

経済的な橋脚耐震補強工法の開発



森山 智明* 小林 薫*

軸方向鉄筋の途中定着部を有する既設橋脚の耐震補強工法として、橋脚の4隅をPC鋼材により拘束力を与える工法を提案し、補強効果の確認を行うため交番載荷試験を行った。軸方向鉄筋の途中定着部を有する橋脚の縮小試験体により、PC鋼材の配置、拘束力、引張鉄筋比、軸力等を変化させ試験を行い、損傷状況、変形性能に及ぼす影響について検討した。その結果、補強により途中定着部の脆性的な破壊は起こらず、変形性能が向上することが明らかとなった。また、壁式橋脚を対象とした本工法の試設計を行い、鋼板巻き補強と比べて約30%程度の工事費削減が可能となることを確認した。

●キーワード：耐震補強，途中定着，変形性能，RC橋脚

1 はじめに

鉄道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行われてきた。RCラーメン高架橋柱については、実物規模の試験体による交番載荷試験等が行われ、各種の工法が開発され実用化されている。

RC橋脚は、ラーメン高架橋の柱部材に対して、1)軸方向鉄筋の途中定着（以下「段落し」という）を有するものがあること、2)断面が非常に大きいこと、3)壁式橋脚などでは断面高さと同断面幅の比（以下、辺長比）が1.3～1.6の長方形となるなど、鉄道高架橋柱とは形状、配筋が相違する。特に、段落しを有する橋脚は、橋脚の高さ方向で引張鉄筋量が不連続となっているため、地震時に大きな交番繰り返し荷重が作用した場合の弱点箇所¹⁾となり、耐震性能が低下する可能性がある（図1参照）。

RC橋脚の耐震補強は、橋脚く体部分だけの補強を見ても工事費が割高になるのに加え、重機や資材搬入用の仮通路等の設備も必要となるため、工事費が相当高くなるといった問題点がある。

今回、段落しを有するRC橋脚を対象とした経済的な耐震補強工法の開発概要について報告する。

補強用鋼材は、高強度鋼棒（PC鋼棒やUSD685規格の鉄筋等）を使用し、橋脚の四隅に補強用鋼材に発生する引張力を橋脚く体断面内に導入するための隅角部補強鋼材（L型鋼材を加工したもの）を配置する。この隅角部補強鋼材が、補強用鋼材の引張力を効果的に断面内の横拘束力として与えるので、せん断破壊の防止（せん断補強効果）、変形性能の向上（じん性能の向上）が期待できるものである。

類似の工法として、鉄道高架橋柱を対象としたRB工法等²⁾³⁾が実用化されている。しかし、補強対象となるRC橋脚は、鉄筋の途中定着を有するものがあること、壁式橋脚などでは辺長比が1.3～1.6の長方形となるなど、鉄道高架橋柱とは形状、配筋が異なるため、高架橋柱の技術をそのまま適用することはできない場合があると考えられる。



図1：橋脚の途中定着部の損傷状況

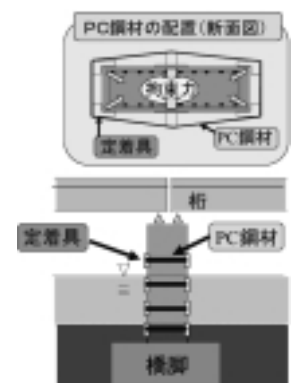


図2：開発イメージ

2 耐震補強工法の概要

今回開発した耐震補強工法のイメージを図2に示す。組立てが容易となるように補強用鋼材や隅角部補強材を比較的小部材化し、橋脚の外周に配置する耐震補強工法を考案した。

3 実験概要

3.1 試験体諸元

実際のRC橋脚では、引張鉄筋比で0.3～0.6%程度、断面の

表1：試験体諸元

試験体番号	断面寸法 (mm)	断面幅 (mm)	有効高さ (mm)	せん断高さ (mm)	a/d	軸方向鉄筋 (径-本数) (鉄筋比%)	段落し部 鉄筋量 (鉄筋比%)	段落し 高さ (mm)	帯鉄筋 (径-間隔) (鉄筋比%)	軸圧縮 応力度 (N/mm ²)	補強方法 PC鋼棒径-ピッチ 径(mm)-ピッチ(mm)	PC鋼棒 緊張力 (kN)
B-1	350× 1050	1050	317	1200	3.79	D13-21 (0.80)	D13-11 (0.42)	600	D6#100 (0.02)	0	無補強	—
B-2											φ13-160	0
B-3											φ13-160	40
B-4											φ13-80	40
B-5	500× 1500	1500	460	1800	3.91	D16-20 (0.58)	D16-12 (0.39)	500 1200	D6#250 (0.01)	0.75	φ13-160	0
B-6											φ9.2-160	0
B-7											小判型	より線φ9.2×2-80
W-1	350× 2100	2100	317	1200	3.79	D13-43 (0.82)	D13-23 (0.42)	600	D6#100 (0.01)	0	φ9.2-160	20
W-2											φ13-160	40
W-3											φ13-80	40
W-4											φ9.2×2-160 定着材分	40
W-5											φ13-160 中央補強材	40
W-6						φ13-160	0					
W-7						φ13-160	40					
W-8						D10-35 (0.42)	D10-18 (0.22)	D6#200 (0.01)	0.75	φ9.2-160	20	
W-9						D16-35 (1.04)	D16-18 (0.54)			φ13-160	40	
W-10						D16-35 (1.04)	D16-18 (0.54)			φ13-80	40	
P-1	φ650	650	600	1650	2.75	D22-28 (0.98)	D22-14 (0.49)	825	D10#250 (0.11)	1.00	より線φ9.2×4-350	0
P-2						D25-28 (1.29)	-	-	D10#150 (0.15)	4.00	より線φ9.2×4-250	0

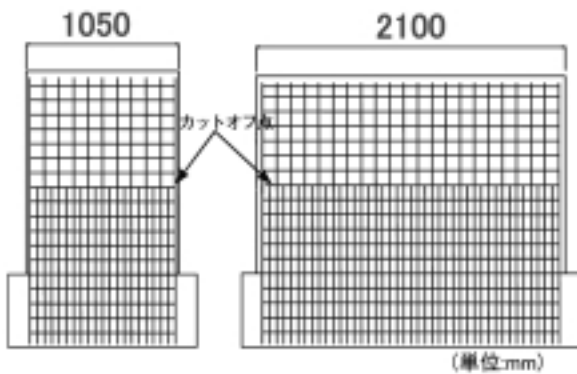


図3：試験体配筋図

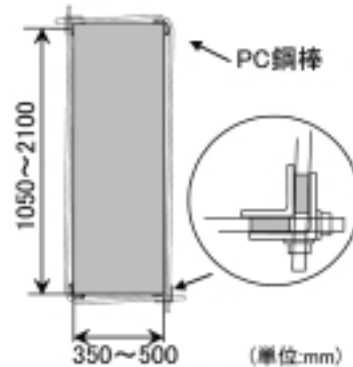


図4：PC鋼棒定着治具

辺長比は最大で1:6程度、せん断スパン比4程度のものが多く存在している。

試験体の基本的な諸元は、実構造物での配筋等を参考に、縮尺を1/4程度に設定している。断面形状は、断面の辺長比1:3のBシリーズ、長辺比1:6のWシリーズ、円形断面のPシリーズの3種類である。図3に試験体配筋図、表1に試験体諸元を示す。

橋脚の破壊モードを鉄筋の段落し部(以下、カットオフ点)のせん断破壊先行とするため、引張鉄筋比を0.80%を中心に、鉄道構造物設計等標準²⁾により算出した段落し位置での曲げせん断耐力比(V_y/V_{mu} :ここで V_y :段落し位置のせん断耐力、

$V_{mu}=M_u/l_a$ 、 M_u :基部曲げ耐力、 l_a :せん断スパン)を0.9程度とした。

軸方向鉄筋のカットオフ点は、載荷点高さ(せん断スパン)の1/2の位置で鉄筋量を1/2にし、基部とカットオフ点の軸方向鉄筋が計算上同時に降伏するようにした。

試験体に設定したパラメータとしては、補強後の段落し位置の曲げせん断耐力比(V_y/V_{mu})、補強鋼材(実験ではPC鋼棒を使用)による断面拘束力(PC鋼棒の配置量とPC鋼棒の緊張力)、作用軸力である。なお、B-1試験体は、比較のための基本試験体で補強を行っていない。

図4にPC鋼棒定着治具、コーナー材の断面形状を示す。

補強として、断面の4隅にL型鋼(50mm×50mm×6mm)を加工したPC鋼棒定着治具を用い、PC鋼棒定着治具側でナットの締め付けによりPC鋼棒に緊張力を与える。使用したPC鋼棒は、 $\phi 9.2$ と $\phi 13$ mm(B種1号(SBPR980/1080))およびPC鋼より線 $\phi 9.2$ mmである。

3.2 交番载荷試験概要

図5に、実験状況を示す。正負交番試験は、降伏変位の実験値(δ_{ytest})の整数倍を1回ずつ繰り返して行い、10 δ_y 以降は12 δ ,14 δ ・・・と偶数倍の载荷を行った。



図5：交番载荷実験状況

4 実験結果および考察

(1) 辺長比1:3試験体の試験結果(Bシリーズ)

図6(a)~(c)は辺長比1:3の試験体の試験終了後の状況を示す。無補強のB-1試験体は、カットオフ点が橋脚く体下端より先行して降伏ひずみに達している、2 δ_y 時になるとカットオフ点で曲げひび割れから斜めひび割れへと進展した。3 δ_y で段落し部の斜めひび割れがさらに発達し、このひび割れ幅が急激に大きくなるとほぼ同時に急激な荷重低下となった。

図6(b),(c)のようにPC鋼棒の配置量とPC鋼棒の緊張力から

定まる断面拘束力が大きい試験体ほど、試験体側面の損傷が少なくなる傾向を示した。

図7に辺長比1:3試験体の荷重-変位曲線の例を示す。無補強のB-1試験体では、3 δ_y の負側の载荷でカットオフ点のひび割れが大きくなり、急激に荷重が低下した。PC鋼棒による補強を行ったB-3試験体は、4 δ_y 目に降伏荷重を下回ったが、急激な荷重の低下とならなかった。5~8 δ_y の载荷では、徐々に各サイクルでのピーク荷重が低下した。9~14 δ_y の間は、降伏荷重の約7割程度でピーク荷重はほぼ一定で14 δ_y 以降徐々に荷重が低下し、20 δ_y で降伏荷重の1/2を下回った。5~8 δ_y で徐々にピーク荷重が低下する理由として、段落し鉄筋の付着が低下し、段落し鉄筋が引張力を負担しなくなったためと考えられる。

補強を行った試験体は、いずれも急激に荷重低下する脆性的な破壊は起こらず、変形性能が向上していることが確認された。

(2) 長辺比1:6試験体の試験結果(Wシリーズ)

図8に辺長比1:6の試験体の試験終了後の状況を示す。載荷面中央付近では、カットオフ点よりも若干下側から対面するフーチング基部付近に向かう斜めひび割れが発生した。正負の交番载荷に伴いこの斜めひび割れが交差し、ひび割れ幅が拡大したため載荷面側に顕著なひび割れ位置を確認することができた。このひび割れは、載荷面中央付近ではカットオフ点の若干下側となるが載荷面端部に近づくにつれて橋脚く体基部付近に移行するようになり、PC鋼棒定着治具位置でフーチング上面位置となる。

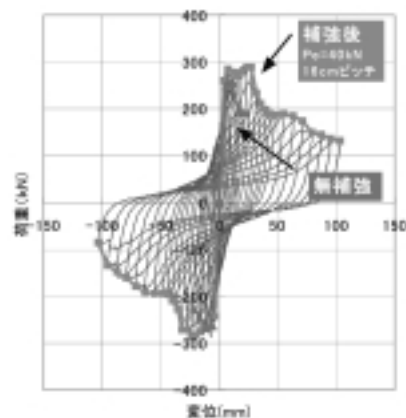


(a)無補強(B-1)

(b)B-2

(c)B-3

図6：辺長比1:3試験体の載荷終了時点の状況



辺長比1:3の試験体

図7：荷重-変位曲線

このようなひび割れ面を形成する理由としては、荷重面中央付近では断面拘束の影響が小さいことから、この部分ではせん断ひび割れが立ち上がり、破壊形態としてはせん断破壊の様相を呈し、荷重面の端部付近では定着治具の剛性と断面の横拘束力の影響で斜めひび割れが荷重面端部までの進展を妨げられたことにより、橋脚く体基部に損傷が集中したためと思われる。

図9に辺長比1:6試験体(W-2)の荷重-変位曲線を示す。補強を行った辺長比1:6試験体試験体は、いずれも急激に荷重低下する脆性的な破壊は起こらず、変形性能が向上していることが確認された。

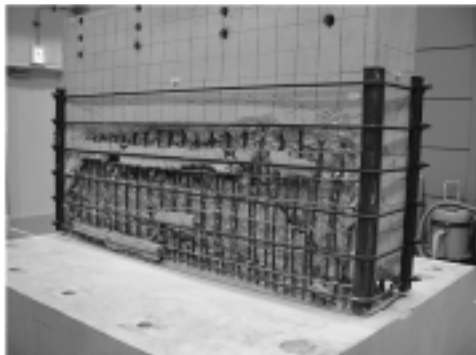


図8：辺長比1:6試験体の載荷終了時点の状況

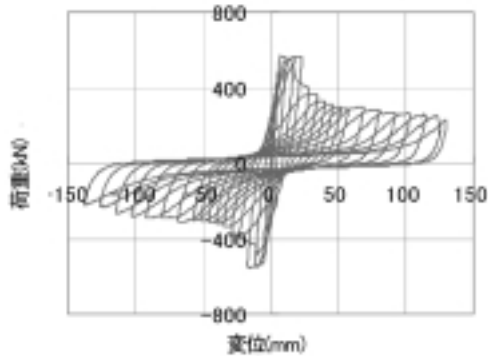


図9：荷重-変位曲線 (W-2辺長比1:6試験体)

(3)円形試験体の試験結果(Pシリーズ)

図10にP-1試験体の14 δy 試験終了後の状況を示す。P-1試験体は、カットオフ点付近で主鉄筋が柱外側に曲がり、カットオフ点付近の損傷が大きくなっている。

図11にP-1試験体の荷重-変位曲線を示す。P-1試験体のピーク荷重が降伏荷重を下回った荷重サイクルは、14 δy で、その後、段落し部の主鉄筋が破断し、荷重が低下している。P-1試験体は、辺長比1:3,1:6試験体に見られたような、段落し鉄筋の定着が切れることによるピーク荷重の緩やかな低下は見られず、14 δy まで降伏荷重を維持していた。



図10：P-1試験体の状況 (14 δy 載荷終了)

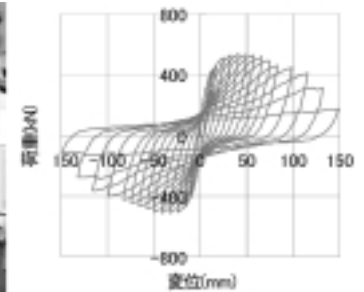
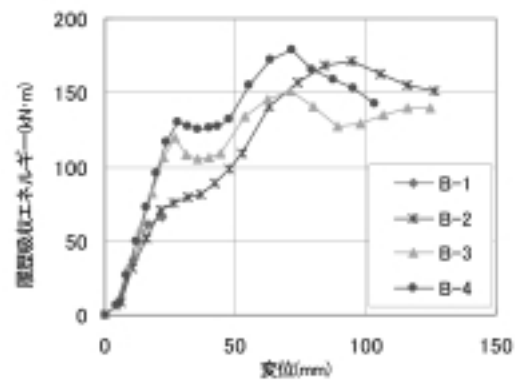


図11：荷重-変位曲線 (P-1試験体)

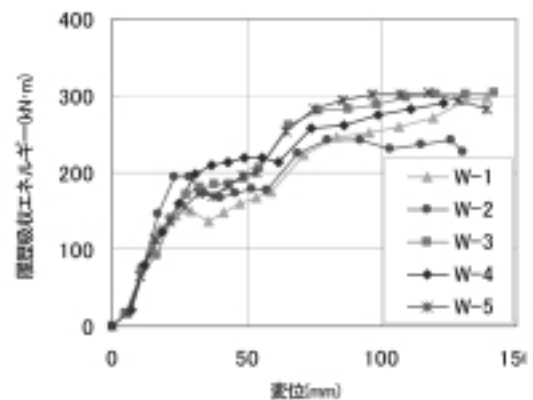
5 変形挙動に及ぼす補強効果の検討

(1)履歴吸収エネルギー性能に関する検討

図12(a),(b)に、履歴吸収エネルギー量と載荷点の水平変位との関係を示す。履歴吸収エネルギーは、各載荷サイクルの荷重-変位の履歴ループの面積を求めたものである。



(a)辺長比1:3



(b)辺長比1:6

図12：履歴吸収エネルギーと変位の関係

履歴吸収エネルギーは、補強を行うことで部材角1/10(載荷点位置の水平変位120mm)程度となる変形領域でも安定した状態であることを確認した。

②変形性能に対する補強効果

ここでは、補強量と変形性能に関する検討を行う。

本補強方法の変形性能としては、エネルギー吸収性能を考慮したじん性率(μ_e)を指標とする。エネルギー吸収性能を考慮した終局変位(δ_{eu})は、図13に示すように、荷重・変位曲線の包絡線が1/2Pyを下回らない最大変位までの包絡線の面積と等価な面積となる降伏荷重(Py)を有するバイリニアモデルの最大変位とした。エネルギー吸収性能を考慮したじん性率(μ_e)は、 δ_{eu} を δ_y で除して求めた。 δ_{eu} における変形性能の評価に関しては、一面補強工法における鋼板が補強として機能する場合の変形性能評価⁶⁾でも用いられている。なお、降伏荷重の1/2Pyまでの最大変位までとした理由は、下記のとおりである。

- ①急激に水平荷重の低下とまらない安定した耐荷性状を示し、作用軸力は安定して保持($\sigma_0=0.75N/mm^2$)している。
- ②履歴吸収エネルギーは1/2Pyとなるまで安定している。
- ③1/2Py程度の残存水平耐力を有することで、大地震直後の余震に対しての安全性を考慮した。

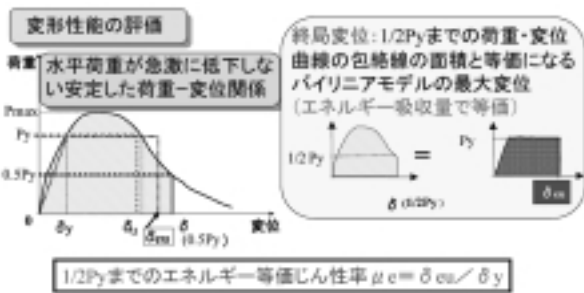


図13：変形性能の評価

図14に、曲げせん断耐力比と μ_e との関係を示す。せん断耐力の計算は、鉄道構造物設計標準⁵⁾に準拠し、PC鋼棒の補強分のせん断耐力はトラス理論より式(1)で計算を行った。なお、ここでのPC鋼棒の降伏応力度は、塑性ヒンジとなる区間を対象として800N/mm²とした。

$$V_s = \{ A_w \cdot f_{wy} (\sin \theta + \cos \theta) / s_s \} + \{ A_p \cdot \sigma_{pw} (\sin \theta + \cos \theta) / s_p \} \quad (1)$$

図14からは、補強により曲げせん断耐力比を15以上確保することにより、1/2Pyまでのエネルギー等価じん性率 μ_e は、10以上確保されることがわかる。このことから、阪神大震災規模の

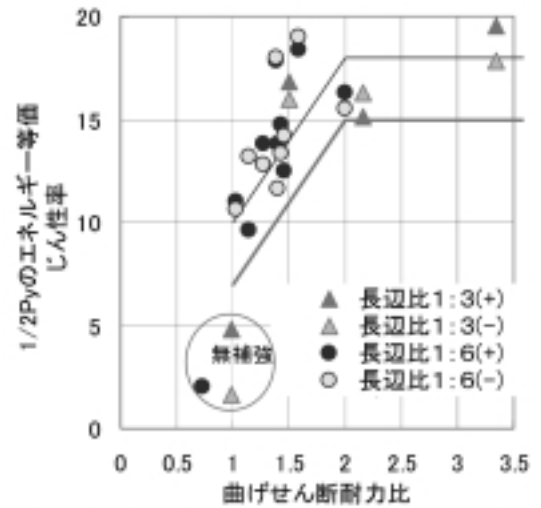


図14：変形性能と補強後の曲げせん断耐力比

地震に対して、段落し位置がせん断破壊の起点となるような橋梁等の崩壊を防止するための要求性能を満足するためには、段落し位置での設計曲げせん断耐力比は1.5程度以上確保する必要がある。

6 補強式設計および工事費の比較

本工法による試設計と鋼板巻き補強工法の経済比較を行った。対象橋脚は、図15に示す壁式橋脚である。本橋脚は、54枚の鋼板(3m×0.9m t=19mm)を現場溶接による接合で鋼板巻き補強が施工されている。本工法で補強設計を行うと補強量は、PC鋼棒Φ21mmを20cm間隔となる。

本工法と鋼板巻き補強による補強工事費の比較を図16に示す。図16は、鋼板巻きによる補強工事費を1とし、%で表している。工事費の中には資材搬入のための工事用通路等の仮設費は含まれていない。本工法では、鋼板巻き補強と比べ約30%程度の工事費の削減が可能となっている。

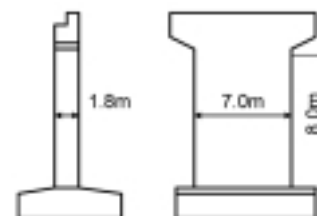


図15：試設計橋脚形状

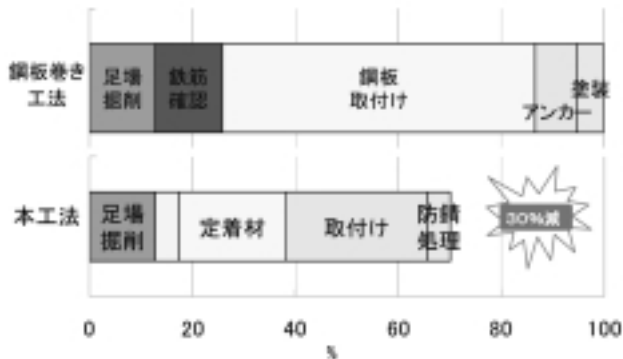


図16：補強工事費（工事中仮設設備費を除く）の比較

7 まとめ

段落しを有するRC橋脚を対象に、高強度鋼材と隅角部補強鋼材（L型鋼材を加工したもの）を配置する新しい耐震補強工法の補強効果を実験的に検討した。本検討結果を下記にまとめる。

- (1)補強によりカットオフ点付近の脆性的な破壊を防止し、変形性能が向上することを確認した。
- (2)補強により履歴吸収エネルギーが安定して発揮されることを確認した。
- (3)阪神大震災規模の地震に対して、カットオフ点を起点としてせん断破壊する橋梁等の崩壊を防止するための要求性能を満足するためには、段落し位置での設計曲げせん断耐力比を1.5程度以上確保する必要がある。
- (4)本工法の試設計の結果、壁式橋脚を対象とした鋼板巻き補強と比べて約30%程度の工事費削減が可能となる。

参考文献

- 1) 山本 強、石橋 忠良、大坪 正行、小林 晋爾：鉄筋を途中定着した橋脚の耐震補強に関する実験的研究、土木学会論文集，No.348/V-1pp.61-70，1984
- 2) 富名腰 泉ほか：PC鋼棒にプレストレスを導入したRC柱の耐震補強に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vo21，No.3，pp.1645-1650，2000.6
- 3) 津吉 毅ほか：鉄筋を外周に配置する既設RC柱の耐震補強工法の断面外に配置した鉄筋の効果に関する研究，土木学会論文集，No.676/V-51,pp.77-88，2001.5
- 4) 玉井 真一ほか：鉄筋を途中定着した壁式橋脚の鋼板巻立て補強に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vo21，No.3，pp.1315-1320，1999.6
- 5) 運輸省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物設計標準・同解説 コンクリート構造物，丸善，1992年10月
- 6) 小林 薫、石橋 忠良：RC柱の一面から施工する耐震補強工法の鋼板の補強効果に関する実験的研究，土木学会論文集，No.683/V-52,pp.75-89，2001.8