

# 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

川島一彦<sup>1</sup>・細入圭介<sup>2</sup>

<sup>1</sup>フェロー 工博 東京工業大学大学院理工学研究科教授 土木工学専攻

(〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

<sup>2</sup>正会員 修(工) 九州旅客鉄道(株)(〒812-8566 福岡市博多区博多駅前 3-25-21)

従来の震度法で設計された、直接基礎は兵庫県南部地震の際のような強震動を受けた場合には、フーチングの浮き上がりが大きく生じる可能性がある。本研究は、震度法で設計された一般的な直接基礎によって支持された橋の地震応答を非線形動的解析によって解明したものである。この結果、兵庫県南部地震による地震記録を作用させると、設計水平震度 0.2 で設計された直接基礎は端部で 0.1~0.2m 程度浮き上がる可能性があること、フーチングのロッキング振動は橋脚の塑性応答に対して一種の免震効果として機能することを明らかにした。

**Key Words:** seismic response, seismic design, bridge, dynamic response analysis, foundation, rocking response, hysteretic response

## 1. はじめに

直接基礎は杭基礎と並んで最もよく採用される基礎形式の一つである。杭基礎に関しては 1995 年の兵庫県南部地震による甚大な被害を契機として、地震時保有耐力法による耐震設計が普及してきた。プッシュオーバーアナリシスの適用性や橋脚との非線形動的相互作用に関する検討も行われてきている<sup>1), 2)</sup>。これに対して直接基礎に対しては地震時保有耐力法による耐震設計法はまだ広く使用されるには至っていない。これは、杭基礎では杭体の塑性変形が杭基礎としての終局状態の設定に重要な役割を果たすのに対して、直接基礎の場合には、基礎としての非線形応答が主としてフーチングの浮き上がりとなり、このためこれを地震時保有耐力法による耐震設計に取り入れにくかったという点が挙げられる。

単体の転倒に関する研究は物部<sup>3)</sup>等による検討にまで遡り、長い歴史を有している。小林<sup>4)</sup>は墓石の転倒現象を解明するため、震度との関係を検討しているが、こうした一連の研究はいずれも震度法による直接基礎の耐震設計法の開発に理論的根拠を与えてきた。近年になり、Ishiyama が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、詳細な検討を加えた<sup>5)</sup>。これにより、剛体の運動が単に静的な力のバランスで決まる運動モードだけではなく、各種のダイナミックな運動形態を有することが明らかにされた。

長大橋の剛体基礎の転倒解析にはじめて動的な視点から検討を加えたのは川島ら<sup>6)~8)</sup>である。兵庫県南部地震以前であるため、地震時保有耐力法のコンセプトが明確には含まれていないが、本州四国連絡橋の明石海峡大橋や来島海峡大橋の剛体基礎を対象として、震度法による静的転倒解析では転倒すると判定される剛体基礎でも、動的解析を行うとロッキング振動するだけで転倒しないことを実験、解析から示し、動的なセンスの入った剛体基礎の耐震設計法の理論的根拠を与えた。

また、西村らは直接基礎に関して実大現場載荷実験、振動台実験、解析を通して、土被りがある状態とない状態に分けて多岐にわたる検討を行い、地盤反力分布とフーチングの回転角の関係等を詳細に検討している<sup>9)</sup>。さらに、所用降伏震度スペクトルを用いた直接基礎の耐震計算例も提案している<sup>10)</sup>。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を解析したり、転倒限界速度の検討

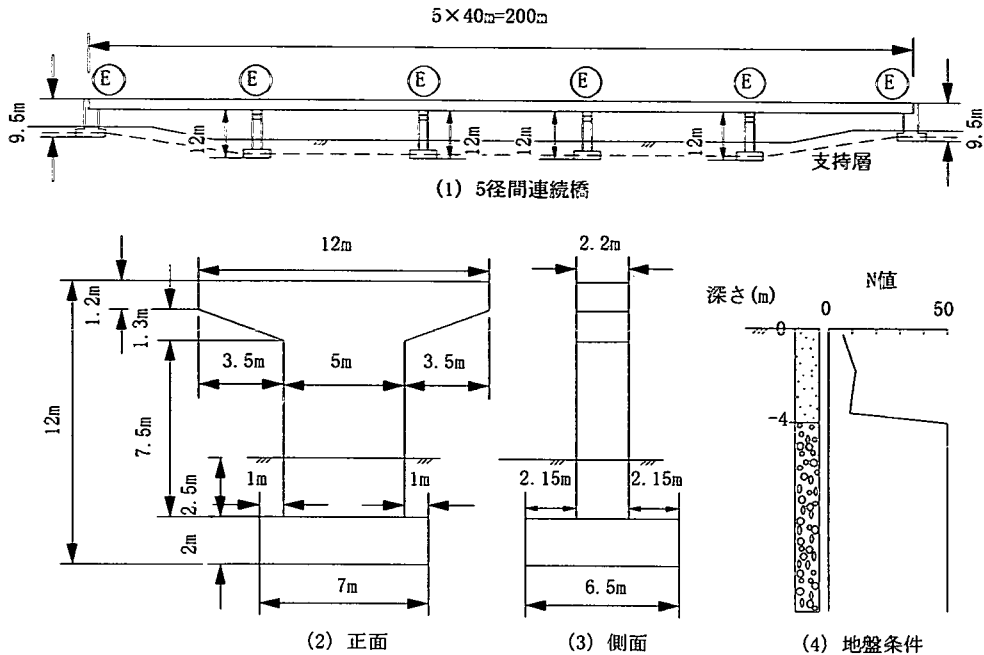


図-1 解析対象橋脚及び地盤条件

表-1 解析に仮定した直接基礎

| 設計<br>水平<br>震度 | 幅 (m)<br>× 奥行き<br>(m) | 橋軸方向             |                 |                 | 橋軸直角方向           |                 |                 |
|----------------|-----------------------|------------------|-----------------|-----------------|------------------|-----------------|-----------------|
|                |                       | 支持力<br>(安全<br>率) | 滑動<br>(安全<br>率) | 転倒<br>(偏心<br>量) | 支持力<br>(安全<br>率) | 滑動<br>(安全<br>率) | 転倒<br>(偏心<br>量) |
| 0.15           | 4.5×5                 | 8.1              | 3.7             | <u>1.36</u>     | 5.4              | 3.7             | <u>1.57</u>     |
| 0.2            | 6.5×7                 | 11.5             | 3.0             | <u>1.53</u>     | 10.8             | 3.0             | <u>1.76</u>     |
| 0.4            | 8×9                   | 6.9              | 1.6             | <u>2.60</u>     | 6.6              | 1.6             | <u>2.99</u>     |
| 0.5            | 9×10.5                | 7.1              | 1.4             | <u>2.90</u>     | 7.5              | 1.4             | <u>3.32</u>     |

注)   は、設計でクリティカルとなった条件。

支持力安全率は、極限支持力をフーチング底面に作用する全鉛直力で除した値。

転倒に対する偏心量はフーチング幅の 1/3 以下。

を行っている<sup>11)</sup>。また、基礎ではないが、大町らは鐘楼の跳躍を実例に基づいて解析し、物体が実際に移動することを明らかにしている<sup>12)</sup>。このほか、1978年宮城県沖地震、1994年米国ノースリッジ地震、1995年兵庫県南部地震等では、基礎や擁壁等がロッキングし、基礎の外周面に沿って地盤表面に亀裂や沈下が生じた例が見られる。

以上のように、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ているが、直接基礎と橋の非線形地震応答に着目した研究は比較的少なく、Ciampoliらが直接基礎を線形ばねに置換して基礎と橋脚の動的相互作用の影響を検討したりしている程度である<sup>13)</sup>。

以上のような観点から、本研究では、一般規模の

橋梁を対象として、震度法に基づいて設計されている直接基礎が強震動を受けた場合にロッキング振動によりどの程度支持地盤から浮き上がるか、またこれが橋脚の非線形地震応答にどの程度免震効果として作用するのかを明らかにすることとする。

## 2. 解析対象橋梁

解析対象橋梁を地盤条件とともに図-1に示す。これは、平成8年道路橋示方書<sup>14)</sup>に基づいて試設計された橋<sup>15)</sup>であり、現在ごく一般的に建設されている橋である。上部構造は、上下線一体の5径間連続高架橋を想定している。実際の支承条件はゴム支承を用いた地震力分散形式であるが、構造条件や地盤条件が橋軸方向に大きく変化していないため、解析を単純にする目的で、1基の下部構造とそ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、これを解析対象とすることとした。また、ゴム支承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が、こうした点が本研究の主目的ではないため、ここでは支承剛性が十分大きく、事実上固定支持されている場合を解析することとした。なお、震度法によって橋軸、橋軸直角の両方向に対して基礎寸法を定めているが、以下の解析では耐震設計においてよりクリティカルな橋軸方向の応答を対象と

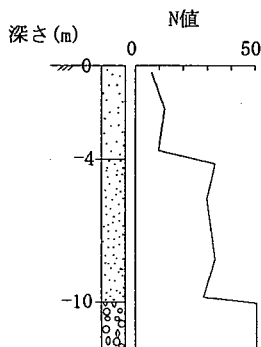


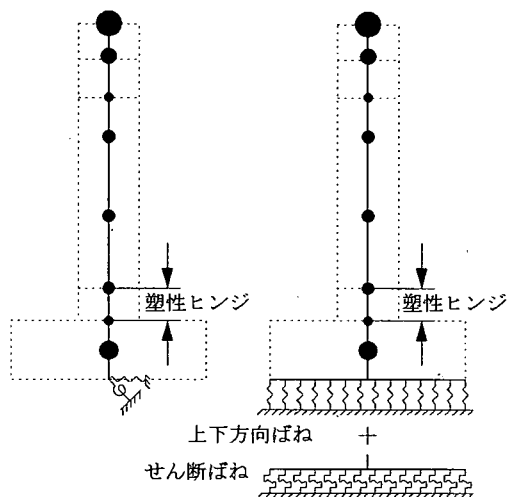
図-2 地盤条件

する。

地盤条件は地表面下 4m までは砂層，その下は N 値 50 以上の砂礫層となっており，道路橋示方書に規定される I 種地盤に相当する。直接基礎の寸法は，設計水平震度  $k_h=0.2$  を用いて震度法により決められており，橋軸方向には 6.5m，橋軸直角方向には 7m である。フーチング底面位置は地表面下 4.5m であり，砂礫層を支持層としている。

この基礎の他に，基礎寸法が変化した場合の影響を検討するため，上部構造や橋脚躯体，基礎のフーチング厚さは変化させずに，設計水平震度を 0.15，0.4，0.5 と変化させて，基礎の寸法だけを変化させた場合も解析することとした。このようにして定めた 3 種類の基礎を表-1 に示す。もちろん震度法による耐震設計では，設計水平震度  $k_h$  が 0.4 とか 0.5 といった大きな値を用いることは一般にはあり得ないが，ここでは基礎寸法を大きくした場合の検討を行う際に，これが従来の震度法の設計ではどの程度の設計水平震度  $k_h$  に相当するかを目安として知る目的で，このような値を選定したものである。これらの設計水平震度  $k_h$  に対し，転倒，滑動，支持力の照査を満足するように設計した結果， $k_h$  が 0.15，0.4，0.5 の場合の基礎寸法（橋軸方向，橋軸直角方向）は，それぞれ，4.5m×5m，8m×9m，9m×10.5m となった。地盤支持力や滑動に対しては余裕があり，いずれの基礎においても，基礎寸法は転倒に対する照査条件から定まった。

図-1 に示した地盤条件では地表面下 4m の砂礫層が支持層となっており，支持力に対しては十分な余裕がある。このため，地震時の支持力が問題になる可能性のある地盤として，図-2 に示す地盤を考え，これに対しても基礎を試設計することとした。この場合には，フーチング底面が位置する地表面下 4.5m は N 値 30 程度の砂層であり，最大地盤反力が 2MPa 程度と推定される。震度法による耐震設計では，こ



(a) 地盤の引張抵抗を見込む場合

(b) ノーテンション法

図-3 解析モデル化

の場合にも基礎寸法は上述した図-1 の場合と変わらないが，最大地盤反力が小さいため，後述するように兵庫県南部地震による地震動を作用させた解析では，支持地盤の降伏が生じる。

### 3. 解析モデルおよび入力地震動

図-1 に示した 1 基の下部構造とそれが支持する上部構造部分からなる構造系を図-3 に示すように離散型骨組構造モデルとしてモデル化する。上部構造は 1 質点としてモデル化し，橋脚は張出し部と躯体部分に分け，張出し部は剛体と仮定した。躯体部のうち，塑性ヒンジ区間はひびわれ点を無視し剛性低下を見込んだ Takeda 型の曲げモーメント～曲率関係<sup>16)</sup>を有する非線形はり要素で，また，これ以外の躯体部分は降伏剛性を有する線形はり要素で，それぞれモデル化した。フーチングも剛体と仮定し，ロッキングの影響は回転慣性質量によって考慮した。

現在一般に行われている動的解析では，地盤の影響を図-3 (a) に示すように併進およびロッキングに抵抗するばねとしてモデル化する。これは，特別に有限要素法を用いなくても，フーチングの非線形応答を精度よく解析することができ，さらに少ない解析上の自由度で橋脚も含む橋全体系の地震応答を解析するために優れているためである。併進ばねを構成するのはフーチング底面や側面での地盤の抵抗で，この場合にはフーチングが正負いずれの側に並進しても同程度の抵抗を有する。ここでは道路橋示方書にしたがって底面のせん断抵抗から併進ばね定数を

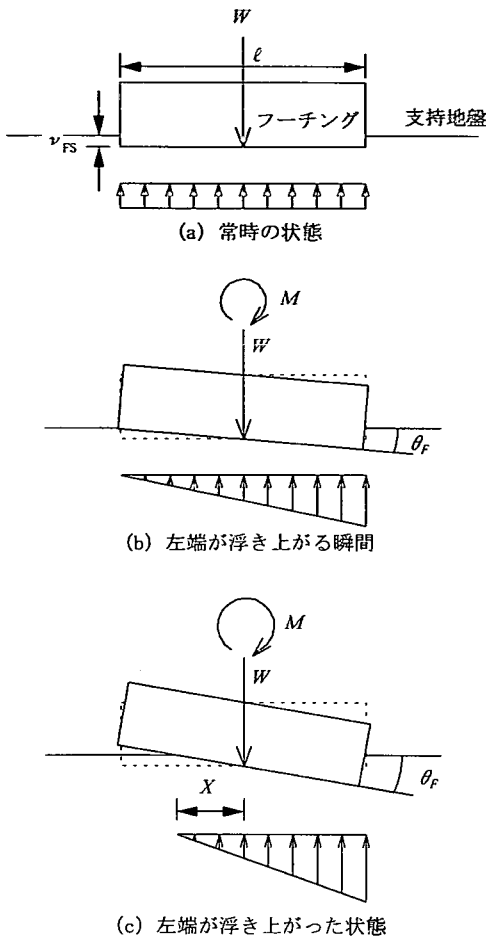


図-4 フーチングの回転と支持地盤における反力分布

定めた。

一方、フーチングのロッキングに対する抵抗は、底面における支持地盤の圧縮側の抵抗と側面におけるせん断抵抗によって発揮される。ここでは主として前者を考慮することとし、Winkler 型の地盤ばねを仮定し、フーチング中心からの距離を  $x$ 、この点における単位幅当たりのばね定数を  $k_{sv}$  と置く。いま、上部構造、橋脚躯体、フーチング、フーチング上載土を合わせた重量を  $W$  とすれば、偏心量が 0 の場合にはフーチング底面では支持地盤は

$$v_{FS} = W / (k_{sv} \cdot l) \quad (1)$$

だけ沈下する。ここで、 $l$  はフーチングの幅である。この状態から図-4 に示すようにフーチングに曲げモーメントが作用していくと、フーチングは角度  $\theta_F$  だけ回転し、フーチングの右端に地盤反力の重心が移行していく。やがてフーチングの左端の上向きの変

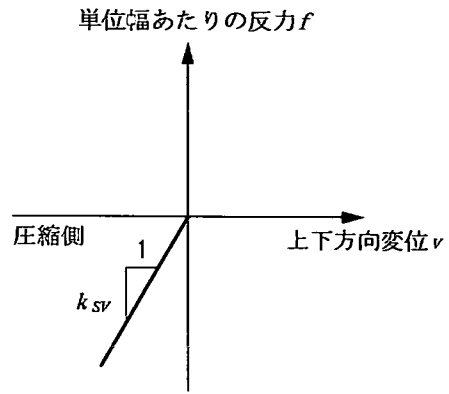


図-5 ノーテンション法に用いる地盤ばね

位  $l \cdot \theta_F / 2$  が式(1)による静的沈下量  $v_{FS}$  を上回ると、フーチングは支持地盤から離れ、浮き上がるようになる。したがって、フーチング底面の回転ばね定数を  $K_{F\theta}$  と置けば、

$$K_{F\theta} = \begin{cases} \int_{-l/2}^{l/2} k_{sv}(x) \cdot x^2 dx & (l \cdot \theta_F / 2 < v_{FS}) \\ \int_X^{l/2} k_{sv}(x) \cdot x^2 dx & (l \cdot \theta_F / 2 \geq v_{FS}) \end{cases} \quad (2)$$

ここで、 $x$  はフーチング底面が支持地盤のももとのレベルに達する点の座標である。地盤ばね定数の非線形性を見込む場合には、式(2)においてこれを考慮する必要があることは言うまでもない。

基礎の解析では、一般にフーチングが支持地盤から浮き上がるような状態には達しないとして、式(2)の上段から回転ばね定数  $K_{F\theta}$  を求めるが、兵庫県南部地震のように大きな地震動が作用する場合には、フーチングが支持地盤から浮き上がることもあり得るため、式(2)の下段も考慮しておかなければならない。ここでは、従来一般に行われているように、フーチングが支持地盤から浮き上がり引張力が作用しても地盤ばねはこれに抵抗し続けるとした場合と、地盤ばねは引張力に抵抗しないとした場合（以下、ノーテンションと呼ぶ）の 2 種類の条件下でフーチング～橋脚～上部構造系の地震応答を解析することとする。地盤ばねが引張にも抵抗するとした場合には、式(2)の上段の式を用いてフーチングの回転ばね定数  $K_{F\theta}$  を評価することとした。一方、ノーテンションの場合には、図-3 (b) に示すように、フーチング底面に Winkler 型の地盤ばねを設け、これらがそれぞれ図-5 に示すように、圧縮にはばね定数  $k_{sv}$  を有し、引張には 0 の剛性を有する地盤ばねとしてモデル化した。いずれの場合にも、ばね定数  $k_{sv}$  は道路橋示方書にしたがって求めた。フーチングのロッキングの影響に解析を限定するため、フーチングの水平方向

には変位は生じないものと仮定した。なお、地下水がある場合には、フーチング底面が支持地盤から離れるのに伴い、サクシオンが作用することが考えられる。これに関しては、今回の解析には取り入れていないが、サクシオンの存在はフーチングの基礎地盤からの浮き上がりを減少させる方向に作用する可能性があるため、この影響に関しては今後さらに検討していく必要がある。また、フーチングの上載土の影響をどのように見込むべきかに関してはいろいろな見方があるが、ここでは、上述したように、式(1)によって鉛直方向の弾性沈下を算定する場合には重量として評価し、水平方向の慣性力にはこの影響を考慮しなかった。

入力地震動としては、1995年兵庫県南部地震で観測された神戸海洋気象台 NS 成分記録<sup>17)</sup> および JR 鷹取駅 NS 成分記録<sup>18)</sup> を用いた。以下、それぞれ神戸海洋気象台記録、JR 鷹取駅記録と呼ぶ。なお、6章では上下方向地震動の同時作用の影響を検討するが、この際には、上記の地震動と同時に計測された上下方向地震動を作用させる。

解析は時刻歴による直接積分法によって行い、履歴減衰によって与えられる以外の逸散減衰や構造減衰をレーリー減衰として与えることとした。このため、地盤ばね、非線形はり要素、線形はり要素の減衰定数をそれぞれ 10%、2%、5%と仮定してひずみエネルギー比例減衰法により線形系の 1 次および 2 次のモード減衰定数を求め、これからレーリー減衰の 2 つの係数を定めた。

#### 4. 標準フーチングで支持された場合の地震応答特性

設計水平震度 0.2 を仮定して設計された幅 6.5m×奥行き 7m のフーチングで支持された橋の地震応答を、神戸海洋気象台記録を作用させた場合を例に示すと、図-6 のようになる。ここで、桁に生じる応答変位は次式によって与えられる<sup>19)</sup>。

$$u = u_{fi} + \theta_F \cdot h_0 + u_{pp} + u_{pf} \quad (3)$$

ここで、 $u_{fi}$ ：フーチングの併進、 $\theta_F$ ：フーチングのロッキング回転角、 $h_0$ ：フーチング底面から桁までの距離、 $u_{pp}$ ：橋脚の塑性曲げ変形によって桁に生じる変位、 $u_{pf}$ ：橋脚の弾性曲げ変形によって桁に生じる変位である。図-6 では、式(3)による桁の応答変位  $u$  の他にフーチングの回転によって桁に生じる応答変位  $\theta_F \cdot h_0$  も示している。フーチングの併進  $u_{fi}$  や橋脚の弾性曲げ変形によって桁に生じる応答変位

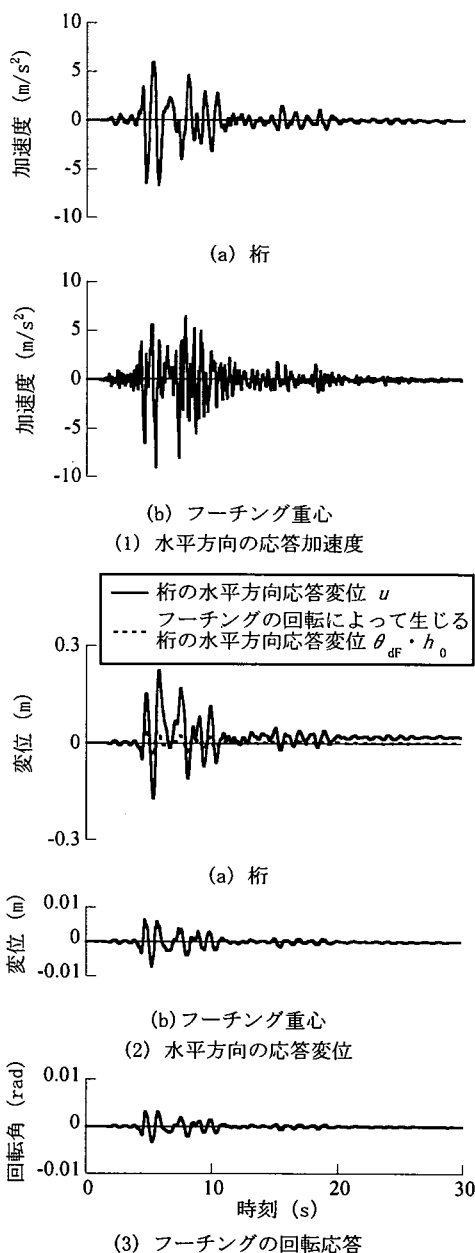


図-6 回転ばね  $K_{F\theta}$  を用いた場合の地震応答 (神戸海洋気象台記録を作用させた場合)

$u_{pf}$  は小さいため、 $u$  と  $\theta_F \cdot h_0$  の差は事実上橋脚の塑性曲げ変形によって桁に生じる変位  $u_{pp}$  とみなしてもよい。図-6 によれば、桁の最大応答変位は 0.22m であり、このうちフーチングのロッキングによって生じた最大応答変位は 0.04m と全体の約 20%に過ぎない。これは、図-6 (3) に示すように、フーチングの最大応答回転角が 0.003rad と小さいためである。

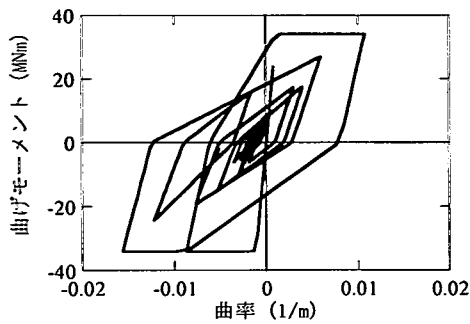


図-7 回転ばね $K_{F\theta}$ を用いた場合の塑性ヒンジにおける曲げモーメント～曲率の履歴特性  
(神戸海洋気象台記録を作用させた場合)

桁の最大応答加速度は  $6.66\text{m/s}^2$  と入力地震動の最大加速度 ( $8.18\text{m/s}^2$ ) よりも小さくなっている。これは、主として橋脚の非線形応答によるものである。図-7は橋脚基部の塑性ヒンジにおける曲げモーメント～曲率の履歴を示したものである。曲率の最大値は  $0.016\text{ (1/m)}$  と大きい。最大応答曲率じん性率は14に達している。

これに対して、地盤ばねをノーテンションとして解析した橋の応答および塑性ヒンジにおける橋脚の曲げモーメント～曲率の履歴がそれぞれ図-8、図-9である。この場合にも桁の応答変位にはフーチングのロッキングによって生じる値も比較のために示している。これによれば、桁の最大応答変位は  $0.28\text{m}$  であるが、フーチングのロッキングに伴って桁に生じる最大応答変位は  $0.22\text{m}$  であり、全体の約80%に相当している。これは、図-8(3)に示すように、フーチングのロッキングが最大  $0.019\text{rad}$  と大きく、上述した回転ばね $K_{F\theta}$ を用いた場合の回転角 ( $0.003\text{rad}$ ) よりも6倍大きくなっているためである。この結果、橋脚基部の塑性ヒンジにおける最大曲率は  $0.003\text{ (1/m)}$  と上述した場合の約20%に小さくなっている。ただし、桁の最大応答加速度は  $6.29\text{m/s}^2$  と上述した回転ばね $K_{F\theta}$ を用いた場合とそれほど変わらない。

一方、このときにフーチングの両端にはどれだけの浮き上がりや地盤反力が生じたかを示した結果が図-10である。式(1)によって求められる自重による弾性沈下 $v_{FS}$ は  $3\text{mm}$  と小さい。図-10によれば、フーチングは左端では  $0.06\text{m}$ 、右端では  $0.1\text{m}$  程度浮き上がる。ここには示さないが、JR 鷹取駅記録を作用させた場合には、浮き上がり量は最大で  $0.2\text{m}$  と2倍になる。浮き上がりはフーチングの右端、左端で時間的に交互に起こるため、フーチングの底面が支持地盤から離れる範囲を図-10(c)に時刻歴として示

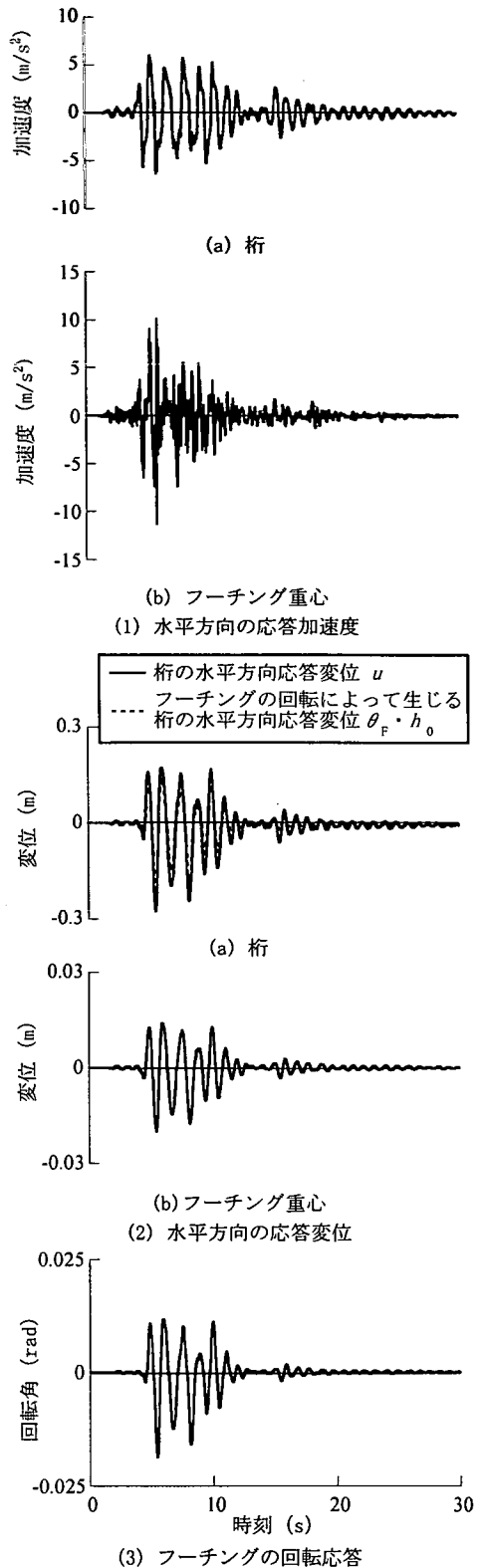


図-8 ノーテンション法を用いた場合の地震応答  
(神戸海洋気象台記録を作用させた場合)

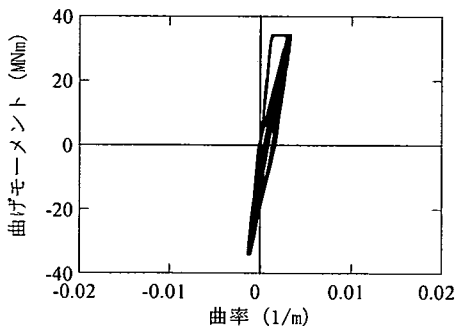
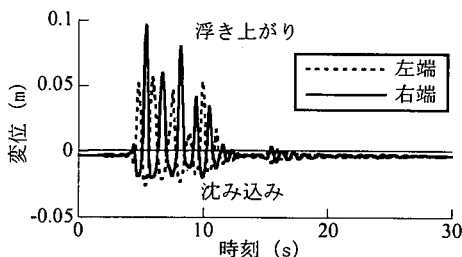
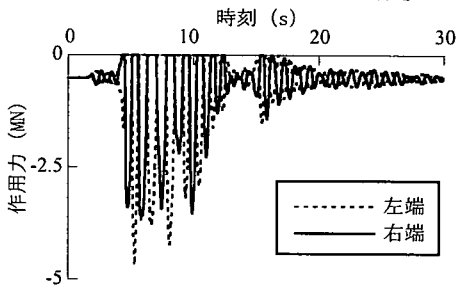


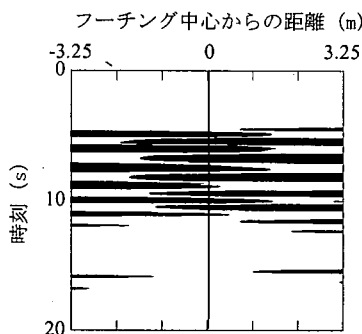
図-9 ノーテンション法を用いた場合の塑性ヒンジにおける曲げモーメント～曲率の履歴特性 (神戸海洋気象台記録を作用させた場合)



(a) 右端および左端におけるフーチングの浮き上がり



(b) 右端および左端におけるばね作用力



(c) フーチング底面で浮き上がりが生じた区間の時刻歴

図-10 フーチングの浮き上がり

している。これによれば、ある瞬間を取れば、フーチングの一方の端から他端側にフーチング幅のおよ

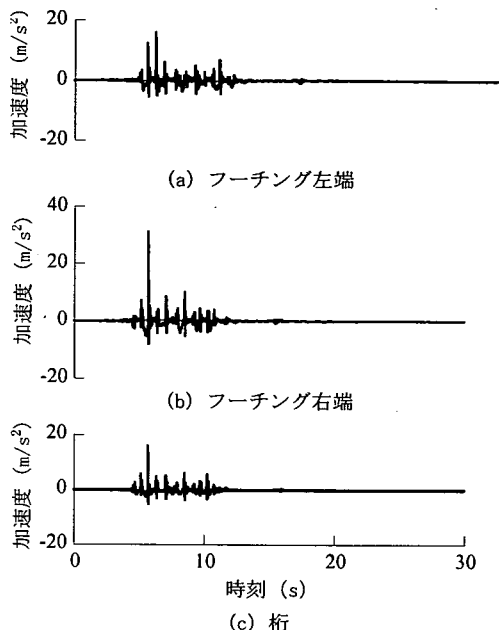


図-11 上下方向の加速度応答 (神戸海洋気象台記録を作用させた場合)

そ 80%程度の範囲が浮き上がることが分かる。ただし、全面的にフーチングが地盤から浮き上がる (跳躍) 状態にはなっていない。

浮き上がり量が 0.1m (神戸海洋気象台記録), 0.2 m (JR 鷹取記録) と大きい, 前述したように, 実際には地下水面以下に存在する基礎ではサクシヨンの影響があるため, 浮き上がり量はこれより小さくなる可能性が高い。フーチングは剛体に近いため, 一方の端でわずかでも浮き上がれば, 最大 80%と広い範囲でフーチングは底面から離れることになる。振動応答の最中に生じた浮き上がりであり, 地震力が静的に作用することにより生じた浮き上がりではないため, 地盤が安定していれば, この程度の振動ではフーチングの耐震性には問題は生じない。ただし, ただし, 水平変位が上部構造系に与える影響は別途検討しなければならない。また, フーチングが浮き上がった後, 支持地盤と接触する瞬間には, フーチングと支持地盤間で衝突が起こるため, フーチングさらには桁には衝突に伴う上下方向の加速度が生じる<sup>20)</sup>。これを示した結果が図-11 である。フーチングの左端と右端では交互に最大で  $31.1\text{m/s}^2$  程度のパルス状の上下方向加速度が生じ, さらに桁においても上下方向加速度は  $16.1\text{m/s}^2$  に達している。なお, 以上の結果は水平方向地震動だけを作用させた場合であり, 上下方向地震動も同時に作用させた場合にはわずかではあるがこの影響がある。これにつ

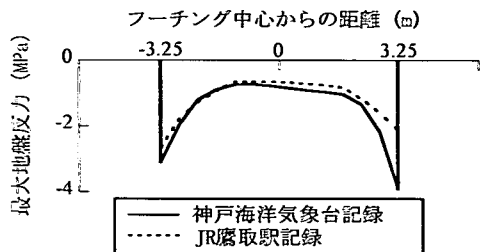
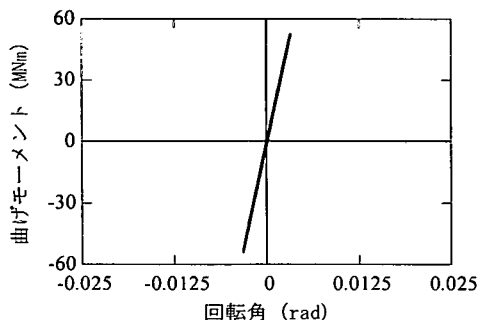
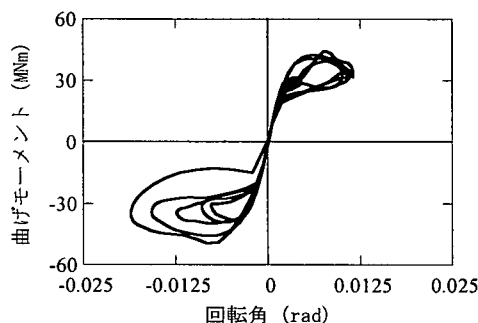


図-12 フーチング底面下の地盤に作用する最大地盤反力



(a) 回転ばね  $K_{F\theta}$  を用いた場合



(b) ノーテンション解析

図-13 フーチング底面に作用する曲げモーメント～回転角  $\theta_F$  の関係

いては、6章に後述する。フーチング底面の地盤反力を示した結果が図-12である。ここには、JR 鷹取駅記録を作用させた場合の結果も示している。ロッキングに伴ってつま先立つフーチングの端部で地盤反力が大きくなっており、最大地盤反力は神戸海洋気象台記録を作用させた場合には2.7MPa、JR 鷹取駅記録を作用させた場合には3.9MPa程度である。砂礫層の支持力が6MPa程度と見込まれることから、地盤の支持力には問題はないが、地盤の支持力がもう少し低い場合には、フーチングがつま先立った場合に、地盤の降伏が起こり得る。これについては、後述する。

図-13 はフーチング底面に作用する曲げモーメン

ト～フーチングの回転角  $\theta_F$  の関係を示した結果である。ここには、比較のため上述した回転ばね  $K_{F\theta}$  を用いた場合の結果も併せて示している。回転ばね  $K_{F\theta}$  を用いた場合には、当然、モーメント～回転角  $\theta_F$  の関係は線形であるが、ノーテンション法ではフーチングの支持地盤からの浮き上がりに伴って曲げモーメントが頭打ちになる結果、非線形となる。

以上の解析で重要なことは、設計水平震度 0.2 を用いて震度法に基づいてごく一般的に設計される直接基礎が、兵庫県南部地震の際の地震動を受けると、端部から 80%程度までの範囲でロッキングに伴って時間的に交互に浮き上がるという事実である。ただし、前述したように、今回の解析にはフーチング底面が支持地盤から離れる際のサクシオンやフーチング側面地盤のせん断抵抗の影響は考慮していないため、フーチングのロッキング応答を大きめに評価している可能性があり、この点に関しては今後さらに検討していかなければならない。

## 5. フーチング幅の異なる直接基礎の地震応答特性

以上は、建設事例の多い設計水平震度 0.2 を用いて震度法で設計した直接基礎に対する検討結果であるが、ここでは、どの程度基礎幅があればロッキングに伴うフーチングの浮き上がりが生じないかを検討するために、基礎幅を表-1のように変化させた場合の解析を行うこととした。

神戸海洋気象台記録を作用させた場合を例に、桁に生じる応答変位を示すと図-14 のようになる。ここには、前述したフーチングの回転に伴って桁に生じる応答変位  $\theta_F \cdot h_0$  も比較のために示している。これによれば、 $k_h=0.15$  とした場合(フーチング幅4.5m)には、桁の応答変位のおよそ95%がフーチングのロッキングによって生じるのに対して、 $k_h=0.5$  とした場合(フーチング幅9m)には、フーチングのロッキングによって生じる桁の変位は全体の10%に過ぎない。フーチングのロッキングによって生じる桁の最大応答変位を桁の最大応答変位と比較した結果が図-15である。ここには、JR 鷹取駅記録を作用させた場合の結果も示している。神戸海洋気象台記録、JR 鷹取駅記録のいずれを作用させた場合にも、フーチング幅を9m程度まで大きくすると、フーチングの浮き上がりによる桁の応答変位は小さくなるが、それでもフーチングの両端では、神戸海洋気象台記録を作用させた場合には最大9mm程度、JR 鷹取駅記録を作用させた場合には最大14mm程度の浮き上がりが生じることに注意しなければならない。

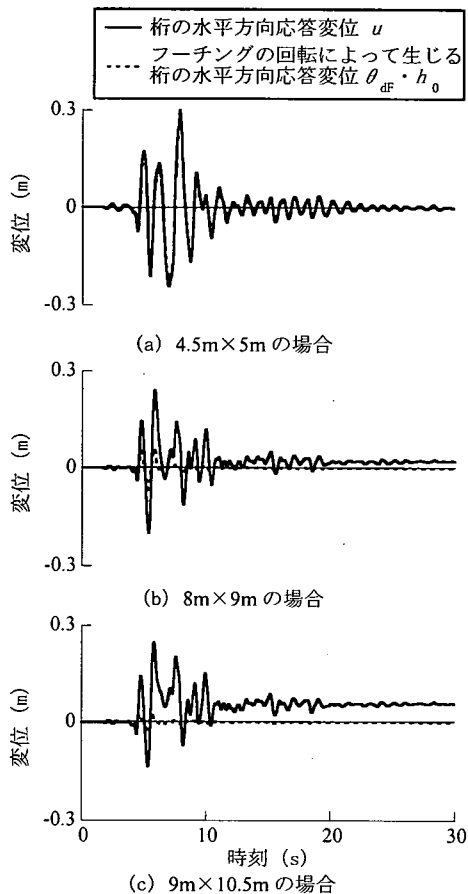


図-14 異なるフーチング幅を有する直接基礎で支持した場合の桁の応答変位 (神戸海洋気象台記録を作用させた場合)

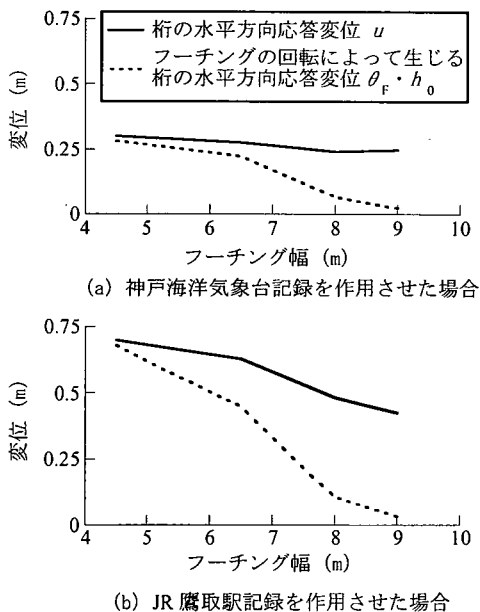


図-15 フーチング幅を変化させた場合の桁の応答変位

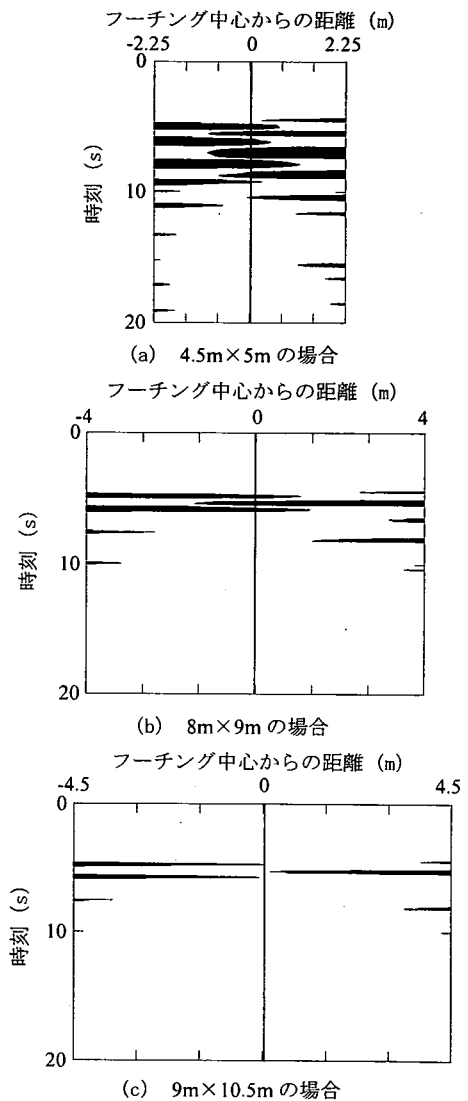
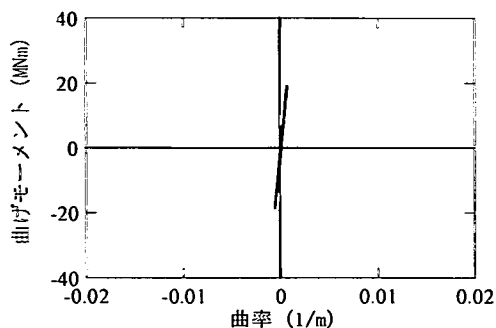


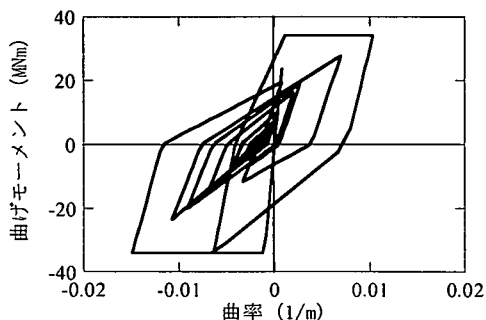
図-16 フーチング底面において浮き上がりが生じた範囲 (神戸海洋気象台記録を作用させた場合)

図-16 はフーチングの底面が支持地盤から離れた範囲を時刻歴として示した結果である。フーチング幅が 4.5m の場合には前章に示したフーチング幅 6.5m の場合とほぼ同じで、フーチング幅の 75%程度が支持地盤から離れるが、フーチング幅を 8m, 9m と大きくすると、支持地盤から離れる範囲は全体の 70%, 50%と次第に狭くなる。また、フーチングが浮き上がる回数もフーチング幅が大きくなるにつれて少なくなる。しかし、フーチング幅を 9m (設計水平震度  $k_h=0.5$ ) としてもなお底面積の 50%程度の範囲で浮き上がりが生じる。

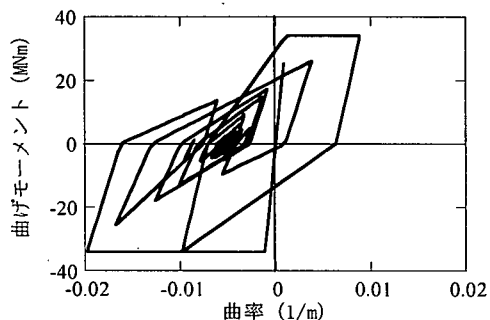
このようにフーチング幅を変化させることによ



(a) 4.5m×5m の場合



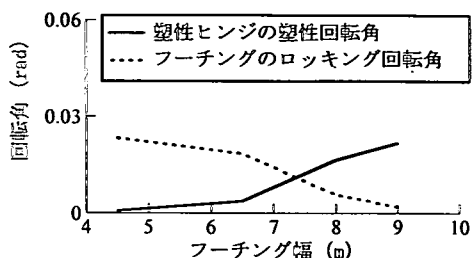
(b) 8m×9m の場合



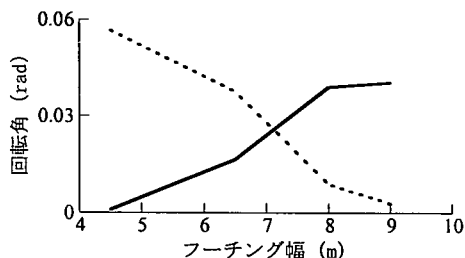
(c) 9m×10.5m の場合

図-17 橋脚基部の塑性ヒンジにおける曲げモーメント～曲率の履歴（神戸海洋気象台記録を作用させた場合）

って、橋脚の塑性ヒンジ化がどのように影響されるかを示した結果が図-17 である。フーチングのロッキングによって桁に生じる変位が増加するほど、橋脚の塑性ヒンジに生じる塑性曲率は減少しており、フーチングのロッキングが橋脚の応答に対して一種の免震効果を持っていることがわかる。特に、フーチング幅が 4.5m の場合には、橋脚は塑性化せず、弾性応答にとどまっている。これをフーチング幅に対するフーチング回転角  $\theta_F$  と塑性ヒンジにおける橋脚の塑性回転角  $\theta_{pp}$  の関係として示した結果が図-18 である。ここで、橋脚の塑性回転角は塑性ヒンジに



(a) 神戸海洋気象台記録を作用させた場合



(b) JR 藤取駅記録を作用させた場合

図-18 橋脚基部の塑性ヒンジに生じる最大曲率

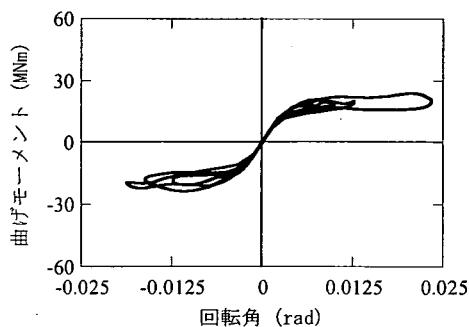
おける橋脚の最大塑性曲率  $\phi_{pp}$  と塑性ヒンジ長  $L_p$  から次式によって与えられる。

$$\theta_{pp} = \phi_{pp} \cdot L_p \quad (4)$$

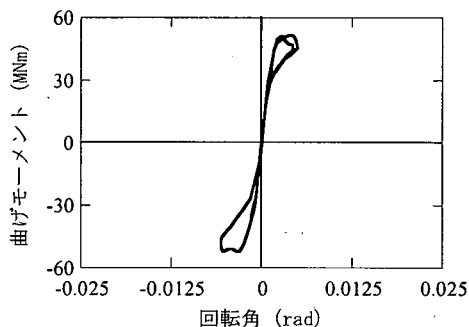
図-18 によれば、 $\theta_{pp}$  と  $\theta_F$  はおおむね逆比例の関係にあり、上述した橋脚の非線形応答に対するフーチングのロッキングの免震効果を表している。

図-19 はフーチング底面に作用する曲げモーメント～フーチングの回転角  $\theta_F$  の履歴を示した結果である。フーチング幅を 9m と大きくすると、モーメント～回転角  $\theta_F$  の関係はほぼ線形であり、浮き上がりの影響が小さいことを表している。これに対して、フーチング幅が 4.5m と小さいと、曲げモーメントは頭打ちになっており、フーチングのロッキングに伴う免震効果がこれによって生じていることがわかる。なお、これは本研究の主題ではないが、直接基礎がロッキングすることにより橋脚の非線形応答が低減できるのであれば、積極的にこうした特性を目指した設計法が存在する可能性がある。この際には、フーチングがロッキングしても底面地盤が顕著に損傷を受けて地震後に残留沈下や回転を生じないようにしておくための工夫が必要とされる。

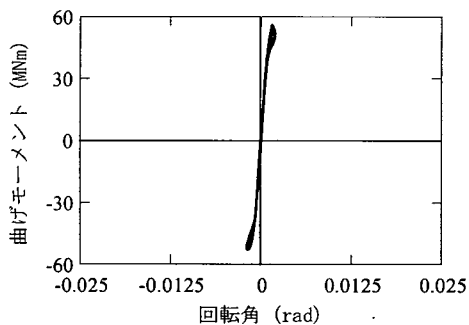
フーチングの底面地盤に生じる最大反力分布を示した結果が、図-20 である。図-13 に示した  $k_h=0.2$  の場合と同じように、フーチングのロッキングに伴い、フーチングの端部で地盤反力は大きい。当然、フーチング幅が小さくなるほどつま先部の地盤反力は大きくなり、フーチング幅が 4.5m の場合には、地



(a) 4.5m×5m の場合



(b) 8m×9m の場合



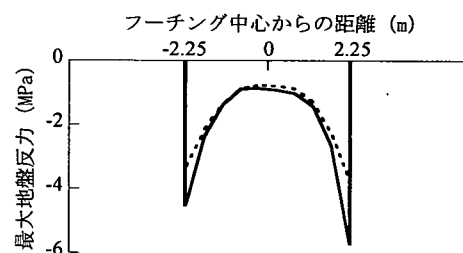
(c) 9m×10.5m の場合

図-19 フーチング底面に作用する曲げモーメント～回転角 $\theta_F$ の関係(神戸海洋気象台記録を作用させた場合)

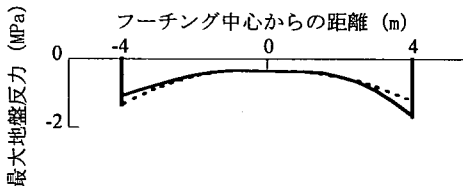
盤反力は最大で 5.7MPa(JR 鷹取駅記録を作用させた場合)に達する。

## 6. フーチング底面地盤が降伏する場合の地震応答特性

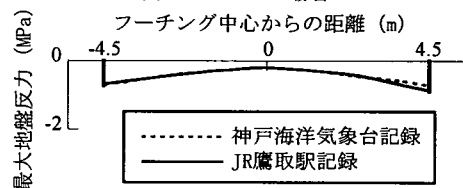
以上のように、兵庫県南部地震による地震動が作用した場合には、基礎が大きく回転し、つま先立つ場合がある。この結果、フーチングの先端部分では大きな地盤反力が必要とされるが、地盤条件によってはこれだけの反力が与えられず、地盤が部分的に降伏する場合もあると考えられる。このようになる



(a) 4.5m×5m の場合



(b) 8m×9m の場合



(c) 9m×10.5m の場合

図-20 フーチング底面下の地盤に作用する最大地盤反力

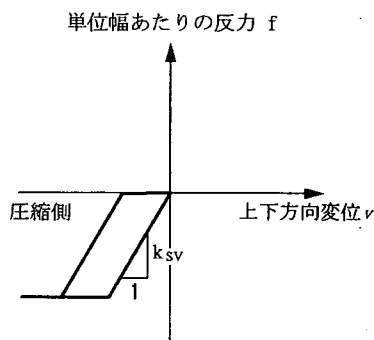


図-21 フーチング底面下の地盤が圧縮降伏する場合の地盤ばね

と、フーチングの支持機構が軟化し、フーチングの回転角が大きくなるとともに、これが桁の応答変位を増大させる可能性がある。この影響を検討するために、図-2 に示した地盤を対象とした解析を行う。この地盤の降伏反力は 2MPa 程度と想定されるため、地盤の鉛直方向のばねを図-21 に示すようにモデル化する。なお、比較のために、前章までの解析と同じく、地盤ばねが降伏しないとした場合の解析も行う。

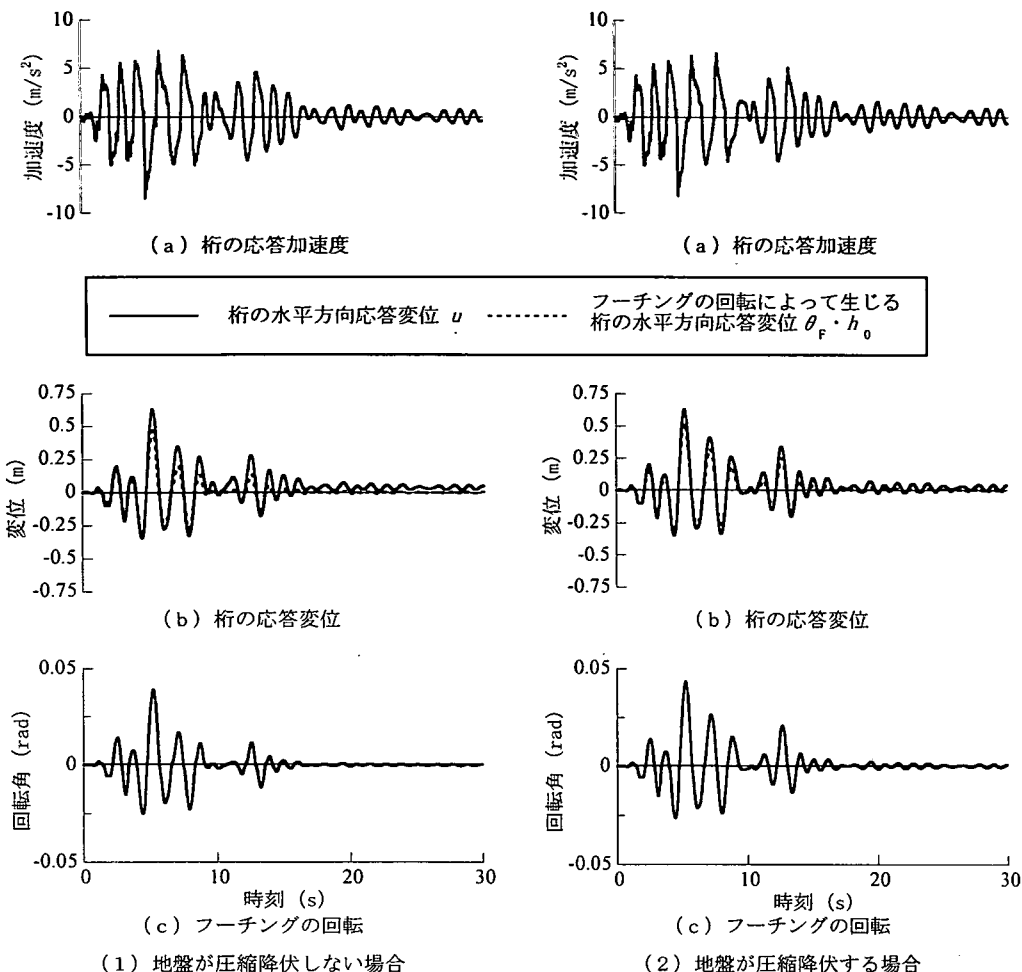


図-22 桁及びフーチングの地震応答 (JR 鷹取駅記録を作用させた場合)

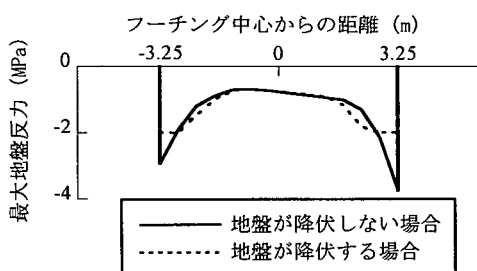
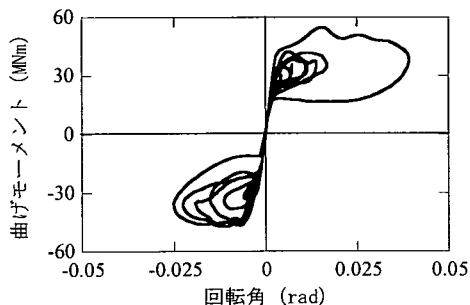


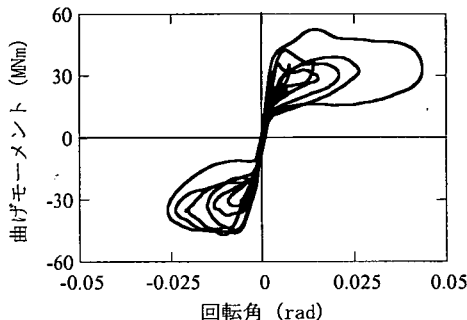
図-23 フーチング底面下の地盤に作用する最大地盤反力 (JR 鷹取駅記録を作用させた場合)

この地盤に対して設計水平震度を 0.2 として震度法で設計すると、フーチング寸法は図-1 に示した幅 6.5m×奥行き 7m で問題ないことが分かる。これは、震度法の設計では転倒照査がクリティカルであるが、震度法レベルの地震力に対してはまだ余裕があるためである。

このフーチングで支持された橋に JR 鷹取駅記録が作用した場合の桁の応答を示した結果が図-22 である。桁の応答変位には、フーチングの回転によって生じる応答変位  $\theta_f \cdot h_0$  も比較のために示している。フーチングの最大回転角は、地盤が降伏しない場合には 0.039rad であるが、地盤が降伏する場合には 0.043rad と約 10%大きくなっている。このため、フーチングのロッキングによって桁に生じる変位は、地盤が降伏しない場合には全体の約 75%であるのに対して、地盤が降伏する場合には全体の約 80%と増加している。図-23 はフーチング底面の地盤反力の分布を示している。地盤が降伏しないと仮定すると、フーチング端部で 3.7MPa の地盤反力が必要となるが、実際には 2MPa までしか地盤は負担できないため、上述したようにフーチングの回転が増加したものである。フーチング底面における曲げモーメント

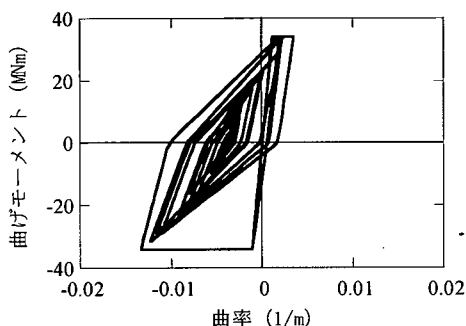


(a) 地盤が圧縮降伏しない場合

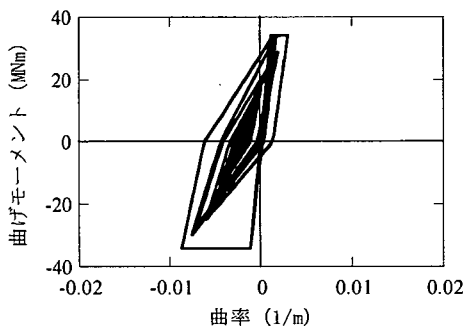


(b) 地盤が圧縮降伏する場合

図-24 フーチング底面における曲げモーメント～回転角の関係 (JR 鷹取駅記録を作用させた場合)



(a) 地盤が圧縮降伏しない場合



(b) 地盤が圧縮降伏する場合

図-25 橋脚基部の塑性ヒンジにおける曲げモーメント～曲率の履歴曲線 (JR 鷹取駅記録を作用させた場合)

～回転角  $\theta_F$  の履歴曲線を示した結果が図-24 で、以上の関係をよく表している。

図-25 は橋脚基部の塑性ヒンジにおける曲げモーメント～曲率の履歴である。最大曲率は、地盤が降伏しない場合には  $0.013(1/m)$  であるが、地盤が降伏する場合には  $0.009(1/m)$  と約 35% 小さくなる。この原因は、前章に示した結果から明らかであろう。

以上のように、フーチング底面地盤が部分的に降伏すると、フーチングの回転抵抗メカニズムの軟化を生じ、フーチングの回転角が増加し、橋脚基部の曲率は減少する。

なお、以上に示した結果はすべて水平方向に地震動を作用させた場合の結果であるが、実際には上下方向地震動も存在するはずである。このため、上下方向地震動と水平方向地震動が同時に作用した場合の影響を上述した JR 鷹取駅記録を例に検討した結果が図-26 である。全体としては、水平方向地震動だけを作用させた場合と応答は大きくは異なる。水平+上下方向に地震動を作用させた場合の桁の水平方向の応答加速度、応答変位の最大値はそれぞれ  $8.1m/s^2$ 、 $0.62m$  であり、図-22 (2) に示した水平方向地震動だけを作用させた場合より、応答加速度は 1%、変位は 2% それぞれ小さい程度である。また、

桁に生じる上下方向加速度も最大  $14.5m/s^2$  で、ここには示さないが水平方向地震動だけを作用させた場合の  $17.2m/s^2$  に比較して 15% 程度の違いしかない。さらに、塑性ヒンジ領域の橋脚の最大曲率は  $0.010(1/m)$  で、図-25 (b) に示した水平方向地震動だけが作用した場合に比較して約 10% しか違わない。このように、上下方向地震動の影響が著しくないのは、図-11 に示したように、フーチングと支持地盤間の衝突によって、水平方向地震動だけを作用させた場合にも  $17.2m/s^2$  もの上下方向応答加速度が桁に生じており、これに比較して最大加速度  $2.9m/s^2$  の上下方向地震動が作用する効果が限られているためである。

## 7. 結論

従来の震度法で設計されてきた直接基礎が、兵庫県南部地震クラスの強震動の作用を受けると、ロッキング振動によって直接基礎の浮き上がりなどの程度となるか、また、これが橋としてみた場合の耐震性にどのような影響を与えるかを非線形動的解析によって検討した。本研究の結果明らかとなった結論をまとめると、以下の通りである。

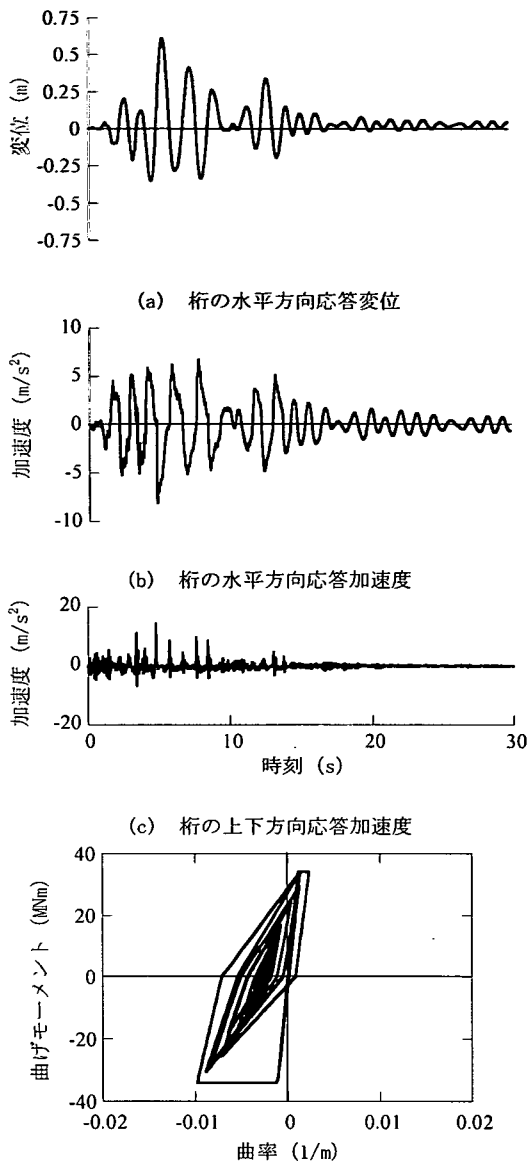


図-26 上下方向地震動が同時に作用した場合の応答  
(JR 鷹取駅記録を作用させた場合)

1) 設計水平震度 0.2 を用いて震度法で設計した直接基礎によって支持される橋脚高さが 10m 程度のごく一般的な連続高架橋に兵庫県南部地震の際の神戸海洋気象台記録や JR 鷹取駅記録が作用すると、幅 6.5m のフーチング端部は 0.1m (神戸海洋気象台記録) ～0.2m (JR 鷹取駅記録) 浮き上がる可能性がある。神戸海洋気象台記録が作用した場合を例にとると、フーチングの一端から他端側にフーチング幅の 80%程度に相当する区間でフーチングは支持地盤か

ら浮き上がる瞬間がある。ただし、本解析では地下水によるフーチング底面のサクシオンやフーチング側面土のせん断抵抗の影響は考慮していないため、この影響に関しては別途考慮する必要がある。

2) フーチング底面地盤の引張側反力を無視したノーテンション解析を行うと、引張側反力を考慮して線形回転ばねでモデル化した場合に比較して、フーチングの抵抗メカニズムの軟化が生じるため、フーチングのロッキング振動が増加し曲げ復元力の低下が生じる結果、橋脚基部の塑性ヒンジにおける塑性回転角が減少する。すなわち、フーチングの浮き上がりやこれに伴うロッキングの増大は、橋脚の塑性回転応答に対しては一種の免震効果として作用する。

3) フーチング幅を小さくすれば上記 2) の効果は増大し、フーチング幅を大きくすればこの効果は減少する。フーチング幅を 9m 程度にしてもなおフーチングには 9mm (神戸海洋気象台記録) ～14mm (JR 鷹取駅記録) 程度の浮き上がりが端部に生じる。

4) フーチングが一方の端で浮き上がると、他方の端ではつま先立つ結果、この箇所の地盤反力が増大する。フーチング底面の地盤がこれに抵抗できずに降伏すると、フーチングの抵抗メカニズムの一層の軟化を招き、上記 2) の特性を助長する。

5) 上下方向地震動が水平方向地震動とともに作用しても、これが橋の地震応答に及ぼす影響は限られている。これは、フーチングが支持地盤から浮き上がった後、再び支持地盤に接触する際の衝突によって桁には大きな上下方向の加速度応答が生じ、これに比較して上下方向地震動の影響が相対的に限定されるためである。

#### 参考文献

- 1) 矢部正明, 川島一彦: 杭基礎の非線形動的特性とブッシュオーバーアナリシスによる解析法に関する研究, 土木学会論文集, No. 619/I-47, pp. 91-109, 1999
- 2) 矢部正明, 川島一彦: 橋脚と杭の降伏耐力比が杭基礎の塑性損傷に及ぼす影響, 土木学会論文集, No. 626/I-48, pp. 51-68, 1999
- 3) 物部長徳: 地震上下動に関する考察並びに振動雑論, 土木学会誌, Vol.10, No.5, 1924
- 4) 小林啓美: 単体の転倒と震度, 日本建築学会研究報告, No.8, 1950
- 5) Ishiyama, Y.: Motion of Rigid Bodies and Criteria for Overturning by Earthquake Excitations, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 10, pp. 635-650, 1982
- 6) 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, Vol.32, No.10, pp. 60-66,

1989

- 7) 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, Vol.33, No.3, pp. 54-59, 1991
- 8) 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 Vol.36, No.7, pp. 50-55, 1994
- 9) 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, No.595/VI-39, pp. 127-140, 1998
- 10) 羽矢洋, 西村昭彦, 佐野弘幸: 所用降伏震度スペクトルによる直接基礎の設計例, 第 25 回土木学会地震工学研究発表会, pp. 597-600, 1999
- 11) 福井次郎, 西谷雅弘, 横田真一, 岩田克司: 直接基礎の耐震設計法に関する検討, 第 4 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム, 土木学会, pp. 409-414, 2000
- 12) 大町達夫, 翠川三郎, 本多基之: 1909 年姉川地震で鐘楼の移動から推定した地震動強さ, 構造工学論文集, Vol.41A, pp. 701-708, 1995
- 13) Ciampoli, M. and Pinto, P. E.: Effects of Soil-Structure Interaction on Inelastic Seismic Response of Bridge Piers, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.121, No.5, pp. 806-814, 1995
- 14) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 1996
- 15) (社) 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 1997
- 16) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. M.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, *Journal of Structural Division*, Vol. 96, No. ST12, pp. 2557-2573, 1970
- 17) (財) 日本気象協会: 気象庁 87 型電磁式強震計データ, 平成 7 年兵庫県南部地震神戸海洋気象台記録, 1995
- 18) Nakamura, Y.: Waveform and its Analysis of the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake, *JR Earthquake Information*, No. 23c, 1995
- 19) 板橋美保, 川島一彦, 庄司学: 橋脚系塑性率と全体系塑性率の違いが設計地震力の算定に及ぼす影響, 土木学会論文集, No. 619/I-47, pp. 131-144, 1999
- 20) 渡邊学歩, 川島一彦: 衝突ばねを用いた棒の衝突の数値解析, 土木学会論文集, No. 675/I-55, pp. 125-139, 2001

(2001. 4. 3 受付)

## EFFECT OF NONLINEAR ROCKING RESPONSE OF DIRECT FOUNDATIONS ON THE HYSTERETIC BEHAVIOR OF BRIDGES

Kazuhiko KAWASHIMA and Keisuke HOSOIRI

Rocking response of a direct foundation under a strong near-field ground motion may result in the uplift in the foundation, and it often results in the yield of the underlying soils. The rocking response with uplift interacts the nonlinear hysteretic response of a bridge that is supported by the foundation. This paper presents how large uplift is expected in a direct foundation that is designed in accordance with the traditional elastic static seismic method, and the effect of rocking response on the hysteretic response of a bridge pier. It is found that the rocking response result in about 0.1-0.2m uplift in a direct footing, with 6.5m long and 7m wide, that supports a 10m high standard viaduct. It is also found that the rocking response of a direct foundation reduces the nonlinear hysteretic response of a bridge pier.