

基礎ロッキング免震に対する水平2方向入力の影響

Effect of Bilateral Excitation on the Rocking Seismic Isolation of Foundations

長井崇徳*, 川島一彦**

Takanori Nagai, Kazuhiko Kawashima

*東京工業大学, 大学院理工学研究科 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

** 工博 東京工業大学教授, 大学院理工学研究科 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

This paper presents an analysis on the effect of bilateral excitation of foundation rocking seismic isolation. It is known that nonlinear moment vs. rotation hysteresis of a spread foundation reduces the plastic deformation of a column at the plastic hinge. A 10 m tall standard bridge supported by a spread foundation is analyzed under unilateral and bilateral excitation. It is shown that the seismic isolation effect by foundation rocking is significant in reducing the plastic deformation of the column. It is also shown that although the bilateral excitation increases the uplift of the footing, the rocking isolation effect is more significant under the bilateral excitation than the unilateral excitation.

Key Words: Seismic isolation, Seismic design, Bridges, Foundation, Dynamic response analysis

キーワード: 免震設計, 耐震設計, 橋梁, 基礎, 地震応答解析

1. はじめに

直接基礎は杭基礎と並んでよく採用される基礎形式である。耐震設計では、支持力、滑動、転倒に対する照査が必要であり、地盤がある程度良好な箇所では、転倒照査が断面決定要因となる場合が多い。

剛体基礎単体の転倒に関する研究は物部による研究¹⁾にまで遡り、長い歴史を有している。Ishiyama は家具の転倒を対象に、剛体の地震応答を回転、回転+滑動、ジャンプ+滑動、回転等6種類に分類して、詳細な検討を行っている²⁾。川島らは長大橋の剛体基礎に動的な視点から検討を加え、本州四国連絡橋の明石海峡大橋や来島海峡大橋等を対象に、動的なセンスの入った剛体基礎の耐震設計法に理論的根拠を与えた^{3) 4) 5)}。このほか、西村らは直接基礎に対する実大載荷実験や振動台実験により、地盤反力とフーチングの回転角の関係を詳細に検討している⁶⁾。さらに、福井らはエネルギー一定則に基づくフーチングの浮き上がりや転倒限界速度の検討を行っている⁷⁾。

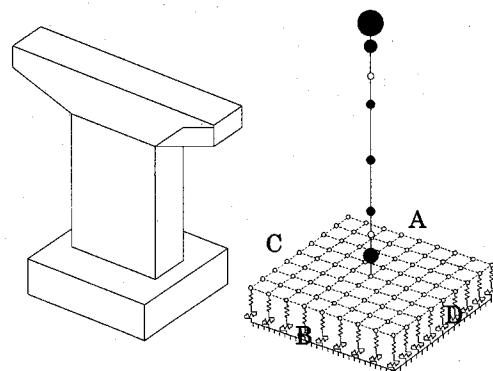
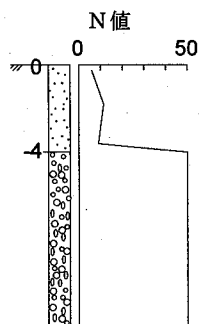
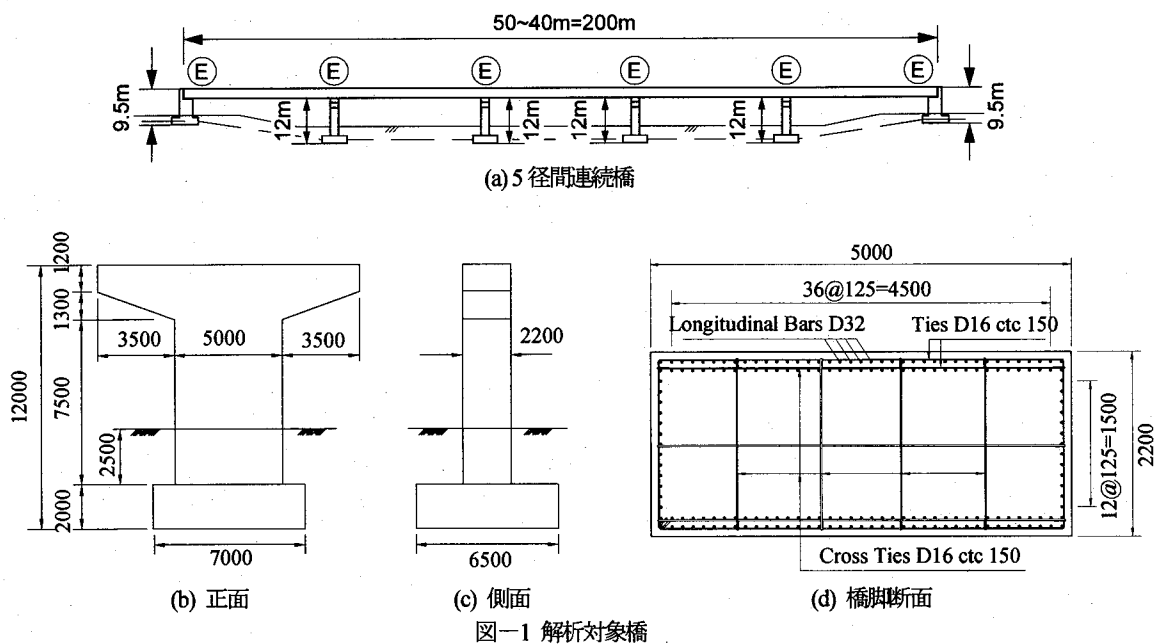
このように、直接基礎自体の動的特性に関してはいろいろな角度から検討されてきたが、直接基礎で支持された橋脚の塑性履歴と直接基礎のロッキングとの関係を解析した研究は少ない。Ciampoli らはフーチングの回転を線形と仮定して、フーチングと橋脚の曲げ塑性化の連成を解析している⁸⁾。川島・細入は基礎のロッキング振動と橋脚系は

マルチヒンジ系を構成することから、両者の非線形履歴を考慮すると基礎のロッキング振動が橋脚の曲げ塑性化に対して免震効果があることを見出し、これを基礎ロッキング免震と定義した⁹⁾。現在の耐震設計法で設計された橋梁でも、1995年兵庫県南部地震クラスの地震動を受けると、フーチングには100mm程度の浮き上がりが生じること、これが橋脚の曲げ塑性化の低減に大きく寄与すること等を明らかにすると同時に、基礎底面の地盤の降伏や上下方向入力の影響も解析している。清宮らは、基礎と地盤間に緩衝材を挿入することによって免震層の滑り摩擦減衰とロッキング基礎免震を併せた構造を用いて3径間連続橋に対する適用性を検討している¹⁰⁾。

川島・細入が解析したのは、上下方向+水平1方向(橋軸方向)入力の場合であるが、水平2方向に入力した場合には、基礎の応答も3次元的となり、さらに複雑な地震応答となることが予想される。本文は、川島・細入が解析したと同じ橋梁を対象として、上下方向+水平2方向入力した場合のロッキング基礎免震効果を解析したものである。

2. 解析対象橋

解析対象とするのは、図-1に示す高さ10mの矩形型橋脚で支持されたごく一般的な橋である。この橋は平成8年道路橋示方書に基づいて、震度法と地震時保有耐力法によ



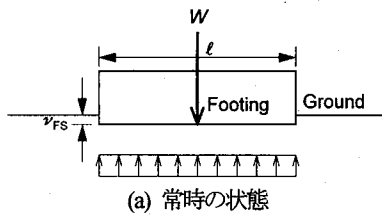
って耐震設計されたもので、川島、細入が解析した橋梁と同じ橋梁である⁹⁾。橋脚ではコンクリートの設計基準強度 σ_{ck} は21MPaであり、軸方向鉄筋および帯鉄筋にはSD295が用いられている。断面には軸方向鉄筋としてD32が配置されており、軸方向鉄筋比は0.657%である。また帯鉄筋としてはD16が150mm間隔で配筋されている。横拘束筋の有効長が1000mmであることから、帯鉄筋比は0.53%となる。実際の支持条件は積層ゴム支承を用いた地震力分散構造であるが、この場合には支承剛性によって橋の地震応答がいろいろ変化する。しかし、こうした点を解析することが本研究の目的ではないため、ここでは固定支承によって支持されている場合を対象とすることとする。この橋から、1基の下部構造とこれが支持する上部構造部分を1つの設計振動単位として取り出し、これを解析する。橋脚は、幅7m、長さ6.5m、厚さ2mの直接基礎によって支持されている。

地盤条件は図-2に示すように、地表面下4mにN値50以上の砂礫層があり、これを支持層としている。このため、支持力に対しては十分な余裕がある。

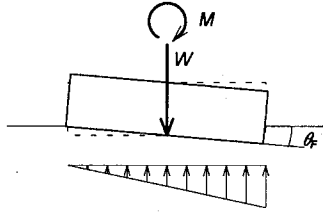
3. 解析モデルと入力地震動

上述した橋のうち1基の下部構造とそれが支持する上部構造部分を図-3に示すように、離散型骨組み構造系にモデル化した。橋脚の塑性ヒンジ区間は3次元ファイバー要素でモデル化し、塑性ヒンジ区間以外の橋脚区間は平成8年道路橋示方書に基づいて、降伏剛性を有する線形はり要素によってモデル化した。ファイバー要素解析では、帯鉄筋によるコンクリートの横拘束効果を考慮することとし、骨格曲線に関してはHoshikumaらのモデル^{11) 12)}により、また、除荷、再載荷履歴は堺・川島のモデル¹³⁾によりそれぞれ求めた。さらに、鉄筋の履歴は堺・川島による修正Menegotto-Pintoモデルを用いた¹⁴⁾。このようなコンクリート及び鉄筋の履歴則を用いることにより、橋脚の履歴をよく表すことができる点は現在までのRC橋脚模型に対する繰り返し載荷実験やハイブリッド載荷実験結果に対するファイバー要素解析から確認されている¹⁵⁾。

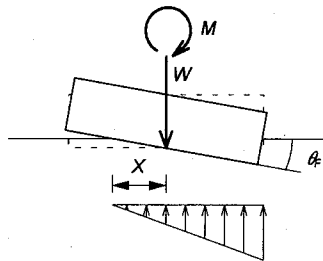
また、フーチングは剛な3次元はり要素で格子状にモデル化した。川島・細入は2次元はり要素でフーチングをモデル化した。これを3次元に拡張したものである。フー



(a) 常時の状態



(b) 左端が浮き上がり始める状態



(c) 左端が浮き上がった状態

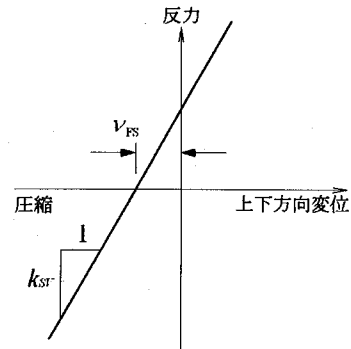
図-4 フーチングの浮上りと底面地盤との接触条件

チング底面と地盤との接触を表すために、1) 底面地盤がフーチングの浮き上がりに抵抗しない場合、すなわち、底面地盤からフーチングの浮き上がりを許す場合と、2) 底面地盤がフーチングの浮き上がりに抵抗する場合の2種類を考慮する。実際には、基礎底面地盤はフーチングの浮き上がりに対して抵抗しないが、従来、線形基礎回転ばねで基礎ロッキングの影響をモデル化することが一般的であることから、底面地盤がフーチングの浮き上がりに抵抗する場合も比較のために解析することとした。なお、フーチング上載土の影響は今回の解析では見込んでいない。この影響を見込む場合には、上載土をフーチングに対する付加マスとして取り扱うことが考えられる。

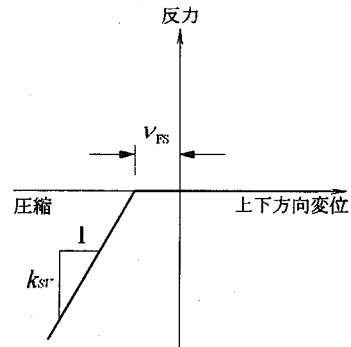
底面地盤がフーチングの浮き上がりに抵抗しない場合には、底面地盤とフーチングの接触条件は図-4に示すように、静的自重によって v_{FS} だけ弾性沈下した状態、地震力が作用してフーチングの一端がもともとの地盤面レベルまで持ち上がった状態、さらにフーチングが地盤から浮き上がった状態に分けられる。ここで、静的自重によるフーチングの弾性沈下 v_{FS} は、

$$v_{FS} = \frac{V}{k_{SV} \cdot l_L \cdot l_T} \quad (1)$$

ここで、 V ：フーチング下面に作用する構造系の重量、 k_{SV} ：単位面積あたりの地盤ばね係数、 l_L 、 l_T ：橋軸方向、橋軸直角方向のフーチングの長さである。



(a) 底面地盤がフーチングの浮上りに抵抗する場合



(b) 底面地盤がフーチングの浮上りに抵抗しない場合

図-5 解析に用いた地盤ばね

このようなフーチングと地盤との接触条件をここでは図-5に示すように地盤ばねによってモデル化する。底面地盤がフーチングの浮き上がりに抵抗する場合には、線形回転ばねによって地盤の影響をモデル化することもできるが、ここでは地盤ばねを後述するように与えることにより、底面地盤がフーチングの浮き上がりに抵抗しない場合と同じく、図-3のモデルを用いることとした。

第 i 番目の地盤ばねに着目すると、地盤ばねによって底面地盤からフーチングに伝えられる鉛直力 f_{Vi} は、次式によって与えられる。

基礎の浮き上がりに抵抗する場合

$$f_{Vi} = k_{SVi}(\Delta v_{Fi} - \Delta v_{FSi}) \quad (2)$$

基礎の浮き上がりに抵抗しない場合

$$f_{Vi} = \begin{cases} k_{SVi}(\Delta v_{Fi} - \Delta v_{FSi}) & \Delta v_{Fi} < \Delta v_{FSi} \\ 0 & \Delta v_{Fi} \geq \Delta v_{FSi} \end{cases} \quad (3)$$

ここで、 k_{SVi} ：フーチング底面と底面地盤の接触を表す地盤ばね、 Δv_F ：フーチング底面と底面地盤間の相対変位で、

$$\Delta v_{Fi} = v_{Fi} - v_{Gi} \quad (4)$$

v_{Fi} 、 v_{Gi} ：フーチング底面及び底面地盤の上下方向変位、 Δv_{FSS} ：式(1)による自重によるフーチングの初期弾性沈

表-1 固有周期及びモード減衰定数

次数	固有周期(s)	減衰定数
1	0.69	0.079
2	0.55	0.092
3	0.10	0.096
4	0.094	0.086
5	0.081	0.093

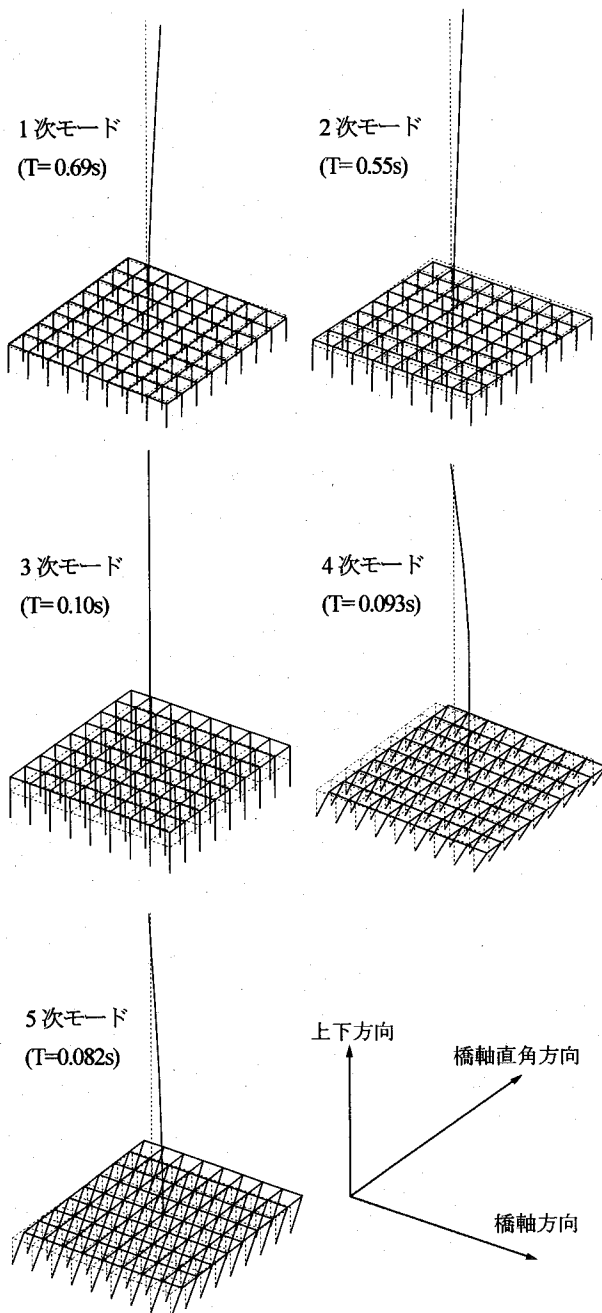


図-6 主要な固有振動モード

下変位である。

上記のモデルを用いて、微小振動時（フーチングが底面地盤から浮き上がらない場合）の固有振動特性を1次から5次まで求めると、表-1、図-6のようになる。表-1には後述するモード減衰定数も示している。基本及び2次固

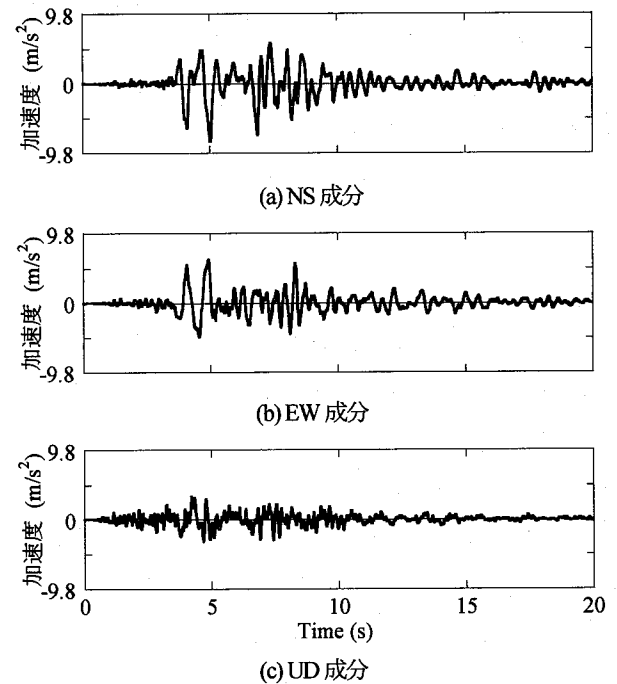


図-7 入力地震動

有周期はそれぞれ0.69秒、0.55秒であり、それぞれ橋軸方向および橋軸直角方向の橋脚・フーチング系のロッキング・曲げ振動である。

減衰はレーリー減衰で与えることとした。減衰定数は橋脚躯体では0.05、地盤ばねは0.1とし、ひずみエネルギー比例減衰法によって各次のモード減衰定数を表-1のように求めた。

入力地震動としては、1995年兵庫県南部地震による神戸海洋気象台記録およびJR 鷹取駅記録を用いた。NS成分、EW成分をそれぞれ橋軸、橋軸直角方向に、また、UD成分を上下方向に入力した。比較のために、水平1方向入力した場合も解析するが、この場合には橋軸方向を対象としNS成分を入力させ、UD成分を上下方向に入力した。なお、本文ではスペースの制限のため、JMA 神戸記録を中心として結果を示す。図-7はJMA 神戸記録の加速度波形である。

4. 水平1方向入力した場合の地震応答

基礎底面地盤がフーチングの浮き上がりに抵抗する状態で、橋軸+上下方向に入力した場合の応答を図-8に示す。桁の水平方向の応答加速度および応答変位の最大値はそれぞれ 13.1m/s^2 、 0.22m である。図-9はフーチングの両端における上下方向応答変位及び地盤ばねの作用力である。ロッキングするため、フーチングの両端では交互に応答が生じており、最大変位はA端中央では 15mm 、B端中央では 23mm である。

図-10は地盤ばねの履歴を示した結果である。A端中央部では地盤ばね1本あたりの最大圧縮力は 903kN 、最大引

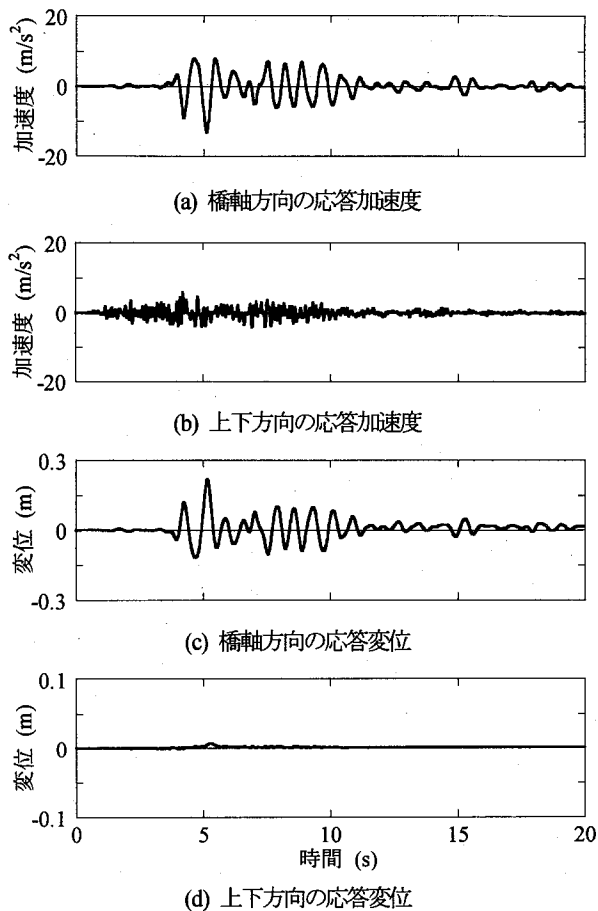


図-8 橋軸方向に入力した場合の桁の応答
(フーチングの浮上りに抵抗する場合)

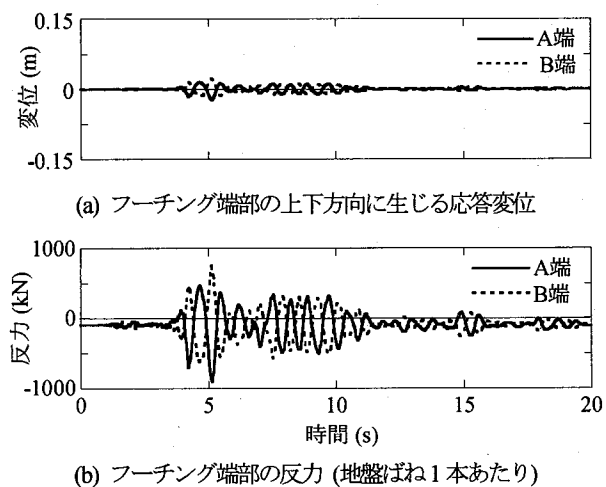


図-9 フーチング端部の浮上り及び反力
(フーチングの浮上りに抵抗する場合)

張り力は472kNであり、これを最大応力度にすると圧縮側で2.54MPa、引張側で1.33MPaとなる。この場合の橋脚基部の塑性ヒンジ領域における曲げモーメント～曲率の履歴曲線は、図-11に示すとおりである。橋脚の塑性ヒンジ領域には、最大 $9.44 \times 10^3/\text{m}$ の応答曲率が生じる。

次に、基礎底面がフーチングの浮き上がりに抵抗しない状態で、橋軸+上下方向入力した場合の応答を図-12に示

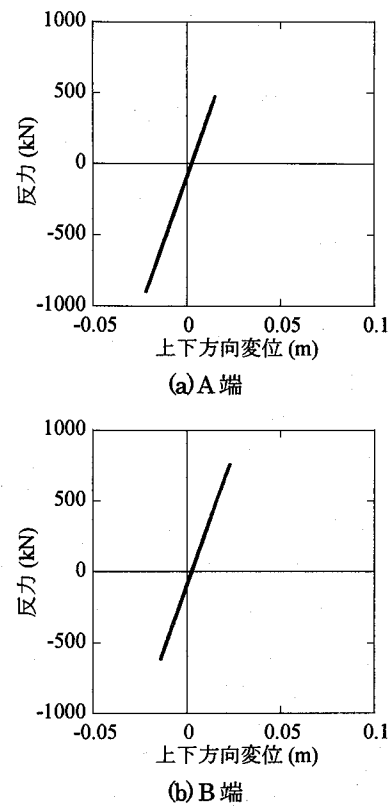


図-10 地盤ばねに生じる反力
(フーチングの浮上りに抵抗する場合)

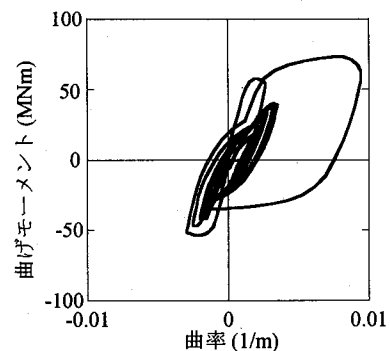


図-11 橋脚の塑性ヒンジ部における
曲げモーメント～曲率の履歴
(フーチングの浮上りに抵抗する場合)

す。桁の水平方向の応答加速度および応答変位の最大値は、それぞれ 6.69m/s^2 、 0.25m であり、上述した基礎底面がフーチングの浮き上がりに抵抗する場合に比較して、それぞれ、49%減少、16%増加している。加速度応答が減少したのは基礎ロックンク免震のためであり、変位応答が増加したのはフーチングのロックンクによる応答が付加されたためである。この時のフーチング両端での上下方向の応答変位と地盤ばね反力を示した結果が図-13である。フーチングは自重により248mm沈下した状態から地震力を受ける。この結果、橋軸方向のA端とB端では、交互にフーチングが底面地盤から浮き上がり、この最大値はA端では110mm、B端中央では56mmである。

本解析に用いた直接基礎は、平成8年道路橋示方書で設

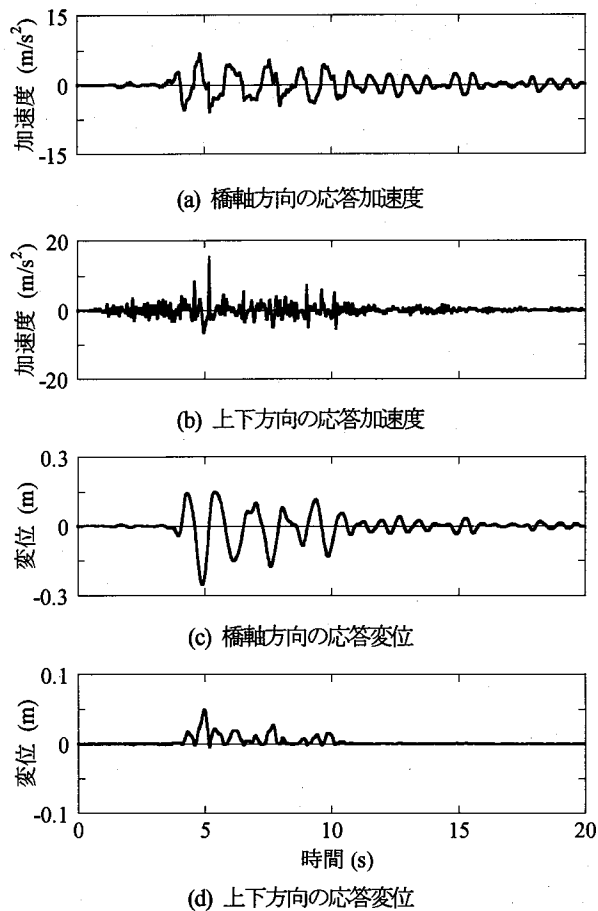


図-12 橋軸方向に入力した場合の桁の応答
(フーチングの浮上に抵抗しない場合)

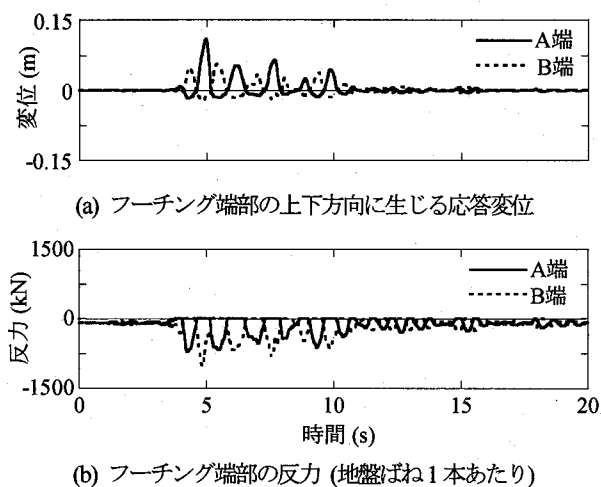


図-13 フーチング端部の浮上り及び反力
(フーチングの浮上に抵抗しない場合)

計され、道路橋としてはごく一般的な構造である。このように設計された基礎であっても、地震時に基礎が底面地盤から56~110mm浮き上がるという点が重要である。従来の地震においても、地震後の調査で地盤表面に基礎周辺に沿ってクラックが認められることがあったが、これは本解析で生じたように、現在の道路橋示方書の考え方で耐震設

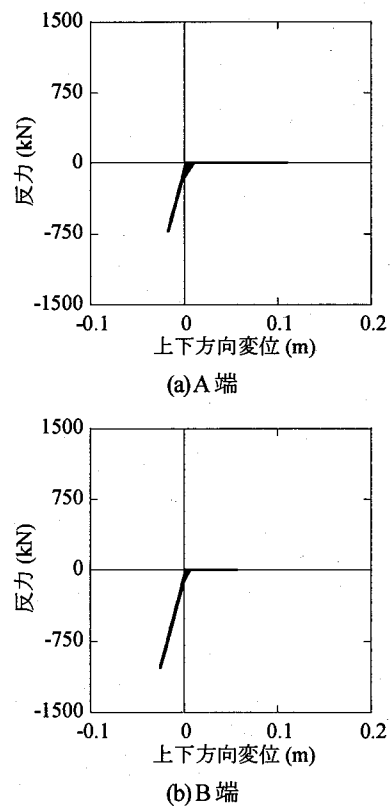


図-14 地盤ばねに生じる反力
(フーチングの浮上に抵抗しない場合)

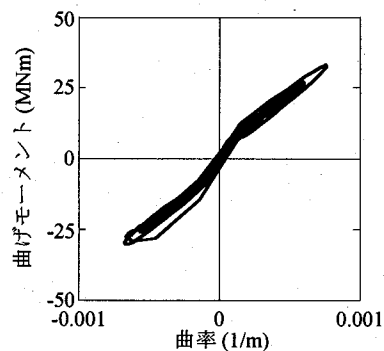


図-15 橋脚の塑性ヒンジ部における
曲げモーメント～曲率の履歴
(フーチングの浮上に抵抗しない場合)

計された基礎では大地震時に底面地盤から浮き上がったことにより生じた可能性が高いと考えられる。このことは、従来の耐震設計においてはロッキング基礎免震の概念を積極的に取り入れてはいなかったにもかかわらず、実際には、ロッキング基礎免震があった可能性が高いということであり、この応答低減効果があった状態で、橋脚等は現状程度の地震被害にとどまっているとみることもできる。これは、現状までの耐震性レベルを入力地震動強度と橋脚や上部構造系の地震被害レベルとの関係で評価する際に重要である。今回の解析は1ケースに過ぎないが、ロッキング基礎免震をより積極的に活用するための設計法を開発すると同時に、既往の地震被害レベルの評価という視点で、

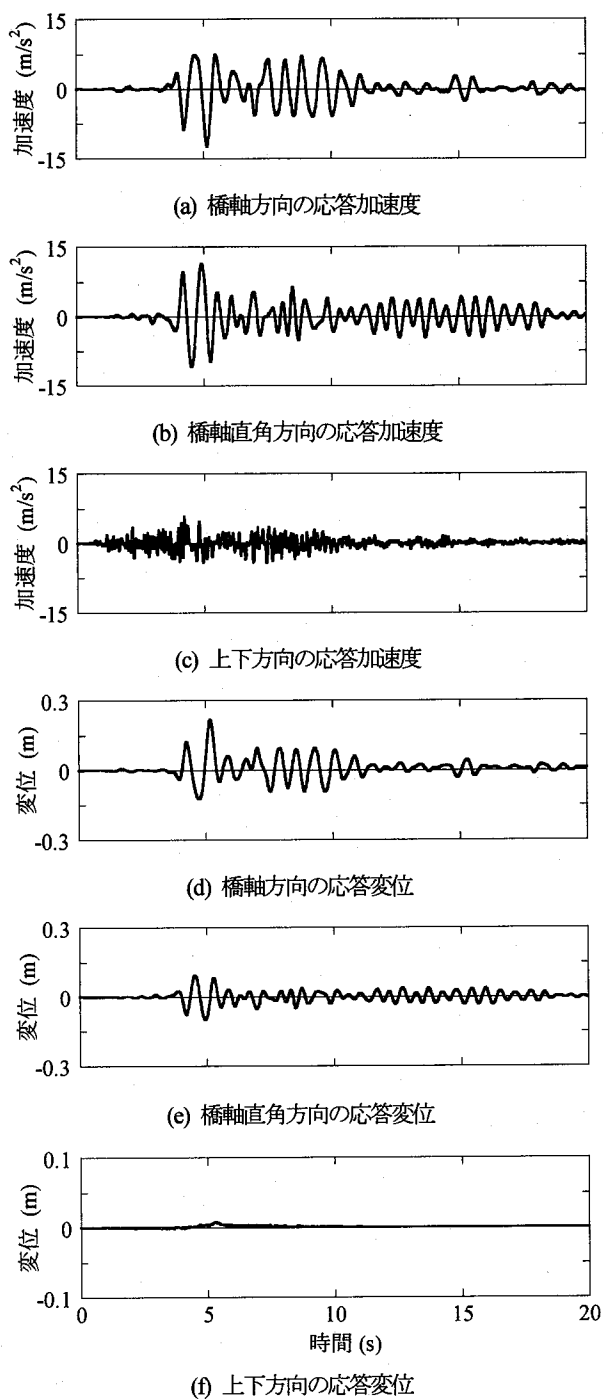


図-16 橋軸方向及び橋軸直角方向に入力した場合の桁の応答 (フーチングの浮上りに抵抗する場合)

ロッキング基礎免震が重要であることが指摘される。

フーチングのA端、B端における地盤ばね1本当たりの履歴を示すと、図-14の通りである。A端中央では最大圧縮力は724kNで、これを単位面積当たりになると、2.04MPaとなる。引っ張り側には地盤ばねは抵抗しない。

図-15は橋脚基部の塑性ヒンジ領域における曲げモーメント～曲率の履歴曲線である。最大曲率は $7.63 \times 10^{-4}/m$ で、上述した基礎底面地盤がフーチングの浮き上がりに抵抗する場合に比較して、わずか8%と大変小さくなっている。これは、基礎ロッキング免震の効果である。

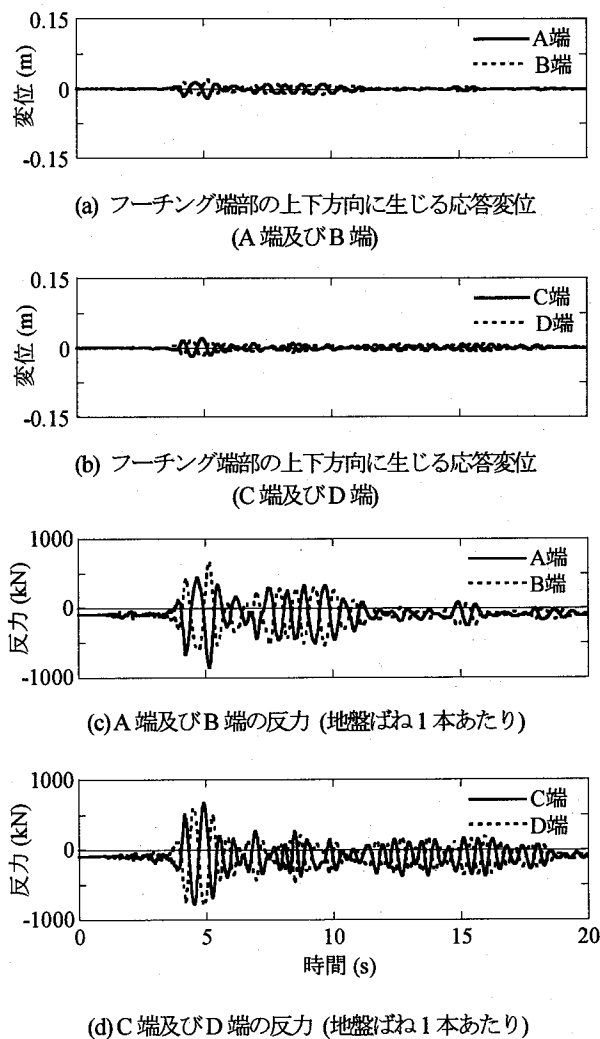


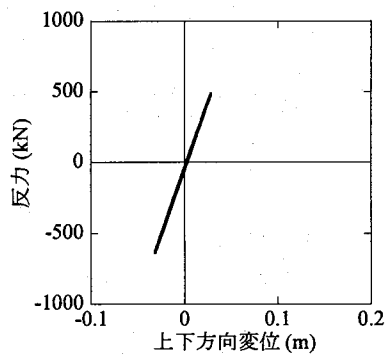
図-17 フーチング端部の浮上り及び反力 (フーチングの浮上りに抵抗する場合)

5. 水平2方向に入力した場合の地震応答

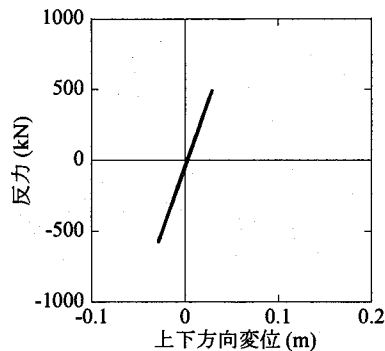
次に、水平2方向+上下方向に地震力を受ける場合の応答を示す。最初に、基礎底面地盤がフーチングの浮き上がりに抵抗する状態で、橋軸、橋軸直角方向+上下方向に入力した場合の応答を図-16に示す。上部構造の最大応答変位及び最大応答加速度は、橋軸方向にはそれぞれ0.22m、 $12.4m/s^2$ 、橋軸直角方向にはそれぞれ0.099m、 $11.5m/s^2$ である。前述した橋軸+上下方向入力した場合に比較すると、上部構造に生じる橋軸方向の応答変位はほとんど変化しないが、応答加速度は6%程度小さくなる。

この時のフーチングの両端中央部における上下方向変位と地盤ばね作用力を示すと図-17となる。橋軸方向のフーチング両端における上下方向の浮き上がり量はA端中央では15mm、B端中央では21mm程度であり、これは前述した橋軸方向+上下方向に地震力を作用させた場合に比較してほとんど同じである。

地盤ばね1本当たりの履歴を示すと、図-18の通りであ

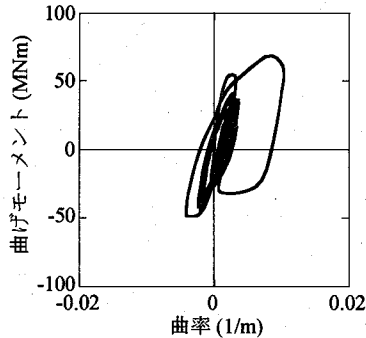


(a) AD コーナー

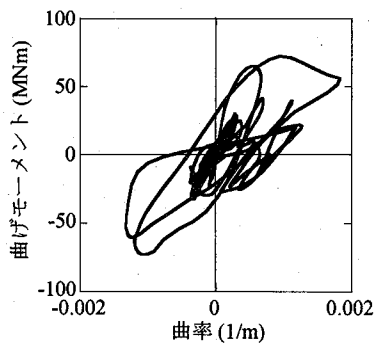


(b) BC コーナー

図一18 地盤ばねに生じる反力
(フーチングの浮上りに抵抗する場合)

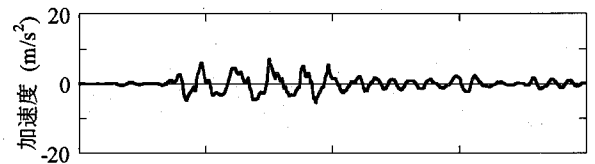


(a) 橋軸方向

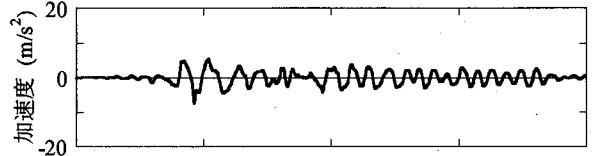


(b) 橋軸直角方向

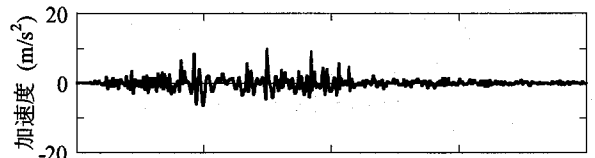
図一19 橋脚の塑性ヒンジ部における
曲げモーメント～曲率の履歴
(フーチングの浮上りに抵抗する場合)



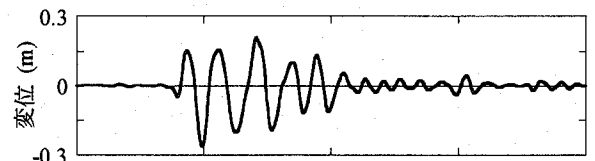
(a) 橋軸方向の応答加速度



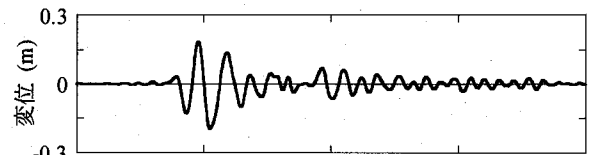
(b) 橋軸直角方向の応答加速度



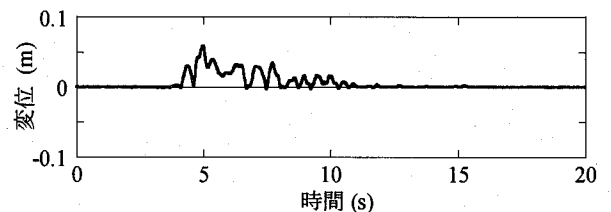
(c) 上下方向の応答加速度



(d) 橋軸方向の応答変位



(e) 橋軸直角方向の応答変位



(f) 上下方向の応答変位

図一20 橋軸及び橋軸直角方向に入力した場合の桁の応答
(フーチングの浮上りに抵抗しない場合)

る。橋軸方向のフーチングのA端中央での反力は圧縮側には860kN (応力は 2.42MN/m^2) 程度であり、これは前述した橋軸+上下方向入力した場合に比較して同程度である。なお、フーチングコーナー部では、2方向地震力を受ける結果、フーチング中央部に比較すると反力は50%程度と小さい。しかし、図-3に示したように、フーチングのコーナー部に位置する地盤ばねが分担するフーチング面積はフーチング中央部に位置する地盤ばねが分担するフーチング面積に比較して半分である。このため、応力として評価すると、フーチングコーナーではフーチング中央部に比較して2倍の応力を生じることになる。たとえば、ADコーナーでは反力は637kNであり、応力は3.6MPaとなる。

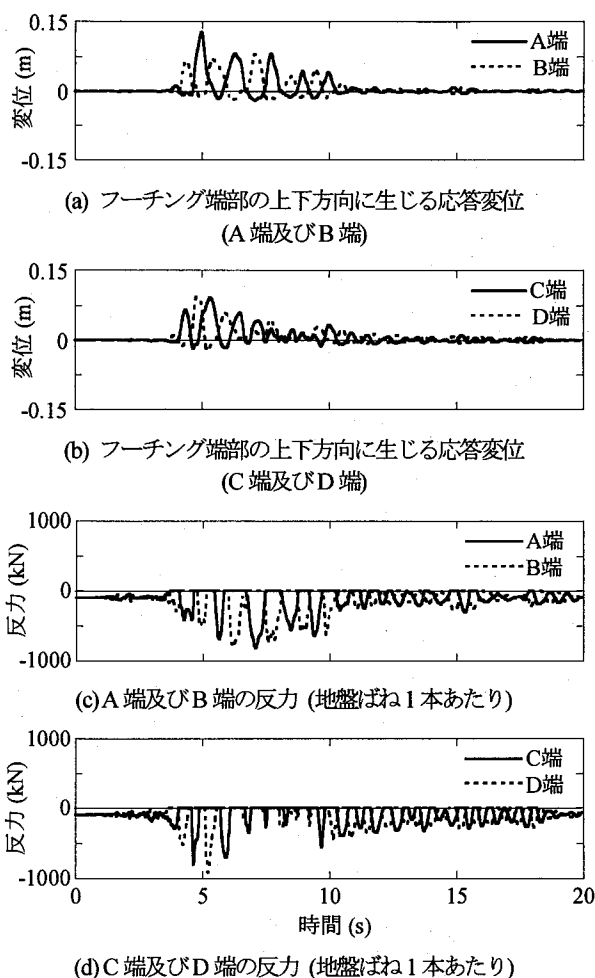


図-21 フーチング端部の浮上り及び反力
(フーチングの浮上りに抵抗しない場合)

これはA 端中央部の応力の1.5 倍である。このように、水平2方向入力すると、フーチング中央部よりコーナー部で地盤反力が大きくなる。

この場合の橋脚基部の塑性ヒンジ領域における曲げモーメント～曲率の履歴曲線は、図-19 に示すとおりである。橋軸方向には、橋脚の塑性曲率は最大 $1.03 \times 10^{-2}/\text{m}$ であり、これを前述した橋軸+上下方向入力した場合 ($9.44 \times 10^{-3}/\text{m}$) に比較すると、9%大きい。橋軸直角方向には橋軸方向より曲げ耐力が大きいため、 $1.83 \times 10^{-3}/\text{m}$ の曲げ曲率しか生じない。これに対して、基礎底面がフーチングの浮き上がりに抵抗しない状態で、橋軸、橋軸直角方向+上下方向入力した場合の応答を図-20 に示す。上部構造の最大応答は、橋軸方向には 0.26m 、 7.16m/s^2 、橋軸直角方向には 0.19m 、 7.5m/s^2 である。前述した橋軸+上下方向入力した場合には、上部構造に生じる橋軸方向の最大応答変位および最大応答加速度はそれぞれ 0.25m 、 6.69m/s^2 であったから、この方向に対しては、水平2方向入力することによって、最大応答変位は4%、最大応答加速度は7%増大する。また、基礎底面がフーチングの浮き上がりに抵抗する場合には、上部構造の最大応答は、橋軸方向には 0.22m 、 12.4m/s^2 、橋軸直角方向には 0.099m 、 11.5m/s^2 であった。このため、

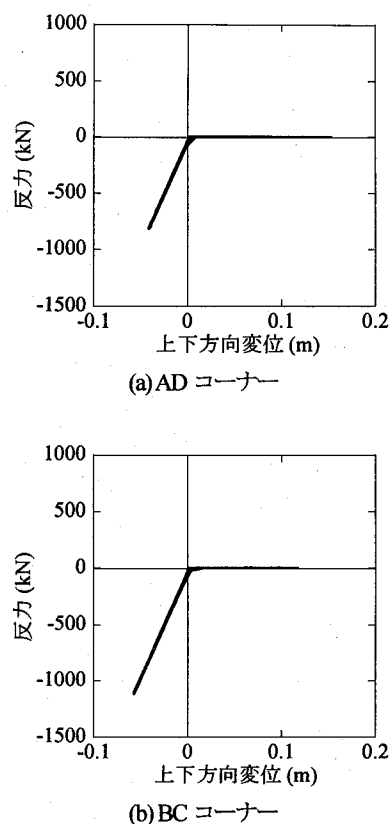


図-22 地盤ばねに生じる反力
(フーチングの浮上りに抵抗しない場合)

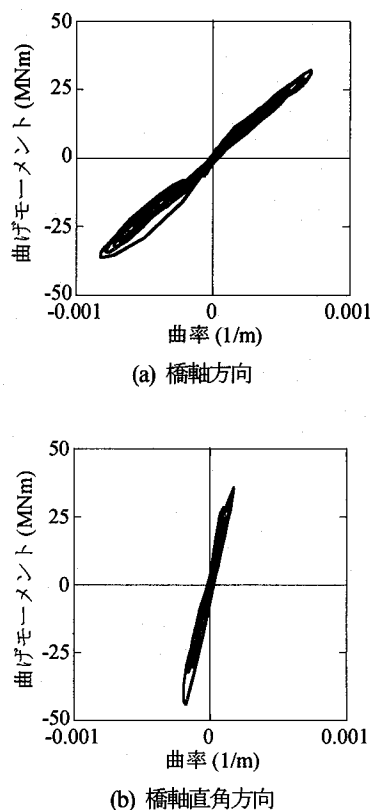


図-23 橋脚の塑性ヒンジ部における
曲げモーメント～曲率の履歴
(フーチングの浮上りに抵抗しない場合)

表-2 橋軸方向の最大応答の比較

			基礎底面地盤がフーチングの 浮き上がりに抵抗する場合		基礎底面地盤がフーチングの 浮き上がりに抵抗しない場合	
			水平1方向入力	水平2方向入力	水平1方向入力	水平2方向入力
桁	応答加速度 (m/s ²)		13.1	12.4	6.69	7.16
	応答変位 (m)		0.219	0.219	0.253	0.263
フーチング	浮上り (mm)	A 端中央	15.2	14.5	11.0	12.7
		B 端中央	22.9	20.9	5.6	7.9
		AD コーナー	-	28.6	-	15.3
	地盤圧縮応力 (MPa)	A 端中央	2.54	2.42	2.04	2.30
		B 端中央	1.74	1.66	2.90	2.25
		AD コーナー	-	3.58	-	4.59
塑性ヒンジにおける橋脚の曲率 (1/m)			9.44x10 ⁻³	1.03x10 ⁻²	7.63x10 ⁻⁴	8.22x10 ⁻⁴

基礎底面がフーチングの浮き上がりに抵抗しない場合には、浮き上がりに抵抗する場合に比較して、最大応答変位は橋軸方向には20%、橋軸直角方向には95%増加するが、応答加速度は橋軸、橋軸直角方向にそれぞれ42%、35%減少する。橋軸直角方向のほうが橋軸方向よりも上部構造の応答変位の増加比が大きいのは、図-7に示した入力地震動の特性の他、フーチング形状からフーチングが浮き上がった場合のロッキングに対する衝突力の抵抗の減少率が大きいと考えられる。なお、JR 鷹取駅記録を入力した場合、基礎底面がフーチングの浮き上がりに抵抗する場合には、上部構造の最大応答は橋軸方向には0.198m、 11.0m/s^2 、橋軸直角方向には0.073m、 8.83m/s^2 であり、基礎底面がフーチングの浮き上がりに抵抗しない場合には、上部構造の最大応答は橋軸方向には0.623m、 6.76m/s^2 、橋軸直角方向には0.487m、 7.84m/s^2 である。このため、基礎底面がフーチングの浮き上がりに抵抗しない場合には、浮き上がりに抵抗する場合に比較して、最大応答変位は橋軸方向には215%、橋軸直角方向には567%増加するが、応答加速度は橋軸、橋軸直角方向にそれぞれ39%、11%減少する。

図-21 はフーチング端部における上下方向の応答変位及び地盤ばね作用力である。基礎の浮き上がりは、A端では127mm、B端では79mmである。

図-22 は地盤ばね反力を示した結果である。橋軸方向と橋軸直角方向の応答変位および応答加速度の履歴である。フーチングのコーナー部では、2方向地震力を受ける結果、フーチング中央部に比較して同程度の反力となっているが、前述したように、コーナー部の地盤ばねが支持するフーチング面積はフーチング中央部の地盤ばねが分担するフーチング面積の1/2であるため、応力的にはフーチングコーナーはフーチング中央部に比較して2倍となる。なお、地震動が地盤支持力を上まわれれば、地盤は降伏する。この場合の影響については参考文献4)および9)に示している。

図-23 は橋脚の塑性ヒンジ区間における曲げモーメン

トと曲率の履歴曲線である。最大曲率は橋軸方向には $8.22 \times 10^{-4}/\text{m}$ 、橋軸直角方向には $1.96 \times 10^{-4}/\text{m}$ であり、図-19に示した基礎底面がフーチングの浮き上がりに抵抗する場合に比較して、最大曲率はそれぞれ橋軸方向には8%、橋軸直角方向には11%と大幅に低下する。したがって、基礎の浮き上がりを考慮することは、橋脚の塑性ヒンジにおける履歴応答を大幅に減少させることがわかる。

以上に示した解析結果を耐震設計に重要な橋軸方向の最大応答に着目して整理すると、表-2ようになる。

6. 結論

直接基礎とこれにより支持された橋脚からなるマルチヒンジ系がもたらす基礎ロッキング免震に対する水平2方向入力の影響を検討するために、実橋に対する非線形動的解析を行った。本研究から明らかとなった事項をまとめると、以下の通りである。

1) 基礎底面地盤がフーチングの浮き上がりに抵抗しないという条件で解析すると、基礎底面地盤がフーチングの浮き上がりに抵抗するという条件で解析した場合よりも、桁に生じる応答加速度や橋脚塑性ヒンジ部の曲率は大幅に緩和される。これは、水平1方向入力、水平2方向入力の場合ともに同じである。

2) 基礎底面地盤がフーチングの浮き上がりに抵抗しないという条件で解析すると、水平2方向入力した場合には、水平1方向入力した場合に比較し、桁に生じる橋軸方向の最大応答加速度、最大応答変位はともに増大する。ただし、その増加率はそれぞれ7%、4%と著しいものではない。また、橋脚基部の曲率の増加率も桁の最大応答加速度の増加率とほぼ同じで7.7%である。

3) 基礎底面地盤がフーチングの浮き上がりに抵抗しないという条件で解析すると、水平2方向入力した場合には、水平1方向入力した場合に比較し、フーチング端部に生じ

る浮き上がりは15%~41%増加する。浮き上がり量としては79mm~127mmで、耐震設計上この浮き上がり量が許容範囲にあるように基礎幅を決める必要がある。ただし、今回の解析に用いた橋梁は道路橋示方書で設計されたものであり、このような橋梁においても兵庫県南部地震クラスの地震動を受けると、上記程度のフーチングの浮き上がりが生じるという点が重要である。

謝辞

本研究は(財)先端建設技術センターの研究助成及び科学研究補助金(課題番号17656147:ロッキング基礎免震に関する研究)を用いて行ったものである。ここに記して厚くお礼申し上げる次第である。

参考文献

- 1) 物部長穂: 地震上下動に関する考察並びに振動論, 土木学会誌, Vol. 10, No. 5, 1924.
- 2) Ishiyama, Y.: Motion of Rigid Bodies and Criteria for Overturning by Earthquake Excitations, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 10, pp. 635-650, 1982.
- 3) 川島一彦, 運上茂樹: 地震に対する剛体基礎の回転振動の解析, 土木技術資料, 32-10, pp. 60-66, 1990.
- 4) 川島一彦, 運上茂樹: 基礎地盤の変形と軟化を考慮した剛体基礎の動的な転倒解析法, 土木技術資料, 33-3, pp. 54-59, 1991.
- 5) 川島一彦, 運上茂樹, 向秀毅: 地震時の直接基礎の回転振動特性, 土木技術資料, 36-7, pp. 50-55, 1994.
- 6) 羽矢洋, 西村昭彦: 大地震力を考慮した直接基礎の設計法の提案, 土木学会論文集, 595/VI-39, pp. 127-140, 1998.
- 7) 福井次郎, 西谷雅弘, 増田真一, 岩田克司: 直接基礎の耐震設計法に関する検討, 第4回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp. 409-414, 2000.
- 8) Ciampoli, M. and Pinto, P. E.: Effects of Soil-Structure Interaction on Inelastic Seismic Response of Bridge Piers, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 121-5, pp. 806-814, 1995.
- 9) 川島一彦, 細入圭介: 直接基礎のロッキング振動が橋脚の非線形地震応答に及ぼす影響, 土木学会論文集, 703/I-59, pp. 97-111, 2002.
- 10) 清宮理, 近藤岳史, 安 同祥, 渡辺勉: 3径間連続箱桁橋梁への基礎免震構造の適用性に関する検討, 構造工学論文集, Vol. 51A, pp. 657-668, 2005.
- 11) 星隈順一, 川島一彦, 長屋和宏: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係, 土木学会論文集, 520/I-28, pp. 1-11, 1995.
- 12) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and A. W. Taylor: Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 123-5, pp. 624-633, 1997.
- 13) 堺淳一, 川島一彦, 庄司学: 横拘束されたコンクリートの除荷および再載荷過程における応力度~ひずみ関係の定式化, 土木学会論文集, 654/I-52, pp. 297~316, 2000.
- 14) 堺淳一, 川島一彦: 部分的な除荷・再載荷を含む履歴を表す修正 Menegotto-Pinto モデルの提案, 土木学会論文集, 738/I-64, pp. 159-169, 2003.
- 15) たとえば, 早川涼二, 川島一彦, 渡邊学歩: 水平2方向地震力を受ける単柱式RC橋脚の耐震性, 土木学会論文集, 759/I-67, pp. 79-98, 2004.

(2005年9月10日受付)