

丸鋼を用いた実大梁部材におけるアーチ型補強方法の実験的検討

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

1. はじめに

筆者らは、鉄道高架橋既設梁の曲げ及びせん断補強工法として、鋼材とH鋼で構成されるアーチ型補強材を用いる方法について研究を行っており、これまで1/2サイズの縮小試験体を用い、その補強効果について報告してきた。本稿では、実構造物と同規模の試験体に本補強方法を適用し、その耐震補強効果を確認した実験について報告する。なお、実在する既設梁の中には丸鋼を用いて構築されたものも多く、このような構造物に対しても本工法の補強効果を確認しておく必要がある。そこで、本研究に用いた試験体の既設部には丸鋼を用いた。

2. 実験内容

表-1に試験体諸元を示す。既設梁の軸方向鉄筋にはφ22とφ13を、スターラップにはφ9mmを用いた。補強量については補強後のせん断耐力と曲げ耐力の比が $V_{yd}/V_{md}=1.1$ 程度となるように計画し、補強部のせん断補強鉄筋にはD13を250mmピッチで、曲げ補強鉄筋としてはSD345-D22を5本配置した。なお、アーチ型補強鋼材の鋼板には材質SS400厚さ $t=6\text{mm}$ の鋼板を、H鋼にも同質の材料を使用し、H-100x100x6x6mmのサイズとした。表-2には実験に用いたコンクリートの物性値を、表-3には使用した鋼材の物性値を示す。実験に用いた試験体の梁の形状寸法および配筋は図-1に示すとおりである。試験体の製作は、実施工を想定し既設梁にあたる部分を製作した後、曲げおよびせん断補強鉄筋をあと施工アンカーにより定着し、鋼板を所定の位置に設置後、高流動コンクリートを打設し

表-1 試験体の諸元

断面寸法		せん断 スパン (mm)	せん断 スパン比 a/d	軸方向鉄筋比		せん断補強筋	
B (mm)	H (mm)			梁上側 (%)	梁下側 (%)	既設部 (%)	補強部 (%)
900	1350	2700	2.00	0.234	0.254	0.071	0.113

表-2 圧縮強度試験結果

	圧縮強度 (N/mm^2)
既設部	31.4
補強部	62.9

表-3 鋼材の引張試験結果

種類	降伏強度 $f_y(\text{N}/\text{mm}^2)$	降伏ひずみ $\epsilon_y(\mu)$	弾性係数 $E_s(\text{kN}/\text{mm}^2)$
φ9	355	1750	201
φ13	315	1520	208
φ19	313	1500	209
φ22	309	1480	208
D13	399	2070	193
D19	382	1950	196
D22	390	2040	191
t=6mm	377	1730	218
t=6mm(H鋼)	302	1430	212

た、実験は荷重スパンを2700mm、荷重方法を正負交番荷重として、部材角R(1/1000, 1/500・・・)による制御を行った。

3. 実験結果及び考察

写真-1に終局時のひび割れ状況を示す。試験体は軸方向鉄筋が降伏しその後の繰返し荷重において破断に至る曲げ破壊型であった。荷重～変位関係を図-2に示す。部材角±1/1000に至る前に梁基部に曲げひび割れが生じ、その後、部材角3/100の荷重中に曲げ補強鉄筋の破断が観察された。また、スラブ側が引張となる負側荷重では、部材角3/100の荷重中にスラブ側軸方向鉄筋の

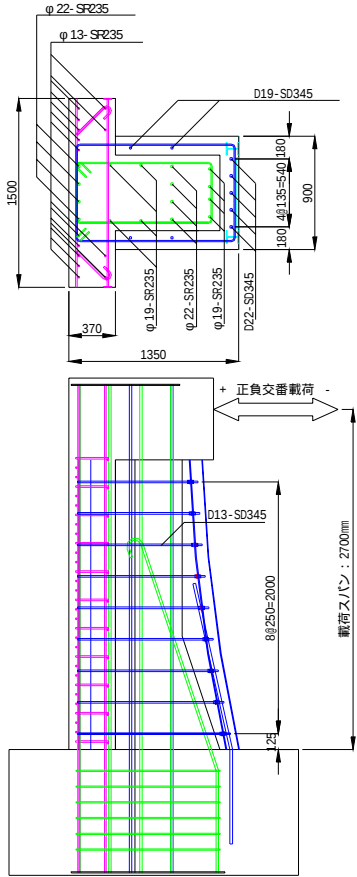


図-1 試験体の形状

キーワード 鉄道高架橋、梁部材、アーチ型補強、交番荷重試験

連絡先 〒150-8340 東京都渋谷区渋谷1-16-14 東急建設(株) TEL03-5466-5272



(a) 正側載荷

(b) 負側載荷

写真-1 終局時の状況

表-4 実験値と計算値

	載荷 方向	実験値 Pu(kN)	計算値 Pud(kN)	Pu/Pud
スラブの鉄筋を考慮	正側	794	803	0.99
	負側	722	787	0.92
一般的な設計方法	正側	794	784	1.01
	負側	722	616	1.17

破断が確認された。

表-4に試験体の曲げ耐力の計算値と実験値を示す。表中の計算値はスラブ軸方向鉄筋を考慮した場合と無視した場合の計算結果である。これは、鉄道高架橋の設計では、スラブの軸方向鉄筋を考慮しない設計が一般的に行われているためである。なお、計算値は、設計基準に準じてRC断面内において平面保持が成立すると仮定した方法で算定した。

実験値とスラブ軸方向鉄筋を考慮した計算値の比は、ハンチ側引張のときは0.99、スラブ側引張の時は0.92であり、実験値は計算値を下回る結果となった。図-3にスラブの軸方向鉄筋(丸鋼)のひずみ分布を、図-4に曲げ補強鉄筋(異形鉄筋)のひずみ分布を示す。これらの図によれば、既設部の軸方向鉄筋は $R=-1/250$ で、曲げ補強鉄筋は $R=+1/500$ までに降伏ひずみに達している。さらに、図-3によると、丸鋼のひずみは $R=-1/250$ で最大値を示すが、それ以降はひずみが減少している。これは、丸鋼の付着性能が異形鉄筋に比べて劣ることから付着切れが生じ、ひずみ分布が基部で平均化したものと推察され、実験値が計算値を下回る原因になったと考えられる。したがって、丸鋼を用いた部材の曲げ耐力の評価方法については、平面保持を仮定した計算方法を用いた場合、曲げ耐力を過大に評価する可能性があり、今後の検討課題といえる。しかしながら、実験値とスラブ鉄筋を無視した一般的な設計手法に基づいた計算値の比は、ハンチ側引張のときは1.01、スラブ側引張の時は1.17であり、曲げ耐力を安全側に評価できる結果となった。

参考文献

黒岩ほか：アーチ型鋼材で補強したRC部材の変形性能に及ぼすせん断補強筋量の影響検討，土木学会第64回年次学術講演会V，pp.967-968，2009.9

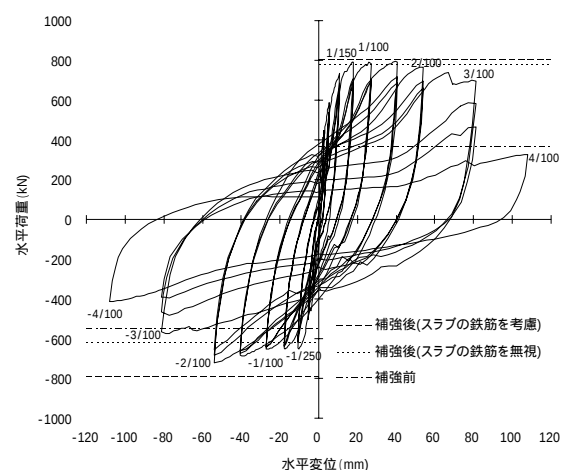


図-2 荷重～変位

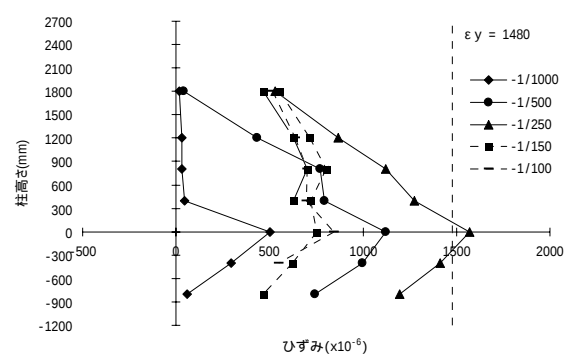


図-3 軸方向鉄筋のひずみ分布(スラブ)

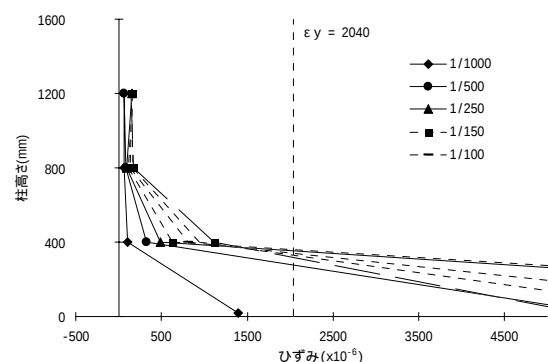


図-4 軸方向鉄筋のひずみ分布(曲げ補強部)