

# 論文 耐震補強された RC 橋脚と杭基礎の連成系地震応答性状

大野 拓也\*1・竹本 雄一郎\*2・睦好 宏史\*3・牧 剛史\*4

**要旨:** 既設 RC 橋脚に RC 巻立て補強を施した場合、地震動により基礎杭に大きな損傷が生じる事が確かめられている。本研究では、橋脚と杭基礎の降伏耐力比を変化させて、異なる地震動の観測波形を入力した RC 橋脚と杭基礎の連成系地震応答解析を行い、耐力比と杭基礎の損傷量の関係について検討した。その結果、地震時に杭基礎を塑性化させないためには橋脚と基礎の降伏耐力比が地盤種別に関わらず 2.0 程度以上必要であることが明らかとなった。また、杭の損傷形態を詳細に検証するために、杭頭部の地震時応答を再現する載荷実験を行った。その結果、杭の損傷程度は入力地震波の特性に大きく依存することが明らかとなった。

**キーワード:** 橋脚と杭基礎の降伏耐力比, 構造物連成系, 耐震補強, 杭基礎の地震被害

## 1. はじめに

1995 年に発生した兵庫県南部地震での被災経験から、数多くの RC 橋脚の耐震補強が実施されてきた。その工法としては、鋼板巻立て工法などに代表されるように、躯体の靱性能を向上させて地震力に抵抗する曲げ耐力制御工法が一般に推奨されている。しかし実際には、旧設計基準で設計された RC 橋脚では曲げ耐力が不足し、靱性能の向上のみでは大地震に抵抗できないことや、経済性の観点から、曲げおよびせん断耐力の双方を向上させることによって耐震性能の向上を図る RC 巻立て補強が多く実施されている。

一般に、道路橋の耐震設計は上部構造物-橋脚から成る地上構造物と地盤-基礎から成る地下構造物を切り離して行われているが、実際の地震時には、両者が互いに影響を及ぼし合う。特に RC 巻立て補強を施した橋梁においては橋脚躯体の保有水平耐力の増加に伴い、地盤-基礎系に対する上記のような相互作用が大きくなると考えられる<sup>1)</sup>。地震後の復旧性を考えた場合、基礎は橋脚躯体に比べて補修が困難なため、地震時に塑性化させないことが一般に推奨されている。このため、RC 橋脚を耐震補強する場合、補強程度による杭基礎の損傷程度を明らかにしておくことが重要であると考えられる。

本研究では耐震補強された既設 RC 橋脚において、橋脚と杭基礎の降伏耐力比が杭基礎の損傷量に及ぼす影響を解析的に明らかにした。また、縮小橋梁を対象とした応答解析と載荷実験を行い、実際の杭体の損傷量を実験的に明らかにした。

## 2. 補強した RC 橋脚連成系の地震応答解析

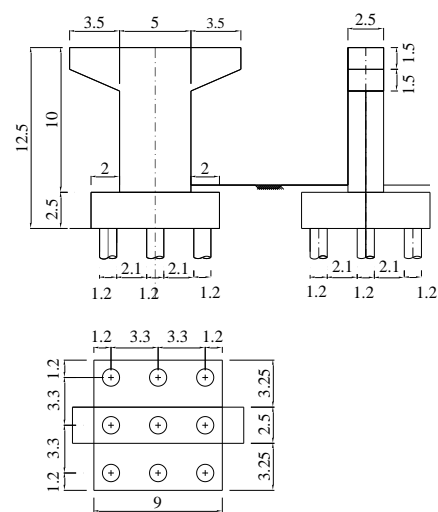
### 2.1 概要

本研究では杭基礎を有する橋梁において、既設 RC 橋

脚に曲げ耐力の向上を伴う RC 巻立て補強を施した際の杭基礎の損傷量について、二次元非線形地震応答解析による検討を行った。その際、橋脚天端位置の水平応答、フーチング重心位置での水平応答（スウェイ）およびフーチング重心位置での回転応答（ロッキング）の 3 自由度に着目して、構造形の応答結果を評価している。また、橋脚と杭基礎の降伏耐力比が変化した場合に、杭基礎の地震時の応答がどのように変化し得るかを、地震波および地盤種別を変化させて解析による検討を行った。

### 2.2 対象構造物

解析対象とした RC 橋脚および杭基礎の形状寸法を図-1 に示す。対象とした橋梁は単柱式橋脚を有する道路橋で、軟弱な地盤と比較的固い地盤上に建設された 2 ケースを設定した。図-2 に杭の断面図および地盤条件を示す。同一上部工を有していても地盤種別によって同一の橋脚となることは少ないが、本研究では地盤種別による影響



単位は[mm]

図-1 RC 橋脚および杭基礎の形状寸法

\*1 埼玉大学大学院 理工学研究科 博士前期課程 (正会員)

\*2 埼玉大学大学院 理工学研究科 博士前期課程 (正会員)

\*3 埼玉大学大学院 理工学研究科 環境科学・社会基盤部門教授 工学博士 (正会員)

\*4 埼玉大学大学院 理工学研究科 環境科学・社会基盤部門准教授 博士(工学) (正会員)

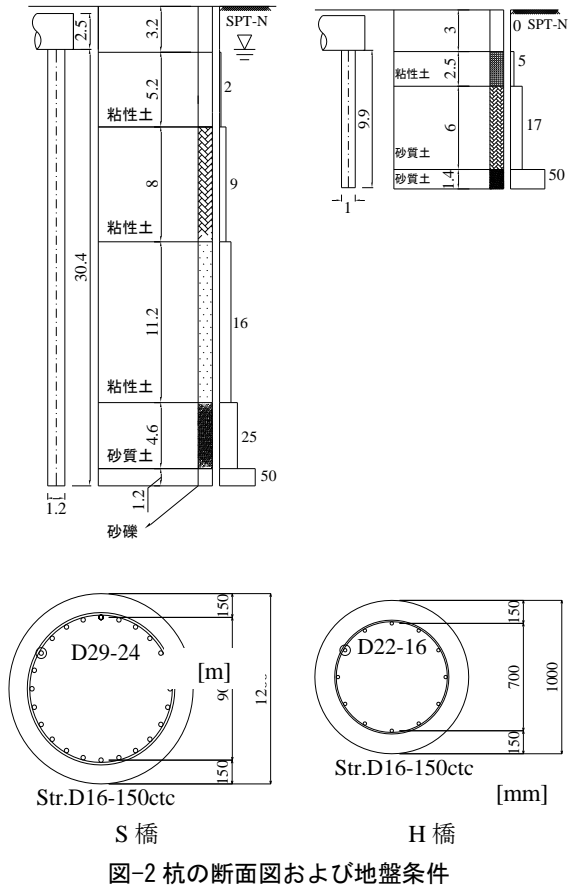


図-2 杭の断面図および地盤条件

を抽出するために、上部工-橋脚-フーチングまでは両地盤種において同一諸元とした。本研究において軟弱地盤上の橋梁をS橋、固い地盤上の橋梁をH橋とする。H橋の基礎はGL.-11.5mの砂質土層を支持地盤とし、杭長9.9m、杭径1.0mの9本（3本×3列）で支持される場所打ち杭基礎である。S橋の立地地盤は軟弱な粘性土層三層からなっており、GL.-32.2mの砂質土層を支持地盤として、杭長30.4m、杭径1.2mの9本で支持される場所打ち杭基礎とした。

### 2.3 解析モデル

前節の構造物を二次元非線形解析により検討するために、図-3に示すような橋脚バネ、地盤反力バネ、2次元梁要素から成り、構造物の質量を上部工とフーチングに集約した2質点系の骨組みモデルでモデル化し、杭体の重量は考慮していない。ここでは、圧縮側となる杭を前列とし、引張側となる杭を後列とした。橋脚の復元力特性は最大点指向バイリニアモデルでモデル化した。

杭体の二次元梁要素はS橋において1.2mごとに、H橋においては0.6mごとに節点を設け要素分割した。梁要素の復元力特性は、剛性劣化型トリリニアモデルで定義し、その折れ点を杭体の断面諸元を元にファイバーモデルを用いた断面解析結果より設定している。このとき、杭体には上部工とフーチングの自重から求めた軸力を初

期荷重として与えており、軸力変動は考慮していない。

杭側面の地盤の影響は杭体の節点にそれぞれ取り付けられた水平方向地盤反力バネによって考慮し、周面摩擦の影響や杭先端の地盤の影響は、杭頭に取り付けた鉛直方向地盤反力バネで考慮した。地盤反力バネの復元力特性を最大点指向バイリニアモデルで定義し、その初期剛性と折れ点は、道路橋示方書・同解説 下部構造編を参考に決定した<sup>2)</sup>。また、群杭による影響は、砂質地盤における後列の杭の水平地盤反力度の上限値 $P_{HU}$ を、1/2とすることで考慮した。すなわち砂質地盤の場合、前列と後列に位置する杭の水平方向バネでは、杭と地盤間の相対変位が圧縮となる場合は $P_{HU}$ を水平地盤反力度の上限値とし、引張となる場合は $P_{HU}$ の1/2を上限値とした。

上記に示した全ての水平方向地盤反力バネに地震動の地表面加速度算出した変位を入力しているため、地震波の位相差や、地盤変形の影響は考慮されていない。

減衰の効果は既往の研究<sup>1)</sup>を参考に、初期剛性に比例するレイリー減衰を用いてモデル化し、減衰定数は5%とした。

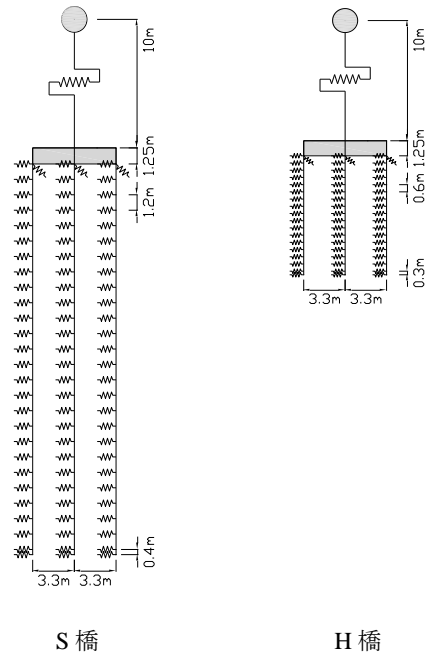


図-3 解析モデル

### 2.4 地盤-基礎系および橋脚の降伏耐力

橋脚と杭基礎の降伏耐力比に着目して杭基礎の損傷量を検討するために、杭基礎の降伏耐力を求める必要がある。そこで、地盤-基礎系のモデルに対して、変位制御による非線形静的解析を行った。フーチング重心位置に、構造物の重量を初期荷重として作用させた状態で、水平変位、回転変位を入力することで、スウェイ、ロッキングの降伏点をそれぞれ求めた。

なお、道路橋示方書ではすべての杭列において杭が降

伏するとき、もしくは杭先端に作用する軸力が押し込み支持力の上限值（押し込み耐力）に達するときを、杭基礎としての降伏と定義されており、本研究でも同様に定義した。ここで、杭体の降伏とは杭の材料特性で用いたトリリニアモデルにおいて、降伏点に達した時の状態とした。非線形静的解析から得られたS橋とH橋の杭基礎の降伏点を表-1に示す。

また、橋脚バネの降伏点はファイバーモデルの断面解析より算出している。橋脚バネの降伏点を表-2に示す。

表-1 S橋・H橋の杭基礎の降伏点

|    | スウェイ       |            | ロッキング        |                 |
|----|------------|------------|--------------|-----------------|
|    | 変位<br>[mm] | 荷重<br>[kN] | 回転角<br>[rad] | モーメント<br>[kN*m] |
| S橋 | 44.0       | 8978       | 0.0084       | 193282          |
| H橋 | 19.6       | 8661       | 0.0036       | 72381           |

表-2 橋脚バネの降伏点（基本ケース）

|      | 変位<br>[mm] | 荷重<br>[kN] |
|------|------------|------------|
| 橋脚バネ | 30         | 5400       |

## 2.5 解析パラメータ

解析パラメータは橋脚と基礎の降伏耐力比と、入力地震波とした。入力地震波については次節に示す。

ここでは、既往の資料<sup>3)</sup>からRC巻立て補強により橋脚の降伏変位を一定として、その変位における橋脚の降伏荷重が向上すると仮定して、杭基礎と橋脚の降伏耐力比を変化させている。なお、橋脚の剛性が変化することによる基礎への影響は小さいことを同様の解析から確認している。本解析においては2.4節の表-2に示した基本ケースの降伏荷重と降伏変位のうち、降伏変位を一定として降伏荷重を0.53~3.33倍まで全12ケースをパラメトリックに変化させている。

## 2.6 固有値解析

本解析では減衰効果として5%のレイリー減衰を与えているため、構造物の1次、2次モードの固有振動数が必要となる。そのため時刻歴応答解析を行う前に予め固有値解析を行った。

その結果、S橋では1次モードの固有周期が0.63~0.87[s]、2次モードの固有周期が0.14~0.18[s]となった。同じく、H橋においては1次モードの固有周期が0.70[s]~0.92[s]、2次モードの固有周期が0.12~0.15[s]となった。この時のモード形は両橋とも1次モードが橋脚の応答が卓越する形状であり、2次モードがスウェイの応答が卓越する形状となった。

## 2.7 入力地震波

本解析では全ての解析ケースについて周期特性の異なる2波の地震波を入力地震波として解析を行った。いずれの入力地震波も観測点で観測された地表面加速度波形のNS成分のうち、特に加速度の大きい8.8秒間を取り出したものを用いた。入力地震波の概要を表-3に、入力地震波形を図-4、5に示す。入力地震波のうち兵庫県南部地震（以下KOBE）は神戸海洋気象台で観測された地震波であり、最大加速度821gal、積分時間刻み0.02[s]である。新潟県中越地震（以下NIG019）は防災科学技術研究所強震ネットワークK-NETの強震計で観測された地震波であり、それぞれ最大加速度が1139gal、積分時間刻みが0.01[s]である。また図-6にそれぞれの地震波の加速度応答スペクトルを示す。

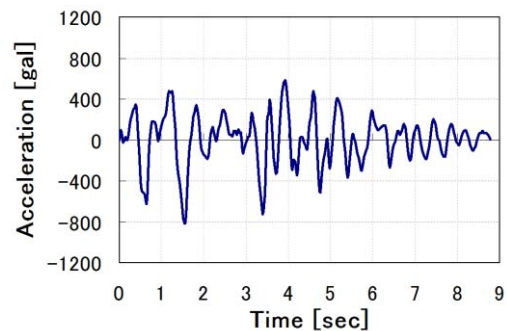


図-4 入力地震波 (KOBE)

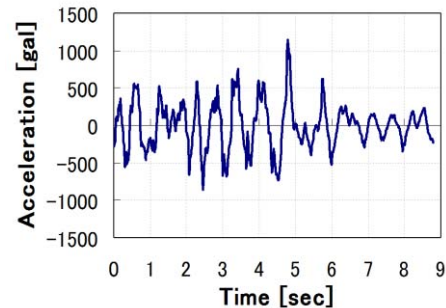


図-5 入力地震波 (NIG019)

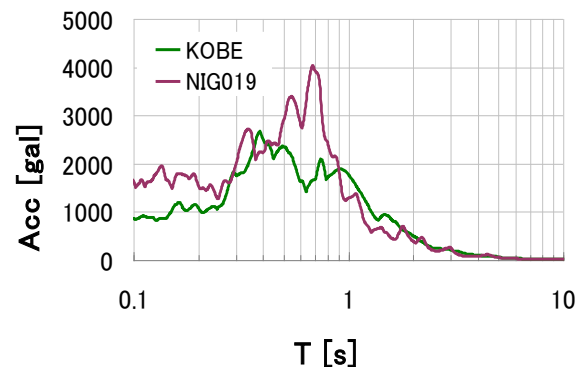


図-6 加速度応答スペクトル

表-3 入力地震波概要

| 地震波            | 兵庫県南部地震<br>[KOBE] | 新潟県中越地震<br>[NIG019] |
|----------------|-------------------|---------------------|
| 観測点            | 神戸海洋気象台           | 小千谷<br>[K-NET]      |
| $\Delta t$ [s] | 0.02              | 0.01                |
| 最大加速度<br>[gal] | 821               | 1139                |
| 卓越周期 [s]       | 0.35s             | 0.68s               |

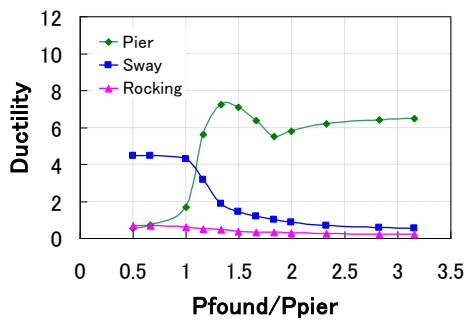
## 2.8 時刻歴応答解析結果

図-7, 8 に S, H 橋の杭基礎と橋脚の水平耐力比と各塑性率の関係を示す。ここで、本研究における塑性率とは最大応答変位を降伏変位で除した値とする。S 橋の結果から KOBE, NIG019 の両ケースにおいて、橋脚と基礎の水平耐力比が小さくなる、すなわち橋脚を補強するに従って、スウェイの塑性率が大きくなる傾向が見られた。これは、RC 巻立て補強により橋脚の曲げ耐力が向上し、基礎に伝達する地震力が大きくなったためである。特に耐力比が KOBE で 2.0 以下、NIG019 で 1.8 以下になると基礎が降伏している。また耐力比が 1.3 以下の領域においては KOBE に比べて NIG019 の方がスウェイの塑性率が大きくなる結果となった。これは NIG019 の卓越周期 0.7[s] が S 橋の 1 次モードの固有周期 0.6~0.9 秒により近

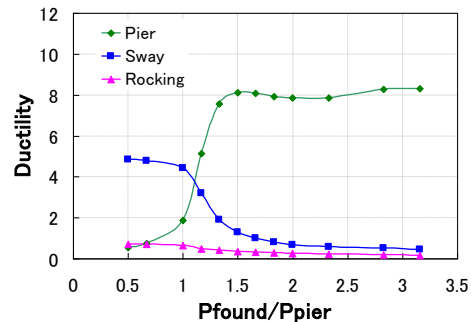
かったため、橋脚が共振に近い状態となり基礎に対してより大きな相互作用を与えたと考えられる。

また、H 橋の結果から KOBE, NIG019 は S 橋と同様に耐力比が小さくなるに従ってスウェイの塑性率が大きくなる傾向を示した。耐力比が 1.6 以下の領域において KOBE に比べて NIG019 の方が塑性率が大きくなっている。H 橋におけるロッキングは全ての解析ケースにおいて S 橋を大きく上回る塑性率を示した。S 橋と比較して固い地盤上にある H 橋は杭長が短く、また砂質土が多く存在するため、周辺地盤と杭体間に期待できる摩擦力が小さくなり、ロッキング運動に対する抵抗が小さくなったためと考えられる。

橋脚に耐震補強を施す際に地震後の復旧性を考慮すると、連成系でのエネルギー吸収、応力分担を把握し、意図的に補修・補強が容易な橋脚基部に損傷が生じるような補強量とすることが重要である。本解析においては周期特性の異なる 2 波の地震波を網羅して基礎の塑性化を防ぐような耐力比は S 橋において 1.9 以上、H 橋において 2.0 以上にすることが必要である。また、履歴減衰のみを考えた場合、橋脚で全てのエネルギーを吸収するためには橋脚の靱性能が S,H 両橋において 8.4 以上必要であることがわかる。

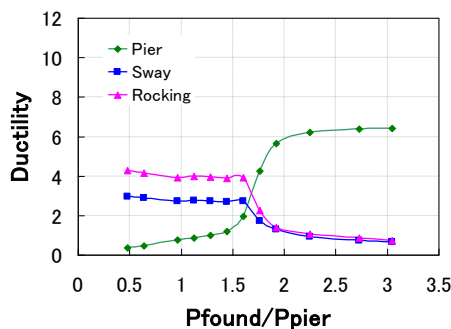


KOBE

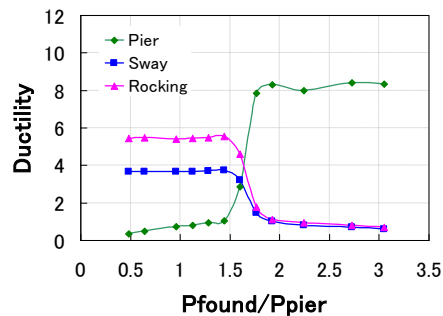


NIG019

図-7 橋脚と基礎の水平耐力比と各塑性率の関係 (S 橋)



KOBE



NIG019

図-8 橋脚と基礎の水平耐力比と各塑性率の関係 (H 橋)

### 3. 地震時における杭体の損傷再現実験

#### 3.1 対象構造物

本研究では杭体が地震時にどのような損傷をするのかを載荷実験により検証した。実験は、図-9に示す杭基礎を有する縮小橋梁（以後A橋）を対象とした。A橋は既往の研究<sup>1)</sup>を参考にして、前述したS橋の橋脚、スウェイ、ロッキングの固有周期の比が同一になるように設計し、振動モードが同一になるように縮小している。杭基礎は、図-9のような比較的軟弱な地盤に杭長13mのRC杭2本を杭間隔0.9mで有している。杭体は杭径30cmの円形断面であり、軸方向にD10鉄筋が12本配筋されている。また、コンクリートの圧縮強度36[MPa]、軸方向鉄筋の降伏強度は490[MPa]である。以上のA橋に対してS橋と同様にモデル化を行い、応答解析を行った。入力地震波を図-10に、図-11に応答解析結果を示す。

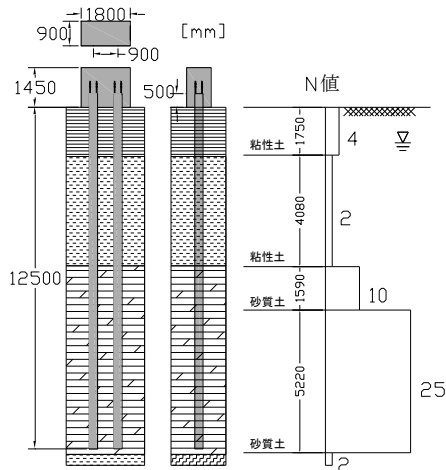


図-9 縮小橋梁の杭基礎

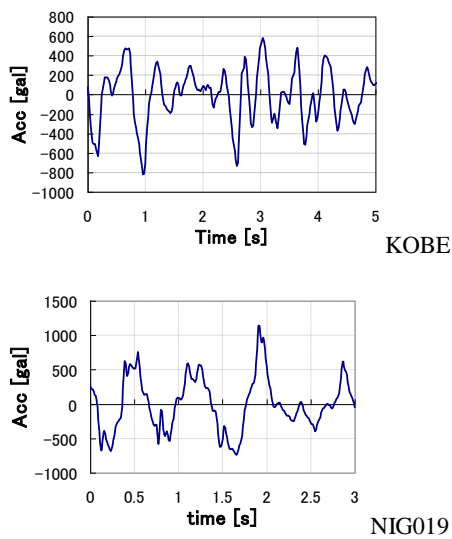


図-10 入力地震波

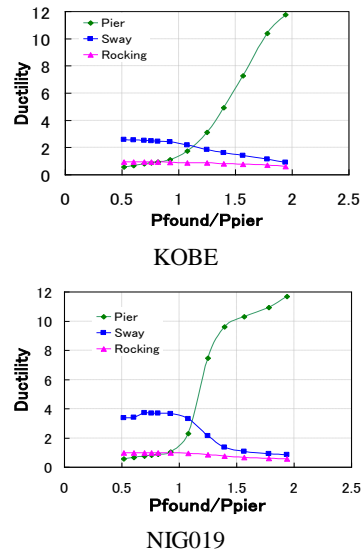


図-11 基礎と橋脚の耐力比と塑性率の関係 (A橋)

#### 3.2 実験概要

応答解析結果より、図-9に示した杭基礎のうち最も大きな曲率が生じる杭頭部分を上下逆に模擬した供試体を作製し、地震時の杭の応答を再現する載荷実験を行った。載荷の対象範囲は杭頭からモーメント分布が0に近づく点までとし、フーチングから1.0[m]とした。この位置に変位制御で載荷し、地震時の杭の変形を再現している。地震応答解析から得られた変位から、杭軸直角方向の変位成分を算出したものを入力変位とした。このとき、杭試験体に対して行ったFEM解析から軸力の影響は小さいと考えられるため、本研究では考慮していない。本実験は気中での載荷実験であるため、周辺地盤の影響が考慮されていない。しかし杭頭においては杭体が塑性化するような変位になると、杭体と地盤の間に間隙ができるため気中部材と扱ってもよいものとした。A橋の解析結果のうち、橋脚、スウェイ、ロッキングの耐力比と塑性率の関係がS橋と比較的整合している耐力比1.0以下の領域において、スウェイの応答が大きかった耐力比=0.82の場合を実験対象とした。入力地震波がKOBE、NIG019のものをそれぞれA-case、B-caseとした。

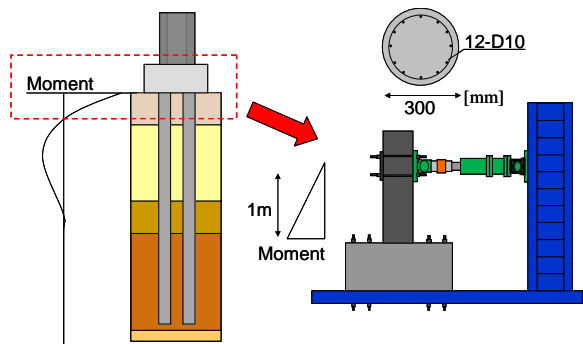


図-12 実験概要



### 3.3 実験結果

#### (1) A-case (水平耐力比=0.82, KOBE)

A-case は最大変位が-25.7[mm]となり、フーチング表面から 10~68[cm]の高さに 8~10[cm]間隔で 6本のひび割れが生じた(写真-1-左)。フーチング境界面に近づく程、ひび割れ幅は大きくなり杭体基部で最大となった。その後、杭体基部のひび割れ幅が一定の大きになると杭体基部に塑性ヒンジが形成され、基部のひび割れが進展するのみで他の部位にひび割れは発生しなくなった。

図-13に A-case のフーチングとの境界面の杭体のモーメント-曲率関係を示す。同一供試体を用いて別途実施した正負交番載荷試験から得られた降伏曲率 24[ $\mu$ /mm]を点線で示す。杭体の最大曲率は 115[ $\mu$ /mm]であり、これは同諸元の供試体を用いて行った正負交番載荷試験から得られた降伏曲率の 480[%]に達している。

#### (2) B-case (水平耐力比=0.82, NIG019)

B-case は最大変位が-43.8[mm]となり、フーチング表面

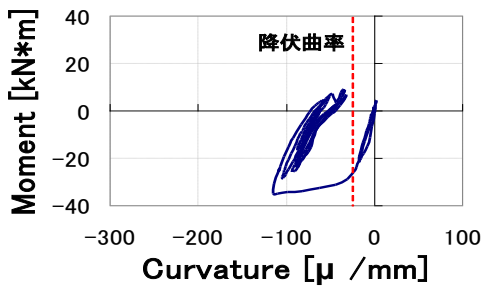


図-13 モーメント-曲率関係 (A-case)

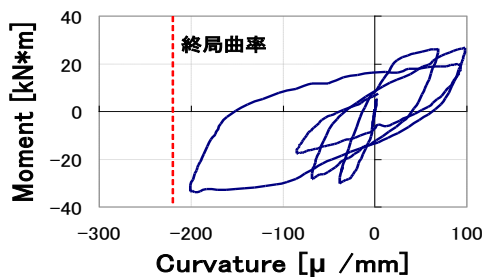


図-14 モーメント曲率関係 (B-case)



写真-1 杭体損傷状況 (左-Acase, 右-Bcase)

から 19~60[cm]の高さに 10[cm]間隔で 4本のひび割れが進展した。特に杭体基部に大きなひび割れを生じ、最終的に杭体基部の圧縮側コンクリートの剥落に至った(写真-1-右)。このように非常に深いひび割れは内部鉄筋の腐食を引き起こし、杭基礎の耐久性を著しく低下させると考えられるため、A-case よりも杭体の損傷状況は深刻といえる。

図-14に B-case のモーメント-曲率関係を示す。このとき正負交番試験から得られた終局曲率 220[ $\mu$ /mm]を点線で示す。杭体の最大曲率は 201[ $\mu$ /mm]であり、これは終局曲率の 91[%]に達している。正負交番載荷試験より杭体の終局を軸方向鉄筋座屈時と定義しているため、B-case はほぼ鉄筋が座屈するような変形をしていたといえる。

### 4 結論

既設 RC 橋脚に曲げ耐力の向上を伴う RC 巻立て補強を施すことで、杭基礎に生じる影響を検証するために、杭基礎と補強後の橋脚の水平耐力比、地盤種別、地震波を変化させたパラメトリック解析を行った。

また、杭体の損傷を詳細に検証するために、解析結果から 2 ケースを取り出した杭頭の地震応答を再現する載荷実験を行った。本研究の範囲内より得られた知見を以下に記す。

1) 本解析で対象とした構造物において構造物と地盤の連成系の地震応答を考えた場合、杭基礎を塑性化させないためには、橋脚と基礎の水平耐力比が S 橋で 1.9, H 橋で 2.0 以上必要である。また、橋脚で全ての地震エネルギーを吸収するためには橋脚の靱性能が S, H 両橋で 8.4 以上必要であることが明らかとなった。

2) 本研究で対象とした縮小橋梁において杭基礎が損傷する場合、兵庫県南部地震の地震波では杭基部に大きなひび割れが生じる損傷状態となった。一方、新潟県中越地震の地震波では杭体基部では、コンクリートが剥落し、軸方向鉄筋がほぼ座屈するような損傷状態となった。

#### 参考文献

- 1) 小山純一郎 睦好宏史 牧剛史 阿部正和：耐震補強した RC 橋脚の構造物全体系の地震応答性状に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.2，2010
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 下部構造編，日本道路協会，2002.3
- 3) (財)海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集，(財)海洋架橋・橋梁調査会，2005.