アンカージベル鉄筋を省略した橋脚耐震補強方法の開発

東日本旅客鉄道㈱	上信越工事事務所	正会員	和田	旭弘
東日本旅客鉄道㈱	上信越工事事務所	正会員	築嶋	大輔
東日本旅客鉄道㈱	高崎支社	正会員	井口	重信

1. はじめに

新潟県中越地震など過去の大地震によって,橋脚の主鉄筋段落し部で 鉄筋がはらみ出してコンクリートが剥がれ落ちる被害が生じている(写 真-1).鉄道構造物等設計標準・同解説では,基部が曲げ耐力に達した ときに段落し部に発生する曲げモーメントやせん断力に対して段落し部 の曲げ耐力やせん断耐力を十分大きくすることで,段落し部を損傷させ ないこととしているが,古い設計基準によって構築された橋脚の中には, 段落し部に十分な耐力を有していないものも多く,前記した地震時の損 傷事例が発生している.そのため、段落し部の曲げ補強を含めた橋脚の 耐震補強が必要となっている.

橋脚の段落し部分を曲げ補強する場合、追加した軸方向鉄筋を有効に 写真-1 橋脚段落とし部の損傷 働かせるため,アンカージベル鉄筋を打設して補強部と既設部を一体化させている.この場合の段落 し部分の曲げ耐力は、既設部と補強部を一体構造と考えた断面で計算される.しかし、ソケット式継 手のように,既設部と補強部を一体化しない構造でも曲げ耐力を伝達できることが知られている.そ こで,既設部と補強部を別体にした補強方法の効果について検討するため,模型試験体による曲げ載 荷試験を行った.本稿ではその試験結果を報告する.

2. 載荷試験概要

|試験体の概要を図-1および表-1に示す.試験は,梁試験体に対する2点載荷で行った.

試験体は、中央部(A-A断面)を橋脚の段 落し部と想定して主鉄筋量を少なくした既設部 に,既設部と補強部との間に剥離材を塗布して 付着を切った上で,鉄筋コンクリート巻き補強 を行った、実際の橋脚では、地震時外力が橋脚 上端に作用する片持梁となり,橋脚躯体にはせ ん断力が作用し曲げモーメントも基部を底辺と した三角形分布となる.しかし,本実験では段 落し部の曲げ補強効果のみに着目するため,段 落し部を等曲げ区間に配置し、この部分を補強



図-1 試験体概要図(No.1)

した.試験体はNo.4にのみアンカージベル鉄筋を配置している.

		既設部				補強部								
試験体	載荷スパン	断面	i寸法	軸方向鉄筋	せん断補強鉄筋	コンクリート		断面寸	·法	軸方向鉄筋	せん断補強鋒	鉄筋	モルタル	記事
No	(mm)	幅b	高さh	22 木数	な 知物のピッチ	圧縮強度	幅B	高さH	補強長L	な 木粉	な 知物のピッチ	降伏強度	圧縮強度	心子
		(mm)	(mm)	1至-4-致	1至-組奴他にッチ	$(N/mm^2)$	(mm)	(mm)	(mm)	1至-4-致	1至-組奴@ヒッチ	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	
1	1600	900	300	D10-6本	D13-2組@100mm	46.7	1000	420	1200	D10-12本	D10-1組@100mm	340.7	48.7	
2	1600	900	300	D10-6本	D13-2組@100mm	48.2	1000	420	1200	D10-5本	D10-1組@100mm	340.7	44.9	
3	1600	900	300	D10-6本	D13-2組@60mm	35.1	1000	420	1200	D10-21本	D10-1組@70mm	362.9	35.4	
4	1600	900	300	D10-6本	D13-2組@100mm	40.6	1000	420	1200	D10-5本	D10-1組@100mm	362.9	43.1	アンカージベル鉄筋
5	1600	900	300	D10-6本	D13-2組@60mm	31.8	1000	420	900	D10-12本	D10-1組@70mm	362.9	47.9	

表-1 試験体緒元

3. 試験結果

試験体中央変位と荷重,梁中央部の引張鉄筋ひずみの関係を図-2~5に示す.以下では,アンカージ



ベル鉄筋の有無のみ異なるNo.2とNo.4の試験結果について主に述べる.



3.1 荷重-鉛直变位関係

No.2では,載荷に伴い荷重が増加するが,スパン中央におけ る既設部の軸方向鉄筋の降伏とともに荷重の増加が緩やかに なった.部材降伏後は補強部軸方向鉄筋が降伏するまでは緩や かに荷重が増加し,スパン中央における既設部の鉄筋の破断に より荷重が低下するまでは,大きな荷重低下はなく変位のみ増 大した(図-2参照).これは,No.4以外の試験体に共通した傾 向であった.

No.4では,載荷に伴い荷重が増加し,補強部の軸方向鉄筋が 最初に降伏した.その直後にスパン中央の既設部の軸方向鉄筋 が降伏した後も荷重は緩やかに増加し,アンカージベル鉄筋降 伏後に荷重が低下しはじめ,スパン中央の既設部の軸方向鉄筋 の破断により荷重が低下した(図-3参照).

3.2 鉄筋ひずみ

No.2では,部材降伏前から既設部のひずみと補強部のひずみ に相違が見られた(図-4参照)のに対し,No.4では,部材降伏 後もひずみの増加割合はほとんど変わらず増大し続けた(図-5 参照).以上のことから,アンカージベル鉄筋を省略した場 合は,既設部と補強部が一体化されず別々に挙動しているこ とが明らかとなった.

4. 考察

既設部引張鉄筋の降伏時荷重の実験値と計算値の比較 を表-2に示す.計算値 は既設部のみでの曲げ耐力,計算 値 は既設部と補強部が一体と考えた場合の曲げ耐力に達す る際の荷重の計算値である.アンカージベル鉄筋を設置した No.4試験体を除き,既設部のみで考えた計算値 よりも実験 値のほうが大きく,本研究の補強方法で一定の曲げ補強効果 があることが明らかとなった.

曲げ補強効果があった理由として,既設部中央の曲げ耐力のほかに,補強部と既設部の間に生じる間接的な力が,作用する曲げモーメントに抵抗しているものと考えられる(図-6参照).



図-6 想定される耐荷機構