\delta y$ において鉛直アンカー筋が破断して耐力が低下したものの、それ以降の荷重ステップにおいても無補強のCase1より大きな耐力を示している。これは、ウェブの鉛直アンカー筋4本が破断せずに機能していたことによるものと考えられる。ファイバーモデルによる解析の結果は、実験における荷重-変位関係の包絡線を概ね再現できていると考えられる。

次に変形性能について検討する。Case2 および Case3は柱に巻付けられたロープの拘束効果により、無補強のCase1で耐力が急激に低下した約75mmの荷重点変位を越えても一定の耐力を保持し、100mm程度で緩やかに耐力が低下し始めた。これに対してCase4では、Case2やCase3のような緩やかな耐力低下は認められず75mmから150mm程度の変位まではほぼ一定の耐力を保持した。これは、Case4では基部定着コンクリートに設置したせん断補強鉄筋の横拘束効果が付加されたことによるものと考えられる。

図-8に最大荷重の実験値、計算値および無補強のCase1に対する最大荷重の実験値の比を示す。ここで、最大荷重の実験値は正負の平均とした。計算値は柱基部断面について、柱の引張側の曲げ補強材のみを考慮し、表-1に示す材料試験結果を用いて各種安全係数を1.0

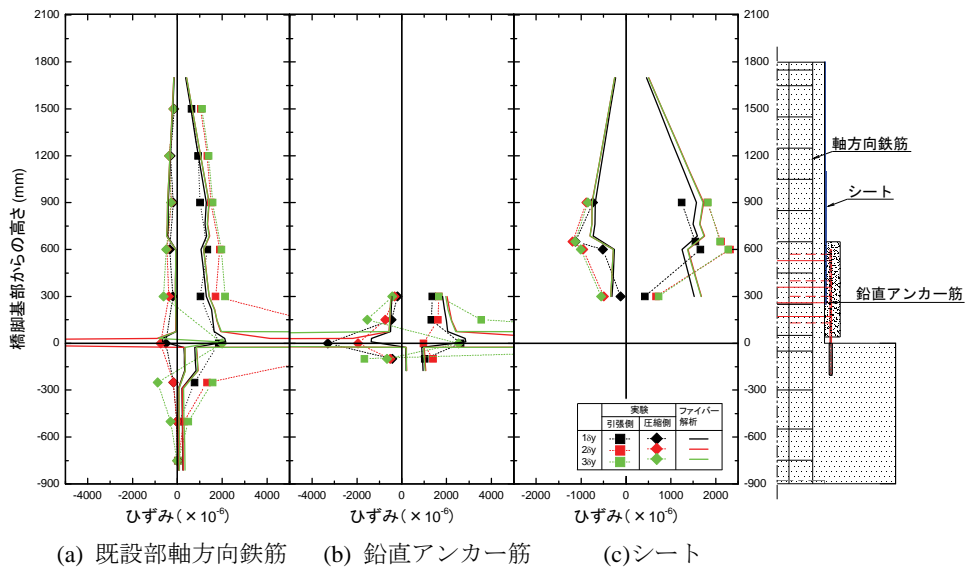


図-9 ひずみの高さ方向の分布

としコンクリート標準示方書<sup>3)</sup>に基づいて算出した曲げ終局耐力とした。なお、Case3 については基部周辺でのシートと柱をアンボンドとした影響は無視して平面保持を仮定している。

曲げ補強を施した Case3, Case4 では無補強に対して最大耐力がそれぞれ約 22%, 40%増加した。ただし Case3 ではシートの剥離によりシートの破断強度より小さな応力までしか機能できなかったため、実験値が計算値を大きく下回っている。Case4 では実験値は計算値を上回っており、適切な曲げ補強効果を発揮したと考えられる。実験と計算の差異については、実験においてはフーチングと基部定着コンクリートの間の隙間における鉛直アンカー筋のひずみが平均化されることや、後述のような既設柱と基部定着コンクリートの間のずれにより、計算よりも最大耐力時の曲率が大きくなることで最大耐力に対する既設部の寄与の程度が大きくなったことが理由の一つとして考えられるが、最大耐力については今後のさらなる検討が必要である。

#### 4.3 ひずみの高さ方向の分布

図-9 に実験およびファイバーモデルを用いた解析による Case4 の既設柱の軸方向鉄筋、鉛直アンカー筋およびシートのひずみの高さ方向の分布を、鉛直アンカー筋が破断する以前の 3 $\delta$ y までについて示す。ここで、鉄筋については圧縮および引張側の最外縁に位置する鉄筋のひずみを示しており、実験値は正側載荷時の各載荷ステップ 1 サイクルの変位ピーク時の値としている。まず、既設部の軸方向鉄筋については、2 $\delta$ y 以降で橋脚基部において大きなひずみが生じている。断面急変部である基部定着コンクリートの天端位置では、特段、大きなひずみは生じておらず、設計で想定したとおり橋脚基部が破壊断面となっていることがわかる。この傾向は解析結果

においても同様である。

鉛直アンカー筋についても橋脚基部においてひずみが最大となる傾向にある。ただし、実験の引張側について基部では 1 $\delta$ y よりも 2 $\delta$ y のひずみが小さく、150mm, 300mm の位置においては、解析と比べて実験のひずみが小さい。これは、解析では既設柱と基部定着コンクリートを一体として仮定しているのに対し、実際には既設柱と基部定着コンクリートの間にわずかにずれが生じており、これにより変形が吸収されたことが原因の一つとして考えられる。

シートについては、実験の引張側では断面急変部である基部定着コンクリートの天端(高さ 650mm)ではなく、600mm の位置で最大を示した。これは、既設柱と基部定着コンクリートの一体化程度の高さ方向での局所的な差異、すなわち、一体化の程度は水平アンカー筋の位置で最も大きく、水平アンカー筋から離れるにしたがって小さくなるものが影響しているものと考えられる。これを踏まえると、基部定着コンクリートによる断面急変部での耐力の照査断面は、最も上側の水平アンカー筋の位置とするのが妥当と考えられる。実験と解析を比較すると、高さ 900mm の位置ではよく一致している。一方で、基部定着コンクリートを設置した範囲では異なる値を示している。これは上述の水平アンカー筋の位置による影響と、シート下端での定着の問題によるものと考えられる。以上の結果によると、ファイバー解析により実験における高さ方向のひずみ分布を一定の精度で再現できていると考えられる。

#### 4.4 既設柱と基部定着コンクリートの剥離およびずれ量

Case4 の補強方法においては、鉛直アンカー筋と既設柱との間の力の伝達を確実にを行うために、載荷中において基部定着コンクリートと既設柱の一体性が確保され



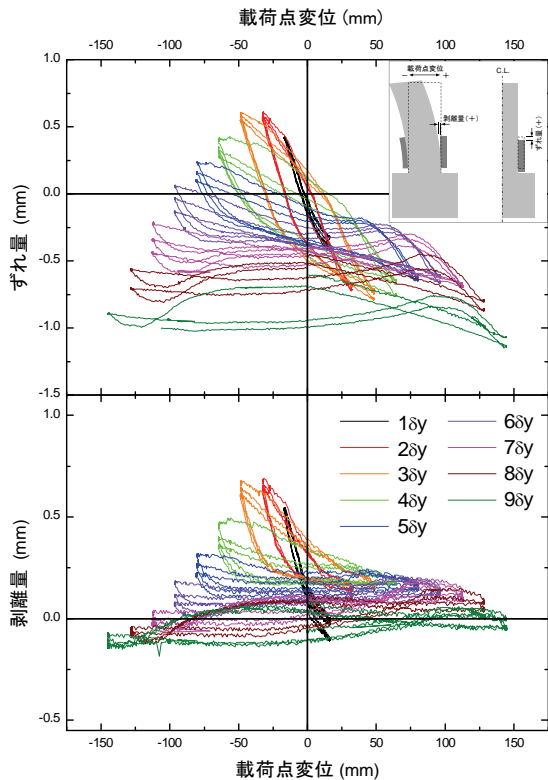


図-10 既設柱と基部定着コンクリートの剥離量およびずれ量

ることが非常に重要である。図-10にCase4における既設柱と基部定着コンクリートの剥離量、ずれ量と載荷点変位の関係を示す。なお、剥離量が最も大きくなると考えられる基部定着コンクリートの天端において、負側荷重過程で引張側面となる側の値を示している。また、剥離量は既設柱から基部定着コンクリートが離れる方向を正、ずれ量は基部定着コンクリートが相対的に下方にずれる方向を正とした。図-10の載荷点変位との関係によると、1 $\delta y$ までは剥離量、ずれ量ともにほぼ線形的に挙動し、2 $\delta y$ 以降はループの面積が大きくなる。載荷荷重が最大となった2 $\delta y$ において剥離量およびずれ量ともに、それぞれ最大値である約0.7mm、0.6mmとなり、3 $\delta y$ のピークにおいても同程度の値が保持されている。ここで、剥離量はループが正側、すなわち既設柱と基部定着コンクリートが離れる方向へ徐々にシフトするのに対し、ずれ量は原点を中心としたループを描いている。剥離量とずれ量との関係によると、鉛直アンカー筋が破断する4 $\delta y$ までは2および3 $\delta y$ ではほぼ同様の経路を経ていく。鉛直アンカー筋が破断した4 $\delta y$ 以降は剥離量、ずれ量ともに減少していることがわかる。以上より、4 $\delta y$ で鉛直アンカー筋が破断したものの荷重中において剥離およびずれの急激な増大は認められないことから、最大耐力相当の荷重に対しては既設柱と基部定着コンクリートの一体性は確保されており、水平アンカー筋の筋量およ

び定着長は十分なものであったと考えられる。

## 5. まとめ

既設RC橋脚の耐震補強工法として、ロープの巻付けによるじん性補強とアンカー筋とCFRP素線シートを用いた曲げ補強の併用手法について検討した。本論文では主に曲げ補強に着目し、正負交番荷重試験により補強効果を検証するとともにファイバーモデルによるシミュレーション解析を実施した。本研究の範囲から得られた結論を以下に示す。

- (1) シートをフーチングに定着すると小さな載荷変位でシートの剥離により急激に耐力低下するのに対し、アンカー筋を用いた場合にはシートが剥離することなく、一定のじん性を確保しつつ無補強に対して40%程度の耐力向上を発揮した。
- (2) フーチングと基部定着コンクリートの間に隙間を設けることにより、基部定着コンクリート下端の圧壊を避けることが可能であった。ただし、座屈を伴う圧縮と引張の繰返しにより鉛直アンカー筋が破断したことから、鉛直アンカー筋に一定の座屈抵抗性を確保するために、太径鉄筋の使用や基部定着コンクリートとフーチングとの隙間への低強度のモルタルの充填等の措置が必要である。
- (3) 既設柱と鉛直アンカー筋の間の力の伝達を担う基部定着コンクリートと既設柱において、一体性を損なうような剥離やずれは生じておらず、水平アンカー筋が有効に機能したと考えられる。
- (4) ファイバーモデルを用いた解析によりアンカー筋とシートを用いた曲げ補強構造の挙動を一定の精度で再現できることを確認した。

## 参考文献

- 1) 塩畑英俊, 三田村浩, 渡辺忠朋, 下村匠, 丸山久一: アラミドロープを用いた既設鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.440-453, 2010.3
- 2) 澤松俊寿, 三田村浩, 秀熊佑哉, 塩畑英俊: 連続繊維による基部曲げ補強を施したRC橋脚の交番荷重実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.997-1002, 2011.6
- 3) 土木学会: 2007年制定 コンクリート標準示方書【設計編】, pp.128-130, 2008.3
- 4) 海洋架橋・橋梁調査会: 既設橋梁の耐震補強工法事例集, 2005.4
- 5) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, 2002