

# 局部座屈が生じた円形断面鋼製橋脚の補修方法に関する実験的研究

An experimental study on repair method of circular steel bridge pier which have local buckling

嶋口儀之<sup>†</sup>, 鈴木森晶<sup>††</sup>, 青木徹彦<sup>††</sup>

Yoshiyuki SHIMAGUCHI, Moriaki SUZUKI, Tetsuhiko AOKI

**Abstract** After Hyogoken-Nanbu Earthquake in 1995, many studies about seismic resistance of steel bridge piers have been conducted. However, the most of those studies are only for new steel bridge piers or existing steel bridge piers which have not experienced earthquakes. Although small damages caused by earthquakes are allowed of the current design code, no method exist for repairing the damaged steel bridge pier.

In this study, we propose three types of repair methods for steel bridge piers which have local damage by earthquake. We prepared sixteen circular steel bridge pier specimens which have local buckling in the bottom of pier by previous cyclic loading experiments. After repairing them, perform cyclic loading experiments under the same load sequence as previous experiments, and evaluate seismic resistance performance of the repaired steel bridge pier.

## 1. 序論

鋼製橋脚は市街地の高架道路や鉄道などの重要度の高い公共構造物に多用されている。これらの構造物は一般に直列リンク構造であることが多く、極大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。また、通常このような構造物の復旧には莫大な費用と時間が必要となる。このことから、損傷した橋脚の早期復旧は、震災後の人命救助、都市機能の回復のため極めて重要である。

1995年に発生した兵庫県南部地震では、それまでの設計震度を上回る地震力により、鋼製橋脚を含む多くの土木構造物が被害を受けた。都市におけるライフラインである主要幹線道路が長期間使用不能になり、救助および災害復旧活動の妨げとなった。また、地震後の橋脚の復旧作業では、補修方法に関する指針が無く、比較的軽微な損傷であっても部分的な補修では復旧できず、撤去後に再構築した場合が少なくなかった。そのため、阪神高速道路神戸線では全線開通までに1年9ヶ月を要した<sup>1),2)</sup>。

以降、鋼製橋脚の耐震性能に関する研究が精力的に行われてきており、耐震設計に反映され、設計基準も見直

されてきた。しかし、これまでの研究の多くは地震による損傷の無い既存橋脚および新設橋脚についてのものである<sup>3)-6)</sup>。また、現在の耐震設計では、地震による橋脚の損傷を許容しているにもかかわらず、損傷した橋脚の補修と補修後の耐震性能に関する研究は極めて少なく、損傷した橋脚の残存保有耐力に関する研究も同様に少ない<sup>7)-10)</sup>。そのため、損傷した橋脚の補修方法についての検討が必要である。

そこで本研究では、基部に局部座屈が生じた円形断面鋼製橋脚を対象として、震災後の早期復旧が可能な補修方法を提案する。なお、今回行う補修は本格的な復興対策がとられるまでの一時的な応急復旧を想定しているが、可能であれば耐用年数内の継続利用ができるような補修を目指す。また、現在の設計基準で適切に設計された橋脚が損傷した場合、損傷前の性能に回復させることが重要である。これは損傷前と比較して耐力が著しく増加するような補修は、基礎工の損傷など予期せぬ被害につながる恐れがあり、望ましくないからである。そのため、補修後の耐力が損傷前と同等となるような補修方法の提案を目的とする。従って本研究では、過去に行った静的繰り返し載荷実験により損傷した無補剛円形断面鋼製橋脚に対し3種類の補修を行う。その後、補修前と同様の載荷実験を行い、補修後の耐震性能を実験的に明らかにし補修方法の評価を行う。

<sup>†</sup> 愛知工業大学大学院 建設システム工学専攻

<sup>††</sup> 愛知工業大学 都市環境学科 土木工学専攻

## 2. 実験計画

### 2・1 補修に対する考え方

本研究では震災後 72 時間以内の極短期間に補修を完了することができる補修方法を検討する。そのため、材料の入手が容易であり、複雑な加工を必要としないことが重要となる。また、損傷した橋脚にどの程度耐力が残っているかは不明であるため、損傷の程度から橋脚の保有耐力を推定し、補修方法を決定する必要がある。

補修方法を検討する上で重要となるパラメータとして、最大耐力、剛性、変形性能などの回復率が挙げられる。補修部の強度が著しく増加するような補修を行うと、補修部直上で座屈が生じることが考えられる。このような損傷の場合、結果的に橋脚が短くなったことになるため、最大荷重は増加するが、変形性能は低下する恐れがある。さらに、損傷前と比較して最大荷重が増加することで、相対的に弱くなった支承部、フーチングおよびアンカーボルトなどに新たな損傷が生じることも考えられる。また、低下した剛性を回復させることも重要である。剛性が十分に回復しなければ、応答変位が増加するだけでなく、固有周期が変化し、振動系全体としての特性が変わり、予期せぬ被害につながる恐れがある。

このことから、最大荷重および剛性が損傷前と同等(±10%)で、変形性能が同等以上となり、破壊形態が補修前と大きく変化しない補修方法を目指す。すなわち損傷前の性能に戻すことを基準として補修を行う。

### 2・2 実験供試体

本研究では、過去に行われた繰り返し載荷実験により基部に提灯座屈が生じた円形断面鋼製橋脚供試体を 16 体使用した<sup>11)</sup>。新品時の供試体諸元を表-1 に示す。

本研究では、橋脚全体に大きな残留変位が生じるような致命的な損傷ではなく、局部座屈が生じ、耐力や剛性が低下してそのままでは継続使用が困難と判断されるような場合を想定している。

### 2・3 供試体損傷状況

一般に地震による鋼製橋脚の損傷は一律ではないことから、本研究では、損傷の程度を次のように定義する。

- 1)微損傷：最大荷重まで達しておらず肉眼で損傷を確認できない程度
- 2)中損傷：最大荷重を超え変形が肉眼で確認できる程度
- 3)大損傷：荷重が大きく低下し局部座屈が進行したもの

本研究で使用した供試体は、過去の実験で異なる載荷条件で実験を行っているものの、全て大損傷に相当する。各供試体の損傷状況には差異が見られたため、損傷状況を把握するために、図-1 に示すように、最大座屈量  $B_b$ 、平均座屈高さ  $h_b$ 、座屈の頂部、上部、下部の曲率半径  $\rho_t$ 、 $\rho_m$ 、 $\rho_b$  を測定した。その結果、供試体の損傷は基部から 85~115mm 程度の位置で 15~35mm 程度外側に膨らむ提灯座屈であった。各供試体の損傷状況測定結果を表-2 に示す。

また、使用した供試体は過去に圧縮芯を用いて実験を行っているため、供試体の最終保有剛性が明らかでない。さらに、供試体は野外に保管されており、目立った断面欠損はないものの、錆などによる耐力の低下が懸念された。そのため、補修前に降伏水平変位  $\delta_y$  の 50%以内での繰り返し載荷を行い、保有剛性  $K$  を測定した。表-3 に保有剛性測定結果および新品時初期剛性  $K_0$ 、剛性比  $K/K_0$  を示す。

以上の測定結果より、供試体の損傷状況と剛性の関係を調べたところ、最も剛性と関連性が高いと思われるのが曲率半径である。図-2 に曲率半径と剛性比の関係を示す。これを見ると、曲率半径と剛性比には一定の相関関係があると考えられる。これより座屈の曲率半径から保有剛性を推定し、補修方法決定のための資料とすることが可能ではないかと考えられる。ただし、本研究で使用したのは剛性比が 6 割程度の大損傷の供試体のみである。そのため、比較的軽微な損傷については明らかになっておらず、今後実験により補完する必要がある。

表-1 新品時供試体緒元<sup>11)</sup>

供試体 No.	1-1, 1-2	2-1, 2-2	3-1, 3-2	4-1, 4-2	5-1~5-8
鋼種	SS400				STK400
直径 D (mm)	600.0				611.2
板厚 t (mm)	4.26	5.90	8.70	11.9	8.90
載荷点高さ h (mm)	2890				
供試体高さ h' (mm)	2600				
断面 2 次モーメント I (mm <sup>4</sup> )	3.537×10 <sup>8</sup>	4.859×10 <sup>8</sup>	7.065×10 <sup>5</sup>	9.509×10 <sup>8</sup>	7.637×10 <sup>8</sup>
径厚比パラメータ R <sub>t</sub>	0.190	0.137	0.084	0.053	0.098
細長比パラメータ λ	0.351	0.354	0.339	0.316	0.358
降伏水平荷重 H <sub>y</sub> (kN)	118.5	158.5	207.1	250.7	248.1
降伏水平変位 δ <sub>y</sub> (mm)	12.5	12.9	11.7	10.1	13.3

## 局所座屈が生じた円形断面鋼製橋脚の補修方法に関する実験的研究

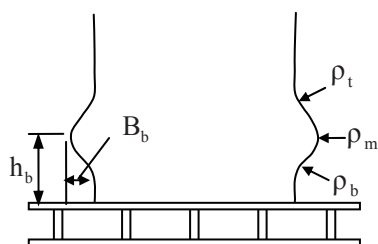


図-1 損傷状況測定位置

表-2 供試体損傷状況測定結果

No.	供試体名	座屈寸法(mm)		曲率半径(mm)		
		$h_b$	$B_b$	$\rho_t$	$\rho_m$	$\rho_b$
1-1	C1.5D-T4.5A	100.3	14.5	30.0	23.8	43.7
1-2	C1.5D-T4.5B	116.3	16.0	18.7	19.7	23.9
2-1	C1.5D-T6.0A	98.8	17.0	31.6	18.7	19.6
2-2	C1.5D-T6.0B	89.1	30.0	17.5	13.9	20.5
5-1	C1.5D-T9.0	88.8	27.5	38.6	23.4	30.6
5-2	C1.0D-T9.0	94.4	23.0	36.1	29.7	42.4
5-3	C1.0D-T9.0D	92.5	21.0	42.4	34.1	31.6
5-4	C0.5D-T9.0	86.9	27.5	45.2	23.5	35.5
5-5	C0.5D-T9.0D	83.4	25.0	45.2	26.0	34.0
4-1	C1.5D-T12.0A	116.6	20.0	70.1	34.1	43.7
4-2	C1.5D-T12.0B	109.7	33.0	45.2	29.5	40.3
3-1	CY0.5D-600	116.3	19.5	53.5	29.5	43.7
3-2	CY0.5D-600W	115.9	22.0	52.5	34.1	42.4
5-6	TH50-8	94.4	22.5	36.1	26.1	37.2
5-7	TH75-12	95.6	17.0	52.2	34.1	43.5
5-8	TH100-16	93.8	25.5	32.7	26.0	34.0

表-3 初期剛性および保有剛性

No.	供試体	保有剛性 K(kN/mm)	初期剛性 <sup>11)</sup> K <sub>0</sub> (kN/mm)	剛性比 K/K <sub>0</sub>
1-1	C1.5D-T4.5A	5.11	8.18	0.625
1-2	C1.5D-T4.5B	3.71		0.454
2-1	C1.5D-T6.0A	5.77	10.62	0.541
2-2	C1.5D-T6.0B	4.45		0.419
5-1	C1.5D-T9.0	9.40	16.02	0.587
5-2	C1.0D-T9.0	10.66		0.666
5-3	C1.0D-T9.0D	10.12		0.632
5-4	C0.5D-T9.0	9.25		0.577
5-5	C0.5D-T9.0D	9.64		0.602
4-1	C1.5D-T12.0A	14.22	18.56	0.766
4-2	C1.5D-T12.0B	10.91		0.588
3-1	CY0.5D-600	10.34	15.08	0.699
3-2	CY0.5D-600W	10.86		0.724
5-6	TH50-8	8.96	16.02	0.574
5-7	TH75-12	11.65		0.756
5-8	TH100-16	10.10		0.626

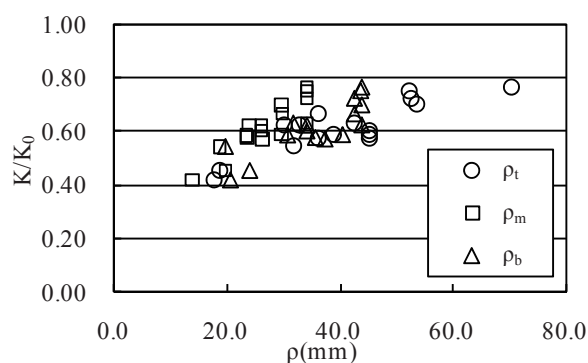


図-2 保有剛性-曲率半径関係

## 2・4 補修方法

## 2・4・1 コンクリート充填補修 (C Type)

この補修方法は橋脚内部にコンクリートを充填し、基部の抵抗モーメントを増加させるとともに、座屈が内側に進行するのを抑制することを目的とする。過去に本研究室で行われた損傷した矩形断面鋼製橋脚に対するコンクリート充填補修では、コンクリートを充填するのみの容易な補修方法でありながら、本研究の目指す性能に近い結果が得られた<sup>8)</sup>。また、無損傷の鋼管供試体に対する補強として、コンクリート充填高さの違い、ダイアフラムの有無をパラメータとして行った実験では、ダイアフラムを設置した場合はダイアフラム無しの場合と比べ最大荷重、変形性能が大きく向上した。しかし、コンクリート充填高さを基部から直径の1.5倍より高くした場合は、耐震性能の有意な向上は見られなかった<sup>12)</sup>。このことより本研究では、以下に述べる点に注目し補修を行う。表-4にコンクリート充填補修の供試体と補修方法の一覧を示す。

(1)板厚および保有剛性の異なる供試体に対して同様の補修を行いその効果を比較する。コンクリート充填高さは供試体外径Dの1.5倍の高さとする。図-3(a)に補修方法概要を示す。供試体はNo.1, No.2, No.4を各2体使用した。

(2)コンクリート充填高さによる効果を比較する。充填高さは外径Dの1.5倍、1.0倍、0.5倍の3種類とする。供試体はNo.5-1, No.5-2, No.5-4を使用した。

(3)ジベルを設置することによる効果を検証する。コンクリート充填高さを低くした場合、軸方向の拘束力が低下するため、コンクリートが抜け上がり、十分な効果が得られないことが考えられる。そこで、コンクリートのずれを防止し、鉛直軸力を充填コンクリートに伝達させることを目的として、供試体内部にジベルを設置する。ジベルは図-3(b)に示すようにコンクリートを充填する高さに設置し、コンクリートの抜け上がりを拘束する。ジベルは施工を簡便にするため、幅50mm程度のアング

ル材を全周に溶接する。充填高さは 1.0D, 0.5D の 2 種とし、ジベルの有無による比較を行う。供試体は No.5-3, No.5-5 を使用した。なお、既設の鋼製橋脚には溶接に適さない鋼材を使用したものもある。そのためジベルの溶接を行う場合は、溶接が可能な橋脚か確認することが必要である。

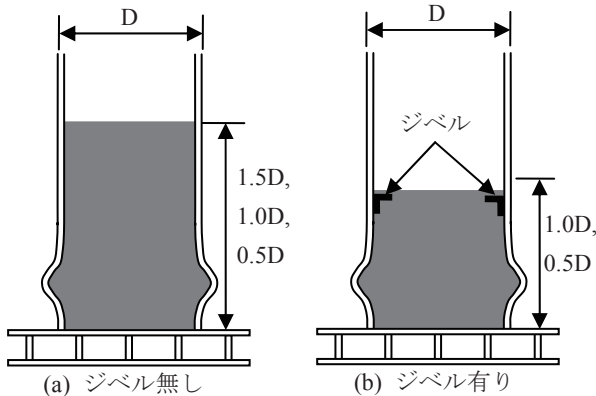


図-3 コンクリート充填補修

表-4 コンクリート充填補修供試体一覧

No.	供試体名	鋼種	板厚 (mm)	充填高さ	ジベル
1-1	C1.5D-T4.5A	SS400	4.26	1.5D	—
1-2	C1.5D-T4.5B			1.5D	—
2-1	C1.5D-T6.0A		5.90	1.5D	—
2-2	C1.5D-T6.0B			1.5D	—
5-1	C1.5D-T9.0	STK400	8.90	1.5D	—
5-2	C1.0D-T9.0			1.0D	—
5-3	C1.0D-T9.0D			1.0D	有り
5-4	C0.5D-T9.0			0.5D	—
5-5	C0.5D-T9.0D			0.5D	有り
4-1	C1.5D-T12.0A	SS400	11.9	1.5D	—
4-2	C1.5D-T12.0B			1.5D	—

2・4・2 鋼板巻き立て補修 (CY Type)

この補修方法は、座屈部の外側から鋼板を巻き、隙間にコンクリートを充填することで外側から座屈を拘束し、座屈の進行を抑制することを目的とする。図-4 に補修方法概要を、表-5 に供試体一覧を示す。過去に鋼板の巻き立て高さを変えて補修を行った実験では、外径の 0.5 倍の高さで最も望ましい結果が得られた<sup>9)</sup>。ただし、この実験では鋼板基部とベースプレートとを溶接で固定する補修方法をとっており、実橋脚では同様の補修を行えないことも考えられる。そのため本研究では、鋼板基部の溶接が無い場合でも十分な補修効果が得られるか検証するため、溶接の有無で比較を行う。鋼板は断面 2 次モー

メントが供試体と一致するよう板厚 6mm のものを使用し、供試体から 35mm 離して 0.5D の高さまで巻き立てる。また、巻き立て鋼板の内側にジベルを溶接することで、コンクリートと鋼板を一体化させる。供試体は No.3-1, No.3-2 を使用した。

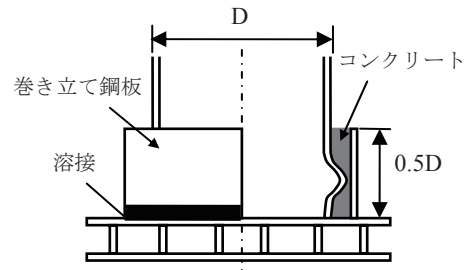


図-4 鋼板巻き立て補修

表-5 鋼板巻き立て補修供試体一覧

No.	供試体名	鋼種	板厚 (mm)	鋼板巻き立て高さ	溶接
3-1	CY0.5D-600	SS400	8.70	0.5D	—
3-2	CY0.5D-600W				有り

2・4・3 補剛材補修 (TH Type)

この補修方法は、損傷による曲げ剛性の低下を断面が欠損したものとみなし、補剛材を溶接して欠損した断面を補うことで、曲げ剛性を回復させることを目的とする。同時に鉛直軸力を伝達する役割を持たせている。供試体は座屈寸法  $h_b$  および  $B_b$  が同程度の No.5-6~No.5-8 を使用した。表-6 に供試体とそれぞれの補修方法の一覧、図-5 に補修方法概要図を示す。補剛材は平板にリブを溶接して T 形断面とし、鋼管の内側に溶接する。補剛材の高さは基部から 0.5D の高さまでとする。また、補剛材によりどの程度の断面積を補う必要があるかは明らかではないことから、今回は、補剛材の量を供試体の断面積に対して 50%, 75%, 100% の 3 パターン設定し比較を行った。なお、ジベルの溶接と同様、この補修を行う場合は橋脚の溶接性について確認する必要がある。

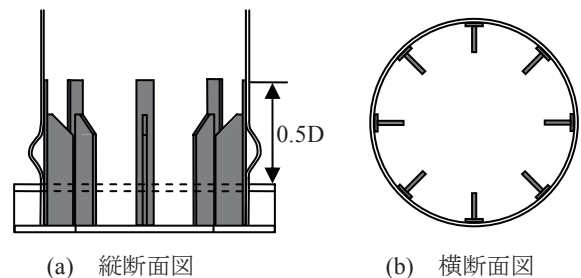


図-5 補剛材補修 (TH50-8)



局部座屈が生じた円形断面鋼製橋脚の補修方法に関する実験的研究

表-6 補剛材補修供試体一覧

No.	供試体名	鋼種	板厚 (mm)	補剛材 本数	補修により 補う断面積
5-6	TH50-8	STK400	8.90	8	50%
5-7	TH75-12			12	75%
5-8	TH100-16			16	100%

## 2・5 実験方法

### 2・5・1 実験載荷装置

実験載荷装置を図-6に示す。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、上部工重量を想定した一定鉛直荷重を載荷し、水平に設置した1基の4400kNアクチュエータを用いて、載荷点に地震時の上部工重量の慣性力を想定した水平繰り返し載荷を行う。アクチュエータの両端はピン構造になっており、供試体の大変形にも対応できる。また、水平荷重は鉛直方向アクチュエータの傾きによる水平成分を加えて補正した値で評価している。

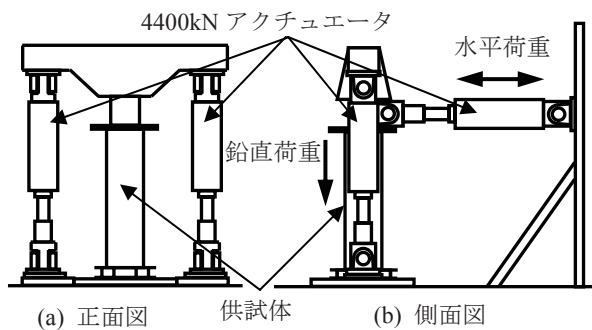


図-6 実験装置概要図

### 2・5・2 鉛直荷重および降伏水平荷重、変位の算定

一定鉛直荷重  $P$  は有効座屈長の概念に基づき、式(1)～式(3)に示す局部座屈を考慮しない「はり-柱」強度相関より算出し、小さいほうの値を鉛直荷重として載荷した<sup>13)</sup>。なお、本研究では地盤種別をⅡ種と想定し、設計水平震度  $k_h$  を0.25とした<sup>14)</sup>。

$$\frac{\alpha P}{P_u} + \frac{C_m \alpha M}{M_y (1 - \alpha P/P_E)} \leq 1.0 \quad (1)$$

$$\frac{\alpha P}{P_y} + \frac{\alpha M}{M_y} \leq 1.0 \quad (2)$$

$$M = k_h P h \quad (3)$$

ここで、 $\alpha$ ：安全率(=1.14)、 $P_E$ ：オイラーの座屈強度、

$P_y$ ：降伏軸力、 $P$ ：鉛直荷重、 $P_u$ ：道路橋示方書に示される局部座屈の影響を考慮した中心軸圧縮強度<sup>15)</sup>、 $C_m$ ：等価モーメント修正係数(=0.85)、 $M$ ：柱基部の曲げモーメント、 $M_y$ ：降伏モーメント、 $k_h$ ：震度法に用いる設計水平震度(=0.25)、 $h$ ：載荷点高さである。

降伏水平荷重  $H_y$  は鉛直荷重の影響を考慮し、式(4)より、繰り返し載荷の基本変位となる降伏水平変位  $\delta_y$  は、弾性理論から式(5)より算出した。また、実験では、基部の剛体変形を含んだ状態で繰り返し載荷を行っているが、結果を整理する際にはこの剛体変形を補正した値で評価している。

$$H_y = \left( \sigma_y - \frac{P}{A} \right) \frac{z}{h} \quad (4)$$

$$\delta_y = \frac{H_y h^3}{3EI} \quad (5)$$

ここで、 $\sigma_y$ ：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。

載荷パターンは降伏水平変位  $\delta_y$  の整数倍の変位を正負方向に交互に与え、 $\pm \delta_y$ 、 $\pm 2\delta_y$ 、 $\pm 3\delta_y$ 、・・・というように順次振幅を増加させ、載荷を行った。

## 3. 実験結果

### 3・1 水平荷重-水平変位関係

実験から得られた各供試体の水平荷重-水平変位履歴曲線の一部を図-7に示す。縦軸を降伏水平荷重  $H_y$ 、横軸を降伏水平変位  $\delta_y$  で無次元化している。図中の破線は新品時(ORG-)、実線は補修後の供試体の履歴を示している。

図-7を見ると、履歴曲線の形状から大きく3つのグループに分けることができる。まずは(b)C1.5D-T12.0A、(e)CY0.5D-600、(g)TH50-8のように最大荷重以降も安定した大きな履歴を描くグループである。このグループは新品時と比較して最大荷重が同程度まで回復し、かつ、高い変形性能とエネルギー吸収量が得られた。2つ目は(a)C1.5D-T6.0B、(c)C1.0D-T9.0、(d)C1.0-T9.0Dのようにピンチング挙動が見られたグループである。このグループは新品時より変形性能は向上しているが、横に細長い履歴を描いており、エネルギー吸収量がやや小さくなっている。3つ目は(f)CY0.5D-600W、(h)TH75-12のように新品時とよく似た履歴を描くグループである。このグループは最大荷重については新品時より増加したが、その後急激な荷重の低下が見られ、変形性能は向上しなかった。また、詳しくは後述するが、いずれも補修部の直上で新たに座屈が生じた供試体である。

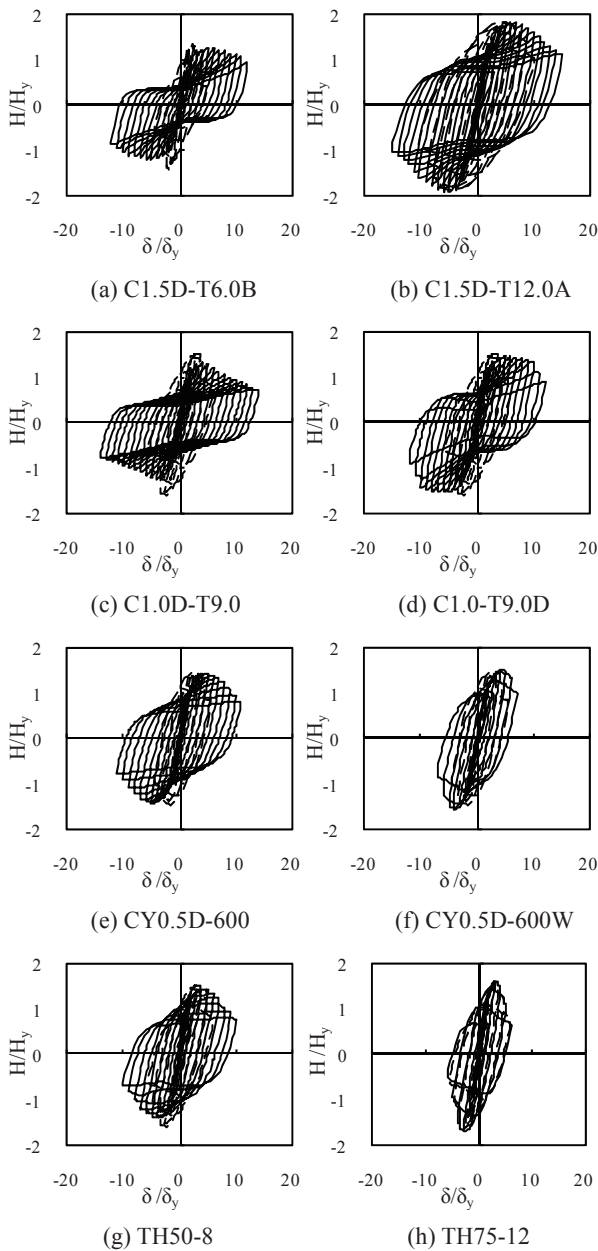


図-7 水平荷重-水平変位履歴曲線

3・2 包絡線

図-8～図-11 に各補修方法ごとの包絡線の一部を示す。

図-8 を見るとコンクリート充填補修では, 1.5D まで充填することで最大荷重は十分回復し, 変形性能も大きく向上することが分かる。また, 図-9 を見ると, コンクリート充填高さが高いほど荷重が増加することが分かる。また, 充填高さにかかわらず変形性能は向上している。ジベルのある供試体はジベルのない供試体と比較して, 最大荷重が高く, 充填高さが 0.5D でも十分に荷重が回復した。最大荷重に達した後も  $8\delta_y$  程度までは顕著な荷重の低下はなく, 変形性能も高いことが分かる。

図-10 に示す鋼板巻き立て補修では, 新品時が  $3\delta_y$ , 巻き立て鋼板基部の溶接が有る CY0.5D-600W が  $4\delta_y$ ,

基部の溶接が無い CY0.5D-600 が  $5\delta_y$  程度で最大荷重となっている。CY0.5D-600W は最大荷重, 変形性能ともに向上しているが, 最大荷重後の荷重の低下が著しい。CY0.5D-600 は最大荷重以降の荷重低下が緩やかであり, 巻き立て鋼板基部の溶接が無くても十分な補修効果が得られることが分かる。また, 橋脚の溶接性を考慮せず使用することができる。

図-11 の補剛材補修では, 新品時が  $3\delta_y$  で最大荷重に達しているのに対し, TH50-8 は  $5\delta_y$  程度で最大荷重となっており, その後の荷重の低下も緩やかで, 変形性能が大きく向上している。TH50-8 は最大荷重についても十分回復している。TH75-12, TH100-16 は新品時とほぼ同じ結果を示した。

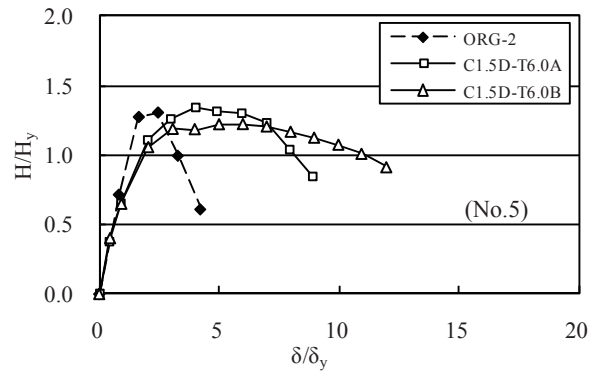


図-8 コンクリート充填補修(T6.0)

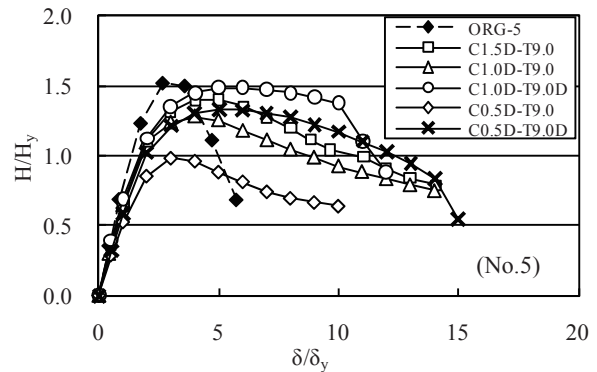


図-9 コンクリート充填補修(T9.0)

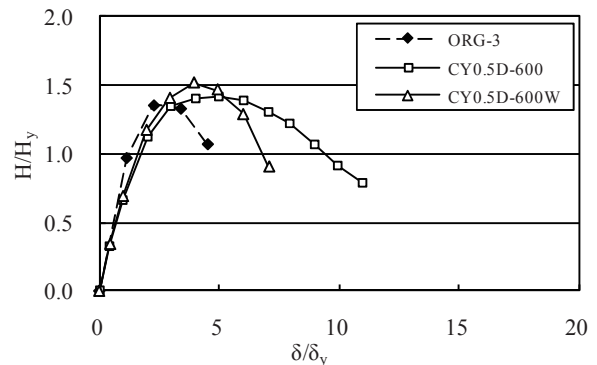


図-10 鋼板巻き立て補修

局部座屈が生じた円形断面鋼製橋脚の補修方法に関する実験的研究

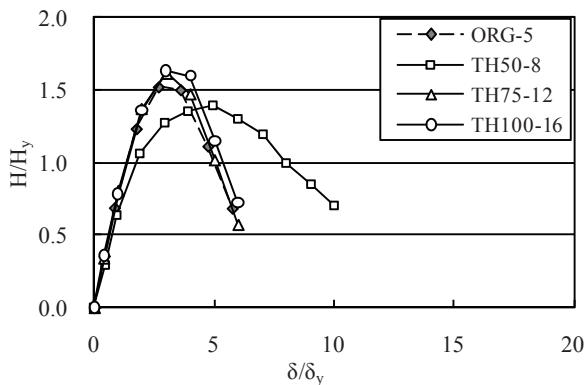


図-11 補剛材補修

### 3・3 供試体損傷状況

#### 3・3・1 コンクリート充填補修

##### (1)鋼管部の損傷

図-12(a), (b)に実験後の供試体鋼管部の損傷状況を示す。ジベルの無い供試体は板厚および充填高さに関わらず、補修前に生じていた基部の座屈が徐々に進行していった。8  $\delta_y$  以降の大変位において C1.5D-T4.5A, C1.0D-T9.0, C0.5D-T9.0 を除く 6 体の供試体にクラックが発生した。クラックは座屈頂部、座屈下部、座屈の溶接部のいずれかで発生した。

ジベルの有る供試体は、基部の座屈が進行するとともに、ジベル溶接位置に新たな座屈が発生した。ジベル溶接位置の座屈は充填高さが 0.5D の供試体のほうがより顕著に見られたが、これによる荷重の大きな低下などは見られなかった。その後、10  $\delta_y$  程度で基部の座屈の頂部にクラックが発生した。

##### (2)充填コンクリートの損傷

実験後に供試体を溶断し、充填コンクリートの破壊状況を観察した。図-12(c), (d), (e)に充填コンクリートの損傷状況を示す。いずれの供試体も座屈頂点の高さで断面全体に達するひび割れが発生した。これは、繰り返し载荷の過程で、充填コンクリートに引張力が作用した時に発生したひび割れが徐々に進行していき、断面全体に達したと考えられる。中には、ひび割れの開始高さが異なったためか、図-12(d)に示すようにひび割れが二層発生している供試体も見られた。また、鋼管座屈部に充填したコンクリートには局所的な圧壊が生じた。これは鋼管座屈部の充填コンクリートにより座屈の進行が抑えられたためと考えられる。なお、充填高さおよび鋼管の板厚が異なっても充填コンクリートの破壊形状に大きな違いは見られなかった。

ジベルの有無で比較をすると、ジベルの無い供試体では充填コンクリートの損傷が座屈部に集中しているのに対し、ジベルの有る供試体では図-12(e)に示すように座屈部以外の箇所でも様々な損傷が見られた。これは、ジベル

により充填コンクリートの抜け上がりが拘束されるため、ひび割れが断面全体に達した後も充填コンクリートが鉛直軸力の一部を受け持っていたためであると考えられる。特に充填高さが 0.5D の供試体では特徴的なせん断破壊が見られた。また、ジベル周辺のコンクリートが崩れており、図-12(f)に示すようにジベルにも変形が見られた。なお、今回使用した供試体は溶接性に適した鋼材を使用しており、溶接が原因と考えられるクラックなどは見られなかった。



(a) C1.5D-T6.0A  
基部の座屈に発生したクラック



(b) C0.5D-T9.0D  
ジベル溶接位置に生じた座屈



(c) C1.5D-T9.0  
コンクリートの損傷  
(ジベル無し)



(d) C1.5-T9.0  
二層のひび割れ



(e) C0.5D-T9.0D  
コンクリートの損傷  
(ジベル有り)



(f) C0.5D-T9.0D  
ジベルの変形

図-12 コンクリート充填補修の損傷状況



3・3・2 鋼板巻き立て補修

図-13(a)に示すように巻き立て鋼板基部の溶接が無い CY0.5D-600 は, 基部の座屈の上部で内側にへこむような座屈が生じており, 鋼板基部の溶接が無くても十分な座屈拘束効果が得られることが分かった. 一方で, 図-13(b)に示すように鋼板基部とベースプレートとを溶接した CY0.5D-600W は図-13(b)に示すように補修部直上に新たに座屈が生じ, 補修部に損傷は見られなかった.

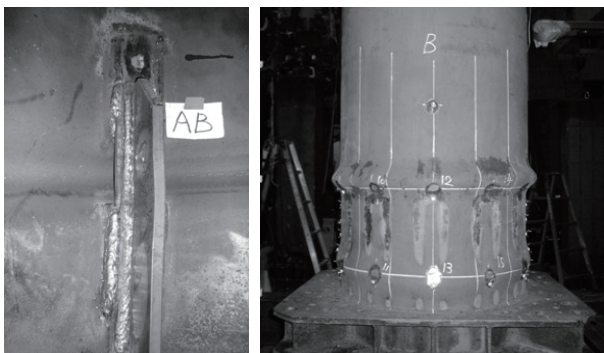


(a) CY0.5D-600 (溶接無し) (b) CY0.5D-600W (溶接有り)

図-13 鋼板巻き立て補修の損傷状況

3・3・3 補剛材補修

図-14 に補剛材補修の損傷状況を示す. TH50-8 は基部の座屈が進行するとともに, 内側に溶接した補剛材に座屈やクラックが発生した. 一方で, TH75-12, TH100-16 は図-14(b)に示すように補修箇所の直上に新たに外側に膨らむ座屈が生じ, その後, 急激な荷重の低下が見られた. 補剛材については座屈や亀裂は確認されなかった. これは, 補修箇所の強度が大きく増加したためであり, 相対的に弱くなった補修個所の直上に損傷が生じたと考えられる. このことから今回使用した供試体の損傷の程度の場合, TH75-12, TH100-16 は補剛材の量が過剰であったと考えられる. また, 溶接が原因と考えられるクラックは発生していなかった.



(a) TH50-8 補剛材の座屈 (b) TH75-12 補修部直上に新たに生じた座屈

図-14 補剛材補修の損傷状況

3・4 最大水平荷重および剛性

新品時供試体を 100%とした場合の補修後に回復した最大水平荷重を図-15 に, 剛性値を図-16 に示す. 16 体の供試体のうち 12 体は最大荷重が新品時のおよそ±10%以内となった. C1.5D-T4.5A は新品時に対し 19%の増加, C1.0D-T9.0, C0.5D-T9.0, C0.5D-T9.0D はそれぞれ 18%, 37%, 14%の減少となった. 剛性については 6 体の供試体が新品時の±10%まで回復した. コンクリートを 1.5Dまで充填したものは, 剛性が大きく回復しており, 特に板厚の薄い供試体は効果が大きくなっている. 一方で C0.5D-T9.0 は剛性の回復はわずかである. また, 鋼板巻き立て補修(CY Type)では, 最大荷重は十分に回復したが, 剛性の回復量は小さくなっている.

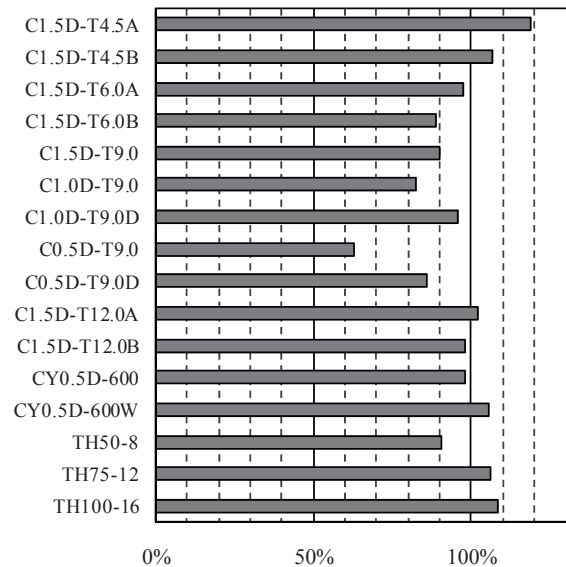


図-15 最大水平荷重の回復率

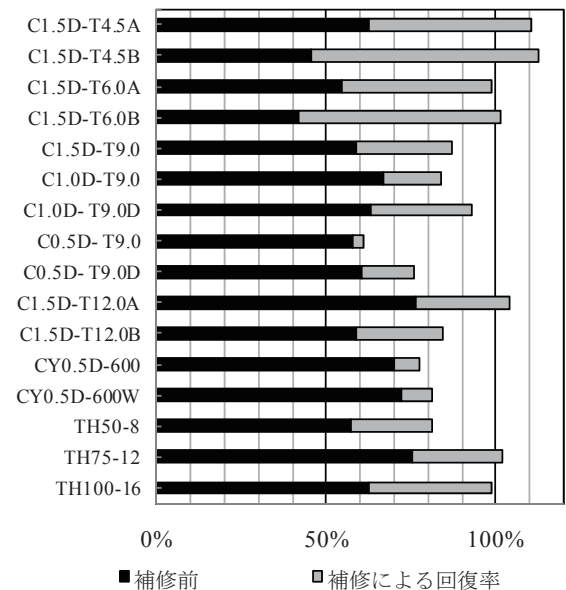


図-16 剛性の回復率



局部座屈が生じた円形断面鋼製橋脚の補修方法に関する実験的研究

4. 結論

本研究では極大地震により損傷した鋼製橋脚の早期復旧を想定し、基部に座屈の生じた円形断面鋼製橋脚に対し3種類の補修を施し、繰り返し載荷実験を行ってその耐震性能を検討した。本研究で得られた結論を以下に示す。

1. 本研究で提案した3種類の補修方法は、いずれも目標とする耐震性能まで回復させることが可能である。
2. コンクリート充填補修では、1.5D程度の高さまで充填することで、最大荷重、剛性ともに大きく回復し、優れた補修効果が得られた。また、ジベルを設置することで、充填高さが0.5D程度でも十分に回復させることができると考えられる。
3. 補剛材補修では橋脚の溶接性が確保されている場合、補剛材の本数や形状を適切に選択することで、損傷前の耐力まで回復させ、変形性能を向上させることができると考えられる。
4. 鋼板巻き立て補修では、鋼板基部を溶接により固定しなくても、十分な補修効果が得られた。
5. 本研究で目標とした、最大荷重および剛性を損傷前の $\pm 10\%$ まで回復させ、変形性能を向上させるような補修は可能であると考えられる。

参考文献

- 1) 阪神高速道路公団：大震災に立ち向かって-阪神・淡路大震災記録書，1996.1.
- 2) 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.
- 3) 例えば 宇佐美勉，鈴木森晶，Iraj H.P.Mamaghani，葛漢彬：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案，土木学会論文集，No.525/ I -33,pp69-82,1995.10.
- 4) 例えば 松村政秀，北田俊行，澤登善誠，中原嘉郎：無充填区間を有するコンクリート充填工法による既設鋼製橋脚の耐震補強法に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.47A，pp.35-44，2001.3.
- 5) 例えば 北浦雅司，折野明宏，石澤俊希：コンクリートを部分充填した円形鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する研究，土木学会論文集，No.696/ I -58，pp.285-298，2002.1.
- 6) 例えば 忠和男，櫻井孝昌：既設円筒鋼製橋脚の鋼板貼り付けによる耐震補強法，構造工学論文集，Vol.49A，pp.139-144，2003.3.
- 7) 鈴木森晶，青木徹彦，野村和弘：簡易補修後鋼製ラーメン橋脚の耐震性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.46A，pp.135-142，2000.3.
- 8) 尾松大道，鈴木森晶，青木徹彦：損傷した矩形断面鋼製橋脚の補修後の耐震性能に関する研究，構造工学論文集，Vol.52A，pp.445-453，2006.3.
- 9) M Suzuki,H Omatsu,A Imanaka,T Aoki : Seismic resistance capacity of repaired steel bridge piers after severe earthquake, International Conference on STRUCTURAL CONDITION ASSESSMENT, MONITORING AND IMPROVEMENT, pp.291-298,December 2005.
- 10) Moriaki Suzuki, Yoshiyuki Shimaguchi, Tetsuhiko Aoki : RESIDUAL STRENGTH OF DAMAGED STEEL BRIDGE PIER WITH CIRCULAR CROSS SECTION AND ITS REPAIR METHOD,JOINT CONFERENCE PROCEEDINGS 7CUEE & 5ICEE,pp.2011-2016, March 3-5,2010.
- 11) 服部宗秋，青木徹彦，鈴木森晶：圧縮芯をもつ鋼管橋脚の耐震性能実験，構造工学論文集，Vol.52A，pp.465-475，2006.3.
- 12) 森下益臣，青木徹彦，鈴木森晶：コンクリート充填円形鋼管柱の耐震性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.46A，pp.73-83，2000.3.
- 13) 宇佐美勉：鋼平面ラーメン構造物の極限強度評価式の実験データによる検証，構造工学論文集，Vol.36A，pp.79-88，1990.3.
- 14) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，2003.3.
- 15) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II鋼橋編，2003.3.

(受理 平成 23 年 3 月 19 日)