

埋込定着補強鉄筋と繊維シートにより補強した RC橋脚の正負交番载荷試験

寺澤 貴裕¹・秋本 光雄²・西 弘明¹

¹正会員 国立研究開発法人土木研究所 寒地土木研究所（〒062-8602 札幌市豊平区平岸1条3丁目1-34）

²非会員 国立研究開発法人土木研究所 寒地土木研究所（〒062-8602 札幌市豊平区平岸1条3丁目1-34）

1. はじめに

RC橋脚を耐震補強する場合、河川阻害率や桁下等の空間確保、基礎への負担増軽減等の設計条件から、断面寸法をできるだけ変えない補強技術が求められる場合もある。しかしながら、このような既往耐震補強技術¹⁾は、耐震性能の効果は期待できるものの、工事費が従来工法と比較し割高²⁾となる場合がある。また、耐力向上は期待できるものの、補強による橋脚剛性に起因し変形性能の向上が期待できない場合もある。

以上より、本研究ではRC橋脚の断面寸法を変えずに、橋脚の耐力および変形性能の両方を向上させ、かつ経済的な耐震補強技術の開発を目的に、橋脚柱部のコンクリートかぶり部に軸方向鉄筋を埋込定着し、これを覆うようにアラミド繊維シートにより巻立て補強した橋脚供試体の正負交番载荷試験を実施した。

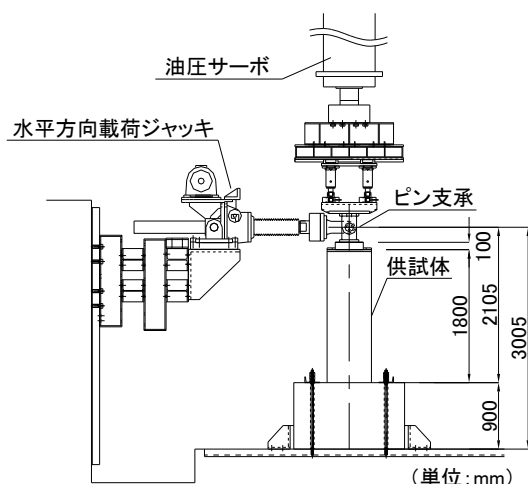


図-1 载荷装置および供試体の設置状況

2. 実験概要

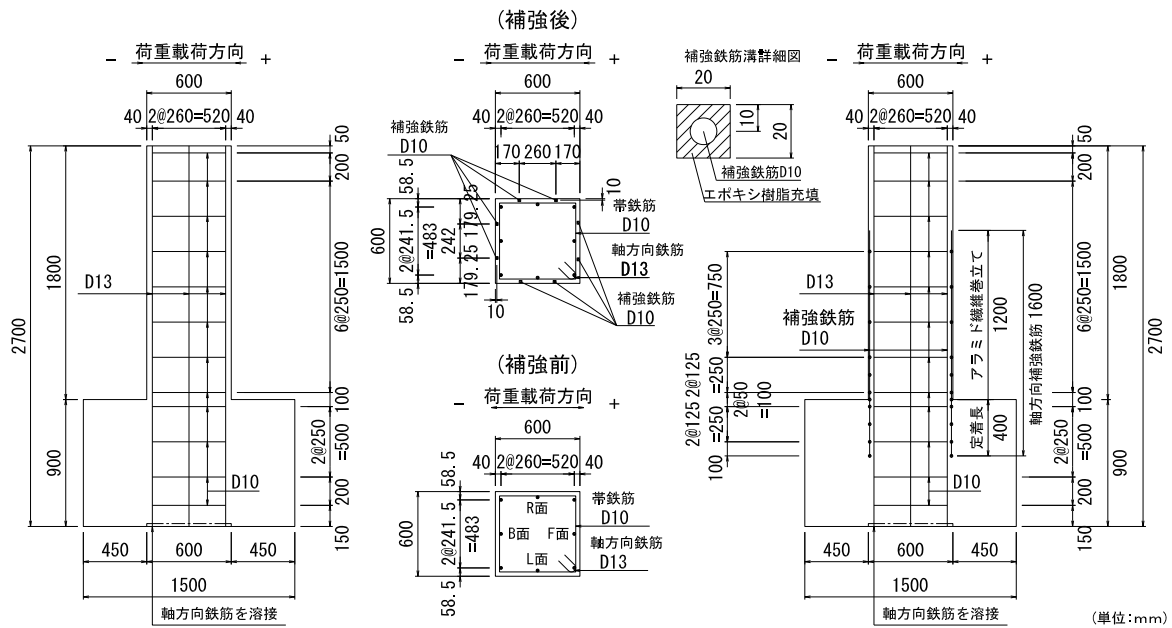
(1) 実験方法

载荷装置および供試体の設置状況を図-1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。上部工反力を想定した鉛直荷重180kN（応力換算で 0.5N/mm^2 ）を柱部天端にピン支承を介して载荷し、交番载荷中において一定に保持した。水平方向の交番荷重は基部から高さ2,105mmの位置のピン支承の中心部に水平方向のジャッキを用いて変位制御により载荷した。せん断スパン比は3.8である。設計計算上の曲げ降伏耐力の50%の水平荷重を1サイクル载荷してコンクリートにひび割れを導入した後、水平力载荷点位置での基準水平変位 δ_y の整数倍ごととし、各ステップにおいて3サイクルの繰り返し载荷を実施した。

(2) 供試体および実験ケース

実験に用いた供試体は、異形鉄筋が用いられた橋脚で、かつ現行の設計基準に基づいたRC橋脚と比較して軸方向鉄筋比が低い配筋を想定し、軸方向鉄筋が0.3%程度、曲げせん断耐力比が2程度とした実物大スケールのRC橋脚について、震度法に基づく試設計を行い、その結果に基づき、実験装置の能力を考慮して1/4のスケールに縮小したRC橋脚縮小供試体である。供試体配筋図を図-2に示す。補強方針としては実物大スケールRC橋脚において、耐力は補強後に補強前の約1.5倍となるように設定した。その上で耐震性能を満足するようにじん性を確保させるため、アラミド繊維シートを巻立てた。

表-1に実験ケース一覧を示す。ケースNは無補強、ケースAF1およびAF2は埋込定着補強鉄筋とア



(a) 補強前 (ケース N)

(b) 補強後 (ケース AF1 および AF2)

図-2 供試体配筋図

表-1 実験ケース一覧

記 号	既設鉄筋		補強 鉄筋	鉄筋比			アラミド繊維 シート			設計計算上の耐力		
	軸方向 鉄筋	帯鉄筋	軸方向 鉄筋	p_t (%)	p_w (%)	ρ_s (%)	弾性係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	設計厚 (mm)	P_u (kN)	P_s (kN)	P_s / P_u
N	8-D13 SD295	D10ctc250 SD295	—	0.28	0.095	0.22	—	—	—	75.8	159.7	2.11
AF1	8-D13 SD345	D10ctc250 SD345	8-D10 SD345	0.44	0.095	0.22	118	2,060 以上	0.193	108.1	405.3	3.75
AF2							78	2,400 以上	0.252	108.1	519.7	4.81

p_t : 軸方向鉄筋比, p_w : 帯鉄筋比, ρ_s : 横拘束筋の体積比 P_u : 道路橋示方書³⁾に基づく曲げ終局耐力,
 P_s : 道路橋示方書³⁾に基づくレベル II タイプ I 地震動に対するせん断耐力

ラミド繊維シート巻立てにより補強したケースである。柱部軸方向鉄筋・帯鉄筋を異形鉄筋とし、柱部の断面寸法を 600×600mm、柱高さを 1,800 mm とした RC 橋脚供試体である。ケース AF1 およびケース AF2 は、供試体製作時に柱部コンクリートのかぶり部には型枠を用いて溝(□20mm×20mm)を基部から長さ 1,200mm で、また、フーチング部には塩ビ管 (外径 φ26mm) を用いて深さ 400mm で箱抜きし、この箱抜き箇所には補強異形鉄筋 D10 をエポキシ樹脂を用いて定着させ、埋込定着した補強鉄筋を覆うようにアラミド繊維シートを柱基部から 1,200mm の高さまで柱の周方向に 1 層巻き付けてることにより補強している。アラミド繊維シートは、コンクリートの圧壊および鉄筋座屈に対する拘束効果の差異を確認するため、弾性係数の異なる 2 種類のシートを使用した。

(3) 計測方法

本実験では水平荷重載荷点位置における水平変位および水平荷重をそれぞれ変位計およびロードセルにより計測した。なお、基準変位 δ_0 はケース N で 3.0mm、ケース AF1 で 2.7mm、ケース AF2 で 3.2mm である。

3. 実験結果および考察

(1) 載荷荷重と載荷点変位との関係

図-3に各供試体の水平荷重載荷点位置の荷重－変位関係を示す。なお、図中には鉄筋およびコンクリートの材料試験結果を用い、道路橋示方書³⁾に基づいて算出した荷重－変位関係の骨格曲線を計算結果として示しており、そのプロットは原点に近い方

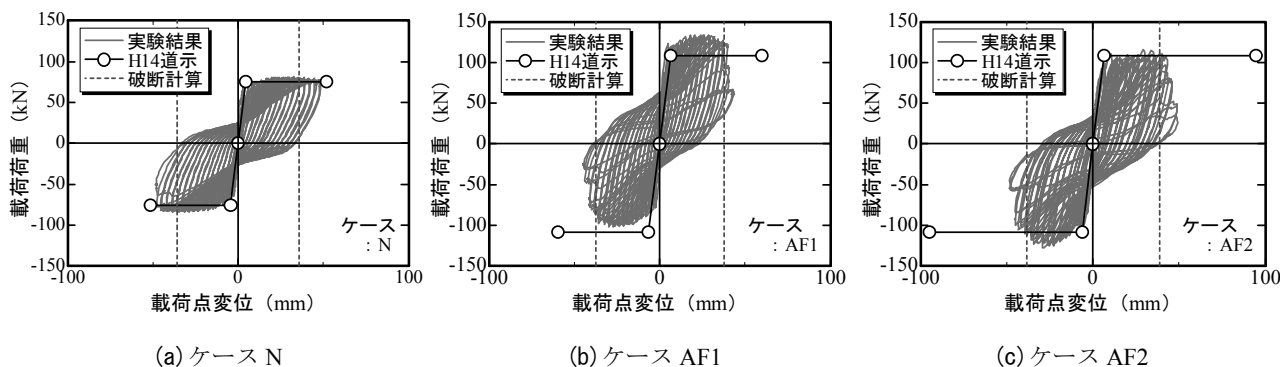


図-3 水平荷重載荷点位置の荷重－変位関係

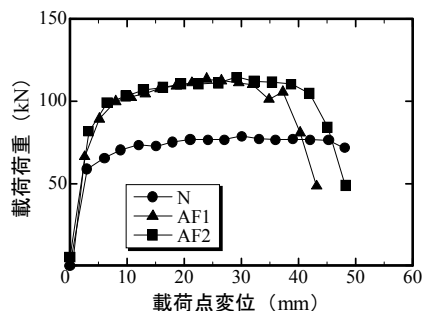


図-4 水平荷重載荷点位置の荷重－変位関係
(包絡線)

ら降伏変位 δ_y 、終局変位 δ_u である。また、後述する低サイクル疲労評価計算による鉄筋破断時の変位を破線にて示している。

ケースNにおいては、 $11\delta_y$ の1サイクル目正側載荷時に耐力が低下し始めた。最終的には $16\delta_y$ で軸方向鉄筋が破断し、耐力は急激に低下した。

ケースAF1においては、 $10\delta_y$ の1サイクル目正側載荷時に耐力が低下し始めた。損傷過程で確認できていないが、実験時の状況および耐力低下の推移より、 $14\delta_y$ から $16\delta_y$ において軸方向鉄筋が破断し、耐力が急激に低下したと推察される。

ケースAF2においては、 $10\delta_y$ の1サイクル目負側載荷時に耐力が低下し始めた。またケースAF1と同様に損傷過程を目視確認できていないが、 $13\delta_y$ から $14\delta_y$ において軸方向鉄筋が破断し、耐力が急激に低下したと推察される。道示による計算結果と比較すると、ケースNについては計算結果と実験結果はよく一致しているが、ケースAF1 およびケースAF2 においては、計算上の終局変位まで至っていない。

図-4はドリフト補正（ケースAF1：-15kN、ケースAF2：+5kN）を行った正側の包絡線である。最大耐力についてはケースAF1とケースAF2とではほぼ同程度であるが、終局時の載荷点変位については若干ではあるがケースAF2の方が大きかった。これより、アラミド繊維シートをRC部材のじん性補強に用いる場合は、弾性係数が小さく、引張強度が高い

タイプのアラミド繊維シートを用いた方が、破断時の伸びや破断荷重が大きくなり、かぶりコンクリートのはらみ出しに追随しながら圧壊による剥落を防止し、コンクリートの終局ひずみをより大きくすることができると考えられる。

(2) 損傷状況

図-5に載荷終了後の供試体柱部側面の損傷状況を示す。なお、ケースAF1およびケースAF2については、アラミド繊維シート撤去後の状況である。また、図中の各L、F、R、B面は図-2の定義のとおりであり、F面とB面が載荷方向に直交する面である。また、図中のハッチングはコンクリートが圧壊により隔離や剥落した部分を示している。

ケースNにおいては、柱部コンクリートの基部からの高さ約800mmまでの範囲において260mm程度の間隔で水平方向のひび割れが発生した。かぶりコンクリートの圧壊が発生した範囲は、載荷方向に直交するF面およびB面において、柱基部から最大高さ200mm程度、平均高さ約55mm（F面）、約85mm（B面）であった。また、L面、R面の圧壊範囲は隅角部のみであった。

ケースAF1においては、前述のケースNの場合とは異なり、柱部コンクリートの基部から高さ約300mmの位置のみにひび割れが発生した。かぶりコンクリートの圧壊が発生した範囲は、柱基部から最大高さ190mm程度、平均高さ約110～115mm（F面およびB面）、75～80mm（L面およびR面）であった。

ケースAF2においては、柱部コンクリートの基部からの高さ約600mmまでの範囲において280mm程度の間隔で水平方向のひび割れが発生した。かぶりコンクリートの圧壊が発生した範囲は、柱基部から最大高さ160mm程度、平均高さ約110mm（F面およびB面）であった。

かぶりコンクリートを撤去して確認した補強鉄筋の破断状況を写真-1に示す。ケースAF1およびケー

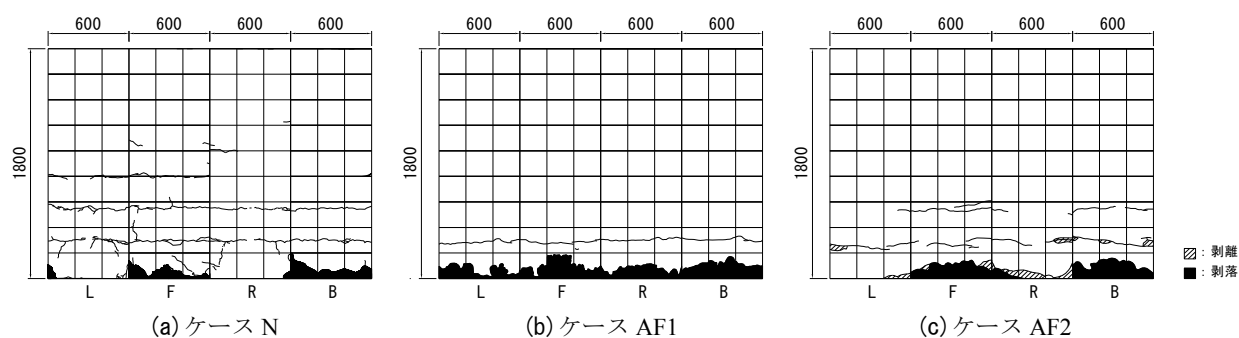


図-5 載荷終了後の供試体柱部側面の損傷状況

スAF2ともに補強鉄筋は柱基部から100mm程度の範囲で座屈しており、その頂点部である40mm程度の高さで破断していた。破断部の鉄筋形状および柱部損傷状況から、柱基部に曲げ変形が集中したことで低サイクル座屈疲労により鉄筋が破断したと推察される。

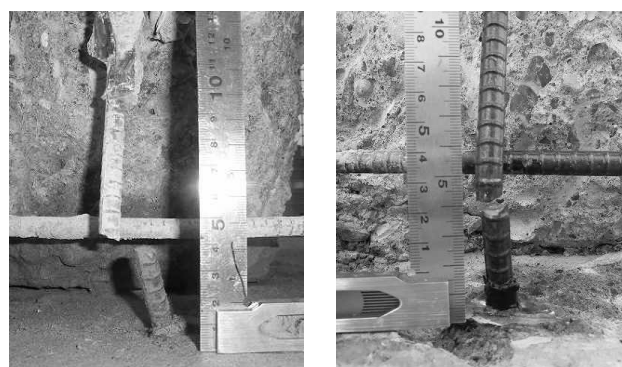
(3) 低サイクル座屈疲労による鉄筋破断変位の評価

本補強方法における鉄筋破断による耐力の急激な低下を回避するためには、終局状態を鉄筋の低サイクル座屈疲労による破断から柱コンクリートの圧壊へ誘導することが必要であり、そのためにはアラミド繊維シートで拘束したコンクリートの終局とバランスのとれる補強鉄筋量の配置が必要と考えられる。そこで、瀧口らの研究⁴⁾で示されている鉄筋座屈長、鉄筋径、変位などをパラメータとした鉄筋破断までの繰り返し載荷回数の算出式およびマイナー則による累積損傷度を用いて、鉄筋破断時変位の計算結果と実験結果の比較を行った。なお、鉄筋座屈長は実験結果から $L=100\text{mm}$ と設定した。

計算により算出した鉄筋破断時の変位を図-3に破線で示す。図(b) ケースAF1および図(c) ケースAF2においては、計算による鉄筋破断時の変位と実験における耐力の低下域がよく一致しているといえる。このことから、アラミド繊維シートで拘束された鉄筋の座屈長を精度よく評価することで、適切な補強鉄筋量の設定が行えるのではないかと考えられる。

4. まとめ

本研究では RC 橋脚の断面寸法を変えずに、橋脚の耐力および変形性能の両方を向上させ、かつ経済的な耐震補強技術の開発を目的に、橋脚柱部のコンクリートかぶり部に軸方向鉄筋を埋込定着し、これを覆うようにアラミド繊維シートにより巻立て補強した橋脚供試体の正負交番載荷試験を実施した。



(a) ケース AF1 (b) ケース AF2

写真-1 補強鉄筋の破断状況

その結果、本実験供試体の仕様では耐力の向上は図ることができたが、補強鉄筋の座屈破断により急激な耐力低下が見られた。これを回避するためには、終局状態を鉄筋の低サイクル座屈疲労による破断からコンクリートの圧壊へ誘導することが必要であると考えられ、そのためにはアラミド繊維シートで拘束された埋込鉄筋の座屈長を精度良く評価し、低サイクル座屈疲労による鉄筋破断変位評価に基づいた補強鉄筋量の設定が必要であると考えられる。

参考文献

- 1) たとえば、中村智，日野伸一，山口浩平，佐藤貢一：PCM 吹付け工法による既設 RC 橋脚の耐震補強に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp.1219-1224，2007.7
- 2) 国土交通省：新技術情報提供システム（NETIS），SRS 工法（登録 No.QS-070007-VE），2018 年 3 月 28 日閲覧
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2002
- 4) 瀧口将志，池永貴史，大塚久哲：RC柱部材の交番載荷試験における軸方向鉄筋破断評価，土木学会第63回年次学術講演集，部門V，pp.939-940，2008.9