

# 非線形動的相互作用による橋脚の 断面力低減効果のエネルギー収支に基づく検討

井上 貴文<sup>1</sup>・三神 厚<sup>2</sup>

<sup>1</sup>学生会員 徳島大学大学院 先端技術科学教育部知的力学システム工学専攻  
(〒770-8506 徳島県徳島市南常三島町2-1)

E-mail:tinoue@ce.tokushima-u.ac.jp

<sup>2</sup>正会員 徳島大学大学院准教授 ソシオテクノサイエンス研究部  
(〒770-8506 徳島県徳島市南常三島町2-1)

E-mail:amikami@ce.tokushima-u.ac.jp

構造物と地盤の動的相互作用の効果をエネルギー的な観点から検討する取組みがなされている。本研究は、基礎の浮き上がりや地盤の材料非線形の両方を考慮できるマクロエレメントモデルを用い、直接基礎を有する道路橋を対象として非線形相互作用による橋脚の断面力低減効果を、系に対するエネルギー収支に着目し、その効果のメカニズムについて考察を行う。検討の結果、基礎が浮き上がり、構造物の位置エネルギーが増大することにより橋脚のひずみエネルギー、そして橋脚に発生する断面力が低減すること、その程度は、入力地震動の強度特性や周波数特性による顕著な影響を受け変化することがわかった。

**Key Words :** *energy, non-linear dynamic interaction, stress reduction effect, highway bridge macro-element model*

## 1. はじめに

本研究は、直接基礎を有する橋梁構造物が強震動を受け、基礎が浮き上がるような場合に、橋脚に作用する断面力が低減する現象について、系に対するエネルギー収支に着目し、考察を行うものである。

1995年の兵庫県南部地震では、新耐震設計法において想定していた地震動レベルを超える強震観測記録が得られたにも関わらず、同設計法により設計された建物の被害はそれ程多くなかった理由の1つとして構造物と地盤の相互作用効果が注目された<sup>1)</sup>。動的相互作用により、構造物・基礎・地盤系は長周期化し、また、高減衰化する。入力地震動レベルが大きくなると、地盤が非線形化したり、基礎が浮き上がったりする。このような基礎の浮き上がりによって、構造物に作用する断面力が低減することは林<sup>2)</sup>によって指摘されているが、低減の程度は入力地震動の強度特性や周波数特性を受けて、大きく変化する。このような複雑な現象については、エネルギーというスカラー量の概念を用いて統一的に検討することは有益である。

相互作用効果を、エネルギーの観点から検討する取組みがなされている。秋山・高山<sup>3)</sup>は原子力炉建屋を対象

として相互作用の効果を考慮した上部構造へのエネルギー入力を求めた。楊・秋山<sup>4)</sup>は動的相互作用の効果を検討する上で地震入力及び地盤逸散の効果をエネルギースペクトルで評価し、相互作用による構造物の地震荷重に対する低減効果の定量化を図った。

岩下ら<sup>5)</sup>は杭基礎を有する建物を対象として、杭頭で浮き上がりを許容した建物について、基礎の浮き上がりが建物応答に及ぼす影響について、エネルギー的な観点から考察を加え、浮き上がりを許容することによる建物への総入力エネルギーの増減についての知見を得た。

著者らは、地盤の材料非線形と直接基礎の浮き上がり効果の両方を簡便な形で考慮できるマクロエレメントモデル<sup>6)</sup>を用い、地盤の材料非線形や直接基礎の浮き上がりによって橋脚に発生する断面力を低減する効果について検討してきた<sup>8)</sup>。その結果、断面力低減の程度は、入力地震動の強度特性や周波数特性の影響を受け、複雑に変化するものであることがわかった。本研究では、このような複雑な現象に対し、エネルギーの概念を導入する。すなわち、入力された地震動のエネルギーが、どのような形で位置エネルギーやひずみエネルギーなどに変換され、断面力低減の効果をもたらしているのか、また、それが入力地震動の強度特性や周波数特性の違いにより、

いかに変化するかについて、エネルギーというスカラー量の統一的な指標を用いて整理し、断面力低減効果の複雑なメカニズムを考察することを目的とする。

## 2. 直接基礎のマクロエレメントモデル

本研究では中谷ら<sup>9)</sup>によって開発されたマクロエレメントモデルを用いて検討を行う。このモデルは単調載荷試験に基づく Nova・Montrasio<sup>9)</sup>が提案したマクロエレメントを弾塑性に拡張し、さらにギャップ要素のような特別な要素を用いることなく浮き上がりの影響を考慮できるものである。ここではその手法の概要について述べる。詳細については文献6)を参照されたい。

### (1) マクロエレメントモデルの変位と荷重の関係

マクロエレメントモデルでは基礎を剛であると仮定し、組み合わせ荷重を受ける基礎-地盤系を1つの要素として考える。基礎の中央での変位と荷重は図1のように定義する。それらは次式により表される。

$$x = (v \quad u \quad \theta)^T \quad (1)$$

$$F = (V \quad H \quad M)^T \quad (2)$$

マクロエレメントモデルの荷重と変位は図1に示すように定義される。変位増分を  $dx$ 、荷重増分を  $dF$  とするとそれらは以下の関係となる。

$$dF = (D^{el} + D^{up} + D^{pl})^{-1} dx \quad (3)$$

ここで、 $D^{el}$  は弾性コンプライアンス、 $D^{up}$  は浮き上がりコンプライアンス、 $D^{pl}$  は塑性コンプライアンスである。

### (2) コンプライアンスの決定

弾性コンプライアンス  $D^{el}$  を決定するために Gazetas<sup>10)</sup> により提案されている鉛直、水平、回転の地盤ばね定数を用いる。正方形基礎を対象とする場合、ばね定数はそれぞれ次式により表される。

$$K_v = \frac{4.54G(B/2)}{1-\nu} \quad (4)$$

$$K_h = \frac{9G(B/2)}{2-\nu} \quad (5)$$

$$K_r = \frac{3.6G(B/2)^3}{1-\nu} \quad (6)$$

ここで、 $G$  は地盤のせん断弾性係数、 $B$  は基礎幅、 $\nu$  はポアソン比である。なお周波数依存性は考慮していな

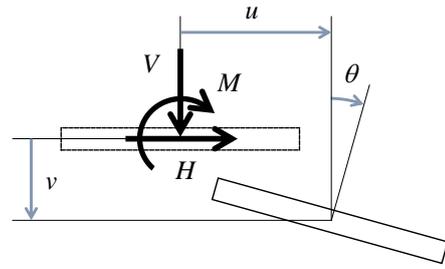


図1 マクロエレメントモデルの変位と荷重の定義

い。

浮き上がりコンプライアンス  $D^{up}$  は以下に示す基礎浮き上がりのモデルに基づいて決定される。基礎浮き上がり挙動は最大点指向型及び原点指向型の履歴則に従うと仮定する。モーメントによる浮き上がりに伴う回転変位と鉛直変位の履歴則の概念図を図2に示す。図2中の  $M^-_P$ 、 $M^+_P$  は骨格曲線上のモーメントで、負側、正側それぞれにおける最大モーメント、 $\theta^{up-}$ 、 $v^{up-}$  は  $M = M^-_P$  のときの骨格曲線上の  $\theta$ 、 $v$  であり、 $\theta^{up+}$ 、 $v^{up+}$  は  $M = M^+_P$  のときの骨格曲線上の  $\theta$ 、 $v$  である。

骨格曲線は道路橋示方書<sup>11)</sup>に記載される浮き上がりの考えに基づき設定する。モーメントと浮き上がり回転変位の関係は以下のように表される。

$$\theta^{up} = 0 \quad (M \leq M_\alpha) \quad (7)$$

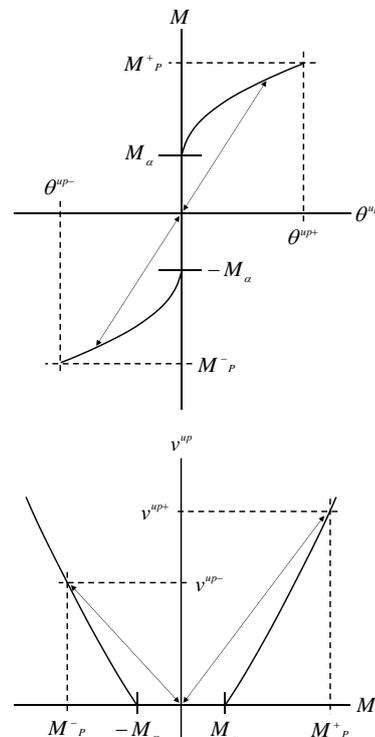


図2 モーメントによる浮き上がりに伴う回転変位と鉛直変位の履歴則の概念図<sup>6)</sup>

$$\theta^{up} = \left\{ \frac{4}{(3-M/M_\alpha)^2} - \frac{M}{M_\alpha} \right\} \theta_0 \quad (M > M_\alpha) \quad (8)$$

$$M_\alpha = \alpha \frac{BV_0}{6} \quad (9)$$

ここで、 $M_\alpha$  は地盤抵抗の塑性化によるモーメントの低減を考慮した基礎浮き上がり開始モーメント、 $\alpha$  は地盤抵抗の塑性化によるモーメントの低減係数、 $V_0$  は死荷重、 $\theta_0$  は基礎浮き上がりが生じ始めるときの回転角である。またモーメントと浮き上がり鉛直変位の関係は以下のように表される。

$$v^{up} = 0 \quad (M \leq M_\alpha) \quad (10)$$

$$v^{up} = -\frac{B}{2} \left\{ \frac{4}{(3-M/M_\alpha)^2} - \frac{4}{(3-M/M_\alpha)} + 1 \right\} \quad (M > M_\alpha) \quad (11)$$

除荷、再載荷時の鉛直変位及び回転角の浮き上がり成分は次式で表される。

$$\theta^{up} = \frac{\theta^{up-}}{M^-_P} M \quad (M < 0),$$

$$\theta^{up} = \frac{\theta^{up+}}{M^+_P} M \quad (M > 0) \quad (12)$$

$$v^{up} = \frac{v^{up-}}{M^-_P} M \quad (M < 0),$$

$$v^{up} = \frac{v^{up+}}{M^+_P} M \quad (M > 0) \quad (13)$$

再載荷後、 $M^-_P$  または  $M^+_P$  に達した後は骨格曲線上を移動する。

塑性コンプライアンスを決定するために支持力曲面を用いる。その概念図を図3に示す。中谷らのモデル<sup>9)</sup>では支持力曲面として Nova・Montrasio<sup>9)</sup>が提案した次式を仮定している。

$$f_{cr} = h^2 + m^2 - \xi^2(1-\xi)^{2\xi} = 0 \quad (14)$$

ここで、 $\xi$ 、 $h$ 、 $m$  は  $V$ 、 $H$ 、 $M$  を中心鉛直荷重を受けるときの極限支持力  $V_m$  でそれぞれ無次元化した荷重であり、 $\xi = V/V_m$ 、 $h = H/(\mu V_m)$ 、 $m = M/(\psi B V_m)$  である。地盤の塑性化の進展を記述する降伏曲面についても Nova・Montrasio<sup>9)</sup>に基づいて次のように定義する。

$$f_y = h^2 + m^2 - \xi^2(1-\xi/\rho_c)^{2\xi} = 0 \quad (15)$$

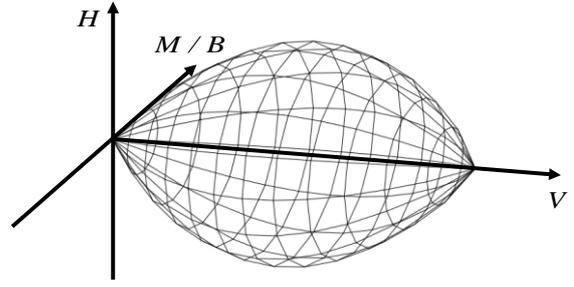


図3 支持力曲面の概念図

ここで  $\rho_c$  は降伏曲面と  $V$  軸の交点を  $V_m$  で除した値である。降伏曲面の発展と変位増加を関係づけるために硬化則と流れ則が必要になる。ここでは硬化則として支持力曲面の内側でそれと似たような降伏曲面が発展する等方硬化を仮定しており、それは次式で表される。

$$\rho_c = 1 - \exp\left(-\frac{R_0 v_c}{V_m}\right) \quad (16)$$

ここで、 $R_0$  は  $V-v^{pl}$  曲線における初期勾配である。また、 $v_c$  は次式で表される。

$$v_c = \left\{ (v^{pl})^2 + (\alpha_M u^{pl})^2 + (\gamma_M B \theta^{pl})^2 \right\}^{0.5} \quad (17)$$

ここで、 $\alpha_M$ 、 $\gamma_M$  は水平変位成分と回転変位成分を等価な鉛直変位に換算するための無次元パラメーターである。また流れ則としては非関連流れ則を仮定しており、その決定に必要な塑性ポテンシャル面を次式で表す。

$$g = \lambda^2 h^2 + \chi^2 m^2 - \xi^2(1-\xi/\rho_g)^{2\xi} = 0 \quad (18)$$

ここで、 $\lambda = \mu/\mu_g$ 、 $\chi = \phi/\phi_g$  であり、 $\mu_g$ 、 $\phi_g$  は塑性ポテンシャル面形状を規定するパラメーターである。

### (3) 地盤の減衰係数

中谷ら<sup>9)</sup>は、基礎・地盤間の減衰係数として Gazetas<sup>10)</sup>が提案したものを採用している。鉛直、水平、回転の減衰係数  $C_v$ 、 $C_h$ 、 $C_r$  は以下の式から求まる。

$$C_v = \rho V_{La} A \tilde{c}_v \quad (19)$$

$$C_h = \rho V_s A \quad (20)$$

$$C_r = \rho V_{La} I \tilde{c}_r \quad (21)$$

ここで  $\rho$  は地盤密度、 $V_s$  は S 波速度、 $V_{La}$  は Lysmer の波動速度、 $A$  は基礎の底面積、 $I$  は基礎の断面二次モーメント、 $\tilde{c}_v$ 、 $\tilde{c}_r$  は減衰の振動数依存性を表す係数である。

### 3. 検討対象

実地震観測記録を入力に用いた場合の断面力低減について検討する。ここでは、異なるタイプの強震記録とし

て、海溝型と内陸型の実地震動を考える。

### (1) 検討対象モデル

図4に示す道路橋<sup>12)</sup>を対象として検討を行う。この橋梁は平成8年道路橋示方書に基づいて試設計されたものであり、川島・細入<sup>13)</sup>が検討対象とした橋梁と同じものである。川島・細入<sup>13)</sup>と同様に解析を単純化するため、一基の下部構造とそれが支持する上部構造部分を一つの設計振動単位としてこれを検討対象とし、実際の支承条件はゴム支承であるが、支承剛性が十分大きく、事実上固定支持されていると仮定する。さらに川島・細入<sup>13)</sup>が指摘しているように、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する。また、橋脚は現実には非線形挙動を示すことが考えられるが、基礎-地盤系における非線形性に加えそれを考慮することは、さらに現象を複雑化させ本研究の目的を達成するための議論を困難にさせる可能性がある。ここでは橋脚を線形弾性体と仮定して検討を行う。モデル化した上部構造物-橋脚-基礎-地盤システムの概念図を図5、そのパラメータを表1に示す。上部構造物と橋脚は集中質量とベルヌーイ・オイラー梁によってモデル化する。梁要素の減衰係数は剛性比例型を仮定し、全要素について減衰定数を2%とする。橋脚の断面形状が変化する位置を規定するために設定した本来質量が0であるべき節点の質量を、解析の都合上0に近い値として設定するため集中質量の中で最小の140tを1/1000倍した値とする。地盤の材料非線形の特徴を決定づける支持力曲面、塑性ポテンシャル、硬化則のパラメータはNova・Montrasio<sup>10)</sup>と中谷ら<sup>9)</sup>に基づい

て設定する。なお、土被りの影響は川島・細入<sup>13)</sup>と同様に無視する。

基礎-地盤システムは2つのケース；(1)地盤を弾性体とする場合（以下、線形相互作用システム）、(2)地盤を弾塑性体とし基礎が浮き上がる場合（以下、非線形相互作用システム）としてモデル化する。2章に示した式(3)において、線形相互作用システムは弾性コンプライアンスのみ考慮した場合に、非線形相互作用システムは弾性コンプライアンス・浮き上がりコンプライアンス・塑性コンプライアンス全てを考慮した場合に対応する。

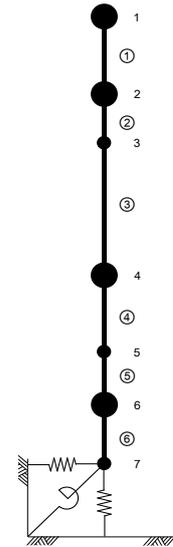


図5 上部構造物-橋脚-基礎-地盤システムの概念図

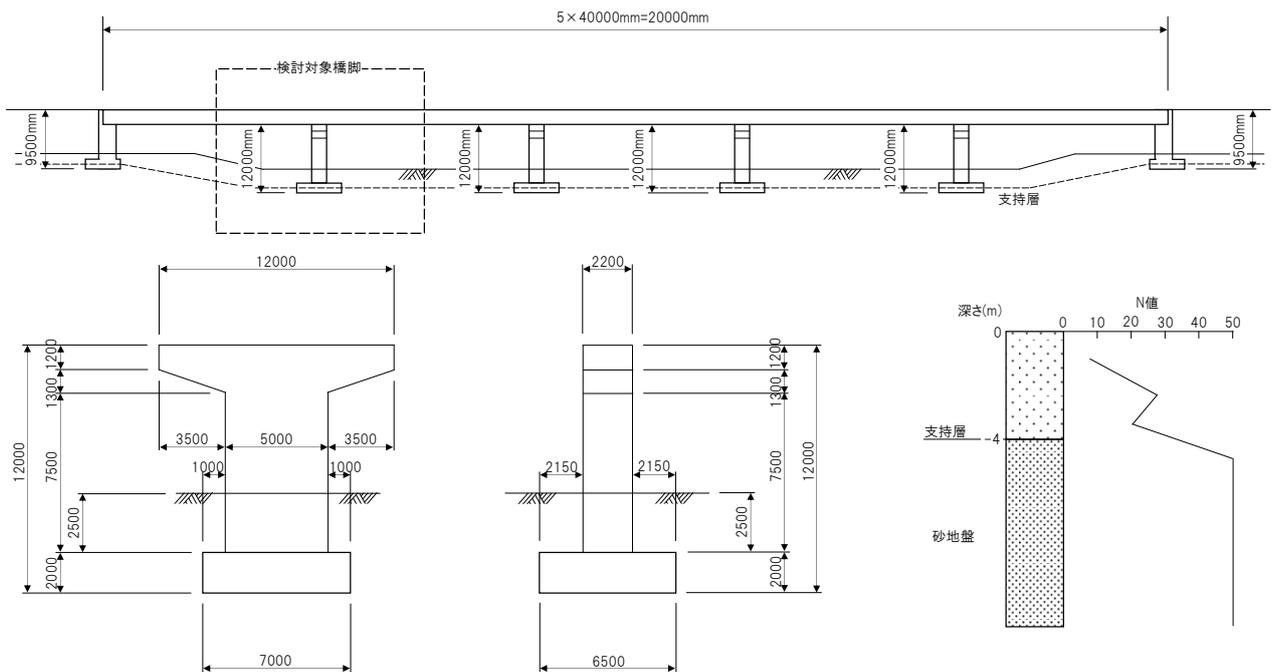


図4 検討対象橋梁<sup>12)</sup>

表1 上部構造物-橋脚-基礎-地盤システムのパラメーター

表1(a) 上部構造物-橋脚-基礎のパラメーター

要素	ヤング係数 (kN/m <sup>2</sup> )	断面積 (m <sup>2</sup> )	断面二次モーメント (m <sup>4</sup> )	減衰定数
1	23000000	11.56	10.65	0.02
2	23000000	11.56	10.65	0.02
3	23000000	7.45	4.44	0.02
4	23000000	7.45	4.44	0.02
5	23000000	44.86	160.2	0.02
6	23000000	44.86	160.2	0.02

表1(b) 上部構造物-橋脚-基礎のパラメーター

節点	高さ (m)	集中質量 (t)	慣性モーメント (t・m <sup>2</sup> )
1	12	710	0.87
2	10.9	140	0.87
3	9.5	0.14	0.87
4	5.75	206	0.87
5	2	0.14	0.87
6	1	228	876.8
7	0	0.14	0.87

表1(c) 地盤のパラメーター

パラメーター	値
基礎幅 $B$ (m)	6.5
S波速度 $V_s$ (m/s)	230
Lysmerの波動速度 $V_{ls}$ (m/s)	355
地盤密度 $\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	1.603
鉛直地盤ばね定数 $K_v$ (kN/m)	1780000
水平地盤ばね定数 $K_h$ (kN/m)	1460000
回転地盤ばね定数 $K_r$ (kN・m/rad)	14900000
鉛直地盤減衰係数 $C_v$ (kNs/m)	21700
水平地盤減衰係数 $C_h$ (kNs/m)	15600
回転地盤減衰係数 $C_r$ (kNs/m)	2730
極限支持力 $V_m$ (kN)	40650
降伏曲面のパラメーター $\mu$	0.9
降伏曲面のパラメーター $\psi$	0.48
降伏曲面のパラメーター $\zeta$	0.95
塑性ポテンシャルのパラメーター $\lambda$	0.49
塑性ポテンシャルのパラメーター $\chi$	0.49
硬化則のパラメーター $R_0$	48946
流れ則のパラメーター $\alpha_n$	2.8
流れ則のパラメーター $\gamma_n$	1.7

## (2) 検討に用いる実地震観測記録

海溝型地震の地震動として、1968年の十勝沖地震の際に八戸港湾で観測された加速度時刻歴のNS成分（以下、八戸港湾記録）を用い、内陸直下型地震の地震動として、1995年兵庫県南部地震の際にJR鷹取駅で観測された加速度時刻歴のNS成分（以下、JR鷹取駅記録）を用いる。それらの時刻歴を図6(a), (b)に示すとともに、それらのパワースペクトルを図7(a), (b)にそれぞれ示す。JR鷹取の記録は1Hz付近が卓越しているのに対し、八戸港湾記録は比較的幅広く0~3Hz程度までの成分を含む地震動である。これらの地震動は、強度特性、周波数特性ともに異なる。

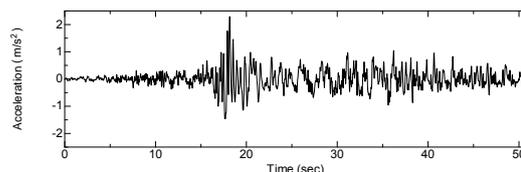


図6(a) 八戸港湾記録

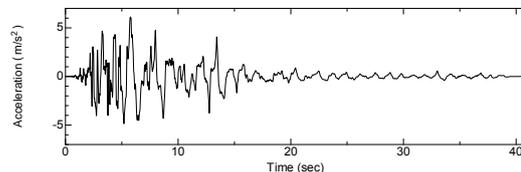


図6(b) JR鷹取駅記録

図6 実地震観測記録

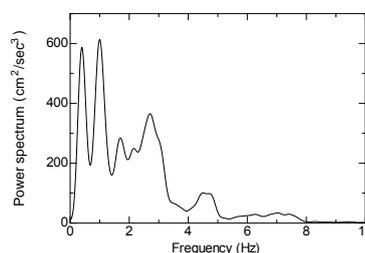


図7(a) 八戸港湾記録のパワースペクトル

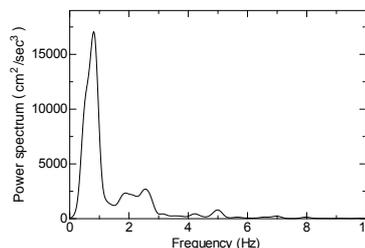


図7(b) JR鷹取駅記録のパワースペクトル

図7 実地震観測記録のパワースペクトル

## (3) システムの地震応答エネルギー収支の評価方法

システムの地震応答エネルギーは以下の方法により評価する。橋脚のひずみエネルギーは次式により評価する。

$$\int_0^t \{\dot{u}\}^T [K] \{u\} dt \quad (22)$$

ここで  $[K]$  は剛性マトリクスである。

システムの運動エネルギーは次式により評価する。

$$\int_0^t \{\dot{u}\}^T [M] \{\dot{u}\} dt \quad (23)$$

ここで、 $[M]$  は質量マトリクスである。

逸散減衰によって失われたエネルギーは次式により評価する。

$$\int_0^t \{\dot{u}\}^T [C_{rd}] \{\dot{u}\} dt \quad (24)$$

ここで、 $[C_{rd}]$  は地盤の減衰係数から成る減衰マトリクスである。

位置エネルギーは次式により評価する。

$$m_{total}g v^{up} \quad (25)$$

ここで  $m_{total}$  はシステムの質量の合計、 $g$  は重力加速度、 $v^{up}$  は鉛直浮き上がり変位成分（鉛直上向きを正とする）である。

#### 4. 異なるタイプの地震動を用いた橋脚の断面力低減効果の検討

前述の地震動記録はともに 100Hz サンプリングで観測されているが、マクロエレメントモデルを用いた非線形地震応答計算では、データ間を線形補間することにより 0.000005 秒間隔のデータとして検討に用いる。時間積分の手法として、平均加速度法を用いた。検討にあたり評価する橋梁の変位応答は、図 8 に示すように定義する。

八戸港湾記録を入力地震動としたときの橋脚の変位応答、橋脚に発生するベースシア、回転塑性・回転浮き上がり変位成分と各種エネルギーを図 9 に示す。図 9(a)、(b) に示す橋脚の変位応答では応答の長周期化が認められ、それとともに図 9(e) からいくらかの断面力低減効果が認められる。図 9(d) に示す回転浮き上がり変位成分が生じ始める 18 秒付近から図 9(g) に示す非線形相互作用システムにおける位置エネルギーが増加し始め、それと同時に図 9(f) に示した非線形相互作用システムにおける橋脚のひずみエネルギーが低減し、それに伴って非線形相互作用システムにおけるベースシアも低減している。図 9(h) に示したシステムの運動エネルギーは線形と非線形でその大小関係が時々刻々変化しており断面力低減と必ずしも対応していない。図 9(i) に示した逸散減衰によって失われたエネルギーは線形相互作用システムのものが非線形相互作用システムのものよりも浮き上がり・塑性変位が発生して以降常に大きく断面力の大小関係と逆になっている。

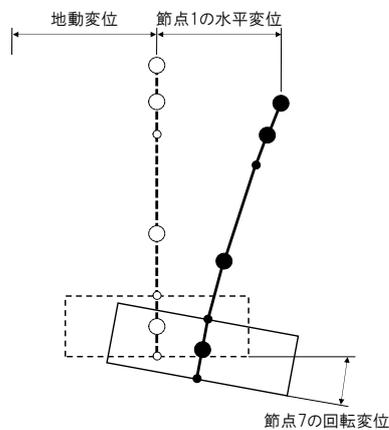
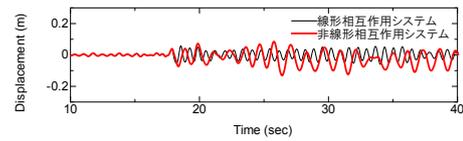
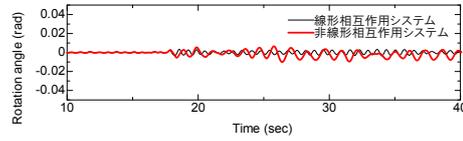


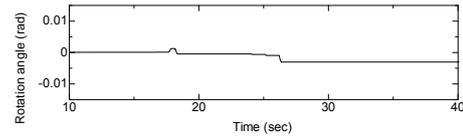
図 8 橋梁の変位応答の定義



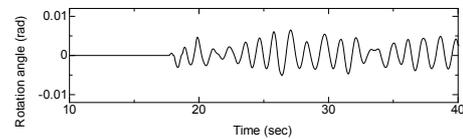
(a) 節点 1 の水平変位の時刻歴



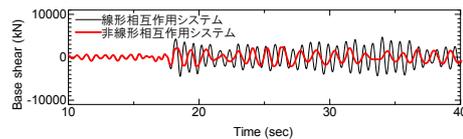
(b) 節点 7 の回転変位の時刻歴



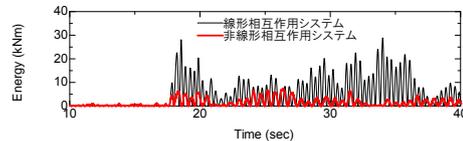
(c) 回転塑性変位成分の時刻歴



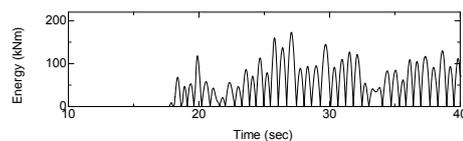
(d) 回転浮き上がり変位成分の時刻歴



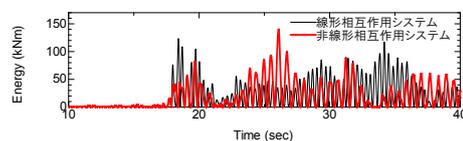
(e) ベースシアの時刻歴



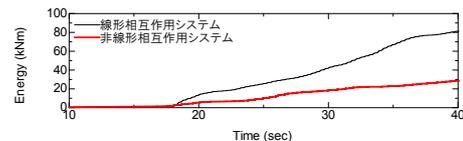
(f) 橋脚のひずみエネルギーの時刻歴



(g) 位置エネルギーの時刻歴



(h) システムの運動エネルギーの時刻歴



(i) 逸散減衰によって失われたエネルギーの時刻歴

図 9 八戸港湾記録の場合

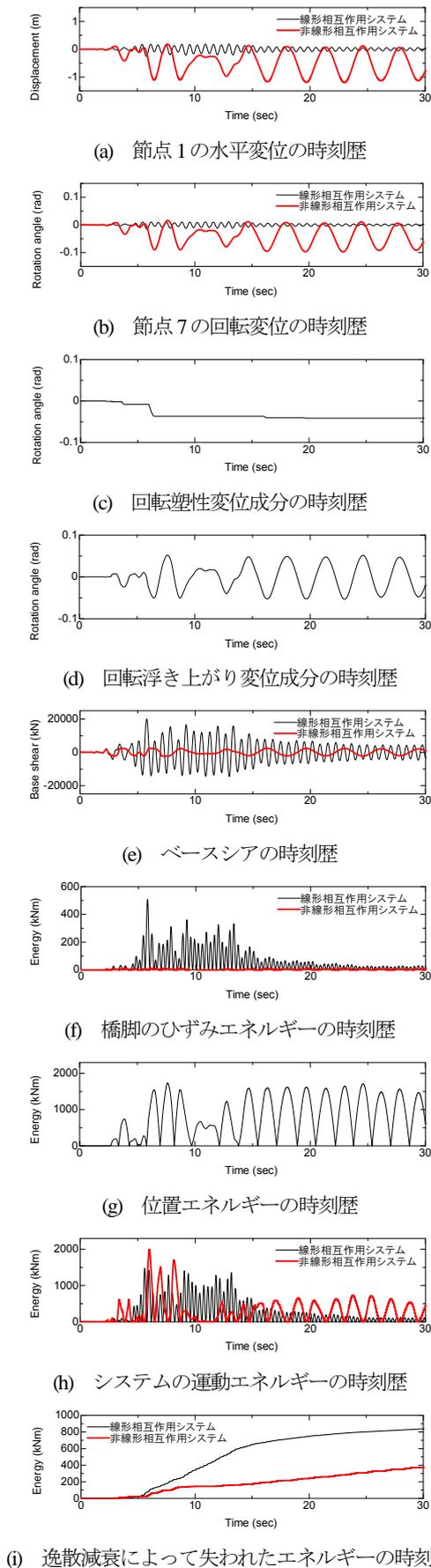


図10 JR鷹取駅記録の場合

次にJR鷹取駅記録を入力地震動としたときの各種応答時刻歴を図10に示す。八戸港湾記録を入力した場合よりも、応答の長周期化・断面力低減効果が顕著に認められる。八戸港湾記録を入力した場合と同様に、浮き上がり変位成分・位置エネルギー・橋脚のひずみエネルギー・ベースシアの対応関係が認められる。システムの運動エネルギーとベースシアの関係性、逸散減衰によって失われたエネルギーに見られる傾向についてもほぼ同様である。ただし、位置エネルギーの量が比較して大きく各種応答における線形・非線形の差が顕著である。

## 5. 結論

本研究では、直接基礎を有する橋梁構造物の地震応答を取り扱うが、入力地震動のレベルによっては地盤が非線形化したり、基礎が浮き上がったりする複雑な問題となる。このように複雑な非線形動的相互作用問題をエネルギーというスカラー量を用いて統一的に検討することは、複雑な現象の理解を深める上で有効である。本研究では、基礎が浮き上がることによって構造物に発生する断面力が低減する効果に着目するが、地盤の材料非線形に加え、基礎の浮き上がりを簡便に考慮できるマクロエレメントモデルを用いることで、構造物が地震動入力を受けた際、橋脚の断面力が低減する現象を系に対するエネルギー収支に着目し、メカニズムについて考察を行い、今回の検討の範囲内で以下の結論を得た。

- 1) 基礎が浮き上がり、構造物の位置エネルギーが増大することにより、橋脚のひずみエネルギーが減少し、橋脚の断面力も低減する。
- 2) 1)の程度は、入力地震動の強度特性や周波数特性による顕著な影響を受け変化する。

謝辞：本研究では土木研究所において中谷氏らによって開発された解析プログラムを使用いたしました。記して感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 林康裕, 安井謙, 吉田長行: 構造物の応答と相互作用効果, 第5回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム, pp.13-24, 1998.
- 2) 林康裕: 直接基礎構造物の基礎浮き上がりによる地震被害低減効果, 日本建築学会構造系論文集, 第485号, pp.53-62, 1996.
- 3) 秋山宏, 高山峰夫: 原子炉建屋の強震応答特性, 日本建築学会構造系論文報告集, 第382号, pp.10-18, 1987.
- 4) 楊志勇, 秋山宏: エネルギーの授受に基づく相互作用の効果に対する評価, 日本建築学会構造系論文集, 第536号, pp.39-45, 2000.

- 5) 岩下敬三, 谷口元, 石原大雅: 杭頭で浮き上がりを許容した建物の地震応答エネルギー評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 564 号, pp.23-30, 2003.
- 6) 中谷昌一, 白戸真大, 河野哲也: 直接基礎の地震時挙動を予測するための数値解析モデルの開発, 土木研究所資料, 第 4101 号, 2008.
- 7) Shirato, M., Paolucci, R., Kouno, R., Nakatani, S., Fukui, J., Nova, R. and di Prisco, C.: Numerical simulation of model tests of pier-shallow foundation systems subjected to earthquake loads using an elasto-uplift-plastic macro element, *Soils and Foundations*, Vol. 48, No. 5, pp. 693-71, 2008.
- 8) 井上貴文, 三神厚: 基礎の浮き上がりと地盤の材料非線形による橋脚の断面力低減効果の検討, 地盤工学ジャーナル, 投稿中.
- 9) Nova, R. and Montrasio, L.: Settlement of shallow foundations on sand, *Géotechnique*, Vol. 41, No. 2, pp. 243-256, 1991.
- 10) Gazetas, G.: Foundation vibrations, *Foundation Engineering Handbook*, Fang HY (ed.), van Nostrand Reinhold: NY, 1991.
- 11) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 丸善, 2002.
- 12) (社) 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 丸善, 1997.
- 13) 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, No.703, I-59, pp.97-111, 2002.

## INVESTIGATION OF STRESS REDUCTION EFFECT OF BRIDGE PIERS DUE TO NON-LINEAR DYNAMIC INTERACTION USING ENERGY CONCEPT

Takafumi INOUE and Atsushi MIKAMI

This paper studies the effects of non-linear dynamic interaction on the reduction of section force induced in bridge piers by viewpoint of energy. A macro-element model developed by PWRI so that it can deal with basemat uplift is used. As a result, the following conclusions are obtained. 1) As potential energy of the bridge increases due to basemat uplift, strain energy and section force induced in bridge piers become smaller. 2) The degree vary depending on frequency characteristics as well as amplitude of the input motions.