

地盤と基礎の影響を考慮した
コンクリート構造物の耐震性状

(10650447)

平成 10 年度～平成 11 年度 科学研究費補助金（基盤研究(C)(2)）研究成果報告書

平成 11 年 3 月

研究代表者 睦好 宏史

(埼玉大学工学部教授)

敬コナ-

埼玉大学附属図書館

998001111

課題番号：10650447

研究課題名：地盤と基礎の影響を考慮したコンクリート構造物の耐震性状

研究組織：

研究代表者：睦好 宏史（埼玉大学工学部教授）
研究分担者：タンゾ ウィリアム（埼玉大学工学部助教授（平成 10 年度））
研究分担者：岩下 和義（埼玉大学工学部助教授）
研究分担者：牧 剛史（埼玉大学工学部助手）

研究経費：

平成 10 年度：3,200 千円
平成 11 年度：800 千円
計：4,000 千円

研究発表：

地盤－基礎系の耐震性状

A. 学会誌等

- (1) 牧 剛史，睦好宏史，高野光司：地盤の非線形性を考慮した RC 橋脚の応答解析，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20, No.3, pp.961-966, 1998.7 1
- (2) Takeshi MAKI, Koji TAKANO and Hiroshi MUTSUYOSHI : Response Analysis of Reinforced Concrete Pier considering Nonlinearity of Ground, Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol.20, pp.125-130, 1998 7
- (3) 高野光司，牧 剛史，睦好宏史：RC 杭－地盤系の静的載荷実験および 3 次元有限要素解析，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21, No.3, pp.1273-1278, 1999.7 13
- (4) 牧 剛史，睦好宏史，佐々木満範：地盤中における鉄筋コンクリート杭の水平復元力特性に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.22, 2000.7, 印刷中 19

B. 口頭発表

- (5) 高野光司，牧 剛史，睦好宏史：地盤－杭基礎－RC 橋脚から成る全体構造系の地震応答解析，土木学会第 53 回年次学術講演概要集 V，pp.1094-1095, 1998.10 25
- (6) 牧 剛史，高野光司，睦好宏史：RC 橋脚－杭基礎－地盤系におけるスウェイ・ロッキング挙動に関する一考察，土木学会第 53 回年次学術講演概要集 V，pp.1098-1099, 1998.10 27
- (7) Takeshi MAKI, Koji TAKANO and Hiroshi MUTSUYOSHI : Response Analyses of Reinforced Concrete Pier with Pile Footing considering Nonlinear Soil, The 7th East-Asia Pacific Conference on Structural Engineering & Construction, Kochi, Japan, 1999.8 29
- (8) 牧 剛史，睦好宏史，高野光司：地盤中における RC 杭の復元力特性と変形性状に関する研究，土木学会第 25 回地震工学研究発表会講演論文集，pp.565-568, 1999.7 35
- (9) 牧 剛史，睦好宏史：地盤中における RC 杭の復元力特性に関する載荷実験および解析，JCI「コンクリート構造系の安全性評価」に関するシンポジウム論文集，pp.445-452, 1999.9 39

- (10) 牧 剛史, 睦好宏史, 高野光司 : RC 杭-地盤系の非線形復元力特性に関する研究, 土木学会第 54 回年次学術講演概要集 V, pp.578-579, 1999.9 47
- (11) Takeshi MAKI and Hiroshi MUTSUYOSHI : Response Behavior of RC Piles under Severe Earthquake, The 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 2000.2 49

RC 構造の耐震性状

A. 学会誌等

- (12) 睦好宏史, Wael A. Zatar, 牧 剛史 : プレストレスを導入した鉄筋コンクリート橋脚の耐震性状, 土木学会論文集 V, 投稿中 57

B. 口頭発表

- (13) Wael A. Zatar and Hiroshi MUTSUYOSHI : Seismic Behavior of Prestressed Concrete Piers, Proceedings of JCI Symposium on Deterioration of Concrete Members in the Plastic Yielding Stage under Cyclic Seismic Overload, pp.369-376, 1998 69
- (14) Wael A. Zatar and Hiroshi MUTSUYOSHI : Control of Residual Displacements of RC Piers by Prestressing, Proceedings of JCI Seminar on Post-Peak Behavior of RC Structures subjected to Seismic Loads, pp.305-319, 1999 77

牧 剛史^{*1}・睦好宏史^{*2}・高野光司^{*3}

要旨：非線形地盤および杭基礎を導入したRC橋脚－杭基礎－地盤全体系の地震応答解析を2次元弾塑性有限要素法により行い、橋脚のみならず杭や地盤の挙動についても考察している。また、橋脚の降伏震度および固有周期がRC橋脚の応答性状に与える影響について検討を行い、橋脚・杭基礎および地盤のエネルギー分担が重要である可能性を示している。

キーワード：RC橋脚，基礎杭，非線形地盤，降伏震度，履歴吸収エネルギー

1. はじめに

阪神・淡路大震災では、多くの鉄筋コンクリート製橋脚が甚大な被害を受けたが、その中には橋脚躯体が曲げ破壊あるいはせん断破壊したもの以外に、地盤中の基礎杭が損傷を受けたものも数多く含まれている。これまで橋脚部分のみを対象とした応答解析や載荷試験等が多く行われてきたが、実際にはコンクリート以上に強い非線形性を有する地盤の存在が橋脚の耐震性状に及ぼす影響は非常に大きいと考えられる。

橋脚－基礎－地盤を連成させた全体系解析は地盤や地震工学分野では「動的相互作用効果」として様々な研究が行われている¹⁾²⁾が、特にコンクリート工学分野ではまだほとんど行われておらず、また設計体系においても地盤の効果・影響が考慮されているとは言い難い。本研究は、阪神・淡路大震災時に被災した鉄筋コンクリート橋脚と杭基礎を対象として、2次元動的弾塑性有限要素解析を用いて被災程度を追求し、併せて橋脚諸元の変化が橋脚－杭基礎－地盤全体系の地震時挙動に及ぼす影響を明らかにする目的で行ったものである。

2. 解析手法

2.1 解析対象構造物³⁾

今回、解析対象とした鉄筋コンクリート橋脚の概要を図-1に示す³⁾。阪神高速道路3号神戸線の高架橋で、設計水平震度0.2で設計された1本柱円形断面を有するビルツ橋脚である。基礎部はフーチングと直径1m、長さ10数mの場所打ちコンクリート杭によって支持されており、地盤は砂層および砂礫層によって構成されるII種地盤である。なお、平成8年版道路橋示方書⁴⁾に従って算出した本橋脚の固有周期は0.829secである。

本橋脚は阪神大震災時、橋脚躯体の曲げ降伏およびせん断破壊の発生により倒壊した。さらに、基礎杭にも幅2mm程度のひびわれが発生した。しかし、損傷はひびわれ程度に留まり、鉄筋のはらみ出しやコンクリートの圧壊にまで

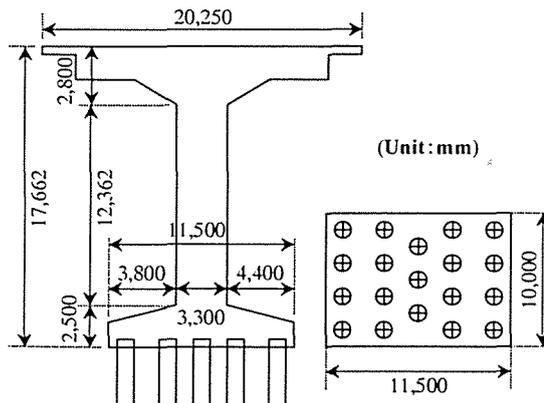


図-1 解析対象橋脚の概要図³⁾

*1 埼玉大学助手 工学部建設工学科 工修（正会員）

*2 埼玉大学教授 工学部建設工学科 工博（正会員）

*3 埼玉大学大学院 理工学研究科建設工学専攻

は至っていない。

2.2 解析モデル

2次元弾塑性有限要素解析において用いた解析メッシュを図-2に示す。解析は橋軸直交方向を対象とした。橋脚および杭は梁要素、地盤要素は平面ひずみ要素によってモデル化し、フーチングは弾性体としている。

実際の構造では奥行き方向に4本(ないし3本)の杭が配置されているが、本解析ではこれら4本分を1本とし、全体で合計5本の杭としてモデル化した。

橋脚および杭の梁要素については図-3(a)に示すような骨格曲線を持つ Degrading-Trilinearモデル (Takedaモデル) を、地盤の平面ひずみ要素には図-3(b)に示すような骨格曲線を持つ Hardin-Drnevichモデルを適用した。地盤部分は、G.L.-15m を工学的基盤(せん断波速度 275m/sec)とし、表層地盤を4層の成層地盤としてモデル化している。橋脚躯体、フーチング、杭の質量は集中質量として各節点に配置し、慣性モーメントについては解の安定のために微小な値を各質点に与えた。また、減衰は10%程度の Rayleigh 減衰を系全体に対して与えた。

2.3 入力地震波形

解析に用いた入力波形は平成7年の阪神・淡路大震災において神戸海洋気象台で観測された最大加速度 818gal(NS)の地震波形(10秒間)を、1次元重複反射理論に基づく解析プログラム(k-SHAKE)によって基盤面に引き戻し、引き戻した露頭波(上昇波)を最大加速度 500galとなるよう調整して解析モデルの基盤に入力した。入力した地震波形を図-4に示す。なお、この地震波形は 2.48sec で最大値をとり、卓越周期は 0.68sec 付近である。

3. 解析結果

3.1 橋脚の挙動

橋脚頂部での応答加速度を図-5に、橋脚基部に対する頂部の相対応答変位を図-6に、橋

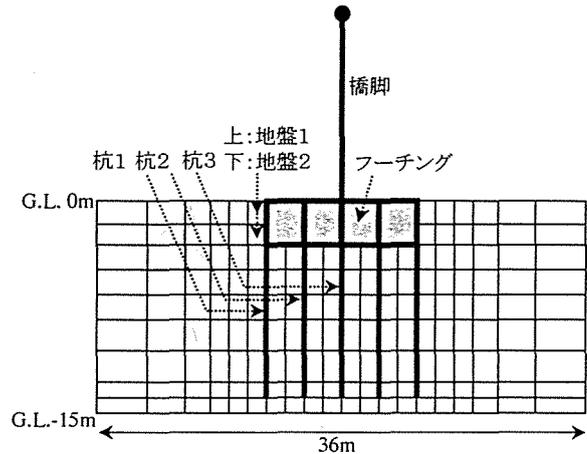


図-2 有限要素解析メッシュ

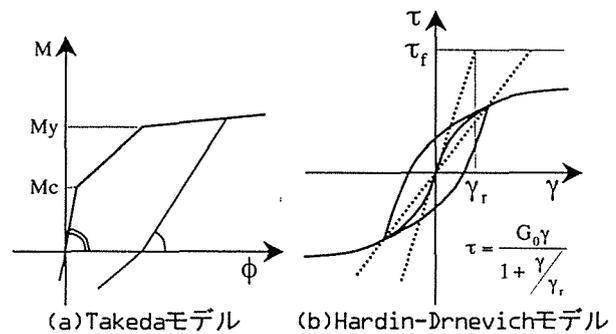


図-3 復元力特性の骨格曲線

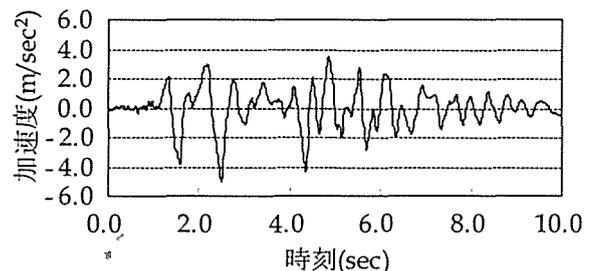


図-4 入力地震波形 (Max:500gal)

脚基部でのモーメント-曲率関係を図-7にそれぞれ示す。頂部での応答加速度は、入力地震波形が最大となる時刻(2.48sec)よりも前(1.7sec)に最大値をとっているが、これは最大加速度が入力される前にすでに基部で降伏に至り、塑性化しているためと考えられる。また、図-6より、残留変位がほとんど見られないが、これは図-7から分かるように、橋脚が正側・負側両方向に同程度塑性化したために、同程度の剛性低下が起こったためと考えられる。なお、橋脚の塑性率は正負両方向共に4程度であった。

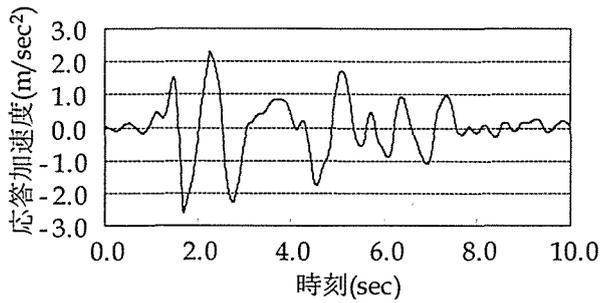


図-5 橋脚頂部の加速度応答

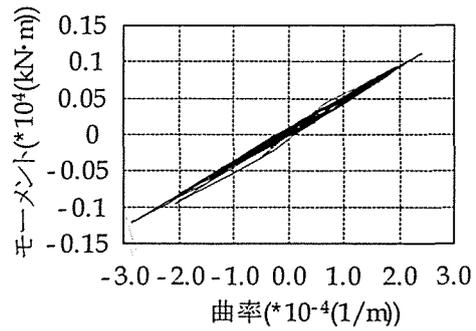


図-8 杭頭部のモーメント-曲率関係

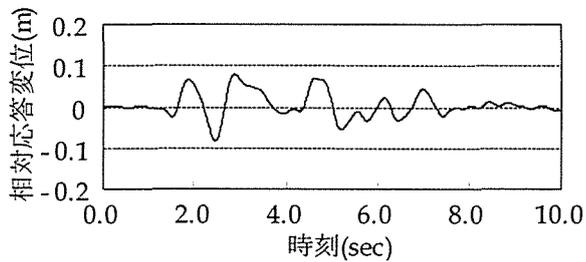


図-6 橋脚頂部の相対応答変位

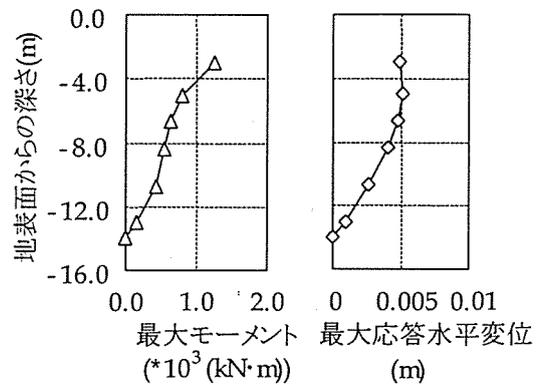


図-9 杭の深さ方向の最大モーメント分布および最大水平応答変位

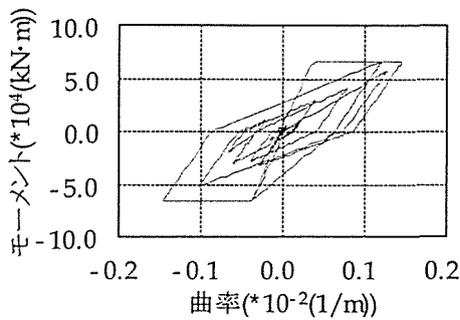


図-7 橋脚基部でのモーメント-曲率関係

3.2 基礎杭の挙動

最も外側に配置された杭（図-2における杭1）の杭頭部に作用するモーメント-曲率の履歴を図-8に示す。ひびわれモーメントまでは達しているが、降伏モーメントまでは達しておらず、この傾向は全ての杭頭で同様であった。

杭の深さ方向の最大モーメント分布と最大水平応答変位分布を図-9に示す。水平変位は杭下端に対する相対変位で示している。最大モーメントは杭頭部で最も高い値となり、深さ方向へ単調減少している。水平変位については、全ての点において同時刻で最大値をとっており、この図に示す分布が卓越モードを表していると考えられる。

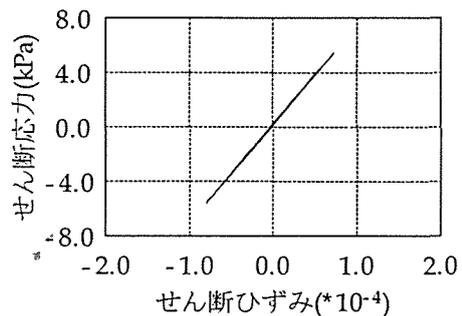


図-10(a) 地盤(自由地盤)のせん断応力-せん断ひずみ関係

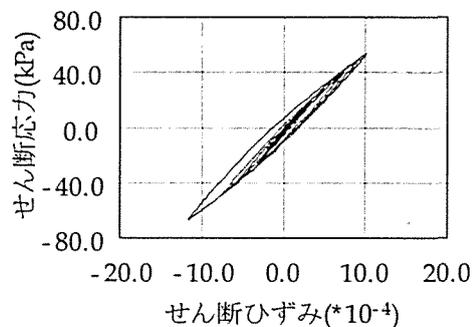


図-10(b) 地盤(フーチング脇)のせん断応力-せん断ひずみ関係

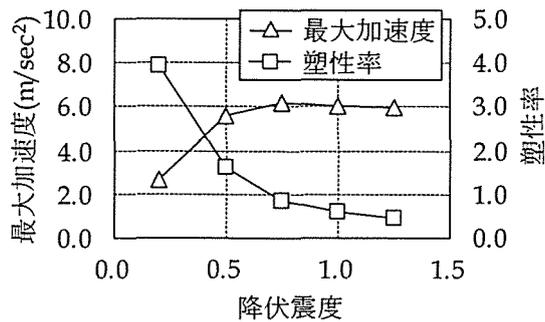


図-11 橋脚頂部の最大応答加速度と塑性率

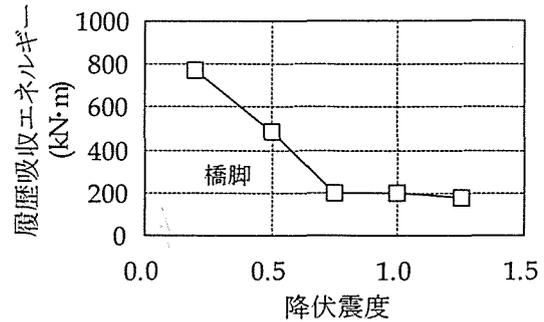


図-12(a) 橋脚(基部)のエネルギー吸収

3.3 地盤の挙動

自由地盤（橋脚から離れた位置の地表面）とフーチング脇の地盤要素のせん断応力-せん断ひずみ関係を図-10に示す。この図から分かるように、フーチング脇の地盤要素は明らかにループが大きく、ほぼ剛体と見なせるフーチングが振動することによって塑性化したことを示している。

3.4 実現象との対応

本解析で対象としているRC橋脚は、阪神・淡路大震災時に数百mに渡って倒壊した高架橋橋脚の一つである。実際には曲げ降伏後に主鉄筋段落とし部でせん断破壊が生じたと言われており、また基礎周辺を掘削した目視観察により、杭頭部に幅2mm程度のひびわれが発生しているのが確認されている³⁾。本解析では、橋脚のモデルとして梁要素を用い、M-φ関係の履歴特性としてTakedaモデルを与えており、せん断変形に関しては考慮に入れていない。そのため、段落とし部でせん断破壊するという挙動は追求できていない。しかしながら、実際に観測された地震波を入力したところ、橋脚部は曲げ降伏に達し、杭頭部ではひびわれが発生したという点で、本解析は現実の挙動との整合性のある程度有しているものと考えられる。

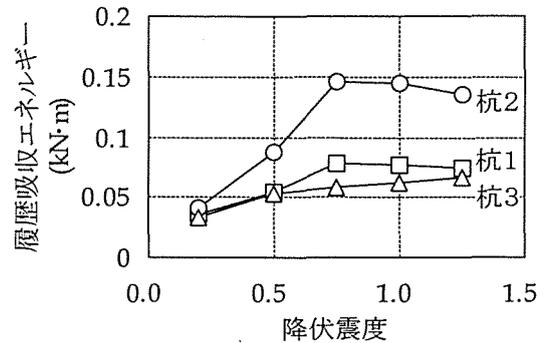


図-12(b) 杭(杭頭)のエネルギー吸収

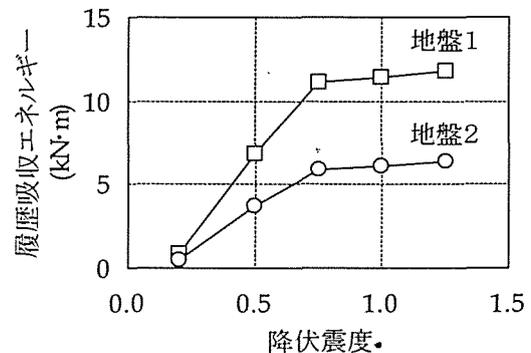


図-12(c) フーチング脇地盤のエネルギー吸収

を0.5, 0.75, 1.0, 1.25と変化させ、他の条件は変化させずに同様の解析を行った。

まず、橋脚頂部の最大応答加速度と橋脚の塑性率の変化を図-11に示す。ここで、塑性率とは最大応答変位を降伏変位で除した値とし、塑性率が1以下の場合には橋脚が未降伏であることを示す。これらの結果より、降伏震度が低い範囲では橋脚が大きく塑性化するために固有周期が伸び、結果として応答加速度が大きくなり示唆している。

履歴ループで囲まれた面積を橋脚の塑性化により吸収されたエネルギーと見なした時の、降伏震度の変化に伴う履歴吸収エネルギーの変化

4. 各種要因が橋脚および杭の挙動に及ぼす影響

4.1 橋脚の降伏震度による影響

前節で述べた解析では橋脚の水平降伏震度を設計通り0.2と設定したが、ここでは降伏震度

を図-12(a)に示す。同様に計算した杭頭部およびフーチング脇地盤での履歴吸収エネルギーの変化をそれぞれ図-12(b)(c)に併せて示す。杭頭のエネルギーは便宜上、要素長を用いて計算した。これらの解析を通じて入力地震動は変化させておらず、そのため系全体に入力されるエネルギーは変化していないものとする。

図-12において、橋脚降伏震度が上昇して塑性変形が小さくなり、それに対して基礎杭や周辺地盤の塑性化が顕著となる。従って、橋脚の履歴吸収エネルギーが減少し、それに伴い杭や地盤での履歴吸収エネルギーが増加していくと言える。また、橋脚の降伏震度 0.75 を越えると、それぞれの履歴吸収エネルギーはほぼ一定となるが、これは入力最大加速度が 500gal であるために、橋脚頂部での最大加速度が降伏震度を上回らなくなり、橋脚の塑性変形度があまり変化しなくなったためと考えられる。これらの結果から、橋脚水平耐力のみを高くした場合は、基礎杭や地盤等、橋脚以外の部分に被害が集中するため、設計時には地上部と地下部のエネルギー分担を考慮する必要があることを示唆している。

4.2 橋脚の固有周期による影響

次に橋脚の固有周期を変化させてその影響度について検討を行った。ここで挙げる固有周期とは、橋脚躯体のみを 1 質点系弾性バネと見なしたときの固有周期であり、基準解析においては 0.5sec 程度である。橋脚高さを変化させることによって、0.2sec および 1.0sec のケースについて解析を行った。実際には橋脚高さが変化すれば基礎構造も変化するはずであるが、ここではその影響を考慮せず、純粋に固有周期が上記の値となるような橋脚高さを設定した。なお、用いた入力波形の卓越周期は 0.68sec であるが、中心となる周期帯は概ね 0.4~0.8sec の範囲となっている。

降伏震度が 0.2 および 1.0 の時の、橋脚頂部での最大応答加速度と橋脚固有周期 T_p との関係を図-13に示す。降伏震度 0.2 の時は最大

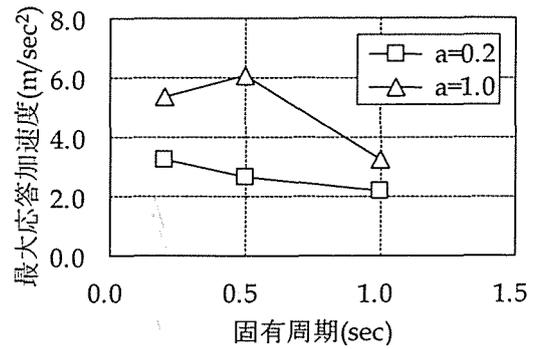


図-13 橋脚固有周期と最大応答加速度

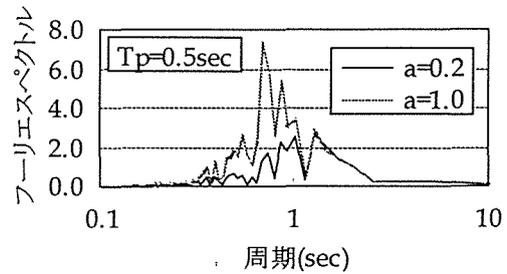


図-14 フーリエスペクトル

加速度は単調減少しているが、降伏震度 1.0 の時は、 $T_p=0.5\text{sec}$ で極大となっている。これは、固有周期が入力地震動の卓越周期に近いために共振現象が起きているためと考えられる。

$T_p=0.5\text{sec}$ 時の各々の応答加速度時刻歴から算出したフーリエスペクトルを図-14に示す。この図より、降伏震度 1.0 の時は明らかに 0.68sec で共振現象が発生しているのに対し、降伏震度 0.2 の時は、周期 1.0sec 以下で明確な共振は見られない。この原因としては、降伏震度が低いために、地震動の入力開始直後に塑性変形し、橋脚のエネルギー吸収能が著しく大きくなったためと考えられる。

この時の橋脚、杭頭、およびフーチング脇の地盤要素での履歴吸収エネルギーの固有周期 T_p との関係を示す。これらより、橋脚の固有周期が高く吸収するエネルギーが小さい場合、杭頭には大きなエネルギーが集中していることが分かる。一方、フーチング脇の地盤については、吸収エネルギーが減少している。これについては、橋脚の固有周期が長くなることによって、フーチングの回転

運動、いわゆるロッキングが卓越する⁹⁾ことが原因であるとも考えられ、今後詳細に検討する必要がある。以上より、橋脚の固有周期によっても、橋脚-杭基礎-地盤系の地震エネルギー分担が変化しうる事が明らかとなった。

5. まとめ

本研究では橋脚-杭基礎-地盤全体系の地震応答解析を試み、系の地震時挙動について考察を行った。また、併せて橋脚諸元を変化させたパラメトリックスタディを行い、これらが応答性状に与える影響について考察を行った。得られた結論を以下に記して、本論文のまとめとする。

- 1) 実際に損傷を受けたRC橋脚をモデル化して全体系解析を行った結果、本橋脚は躯体のみならず、杭頭部にも損傷を受けることが確認された。
- 2) 橋脚の降伏震度を高く設定した場合、橋脚の履歴吸収エネルギーは低下し、それに伴って杭や地盤の履歴吸収エネルギーが増加する。
- 3) 降伏震度がある値を超えた場合、各々の吸収するエネルギーはほぼ一定となる。今回の解析では橋脚降伏震度で0.5~0.75近辺が遷移点であったが、これは、入力地震動の最大加速度(500gal)に関係すると考えられる。
- 4) 橋脚の固有周期を長く設計した場合、基礎杭に被害が集中する可能性がある。

謝辞

本研究で行った解析は、(株)構造計画研究所・(株)地震工学研究所の開発した地盤の2次元弾塑性有限要素解析プログラム「NANSSI-2D」を用いて行ったものである。本プログラムの使用にあたり、(株)構造計画研究所の山本一美氏に多大な御協力を頂いた。ここに記して感謝の意を表す。

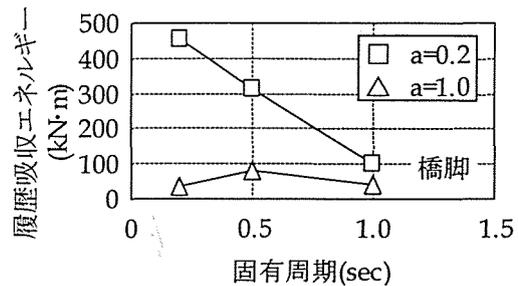


図-15(a) 橋脚基部でのエネルギー吸収

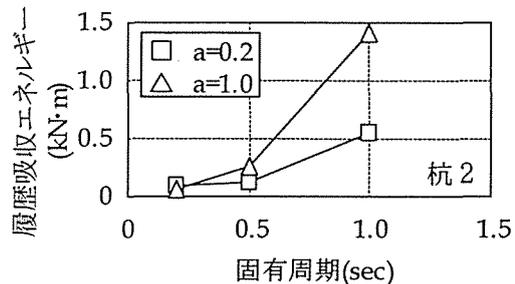


図-15(b) 杭頭でのエネルギー吸収

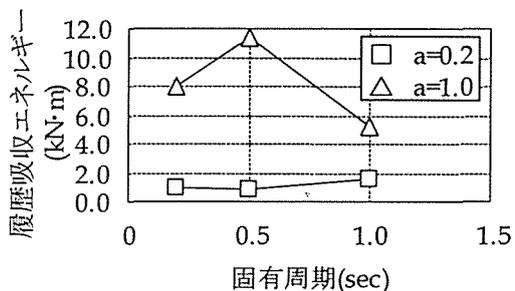


図-15(c) フーチング脇地盤でのエネルギー吸収

参考文献

- 1) 入門「建物と地盤の動的相互作用」, 日本建築学会, 1996.3
- 2) 若井, 鶴飼, 松田: 動的弾塑性 FEM による地盤-橋梁系の地震時挙動予測, 第2回都市直下地震災害総合シンポジウム論文集, pp.265-268, 1997.11
- 3) 平成7年(1995年)兵庫県南部地震災害調査報告, 建設省土木研究所報告, 第196号, 1996.3
- 4) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, (社)日本道路協会, 1996.12
- 5) 土岐, 国近: 橋梁基礎の耐震設計法に関する調査研究, 京都大学耐震研究報告, No.86-21986.5

RESPONSE ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE PIER CONSIDERING NONLINEARITY OF GROUND

Takeshi MAKI*, Koji TAKANO** and Hiroshi MUTSUYOSHI***

ABSTRACT

In this paper, response analyses of reinforced concrete pier as a whole system, contained pile foundation and nonlinear ground, are performed by using 2-dimensional elasto-plastic finite element program. From the derived results, not only the behavior of pier but that of piles and soil under seismic loading is investigated. And also, the effects of horizontal yield coefficient and natural period of targeted pier on the response characteristics of the whole system are examined.

KEY WORDS: 2-D FEM, reinforced concrete pier, pile, nonlinear soil, horizontal yield coefficient, natural period, hysteresis absorbed energy

1. INTRODUCTION

Hyogo-ken Nanbu Earthquake has brought the serious damage to many reinforced concrete piers. There are not only piers failed by bending and shear but also their piles of foundation were damaged. So far, various response analyses and loading tests only focused on pier has been acted, but in the real situation, remarkable nonlinearity of soil might be much effective on seismic characteristics of bridges, especially constructed on soft ground. In the area of soil dynamics and earthquake engineering, any analyses of a whole systems, connected pier, piles and ground, have been performed as the effect of ' Soil-Structure Interaction (SSI) '. But not so many especially among concrete engineering and also such effects of soil nonlinearity is less considered on design method of concrete structures.

The objective of this research is to perform 2-dimensional dynamic elasto-plastic finite element analyses of reinforced concrete pier really damaged in Hyogo-ken Nanbu Earthquake in order to confirm that the real damage can be pursued by this method. And also, the effects of some factors of RC pier on the seismic characteristics of a whole system as pier-pile-ground are considered.

2. ANALYTICAL METHOD

2.1 Targeted Structure and Modeling

Fig.1 illustrates the targeted RC pier of Kobe 3rd line of Hanshin-Expressway designed at 0.2 of horizontal yield coefficient and has circular cross section. Footing is supported by RC piles with 1m diameter and about 10m

* Research Associate, Department of Civil Engineering, Saitama University

** Master Student, Graduate School of Engineering, Saitama University

*** Professor, Department of Civil Engineering, Saitama University, Dr. Eng.

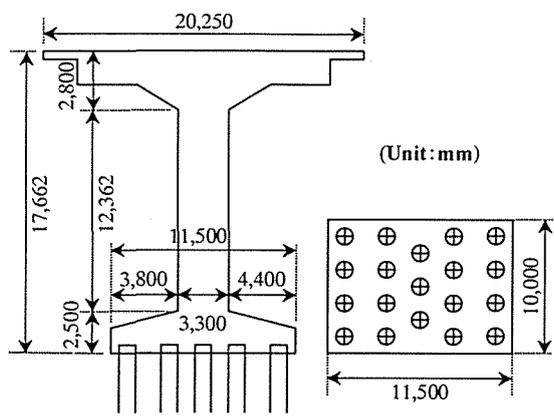


Fig.1 Targeted structure

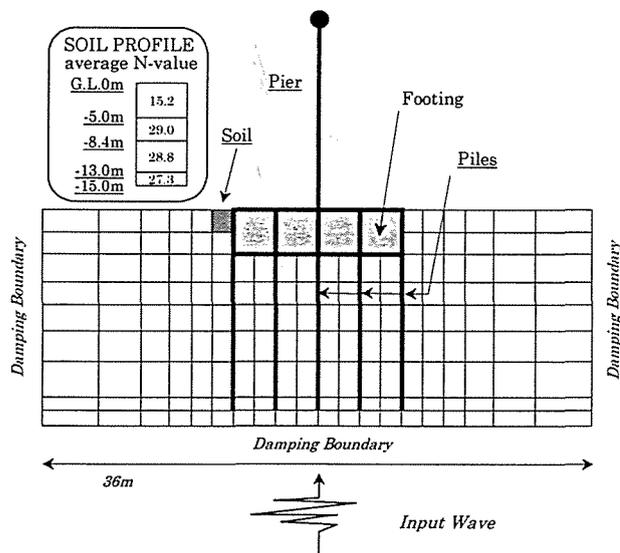


Fig.2 Modeling of the whole system

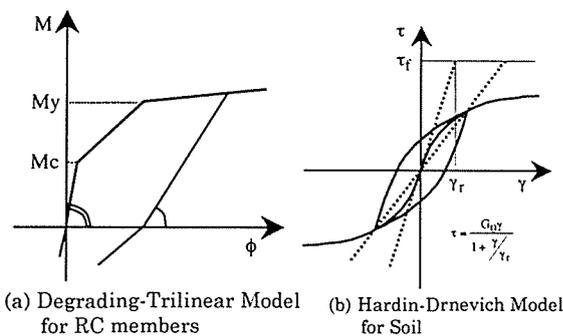


Fig.3 Hysteresis Model for Each Element

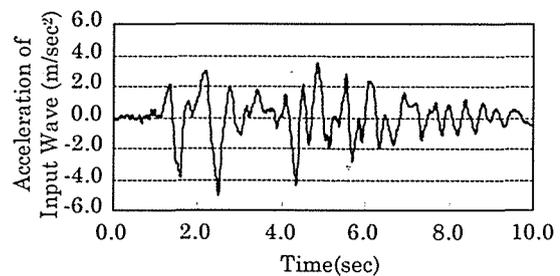


Fig.4 Modified Input Excitation at the Base

length. Ground around the pier structured by sand of medium stiffness. 0.829sec is the natural period of this pier calculated along the Specification for Highway Bridges - V. Seismic Design. This pier collapsed by occurring bending yield and shear failure after the earthquake. And also some cracks of about 2mm width occurred at pile top. But the damage of piles was at most cracking and compression failure of concrete could not be observed.

Fig.2 shows the FEM model used for 2D response analyses. The direction of horizontal input excitation is perpendicular to the axis of bridge girder. Pier and piles are modeled by beam elements, soil by 2D plane strain elements, and footing by elastic elements. Degrading-Trilinear model, as shown in Fig.3 (a), is adopted as the hysteresis model for beam elements of RC pier and RC piles, and Hardin-Drnevich model, as shown in Fig.3 (b), is for plane strain elements of soil. The engineering base is set at 15m depth from ground level, and surface ground over the base is modeled as 4 layers. The average N value of each layer is also shown in Fig.2. The weight of pier, footing and piles is transferred to concentrated mass and located to several nodes of the model, and a little moment of inertia is given at each node for stability of calculation. 10% Raleigh damping is distributed to the whole system.

2.2 Input Wave

The used input excitation is made through the 1-dimensional transferring procedure, i.e. the wave of 818gal maximum acceleration observed at Kobe Marine Satellite (JMS Kobe) when Hyogo-ken Nanbu Earthquake, is transferred to the base wave by k-SHAKE program based on the duplicate reflection theory, and this wave is modified where the maximum acceleration is magnified as 500gal maximum. This modified wave, as shown in Fig.4, is input to the base of model in the horizontal direction. The acceleration of this excitation reaches 500gal at 2.48sec and its eminent period is around 0.68sec.

3. ANALYTICAL RESULTS

3.1 Behavior of each parts

The analytical results are shown in Fig.5 - Fig.7, time history of acceleration of pier top, time history of relative displacement of pier top to bottom, and moment-curvature hysteresis curve at the bottom of pier, respectively. From Fig.5, acceleration of pier top reaches the maximum level at 1.7sec, before the time of maximum acceleration of input excitation (2.48sec). This means that the pier comes to yield at pier bottom to become plastic domain before the maximum input acceleration. The residual displacement is not shown in Fig.6, because the stiffness of the pier decreases both positive and negative side due to the same extent of plasticity in the both side, as shown in Fig.7. The plastic ratio of the pier reaches about 4.0 in the both directions.

Fig.8 shows the moment-curvature hysteresis curve of pile top located in the outer side of footing. The moment of pile top reaches crack moment but not yield moment and other pile tops show the same tendency. Fig.9 shows the distributions of the maximum moment and the maximum lateral relative displacement of pile. The maximum moment is reached at the pile top and gradually decreases with depth. The maximum lateral relative displacement is reached at all points at the same time, therefore the deformation as this figure shows is the eminent mode of the pile.

Fig.10 (a)-(b) shows shear stress - shear strain relationship of the soil element at the surface of free field (far from footing) and the surface beside footing. As this figure shows the soil element beside footing experiences the large loop of hysteresis curve, therefore it becomes plastic due to the vibration of footing.

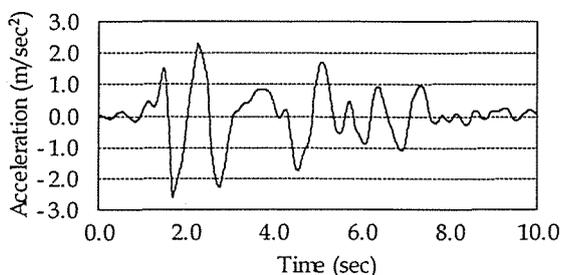


Fig.5 Response of Acceleration at Pier Top

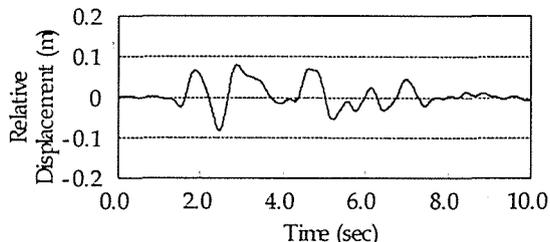


Fig.6 Response of Relative Displacement

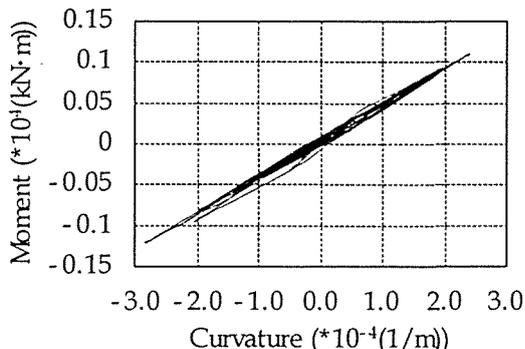


Fig.8 Hysteresis Curve at Pile Top

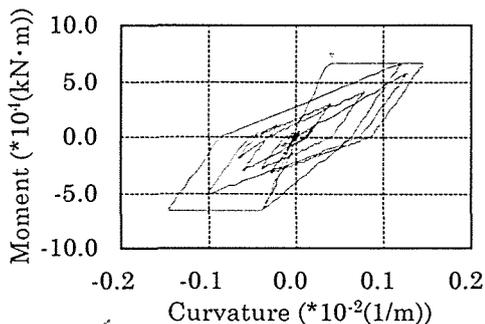


Fig.7 Hysteresis Curve at Pier Bottom

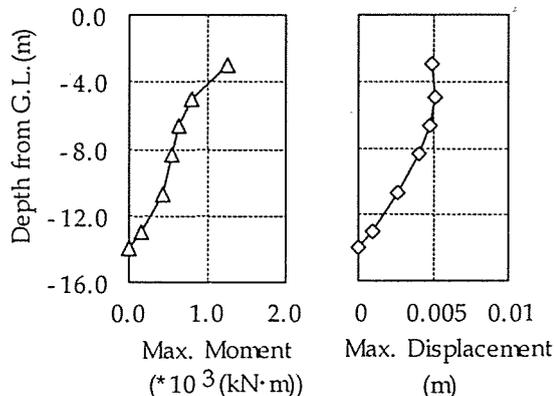


Fig.9 Distribution of Max Moment and Displ. of Pile

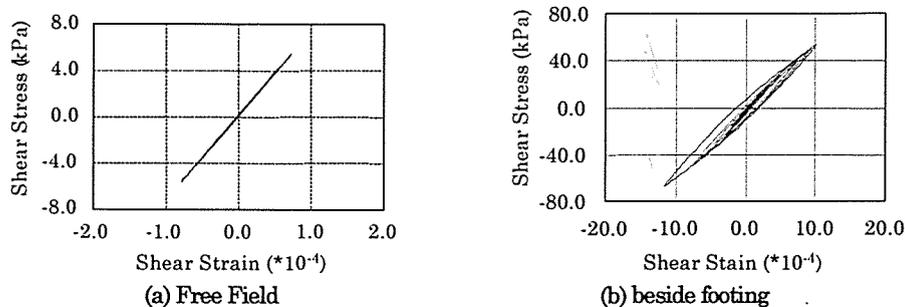


Fig.10 Hysteresis Curve of Soil Element

3.2 Comparison between analytical results and real phenomena

The reinforced concrete pier analyzed in this paper is one of the collapsed bridge piers in Hyogo-ken Nanbu Earthquake. From some research results, it is reported that shear failure occurred at the cut-off of longitudinal reinforcement after bending yield. And, cracks of 2mm width are observed at the pile top by digging around each pile. In this analysis, beam element is used for the model of pier with its moment-curvature hysteresis model as Degrading-Trilinear model and this model cannot express shear deformation, therefore this analysis does not indicate the shear failure behavior at the cut-off of longitudinal reinforcement. But, input the real observed seismic excitation, bending yield occurs at the bottom of the pier and some cracks occur at the pile top. In this point, this analysis agrees with the real behavior of the whole system.

4. THE EFFECTS OF SOME FACTORS OF PIER ON THE BEHAVIOR OF THE WHOLE SYSTEM

4.1 Effects of Horizontal Yield Coefficient of Pier

In the analyses in the previous section, the horizontal yield coefficient is set as 0.2, the same value as real design, but in this section, it is changed as 0.5, 0.75, 1.0, 1.25 with no changes in the other factors.

Fig.11 shows the variation of the maximum acceleration at the top of pier and the plastic ratio versus the horizontal yield coefficient of pier. Here, the plastic ratio is equal to the value of the maximum displacement divided by the yield displacement. Therefore, that the plastic ratio is less than 1.0 means that the pier have not yielded yet. From these results, at the low horizontal yield coefficient, response acceleration does not reach high value because the natural period of pier becomes longer due to its high plasticity. In the range of high horizontal yield coefficient, the plastic ratio is lower than 1.0, therefore the acceleration takes the almost constant value of the highest.

Fig.12 shows the variation of the hysteresis absorbed energy of pier, pile top, and soil beside footing versus the horizontal yield coefficient. Here, the hysteresis absorbed energy is calculated by regarding the area of the hysteresis loop as the absorbed energy by plasticity. In these analyses, input excitation does not varied, therefore the total input energy into the whole system is constant. In these figures, the higher the horizontal yield coefficient varies, the plasticity of pile top and soil comes to remarkable, as the plastic deformation of pier becomes lower. Therefore, the hysteresis absorbed energy of pier decreases, as that of pile and soil increases. In the range of the horizontal yield coefficient higher than 0.75, each absorbed energy reaches constant value. This is because the value of the inertia force divided by the gravity acceleration (g) at the top of pier takes lower than the horizontal yield coefficient due to 500gal of the maximum input acceleration. From these results, when only the horizontal yield coefficient is raised the damage moves to foundation or ground, therefore considering the balance of energy between superstructure and underground structure is needed in the seismic design of bridge pier.

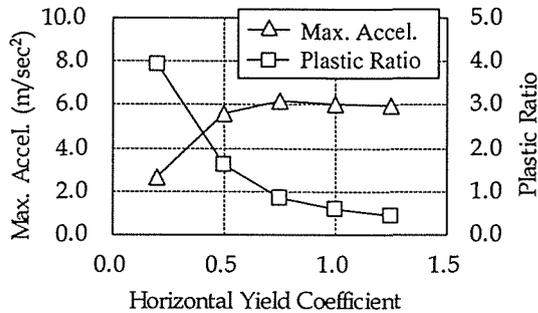


Fig.11 Max Acceleration and Plastic Ratio of Pier

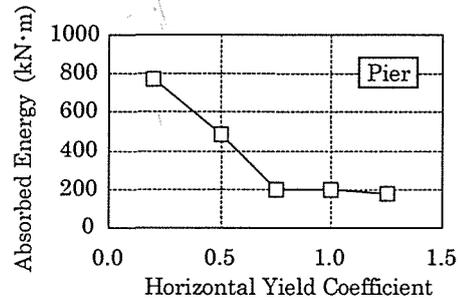


Fig.12 (a) Energy Absorption of Pier

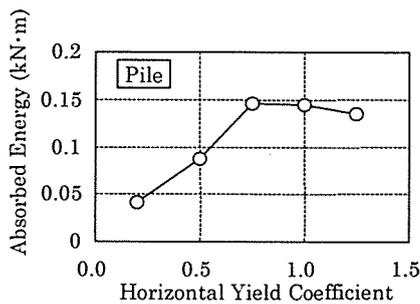


Fig.12 (b) Energy Absorption of Pile

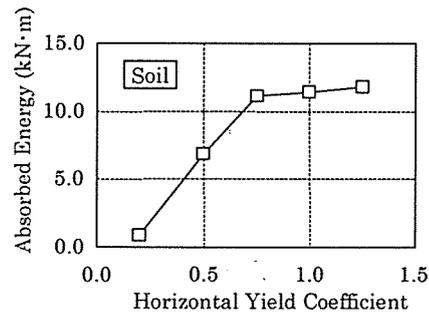


Fig.12 (c) Energy Absorption of Soil

4.2 Effects of Natural Period of Pier

In this section, the effects of initial natural period of pier to the response behavior of the whole system are considered. Here, natural period of pier is the first period when pier is regarded as 1DOF system with fixed foundation. The analyses are performed with 0.2sec, 0.5sec and 1.0sec of natural period by changing the height of pier. In real design, the structure of foundation must varies with the difference of the height of pier, but this effect is ignored here and the natural period is adjusted by changing only the height of pier. The range of the period of inputted excitation is mainly from 0.4sec to 0.8sec and the eminent period is 0.68sec.

Fig.13 shows the maximum acceleration at the top of pier versus natural period of pier at 0.2 and 1.0 of the horizontal yield coefficient. The acceleration gradually decreases when the horizontal yield coefficient is equal to 0.2, but it reaches the maximum value at 0.5sec of natural period when it is equal to 1.0. This is because resonance occurs with the near period with the eminent period of the input excitation.

Fig.14 shows the Fourier spectrum calculated from time histories of each response accelerations. From this figure, resonance occurs obviously around 0.68sec when 1.0 of the horizontal yield coefficient in contrast to 0.2 of it, because at low yield coefficient, large plastic deformation occurs just after start of excitation and natural period of pier becomes longer than the eminent period of input excitation.

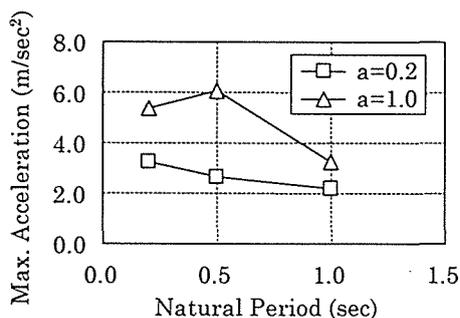


Fig.13 Variation of Maximum Acceleration

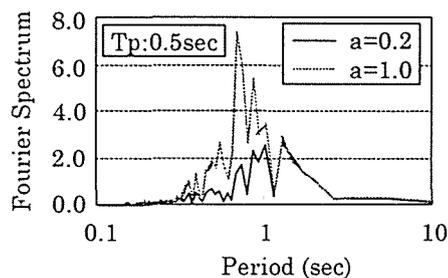


Fig.14 Fourier Spectrum of Acceleration

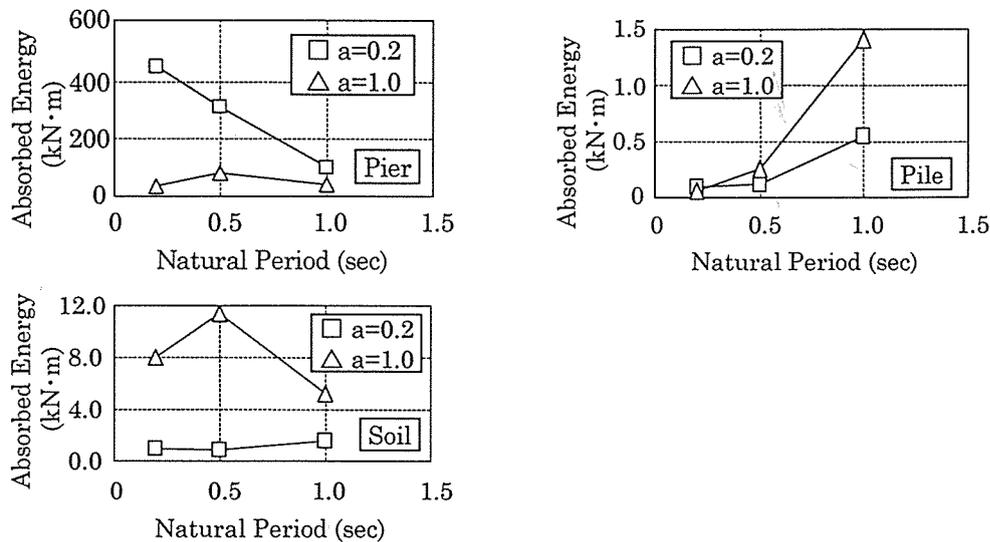


Fig.15 Energy Absorption in Each Parts

Fig.15 show the variation of the hysteresis absorbed energy of pier, pile top, and soil beside footing versus natural period of pier. When natural period is long, that is, absorbed energy is low, high energy concentrates on the pile top, but that of soil beside footing becomes lower. There are considered two reasons for this phenomenon. First is that this figure relates the behavior of a certain soil element, so that of other elements beside footing should be investigated. The other is that the longer the natural period of pier becomes, the more remarkable the rocking of footing observed. Therefore, This point needs more detailed investigation. As mentioned above, it becomes clear that the energy distribution of each parts among the whole system can varies with the change of natural period of pier.

5. CONCLUSION

In this research, several trials of analyses of the whole system of RC pier, piles and ground are performed, and its seismic behavior is considered. And also, by varying some factors of pier parametrically, the effects of these factors to the behavior of the system are considered. Derived conclusions are shown as follows.

- (1) The analysis of the whole system by modeling actually damaged RC pier is performed, and it is confirmed that not only pier but piles and ground is damaged in this system.
- (2) When the horizontal yield coefficient is high, the hysteresis absorbed energy of piles and soil decreases as against that of pier. When the horizontal yield coefficient is higher than some value, each absorbed energies take constant. In these analyses, the boundary is 0.75 of the coefficient. This value has relationship with the maximum acceleration of input excitation.
- (3) When the natural period is longer, severe damage concentrates on foundation and ground, but it is needed further investigation to make this point clear.

ACKNOWLEDGEMENT

The analyses in this paper is preformed using 'NANSSI 2D', the 2-dimensional elasto-plastic finite element program for soil, produced by Kozo Keikaku Engineering Inc. and Jishin Kogaku Kenkyusho, Inc. Special cooperation provided by Mr. Kazumi Yamamoto, Kozo Keikaku Engineering Inc., is gratefully acknowledged.

REFERENCES

- (1) Soil-Structure Interactions: Architectural Institute of Japan, 1996.3 (Japanese)
- (2) Specification for Highway Bridges - V. Seismic Design: Japan Road Institute, 1996.12

RC 杭—地盤系の静的載荷実験及び3次元有限要素解析

高野 光司¹・牧 剛史²・陸好 宏史³

要旨：RC 橋脚—RC 杭—地盤系の地震時挙動および相互作用の効果を明らかにするために、砂を用いた模擬地盤内に RC 杭を設置して静的載荷実験を行った。また、3次元有限要素解析を行って実験結果と比較検討し、地盤中における RC 杭の復元力特性や変形性状、杭に作用する土圧、等価粘性減衰等について考察を行った。

キーワード：RC 杭基礎、模擬地盤、正負交番載荷実験、3次元有限要素解析

1. はじめに

兵庫県南部地震では多くのコンクリート構造物が被害を受け、中でも視覚的把握が困難な地盤内の基礎杭にも被害が及んだ¹⁾。これは地震時の上部構造物が受ける慣性力によるスウェイ・ロッキング作用だけではなく、地盤の顕著な非線型性やせん断変形なども原因と考えられる。RC 橋脚—RC 杭—地盤系の全体系解析や、実験などが行われるようになってきた²⁾³⁾が、これらの地盤との動的相互作用の研究はまだ十分に明らかにされたとは言い難い状況である。本研究は、地盤内における RC 杭が一方向及び繰り返し水平荷重を受ける時の静的変形挙動や地盤に及ぼす影響を実験的に明らかにするとともに、3次元有限要素解析により実験結果を検証することを目的としたものである。

2. 実験概要

試験方法の概要を図-1に示す。152 × 100 × 150cm の組立式土槽内に RC 杭供試体を設置した。図-1に示すように RC 杭の断面は 10 × 10cm で高さは 155cm、側面のかぶり厚は 15mm である。なお供試体を固定するために 50 × 30 × 25cm の基部を有している。供試体4体の概要と実験要因を表-1に示す。RC 杭供試体に用いた軸方向鉄筋は 6mm (降伏強度 436.0MPa、引張鉄筋比 0.79%)、あるいは 10mm (同 367.5MPa、1.78%) の異形鉄筋で、スターラッ

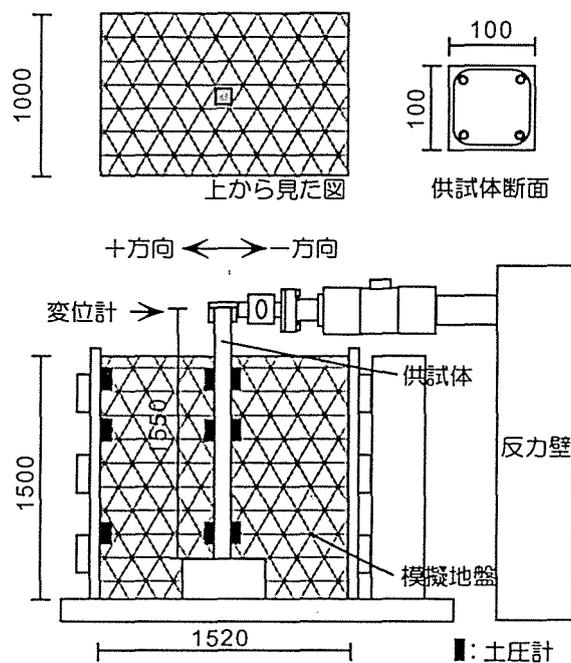


図-1 実験概要図

プには全ての供試体に直径 3mm の丸鋼を用いて、10cm 間隔に配筋した。これによる帯筋比は 0.18% であった。深さ方向のひずみ分布、曲率分布を求めるために、軸方向鉄筋と供試体表面にひずみゲージを貼付した。RC 杭供試体を設置後に土槽上端より 50cm の高さからバケツを用いて均質の乾燥砂 (岐阜砂) を自由落下させて土槽に砂を充填した。これは土槽内の砂を均一にするためである。初期静止土圧のばらつきを防ぐために載荷は砂の詰め込み終了後 24 時間以上経ってから開始することにした。載荷は変位

¹ 埼玉大学大学院 理工学研究科 建設工学専攻 (正会員)

² 埼玉大学助手 工学部 建設工学科 (正会員)

³ 埼玉大学教授 工学部 建設工学科 (正会員)

表-1. 供試体概要

	軸方向鉄筋	圧縮強度	地盤	載荷
SP1	D6	41.9 MPa	無	単調
SP2	D6	44.2 MPa	有	単調
SP3	D6	45.3 MPa	有	正負
SP4	D10	43.0 MPa	有	正負

表-2 岐阜砂の材料物性⁴⁾⁵⁾

真比重	2.643
密度 (g/cm ³)	1.444
変形係数 (MPa)	1.225
礫分 (%)	0
砂分 (%)	99
シルト分 (%)	
粘土分 (%)	1
最大粒径 (mm)	0.84
60%粒径 D_{60} (mm)	0.350
30%粒径 D_{30} (mm)	0.310
10%粒径 D_{10} (mm)	0.220
均等係数 U_c	1.59
最小間隙比	1.126
最大間隙比	0.717

制御とし、SP1、SP2は一方向単調載荷、SP3、SP4は正負交番載荷である。表-2に岐阜砂の材料物性を示す。なお供試体下端の境界条件は固定としているので、これを支持層と見なしている。RC杭供試体が地盤に及ぼす影響を調べるために土圧計を図-1のように設置した。この実験において実構造物と異なる点は、1. 杭頭部は回転フリーであるが、実構造物ではフーチングを有するので回転が拘束されている、2. 杭頭部に水平載荷をすることで橋脚基部からの慣性力のみを想定して、地震時の周辺地盤の変形による影響は加味していない、3. 円形断面ではなく矩形断面の基礎杭を使用している、4. 地盤に砂を用いているため本来の地盤に比べてはるかに軟弱である、等である。本実験では基礎的データを得る観点から土に比べ粒径が均一であり、物性値が明確である砂を用い、地盤とRC杭との相互作用を把握しやすくするために矩形断面を採用した。

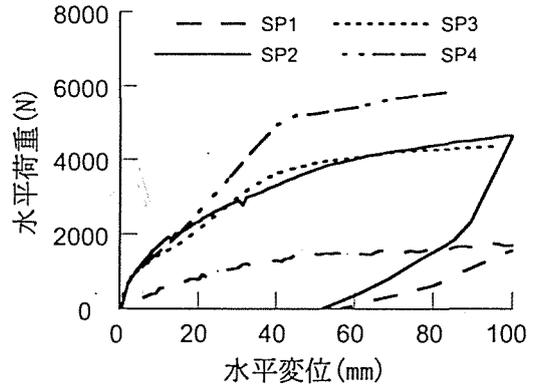


図-2 荷重-変位の履歴曲線と骨格曲線

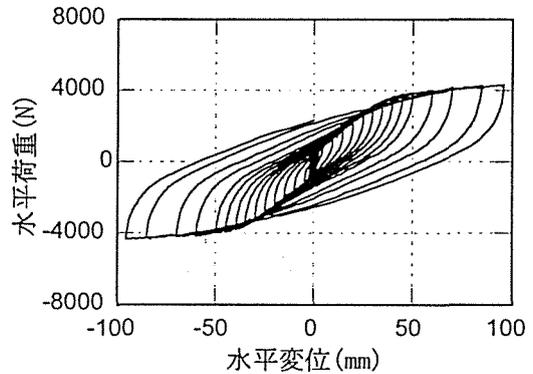


図-3 荷重-変位の履歴曲線 [SP3]

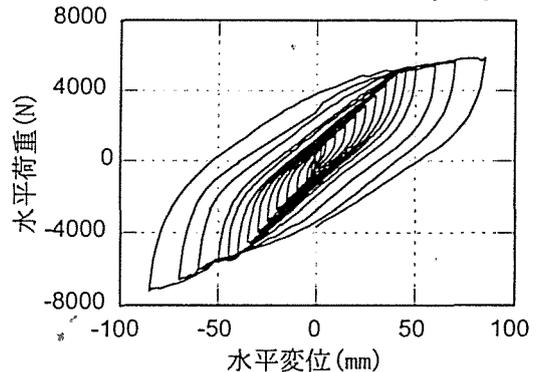


図-4 水平荷重-変位の履歴曲線 [SP4]

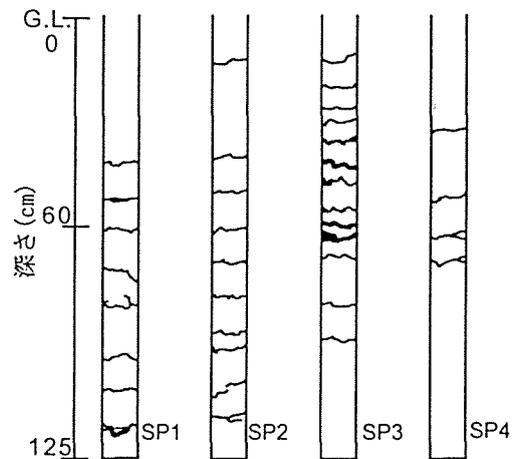


図-5 載荷面クラック分布比較

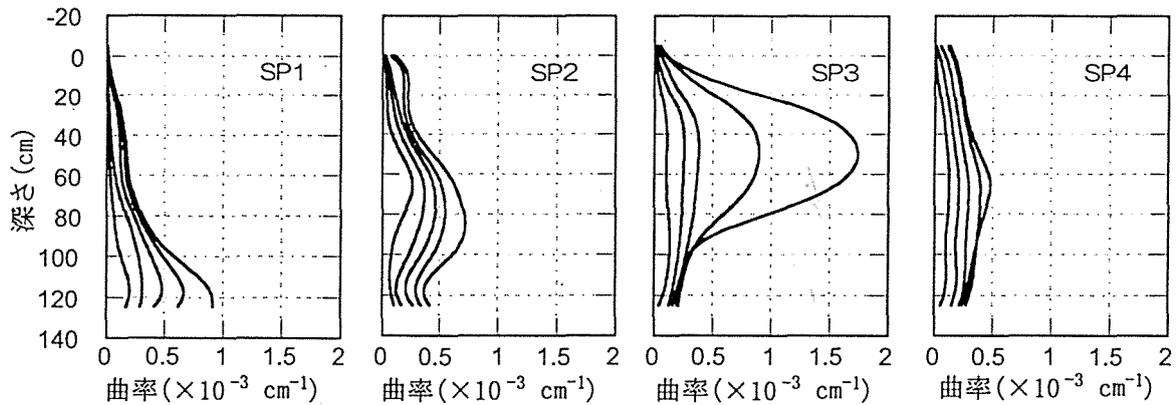


図-6 鉄筋ひずみより算出した曲率分布 (水平変位 10mm ごと 50mm まで)

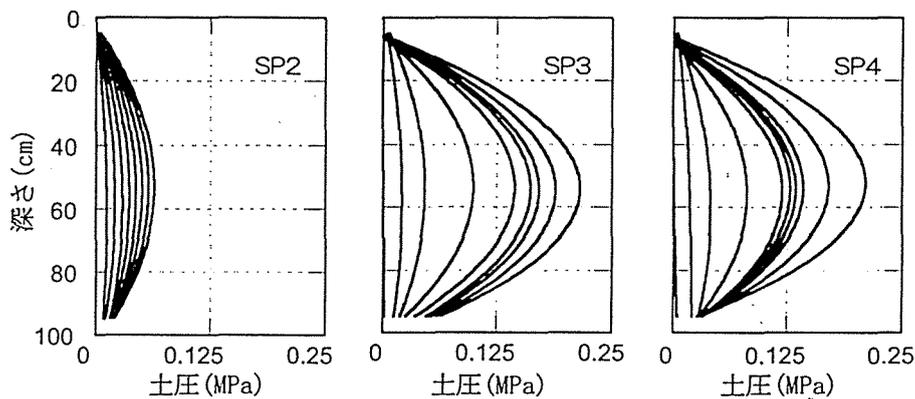


図-7 受働土圧分布 (水平変位 10mm ごと 100mm まで)

3. 実験結果

3-1 荷重-変位関係

載荷点における水平荷重-水平変位の履歴曲線を図-2~4に示す。図-2にはSP3、4の+方向(図-1)骨格曲線も示した。SP1~SP4ともに45mm近辺でRC杭が降伏しているが、SP2~SP4は降伏後も荷重が増加している。SP1とSP2の差は周辺地盤により水平荷重が分担されたためである。SP2の包絡線はSP3とほぼ一致しており、正負交番載荷が荷重変位関係に及ぼす影響は小さいと言える。

3-2 損傷状況

図-5に抗体載荷面側のひびわれ損傷分布、図-6に鉄筋ひずみから算出した水平変位10mmごと50mmステップまでの曲率分布、図-7には水平変位10mmごと100mmステップまでの載荷面反対側の面に生じた受働土圧分布を示す。

なお図-6、7には計測点間をStineman関数を用いてスムージング処理を施した。図-5、6よりSP1では抗体先端部でモーメントが最大となり剥離が生じた。最も剥離が顕著だったのはSP3の抗体中央部で、最も軽微な損傷はSP4で微小ひびわれが生じただけであった。SP2~4において、地盤表面には抗体中心から半径30cm以上に渡って水平載荷による沈下が生じており、例えば深い所でSP2では10cm程度、SP3、4では20cm程度の沈下が見られた。曲率に関して、単調載荷のケースと比較するためにSP3、SP4の+側曲率分布を表記した。SP2では初期ステップから抗体中央部に曲げを受け、徐々に曲げが杭下端にシフトしている。SP3では凸型に分布しているが、これは曲げによる降伏後、抗体中央部において急速に塑性ヒンジ化したためである。SP4では杭全体が弓状に変形している。

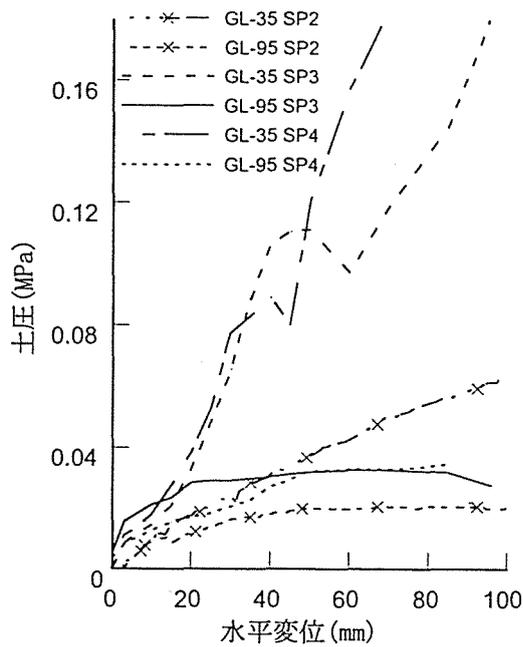


図-8 土圧-変位の骨格曲線

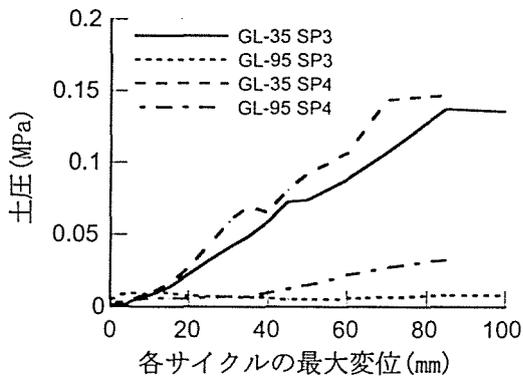


図-9 杭頭部の変位が0となったときの土圧

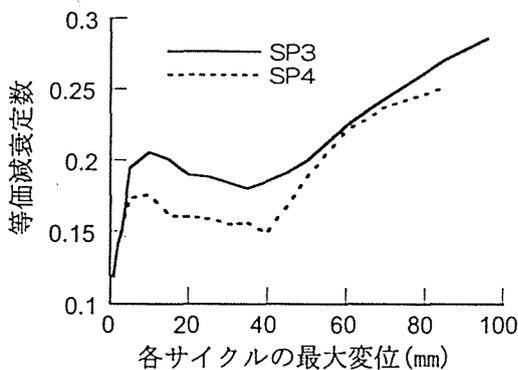


図-10 各変位ステップ毎の等価粘性減衰定数

図-7よりSP2とSP3、SP4を比較した場合、正負交番载荷によるほうが周辺地盤がRC杭から受ける受働土圧が大きくなる事が分かる。図-8に受働土圧と各サイクルの杭頭部最大変位の関係を示す。G.L.= -35cmではどの供試

体でも受働土圧は変位の増大とともに増加する傾向にある。SP3、4はSP2よりも大きな土圧が作用しているが、これは正負交番载荷により徐々にRC杭近傍地盤が締め固められ、結果的に締め固まった地盤をRC杭が押しつける形となったためと考えられる。またSP3は水平変位が45mm、SP4では50mmの時、土圧が極大を迎えた後、一時的に低下している。これはほぼ荷重-変位関係で表れる降伏変位に対応している。RC杭が降伏することで受働土圧が低下しているが、その後も強制的に変位が作用するので再び土圧が上昇する。G.L.= -95cmにおいてSP2、SP4の土圧は漸増、SP3では70mmから減少傾向にある。これはG.L.= -40cm付近での塑性化が著しくなったため、杭頭部の水平変位によるせん断力が伝達しなくなったためと考えられる。図-9に杭頭部の水平変位が0の時の土圧を示す。RC杭が各変位ステップ毎の最大変位に向かうとき、地盤表面のRC杭周辺の砂は土のように粘性がないために、RC杭に向かって吸い寄せられるように沈下が生じるのを観察できた。最大変位より反転してからそれらの砂は密になり、てこのような役目を果たすために杭頭部が変位0に戻っても土圧が作用している状態になる。SP3よりもSP4の方が砂の沈下量が多かった。これはSP4が剛性が高いため塑性化するのが遅く、地盤内のRC杭の変形がSP3よりも線形的であるためであると思われる。したがって、砂の沈下量が多いほど、このてこによる作用が大きくなり結果として受働土圧が大きくなる。これらがRC杭の著しい塑性化をもたらす要因の一つであると思われる。

3-3 等価粘性減衰

図-10に各変位ステップから得られた荷重-水平変位履歴曲線の等価減衰定数の推移を示す。一般にRC構造物の初期減衰は数%程度であるが、RC杭-地盤系では地盤が受け持つ履歴吸収エネルギーが大きいため、初期段階で10%前後となり、RC杭が降伏するまでの間は地盤の非線形特性により等価減衰定数はSP3で20%、

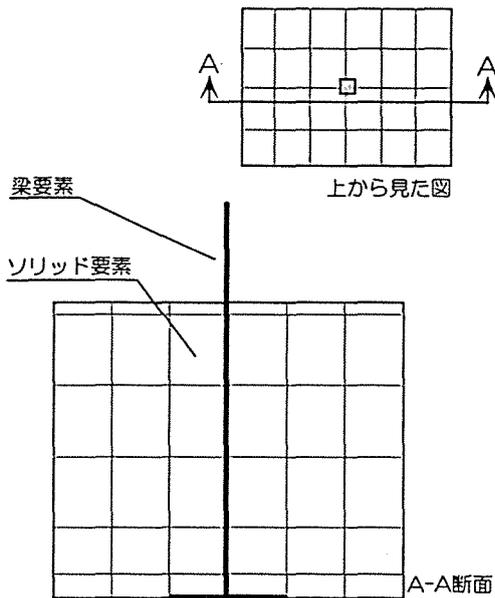


図-11 3次元有限要素解析メッシュ

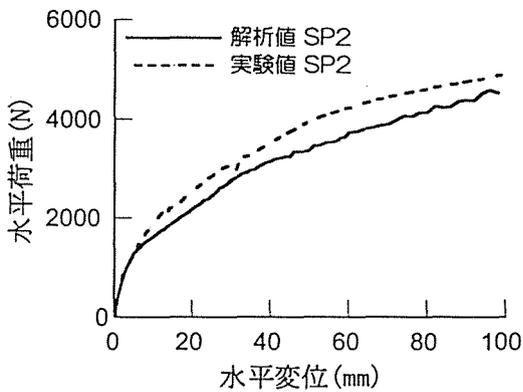


図-12 荷重-変位曲線 [SP2]

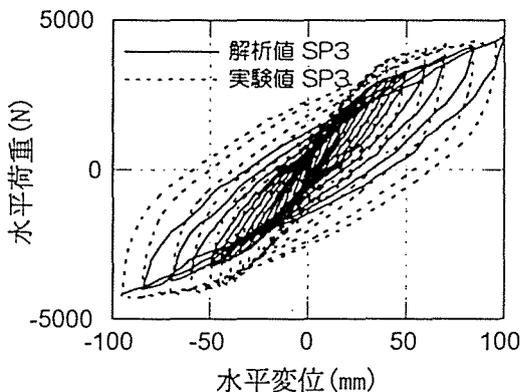


図-13 荷重-変位の履歴曲線 [SP3]

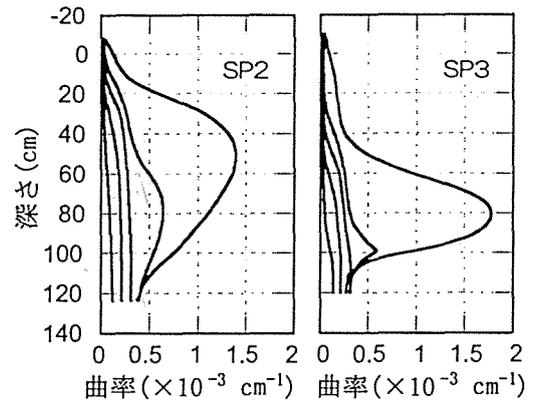


図-14 解析による曲率分布

SP4では15%程度となった。降伏後、SP4よりも塑性変形性能が大きいSP3は25%以上まで上昇した。

4. 3次元有限要素法解析

4-1 解析プログラムと構成モデル⁶⁾

今回行った実験 SP2、SP3 をシミュレートするために3次元有限要素法を用いた解析を行った。解析では図-11に示すような要素分割を行った。RC杭には梁要素を用い、杭下端を実験と同じ条件にするために十分に剛な線形梁要素を杭と逆T字型になるように設定し回転拘束を施した。また、解析の精度を上げるために Gauss 点を用いた。解析には東京大学で開発された有限要素解析プログラム、「COM3」を用いた。橋脚および杭のモデルに使用した梁要素は、除荷・再載荷を含むコンクリートの圧縮履歴モデル、Tension-Stiffening 効果を考慮した引張履歴モデル、除荷・再載荷履歴およびバウジンガー効果を表現しうる福浦・前川らの数値解析用鉄筋履歴モデルを組み込んだ鉄筋コンクリートの3次元弾塑性構成則⁷⁾が導入されている。また、地盤ソリッド要素の構成モデルには、Osakiモデルが導入されている⁸⁾。

4-2 解析結果

本解析で用いた各種パラメータは表-1、2による。図-12にSP2、図-13にSP3の載荷点における水平荷重-水平変位の実験値と解析値を示す。骨格曲線ではSP2、3ともに同じような傾向が得られたが、履歴曲線に関しては実験値

の方が塑性域において履歴吸収エネルギーが大きくなった。図-14に10、20、30、50、100mmのときの曲率分布（スムージング処理済）を示す。図-6と比較すると、SP2では降伏点までは精度よく求められたが、SP3では塑性ヒンジ位置が実験値よりも深部で発生した。実験では塑性ヒンジ位置がサイクル毎に深部へ向かっていく傾向であるのに対して、解析上では塑性ヒンジ位置が地表面へとシフトしている。荷重-変位関係、曲率分布から判断すると、一方向単調荷条件のケースについては降伏点まではある程度の精度をもって求められるが、正負交番荷条件下では、解析上では地盤の沈下隆起、締め固め、塑性域などの

挙動特性を表せなかった。地盤履歴モデルの適用性なども視野に入れて今後、地盤部分についても検討の余地があると言える。

5 まとめ

静的荷条件における地盤内のRC杭挙動について、実験結果と3次元有限要素解析から以下の結論が得られた。

- ・ 一方向水平荷と正負交番荷の違いによる荷重-変位関係の骨格曲線に及ぼす影響は見られなかったが、周辺地盤にかかる主働土圧は正負交番荷の方が大きくなった。
- ・ 降伏後RC杭に生じた塑性ヒンジは、更に繰り返し荷を受けることで徐々に杭下端へ向かっていく。
- ・ 荷中、地表面ではRC杭周辺で地盤沈下が生じる。この沈下した地盤が粘性のない砂の場合、地盤内でRC杭にまとわりつくような形となり、繰り返し荷により締め固められ、結果的にRC杭の塑性化を更に進行させる原因になると思われる。
- ・ RC杭-地盤系の等価粘性減衰は降伏までは地盤の影響が大きいため10%以上あり、塑性化後の減衰の増分はRC杭の変形性能に依存する。
- ・ 3次元有限要素解析で、一方向水平荷のケー

スは降伏まで地盤内のRC杭挙動もよい精度で求められたが、塑性化が進行するに従って地盤沈下等が顕在化してくるため挙動特性を表せなくなった。地盤要素の構成モデルに検討の余地があると思われる。

謝辞

本研究を実施するに際し、東京大学教授前川宏一先生の御厚意により3次元有限要素解析プログラムCOM3を提供していただきました。ここに記して感謝の意を表します。また、実験に携わって頂いた臼井 徹君、藤松剛至君に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：土木研究所報告、Vol.5、No.196、1996.3
- 2) 福井、木村、大越、阪野：砂地盤中における単杭の交番水平荷試験、土木技術資料、Vol.40、No.3、pp.62-67、1998.3
- 3) 福田、土屋、山田、他：大型せん断土槽での模型杭の水平荷試験（その1～その3）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.525-530、1997.9
- 4) 石田、渡辺、伊藤、北原、松本：低拘束圧下の模型実験材料の静的動的物性、電中研研究報告、No.380045、1981.5
- 5) 大嶋義隆：地中構造物の地盤の非線形動的相互作用に関する研究、前田建設技術研究所報、vol35-3、1994
- 6) 岡村、前川：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則、技報堂出版
- 7) 土屋、福浦、前川：Fiber Modelを用いた3次元有限要素動的解析による多方向入力を受けるRC橋脚の応答、「塑性域の繰り返し劣化性状」に関するシンポジウム論文集、JCI、pp.359-368、1998.8
- 8) Shawky,A. and Maekawa,K. : Nonlinear Response of Underground RC Structures under Shear, Proceedings of JSCE, No.538/V-31, pp.195-206, 1996.5

牧 剛史^{*1}・睦好宏史^{*2}・佐々木満範^{*3}

要旨：鉄筋コンクリート構造物の耐震評価手法の確立を将来に見据え、特に RC 杭—地盤系の水平挙動を明らかにするために、模擬地盤および模型杭を用いた静的正負交番載荷試験および動的正弦波載荷試験を行った。今回の実験条件下では、杭頭における水平復元力特性は杭体と地盤剛性の相対関係に依存すること、動的載荷時には杭体降伏後に復元力が低下すること等が明らかとなった。

キーワード：鉄筋コンクリート杭，乾燥砂地盤，復元力特性，曲率最大点深さ

1. はじめに

兵庫県南部地震が発生してから5年間、様々な実務者や研究者の手によって、被災構造物の損傷分析および原因の特定が行われてきた。その成果や結果には、地盤や基礎の応答や損傷が地上構造物の応答に少なからず影響を及ぼすことを示唆するものも見受けられる。特に現行の道路橋設計においては、橋脚の保有水平耐力を上回る水平耐力を基礎に与えるといった手法により設計が行われている¹⁾が、実現象として基礎の応答が橋脚応答に影響を及ぼす場合、橋脚と基礎を別個に考えるのではなく、全体を一つの系としてこの全体系応答を精確に評価しうる手法が必要となると考えられる。本研究は以上の点を将来に見据え、地盤中における RC 杭が杭頭部で水平荷重を受ける際の復元力特性について、正負交番載荷および動的載荷試験による検討を行ったものである。

杭の水平載荷試験およびそれに付随する解析的な研究は、特に 1960 年代後半から 1970 年代にかけて盛んに行われてきた²⁾³⁾。しかしそれらの大部分が鋼管杭等の弾性杭を想定したものであり、RC 杭を対象とした実験は希少である⁴⁾⁵⁾。よって、本研究で行った実験結果は今後、基礎—地盤間の相互作用を明らかにするための貴重

な基礎的データと成り得ると考えられる。著者らは以前にも同様の試験を行っており、本論文は一部既発表⁶⁾のデータも用いて杭頭における復元力特性という観点から結果を整理したものである。

2. 実験概要

2.1 実験システムと実験ケース

実験で用いたシステムを図-1に示す。鋼製土槽中に模型杭試験体を固定し、気乾状態の岐阜砂を充填することにより模型地盤を作成した。地盤条件が緩づめの試験ケースでは、バケツを用いて一定高さから砂を自由落下させることにより充填を行い、密づめのケースでは 30cm 程度の厚さごとに 30cm 角のコンクリートブロックを用いて締め固めを行った。杭頭部は回転自由としてアクチュエータにより水平載荷を行い、試験体表面および軸方向鉄筋に貼り付けたひずみゲージと土圧計により杭体の変形および地盤反力を測定した。

実験要因は、杭体の断面形状（矩形、円形）、地盤の締め固め状態、載荷方法とし、鋼製杭 4 ケース、RC 杭 8 ケースの計 12 ケースの載荷試験を行った。各実験ケースを表-1に示す。各試験体断面図を図-2に示す。なお、全ケース

*1 埼玉大学助手 工学部建設工学科 工修（正会員）

*2 埼玉大学教授 工学部建設工学科 工博（正会員）

*3 埼玉大学大学院 理工学研究科建設工学専攻

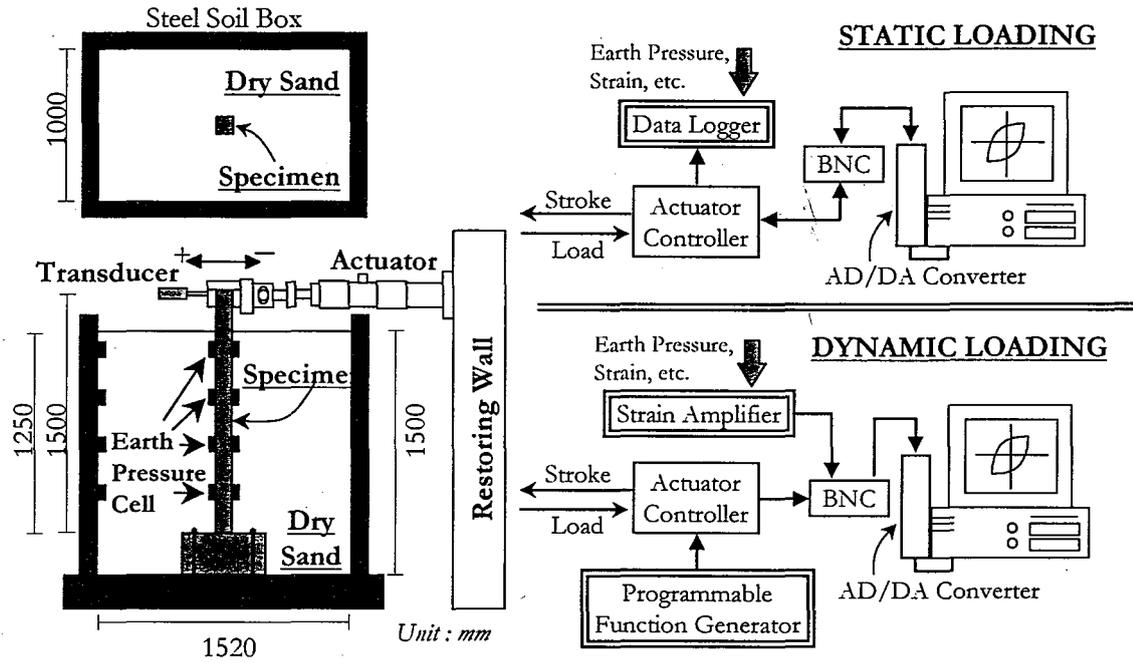


図-1 載荷実験システム概要図

中 No.5~No.7 および No.10 の計 4 ケースは著者らが昨年度行った試験（既発表⁶⁾）であることを注記しておくとともに、本論文においては RC 杭の試験結果のみについて報告し、鋼製杭の試験結果については別報により報告する。

2.2 載荷方法

表-1 に示したように、今回は静的載荷および動的正弦波載荷を行っている。静的載荷時は図-1 に示すように、コンピュータからストローク制御信号を発生し、フィードバック変位と荷重および測定データをデータロガーに取り込んでいる。図-3 (a) に静的正負交番載荷時の制御変位を示す。各振幅 1 サイクルとし、振幅は 5mm ピッチまたは 10mm ピッチで変化させている。動的載荷時は波形作成装置（Programmable Function Generator）から 0.002 秒間隔で波形信号を発生し、得られた測定データを動ひずみ計を介してコンピュータへ取り込んでいる。図-3 (b) に動的正弦波載荷時の制御変位を示す。各振幅 10 サイクルの繰り返し載荷とし、振幅は 10mm ピッチで変化させている。また、RC 構造物および地盤表面における速度応答スペクトルが一般的な周期帯でほぼ一定値となる⁷⁾ ことか

表-1 試験ケース一覧

No.	材質	鉄筋	形状	地盤	載荷条件	記号	
1	Steel	---	矩形	緩づめ	正負交番A	STR-L-R	
2				密づめ	正負交番A	STR-D-R	
3				密づめ	動的正弦波	STR-D-D	
4			円形	密づめ	正負交番A	STC-D-R	
5	RC	---	矩形	なし	一方向単調	RCR-N-M	
6				緩づめ	一方向単調	RCR-L-M	
7				緩づめ	正負交番B	RCR-L-R	
8				密づめ	正負交番A	RCR-D-R	
9			密づめ	動的正弦波	RCR-D-D		
10			D10	緩づめ	正負交番B	RCR2-L-R	
11			D6	円形	密づめ	正負交番A	RCC-D-R
12					密づめ	動的正弦波	RCC-D-D

緩づめ： 相対密度 $D_r = 57.4\%$ 程度
密づめ： 相対密度 $D_r = 72.6 \sim 80.4\%$ 程度

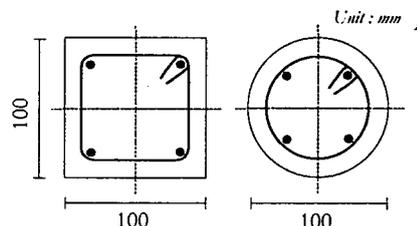


図-2 RC 試験体断面諸元

ら、載荷周波数は最大載荷速度が各振幅間で一定値（20kine）となるように設定した。振幅と周波数の関係を表-2 に示す。

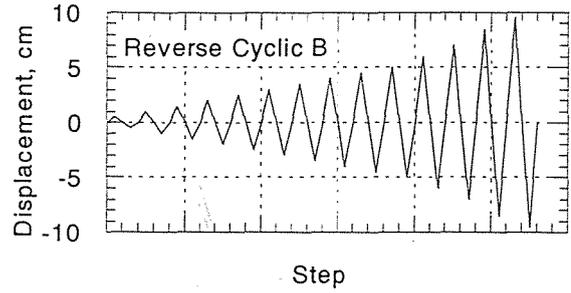
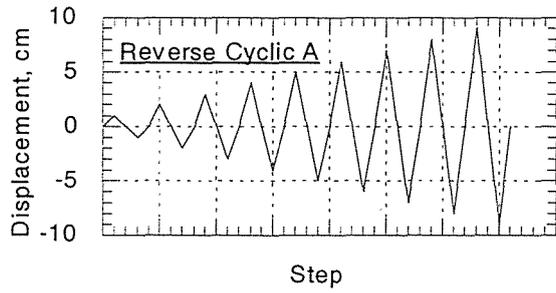


図-3(a) 静的載荷における制御変位

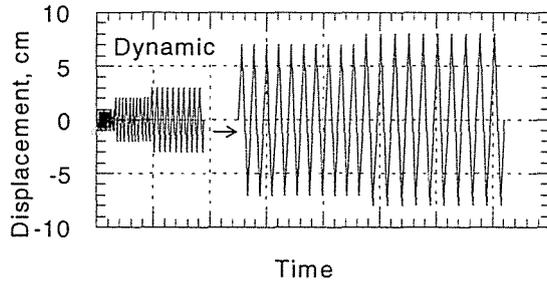


図-3(b) 動的載荷における制御変位

表-2 各振幅における設定周波数

Amplitude (cm)							
1	2	3	4	5	6	7	8
3.183	1.592	1.061	0.796	0.637	0.531	0.455	0.398

(Hz)

表-3 静的試験4ケースの相対剛性比順位

	杭 剛性	地盤 剛性	杭/地盤 剛性比順位
RCR2-L-R	高	低	1
RCR-L-R	中	低	2
RCR-D-R	中	高	3
RCC-D-R	低	高	4

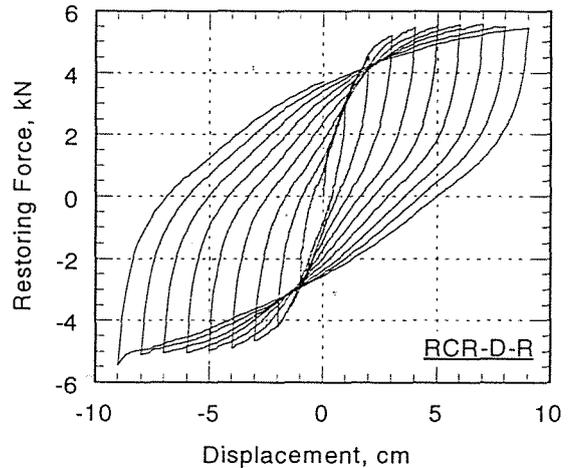


図-4 復元力-変位関係の履歴曲線

3. 静的正負交番載荷実験結果

3.1 復元力-変位関係

既往の研究⁶⁾により、RC杭-地盤系の挙動は杭体と地盤の相対剛性比に依存すると考えられることから、静的載荷を行った4ケースに対して相対剛性比の順位付けを行った結果を表-3に示す。本来は相対剛性を具体的なパラメータで表すことが望ましいのであるが、現時点で適したパラメータが定義されていないため、今回は以上のような順位によって相対剛性を評価する。以下、定義した相対剛性比の順位を単に相対剛性と呼び、順位の高いケースほど相対剛性が大きいものとする。

RC試験体を用いて静的載荷を行った全試験ケース(No.7, 8, 10, 11)のうちRCR-D-R(No.8)

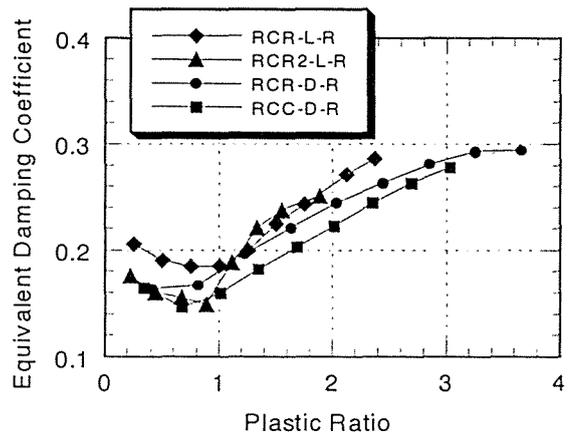


図-5 等価減衰係数の変化

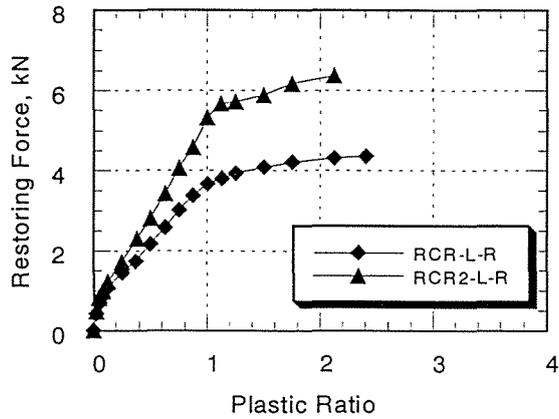


図-6(a) 復元力-変位関係の骨格曲線
(緩詰め地盤)

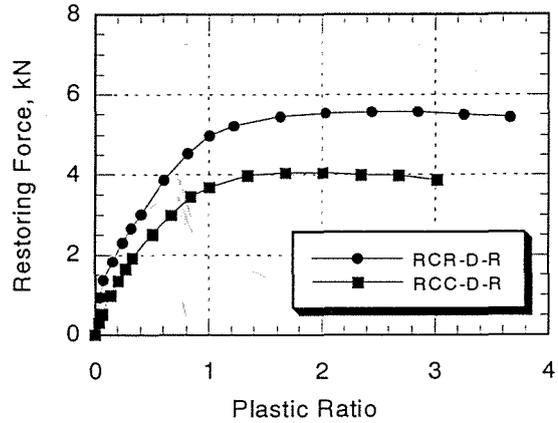


図-6(b) 復元力-変位関係の骨格曲線
(密詰め地盤)

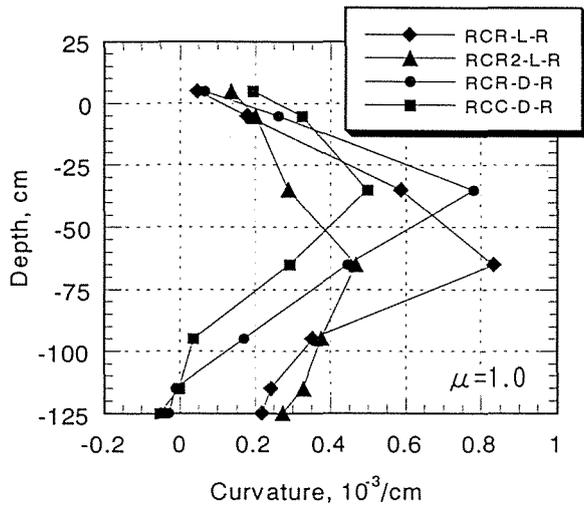


図-7 杭体降伏時の深さ方向曲率分布

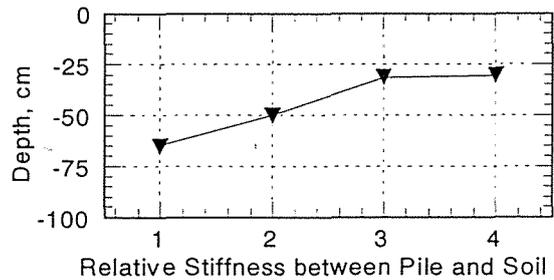


図-8 曲率最大点深さと相対剛性の関係

における変位関係の履歴曲線を図-4に示す。既報⁶⁾における復元力-変位関係(RCR-L-R (No.7))と同様、除荷時に急激に荷重が低下し、最大変位の1/2程度の残留変位を生じつつ、大きなヒステリシスを描くことが観察される。他の試験ケースにおいても同様の履歴曲線が得られた。図-5は各ケースの履歴ループから算定した等価減衰係数を各試験体の塑性率に対してプロットしたものである。ここで、塑性率は振幅を各試験体の降伏変位で除した値として定義した。また、降伏変位は降伏前および降伏後の骨格曲線をそれぞれ直線近似したときの交点における変位として算定している。等価減衰について、試験体間で最大約5%程度の差が見受け

られる。この結果から、砂地盤を締め固めたケースの方が小さな履歴減衰を示しており、杭体の剛性が小さいものほどやはり減衰は小さくなっていることが分かる。つまり、杭-地盤系の履歴減衰は系の相対剛性の増加とともに大きくなると言える。

図-6(a),(b)は各ケースの復元力-変位関係の骨格曲線を示している。各ケースによって最大塑性率が異なるのは、用いたアクチュエータの最大ストロークと試験体の降伏変位との関係によるものである。地盤の締め固め状態の違いによって杭体降伏後の荷重増加傾向に違いが見受けられるが、この差が地盤条件に起因するのか、塑性率の違いによるものかは明確ではない。

3.2 杭体の変形と曲率最大点位置

図-7に各ケースの降伏時(塑性率 $\mu = 1$)における杭体の深さ方向曲率分布を示す。曲率は軸方向鉄筋に貼付したひずみゲージの値から算定したものである。緩詰め地盤の2ケースで

は曲率最大点が深さ 50~80cm 付近に位置しているのに対し、密づめ地盤のケースでは深さ 20~50cm 付近に位置していると予想される。また、RCR-L-R と RCR2-L-R, RCR-D-R と RCC-D-R を比較すると、杭体剛性が大きいケース (RCR2-L-R および RCR-D-R) では、曲率分布が下方へ拡大する傾向が見られる。測定点数が少ないためにデータ上は曲率最大点の移動が見られないものの、実際には曲率分布の下方への遷移に伴って曲率最大点も下方へ移動していると考えられる。密づめ地盤の 2 ケースでは深さ 100~115cm 付近で曲率が 0 となっている点が見られるが、これも曲率最大点の移動に起因している。以上をふまえた上で、各試験体の曲率最大点の変化を図-8 に示す。ただし、ここで用いる最大点深さは曲率分布から求めたものではなく、試験後の試験体で観察して最も損傷の大きい位置を曲率最大点としている。この図より、杭と地盤の相対剛性の増加と共に曲率最大点が上昇するのが明らかである。

4. 動的正弦波载荷実験結果

4.1 試験体の損傷状況

本研究で行った動的载荷実験は载荷速度および繰り返し荷重が杭-地盤系の水平復元力特性に及ぼす影響を明らかにすることを目的としたものであり、前節で述べた静的载荷実験における試験体と全く同等の RC 試験体 2 体 (矩形および円形) を用いて行った。本章では矩形試験体 (RCR-D-D) の結果に限定して静的実験と比較しながら考察するが、以下述べることは円形試験体 (RCC-D-D) の場合もほぼ同様の結果が得られている。

試験体の損傷状況について、正負交番载荷試験 4 ケースではいずれも試験体の終局には至らなかったのに対し、動的試験の 2 ケースはいずれも静的载荷と同等の変位レベル内で軸方向鉄筋が破断するに至った。動的载荷後の試験体損傷状況を図-9 に示す。このように静的载荷と動的载荷で損傷状態が異なった要因については、

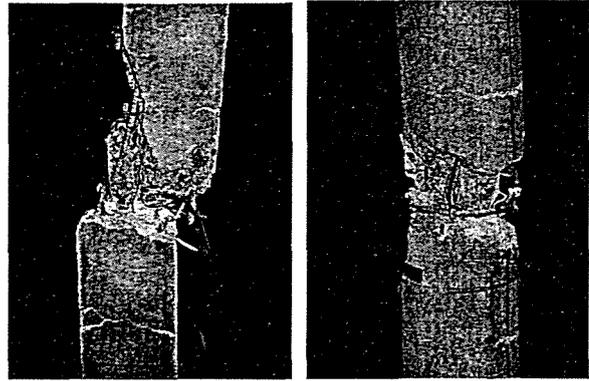


図-9 動的試験体の損傷状況

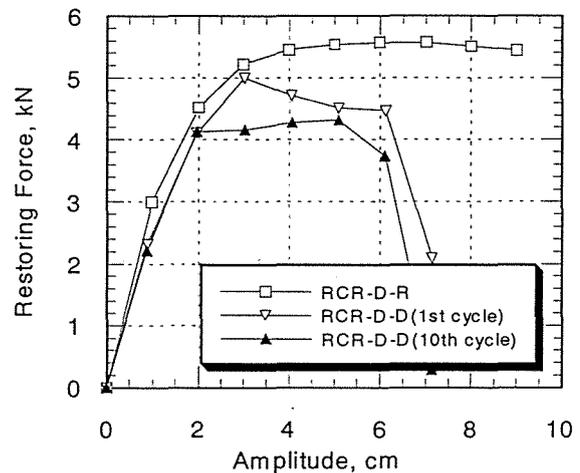


図-10 復元力-変位関係の骨格曲線

次節以降で考察する。

4.2 復元力-変位関係

動的正弦波载荷実験における復元力-変位関係の骨格曲線を静的载荷時の曲線と併せて図-10 に示す。杭体が降伏するまでは両载荷試験結果に違いは見られないが、降伏後は明確に復元力の低下が見られ、振幅 6cm を過ぎたところで急激に荷重が低下している。弾性域 (杭体降伏前) における復元力が静的、動的間でほとんど差がないこと、RC 単体の復元力特性は载荷速度にそれほど大きく依存しないこと等から、本実験の範囲内では RC 杭-地盤系の復元力特性は载荷速度には依存しないと考えられる。その場合、降伏後の荷重低下の主たる要因は各振幅 10 サイクルずつの繰り返し载荷にあると考えられる。ばらつきはあるものの、10 サイクルの繰り返し载荷によって約 10~20% 程度の荷重

低下があることが、図-10から判断される。

4.2 杭体の変形

動的載荷実験における杭体降伏時の深さ方向曲率分布を図-11に示す。図中には静的載荷実験の結果も併せて示した。動的1サイクル目において、静的載荷時とほとんど同等の曲率分布を示しており、この点からも載荷速度による影響はほとんどないことが裏付けられる。しかし、10サイクル後(10回目に降伏変位に達した瞬間)の分布は、1サイクル目の分布に比べて全体的に曲率が低減されていることが分かる。これは繰り返し載荷により逆方向降伏変位を経由したために正側(載荷面側)、負側(変位方向側)両方の軸方向鉄筋ひずみが著しく増大したためと考えられる。実際、試験終了後の試験体を観察すると、損傷の大きな断面ではすでにほとんどのコンクリートが剥げ落ちており、軸方向鉄筋のみで接続されているような状態であった(図-9参照)。

5. まとめ

RC杭-地盤系の静的および動的載荷実験結果から得られた結論を以下に記して、本論文のまとめとする。

- 1) 杭体の損傷位置、つまり曲率最大点深さは杭体と地盤の相対剛性に依存し、これを定量化することによって、RC杭-地盤系の静的水平復元力特性を定量評価することが可能となると考えられる。
- 2) 動的載荷実験の結果から、本実験条件の範囲内においては載荷速度が復元力特性に及ぼす影響はほとんどないと考えられる。
- 3) 動的載荷時には杭体降伏後に大きな復元力の低下が見られたが、これは繰り返し載荷に起因するものと考えられる。このことは、実構造の耐震評価においてはこの復元力低下を考慮する必要があることを示唆している。

謝辞

実験を手伝って頂いた高野光司君、小泉秀之

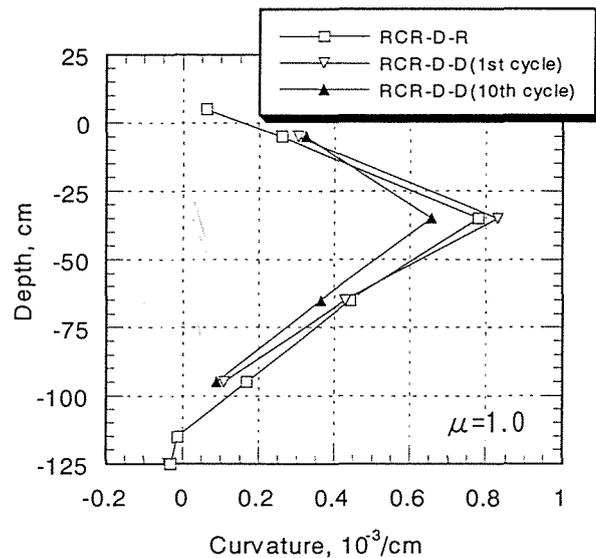


図-11 杭体降伏時の深さ方向曲率分布

君(共に埼玉大学大学院生)、藤巻嘉和君(埼玉大学建設工学科卒論生)に感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編およびV耐震設計編,(社)日本道路協会,1996.12
- 2) 後藤尚男,吉原進,北浦勝:乾燥砂中にある構造物基礎の水平復元力特性に関する実験的研究,土木学会論文報告集,第194号,pp.1-11,1971.10
- 3) 岸田英明,中井正一:地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗,日本建築学会論文報告集,第281号,pp.41-53,1979.7
- 4) 福井次郎,木村嘉富,大越盛幸,阪野彰:砂地盤中における単杭の交番載荷試験,土木技術資料,Vol.40, No.3, pp.62-67,1998.3
- 5) 福田,土屋,山田他:大型せん断土槽での模型杭の水平載荷試験(その1~3),日本建築学会大会学術講演梗概集,pp.525-530,1997.9
- 6) 牧剛史,睦好宏史:地盤中におけるRC杭の復元力特性に関する載荷実験および解析,JCI「コンクリート構造系の安全性評価」に関するシンポジウム論文集,pp.445-452,1999.9
- 7) 大崎順彦:新・地震動のスペクトル解析入門,鹿島出版会

地盤-杭基礎-RC 橋脚から成る全体構造系の地震応答解析

埼玉大学大学院 学生会員 高野 光司
埼玉大学工学部 正会員 牧 剛史
埼玉大学工学部 正会員 睦好 宏史

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震では多くのRC構造物に被害が生じ、これらの被害の原因究明に関して、多くの研究が行われてきた。しかし地盤や杭が構造物の応答性状、あるいは破壊性状に及ぼす影響について十分に明らかにされているとは言い難い。本研究は、神戸市深江本町で600mにわたり倒壊した阪神高速3号神戸線の神P126橋脚の橋軸直角方向について、地盤-杭基礎-RC橋脚全体系の非線形地震応答解析を行い、地盤、杭基礎、RC橋脚の各種要因が構造物全体系の地震時挙動に及ぼす影響を明らかにしたものである。

2. 解析方法

本研究では2次元弾塑性有限要素法を用いて解析を行った。解析対象構造物は、図-1に示すように直径3.3mの単柱円形断面のピルツ橋脚で、基礎部はフーチングと直径1mで長さ10mの場所打ち杭19本で構成されている。本構造物は昭和39年版鋼道路橋示方書で設計されたもので、設計水平震度を0.2としており、固有周期は0.5秒である。解析に用いた地盤条件は本構造物の周辺において実際に調査されたものである。対象構造物は、図-2に示すように要素分割した。この場合、境界部には粘性境界を設定し、橋脚、杭の復元力は剛性低下型(Takedaモデル)モデルとし、地盤はHardin-Drnevichモデルの平面ひずみ要素でモデル化した。またフーチングに関しては剛な線形はり要素とした。入力地震動は、神戸海洋気象台で観測された、最大加速度818gal(NS)の地震波形10秒間を、1次元重複反射理論に基づくプログラムk-SHAKEを用いてG.L.=-15mに設定した工学的基盤面まで引き戻し(最大796gal)、これを最大加速度500galに基準化して基盤面に入力した。

3. 解析結果

本研究ではまず解析手法の精度を検討するために、実際のデータを入力した応答解析結果と実構造物の被害状況を比較した。その結果、解析においては橋脚躯体に大きな被害(塑性率5程度)が生じ、杭頭部においてはクラックが生じた。実際の被害は、橋脚では段落しでせん断破壊が生じ、また杭頭部では、幅2mm程度のひびわれが生じた程度であった。このことから本解析手法により概ね、よい精度で全体の地震時挙動を計算できることが確認できた。次に橋脚躯体の降伏震度、固有周期、地盤の種類、杭形状が構造物の応答性状に及ぼす影響を明らかにするためにパラメトリックスタディーをおこなった。図-3は、橋脚固有周期を0.2、0.5、1.0秒に変化させた場合の橋脚躯体と杭の塑性率、フーチング近傍の地盤の履歴吸収エネルギーを示したものである。橋脚降伏震度を大きくすると杭頭部での損傷が誘発されて塑性化が進行していくのに対し、橋脚躯体の損傷が小さくなっていくのが分かる。橋脚固有周期が0.5

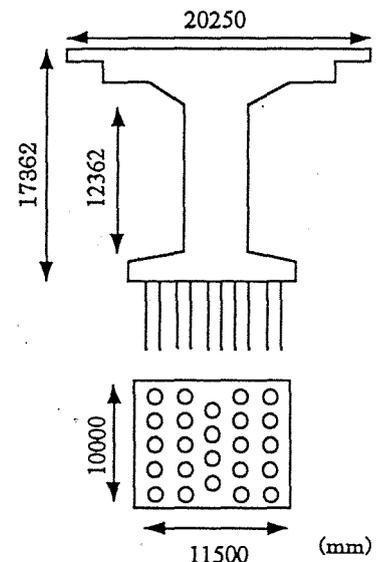


図-1 神P126橋脚概要

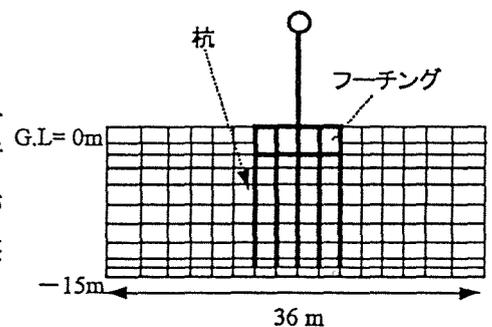


図-2 要素分割

Keywords: RC pier, Pile, Nonlinearity of Soil, Energy Distribution, Two Dimensional Dynamic Elasto-Plastic FEM

〒338-8570 埼玉県浦和市下大久保 255 埼玉大学工学部建設工学科 建設材料研究室 048-858-3556

秒の時、フーチング近傍での地盤履歴吸収エネルギーは固有周期が 0.2、1.0 秒の時よりも大きくなり、このとき橋脚天端での加速度も最大となった。これは橋脚の固有周期が基盤入力波の卓越周期に近いからであると思われる。すなわち、換言すると橋脚高さが高くなり、橋脚耐力が大きくなるほど、杭、地盤へ損傷が移行していくことになる。

近年、RC 橋脚の耐震補強が盛んに行われているが、橋脚の耐力を大きくした場合、杭にどの程度の負担が生じるのかを検討した。ここでは、入力地震波の最大加速度を 1G にし、橋脚躯体の降伏震度のみを 0.2 から 1.0 に変化させた場合 (Case1) と、降伏震度を変化させ、杭の本数は変えずに断面積を 2 倍にした場合 (Case2) について応答解析を行った。なお、ここでは群杭効果の影響を無視した。図-4 は Case1 と Case2 について、橋脚および杭の塑性率を示したものである。橋脚の降伏震度を大きくした場合、橋脚と杭ともに塑性率が 1 を超えて降伏しているが、杭の断面積を 2 倍にすると橋脚、杭ともに降伏に至っていないことが分かる。すなわち、橋脚のみを補強して耐力を大きくした場合は大きな地震が生じた時、杭に損傷が生じる可能性があることを示唆している。図-5 は、地盤と杭を考慮した応答解析の結果とエネルギー一定則および変位一定則の関係を示したものである。図-5 (a) では橋脚固有周期 0.2 秒とした時の橋脚降伏震度と塑性率の関係、(b) に橋脚固有周期を 1.0 秒とした時の橋脚降伏震度と最大変位の関係を示している。今回、対象とした構造物において短周期の場合では、地盤の非線形性を考慮した本解析の結果は、エネルギー一定則とほぼ同様の関係を示しており、長周期の場合では、変位一定則と同様の関係となった。また解析値はエネルギー一定則の理論曲線よりもやや安全側の値となった。これは橋脚のみならず、杭基礎や地盤にも損傷が及んだからであると考えられる。

4. まとめ

兵庫県南部地震で大きな被害が生じた RC 橋脚について、地盤-杭基礎-RC 橋脚全体系を考慮した 2 次元弾塑性有限要素法を用いて応答解析を行った。本研究の範囲内から以下のことが言える。

- 1) RC 橋脚の固有周期が比較的長く、地盤の非線形性が顕著になるほど、基礎部や地盤に被害が集中することが分かった。
- 2) 地盤、杭基礎、RC 橋脚の被害を定量的に求めるには、本研究で用いた地盤-杭基礎 RC 橋脚全体系の解析法が有効である。

※ 本研究で用いた解析手法は (株) 構造計画研究所と (株) 地震工学研究所が開発したもの (NANSSI) である。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：土木研究所報告 第 196 号 第 5 編 平成 8 年
- 2) 兵庫県南部地震道路橋震災耐震委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書 平成 7 年
- 3) 秋吉・睦好・佐伯・町田：地盤と基礎を考慮した鉄筋コンクリート構造物の応答性状 土木学会第 47 回年次学術講演会講演概要集第 5 部 土木学会 平成 4 年

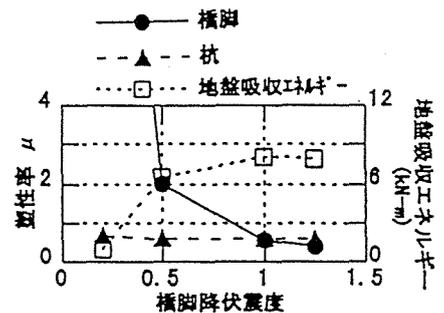


図-3 (a) T=0.2 秒の時

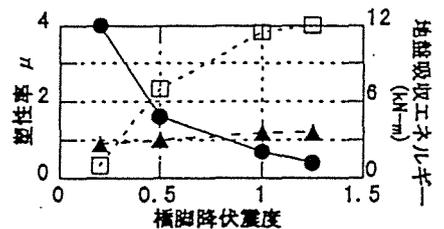


図-3 (b) T=0.5 秒の時

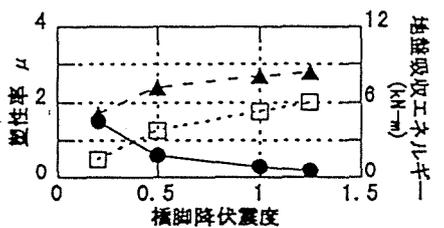
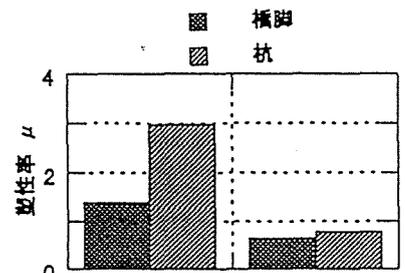
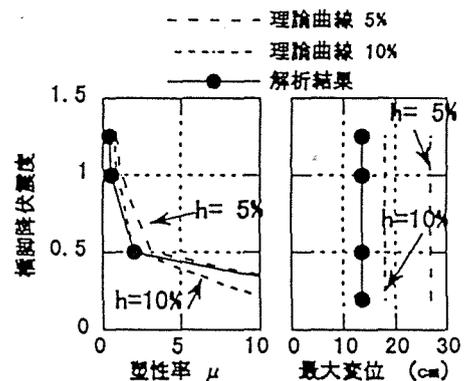


図-3 (c) T=1.0 秒の時



Case 1 Case 2
図-4 杭形状の影響 (降伏震度 1.0)



(a)エネルギー一定則 (b)変位一定則

図-5 エネルギー一定則の検討

埼玉大学建設工学科 正会員 牧 剛史
 埼玉大学大学院 学生会員 高野 光司
 埼玉大学建設工学科 正会員 睦好 宏史

1. はじめに

兵庫県南部地震では多くの鉄筋コンクリート製橋脚が甚大な被害を受けたが、それらの中には橋脚躯体のみならず地盤中の基礎杭まで損傷を受けたものも含まれている。このことは RC 橋脚の地震時挙動に及ぼす非線形地盤の影響が少なくないことを物語っている。このような地震時の動的相互作用効果（例えば[1]）を取り込んだモデルとしてスウェイロッキングモデル（以下 SR モデル）があり、実設計への適用という観点からは非常に簡潔なモデルであるが、バネ定数の算定等難しい部分も数多く存在する。本研究は、最終的に SR モデルを用いた設計法の確立を将来に見据え、2次元弾塑性有限要素法による解析結果を用いて RC 橋脚のスウェイ・ロッキング挙動について考察を試みるものである。

2. 2次元弾塑性有限要素解析

本解析では、図-1に示す設計水平震度 0.2 で設計された 1 本柱円形断面を有する阪神高速 3 号神戸線高架橋ピルツ橋脚の橋軸直交方向を解析対象とした。その基礎部は直径 1m、長さ 10m の場所打ち杭 19 本で支持されている。解析において、橋脚と基礎杭は梁要素とし、復元力特性として Takeda モデルを適用した。周辺地盤は砂層および砂礫層で構成された II 種地盤であり、G.L.-15m を工学的基盤面とする 4 層成層地盤と見なし、Hardin-Drnevich モデルを復元力特性として組み込んだ平面ひずみ要素によってモデル化した。入力波形として、神戸海洋気象台 NS 波 818gal (10 秒間) を 1 次元重複反射理論に基づく解析手法 (k-shake) を用いて工学的基盤面まで引き戻し、最大 500gal に調整してモデル底部に入力している。なお、解析は基本的に文献[3]および[4]に準じている。本解析においては橋脚躯体の等価固有周期 0.2, 0.5, 1.0sec, および軟弱地盤 (III 種) 計 4 パターンの条件に対して、橋脚躯体の降伏震度を 0.2, 0.5, 1.0, 1.25 の 4 種類に変化させている。

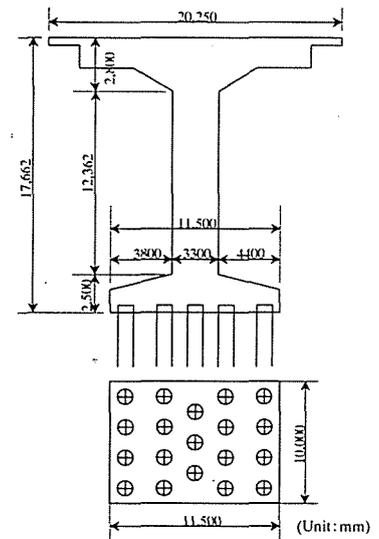


図-1 解析対象橋脚[2]

3. スウェイ・ロッキング挙動に関する考察

3.1 各最大応答変位に関する考察

得られた解析結果を用いてフーチングの水平・回転変位、および橋脚躯体の変形に伴う変位を算出した。橋脚降伏震度および等価固有周期の変化に伴う各変位の最大値の変化を図-2に示す。橋脚変形に伴う変位の最大値は降伏震度の増加と共に減少していき、それに伴ってフーチングの最大水平変位、回転変位が増加していく傾向が見られる。水平変位について、等価固有周期 0.5sec 時に大きな値となっているが、これは地盤部分で共振現象が起こった可能性が考えられる。また、回転変位について、等価固有周期の長周期化に伴って大きな値となっている。橋脚固有周期が長いほどロッキング現象が起こりやすいとの既往の報告もある[5]ことから妥当な結果であると考えられる。

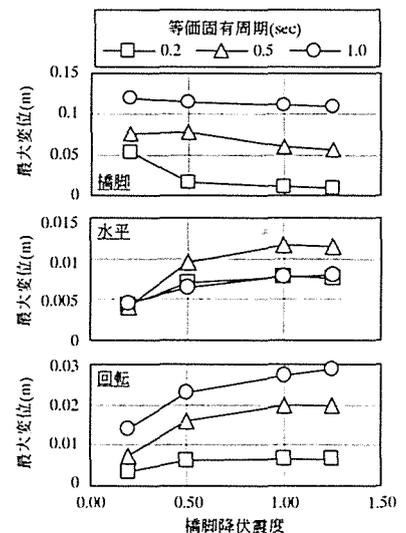


図-2 各変位最大値の変化

キーワード：RC 橋脚，非線形地盤，杭，スウェイ・ロッキング，相互作用

〒338-8570 埼玉県浦和市下大久保 255 埼玉大学工学部建設工学科建設材料研究室 048-858-3556(Tel&Fax)

3.2 杭の水平変位に関する考察

通常、動的相互作用とは構成部材の幾何学的剛性による効果と上位に位置する部材から受ける慣性力による効果が複合された作用であると言われている[1]。杭の変位が地盤の運動に起因すると前提すると、図-3に示すように橋脚から離れた位置（自由地盤）の同じ深さにおける応答変位を杭の水平変位から差し引いた時刻歴応答値は、杭の剛性およびフーチングの慣性力が加味された値であると考えられる。杭頭における最大応答値を各解析条件において算出した結果を図-4に示す。降伏震度の増加と共に最大値は大きくなっているが、これは橋脚が降伏しないために頂部に大きな加速度が発生し、結果的に基礎部で大きな作用を受けることを意味している。また、等価固有周期1.0secの時は非常に小さな値となっており、上部に発生する加速度が小さいときは相互作用の効果も小さくなると考えられる。

3.3 回転運動に関する考察

橋脚頂部に作用する水平方向加速度とフーチング回転角の関係を図-5に示す。これより、フーチングの回転挙動は構造系の地上部分における慣性力に対してある一定の位相遅れで発生することが分かる。フーチング回転角と最も外側に位置する基礎杭の杭頭に作用する軸力との関係を図-6に示す。このループは橋脚が長周期化するほど、また降伏震度が增大するほど大きくなっていき、橋脚が損傷しにくくなる分、基礎部で大きな負担を受けることを示している。また、この際杭に作用する軸力は応力換算で1.6MPaに達し、鉄筋コンクリートの曲げ変形の観点からは無視できない。回転挙動が顕著になると、杭には大きな変動軸力が作用するため、解析上これを追跡できるモデルを採用する必要があると考えられる。

4. まとめ

本研究では、実際に基礎杭まで被災したRC橋脚に対して2次元弾塑性有限要素解析を適用し、パラメトリックスタディの結果から、スウェイ・ロッキング挙動に関していくつかの考察を行った。得られた知見を以下に記して本報告の結びとする。

- (1)橋脚降伏震度の増大、躯体の長周期化など、構造物が安全になると認識される条件に近づくほど、基礎部で大きな応答水平・回転変位を生じることが確認された。
- (2)基礎杭の水平変位、フーチングの回転挙動は上位部材に作用する慣性力の影響を大きく受ける。
- (3)回転変位は杭頭部に大きな軸力を発生させるため、設計時にはこの影響を加味する必要があると考えられる。

謝辞 本解析は(株)構造計画研究所・(株)地震工学研究所が開発した地盤の2次元弾塑性有限要素解析プログラム NANSSI-2D を用いて行ったものであり、(株)構造計画研究所の山本一美氏に多大な御協力を頂いた。ここに記して感謝の意を表す。

参考文献：[1]入門・建物と地盤の動的相互作用，日本建築学会，1996.3 [2]平成7年兵庫県南部地震災害調査報告，建設省土木研究所報告，第196号，1996.3 [3]牧，高野，睦好：地盤の非線形性を考慮したRC橋脚の応答解析，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20，投稿中 [4]高野，牧，睦好：地盤-杭基礎-RC橋脚から成る全体構造系の地震応答解析，土木学会第53回年次学術講演会，投稿中 [5]土岐，国近：橋梁基礎の耐震設計法に関する調査研究，京都大学耐震研究報告，No.86-2，1986.5

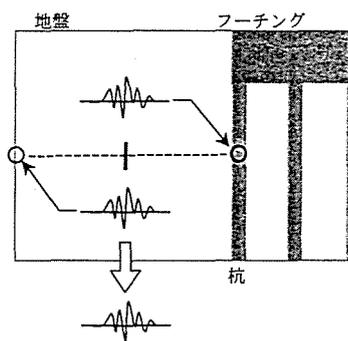


図-3 相互作用が加味された応答変位

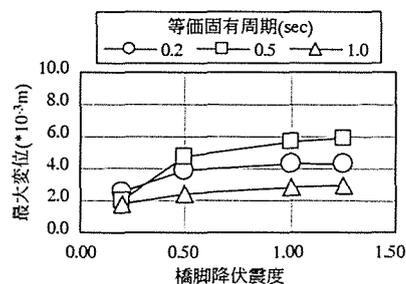


図-4 杭頭水平変位の最大値

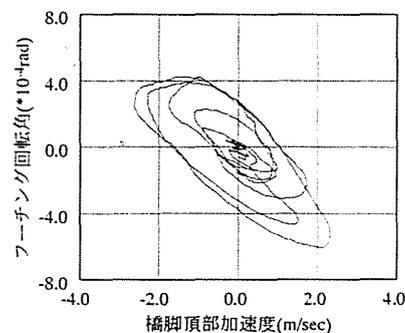


図-5 橋脚頂部の加速度とフーチング回転角の関係

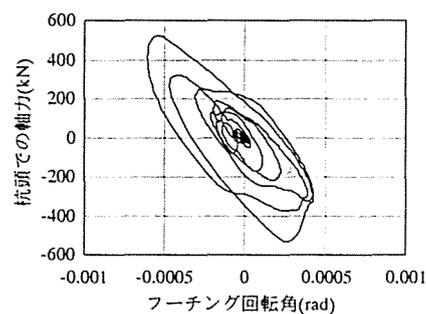


図-6 フーチング回転角と杭頭に作用する軸力の関係

RESPONSE ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE PIER WITH PILE FOOTING CONSIDERING NONLINEAR SOIL

Takeshi MAKI¹, Koji TAKANO² and Hiroshi MUTSUYOSHI³

ABSTRACT: In this paper, response analyses of reinforced concrete bridge pier as a whole system, pier body supported footing and RC piles and surrounding nonlinear soil, are performed. And also, the parametrical study is acted in order to investigate the effects of various structural factors on the response characteristics of the system. From the analytical results, it is confirmed that not only the nonlinearity of pier body but also structural characteristics of foundation and strong nonlinearity of surrounding soil affects the pier response and the plasticity of each components of the structure.

KEYWORDS: RC pier system, foundation, nonlinearity of ground, horizontal yield coefficient, initial equivalent natural period, soft soil, sway and rocking, plastic ratio

1. INTRODUCTION

Hyogo-ken Nanbu Earthquake had brought serious damages to many RC structures, especially the highway bridge piers. As for some of the damaged piers, not only pier bodies but also their piles of foundations are seriously suffered. This fact indicates that, under seismic loading, response of pier depends on that of foundation and ground and the effect of them cannot be ignored. So far, in the area of concrete engineering, bridge pier has been treated as SDOF system and many cases of loading tests and response analyses focused on only pier bodies has been acted. But as stated above, special characteristics of pile foundation and remarkable nonlinearity of soil might be much effective on seismic behavior of the bridge piers. In the present design method in Japan, the effect of soil profile is treated in the procedure of calculation of natural period of the bridge pier whole system, however, the effect of interaction between the responses of pier, foundation and ground is not taken in.

The objective of this paper is to consider the effect of interaction between pier, pile and ground by performing 2-dimensional elasto-plastic finite element analyses of RC bridge pier really damaged in Hyogo-ken Nanbu Earthquake. Especially it is focused on the variation of response characteristics of each component of the system by varying some structural and soil profile, such as horizontal yield coefficient, initial natural period of pier, and shear stiffness of soil.

2. ANALYTICAL METHOD

2.1 ANALYTICAL TARGET

Figure 1 shows the targeted RC pier with circular section of KOBE 3rd line of Hanshin-Expressway in Japan. Pier body was designed at 0.2 of horizontal yield coefficient, and supported by footing and RC piles with 1m diameter and 10m length. Ground of site is composed of sand layer with medium stiffness. The natural period of the system is 0.829sec by calculating along the Specification for Highway Bridges – V. Seismic Design. In Hyogo-ken Nanbu Earthquake, this pier collapsed by shear failure at the cut-off of main reinforcement following to bending yield.

¹ Dept. of Civil and Environmental Engineering, Saitama University, Japan.

² Graduate School of Engineering, Saitama University, Japan

³ Dept. of Civil and Environmental Engineering, Saitama University, Japan, Dr.Eng.

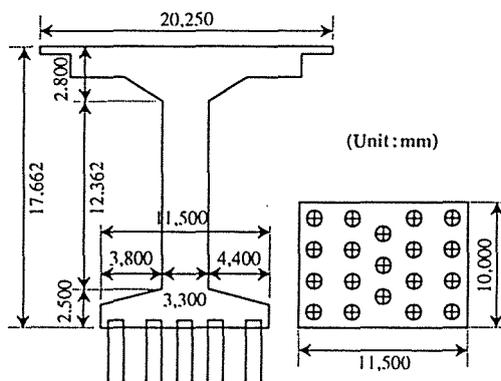


Figure 1. Targeted RC pier

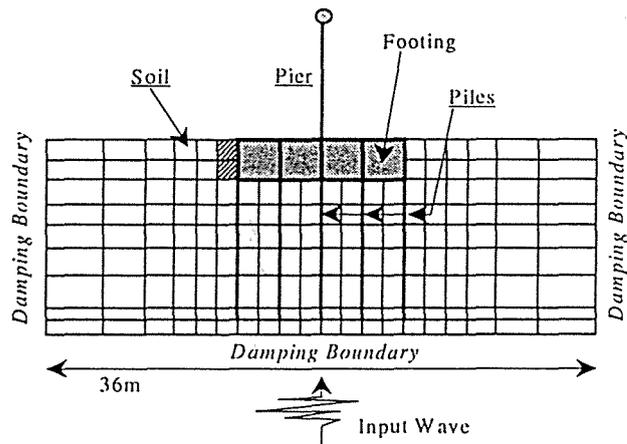


Figure 2. FEM Model

Average N-value	G.L.0m	Average N-value
15.2	-5.0m	1.0
29.0	-8.4m	1.6
28.8	-13.0m	1.8
27.3	-15.0m	27.3

Type II Type III

Figure 3. Soil Profiles

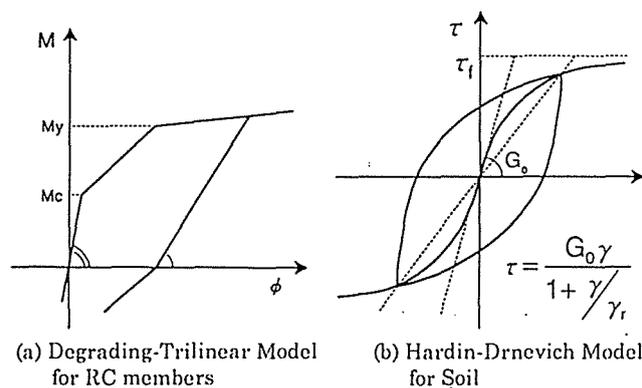


Figure 4. Restoring Force Model

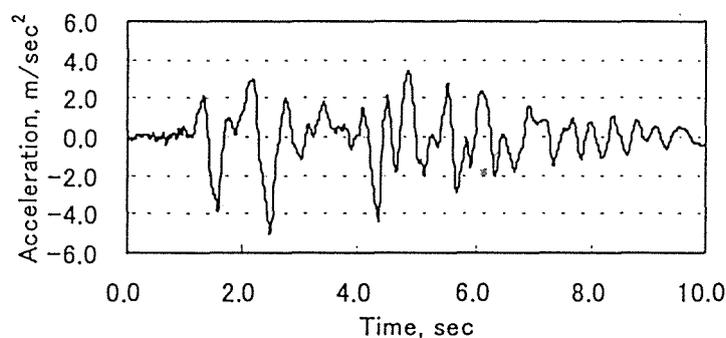


Figure 5. Input Wave

2.2 ANALYTICAL MODELING

Figure 2 shows the FEM model used in 2D response analyses. The horizontal input excitation is directed perpendicular to the axis of bridge girder. The surface ground over the engineering base (set at 15m depth from ground surface) is assumed to be horizontally composed of 4 layers, as shown in Figure 3. Pier and piles are modeled by beam element whose restoring force characteristic is Degrading-Trilinear (Takeda) model, as shown in Figure 4(a), and elastic modeling in axial and shear. Soil is modeled by 2D plain strain element with Hardin-Drnevich model, as shown in Figure 4(b). In this FEM model, the weight of pier, footing and piles is treated as concentrated mass distributed to nodes, and a little moment of inertia is given at each node for stability of calculation. And also, 10% Rayleigh damping is distributed to the whole system. The boundary condition of the model is

damping boundary on the both side and the base, in order to decrease the effect of the reflection of vibration energy at boundary.

2.3 INPUT SEISMIC EXCITATION

The used input excitation, shown in Figure 5, is made through the 1D transferring procedure. The seismic wave of 818gal maximum acceleration, observed at Kobe Marine Satellite (JMS Kobe) in Hyogo-ken Nanbu Earthquake, is transferred to the base wave by using k-SHAKE program, based on the duplicate reflection theory, and then modified with the maximum acceleration level at 500gal.

2.4 PARAMETRICAL ANALYSIS

In this paper, some parametrical analyses are performed in order to find the effect of structural and geological factors on the response characteristics of the whole system of RC bridge pier. The factors are horizontal yield coefficient of pier, initial equivalent natural period of pier, and soil profiles. Horizontal yield coefficient (HYC) is equal to horizontal yield load divide by the gravity force corresponding to the weight of concentrated mass of the pier when it is regarded as SDOF system. It is varied from 0.2 to 1.25 in this parametrical analysis. Initial equivalent natural period (IENP) means the elastic natural period of the pier regarded as SDOF system and is calculated from the elastic theory of cantilever. To vary this value from 0.2sec to 1.0sec, the height of pier is changed for convenience. Layered soil deposit, showed in Figure 2, is named Type II, the ground of medium stiffness in the seismic specification in Japan. Besides, in this parametrical analysis, the assumed softer ground; Type III is also chosen. This soft ground profile is also shown in Figure 3.

3. ANALYTICAL RESULTS

3.1 THE EFFECT OF STRUCTURAL FACTORS ON THE RESPONSE OF THE SYSTEM

Figure 6(a) shows the variation of the maximum acceleration at the pier top versus HYC and IENP. In this figure, the black point means the pier yielding. At low HYC, acceleration at the pier top is not so high owing to the yielding of pier body, and HYC becomes high, maximum acceleration increases and becomes higher than that of input excitation, especially at low IENP. The low value of acceleration in the case of low HYC is due to the high plasticity of the pier body by yielding. But the maximum acceleration does no longer vary when HYC is above 0.75, because the maximum acceleration of the input excitation is 500gal. Figure 6(b) shows the variation of the pier top maximum relative displacement to that of footing. With the increase of HYC, it becomes low value in the case of short IENP. On the contrary, it takes almost constant value when long IENP. These values, shown in Figure 6(b), contains not only the pier deformation but also the displacement due to sway and rocking action of foundation, therefore all types of displacement must be separated from each other. From this reason, the absolute displacement of the pier top is divided into three parts of displacement, i.e., pier deformation, sway and rocking displacement. Sway displacement means the horizontal displacement of footing, and rocking displacement is caused due to the rotational movement of footing. Figure 7(a)-(c) show the variation of these three types of displacement versus HYC and IENP. As HYC becomes higher, pier deformation decreases and sway and rocking displacement relatively increases. With respect to IENP, rocking displacement remarkably increases compared with sway displacement. And also, the ratio of sway displacement to rocking displacement does not vary with the variation of HYC. It means that the relationship between sway and rocking action is independent of the pier strength and the ratio of them is defined by the period characteristics of the system.

Figure 8(a)-(c) show the plastic ratios of each component of the system, pier body, pile head and soil beside footing. The plastic ratios of pier body and pile are defined by the ratio of maximum curvature divide to yield curvature of each component, respectively. The ratio of soil is calculated from the maximum shear strain of the element and the standard strain for Hardin-Drnevich model, for convenience. In these analyses, pier and piles, modeled by beam elements, have the elastic

characteristics in shear, therefore nonlinear behavior in the direction of shear, still more shear failure, cannot be arise. And also, the ultimate moment or the ultimate curvature is not defined in their restoring force hysteresis model. Therefore, The maximum limit of plastic ratio for pier or pile is not decided. It can be seen that, with increase of HYC, plastic ratio of the pier body gets lower value. On the contrary, the ratios of pile and soil become high, as can be seen. This tendency becomes strong with increase of IENP. Especially, when IENP is equal to 1.0sec, the plasticity of pile is very remarkable. From above consideration, the damage shifts from pier body to foundation because, when the high strength of the pier body, piles and soil absorb the seismic energy that might be absorbed by the pier body with low strength. Therefore, it indicates the importance of considering the balance of strength between pier body and foundation in the design of the RC pier system. It depends on many factors, such as the characteristic of seismic wave, the direction of input, the natural period of ground, and especially the relationship between the period of input wave, ground and structure. Therefore, further investigations are needed to evaluate the interaction in the system quantitatively.

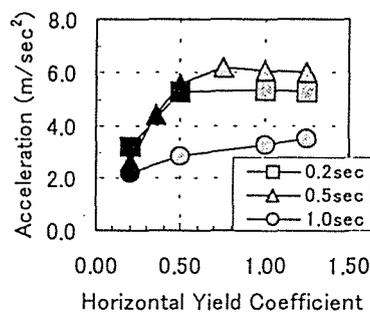


Figure 6(a). Max Acceleration at Pier Top

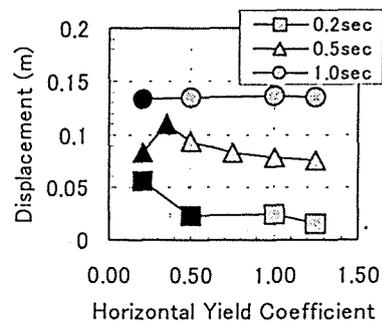


Figure 6(b). Relative Displacement at Pier Top

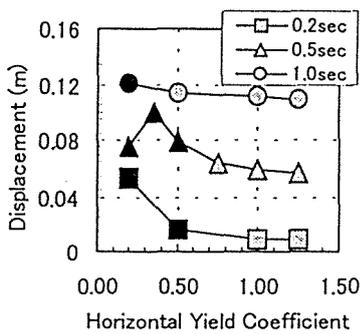


Figure 7(a). Max Pier Def.

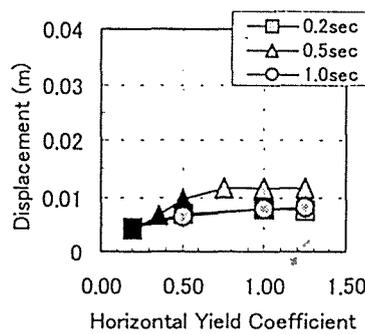


Figure 7(b). Max Sway Disp.

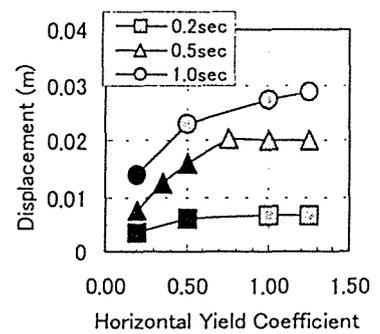


Figure 7(c). Max Rocking Disp.

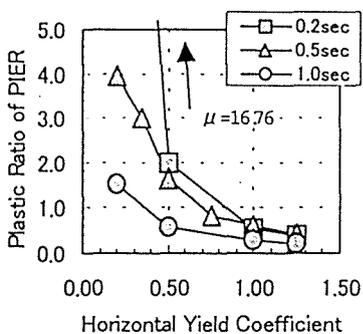


Figure 8(a). Plastic Ratio of Pier

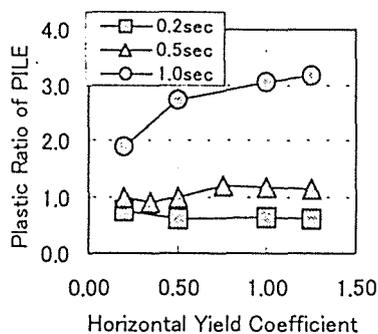


Figure 8(b). Plastic Ratio of PILE

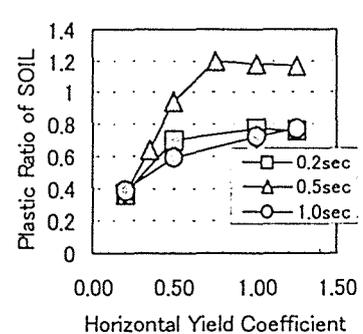


Figure 8(c). Plastic Ratio of Soil

3.2 THE EFFECT OF SOIL PROFILE ON THE RESPONSE OF THE SYSTEM

Figure 9(a) shows the variation of the maximum acceleration of the pier top on type II and type III ground, with the same value of IENP equal to 0.5sec. As mentioned in section 2.4, type III ground is softer than type II ground, as can be seen in Figure 3. Under the condition of softer ground, the maximum acceleration takes low value compared with harder ground relatively. Figure 9(b) shows the variation of pier deformation, sway displacement and rocking displacement, calculated following to the same principle mentioned in section 3.1. The tendency of the variation with HYC is almost same between the cases of hard and soft ground, but the proportion of these three types of displacement is obviously different. In the case of soft ground, the response of foundation surpasses the pier response relatively due to the low stiffness of soil.

Figure 10(a)-(c) show the variation of plastic ratio of each component of the structure. As can be seen, due to the low stiffness of soil, piles and ground indicate large plasticity compared with pier body. Analytical result shows that severe damage is found in the surface ground, as shown in Figure 3, above the engineering base. Although the soil layer deposit used in this analyses is very extreme example, these results indicate that nonlinearity of soil cannot be ignored to design and to consider the seismic behavior of RC bridge pier

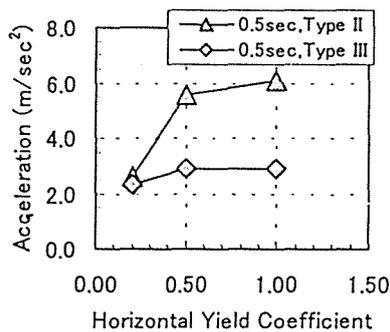


Figure 9(a). Max Acceleration at Pier Top

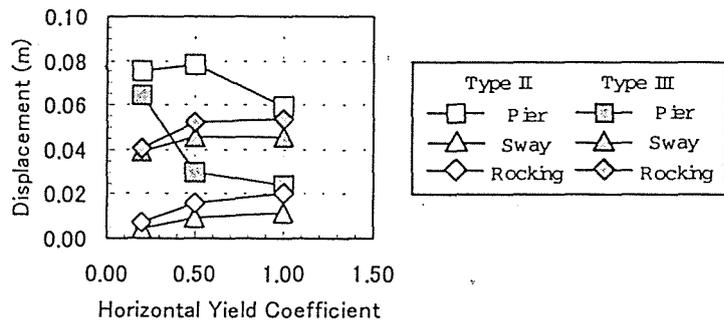


Figure 9(b). Max Displacement of each Component

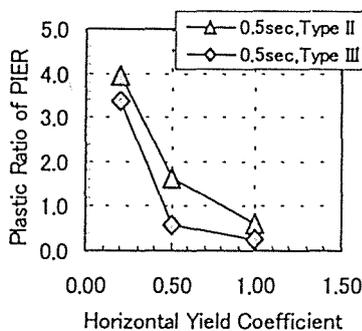


Figure 10(a). Plastic Ratio of Pier

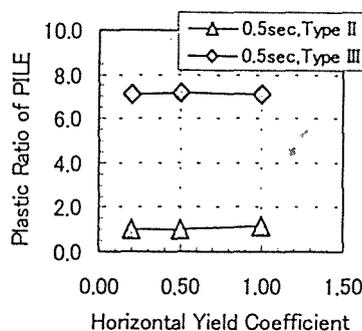


Figure 10(b). Plastic Ratio of Pile

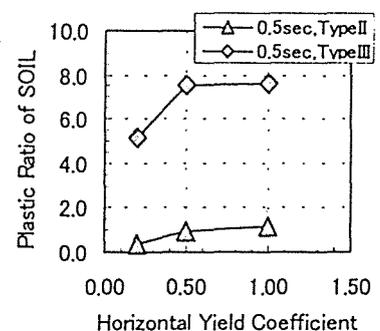


Figure 10(c). Plastic Ratio of Soil

4. CONCLUSION

In this paper, the seismic behavior of the whole system of RC pier, piles and nonlinear ground are considered by performing 2-dimensional FEM response analysis. And also, by varying several structural factor and soil profile, the effect of them on the behavior of the system is investigated.

(1) The analysis of the whole system contained the nonlinear ground by modeling actually damaged RC pier is performed, and it is confirmed that not only pier body but also piles and soil are damaged in this system.

(2) From the results of the performed parametrical analyses by varying the structural factors, with the increase of horizontal yield coefficient, the damage of pier body is reduced and it shifts to the foundation and ground because the seismic energy is absorbed by foundation in such cases. This tendency is more remarkable with the long equivalent natural period of the pier body.

(3) From the results of the analyses to change the soil profile, the response of foundation is much more notable than that of pier body in the case of softer ground. And also, the soil characteristic is effective on the behavior of pier, much more that of the system.

(4) Because the behavior of the RC pier whole system might be strongly dependent on the period characteristics of the structure, ground and input wave, especially, further investigations are needed for evaluation of the interaction among the structural system under severe earthquake.

ACKNOWLEDGEMENT

The analyses in this paper is performed by using 'NANSSI 2D', the 2-dimensional elasto-plastic finite element analyzing program for soil-structure interaction, produced by Kozo Keikaku Engineering Inc. and Jishin Kogaku Kenkyusho, Inc. Special cooperation provided by Mr. Kazumi Yamamoto, Kozo Keikaku Engineering Inc. is gratefully acknowledged.

REFERENCES

- [1] Soil-Structure Interaction : Architectural Institute of Japan, 1996.3(Japanese)
- [2] Specification for Highway Bridges – V. Seismic Design : Japan Road Institute, 1996.12
- [3] Kunichika, M. and Toki, K. : Study on Seismic Design Method of Bridge Foundation, Research Report of Earthquake Engineering Research in Civil Engineering of Kyoto University, No.86-2, 1986.5(Japanese)

地盤中におけるRC杭の 復元力特性と変形性状に関する研究

牧 剛史¹・睦好 宏史²・高野 光司³

¹正会員 工修 埼玉大学助手 工学部建設工学科 (〒338-8570 埼玉県浦和市下大久保 255)

²正会員 工博 埼玉大学教授 工学部建設工学科

³学生会員 埼玉大学大学院 理工学研究科建設工学専攻

本論文は、RC杭基礎-地盤系の挙動が橋脚躯体および系全体の応答性状へ与える影響を評価する手法の確立を見据え、RC杭-地盤系の復元力特性について実験的および解析的な検討を行っている。実験は標準砂を用いた模擬地盤を鋼製土槽中に作成し、その中に設置した模型RC杭に対して水平正負交番載荷を行った。杭頭部での水平復元力特性や地盤中における杭本体の変形性状、杭の受ける土圧等について考察を加えている。また、実験条件に合わせて3次元非線形有限要素解析を行い、実験結果との整合性について検討し、解析の有用性の検証を行っている。

Key Words : RC pile, Hysteresis Model, Earth Pressure, 3D-FEM, Equivalent Damping Constant

1. はじめに

兵庫県南部地震では多くのコンクリート構造物が被害を受け、その中には地盤中の基礎杭が損傷を受けたものも数多く存在した。これは上部構造に働く慣性力によるスウェイロッキング挙動のみならず、地盤の非線形性や地震時のせん断変形等にも起因すると考えられる。また、この事実は基礎の挙動によって地上構造物の応答に影響を受ける可能性を示唆するものである。杭基礎の復元力特性に関して実験的、解析的な研究は以前から数多く進められている¹⁾²⁾が、未だ定量評価されるに至っておらず、RC構造物の設計に取り込まれているとは言い難い。将来的に性能照査型設計法へ移行することを考慮すると、精度の良い適切な応答評価手法の確立が急務であると考えられる。本研究は以上の観点から、地盤まで含めた応答評価手法の確立を将来に見据え、基礎杭の復元力特性および変形性状について実験的・解析的な考察を行ったものである³⁾。

2. RC杭の水平載荷試験³⁾

地震時における杭変形の要因として、基礎面から入射する地動加速度による地盤自身のせん断変形、および上

部構造の応答による慣性力が挙げられる。前者についてはせん断土槽を用いた載荷試験、後者については地盤固定の条件で杭頭水平載荷試験の形で行われることが多い。本研究においては、上部構造からの慣性力による影響を想定し、鋼製土槽中におけるRC杭の水平載荷試験を行った。

(1)実験概要

実験装置の概要図を図-1に示す。152cm×100cm×150cmの組立式鋼製土槽中にRC杭試験体を設置し、高さ2mの位置から均質な乾燥砂(岐阜砂)を自由落下させて模擬地盤を作成した。今回は条件を統一させるため砂の充填は自由落下のみとし、人為的な締め固めは行わないものとした。模擬地盤作成後、図に示すように杭頭部に対してアクチュエータによる水平載荷試験を行った。供試体および実験条件の一覧を表-1に示す。試験は4ケースとし、地盤の有無、載荷方法、軸方向鉄筋比をパラメータとした。RC杭供試体は10cm×10cmの矩形断面とし、軸方向鉄筋をD6またはD10の異形鉄筋をかぶり厚2cmで配筋し、スターラップにはφ3.2mmの丸鋼を用いた。杭下端から地盤表面までの高さは125cm、載荷点までは150cmである。また、杭の深さ方向ひずみ分布および曲率分布を測定するために供試体表面およ

び軸方向鉄筋表面にひずみゲージを貼付し、杭変形時の主働・受働土圧を測定するために図中の位置に土圧計を設置した。

(2) 実験結果

a) 杭頭部における荷重-変位関係

各試験ケースにおける水平荷重-水平変位の骨格曲線を図-2に、SP-3の履歴曲線を図-3に示す。SP-3, 4について、正側・負側ともほぼ同程度の杭頭荷重であったため、図-2においては正側のみの変化を示している。SP-2,3については地盤反力の影響により、SP-1よりも大きく荷重が増大している。また、単調荷重を行ったSP-1,2では降伏点が明確でないのに対し、正負交番荷重を行ったSP-3,4ではどちらも杭頭変位40mm付近で明確な降伏点が見られるのが分かる。さらに、単調荷重を行ったSP-2は正負交番荷重を行ったSP-3に比べ、杭頭変位60mmを過ぎてもさらに荷重が増加していく傾向が伺える。これは正負交番荷重の場合、ある深さで両方向とも降伏すると完全に塑性ヒンジとなり、それまで杭体の全表面で受けていた地盤反力は塑性ヒンジ以浅に再分配され、全体として荷重の増加が頭打ちとなるのに対し、単調荷重の場合は一方向に降伏しても杭体表面で受ける地盤反力は再分配されないため、荷重が増加していくと考えられる。図-3のように、RC杭の履歴は通常のRC部材と同様のトリリニア型で表されるが、各サイクルの最大変位から除荷を開始すると急激に荷重が低下し、大きな残留変位を示すことが分かる。この原因について詳細は後述するが、杭体背面に砂が入り込んだために、除荷時に背面で逆向きの地盤反力(すなわち主働土圧)が発生したことによるものと考えられる。

b) 杭体の深さ方向曲率分布

鉄筋ひずみより算出した杭の深さ方向曲率分布を図-5(a)(b)に示す。(a)図は各ケースの杭頭変位50mm時の曲率分布、(b)図はSP-3における変位10mm~50mmでの曲率分布の変化を示している。SP-1,2の比較から、地盤の存在によって杭頭変位に伴う塑性ヒンジの発生位置が浅い方へシフトすることが分かる。また、SP-3,4の比較により、杭剛性が高いと変形は全体的に均一化され、ヒンジ発生位置は深い方へシフトすると言える。荷重方法の影響について、確かにヒンジ位置はSP-2とSP-3で異なっているが、どのようなメカニズムでこの現象が発生するかについてはさらなる検討の余地がある。

c) 杭体表面に作用する受働土圧

杭体表面に設置した土圧計のよって計測された受働土圧履歴の骨格曲線を図-6(a)(b)に示す。土圧計は地盤表面から5cm, 35cm, 95cmの深さに設置したが、正負交番荷重中、地盤表面の杭体近傍にすり鉢上の窪みが生成され測定不能となったため、結果を省略する。SP-3,4

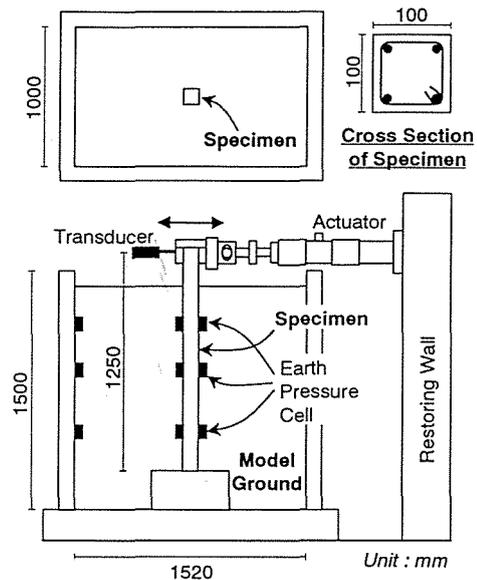


図-1 実験装置概要

表-1 実験条件

Nb.	Longitudinal Reinforcement	Concrete Strength	Ground	Type of Loading
SP-1	D6	41.9 MPa	none	Monotonic
SP-2	D6	44.2 MPa	Sand	Monotonic
SP-3	D6	45.3 MPa	Sand	Reversed Cyclic
SP-4	D10	43.0 MPa	Sand	Reversed Cyclic

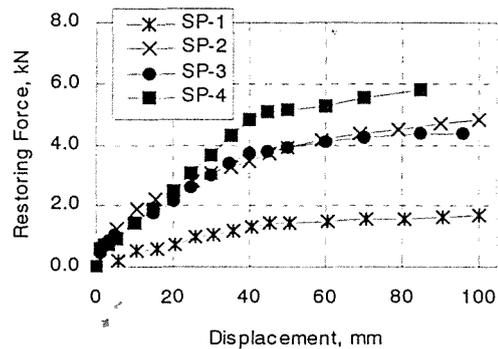


図-3 荷重-変位関係の骨格曲線

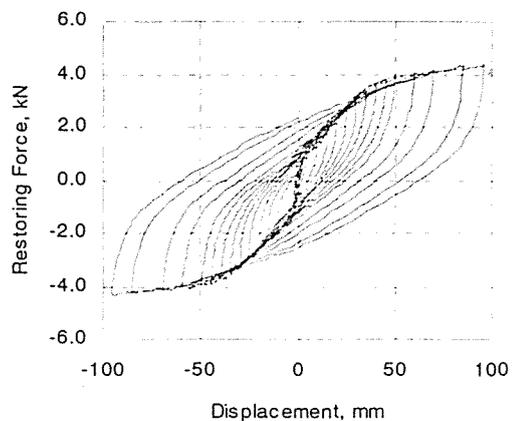


図-4 荷重-変位履歴曲線(SP-3)

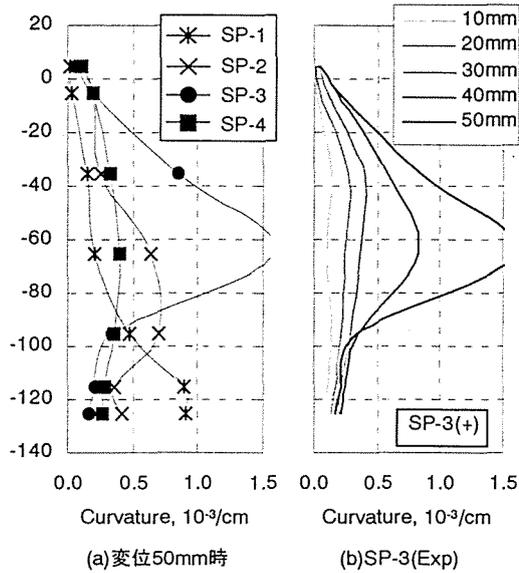


図-5 杭体の深さ方向曲率分布

については両方向の測定結果を同じ図上に示してある。SP-2 と SP-3 を比較すると、SP-3 において非常に大きな受働土圧が作用していることが分かる。これは正負交番荷重を行うことによって地盤が締め固め作用を受け、結果として杭体近傍の地盤が密になったためと考えられる。軸方向鉄筋比の異なる SP-3 と SP-4 では顕著な差が見られなかった。また、深さ 35cm において、杭頭変位 40mm ~ 50mm 近辺にで一旦土圧が低下しているが、深さ 95cm ではこの傾向が見られない。図-4 の結果と併せ考えると、これは深さ 35cm ~ 95cm の間で杭体が降伏したことに起因すると考えられる。杭体降伏後、深さ 35cm の地点では再び土圧が増加し始めるが、深さ 95cm においては土圧の増加が頭打ちとなる。これは a) で述べたように塑性ヒンジ生成位置より下方では杭変形が小さくなり、杭頭変位に起因する受働土圧がヒンジ位置から上方の範囲内で再配分されるためと考えられる。

3. 3次元有限要素解析

(1) 解析手法および解析モデル

以上の実験結果をどの程度解析的に追跡可能であるかを検討するため、東京大学で開発された3次元有限要素解析プログラム COM3 を用いて解析を行った。図-7 に解析に用いた要素分割図を示す。RC 杭は3次元 RC 梁要素、地盤は3次元ソリッド要素を用いてモデル化している。3次元 RC 梁要素は、荷重・除荷・再荷重を含むコンクリートの圧縮履歴モデル、Tension-Stiffening 効果を考慮した引張履歴モデル、除荷・再荷重履歴およびバウジナング効果を表現しうる鉄筋履歴モデルを組み込んだ RC 3次元弾塑性構成則³⁾が導入されている。また、地盤要素の構成モデルとして砂質土・粘性土に適用可能な Osaki モデルが導入されている。

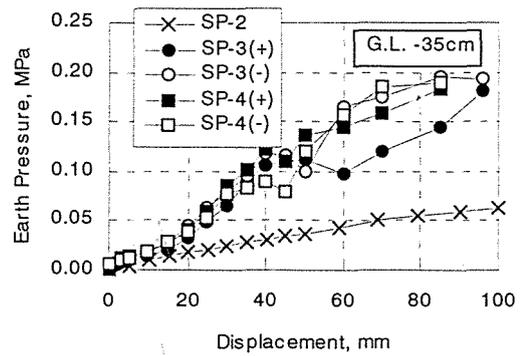


図-6(a) 杭体表面受働土圧の骨格曲線

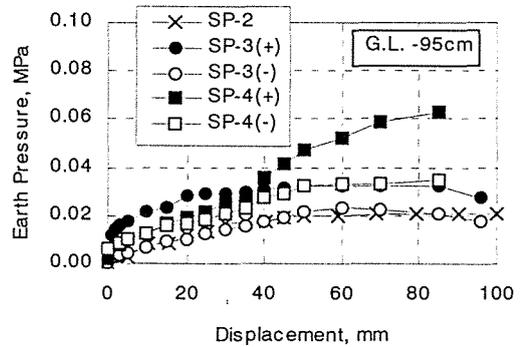


図-6(b) 杭体表面受働土圧の骨格曲線

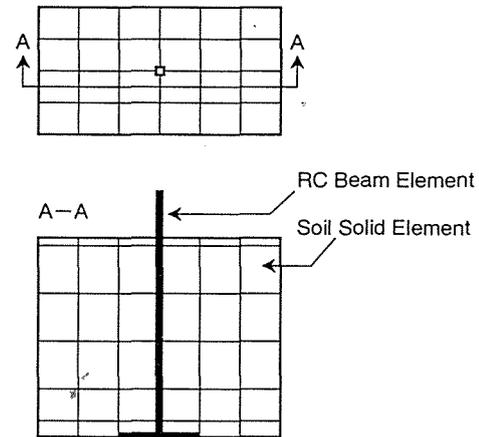


図-7 解析に用いた要素分割とモデル

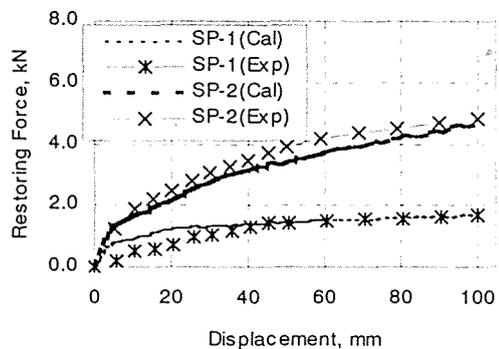


図-8 荷重-変位関係(SP-1,2)

(2)解析結果

図-8に SP-1,2 の荷重-変位関係, 図-9に SP-3 の荷重-変位履歴曲線を示す。これらの結果から単調載荷および骨格曲線についてはある程度実験結果を追跡できていると言えるが, 履歴ループに関しては, 実験結果より非常に小さいループを描いている。この原因に関する考察は後述する。SP-3における等価減衰定数の変化を図-10に示すが, 実験に比べて減衰が小さく評価されていることを示している。将来的に地震時応答の評価手法を確立するという観点からすると, 系の減衰特性を正確に表現可能である必要があり, この点については今後改良の余地があると言える。

SP-3における杭体深さ方向曲率分布を図-11に示す。(a)図より, ケース間 (SP-1~SP-4) における塑性ヒンジ発生位置の差異についてはその傾向を追跡できているが, (b)図の曲率分布を図-5と比較すると, 塑性ヒンジ発生位置が実験よりも深い位置となった。これは, 前述のループの不整合とも関連することが予想される。すなわち, 正負交番載荷時に発生した地盤の締め固め現象, およびこれと関連した地盤の大変形時の履歴特性を追跡しきれていないと考えられる。この点については, RC構成則のチェックも含めて今後さらに検討を行う必要がある。

4. まとめ

本研究で得られた知見を列挙して本論文の結びとする。

- ①地盤中に存在する RC 杭は地盤反力の影響を受けて, 杭単体での耐力よりも大きな復元力を持つ。また, 杭体に発生する塑性ヒンジ位置は地盤や杭の剛性によって変化する。
- ②実験において, 正負交番載荷を行うことで杭体近傍の地盤が締め固められて土圧が増大する現象が見られ, これが杭体の損傷を著しく増大させる。
- ③地盤中の RC 杭の復元力特性について, 用いた解析手法は骨格曲線については実験をある程度再現可能であったが, 実験で得られた荷重-変位履歴の大きなループを解析から得ることは出来なかった。原因として, ②に記した地盤締め固めの影響が大きいことが考えられる。
- ④③と関連して, 系としての履歴減衰は地震時の応答特性に非常に大きな影響を与えることから, 個々の材料モデルを詳細に検討していく必要があると考えられる。

謝辞: 本研究を実施するに際し, 東京大学前川宏一教授の御厚意により, 有限要素解析プログラム COM3 を使用させていただきました。ここに記して感謝の意を表します。また, 実験に携わって頂いた臼井 徹君 (菊池建設), 藤松剛至君 (住友建設) に感謝の意を表します。

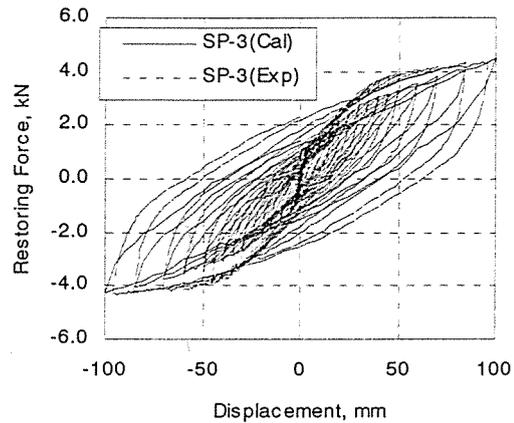


図-9 荷重-変位履歴曲線(SP-3)

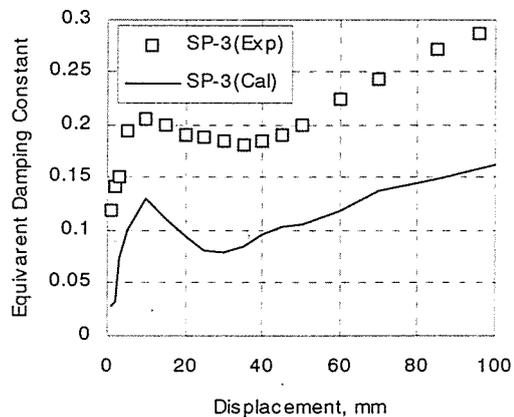


図-10 等価減衰定数の変化

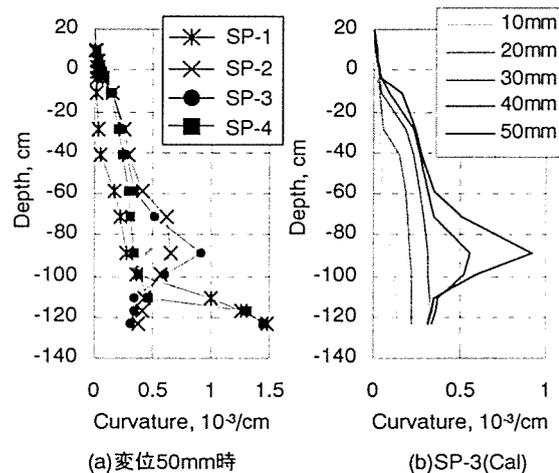


図-11 杭体の深さ方向曲率分布

参考文献

- 1) 福井他: 砂地盤中における単杭の交番水平載荷試験, 土木技術資料, Vol.40, No.3, 1998.3
- 2) 高野, 牧, 睦好: RC 杭-地盤系の静的載荷試験および3次元有限要素解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, 印刷中
- 3) 土屋, 福浦, 前川: Fiber Model を用いた3次元有限要素動的解析による多方向入力を受ける RC 橋脚の応答, JCI「塑性域の繰り返し劣化性状」に関するシンポジウム, 1998.8

地盤中における RC 杭の復元力特性に関する載荷実験および解析

牧 剛史 (埼玉大学建設工学科)

睦好宏史 (埼玉大学建設工学科)

1. はじめに

平成7年兵庫県南部地震において、数多くのコンクリート構造物が壊滅的な損傷を受けた。特に RC 橋脚については、橋脚躯体のみならず地盤中の RC 基礎杭にも損傷を受けているものも多く見受けられた。現行の道路橋 RC 橋脚の設計においては、まず橋脚躯体の保有水平耐力を算定し、その水平耐力に基づいて基礎体の水平耐力を設定し、基礎よりも橋脚躯体を先に損傷させるという基本方針で設計が行われている。しかし、実際の損傷状況から RC 橋脚の地震時挙動には、橋脚躯体の応答のみならず、杭基礎-地盤系の応答性状も影響することが考えられ、これを正確に評価しうる手法の確立が急務であると言える。

RC 構造物-基礎-地盤全体系の応答評価手法としては、スウェイロッキングモデルのような多質点系 [例えば 1] やフレームモデル [例えば 2], FEM モデル [例えば 3] 等、数多くの手法が提案され適用されている。近年の耐震分野においても多くの研究例が見られるが、そのほとんどは実際に損傷を受けた実構造物をモデル化して解析を行い、得られた解析結果が実際の損傷を表現しうるか否かという観点から、解析手法の適用性が議論されている。解析結果の妥当性の評価は現実問題として非常に困難であることは周知の事実であるが、やはり実地震時に発生しうる様々な現象を、当該解析手法で追跡しうるか否かを個々に詳細に検証する必要があると考えられる。

本論文は以上のような観点から、RC 橋脚躯体のみならず RC 杭-地盤系、ひいては橋脚-杭基礎-地盤全体系の地震時挙動を正確に評価しうる手法の確立を将来に見据え、まず RC 単杭-地盤系の静的復元力特性や変形性状について実験的・解析的検討を行った結果を報告するものである [4,5]。

2. RC 杭の静的水平載荷試験

2.1 実験概要

本研究で行った杭頭水平載荷試験の実験装置概要図を図-1 に示す。幅 152cm, 奥行き 100cm, 深さ 160cm の組立式鋼製土槽中に RC 杭試験体を設置し、表-1 に示すような性質を持つ比較的均一な粒径分布を有する乾燥砂 (岐阜砂)

[6] を高さ 2m の位置からバケツを用いて自由落下させることにより模擬地盤を作成した。その際、各ケース間で地盤の状態を一致させるため、砂の充填は自由落下のみによるものとし、人為的な締め固めは行わないものとした。模擬地盤作成終了後、アクチュエータを用いて杭頭部に対して変位制御による水平載荷試験を行った。用いた試験体および実験条件の一覧を表-2 に示す。試験は 4 ケース行い、地盤の有

表-1 岐阜砂の特性値

真比重	2.643
密度 (g/cm ³)	1.444
変形係数 (MPa)	1.225
礫分 (%)	0
砂分 (%)	99
シルト分 (%)	1
粘土分 (%)	
最大粒径 (mm)	0.84
60%粒径 D ₆₀ (mm)	0.35
30%粒径 D ₃₀ (mm)	0.31
10%粒径 D ₁₀ (mm)	0.22
均等係数 U _c	1.59
最小間隙比	1.126
最大間隙比	0.717

無，載荷方法，RC 杭体の軸方向鉄筋比をパラメータとした。杭試験体は 10cm×10cm の中実矩形断面とし，軸方向鉄筋として D6 または D10 の異形鉄筋をかぶり厚 2cm で配置し，横拘束筋にはφ3.2mm の鋼線を用いている。地盤表面から杭体下端までの深さは 125cm，載荷点から杭下端までは 150cm である。また，試験体には杭体の深さ方向ひずみ分布や曲率分布を測定するために，試験体表面軸方向鉄筋にひずみゲージを貼付し，杭変形時の主動・受働土圧を測定するために図中の位置に土圧計を設置した。

このような杭-地盤系の（模型）実験に関して，一般に地震時に発生する杭変形は，基盤面から入射する地動加速度による地盤自体の（せん断）変形と地上構造の応答による慣性力の双方の影響を受けると言われていることから，それらの影響を調べるために，前者についてはせん断土槽を用いた載荷試験や振動実験 [例えば 7]，後者については周辺地盤固定の条件で杭頭水平載荷試験 [例えば 8,9] が行われるケースが多い。本実験はこの後者に当てはまるもので，

上部構造からの慣性力により杭頭部で水平力を受けることを想定し，地盤全体としての変形を拘束した状態での水平載荷試験を行った。また実構造において，杭体は円形断面であり，杭頭部はフーチングに剛結されて回転変位が拘束された状態にあるが，今回は簡単のため，矩形断面を用いて杭頭回転フリーの条件下で実験を行っている。

2. 2 実験結果

(1) 杭頭反力-変位関係

各試験ケースにおける杭頭反力-変位関係の骨格曲線を図-2 に，正負交番載荷を行った SP-3 の履歴曲線を図-3 にそれぞれ示す。SP-3, 4 について，正側・負側ともほぼ同程度の杭頭反力が計測されたため，図-2 においては正側のみの変化を示している。地盤の存在しない条件で載荷した SP-1 に比べ，SP-2,3 の方が地盤反力の影響によって杭頭反力が大きく増大している。また，単調載荷

表-2 実験ケース

No.	軸方向鉄筋	強度 (MPa)	地盤	載荷形式
SP-1	D6	41.9	なし	一方向単調
SP-2	D6	44.2	岐阜砂	一方向単調
SP-3	D6	45.3	岐阜砂	正負交番
SP-4	D10	43.0	岐阜砂	正負交番

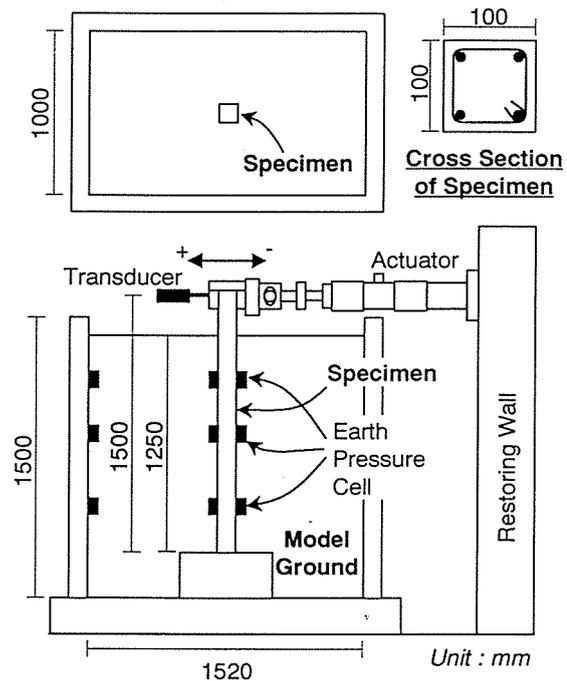


図-1 実験装置概要

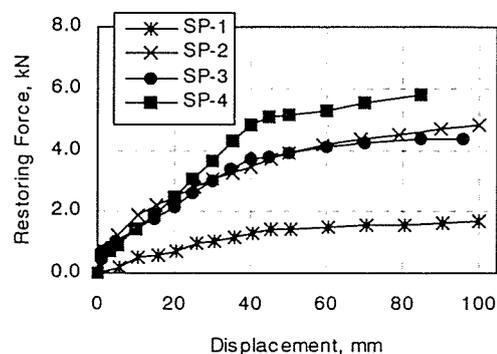


図-2 杭頭反力-変位関係の骨格曲線

を行った SP-1,2 では杭体の降伏点が明確でないのに対し、正負交番载荷を行った SP-3,4 ではどちらも杭頭変位 40mm 付近で明確な降伏点が見られる。図-3 で示されるように、RC 杭の復元力特性は通常のトリリニア型で表されるが、各サイクルとも最大変位から除荷を開始した直後に急激に杭頭反力が低下し、大きな残留変位を示すことが分かる。この原因について詳細は後述するが、除荷時に試験体背面で逆向きの地盤反力（すなわち主働土圧）が発生したことによるものと考えられる。各履歴ループから算定した等価減衰係数の変化を図-4 に示すが、降伏時には 0.2、最終サイクル（杭頭変位 95mm）では SP-3 で 0.3、SP-4 で 0.25 程度にまで達した。このような大きな減衰の発生は、上述した逆向きの地盤反力が減衰力として作用することに起因すると考えられる。

(2) ひび割れ状況と深さ方向曲率分布

各試験体の試験後のひび割れ状況を図-5 に示す。SP-1 は杭最下端部で大きな損傷が発生しているのに対し、SP-2 では G.L.-60cm の位置で最も大きなひび割れが生じ、最も浅い位置にあるひび割れは G.L.-10cm であった。また、交番载荷を行った SP-3 では大きな損傷が G.L.-30~60cm の範囲内で発生しており、载荷方法の違いによる損傷状況の差異が伺える。軸方向鉄筋比の大きい SP-4 においては大きなひび割れの存在範囲が G.L.-50~70cm となっており、SP-3 に比べると損傷部位が深い方向へシフトしている。このことは杭体の鉄筋比、ひいては杭体の剛性によって地盤内における杭体の変形状態が異なることを物語っている。

軸方向鉄筋ひずみより算出した杭体の深さ方向曲率分布を図-6 に示す。(a)図は各ケースの杭頭変位 50mm 時の曲率分布、(b)図は SP-3 における杭頭変位 10mm~50mm での曲率分布の変化を表している。(a)図の曲率分布は図-5 のひび割れ状況とほぼ一致している。また、SP-1, 2 の比較より、地盤が存在することによって杭頭変位に伴う塑性ヒンジ発生位置が浅い方へシフトすることが分かる。SP-3, 4 を比較すると、杭の剛性が高い場合において、ヒンジ発生位置は深い方へシフトすると言える。SP-1 のケースを剛性 0 の地盤中に存在しているものと見なし、SP-1~3 はほとんど同等の剛性を有していることをふまえると、杭と地盤の剛性比が小さいほど、浅い位置で塑性ヒンジが発生するものと考えられる。また、(b)図において、载荷振幅が小さい場合は曲率

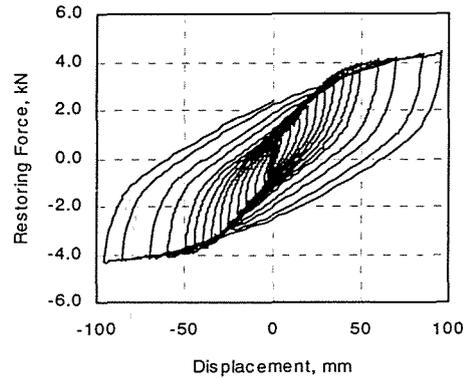


図-3 杭頭反力-変位履歴曲線(SP-3)

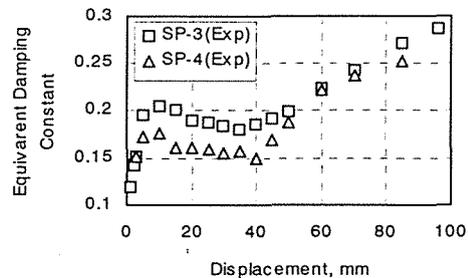


図-4 等価減衰係数の変化

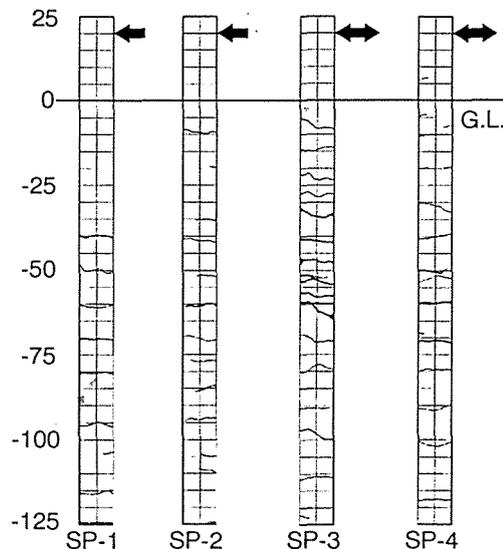


図-5 ひび割れ状況

最大点が比較的浅い位置となっており、振幅の増大に伴って徐々に最大点が深い方へシフトすることが分かる。これは杭体変形の増大によって杭体近傍地盤の変形が下方へ進展していくためと考えられる。

(3) 地盤の変形と受働土圧

杭頭近傍の地盤表面の状態として特筆すべきは、特に正負交番载荷を行った SP-3, 4 において図-7 に示すようなすり鉢状の沈下が生じたことである。これは载荷振幅の増大に伴って徐々に大きくなっていき、最終的に杭体から 15cm 程度の範囲にまで及んだ。これは载荷の進行に伴って試験体角から斜め方向に滑り線が生じ、受働面(正面)では隆起、主動面(背面)では沈下が発生するため、試験体背面に砂が滑り込んでいき、杭体近傍においてある種の締め固め現象が発生しているものと考えられる。なお、今回は矩形断面の杭体を用いたために明確な滑り線が見られたが、円形断面の場合はこのように明確には現れないと予想される。

杭体表面に設置した土圧計によって計測された受働土圧履歴の骨格曲線を図-8 に示す。土圧計は G.L.-5cm, -35cm, -95cm に設置したが、上記のように地盤表面ですり鉢状の沈下が発生したため、G.L.-5cm における土圧は測定不能であった。SP-2 と SP-3 を比較すると、SP-3 の方が非常に大きな受働土圧が作用しており、これは上述のように交番载荷によって杭体近傍地盤が締め固め作用を受け、载荷の進行に伴って密になっていったためと考えられる。また、軸方向鉄筋比の異なる SP-3 と SP-4 では杭頭変位 40mm (降伏変位) までは顕著な差が見られなかったが、降伏以後の増加は SP-4 の方が大きかった。これは(2)で述べたように、軸方向鉄筋比(または杭体の剛性)によって地盤内における変形状態が異なるためと考えられる。さらに特筆すべき

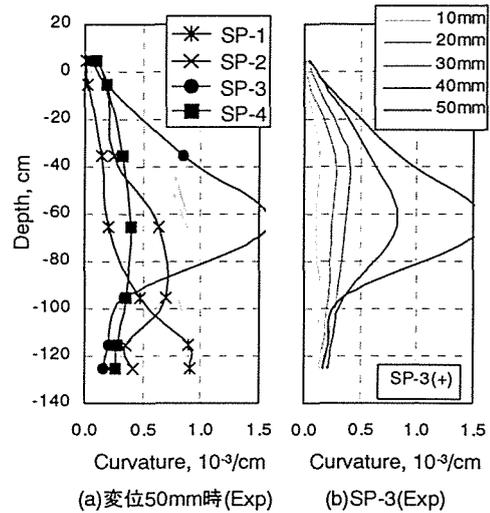


図-6 杭体の深さ方向曲率分布

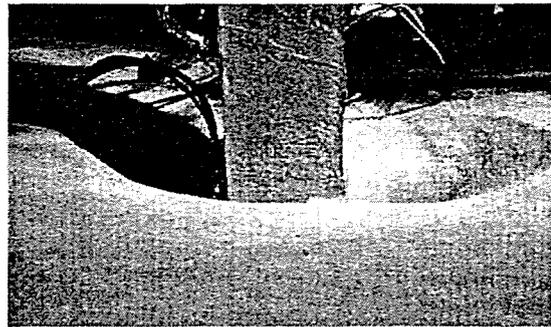


図-7 杭近傍における地盤の沈下

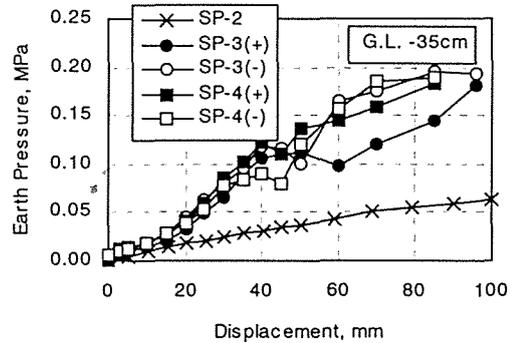


図-8(a) 杭体表面受働土圧の骨格曲線

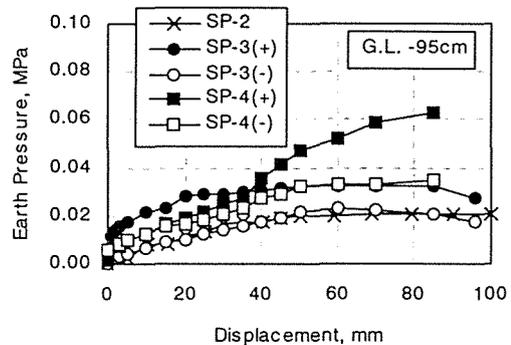


図-8(b) 杭体表面受働土圧の骨格曲線

性状として、G.L.-35cm においては杭頭変位 40mm~50mm 近辺で土圧が一旦低下し再度増加しているが、G.L.-95cm ではこの傾向が見られず、SP-4 の正側を除いて、変位 40mm 以降ほぼ一定の土圧となっている。(2)における結果と考え併せると、これは G.L.-60cm 付近で塑性ヒンジが発生したことに起因すると予想される。すなわち G.L.-35cm (塑性ヒンジ以浅)での杭体水平変位は降伏前に比べて小さくなるために受働土圧も低下する。しかし塑性ヒンジ以浅から以深へ伝達されるモーメントはほぼ一定であるために、G.L.-95cm (塑性ヒンジ以深)での水平変位は変化せず、この位置での受働土圧もほぼ一定となる。杭頭での載荷振幅のさらなる増加に伴い、以降の反力の増加は塑性ヒンジ以浅の範囲で再配分されるため、G.L.-35cm での受働土圧は再度上昇を始めることになる。

3. 3次元有限要素解析

3.1 解析手法とモデル

最終的に実構造物全体系の安全性を評価するためには、信頼できる解析手法を開発・確立することが重要であると考えられる。本研究ではその観点から、今回行った実験結果をどの程度まで解析的に追跡可能であるかを検討するため、3次元有限要素解析を行った。用いたプログラムは東京大学で開発された鉄筋コンクリート解析プログラム「COM3」[10]である。解析に用いた要素分割図を図-9に示す。RC 杭を3次元 RC 梁要素、砂地盤を3次元ソリッド要素によってモデル化している。材料モデルとして、3次元 RC 梁要素には載荷-除荷-再載荷を含むコンクリートの圧縮履歴モデル、Tension-Stiffening 効果を考慮した引張履歴モデル、除荷・再載荷履歴およびバウジナー効果を考慮した鉄筋履歴モデルを組み込んだ RC の3次元弾塑性構成則[11]が導入されている。また、地盤の3次元ソリッド要素には砂質土・粘性土に適用可能な Osaki モデル[12]が組み込まれている。

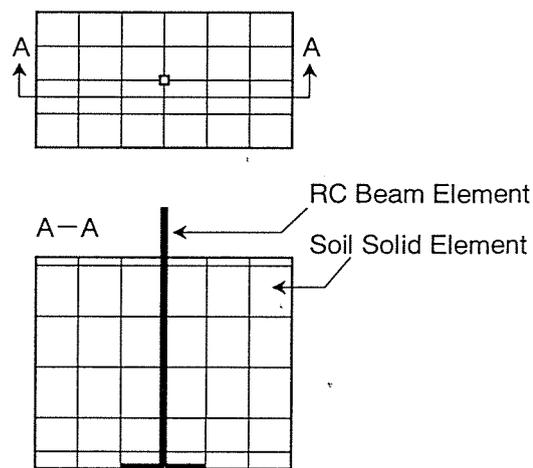


図-9 解析に用いた要素分割とモデル

3.2 解析結果

SP-1, 2 の杭頭反力-変位関係を図-10 に、SP-3, 4 の骨格曲線を図-11 に、SP-3 の履歴曲線を図-12 にそれぞれ示す。これらの結果から、単調載荷時および交番載荷時の骨格曲線についてはある程度実験結果を追跡できていると言えるが、履歴ループについては実験結果に比べて非常に小さなループを描いている。また、SP-3, 4 における等価減衰係数の変化を図-13 に示すが、実験と比較して履歴減衰が半分程度に評価されていることが分かる。これらの原因は実験で発生した杭近傍地盤の締め固め現象と関わりがあると考えられる。すなわち、解析で用いたモデルはあくまでも地盤単体としての材料モデルであり、本現象のように構造物が存在して初めて発生するような効果を記述するモデルを導入する必要がある。将来的に地震応答評価への適用という点で、系の減衰特性を正確に評価することは必要不可

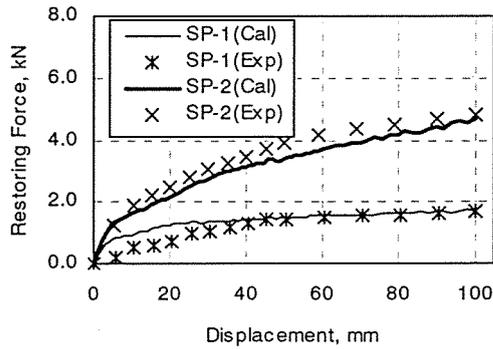


図-10 杭頭反力-変位関係

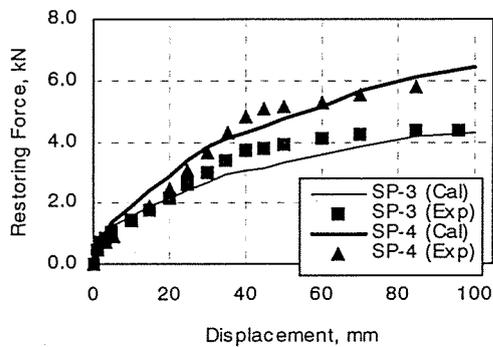


図-11 杭頭反力-変位骨格曲線

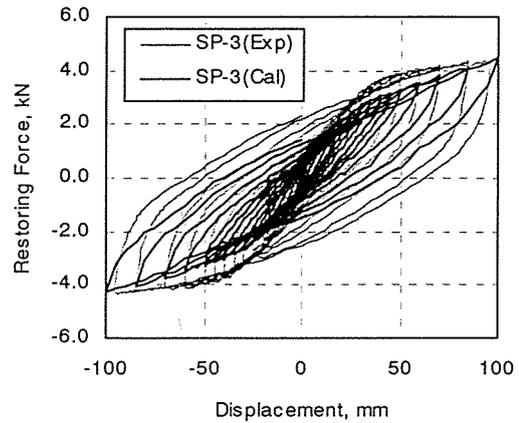


図-12 杭頭反力-変位履歴曲線

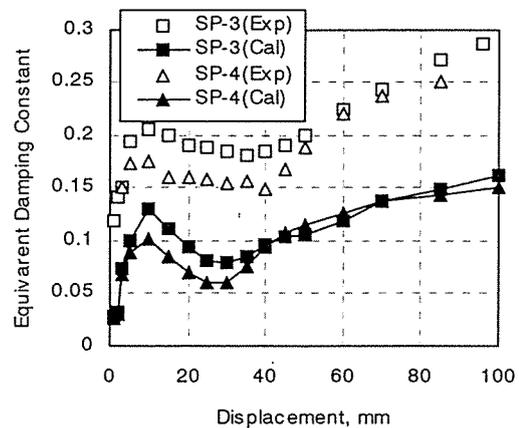


図-13 等価減衰係数の変化

欠であり、この点については構造物-地盤間のモデルも含めて今後検討の余地がある。

各ケースの杭頭変位 50mm における深さ方向曲率分布および SP-3 における杭頭変位 10mm~50mm の曲率分布の変化を図-14 に示す。(a)図より SP-1, SP-2 については実験とよく一致した曲率分布が得られている。しかし SP-3, SP-4 に関しては、実験における塑性ヒンジ発生位置よりも深い位置で曲率最大となっている。また、(b)図の分布を図-6 と比較すると、塑性ヒンジ発生位置が実験結果よりも深い位置となっている。このことから、繰り返し载荷によって付加的な現象が杭-地盤間に発生しており、この現象を適切に評価していないために結果が合わないものと考えられる。すなわち、地盤の締め固め

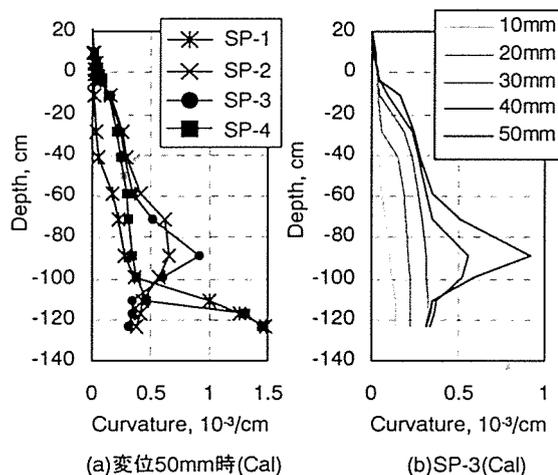


図-14 杭体の深さ方向曲率分布

を記述するモデルが導入されていないため、変位振幅が増加するにつれて地盤反力が小さく評価されてしまっていることが考えられる。以上の解析結果から考察するに、実験においては次のような現象が発生していると推察される。すなわち、1)緩詰め砂地盤は杭が変形することによって徐々に密に締め固められ、結果として同程度の载荷履歴を受けた際の地盤反

力は大きくなる、2)杭からの圧縮力によって締め固められた砂地盤は、除荷時に杭体表面を押し戻す力（復元力）が非常に小さい。そのため、除荷時には杭頭反力が急激に低下する。本実験結果を解析によって追跡するためには、以上のような現象を表現しうる適切なモデルを導入する必要がある、これについては RC 構成則、地盤の大変形時の履歴特性、および杭-地盤間の接触部のモデル等も含めて今後さらに検討を要する。

4. まとめ

本研究で得られた知見を以下に記して本稿の結びとする。

① 地盤中に設置された RC 杭は、地盤反力の影響を受けて杭単体よりも大きな復元力を持つ。また、杭体に発生する塑性ヒンジ位置は杭と地盤の剛性比によって変化し、杭体の剛性が大きいほど、深い位置でヒンジが発生する。

② 杭頭正負交番載荷によって杭体が受ける受働土圧は変位振幅の増加と共に増大するが、これは杭近地盤が締め固められたことによるものと考えられ、締め固められた地盤からの反力によって杭体の損傷は著しく進行する。

③ 地盤中における RC 杭の復元力特性に関して、用いた解析手法は杭頭反力-変位関係の骨格曲線についてある程度実験を追跡することが出来たが、実験で得られた大きな履歴ループを再現することは出来なかった。この原因として②に記した締め固め効果を記述するモデルが組み込まれていないためと考えられる。将来的に構造物全体系の地震応答を評価する手法を確立するという観点から、系としての減衰特性を適切に評価することが肝要であると考えられ、個々の材料モデルおよび杭-地盤間に発生している現象を的確に記述しうるようなモデルを詳細に検討する必要がある。

④ 本論文では検討対象外であったが、地盤についてはひずみ速度依存性や周波数依存性を有しているものと考えられており、静的復元力特性と動的復元力特性には多かれ少なかれ違いがあるものと推察される。その意味で今後は以上のような動的効果も含めて解析手法およびモデルを検討していく必要がある。

謝辞

本研究で用いたプログラムは東京大学前川宏一教授の御厚意により使用させて頂きました。ここに記して感謝の意を表します。また、実験に携わって頂いた高野光司氏（現埼玉大学大学院生）、臼井 徹氏（現菊池建設）、藤松剛至氏（住友建設）に感謝の意を表します。

参考文献

- [1] 土岐憲三, 国近光生: 橋梁基礎の耐震設計法に関する調査研究, 京大耐震研究報告, No.86-2, 1986
- [2] 矢部正明: 地震時保有耐力法による橋脚・杭基礎系の耐震設計に関する研究, 東京工業大学提出学位論文, 1999
- [3] 牧 剛史, 睦好宏史, 高野光司: 地盤の非線形性を考慮した RC 橋脚の応答解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.961-966, 1998.7
- [4] 高野光司, 牧 剛史, 睦好宏史: RC 杭-地盤系の静的載荷実験および 3 次元有限要素解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.1273-1278, 1999.7

- [5] 牧 剛史, 睦好宏史, 高野光司: 地盤中における RC 杭の復元力特性と変形性状に関する研究, 土木学会第 25 回地震工学研究発表会, 1999.7, 掲載予定
- [6] 石田 毅, 渡辺啓行, 伊藤 洋, 北原義浩, 松本正毅: 低拘束圧下の模型実験材料(岐阜砂等)の静的・動的物性, 電力中央研究所研究報告, No.380045, 1981
- [7] 土屋, 山田他: 大型せん断土槽での RC 杭の杭頭・地盤同時載荷試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.531-532, 1997
- [8] 福田, 土屋他: 大型せん断土槽での模型杭の水平載荷試験(その1~その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.525-530, 1997
- [9] 福井次郎, 木村嘉富, 大越盛幸, 阪野 彰: 砂地盤中における単杭の交番水平載荷試験, 土木技術資料, Vol.40, No.3, pp.62-67, 1998
- [10] 岡村 甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版
- [11] 土屋智史, 福浦尚之, 前川宏一: Fiber Model を用いた 3次元有限要素動的解析による多方向入力を受ける RC 橋脚の応答, JCI「塑性域の繰り返し劣化性状」に関するシンポジウム論文集, pp.359-368, 1998.8
- [12] Ohsaki, Y. : Some Notes on Masing's Law and Non-linear Response of Soil Deposits, Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo(B), Vol.XXXV, No.4, 1980

埼玉大学建設工学科 正会員 牧 剛史
 埼玉大学建設工学科 正会員 睦好 宏史
 埼玉大学大学院 学生会員 高野 光司

1. はじめに

平成7年兵庫県南部地震において基礎杭まで損傷を受けた構造物が多く存在するという事実は、基礎の挙動によって構造物の応答が影響を受ける可能性を示唆するものである。この点で実験的考察を行った報告は数例ある[1,2]ものの、未だ定量評価されるに至っていない。RC 構造物の設計にも性能照査型設計が適用されつつあることと併せると、適切な応答評価手法の確立が急務であると考えられる。本研究は、地盤まで含めた RC 構造物全体系の応答を評価する手法の確立を将来に見据え、まず基礎杭の復元力特性と変形性状、およびその影響要因について実験的および解析的な考察を行ったものである。

2. RC 杭—地盤系の水平載荷実験および有限要素解析

2. 1 実験概要および結果[3]

鋼製土槽中に構造物基礎の RC 杭を模擬した供試体を設置後、均質な乾燥砂（岐阜砂）[4]を充填して模擬地盤を作成し、図-1に示すように杭頭部に対して水平載荷試験を行った。実験は表-2に示す計4ケース行ったが、以下 SP-3 の結果を例にとって考察する。杭頭における荷重—変位関係を図-2に示す。包絡線は通常の RC の特性と類似したトリリニア型で表され、軸方向鉄筋降伏後（変位 35mm 程度）も地盤反力の影響により荷重が上昇する傾向が見られる。また、履歴ループは非常に大きく、各サイクル毎に算定した等価減衰定数は、降伏時には 0.2、最終サイクル（最大変位 95mm）では 0.3 程度にまで達した。交番載荷を続けるにつれ、供試体近傍地盤にすり鉢状の沈下が生じたが、これは用いた地盤材料が乾燥砂で供試体との付着が全くないこと、および地盤作成時の締め固め程度の影響によるものと考えられる。また、図-3に鉄筋ひずみから算出した杭の深さ方向曲率分布を示すが、地盤の存在によって塑性ヒンジ発生位置が中程の深さへ移行する傾向が見られた。

2. 2 有限要素解析[3]

将来の実構造物への適用を考えると、実現象を忠実に再現できる解析手法の確立が必要である。そこで、3次元有限要素解析を用いて今回の実験結果をシミュレートすることを試みた。解析には東京大学で開発されたプログラム「COM3」を用いた。導入されている材料モデルの詳細については文献[5,6]に譲る。RC 杭には3節点梁要素を用い、杭下端はフーチング上面で完全固定とした。また、地盤には20節点ソリッド要素を用いた。解析から得られた SP-3 の荷重—変位関係を図-4に、深さ方向の曲率分布を図-5に示す。荷重—変位の包絡線については降伏変位に少々ズレが見られるが、実験結果をほぼ表していると言える。しかし、履歴ループについては実際よりも小さめに表現されており、このことは結果的に履歴ループから算定される等価減衰が低く評価されることを意味している。これらの原因として、実験において供試体近傍で発生する地盤の沈下、締め固めを解析で表現できないこと、および

表-1 実験条件

No.	軸方向鉄筋	圧縮強度	地盤	載荷方法
SP-1	D6	41.9 MPa	無	一方単調
SP-2	D6	44.2 MPa	有	一方単調
SP-3	D6	45.3 MPa	有	正負交番
SP-4	D10	43.0 MPa	有	正負交番

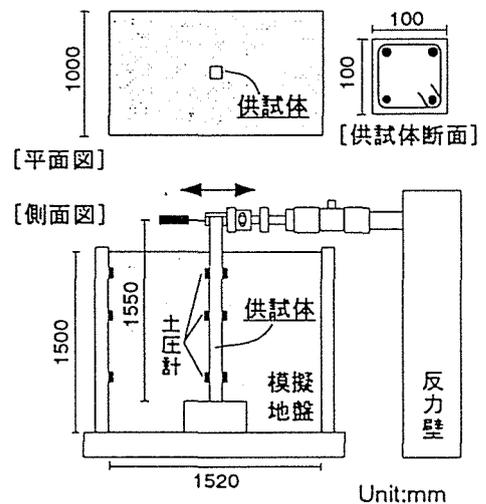


図-1 実験概要図

キーワード：RC 杭、非線形砂地盤、復元力特性、等価減衰定数、塑性ヒンジ発生位置、有限要素解析

〒338-8570 埼玉県浦和市下大久保 255 埼玉大学工学部建設工学科建設材料研究室 048-858-3556(Tel&Fax)

要素分割上は杭背面と地盤要素との間に引張力が作用していること等が挙げられ、本実験結果を忠実に再現するには地盤構成則および RC 杭との接触部分のモデルに再考を要すると考えられる。

2. 3 地盤物性の変化による影響

地盤物性の変化が RC 杭の復元力特性と変形性状に及ぼす影響を調べるために、数ケースの数値実験を行った。杭の諸元は SP-3 と同じとし、地盤の初期せん断剛性を実験における剛性の 0.0 (地盤なし), 0.5, 2.0, 3.0 倍に変化させて同様の解析を行った。図-6 に包絡線の変化を示すが、地盤の初期剛性の増加により荷重自体が上昇しているのが分かる。図-7 に杭の深さ方向曲率分布を示す。図より、塑性ヒンジ発生位置は地盤剛性の増加に伴い、浅い位置へ移行していく傾向が見受けられ、曲率の絶対値に関しては、地盤と杭の剛性比によって決定されるものと考えられる。

3. まとめ

本研究で得られた知見を以下に記して結びとする。

- (1) 実験の結果から、地盤反力によって杭の塑性ヒンジ発生位置が基部ではなく浅い方向へ移行することが確認された。今後は円形断面や異なる地盤特性のケースについても実験的検討を行う予定である。
- (2) RC 杭の復元力特性に関して、用いた解析手法は包絡線については実験をよく再現することが出来るが、履歴ループについては今後改良する必要がある。
- (3) 簡単な数値実験を行った結果、塑性ヒンジ発生位置は地盤の初期せん断剛性の変化と共に移動し、曲率の絶対値は杭と地盤の剛性比に依存すると考えられるが、これについては更なる検討を要する。

謝辞 本研究において東京大学前川宏一教授の御厚意により、有限要素解析プログラム「COM3」を使用させていただきました。ここに記して感謝の意を表します。また、実験に携わっていただいた埼玉大学建設材料研究室卒業生、臼井 徹氏 (菊池建設)、藤松剛至氏 (住友建設) に感謝の意を表します。

参考文献：[1]福井他：砂地盤中における単杭の交番水平載荷試験，土木技術資料，Vol.40, No.3, 1998.3 [2]福田他：大型せん断土槽での模型杭の水平載荷試験 (その1～その3)，日本建築学会大会講演梗概集，pp.525-530, 1997.9 [3]高野，牧，睦好：RC 杭—地盤系の静的載荷実験および3次元有限要素解析，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21, 投稿中 [4]石田他：低拘束圧下の模型実験材料の静的動的物性，電力中央研究所報告，No.380045, 1981.5 [5]土屋，福浦，前川：Fiber Modelを用いた3次元有限要素動的解析による多方向入力を受ける RC 橋脚の応答，JCI「塑性域の繰り返し劣化性状」に関するシンポジウム，pp.359-368, 1998.8 [6]Shawky,A. and Maekawa,K. : Computational Approach to Path-Dependent Nonlinear RC/Soil Interactions, Concrete Library of JSCE, No.28, pp.175-188, 1996.12

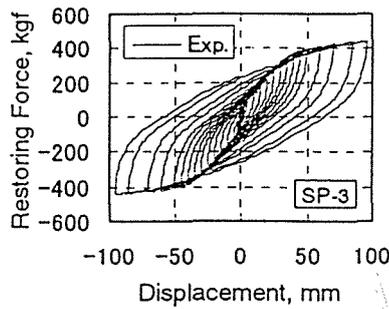


図-2 荷重-変位関係 (実験)

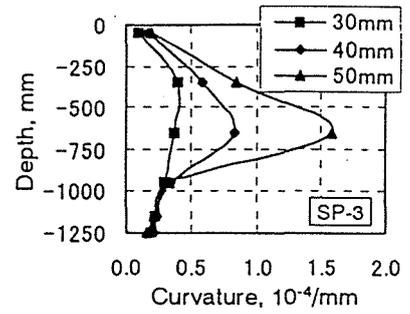


図-3 深さ方向曲率分布

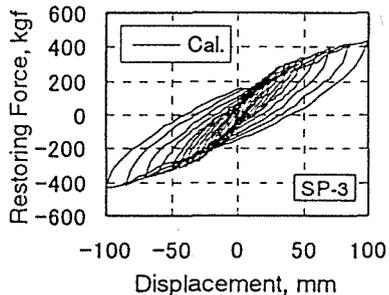


図-4 荷重-変位関係 (解析)

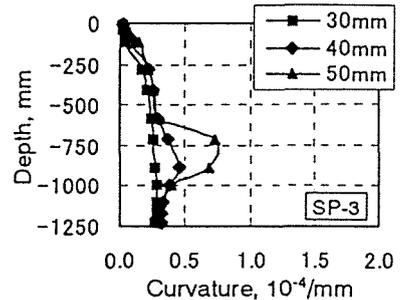


図-5 深さ方向曲率分布

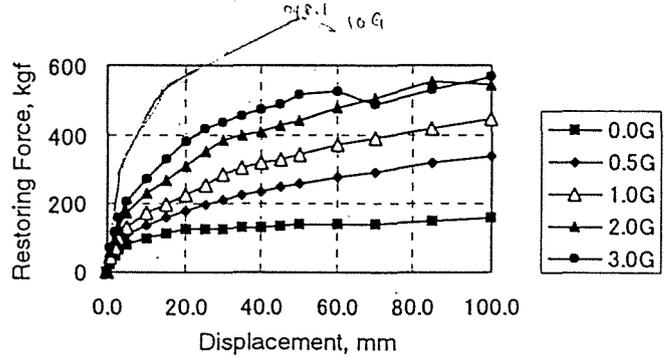


図-6 荷重-変位関係の包絡線

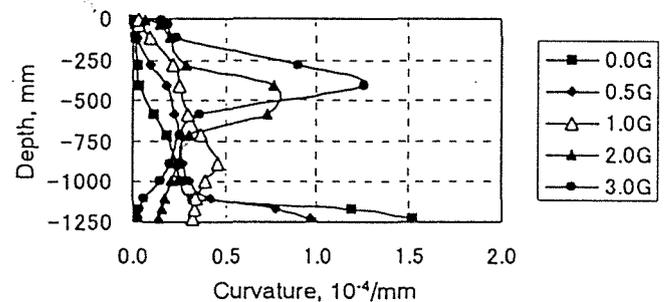
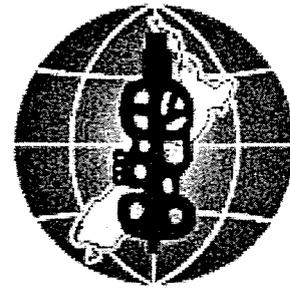


図-7 深さ方向の曲率分布 (変位 40mm)



**12WCEE
2000**

RESPONSE BEHAVIOR OF RC PILES UNDER SEVERE EARTHQUAKE

Takeshi MAKI¹ And Hiroshi MUTSUYOSHI²

SUMMARY

In this paper, restoring force characteristic of RC pile-soil system is considered experimentally and analytically, aiming at the establishment of the evaluation method of the effect of the behavior of RC pile-soil system on that of pier body and entire system of RC bridge under seismic excitation. Several lateral loading tests of RC piles, which placed in soil box filled with dry sand, are performed. Considering lateral restoring force at pile top, deformation of pile bodies and passive earth pressure on the surface of pile, some results are derived as follows; the stiffness of pile and ground affects on the location of plastic hinge, the settlement of ground surface is observed due to reversed cyclic loading, and soil particles around pile body are compacted by the deformation of pile. In addition, 3-dimensional finite element analyses are conducted in order to consider the application of proper method to evaluate the interaction between pile and soil. Consequently, large hysteresis loop measured in the experiment cannot be expressed by the method. It is very important to estimate the damping characteristic of the system for the evaluation of seismic behavior, therefore the hysteresis model of soil under large deformation and the model which can relates the phenomena between pile and ground under earthquake should be developed.

INTRODUCTION

In Japan, RC highway bridge piers are designed based on the concept that pier should be damaged earlier than foundation, therefore the horizontal capacity of pier should be higher than that of foundation [Kawashima (1997)]. But the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake had brought about a serious damage to many RC structures, especially there are a lot of RC bridge piers with their body damaged as well as their piles of foundation underground. This fact tells that not only response behavior of pier body but also that of pile foundation affects on the seismic behavior of entire bridge system, therefore, the reliable performance evaluation method of the behavior of bridge pier under seismic excitation should be developed as soon as possible.

There are a lot of examples of the trials to evaluate a response behavior of bridge pier, foundation and ground entire system using mass-spring model, frame model and FEM model [Penzien et al. (1964), Toki et al. (1986), Hirao et al. (1997), Maki et al. (1998,1999)]. In many of them, the application of suggested evaluation method is discussed whether analytical result has an agreement with the real damage by modelling an actually damaged structure. Although a difficulty of an evaluation of analytical propriety is a matter of common knowledge, whether each possible phenomena under real earthquake are expressed by proper method should be checked in detail. The objective of this paper is to clarify a response behavior of RC pile under severe earthquake and to develop a reliable performance evaluation method of the seismic behavior of RC structure entire system. In order to realise this objective, some loading tests and 3D FEM analyses are performed on static restoring force characteristics of RC rectangular piles in model ground [Takano et al. (1999), Maki et al. (1999)].

¹ Research Associate, Dept. of Civil and Env. Eng., Saitama University, Japan E-mail: maki@mtr.civil.saitama-u.ac.jp

² Professor, Dept. of Civil and Env. Eng., Saitama University, Japan E-mail: mutuyosi@mtr.civil.saitama-u.ac.jp

LATERAL LOADING TEST OF RC PILE

2.1 Summary of Experiment

Generally, deformation of pile under seismic loading is determined by shear deformation of ground itself induced by bedrock acceleration, and by inertial force caused by response of superstructure. Regarding former, some static and dynamic test using shear deformable box [Chen et al. (1997a, 1997b)], and latter, lateral loading test at pile top with fixed boundary ground [Fukuda et al. (1997)]. Moreover, the vibration test can consider both effects as stated above [Makris et al. (1997)]. The loading test performed in this paper belongs to latter, and it models horizontal load at pile top induced by inertial force of superstructure. In addition, instead of circular cross section of pile and rotation fixed pile top in real situation, rectangular section and rotation free pile top are applied in our experiments below.

Figure 1 shows the experimental set-up for loading tests of RC pile. RC pile specimen is set in soil box (152cm x 100cm x 160cm) before making model ground. Model ground is consist of dry sand (Gifu sand), which has almost uniform diameter distribution, being fallen by gravity from constant height, and is not artificially compacted in order to have an agreement of the ground condition between each experimental cases. Then lateral load is carried out at pile top by actuator. The features of each specimens and experimental conditions are tabulated in Table 1. Four cases of tests are performed with changing the existence of ground, the type of loading and the amount of longitudinal reinforcement. Specimen has 10cm x 10cm rectangular cross section, and D6 or D10 deformed bars are used for longitudinal reinforcement and 3.2mm diameter steel wire for lateral reinforcement. Depth from the surface of ground to bottom of pile is 125cm and that from loading point to bottom of pile is 150cm. Some strain gauges are stuck on the surface of longitudinal reinforcement in order to measure vertical curvature distribution, and also some earth pressure cells are put on the surface of the specimen to measure active and passive earth pressure distribution.

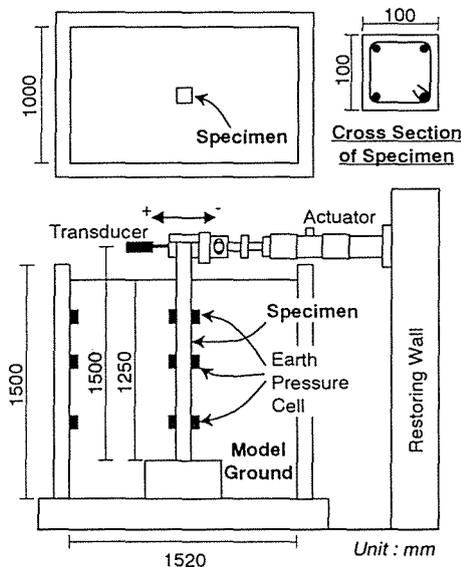


Figure 1 : Experimental Set Up

Table 1 : Experimental Cases

No.	Longitudinal Reinforcement	Concrete Strength (MPa)	Ground	Loading Type
SP-1	D6	41.9	none	Monotonic
SP-2	D6	44.2	Gifu Sand	Monotonic
SP-3	D6	45.3	Gifu Sand	Reversed Cyclic
SP-4	D10	43.0	Gifu Sand	Reversed Cyclic

2.2 Experimental Results

2.2.1 Relationship between Lateral Restoring Force and Lateral Displacement at Pile Top

Skeleton curves of relationships between lateral restoring force and displacement at pile top in all cases are shown in Figure 2, and hysteresis curve of SP-3, the case of reversed cyclic loading, is shown in Figure 3. It can be seen from Figure 2 that the difference between SP-1 and SP-2 comes from the existence of ground due to restoring force of ground. The effect of loading condition is that yield point of specimen can obviously be recognised at displacement of 40mm in the curves of SP-3 and SP-4, although not clearly in SP-1 and SP-2. Restoring force hysteresis curve is expressed by tri-linear type as can be seen in Figure 3, but restoring force at

pile top drops radically in each cycle just after starting unloading from maximum displacement and large residual displacement occurs. This phenomenon is caused by the occurrence of restoring force of soil in opposite direction, i.e. active earth pressure, due to sand flows into a gap between pile and ground. From Figure 4, which shows the variation of equivalent damping coefficient calculated from each hysteresis loop, it can be recognised that 0.2 at yielding, 0.3 of SP-3 and 0.25 of SP-4 at final cycle are reached. Above-mentioned restoring force of soil in opposite direction acts on pile as damping force causes a high damping.

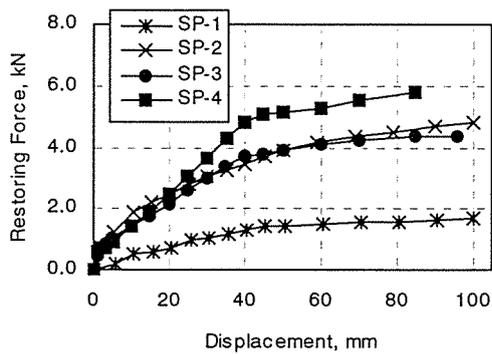


Figure 2 : Skeleton Curves of All Specimens

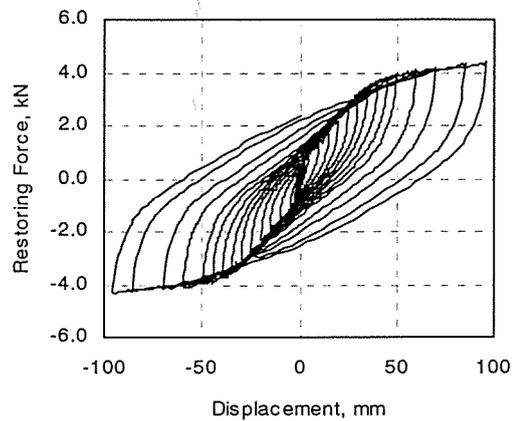


Figure 3 : Hysteresis Curve of SP-3

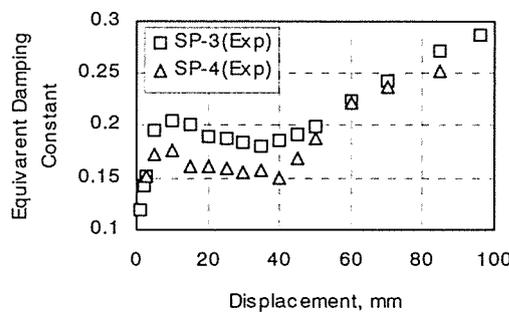


Figure 4 : Equivalent Damping Coefficient of SP-3 and SP-4

2.2.2 Distributions of Cracking and Curvature of Specimen

Figure 5 shows the crack distributions of each specimen after test. A large crack is occurred at the bottom of the pile in SP-1, otherwise in SP-2 many cracks are distributed on all over surface of the pile and the widest crack is observed at G.L.-60cm. In SP-3, a serious damage is occurred in the range from G.L.-30cm to G.L.-60cm. Compared with SP-2, some difference from loading type can be observed. This phenomenon is brought about by the compaction of soil particles due to reversed cyclic loading. Details are stated in the next section. In SP-4, which has large amount of longitudinal reinforcement, the range of large cracks is located from G.L.-50cm to G.L.-70cm which shifts deeper compared with SP-3. This means that deformation of pile in ground varies due to stiffness of pile body.

Figure 6(a) and 6(b) show the curvature distributions calculated from the measured data of the strain of longitudinal reinforcement. Figure 6(a), which is of each case at 50mm pile top displacement, has an agreement with crack distributions in Figure 5. Regarding SP-1 as the case that pile is placed in no stiffness ground, it is confirmed that the stiffer the surrounding soil, the shallower the location that plastic hinge occurs shifts. Also, by comparing SP-3 and SP-4, the stiffer the pile is, the deeper the location of plastic hinge shifts. Therefore, the position of plastic hinge generated by pile top loading is affected by the ratio of stiffness of pile body and

surrounding soil. Figure 6(b) shows the variation from 10mm to 50mm pile top displacement of SP-3. From this figure, with increase of amplitude of pile top displacement, maximum curvature location shifts gradually deeper. This is caused by progress of soil deformation around pile body due to pile deformation.

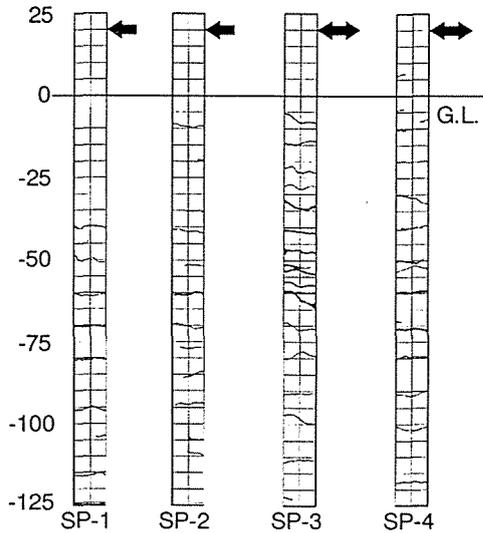


Figure 5 : Crack Distributions

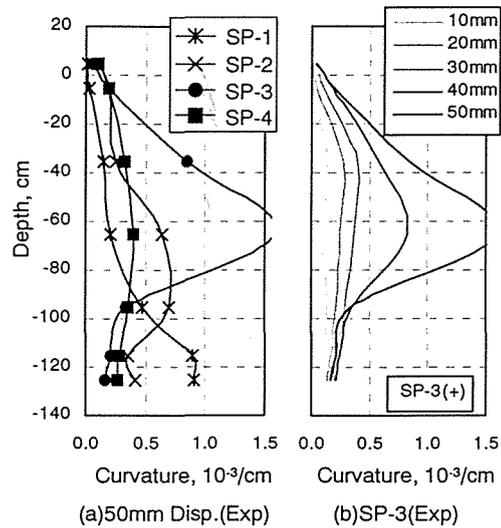


Figure 6 : Curvature Distributions

2.2.3 Deformation of Ground and Passive Earth Pressure

A remarkable phenomenon at ground surface around pile body in the cases of SP-3 and SP-4, reversed cyclic loaded specimens, is the cone-shaped settlement as shown in Figure 7. This settlement gradually becomes large with increase of pile top displacement amplitude, and finally reached its radius of about 15cm. Diagonal slip surfaces appear from the corners of specimen, and upheaval at the passive side and settlement at the positive side occur. This phenomenon causes the compaction of soil particles around pile body in the case of reversed cyclic loading, and the difference of deformation between SP-2 and SP-3. By the way, there are some trials to theorise soil passive wedge as observed in this experiment [Ashour et al. (1998)].

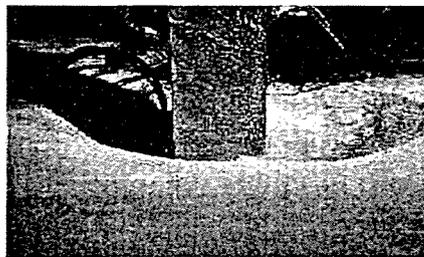


Figure 7 : Photo of Ground Surface around Pile

Figure 8(a) and Figure 8(b) show the skeleton curves of hysteresis of passive earth pressure measured by earth pressure cells. They set at G.L.-5cm, G.L.-35cm, and G.L.-95cm on both side of pile body, but at G.L.-5cm, earth pressure couldn't be measured due to the cone-shaped settlement shown in Figure 7. Comparing SP-2 and SP-3, higher passive earth pressure acts to SP-3 than to SP-2, since soil deposit becomes dense with loading due to the compaction by reversed cyclic loading, as mentioned above. In early stage of loading, i.e. until 40mm displacement, there is no remarkable difference between the results of SP-3 and SP-4, but after yielding, passive earth pressure increases more rapidly in SP-4 than SP-3. This is caused by the difference of deformation in ground due to stiffness of pile body, as stated in section 2.2.2. Additionally, at G.L.-35cm in both cases, after a few decreases around 40mm of yield displacement, passive earth pressure increases again, but the tendency like this is not observed at G.L.-95cm and it keeps constant except for the positive side of SP-4. Considering this phenomenon with the results in section 2.2.2, it is due to that plastic hinge appears at around G.L.-60cm. Because after yielding, lateral displacement of pile at G.L.-35cm shallower than the plastic hinge location is less

than before yielding, passive earth pressure becomes low at that depth. But, because at G.L.-95cm deeper than the plastic hinge location, lateral displacement is not vary comparing before and after yielding, earth pressure keeps almost constant. With further increase of lateral displacement amplitude at pile top, the increment of restoring force after yielding force is distributed above plastic hinge, therefore passive earth pressure at G.L.-35cm starts increasing again.

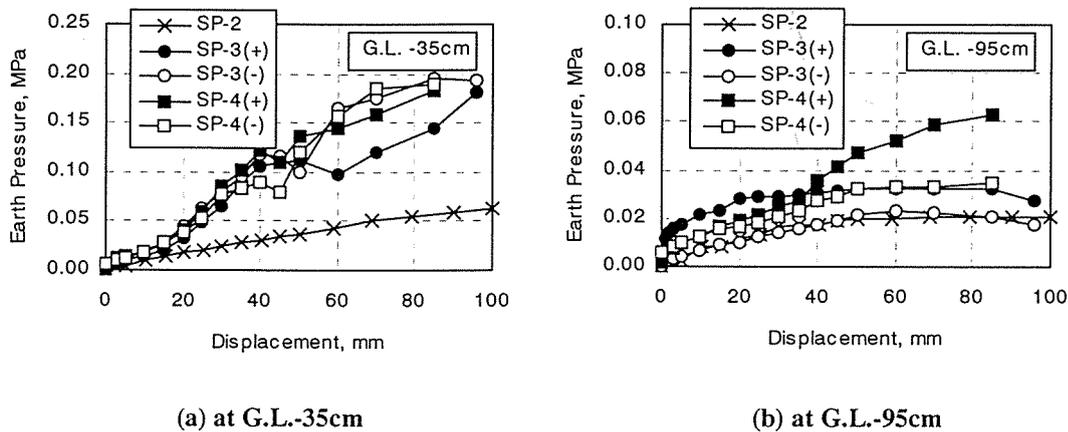


Figure 8 : Skeleton Curves of Hysteresis of Passive Earth Pressure v.s. Pile Top Displacement

3-DIMENSIONAL FINITE ELEMENT ANALYSIS

3.1 Analysing Method and Models

The establishment of reliable analytical method is necessary in order to evaluate the seismic safety of entire structural system. In this research, 3-dimensional finite element analyses are performed so as to consider whether or not existing analytical method can express the result of performed experiment mentioned in the previous chapter. COM3, the 3-D FEM program to analyse RC structure, which is developed by university of Tokyo [Okamura et al. (1990)], is used for analyses in this paper. Pile specimen and model ground is divided into elements as shown in Figure 9. RC pile is modelled by 3-noded 3-D RC beam elements and ground is modelled by 20-noded 3-D solid element. For material model of each components, 3-dimensional elasto-plastic constitutive model of RC, which, hysteresis model for compression which can express the behavior of reinforced concrete under loading, unloading and reloading, hysteresis model for tension which considers the tension stiffening effect, and hysteresis model for steel which relates unloading-reloading behavior and bauschinger effect, are assembled, is applied for RC beam element [Tsuchiya et al. (1998)], and Osaki model, which can be applied for sandy and cohesive soil, is used for the material model of solid element [Osaki (1980)]. Details are explained in references.

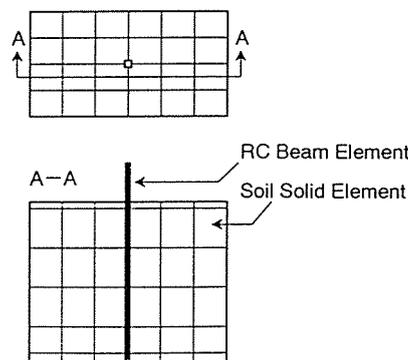


Figure 9 : Finite Element Idealization of Pile-Soil System

3.2 Analytical Results

Relationships between restoring force and lateral displacement at pile top are illustrated in Figure 10-12. Figure 10 shows those of SP-1 and SP-2, Figure 11 shows skeleton curves of SP-3 and SP-4, and Figure 12 shows hysteresis curve of SP-3. From these results, this program can express the curve of monotonic loading and the skeleton curve of reversed cyclic loading, but it describes smaller hysteresis loops compared with experimental results. The variations of equivalent damping coefficient calculated from experimental and analytical hysterisises of SP-3 and SP-4 are shown in Figure 13. It can be acknowledged from this figure that hysteresis damping of the system is evaluated as a half of the measured result. The causes of these results are considered to be the compaction of soil particles around pile body in the experiments. Therefore, the material model of soil can be applied for simple soil element, and it is necessary to install the additional model which can relates the soil-structure interaction, caused by the existence of structure, such as the compaction effect in our experiment. In the future, in order to apply this method for evaluation of seismic behavior of structural system, it is indispensable to estimate the hysteritic-damping characteristic of the system accurately.

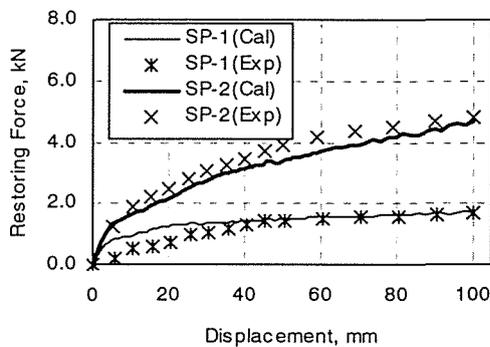


Figure 10 : Relationships between Restoring Force and Lateral Displacement at Pile Top

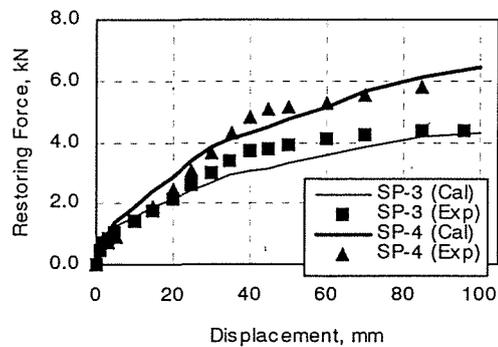


Figure 11 : Skeleton Curves of SP-3 and SP-4

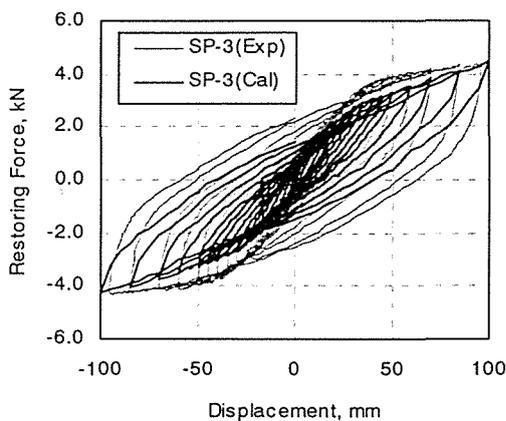


Figure 12 : Hysteresis Curves of SP-3

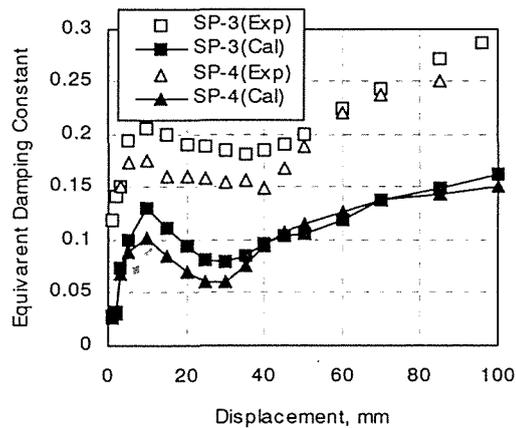


Figure 13 : Equivalent Damping Coefficient

Figure 14(a) shows the curvature distributions at 50mm pile top displacement in each case, and Figure 14(b) shows the variation of curvature distribution of SP-3 from 10mm to 50mm pile top displacement. A good agreement with experiment is achieved in the cases of SP-1 and SP-2, but the curvature maximum depth is lower than the plastic hinge locations of SP-3 and SP-4. Same tendency can also be recognised in Figure 14(b). Additional phenomenon occurs between pile and ground due to reversed cyclic loading, and that this phenomenon is not evaluated accurately causes the disagreement between the results of experiments and analyses. Considering these results, the phenomena may occur in real cases as follows; first, loose ground made of dry sand is compacted by the reversed cyclic deformation of pile, and secondary, the compacted soil ground has small restoring force after large deformation, and finally, the settlement of sand provides the opposite-directed large restoring force in the active side of pile. Consequently the restoring force at pile top rapidly

decreases when unloading. This characteristic causes a large damping effect of the pile behavior under reversed cyclic loading. In order to express these experimental results analytically, the appropriate model which can relates above-mentioned phenomena should be applied, and further consideration is needed, including the hysteretic model of soil under large deformation and the model of boundary between pile and ground.

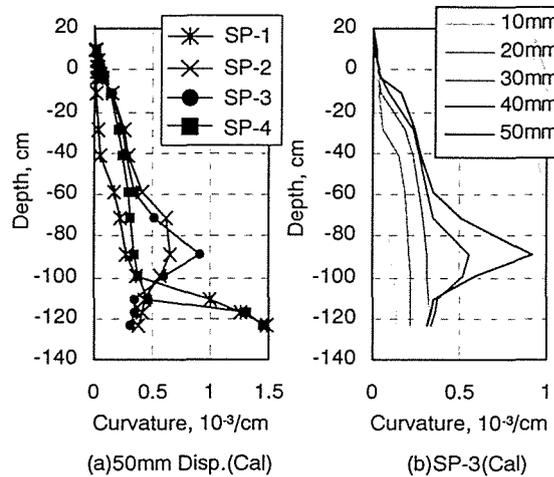


Figure 14 : Curvature Distributions calculated from Analyses

CONCLUSIONS

In this paper, some loading tests and analytical considerations are performed on the restoring force characteristic of pile-soil system, aiming at the establishment of the evaluation method of seismic behavior of the structure-pile-soil entire system. Derived conclusions are listed as follows.

Pile placed in soil ground has higher restoring force than that of pile body itself due to the effect of earth pressure. In addition, the location of plastic hinge shifts according to the ratio of stiffness of pile and ground.

Under reversed cyclic loading, passive earth pressure becomes high with the increase of displacement amplitude. This is caused by the compaction of soil particles around pile body, and the restoring force of compacted soil ground may provides the remarkable progress of damage of pile.

Regarding the restoring force characteristic of RC pile, applied analytical method can express the skeleton curve of force-displacement relationship at pile top, but cannot produce the large hysteresis loop measured from experiments. This is because the model, which expresses the compaction effect, as stated above, is not installed in the used analytical method. In order to establish the reliable evaluation method of seismic behavior of the structural system in the future, the damping characteristic of the system should be accurately estimated, and the material model of each component and the model, which can relate the phenomena between pile and ground, should be developed.

In order to complete the development of evaluation method, further investigation is needed on the restoring force characteristic of RC pile, such as the difference between static and dynamic response behavior, the effects of strain rate dependence and frequency dependence, and so on.

ACKNOWLEDGEMENT

Prof. Koichi Maekawa of University of Tokyo offers the analytical program used in this paper. His special cooperation is gratefully acknowledged. And Mr. Koji Takano (Graduate school of Saitama University), Mr. Toru Usui (Kikuchi Corp.) and Mr. Takeshi Fujimatsu (Sumitomo Corp.), who helped our experiments, are also gratefully acknowledged.

REFERENCES

- Ashour, M., Norris, G. and Pilling, P. (1998), "Lateral Loading of a Pile in Layered Soil using the Strain Wedge Model", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.124, No.4, pp.303-315
- Chen, L.T., Poulos, H.G. and Hull, T.S. (1997a), "Model Tests on Pile Groups subjected to Lateral Soil Movement", *Soils and Foundations*, Japanese Geotechnical Society, Vol.37, No.1, pp.1-12
- Chen, L.T. and Poulos, H.G. (1997b), "Piles subjected to Lateral Soil Movements", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.123, No.9, pp.802-811
- Fukuda, H. et al. (1997), "Lateral Loading Tests on the Model Pile in a Large Scale Shearing Pit (Part 1-3)", *Summaries of Technical Papers of Annual Meeting of the Architectural Institute of Japan*, pp.525-530 (in Japanese)
- Hirao, K., Sawada, T., Nariyuki, Y. and Sasada, S. (1997), "Effect of Foundation Interaction on Reduction Factor of RC Piers", *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, A.A.Balkema, Rotterdam, pp.359-370
- Kawashima, K. (1997), "The 1996 Japanese Seismic Design Specifications of Highway Bridges and the Performance Based Design", *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, A.A.Balkema, Rotterdam, pp.371-382
- Maki, T., Mutsuyoshi, H. and Takano, K. (1998), "Response Analysis of Reinforced Concrete Pier Considering Nonlinearity of Ground", *Transactions of the Japan Concrete Institute*, Vol.20, pp.125-130
- Maki, T., Takano, K. and Mutsuyoshi, H. (1999), "Response Analysis of Reinforced Concrete Pier with Pile Footing Considering Non-linear Soil", *The 7th East-Asia Pacific Conference on Structural Engineering & Construction*, Kochi, Japan (under Printing)
- Maki, T., Mutsuyoshi, H. and Takano, K. (1999), "Restoring Force Characteristic and Deformation of RC Pile in Ground", *Proceedings of the 25th JSCE Earthquake Engineering Symposium*, pp.565-568 (in Japanese)
- Makris, N., Tazoh, T., Yun, X. and Fill, A.C. (1997), "Prediction of the Measured Response of a Scaled Soil-Pile-Superstructure System", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.16, pp.113-124
- Okamura, H. and Maekawa, K. (1990), *Non-linear Analysis and Constitutive Models of Reinforced Concrete*, Gihodo, Tokyo
- Osaki, Y. (1980), "Some Notes on Masing's Law and Non-linear Response of Soil Deposits", *Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo(B)*, Vol.XXXV, No.4
- Penzien, J., Scheffey, C.F. and Parmelee, R.A. (1964), "Seismic Analysis of Bridges on Long Piles", *Journal Engineering Mechanics Division*, ASCE, EM3, pp.223-254
- Takano, K., Maki, T. and Mutsuyoshi, H. (1999), "The Cyclic Loading Test and 3D FEM Analysis on the RC Pile-Soil System", *Proceedings of the Japan Concrete Institute*, Vol.21, No.3, pp.1273-1278 (in Japanese)
- Toki, K. et al. (1986), "Research on Seismic Design Method of Bridge Foundation", *Research Report of Disaster Prevention Research Institute of Kyoto University*, No.86-2 (in Japanese)
- Tsuchiya, S., Fukuura, N. and Maekawa, K. (1998), "Dynamic Response of RC Piers applied with Multi-Directional Forces using 3-Dimensional FEM Analysis based on Fiber Model", *Proceedings of the JCI Symposium on Deterioration of Concrete Members in the Plastic Yielding Stage under Cyclic Seismic Overload*, pp.359-368 (in Japanese)

プレストレスを導入した 鉄筋コンクリート橋脚の耐震性状

睦好 宏史¹・Wael A. ZATAR²・牧 剛史³

¹正会員 工博 埼玉大学教授 工学部建設工学科 (〒338-8570 埼玉県浦和市下大久保 255)

²Member of JSCE, Dr. Eng., Post Doctoral Fellow in Saitama University

³正会員 工修 埼玉大学助手 工学部建設工学科

鉄筋コンクリート橋脚の地震後の残留変位を制御する手法を確立するために、プレストレスを導入したRC橋脚の模型供試体を作製し、正負交番載荷実験、仮動的実験、地震応答解析を行い、その基本的耐震性状を明らかにするとともに、復元力モデルを提案した。また、非線形残留変位応答スペクトルを求め、プレストレス導入率が残留変位に及ぼす影響を定量的に明確にした。プレストレスをRC橋脚に適切に導入することによって、地震後に要求される残留変位を制御できることが明らかとなった。

Key Words : partially prestressed concrete pier, seismic behavior, residual displacement, restoring force model, pseudo-dynamic test

1. はじめに

1995年に起きた兵庫県南部地震により、多くのRC橋脚に被害が生じた。被害を受けた橋脚は、崩壊したもの、地震後の供用性能を満たすことができないと判断されて取り壊されたもの、復旧工事により再び供用されたものに分けられる。この場合、被災したRC橋脚を復旧できるかどうかを判断した指標の一つに地震後の残留変位があげられる。即ち、橋脚の残留変位が橋脚高さの1/60程度、または15cm程度生じた場合には、残留変位を強制的に修復することは困難であり、場合によっては、支承部の嵩上げが必要になる等のために橋脚の取り替えが必要とした事例が報告されている。このことから、道路橋示方書では、RC橋脚の許容残留変位を橋脚高さの1/100と定めている¹⁾。また、コンクリート標準示方書では、地震後に要求される構造物の耐震性能を表す指標として地震後の残留変位が明記されている²⁾。このように、昨今のRC構造物の耐震設計法は、地震後の耐震性能(要求性能)に基づく手法が一般になりつつあり、耐震性能のひとつである地震後の残留変位を如何に制御するかが大きな課題である。

残留変位を制御する方法の一つにプレストレスを断面に導入する手法が考えられる。プレストレスコン

クリート(以下PC)部材の復元力特性は、一般に通常のRC部材と比べて、1)塑性域に入ってから除荷した場合、原点を指向し、残留変位は小さくなる、2)エネルギー吸収能は小さい、3)PC鋼材にはプレストレスが導入されているため、座屈が生じにくい等があげられる。RC橋脚にプレストレスを導入した場合、プレストレス量や鉄筋比等を適切にコントロールすれば、残留変位の低減が可能となり、RC橋脚の耐震性能を向上させることができる。このような試みがこれまで池田等³⁾⁴⁾、著者等⁵⁾⁶⁾によっていくつか報告されている。これらによれば、プレストレスを導入したRC橋脚(以下PRC橋脚)は残留変位を通常のRCに比べて小さくすることができ、耐震性能は向上することが報告されている。しかし、このようなPRC橋脚の復元力のモデル化及びこれを用いた地震応答解析による検討は十分に行われていない。また、残留変位の定性的・定量的検討も明らかにされていない。本研究では、PRC橋脚の模型供試体を作製し、正負交番載荷実験、仮動的載荷実験を行い、PRC橋脚の基本的力学的特性を明らかにするとともに、PRC橋脚の復元力モデルの提案を行い、モデルの妥当性を検証した。さらに、実地震波を用いた非線形残留変位応答スペクトルを求め、残留変位を制御するための耐震設計手法について検討した。

2. 実験概要

(1) 供試体の概要

実験に用いた供試体は独立柱式橋脚を模したもので、SシリーズとEシリーズから成る。Sシリーズの供試体の断面寸法は40×40cm、 a/d （せん断支間比）が5.4である。S-1とS-3は同一要因から成る比較用RC供試体で、S-2とS-4は同一のPRC供試体である。S-2とS-4には、軸方向鉄筋の一部がPC鋼材に置き換えられ、断面に4.0MPaのプレストレスが導入されている。ここで、断面におけるPC鋼材の寄与率を定量的に表す指標を提案する。Inoue等¹²⁾はPRC部材におけるPC鋼材の寄与率を以下のような式で表している。

$$\lambda = \frac{A_p f_{py}}{A_p f_{py} + A_s f_{sy}} \quad (1)$$

ここに、

A_s, A_p : 軸方向鉄筋, PC鋼材の断面積

f_{sy}, f_{py} : 軸方向鉄筋, PC鋼材の降伏強度

本実験で用いた供試体には側方鉄筋が配置されており、これらが復元力性状に影響を及ぼすことから、上式を以下のように修正したものをプレストレス導入率(λ)と定義することにする。

$$\lambda = \frac{\sum(A_{ps} \cdot f_p)}{\sum A_s \cdot f_s + \sum A_{ps} \cdot f_p} \quad (2)$$

ここに、

A_s : 引張力を負担する軸方向鉄筋の断面積、

A_{ps} : 引張力を受け持つPC鋼材の断面積、

f_s : 各軸方向鉄筋の引張応力、

f_p : 各PC鋼材の引張応力

式(2)における A_s, A_{ps}, f_s, f_p は、断面におけるコンクリートの圧縮縁ひずみが0.0035に達した時（一般的な曲げ終局時）、引張力が生じている鋼材の断面積(A_s, A_{ps})及び各々の鋼材に生じている引張応力(f_s, f_p)を表している。引張力を受け持つ鋼材にのみ着目したのは、PRC橋脚の復元力性状は主に引張鋼材の力学的特性に大きく左右されるからである。ここで定義した λ は後に述べる復元力のモデル化に重要な要因となる。なお、S-1, S-2は $\lambda=0.0$ となり、S-3, S-4は $\lambda=0.67$ となる。Sシリーズでは、曲げ耐力がほぼ等しくなるように鋼材を配置し、曲げ耐力に対するせん断耐力の比が1.6程度で、曲げ降伏破壊を想定している。なお、PC鋼材は付着無し（アンボンド）で施工さ

れた。

Eシリーズの供試体の断面寸法は30×30cm、 a/d が4.2で、E-1は比較用RC供試体、E-2～E-5はPRC供試体である。E-2とE-3は同じ大きさのプレストレス量を導入し、軸方向鉄筋比を変化させている。E-4はE-2と同じ軸方向鉄筋比を有し、プレストレス量が2倍となっている。EシリーズではSシリーズと異なり、曲げ耐力に対するせん断耐力比が1.2程度と小さくなるように設計しており、曲げ降伏後せん断破壊が生じることを想定したもので、プレストレス導入によるせん断破壊抑止効果についても検討することを目的としている。EシリーズのPRC供試体は付着有り（ボンド）で製作された。なお、式(2)による λ は、E-1 ($\lambda=0.0$), E-2 ($\lambda=0.25$), E-3 ($\lambda=0.21$), E-4 ($\lambda=0.37$), E-5 ($\lambda=0.25$)となる。PRC供試体の製作はいずれもポストテンション方式で、コンクリート打設後、コンクリートが所要の強度に達した後PC鋼材が配置され、プレストレスが導入された。コンクリートの設計圧縮強度は30MPaである。Fig.1に供試体の形状寸法を、Fig.2に载荷状況を示す。また、Table 1に実験要因を、Table 2に使用した材料の機械的性質を示す。

(2) 実験方法

a) 静的正負交番载荷実験

供試体S-1～2, E-1～4については静的正負交番载荷実験を行った。実験は変位制御で行い、1サイクルの最大変位が供試体の回転角（载荷点変位/载荷点から柱基部までの長さ）で1/200となるように設定した。各サイクルの繰り返し回数は1回である。また、全供試体に1.0MPaの軸応力を载荷している。この場合、変位量の大小に関わらず軸応力が常に一定となるように载荷ジャッキを制御して水平载荷を行った。

b) 地震波入力による仮動的実験

供試体S-3, S-4, E-5は地震波入力による仮動的（コンピュータオンライン）実験を行った。入力した波形は兵庫県南部地震により神戸海洋気象台で観測された加速度波形のNS成分を用いた。入力加速度波形は、供試体の最大応答塑性率が7～9程度になるように加速度振幅と時間軸を決定した。Table 3に入力波形の諸数値を示す。仮動的実験を行うに当たって、コンピュータで行われる応答解析の数値積分法として、Operator-splitting(OS) method¹³⁾を用いた。本手法は従来の中央差分法に比べて積分条件が大幅に緩和されること、また、Newmarkの β 法のように収束計算をすることなく、陽的に応答を求めることができる等の利点がある。なお、本実験に用いた時間刻み(ΔT)は0.0025秒である。

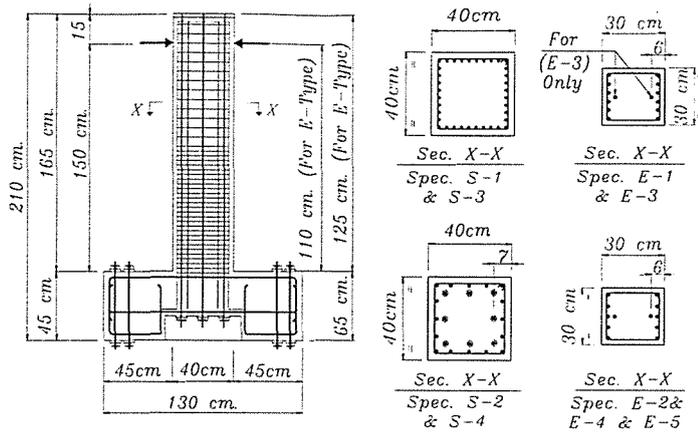


Fig. 1: Dimensions of PRC piers.

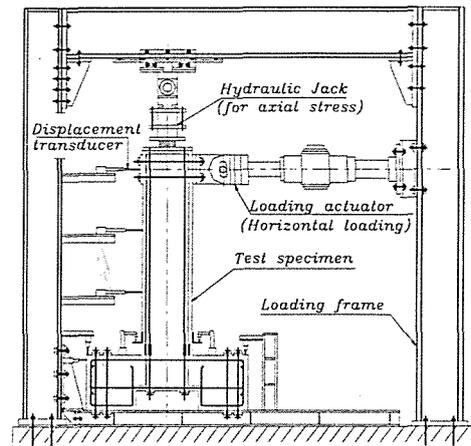


Fig. 2: Loading setup.

Table 1: Experimental variables.

Series	Spec.	Variables of PRC Pier Specimens											Flexural Capacity M_{exp} (kN.m)	Shear Capacity P_{sh} (kN.m)	Ratio of $\frac{M_{sh}}{M_{exp}}$	Disp. Ductility Factor ¹⁾ (Test Results)	Test Type ²⁾	
		No.	Mech. Prestress Ratio (λ)	Cross Sec.		Reinforcing Bars & PC Tendons in Cross Section				Shear Reinforcement		Normal Stress (MPa)						
				Dim.	a/d	Rein.	%	PC	%	Ties	$A_{sh}/b.s$	Axial						PC
S	S-1	0.00	40*40	5.43	32D13	2.65	x	x	D6@3cm	0.47	1.0	0.0	312	368	1.55	9.4	Cyclic	
	S-2	0.66	40*40	5.43	16D10	0.79	8 SWPR7B ϕ 12.7	0.63	D6@3cm	0.47	1.0	4.0	280	354	1.66	13.1	Cyclic	
	S-3	0.00	40*40	5.43	32D13	2.65	x	x	D6@3cm	0.47	1.0	0.0	315	368	1.54	7.8	PSD	
	S-4	0.66	40*40	5.43	16D10	0.79	8 SWPR7B ϕ 12.7	0.63	D6@3cm	0.47	1.0	4.0	291	354	1.60	8.2	PSD	
E	E-1	0.00	30*30	4.20	12D16	2.68	x	x	D6@7cm	0.27	1.0	0.0	128	137	1.18	5.9	Cyclic	
	E-2	0.25	30*30	4.20	10D16	2.22	2 SBPR ϕ 13	0.30	D6@7cm	0.27	1.0	1.5	139	142	1.07	5.4	Cyclic	
	E-3	0.21	30*30	4.20	12D16	2.68	2 SBPR ϕ 13	0.30	D6@5.5cm	0.34	1.0	1.5	149	163	1.14	5.5	Cyclic	
	E-4	0.37	30*30	4.20	10D16	2.22	2 SBPR ϕ 17	0.50	D6@5.5cm	0.34	1.0	3.0	156	166	1.11	4.9	Cyclic	
	E-5	0.25	30*30	4.20	10D16	2.22	2 SBPR ϕ 13	0.30	D6@7cm	0.27	1.0	1.5	143	142	1.12	7.4	PSD	

1) ultimate displacement / yielding displacement.

In which, ultimate displacement : displacement when load reaches 80% of maximum load carrying capacity.
yielding displacement : displacement when load reaches calculated yielding load.

2) Cyclic : reversed cyclic loading test. PSD : pseudo-dynamic test

Table 2: Mechanical properties of materials.

Material	Type	Yield Strength (MPa)	Ultimate Strength (MPa)	Young's Modulus (GPa)
Reinforcing Bars	SD295 D3	249	401	192
	SD345 D6	387	566	206
	SD345 D10	401	565	206
	SD345 D13	391	567	206
	SD345 D16	403	597	202
PC Tendons	SWPR7B ϕ 12.7	1753	1935	191
	SBPR ϕ 13	1349	1432	198
	SBPR ϕ 17	1197	1281	203

Table 3: Experimental variables used for pseudo-dynamic tests.

Specimen	Mass (t)	Yielding Stiffness (MN/m)	Input Acceleration (gal)	Time Scale
S-3	37.8	16.6	563	1.00
S-4	36.7	16.1	474	1.00
E-5	18	13.8	1227	0.50

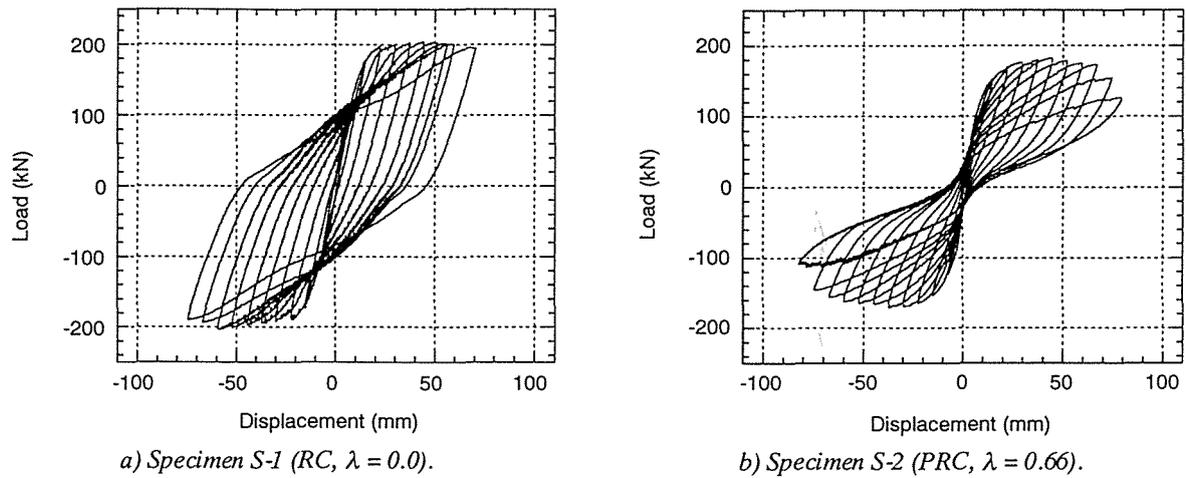


Fig. 3: Load-displacement curves (S-1 and S-2).

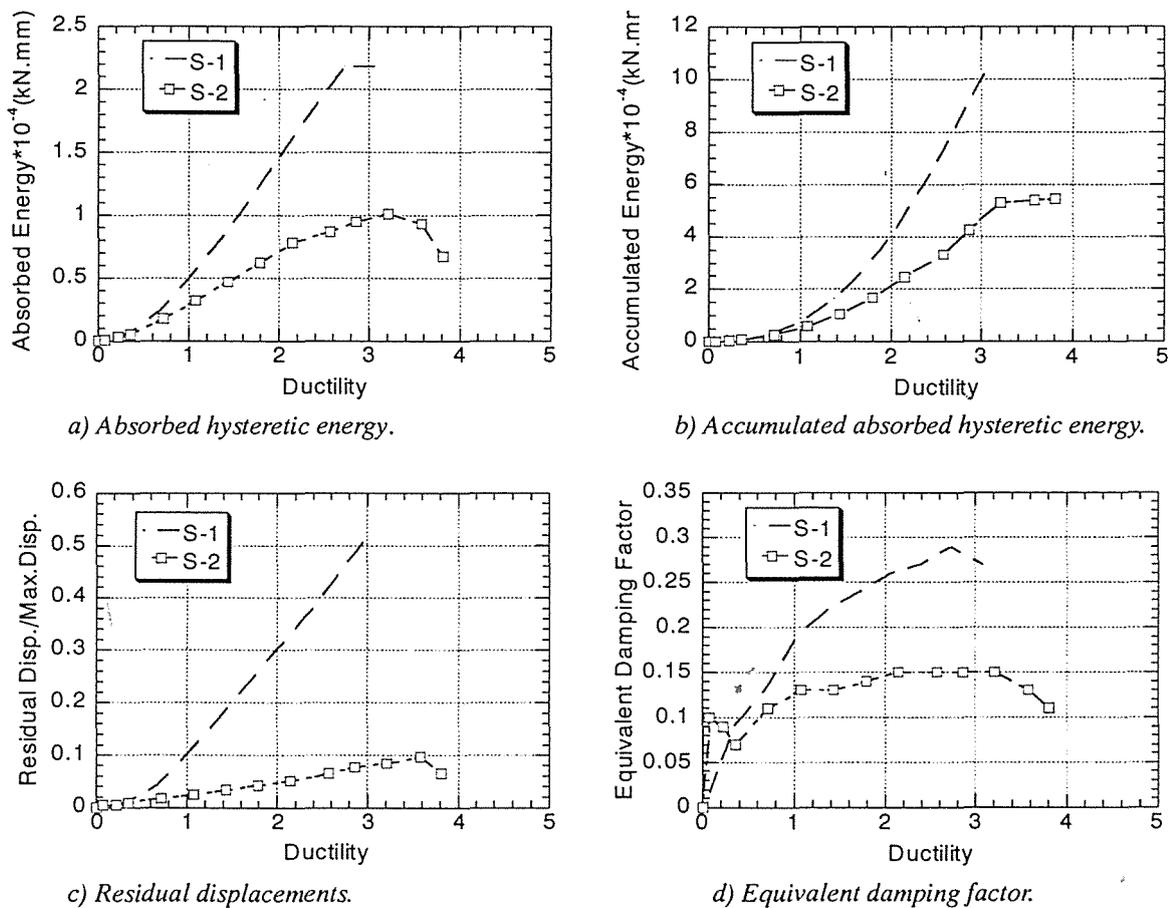


Fig. 4: Characteristics of S-1 and S-2 specimens.

3. 実験結果

(1) 静的正負交番載荷実験

Fig.3 に S シリーズの静的正負繰り返し実験から得られた荷重-変位曲線を示す。S シリーズではすべての供試体において、軸方向鉄筋及び PC 鋼材の降伏後、

コンクリートが圧壊する曲げ破壊が生じた。S-2 (PRC 供試体: $\lambda=0.67$) は S-1 (RC 供試体: $\lambda=0$) に比べて、エネルギー吸収能が小さいことが分かる。また、履歴特性は既に知られているように原点指向型となり、この結果、変位が大変形領域に至った場合においても除荷されれば残留変位は S-1 に比べて非常に小さくな

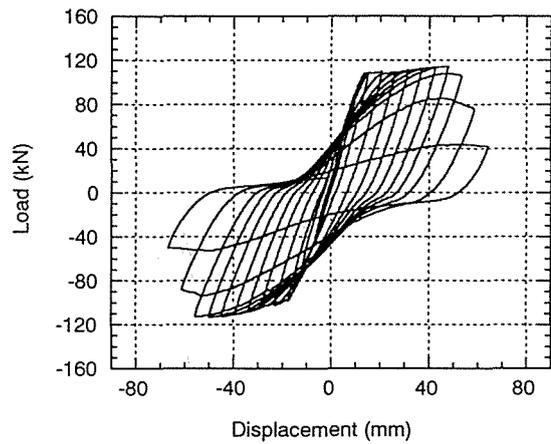
る。変形能について比較してみると、両者ともに大きな塑性変形能を有しており、絶対変形量で比較してみるとほぼ同じ程度であると言える。Fig.4はS-1とS-2について、各変位サイクルのエネルギー吸収量、累積エネルギー吸収量、各変位サイクルの残留変位と等価減衰定数を示したものである。図から明らかなように、S-2はS-1に比べて、各変位段階におけるエネルギー吸収量は極めて小さいことが分かる。これにより、累積エネルギー吸収量及び各変位段階における等価減衰定数も小さくなっている。

Fig.5にEシリーズの正負繰返し载荷実験から得られた荷重-変位曲線を示す。Eシリーズはせん断余裕度（曲げ耐力に対するせん断耐力の比）をSシリーズよりも小さくしたものである。プレストレスが導入されていないE-1は軸方向鉄筋降伏後、斜めひび割れが進展しせん断破壊が生じた。E-2~4も同様の破壊性状を示したが、プレストレスの導入効果により、ひび割れの数が少なくなると共に、除荷した場合ひび割れが閉じることが確認された。EシリーズではSシリーズよりも置換したPC鋼材量が小さいため、プレストレス導入率(λ)も小さくなり、履歴曲線の形状はRC供試体とあまり変わらない。Fig.6はE-1~4について、各変位サイクルのエネルギー吸収量、累積エネルギー吸収量、各変位サイクルの残留変位と等価減衰定数を示したものである。Sシリーズではプレストレスの導入により、大きな性状の違いが見られたが、Eシリーズでは、各変位サイクルのエネルギー吸収量および累積エネルギー吸収量は供試体による違いはなく、各変位サイクルの残留変位は λ と導入プレストレス量が大いE-4が最も小さくなっている。また、等価減衰定数はE-1は大きいものの、E-2~4ではほとんど変わらない結果となった。変形能について比較してみると、せん断余裕度はほとんど等しいにも拘わらず、PRC供試体の方がRC供試体よりも大きくなることが確認された。

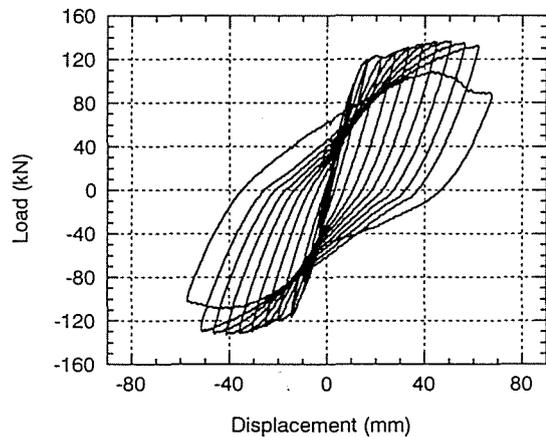
PRC橋脚の基礎的耐震性状について、曲げ降伏破壊する場合(Sシリーズ)と曲げ降伏後せん断破壊する場合(Eシリーズ)について、比較検討した。その結果、荷重-変位性状はプレストレス導入率と導入プレストレス量により異なることが明らかとなった。

(2) 仮動的実験

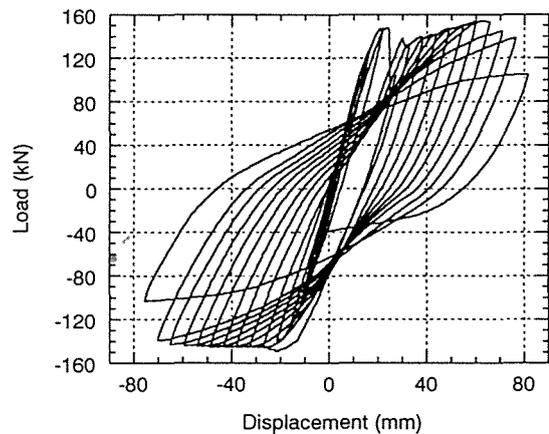
Fig.7及びFig.8は供試体S-3(RC, $\lambda=0.0$)とS-4(PRC, $\lambda=0.66$)について、仮動的実験から得られた復元力の履歴曲線と時刻歴を示したものである。S-3の最大応答塑性率は8程度で、片側に変位が寄っていくのが分かる。また、地震後の残留変位は2.2cm(回転角で約1/70)となり、実構造物の場合には復旧は



a) Specimen E-1 (RC, $\lambda = 0.0$).



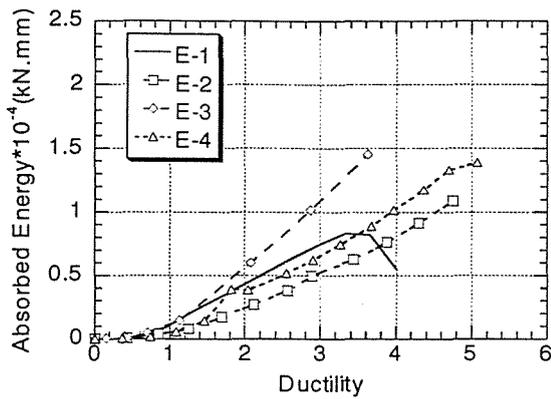
b) Specimen E-2 (PRC, $\lambda = 0.25$).



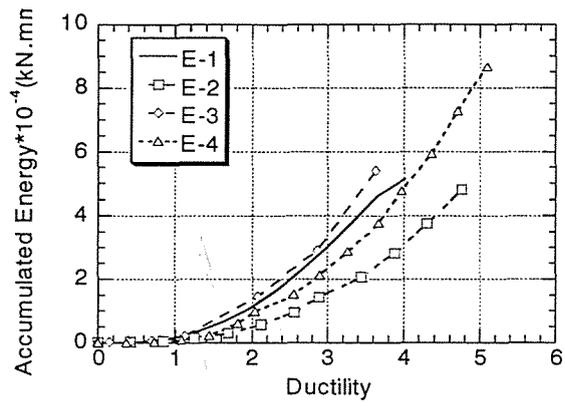
c) Specimen E-4 (PRC, $\lambda = 0.37$).

Fig. 5: Load-displacement curves (E-1, E-2 and E-4).

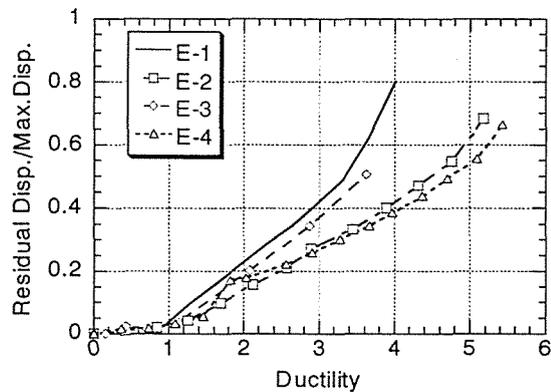
困難であることが予想される。一方、S-4はほぼ左右対称に応答しており、最大応答塑性率は8程度である。PC部材の場合、エネルギー吸収量がRCに比べて劣るため、応答変位が大きくなることが考えられるが、正負の最大応答塑性率の平均値を両者で比較してみると、大体同じ程度であった。S-4の地震後の残留変位は



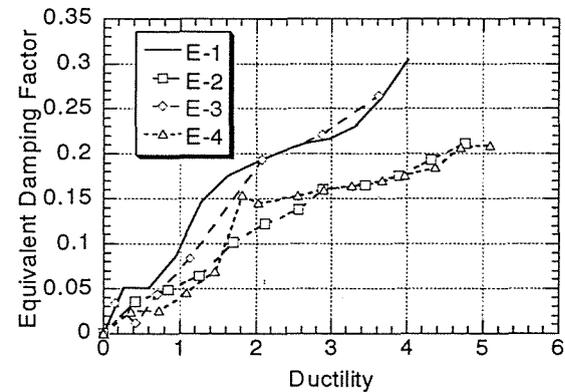
a) Absorbed hysteretic energy.



b) Accumulated absorbed hysteretic energy.

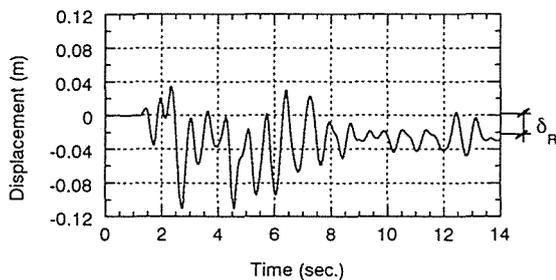


c) Residual displacements.

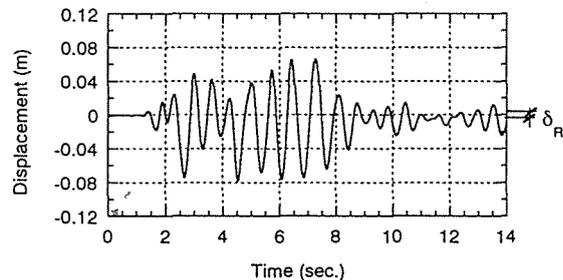


d) Equivalent damping factor.

Fig. 6: Characteristics of hysteresis curves (E-series).



a) Specimen S-3 (RC, $\lambda = 0.0$).



b) Specimen S-4 (PRC, $\lambda = 0.66$).

Fig. 7: Time histories of displacement obtained from pseudo-dynamic tests (S-3 and S-4).

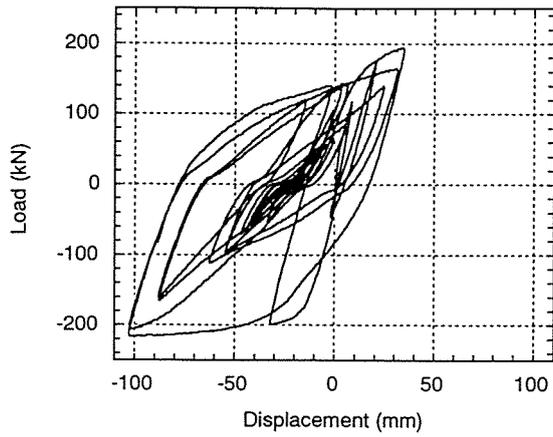
0.7cm (回転角で1/200)であり、プレストレスによる残留変位抑制効果が顕著に現れている。

3. PRC 橋脚の復元力のモデル化

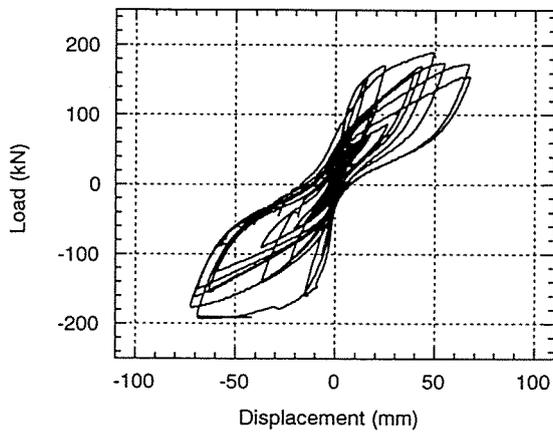
(1) 復元力モデル

PRC 橋脚の地震応答性状を精度よく求めるためには、精度よい復元力-変位関係を求める必要がある。復

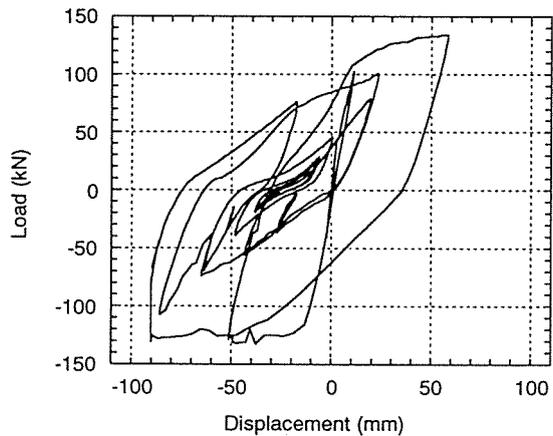
元力-変位関係は、1) 材料の応力-ひずみレベルから、ファイバーモデルやFEM等により求める方法、2) 復元力モデルを作成する方法が一般的である。ここでは、精度及び簡便さから復元力モデルによる方法を用いることにする。PRC部材の復元力モデルはこれまで主に建築分野で提案されてきている^{12,13)}。これらのモデルを本実験結果に適用した所、履歴性状は本実験結果と比較的によく一致するが、本研究の重要な要因である残留変位については、精度よく求めること



a) Specimen S-3 (RC, $\lambda = 0.0$).



b) Specimen S-4 (PRC, $\lambda = 0.66$).

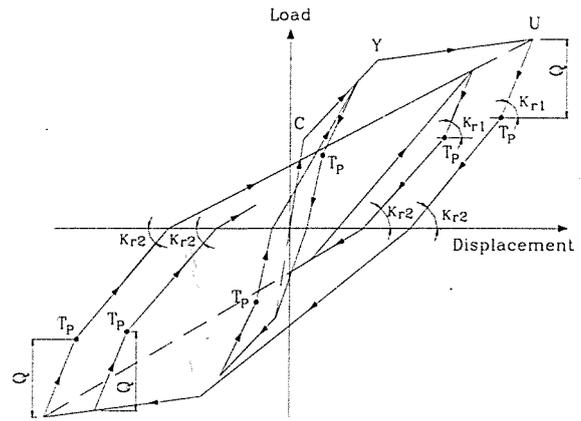


c) Specimen E-5 (PRC, $\lambda = 0.25$).

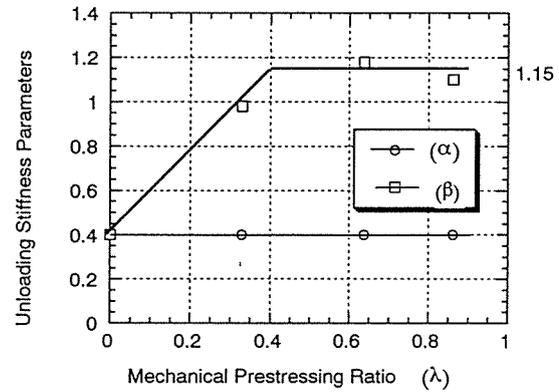
Fig. 8: Hysteretic curves obtained from pseudo-dynamic tests.

ができないことが明らかとなった。このため、新たに PRC 橋脚に適用するための復元力モデルを提案することにする。

Fig.9(a)は PRC 橋脚用に提案した復元力モデルの概略図を示したものである。RC と PC 部材の復元力特性における主な違いは、履歴曲線の膨らみ、即ち除荷



a) Hysteretic rules.



b) Unloading stiffness parameters.

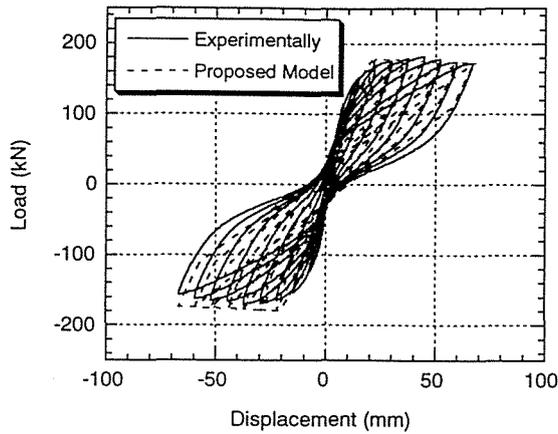
Fig. 9: Proposed restoring force model.

剛性が挙げられる。PC 部材の場合は、除荷曲線に変曲点 (T_p) があり、この変曲点から原点を指向する傾向にある。この程度は、PC 鋼材量すなわちプレストレス導入率 (λ) に依存している。このようなことから、復元力モデルは通常の RC の剛性劣化型復元力モデルに PC の特性を取り入れたものである。即ち、基本的な履歴ルールは Takeda Model¹³⁾に基づいており、除荷剛性については、2つの傾きで表現される。折り返し点後の除荷剛性 (K_{r1}) は Takeda Model で表され、さらに、荷重が Q 低下した点 (T_p) から第2除荷剛性 (K_{r2}) へと変化する。 Q 及び K_{r2} は λ の大きさによって変化する。以下に除荷剛性を表す式を示す。

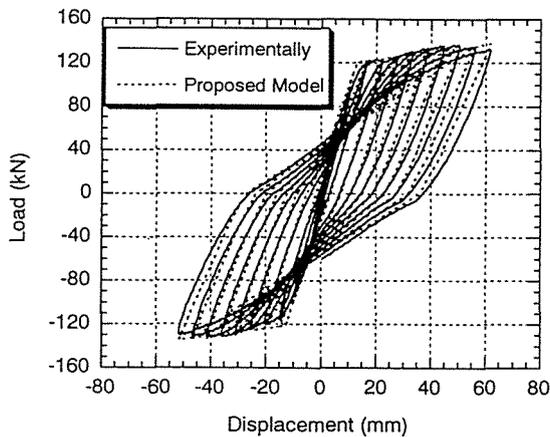
$$Q = Q_{\max}(1 - \lambda) \quad (3)$$

$$K_{r1} = \frac{Q_c + Q_y}{D_c + D_y} \left| \frac{1}{\mu} \right|^\alpha \quad (4)$$

$$K_{r2} = \frac{Q_c + Q_y}{D_c + D_y} \left| \frac{1}{\mu} \right|^\beta \quad (5)$$



a) Specimen S-4 (RC, $\lambda = 0.66$).



b) Specimen E-2 (PRC, $\lambda = 0.25$).

Fig. 10: Comparison of load-displacement curves between proposed model and tests.

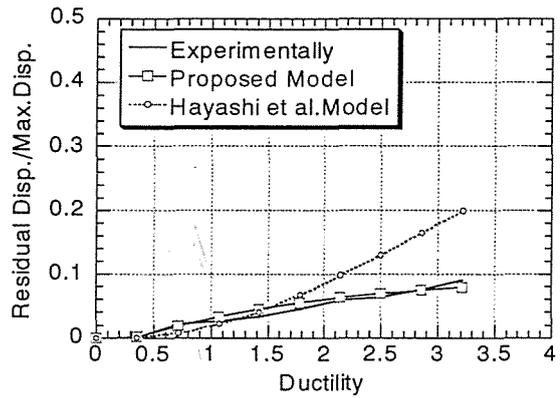
$$\alpha = 0.40, \mu = \frac{D_{\max}}{D_y} \quad (6)$$

ここに、
 Q_{\max} : 最大耐力、
 K_{r1} : 第1除荷剛性、
 K_{r2} : 第2除荷剛性、
 D : 変位、 Q : 荷重、
 添字 c, y, max は各々クラック点、
 降伏点、最大点を示す。

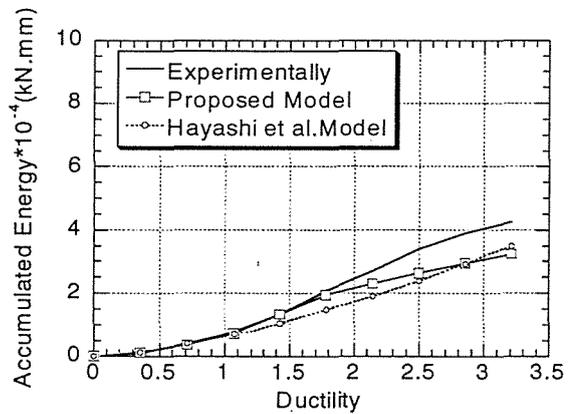
β の値は、本実験結果及び他の実験結果^{5,10)}を参照して以下のように決定した。

$$\beta = \begin{cases} 1.875 \times \lambda + 0.40 & (0 \leq \lambda \leq 0.40) \\ 1.15 & (0.40 \leq \lambda) \end{cases} \quad (7)$$

上式から明らかなように、RC部材の場合は $\lambda = 0$ となり、除荷剛性は K_{r1} のみとなる。



a) Residual displacements of S-4 (PRC, $\lambda = 0.66$).



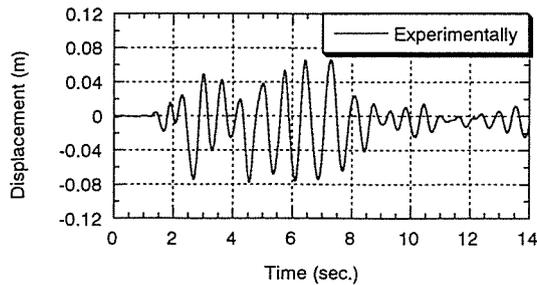
b) Accumulated energy of S-4 (PRC, $\lambda = 0.66$).

Fig. 11: Comparison of seismic characteristics between proposed model and tests.

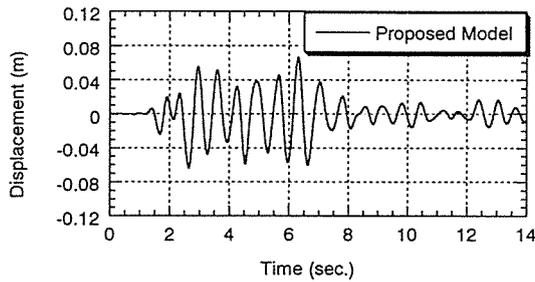
このように、提案した復元力モデルはRCからPRC、PC部材に至る復元力モデルを連続的にかつ簡単に表現することが可能である。

(2) 復元力モデルの精度の検討

Fig.10は正負交番実験から得られた復元力と提案した復元力モデルを比較したものである。図から分かるように、提案した復元力モデルはPRC橋脚の履歴性状及び残留変位を精度よく表現している。また、Fig.11は各変位段階における残留変位と累積エネルギーについて示したものである。提案したモデルは既往のモデルよりも各変位段階における残留変位を定量的に精度よく表現していると言える。Fig.12は仮動的実験及び提案した復元力モデルを用いた応答解析から得られた変位応答時刻歴を、またFig.13は履歴曲線を示したものである。両者は概ねよく一致しており、提案された復元力モデルを用いてPRC橋脚の地震応答性状を精度よく求めることが可能である。

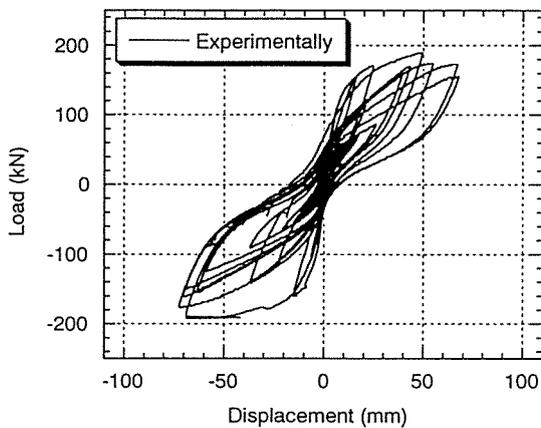


a) From pseudo-dynamic test.

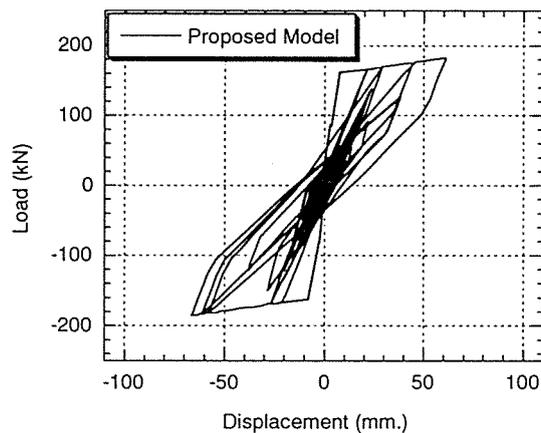


b) Using proposed model.

Fig. 12: Comparison of displacement-time histories for specimen S-4 (PRC, $\lambda = 0.66$).



a) From pseudo-dynamic test.



b) Using proposed model.

Fig. 13: Comparison of load-displacement curves for specimen S-4 (PRC, $\lambda = 0.66$).

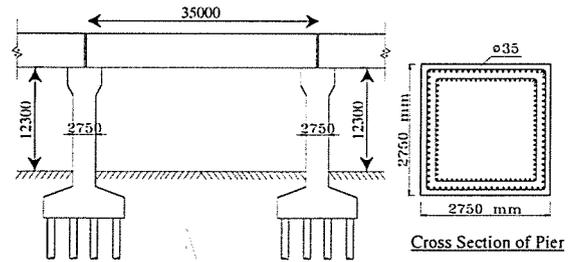


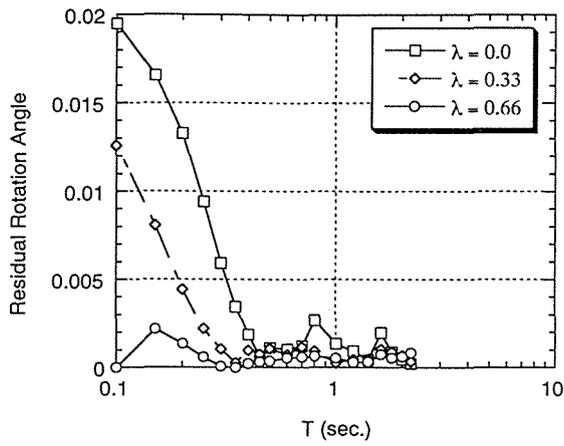
Fig. 14: Dimensions of bridge structure used for analysis.

4. 残留変位応答スペクトル

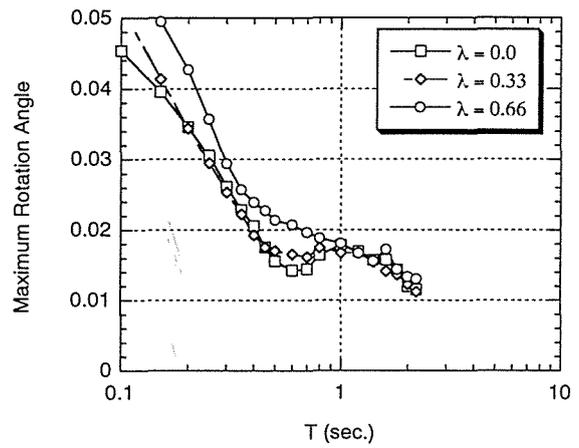
これまで述べてきたように、PRC 橋脚は通常の RC 橋脚に比べて地震後の残留変位を低減させることが可能である。最近の RC 橋脚の耐震設計では、地震後の供用性能に基づいて、何らかの形で残留変位を規定する傾向にある。このようなことから、PRC 橋脚を実際に適用するに当たって、地震後の供用性能に基づいて要求される残留変位と、これを満足させるプレストレス量を設計時においてある程度把握しておくことが必要である。ここでは、PRC 橋脚の残留変位応答スペクトルを求めて、残留変位とプレストレス量の関係を定量的に求めることにする。また、プレストレスを導入することによって、履歴面積が減少することから、応答変位が大きくなることが考えられる。このため、変位応答スペクトルも併せて示すことにする。

計算に用いた RC 橋脚は Fig. 14 に示す構造物を用いた¹⁷⁾。地震波は 1995 年に兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台で観測された NS 波 (最大加速度: 818gal) と 1978 年に起きた宮城県沖地震 (最大加速度: 413gal) を用いた。降伏震度 (P_y/mg , P_y : 降伏耐力, m : マス質量) は 0.35 と 0.6 の 2 種類とし、プレストレス導入率 (λ) を 0, 0.33, 0.66 の 3 種類とした。なお、残留及び変位応答スペクトルの計算には、提案した復元力モデルを用いた。従って、ここで述べるスペクトルは非線形応答スペクトルである。また、一般性を持たすために変位はすべて回転角で表している。

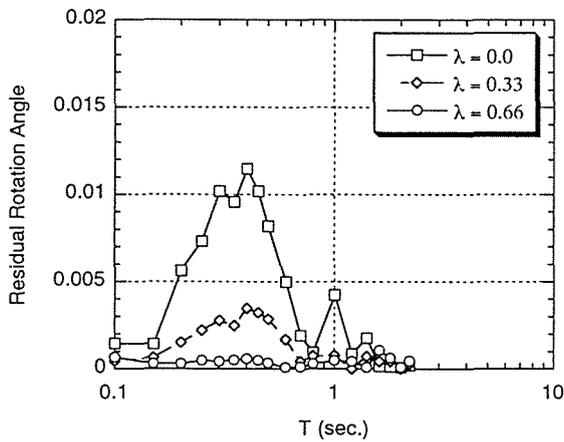
Fig. 15 は残留変位応答スペクトルを示したものである。兵庫県南部地震では、降伏震度 (P_y/mg) が 0.35 の時、固有周期が約 0.5 秒より小さい場合には、RC 橋脚の残留変位は 1/100 よりも大きくなり、復旧に支障をきたすことが考えられる。この場合、プレストレスを導入することによって、残留変位は著しく小さくなる。すなわち、プレストレス導入率 (λ) が大きくなるほど残留変位は小さくなる事が明瞭に分かる。降伏震度が 0.6 の RC の場合、固有周期が 0.4 秒付近で残留



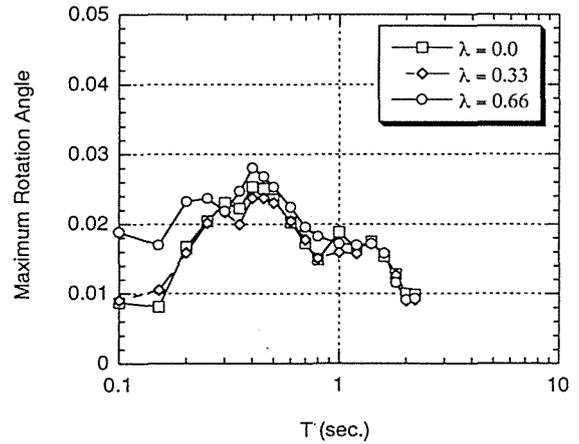
a) Hyogo-Ken Nanbu 1995, 818 gal ($P_y / m_g = 0.35$).



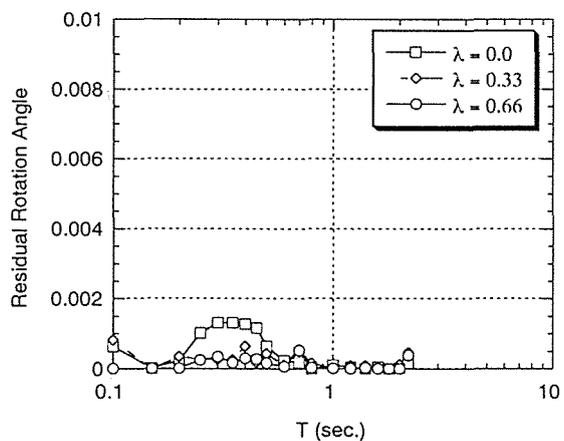
a) Hyogo-Ken Nanbu 1995, 818 gal ($P_y / m_g = 0.35$).



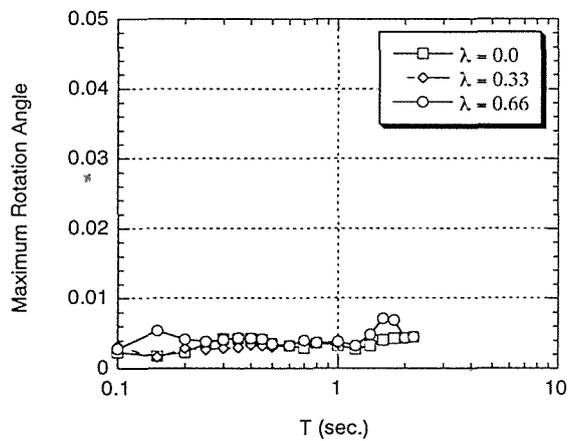
b) Hyogo-Ken Nanbu 1995, 818 gal ($P_y / m_g = 0.60$).



b) Hyogo-Ken Nanbu 1995, 818 gal ($P_y / m_g = 0.60$).



c) Miyagi-Ken Oki 1978, 413 gal ($P_y / m_g = 0.35$).



c) Miyagi-Ken Oki 1978, 413 gal ($P_y / m_g = 0.35$).

Fig. 15: Residual displacement spectrums for Hyogo-Ken Nanbu and Miyagi-Ken Oki earthquakes.

Fig. 16: Maximum displacement spectrums for Hyogo-Ken Nanbu and Miyagi-Ken Oki earthquakes.

変位が 1/100 よりも大きくなっている。この場合には、プレストレスを導入するよりも断面形状などを変化させて残留変位を抑制した方が合理的であろう。一方、

宮城県沖地震の場合、残留変位はすべて 1/100 以下となり、問題とならない。このように、残留変位は構造物の復元力性状だけではなく、地震波によっても大き

く異なることが分かる。従って、地震後に要求される残留変位以下に RC 橋脚を設計する場合は、建設地点に想定される地震動を用いて PRC 橋脚の残留変位応答スペクトルを求め、要求される残留変位に応じたプレストレス導入率を求めることが望ましい。Fig.16 は提案した復元力モデルを用いて計算した変位応答スペクトルを示したものである。プレストレス導入率 (λ) が 0.66 の場合、短周期領域 (0.3 秒以下) において最大応答変位が大きくなる傾向がある。しかし、 λ が 0.33 の場合には RC とほとんど同じである。

以上述べたように、PRC 橋脚の残留変位性状ならびに最大応答変位特性が応答スペクトルから明らかとなった。PRC 橋脚を実際に適用する場合には、これらを考慮し、最適なプレストレス導入率を定めることが必要である。

5. まとめ

RC 橋脚の地震後の残留変位を制御する手法として、プレストレスを RC 橋脚に導入する方法をとりあげ、PRC 橋脚の模型供試体を用いて、正負交番載荷実験、仮動的実験、地震応答解析を行い、PRC 橋脚の基本的力学的性状ならびに残留変位に及ぼす要因を明らかにした、本研究から以下のことが言える。

- (1) RC 橋脚にプレストレスを導入することによって、残留変位が小さくなり、またエネルギー吸収量、および等価減衰定数も小さくなる。この程度はプレストレス導入率とプレストレス量に依存することが明らかとなった。
- (2) 地震波を入力した仮動的実験から、PRC 橋脚の履歴性状は、正側と負側にほぼ等変位で応答し、残留変位が RC 橋脚に比べて減少することが確認された。また、最大応答変位は PRC 橋脚および RC 橋脚ともに同程度であった。
- (3) 従来の RC の復元力モデルに基づいて、プレストレス導入率を新たに要因に加えて、PRC から RC まで一貫して表せる復元力モデルを提案した。また、提案した復元力モデルと実験結果を比較した結果、提案したモデルは PRC 橋脚の地震応答性状ならびに残留変位を精度よく表現できることが明らかとなった。
- (4) 提案した復元力モデルを用いて、非線形残留変位応答スペクトルを求めた。兵庫県南部地震を入力した場合、道路橋示方書で規定されている許容残留変位 (1/100) を越える場合が見受けられるが、適切なプレストレスを導入することによって、残留変位を小さくできることが明らかとなった。このことは、

設計時において要求される地震後の残留変位を適切なプレストレスの導入によって制御できることを示唆している。今後は、地震後の要求性能を満たし、かつ経済性をも満足させる設計手法を確立することが必要である。

謝辞：本研究は、(社)PC 技術協会「橋脚 PC 構造研究委員会(委員長 池田尚治)」の一環として行われたものである。本研究を行うに当たって、稲田文展君 (大豊建設)、黒田武嗣君 (岡山市)、小泉秀之君 (埼玉大学大学院) の協力を得た。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 日本道路協会, 平成 8 年
- 2) コンクリート標準示方書, 耐震設計編, 土木学会, 平成 8 年
- 3) 白浜寛, 山口隆裕, 池田尚治: 軸方向プレストレスを有するコンクリート橋脚の地震時応答挙動, コンクリート工学年次論文報告集 Vol. 20, No.3, pp.745-750, 1998.
- 4) S. Ikeda: Seismic Behavior of Reinforced Concrete Columns and Improvement by Vertical Prestressing, Proceedings of the 13th FIP Congress on Challenges for Concrete in the Next Millennium, Vol.12, May 1998.
- 5) 池田尚治, 森拓也, 吉岡民夫: プレストレスコンクリート橋脚の耐震性に関する研究, プレストレスコンクリート, Vol.40, No.5, pp.40-47, 1998.
- 6) 新井崇裕, 日紫喜剛啓, 池田: プレストレスコンクリート橋脚の耐震性能に関する実験的検討, 土木学会第 53 回年次学術講演会講演概要集第 5 部.
- 7) 稲田文展, 睦好宏史, Zatar, W: プレストレスを導入した RC 橋脚の耐震性状, コンクリート工学年次論文報告書, Vol.20, No.3, pp.739-744, 1998.
- 8) Zatar, W, Mutsuyoshi, H. and Inada, H.: Dynamic Response Behavior of Prestressed Concrete Piers under Severe Earthquake, Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol.20, No.3, pp.1003-1008, 1998.
- 9) Zatar, W, and Mutsuyoshi, H.: Seismic Behavior of Prestressed Concrete Piers: 「塑性域の繰り返し劣化性状と地震応答」に関するシンポジウム論文集, 日本コンクリート工学協会, pp.369-376, 1998.
- 10) プレストレスコンクリート橋脚の耐震性に関する研究報告書, PC 技術協会 橋脚 PC 構造研究委員会
- 11) Inoue, S., Miyagawa, T. and Fujii, M.: Effects of Loading Histories on the Energy Dissipation of Partially Prestressed Concrete Beams, FIP Symposium of Modern Prestressing Techniques and their Applications, Kyoto, Japan, pp.175-182, 1993.

- 12) Nakashima, M., Kaminosono, T., Ishida, M. and Ando, K. :
Integration Techniques for Substructure Pseudo Dynamic Test,
4th U.S. National Conference on Earthquake Engineering,
Vol.2, pp.515-524, 1990.
- 13) 岡本 伸, 加藤 博人 : PC 造建物の地震応答性状, プレス
トレストコンクリート, Vol. 33, No.4, pp.52-63, 1991.
- 14) 林三雄, 岡本伸, 小谷俊介, 加藤博人, Jinhua, F. : PC 部
材の履歴特性と PC 造建物の地震応答性状, プレストレス
トコンクリート, Vol.37, No.4, pp.57-67, 1995.
- 15) Takeda, T., Nielsen, N.N. and Sozen, M.A.: Reinforced
Concrete Response to Simulated Earthquake, Proc. of ASCE,
ST, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, 1970.
- 16) 川島一彦, Macrae, G. A., 星隈順一, 長屋和宏 : 残留変位
応答スペクトルの提案とその適用, 土木学会論文集,
No.501/I-29, pp.183-192, 1994.
- 17) 兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告
書, 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会, 平成7年12
月.

SEISMIC BEHAVIOR OF PARTIALLY PRESTRESSED CONCRETE PIERS

Hiroshi MUTSUYOSHI, Wael A. ZATAR and Takeshi MAKI

Based on the experience obtained from the Hyogo-Ken Nambu 1995 earthquake, a reduction in residual displacements is necessary to achieve seismic resistant bridges. The objective of this study is to investigate the effectiveness of partially prestressed concrete (hereafter PPC) to reduce residual displacements of bridge piers. A series of experiments was carried out using small-scaled pier specimens. The experimental program basically showed an effectiveness of using PPC to reduce residual displacements after earthquake excitations. Additionally, a new hysteretic restoring force model for PPC piers was proposed and its applicability was verified. Furthermore, inelastic residual displacement spectrums were introduced for piers having different quantities of PC tendons.

SEISMIC BEHAVIOR OF PRESTRESSED CONCRETE PIERS

Wael ZATAR (Graduate School of Eng., Saitama University)
Hiroshi MUTSUYOSHI (Dept. of Civil Eng., Saitama University)

1. ABSTRACT

A common type of highway concrete bridges consists of prestressed concrete (PC) or reinforced concrete (RC) girders and reinforced concrete (RC) piers [1]. The benefits of using the RC piers are to obtain high energy dissipation characteristics and high values of ductility factor during earthquake excitations. In spite of their energy absorption capacities, some bridge piers suffered from severe damage during the Hyogo-ken Nanbu 1995 earthquake thus showing the necessity for a wide range of researches towards improving the ductility factor of such piers. Additionally, high residual displacement values [2] were observed for the same piers after the earthquake. Yet not enough researches have been conducted in order to achieve either lower residual displacements or lower cracking widths after the earthquake excitation. Consequently, the objectives of the current study are to reduce such residual displacements.

The usefulness of using the PC elements are to obtain low dead loads and achieve low values of residual displacements while they suffer from low energy absorption characteristics and ductility factor. As a consequence, a new technique is being examined in the current study in which partially prestressed concrete (PRC) piers [3] were implemented in such a way to make a compromise between the merits and demerits of both the RC and the PC piers,

Three specimens representing such PRC piers were examined using pseudo-dynamic test in which amplified excitations of the 1995 Hyogo-Ken Nanbu earthquake (NS direction) were used. The first specimen is a control RC specimen while the other two specimens are PRC pier specimens. No grouting was done for the second specimen while the third one was grouted. Experimental results in terms of hysteretic load-deformation characteristics and time histories were obtained. The plastic deformability in terms of ductility factor was also examined. Response analyses, based on Takeda's model for RC and modified Takeda's model for PRC [4], were also conducted for the same specimens in order to check the validity of the available analytical hysteretic models. Finally, a comparison between experimental and analytical results was also conducted. The study revealed that the usage of PRC piers has a tendency to reduce the residual displacements after the earthquake excitations.

2. SPECIMENS AND EXPERIMENTAL PROCEDURES

2.1. Test specimens

Three specimens were tested in this study. The main difference between specimens (S-1) and (S-2) is the usage of ungrouted prestressing tendons. Specimen (E-1) has grouted prestressing tendons but with a lower ratio than that (S-2) and also has a smaller ratio of shear reinforcement to clarify the influence of strength ratio on the resulting failure mode. Details of specimens are shown in Fig. 1 and in Table 1. Concrete compressive strength is about 36 N/mm², yielding stresses of reinforcement are 401 N/mm² for D13 and 411 N/mm² for D16 while the yielding stresses of prestressing tendons are 1421 N/mm² for SBPR12.7 and 1315 N/mm² for D13. All specimens were tested using the same setup shown in Fig. 2. The bottom parts of specimens were rigid enough to represent footings for these piers. All specimens were fixed to the testing floor. The yielding displacements considered in this study are the displacements corresponding to yielding loads of the reinforcing bars.

Table 1: details of specimens

Specimen No.	Cross Section	a/d Ratio	Reinforcing bars		Presstressing tendons		Shear reinforcement		Natural Period (sec.)	Flexural Capacity (k.m)	Shear Capacity (k.m)	strength Ratio
			Rein.	(As/bd) %	Tendons	(Aps/bd) %	Hoops	(Ast/vbs) %				
S-1	40*40	4.00	32D13	2.65	—	—	D6@3 cm	0.47	0.30	31.2	46.88	1.5
S-2	40*40	4.00	16D10	0.79	8D12.7	0.63	D6@3 cm	0.47	0.30	27.82	48.75	1.75
E-1	30*30	4.10	10D16	2.22	2D13	0.3	D6@7 cm	0.27	0.23	13.9	15.4	1.11

2.2. Experimental procedures

In order to obtain inelastic response behavior for the above-mentioned PC piers, a pseudo-dynamic testing technique [5] was used in which load was applied quasi-statically during the test and the restoring force was measured directly from the loading test system. The used ground acceleration was the modified Hyogo-Ken Nanbu 1995 (NS direction) earthquake. For specimens (S-1) and (S-2), the time scale was kept the same as the original one while the maximum acceleration was considered as 563 gal (Fig. 3) and 474 gal respectively. The time interval was taken as 0.01 sec. For specimen (E-1), the time scale was reduced as half the original one while the maximum ground acceleration was 1227 gal. The time interval was taken 0.005 sec. An axial stress value of 1 Mpa was applied at the top of pier specimens. The used testing system consisted of the specimen, loading actuator, loading jack, loading cell, displacement transducers, data logger, personal computer that analyzes the inelastic earthquake response and controls the input data, measuring devices and another personal computer that controls the output data.

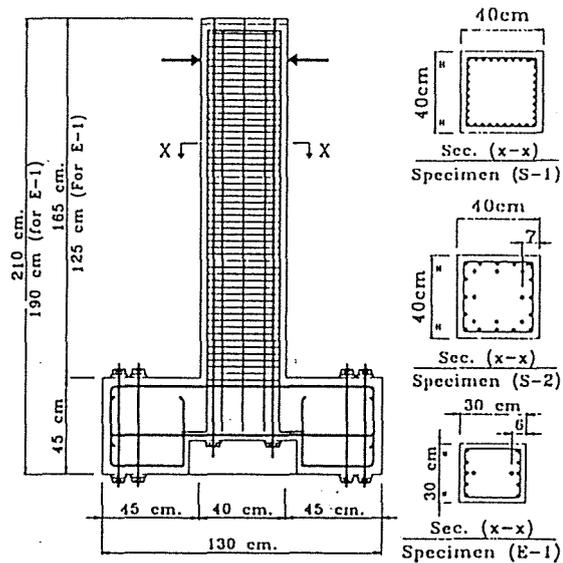


Fig.1: Details of specimens

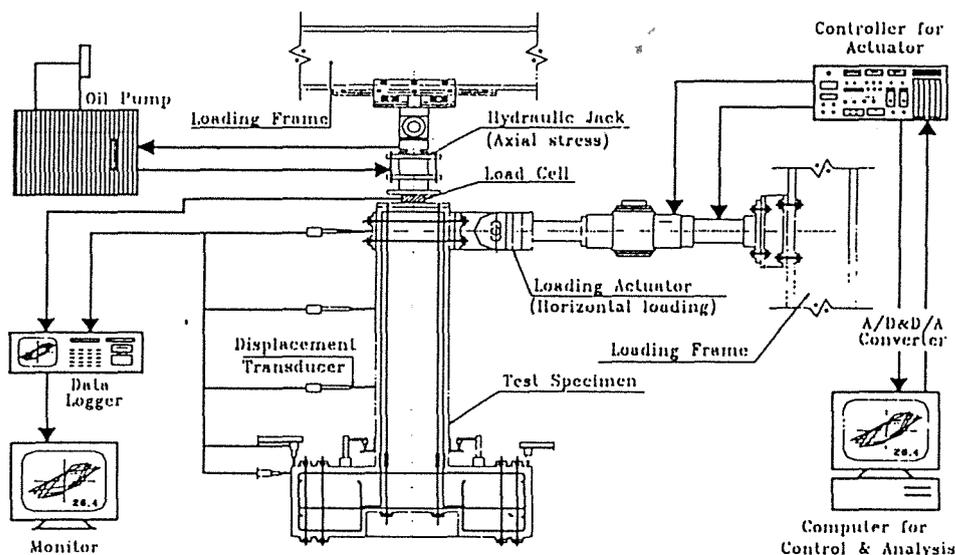


Fig.2: Loading setup and instrumentation

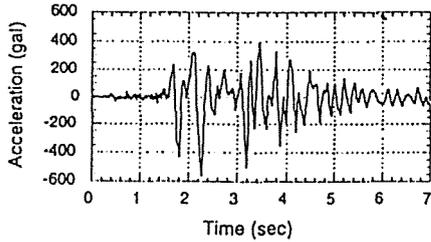


Fig. 3: Input earthquake ground acceleration for specimen (S-1)

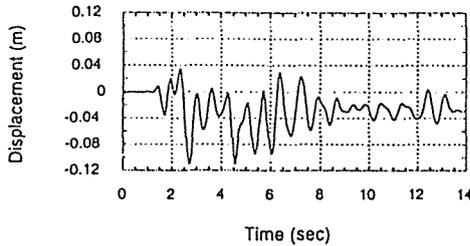


Fig. 5: Displacement time history for specimen (S-1)

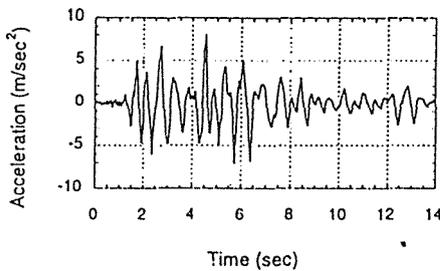


Fig. 6: Acceleration time history for specimen (S-1)

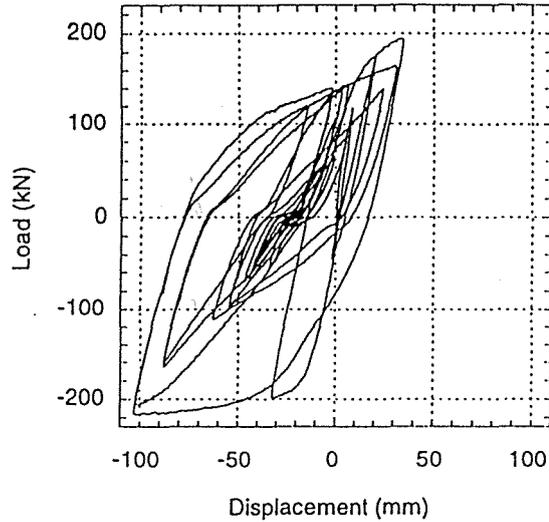


Fig. 4: Load-displacement curve for specimen (S-1)

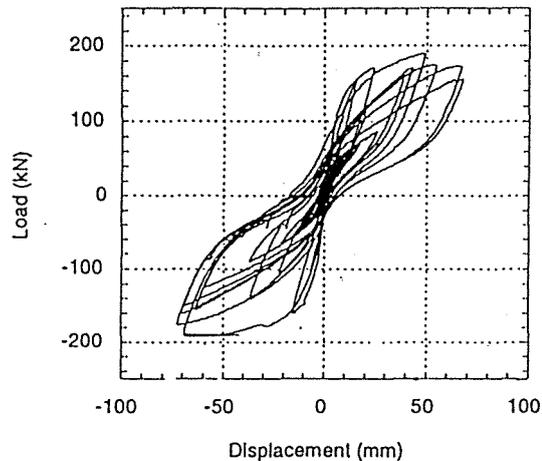


Fig. 7: Load-displacement curve for specimen (S-2)

3. TEST RESULTS

Fig. 4 shows the load-displacement curve for specimen (S-1) obtained from the pseudo-dynamic test. Stiffness degradation can be observed from the test. The maximum displacement reached about 5.4 times the yielding displacement in the left side of the curve while it was about 2.1 times the yielding displacement in the right side of the curve, showing that the deformations occurred due to the earthquake excitation were drifting in the negative direction of loading. It can be observed from the figure that high energy was dissipated during the test. Fig. 5 shows the displacement time history obtained during the test. The maximum attained displacement was about -0.11 m that occurred at the negative excursion after which the displacement time history showed a shift towards the negative side. At the end of the test a residual displacement of about -2.5 cm was observed. Fig. 6 shows the acceleration time history of the same specimen. The maximum attained acceleration during the test was about -7 m/sec².

Fig. 7 shows the load-displacement curve for specimen (S-2). It can be observed that softening occurred after unloading as a result of bauschinger effect of the reinforcing bars.

Stiffness degradation during unloading was clear in both directions of loading. Also, pinching [6] manifested in marked changes in slope during reloading was clear. Pinching can be attributed to the fact that prestressed members usually show marked elastic recovery even after considerable inelastic deformations. Energy absorption was lower than that of a comparable RC specimen (S-1) due to such pinching. Flexural crack widths were lower than that of specimen (S-1) during the test that can be considered as a merit of using such PRC. The residual tensile forces in the PC tendons enabled to close previously opened cracks. Because of the existence of closely-spaced transverse hoops, crushing was delayed inside the concrete core and buckling occurred only between two successive hoops in the plastic hinge locations. Fig. 8 shows the experimentally obtained displacement time history in which the maximum displacement was about -0.075 m. Although the difference between the maximum negative amplitude and the following positive amplitude is higher than that of a comparable distance in Specimen (S-1), no shift of the response in the negative side was observed. Additionally, at the end of the test, the residual displacement was much smaller than that for specimen (S-1), and this can be considered as a great advantage of using such PRC piers. On the other hand, damping was lower than that of RC specimen (S-1). Fig. 9 shows the acceleration time history of specimen (S-2). The maximum attained acceleration during the test was about -7.5 m/sec^2 .

Fig. 10 shows the load-displacement curve for specimen (E-1). The displacement in the left side reached about 8 times the yielding displacement of the reinforcing bars while this value reached about 4.1 in the right side of the curve. It

was clear from the curve that the specimen suffered from severe damage after the peak in the negative excursion of excitation at about 1.2 second, after which a permanent drift in the response was observed (Fig. 11). The residual displacement at the end of the test was about -2 cm. This can be attributed to the fact that the specimen has a low ratio of prestressing tendons as compared to specimen (S-2). Consequently, the behavior is, more or less, similar to RC

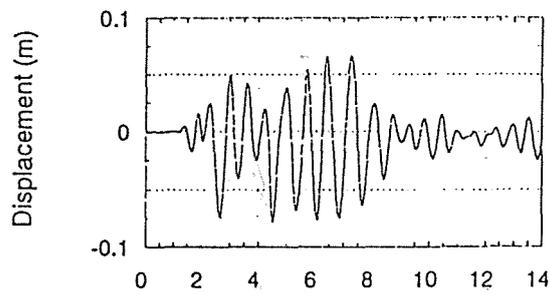


Fig. 8: Displacement time history for specimen (S-2)

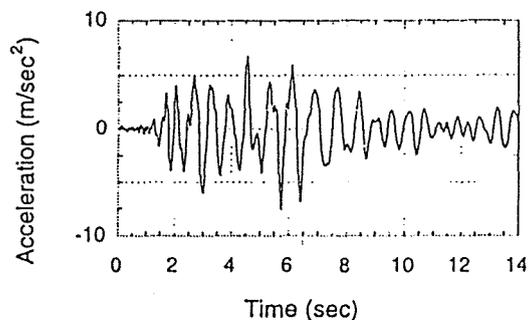


Fig. 9: Acceleration time history for specimen (S-2)

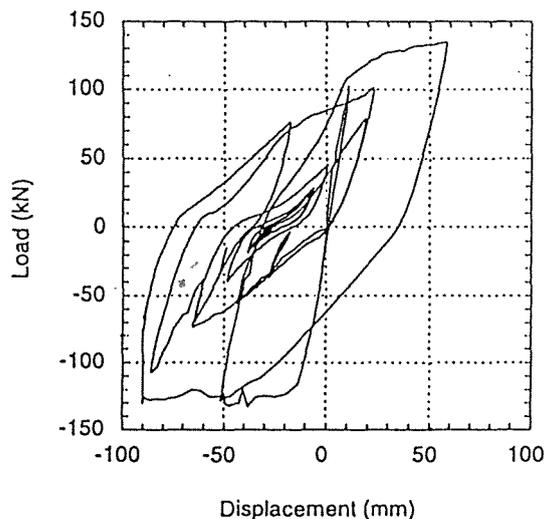


Fig. 10: Load-displacement curve for specimen (E-1)

specimens. Fig. 12 shows the acceleration time history of specimen (E-1). The maximum attained acceleration during the test was about -12.7 m/sec^2 . Also, because of the low strength ratio given to specimen (E-1), shear cracks were noticeable with marked widths. Spalling of concrete cover and buckling of all reinforcing bars were pronounced. Furthermore, extension of crushing inside the core concrete occurred and a final shear failure was observed.

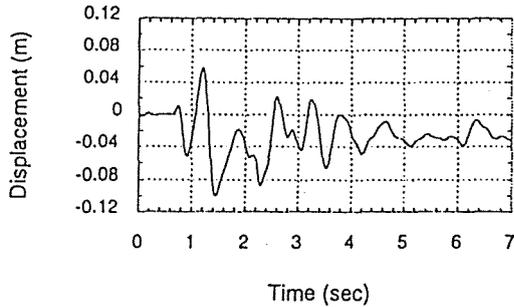


Fig. 11: Displacement time history for specimen (E-1)

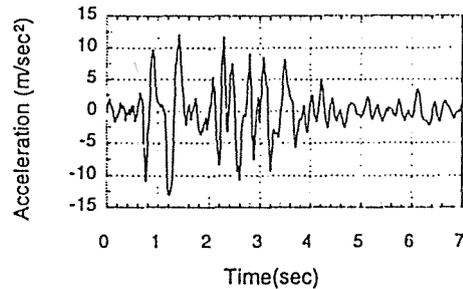


Fig. 12: Acceleration time history for specimen (E-1)

4. ANALYTICAL RESULTS

Response analyses was conducted for the three specimens. Takeda's tri-linear model [7] that includes the characteristic behavior of concrete cracking, yielding and strain hardening was used for the RC pier. Such a realistic conceptual model recognizes the continually degrading stiffness due to bond slip and energy absorption characteristics during load application. A modified Takeda's model [4] for PC that takes into consideration the effect of prestressing tendons was used for the other PRC specimens. The unloading stiffness $K\mu$, previously proposed for PC girders with grouted prestressing tendons where axial force was ignored [4], is defined based on the contribution of the prestressing tendons to the resulting flexural strength $[\lambda]$.

$$\lambda = (A_{ps} \cdot F_{py}) / (A_s \cdot F_{sy} + A_{ps} \cdot F_{py}) \quad (1)$$

$$K\mu = (M_c + M_y) / (\theta_c + \theta_y) |\theta_y / \theta_m|^\alpha \quad (2)$$

where $\alpha = 0.5$ if $\lambda \leq 0.5$ and $\alpha = \lambda^*$ if $\lambda \geq 0.5$

A_{ps} = Area of prestressing tendons. F_{py} = Yielding stress of prestressing tendons.
 A_s = Area of reinforcing bars. F_{sy} = Yielding stress of reinforcing bars.
 M_c = Cracking moment of the pier. M_y = Yielding moment of the pier.
 θ_c = Rotation angle of the pier at cracking. θ_y = Rotation angle of the pier at yielding.
 θ_m = Maximum Rotation angle of the pier.

Fig. 13 shows the analytical load-displacement curve for specimen (S-1). Although the unloading stiffness is slightly different from the experimental one, the total energy dissipated is of a relatively good accuracy. The analytical displacement time history shown in Fig. 14 declared that the residual displacement was about -2 cm . Although there was a smaller shift in the displacement time history after the negative peak acceleration, the overall response can well simulate the experimental results.

Fig 15 and Fig. 17 show the analytical load- displacement curves for specimen (S-2) and (E-1) respectively. A considerable accuracy was obtained when comparing with the previous experimental results especially for specimen (E-1). The displacement time history for specimen

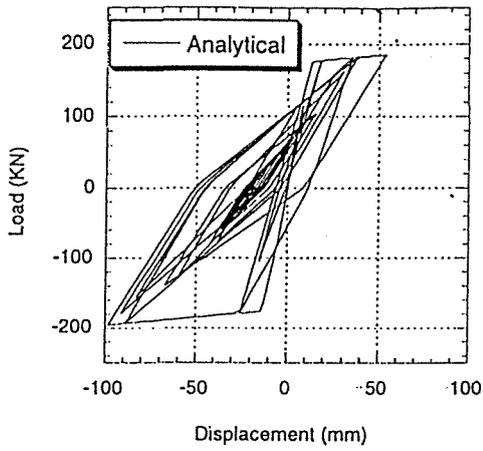


Fig. 13: Analytical load-displacement curve for specimen (S-1)

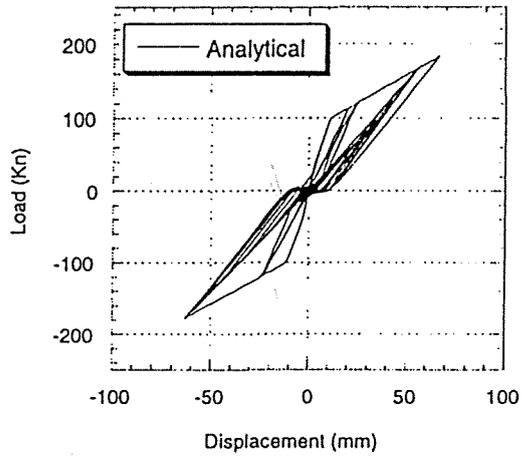


Fig. 15: Analytical load-displacement curve for specimen (S-2)

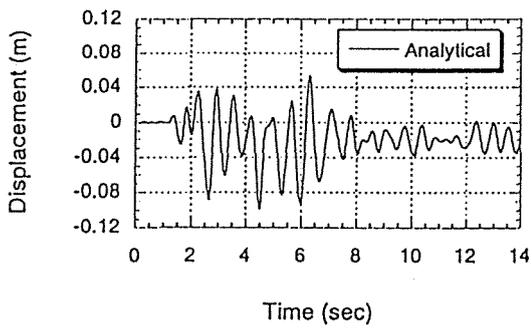


Fig. 14: Analytical displacement time history for specimen (S-1)

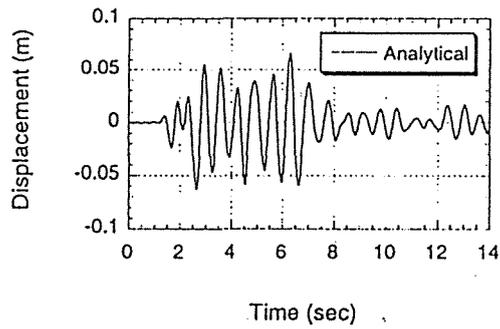


Fig. 16: Analytical displacement time history for specimen (S-2)

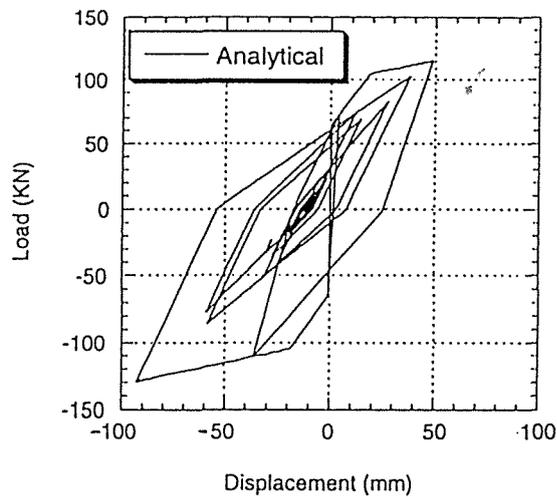


Fig. 17: Analytical load-displacement curve for specimen (E-1)

(S-2) obtained analytically is shown in Fig. 16. The comparison between the experimental and the analytical load-displacement curves for specimen (S-2) shows a difference in the total energy dissipated. This shows that the previously proposed model [4] has to be further modified in case that higher prestressing ratios and/or ungrouted tendons are to be used. The analytical displacement time history for specimen (E-1), shown in Fig. 18, indicates that although a relatively smaller response and residual displacement were obtained, an overall good accuracy, when compared to the experimental results, can be observed.

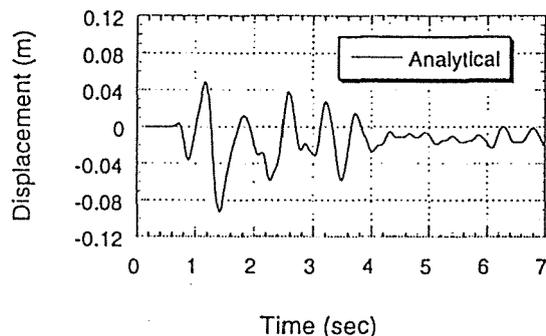


Fig. 18: Analytical displacement time history for specimen (E-1)

5. CONCLUSIONS

In order to clarify the inelastic response behavior of partially prestressed concrete piers under severe earthquake, three small-scaled specimens were tested. The first specimen (S-1) was RC control specimen while the other two were PRC specimens. Specimen (S-2) had a higher amount of prestressing tendons relative to specimen (E-1). Specimen (S-2) was ungrouted specimen while specimen (E-1) was grouted. The specimens were tested using pseudo-dynamic testing technique. Response analyses were also conducted for the same specimens using Takeda's model for RC specimen and modified Takeda's model for PRC specimens. A comparison between the experimental and analytical results was carried out. It can be concluded that the usage of PRC piers has the following merits and demerits:

1. The usage of PRC piers has the advantage of decreasing the residual displacement, as compared to RC piers, when excited with the Hyogo-Ken Nanbu (NS direction) 1995 ground acceleration.
2. The residual cracking patterns, after earthquake excitation, of PRC piers are better than that of ordinary RC piers. Reduced cracking widths can be obtained when higher values of prestressing tendons are to be used.
3. The damping for PRC piers is smaller than that of comparable RC piers.
4. A lower energy dissipation capacity, depending on the used relative ratio of prestressing tendons, is obtained. Consequently, the ratio of prestressing tendons, to be used, should be chosen in such a way that balances the merits and demerits.
5. A good agreement between the experimental and analytical results for the case of RC and PRC piers with low ratio of grouted prestressing tendons was achieved.
6. For PRC piers with a high ratio of ungrouted prestressing tendons, the analytical results can simulate the experimental results to some extent. A modification to the model has to be further developed.

ACKNOWLEDGMENT

This research work has been conducted under prestressed concrete pier research project (Chairman: Prof. S. Ikeda) established in Japan Prestressed Concrete Engineering Association. The authors would like to acknowledge the cooperation provided by members of R/C lab. of Saitama university.

REFERENCES

- [1] Priestley, M. J. N., Seible, F., and Calvi, G. M., : Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons Inc., 1996.
- [2] Ito, T., Yamaguchi, T., and Ikeda, Shoji, : Seismic Performance of Reinforced Concrete Piers Prestressed in Axial Direction, Proc. of JCI, Vol. 19, No. 2, 1997, pp.1197-1202.
- [3] Thompson, K., J., and Park, R., : Seismic Response of Partially Prestressed Concrete, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 106, No. ST8, paper 15598, Aug., 1980, pp.1755-1775.
- [4] Hosaka, I., Mutsuyoshi, H., and Zatar, W., : Response Behavior of Elevated Framed Structure Consisting of Prestressed Girders, Proc. of JCI, Vol. 19, No. 2, 1997, pp.159-164.
- [5] Zatar, W., and Mutsuyoshi, H., : Dynamic Response Behavior of Prestressed Concrete Viaduct Under Severe Earthquake, Proc. of JCI, Vol. 19, No. 2, 1997, pp.429-434.
- [6] Saatcioglu, M., : Modeling Hysteretic Force-Deformation Relationship for Reinforced Concrete Elements, Earthquake Resistant Concrete Structures, Inelastic Response and Design, ACI SP-127-5, 1991, p.153-198.
- [7] Takeda, T., Sozen, M., A., and Nielsen, N., N., : Reinforced Concrete Response to Simulated earthquake, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 96, No. ST2, paper 7759, Dec., 1970, pp.2557-2573.

CONTROL OF RESIDUAL DISPLACEMENTS OF RC PIERS BY PRESTRESSING

Wael A. Zatar¹ and Hiroshi Mutsuyoshi²

ABSTRACT:

The main objective of this research is to establish a tool to reduce residual displacements of RC bridge piers after earthquake excitations. Since prestressed concrete (PC) members usually show elastic stiffness recovery during unloading, it was proposed in this study to apply prestressing to RC piers to reduce residual displacements. On the other hand, prestressed concrete has small energy absorption characteristics. Consequently, a new technique of implementing partially prestressed concrete to bridge piers has been examined in this study. Specimens representing such piers were prepared and statically reversed cyclic loading and pseudo-dynamic tests were carried out. The experimental variables include relative ratio of prestressing tendons to non-prestressing reinforcement and type of testing. Based on the test results, inelastic response behavior of partially prestressed concrete piers was clarified. Additionally, merits and demerits of their implementation were clearly identified. The study revealed that implementing prestressing tendons for bridge piers could result in a subsequent reduction of the residual displacements after earthquake excitations.

INTRODUCTION

Response of RC bridge piers designed according to current seismic design philosophy is expected to be inelastic. Allowing some inelastic deformations to take place and using reduced base shear force has been employed for economic reasons. The ability of RC piers to withstand a severe earthquake depends mainly on formation of plastic hinges near the pier-footing interface. Energy dissipation capacities of RC piers during earthquake excitation can be increased by confining the plastic hinge regions so as to ensure high values of ductility factor. However, during previous earthquakes, it was found that, in spite of their high-energy dissipation capacities, high values of residual displacements were observed. It is clear that high residual displacements may prevent both serviceability and damage recovery of the piers after the earthquake. The objective of this study is to establish a tool to reduce such residual displacements. In order to achieve the target, a new technique of implementing partially prestressed concrete (PPC) [Zatar et al. 1998 and Ito et al. 1997] for bridge piers to make use of

¹ Post Doc. Fellow, Dept. of Civil and Env. Eng., Saitama University, 338-8570 Urawa-shi, Japan

² Prof. Dr., Dept. of Civil and Env. Engineering, Saitama University, 338-8570 Urawa shi, Japan

the advantages of having high ductility factor, associated with RC elements, and reduced permanent displacements, associated with reduced unloading stiffness during earthquakes, of PC elements [Thompson and Park 1980].

Results of four specimens, as a part of a comprehensive program that aims to evaluate the applicability of the use of PPC piers, were presented in this study. Two specimens were tested under simulated earthquake loading in the form of statically reversed cyclic loading tests. Another two specimens were tested under pseudo-dynamic tests in which amplified excitations of the Hyogo-Ken Nanbu 1995 earthquake, in Japan, were used. Based on the test results, characteristic behavior of PPC piers were clarified. Finally, merits and demerits of the usage of PPC are presented.

RESEARCH SIGNIFICANCE

Serviceability of RC bridges, after earthquake excitations, is of a major concern. Current design methodologies could satisfy the requirement of increased ductility factor of bridge piers. Unfortunately, in spite of their high-energy dissipation capacities, high residual displacements after earthquake excitations, that may prevent their serviceability, could not be reduced yet. The objective of this study is to insure a reduction in the residual displacements as well as to insure moderate energy dissipation capacities of bridge piers. In order to achieve the target, the use of PPC for piers was examined. Finally, recommendations pertaining to proposals of having seismic-resistant bridge piers are presented.

EXPERIMENTAL PROGRAM

Results from four small-scaled RC and PPC specimens that represent actual bridge piers are presented herein. Strength ratio is defined here as the ratio of shear capacity to flexural capacity. The strength ratios of specimens were chosen to be higher than 1.50 to obtain flexural dominant behavior for each specimen. Values of shear capacity (M_{Sh}) shown in Table 1 are based on JSCE code requirements for RC and also PC members having axial and shear forces. Values of flexural capacity, used for defining strength ratio, are the experimentally obtained ones. The first experimental variable is the mechanical prestressing ratio (λ) [Zatar 1999], which can be defined as the contribution of the PC tendons in overall capacity of the cross section, as can be shown in Eq. (1).

$$\lambda = \frac{\sum(A_{ps_i} \cdot F_{p_i})}{(\sum A_{s_i} \cdot F_{s_i} + \sum A_{ps_i} \cdot F_{p_i})} \quad (1)$$

where:

- A_{ps_i} = Area of each layer of PC tendons
- F_{p_i} = Stress of each layer of PC tendons
- A_{s_i} = Area of each layer of reinforcing bars
- F_{s_i} = Stress of each layer of reinforcing bars

The second experimental variable is the testing technique. Two types of testing were used. Statically reversed cyclic loading tests to obtain the fundamental behavior of such PPC piers were conducted. Also, pseudo-dynamic tests in which amplified excitations of a real earthquake were also conducted. A constant axial stress level was used for all specimens.

Specimens

Each specimen consisted of a column part cast integrally with a bottom stub. The column part represents a pier of a regular bridge while the bottom stub represents a footing for such pier. The dimensions of the pier sections are 40x40x165 cm and that of the footing are 45x60x130 cm. Dimensions and details of specimens are given in Figure 1. Main reinforcement and prestressing tendons were arranged all over the whole cross sections. Specimens S-1 and S-3 are control RC specimens having $\lambda = 0.0$ while specimens S-2 and S-4 are PPC specimens having unbonded PC tendons with $\lambda = 0.64$.

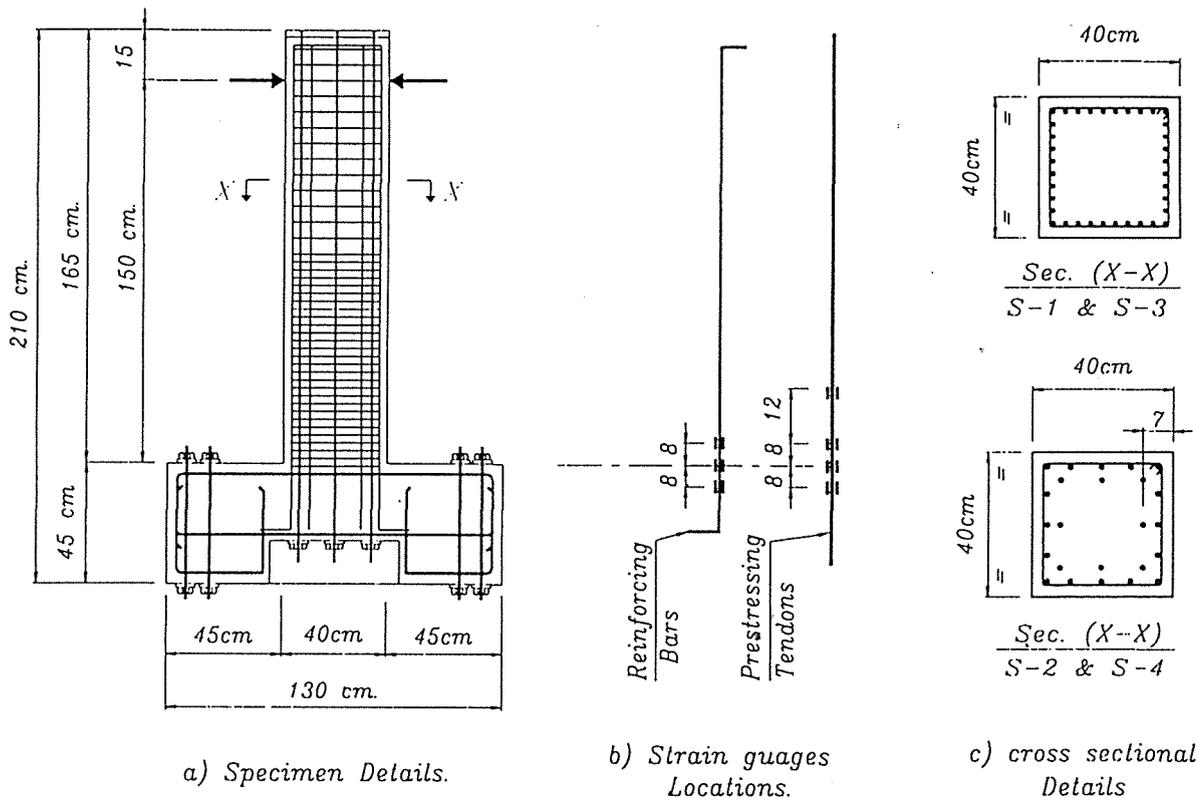


Figure 1: Specimens Details

In order to monitor the behavior of the pier specimens during testing, complete fixation of stubs to steel base was insured through the use of eight auxiliary prestressing tendons. Eight strain gauges were attached to the PC tendon surfaces to allow strains monitoring during loading. Allowing appropriate reinforcement detailing ensured prevention of damage to concrete

Reinforcing steel

Main longitudinal deformed bars (diameters 10 and 13 mm) with yield strengths of 374 N/mm² and 401 N/mm² respectively were used. Ratio of main reinforcement to effective area of cross section ranged from 0.79 percent, for PPC specimens, up to 2.68 percent for RC specimens. Longitudinal bars were extended through the footings to about 60 mm from the bottom of the specimens and anchored perpendicularly.

Prestressing tendons

Prestressing tendons (strand type, diameter 12.7 mm) with yield strengths of 1421 N/mm² were used. Ratio of prestressing tendons to effective area of cross section ranged from 0.0 up to 0.63 percent. Prestressing tendons were anchored at the top of piers and at the bottom of footings to minimize their slippage.

Reinforcing ties

Ties (diameter 6 mm) with yield strength of 355 N/mm² were used. Volumetric ratio of ties to concrete core was 0.47 percent. This percentage was reduced to 0.24 percent at the upper half part of the columns.

Instrumentation

Concrete and steel strains at various locations, deflections along specimen length, axial and lateral loads were monitored during each test through the use of extensive instrumentation. A total of 44 strain gauges for each specimen were mounted for each specimen. Longitudinal concrete strains were measured by using Linear Voltage Displacement Transducers (*LVDTs*) over gauge lengths of 50-100 mm and covered a length of 30 cm from the pier-footing interface. Transverse deflections at three locations along the length of the specimens were measured using (*LVDTs*) having gauge lengths of 100-200 mm. A total of 12 *LVDTs* were installed in each test. Data logger, A/D converter, D/A converter and personal computer to control input/output data were employed.

Testing

All specimens were tested under constant axial load and reversed cyclic loading in the test frame illustrated in Figure 2. A 200 KN capacity hydraulic jack and a load cell of 500 KN capacity were used to apply and monitor axial load. Axial load of 1 MPa was applied to all specimens. Measuring devices were used for alignment of specimen. An actuator, of 200 KN capacity and maximum stroke of ± 100 mm, fixed horizontally on the loading frame, was connected to the specimen at a height of 150 cm from the footing top surface of the specimens.

STATICALLY REVERSED CYCLIC LOADING TESTS

Two specimens were tested using statically reversed cyclic loading tests. Specimen was subjected to pre-determined displacement excursions as can be seen in Figure 3. In the first

footings. Special groove was made at bottom of the footing to allow post tensioning of the prestressing tendons.

Details of reinforcing bars, prestressing tendons and shear reinforcement are given in Table 1. Strain gauges allocation along reinforcing bars and PC tendons are also given in Figure 1. Locations of such strain gauges were chosen to monitor yield strains at expected hinge locations as well as to monitor occurrence of yield penetration [Priestley et al. 1992].

Table 1: Details of Reinforcing Bars and Prestressing Tendons in Specimens

Specimen No.	Variables of PC Pier Specimens										
	Mechanical Prestressing Ratio	Cross Sec.		Reinforcing Bars & PC Tendons in Cross Section				Shear Reinforcement		Normal Stress MPa	
		Dim.	a/d	Rein.	%	PC	%	Ties	$A_{sh}/b.s$	Axial	PC
S-1	0.00	40*40	5.43	32D13	2.65	x	x	D6@3cm	0.47	1.0	0.0
S-2	0.66	40*40	5.43	16D10	0.79	8 SWPR ϕ 12.7	0.63	D6@3cm	0.47	1.0	4.0
S-3	0.00	40*40	5.43	32D13	2.65	x	x	D6@3cm	0.47	1.0	0.0
S-4	0.66	40*40	5.43	16D10	0.79	8 SWPR ϕ 12.7	0.63	D6@3cm	0.47	1.0	4.0

Table 2: Experimental Variables of Specimens and Test Results

Specimen No.	Mechanical Prestress Ratio	Flexural Capacity M_{exp} (kN.m)	Shear Capacity M_{sh} (kN.m)	Ratio of $\frac{M_{sh}}{M_{exp}}$	Displacement Ductility Factor (Test Results)	Type of Testing
S-1	0.00	312	484	1.55	9.4	Statically Reversed Cyclic Loading
S-2	0.66	280	465	1.66	13.1	Statically Reversed Cyclic Loading
S-3	0.00	315	484	1.54	7.8	Pseudo-dynamic Testing
S-4	0.66	291	465	1.60	8.2	Pseudo-dynamic Testing

Materials

Concrete

Ready-mixed normal weight concrete with an average slump of 145 mm was used. The average 28-day compressive concrete strength was 35 N/mm².

cycle, the specimens were subjected to displacements equivalent to cracking displacements. In the second cycle, the specimens were subjected to first yield displacements (δ_y), which can be defined as the lateral deflection corresponding to attaining the estimated yield load (P_y) of reinforcing bars. It should be noted that both δ_y and P_y were calculated using theoretical sectional characteristics of unconfined pier and integrating curvatures along the length of the specimens. Moment generated by axial load was not taken into consideration in calculation of δ_y , since its effect is negligible in earlier stages of the specimen response. In the third cycle, the specimens were subjected to displacements equal to $\ell/200$, where ℓ is the distance between the footing top surface and the actuator level. The Specimens were then subjected to sequentially increasing displacements of $2\ell/200$, $3\ell/200$ and so on until load decreased to about 80 percent of the maximum load.

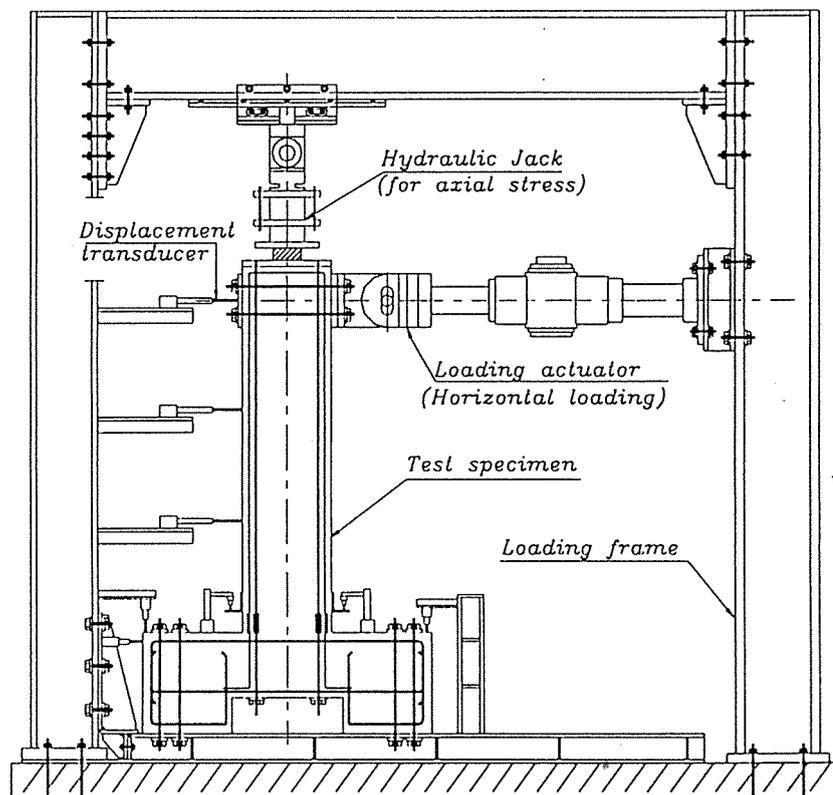


Figure 2: Experimental Loading Setup

Cyclic Test Results

Behavior of each specimen is presented graphically in the form of column shear force versus tip deflection relationships. Deflections were determined from readings of upper LVDT located at the same level of the loading actuator (Figure 2). For all specimens, failure occurred at expected plastic hinges located nearby the footings. The characteristics of PPC were obtained from the test results and represented graphically in the form of absorbed energy, accumulated absorbed energy, residual displacements and equivalent damping factor.

Figure 5 shows the hysteretic load-displacement curve of specimen S-2 having $\lambda = 0.64$. Although the strength ratio is about 1.66, pinching [Sattcioglu 1991] manifested in marked change of slope during reloading was clear. Pinching can be attributed to the fact that prestressing tendons usually show marked elastic recovery even after considerable inelastic deformations. Consequently, energy absorbed during the test was less than that of the comparable RC specimen S-1. Flexural crack widths were smaller than that of specimen S-1. Prestressing tendons yielded in the plastic hinge location when the tip displacement was equal to 68 mm after which strength degradation was clearly pronounced. Residual tensile forces in the PC tendons enabled to close previously opened cracks. Maximum attained ductility factor was about 7.8 that is lower than that of specimen S-1. Ductility factor reduction for specimen S-2 can be attributed to the low ratio of non-prestressing reinforcement. Because of the existence of closely-spaced transverse ties, crushing was delayed inside core concrete and buckling occurred only between two successive ties in the plastic hinge region. At high ductility factors, concrete compressive strains in plastic hinge regions exceeded the unconfined compression strain capacity and concrete cover spalling was noticeable. It was not until high displacement ductility factors when crushing began to penetrate inside core concrete due to large number of cycles. For the tested specimens, failure did not occur at the bottom of the pier, although this section was subjected to maximum moment, due to additional confinement provided by the footing adjacent to the pier section. A similar observation was recorded by Bayrak and Sheikh [1997]. Both specimens S-1 and S-2 failed in flexural mode due to the imposed high strength ratio.

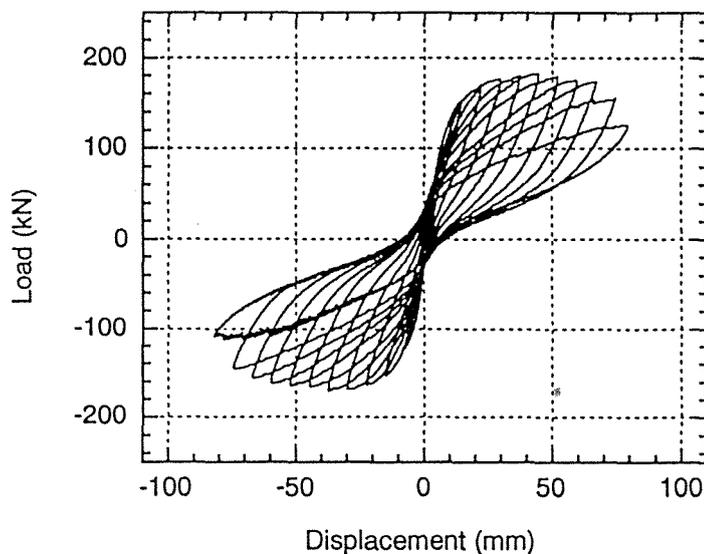
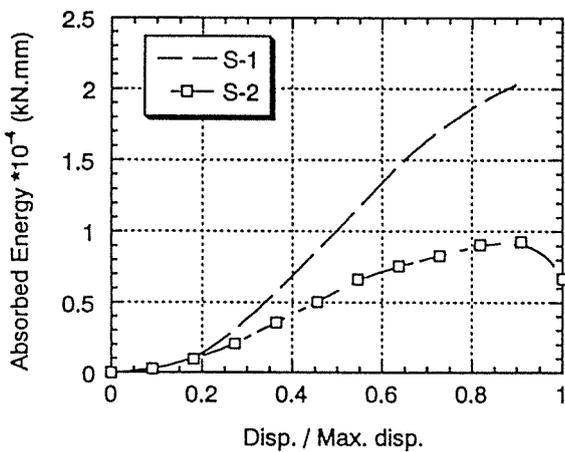


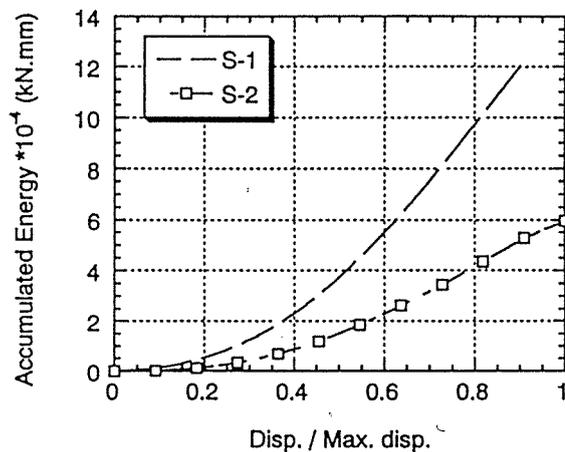
Figure 5: Hysteretic Load-Displacement Curve of PPC Specimen S-2

From the previous hysteretic curves, it can be observed that in general, the use of prestressing tendons could, to some extent, reduce the residual displacement because of the tendency to have an elastic unloading recovery even after high inelastic excursions.

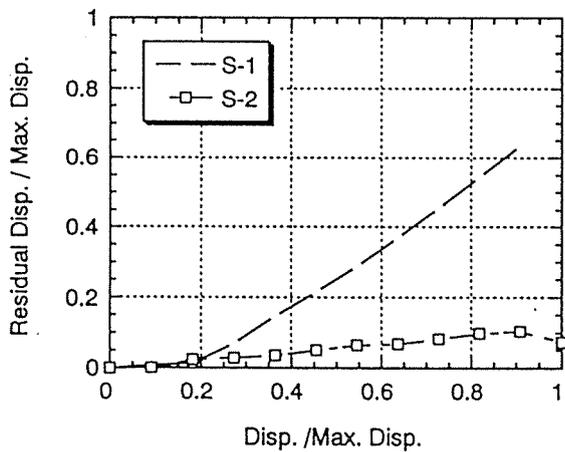
Figure 6 shows a comparison between the characteristic behavior of specimens. It can be observed from Figure 6 (a) that absorbed energy, which can be defined as the area under load-displacement curve, during each cycle for the PPC specimen S-2 was considerably smaller than that of the RC specimen S-1. Difference in accumulated absorbed energy for both specimens verified the last fact. Reduction in the accumulated absorbed energy, encountered with the PPC specimen S-2, can be considered as a disadvantage of using prestressing tendons for bridge piers. Also, the ratio of residual displacement after each cycle, which is the displacement corresponding to zero load, divided by maximum displacement was considerably small for the case of the PPC specimen S-2. Reduction in the residual displacements of PPC specimens can be considered as an advantage of their usage. On the other hand, a disadvantage of their usage is the reduced accumulated absorbed hysteretic energy. Another disadvantage is the reduced equivalent damping factor of PPC specimens when increasing displacement excursions as compared to RC specimens.



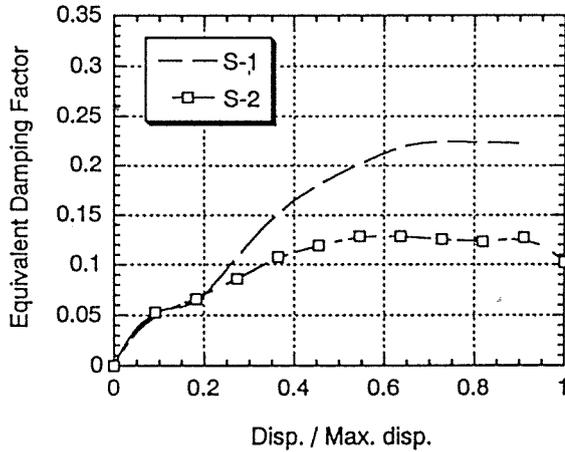
a) Absorbed Hysteretic Energy



b) Accumulated Absorbed Hysteretic Energy



c) Residual Displacements



a) Equivalent Damping Ratio

Figure 6: A Comparison between Characteristic Behavior of RC and PPC Specimens

Effect of λ

A comparison between the hysteretic curves of specimens S-1 and S-2 shows that the use of high mechanical prestressing ratio ($\lambda = 0.64$) in S-2 lead to significant changes in the behavior. Unloading stiffness became smaller. Also, residual displacement after each cycle became smaller as compared to specimen S-1. Strength degradation after yielding of prestressing tendons was pronounced. Overall flexural cracking widths were smaller than of the comparable RC specimen S-1.

PSEUDO-DYNAMIC TESTS

Two specimens, named S-3 and S-4, were tested using pseudo-dynamic testing technique [Shing and Mahin 1988 and Mutsuyoshi et al. 1996]. During tests, the load was applied quasi-statically and the restoring force was measured directly from the loading test system. The used ground acceleration was the modified Hyogo-Ken Nanbu 1995 (NS direction) acceleration in Figure 7. Time scale was maintained as per original one while maximum acceleration was considered as 563 gal and 474 gal respectively. Time interval was taken as 0.01 second. A personal computer that analyzes inelastic earthquake response and controls input data and another personal computer that controls output data were used during the tests.

Pseudo-Dynamic Test Results

Behavior of each specimen is presented graphically in the form of pier shear force versus tip deflection relationship and displacement time histories. It can be observed from the test results that the usage of prestressing tendons in the PPC specimens with high λ has the advantage of reducing the residual displacement (δ_R) as compared to the RC specimens. Also, an enhanced residual cracking pattern, after earthquake excitation, of the PPC specimens as compared to the RC specimens was obtained. On the other hand, Damping and energy dissipation for the PPC specimens were lower than that of the RC specimens.

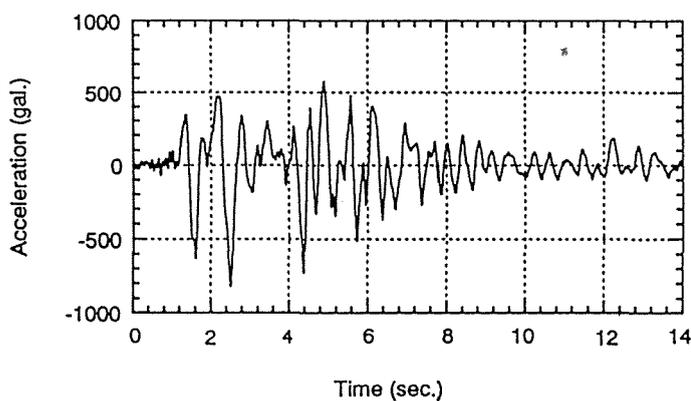


Figure 7: Acceleration of the Hyogo-ken Nanbu 1995 Earthquake

Pseudo-dynamic Test Observations and Discussions

The hysteretic curve of specimen S-3 is shown in Figure 8. Maximum attained response ratio was 13.1 on one side while it was 4.5 at the other side showing that the deformations occurred due to earthquake excitation were drifting towards negative direction of loading. High energy was dissipated during the test.

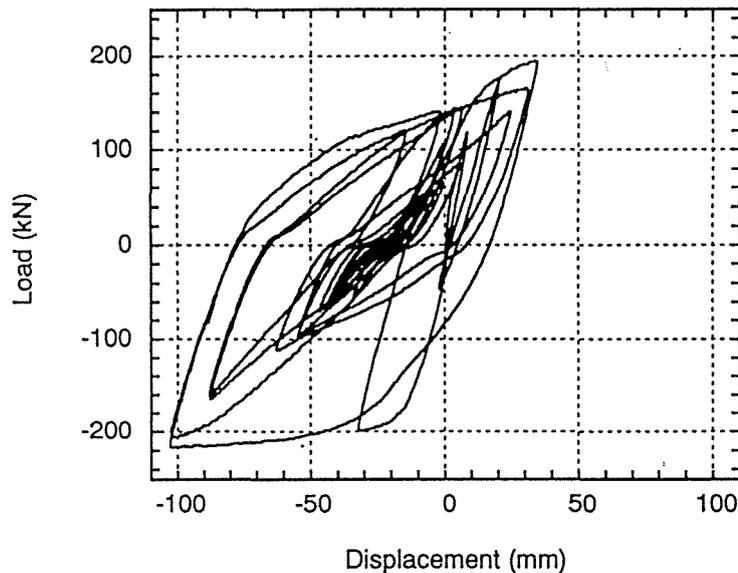


Figure 8: Pseudo-dynamic Hysteretic Load-Displacement Curve of RC Specimen S-3

The displacement-time history, shown in Figure 9, shows that the maximum displacement was about -10.5 cm that occurred at the peak negative excursion after which displacement flocculated around a negative value. At the end of the test, δ_R of about -2.5 cm was observed. The acceleration-time history of the RC specimen S-3 is shown in Figure 10. It was observed that a maximum of 7.95 m/sec² was recorded during the test.

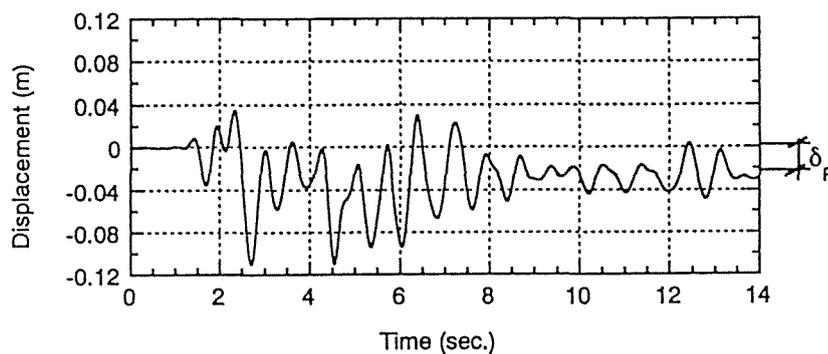


Figure 9: Displacement-Time History of RC Specimen S-3

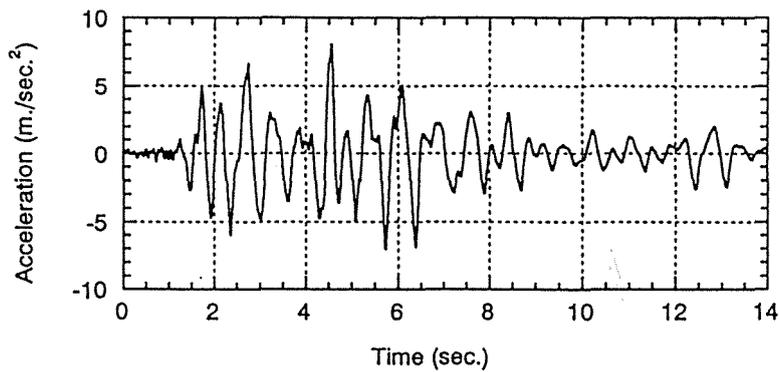


Figure 10: Acceleration-Time History of RC Specimen S-3

The hysteretic curve for specimen S-4 in Figure 11 shows that stiffness degradation during unloading was clear in both directions of loading. Pinching was also clear and can be attributed to the elastic recovery of prestressing tendons. Maximum attained response ratio was about 8.2 at the negative side of curve while it was around 7.8 at the other side. Flexural crack widths were smaller than that of specimen S-3 that can be considered as a merit of their use.

The displacement-time history, shown in Figure 12, shows that maximum displacement was about -7.5 cm. No drift of response in the negative side was observed. Consequently, the use of prestressing tendons can ensure less drift, depending on the used λ value, when a pier is excited by an earthquake excitation. Additionally, at the end of the test, δ_R was much smaller than that of the RC specimen S-3 that can be considered as an advantage. On the other hand, low energy was dissipated during the excitation. The acceleration-time history of the PPC specimen S-4 is shown in Figure 13. It was observed that a maximum acceleration of -7.9 m/sec^2 was recorded.

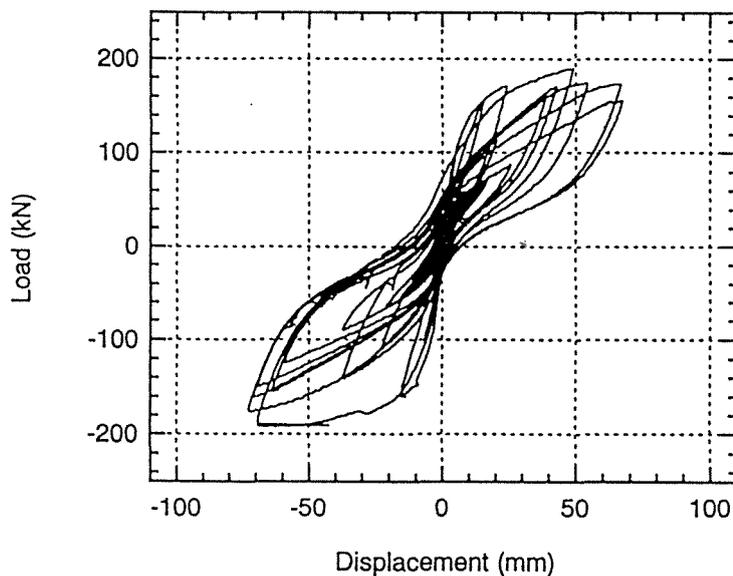


Figure 11: Pseudo-dynamic Hysteretic Load-Displacement Curve of PPC Specimen S-4

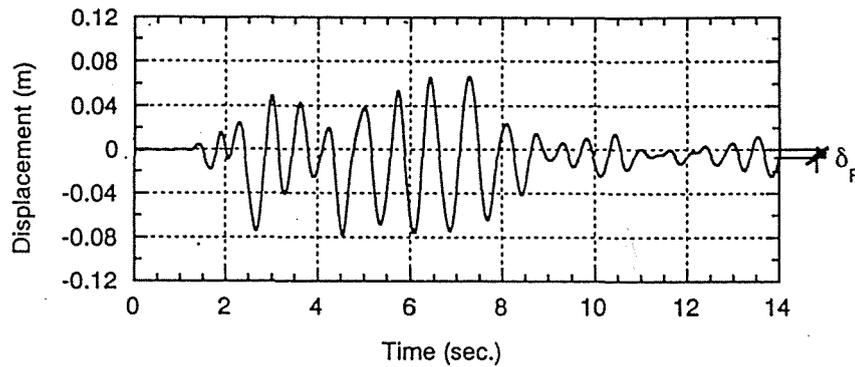


Figure 12: Displacement-Time History of PPC Specimen S-4

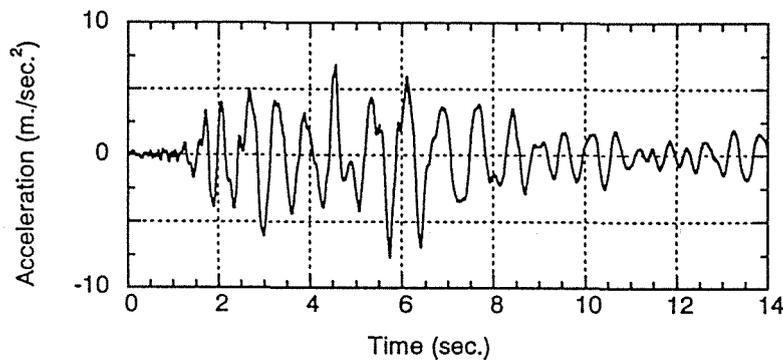


Figure 13: Acceleration-Time History of PPC Specimen S-4

CONCLUSIONS

In order to examine the effectiveness of partially prestressed concrete (PPC) to reduce the residual displacements of bridge piers after earthquake excitations, two types of tests were performed. Statically reversed cyclic loading tests were conducted in order to obtain the characteristic behavior of PPC bridge piers. Additionally, pseudo-dynamic tests were conducted in order to clarify their inelastic response behavior under severe earthquake excitations. The experimental variables were the mechanical prestressing ratio (λ) and the testing technique.

Based on test results, it can be concluded that the use of PPC piers has the following merits:

- 1) It has the advantage of having reduced residual displacement after earthquake excitation when compared to ordinary RC piers. Also, it has the advantage of minimizing drift that might occur due to strong earthquake excitation. The degree of minimization is highly dependent on the used mechanical prestressing ratio.
- 2) Residual cracking patterns after earthquake excitation, of PPC piers are better than that of RC piers. Flexural crack widths are smaller than of RC piers.

On the other hand, the following were found to be demerits of the usage of PPC piers:

- 1) A lower energy dissipation per cycle resulting in a lower accumulated absorbed energy capacities were found as compared to RC piers.
- 2) A lower damping was observed.

Based on the previous discussion of the merits and demerits of PPC piers, it is strongly recommended to use PPC piers when residual displacements, after earthquake excitation, is of a primary concern. In such cases, the mechanical prestressing ratio should be chosen in such a way that can allow having a compromise between their advantages and disadvantages.

ACKNOWLEDGEMENT

The research described above was conducted under Prestressed Concrete Pier Research Project established in Japan Prestressed Concrete Engineering Association. The authors would also like to acknowledge the support provided by grant-in-aid of the Ministry of Education, Science and Culture in Japan.

REFERENCES

- A Report (1998) on, "Seismic Behavior of Prestressed Concrete Pier." *Japan Prestressed Concrete Engineering Association*, March.
- Bayrak, O., and Sheikh, A. S. (1997). "High Strength Concrete Columns Under Simulated Earthquake Loading." *ACI Structural Journal*, V. 94, No. 6, Nov.-Dec., pp.708-722.
- Ikeda, S. (1998). "Seismic Behavior of Reinforced Concrete Columns and Improvement by Vertical Prestressing." *Proceedings of the 13th FIP Congress on Challenges for Concrete in the Next Millennium*, Vol. 2, pp.879-884.
- Ito, T., Yamaguchi, T., and Ikeda, S. (1997). "Seismic Performance of Reinforced Concrete Piers Prestressed in Axial Direction." *Proc. of JCI*, Vol. 19, No. 2, pp.1197-1202.
- Mutsuyoshi, H., Machida, A., and Tanzo, W. (1996). "Influence of Girder Ductility on the Seismic Safety of Two-Story RC Viaducts Using Substructured Pseudo-Dynamic Test Method." *11WCEE*, Paper 1192.
- Priestley, M. J. N., Seible, F., and Chai, Y. H. (1992). "Design Guidelines for Assessment Retrofit and Repair of Bridges for Seismic Performance." *Report No. SSRP 92/01, Structural Systems Research Project*, University of California, San Diego, Feb., 226 pp.
- Saatcioglu, M. (1991). "Modeling Hysteretic Force-Deformation Relationship for Reinforced Concrete Elements." *Earthquake Resistant Concrete Structures, Inelastic Response and Design*, *ACI SP-127-5*, pp.153-198

Shing, P. S., and Mahin, S. A. (1988). "Rate of Loading Effects on Pseudo-Dynamic Tests." *Journal of the Structural Division, ASCE*, V. 114, No. 11, Nov., pp.2403-2420.

Takeda, S., Okimura, T., and Lee, T. Y. (1995) "*Seismic Motion and Damage Characteristics.*" Preliminary Report on the Great Hanshin Earthquake by Japan Society of Civil Engineers, pp.270-286.

Thompson, K. J., and Park, R. (1980). "Seismic Response of Partially Prestressed Concrete." *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 106, No. ST8, paper 15598, Aug., pp.1755-1775.

Zatar, W., Mutsuyoshi, H., Inada, H. (1998). "Dynamic Response Behavior of Prestressed Concrete Piers under Severe Earthquake." *Proc. of JCI*, Vol. 20, No. 3, pp.1003-1008.

Zatar, W., Mutsuyoshi, H. (1998). " Seismic Behavior of Partially Prestressed Concrete Piers." *Proc. of 2nd Symposium on Ductility Design Method for Bridges*, JSCE, Dec., pp.189-192.

Zatar, W. (1999). "*Seismic Behavior of Prestressed Concrete Bridge Piers and Viaduct Structures.*" A Thesis of Dr. of Eng. Degree, Saitama University, Japan.