

# アーチ型鋼材を用いたラーメン高架橋梁の補強工法の開発

田所 敏弥\* 谷村 幸裕\* 轟 俊太朗\*  
前田 友章\*\* 前田 欣昌\*\*\*

## Development of the Reinforcement Method for the Beams of Existing RC Rigid-Frame Viaducts Using Arch Shaped Steel Plates

Toshiya TADOKORO Yukihiro TANIMURA Shuntaro TODOROKI  
Tomoaki MAEDA Yoshimasa MAEDA

Many existing RC rigid-frame viaducts in urban areas were constructed a long time ago, and extensive repair work may be necessary not only for columns, but also for beams due to insufficient of durability and seismic capacity. Therefore, we developed the reinforcement method for reinforcing the beams using arch shaped steel plates. Such reinforcement improves structures where flexural capacity and shear capacity are insufficient. In relation to this, we investigated the effects of reinforcement using bending reinforcing bars, shear reinforcing bars and arch shaped steel plates in loading test, and proposed a design method.

キーワード：ラーメン高架橋、梁補強、鋼板、継手、耐力、変形性能

### 1. はじめに

鉄筋コンクリート（以下、RC）構造が本格的に鉄道施設に用いられるようになった大正から昭和初期にかけ、都市部において多くのラーメン高架橋が建設された。これらの高架橋においては、建設から多くの歳月が経過しているため、耐久性や耐震性の観点から、大規模な改修が必要となる場合がある。

ラーメン高架橋を構成する柱の補強については、平成7年の兵庫県南部地震において、高架橋柱が甚大な被害を受けたことから、精力的に研究開発が行われ、効果的な補強工法が数多く開発された。一方、梁については、スラブと一体となったT形断面であることから、補強材を巻き立てることができないため、施工性に優れた効果的な補強工法がないのが現状である。そこで、本研究では、施工性に優れた高架橋梁の補強工法を開発した<sup>1), 2)</sup>。

### 2. ラーメン高架橋梁の補強工法の概要

本研究にて開発した補強工法（以下、本工法）の概要を図1に示す。本工法は、アーチ型鋼材の上側に曲げ補

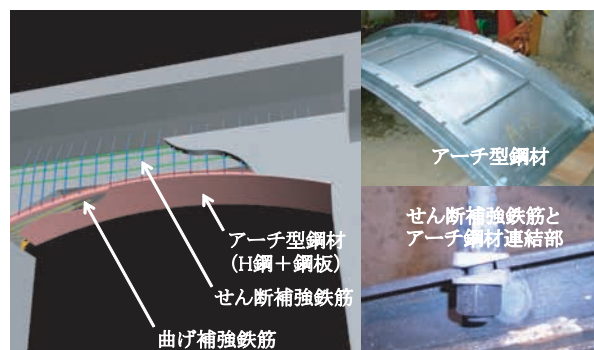


図1 アーチ型鋼を用いたラーメン高架橋梁の補強工法の概要

強鉄筋を配置し、アーチ型鋼材とせん断補強鉄筋をボルト接合した状態で、充填コンクリートを打設し、梁を再構築する補強工法である。

従来の増厚工法では、既設梁の側面および下面を増厚する際に、底型枠および支保工が必要となり、また、あと施工の補強鉄筋の端部は、フレア溶接による接合が必要となる。一方、本工法では、アーチ型鋼材を構成する形鋼に設けた孔にせん断補強鉄筋を通し、ボルトで連結することによって、アーチ型鋼材が底型枠、せん断補強鉄筋が吊支保工となり、吊型枠、および支保工が不要となる。また、曲げ補強鉄筋は、ずれ止めを設けたアーチ型鋼板に重ね継手として接合するため、フレア溶接が省略できることから、大幅な工期短縮が可能となる。

\* 構造物技術研究部（コンクリート構造）  
\*\* 前 構造物技術研究部（現 西日本旅客鉄道㈱）  
\*\*\* 東急建設㈱ 土木技術部 土木構造・材料グループ



表3 試験体一覧

試験体 番号	B (mm)	h (mm)	a (mm)	a/h	軸方向鉄筋 (%)		せん断補強鉄筋 (%)	
					スラブ側	梁下側(補強鉄筋)	既設部	補強部
No.1	300	600	1350	2.20	0.39	0.16 (なし)	0.11	なし
No.2	450	675	1350	2.00	0.23	0.26 (4 @ D13)	0.11	0.28
No.3	450	675	1350	2.00	0.23	0.26 (4 @ D13)	0.11	0.28
No.4	450	675	1350	2.00	0.23	0.26 (4 @ D13)	0.11	0.10
No.5	450	675	2025	3.00	0.23	0.26 (4 @ D13)	0.11	0.12
No.6	450	675	1350	2.00	0.23	0.47 (5 @ D19 <sup>1)</sup> )	0.11	0.09
No.7	450	675	1350	2.00	0.23	0.38 (4 @ D19 <sup>2)</sup> )	0.11	0.14

B:梁幅, h:梁高さ, a:せん断スパン, a/h:せん断スパン比, 1) D345, 2) USD685

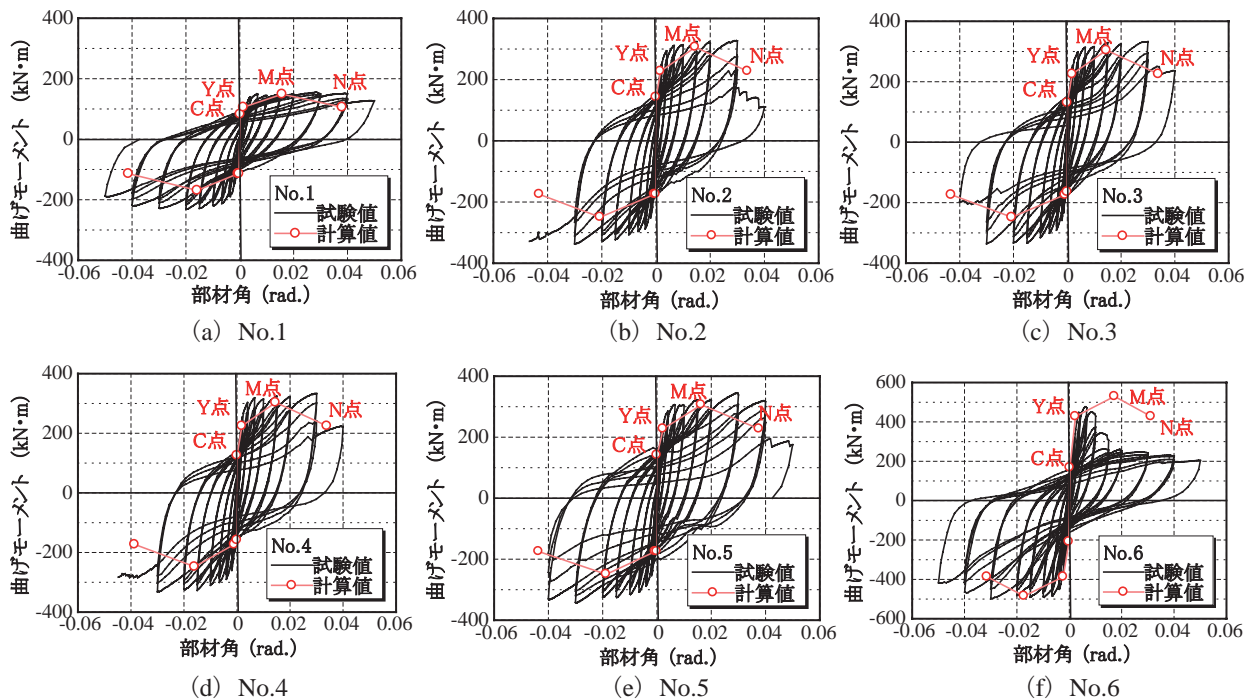


図5 曲げモーメント-部材角関係および骨格曲線

填コンクリートとの一体化を確保するため、ずれ止め鋼材を配置した。なお、実施工を想定し、試験体は、既設の高架橋梁を模擬した部分を製作後、コンクリート表面の目荒しを行い、補強部を製作した。試験体一覧を表3に示す。試験体は、あと施工のせん断補強鉄筋量、せん断スパン比、せん断補強鉄筋の閉合形状、さらに、曲げ補強鉄筋とアーチ型鋼材の継手長や曲げ補強鉄筋量をパラメータとした。

No.1は、補強前の既設梁を想定した試験体、No.2～No.7については、既設梁を本工法にて補強した試験体である。No.2, No.3は標準的な補強量とし、No.2は、あと施工のせん断補強鉄筋の施工性を改善する目的で、せん断補強鉄筋の形状を変更した試験体である。No.4, No.5は、No.3を基準とし、せん断補強鉄筋比を0.28%から0.10%に減じた試験体 (No.4)、せん断スパン比を2.0から3.0に変更した試験体 (No.5) である。

さらに、本工法では、曲げ補強鉄筋とずれ止めを配置

したアーチ型鋼材を重ね継手として接合するため、連結部の諸元をパラメータとした試験を行った。No.6, No.7は、連結部の曲げ補強鉄筋の諸元をパラメータとした。No.6は、No.2～No.5の試験体に対して、曲げ補強鉄筋量を増加させるとともに横拘束鉄筋量を減じた。また、No.7については、曲げ補強鉄筋量を増加させるとともに高強度鉄筋を用い、かつ横拘束鉄筋量を減じた。このため、連結部に対しては、より負荷が大きくなる諸元の試験体と考えられる。なお、No.1～No.6については、曲げ破壊型になるように設計しており、土木学会コンクリート標準示方書(設計編)<sup>3)</sup>にしたがって算定した梁下側引張時のせん断耐力と曲げ耐力時のせん断力の比は、1.2～2.0である。一方、No.7については、せん断破壊型となり、せん断耐力と曲げ耐力時のせん断力の比は、0.8である。なお、曲げ耐力の算定においては、曲げ補強鉄筋、側方鉄筋、既設梁軸方向鉄筋等の軸方向鉄筋を考慮し、材料強度の特性値は、材料試験値を用いた。

特集：構造物技術

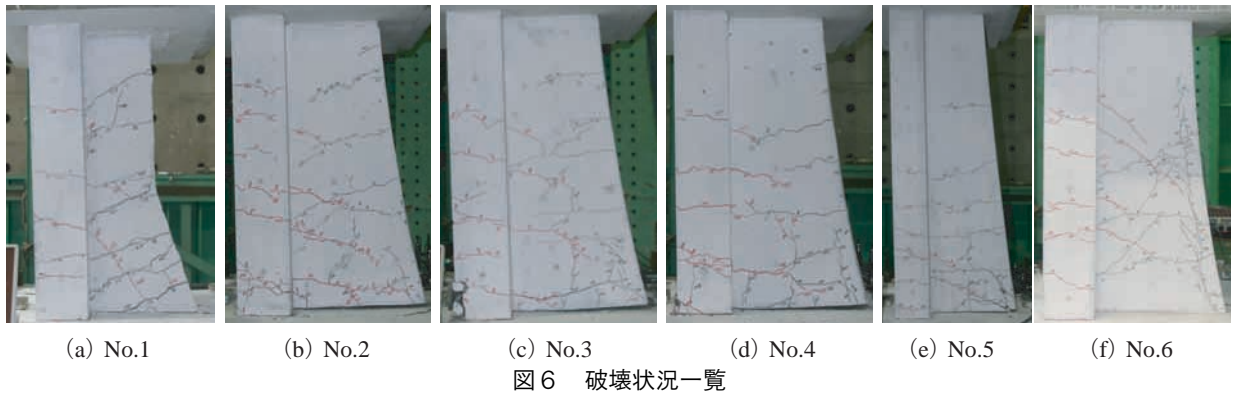


図6 破壊状況一覧

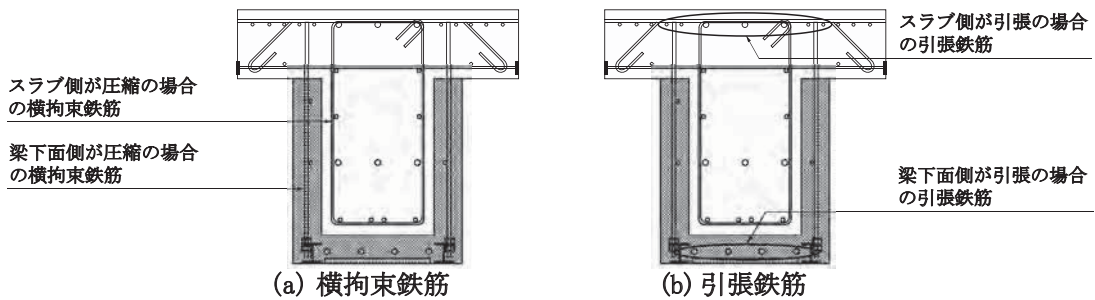


図7 横拘束鉄筋および引張鉄筋の扱い

3.3 荷重方法

本研究では、高架橋梁の耐震性能について検討するため、梁下側が引張となる側を正方向とした正負交番荷重を行った。荷重は部材角 $R$ により制御し、 $R = 1/1000, 1/500, 1/250, 1/150, 1/100, 1.5/100, 2/100, 3/100, 4/100$ において各3回の繰返し漸増荷重とした。ただし、せん断破壊型のNo.7については、梁下側が引張となる一方向荷重とした。

4. 曲げ耐力および変形性能に関する検討

4.1 曲げモーメント-部材角関係および破壊状況

No.1～No.5の曲げモーメント-部材角関係および破壊状況を図5 (a)～(e) および図6 (a)～(e) に示す。

補強のないNo.1については、部材角 $R = 1/500 \sim 1/250$ の繰返しにおいて、梁下側およびスラブ側の軸方向鉄筋がともに降伏し、 $R = 4/100$ の繰返しにおいて、梁下側のハンチ筋が座屈し、破断に至った。ただし、梁下側は、ハンチを有するため、顕著な軸方向鉄筋の座屈は、みられなかった。一方、補強したNo.2～No.5については、増厚により部材剛性が増加するため、梁下側の軸方向鉄筋は、 $R = 1/500$ 、スラブ側軸方向鉄筋は、 $1/500 \sim 1/250$ の繰返しにおいて降伏に至った。さらに、梁下側の曲げ補強鉄筋に着目すると、 $R = 3/100$ の繰返しにおいて座屈したとみられ、アーチ型鋼板のはらみ出しが顕著になった。さらに、荷重を繰返すと、曲げ補強鉄筋が梁端部において破断し、荷重の低下に至った。補強したNo.2～No.5においては、アーチ型鋼材によって、梁下側が拘束されるため、曲げひび割れが梁端部に局所化する傾向

がみられた。ただし、既設梁と補強部のコンクリートの一体性の喪失、および曲げ補強鉄筋とアーチ型鋼材の連結部の損傷はみられなかった。

また、No.2およびNo.3は、形状の異なるせん断補強鉄筋を用いた試験体とした。施工性を改善するため水平方向の削孔を想定したL形のせん断強鉄筋を用いたNo.2においても、有意な差はみられず、アーチ型鋼板が曲げ補強鉄筋の座屈に抵抗していることが確認できた。これは、あと施工のせん断補強鉄筋よりも、アーチ型鋼材が曲げ補強鉄筋を拘束する影響が大きいためと考えられる。

4.2 補強梁の曲げ耐力および変形性能の評価

各試験体における試験結果と鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)<sup>4)</sup>(以下、コンクリート標準)により計算されるC点、Y点、M点、N点からなる骨格曲線を図5に示す。ここで、C点は、ひび割れ発生点、Y点は降伏点、M点は最大荷重を保持する最大変位点、N点は降伏荷重を下回らない最大変位点を意味する。

変形性能の算定において、コンクリート標準を適用する場合、横拘束鉄筋として、いずれの鉄筋を考慮するかが、課題となる。梁下側が圧縮となる場合においては、梁下側の曲げ補強鉄筋は、あと施工のせん断補強鉄筋とアーチ型鋼材により取り囲まれるため、これらが、軸方向鉄筋の座屈に抵抗すると考えられる。通常、アーチ型鋼材の鉄筋量があと施工のせん断補強鉄筋量より大きくなるため、図7に示すように、計算上は、安全側にせん断補強鉄筋のみを横拘束鉄筋とみなすこととした。一方、スラブ側が圧縮となる場合においては、スラブ側の

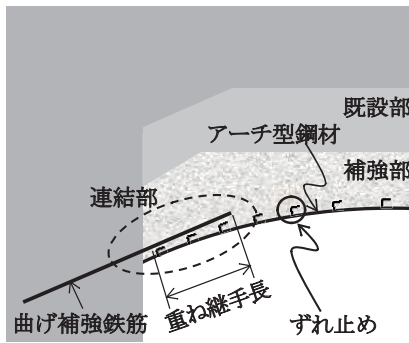


図8 曲げ補強鉄筋とアーチ型鋼材の連結部

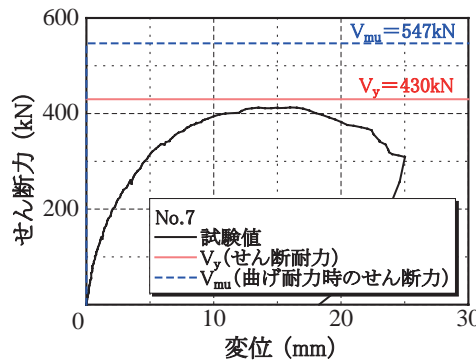


図9 せん断力-変位関係 (No.7)



図10 破壊状況 (No.7)

軸方向鉄筋は、既設梁のせん断補強鉄筋に取り囲まれるため、横拘束鉄筋として、既設梁のせん断補強鉄筋のみを考慮することとした。

また、曲げ耐力の算定における有効断面は、コンクリート標準にしたがい、図7に示すように、スラブが圧縮となる場合は、スラブを考慮したT形断面、また、梁下側が圧縮となる場合は、スラブを無視した長方形断面とした。コンクリートの圧縮強度、ならびに弾性係数は、計算簡略化のため、比較的、低強度の既設梁の特性値を用いることとした。なお、アーチ型鋼材は、柱に定着しないため、曲げ耐力の算定には用いないこととした。

この結果、スラブ側が圧縮となる場合、曲げ耐力の試験値と計算値を比較すると、概ね両者は一致するが、梁下側が圧縮となる場合においては、スラブ内の引張鉄筋無視しているため、曲げ耐力の試験値は、計算値を上回る結果となった。一方、変形性能に関しては、耐震設計において、一般に梁に要求される損傷レベル2の制限値であるM点変位において、繰返しによる荷重低下は、みられず、十分な補強効果が得られることがわかった。

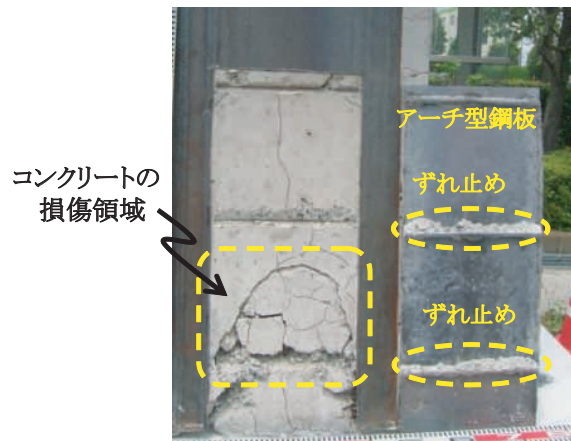


図11 コンクリート内部の損傷 (No.6)

## 5. 曲げ補強鉄筋とアーチ型鋼材の連結部の検討

### 5.1 曲げモーメント-部材角関係および破壊状況

本工法においては、図8に示すように既設柱に定着するあと施工の曲げ補強鉄筋とアーチ型鋼材の連結部が重ね継手となる。ここでは、連結部の諸元が、補強梁の性能におよぼす影響について検討した。

No.6の曲げモーメント-部材角関係および破壊状況を図5 (f) および図6 (f)、No.7のせん断力-変位関係および破壊状況を図9および図10に示す。No.6においては、曲げ補強鉄筋が降伏する前に補強鉄筋に沿ったひび割れが多数発生し、曲げ降伏直後に荷重低下に至った。さらに、連結部の破壊状況を確認するため、試験後、アーチ型鋼材を切断し、鋼板内部の増厚コンクリートの状況を調査した。鋼板内部のコンクリートの損傷状況を図11に示す。鋼板内部のコンクリートは、梁端部から120mm

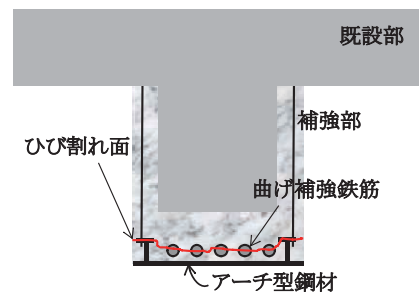


図12 想定されるひび割れ面

の最下段のずれ止めから荷重点側が損傷しており、図中の破線で示した範囲には、コンクリートの浮きがみられた。一方、最下段のずれ止めより下方には、浮きがみられず、損傷はみられなかった。また、側面から観察された軸方向鉄筋に沿ったひび割れは、試験体の上部まで進展しているのに対し、梁下面においては、曲げ補強鉄筋に沿ったひび割れは観察されなかった。このことから、梁下面のひび割れは、図12に示すように、鋼板面に平行なひび割れ面と推測される。このひび割れ面が要因となり、曲げ補強鉄筋量が多い、No.6においては、連結部の破壊によって、荷重低下に至ったと考えられる。

また、No.7は曲げ補強鉄筋に高強度鉄筋を用い、せん断破壊が曲げ破壊に先行するように設計した。なお、本工法による補強梁のせん断耐力については、アーチ型鋼

特集：構造物技術

材を引張鋼材として考慮することにより、安全側に RC 梁として算定できることが実験的検討により確認されている<sup>5)</sup>。継手に大きな負荷がかかる No.7 においても、No.6 と同様に曲げ補強鉄筋に沿ったひび割れが発生し、せん断補強鉄筋のひずみが降伏に達する前に荷重低下に至った。このため、No.7 においては、所定のせん断耐力に達する前に、No.6 と同様に継手の破壊によって、荷重低下に至ったと考えられる。

5.2 連結部の重ね継手長

補強梁の性能を確保するために必要な曲げ補強鉄筋とアーチ型鋼材の連結部の継手長に関して検討した。補強試験体のうち、No.2～No.5 は、連結部の曲げ補強鉄筋に沿った顕著なひび割れはみられず、所定の耐力、変形性能を確保していることを確認した。一方、曲げ補強鉄筋量を増加、あるいは、高強度鉄筋を用いた No.6 および No.7 においては、連結部の破壊により、所定の性能を確保することができなかった。このため、コンクリート標準の定着長算定式を準用した式 (1) を用いて、連結部に確保すべき継手長について検討した。

$$L_n = L_d + 10\phi \dots\dots\dots (1)$$

$L_n$  : 曲げ補強鉄筋の継手長

$L_d$  : 鉄筋の基本定着長

$\phi$  : 曲げ補強鉄筋の直径

$$L_d = \alpha_b \cdot \frac{f_{syd}}{4f_{bod}} \cdot \phi \geq 20\phi$$

$f_{syd}$  : 鉄筋の設計引張降伏強度

$f_{bod}$  : コンクリートの設計付着強度

$\alpha_b$  :  $(0.75 / K_c) + 0.2$

ただし、 $0.5 \leq \alpha_b \leq 1.0$

$K_c = \{(c_b / \phi) + 15A_t / (s \cdot \phi)\}$

$c_b$  : 定着する鉄筋のあきの 1/2

$A_t$  : 補強部のせん断補強鉄筋の断面積

$s$  : 補強部のせん断補強鉄筋の中心間隔

梁端部で重ね継手を用いる本工法においては、高応力の繰返し応力を受ける部材の鉄筋定着において、付着が有効にならない区間として考慮する  $10\phi$  を参考<sup>4)</sup> に、基本定着長に  $10\phi$  を考慮することとした。また、曲げ補強鉄筋とアーチ型鋼材との継手位置は、アーチ型鋼材によって拘束されることから、コンクリートがはく落しないこと、および補強部材の塑性化する範囲が RC 部材と比較して小さいため、本工法における連結部においては、重ね継手を適用してよいこととした。

式 (1) にしたがって算定した継手長  $L_n$  は、No.2～No.5 は、390mm であるのに対して、試験体の埋込み長は、550mm となり、いずれも十分な継手長を確保している。なお、埋込み長は、図 8 に示すようにずれ止めからの距離とした。一方、連結部で破壊した No.6 においては、式

(1) にしたがって算定した継手長  $L_n$  が 890mm であるのに対し、試験体の埋込み長は、625mm であった。同様に、連結部で破壊した No.7 においては、継手長  $L_n$  が 570mm であるのに対し、試験体の埋込み長は 550mm となり、両者ともに式 (1) よって算定される継手長を有していないことになる。このことから、基本定着長の算定方法を準用した式 (1) を適用することによって、連結部の破壊に対する安全性の評価ができると考えられる。

6. まとめ

アーチ型鋼材を用いたラーメン高架橋梁の補強工法の開発に関する本研究の範囲において、以下の知見を得ることができた。

- (1) アーチ型鋼材により補強された梁部材は、既設梁と充填コンクリートが一体となって、曲げ耐力の向上が図れることを確認した。また、補強後の曲げ耐力の算定においては、RC 梁と同様に平面保持を仮定することによって、算定できることがわかった。
- (2) あと施工のせん断補強鉄筋を横拘束鉄筋として考慮することによって、補強された梁の変形性能を評価できることがわかった。ただし、スラブが圧縮となる場合においては、軸方向鉄筋を閉合していないため、既設梁のせん断補強鉄筋を考慮する必要がある。
- (3) 補強された梁の性能を確保するためには、あと施工の曲げ補強鉄筋とアーチ型鋼材の連結部において、所定の継手長が必要であることがわかった。また、鉄筋定着の算定方法を準用することによって、本工法の連結部の安全性が評価できると考えられる。

本研究は、(財)鉄道総研と東急建設(株)との共同研究の成果の一部をまとめたものである。

文 献

- 1) 鉄道総合技術研究所：既存鉄道コンクリート高架橋梁の耐震補強設計・施工指針（アーチサポート工法編）2010
- 2) 前田欣昌，黒岩俊之，谷村幸裕，田所敏弥：アーチ型鋼材で補強した T 形 RC 梁の変形性能に及ぼすせん断補強鉄筋の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.2，pp.1087-1092，2010
- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書（設計編），2007
- 4) 国土交通省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），2004
- 5) 笠原亮太，前田欣昌，黒岩俊之，奥村幹也：せん断補強鉄筋を引張鋼材に接合した SRC 梁部材の耐荷性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.2，pp.1669-1674，2009