

論文 壁式橋脚の鋼板巻立てによる耐震補強効果

岡本 大^{*1}・佐藤 勉^{*2}・玉井真一^{*3}・宮城敏明^{*4}

要旨：RCラーメン高架橋柱の耐震補強については、各種の工法に関して設計および施工技術が開発されてきたが、部材断面等の異なるRC橋脚に関してはこれらの技術がそのまま適用できない場合がある。そこで、RC橋脚に鋼板巻立て補強を施す場合について、効果的な補強方法の検討を目的として交番載荷試験を実施した。本論文では、壁式橋脚の補強方法と変形性能の関係を考察するとともに、補強設計方法について述べる。

キーワード：耐震補強，鋼板巻立て工法，壁式橋脚，段落し補強，じん性補強

1. はじめに

鉄道コンクリート構造物の耐震補強工事は、兵庫県南部地震での被災状況を踏まえ、RCラーメン高架橋柱を先行して行われてきた。RCラーメン高架橋柱の耐震補強については、各種の工法に関して実大規模の試験体を用いた実験が行われ、設計、施工技術が開発されてきた。

一方、RC橋脚は、部材寸法や配筋がRCラーメン高架橋柱と異なるため、RCラーメン高架橋柱に関して蓄積されてきた技術がそのまま適用できない場合があると考えられる。そこで、RC橋脚の耐震補強を行う場合の標準工法の一つと考えられる鋼板巻立て補強について、問題点の抽出と効果的な補強方法の検討を目的として、対象を矩形壁式橋脚の断面短辺方向（線路方向）とした交番載荷試験を実施した。

本論文では、交番載荷試験の結果から矩形壁式橋脚の耐震補強に効果的と判断される補強方法を提案するとともに、補強後の部材の変形性能についての考察を行った。また、実験において試験体の設計時に用いた、壁式橋脚に特有の補強設計方法について述べる。

2. 実験の概要

2.1 試験体の設定

試験体の諸元は、実橋脚の調査結果を基に決定した。壁式橋脚の定義は、辺長比（線路直角方向辺長／線路方向辺長）が3以上のものとし、この条件に見合う矩形RC橋脚を対象に調査を行った。その結果、辺長比が4～6で、せん断スパン比は4～5の橋脚が多いことがわかった。また、この条件に合致する橋脚に関しては、下端断面の軸方向鉄筋比は0.10～0.15%のものが標準的で、調査範囲における最大が約0.4%であることが判明した。

この調査結果および載荷時の諸条件より試験体を以下のように設定した。

- ① 縮小率を1/3とする。
- ② 断面の辺長比を6とする。
- ③ せん断スパン比を4とする。
- ④ 軸方向鉄筋比は0.15%と0.4%の2水準とする。ただし、試験体では縮小によるせん断耐力の寸法効果により、曲げせん断耐力比が大きくなることを補正するために、軸方向鉄筋比を0.25%と0.58%の2水準とする。

*1 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 コンクリート構造担当 工修（正会員）

*2 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 コンクリート構造担当 工博（正会員）

*3 東急建設(株)生産技術本部 土木技術設計部 工修（正会員）

*4 東急建設(株)生産技術本部 技術研究所 土木研究グループ（正会員）

表-1 試験体の諸元

シリーズ	名称	軸方向鉄筋比 (%)	段落し	補強鋼板 (mm)	段落し補強の補助工法	鋼板下端の拘束	材料強度 (N/mm ²)		
							コンクリート f _c	軸方向鉄筋 f _{sy}	鋼板 f _{ty}
1	WP11	0.25	なし	なし	—	—	24.1	345	—
	WP12	0.25	2回	t3.2	なし	なし	24.7	345	395
	WP21	0.58	なし	なし	—	—	22.9	366	—
	WP22	0.58	2回	t3.2	なし	なし	23.5	366	315
2	WP31	0.58	2回	t3.2	ずれ止め	フーチング上H鋼	33.6	358	303
	WP32	0.58	2回	t3.2	アンカー筋	アンカー筋	18.2	375	271
	WP33	0.58	2回	t3.2	ずれ止め	鋼板下端H鋼	30.8	393	228
	WP34	0.58	2回	t3.2	ずれ止め	アンカー筋	21.4	362	279

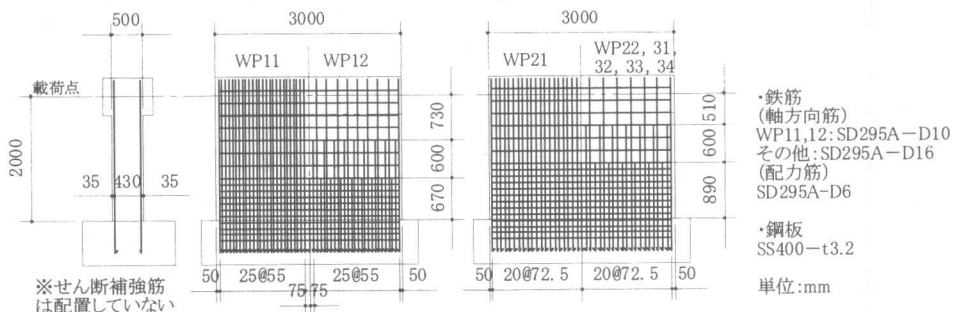


図-1 試験体配筋図

2.2 実験ケース

実験は、シリーズ1、シリーズ2の2シリーズについて行った。表-1に試験体の諸元を示す。また、図-1にシリーズ1およびシリーズ2の試験体配筋図を、図-2にシリーズ2の試験体一般図を示す。

シリーズ1では、軸方向鉄筋比を0.25%と0.58%の2水準とし、それぞれの軸方向鉄筋比に関して、既存躯体を鋼板で取囲み、躯体と鋼板の空隙にモルタルを充填したタイプの試験体と、比較用の無補強試験体について実験を行った。無補強の場合には段落し部において破壊することが予想された。本実験では柱基部の変形性能を比較することを目的としていたために無補強試験体には段落しを設けなかった。

シリーズ2は、シリーズ1の結果を確認した後に実験を行った。シリーズ1で、下端断面の軸方向鉄筋比0.58%のWP22試験体は鋼板巻立てによる段落し部の補強効果が不十分であった。そこでシリーズ2では、鋼板巻き立て補強のみでなく、段落し部における鋼板と橋脚躯体の一体性を高めるための補助工法と、交番載荷時の

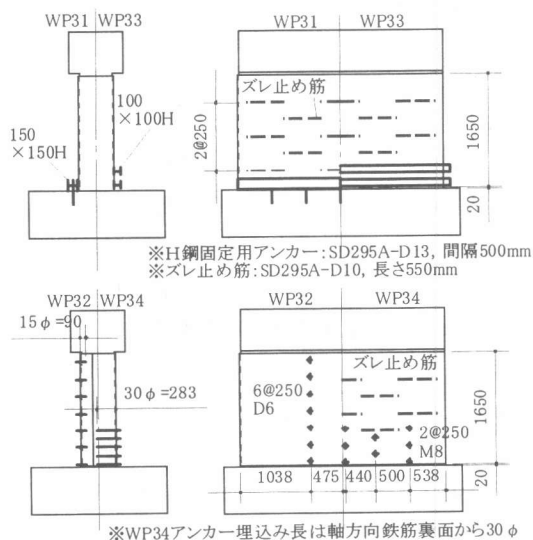


図-2 シリーズ2試験体一般図

履歴特性が大変形になるにつれて紡錘形からスリップ形へと移行することを防ぎ、履歴吸収エネルギーを高めるために、橋脚下端で鋼板を拘束する方法を検討した。段落し部における鋼板と橋脚躯体の一体性を高める方法は、鋼板裏面にずれ止めを設ける方法、鋼板と橋脚躯体をア

ンカー筋で固定する方法の2種類とした。下端拘束の方法は、アンカー筋を打設する方法、鋼板下端にH形鋼を取付ける方法、フーチング上にH形鋼を設置する方法の3種類とした。

2.3 荷重方法

実験は、一定軸力 ($\sigma_N = 0.5 \text{ N/mm}^2$, $N = 735.5 \text{ kN}$) の下で漸増定変位正負交番荷重を行った。試験体天端に与える変位は部材角で、 $\pm 1/300$, $\pm 2/300$, $\pm 4/300$, $\pm 6/300 \dots$ を各3回繰り返した。実験は、最大耐力到達後の復元力が降伏荷重を下回るまで行った。

3. 実験結果

3.1 シリーズ1

(1) 下端断面の軸方向鉄筋比が0.25%の場合

下端断面の軸方向鉄筋比が0.25%の場合について、図-3(A)に段落しのない無補強試験体WP11, 図-3(B)に段落しを有し鋼板巻立て補強を行った試験体WP12の荷重-変位関係を示す。

WP12は、実験終了時まで段落し部における軸方向鉄筋の降伏は生じず、下端で破壊したWP11と同等の変形性能を得ることができた。

WP11は、部材角 $\pm 8/300$ 付近でかぶりの剥離と軸方向鉄筋の座屈が生じ、履歴ループが紡錘型からスリップ型へと移行した。鋼板巻立て補強を行ったWP12についても同様の傾向がみられた。図-4に示す両試験体の変位と累積吸収エネルギーの関係からWP12はWP11に比べ累積

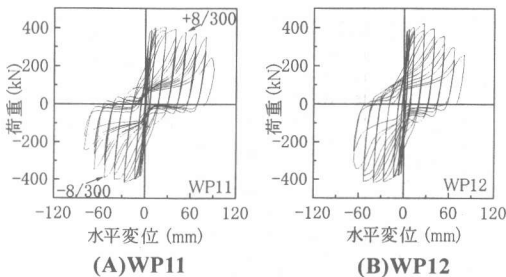


図-3 荷重-変位履歴曲線

吸収エネルギーがやや大きくなっているものの差は小さく、鋼板巻立てによって段落し部の破壊は防げるものの、履歴特性の改善までには至らないことがわかった。

(2) 下端断面の軸方向鉄筋比が0.58%の場合

下端断面の軸方向鉄筋比が0.58%の場合について、図-3(C)に段落しのない無補強試験体WP21, 図-3(D)に段落しを有し鋼板巻立て補強を行った試験体WP22の荷重-変位関係を示す。

鋼板巻立て補強を行ったWP22では、部材角 $-4/300 \sim -6/300$ において耐力が急激に低下した。これは、段落し部から発生した曲げひび割れが斜め下方に伸張してせん断ひび割れとなったためである。この時、図-5に示すWP22の断面長辺中央部の軸方向鉄筋ひずみ分布を見ると、下方の段落し部において軸方向鉄筋が降伏している。実験終了後補強鋼板を撤去したところ、斜めひび割れは、補強鋼板による拘束を受けにくい長辺の中央部付近から発生していた。これよ

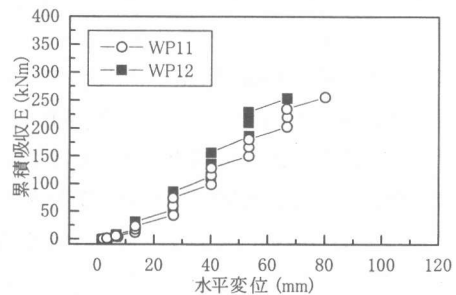
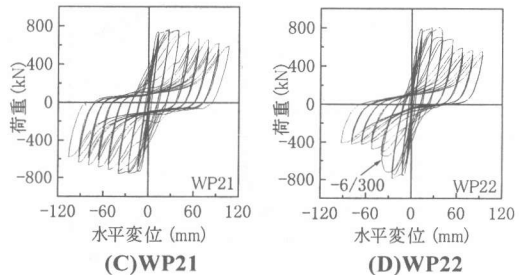


図-4 累積吸収エネルギー



り、引張鉄筋比が大きくなった場合には、鋼板巻立てを行っただけでは段落し部の補強が難しいことがわかる。

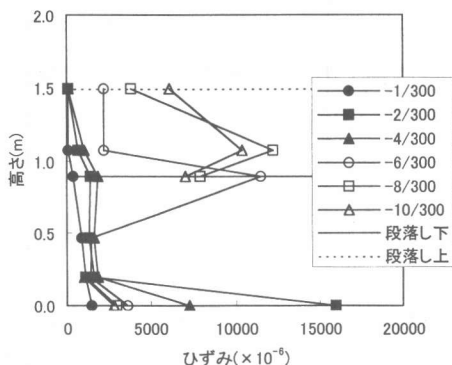


図-5 軸方向鉄筋のひずみ分布 (WP22)

3.2 シリーズ2

シリーズ2では、シリーズ1の引張鉄筋比が0.58%である場合において、鋼板巻立てのみでは段落し部の補強が難しいことが確認されたため、鋼板巻立てに加えてアンカー筋や基部をH形鋼で拘束するなどの補助工法を併用した試験体について実験を行った。図-6に WP31~WP34 の荷重-変位関係の包絡線を示す。

段落し位置の補強鋼板裏面にズレ止め鉄筋を配置し、橋脚下端をH形鋼で拘束した WP31, WP33 は、部材角-12/300 時点で下方段落し部の主筋が降伏したが、WP22 と異なり部材角が大きくなってからの降伏であり、荷重-変位関係に与える影響は小さく、急激な耐力低下は生

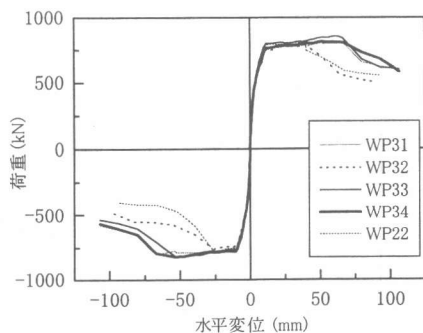


図-6 荷重-変位関係の包絡線

じなかった。部材角が小さな段階では補強鋼板裏面に溶接したズレ止めにより補強鋼板と橋脚躯体との一体性が向上し、また、H形鋼により補強鋼板の面外剛性が高められ、主筋の座屈を抑制できたためと考えられる。

WP32 では、部材角-4/300~6/300 においてアンカー筋の抜出し、および破断が生じて耐力が低下した。そのため、荷重-変位関係はシリーズ1の WP22 と同様な形状を示した。

WP34 は、WP32 における下端1D (D:断面高さ) 区間のアンカー筋の本数および強度を増加させ、アンカー筋を打設しない区間には鋼板裏面にズレ止め筋を設けた試験体である。これらの効果により、WP31, WP33 と同様な補強効果を得ることができた。

図-7に各試験体の変位と累積吸収エネルギーの関係を示す。図には、1サイクル目における累積吸収エネルギーを示した。

WP31, WP33, WP34 は、段落し部の破壊を防ぎ下端の拘束を高めた効果により、軸方向鉄筋の座屈開始時期を無補強の試験体である WP21 と比較して遅らせることができた。その結果、WP21 に比べて大きな部材角に至るまで履歴ループの形状が紡錘型からスリップ型へ移行することがなく、累積吸収エネルギーもより大きなものとなった。しかし、WP32 に関しては、段落し部の破壊を防ぐことができなかったために、累積吸収エネルギーは WP21 よりも小さな値を示した。

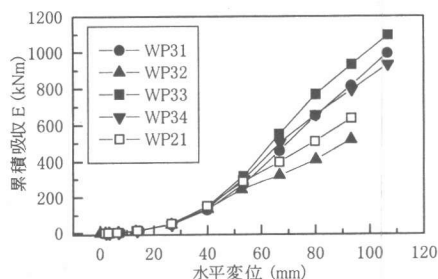


図-7 累積吸収エネルギー

4. 実験の考察

4.1 軸方向鉄筋の段落し部の補強

壁式橋脚に鋼板巻立て補強を行う場合には、長辺における鋼板の面外方向の拘束力が弱いために、鋼板内部での躯体の曲げ変形やせん断変形を抑えることが難しい。そのため、WP22のように柱脚部の引張鉄筋比が大きくなると段落し部における最大作用曲げモーメントに比して曲げびび割れ発生モーメントが小さくなり、せん断耐力に余裕がない場合には、段落し部を起点にして破壊することがわかった。そのため、シリーズ2で実施したように補強鋼板と橋脚躯体の一体性を高め、曲げやせん断の変形を拘束する補助工法を適用することが必要であると考えられる。

4.2 橋脚下端のじん性補強

WP31 および WP33 では、実構造物に使用可能な H 形鋼をそれぞれ 450×450H, 300×300H と想定し、断面剛性の縮尺を考慮して実験で使用する H 形鋼を決定した。その結果、今回の実験に使用した規格の H 形鋼であれば、部材角で 10/300 以上の変形性能を得られることが確認できた。

WP32 では、アンカー筋ピッチを、水平方向に 2D、高さ方向に 1D とし、実構造物において使用するアンカー筋を D19 と想定して試験体では D6 を用いたが、アンカー筋の破断、引抜けが生じて十分な効果が得られなかった。そこで、アンカー筋の本数、埋込み長、強度を次項に示す方法で再検討した WP34 を設計し、確認実験を行った。WP34 に関してはアンカー筋に高強度タイプ（降伏強度 $f_{sy}=480 \text{ N/mm}^2$ ）の M8 全ねじボルトを用いて、埋込み長を 30φ として水平方向に 1D ピッチ、鉛直方向に 0.5D ピッチで打設した。その結果、部材角で WP33 と同等な変形性能を得ることができた。このことから、橋脚下端を拘束し、長辺の面外方向の剛性を高めることは、主筋の座屈を抑制し、変形性能の改善に有効であることがわかつ

た。

4.3 下端拘束用のアンカー筋の設計方法

H 形鋼で下端を拘束する方法の有意性は WP33 の実験において確認された通りであり、WP34 における下端拘束用のアンカー筋の設計においては、H 形鋼で下端を拘束した場合と同等の変形性能を得ることを目標とするという観点から設計を行った。

WP33 に設置した H 形鋼は、部材角 10/300 までは弾性範囲内であり、10/300 を越えたステップで降伏ひずみに達し、これに伴うようにして荷重低下が生じた。

WP33 の H 形鋼巻立て部を、図-8 に示すようなかぶり～充填モルタル～鋼板～H 形鋼から成る合成断面を有した単純梁にモデル化する¹⁾。そして、この剛性断面が主筋のはらみ出す力に抵抗すると仮定し、単純梁モデルの下縁となる H 形鋼の縁応力 σ が降伏応力（SS400： 235 N/mm^2 ）に達する時の鉄筋のはらみ出す力 q を求める。ただし、設計では、H 形鋼の降伏強度が規格値よりも大きかった場合にはアンカー筋の検討において危険側の結果を与えることから、H 形鋼の実降伏強度が規格値の 2 割増であるとして計算を行った。鉄筋のはらみ出す力 q は図-8 に示すように等分布荷重であると仮定すると、式(1)より単位荷重 $q=25.1 \text{ N/mm}$ が算出される。

$$q = 8M / L^2 \quad \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 q : 鉄筋のはらみ出す力

M : 合成断面における H 形鋼の降伏モーメント

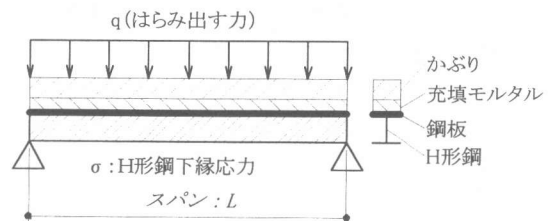


図-8 はらみ出す力 q と単純梁モデル

L: 単純梁モデルにおけるスパン

次に、WP34 についてアンカー筋を 5 本使用
 するとして、鋼板とアンカー筋を図-9 に示す
 ような連続梁にモデル化した。



図-9 連続梁モデル (WP34)

このモデルにおける支承バネ定数 K はアン
 カー筋の弾性変形および躯体からの抜出しを考
 慮して(2)式により求めた。

$$K = P / (\delta_1 + \delta_2) \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 P : アンカー筋の降伏荷重

δ_1 : 降伏時のアンカー筋の抜出しによ
 る変位 (島モデル²⁾により算出)

δ_2 : 降伏時のアンカー筋の弾性変形

なお、中央部のアンカー筋のみに過大な力が
 働くことを防ぎ、各アンカー筋に作用する力の
 平準化を図るために、中央部のアンカー筋と鋼
 板の固定部分に 10mm の緩衝材を設置した。中
 央部アンカー筋に相当する支承バネ定数は、こ
 の影響として(2)式の分母に緩衝材の変形分の
 10mm を加えて算出した。

連続梁モデルに、WP33 の単純梁モデルで求
 めた等分布荷重 q を作用させた時の支点反力が
 アンカー筋に作用する力であると仮定し、弾性
 骨組み計算により求めたアンカー筋の引抜き力
 を図-10 に示す。アンカー筋に作用する最大引
 抜き力は 12.8kN であり、この荷重に耐えうる
 アンカー筋として JIS B 1501 に示される 6.8-
 M8 (降伏荷重 17.6kN) を選定した。



図-10 アンカー筋に作用する力

以上の計算によって決定したアンカー筋の仕
 様を適用した WP34 と、設計の基本とした下端
 を H 形鋼で拘束した試験体 WP33 との比較とし
 て図-6 を参照すると、 s 荷重-変位関係は同
 様なものとなっており、本設計方法が妥当なも
 のであると判断できる。

5 まとめ

今回の実験検討により、壁式橋脚に対する
 効果的な鋼板巻立て補強方法の確認ができ、
 以下のことが明らかとなった。

- (1) ズレ止め鉄筋やアンカー筋によって、
 補強鋼板と躯体の一体性を高めることは
 段落し補強に有効である。
- (2) H 形鋼やアンカー筋によって橋脚下端
 の拘束を高めることは、主筋の座屈を抑制
 することができ、変形性能の向上に有効で
 ある。
- (3) 橋脚の下端拘束にアンカー筋を用いる
 場合、H 形鋼による下端拘束による変形性
 能を基本として鉄筋のはらみ出す力求め、
 アンカー筋を支点とする連続梁にモデル
 化し、その支点反力を求めることでアンカ
 ー筋の必要本数および強度の設計が可能
 である。

謝辞

本研究を実施するにあたりご協力頂きました、
 東海旅客鉄道 (株) の関係者の方々に感謝の意
 を表します。

参考文献

- 1) 玉井真一・佐藤勉: 鋼板巻立て補強した RC 柱
 の変形性能, 鉄道総研報告 Vol.12, No.9,
 pp.39-44, 1998.9
- 2) 島弘・周礼良・岡村甫: マッシュなコンクリ
 ートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-す
 べり-ひずみ関係, 土木学会論文集,
 No.376/V-6, pp.165-174, 1987.