研究予算:運営費交付金(一般勘定) 研究期間:平23~平26 担当チ-ム:橋梁構造研究G,寒地構造T

研究担当者:星隈順一,西弘明,堺淳一,

岡田慎哉, 篠原聖二, 澤松俊寿

【要旨】

効率的な耐震補強の実施や厳しい財政下における道路整備においては、性能目標に対応する限界状態を管理水 準に応じて柔軟に定めることができるような技術が必要とされている。平成24年度は、破壊特性を考慮した耐震 主部材の抵抗特性の評価法の開発の一環として、柱部の鉄筋に丸鋼を用いた既設RC橋脚の抵抗特性に関する実 験的検討を行い丸鋼鉄筋を用いたRC橋脚の抵抗特性を明らかにした。また、破壊特性及び損傷レベルに応じて 緊急車両の通行を可能とするレベルの復旧を迅速に行う工法を開発することを目的として、既設壁式RC橋脚の 橋座部を対象として、災害時でも比較的調達しやすいH型鋼を用いた応急復旧工法を提案し、橋座部のせん断破 壊を模擬した模型供試体を用いた静的漸増載荷試験を行い、提案した工法に機能回復効果があることを確認した。

キーワード:性能目標、地震時限界状態、鉄筋コンクリート橋脚、丸鋼鉄筋、応急復旧

## 1. はじめに

現行の道路橋示方書では、耐震性能に対する限界状態 は弾性限界状態、速やかな機能の回復を可能とするため の修復限界状態、終局限界状態として定められているが、 効率的な耐震補強の実施や厳しい財政下における道路管 理が求められている背景を踏まえると、橋の管理水準に 応じて、性能目標に対応する限界状態を柔軟に設定する ことができるような技術が必要とされている。

このためには、主たる耐震部材が損傷し、部材として の機能を失うまで過程の挙動を含めた損傷過程を詳細に 評価できる技術が必要である。この破壊特性を考慮した 部材の抵抗特性の評価法の開発のためには、実験データ の蓄積が必要であり、本研究では、道路橋で適用事例が 多い RC 橋脚や橋台を対象に、様々な実験的な検討を行っ ている。

#### 2. 研究課題

平成25年度においては、破壊特性を考慮した耐震主部 材の抵抗特性の評価法の開発の一環として、柱部の鉄筋 に丸鋼を用いた既設 RC 橋脚の抵抗特性に関する実験的 検討を行った。また、破壊特性及び損傷レベルに応じて、 緊急車両の通行を可能とするレベルの復旧を迅速に行う 工法を開発することを目的として、既設 RC 橋脚橋座部周 辺で生じたせん断破壊に対する応急復旧工法の検証実験 を行った。

## 3. 柱部の鉄筋に丸鋼を用いた既設鉄筋コンクリート橋 脚の抵抗特性に関する検討

#### 3.1 目的および検討の流れ

昭和40年代までに建設された道路橋には、その鉄筋コ ンクリート構造に丸鋼鉄筋が用いられたものがある。丸 鋼鉄筋を用いた RC 部材や鉄筋とコンクリートの付着の ない RC 部材に関する既往の研究によると、鉄筋とコン クリートの付着がないあるいは付着が弱い場合には、コ ンクリートにひび割れが生じにくいことからせん断耐力 が増加し粘りのある挙動を示すことなどが示されている <sup>例えば10-6</sup>。しかしながら、丸鋼鉄筋が用いられた既設 RC 橋脚の抵抗特性や地震時限界状態を明示するには至って いない。

最近では付着のない RC 部材の特徴を活用した耐震性 の高い RC 橋脚構造の研究開発が行われており、コンク リートの損傷を減少させることができること<sup>70</sup>や、復元 力特性に 2 次勾配を付与することができること<sup>80</sup>等のメ リットがある一方で、履歴がスリップ型となりエネルギ 吸収が低下する<sup>90</sup>等のデメリットも示されている。これ らの研究成果は丸鋼鉄筋を用いた RC 橋脚の耐震性評価 に参考となるものであるが、高耐震性の RC 橋脚の開発 に着目したものであり、特に鉄筋比の小さい条件の既設 RC 橋脚の挙動は別途確認する必要があるものと考えら れる。

このように、鉄筋に付着がない場合や丸鋼鉄筋を用い



た鉄筋コンクリート部材は異形鉄筋を用いた場合と比較 して異なる性能を保有しているものと考えられるが、丸 鋼鉄筋が用いられた既設 RC 橋脚の抵抗特性や地震時限 界状態を検討することを目的とした研究事例は少ない。 このため、耐震補強のコストを縮減するために、丸鋼鉄 筋を用いた既設 RC 橋脚の抵抗特性を適切に評価し、よ り合理的かつ最適な耐震設計を行うための技術開発を行 っていくことが必要である。

過年度には、丸鋼鉄筋が用いられた鉄筋コンクリート 橋脚の損傷メカニズムや最大耐力および変形能を把握す ることを目的として、丸鋼鉄筋が用いられていた昭和40 年代頃の配筋を想定した供試体に対する正負交番載荷試 験を実施した。その結果、鉄筋の表面形状により特に橋 脚基部周辺における損傷メカニズムは図-3.1(a)のよう に異なっており、丸鋼鉄筋を用いた場合にはロッキング モードが卓越し、図-3.1(b)のように異形鉄筋を用いた場 合よりも高い変形能が得られる一方で、その耐力は若干 低くなること等が明らかとなった<sup>10</sup>。

本章では、鉄筋とコンクリートに付着がない柱部材の 基本的な抵抗特性を把握することを目的に、鉄筋とコン クリートの間の付着切れを考慮して付着切れ長をパラメ ータとした有限要素解析を実施した。また、抵抗特性の 評価手法の確立のための基礎資料を得ることを目的に鉄 筋コンクリート橋脚供試体の正負交番載荷試験を実施し た。本実験では、載荷の繰返し回数の影響、載荷中にお いてコンクリート中を丸鋼鉄筋がすべる長さの進展の特 性に着目した。また、合理的かつ最適な耐震設計を行う 観点から、丸鋼鉄筋を用いた場合の特有の高い変形能を 活かした耐震補強方法を提案し、その効果について検討 した。

## 3.2 鉄筋とコンクリートに付着がない柱部材の抵抗特 性に関する有限要素解析

#### 3. 2. 1 有限要素解析の方法

本節では丸鋼鉄筋を用いた鉄筋コンクリート橋脚の基 礎的挙動を検討するため、鉄筋の付着切れを考慮した 2



図-3.2 解析モデル

次元有限要素解析を実施し、コンクリートとの間で付着 切れが生じた鉄筋の長さとコンクリートの応力性状の関 係について検討した。

本解析では過年度に実施した丸鋼鉄筋が用いられた鉄 筋コンクリート橋脚供試体の正負交番載荷試験<sup>10)</sup>を対象 とすることとした。したがって、その形状・寸法や材料 特性値は過年度の載荷試験に基づいた。図-3.2に解析モ デルの概要図を示す。丸鋼鉄筋が用いられた鉄筋コンク リート橋脚は図-3.1 のように柱のロッキングが卓越す ることから、その挙動の再現を容易とするために柱部の みをモデル化して柱底面の端部の1節点をピン支持とす る簡易なモデルとした。コンクリートには4節点平面応 力要素を用いた。鉄筋は柱部の軸方向鉄筋のみを考慮し、 2 節点トラス要素を使用した。鉄筋要素とコンクリート 要素との間には厚さのない接触面要素を設けて鉄筋とコ ンクリート間のすべりを考慮した。接触面要素では、す



図-3.3 軸方向鉄筋降伏時のコンクリートの直ひずみの分布(紙面右方向が水平力載荷方向)

べり変位とすべりに対する抵抗力の関係を線形でモデル 化し、鉄筋とコンクリートの間で付着が切れた範囲を予 め接触面要素の剛性を調節することで再現した。接触面 要素の剛性は、鉄筋とコンクリートが完全に付着してい ると定義する箇所では十分に大きな値として 100N/mm<sup>3</sup> を、付着切れが発生したと定義する箇所では十分に小さ な値として 0.01N/mm<sup>3</sup>を用いた。ただし、鉄筋要素を挟 む両側の節点はタイイングにより水平方向および鉛直方 向の変位を拘束し、開口が生じないものとしている。コ ンクリートは弾性体としてモデル化し、その弾性係数に は 1.86×10<sup>4</sup>N/mm<sup>2</sup> を用いた。柱部の鉄筋は弾性係数が 200kN/mm<sup>2</sup>、降伏強度が 370N/mm<sup>2</sup>、降伏後の硬化係数 を 0.01 とする弾塑性体とした。本解析では柱部のみに着 目し、さらに鉄筋とコンクリートの間の付着切れが進行 的にその範囲を拡大するような挙動は考慮しないことか ら、フーチング内の鉄筋は剛体として取り扱った。

載荷方法は過年度に実施した試験の載荷方法<sup>10</sup>を再現 することとし、柱の天端に0.5N/mmの鉛直方向分布荷重 を載荷し、その荷重を保持したまま水平変位を一方向に 単調に載荷した。

鉄筋とコンクリートの間のすべりは柱の下端から進行 的にその範囲を拡大していくものと考えて、柱下端から 付着切れを考慮する範囲の上端までの高さである鉄筋の 付着切れ長  $L_{ub}$ をパラメータとして、 $L_{ub}$ =0mm(柱の全長 にわたって付着)、600mm、900mm、1200mm、1800mm (柱の全長にわたって付着なし)の5ケースについて解 析を実施した。これら付着切れ長  $L_{ub}$ の異なる5ケース の解析結果を比較することで、鉄筋とコンクリートの間 の付着切れが進展した場合の柱部材の抵抗特性について 検討した。

## 3. 2. 2 有限要素解析の結果

図-3.3 は軸方向鉄筋降伏時におけるコンクリートの 直ひずみのコンター図であり、引張を正、圧縮を負とし て示している。*L*<sub>ub</sub>=0mm すなわち鉄筋とコンクリートの 間で付着切れが発生していない場合には、図中の L 面、 すなわち引張側において、ひずみがフーチング直上に集 中しているもののの、これを除く基部から上端までひず みが一様に分布する傾向を示しており、柱に作用する曲 げモーメントに対し、柱全体に曲げの応答が生じている ものと推察される。

Lub=600mmのケースにおいてはピン支持のやや上側から、図中のL面すなわち通常には引張となる側のLubの上端に向かって高い圧縮ひずみを示す領域が帯状に分布している。一方で、Lubより上側の範囲ではLub=0mmのケースとほぼ同様のひずみ分布を示している。この傾向は、Lubを900mm、1200mm、1800mmとしたケースでも同様である。このことより、鉄筋とコンクリートの間で完全な付着切れが発生した範囲では、曲げモーメントに対する応答が顕著ではなくなっており、その耐荷機構が変化しているものと考えられ、梁理論に基づくいわゆる鉄筋コンクリートの耐荷機構から圧縮ストラットが卓越する耐荷機構へ移行しているものと考えられる。

図-3.4は軸方向鉄筋降伏時におけるL面のコンクリート表面の直ひずみの高さ方向の分布であり、引張を正、 圧縮を負として示している。*Lub*=0mmのケースでは、柱 全長にわたって引張ひずみが生じており、曲げモーメントの大きい柱の下部ほどひずみは大きな値であることか ら梁理論に基づく応答を示していることがわかる。一方



図-3.4 コンクリート表面の直ひずみの分布

で Lub=0mm を除くケースではそのひずみ分布は異なる ものである。例えば、Lub=900mm のケースでは 900mm より下側の範囲では Lub=0mm のケースと比べてひずみ の大きさは70~130µ程度小さく、高さ900mm付近では 圧縮ひずみが発生している。900mmを境にして上側ほど 圧縮ひずみは小さくなって引張に移行し、やがて Lub=0mmのケースのひずみの値に漸近している。このよ うに、鉄筋とコンクリートの間で付着切れが発生すると コンクリートの応力状態は明確に変化し、付着切れした 範囲の上端を境に梁理論に基づく耐荷機構と圧縮ストラ ットが卓越する耐荷機構の2とおりの耐荷機構が混在す ることがわかる。さらに、この解析結果は、鉄筋コンク リート梁または柱部材の載荷過程において、コンクリー ト表面のひずみの測定結果から、鉄筋とコンクリートの 間の付着切れがある場合にはその挙動を把握できる可能 性があることを示している。

## 3. 2. 3 考察

鉄筋とコンクリートの間の付着を考慮した有限要素解 析により、付着がない場合の鉄筋コンクリート梁部材の 応力状態は梁理論に基づく場合の応力状態と明らかに異 なり、曲げが卓越する耐荷機構から変化し、圧縮ストラ ットが卓越する耐荷機構が形成されることが明らかとさ れた。これは、池田ら<sup>1)</sup>が鉄筋とコンクリートの間で付 着が全くない鉄筋コンクリート梁の載荷試験により導い た、付着がない場合には設計上の破壊形態がせん断破壊 型であってもせん断破壊は生じず、十分にねばりのある 挙動を示すという主張と類似したものである。さらには、 断面全体で圧縮応力しか作用しないために、付着切れし

3.1 性能目標に応じた橋の地震時限界状態の設定法に関する研究 た範囲では曲げモーメントによりコンクリートに曲げひ び割れはもたらされ難いこととなる。したがって、その ような場合には曲げひび割れによりコンクリートの有効 断面が減少することでせん断耐力が低下するいわゆる曲 げせん断移行型の破壊形態にも移行しづらいものと考え られる。

> 一方で、丸鋼鉄筋が用いられている梁部材では、鉄筋 とコンクリートの付着切れは梁に作用する曲げモーメン トが最大となる位置を起点として、載荷の進展とともに 徐々にその範囲を拡大していくものと想定される。これ は過年度に実施した丸鋼鉄筋が用いられた鉄筋コンクリ ート梁の曲げ載荷試験<sup>11)</sup>や Mohd ら<sup>3)</sup>の実験結果からも 明らかである。したがって、丸鋼鉄筋が用いられた鉄筋 コンクリート橋脚等の柱部材においては、柱部下端を起 点として上側に向かって進行的に鉄筋とコンクリートの 付着切れが発生することとなる。

> 梁部材のせん断破壊が発生するような場合には、その 破壊現象が脆性的に進行することから、破壊に至るまで に要する部材変位は微小である。このため、圧縮ストラ ットが形成される十分に粘りのある耐荷機構へ移行する かは、部材のせん断耐力に対する作用荷重と、付着切れ の進展の速さの対比により決定されるものであると考え られる。つまり、ある程度大きな範囲で付着切れが発生 した状態でない限り丸鋼鉄筋が用いられていてもせん断 破壊するものと考えられる。したがって、丸鋼鉄筋が用 いられた場合のように鉄筋とコンクリートの間の付着切 れが進行的に発生するような場合には、池田ら<sup>1)</sup>の主張 は直接に当てはまるものではないと考えられ、安全側に 評価するならば付着切れによる圧縮ストラットが卓越す る耐荷機構へ移行は考慮せず、せん断耐力の照査を行う べきである。

## 3.3 丸鋼鉄筋が用いられた鉄筋コンクリート橋脚供試 体の正負交番載荷試験

## 3. 3. 2 正負交番載荷試験の方法

## (1)供試体および実験ケース

表-3.1 は実験ケースの一覧である。平成 25 年度は PR-2 および PR-3 について実験を実施したが、これらの 結果を解釈するためのベンチマークとして、過年度に実 施した PD-1 および PR-1 の結果<sup>10</sup>についても併記してい る。

PR-1 は一連の実験のコントロールとなるケースであ る。供試体の鉄筋には丸鋼鉄筋を用いており、配筋は既 設橋脚の鉄筋比および曲げせん断耐力比を想定して決定 している。PD-1 は PR-1 に対して鉄筋の表面形状の影響 を確認することを目的に、供試体の鉄筋に異形鉄筋を用 いたケースである。入手可能な鉄筋の種類の範囲で直径 と鉄筋量が可能な限り PR-1 と同一となるように配筋し

3.1 性能目標に応じた橋の地震時限界状態の設定法に関する研究

	羊日	既設部鉄筋		補強部鉄筋			鉄筋比		載荷	設計計算上の耐力		
	事項	軸方向 鉄筋	帯鉄筋	軸方向 鉄筋	帯鉄筋	p <sub>t</sub> (%)	р <sub>w</sub> (%)	ρ <sub>s</sub> (%)	プログ ラム	<i>P<sub>u</sub></i> (kN)	P <sub>s</sub> (kN)	$P_s/P_u$
PD-1 <sup>10)</sup>	鉄筋表	8-D13	D10ctc250	_	_	0.28	0.095	0.22	А	68.2	153.0	2.34
	面形状	SD295	SD295									
DD 1 <sup>10</sup>	コント	8- <b>φ</b> 13	\$9ctc250	_	—	0.30	0.085	0.20	А	67.2	153.0	2.28
110-1	ロール	SR235	SR235									
PR-2	載荷	8- <b>φ</b> 13	\$9ctc250		_	0.30	0.30 0.085	0.20	В	66.8	154.1	2.31
	方法	SR235	SR235			0.50						
PR-3	耐震	8- <b>φ</b> 13	\$9ctc250	12-D10	D10ctc250	0.33	33 0.085	0.20	А	154.4	344.7	2.17
	補強	SR235	SR235	SD295	SD295							

表-3.1 実験ケース一覧

 $p_t:$ 軸方向鉄筋比, $p_w$ :帯鉄筋比, $\rho_s$ :横拘束筋の体積比

 $P_u: 道路橋示方書<sup>12)</sup>に基づく曲げ終局耐力, <math>P_s: 道路橋示方書<sup>12)</sup>に基づくレベルIIタイプI地震動に対するせん断耐力$ 

た。PR-2 は水平力の載荷方法の影響を確認することを目 的に PR-1 と同様の供試体に対して異なる載荷プログラ ムで載荷を与えたケースである。PR-3 は丸鋼鉄筋を用い た鉄筋コンクリート橋脚に対する効果的な耐震補強方法 を検討するために PR-1 と同様の供試体をアンボンド鉄 筋を用いたコンクリート巻き立てにより補強したケース である。

供試体の配筋図を図-3.5 に示す。供試体は柱高さが 1800mm であり、柱部の断面寸法は無補強の状態で 600×600mm である。本実験で用いた全ての供試体は、道 路橋示方書に基づいて設計しており、表-3.1の耐力は鉄 筋とコンクリートの間でのすべりの影響は無視して平面 保持を仮定して算出している。

PD-1、PR-1、PR-2 および PR-3 の既設部の設計に当た っては、丸鋼鉄筋が用いられていた 1970 年代頃までの配 筋を想定することとした。当時建設された RC 橋脚の設 計図書の調査結果に基づき、軸方向鉄筋比が 0.3%程度、 曲げせん断耐力比が2程度の供試体とすることとした。 まず、実物大スケールの鉄筋コンクリート橋脚について 震度法に基づく試設計を行い、その諸元を基に相似率に 配慮しつつ実験装置の能力を考慮して 1/4 のスケールに 縮小することで供試体の諸元を設定した。PR-1、PR-2お よび PR-3 の既設部は配筋が同一であり、鉄筋の材質が SR235、軸方向鉄筋がф13 ctc 260 mm、帯鉄筋がф9 ctc 250 mmで配置した。PD-1は入手可能な鉄筋の範囲で、PR-1、 PR-2 および PR-3 の既設部と鉄筋の直径および鉄筋量を 合わせており、鉄筋の材質が SD295、軸方向鉄筋が D13 ctc 260 mm、帯鉄筋が D10 ctc 250 mm である。軸方向鉄 筋比は PR-1、PR-2 および PR-3 の既設部が 0.30%、PD-1 が 0.28% であり現行の設計基準<sup>12)</sup>に基づいた RC 橋脚と 比較して軸方向鉄筋量が小さい条件となっている。

PR-3 は丸鋼鉄筋を用いた鉄筋コンクリート橋脚に対 する効果的な耐震補強方法を検討するために鉄筋コンク リート巻き立てにより補強したケースである。ここで、 過年度の実験<sup>10)</sup>より丸鋼鉄筋を用いた曲げ破壊型の鉄筋 コンクリート橋脚は、異形鉄筋を用いた場合と比較して 異なる抵抗特性を示すことが明らかとなっている。具体 的には、丸鋼鉄筋とコンクリートの付着が弱いために鉄 筋の伸出しにより柱には極めて大きなロッキングが発生 し、耐力が大きく低下するまでに大きな変位が得られる。 耐震補強のコストを縮減するために既設構造が保有性能 を適切に評価し、より合理的かつ最適な耐震設計を行う 観点から、本実験では丸鋼鉄筋を用いた場合の特有の抵 抗特性を活かした耐震補強方法について検討した。補強 方法は、丸鋼鉄筋が用いられた既設鉄筋コンクリート橋 脚が有する高い変形能を保持したままで曲げ耐力および せん断耐力を向上することを目的としたものである。そ の構造は一般的な鉄筋コンクリート巻き立て補強になら っているが、柱の構造系を大きく変更しないことを狙っ て補強部の軸方向鉄筋をアンボンドとした。図-3.5(c)に 示したように、フーチング天端より上の柱全長に渡って、 内径および外径がそれぞれ18mm および21mmのスパイ ラルシース管の中に異形鉄筋(SD295、D10)を挿入し て配置することで、補強鉄筋とコンクリートとの付着を 除去した。本補強方法ではスパイラルシースを用いるこ とで付着を切る構造としていることから補強鉄筋の表面 はどのような形状のものでも良いが、実橋での適用を念 頭におくこととして、入手が容易な異形鉄筋を使用した。 補強鉄筋の下端部はフーチングを削孔して樹脂アンカー で定着した。本実験では、補強鉄筋の伸出しには着目し ていないことから伸出しが生じないよう十分な定着長を 確保した。補強鉄筋の上端部は供試体天端に設置した鋼



板に溶接して定着した。本実験に用いた供試体は無補強 の状態で軸方向鉄筋の量が少ないため、補強部の軸方向 鉄筋は鉄筋径が著しく細くなることや、鉄筋の配置がい びつになることのないように配慮して計画した。補強部 のせん断補強鉄筋は補強後の曲げせん断耐力比が無補強 の状態のそれと同程度となるように配置した。

設計計算上の破壊形態は全ての供試体において曲げ破 壊型である。設計上の初降伏荷重に対するひび割れ発生 荷重の比は PR-1 および PD-1 が 72%、PR-2 が 86%、PR-3 が 92%である。

既往の研究より、丸鋼鉄筋が用いられていた当時の定 着部の仕様により鉄筋の降伏強度程度の定着性能が確保 されることが確認されている<sup>13)</sup>。このことから、鉄筋端 部の境界条件を明瞭とするために、軸方向鉄筋の両端部 は鉄筋組立時に 600×600mm の鋼板に溶接することによ り定着した。

鉄筋の材料特性および載荷日材齢でのコンクリートの 材料特性はそれぞれ表-3.2 および表-3.3 のとおりであ る。

#### (2)実験装置

実験のセットアップを図-3.6に、実験状況を写真-3.1 に示す。供試体のフーチング部を床に固定し、柱部天端 にピン支承を設置した。上部工死荷重反力を想定した鉛 直荷重をピン支承を介して柱部天端に載荷し、交番載荷 中において一定に保持した。鉛直荷重は 180kN とした。 このときの鉛直応力は無補強状態の断面に対して

表-3.2 鉄筋の材料特性

Case	適用	鉄筋 直径	材種	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )			
		巴住		(19/11111)	(19/11111)			
1 תת	既帯	D10	\$17205	371	526			
10-1	既軸	D13	3D293	364	515			
DD 1	既帯	φ9	50225	385	509			
FK-1	既軸	φ13	SK255	340	473			
	既帯	φ9	50225	361	471			
ГК-2	既軸	φ13	SK255	SR235 <u>361</u> 471 335 459	459			
	既帯	φ9	50225	361	471			
PR-3	既軸	φ13	SK255	335	459			
	補帯、補軸	D10	SD295	380	505			
既帯:	既帯:既設部の帯鉄筋、既軸:既設部の軸方向鉄筋							
4444	147647 0 #401	. http://	1 1-0-7-0-2-0		-			

補帯:補強部の帯鉄筋、補軸:補強部の軸方向鉄筋

表-3.3 コンクリートの材料特性

Case	適用	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	静弹性係数 (×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )		
PD-1	_	247	1.86		
PR-1	既設部	24.7	1.80		
PR-2		25.0	2 20		
DD 2	既設部	55.0	2.39		
PK-3	補強部	42.0	1.90		



\_\_\_\_\_⊥ (単位:mm)

000

図-3.6 実験のセットアップ

0.50N/mm<sup>2</sup>(軸力比 0.020)である。水平方向の交番荷重 は橋脚基部から高さ 2105mm の位置のピン支承中心部に 水平方向のジャッキにより変位制御で載荷した。せん断 スパン比は PD-1、PR-1 および PR-2 が 3.8、PR-3 が 2.7 である。

## (3)載荷プログラム

載荷プログラムは図-3.7に示すような2とおりの方法 を用いた。PD-1、PR-1、PR-3 では図-3.7(a)のプログラ ムAに基づき、後述する水平力載荷点位置での基準変位 δ,に対してその整数倍の変位振幅でそれぞれ3サイクル の正負繰り返し載荷を実施した。PR-2 では図-3.7(b)に基 づいて水平力載荷点位置での基準変位δ,に対して1δ,の 変位振幅で3サイクルの載荷を与えた後、本供試体にお ける道路橋示方書に基づく耐震性能3に相当する変位で ある20δ,の変位振幅で3サイクルの載荷を与え、以後5δ, ごとの変位増分の基でそれぞれ3サイクルの正負繰り返 し載荷を実施した。

水平力載荷点位置での基準変位 *δ*, は次のとおり取り扱った。

PD-1 では、橋脚基部における軸方向鉄筋のひずみの測 定結果が降伏ひずみに達した際の変位とした。

PR-1 では軸方向鉄筋に丸鋼を用いている。このため、 載荷中に鉄筋とコンクリートの間のすべりにより軸方向 鉄筋のひずみが鉄筋の長さ方向に平均化され、鉄筋の降 伏に大きな載荷変位を要することが懸念されたことから、 以下の2つの変位のうち小さいほうの変位を基準変位と して定義することとした。1つ目は橋脚基部における軸 方向鉄筋のひずみの測定結果が降伏ひずみに達した際の 変位である。2つ目は PD-1 の基準変位δ を基に、軸方 向鉄筋の引張試験から求めた降伏ひずみを用いて次式で



写真-3.1 実験状況



(a) プログラムA (PD-1、PR-1 および PR-3)



(b)プログラム B (PR-2)図-3.7 載荷プログラム

算出した変位である。

$$\delta_{yR} = \frac{\varepsilon_{yR}}{\varepsilon_{yD}} \delta_{yD} \tag{1}$$

ここに、 $\delta_{y_R}$ は PR-1 の基準変位、 $\delta_{y_D}$ は PD-1 の基準変 位、 $\epsilon_{y_R}$ は PR-1に用いた丸鋼鉄筋の降伏ひずみ、 $\epsilon_{y_D}$ は PD-1 に用いた異形鉄筋の降伏ひずみである。結果として本実 験においては後者の方法を用いた。

PR-2 および PR-3 では、それぞれのケースにおいて着 目している載荷プログラムおよび耐震補強の影響の比較 を容易にするために、PR-1 の基準変位と同一の変位を用 いた。

上記の方法に基づいて決定された基準変位 & t PD-1 が 3.0mm、PR-1、PR-2 および PR-3 が 2.7mm である。

#### (4)計測方法

載荷点における水平変位および水平荷重を、それぞれ 変位計およびロードセルにより計測した。また、図-3.5



#### 図-3.8 橋脚基部の回転角の測定方法

に示すように軸方向鉄筋および帯鉄筋のひずみをひずみ ゲージにより計測した。丸鋼鉄筋を用いた供試体におい ては、コンクリート中を鉄筋がすべる挙動が卓越するこ とが想定される。そのため、ひずみゲージが鉄筋とコン クリートの間のすべりを阻害しないように配慮してその 数と設置位置を計画し、既設部の軸方向鉄筋のひずみは 橋脚基部に対して 0mm の位置のみで測定した。帯鉄筋 のひずみはPD-1 では橋脚基部から高さ 800mmの範囲の 帯鉄筋について、PR-1、PR-2 および PR-3 では橋脚基部 から高さ 300mm の帯鉄筋についてそれぞれ測定した。 PR-3 の補強部のアンボンド鉄筋は、その全長に渡って一 様の軸力が作用するものと考えて柱高さの中央、すなわ ち橋脚基部から高さ 900mm の位置でひずみを測定した。 橋脚基部の回転角を得るために、図-3.8 に示すように設 置した変位計によって鉛直変位を測定した。

#### 3. 3. 3 正負交番載荷試験の結果

#### (1)載荷荷重-載荷点変位関係と損傷状況

図-3.9 には載荷荷重-載荷点変位関係の履歴曲線を 示す。図中、参考のために鉄筋とコンクリートの材料試







図-3.10 実験終了後の供試体側面の損傷状況の展開図(図中のハッチングはコンクリートの剥落箇所を示す)

験結果を用いて道路橋示方書<sup>12)</sup>に基づき算出した、異形 鉄筋の場合の骨格曲線を併せて示す。そのプロットは原 点に近いほうから設計上の降伏変位 $\delta_y$ 、耐震性能 2 の限 界状態に相当する変位 $\delta_{k2}$ 、耐震性能 3 の限界状態に相 当する変位 $\delta_{k3}$ である。なお PD-1、PR-1 および PR-2 と PR-3 のグラフでは、縦軸のスケールが異なることに留 意されたい。図-3.10 に実験終了後の柱側面の損傷状況 を示す。なお、図中のハッチングはコンクリートが剥落 した部分を示す。また、図中のL、F、R、B は図-3.5の 定義のとおりであり、F 面と B 面が載荷方向に直交する 面である。

PD-1では、1 $\delta_y$ の1サイクル目において柱基部に水平 ひび割れが発生した。その後、2 $\delta_y$ から9 $\delta_y$ にかけて、 基部からの高さ800mmまでの範囲において260mm程度 の間隔で水平方向のひび割れが発生した。また、載荷が 進行するにつれて徐々に柱部のロッキング挙動が卓越し た。11 $\delta_y$ においてF面のL側で基部のコンクリートが圧 壊した。その後もF面およびB面において基部のコンク リートの圧壊が進行していき、16 $\delta_y$ の2サイクル目でF 面の引張側となった軸方向鉄筋が破断して復元力が低下 するまでは安定した履歴曲線が得られている。最終的に、 かぶりコンクリートの圧壊は基部からの高さ 100mm 程 度の範囲において発生した。かぶりコンクリートを撤去 して目視観察した結果、軸方向鉄筋は基部から高さ 50mm 程度の範囲で座屈していた。

**PR-1**では、1 $\delta_y$ の1サイクル目において柱基部に水平 ひび割れが発生した。2 $\delta_y$ から13 $\delta_y$ にかけて基部からの 高さ300mmおよび800mm程度の位置に水平方向のひび 割れが発生した。載荷が進行するにつれて徐々に柱部の ロッキング挙動が卓越し、14 $\delta_y$ において下面で基部のコ ンクリートが一部圧壊して剥落した。その後も21 $\delta_y$ に かけて下面およびB面において基部のコンクリートの圧 壊が進行していき、26 $\delta_y$ の2サイクル目において引張側 となった下面の軸方向鉄筋が破断して復元力が低下した。 最終的にはかぶりコンクリートの剥落は基部から高さ 50mm程度の範囲において発生した。かぶりコンクリー トを撤去して目視観察した結果、軸方向鉄筋は基部から 高さ50mm程度の範囲で座屈していた。26 $\delta_y$ で軸方向鉄

PR-2 では、18, の1 サイクル目において柱基部に水平

3.1	性能目標に応し	こた橋の地震時限界状態の設定法に関す	「る研究
3.1	性能日標に心し	た橋の地震時限界状態の設定法に関す	「る研究

	岩作の時間	最大耐力			変形能			エネルギ吸収	
	1月1万00代13	$P_u$	$P_{max}$	$P_{max}/P_u$	$\delta_{ls3}$	$\delta_{max}$	$\delta_{max}/\delta_{ls3}$	履歴曲線の形状	等価減衰定数 heq
PD-1		68.2	83.0	1.22	52.4	45.7	0.87	スリップ型	0.10~0.22
PR-1	基部の狭い範囲における座	67.2	76.7	1.14	52.2	67.3	1.29	スリップ型	0.10~0.24
PR-2	屈を伴う軸方向鉄筋の破断	66.8	75.4	1.13	50.6	80.9	1.60	スリップ型	0.13~0.28
PR-3	-	154.4	136.8	0.89	29.8	70.3	2.36	スリップ型	0.07~0.16

表-3.4 最大耐力,変形能および等価減衰定数の一覧

P<sub>u</sub>:設計上の曲げ終局耐力(kN), P<sub>max</sub>:実験における最大耐力の正負平均(kN)

δ<sub>δ</sub>:設計上の耐震性能3の限界状態に相当する変位(mm), δ<sub>nex</sub>:実験において耐力を保持できた載荷ステップの最大変位(mm)

ひび割れが発生した。その後、20*δ*,の1サイクル目の過 程においてロッキングが卓越してくるとともに、圧縮と なる側の柱基部においてコンクリートの圧壊が発生した。 その後、載荷の進行とともにこのコンクリートの圧壊が 進展し、25~30*δ*,にかけて基部のかぶりコンクリートが 高さ50mm程度の範囲にわたって剥落した。そして、35*δ*, の2サイクル目でB面、3サイクル目でF面およびB面 の軸方向鉄筋が破断して復元力が低下した。かぶりコン クリートを撤去して目視観察した結果、PR-1と同様に高 さ50mm程度の範囲で軸方向鉄筋の座屈が認められた。

アンボンド鉄筋により曲げ補強した PR-3 では、1 $\delta_v$ の 1 サイクル目において柱基部に水平ひび割れが発生した。 その後、載荷ステップの進行とともに徐々に柱のロッキ ングが卓越した。 $6\delta_v$ の3 サイクル目で、圧縮となる側 の柱基部において巻き立てたコンクリートがわずかに欠 け、その欠けが徐々に進展する傾向にあった。23δ,の2 サイクル目で既設部の軸方向鉄筋が破断した。そして、 同3サイクル目で、圧縮となる側の巻き立てたコンクリ ートの基部が高さ 25mm 程度に渡り圧壊し、25 $\delta_v$ の3 サ イクル目から 265, の 2 サイクル目にかけて高さ 20~ 60mm の範囲にわたって剥落した。そして、 $26\delta_v O 1$ 、2 サイクル目および、26*δ*,の1サイクル目で既設部の軸方 向鉄筋が、 $27\delta_v$ の 2、3 サイクル目で補強部の軸方向鉄 筋がそれぞれ破断して復元力が低下した。実験後にかぶ りコンクリートを撤去して目視観察した結果、高さ 50mm 程度の範囲で軸方向鉄筋の座屈が認められた。 (2)耐力

表-3.4に最大耐力の実験値および設計値を示す。ここで、設計値は道路橋示方書<sup>12)</sup>に基づき鉄筋とコンクリートの材料試験結果を用いて算出した曲げ終局耐力 P<sub>u</sub> とした。実験値については最大耐力の正負平均 P<sub>max</sub> とした。

まず耐力については、設計値に対する実験値の比  $P_{max}/P_u$ が PR-1 は 1.14、PD-1 は 1.22、PR-2 は 1.13、PR-3 は 0.89 である。無補強の状態の場合には、実験値は設計 値を上回っており、曲げ終局耐力は現行の設計手法によ り安全側の結果が得られている。一方でアンボンド鉄筋



図-3.11 軸方向鉄筋の降伏変位および破断変位

により曲げ補強した PR-3 は設計値に対して 11%ほど耐 力が小さい。平面保持を仮定した場合よりも低い耐力が もたらされる原因は鉄筋とコンクリートとの付着がない ことによるところは明白であるが、詳細なメカニズムは 実験や解析的な検討により追及していく必要がある。こ こで、引張を主に負担する鋼材とコンクリートの間の付 着低下を設計上考慮した構造として鋼管・コンクリート 複合構造橋脚がある<sup>14)</sup>。当該構造では、鋼管とコンクリ ートの間ですべりが発生することにより、最大耐力が平 面保持を仮定した場合に対して低下することを載荷実験 および有限要素解析により確認し、0.9 倍を乗じることで 設計上の耐力を算定することとなっている。鋼材とコン クリートの間ですべりが発生する点においては、当該構 造と丸鋼鉄筋が用いられた鉄筋コンクリート橋脚やアン ボンド鉄筋による曲げ補強をした橋脚は類する挙動を示 すものと考えられる。しかし、引張を負担する鋼材の形 状やその鋼材量等が異なることから、丸鋼鉄筋およびア ンボンド鉄筋が用いられた橋脚に対して、直接に適用で きるものではないと考えられる。

## (3)変形能

表-3.4 に変形能の実験値および設計値を示す。変形能の設計値は道路橋示方書に基づき鉄筋とコンクリートの



材料試験結果を用いて算出した耐震性能3の限界状態に 相当する変位るいよとした。実験値については耐力が急激に 低下する直前のステップとして PD-1 は 158, PR-1 は  $25\delta_{v}$ , PR-2は30 $\delta_{v}$ , PR-3は26 $\delta_{v}$ に対応する変位とした。 設計値に対する実験値の比 Smax/ Sis3 は PD-1 は 0.87、 PR-1 は1.29、PR-2は1.60、PR-3は2.36である。無補強の状 態では異形鉄筋を用いた PD-1 と比較して丸鋼鉄筋を用 いた PR-1 および PR-2 の $\delta_{max}/\delta_{ls3}$ が大きく、その差は 0.4 ~0.7程度である。上述のとおり両者の損傷形態は類似し ているものの、丸鋼鉄筋のほうが鉄筋とコンクリートの 間の付着が小さいために変形能が高くなったものと考え られる。アンボンド鉄筋により曲げ補強した PR-3 は  $\delta_{max}/\delta_{s3}$ が2.36である。一般には、異形鉄筋を用いたRC 柱においては軸方向鉄筋比が大きいほど部材のじん性率 は低下するものであり、この傾向は軸方向鉄筋比が低い 範囲では特に顕著となる<sup>15)</sup>。PR-3ではアンボンド鉄筋を 用いた補強により軸方向鉄筋比が上がっても変形能が確 保されていることから、補強鉄筋をアンボンドとした効 果が得られている。

図-3.11 には軸方向鉄筋の降伏および破断した際の載 荷点変位を示した。降伏はひずみゲージにより計測した 鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した際の変位、破断は柱 のロッキングにより発生した柱下端とフーチングの間の 開口から各載荷ステップにおいて破断の有無を確認した ものである。異形鉄筋を用いた PD-1 は全てが 1δ<sub>y</sub>で降 伏している。丸鋼鉄筋を用いた PR-1 および PR-2、アン ボンド鉄筋で曲げ補強した PR-3 は 1~7δ<sub>y</sub>程度の範囲で 降伏しており、PD-1 に対して降伏変位が大きく、鉄筋と コンクリートの間ですべりが発生した影響が表れている ものと考えられる。

軸方向鉄筋の破断変位は、PD-1 i 16 $\delta_y$ 、PR-1 i 26 $\delta_y$ 、 PR-2 i 35 $\delta_y$ 、PR-3 i 23 $\sim$ 27 $\delta_y$ であり、降伏変位と同様 に異形鉄筋を用いた PD-1 に対して大きな破断変位を示

3.1 性能目標に応じた橋の地震時限界状態の設定法に関する研究



## 図-3.13 水平何里載何点位直における社の水平変位の分解

している。

繰返し回数の少ないケースである PR-2 に着目すると、 繰返し回数の多い PR-1 よりも鉄筋の降伏が早い傾向が 認められる。丸鋼鉄筋が用いられた場合、鉄筋の挙動は 鉄筋自体の伸びと鉄筋とコンクリートの間のすべりによ りもたらされるが、繰返し回数が多いほど鉄筋とコンク リートの間ですべる範囲が進展することが要因と考えら れる。一方で、繰返しが少ないほうが鉄筋の破断に要す る変位は大きく、鉄筋の破断には繰返しが大きく影響し ている可能性があるといえる。この傾向には繰返し載荷 に対する鉄筋自体の低サイクル疲労や橋脚基部における コンクリートの圧壊の進展が関連しているものと考えら れるが、詳細なメカニズムを解明するためには、さらな る検討が必要である。

アンボンド鉄筋により曲げ補強した PR-3 に着目する と、鉄筋の降伏は既設の鉄筋に対して補強部の鉄筋が同 等か遅いものがあり、鉄筋の破断は既設部の鉄筋よりも 遅い傾向が得られている。平面保持が成立している場合 には外側に配置された鉄筋、すなわち補強部の鉄筋のほ うに当然大きなひずみが発生するものであるが、PR-3 で は補強鉄筋をアンボンドとした効果が得られている。ま た、無補強状態の供試体である PR-1 と比較すると、降 伏変位および破断変位はほぼ同様であり、丸鋼鉄筋を用 いた既設橋脚が有する高い変形能を十分に活用できてい るものと考えられる。

#### (4)等価減衰定数

次に履歴吸収エネルギについて検討する。ここでは履 歴吸収エネルギを式(2)によって算出される等価減衰定 数で評価することとした。

$$h_{ep} = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \tag{2}$$

ここに、*h<sub>eq</sub>*は等価減衰定数、ΔWは1サイクルの損失エネルギ、Wは等価剛性による弾性ひずみエネルギである。 図-3.12 は等価減衰定数と載荷点変位の関係を示したものである。各ケースともに載荷変位の増加とともに水平



図-3.14 柱のロッキング、スウェイおよび曲げによる変位

耐力を保持できる限界の変位 $\delta_{max}$ すなわち PD-1 は  $15\delta_{yx}$ PR-1 は  $25\delta_{yx}$  PR-2 は  $20\delta_{yx}$  PR-3 は  $26\delta_{y}$ まで等価減衰 定数が漸増する傾向が得られた。非線形域である  $2\delta_{y}$ か ら $\delta_{max}$ までの等価減衰定数の値は表-3.4 のとおり PD-1 は 0.10~0.22、PR-1 は 0.10~0.24、PR-2 は 0.13~0.28、 PR-3 は 0.07~0.16 が得られている。ここで、道路橋示方 書 <sup>16</sup>の非線形域に入る場合の RC 橋脚の等価減衰定数の 値としては 0.1~0.2 が示されており、無補強状態の供試 体 PD-1、PR-1 および PR-2 において同等の等価減衰定数 が得られている。一方でアンボンド鉄筋により曲げ補強 した PR-3 はやや小さい傾向にある。これは補強鉄筋を アンボンドとしたことで、荷重変位の履歴がより顕著な スリップ型となったためである。

## (5)柱のロッキング変位、スウェイ変位および曲げ変位の 割合

3.3.2(1)で示したとおり、載荷中の目視観察の結果から、 丸鋼鉄筋が用いられた場合には鉄筋のよりロッキング変 位が卓越することが認められた。これは、鉄筋とコンク リートの間ですべりが生じやすいことに起因したもので ある。ここでは、図-3.13のように載荷点位置での水平 変位を柱のロッキングによる変位、柱のスウェイによる 変位および柱の曲げ変形による水平変位に分離し、軸方 向鉄筋の付着の影響について検討する。

まず、式(3a)~式(3c)により、水平荷重載荷点位置に生 じる変位のうちロッキングによる変位が占める割合 r,を 算出した。

$$\theta = \frac{d_t - d_c}{W_c} \tag{3a}$$

$$u_r = \theta \cdot h$$
 (3b)

$$r_r = \frac{u_r}{u} \tag{3c}$$

ここに、 $\theta$ は橋脚基部における回転角、 $d_t$  および $d_c$  はそ れぞれ基部F面およびB面に設置した変位計による鉛直 変位、 $W_d$  は基部F面およびB面に設置した鉛直方向の 変位計間の距離、 $u_r$  は軸方向鉄筋の伸出しにより水平荷 重載荷点位置に生じる変位、h は橋脚基部から載荷点ま での高さ、u は水平力載荷点位置の変位である。

柱のスウェイによる変位 us には柱の下端から高さ 50mmの位置に設置した変位計による水平変位の測定結 果を用い、式(4)のとおり水平荷重載荷点位置に生じる変



図-3.15 コンクリート表面のひずみの分布 (PR-2)

位のうち柱のスウェイによる変位が占める割合r<sub>s</sub>を算出した。

$$r_s = \frac{u_s}{u} \tag{4}$$

水平荷重載荷点位置に生じる変位のうち柱の曲げによる変位が占める割合 n<sub>b</sub>を次式のとおり算出した。

$$r_{\rm h} = 1 - r_{\rm r} - r_{\rm s} \tag{5}$$

なお、厳密には柱部のせん断変形も考慮する必要がある が、供試体のせん断スパン比は 3.8 であり、せん断変形 に比べて曲げ変形が卓越していると判断してせん断変形 は考慮していない。

図-3.14はr<sub>r</sub>、r<sub>s</sub>およびr<sub>b</sub>と載荷点変位の関係である。 図からわかるとおり、載荷の初期にはr.、すなわちロッ キング変位とr<sub>b</sub>すなわち柱の曲げ変位が約半分ずつの割 合を占めているが、載荷変位が大きくなるにつれて r,が 増加している。これは全てのケースに対して共通した傾 向であり、 $20\delta_v$ を超えるような段階では $r_r$ は極めて大き な値となっている。また、r,の増加は丸鋼鉄筋が用いら れたケースおよびアンボンド鉄筋で補強したケースにお いて特に顕著であり、r,の値は最大で 0.9 かそれを上回 っている。このことから、丸鋼鉄筋が用いられた場合お よびアンボンド鉄筋で曲げ補強した場合の変形特性を評 価するためには、柱のロッキングの評価が重要となる。 これは橋脚基部における鉄筋の伸出し量に依存するもの であり、鉄筋とコンクリートの間のすべりを適切に評価 する必要がある。r, すなわち柱のスウェイ変位は載荷点 変位が小さい段階ではほぼゼロであるが、10δ,程度から





徐々にではあるが増加する傾向にある。そして、 $20\delta_y$ 程 度から一方が増加、他方が減少しており、これは柱のス ウェイ変位が一方向へ増加して残留していることにほか ならない。

## (6)コンクリート表面のひずみ (PR-2)

PR-2 におけるコンクリート表面のひずみの測定結果 について示す。ここで、3.2節で論じたように梁部材にお いて鉄筋とコンクリートの間の付着が消失すると、付着 が消失した範囲ではその耐荷機構がいわゆる鉄筋コンク リート梁としての耐荷機構から、コンクリートにはその 全断面で圧縮応力しか作用しない耐荷機構へ変化する。 このような特性を利用して、載荷中において鉄筋とコン クリートの間で付着切れが発生した範囲を得る目的でコ ンクリート表面のひずみを計測したものである。

コンクリート表面のひずみの測定結果によると、 $1\delta_y$ において発生したひずみは、柱下端に発生したひび割れの影響を大きく受けたと考えられる基部から高さ 300mmまでの範囲を除いて、全断面有効とした場合の設計値とほぼ同様の値であった。図-3.10(c)にも示したとおり柱に発生した曲げひび割れは軽微であったことから  $1\delta_y$ の時点においては全断面有効の鉄筋コンクリート梁の挙動を呈していたものと考えられる。

図-3.15 は柱の高さ方向に対して、ひずみゲージを設置した面が引張側となる際の各載荷ステップ変位ピーク時のコンクリート表面のひずみの分布を示したものである。なお、ひずみの値は載荷荷重が最大となり柱の曲げひび割れの発生が定常となった20*δ*,の1サイクル目ピーク時の値で正規化している。図より、載荷が進行するにつれてコンクリート表面のひずみが低下する傾向が認められ、橋脚基部からの高さによって異なるが最終的には0.2~0.5 程度の範囲で定常となっている。また、ひずみの低下は柱の高さ方向に一様に発生するのではなく橋脚

の基部から上側に向かって進行的で、35δ,では収束して いるようである。これは 3.2 節で示した鉄筋とコンクリ ートに付着が全くない場合の挙動に極めて類似したもの であり、実験において鉄筋とコンクリートの間の付着切 れが柱の下から上に向かって進行的に発生していること を示すものである。ただし、コンクリート表面のひずみ は圧縮に転じてはいない点が解析結果と異なる。これは、 丸鋼鉄筋を用いた場合には、まったく付着がない場合と 異形鉄筋を用いた場合の中間的な挙動をしているためと 考えられる。

## (7)鉄筋とコンクリートの間の付着切れ範囲と鉄筋のひ ずみ(PR-2)

次に丸鋼鉄筋とコンクリートの付着切れが発生した範 囲について検討する。図-3.16 はコンクリート表面のひ ずみと載荷点変位の関係の一例として、基部から高さ 645mm の位置での測定結果をその第一象限について示 したものである。履歴曲線の包絡線に着目すると、1δ、 から20δ,の1サイクル目にかけてひずみが増加している。 そして 110 $\mu$ 程度値で推移した後に低下し始め、25 $\delta_v$ の3 サイクル目で 30μ程度に収束していることがわかる。履 歴曲線に着目すると、ひずみの低下は載荷点変位の増大 だけでなく、載荷の繰返しによっても発生していること がわかる。3.2節で論じた鉄筋とコンクリートの付着がな い場合の挙動を踏まえると、20*δ*,の1サイクル目におい て鉄筋とコンクリートの間のすべりにより両者の間の付 着が切れ始め、その後両者の間の挙動が摩擦へと移行し、 258,の3サイクル目で鉄筋とコンクリートの間の摩擦応 力が残留状態となったものと解釈することができる。

鉄筋とコンクリート間の付着切れが開始した状態を A 点、鉄筋とコンクリートの付着切れが残留し始めた状態 をB点と称することとし、図-3.16と同様に柱の高さ方 向に設置した各ひずみゲージの測定結果によりそれぞれ のA点およびB点が発生した載荷点変位を判別した。図 -3.17はA点およびB点が発生した高さと載荷点変位の 関係を示したものである。ただし、供試体柱部の上限端 から 300mm 程度の範囲では、ひび割れの影響でコンク リート表面のひずみの測定結果が十分な精度を有してい ないものと判断し、図示していない。20*6*,の1サイクル 目の載荷点変位 9.4mm の時点で高さ 415mm の位置が A 点を迎えると、その範囲は載荷の進行とともに上側へ進 展していき 25δ, の3 サイクル目で 1,565mm の位置まで 達した。B点も傾向は同様であり、205,の3サイクル目 で高さ 415mm の位置が B 点を迎え、308, の 3 サイクル 目で 1.450mm の位置まで達した。この A 点および B 点 の上側への進展は載荷点変位の増加だけでなく、繰返し 載荷の繰り返しによってももたらされていることがわか る。



図-3.17 鉄筋のすべりが発生した範囲と載荷点変位 の関係

ここからは、鉄筋とコンクリートの間ですべりが生じ た鉄筋の長さと軸方向鉄筋の伸出し量から、すべりが生 じた範囲における鉄筋の平均的なひずみ量を次のように 算出する。まず、軸方向鉄筋の伸出し量はフーチングと 橋脚基部の相対鉛直変位の測定結果から式(6a)により算 出した。

$$d_d = \frac{W_s}{2}\theta + \frac{d_t + d_c}{2} \tag{6a}$$

ここに、*d<sub>d</sub>* は軸方向鉄筋の伸出し量、 *θ*は式(3a)による 橋脚基部における回転角、*W<sub>s</sub>* は最外縁に位置する引張 側と圧縮側の軸方向鉄筋の距離、*d<sub>t</sub>* および *d<sub>c</sub>* はそれぞ れ基部F面およびB面に設置した変位計による鉛直変位 である。次に、すべりが生じた鉄筋の長さは、鉄筋とコ ンクリートの間のすべりの進展が供試体の柱部とフーチ ング部において同様に発生すると仮定し、 図-3.13 に示 した橋脚基部からA点およびB点までの高さを用いて次 式のように取り扱う。

$$L_{s} = \begin{cases} 2L_{n} & (L_{n} \le H_{f}) \\ L_{n} + H_{f} & (L_{n} > H_{f}) \end{cases}$$
(6b)

ここに、 $L_n$ は柱部において鉄筋とコンクリートの間すべりが生じた鉄筋の長さで橋脚基部からA点またはB点の上端までの高さ、 $L_s$ はすべりが生じた鉄筋の長さ、 $H_f$ はフーチングの高さで900mmである。

軸方向鉄筋の伸出し量 d<sub>d</sub> と鉄筋とコンクリートの間



図-3.18 すべりが生じた範囲における鉄筋の平均ひ ずみ

ですべりが生じた鉄筋の長さ L。から、式(6c)によりすべ りが生じた範囲における鉄筋の平均ひずみε'が得られ る。

$$\varepsilon' = \frac{d_d}{L_s} \tag{6c}$$

図-3.18 は鉄筋とコンクリート間の付着切れを開始し た状態であるA点および鉄筋とコンクリートの付着切れ が残留し始めた状態である B 点に関して ε'の進展を示 したものである。A 点については、9.4mmの時点で高さ 415mm の範囲まで進展したときの ε'は 2,200 μ程度であ るが、206,の1サイクル目から256,の3サイクル目に かけて高さ 900mm から 1,565mm の範囲まで進展した際 のε'は 6,800~7,600µ程度の値で推移しており、その平 均は7,100µである。B点に関しては20*δ*,の3サイクル目 では*ɛ*'は 16,000µ程度と大きな値であるが、B 点の範囲 が上側に進展するとともに $\epsilon'$ の値は低下し、30 $\delta_v$ の3 サイクル目では8,000μ程度である。橋脚基部からの高さ が 760mm 以上の範囲の平均は 10,700µである。ここで、 過年度において本供試体と鉄筋比やせん断スパン長等の 条件が同一な鉄筋コンクリート梁供試体に対して曲げ載 荷試験11)を実施している。その結果によると、当該実験 で評価された B 点にあたる ¿ は 18,500 µ である。これら のɛ'を整理すると表-3.5のようである。

表-3.5 の $\epsilon'$ と式(6a)による  $d_d$ を用いて式(6c)の関係に より求めた  $L_n$ を図-3.17 に示す。同図より、本実験で得 られた $\epsilon'$ によって  $L_n$ の進展の傾向を概ね再現できてい ることがわかる。一方で RC 梁供試体の曲げ載荷試験結

3.1 性能目標に応じた橋の地震時限界状態の設定法に関する研究 表-3.5 すべりが生じた範囲における鉄筋の平均ひ

ずみ

, = ·					
	<del>載世七</del> 注	<i>έ</i> ' (μ)			
	戦п力伝	A 点	B 点		
RC梁供試体 <sup>11)</sup>	単調	—	18,500		
本実験	繰返し	7,200	10,700		

果による $\epsilon'$ を用いると、 $L_n$ の進展にいくぶん大きな載荷 変位を要する評価となる。本実験と RC 梁供試体とで大 きく異なる点はその載荷方法にあり、図-3.17 より載荷 の繰返しの影響により  $L_n$ の進展が助長されることが示 される。

#### 3. 3. 4 考察

丸鋼鉄筋が用いられた鉄筋コンクリート橋脚に特有な 挙動として、水平方向に荷重が与えられると鉄筋とコン クリートの間ですべりが発生すること、著しく柱部のロ ッキングが卓越することで大きな変形能が得られること 等があげられる。ここでは、その抵抗特性の評価とアン ボンド鉄筋による耐震補強の設計法の構築を念頭におい て実験の結果を考察する。

PR-1、PR-2 および PR-3 では、その荷重変位関係の包 絡線は荷重がピークを迎えた後に載荷変位の増大ととも に徐々に荷重が低下していく。さらに、アンボンド鉄筋 により曲げ補強した PR-3 では平面保持を仮定した設計 値に対して最大耐力が0.89倍であった。これより、設計 においては、鉄筋とコンクリートのすべりの影響により 平面保持を仮定した設計値に対して耐力が小さくなるこ とを考慮した耐力の評価手法を確立する必要がある。 その方法の1つとして、鋼管・コンクリート複合構造橋 脚で用いられる耐力の算定方法<sup>14)</sup>にならって鉄筋とコン クリート間のすべりによる耐力低下の影響を、平面保持 を仮定した場合の耐力に低減係数を乗じることで算定す るのが簡便である。ただし、この低減係数は鉄筋の直径 や鉄筋比、さらに鉄筋の長さ、すなわちせん断スパンに よって異なるものと考えられる。そのため、鉄筋の直径、 鉄筋比およびせん断スパン長等をパラメータとして、あ る程度幅広く設けた条件において耐力の低下の程度を確 認する必要があることから、鉄筋とコンクリートの間の すべりを考慮した有限要素解析等を実施する必要があろ う。耐震補強の設計においては、曲げ補強に用いるアン ボンド鉄筋の鉄筋量は、このような耐力算定法に基づき、 耐震補強として必要な耐力を確保できるように配置すれ ばよい。

丸鋼鉄筋を用いた場合には、現行設計基準に基づく設 計値に対して変形能が総じて高くなる傾向にあり、アン ボンド鉄筋により曲げ補強した場合には特に顕著である。

耐震補強のコストを縮減するためには、このような保有 性能を適切に評価し考慮することが合理的である。一方 で、道路橋示方書における限界状態としての損傷状況は 軸方向鉄筋のはらみだしを想定しており、限界状態時の 鉄筋ひずみおよび塑性ヒンジ長は軸方向鉄筋のはらみだ しに対する算定式となっている。したがって、図-3.14 で示される本実験結果のように、塑性ヒンジ長を有さな いロッキング挙動によりもたらされる鉄筋の破断損傷に 対しては、同算定式の準用は難しいと判断される。また、 道路橋示方書では鉄筋の伸出しに伴うロッキング変位に ついては設計で考慮しておらず、変形能に対する余裕と しての位置づけとなっている。一方で、図-3.17のよう に本実験では載荷点に占める水平変位のうち約 90%が ロッキング変位であることから、変形能の評価法は丸鋼 を用いた RC 橋脚用に別途構築する必要があるものと考 えられる。

軸方向鉄筋の伸出しはコンクリートとの間ですべりが 生じた鉄筋の長さに大きく依存する。地震時のある状態 においてすべりが生じた鉄筋の長さ L。は、鉄筋に生じる ひずみが表-3.5 のような平均ひずみε'を上限としてす べりが発生し、その長さが進展していくと仮定すること で、一定の精度のもとに算定可能であると考えられる。 ただし、図-3.17 に示したように、すべりが生じた鉄筋 の長さし、は載荷変位の大きさだけでなく、載荷の繰返し によっても進展していく。耐震設計において、特に動的 解析で明に載荷の繰返しの影響を考慮することは容易で はないと考えられることから、設計の簡便さを考慮する と載荷の繰返しの影響は照査の結果が安全側となるよう に暗に考慮されるべきであろう。これは、コンクリート 中に埋め込んだ鉄筋に対して鉄筋が降伏するようなレベ ルで繰返し引抜き試験を実施して、ε'を設定することで 解決可能と考えられるが、これは今後の課題である。ま た、実験結果によると丸鋼鉄筋が用いられた橋脚におい ては軸方向鉄筋の破断によりその耐力が急激に低下する (図-3.9)。このことから、限界状態の1つは軸方向鉄筋

 3.1 性能目標に応じた橋の地震時限界状態の設定法に関する研究 が破断しない限界の状態として位置付けることができよう。これについて、上記のような鉄筋の引抜き試験結果
 ウホ報の実験結果に基づいて、その抵抗特性を踏まえた
 許容値を定める必要がある。曲げ補強に用いるアンボンド
 ド鉄筋のアンボンド長は、既設部の軸方向鉄筋が破断しない限界の状態まで有効に機能するよう、すなわちアンボンド鉄筋の軸ひずみが例えば鉄筋の一軸引張状態における破断ひずみに一定の安全余裕を考慮した値に達しないように決定すれば良いと考えられる。

## 4. RC 橋脚橋座部周辺で生じたせん断破壊に対する応急 復旧工法の検証実験

## 4.1 目的および実験概要

東北地方太平洋沖地震をはじめとした過去の地震にお いて、鉄筋量の少ない未補強の壁式RC橋脚の橋座部にお いて、支承から伝達された地震力の作用によりせん断ひ び割れが発生した事例が報告されている(写真-4.1)。こ の種の損傷は余震よりせん断破壊する可能性があり、当 該支点が桁端部の場合だと落橋に至る危険性があること から、地震後全面通行止めとなることが多い。RC橋脚に 対する耐震補強は必要なものから順次進められてきては いるものの、今後発生する大きな地震により、耐震補強 がまだ実施できていないRC橋脚には同様な被害が生じる ことになる。したがって、機能回復を速やかに行うとい う視点からは、耐震補強技術とともに応急復旧技術につ いても事前に検討しておくことが重要である。これまで 一般的なRC橋脚躯体部に対する応急復旧工法は、文献18) 等の提案や道路震災対策便覧19)で応急復旧工法の例が示 されているが、壁式RC橋脚の橋座部の損傷を対象とした 応急復旧工法はこれまであまり検証されていない。

そこで本研究では、既往の震災で橋座部での損傷事例 があり、橋としての機能に影響をもたらしたせん断損傷 に対して、災害復旧の現場という様々な制約条件がある 中で実施可能な応急復旧工法を提案する。また、壁式 RC 橋脚の供試体に対して橋座部のせん断破壊を再現し、提



写真-4.1 壁式橋脚における橋座部のせん断破壊<sup>17)</sup>



16

## 図-4.1 応急復旧工法の概要図

案する応急復旧工法を施した上で再度漸増載荷すること でその復旧効果を検証した。

## 4.2 応急復旧工法

## 4.2.1 応急復旧工法の提案

応急復旧工法を検討するにあたって、大地震後の災害 復旧という中で施工を行うという制約があることを踏ま え、以下の条件を設定した。

- (1) 余震に対する応急的な安全性確保のため、脆性的 な破壊を防止すること
- (2) 施工管理が容易であること
- (3) 1~2 日程度で応急復旧作業が完了すること
- (4) 使用資機材は一般に市場において在庫量が確保さ れているもので、速やかに入手可能なこと
- (5) 本復旧工法の選定や施工に支障が生じることのない応急復旧工法であること

上記の(1)、(2)は耐震性能の観点からの目標である。 (1)の脆性的な破壊を防止するという目標は、支承の取り 付く橋座部周辺のせん断破壊を防止することにより達成

3.1 性能目標に応じた橋の地震時限界状態の設定法に関する研究
 される。また、(2)は応急復旧後の性能を確保するという
 観点から重要である。これについては、作業に特殊な技
 術を要しないことも含まれる。(3)は応急復旧の作業が迅速にでき、かつ簡便であることを求めるものである。(4)
 は震災後にすぐに応急復旧の作業に取り掛かれるように
 災害 するための条件である。(5)は応急復旧のために補強した
 踏材が、速やかに撤去が可能であることを求めるものである。

本研究では、特に(3)、(4)、(5)の条件に着目して、各 種の断面を入手しやすいH形鋼を主部材とした鋼製山留 材(以下、「H形鋼」という。)を用いた橋座部周囲への 応急復旧工法を提案することとする。

## 4.2.2 H形鋼を用いた橋座部の応急復旧工法

上述の条件を踏まえ、本研究では図-4.1 に示すよう な応急復旧工法を提案する。すなわち本工法は、橋脚躯 体をH形鋼で挟み込むことで橋脚の破壊していない部位 に力を伝達させる考え方に基づいており、これにより低 下したせん断耐力の復旧効果を期待するものである。H 形鋼と橋脚躯体を密着させるため、橋脚の破壊していな









図-4.2 供試体配筋図

表-4.1 供試体の諸元

軸方向鉄筋			橋座部補強鉄筋			コンクリート	無収縮モルタル	橋座部における	
種類	径	降伏強度	種類	径	降伏強度	圧縮強度	圧縮強度	計算上の耐力	
		(N/mm²)			(N/mm²)	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(kN)	
SD345	D16	385	SD205	D10	272	25.5	50.6	1175	
SD345	D19	388	30295	DIU	372	20.0	59.0	1175	

い部位側にはキリンジャッキを設置して、RC 橋脚躯体部 に圧縮力を導入した。

本工法の作業は、一般の鋼製山留材を構築する作業と 変わらないため、特殊な技術は要さない。また、H形鋼 およびキリンジャッキは、一般に市場において豊富な在 庫量が確保されており、応急復旧の作業に速やかに着手 しやすい。さらに、この応急復旧工法は溶接やボルトな どを使用した上部構造や下部構造への連結はなく、H形 鋼を橋脚躯体に挟み込むだけの工法で取り外しが容易な ため、本復旧の作業においても速やかに着手しやすいも

3.1 性能目標に応じた橋の地震時限界状態の設定法に関する研究
 本部のと考えられる。

#### 4.3 壁式橋脚のせん断破壊実験

## 4.3.1 供試体

実験に用いた RC 橋脚の供試体は、既往の地震で実際に 橋座部に損傷が生じた壁式橋脚を対象とし、復旧効果に 加えて応急復旧作業の手順についても検証するため、橋 座部を含んだ橋脚実寸モデルを採用した。供試体の形状、 配筋図を図-4.2 に示す。供試体は、柱部が 4500×1000mmで、橋座部が柱断面から周囲100mmを拡幅



## 図-4.5 載荷ステップ図

写真-4.2 せん断破壊実験のセットアップ状況

させた小判型断面で、高さ1200mmの柱式である。表-4.1 に柱部に用いた鉄筋およびコンクリートの材料試験の結 果を示す。本実験においては、水平荷重載荷時における 供試体の滑動および転倒を防止するため、橋脚の中心位 置をフーチングの中心から圧縮側に100mm 偏心させて、 引張側のフーチングを6本のPC鋼棒で固定できるように した。また、橋座部でのせん断損傷を再現できるように するため、すなわち橋脚基部の曲げ破壊が先行して起こ らないようにするため、圧縮側の軸方向鉄筋には D16ctc250(SD345)を、引張側の軸方向鉄筋には D19ctc125(SD345)を使用した。実際に被災した橋座部の 補強鉄筋には D16 (SD295) が使用されていたが、橋座部に おいてせん断破壊型の破壊形態を確実に誘発させるため に、あえて D10 (SD295) の鉄筋を使用した。道路橋示方書 IV下部構造編<sup>20)</sup>に基づき算出した橋座部における設計計 算上の耐力を表-4.1 に示す。

## 4.3.2 支承部

支承部は、鉛直および水平荷重が RC 橋脚供試体に伝達 できる構造とし、鋼板で模型を製作した(図-4.3)。下沓 寸法は現況下部工の計測図から、下沓下面のリブ断面は 道路橋支承標準設計を参考にして決定した。鉛直反力は、 上部構造断面図から算出した死荷重反力相当とした。支



---: せん断破壊実験で発生したひび割れ

図-4.6 せん断破壊実験終了後の損傷状況のスケッチ図



(a) 支承1側



承は、あらかじめ箱抜きした位置に無収縮モルタルによ り固定した。なお、実際に被災した支承にはアンカーボ ルトが設置されていなかったため、本実験においても同 様とした。

## 4.3.3 載荷および測定の方法

せん断破壊実験の載荷装置および供試体の設置状況を 図-4.4 および写真-4.2 に示す。載荷方法については 既往の実験21)を参考とした。供試体はPC鋼棒でフーチン グ部を床に固定した。柱部天端に据え付けた支承には、 上部構造の死荷重反力に相当する荷重(560kN)を鉛直載 荷した状態で、橋座部天端から高さ210mmの位置に水平に 漸増載荷した。水平載荷では、支承1および支承2に対し て同時に同じ荷重が載荷できる連動型のジャッキを用い、 荷重制御により実施した。図-4.5 に載荷ステップ図を 示す。橋座部にひび割れが確認されるまで水平載荷を継 続し、ひび割れ状況を観察しながら50kNずつ3回繰り返す



漸増載荷とした。計測においては、荷重計により載荷点 における鉛直・水平荷重を、変位計により橋座部および 支承の水平変位を、ひずみゲージにより軸方向鉄筋およ び橋座部補強筋のひずみを測定した。

#### 4.3.4 実験の結果と考察

## (1) 損傷状況

図-4.6 に実験終了後の損傷状況を示す。

水平荷重が600kNに到達すると、支承1の側面には長さ 100mm程度、支承2の側面には長さ90mm程度の最初のひび 割れが生じた。また、支承2の引張側の橋脚基部にも長さ 900mm程度の最初のひび割れが生じた。650kNに到達する と、支承1および支承2の側面ではひび割れがさらに進展 するとともに、新たなひび割れも発生した。さらに700kN まで載荷を進めていたが、662kNに到達した際に、支承側 面から橋座部の側面方向へのひび割れ、橋座部前面への 斜め方向へのひび割れ、および橋座頂部から橋脚下端方 向へのひび割れが、支承1および支承2のいずれにおいて もほぼ同時に発生し、一瞬にしてせん断破壊が生じた。 この時点で水平載荷を終了した(**写真-4.3**)。結果的には、 損傷度合は支承1のほうが大きかった。

#### (2) 水平荷重-水平変位の関係

図-4.7 に載荷点位置における水平荷重と水平変位の

3.1 性能目標に応じた橋の地震時限界状態の設定法に関する研究 荷点 関係を示す。支承1では、水平荷重が650kNまでは水平変

位が最大0.5mmであったが、水平荷重が662kNに到達する と4.5mmまで急激に増加した。その後、水平荷重を零にす ると3.4mmの変位が残留した。支承2では、水平荷重が 650kNまでは水平変位が最大0.4mmであったが、水平荷重 が662kNに到達すると2.7mmまで急激に増加した。その後、 水平荷重を零にすると0.8mmの変位が残留した。結果的に は、残留変位は支承1のほうが大きくなった。

## (3) 軸方向鉄筋に生じたひずみ

図-4.8 に載荷点位置における水平荷重と図-4.2 に 示した橋脚下端の軸方向鉄筋のひずみの関係を示す。軸 方向鉄筋のひずみは、せん断破壊時の水平荷重である 662kNにおいて、支承1では最大590 μ 程度となり、支承2 では最大890 μ 程度となった。いずれの支承部においても 降伏ひずみである1725 μ を下回っており、残留したひず みも最大40 μ 程度であることから、軸方向鉄筋は降伏に 達していないものと考えられる。

#### (4) 橋座部補強鉄筋に生じたひずみ

図ー4.9 に載荷点位置における水平荷重と図ー4.2 に 示した橋座部補強鉄筋のひずみの関係を示す。支承1では、 水平荷重が650kNまでは橋座部補強鉄筋のひずみが最大 310 μ 程度であったが、水平荷重が662kNに到達した直後



図-4.10 応急復旧工法の組立て要領および作業に要した時間

に25000 µ 程度まで急激に増加した。その後、水平荷重を 零にすると21000 µ 程度のひずみが残留した。支承2では、 水平荷重が650kNまでは橋座部補強鉄筋のひずみが最大 480 µ 程度であったが、水平荷重が662kNに到達した直後 に36000 µ 程度まで急激に増加した。その後、水平荷重を 零にすると29000 µ 程度のひずみが残留した。いずれの支 承部においても、降伏ひずみである1475 µ を上回ってい るため、橋座部補強鉄筋は降伏に達しているものと考え られる。







3.1 性能目標に応じた橋の地震時限界状態の設定法に関する研究

#### 4.4 壁式橋脚の応急復旧後の載荷実験

## 4.4.1 応急復旧工法の組立て要領および所要時間

提案した応急復旧工法の組立て要領および本実験において作業に要した時間を図-4.10に示す。応急復旧工法の組立てに要した時間は8時間であったが、鋼製山留材の荷下しを含めると9.5時間であった。なお、応急復旧工法の組立て作業の中では、橋座部上に直接据付けるH形鋼の位置出しと設置の作業に時間を要した。このH形鋼は、橋脚側面位置で橋座面より上方に一度吊り上げて



図-4.11 応急復旧後の載荷実験のセットアップ図



写真-4.4 応急復旧後の載荷実験 のセットアップ状況



図-4.12 載荷ステップ図



図-4.13 応急復旧後の載荷実験終了後の損傷状況のスケッチ図



(a) 支承1側

(b) 支承2側

写真-4.5 応急復旧後の載荷実験の状況

から、支点上横桁と橋座面の間に橋軸方向にスライドし て、橋座上に設置する必要があり、吊り上げた状態での 作業が多い。応急復旧工法の組立て時間の短縮には、こ の作業をいかに短時間で完了するかがポイントであり、 吊り上げた状態での作業効率を向上させるための事前検 討が重要となる。

## 4.4.2 載荷および測定の方法

応急復旧後の載荷装置および供試体の設置状況を図-4.11 および写真-4.4 に、載荷ステップ図を図-4.12 に示す。本実験においては、せん断破壊実験終了後に残

3.1 性能目標に応じた橋の地震時限界状態の設定法に関する研究
 ドし 留した変位を残した状態で漸増載荷を実施した。載荷方
 での 法は、せん断破壊時の水平荷重である 662kN を上回る
 こ 700kNまではせん断破壊実験と同様に50kNずつ3回繰り
 り、 返し、これ以降は1回繰り返しとした。計測においては、
 前検 せん断破壊実験での測定項目に加えて、変位計によりH
 形鋼の鉛直変位およびせん断破壊が生じた斜め方向のひ
 び割れ幅を、ひずみゲージによりH形鋼のフランジ・ウ
 エブのひずみを測定した。

## 4.4.3 実験の結果と考察

#### (1) 損傷状況



図-4.13 に実験終了後の損傷状況を示す。水平荷重が 600kNに到達した時に、新たなひび割れの進展が確認され た。支承1では、水平荷重が650kNに到達すると、橋座部 端部に新たなひび割れが発生するとともに、橋脚前面の 基部付近にも剥離が発生した。水平荷重が700kNに到達す ると、橋座部から橋脚前面へのせん断破壊が生じた斜め 方向のひび割れが拡大するようになった。さらに漸増載 荷すると、前述のひび割れがさらに拡大するとともに、 橋座部が載荷方向に回転し、補強部材も追随する動きが 認められた。(写真-4.5)。一方、支承2では水平荷重が 800kNまでは新たなひひ割れの発生はわずかであった。水 平荷重が850kNに到達すると、橋座部から橋脚前面へのせ ん断破壊が生じた斜め方向のひび割れが拡大するように なった。さらに漸増載荷すると、前述のひび割れがさら に拡大したが、補強部材の回転に追随する動きは支承1 よりも小さかった。漸増載荷は900kNまで行い、載荷実験 はここで終了とした。

## (2) 水平荷重-水平変位の関係

図-4.14 に載荷点位置における水平荷重と水平変位の関係を示す。支承1では、水平荷重が600kNで水平変位が60mm、700kNでは水平変位が14mmとなった。その後は水平荷重とともに徐々に変位も増加し、900kNに到達すると

## 性能目標に応じた橋の地震時限界状態の設定法に関する研究 水平変位が23mmまで増加した。これは、補強部材が変形

ホー変位が25mmまで増加した。これは、補強的材が変形 するとともに橋軸方向にも回転し、水平変位が抑制でき なかったためと考えられる。支承2では、水平荷重が600kN で水平変位が2mm、700kNでは水平変位が4mmとなった。そ の後は水平荷重とともに徐々に変位も増加し、900kNに到 達すると水平変位が11mmまで増加したが、支承1よりも変 位が増加しなかった。これは、降伏していない軸方向鉄 筋が、支承1よりも水平荷重に抵抗しているためと考えら れる。

## (3) 軸方向鉄筋に生じたひずみ

図ー4.15 に載荷点位置における水平荷重と図ー4.2 に示した橋脚下端の軸方向鉄筋のひずみの関係を示す。 支承1では、水平荷重が600kNで軸方向鉄筋のひずみが450 µ程度、700kNでは軸方向鉄筋のひずみが580µ程度とな った。その後は水平荷重とともに徐々に変位も増加し、 900kNに到達すると軸方向鉄筋のひずみが920µ程度まで 増加した。支承2では、水平荷重が600kNで軸方向鉄筋の ひずみが670µ程度、700kNでは軸方向鉄筋のひずみが830 µ程度となった。その後は水平荷重とともに徐々に変位 も増加し、900kNに到達すると軸方向鉄筋のひずみが1200 µ程度まで増加した。いずれの支承部においても降伏ひ ずみである1725µを下回っており、残留したひずみも最



3.1

図-4.17 載荷点位置における水平荷重とH形鋼①のひずみの関係

大120 μ程度であることから、今回の載荷荷重の範囲では、 軸方向鉄筋は降伏に達していないものと考えられる。

## (4) 橋座部補強鉄筋に生じたひずみ

図ー4.16 に載荷点位置における水平荷重と図ー4.2 に示した橋座部補強鉄筋のひずみの関係を示す。支承1 では、水平荷重が650kNまでは橋座部補強鉄筋のひずみが 増加しなかったが、それ以降は徐々にひずみが増加し、 水平荷重が900kNで最大23000 µ 程度となった。本実験で 発生したひずみは、水平荷重が662kNに到達した直後の最 大ひずみと比較すると2000 µ 程度減少している。一方、 支承2では、ひずみが測定できたのは800kNまでであった。 水平荷重が650kNで橋座部補強鉄筋のひずみが最大34000 µ 程度となったが、水平荷重が650kNに到達すると橋座部 補強鉄筋のひずみが23000 µ 程度まで減少し、これ以降は このひずみの状態が保持された。本実験で発生したひず みは、水平荷重が662kNに到達した直後の最大ひずみと比 較すると13000 µ 程度減少している。

せん断破壊によりひび割れが生じた橋座部のコンクリ ート部分は、荷重の載荷に伴い載荷方向に移動しようと するが、この動きを補強部材が拘束しようとするためH 形鋼①には曲げモーメントが発生する。この作用曲げモ ーメントに対してH形鋼①自身の曲げ剛性により抵抗力 が生じ、H形鋼②には橋座部を水平に押そうとする力が 導入される。このようなメカニズムにより、橋座部に作 用するせん断力を補強部材が分担するようになったこと により、いずれの支承部における橋座部補強鉄筋とも、 そのひずみが減少したのではないかと考えられる。

## (5) 補強部材に生じたひずみ

図ー4.17 に載荷点位置における水平荷重と図ー4.11 に示したH形鋼①のフランジに生じたひずみの関係を示 す。支承1では、水平荷重が600kNまではH形鋼のひずみ があまり増加しなかったが、それ以降は徐々にひずみが 増加し、水平荷重が900kNで左側H形鋼が最大400 μ 程度、 右側H形鋼が最大400 μ 程度のひずみが生じた。支承2で は、水平荷重が700kNまではH形鋼のひずみがあまり増加 しなかったが、それ以降は徐々にひずみが増加し、水平 荷重が900kNで左側H形鋼が最大270 μ 程度、右側H形鋼 が最大490 μ 程度のひずみが生じた。いずれの支承部にお いても、水平荷重の増加とともにH形鋼のひずみも増加 しており、この結果から、補強部材は水平荷重を負担し ているといえる。

## 5. まとめ

平成25年度においては、破壊特性を考慮した耐震主部 材の抵抗特性の評価法の開発の一環として、①柱部の鉄 筋に丸鋼が用いられた既設 RC 橋脚の抵抗特性に関する 検討、②既設の低鉄筋 RC 壁式橋脚の橋座部周辺で生じた せん断破壊に対する応急復旧工法の検証実験を行った。 本研究の範囲で得られた主な知見を以下に示す。

丸鋼鉄筋が用いられた既設 RC 橋脚に対する実験

- (1)鉄筋とコンクリートの間の付着を考慮した柱部材の 有限要素解析結果によると、完全な付着切れが発生 するとコンクリートの応力状態は明確に変化し、付 着切れした範囲の上端を境に梁理論に基づく耐荷機 構と圧縮ストラットが卓越し十分にねばりのある挙 動を示す耐荷機構の2とおりの耐荷機構が混在する。
- (2) 圧縮ストラットが卓越する十分に粘りのある耐荷機 構へ移行するかは、部材のせん断耐力に対する作用 荷重と、付着切れの進展の速さの対比により決定され、安全側の評価とするならば付着切れによる圧縮 ストラットが卓越する耐荷機構への移行は考慮せず、 せん断耐力の照査を行うべきである。
- (3)鉄筋コンクリート橋脚供試体の正負交番載荷試験結果によると、コンクリートとの間ですべりが生じた丸鋼鉄筋の長さは載荷変位の大きさだけでなく、載荷の繰返しによっても進展する。コンクリートとの間ですべりが生じた鉄筋の長さは、鉄筋のひずみを本実験で得られた平均ひずみを上限として付着が切れ、その長さが進展していくと仮定することで、一定の精度のもとに算定可能であると考えられる。
- (4) 載荷の繰返しが多いほうが、軸方向鉄筋の降伏が遅くなる。これは載荷の繰返しによってすべりが生じる鉄筋の長さが大きくなることが要因と考えられる。 一方で、載荷の繰返しが少ないほうが、軸方向鉄筋の破断が遅くなる。これは、載荷の繰返しによる鉄筋の低サイクル疲労や橋脚基部におけるコンクリートの圧壊の進展が関連しているものと考えられる。
- (5)補強鉄筋をアンボンドとして鉄筋コンクリート巻立 て補強した供試体は、その損傷状況は概ね無補強の 供試体と同様であった。軸方向鉄筋の降伏変位およ び破断変位も無補強の供試体と同程度であり、本補 強方法により、丸鋼鉄筋が用いられた鉄筋コンクリ ート橋脚が有する高い変形能を補強後においても保 持できる結果が得られた。
- (6) 一方で、最大耐力は平面保持を仮定した設計値より も1割ほど小さい値であり、これは鉄筋とコンクリ ートの間のすべりによりもたらされた結果と考えら れることから、今後、数値解析等により検証を行う 必要がある。

<u>RC</u> 橋脚橋座部周辺で生じたせん断破壊に対する応急復 旧工法の検証実験

- (1)機能回復を速やかに行うという視点と大地震後の災害復旧という施工に関する様々な制約条件を踏まえて、橋座部せん断損傷に対する応急的な復旧工法を提案した。
- (2)提案する応急復旧工法は、1~2日程度でRC橋脚橋座 部の応急復旧が可能であることを、供試体に対する 応急復旧工法の組立て要領および作業に要した時間 により示した。
- (3) 応急復旧後の載荷実験において、応答変位は大きくなるが、支承1および支承2のいずれにおいても橋脚部にせん断破壊が生じた水平荷重以降も耐力の向上がみられた。この結果から、H形鋼を補強部材とした応急復旧工法は、当初のせん断耐力の相当分は回復させることが可能であることを示した。

## 参考文献

- 池田尚治,宇治公隆:鉄筋コンクリートはりのせん断耐荷 挙動に及ぼす鉄筋の付着の影響に関する研究,土木学会論 文報告集,第293号,pp.101-109,1980.1
- 2) 松岡由高,中村光,国枝稔,川村精一:有限要素解析による主筋に丸鋼を用いた RC 部材の力学挙動評価,コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.595-600, 2011
- Mohd Wildan, 中村光, 国枝稔, Phamavanh Kongkeo, 河村 精一: 丸鋼を用いた低鉄筋比 RC 梁の挙動の評価, 土木学 会中部支部研究発表会, pp.453-454, 2009
- 4) 荒木秀夫,吉田俊太朗,洪 成,加川順一:低強度コンクリ ートと丸鋼の付着強度とその補強効果,コンクリート工学 年次論文集 Vol.32 No.2,2010
- 5) 村山八洲雄,津野将太郎,宇志呂裕一:鉄筋・コンクリート間で付着のない RC 梁部材の曲げ耐荷性状に関する実験的および解析的研究,構造工学論文集, Vol.56A, pp.877-890,2010.
- 6) 岡本大,鬼塚良介,金森真,松岡茂:軸方向鉄筋に丸鋼を 用いた T 形 RC 梁のせん断耐力に関する実験的研究,コン クリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.715-720, 2007.
- 7) 川島一彦,細入圭介,庄司学,堺淳一:塑性ヒンジ区間で 主鉄筋をアンボンドした鉄筋コンクリート橋脚の履歴特性, 土木学会論文集,No.689/1-57, pp.45-64, 2001.10

- 3.1 性能目標に応じた橋の地震時限界状態の設定法に関する研究
  - 家村浩和,高橋良和,曽我部直樹:付着剥離芯材を用いた UBRC 橋脚の弾塑性復元力特性,土木学会論文集,No.774 /V-65, pp.59-72, 2004.11

  - 10) 澤松俊寿,岡田慎哉,角間恒,西弘明:軸方向鉄筋比の小 さい鉄筋コンクリート橋脚の水平方向の抵抗特性に関する 実験的検討,構造工学論文集,Vol.60A, 2014
  - 平成 24 年度重点的研究開発課題報告書, 土木研究所, 2013 (www.pwri.go.jp/jpn/seika/project/2012/pdf/pro-3-1.pdf)
  - 12) 日本道路協会:道路橋示方書·同解説 V 耐震設計編, 2012
  - 13) 西弘明, 岡田慎哉, 澤松俊寿, 角間恒: RC 構造物における 丸鋼の定着強度に関する実験的検討, 土木学会北海道支部 論文報告集, Vol. 69, A-56, 2013
  - 14) 日本道路公団:鋼管・コンクリート複合構造橋脚設計マニ ュアル, pp.I-28-I-29, 1998
  - 15) 吉川弘道、青戸拡起、甲斐義隆:数値シミュレーションで 考える構造解析、建通新聞社、pp.64-74、2009
  - 16) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, pp.113-115, 2002
  - 17) 国総研 HP: 東日本大震災調査報告会, 道路橋の被災状況と その特徴について, 2011 http://www.nilim.go.jp/lab/bbg/saigai/h23tohoku/houkoku

/happyou/2-7.pdf

- 18) 堺淳一,運上茂樹:地震により曲げ破壊した鉄筋コンクリート橋脚に対する緊急復旧工法の提案,地震工学論文集, Vol.30, pp.306-316, 2009
- 19) 日本道路協会:道路震災対策便覧(震災復旧編), 2007
- 20) 日本道路協会:道路橋示方書·同解説, IV下部構造編, 2012
- 21) 中野正則,福井次郎,七澤利明,大野了:橋座部の水平耐 力の評価に関する研究,土木研究所資料,第3497号,1997

# STUDY ON EVALUATION OF SEISMIC LIMIT STATE BASED ON TARGET SEISMIC PERFORMANCE LEVEL OF BRIDGES

Budged : Grants for operating expenses General account
Research Period : FY2011-2014
Research Team : Bridge and Structural Engineering
Research Group, Cold-Region Construction Engineering
Research Group (Structure Research Team)
Author : HOSHIKUMA Jun-ichi, NISHI Hiroaki, SAKAI
Junichi, OKADA Shinya, SHINOHARA Masatsugu and
SAWAMATSU Toshikazu

**Abstract** : Limit states of existing bridges for the seismic effect are required to be evaluated based on the target seismic performance so as to conduct the seismic retrofit project efficiently under the severe financial condition for highway projects. In the FY 2012, the strength and the ductility of existing reinforced concrete columns with round steel bars was studied through the cyclic loading tests. Also, a temporary repair technique for the shear crack developed at the seat of bearing support at the top of pier wall was proposed so that the serviceability for the emergency vehicle could be recovered as soon as possible. It is noted that easy-to-get H-shape steels with various sections are employed for the temporary repair technique. The effectiveness of the technique was verified through the loading test and experimental results showed that the shear strength could be restored by the proposed method.

Key words : target seismic performance, limit state, reinforced concrete bridge column, round steel bars, temporary repair technique