

鋼製橋脚－地盤連成系の弾塑性最大応答変位の
簡易推定法に関する研究

北原武嗣¹・清水善行²

¹正会員 博(工) 群馬工業高等専門学校助教授 環境都市工学科（〒371-8530 前橋市鳥羽町580）
²群馬工業高等専門学校専攻科 環境工学専攻（〒371-8530 前橋市鳥羽町580）

1. はじめに

土木・建築構造物の設計法が、従来から用いられている許容応力度設計のような仕様規定型設計法から、性能照査型設計法へ移行の機運にある。また世界的にも、ISO 制定に向け、構造物の設計に関して共通原則が構築されつつある。これらの設計法においては、従来よりも明確に弾塑性動的挙動を厳密に照査する必要性が生じてきている^{1),2)}。

弾塑性動的挙動を厳密に照査するためには、動的解析による設計法が必要となる。動的解析による耐震設計を行うにあたり、設計の初期段階における見通しを良くするため、および、一次設計の簡略化を計るために、構造物の弾塑性挙動を動的解析に寄らず、簡便かつ精度良く推定する手法が望まれる。この観点から、著者らは、単柱式橋脚の動的応答に強い相関性を有する地震動指標として固有周期依存型 SI なる指標を提案し、固有周期依存型 SI を用いた簡便かつ精度良い最大応答変位の推定式を提案している^{3),4)}。

また近年、より現実の構造物に近い動的挙動を照査する観点から、橋梁の耐震設計においては、橋脚単体の動的挙動のみではなく、橋梁システム全体系の動的挙動を厳密に検討することが求められるようになりつつある²⁾。

しかしながら、従来の検討では単柱式橋脚を対象としたため、1 自由度のばね-質点系モデルに対する検討しか行われていない。そこで本研究では、橋梁システム全体系への拡張を見据え、地盤との相互作用を考慮した鋼製橋脚^{5),6)}を検討対象とし、固有周期依存型 SI による最大応答変位簡易推定法の適用性に関して検討を行うものとする。この際、従来からの弾塑性最大応答変位の推定手法として、エネルギー一定則と変位一

定則を取り上げ、これらの手法との比較を行うことで、提案手法の推定精度や適用範囲を検討することを目的とする。

2. 検討手法

(1) 解析モデル

道路橋示方書・V耐震設計編⁷⁾の震度法により 2 種地盤上の橋脚として設計された、単柱形式の鋼製橋脚 5 基を解析対象とする。ただし、基礎は固定とせず地盤との相互作用を考慮するものとする。

鋼製橋脚-地盤連成系構造に対して、モデル化の違いによる動的挙動の差異が検討されている⁸⁾が、本研究では、取り扱いの簡便性を重視し、2 質点 3 自由度の Sway-Rocking モデル(SR モデル)に置換した。この際、並進(Sway)ばね定数および回転(Rocking)ばね定数は道路橋示方書・IV下部構造編⁹⁾にしたがい設定した。

表-1 に対象橋脚の諸元を、表-2 に対象地盤の諸元を示す。また、幅圧比パラメータ R_p 、および細長比パラメータ λ はそれぞれ以下の式で表される。

表-1 橋脚諸元

モデル 名称	幅圧比 パラメータ	細長比 パラメータ	固有周期 (s)
S20	0.35	0.20	0.416
S30	0.35	0.30	0.496
S40	0.35	0.40	0.663
S50	0.35	0.50	0.846
S70	0.35	0.70	1.204

表-2 地盤諸元

並進ばね k_s (N・m)	回転ばね k_r (N・m/rad)
3.42×10^9	6.48×10^{10}

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

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

ここに、 b ：フランジ板幅、 t ：フランジ板厚、
 σ_y ：鋼材降伏応力、 E ：鋼材弾性係数、
 μ ：鋼材のポアソン比、
 $k = 4n^2$ ：座屈係数、
 n ：補剛材で囲まれたサブパネル数、
 h ：部材長、 r ：断面2次半径。

解析モデルを図-1 に、鋼製橋脚 k_1 の復元力特性を図-2 に示す。Sway バネ k_s および Rocking バネ k_r は弾性として取り扱うものとした。また、減衰定数は鋼製橋脚は2%、Sway バネと Rocking バネは10%とした。

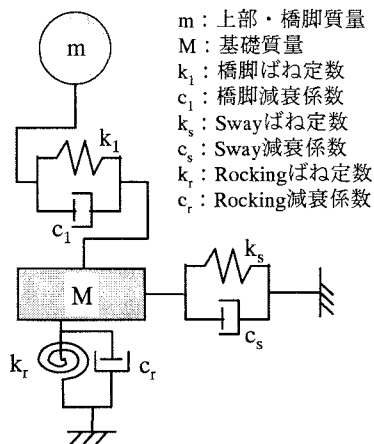


図-1 解析モデル

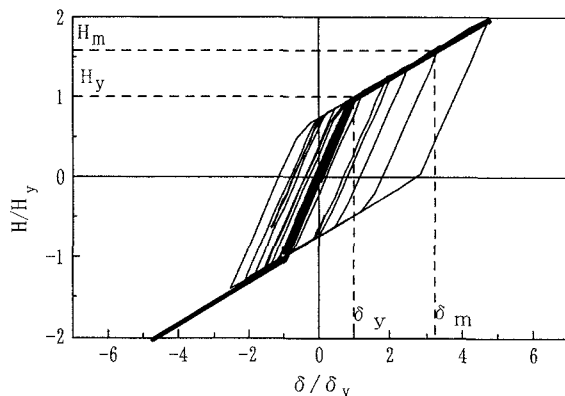


図-2 復元力特性

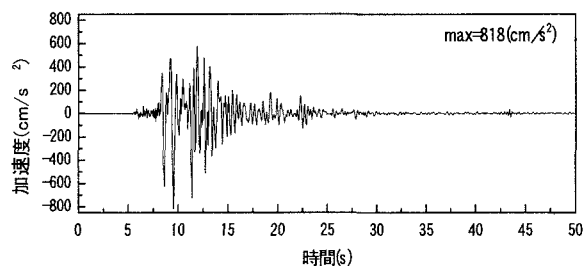
(2) 入力地震動

入力地震動は、兵庫県南部地震による観測波(神戸海洋気象台波、大阪ガス葺合波、J R 鷹取波)と、El Centro 波、Taft 波、および十勝沖地震の八戸波のそれぞれ2成分、合計12波を用いた。今回解析に使用した地震波を表-3 に示す。

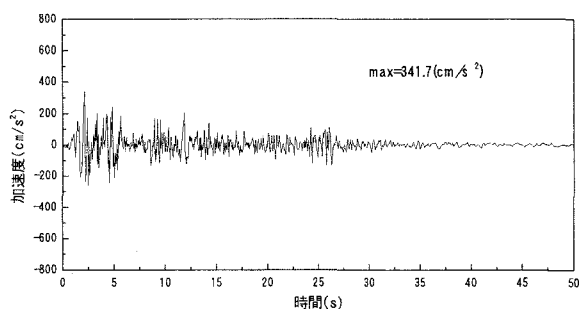
表-3 地震波の諸元

観測地点 (地震名)	地震波 略称	方位
神戸海洋気象台(1995 兵庫県南部)	JMA-NS	NS
神戸海洋気象台(1995 兵庫県南部)	JMA-EW	EW
大阪ガス葺合(1995 兵庫県南部)	FUKI-X	(x)
大阪ガス葺合(1995 兵庫県南部)	FUKI-Y	(y)
J R 鷹取(1995 兵庫県南部)	TAK-NS	NS
J R 鷹取(1995 兵庫県南部)	TAK-EW	EW
El Centro(1940 El Centro)	EL-NS	NS
El Centro(1940 El Centro)	EL-EW	EW
Taft(1952 Taft)	TAFT-NS	NS
Taft(1952 Taft)	TAFT-EW	EW
八戸(1968 十勝沖)	HACHI-NS	NS
八戸(1968 十勝沖)	HACHI-EW	EW

地震波の時間間隔は0.01秒、もしくは0.02秒間であるが、線形補完することによりすべて0.01秒間隔のデータとして入力した。地震波波形の例として、神戸海洋気象台波を図-3(a)、El Centro 波の地震加速度波形を図-3(b)に示す。また、神戸海洋気象台での速度応答スペクトルを図-4(a)、El Centro 波の速度応答スペクトルを図-4(b)に示す。

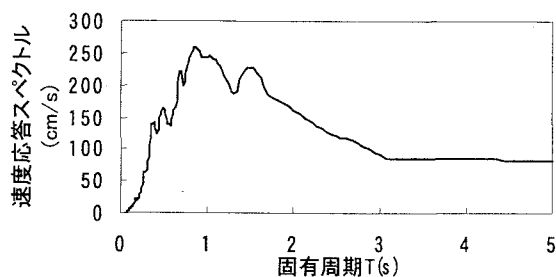


(a) 神戸海洋気象台波

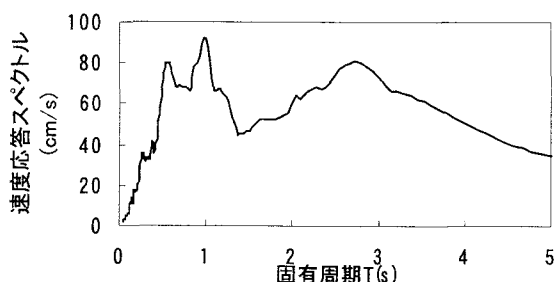


(b) El Centro 波

図-3 加速度時刻歴波形



(a) 神戸海洋気象台波



(b) El Centro 波

図-4 速度応答スペクトル

(3) 固有周期依存型 SI

Housner は、一般的な構造物の固有周期の範囲を 0.1 ～ 2.5 秒と考え、スペクトルインテンシティ (SI) を以下のように定義した^{9),10)}。

$$SI = \frac{1}{2.4} \int_{0.1}^{2.5} S_v(\tau, h) d\tau \quad (3)$$

ここに、 S_v : 速度応答スペクトル、
 τ : 積分変数 (固有周期)、 h : 減衰定数。

式(3)では、SI は対象とする構造物にかかわらず、常に 0.1～2.5 秒の間で速度応答スペクトルを積分している。しかしながら、ある特定の構造物に対しては、固有周期付近の応答スペクトルが有意な値であると考えられるため、SI はスペクトル特性を効果的に取り入れているとは言いがたい。すなわち、SI は複数の構造物に対する平均的な応答をみるために有効な指標であると言える。

そこで著者らは、特定の構造物の弾塑性応答に対して相関性の強い地震動指標として、対象とする構造物の固有周期に対応して、速度応答スペクトルの積分範囲を変更する固有周期依存型 SI を提案した³⁾。固有周期依存型 SI ($SI_{n.p.}$) は、式(4)のように表される。また、固有周期依存型 SI の概念図を図-5 に示す。

$$SI_{n.p.} = \frac{1}{(\beta - \alpha)T} \int_{\alpha T}^{\beta T} S_v(\tau, h) d\tau \quad (4)$$

ここに、 $SI_{n.p.}$: 固有周期依存型 SI、
 S_v : 速度応答スペクトル、
 τ : 積分変数 (固有周期)、
 h : 減衰定数、 α, β : 定数、
 T : 対象となる構造物の弾性固有周期。

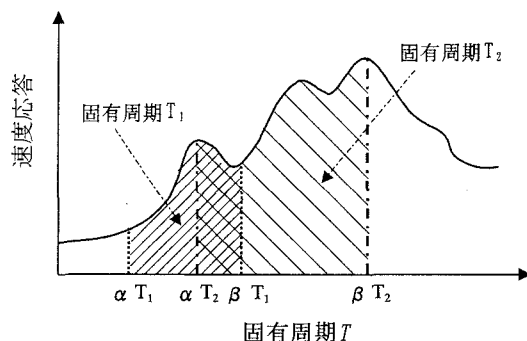


図-5 固有周期依存型 SI の概念図

構造物の固有周期は、塑性化による剛性の低下により、一般的に長周期化すると考えられる。この長周期化の影響を考慮し、弾塑性応答中の固有周期領域の平均的な速度応答スペクトルを表したものが固有周期依存型 SI であるといえる。

本研究では、固有周期依存型 SI と最大応答変位の相関性の優位性を示すため、従来からよく用いられている地動最大加速度 (PGA)、地動最大速度 (PGV)、地動最大変位 (PGD)、およびスペクトルインテンシティ (SI) 等の地震動指標と比較検討した。

3. 最大応答変位の推定法

(1) 地震動指標と最大応答変位の相関性

最大応答変位と地震動指標は非負であるので、これらの値は対数正規分布にしたがい分布していると仮定し、両者の間の相関関係を式(5)により求めた。

$$\log \delta_{\max} = a + b \log IND \quad (5)$$

ここに、 $\delta_{\max}$: 最大応答変位、
 IND : 地震動指標、 a, b : 定数。

まず、固有周期依存型 SI を算定する式(4)において、最適な積分範囲を、 α, β をパラメータとして検討した。検討結果を結果を図-6 に示す。横軸は β を、縦軸は対象橋脚 3 基の相関係数の平均を表している。

図より、すべての α に対して、 β が 1.0 より大きくなるにつれて徐々に相関係数は増加し、ある β を境界として減少に転ずる傾向にあることがわかる。これは、

弾塑性応答中の橋脚は、塑性化することにより剛性の低下が起こり、固有周期が弾性時よりも長周期化するためであると考えられる。

そこで、固有周期依存型 SI に用いる最適積分範囲は $0.9T \sim 1.3T$ と判断した。この積分範囲は、著者らによる既往の研究結果³⁾と比較すると、鋼製単柱式橋脚の $0.9T \sim 1.2T$ とほぼ同様の値となっていることがわかる。したがって本研究は、固有周期依存型 SI は次式で求めるものとする。

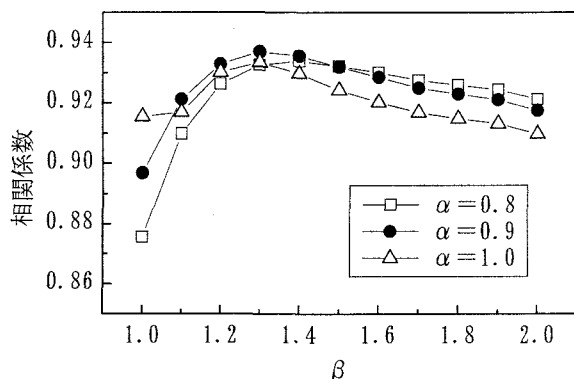


図-6 積分範囲による相関性の変動

つぎに、地震動指標と最大応答変位の相関性が、構造物の固有周期によりどのように変動するかを検討した。検討結果を図-7 に示す。横軸は固有周期を、縦軸は最大応答変位と地震動指標との相関係数を表している。□は PGA, ○は SI, ●は PGV, ▲は PGD, および■は固有周期依存型 SI と最大応答変位との相関を示している。

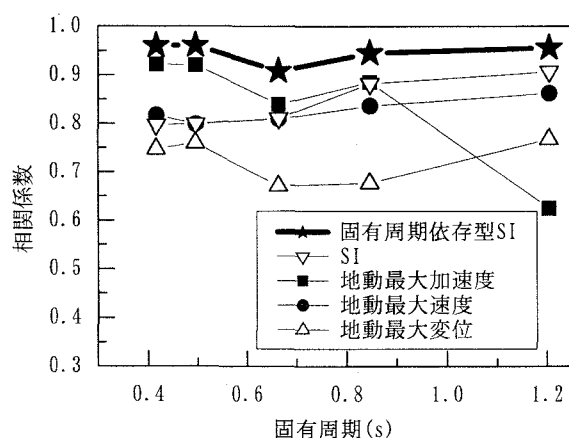


図-7 固有周期による相関性の変動

図-7 より、基本的な指標である PGA, PGV, PGD および SI は、構造物の固有周期により最大応答変位との相関性が変動することがわかる。例えば、PGA と最大応答変位の相関性は、短周期では強いが長周期になるに

したがって弱くなること、PGD と最大応答変位の相関性は、短周期では弱いが長周期になるにしたがい強くなる等である。

しかしながら、固有周期依存型 SI は、すべての周期領域において相関係数が 0.9 以上であり、常に安定して相関性の強いことがわかる。したがって、固有周期依存型 SI は、既存の地震動指標よりも最大応答変位の推定において優位性があると考えられる。

これらは、著者らによる単柱形式橋脚を対象とした既往の研究結果³⁾とほぼ同様の傾向である。

(2) 最大応答変位の推定式

速度応答スペクトルと変位応答スペクトルの間には近似的に次式の関係がある¹⁾。

$$\delta = S_d \approx \left(\frac{T}{2\pi} \right) S_v \quad (6)$$

ここに、 δ : 最大変位, T : 弾性固有周期,
 S_d : 変位応答スペクトル,
 S_v : 速度応答スペクトル。

固有周期依存型 SI は式(4)から、弾塑性応答中の固有周期の範囲における速度応答スペクトルの平均値であると考えることができる。そこで、式(6)の固有周期 T を、弾塑性応答中の等価な固有周期 T_{eq} に、 S_v を $SI_{n.p.}$ に置き換えることで、最大応答変位の推定値 $\delta_{est.}$ は次式のように求まる。

$$\delta_{est.} = \left(\frac{T_{eq}}{2\pi} \right) SI_{n.p.} \quad (7)$$

弾塑性応答中の等価な固有周期を厳密に求めることは困難である。等価な固有周期として、降伏変位もしくは最大応答変位における割線剛性を用いた周期とする方法も考えられる。しかし、弾塑性応答中の変位は、降伏変位よりも大きく、最大応答変位よりも小さい範囲内にあるため、実際の等価周期と比べて、降伏変位における割線剛性は短周期側の評価に、最大応答変位における割線剛性は長周期側の評価となる。

そこで本研究では、2 次設計レベルの地震動に対して降伏変位の 4~5 倍程度の最大応答変位が生じるものと考え、その平均的な変位である、降伏変位の 2 倍の変位における割線剛性による周期を等価周期として用いるものとした(図-8 参照)。

本検討では、便宜的に $2\delta_y$ における割線剛性による周期を等価剛性としたが、より合理的な等価周期の算定方法の検討が課題として残る。

以上により、本研究で提案する固有周期依存型 SI を地震動指標とした弾塑性最大応答変位の推定式が求まった。本提案式の推定精度を以降において検討する。

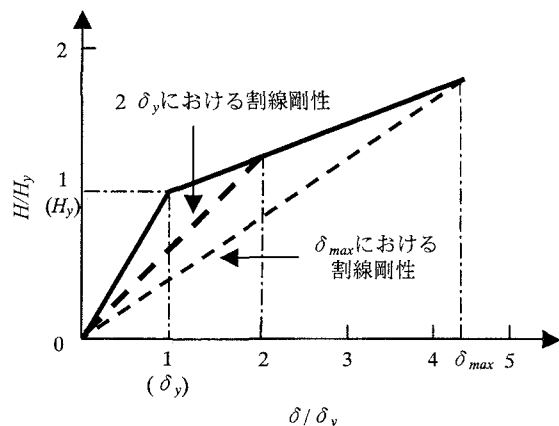


図-8 割線剛性の概念図

4. 検討結果とその考察

解析対象とした 5 基の鋼製橋脚の弾塑性最大応答変位 δ_{max} と、最大応答変位の推定値 δ_{est} との比較検討を行った。弾塑性最大応答変位 δ_{max} は弾塑性動的応答解析から評価した値である。また、最大応答変位の推定方法としては、3. (2) で示した固有周期依存型 SI による推定法、およびエネルギー一定則と変位一定則による方法の 3 通りを検討した。

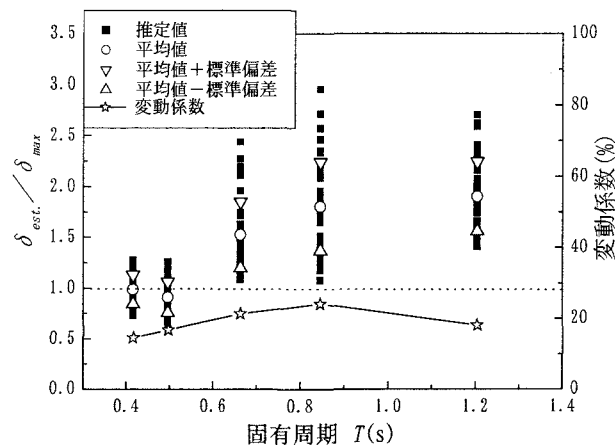
図-9 に検討結果を示す。縦軸は最大応答変位の推定値 δ_{est} を弾塑性動的応答解析による最大応答変位 δ_{max} で除したものを、横軸は橋脚の弾性固有周期を示している。したがって、縦軸の値が 1.0 より大きい場合、推定値が過大評価側、1.0 より小さい場合が過小評価側である。図-9(a) は固有周期依存型 SI、図-9(b) はエネルギー一定則、図-9(c) は変位一定則による推定結果を示している。

図中、■は推定値を、○は各橋脚の平均値を、▽と△は平均値から標準偏差を足し引きした値を表している。また、☆で推定値の変動係数（軸は右側縦軸）を表している。

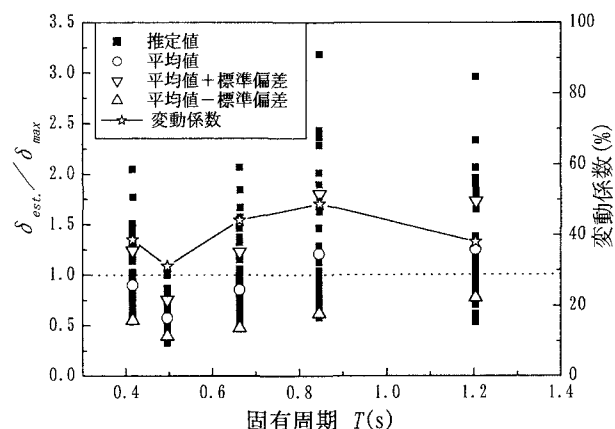
図-9(a) より、固有周期依存型 SI による推定は、最大応答変位に対して 0.6~3.0 程度の範囲に分布している。また、各橋脚における平均値は、最大応答変位に対して 0.9~1.7 程度であり、全体的な傾向としては安全側の評価であるといえる。ただし、短周期側の橋脚 2 基に関しては、推定値が 1.0 を下回っている場合もみられ、危険側の評価となる場合も存在することがわかる。

図-9(b) より、エネルギー一定則による推定は、最大応答変位に対して 0.3~3.2 程度の範囲に分布しており、

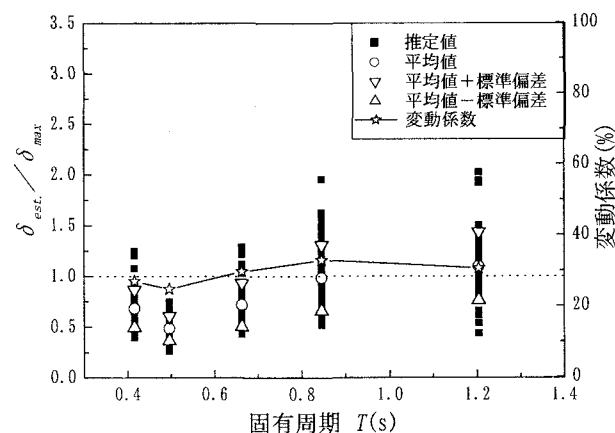
各橋脚の平均値は、最大応答変位に対して 0.6~1.3 程度となっている。図-9(c) から、変位一定則による最大応答変位の推定結果の平均値は、最大応答変位に対して 0.3~2.0 程度の範囲に分布している。また、各橋脚の平均値は 0.5~1.2 程度であり危険側の評価となる場合が多いことがわかる。



(a) 固有周期依存型 SI による推定



(b) エネルギー一定則による推定



(c) 変位一定則による推定

図-9 鋼製橋脚の最大応答変位の推定

つぎに、図-9(a)~図-9(c) より、推定結果の変動係数に関してしてみると、固有周期依存型 SI による推定

では変動係数が 14~22%程度, エネルギー一定則では 32~48%程度, 変位一定則では 16~32%程度となっている。したがって, 固有周期依存型 SI による推定結果が, 最もばらつきが小さく精度がよいと考えられる。逆に, エネルギー一定則による推定結果は, ばらつきが大きく精度は悪いといわざるを得ない。

変位一定則による推定結果は, 固有周期依存型 SI による推定より若干ばらつきが大きいことがわかる。また, 推定結果が危険側になることも多く, 広範囲な周期領域にわたる構造物の弾塑性最大応答変位の推定法としては課題があるといえる。

以上の検討より, 固有周期依存型 SI による最大応答変位推定手法は, 既往のエネルギー一定則や変位一定則のよる推定より, 推定精度の観点から優れていると考えられる。ただし, 短周期構造物においては, 危険側の評価結果となる場合も存在する。構造物の固有周期に拘わらず安定した推定ができるよう, 手法の見直しを計ることが今後の課題といえる。

5. 結論

鋼製橋脚—地盤連成系構造を対象とし, 固有周期依存型 SI を用いた最大応答変位の推定手法に関して検討した。得られた結論は以下の通りである。

- (1) 鋼製橋脚—地盤連成系に対する固有周期依存型 SI の積分範囲は, 構造物の固有周期 T に対応して $0.9T \sim 1.3T$ となる。この積分範囲は, 鋼製単柱式橋脚とほぼ同等である。
- (2) 固有周期依存型 SI は, 橋脚—地盤連成系構造においても, 広い固有周期領域において, 最大応答変位と安定して強い相関性を示す。
- (3) 地震動の周期特性を考慮した指標であり, 構造物の動的応答と強い相関性を有する固有周期依存型 SI を地震動指標として用いた, 最大応答変位の簡便な推定式を導くことができた。
- (4) エネルギー一定則による最大応答変位の推定値はばらつきが大きい。また, 変位一定則による推定は, 最大応答変位を下回り, 危険側の評価となることが多い。したがって, これらの手法による最大応答変位の推定には問題があることを示した。
- (5) 固有周期依存型 SI による推定値は, 平均で $0.9 \sim 1.7$ 程度であり, 全体的な傾向としては安全側の評価となった。また, 変動係数は $14 \sim 22\%$ 程度であり, 推定精度も他の手法より高いことを示した。

- (6) ただし, 固有周期依存型 SI による推定手法は, 短周期構造物に対しては危険側の評価となる場合もある。

謝辞: 本研究の実施に際し, 平成15年度文部科学省科学研究補助金・基盤研究(C)(2)「地震動の周期特性と非定常性を考慮した動的耐震設計法に関する研究」(課題番号: 15560416, 研究代表者: 北原武嗣)の研究費補助を受けた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) (社)日本鋼構造協会: 土木鋼構造物の性能設計ガイドライン, JSSCテクニカルレポートNo. 49, 2001. 10.
- 2) (社)日本鋼構造協会次世代土木鋼構造物特別研究委員会鋼橋の耐震設計小委員会, (社)土木学会鋼構造委員会鋼構造物の耐震検討小委員会: 橋梁システムの動的解析と耐震性, 2000. 4.
- 3) 北原武嗣, 伊藤義人: 鋼製およびRC橋脚の弾塑性動的応答と固有周期依存型 SI との相関性, 構造工学論文集, Vol. 45A, pp. 829-838, 1999.
- 4) 北原武嗣, 伊藤義人: 固有周期依存型 SI を用いた鋼製およびRC橋脚の弾塑性最大応答変位の推定法に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 46A, pp. 829-838, 2000. 3.
- 5) 永田和寿, 渡邊英一, 杉浦邦征: 基礎—構造物系の非線形動的相互作用に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 42A, pp. 593-602, 1996. 3.
- 6) 葛西明, 河村康文, 宇佐美勉: 地盤との連成を考慮した鋼製橋脚の激震時挙動の解析, 第3回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp. 121-128, 2000. 1.
- 7) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996.
- 8) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, 1996.
- 9) Housner, G. W.: Spectrum Intensity of Strong-Motion Earthquakes, *Proc. of Symp. Earthquake and Blast Effects on Structures*, Earthquake Engineering Research Institute, pp. 20-36, 1952.
- 10) Housner, G. W.: Intensity of Earthquake Ground Shaking near the Causative Fault, *Proc. of 3rd WCEE*, pp. 94-115, 1965.
- 11) 例えば, 大崎順彦: 地震動のスペクトル解析入門, 鹿島出版会, 1987.
- 12) 大塚久哲, 松田泰治, 山口 斉, 栗木茂幸: 地震力による鋼製橋脚の応答変位推定法に関する研究, 第25回地震工学研究発表会講演論文集, pp. 793-796, 1999.