

V-579

鋼板と無収縮モルタルを用いた異形断面RC橋脚の耐震補強確認実験

青木建設 正会員 舟川 勲 正会員 酒井芳文 正会員 牛島 栄
 青木建設・三菱重工工事共同企業体 永江正治
 首都高速道路公団 正会員 佐々木一哉 正会員 並川賢治

1. はじめに

補強の対象になっている高架橋のRC橋脚は、景観性に配慮した異形断面の部材形状となっている。そのため、耐震補強を目的に鋼板を現状の形状のまま巻き立てる場合には、その補強効果が通常のRC矩形断面の場合と異なることが予想された。そこで、本実験においては耐震性能について、実橋脚の1/6スケールの矩形および異形断面で補強したRC柱試験体を用いて静的正負交番載荷実験を実施し、補強効果の確認を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体の形状寸法および配筋図を図-1に、試験体諸元を表-1、鉄筋、鋼板の材料特性を表-2に示す。実橋脚モデルと同様の相似比で柱基部より420mm上部に設ける境界部までは矩形断面とし、境界部より柱天端までは異形断面とした。試験体は曲げ破壊先行型とし、せん断せん断比は4.66とした。なお、コンクリートは目標圧縮強度が27N/mm²のレディミクストコンクリートを使用し、躯体と補強鋼板間の充填材には、無収縮モルタルを用いた。実験水準として鋼板補強（基部補強無し）および鋼板補強（アンカー筋および円形鋼板による基部補強有り）のそれぞれ

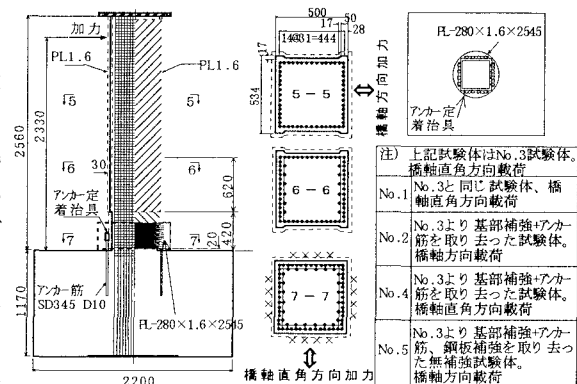


図-1 試験体形状および配筋図

表-1 試験体諸元

試験体 No.	鋼板補強	基部補強 + 定着アンカー	載荷方向	コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)	コンクリート引張強度 (N/mm ²)	コンクリート弾性係数 (kN/mm ²)	備考
1	無	無	橋軸直角	29.3	2.20	24.3	無補強試験体
2	有	無	橋軸直角	29.9	2.24	24.4	
3	有	無	橋軸	31.2	2.24	25.0	
4	有	有	橋軸直角	31.2	2.26	23.8	鋼板の主筋効果を考慮する
5	有	有	橋軸	30.1	2.26	25.0	鋼板の主筋効果を考慮する

2.2 載荷方法

載荷は実構造物の死荷重を想定し、一定軸力下（299.1kN）で、水平方向の正負交番繰り返し載荷とした。軸

方向鉄筋が引張降伏した時点での載荷点位置の変位を、試験体の降伏変位 δ_y と定め、これを基準として整数倍の δ_y 毎に正負各1サイクル行うことを基本とした。また、降伏荷重 P_y を下回る時点で実験を終了した。

3. 実験結果および考察

表-3に実験結果の一覧を示す。表中の(正)(負)はそれぞれ正・負方向加力である。荷重-変位の包絡線が降伏荷重 P_y を下回る時点での変位を終局変位 δ_u とし、じん性率 μ は δ_y と δ_u との比 ($\mu = \delta_u / \delta_y$) から求めた。基部補強の有無による実験結果の比較では、じん性率はほぼ同程度となり、載荷方向の違いによる変形性能の影響は認められない結果となった。これは、モデル試験体の破壊が基部付近で進行したと推測され

表-2 鉄筋・鋼板材料特性

種類	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	破断伸度 (%)	摘要
SD345 D10	405	554	177	18.5	主鉄筋
SD345 D4	339	433	207	34.5	帯鉄筋
SS400	312	472	190	27.4	鋼板

キーワード：鋼板巻き立て、無収縮モルタル、じん性

(株) 青木建設研究所材料研究室 〒300-2622 つくば市要 36-1 TEL0298-77-1114

首都高速道路公団神奈川建設局設計課 〒231-0016 横浜市中区真砂町 2-25(関内中央ビル) TEL045-633-5977

表-3 実験結果一覧

試験体 No.		耐力 (kN)				変位 (mm)				曲げせん断耐力比		じん性率	
		降伏 P_y	平均	最大 P_{max}	平均	降伏 δ_y	平均	終局 δ_u	平均	$V_u \cdot a / Mu$	平均	μ	平均
1	正	166		213		14.70		139.70		1.38		9.5	
	負	183	174	239	226	14.90	14.80	153.66	146.68	1.23	1.30	10.3	9.9
2	正	163		231		10.30		134.76		3.32		13.1	
	負	170	166	228	229	9.83	10.07	134.45	134.61	3.37	3.35	13.7	13.4
3	正	165		221		10.28		129.78		3.48		12.6	
	負	169	167	233	227	9.65	9.97	128.32	129.05	3.29	3.39	13.3	13.0
4	正	187		272		11.12		148.83		3.09		13.4	
	負	201	194	285	279	10.54	10.83	131.76	140.30	2.94	3.01	12.5	12.9
5	正	192		275		11.04		139.34		3.04		12.6	
	負	220	206	292	283	12.03	11.54	144.48	141.91	2.86	2.95	12.0	12.3

る。各試験体の荷重と変位の包絡線を図-2に示す。鋼板補強した試験体は無補強試験体と比較して変形性能が向上していた。

3.1 破壊状況

試験体 No. 1 は、荷重 34kN においてひび

割れが発生し始めた。Vu:せん断耐力、a:せん断スパン、Mu:曲げ耐力

195kN 前後で斜めひび割れに進展し、+5 δ_y で基部コンクリートの表面部分が圧壊、+8 δ_y においては柱基部付近の剥落が認められた。その後、コンクリートの圧壊が進展し、柱の耐力が急激に低下した。試験体 No. 2, 3 においては、荷重が増加するに従い鋼板とモルタルとの剥離音と思われる音が頻繁に発生した。-3 δ_y で基部付近のモルタルが剥落し始め、+5 δ_y で鋼板基部がハミ出し、その後徐々にハミが増大した。試験体 No. 4, 5 では+7 δ_y において基部補強のコンクリートにひび割れが進展するまで、基部付近のハミ出しは観察されなかった。+10 δ_y では、引張側の基部補強部分がかなり浮き上がってきたため、モルタルの剥落が認められた。

3.2 ひずみ性状

各試験体について終局変位時における引張側主鉄筋の鉛直方向のひずみ分布を図-3に示す。無補強試験体と比較して鋼板補強した試験体(No. 2, 3)は、降伏ひずみに達する領域が柱基部方向へ下がっていた。また、基部補強を施した試験体 (No. 4, 5) の降伏ひずみに達する領域は基部より 420mm 以下の矩形断面内に存在する結果となった。

3.3 補強効果の比較

じん性率と曲げ・せん断耐力比の関係を図-4に示す。曲げ・せん断耐力比が増加すると、じん性率も向上するが、No. 2, 3 と No. 4, 5 との比較では後者の方が、小さな値となった。この理由として、アンカー筋および基部補強により最大耐力が増加したが、せん断耐力はほぼ一定であることより、じん性能の向上を図るが得ることが出来ない。しかし、図-5 の等価粘性減衰定数[1]と変位振幅の関係より、基部補強を行った試験体は減衰性が大きくなっていることより、エネルギー吸収能力は大きく改善されていることがわかる。これらより、アンカー筋と補強鋼板の柱鉛直方向への一体化により、鋼板の主筋効果を得られ、曲げ耐力が向上している結果になったと思われる。

4. まとめ

異形断面を有する RC 橋脚に鋼板補強を施した本実験において、以下のことが明らかとなった。

- (1) 基部補強することにより、基部付近の鋼板がハミ出す時期が遅くなることが観察された。
- (2) 「鋼板補強」と「鋼板補強+アンカー筋+基部補強」の比較では、じん性率はほぼ同等であったが、エネルギー吸収能力の観点からは後者の方が、補強効果が得られる結果となった。

[参考文献][1]太田 実:繰り返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 第292号, pp. 65-74, 1979. 12

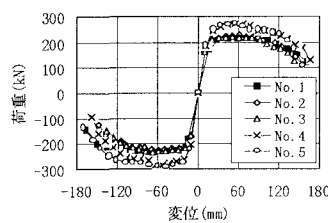


図-2 荷重-変位の包絡線

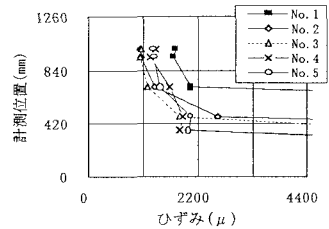


図-3 主鉄筋のひずみ分布

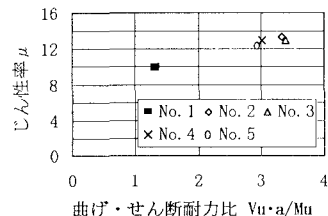


図-4 じん性率と曲げせん断耐力比の関係

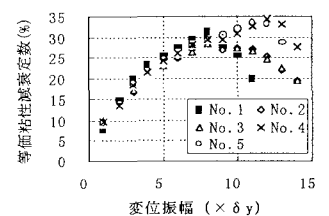


図-5 等価粘性減衰定数と変位振幅の関係