

# 地震力による鋼製橋脚の 応答変位推定法に関する研究

大塚 久哲<sup>1</sup>・松田 泰治<sup>2</sup>・山口 齊<sup>3</sup>・栗木茂幸<sup>4</sup>

<sup>1</sup>フェロー 工博 九州大学教授 大学院 工学研究科 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

<sup>2</sup>正会員 工博 九州大学助教授 大学院 工学研究科 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

<sup>3</sup>正会員 研究当時 九州大学大学院 工学研究科 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)  
(現 ㈱ 西松建設 (〒105-0001 東京都港区虎ノ門1丁目20番10号))

<sup>4</sup>学生会員 修士課程 九州大学大学院 工学研究科 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

平成8年版道路橋示方書では、鋼製橋脚の設計においては、動的解析を行うこととしている。本研究は、地震力による鋼製橋脚の応答変位の推定を目的として、2パラメータモデルによる動的解析結果の妥当性をハイブリッド実験により検証したのち、弾性変位応答スペクトルを用いた精度の高い応答変位の推定法を提案した。

*Key Words* : steel pier, response displacement, dynamic analysis, displacement response spectrum, 2 parameter model

## 1. はじめに

従来RC橋脚のみに規定されていた靱性を考慮した耐震設計法が、1995年の兵庫県南部地震における高架道路橋の震災を契機として、鋼製橋脚にも要求されることとなった。これを踏まえ、平成8年12月改訂の道路橋示方書<sup>1)</sup>では、コンクリートを充填した鋼製橋脚についてはRC橋脚に準じて地震時保有水平耐力法(以下、保耐力法と称す)により設計するよう規定された。しかし、コンクリートを充填しない場合については、RC橋脚と鋼製橋脚では周波数特性や復元力特性が大きく異なることなどの理由から、当面、動的解析を行うこととされた。このため、コンクリートを充填しない鋼製橋脚についての新たな設計法の整備が必要とされている。

本研究では、鋼製橋脚の地震力による応答変位の推定を目的として、2パラメータモデルによる動的解析結果をもとに、弾性変位応答スペクトルを利用した精度の高い応答変位の推定法を提案した。

## 2. 解析方法

本解析で対象とする構造物は、箱型断面を有するコンクリート無充填の鋼製橋脚とし、それを上部工重量作用点を質点とする1自由度系にモデル化し、以下の解析を行った。

### (1) 非線形動的応答解析

#### a) 2パラメータモデル

箱型断面を有する鋼製橋脚の復元力特性の一つとして図-1に示すような2パラメータモデルがある<sup>2)</sup>。このモデルは、剛性低下および強度劣化を表わす2つの

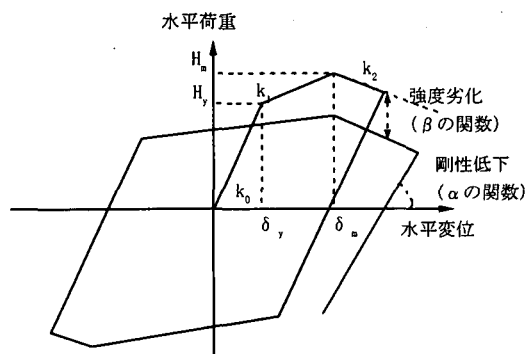


図-1 2パラメータモデル

$$\frac{\delta_{\max}}{\delta_{y0}} = 0.055(R_f \cdot \sqrt{\lambda})^{-2.1} + 2.0 \quad (1)$$

$$\frac{H_{\max}}{H_{y0}} = 0.7(R_f \cdot \lambda)^{-0.22} + 0.1 \quad (2)$$

$$R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{4n^2\pi^2}} \quad (3)$$

$$\lambda = \frac{2h}{r} \cdot \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (4)$$

パラメータを用いることにより、局部座屈およびP-Δ効果の影響を考慮した鋼製橋脚の地震時挙動を再現できると言われている。このモデルを使用する場合、断面諸元以外に最大荷重およびその時の変位を設定する必要がある。本解析では、最大点を推定式<sup>3)</sup>から求めた。推定式を式-(1)、式-(2)に示す。

### b) 2パラメータモデルの妥当性評価

本研究では、2パラメータモデルを用いた動的解析結果を精解（正解）として議論を進める。そのため、2パラメータモデルを用いた動的解析結果が実際の挙動を正確に表現していることが必要となる。ここでは、幾つかの研究機関において実施されたハイブリッド地震応答実験結果<sup>4)5)</sup>と2パラメータモデルを用いた動的解析結果を比較することにより、動的解析の妥当性を評価した。表-1に、比較結果を示す。表中の $\delta_{max} / \delta_y$ は最大応答変位を降伏変位で除した値（応答塑性率）である。

表-1 ハイブリッド実験と動的解析との比較

No.	入力地震動	Rf 幅厚比 パラメータ	$\lambda$ 細長比 パラメータ	地震動の種類	最大荷重点の変位 降伏変位	$\delta_{max} / \delta_y$		
						ハイブリッド 実験結果 (A)	動的解析結果 最大点は推定式から (B)	B/A
1	KAIHOKU	0.419	0.234	TYPE I-1	3.570	3.950	4.652	1.178
2	KAIHOKU	0.294	0.504	TYPE I-1	3.477	3.552	3.906	1.100
3	KAIHOKU	0.355	0.362	TYPE I-1	3.407	3.990	5.294	1.327
4	KAIHOKU	0.296	0.263	TYPE I-1	4.882	3.120	3.111	0.997
5	JMAKOBE	0.298	0.281	TYPE II-1	4.651	10.418	11.641	1.117
6	JMAKOBE	0.294	0.504	TYPE II-1	3.477	3.440	3.696	1.074
7	JMAKOBE	0.355	0.362	TYPE II-1	3.407	3.870	4.213	1.089
8	JMAKOBE	0.366	0.374	TYPE II-1	3.275	4.130	4.352	1.054
9	JMAKOBE	0.481	0.382	TYPE II-1	2.703	2.830	2.900	1.025
10	JMAKOBE	0.355	0.362	TYPE II-1	3.407	3.840	4.273	1.113
11	HIGASHIKOBE	0.354	0.363	TYPE II-III	3.411	3.200	4.454	1.392
12	HIGASHIKOBE	0.354	0.363	TYPE II-III	3.411	3.160	4.495	1.422

KAIHOKU波の1ケースを除いて全て安全側の評価となり、その誤差も大部分が10%程度に収まっている。しかし、HIGASHIKOBEの波形を入力したNo. 11, 12の場合には、2体とも大きな誤差が生じた。2パラメータモデルは最大荷重点を一度でも超えると劣化を開始するようなモデルであるため、最大応答変位が最大荷重点での変位を少し上回る付近までしか出ないような場合で、しかもこの変位でのくり返し回数が多い場合は誤差が蓄積されやすい<sup>2)</sup>。HIGASHIKOBE波を入力した場合はこれにあたりと考えられるが、いずれにしても安全側の評価であり、他の波形ではかなりの精度でハイブリッド実験を再現することができた。このため、2パラメータモデルを用いた動的解析結果を正解として以後の考察を行う。

### (2) 変位応答スペクトルの利用

道路橋示法書では動的解析のための応答加速度スペクトルを与えており、周知の応答加速度スペクトルと変位応答スペクトルとの関係（式-(5)）により、容易に変位応答スペクトルを求めることができる。図-2は、このようにして求めた設計地震力タイプIおよびタイプIIに対する変位応答スペクトルである。

$$S_d = S_a / \omega^2 \quad (5)$$

ここで $S_a$ は加速度応答スペクトル、 $S_d$ は変位応答スペクトル、 $\omega$ は固有円振動数である。

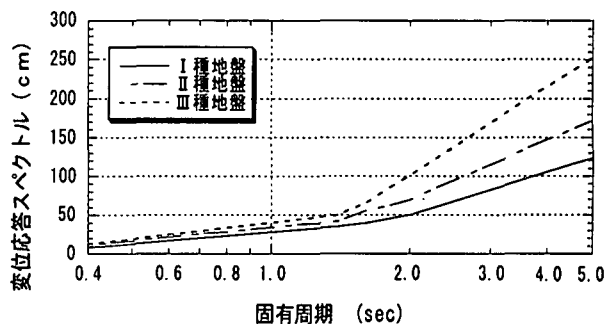
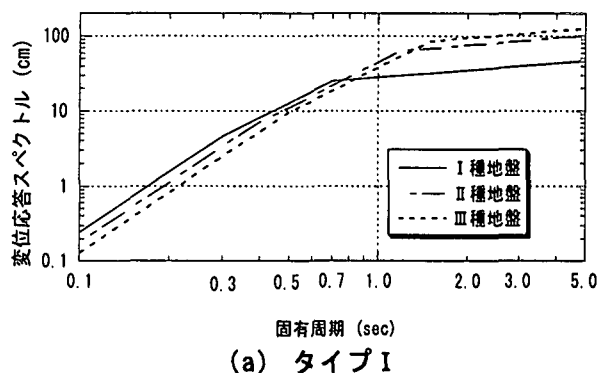


図-2 弾性変位応答スペクトル

### (3) パラメトリックスタディ

#### a) 入力地震動

入力地震動としては、平成8年版道路橋示法書に基づき、タイプIの地震動（プレート境界型の大規模地震）とタイプIIの地震動（内陸直下型地震）の二種類についてそれぞれ地盤種別三種類の標準波形を用いた。

#### b) 橋脚の諸元に関するパラメータ

鋼製橋脚の強度および変形性能を表わす代表的なパラ

表-2 パラメータの範囲

断面形状	補剛断面
幅厚比パラメータ Rf	$0.3 \leq Rf \leq 0.6$
細長比パラメータ $\lambda$	$0.25 \leq \lambda \leq 0.5$
軸力比 N/Ny	$0.13 \leq N/Ny \leq 0.2$
補剛材剛比 $\gamma/\gamma^*$	$\gamma/\gamma^* = 3.0$

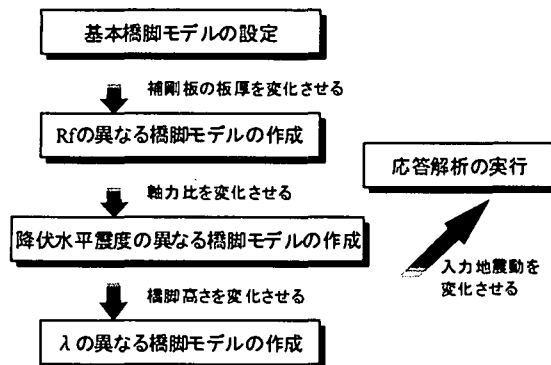


図-3 解析手順

メータに幅厚比パラメータ（以下 $R_f$ と称す. 式-3参照）と細長比パラメータ（以下 $\lambda$ と称す. 式-4参照）がある。これらのパラメータは、前述の2パラメータモデルの履歴則や骨格曲線における最大点の推定式にも含まれている。この推定式には、パラメータに対する制限があるため、本研究では、制限に従って表-3に示すような範囲においてパラメトリックスタディを行った。解析手順のフローチャートを図-3に示す。

まず、基本となる橋脚モデルを設定する。これは、既往の研究においてハイブリッド実験で用いられた供試体の諸元を参考にした。次に、このモデルにおける補剛板の板厚を変化させて $R_f$ の異なる橋脚モデルを作成する。ここで、 $R_f$ を変化させることにより橋脚断面の断面積と断面二次モーメントが $R_f$ に応じて変化していく。従って、 $R_f$ の値に応じて降伏水平荷重 $H_y$ が変化し、軸力比を一定と仮定するため上部工重量も変化する。次に、これらの橋脚モデルにおいて、軸力比を変化させることにより降伏水平震度の異なる橋脚モデルを作成する。降伏水平震度とは、橋脚の降伏水平荷重を上部工重量で除した値である。軸力比を構成するパラメータとしては、上部工重量、補剛板の鋼材の公称降伏応力等も考えられるが、ここでは上部工重量だけを変化させ、それ以外のパラメータは一定と仮定する。次に、これらの橋脚モデルにおいて、橋脚高さを変化させることにより、 $\lambda$ の異なる橋脚モデルを作成する。橋脚高さが変化することにより、降伏水平荷重 $H_{y0}$ および降伏水平変位 $\delta_{y0}$ が変化する（式-5, 6参照）。このようにして作成した全ての橋脚モデルに対し、各入力地震動ごとに解析を行う。

$$H_{y0} = \sigma_y \frac{I/y}{h} \quad (6)$$

$$\delta_{y0} = \frac{H_{y0} \cdot h^3}{3EI} \quad (7)$$

### 3. 解析結果

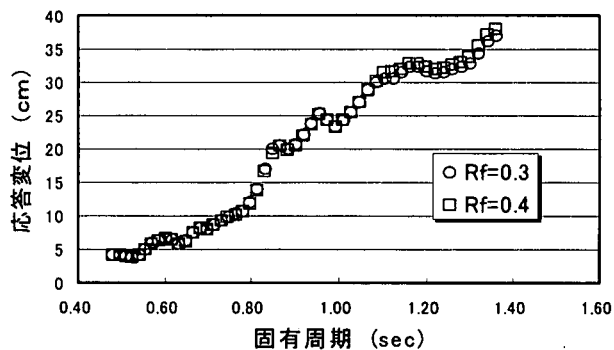
#### (1) 一般的傾向

図-4 (a), (b)に幅厚比 $R_f$ ごとの各応答変位-固有周期関係（I種地盤）を示した。

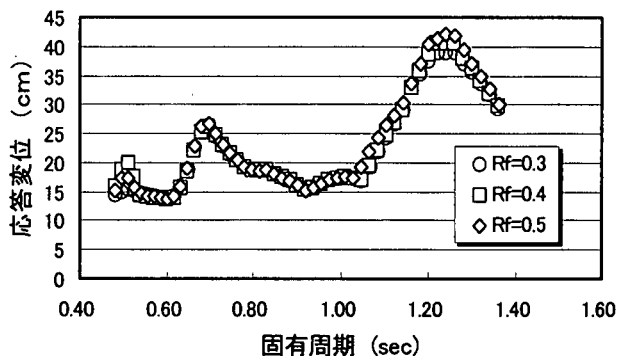
これによると $R_f$ の違いによる影響は小さいことがわかる。この傾向は、地震動のタイプ、地盤種別、および軸力比 $P_y/P$ によらず、ほぼすべての場合に当てはまることを確認している。

しかし、タイプII地震動を入力した場合に $R_f$ が0.5よりも大きくなると、最大変位が極端に大きくなる場合が生じる。同様の傾向は、 $R_f$ が0.4よりも大きい場合にタイプI地震動を入力した際にも現われ、この場合は橋脚は倒壊したものとみなし得る。よって、タイプI地震動を対象とした場合の $R_f$ の上界値は0.4、タイプII地震動を対象とした場合の $R_f$ の上界値は0.5とした。

図-5の(a)~(c)図に、タイプI地震動の、図-6の(a)~(c)図には、タイプII地震動を入力した際の最大応



(a) タイプ I



(b) タイプ II

図-4 応答変位-固有周期関係  
(I種地盤)

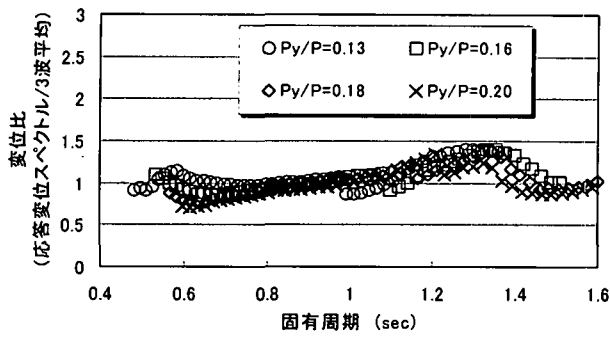
答変位の3波平均値に対する、道路橋示方書の標準加速度応答スペクトルを用いて算出した変位応答スペクトルの比を軸力比をパラメータに比較した（地盤種別毎各3波、 $R_f=0.3$ ）。

II種地盤では軸力比の違いによる変位比の違いは小さく変位比も1に近いが、III種地盤では、全般的に動的解析結果が応答変位スペクトルの値を上回り、I種地盤ではその逆の傾向を示した。また、橋脚の固有周期が1秒を過ぎるあたりから、軸力比の違いによる最大応答変位の差が出始める。これは、入力地震動の特性の影響により、応答変位が増加することによってP- $\Delta$ 効果の影響を強く受けるからであろうと考えられる。

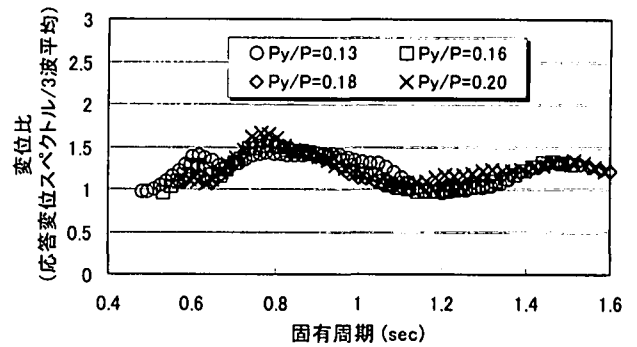
#### (2) 最大応答変位推定法の提案

道路橋示方書の規定によると、各地盤種に対する地震波3波形程度による地震応答の平均値を動的解析結果とみなすことがよいとされている。よって本文では、弾性変位応答スペクトルを利用した、動的解析による地震応答変位の3波平均の推定法を提案した。弾性応答スペクトルから弾塑性応答量を推定することが可能であれば、実用上きわめて便利である。

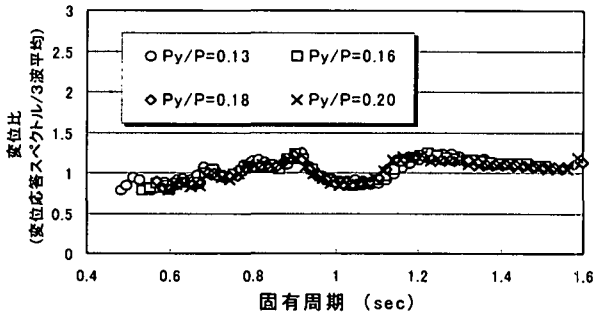
本文では紙面の都合上、 $R_f=0.3$ の場合についてのみ示しているが、先に示した上界値の範囲内であれば、全般的にかなりの精度で一致しており、応答変位比（変位応答スペクトル/3波平均値）-固有周期関係を把握し、推定したい橋脚の固有周期、軸力比が分かれば、簡易に動的解析結果の3波平均値を推定することができる。



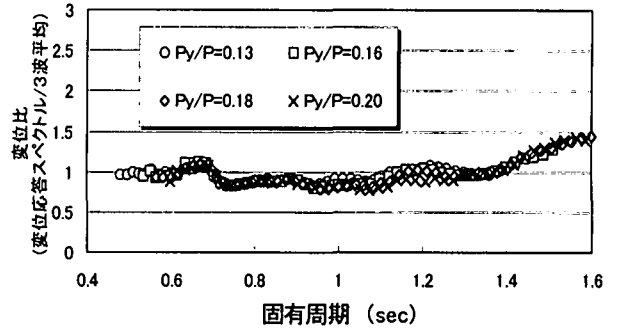
(a) 変位比 - 固有周期 (I種地盤)



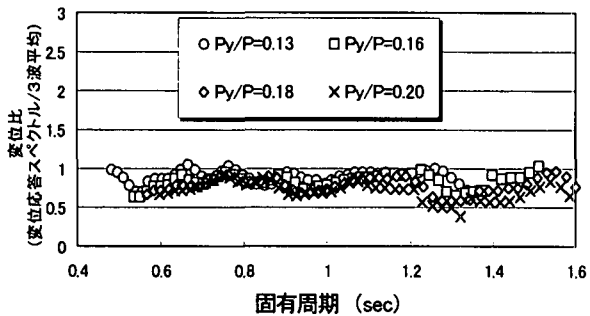
(a) 変位比 - 固有周期 (I種地盤)



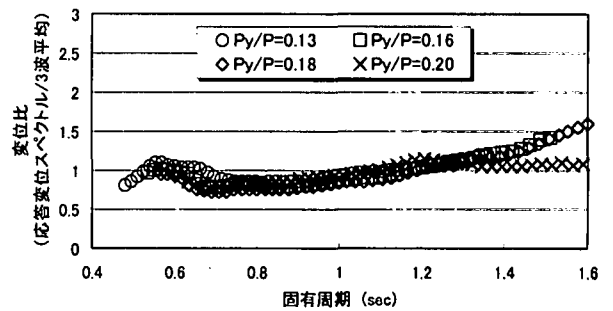
(b) 変位比 - 固有周期 (II種地盤)



(b) 変位比 - 固有周期 (II種地盤)



(c) 変位比 - 固有周期 (III種地盤)



(c) 変位比 - 固有周期 (III種地盤)

図-5 変位比 - 固有周期関係  
(タイプ I 地震動)

図-6 変位比 - 固有周期関係  
(タイプ II 地震動)

#### 4. 結論

本研究においては、地震力による鋼製橋脚の応答変位の推定を目的として、2パラメータモデルによる動的解析結果の妥当性をハイブリッド実験により検証したのち、弾性変位応答スペクトルを用いた精度の高い応答変位の推定法を提案した。

これにより、対象とする鋼製橋脚が大規模地震時を示す最大応答変位(3波平均値)を容易に推定することができた。

#### 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，1996. 12.
- 2) 鈴木森晶，宇佐美勉，寺田昌弘，伊藤努，才塚邦宏：鋼製箱型断面橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析，土木学会論文集，No. 549, pp191-204, I -7, 1996.
- 3) 鈴木森晶，宇佐美勉：繰り返し荷重下における鋼製橋脚モデルの強度と変形能の推定式に関する研究，土木学会論文集，No. 519, pp115-125, I -32, 1995.
- 4) 宇佐美勉，才塚邦宏，木曾英滋，伊藤義人：ハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の強震時挙動，土木学会論文集，No. 519, pp101-113, I -32, 1995.
- 5) 才塚邦宏，宇佐美勉，芳崎一也，鈴木森晶：兵庫県南部地震観測地震波を用いたハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の激震時挙動，土木学会論文集，No. 556, pp. 119-129, I -38, 1997.