

U.D.C 625.41

アーチサポート工法を用いた梁部材の耐荷性状に関する実験的研究

笠倉 亮太* 前田 欣昌* 黒岩 俊之* 北沢 宏和* 奥村 幹也*

要約： アーチサポート工法は、鉄道高架橋等鉄筋コンクリート梁の曲げおよびせん断補強として梁の下面に鋼板と H 鋼から構成される引張鋼材(以下、アーチサポート)を配置し、あと施工アンカーでスラブに取り付けたせん断補強筋を H 鋼にボルト接合することにより、アーチサポートを主要な補強鋼材とする補強工法である。このため、アーチサポート工法は、鋼板、H 鋼、せん断補強筋およびコンクリートから構成される SRC 部材であると考えられる。本検討では、このような補強鋼材を用いた場合の SRC 部材の限界状態を把握するために、アーチサポート工法により構築された梁(以下、AS 梁)と従来の鉄筋コンクリート梁(以下、RC 梁)の 2 点載荷試験を行った。この結果、AS 梁と RC 梁の曲げ破壊性状には大きな違いがないことを確認した。また、AS 梁のせん断破壊性状は、アーチサポート、せん断補強筋量および鋼板とコンクリートの一体性を高めるために設けたずれ止めの有無の影響を受けることを確認した。

キーワード： 梁部材、曲げ補強、せん断補強、耐震補強

<p>目次：</p> <p>1.はじめに</p> <p>2.試験体</p> <p>3.実験方法</p>	<p>4.耐力の算定</p> <p>5.実験結果および考察</p> <p>6.まとめ</p>
--	--

1. はじめに

筆者らは、鉄道高架橋等の鉄筋コンクリート部材を対象とした補強工法として、アーチサポート工法を開発した。アーチサポート工法は、図 1.1 に示すよう、既設梁の下面に鋼板と H 鋼から構成される、アーチ型の引張鋼材(アーチサポート)を設置し、梁および柱にあと施工アンカーにより曲げ補強筋、せん断補強筋を配置し、アーチサポートを底型枠としてコンクリートを打設する補強工法である。曲げ補強は柱に定着した軸方向筋により行い、せん断補強は、既設の梁、またはスラブに定着させたせん断補強筋を写真 1.1 に示すように、アーチサポートをボルトに接合することにより行う。なお、アーチサポートには鋼材とコンクリートの一体性を向上させるため、ずれ止めを配置している。

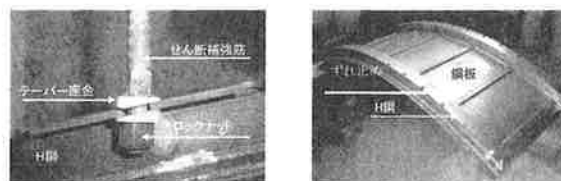


写真 1.1 せん断補強筋の接合方法とアーチサポート

このようにアーチサポート工法は、アーチサポート、曲げ補強筋、せん断補強筋およびコンクリートにより構成される SRC 構造であるといえ、従来の RC 構造とは異なる耐荷機構を有すると考えられる。以上から、アーチサポート工法の基本的な耐荷機構および破壊性状を把握するために、アーチサポート工法により構築された梁(以下、AS 梁)と従来の RC 梁に対し 2 点載荷試験を実施した。

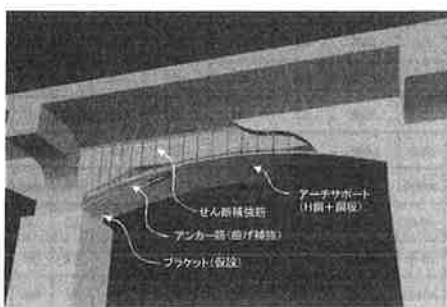


図 1.1 アーチサポート工法詳細図

2. 試験体

2.1 試験体諸元

試験体は、基本的な耐荷機構と破壊性状の把握のため、アーチサポート工法により構築された矩形単純梁と RC 矩形単純梁とし、曲げ破壊を想定した F タイプ、せん断破壊を想定し、せん断補強筋がある S1 タイプとせん断補強筋がない S0 タイプの 3 タイプを設定した。また、試験体タイプごとに RC 梁(NB)、アーチサポート工法により構築された AS 梁(AS)、ずれ止めのない AS 梁(A

*土木総本部 土木技術部

SN)を設定した。ずれ止めには、図 2.2 に示すよう、D 10 の鉄筋を 150mm 間隔で鋼板内側に溶接した。なお、それぞれの試験体の軸方向引張鉄筋は、降伏規格値を用いて引張鉄筋比がほぼ同等になるように調整した。表 2.1 に試験体諸元を示す。

表 2.1 試験体諸元

試験タイプ	試験体名	内容	軸方向引張鉄筋		せん断補強鉄筋		ずれ止め
			本数-径	引張 ¹⁾ 鋼材比	径-ピッチ	せん断補強筋比	
曲げ破壊 Fタイプ	NB-F	RC梁	4-D19	1.53%	D13cto100	1.01%	—
	AS-F	AS梁	H-50, PL t=3.2	1.56%	D13cto100	1.01%	D10cto150
	ASN-F	AS梁 (ずれ止めなし)	H-50, PL t=3.2	1.56%	D13cto100	1.01%	—
せん断破壊 せん断補強あり S1タイプ	NB-S1	RC梁	4-D19	1.53%	D6cto120	0.21%	—
	AS-S1	AS梁	H-50, PL t=3.2	1.56%	D6cto120	0.21%	D10cto150
	ASN-S1	AS梁 (ずれ止めなし)	H-50, PL t=3.2	1.56%	D6cto120	0.21%	—
せん断破壊 (せん断補強なし) S0タイプ	NB-S0	従来梁	4-D19	1.53%	—	0.00%	—
	AS-S0	AS梁	H-50, PL t=3.2	1.56%	—	0.00%	D10cto150
	ASN-S0	AS梁 (ずれ止めなし)	H-50, PL t=3.2	1.56%	—	0.00%	—

2.2 試験体寸法

試験体の寸法は、せん断スパン a=600mm、有効高さ d=300mm、せん断スパン比 a/d=2.0 とした。図 2.1~2.3 に F タイプの RC 梁(AS-F)、AS 梁(AS-F)、ASN 梁(ASN-F)の試験体寸法を示す。また、使用した材料の試験結果を表 2.2 に示す。

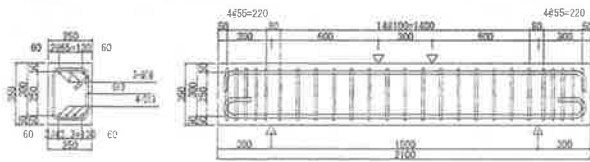


図 2.1 試験体形状(NB-F) 単位:mm

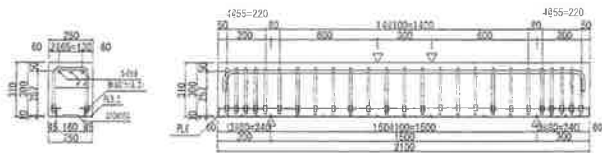


図 2.2 試験体形状(AS-F) 単位:mm

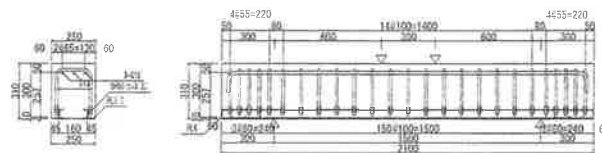


図 2.3 試験体形状(ASN-F) 単位:mm

表 2.2 材料試験結果

	圧縮強度(N/mm ²)		ヤング係数(kN/mm ²)
コンクリート	28.9		26.1
鋼材	降伏応力(N/mm ²)	引張強度(N/mm ²)	ヤング係数(kN/mm ²)
軸方向筋SD34 D19	378	543	194
せん断補強筋SD345 D13ネジ	378	518	191
せん断補強筋SD345 D13	403	599	198
せん断補強筋SD295A D6	387	546	197
鋼板SS400 FB3.2	379	473	213
H鋼SS400 FB3.2	354	426	214

3. 実験方法

載荷は 300mm の等曲げ区間を設けた 2 点集中載荷とし 2000kN アムスラー型万能試験機を用いて、一方方向単調載荷により荷重を漸増させた。また、目視によりひび割れの観察を行うとともに、適宜、荷重、変位および引張鋼材のひずみを測定した。

4. 耐力の算定

4.1 曲げ耐力の算定

曲げ耐力の算定は、「鉄道構造物等設計標準・解説 鋼とコンクリートの複合構造物」¹⁾に従い、アーチサポートの全引張鋼材を図心位置において鉄筋とみなし耐力算定を行った。

4.2 せん断耐力の算定

試験体は、a/d=2.0 であるため、「2002 年度制定コンクリート標準示方書[構造的な性能照査編]」²⁾に従い、ディープビームとして耐力を算定した。アーチサポートは曲げ耐力と同様、引張鉄筋とみなし、耐力算定を行った。

5. 実験結果および考察

表 5.1 に各試験体の降伏荷重、最大荷重の計算値と実験値を示す。降伏の判定は、アーチサポートの鋼板下側に貼付したひずみゲージの値により行った。

また、図 5.1~5.3 に各タイプの試験体の荷重変位図を、写真 5.1~5.9 に破壊状況を示す。

表 5.1 各試験体の計算値と実験値

試験タイプ	試験体名	内容	曲げ耐力の 荷重 F _y (kN)		せん断耐力の 荷重 F _v (kN)		曲げ耐力の 荷重 F _y (kN)		降伏荷重		最大荷重	
			計算値 F _y (kN)	実験値 F _y (kN)	計算値 F _v (kN)	実験値 F _v (kN)	計算値 F _y (kN)	実験値 F _y (kN)	計算値 F _y (kN)	実験値 F _y (kN)	計算値 F _y (kN)	実験値 F _y (kN)
曲げ破壊 Fタイプ	NB-F	RC梁	372	386	66	167	407	1.09	445	1.15		
	AS-F	AS梁	433	480	66	134	377	0.87	578	1.18		
	ASN-F	AS梁 (ずれ止めなし)	433	480	66	134	408	0.94	589	1.16		
せん断破壊 (せん断補強あり) S1タイプ	NB-S1	RC梁	372	386	386	0.92	破壊あり	—	378	1.08		
	AS-S1	AS梁	433	480	300	0.80	391	0.90	502	1.29		
	ASN-S1	AS梁 (ずれ止めなし)	433	480	300	0.80	410	0.95	603	1.55		
せん断破壊 (せん断補強なし) S0タイプ	NB-S0	RC梁	372	386	255	0.66	415	1.12	435	1.70		
	AS-S0	AS梁	433	480	289	0.69	415	0.96	470	1.63		
	ASN-S0	AS梁 (ずれ止めなし)	433	480	289	0.69	415	0.96	515	1.78		

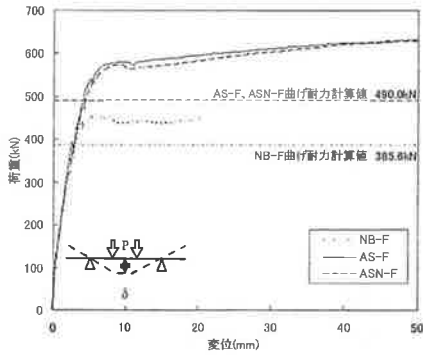


図 5.1 荷重変位図(Fタイプ)

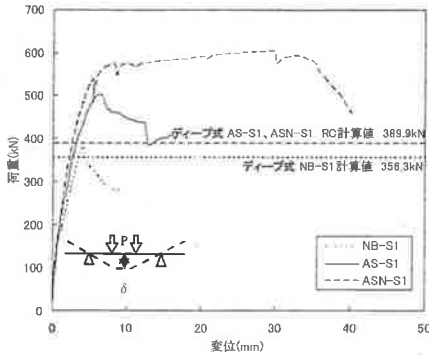


図 5.2 荷重変位図(S1タイプ)

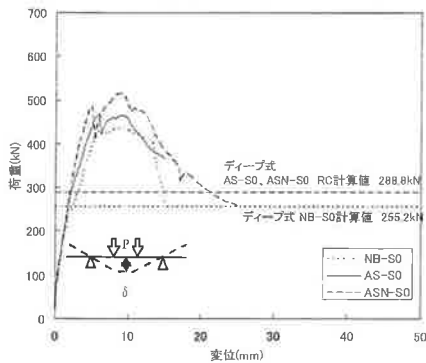


図 5.3 荷重変位図(S0タイプ)



写真 5.1 破壊状況(NB-F)



写真 5.2 破壊状況(AS-F)



写真 5.3 破壊状況(ASN-F)



写真 5.4 破壊状況(NB-S1)



写真 5.5 破壊状況(AS-S1)



写真 5.6 破壊状況(ASN-S1)



写真 5.7 破壊状況(NB-S0)



写真 5.8 破壊状況(AS-S0)



写真 5.9 破壊状況(ASN-S0)

5.1 Fタイプ

Fタイプの試験体はすべて等曲げ区間のコンクリートが圧壊した曲げ破壊となった。AS-F と ASN-F のずれ止め有無による限界状態の大きな違いはみられなかった。AS-F と ASN-F はコンクリートの圧壊後も緩やかに荷重が増加し、優れたじん性を示したため、変位 50mm で載荷を終了した。このため、「鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物」³⁾に従いコンクリート上縁ひずみが 0.0035 に達したときを最大荷重とした。

降伏荷重の計算値と実験値を比較すると、NB-F では、実験値が計算値の 1.09 倍となり、AS-F、ASN-F では、0.87、0.94 倍となった。AS 梁に関しては、アーチサポートを鉄筋とみなし耐力算定を行っているが、降伏判定を、アーチサポートの鋼板ひずみで行ったため有効高さが変化し、実験値が計算値に比べ小さくなった。一方、最大荷重と曲げ耐力の計算値を比較すると、NB-F では、1.15 倍、AS-F、ASN-F では、1.18 倍、1.16 倍となった。終局時では AS-F、ASN-F にずれ止めの有無の影響はみられず、変形が大きくなるとせん断補強筋によりコンクリートとアーチサポートの一体性が保たれていると推察される。また、アーチサポートを鉄筋とみなした計算値は実験値をよく捉えており、RC 梁と同様に曲げ耐力評価ができると考えられる。

5.2 S1タイプ

0.2%のせん断補強筋を配置した S1 タイプでは、NB-S1、AS-S1 が斜めひび割れの発生後せん断補強筋の降伏を伴うせん断破壊となった。一方 ASN-S1 は、せん

断補強筋の降伏後も耐力が増加し、曲げ破壊に至った。最大荷重の実験値とせん断耐力の計算値を比較すると、NB-S1 は 1.06 倍とほぼ等しくなったが、AS-S1、ASN-S1 では、1.29、1.55 倍となり、AS 梁タイプの試験体の実験値は、計算値を大きく上回っている。破壊形態が同じ NB-S1 と AS-S1 の計算値と実験値の差が大きくなった要因としては、アーチサポートは、ダウエル効果が鉄筋に比べ大きいことや、付着性状が鉄筋に比べ劣る可能性などが挙げられる。また、ASN-S1 は、せん断補強筋が比較的少ないことに加え、ずれ止めがないことから引張鋼材とコンクリートの付着性能が大きく低下したため、アーチ機構が卓越しせん断耐力がさらに向上し、曲げ破壊に至ったと考えられる。

5.3 S0 タイプ

せん断補強筋のない S0 タイプは、すべての試験体がせん断破壊した。最大荷重の実験値とせん断耐力計算値を比較すると、NB-S0、AS-S0、ASN-S0 がそれぞれ、1.70、1.63、1.78 倍となり、実験値が計算値を大幅に超過する結果となった。この理由として、せん断補強筋が配置されていないため、アーチ機構が卓越したせん断破壊となったと推察される。せん断補強筋を有する S1 タイプでは各試験体の耐力差が大きかったが、せん断補

強筋のない S0 タイプでは耐力差が小さくなった。S0 タイプは、せん断補強筋を配置していないため、アーチリブを形成する腹部コンクリートの健全度が耐力を決定する。このため、S0 タイプの試験体の耐力差が小さくなったと考えられ、アーチ機構が卓越したせん断破壊であったことを示唆している。

6. まとめ

本実験の範疇において得られた知見を以下に示す。

- (1) 曲げ破壊を呈する AS 梁は、ずれ止めの有無にかかわらず、じん性に優れた破壊形態となり、RC 梁と同様な曲げ破壊形態とみなせる。
- (2) AS 梁の曲げ耐力は、アーチサポートの全引張鋼材量を鉄筋とみなし、コンクリートの終局ひずみを 0.0035 とすることで RC 梁と同様に評価できる
- (3) $a/d=2.0$ で 0.2% 程度のせん断補強筋を配置した AS 梁は、鉄筋比がほぼ等しい RC 梁に比べ、アーチサポートのダウエル効果等によりせん断耐力の向上がみられ、ずれ止めを配置しない場合は、アーチ機構が卓越する破壊形態となる。
- (4) $a/d=2.0$ のせん断補強筋を配置しない AS 梁は、せん断補強筋を配置しない RC 梁と同様に、アーチ機構の卓越するせん断破壊となる。

謝 辞

本実験にあたりご助言いただきました(財)鉄道総合技術研究所コンクリート構造の関係各位に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) (財)鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物, 2002
- 2) 土木学会:コンクリート標準示方書[構造性能照査編], 2002
- 3) (財)鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物,2002

AN EXPERIMENTAL STUDY REGARDING THE STRUCTURAL PERFORMANCE OF BEAM MEMBERS USING ARCH SUPPORT METHOD

R.Kasakura, Y.maeda, T.Kuroiwa, H.Kitazawa, M.Okumura

An arch support method is a bending/shear retrofitting method for reinforced concrete beams, of existing railway viaduct. In this method, tension steel material (hereinafter called arch support) composed of a steel plate and an H beam, is installed on the undersurface of a concrete beam, and shear reinforcement bars (installed on the slab with construction anchor) are bolted to the H beam. This paper describes a two points load-carrying test, supported by a beam built with arch support method (hereinafter called AS beam) and by a reinforced concrete beam. This test was carried out in order to examine the limit states of SRC members, with such reinforcing steel materials. As the result of this experiment, it was confirmed that there is not much difference between the flexural failure of an AS beam and that of an RC beam. Also, it was confirmed that the shear failure mechanism on an AS beam is different from that of a RC beam, due to arch support and shear reinforcement bar volume, as well as to the effect of shear connectors, installed for the purpose of increasing the connectedness between steel plates and concrete.