耐震補強された鋼製橋脚の地震後の被災度判定に係る基礎データ収集のための実験的研究

嶋口 儀之¹・鈴木 森晶²・澤田 敏幸³・田端 宜昌⁴

¹正会員 修(工)愛知工業大学 耐震実験センター (〒470-0392 豊田市八草町八千草1247)
E-mail: y_shimaguchi@aitech.ac.jp

²正会員 博(工)愛知工業大学教授 工学部土木工学科 (〒470-0392 豊田市八草町八千草1247)
E-mail: suzuki-moriaki@aitech.ac.jp

³一般財団法人 名古屋高速道路協会 (〒457-0074 名古屋市南区本地通6-1-1)

⁴一般財団法人 名古屋高速道路協会 (〒457-0074 名古屋市南区本地通6-1-1)

鋼製橋脚は都市内高速道路などに多用されているが、これらの構造物は震災後の緊急輸送道路として位置づけられており、発災後の速やかな機能確保が求められる。高速道路の早期の機能確保および大規模な余震等への対策のためには、発災後の初動点検において迅速に被災度判定を行うことが非常に重要である。本研究では、耐震補強された矩形断面鋼製橋脚を対象として、震災後の初動点検における判定基準、点検着目部位および点検方法の策定のための基礎的データを得ることを目的として、縮小モデルを用いた静的繰り返し載荷を行った。耐震補強後の橋脚の基本的な耐震性能を確認し、損傷発生部位および変形量などを計測することで、損傷状況と残留耐力の関係について示した。

Key Words : steel bridge pier, seismic retrofit, damage level, seismic performance

1. はじめに

鋼製橋脚は市街地の高速道路などの公共構造物に多用されている。これらの構造物は地震により一部の橋脚が損傷を受けると、構造物全体の機能損失につながる。高速道路は震災後の緊急輸送道路として位置づけられており、発災後の速やかな機能確保が求められる。また、本震後に発生が予想される余震および連動地震への対策のためにも、地震後の初動点検などにおいて、被災状況を早期に判定することが重要である。

平成7年の兵庫県南部地震による被害を受け、鋼製橋脚を含む土木構造物の耐震性能の向上のための研究が進められ、耐震設計基準が改定されてきた¹⁾²⁾。また、旧基準で設計され、新しい設計基準を満足しない既存鋼製橋脚についても耐震補強が行われてきた³⁾。しかし、現行の耐震設計基準においても、地震後に橋脚が無損傷であることを保証するものではなく、道路橋示方書(以下、道示)においては、橋脚に要求される耐震性能に加え、地震後の修復性についても言及されている⁴⁾。しかしながら、損傷を受けた鋼製橋脚の具体的な修復方法に関しては規定されておらず、損傷度の判定基準および修復方法に関しては、研究事例が極めて少ないのが現状である。

鋼製橋脚の被災度の判定方法については、既往の研究において橋脚の最大応答水平変位および残留水平変位により分類する手法が提案されている²⁾。しかし、最大応答水平変位による判定は、地震応答解析等により最大応答水平変位を求める必要があり、初動点検などにより確認することはできないため、早期の対応には向かない。また、残留変位については、地震動の特性によって大きく異なる。例えば、大きな残留変位がない場合にも、繰り返し荷重により局所的な損傷が生じることが考えられるが、現在のところ鋼製橋脚の局所的な損傷状況から、橋脚の残存耐力を推定する手法は確立されていない。

これまで筆者らは、損傷した鋼製橋脚に対する修復方法についての検討を行ってきたが、実際の橋脚の損傷状況から残存耐力を推定する手法についての検討は十分ではない⁵⁾⁶⁾。鋼構造は損傷後の修復に関する自由度が高く、修復方法の決定を迅速に行うことができれば、被災後早期に対応することが可能であると考えられる。そのため、発災後の初動点検における被災度の判定、通行規制の判断および応急処置の要否といったトリアージのための各種判定基準の策定が必要である。

本研究では、耐震補強された矩形断面鋼製橋脚を対象として、発災後の初動点検における判定基準、点検着目

部位および点検方法の策定のための基礎的データを得ることを目的とする。耐震補強された矩形断面鋼製橋脚の縮小モデルを用いて静的繰り返し载荷を行い、補強後の橋脚の耐震性能を確認し、損傷発生部位および変形量などを計測し、損傷状況と残留耐力の関係について検討する。

2. 研究概要

(1) 実験供試体

図-1 に実橋脚、図-2 に供試体の概要図を示す。本研究では、昭和 46 年改定の道示に基づき設計され、その後、平成 8 年改定の道示に基づき耐震補強が行われた矩形鋼製橋脚を対象する³⁾。実橋脚は 2500mm×2000mm の補剛箱型断面で、中詰コンクリートの追加充填およびボルト接合による縦リブ断面積の増加により耐震補強が行われている。供試体は実橋脚の約 1/3 モデルとし、橋軸方向载荷および橋軸直角方向载荷について各 2 体の計 4 体製作した。図-2 に示すように、载荷点高さ h が 3500mm、断面が 750mm×600mm で、载荷時に圧縮を受ける側の板厚は実橋脚と同等のパラメータとなるように橋軸方向が 8mm、橋軸直角方向が 6mm となっている。なお、リブの T 型補強については供試体製作の都合上、困難であるため、実橋脚とパラメータが一致するように補強部のリブ寸法を調整した。充填コンクリートは補強後の実橋脚と同様に基部から 3 段目のダイヤフラムまでとし、呼び強度 16N/mm² の普通コンクリートを使用した。また、表-1 に鋼材の引張試験結果および公称値 ($\sigma_y=325\text{N/mm}^2$, $E=200\text{kN/mm}^2$) を基に算出した供試体の各諸量を示す。降伏水平荷重 H_y および降伏水平変位 δ_y は、式(1),(2)より求め、軸力比は実橋脚と同じ値とした。なお、実橋脚においては橋脚基部に根巻コンクリートが設

図-1 実橋脚概要図

図-2 供試体概要図

表-1 実験供試体諸元

载荷方向	橋軸		橋軸直角	
	無補強	補強部	無補強	補強部
鋼種	SM490A			
降伏応力 σ_y (N/mm ²)	412		376	
ヤング率 E (kN/mm ²)	211		202	
幅厚比パラメータ R_R	0.398		0.530	
幅厚比パラメータ R_F	0.580	0.254	0.526	0.229
細長比パラメータ λ	0.358		0.311	
軸力比 P/P_y	0.078		0.078	
降伏水平荷重 H_y (kN)	413		380	
降伏水平変位 δ_y (mm)	20.7		16.5	

置されているが、本研究では、橋脚基部の補剛板の局部座屈による損傷の進行状況を詳細に観測するため、根巻コンクリートのない供試体を用いて実験を行う。

$$H_y = \left(\sigma_y - \frac{P}{A} \right) \frac{Z}{h} \quad (1)$$

$$\delta_y = \frac{H_y h^3}{3EI} \quad (2)$$

ここで、 σ_y ：降伏応力、 A ：断面積、 Z ：断面係数、 E ：ヤング率、 I ：断面2次モーメントである。なお、 σ_y および E は鋼材の公称値を用いた。

(2) 実験方法

a) 実験載荷装置

図-3に使用した載荷装置、実験では載荷梁を介して鉛直方向に設置した2基の4400kNアクチュエータを用いて、上部構造重量を想定した一定鉛直荷重を載荷する。そして、水平に設置した1基の4400kNアクチュエータを用いて、地震時の上部構造重量の慣性力を想定した水平繰返し載荷を行う。

b) 載荷パターン

図-4に載荷パターンを示す。載荷は降伏水平変位 δ_y を基準とした漸増変位繰返し載荷を行う。載荷パターンは、最大水平荷重に到達し、荷重が低下するまで変位を漸増させるパターンに加え、最大水平荷重に達しない範囲での繰返し載荷による損傷状況を調べるために $4\delta_y$ を3サイクル繰返し載荷するパターンの2種類行う。また、 $0.5\delta_y$ 毎に圧縮および引張側の補剛板の変形量の計測を行う。

(3) 損傷の計測方法

本研究では、繰返し載荷時の圧縮および引張側の補剛板の変形量の計測を行う。図-5に示すように、供試体にあてたレーザー変位計(株式会社キーエンス製：IL-300)を用いて、局部座屈による x 軸方向の変形量を計測し、この値を座屈変形量と呼ぶこととする。変位計を y 軸方向に水平移動させることで座屈変形量を連続的に計測し、高さ方向は約 30mm 間隔で計測を行う。計測範囲は図-6に示すように、基部ベースプレートから1段目のダイアフラムまでの間およびコンクリート充填高さの上下1パネル分について行う。なお、クリープ現象による損傷の進行を考慮し、変形量の計測は、水平荷重を除荷した状態で行う。

また、図-6のように座屈変形量の計測と同様の範囲において、ひずみゲージ(株式会社東京測器研究所製：YEFLA-5)によるひずみの測定を行う。

図-3 実験装置概要図

(a) 漸増繰返し

(b) $4\delta_y$ 繰返し

図-4 載荷パターン

図-5 座屈変形量計測概要

図7 水平荷重-水平変位履歴曲線（橋軸直角方向）

図8 水平荷重-水平変位履歴曲線（橋軸方向）

中の実線は本研究で行った実験結果を示し、破線は無補強の供試体との比較として、過去の研究より同程度の座屈パラメータ($R_k=0.565$)を有するコンクリート無充填供試体の実験結果を示す⁹⁾。

図-7(a)より、橋軸直角方向載荷の場合、補強後の供試体は、無補強のものと比較して最大水平荷重が大きく増加している。また、無補強のものが $3\delta_y$ 程度で最大水平荷重に到達し、その後荷重の低下が見られるのに対し、補強されたものは $\pm 7\delta_y$ まで耐力の大きな低下は見られず、変形性能が向上している。図-7(b)に示した $4\delta_y$ 繰返し載荷について見ると、最初の $4\delta_y$ 到達時と比較して、3 サイクル目は水平荷重のピーク値が 2.5% 程度低下しているが、有意な差はなく、安定した荷重履歴を示した。また、図-8 に示した橋軸方向載荷の場合、漸増繰返し載荷では、 $\pm 5\delta_y$ 程度で最大水平荷重に達し、 $+7\delta_y$ で大きく荷重が低下している。また、図-8(b)の $4\delta_y$ 繰返し載荷の場合、橋軸直角方向と同様に、3 サイクル目においても荷重および剛性に大きな低下は見られず安定した履歴を示した。

3. 実験結果

(1) 水平荷重-水平変位関係

図-7 および図-8 に本研究で得られた水平荷重-水平変位関係の履歴曲線を示す。図の縦軸を降伏水平荷重 H_y 、横軸を降伏水平変位 δ_y で無次元化している。また、図-7

図-9 供試体損傷状況 (橋軸直角方向-漸増载荷)

図-10 供試体損傷状況 (橋軸直角方向-4δy 载荷)

図-11 供試体損傷状況 (橋軸方向-漸増载荷)

図-12 補剛板の座屈変形量 (基部からの高さ 62mm)

(2) 供試体損傷状況

図-9～図-11 に供試体の損傷状況の例を示す。また、図-12 には、座屈変形量として、各サイクルにおける補剛板の局部座屈部の面外方向の変形量の測定結果の一部を示す。図-12 の縦軸は凸型の変形を正とした場合の座屈変形量、横軸は補剛板の向かって左端を 0mm とした場

合の幅方向(図-5 の y 軸方向)の距離である。橋軸直角方向载荷においては、4δy 程度から圧縮側の補剛板の基部付近において目視で確認できる局部座屈が発生し、繰り返し载荷毎に座屈が進行した。座屈はすべて縦リブが節となるような座屈モードとなった。また、7δy のサイクルにおいて基部にクラックが発生し、図-9(c)に示すよう

に、 $8\delta_y$ においてクラックが全幅に進展した。図-12(a)より、 $4\delta_y$ では最大で4mm程度、 $6\delta_y$ で最大10mm程度、 $9\delta_y$ で最大12mm程度の座屈変形量が確認できた。 $4\delta_y$ 繰り返し载荷においては、図-12(b)より、3度目の $4\delta_y$ で、最大で7mm程度の変形が計測され、目視においては、漸増载荷における $6\delta_y$ と同程度の損傷を確認した。最大耐力に到達しない変位での繰り返し载荷においても、局所的な損傷が進行するため、このような場合には、最大水平荷重の低下を招く恐れがあると考えられる。

また、橋軸方向载荷について見ると、図-11(a)より、最大水平荷重に到達した $5\delta_y$ において、目視による座屈変形は確認できなかった。一方で、引張側のベースプレート付近の溶接部にクラックが生じた。図-12(c)に示すように、水平荷重が低下し始めた $6\delta_y$ においても変形量は最大でも1mm程度であり、クラックのみが進展する損傷形態となった。

図-12に示すように、いずれの供試体も橋脚内側への変形はわずかであり、外側への座屈変形が大きく進行している。これは、橋脚内部のコンクリートにより、内側への変形が拘束されているためである。また、損傷はコンクリート充填部の1段目のダイアフラムの高さまでに生じており、最終的な破壊はベースプレート付近にクラックが生じることによるものであった。ただし、橋軸直角方向载荷では見られた補剛板の座屈が、橋軸方向载荷においては確認できないなど、挙動に違いが見られた。これは、橋軸直角方向の幅厚比パラメータが橋軸方向より大きく、局部座屈が生じやすいためと考えらる。

(3) ひずみ-変形量関係

ここでは、座屈変形量とひずみ値の関係について検討する。図-14にひずみ値と変形量の関係、図-15に累積塑性ひずみと変形量の一部を示す。補剛板に局部座屈が生じた場合の面外方向の座屈変形量を計測することで、ある程度の範囲でひずみ値を推定することができれば、橋脚の被災度の判定のために有効な手法であると思われる。なお、使用したひずみゲージ(YEFLA-5)は、ひずみ限界150000 μ 、弾性域での繰り返し計測が可能なのである。本研究では大ひずみレベルでの繰り返し载荷を行うが、最大で $\pm 20000\mu$ の範囲で数回程度の繰り返しである。このため、ひずみ値が载荷状態に追従し、計測値が安定している範囲においてはある程度の精度があるとみなし、局部座屈近傍のひずみ値を計測するために使用した。

図-14は座屈変形量の測定位置に最も近い箇所のひずみゲージの値の絶対量をプロットしたものである。これを見ると、変形量とひずみ値を1対1で対応させることは難しい。しかし、パネル内に目視で確認できる程度の変形(3mm程度)が生じていれば、おおよそ10000 μ に達す

るようなひずみ値が生じているという傾向が見られた。過去の研究結果より⁷⁾、最大水平荷重に達する程度の履歴を受けた場合には10000 μ を超える程度のひずみが生じていると推定されていることから、点検時の判断材料となる可能性があると考えられる。

また、図-15に示した累積塑性ひずみは、各サイクルの塑性ひずみを随時足し合わせたものである。図-13に示すように、水平荷重が0となった点から、次に0となるまでのひずみの絶対量を図中に示した式のように加算することで算出する。累積塑性ひずみについては、橋軸方向载荷の供試体と比較すると、橋軸直角方向载荷の供試体において、より変形量との関連が見られる結果となった。これは、橋軸直角方向の供試体がより、幅厚比パラメータが大きいためだと考えられる。今回対象とした橋脚は、昭和46年に規定された古い基準で設計されており、橋軸直角方向については $R_R \geq 0.5$ の非常に局部座屈が生じやすい構造であったことも要因であると考えられる。

(4) 損傷発生箇所と点検時の着目部位についての検討

今回対象とした橋脚の損傷箇所については、いずれもコンクリート充填部のベースプレート近傍となっており、実際の点検においても橋脚基部付近を重点的に点検する必要があると思われる。幅厚比パラメータが大きい橋軸直角方向については、補剛板に局部座屈が生じることが予想され、目視により損傷の確認が可能であると考えられる。橋軸方向については、ベースプレート付近でのクラックが生じるまで、目視で確認できるような損傷がないため、明確な損傷がない場合についても対策を検討する必要があると思われる。

また、本研究では、橋脚基部の補剛板の損傷状況を詳細に観測するため、根巻コンクリートのない供試体を使用した。今回の供試体に生じた損傷は、実橋脚においては根巻コンクリートに覆われた箇所である。さらに、根巻コンクリートを設置することで、補剛板の損傷状況

図-13 累積塑性ひずみの算定方法

図-14 ひずみ-変形量関係

図-15 累積塑性ひずみ-変形量関係

が異なることも考えられる。そのため、根巻コンクリートの有無による、損傷の発生位置および進行状況の変化について検討する必要がある。また、実際の点検においては、根巻コンクリートの損傷および橋脚との剥離の状況について考慮する必要があると考えられる。

4. まとめ

本研究では、耐震補強された矩形断面鋼製橋脚を対象として、発災後の初動点検における判定基準、点検着目部位および点検方法の策定のための基礎的データを得ることを目的として、縮小モデルを用いた静的繰り返し载荷を行った。耐震補強後の橋脚の基本的な耐震性能を確

認し、損傷発生部位および局部座屈部の変形量とひずみ値の関係について示した。以下に本研究で得られた結論を示す。

- 1) 耐震補強後の鋼製橋脚の耐震性能の向上を確認し、最終的にはベースプレート付近でのクラックが生じる破壊形態となることを確認した。
- 2) 最大水平荷重に達しない範囲での繰り返し載荷においても、局部的な損傷が進行しており、最大水平荷重が低下する可能性がある。
- 3) 橋軸直角方向は R_R が比較的大きい場合、橋脚基部付近に目視で損傷が確認できる局部座屈が生じ、座屈変形量を測定することで、ひずみ値との関係から鋼製橋脚の損傷度合を判定するための材料となり得る。
- 4) 実際に損傷の点検をする上では、繰り返し載荷時の補剛板の損傷の進行に対する根巻コンクリートの有無の影響および根巻コンクリートの損傷状況について明らかにする必要がある。

謝辞：本研究は一般社団法人日本鉄鋼連盟の研究助成（鋼構造研究・教育助成事業）、一般社団法人名古屋高速道路協会の助成および愛知工業大学耐震実験センター

研究経費を使用し、愛知工業大学耐震実験センターにおいて実施した。ここに感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 阪神高速道路管理技術センター：大震災を乗り越えて-震災復旧工事誌，阪神高速道路公団，1997.9.
- 2) 土木学会鋼構造新技術小委員会：鋼構造新技術小委員会最終報告書（耐震設計研究），1996.
- 3) 名古屋高速道路公社：名古屋高速道路耐震補強工事誌，2007.8.
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012.3.
- 5) 嶋口儀之，鈴木森晶，太田樹，青木徹彦：損傷レベルが異なる矩形断面鋼製橋脚のコンクリート充填修復と耐震性能に関する研究，構造工学論文集，Vol.59A，pp.484-492，2013.3.
- 6) 嶋口儀之，鈴木森晶：異なる径厚比を有する円形鋼製橋脚のコンクリート充填修復と耐震性能に関する実験的研究，土木学会論文集 A2(応用力学)，Vol.70，No.2(応用力学論文集 Vol.17)，1_565-1_573，2014.
- 7) 太田 樹，鈴木森晶，嶋口儀之：異なる損傷度合の円形断面鋼製橋脚のコンクリート充填修復と耐震性能に関する研究，土木学会論文集 A2(応用力学)，Vol.69，No.2(応用力学論文集 Vol.16)，1_381-390，2013.9.

(2015.6.23受付)

AN EXPERIMENTAL STUDY FOR THE BASIC DATA COLLECTION RELATING TO JUDGMENT OF DAMAGE LEVEL FOR RETROFITTING STEEL BRIDGE PIER AFTER EARTHQUAKE

Yoshiyuki SHIMAGUCHI, Moriaki SUZUKI, Toshiyuki SAWADA
and Yoshimasa TABATA

In this study, we carried out static cyclic loading of the rectangular steel bridge piers. Determination criteria in the initial inspection after the earthquake, is intended to collect the basic data for the development of inspection focused site and inspection methods. We checked the basic seismic performance of retrofitted steel bridge pier, and investigated the relationship of damage and residual strength by measuring the damage occurrence site and the amount of deformation.