

## 兵庫県南部地震における鋼管単柱橋脚の地震損傷に関する一考察

池内智行\* 谷口直子\*\* 西村宣男\*\*\*

\*工修 大阪大学大学院博士後期課程(〒565 吹田市山田丘 2-1)

\*\*大阪大学大学院博士前期課程(〒565 吹田市山田丘 2-1)

\*\*\*工博 大阪大学教授 工学部土木工学科(〒565 吹田市山田丘 2-1)

一昨年の兵庫県南部地震以後、既設の鋼管橋脚に対する補強方法や新設橋梁の最適断面設計の見直しが進められている。本論文では、その前段階として地震時における鋼管橋脚の弾塑性挙動を解明するために、軸圧縮力と繰返し曲げを受ける弾塑性有限変位解析を行い、被害の再現を行った。今回、その単柱橋脚の柱頂部に与える繰返し変位の載荷パターンとして、(1)片側変位振幅、(2)漸増変位振幅、(3)定変位振幅の3種類の場合について行い、最も被害に近い解析結果を与える載荷パターンの検討を行った。また、実際の被害程度の軽い順に変形能が優れていることを確認した。

Keywords: steel pipe piers, cyclic loading, local buckling

## 1. はじめに

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震により、鋼管橋脚を使用した高架橋に大きな被害が生じた。阪神高速神戸線松原交差点付近の鋼管橋脚においても、特徴的な局部座屈や降伏による塗装の剥げ落ちなどの損傷が生じた。これらの被害は橋脚に上部構造の死荷重による一定軸圧縮力のもとで繰返し曲げが作用したことが原因と考えられる。現在、このような地震時における鋼管橋脚の弾塑性挙動を解明し、既設の鋼管橋脚に対する補強方法や新設橋梁の最適断面設計の見直しが急務となっている。このため多くの研究機関において地震時を想定した準静的実験<sup>1)~4)</sup>が行われ、鋼管橋脚の耐震性能の評価が行われている。首都高速道路公団は、補剛材断面の変形性能に与える影響の検討を行っており<sup>2)</sup>、三木らは繰返し回数の違いによる断面変化部を有する円形断面鋼橋脚の水平耐力と座屈形状の評価を行っている<sup>3)</sup>。西川らは、円形断面と箱形断面について断面形状の違いによる変形性能の違いを検討している<sup>4)</sup>。実験方法は各機関により、鋼管柱頂部に与える載荷パターンが異なり、地震時挙動を把握するためにどの載荷方法が最も良いかという結論は明確ではない。鋼管の耐震設計を考える場合、準静的解析において地震時の揺れを想定した統一的な載荷パターンの決定が必要である。

また、中村は被害を受けた橋脚を解析モデルとする動的応答解析を行い<sup>5)</sup>、被害の再現を行っているが地震時に被害を受けやすい断面形状の検討には至っていない。また、動的応答解析は橋脚が受けた衝撃的な挙動を把握することは可能であるが、入力する地震波は地盤条件の

異なる地点で観測された記録であり、被害橋脚が受けた地震波と完全に同一ではない。

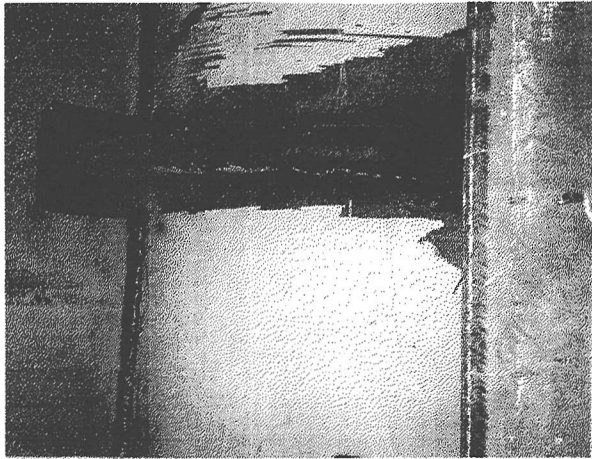
本論文では、兵庫県南部地震で被害を受けた鋼管橋脚の損傷状況についてまとめ、被害橋脚を解析モデルとする弾塑性有限変位解析を行い、被害の再現を行った。解析では、柱頂部に与える繰返し変位の載荷パターンとして、(1)片側変位振幅、(2)漸増変位振幅、(3)定変位振幅の3種類の場合について行い、最も被害に近い解析結果を与える載荷パターンの検討を行った。また、解析の対象とするモデルとして被害程度の異なる3つの橋脚を採用した。この3つの橋脚の解析を比較することにより、被害の受けやすい断面の検討と変形能の違いを考察した。

## 2. 鋼管橋脚の損傷状況

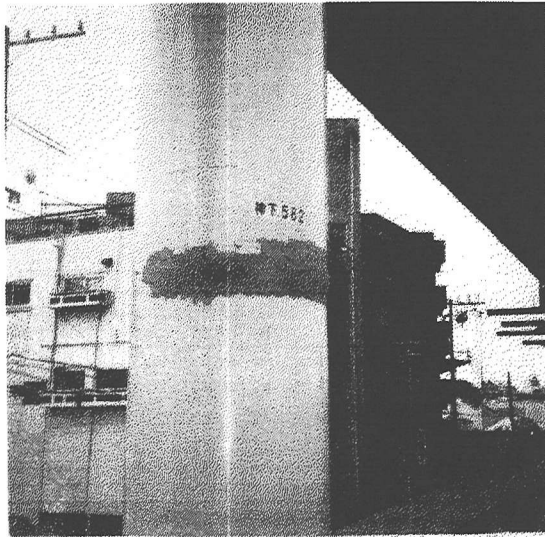
本論文では、兵庫県南部地震により特に被害が大きかった阪神高速神戸線松原交差点付近の12本の鋼管橋脚を調査対象とする。図-1に示すように、この地区では上り線及び下り線が分離した高架橋となっており、高さ14~16mの鋼管橋脚が単柱として使用されている。12本の橋脚は上り、下りそれぞれ6本ずつ配置されている。(上り:P-580山側~P-585山側,下り:P-580海側~P-585海側)

12本の橋脚は図-2の詳細図に示すような同種の構造を採用している。この橋脚の特徴として、中間部分にダイヤフラムを持つ長さ1800~2000mmの鋼管セグメントを突き合わせ溶接により継ぎ合わせたものであること、また鋼管の鋼種および板厚がセグメントごとに変化していることが挙げられる。





(a) P-584 山側



(b) P-582 海側



(c) P-581 山側

図-3 被害状況

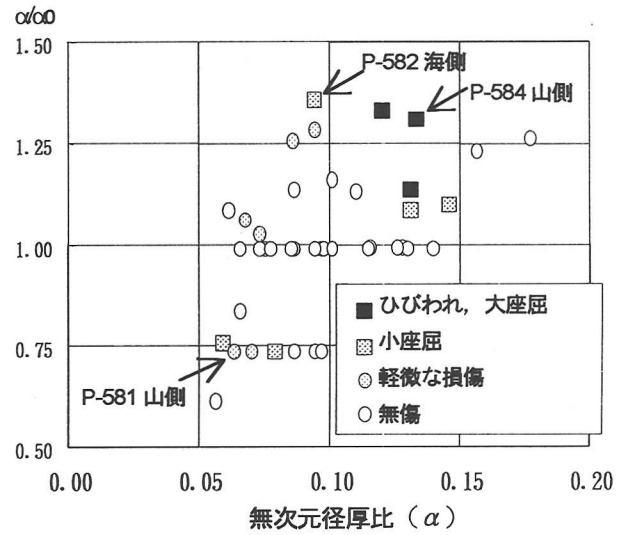


図-4 無次元径厚比と  
無次元径厚比の比の関係

図-3の被害状況から判断して、各セグメントの全般的な破損、変形の特徴により、被害程度を次の3種類に区別できる。

- ひび割れ, 大座屈 : 全周にわたって座屈し、ひび割れが発生している
- 小座屈 : 一面程度の座屈でひび割れが発生していない
- 軽微な損傷 : 座屈は認められないが塗料の剥離程度の変形が起こっている

図-2の橋脚詳細図と橋脚の損傷状況との比較により、すべての損傷は鋼管橋脚のセグメントを継ぎ合わせた溶接部付近で発生しており、またその中でも板厚が大きく変化している所では特に損傷が大きいことが分かる。

図-4は、無次元径厚比と無次元径厚比の比との関係を示したものである。縦軸の無次元径厚比の比とは、セグメントの無次元径厚比を下側のセグメントの無次元径厚比で除したものである。無次元径厚比は以下のように表される。

$$\text{無次元径厚比 } \alpha = \frac{2\sigma_Y R}{Et} \quad (1)$$

ここに、 $\sigma_Y$  : 降伏応力,  $R$  : セグメントの半径,  $E$  : 弾性係数,  $t$  : セグメントの板厚

図-4より、無次元径厚比の比が1.0、つまりセグメントの突き合わせ部で板厚と鋼種の両方とも変化していない箇所では、被害を受けていないことが分る。また、無次元径厚比の比が1.0よりも大きくなるにしたがって、被害が大きくなっている。

表-1 実験供試体の諸元

	鋼種	径厚比 R/t	軸力比 P/P <sub>y</sub>	降伏時の水平 変位(cm)
No.8	SS400	50.0	0.134	0.779

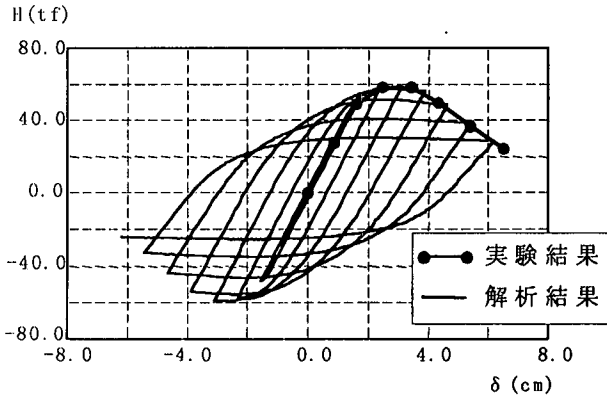


図-5 解析と実験(包絡線)の比較

表-2 解析対象橋脚と被害程度

橋脚番号	被害程度
P-584 山側	ひびわれ・大座屈
P-582 海側	小座屈
P-581 山側	軽微な損傷

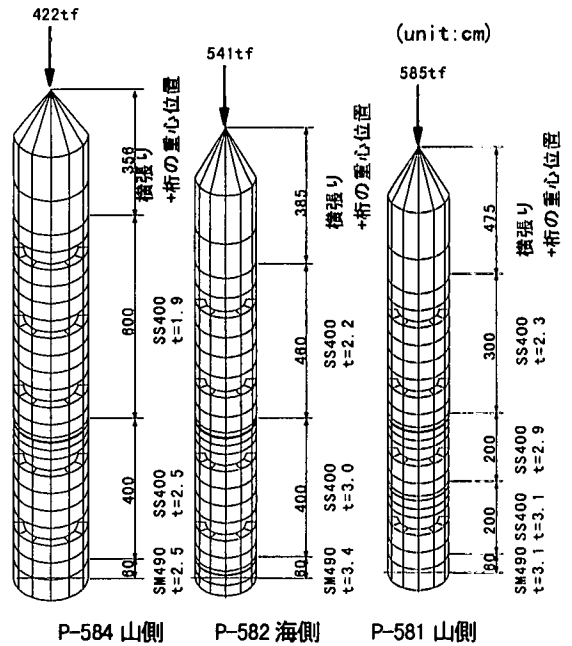
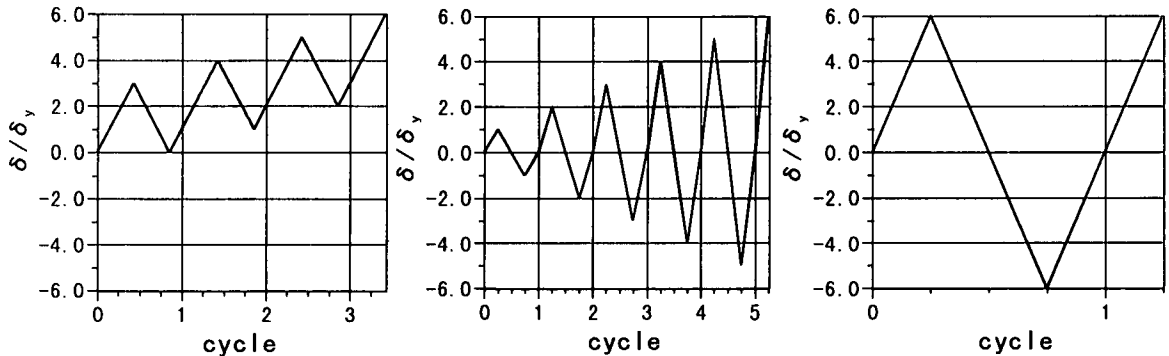


図-6 解析モデル



(a) 片側変位振幅

(b) 漸増変位振幅

(c) 定変位振幅

図-7 荷重パターン

### 3. 損傷橋脚の数値シミュレーション

#### 3.1 解析の妥当性

解析には、著者らの研究室で開発された弾塑性有限変位解析プログラムを使用した。本プログラムの有用性を確認するため、土木研究所で行われた無補剛鋼管柱の載荷実験結果<sup>4),6)</sup>との比較を行った。実験では供試体の柱頂部に一定の軸力を載荷した状態で、水平方向に漸増繰り返しの変位を与えている。供試体の力学パラメータを表-1に示す。図-5は解析結果である。図の実験結果は鋼管の柱頂部での水平変位と水平荷重を包絡線で示したものである。この図より、最大耐荷力の値、最大耐荷力を与える水平変位の値やピーク以降の強度劣化の度とともに解析結果と実験結果がよく一致しているのが分る。このことより、鋼管柱の耐荷力、変形性能を精度良く推定する手段としての解析プログラムの有用性が確認された。

#### 3.2 解析モデル

解析の対象とする橋脚は、兵庫県南部地震で被害を受けた被害程度の異なる3つの橋脚である。表-2に示すように、被害程度の大きい順にP-584山側、P-582海側、P-581山側の橋脚を採用した。解析モデルを図-6に示す。解析に用いた構成式は、BMCモデル(単調載荷曲線を基にした繰り返し塑性履歴を受ける鋼材の構成式)<sup>7),8)</sup>である。この構成式を用いることにより、地震時などに繰り返し荷重を受ける場合に発生する繰り返しひずみ硬化やバウシinger効果などが再現できる。解析モデルは、ダイヤフラムを含め、鋼管の板厚中心に節点をもつ8節点アイソパラメトリックシェル要素を配置し、図-6のように要素分割した。板厚変化を正確に再現するため、板厚変化部付近は要素分割を密にしている。解析は、柱頂部に死荷重を想定した鉛直方向の強制変位と地震時の揺れを想定した水平方向の強制変位を与えて行った。与える水平方

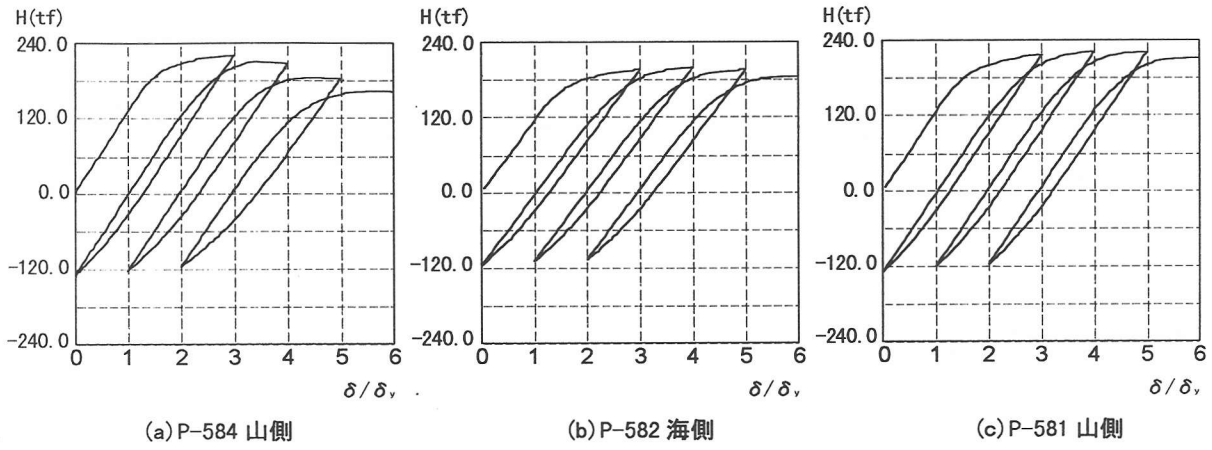


図-8 荷重-変位曲線 (片側変位振幅)

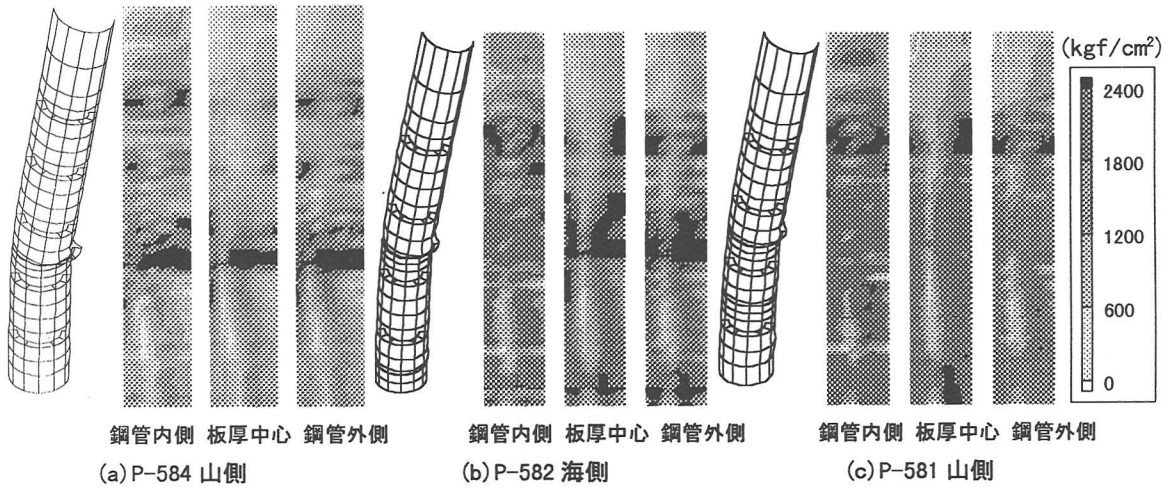


図-9 変形形状と応力分布 (片側変位振幅)

向の変位は図-7 に示されるように基本変位を降伏時の水平変位  $\delta_y$  とし、橋脚の片側方向に  $3\delta_y$ 、 $4\delta_y$  と定変位を増やしていく片側振幅 (図-7(a))、1 サイクルごとに橋脚の両側に  $2\delta_y$ 、 $3\delta_y$  と強制変位を増やしていく漸増変位振幅 (図-7(b))、両側に  $6\delta_y$  で繰り返す定変位振幅 (図-7(c)) の3種類である。

### 3.3 解析結果

#### (1) 片側変位振幅

図-8~10 に片側変位振幅の場合の解析結果を示す。荷重-変位曲線は橋脚の頭部における水平変位と水平荷重を示している。変形形状は水平変位を  $\delta=6\delta_y$  まで与えたときの変位量を5倍に拡大して表示している。変形形状より、いずれも水平変位を与えた方向に局部座屈が発生しているのが分かる。また、図-9 の P-582 海側の変形形状は実際の被害とよく一致しているが、他の2つは一致していない。P-581 山側の応力分布では、1ヶ所に塑性域が集中していて、実際の被害とは一致していない。図-10 は、荷重-変位曲線を包絡線で示したものである。P-584 山側は  $\delta=3\delta_y$  のところでピークに達し、それ以降、急激に強度が落ちている。P-582 海側は P-581 山側や P-584 山側よりもピーク時の荷重は小さいがそれ以降の強度劣化は緩やかである。応力分布を見ると、いずれも板厚変化部で

応力が高いことが分かる。

#### (2) 漸増変位振幅

図-11~13 に漸増変位振幅の場合の解析結果を示す。変形は、水平変位を  $\delta=5\delta_y$  与えたときの変形形状を示している。P-584 山側の解析においては  $\delta=5\delta_y$  まで水平変位を与えたところで、強度がピーク時と比較して半分以下に落ちたため、解析を終了させた。これらの変形形状より、P-581 山側と P-582 海側が片側の板厚変化部で局部座屈が発生しているのに対し、P-584 山側は両側に発生した局部座屈が中央でつながり、実際の被害である提灯型座屈に類似している。図-12 の P-581 山側の応力分布では3ヶ所に分けて塑性域が広がっており、実際の被害程度と

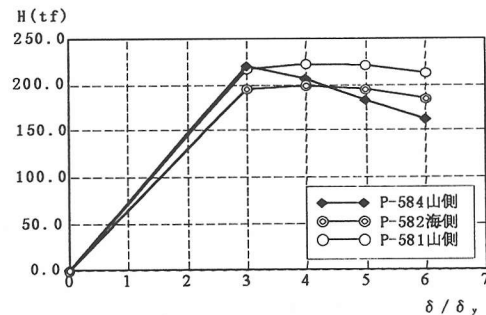


図-10 荷重-変位曲線 (包絡線)

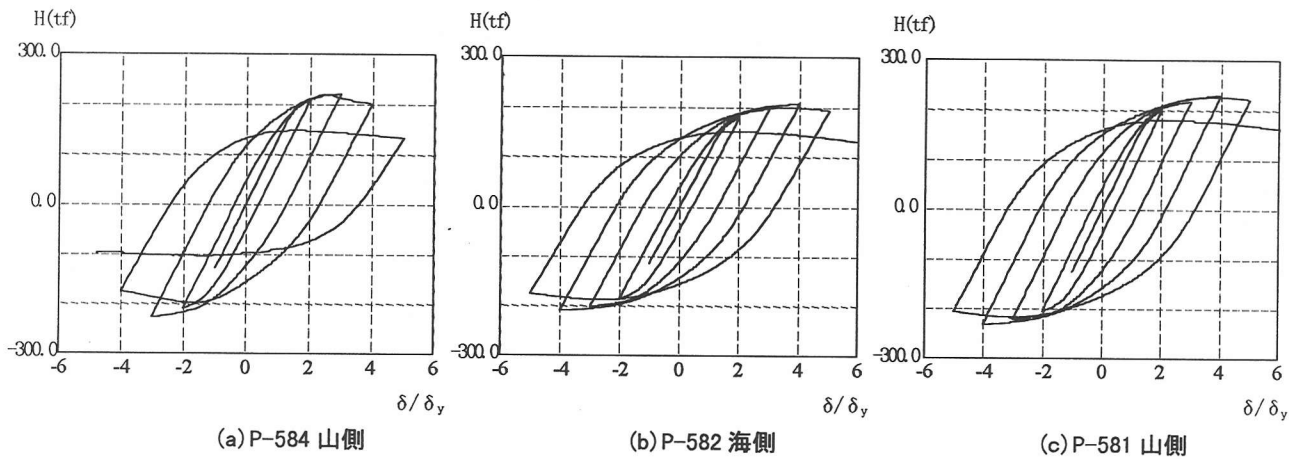


図-11 荷重-変位曲線 (漸増変位振幅)

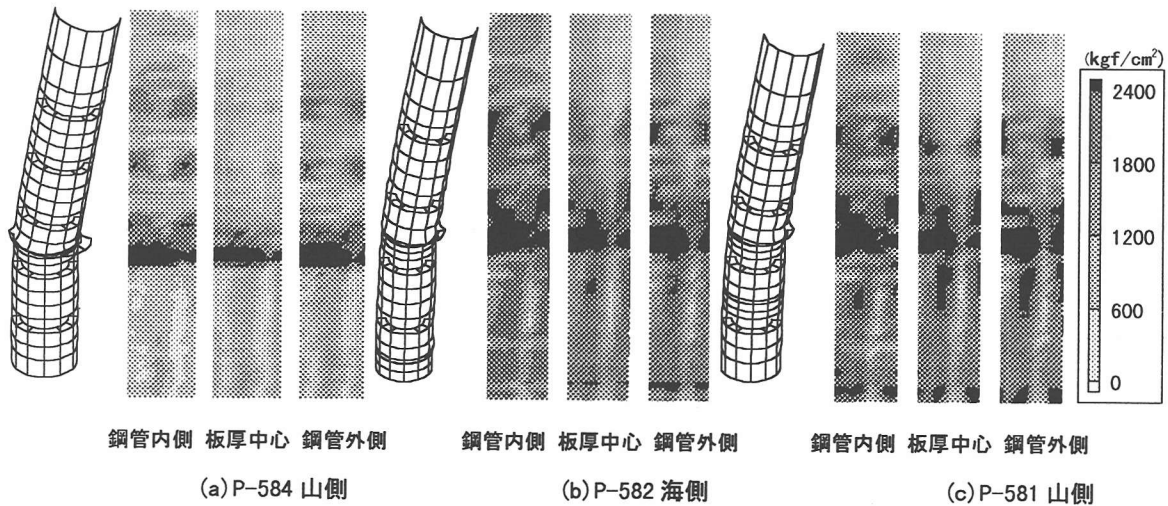


図-12 変形形状と応力分布 (漸増変位振幅)

よく一致している。図-13 は、荷重-変位曲線を包絡線で示したものである。P-584 山側は  $\delta = 3\delta_y$  のところでピークに達し、それ以降、急激に強度が落ちている。P-581 山側は  $\delta = 3\delta_y$  のところでピークに達してから強度劣化が起きている。P-582 海側は P-581 山側よりもピーク時の強度が低いものの P-581 山側と同様の履歴曲線を示している。

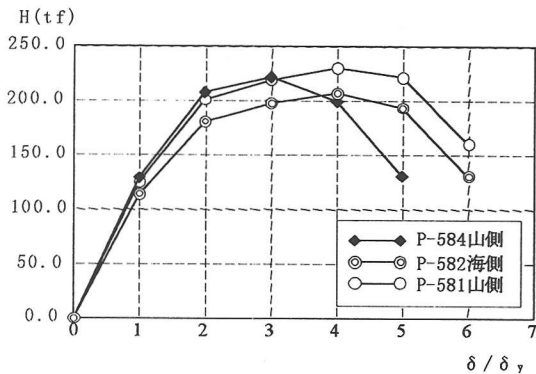


図-13 荷重-変位曲線 (包絡線)

### (3) 定変位振幅

図-14, 15 は定変位振幅の場合の解析結果を示したものである。変形は最終状態の変形形状を示している。P-584 山側の解析においては、漸増変位振幅の場合と同様、強度がピーク時よりも半分以下に落ちてきたため、解析を

終了させた。荷重-変位曲線をみると図-14 の P-584 山側は繰返しにより強度が大きく落ちているのに対し、P-582 海側や P-581 山側は強度劣化があまりみられない。また、変形形状は P-584 山側は両側に局部座屈が生じていて、P-582 海側は片側に局部座屈が生じていて実際の被害と類似している。図-15 の P-581 山側の応力分布では、塑性域の広がり実際の被害での塗装の剥げ落ちと類似したものとなっている。漸増変位振幅の解析結果とほぼ同様のものとなった。

### (4) 変形能の評価

上記の3種類の繰返し変位の結果から、実際の被害と一致しているのは、载荷パターンが漸増変位振幅と定変位振幅の場合であることが分った。次にこの漸増変位振幅と定変位振幅の場合の各橋脚における変形能の評価を行った。評価は漸増変位振幅の場合、①最大水平荷重、②最大水平荷重時の水平変位、③ピーク以降の強度劣化率の3つについて、定変位振幅の場合は強度劣化率について行った。強度劣化率はピーク以降の次サイクル時の水平荷重をピーク時の水平荷重で除したものである。表-3 より P-584 山側は他の2つよりも強度劣化率が高く、ピーク時の水平変位も小さいことが分る。また、P-582 海側は P-581 山側より最大水平荷重が低く強度劣化率が

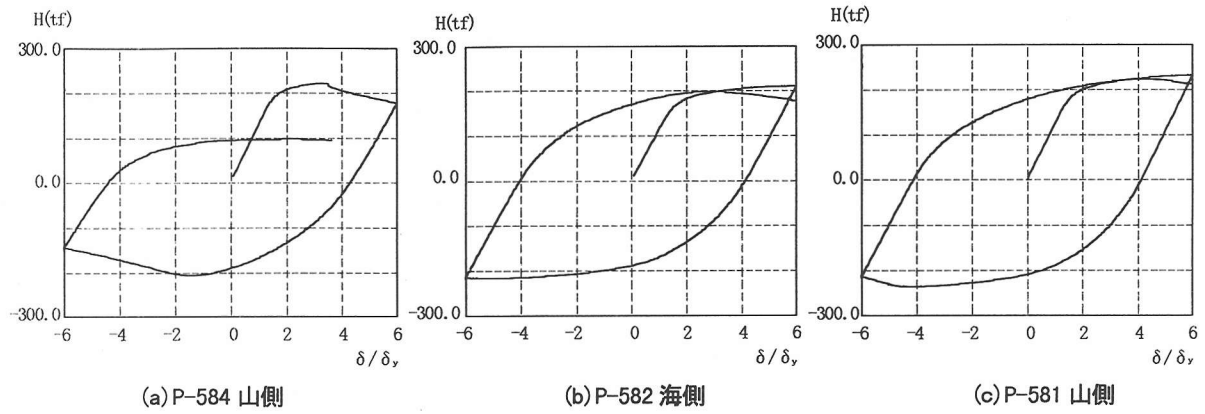


図-14 荷重-変位曲線 (定変位振幅)

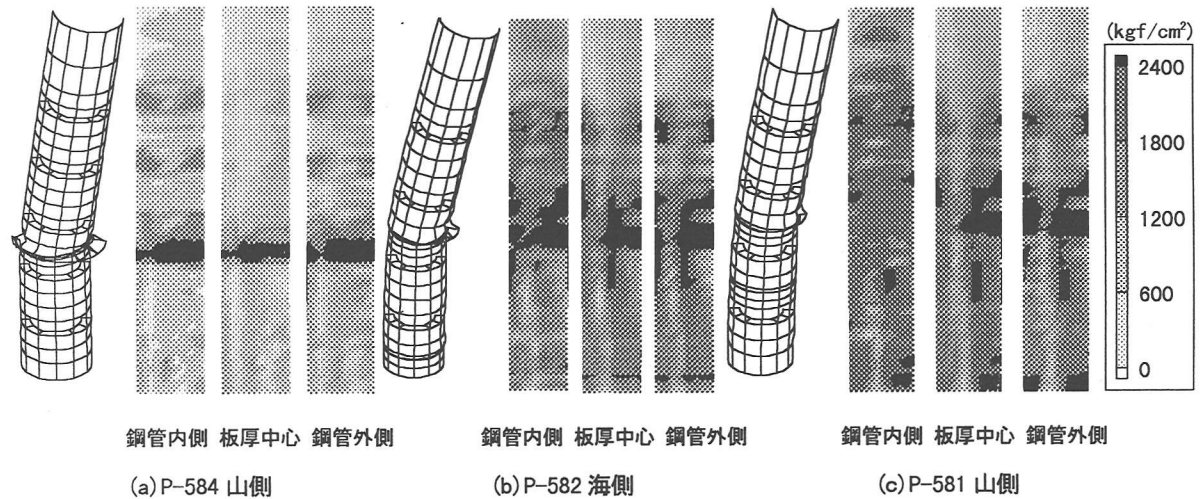


図-15 変形形状と応力分布 (定変位振幅)

表-3 変形能の評価

橋脚番号	最大水平荷重 (tf)	最大荷重時の水平変位 ( $\times \delta_y$ ) (cm)	強度劣化率 (%) (漸増変位振幅)	強度劣化率 (%) (定変位振幅)
P-584 山側	221.10	3.0	10.163	55.736
P-582 海側	206.66	4.0	6.731	5.990
P-581 山側	229.60	4.0	3.640	3.776

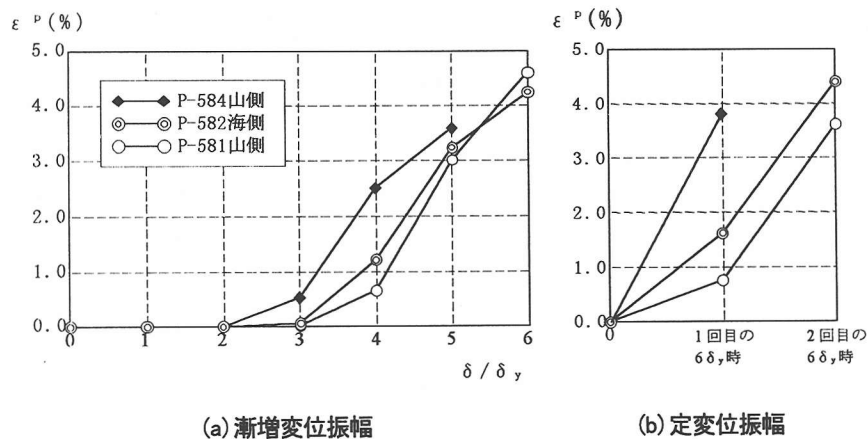


図-16 塑性ひずみの変化

高い。これらのことより、P-581 山側、P-582 海側、P-584 山側の順に変形能が優れていることが分る。図-16 には、漸増変位振幅の場合と定変位振幅の場合の各サイクルにおける板厚変化部での塑性ひずみの変化を示している。この図より、P-584 山側、P-582 海側、P-581 山側の順に塑性ひずみが小さくなっていることが分る。実際の被害では、P-581 山側は、3ヶ所にわたる塗装の剥げ落ち、P-582 海側は片側での局部座屈、P-584 山側は両側での局部座屈が発生している。このように損傷程度は P-584 山側、P-582 海側、P-581 山側の順に軽くなっていて、解析結果と一致していることが分った。また被害を受けた部分の径厚比も P-584 山側、P-582 海側、P-581 山側の順に大きくなっており、径厚比が大きいほど被害を受けやすいことが分る。

#### 4. 結論

兵庫県南部地震により多くの社会基盤施設が被害を受けた。本研究では鋼管橋脚の被害についてまとめ、軸圧縮力と繰り返し曲げを受ける鋼管橋脚の弾塑性有限変位解析を行った。本研究により得られた結果を以下にまとめる。

- (1) 鋼管橋脚の被害を調査した結果、被害の大半は塗装の剥げ落ち、提灯座屈、局部座屈であった。
- (2) 被害はセグメントを突き合わせた溶接部付近、特に板厚変化部で起こっている。
- (3) 3種類の繰り返し変位を与えて鋼管橋脚の弾塑性有限変位解析を行った結果、漸増変位振幅と定変位振幅を与えたときの解析結果が実際の被害と一致した。
- (4) 漸増変位振幅と定変位振幅の場合の解析結果から変形能の評価を行ったところ、径厚比の小さい順、ま

た実際の被害程度の軽い順に変形能が優れていることが分った。

#### 【参考文献】

- 1) 井浦雅司, 熊谷洋司, 小牧理: 横力と一定軸力を受ける円筒シェルの終局状態に関する研究, 土木学会論文集, No. 555/I-55, pp. 1-10, 1996. 3.
- 2) 首都高速道路公団, (社)日本橋梁建設協会: 鋼製橋脚の地震時挙動検討概要書, 平成8年2月
- 3) 三木千寿, 館石和雄, 穴見健吾, 本間宏二, 佐々木哲也: 断面変化部を有する円形断面鋼橋脚の地震時保有水平耐力に関する研究, 東工大土木工学科研究報告 No. 53, 1996. 3.
- 4) 西川和廣, 山本悟司, 名取暢, 寺尾圭史, 安波博道, 寺田昌弘: 既設鋼製橋脚の耐震性能改善方法に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 42A, pp. 975-986, 1996. 3.
- 5) 中村秀治: 鋼製円筒橋脚の動的弾塑性座屈解析, 土木学会論文集, No. 549/I-37, pp. 205-219, 1996. 10.
- 6) 安波博道, 寺田昌弘, 名取暢, 寺尾圭史, 西川和廣: 弾塑性 FEM による鋼管柱載荷実験のシミュレーション解析, 鋼構造論文集, 第3巻第9号, pp. 1-10, 1993. 3.
- 7) 西村宣男, 小野潔, 池内智行: 単調載荷曲線を基にした繰り返し塑性履歴を受ける鋼材の構成式, 土木学会論文集, No. 513/I-31, pp. 27-38, 1995. 4.
- 8) 水野英二, 宇佐美勉, 沈赤(討議者)/西村宣男, 小野潔, 池内智行(回答者): 西村宣男・小野潔・池内智行共著“単調載荷曲線を基にした繰り返し塑性履歴を受ける鋼材の構成式”への討議・回答, 土木学会論文集, No. 556/I-38, pp. 227-233, 1997. 1.

(1997年3月31日受付)

## NUMERICAL SIMULATION ON DAMAGED STEEL PIPE PIERS IN HYOGOKEN-NANBU EARTHQUAKE

Tomoyuki IKEUCHI, Naoko TANIGUCHI and Nobuo NISHIMURA

This paper outlines the damage to pipe piers caused by the Hyogoken-Nanbu Earthquake and the analysis of these piers under cyclic loading is also presented. The local buckling and the peeling of paint are observed at the transitional point of the pipe thickness. The cyclic behavior of these piers is analyzed by the elasto-plastic finite element method. The analyses are performed under 3 types of cyclic loading. According to the results, the buckling mode and the distribution of the yielded zone match the actual damage, and the most damaged pier is proved to have a low ductility.