

# 既設 RC 橋脚の変形性能と耐震補強効果の評価方法

鬼頭 直希\*      中田 裕喜\*      岡本 大\*  
奥西 淳一\*\*      谷村 幸裕\*\*\*

Evaluation of Deformation Performance and Seismic Retrofit Design to Existing Wall Type Pier

Naoki KITO      Yuki NAKATA      Masaru OKAMOTO  
Junichi OKUNISHI      Yukihiro TANIMURA

The existing wall type pier in the railway structure has a smaller tensile reinforcement ratio and shear reinforcement ratio than RC rigid frame viaduct columns. However we evaluate it using a deformation performance calculation method of the past based on the experiments on RC columns. In this study, we carried out a loading examination and confirmed that the deformation performance calculation method is applicable in the range where the reinforcement ratio was small. As a result, the calculation method of the past underestimated experimental result and it was confirmed that we could evaluate them reasonably by expanding the lower limit of the plasticity hinge angle of rotation. In addition, we confirmed the reinforcement effect of the prestressing bar which penetrated through wall type pier using the steel jacketing on the buckling of the reinforcement ratio, and suggested seismic retrofit design.

キーワード：RC 橋脚，変形性能，鉄筋比，鋼板巻立て補強，貫通 PC 鋼棒，拘束効果

## 1. はじめに

1995年兵庫県南部地震を契機に、主に鉄筋コンクリート（以下、RC）ラーメン高架橋柱のせん断破壊や落橋等の壊滅的な破壊の防止を目標に、耐震補強が進められてきた。既設構造物の耐震診断・補強においても、鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）<sup>1)</sup>（以下、耐震標準）に準じて性能を照査することが基本であり<sup>2)</sup>、耐震標準においては、地震時の安全性および復旧性の照査は、応答変位が所定の限界変位に達しないことを確認することとなっている。RC部材においては、この限界変位はRCラーメン高架橋柱を対象とした載荷実験<sup>3)</sup>により導出された変形性能算定法<sup>4)</sup>により算出される。

一方、既設RC橋脚の引張鉄筋比 $p_t$ は、RCラーメン高架橋柱に比して小さいことが多い。一般に、 $p_t$ が小さくなるとコンクリートに作用する応力が小さくなること、軸方向鉄筋の座屈による帯鉄筋またはかぶりコンクリートへのはらみ出し力が小さくなることなどから、変形性能は増加する傾向にある<sup>3)</sup>。ただし、 $p_t$ が0.78%よりも小さい場合の実験データがないため、変形性能の算定においては実験における最小の引張鉄筋比 $p_t=0.78\%$ を下限值としている。そのため、 $p_t < 0.78\%$ の部材に対

しては変形性能を過小に評価していることが考えられ、橋脚く体の補強要否の判定の上で、 $p_t < 0.78\%$ における変形性能を検討することは重要である。

また、既設RC橋脚の補強においては、RCラーメン高架橋柱に比して断面寸法が大きい鋼板やRCなどの巻立て補強による軸方向鉄筋の座屈に対する拘束効果は小さい。そのため、巻立て補強に加えて塑性ヒンジ部の補強用鋼板を橋脚く体にアンカーで固定することで拘束効果の向上を期待することが多い<sup>2) 5) 6) 7)</sup>。しかしながら、アンカーによる拘束を考慮した定量的な変形性能算定法は提案されていない。

以上のことから、本研究では、既設RC橋脚を模擬した供試体の正負交番載荷試験により、 $p_t$ の小さい領域での既設RC橋脚の変形性能について検討した。さらに、鋼板巻立て補強したRC橋脚に貫通PC鋼棒を併用することで拘束効果を向上させた供試体により、補強効果を確認した。

## 2. 橋脚の軸方向鉄筋比が変形性能に与える影響

### 2.1 実験概要

既設橋脚の構造諸元を参考に、 $p_t$ とせん断補強鉄筋比 $p_w$ をパラメータとした縮小モデルの無補強供試体の交番載荷試験により、既設RC橋脚の変形性能について検討した。表1および図1に、供試体の諸元を示す。供試体は計4体であり、図1に示すように、軸力は鉛直ジャッ

\* 構造物技術研究部 コンクリート構造研究室

\*\* 構造物技術研究部 コンクリート構造研究室  
(現 JR 東海コンサルタンツ株式会社)

\*\*\* 構造物技術研究部

表1 供試体諸元

供試体	試験体概寸					軸方向鉄筋					帯鉄筋				
	<i>b</i> (mm)	<i>h</i> (mm)	<i>a</i> (mm)	<i>d</i> (mm)	<i>a/d</i>	規格	引張鉄筋本数	呼び名	$p_t$ (%)	側方鉄筋本数	規格	本数	呼び名	$S_s$ (mm)	$p_w$ (%)
No.1	1000	500	2000	455	4.4	SD390	14	D16	0.61	5	SD345	6	D6	100	0.19
No.2							19		0.83						
No.3						SD295A	13	D10	0.20						
No.4							15	D13	0.42						

*b*: 断面幅, *h*: 断面高さ, *a*: せん断スパン, *d*: 有効高さ,  $p_t$ : 引張鉄筋比,  $S_s$ : 帯鉄筋間隔,  $p_w$ : 帯鉄筋比

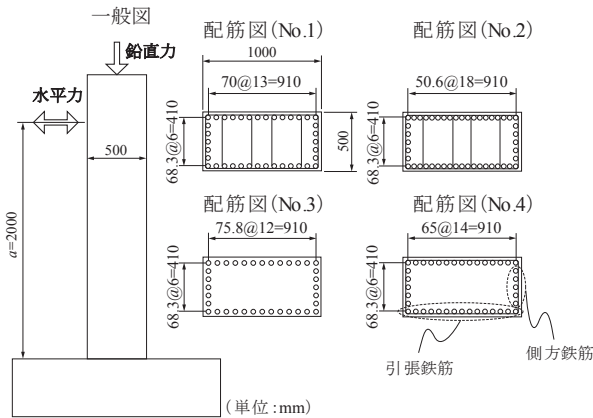


図1 供試体諸元

キにより 500kN (応力で 1.0N/mm<sup>2</sup>) の一定載荷とし、せん断スパン  $a=2000\text{mm}$  ( $a/d=4.4$ ) の位置で、水平ジャッキにより正負交番載荷試験を行った。基準とする水平変位は引張鉄筋の降伏時の変位  $\delta_y$  とし、 $\delta_y$ ,  $2\delta_y$ ,  $3\delta_y \dots n\delta_y$  ( $n$  は整数) と整数倍で各サイクル3回繰返し載荷を行い、荷重が十分低下するまで変位制御で載荷した。なお、表2に実験に用いた供試体の材料試験結果を示す。

2.2 実験結果 (損傷過程)

図2に、繰返し載荷により水平荷重が顕著に低下したときにおける損傷状況を No.2, 3 を例に示す。いずれの供試体も曲げひび割れの発生後、軸方向鉄筋の降伏、基部コンクリートの圧壊、かぶりのはく落および鉄筋の座屈が発生し、荷重低下後に鉄筋が破断した。いずれも曲げ破壊したものと考えられる。

表3に、橋脚基部からの引張鉄筋の最大降伏範囲長と実験終了時に目視により観測された軸方向鉄筋の最大座屈長を示す。最大降伏範囲長は  $0.57 \sim 1.95d$ , 最大座屈長は  $0.55 \sim 1.21d$  であった。なお、実物大高架橋柱の実験における降伏範囲長は  $0.8 \sim 1.6d$  であり<sup>3)</sup>、今回の供試体と大きな違いはなかった。

図2に示すように、最も  $p_t$  が大きい No.2 と最も  $p_t$  が小さい No.3 を比較すると、 $p_t$  が大きい No.2 の方が、基部に発生する応力が大きくなるため、斜めひび割れが発生しやすく、ひび割れ本数が増える傾向にあった。こ

表2 材料試験結果

供試体	$f'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	軸方向鉄筋			帯鉄筋		
		$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_s$ (kN/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_s$ (kN/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
No.1	31.7	441	187	634	352	193	561
No.2	30.0						
No.3	26.8	356	184	480	-	-	-
No.4	26.4	347	173	498	374	185	484

$f'_c$ : コンクリート圧縮強度,  $f_y$ : 降伏強度,  $f_u$ : 引張強度,  $E_s$ : ヤング率

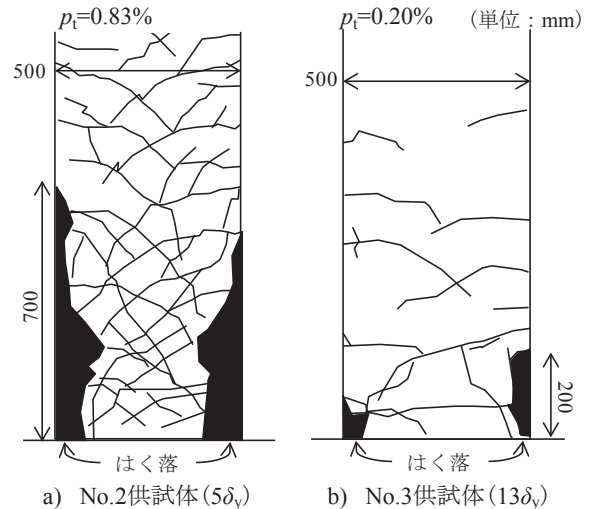


図2 ひび割れ図 (実験値における損傷レベル2の限界点の1サイクル後)

表3 引張鉄筋の最大降伏範囲長と軸方向鉄筋の最大座屈長

供試体	$p_w$ (%)	引張鉄筋		最大降伏範囲長		最大座屈長	
		$p_t$ (%)	径	(mm)	( $d$ )	(mm)	( $d$ )
No.1	0.19	0.61	D16	385 ~ 635	0.85 ~ 1.40	450	0.99
No.2	0.19	0.83	D16	635 ~ 885	1.40 ~ 1.95	550	1.21
No.3	0.00	0.20	D10	260 ~ 385	0.57 ~ 0.85	250	0.55
No.4	0.03	0.42	D13	385 ~ 635	0.85 ~ 1.40	420	0.92

れは、 $p_t$  が大きくなるほどコンクリート基部に発生する応力が大きくなることに加え、 $p_t$  が大きくなるほど軸方向鉄筋径を太くしているため、軸方向鉄筋の座屈長が長くなることが一因と考えられる。

2.3 実験結果と変形性能算定式の比較

図3に、水平荷重と水平変位の関係を示す。いずれの供試体も一定の変形性能を有する結果となったが、帯鉄筋を配置していない、もしくは帯鉄筋比が極めて小さい ( $p_w = 0.03\%$ ) No.3, 4は、繰り返しにより顕著な荷重低下が生じない最大水平変位点 (M点) 以降、荷重の低下がやや急激となる傾向が見られた。

図3および表4に、変形性能の計算結果を示す。なお、計算値 (現行モデル) は鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造物)<sup>4)</sup> (以下、RC標準) に示される変形性能算定式より算出したものである。ただし、ここでは部材係数  $\gamma_0=1.0$  とした。計算値 (現行モデル) と実験値を比較すると、水平荷重については、Y点 (損傷レベル1限界点) およびM点 (損傷レベル2限界点) とともに、RCラーメン高架橋柱の実験<sup>3)</sup> と同様な傾向であり、概ね評価できている。一方、各供試体の水平変位に

ついては、M点、N点 (損傷レベル3限界点) とともに、計算値は実験値より小さい傾向にあった。

ところで、M点、N点における変位は、く体変形のうち塑性ヒンジの回転による変位と、塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位、フーチング内からの軸方向鉄筋の伸出しによる回転変位に分けられる<sup>4)</sup>。そのうち、塑性ヒンジの回転による変位が占める割合が最も大きい。図4に、M点における塑性ヒンジ回転角の実験値  $\theta_{pmexp}$  と計算値  $\theta_{pmcal}$  の比較を示す。ここで、 $\theta_{pmcal}$  および  $\theta_{pmexp}$  は式(1)~(3)で示される<sup>4)</sup>。

$$\theta_{pmcal} = (0.21k_{w0} \cdot p_w + 0.013) / (0.79p_t + 0.153) \quad (1)$$

$$\theta_{pmexp} = \delta_{mexp} / (L_a - L_p / 2) \quad (2)$$

$$\delta_{mexp} = \delta_{mexp} - \delta_{mcal} - \delta_{mcal} \quad (3)$$

ただし、 $0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013 \leq 0.04$ ,  $0.79p_t + 0.153 \geq 0.78$  ここに、 $k_{w0}$ : 帯鉄筋強度を考慮する係数、 $L_a$ : セン断スパン、 $L_p$ : 等価塑性ヒンジ長、 $\delta_{mexp}$ : M点の変位の実験

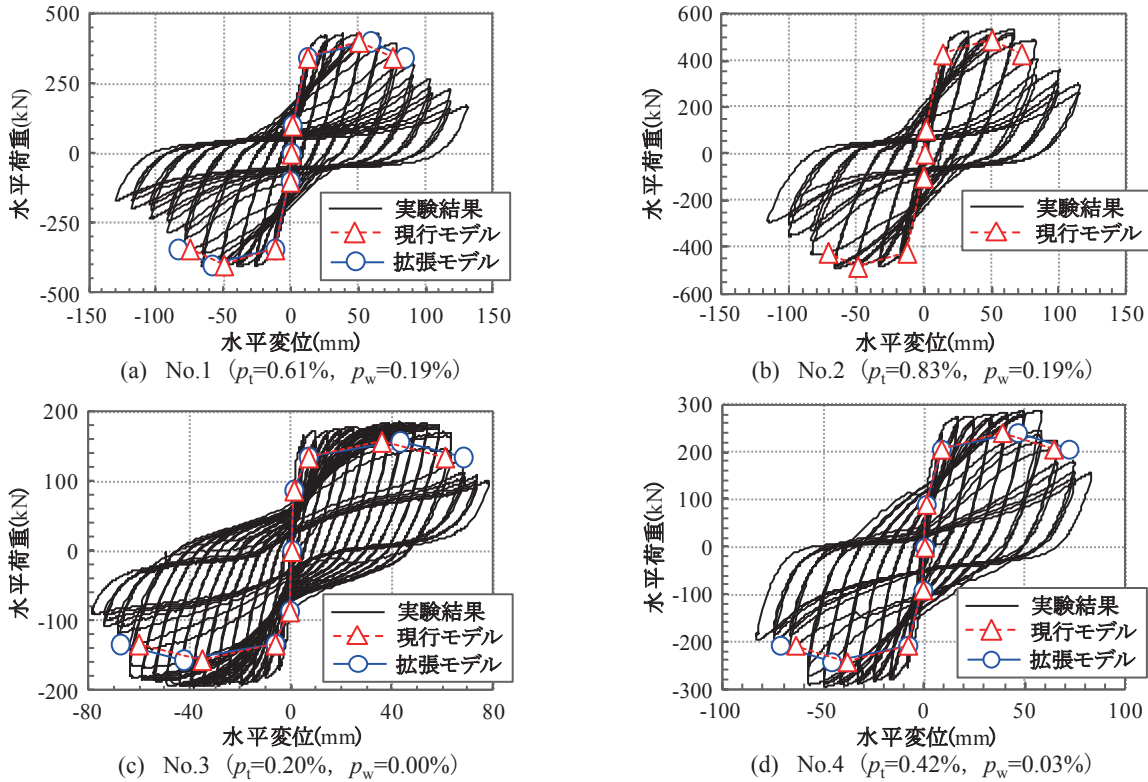


図3 水平荷重—水平変位関係

表4 実験値と計算値 (現行モデル)<sup>4)</sup> の比較

ケース	計算値					実験値					実験値 / 計算値				
	荷重 (kN)		変位 (mm)			荷重 (kN)		変位 (mm)			荷重		変位		
	Y点	M点	Y点	M点	N点	Y点	M点	Y点	M点	N点	Y点	M点	Y点	M点	N点
No.1	343	400	12.1	50.0	75.2	352	417	13.1	59.4	81.2	1.03	1.04	1.08	1.19	1.08
No.2	426	487	13.2	49.9	71.8	439	510	16.8	66.7	85.3	1.03	1.05	1.27	1.34	1.19
No.3	134	157	6.6	35.5	60.6	167	181	4.9	58.8	64.2	1.25	1.16	0.74	1.65	1.06
No.4	207	242	8.3	38.6	64.1	248	291	8.3	48.6	63.0	1.20	1.20	1.00	1.26	0.98

Y点: 軸方向鉄筋の降伏点 (損傷レベル1限界点), M点: 最大耐力点 (損傷レベル2限界点), N点: 部材耐力がY点まで低下した点 (損傷レベル3限界点)

特集：地震防災・耐震技術

値,  $\delta_{mbcal}$ : M点のく体変形のうち塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位の計算値<sup>4)</sup>,  $\delta_{mical}$ : M点のフーチング内からの軸方向鉄筋の伸出しによる回転変位の計算値<sup>4)</sup>, である。なお, 本実験の引張鉄筋降伏範囲はRC柱と大差ないことから, 等価塑性ヒンジ長  $L_p$  の算定はRC標準のもととなるRCラーメン高架橋柱を対象とした載荷実験<sup>3)</sup>と同じ  $L_p=0.5d+0.05L_a$  とした。

図4に示すように,  $\theta_{pmexp}/\theta_{pmcal}$  は1.24 ~ 1.76 倍の範囲であり, 現行の計算値は実験結果を過小評価していることがわかった。

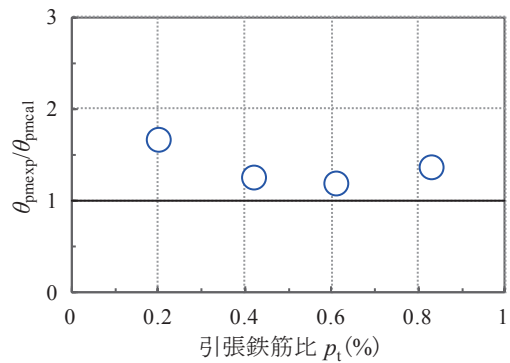


図4  $\theta_{pmcal}$  の精度の検証

2.4 低鉄筋比下における変形性能算定式の評価

$p_t$  が小さい領域において, M点, N点の変位が実験値と比較して計算値が小さい理由としては, 式(1)における  $(0.79p_t+0.153) \geq 0.78$  ( $p_t \leq 0.78\%$  に相当) の制限が一因と考えられる。そこで, この下限値について検討した。

図5に,  $p_t$  と  $\theta_{pmexp}/(0.021k_{w0} \cdot p_w+0.013)$  の関係を示す。 $\theta_{pmexp}$  を  $(0.021k_{w0} \cdot p_w+0.013)$  で除しているのは  $p_w$  の影響を排除するためである。 $p_t$  が小さくなると,  $\theta_{pmexp}/(0.021k_{w0} \cdot p_w+0.013)$  は大きくなる傾向であるが, 現行の算定式<sup>4)</sup> に下限値を考慮しない場合に相当する  $1/(0.79p_t+0.153)$  では, 計算値は実験値を過大評価することとなる。また, No.2 は  $p_t > 0.78\%$  であるが, 計算値は実験値を過小評価している。これは, 橋脚は長方形断面であるため断面に対する側方鉄筋量がRCラーメン高架橋柱に比して小さいことや, 帯鉄筋や配力鉄筋の配筋詳細がRCラーメン高架橋柱と異なることなど,  $p_t$  以外の影響によることが考えられる。

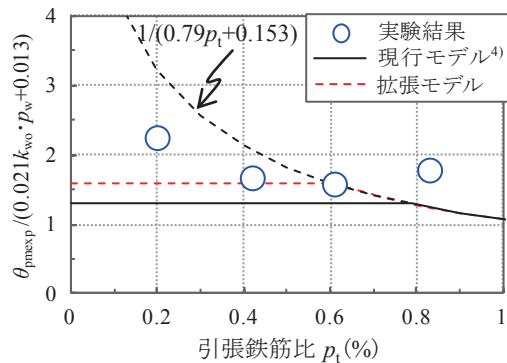


図5  $\theta_{pm}$  に対する  $p_t$  の影響

低鉄筋比RC橋脚の変形性能を評価するためには,  $p_t$  以外の影響を配慮した上で再検討することが必要と考えられるが, 本実験は限られた範囲での検討であること, 現行の評価法との連続性を考慮して, 式(1)の  $p_t$  の下限値を拡張することとした。すなわち, No.1の  $p_t = 0.61\%$  を下限値とし,  $(0.79p_t+0.153) \geq 0.64$  とした(図5の拡張モデル)。

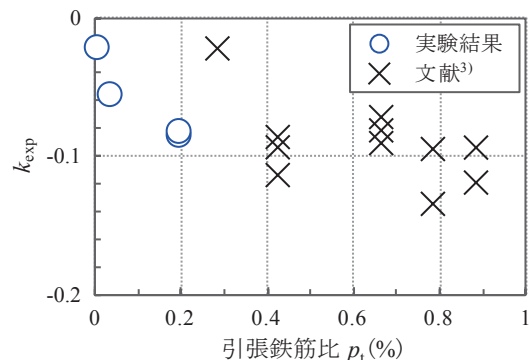


図6 水平荷重 - 水平変位関係の軟化勾配

次に, N点における水平変位を検証する。RC標準におけるN点の塑性ヒンジ回転角  $\theta_{pncal}$  は式(4)で示される。

$$\begin{aligned} \theta_{pncal} &= \theta_{pncal} + \Delta\theta_{pncal} \\ \Delta\theta_{pncal} &= K_p \cdot (M_y - M_m) \\ K_p &= k/M_m, k = -0.10 \end{aligned} \quad (4)$$

ここに,  $M_y$ : 曲げ降伏耐力,  $M_m$ : 曲げ耐力, である。式(2)と同様に, 実験で得られたN点における水平変位(表4)から算出した  $\theta_{pnexp}$  から, 式(4)における  $k$  を逆算した結果  $k_{exp}$  が図6である。なお,  $\Delta\theta_{pncal} (= \theta_{pnexp} - \theta_{pncal})$  の算出には, 前述の  $p_t = 0.61\%$  を下限値とした  $\theta_{pncal}$  を用いている。また, 図中にはRCラーメン高架橋柱での結果<sup>3)</sup>も併記した。

$k_{exp} = -0.08 \sim -0.02$  となり, 文献<sup>3)</sup>の平均値  $k$

表5 拡張モデルの精度

供試体	損傷レベル2 限界値(mm)		損傷レベル3 限界値(mm)			
	実験値	計算値	実験値 / 計算値	実験値	計算値	実験値 / 計算値
No.1	50.0	58.9	1.01	81.2	84.1	0.97
No.3	35.5	42.8	1.37	64.2	67.9	0.95
No.4	38.6	46.3	1.05	63.0	71.8	0.88

$= -0.10$  より全般に大きく, また  $p_w$  が極端に小さいNo.3, 4は特に大きい  $k_{exp}$  となることがわかった。すなわち,  $p_w$  が極端に小さくなるとM点以降の水平荷重の低下が大きく,  $k = -0.10$  ではN点における水平変位を過大評価すると考えられる。

図3に,  $(0.79p_t+0.153) \geq 0.64$ ,  $k = -0.10$  とした場合の計算値(拡張モデル)を併記した。また, 表5に



特集：地震防災・耐震技術

$$\theta_{pm} = \theta_{pm} + \Delta\theta_{pm}$$

$$\Delta\theta_{pm} = k \cdot (M_m - M_s) / M_m, \quad k = 0.21 \quad (6)$$

ここに、 $p_{sr}$ ：補強鋼板比(%)で  $p_{sr} = 2t/b$ 、 $b$ ：既設部の断面幅(mm)、 $t$ ：鋼板厚(mm)、 $k_{s0}$ ：鋼板強度を考慮する係数、 $k_{tb}$ ：柱寸法を考慮する係数で  $k_{tb} = -0.0013b + 1.9 \geq 0$ 、 $k_j$ ：接合部による強度の低減を考慮する係数、である。

図9に、補強前の計算値と、式(5)の $\theta_{pm}$ における $k_{tb}$ および $p_{sr}$ の $b$ に貫通PC鋼棒水平間距離(500mm)を用いた場合の計算値(提案計算値)を併記した。なお、2章での検討結果を踏まえ、提案計算値における $\theta_{pm}$ の $p_t$ の下限値は0.61%とした。

$k_{tb}$ および $p_{sr}$ の $b$ を橋脚全幅とした場合、 $k_{tb}$ が小さくなり、補強効果を見込めないということになる(図中補強前計算値相当)。一方、貫通PC鋼棒間で鋼板がはらみ出す破壊モードを踏まえ、 $k_{tb}$ および $p_{sr}$ における $b$ に貫通PC鋼棒水平間距離を用いた場合、図9に示すように変形性能を精度よく評価できた。

なお、本検討のように貫通PC鋼棒の効果を考慮するためには、貫通PC鋼棒により軸方向鉄筋の座屈によるはらみ出しを十分拘束する必要がある。本実験では、単位高さ当たりにおける降伏強度を考慮した貫通PC鋼棒総断面積を、降伏強度を考慮した部材片側面の補強鋼板断面積以上となるように設定した。貫通PC鋼棒の諸元を本検討と同様な考え方で設定することにより、補強した橋脚の変形性能算定において、 $k_{tb}$ および $p_{sr}$ における $b$ に貫通PC鋼棒水平間距離を用いることができると考えられる。ただし、鋼板と貫通PC鋼棒の剛性の違いによるそれぞれの応力負担に配慮するため、本実験で用いた貫通PC鋼棒(C種)の降伏強度以上のものを用いたとしても本実験の降伏強度とし、また貫通PC鋼棒の水平間距離が異なる場合はその最大値を用いるのがよいと考えられる。

なお、本実験ではせん断力が小さく、斜めひび割れが顕著とならなかった。斜めひび割れが顕著となる場合には、貫通PC鋼棒に作用する応力が增加することが考えられるため、別途検討が必要である。

4. まとめ

- (1) 既設橋脚を模擬した載荷実験の結果、現行の変形性能算定式による計算値は実験結果を過小評価した。
- (2) 変形性能算定式の塑性ヒンジ回転角における引張鉄筋の下限値を0.61%に拡張することで、実験結果を比較的精度よく評価できることを確認した。
- (3) 鋼板巻立てと貫通PC鋼棒を併用したRC橋脚に対し、貫通PC鋼棒により十分拘束する前提のもと、拘束効果に関する断面幅 $b$ を貫通PC鋼棒間水平距離とすることで、既往の鋼板巻立て補強柱の変形性能算定式を適用できることがわかった。

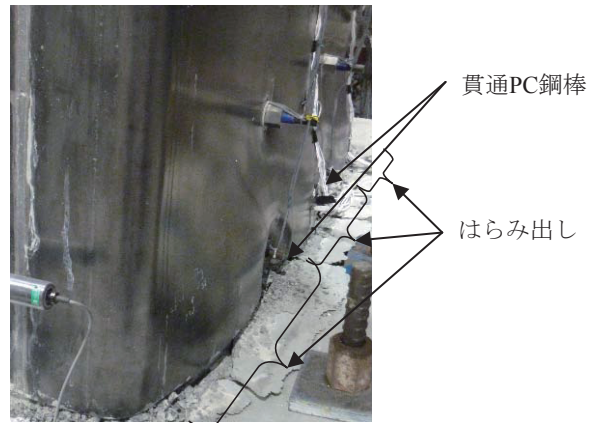


図8 鋼板はらみ出し状況(試験終了時)

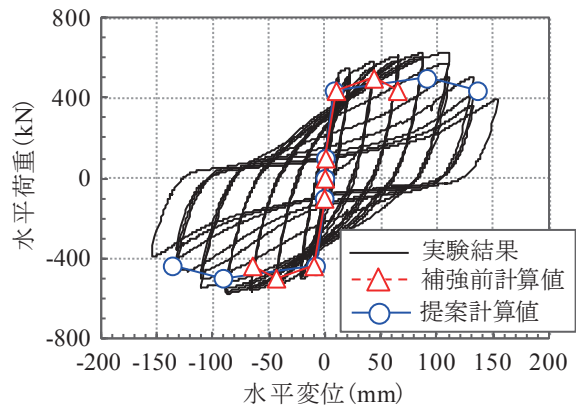


図9 水平荷重—水平変位関係

文献

- 1) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)，丸善，2012
- 2) 鉄道総合技術研究所：既存鉄道コンクリート高架橋柱の耐震補強設計指針，2013
- 3) 渡邊忠朋，谷村幸裕，瀧口将志，佐藤勉：鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定手法，土木学会論文集，No.683，V-52，pp.31-45，2001.8
- 4) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)，丸善，2004
- 5) 宮本征夫，石橋忠良，齊藤俊彦：既設橋脚の鋼板巻き耐震補強方法に関する実験的研究，コンクリート工学年次報告集9-2，pp.275-280，1987
- 6) 谷村幸裕，渡邊忠朋，佐藤勉：軸方向力の大きいRC部材における鋼板巻き補強効果に関する実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19，No.2，pp.297-302，1997
- 7) 岡本大，佐藤勉，玉井真一，宮城敏明：壁式橋脚の鋼板巻立てによる耐震補強効果，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.3，pp.1615-1620，2000