

アーチ型鋼材で補強した RC 梁部材の変形性能に及ぼすせん断補強筋量の影響検討

東急建設（株） 正会員 ○黒岩 俊之 正会員 前田 欣昌 北沢 宏和
（財）鉄道総合技術研究所 正会員 谷村 幸裕 正会員 田所 敏弥

1. はじめに

筆者らはビームスラブ式の鉄道高架橋の梁部材を対象に、曲げおよびせん断補強を可能とするアーチサポート工法を考案し、その補強効果について実験的検討を行ってきた¹⁾。

本工法は、補強鋼材であるアーチ状に加工した鋼材（アーチサポート）とせん断補強筋の下端をボルト接合し、アーチサポート（以後、AS 鋼材）を吊底型枠としてコンクリートを打設することで、従来の補強工法における、中間支保工とせん断補強筋のフレア溶接による閉合の省略を実現している（図－1）。

本稿では、せん断補強筋量および補強筋ピッチなどに着目した構造的な確認試験の結果を報告する。

2. 試験体および実験方法

試験体の諸元を表-1 に、配筋図を図-2, 3 に示す。試験体は、梁スパンの 1/2 をせん断スパンと仮定した片持ち載荷式の縮小モデル試験体（縮尺 1/2）とし、補強前の試験体と補強した試験体を製作した。補強試験体は、既往の研究¹⁾の試験体に対して、補強部分のせん断補強筋量、ピッチおよびあと施工アンカー種類の異なる試験体を 2 体製作した。

各試験体はスラブを模擬した T 形断面を有し、梁軸直角方向のスラブ筋の端部は 32mm 角のプレートで定着した。補強試験体のせん断補強筋は、スラブに対して樹脂系もしくはセメント系の定着材により定着し、スラブへの定着長は 150mm である。曲げ補強アンカー筋の梁側の定着長 (AS 鋼材との重ね継ぎ手長) は梁高と同じ長さ (675mm) とした。

補強試験体の製作は、まず補強前の部材を製作し、巻立て部分のコンク

表一1 試驗體諸元

試験体 No.	断面寸法(mm)		せん断ス パン a	a/d	軸方向鉄筋比(%)		せん断補強筋(%)		せん断補強筋 定着材
	幅 b	高さ d			梁上側	梁下側	既設部	補強部	
1	300	600	1350	2.25	0.23	0.16	0.07	—	—
2 ¹⁾	450	675		2.00	0.23	0.26		0.32	樹脂系
3								0.14	
4								0.13	

注) 断面寸法および鉄筋比は試験体下端の値

表一2 鋼材引張試驗結果

種類	降伏強度 f_y (MPa)	降伏ひずみ ε_y (μ)	弾性係数 E_s (GPa)
D13	397	2050	194
D10	388	2130	183
D6 *	339	3830	185
t=3.2mm*	301	3530	197
t=3mm	360	1760	205

* 0.2%オフセット値

表-3 コンクリート圧縮試験結果

試験体 No.	圧縮強度 f'_c (MPa)	
	既設	補強
1	38.7	—
2	34.6	36.0
3	38.7	32.4
4	41.3	37.0

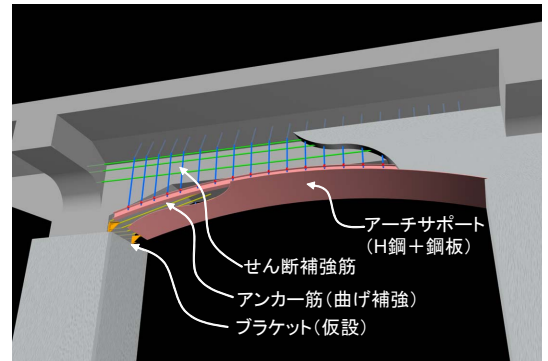


図-1 アーチサポート工法の概要

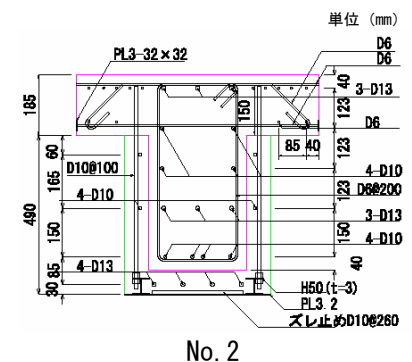


図-2 試験体配筋図 (断面)

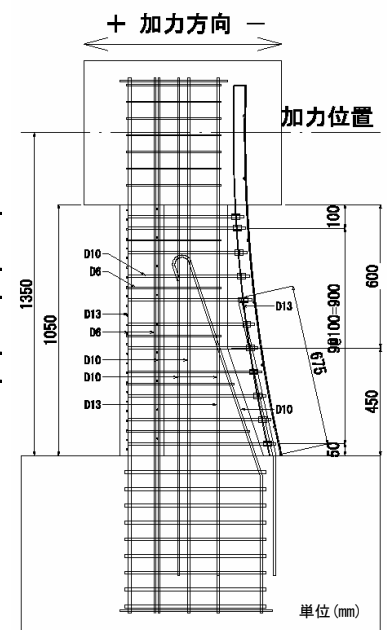


図-3 試験体配筋図 (No. 2, 3)

キーワード 鉄道高架橋，梁部材，補強，せん断補強筋，交番載荷試験

連絡先 〒150-8340 東京都渋谷区渋谷 1-16-14 東急建設（株） TEL 03-5466-5272

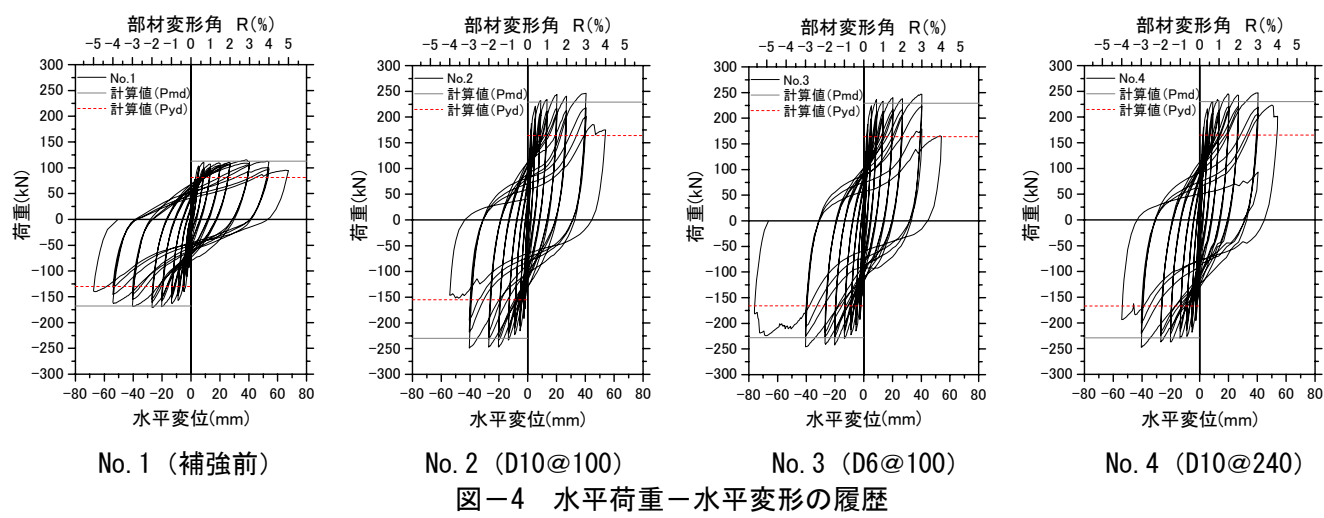


表-4 試験体耐力一覧

試験体 No.	実験値 (kN)		計算値* (kN)		実験値／計算値	
	降伏耐力 Py	最大耐力 Pu	降伏耐力 Pyd	最大耐力 Pud	Py/Pyd	Pu/Pud
1	94	112	81	115	1.16	0.97
	-140	-170	-128	-162	1.09	1.05
2	175	246	164	229	1.07	1.07
	-159	-249	-166	-228	0.96	1.09
3	188	247	164	229	1.15	1.08
	-193	-247	-166	-228	1.16	1.08
4	180	247	165	230	1.09	1.07
	-188	-248	-167	-229	1.13	1.08

*計算値は材料試験値を用いて鉄道設計標準により求めた。

リート表面の目荒しを行い、あと施工アンカーにより補強部分の軸方向鉄筋、せん断補強鉄筋を施工した。せん断補強鉄筋と AS 鋼材をボルト接合し、高流動コンクリートを打設した。使用材料の諸元を表-2、3 に示す。

載荷試験は、梁下側引張を正方向とした正負交番載荷により行い、部材変形角 R で制御した。各部材変形角における繰返し回数は降伏するまで 1 回、降伏後を 3 回として漸増ピッチは $R=1/1000, 1/500, 1/250, 1/150, 1/100, 1.5/100, 2/100, 3/100, 4/100$ とした。

3. 実験結果と考察

補強前の試験体は、 $R=1/500$ から $1/250$ にかけて軸方向鉄筋が降伏し、曲げ破壊に至った。補強した試験体間で破壊性状の違いは見られず、 $R=+1/500, -1/500 \sim -1/250$ において軸方向鉄筋が降伏後、 $R=3/100$ の繰返しで軸方向鉄筋の座屈により鋼板がはらみ出して曲げ破壊に至った。なお、せん断補強筋の拔出しによる既設部分と補強部分の分離、および軸方向鉄筋と AS 鋼材の重ね継手が破壊する状態は観察されなかった。

水平荷重－水平変形関係を図-4 に、その包絡線を図-5 に示す。No. 2 と No. 3 を比較すると、せん断補強鉄筋量の違いによる明確な差は認められない。また、同一の鉄筋比でせん断補強鉄筋の径とピッチを変化させた No. 3 および No. 4 にも明確な違いは認められない。しかしながら、補強試験体の負側載荷時にみられる若干の耐力差は、パラメータとしたせん断補強筋量の違いがアーチ鋼板を拘束する差となって現れたと捉えられる。以上のことから、AS 鋼材の圧縮および引張剛性が大きく、今回パラメータとしたせん断補強鉄筋比の範囲では、正載荷では軸方向鉄筋の重ね継手による定着に、負載荷では AS 鋼材を拘束する程度に、大きな影響を与えるほどではないものと考えられる。なお、No. 3 と No. 4 の比較により、せん断補強筋に用いる定着材種類の影響も見られなかった。一方、試験体の降伏および曲げ耐力は、表-4 に示すように、従来の耐力算定方法による、既設部分と補強部分の一体性を仮定した RC 部材としての計算値とほぼ一致した。

参考文献

1) 黒岩 ほか: アーチ型鋼材により補強した RC 梁部材の交番載荷試験, 土木学会第 63 回年次学術講演会 V, pp. 983-984, 2008. 9

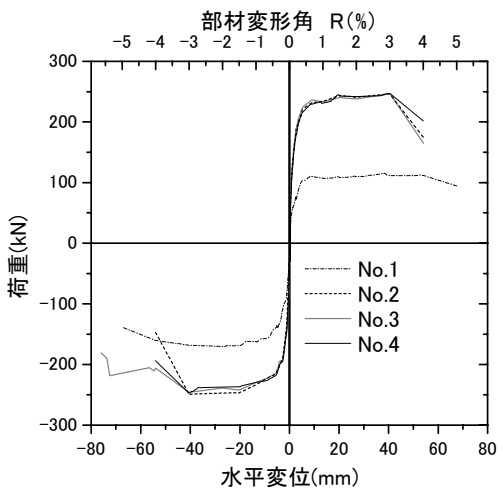


図-5 水平荷重－水平変位の包絡線