

直接基礎で支持される道路橋の地震応答変位の片寄り

島袋武* 藤田麗** 山下典彦***

Asymmetry of Seismic Displacement Response of Highway Bridge Supported by Spread Foundation

Takeshi SHIMABUKURO* Rei FUJITA** and Norihiko YAMASHITA***

ABSTRACT

The objective of this paper is to discuss the causes of asymmetric response of superstructure using the elasto-plastic model considering the influence of P- effect and simplified periodic motion of real ground motion record. The inelastic behavior subjected to the input ground motion is so complicated that it is estimated in this paper by using the procedure to simplify the ground motion. In this study, in order to establish the simple seismic design method considering the asymmetric response. We investigate the nonlinear response characteristics using four types of nonlinear model. The superstructure itself is idealized as a single degree freedom system attached to a rigid spread foundation with two degree of freedom which is flexibly supported. As a result, simplified wave is effective to explore asymmetry of response. The response behavior and residual displacement differ with each period of models.

Key Words: asymmetric response, asymmetric coefficient, P- Δ effect, ductility factor, elasto-plastic earthquake response

1. はじめに

1995年に発生した兵庫県南部地震では、阪神高速道路3号神戸線で落橋・倒壊、5号湾岸線で落橋が生じるなど、多くの道路橋に甚大な被害が生じた。それ以降、各種基準が見直され、道路橋示方書においても耐震設計法が仕様規定型から、性能規定型に移行した。しかしながら、その具体的方法や性能の規定方法は対象とする構造物により差異が見られるのが現状で、コンクリート構造物や鋼構造物の塑性域での動的挙動や終局強度を精度良く評価する手法の開発が必要である⁽¹⁾。

また、構造物に設計外力を超える外乱が作用した場合に、変形が一方に進み大きく塑性化する「応答の片寄り」が生じる場合がある。これは兵庫県南部地震のようなパルス的な直下型地震に対して生じやすく、大きな被害をもたらすと経験的に知られているが、その原因やメカニズムを検討した研究は少ない⁽²⁾。さらに、応答の片寄りにはP-効果による復元力の低下の影響も検討する必要がある。わが国の橋梁の耐震設計は、塑性域の変形性能を期待しながらも、残留変位規定や慣性力の下限值規定によってある程度の変形性能と耐力を有するような橋脚が得られるようになっており、P-効果の影響を無視できる領域で設計している。しかしながら、塑性応答は複雑であり、その結果とし

て変形が片側に進み、構造物が倒壊する危険性がある。

本論文では、最大塑性率と平均塑性率の比で表される向井ら⁽³⁾の「片寄り係数」を導入し、塑性時における構造物の応答の片寄りのメカニズムについて説明することを目的とする。具体的には、P-効果による降伏後の耐力低下を考慮した1質点系モデル⁽⁴⁾（以下、回転1自由度モデルという）と水平振動を扱った一般的な1質点系モデル（以下、水平1自由度モデルという）、さらには、回転1自由度モデルと水平1自由度モデルに直接基礎をモデル化した3自由度モデル（以下、それぞれ回転3自由度モデル及び水平3自由度モデルという）を用いて48ケースの直接基礎で支持される道路橋を想定し、兵庫県南部地震とそれを単純化した矩形波（以下、単純波という）で弾塑性地震応答解析を行い、上部構造物の周期と高さが片寄り係数や塑性率へ与える影響や、片寄り係数と塑性率、残留変位の関係を検討し、周期別の応答変位波形の比較を行い地震応答の片寄りについて考察した。

2. 運動方程式

2.1 1自由度モデル 上部構造物を図1(a)に示すような微小変形を想定して幾何学的近似（ $\cos\phi=1$, $\sin\phi=\phi$ ）を行ってモデル化すると、回転1自由度モデルの運動方程式は次式で表される。

$$m\ddot{x}H + c_{RS}\dot{x} + M(\phi) - mgx = -m\ddot{u}_G H \quad (1)$$

* 専攻科 都市工学専攻

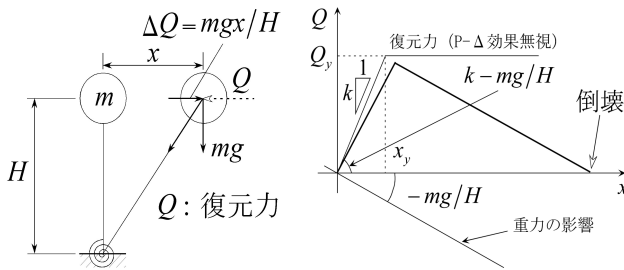
** 阪神高速技術株式会社(元神戸高専専攻科学生)

*** 都市工学科 教授

ここに、 m は 1 質点系の質量、 c_{RS} は減衰係数、 $M(\phi)$ は復元モーメント、 ϕ は橋脚の回転角（橋脚を剛体と仮定しており部材角と等しい）、 H は橋脚高さ、 g は重力加速度、 \ddot{u}_G は水平方向の入力地震動である。さらに、回転 1 自由度モデル及び水平 1 自由度モデルを支えているばねをそれぞれ k_R, k とし $k = k_R/H^2$ の関係を用いると、水平 1 自由度モデルの運動方程式は次式で表される。

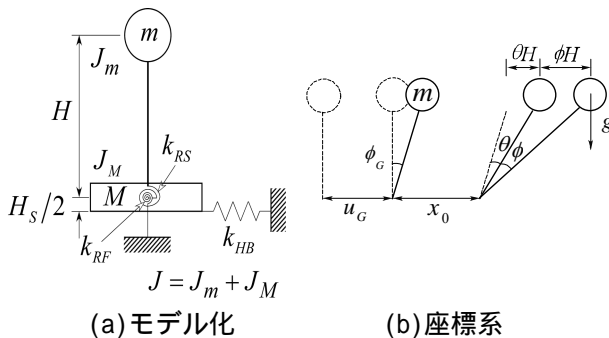
$$m\ddot{x} + c_s\dot{x} + Q(x) - k_{p\Delta}x = -m\ddot{u}_G \quad (2)$$

ここに、 $Q(x)$ は k の復元力、 $k_{p\Delta}$ は P- 効果による剛性の低下量 $k_{p\Delta} = mg/H$ で、 $Q(x) - k_{p\Delta}x$ がこのモデルの復元力である。図 1(b)において降伏力は $Q_y = mgC_y$ とし、 C_y は降伏震度で $Q(x) = 0$ になる時、つまり構造物の復元力と P- 効果による付加的な層せん断力が等しくなったときに倒壊（終局状態）である。



(a)回転 1 自由度モデル (b) P- 効果の影響
図 1 回転 1 自由度モデルと P- 効果の関係

2.2 3 自由度モデル 直接基礎で支持される道路橋を図 2(a)に示すような回転 3 自由度モデル、つまり上部構造物の回転運動、基礎の並進運動及び回転運動にモデル化し、図 2(b)のように振動モデルの座標系を定めると減衰項を省略した振動方程式は式(3)のようになる。なお、振動方程式の誘導にあたっては、地盤-基礎系の復元力における並進と回転の連成項を無視している。



(a)モデル化 (b)座標系
図 2 回転 3 自由度モデルと座標系

$$[M]\{\ddot{y}\} + [K]\{y\} = -[M]\{I_1\}\ddot{u}_G - [M]\{I_2\}\ddot{\phi}_G \quad (3)$$

$$[M] = \begin{bmatrix} mH^2 & mH & mH^2 \\ mH & m + M & mH \\ mH^2 & mH & mH^2 + J \end{bmatrix}$$

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{RS} - mHg & 0 & -mHg \\ 0 & k_{HB} & -k_{HB}H_s/2 \\ -mHg & -k_{HB}H_s/2 & k_{RF} - mHg + k_{HB}H_s^2/4 \end{bmatrix}$$

$$\{y\} = \begin{Bmatrix} \phi \\ x_0 \\ \theta \end{Bmatrix}, \{I_1\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix}, \{I_2\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

m, M は上部構造物及び基礎の質量、 $J = J_m + J_M$ は回転慣性で、 J_m, J_M は上部構造物、基礎の回転慣性、 k_{RS}, k_{HB}, k_{RF} は上部構造物の回転ばね剛性、基礎底部水平及び回転ばね剛性、 ϕ, x_0, θ は上部構造物の回転角、基礎の水平変位及び回転角、 $\ddot{u}_G, \ddot{\phi}_G$ は入力地震動を表している。 $[K]\{y\}$ は上部構造物と基礎の復元力項⁽⁵⁾で、復元力特性として上部構造物と基礎の底部水平ばねは完全弾塑性型、基礎の底部回転ばねはトリリニア型とし、基礎と地盤の剥離及び滑りについては考慮していない。なお、水平 3 自由度モデルについては 1 自由度モデルの回転と水平ばねの関係を上部構造物に用いて振動方程式を誘導している。

3. 弾塑性地震応答解析

3.1 解析条件 弾塑性地震応答解析は増分法 ($\beta = 1/6$)により行い、微小時間を 0.001(s)とした。入力地震動は、神戸海洋気象台（長周期パルス型）の NS 成分とした。さらに、実地震動は周期、スペクトル特性が複雑であり応答の片寄りを検討することが困難であると考え、実地震動の継続時間 20 秒を 400 分割し、加速度を各時間間隔の平均値とした矩形波(単純波)も用いた。

神戸海洋気象台の実地震動と単純波の加速度波形の 4.0~5.0 秒間を図 3(a)、絶対加速度応答スペクトル (5%減衰)を図 3(b)、フーリエスペクトルを図 3(c)に示す。図 3(b), (c)より、短周期側で単純波のスペクトルが実地震動と比較して小さくなっていることがわかる。さらに、最大加速度の絶対値と正負の最大値の比率(片寄り比率)は単純波が約 5%減となった。

上部構造物及び基礎の諸定数については、橋脚高さ(周期)を 11m(0.712s 及び 0.965s), 12m(0.812s 及び 1.100s), 13(0.917s 及び 1.242s)及び 14m(1.026s 及び 1.389s)の 4 種類とした。表 1 に上部構造物及び基礎の諸定数の 48 ケースのうち 12 ケース(11m の場合)について示す。

また、表 2 に上部構造物の周期とそれらに対する固

有値解析の結果を示す。図3(b)と表2において、1次～3次の固有周期と入力地震動による応答スペクトルの卓越周期の関係から、共振現象を起こす可能性を推測することができる。

さらに、降伏震度0.2、地盤の単位体積重量 17.6kN/m^3 、ポアソン比0.3、粘着力 0kN/m^2 、N値40(道路橋示方書より)、せん断速度 273.6m/s 、内部摩擦角 39.5° 、上部構造物の減衰定数0.05、基礎の減衰定数0.1とした。

3.2 解析結果 図4に、48ケースの直接基礎-上部構造物系の実地震動と単純波の片寄り係数($d = \mu_{\text{max}} / \mu_{\text{average}}$)及び塑性率の比(回転/水平)を示す。1自由度モデルでは、基礎を考慮していないので橋脚高さと同様となる。

図4(a)の実地震動と単純波の片寄り係数については、1自由度モデルでは8ケース中6ケース(48ケース中36ケース)で単純波の比の方が大きくなり、3自由度モデルでは48ケース中23ケースで単純波の比の方

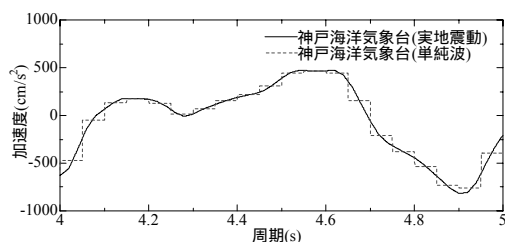
が大きくなった。周期 1.026s のケースを除く他のケースでは、橋脚高さが低つまり周期が短くなると比が大きくなる傾向がある。

図4(b)の実地震動と単純波の塑性率については、1自由度モデルでは8ケース中6ケース(48ケース中36ケース)で単純波の比が大きくなり、3自由度モデルでは48ケース中23ケースで単純波の比が大きくなった。また、塑性率の比も片寄り係数の比と同様に、周期が短くなると比が大きくなる傾向が見られた。

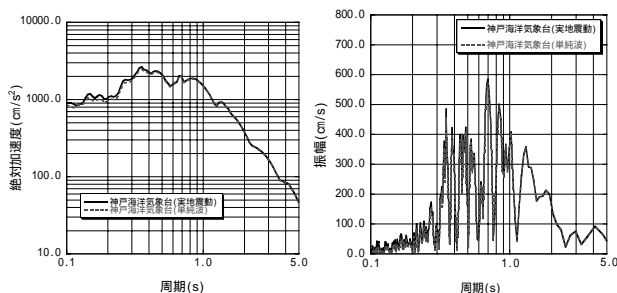
図5に、正方向の最大変位と負方向の最大変位(絶対値)を周期毎にプロットしたものを示す。図中の対角線は、正負の最大変位に片寄りが無いことを表している。全体の傾向として、周期 1.389s 以外の周期は、負の最大変位より正の最大変位の方が大きいことがわかる。

図5(a),(b)を比較した場合、回転1自由度モデルは、単純波の値が実地震動の値を正の最大変位で8ケース中7ケース(48ケース中42ケース)、負の最大変位で1ケース(6ケース)上回っている。同様に、水平1自由度モデルでは正方向に8ケース(48ケース)、負方向に2ケース(12ケース)上回っていることから、1自由度モデルでは単純波を作用させると最大変位が正方向にシフトする傾向があることがわかった。

また、図5の1自由度モデルについて殆どのケースで



(a)加速度波形 4.0~5.0s



(b)応答スペクトル

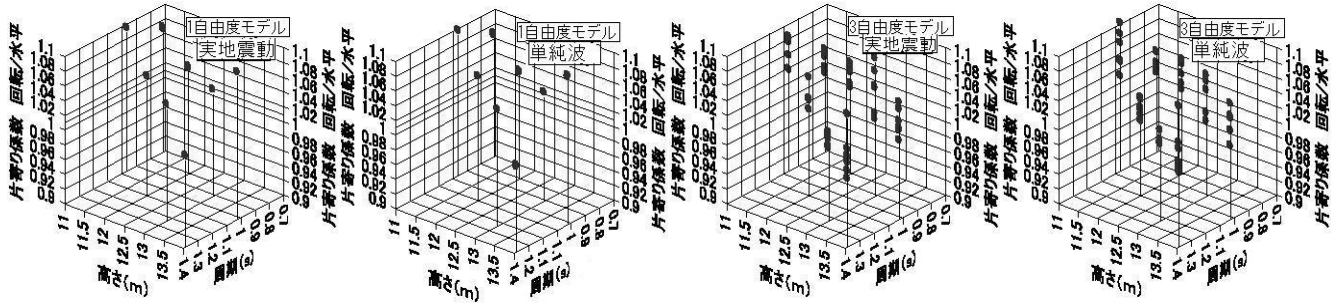
(c)フーリエスペクトル

表2 上部構造物の周期と固有値解析結果

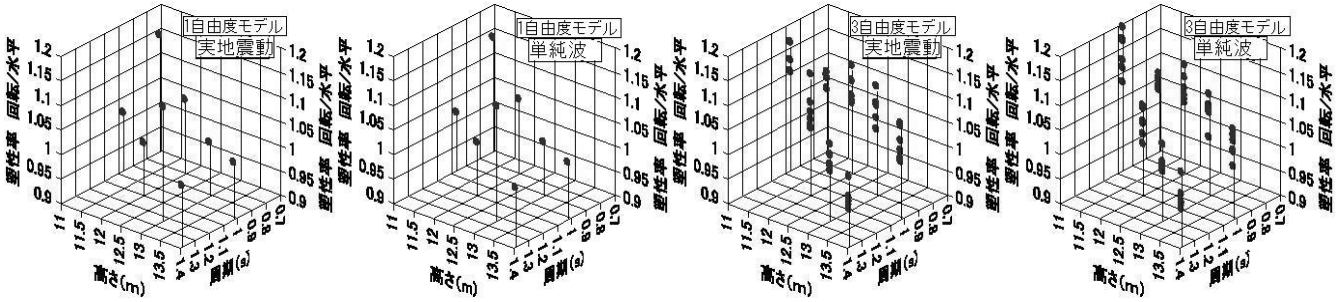
上部構造物の周期(s)	固有周期(s)		
	1次	2次	3次
0.712	1.828 ~ 2.504	0.660 ~ 0.694	0.173 ~ 0.221
0.965	2.476 ~ 3.393	0.888 ~ 0.932	0.174 ~ 0.223
0.812	1.908 ~ 2.598	0.699 ~ 0.734	0.179 ~ 0.229
1.100	2.582 ~ 3.519	0.941 ~ 0.989	0.180 ~ 0.230
0.917	1.995 ~ 2.700	0.776 ~ 0.737	0.185 ~ 0.235
1.242	2.699 ~ 3.654	0.993 ~ 1.046	0.185 ~ 0.236
1.026	2.091 ~ 2.810	0.773 ~ 0.817	0.189 ~ 0.240
1.389	2.827 ~ 3.800	1.043 ~ 1.102	0.189 ~ 0.240

表1 上部構造物及び基礎の諸定数(橋脚高さ11mの場合)

ケース番号	周期 T(s)	橋脚高さ H(m)	上部構造物		基礎			回転慣性 モーメント J(KNsec ² ·m)
			橋桁重量 Wu(KN)	橋脚重量 Wp(KN)	高さ H _S (m)	半径 a(m)	質量 M(KNsec ² /m)	
1	0.712	11	10744.7	1119.7	2	4	235.94	288267.0
2	0.712	11	10744.7	1119.7	2	4.5	298.61	288869.1
3	0.712	11	10744.7	1119.7	2	5	368.66	289703.3
4	0.712	11	10744.7	1119.7	2.5	4	294.93	288583.4
5	0.712	11	10744.7	1119.7	2.5	4.5	373.26	289350.7
6	0.712	11	10744.7	1119.7	2.5	5	460.82	290409.9
7	0.965	11	20070.4	1119.7	2	4	235.94	529188.7
8	0.965	11	20070.4	1119.7	2	4.5	298.61	529790.8
9	0.965	11	20070.4	1119.7	2	5	368.66	530625.0
10	0.965	11	20070.4	1119.7	2.5	4	294.93	529505.1
11	0.965	11	20070.4	1119.7	2.5	4.5	373.26	530272.4
12	0.965	11	20070.4	1119.7	2.5	5	460.82	531331.6

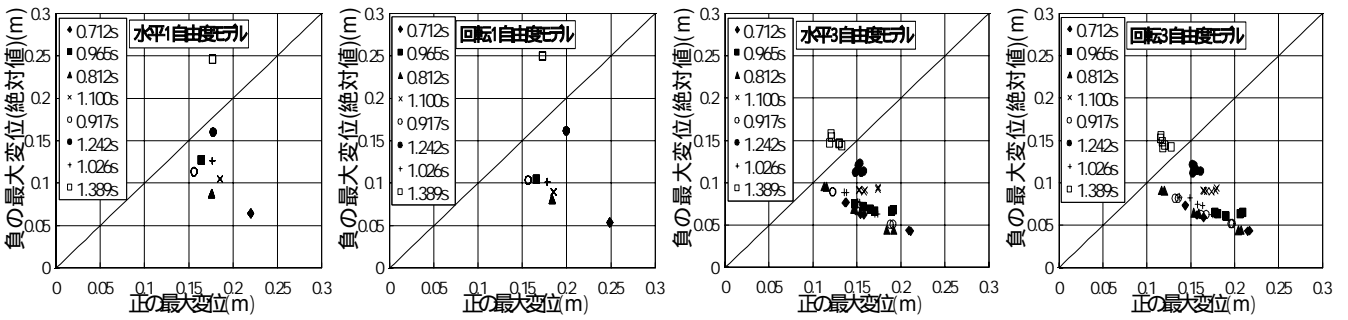


(a)片寄り係数

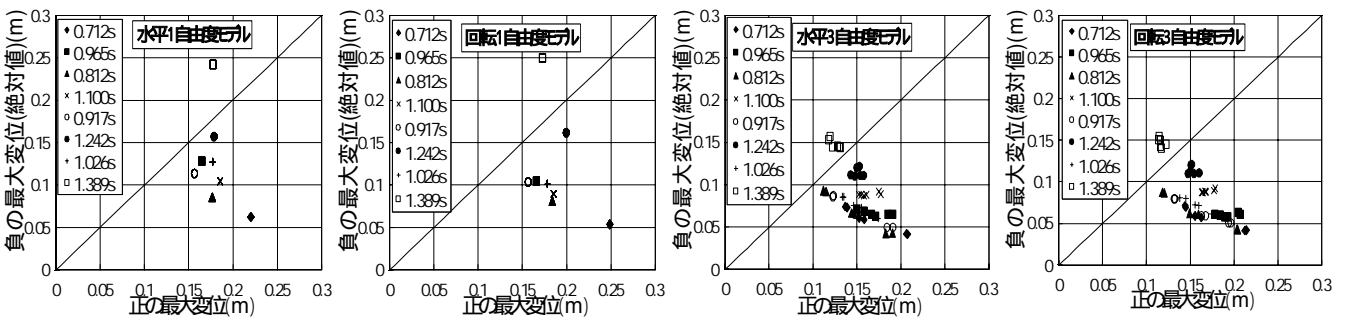


(b)塑性率

図4 片寄り係数及び塑性率の比(回転/水平)



(a)実地震動



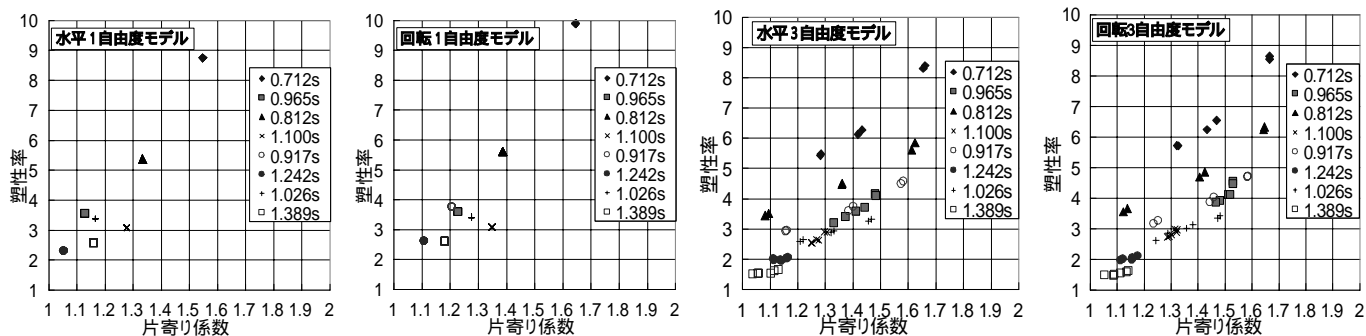
(b)単純波

図5 最大応答変位の片寄り

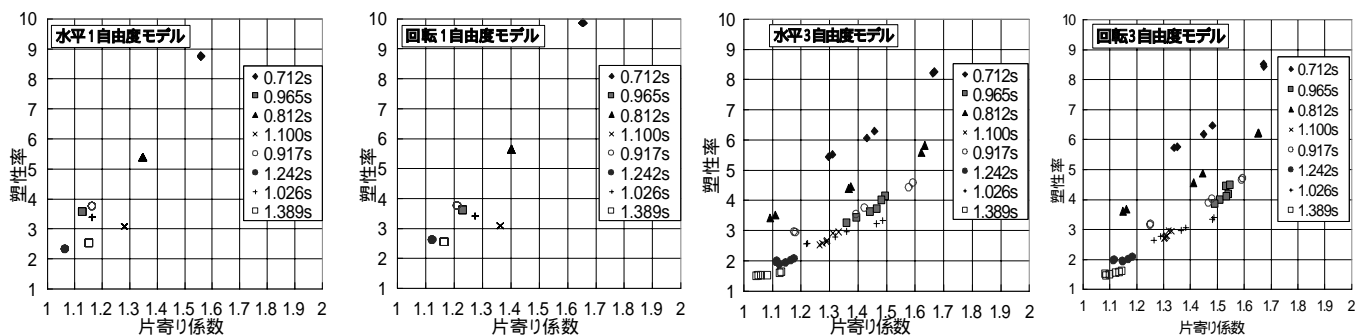
回転モデルの値が水平モデルの値を上回っている(実地震動,単純波共に正方向に8ケース中7ケース(48ケース中42ケース),負方向に8ケース中6ケース(48ケース中36ケース)。

実地震動を入力地震動とした場合の3自由度モデルでは,回転モデルの正の最大変位の値が,水平モデルの

値を48ケース中41ケースで上回っており,単純波でも48ケース中39ケースとなり同様の傾向がみられた。しかし,負方向の値は回転3自由度モデルの方が大きいケースが,48ケース中実地震動で13ケース,単純波で15ケースとなっており,3自由度モデルは地盤ばねやP-効果の影響を含んだ回転モデルが水平モデルに対し

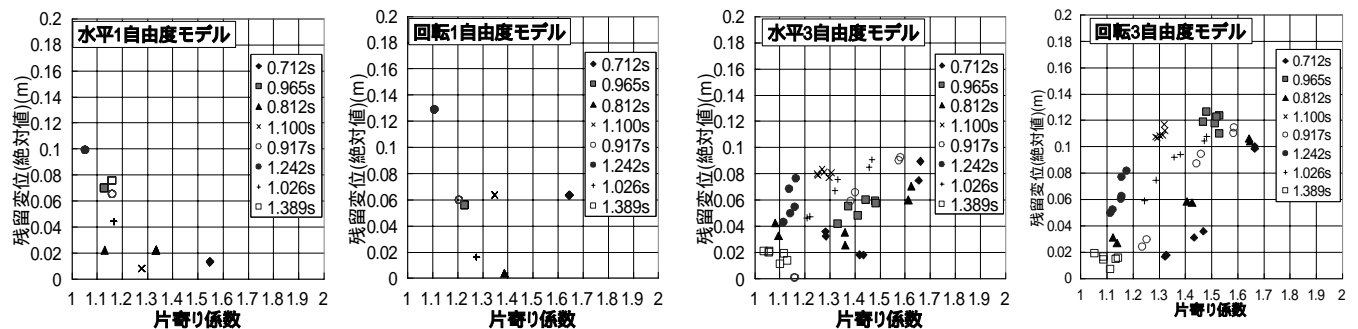


(a)実地震動

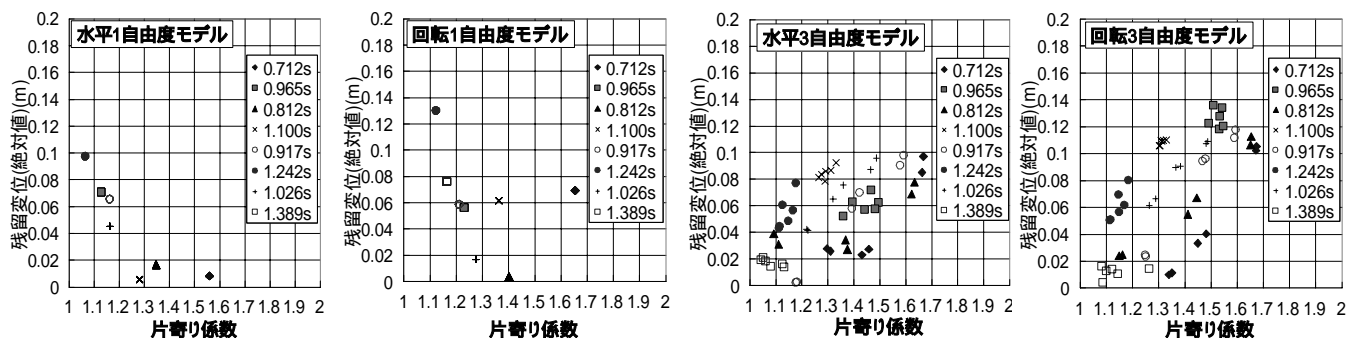


(b)単純波

図6 塑性率と片寄り係数の関係



(a)実地震動



(b)単純波

図7 残留変位と片寄り係数の関係

て、正方向にシフトしていることがわかる。

周期0.712sは最大応答変位の片寄りが最も大きく、実地震動、単純波共に水平1自由度モデルでは正方向の値が負方向の値の約3.4倍、同様に、回転1自由度モ

デルで約4.6倍、水平3自由度モデルで約5.0倍、回転3自由度モデルで約5.0倍となった。

図6に、周期毎の塑性率と片寄り係数の関係を示す。図6の全ての図で右肩上がりの傾向がみられる。この

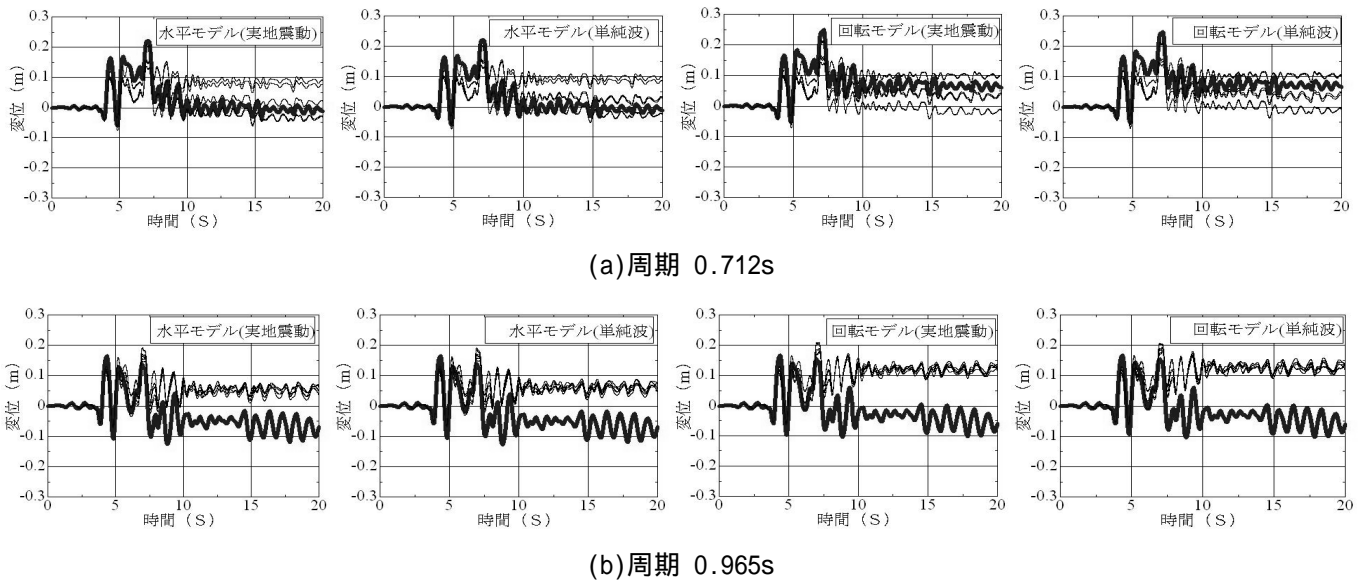


図8 上部構造物の時刻歴応答変位波形

ことから、塑性率と片寄り係数の間には相関関係があることがわかる。また、周期が短くなるほど片寄り係数、塑性率が大きくなる。

図7に、周期毎の残留変位の絶対値と片寄り係数の関係を示す。図7の回転1自由度モデルにおいて、周期が0.712s以外の周期で右肩下がり相関関係がみられる。回転及び水平1自由度モデルの周期0.712sと比較すると、図7(a)実地震動では回転モデルが水平モデルの値より5.0cm、図7(b)単純波では6.1cm大きいことがわかる。また、図7の3自由度モデルの周期0.965sにおいては、回転モデルの値が実地震動、単純波共に平均6.8cm水平モデルの値より大きくなっている。

図7で特徴がみられた周期0.712sと0.965sの時刻歴応答変位波形を図8(a),(b)に示す。太線が1自由度モデル、その他の細線が3自由度モデルの波形である。

図8(a)において3自由度モデルの波形は残留変位7.6cm~10.6cmの波形、2.3cm~4.7cmの波形、-4.5cm~-0.4cmの波形の3つに分類でき、これらは表1に示すケース1と4、2と5、3と6の波形であることから、周期が0.712sの場合は応答変位波形に基礎半径が関係しており基礎の質量等の影響が考えられる。

図8(b)は1自由度と3自由度の波形が4.1秒を境として残留変位が正負に分かれている。また、1自由度モデルでは14.0秒から減衰傾向にあった応答変位波形の振幅が最大9.9cmに増幅している。

4. まとめ

48ケースの直接基礎で支持される道路橋を想定した弾塑性地震応答解析を行い、上部構造物の周期と高さが片寄り係数や塑性率へ与える影響や、片寄り係数と塑性率、残留変位の関係を検討し、周期別の応答変位波形の比較を行い地震応答の片寄りについて考察した。

これらの結果を以下にまとめる。

- 1) 1自由度モデル及び3自由度モデルに単純波を入力地震動とした場合、片寄り係数の比及び塑性率の比が大きくなるケースが多いことから応答の片寄りを検討する上で単純波は有効である。
- 2) 神戸海洋気象台の実地震動及び単純波を入力地震動とした場合、殆どのケースで応答変位が片寄り、残留変位が生じ、それらは上部構造物の周期により特徴が異なる。

以上から、上部構造物の弾塑性復元力特性や入力地震動のタイプにより片寄りはばらつくと考えられる。今後は片寄りのメカニズムを解明するため、上部構造物の復元力特性を剛塑性型とし検討を行う。

参考文献

- (1)日本地震工学会 性能規定型耐震設計法に関する研究委員会編：性能規定型耐震設計 現状と課題，鹿島出版会，2006。
- (2)丸橋奈々子，市之瀬敏勝：完全弾塑性モデルの地震応答の片寄り，日本建築学会構造系論文集，第609号 pp.75-80，2006。
- (3)向井智久，衣笠秀行，野村設郎：地震動を受けるRC構造物の限界応答変形量を保障するに必要な耐力算出法とその精度検証，日本建築学会構造系論文集，第532号，pp.137-143，2000。
- (4)山下典彦，原田隆典：P- 効果が1自由度系の非線形応答に与える影響，土木学会地震工学論文集，CD-ROM，pp.1-8，2003。
- (5)山下典彦，原田隆典：基礎-地盤-構造物系の非線形動的相互作用を考慮した応答スペクトルに関する研究，土木学会構造工学論文集，Vol.47A，pp.591-598，2001。