

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

A correlation between elasto-plastic dynamic response of steel and RC piers
and natural period-dependent spectrum intensity

北原武嗣^{*}，伊藤義人^{**}

Takeshi Kitahara and Yoshito Itoh

^{*}工修 (株)竹中工務店技術研究所(〒270-1395 印西市大塚1-5-1)，名古屋大学大学院博士課程後期課程

^{**}工博 名古屋大学教授 理工科学総合研究センター(〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

In order to study which index of seismic motion strongly affects on the dynamic response of steel and RC piers, we carried out the elasto-plastic dynamic analysis using the single degree of freedom model. The peak ground acceleration, peak ground velocity, peak ground displacement and spectrum intensity were considered as the basic index of seismic motion. We proposed the modified spectrum intensity as the effective index of seismic motion. The proposed spectrum intensity, called natural period-dependent SI, is calculated by the integration of the velocity response spectrum of variable range dependent on the natural period of the target pier. The results have been compared to reveal the difference of earthquake response of steel piers and RC piers. We found that the optimum integration ranges for Natural Period-dependent SI varied due to the degrees of prolongation of natural period. Finally, it is clarified that the correlation between dynamic maximum response and Natural Period-dependent SI was very strong for the piers having all the ranges of natural period.

Key Words : elasto-plastic dynamic response, natural period-dependent SI, correlation, pier

1. まえがき

兵庫県南部地震以降，土木・建築構造物の耐震設計に関して多くの調査・研究が実施されてきており，土木学会では土木構造物の耐震基準等に関する「第2次提言」¹⁾が，日本建築学会では「建築および都市の防災性向上に関する提言(第3次提言)」²⁾が発表されている。これらの提言においては，動的解析による耐震性能の照査の重要性が示されている。

しかしながら，入力に用いる地震動の周期特性の違いによって，同一の地動最大加速度値であっても，異なる地震波を入力したときの動的解析結果は異なることが知られている。したがって，同一入力レベルでの解析結果のばらつきを小さくするという観点から，また地域特性を考慮した模擬地震波により耐震性を評価する場合など，多数の地震波から構造物の周期特性を踏まえたより適切な地震動を選択するという観点から，構造物の動的応答値と相関性の強い地震動指標を見出すことが重要な課題となる。地震動指標として，前述の地動最大加速度の他，

地動最大速度，地動最大変位，スペクトルインテンシティ^{3),4)}(以下，SIと記す。)，およびエネルギー入力率^{5),6),7),8)}などの指標が考えられる。これらの地震動指標と構造物の動的応答値との相関性に関しても，従来から多くの研究^{9)~15)}が行われている。

長橋・小林⁹⁾によれば，1質点系の応答解析により構造物の応答塑性率と相関の強い地震動指標は，短周期構造物(固有周期0.3秒以下)では地動最大加速度，比較的長周期構造物(同0.5~2.0秒程度)では地動最大速度，長周期構造物(同2.0秒以上)では地動最大変位であるという結果が得られている。安藤・山崎¹⁰⁾は構造物のダメージインデックス^{16),17)}と地震動指標との相関を検討し，長橋・小林⁹⁾と同様の結果を示している。さらに，SIに関して考察し地動最大速度と同等の相関性を有していることを示している。北原・伊藤¹⁴⁾は，多質点系の応答解析結果から構造物の最大応答値と地震動指標との相関を検討し，やはり同様の結論を得ている。

しかしながら，構造物の動的応答値と地震動指標との関係は未だ十分に議論され尽くしたとは言えない。特に

橋脚を対象とした研究^{13), 15)}は少ない。

そこで本研究では、基本的な地震動指標として、地動最大加速度、地動最大速度、地動最大変位およびSIの4種類を検討したのち、構造物の動的応答値とより相関性の強い地震動指標として、オリジナルのSIから、構造物の弾性固有周期に依存して積分範囲を変更する固有周期依存型SIを提案する。金子・田村¹¹⁾や鈴木ら¹²⁾もオリジナルのSIから積分範囲を変更して検討しているが、構造物の固有周期には着目しておらず、本研究で提案した固有周期依存型SIとは発想を異にするものと考えられる。

対象とする構造物は鋼製橋脚およびRC橋脚とし、1質点のばね-質点系モデルによる非線形地震応答解析結果から動的応答値と地震動指標との相関性を検討した。この際、動的応答値としては、橋脚の耐震設計において重要な指標である最大応答水平力(復元力)、最大応答変位、および阪神淡路大震災以降、機能性の照査において重要視されつつある残留変位^{18), 19), 22)}を取り上げた。

2. 解析方法

2.1 入力地震動

入力地震動として、観測波および道路橋示方書・V耐震設計編²⁰⁾に示されている地震時保有水平耐力法による照査用地震波(以後、道示波と呼ぶ)を用いるものとした。観測波としては、兵庫県南部地震により観測された地震波と、現在までよく用いられていたEl Centro波などの地震波を使用した。表-1に、観測地点、地震波略称、地震波種別と方位を示す。ただし、道示波は観測波ではないので観測地点と方位は記していない。

表-1 地震波の諸元

観測地点(地震名)	地震波略称	種別	方位
海洋気象台(1995兵庫県南部)	JMA-NS	直下型	NS
海洋気象台(1995兵庫県南部)	JMA-EW	直下型	EW
葦合(1995兵庫県南部)	FUKI-X	直下型	(x)
葦合(1995兵庫県南部)	FUKI-Y	直下型	(y)
J R鷹取(1995兵庫県南部)	TAK-NS	直下型	NS
J R鷹取(1995兵庫県南部)	TAK-EW	直下型	EW
El Centro(1940 El Centro)	EL-NS	海洋型	NS
El Centro(1940 El Centro)	EL-EW	海洋型	EW
Taft(1952 Taft)	TAFT-NS	海洋型	NS
Taft(1952 Taft)	TAFT-EW	海洋型	EW
八戸(1968十勝沖)	HACHI-NS	海洋型	NS
八戸(1968十勝沖)	HACHI-EW	海洋型	EW
(道示波タイプI)	Typ1	海洋型	—
(道示波タイプII)	Typ2	直下型	—

表-1に示した各地震波データの時間間隔は0.01秒もしくは0.02秒であるが、線形補間することにより、すべて時間間隔0.005秒の加速度データとして用いた。

2.2 地震動指標

地震動指標として、地動最大加速度、地動最大速度、地動最大変位、SIおよび後述する固有周期依存型SIを考えた。速度時刻歴および変位時刻歴は、加速度時刻歴をバンドパスフィルタ(0.1~20Hz)を用いたFFT積分により求めた。

地動最大加速度、地動最大速度および地動最大変位は、地震動の時刻歴における最大値のみに着目した値であり、SIは地震動が構造物に与える最大エネルギーを表しており、次式で定義される^{3), 4)}。

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

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

本研究では、橋脚の解析モデルの減衰定数 h に合わせて $h=0.05$ のときのSIを用いた。

各地震波の地震動指標一覧を表-2に示す。表中、Typ1, Typ2は、道示波のタイプIおよびタイプIIを、GT-1, GT-2, GT-3はそれぞれI種地盤用、II種地盤用、III種地盤用を表している。

表-2 地震動指標一覧

地震波略称	地動最大加速度 (cm/s ²)	地動最大速度 (cm/s)	地動最大変位 (cm)	SI (cm/s)
JMA-NS	818.0	90.6	20.6	171.3
JMA-EW	617.3	75.5	19.2	122.5
FUKI-X	570.8	83.0	26.7	166.3
FUKI-Y	705.1	106.8	41.6	184.2
TAK-NS	641.7	132.4	47.6	250.8
TAK-EW	666.2	127.7	34.7	211.3
EL-NS	341.7	32.4	9.4	58.3
EL-EW	210.1	36.6	18.9	49.6
TAFT-NS	152.7	14.6	6.2	26.7
TAFT-EW	175.9	17.5	7.7	30.4
HACHI-NS	225.0	34.3	10.1	43.3
HACHI-EW	182.9	36.3	9.6	63.3
Typ1, GT-1	318.8	67.7	27.4	114.2
Typ1, GT-2	362.6	74.0	30.7	147.9
Typ1, GT-3	433.4	112.8	42.0	199.6
Typ2, GT-1	780.1	78.2	16.9	143.8
Typ2, GT-2	736.3	116.6	35.5	214.2
Typ2, GT-3	591.0	120.5	36.7	220.0

2.3 固有周期依存型SI

オリジナルのSIでは、一般的な構造物の固有周期の範囲を考慮して、速度応答スペクトルの積分範囲を0.1~2.5秒と定義している^{3), 4)}。したがって、対象とする構造物によらず、地震波が決まればSI値は一意に定まるため、

地震動指標として一般性を有している。

しかしながら、ある特定の構造物を考えると、固有周期近傍の応答スペクトルが有意な値であるのに、SIでは関係のない範囲まで積分を行うため、スペクトル特性を効果的に取り入れたことにはならない。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は有効な指標であるが、特定の構造物の応答に対しては効果的な指標とは言い難い。

ここでは、特定の構造物の応答に対して相関性の強い指標として、構造物の固有周期に依存して速度応答スペクトルの積分範囲を変更し、固有周期依存型SIを考えるものとする。固有周期依存型SI($SI_{n,p}$)は次式で表される。

$$SI_{n,p} = \frac{1}{(\beta - \alpha)T} \int_{\alpha T}^{\beta T} S_v(\tau, h) d\tau \quad (2)$$

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

T ：対象となる構造物の弾性固有周期

α, β ：定数

一般に構造物の固有周期は、損傷により剛性が低下し長周期化することが知られている。そのため、式(2)において $\alpha=1.0$ 、 $\beta>1.0$ のときが通常、最適であると考えられる。しかしながら、減衰の効果によって固有周期より短周期側成分の影響も受けることも考えられる。したがって本研究では、鋼製橋脚とRC橋脚に対する地震応答解析結果から最適な α, β を求め、固有周期依存型SIの有効性を議論することとする。

ここで提案した固有周期依存型SIは、対象とする構造物の固有周期により異なる値となるため、地震動指標としての一般性を失う欠点を有している。しかし、本研究での主目的である、構造物の動的応答値に対して強い相関性を有する地震動指標という観点からは、有効な指標であると考えられる。

2.4 解析対象と解析モデル

表-3に示すように周期特性の異なる9基の1本柱型鋼製橋脚と5基の1本柱型RC橋脚を解析対象とした。鋼製橋脚は、現行の道路橋示方書の震度法により、Ⅱ種地盤上の橋脚として一次設計された補剛箱形断面鋼製橋脚とし、実用的な範囲内で、フランジ板の幅厚比パラメータ R_f を0.3、0.45、0.6、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ を0.25、0.45、0.65とした。ここに、幅厚比パラメータ、細長比パラメータは次式で定義される値である。

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

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

ここに、 b ：フランジ板幅、 t ：フランジ板厚、

σ_y ：鋼材の降伏応力、 E ：鋼材の弾性係数

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

前述のように、幅厚比パラメータ、細長比パラメータを変化させることで、鋼製橋脚モデルの固有周期は0.38～1.41秒となった。

また、RC橋脚モデルも道路橋示方書の震度法により、Ⅱ種地盤上の橋脚として一次設計されたものであり、固有周期は0.38～0.71秒の間に分布している。RC橋脚の場合、設計において幅厚比パラメータや細長比パラメータは考慮しないので、表-3の該当欄は空欄としている。

表-3 橋脚の諸元

モデル 名称	種類	幅厚比 パラメータ	細長比 パラメータ	固有周 期(s)
A	鋼製	0.30	0.25	0.38
B	鋼製	0.30	0.45	0.69
C	鋼製	0.30	0.65	1.02
D	鋼製	0.45	0.25	0.47
E	鋼製	0.45	0.45	0.86
F	鋼製	0.45	0.65	1.26
G	鋼製	0.60	0.25	0.53
H	鋼製	0.60	0.45	0.96
I	鋼製	0.60	0.65	1.41
a	RC	—	—	0.38
b	RC	—	—	0.44
c	RC	—	—	0.56
d	RC	—	—	0.61
e	RC	—	—	0.71

解析モデルは、対象橋脚が1本柱型の橋脚であることから図-1に示すような1質点のばね-質点系モデルとし、地表面で基礎固定とした。

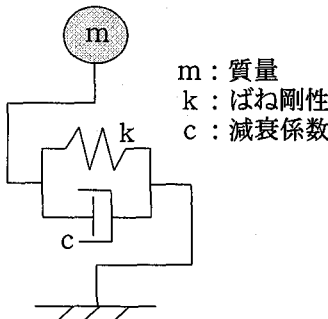


図-1 ばね-質点系モデル

鋼製橋脚の復元力特性は、鈴木ら²¹⁾により提案された2パラメータモデルを用いた。このモデルは、局部座屈などによる剛性・強度の低下を表すことができ、骨格曲線は図-2の太線に示すような劣化型トリリニアモデルを仮定している。また、図-2にはGモデルの水平力-変位関係の応答例を細線で示している。縦軸には降伏水平力で無次元化した水平力(以降、無次元化水平力と呼ぶ)を、横軸には降伏変位で無次元化した変位(以降、無次元化変位)を表している。図中、 H_m 、 δ_m 、 H_y 、 δ_y はそれぞれ最大水平力、最大水平力時変位、降伏水平力、降伏変位を示している。この曲線の決定に必要な H_m 、 δ_m などのパラメータ値は、文献22)の推定式から算出した。ただし、2パラメータモデルは、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ が0.3よりも小さい剛性の高い橋脚に対しては、残留変位が大きく評価される傾向のあることが報告されている²³⁾。

R C橋脚の復元力特性は、図-3の太線で示す除荷剛性の劣化を考慮できるD-トリリニア型(武田型)とした。図-3にはbモデルの水平力-変位関係の応答例を細線で示す。図中、 H_c 、 δ_c 、 H_y 、 δ_y はそれぞれ初期ひび割れ発生水平力、初期ひび割れ発生変位、降伏水平力、降伏変位を示しており、これらの値は、既設道路橋の耐震補強に関する参考資料²⁴⁾に基づいて算定した。

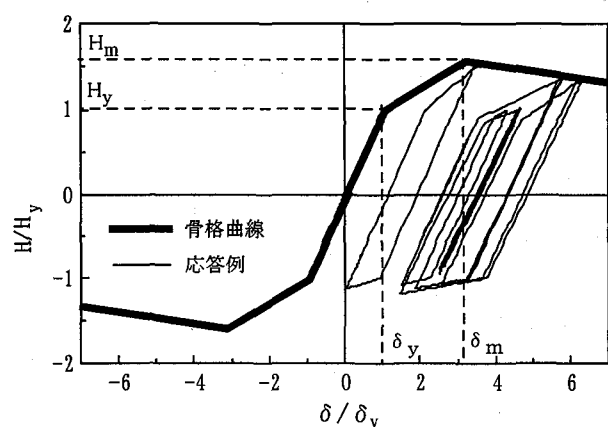


図-2 鋼製橋脚の復元力特性

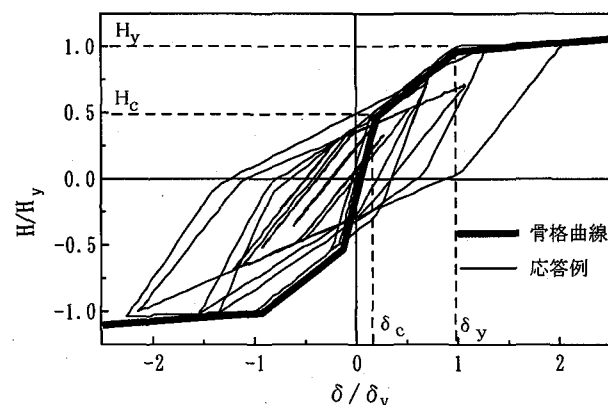


図-3 R C橋脚の復元力特性

図-2と図-3を比較すると、鋼製橋脚では降伏水平力までは弾性挙動を示すが、R C橋脚では降伏水平力以前にひび割れが生じ剛性が低下する、また、鋼製橋脚の除荷剛性は弾性剛性と等しいが、R C橋脚の除荷剛性は弾性剛性よりも低下するように復元力特性が設定されていることが分かる。

これらの復元力特性は、現在のところ、最も精度が良いと判断し、本研究では採用するものとした。また、R C橋脚では実際の設計でもこの復元力が用いられており、鋼製橋脚に関しても、今後広く用いられる可能性が高いと考えられる。

応答解析時の減衰定数は5%と設定した。鋼製橋脚とR C橋脚では減衰定数の値は異なると考えられるが、減衰定数の値が本検討の結果に与える影響は小さいと判断し、設計や研究において使用されることの多い5%という値を、鋼製橋脚、R C橋脚の両者に用いるものとした。

時刻歴応答解析は、線形加速度法による直接積分法を用い、非線形解析部分は増分法により解析を行った。

2.1で述べた入力地震動全18波に関して、その地動最大速度を25, 35, 50, 75cm/sに基準化して、上記解析モデルへの入力とした。したがって、1つの解析モデルについて合計18×4=72回の非線形解析を実行したことになる。各橋脚に対して72個の応答解析結果より、地震動指標と応答値との相関を検討した。

3. 解析結果とその考察

3.1 応答解析結果

応答解析結果の例として、鋼製橋脚のAモデルに、JMA-NS波を地動最大速度75cm/s(地動最大加速度677cm/s²)で入力したときの、応答変位時刻歴を図-4に、水平力-変位関係を図-5に示す。応答変位時刻歴では縦軸に無次元化変位、横軸に時間を、荷重-変位関係では縦軸に無次元化水平力、横軸に無次元化変位を示している。

ここで、残留変位は解析終了直前5秒間の平均応答変位として求めるものとした。ただし、実際の解析においては、オリジナルの地震波の直後に10秒間、0の値を付加し、自由振動をさせている。

図-4より、Aモデルでは無次元化した応答変位の最大値は7程度、無次元化した残留変位は2程度となっている。

図-5より、水平力-変位関係において、履歴が片側にシフトしている様子がうかがえる。このシフトの影響により大きな残留変位が生じたことが分かる。

他の解析モデルに対するJMA-NS波による応答結果は、無次元化した最大応答変位が3~7程度、無次元化した残留変位が1~3.5程度の値となった。これらの結果は才塚・宇佐美¹⁹⁾らによる最大応答変位と残留変位との近似相関式とよい対応を示している。

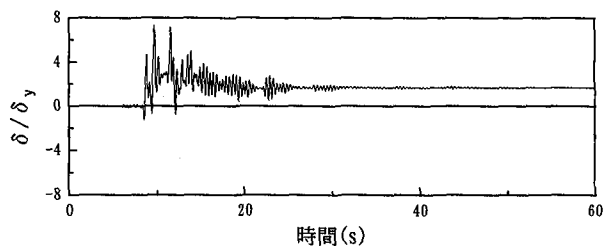


図-4 応答変位時刻歴(Aモデル:JMA-NS波,75cm/s入力)

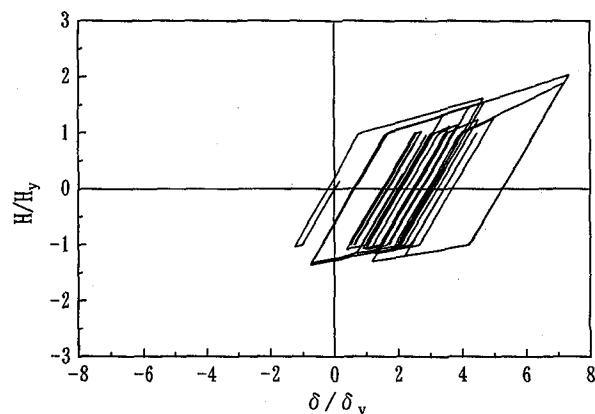


図-5 水平力-変位関係(Aモデル:JMA-NS波,75cm/s入力)

3.2 動的応答値と地震動指標との相関係数の算出

橋脚の動的応答値と地震動指標は両者とも非負の値であること、および取り扱いが簡便であることから、対数正規分布に従ってばらついていると仮定した。この仮定により、両者の間の相関関係を式(5)から求めた。

$$\log(\text{動的応答値}) = a + b \log(\text{地震動指標}) \quad (5)$$

(a, bは回帰定数)

例として、Gモデルの結果を図-6に示す。図-6(a)は最大応答変位と地動最大加速度との関係を、図-6(b)は残留変位と地動最大加速度との関係を示している。図中、実線で線形回帰直線を、破線で対数標準偏差の推定幅を示している。○は海洋型地震による応答結果を、■は直下型地震による応答結果を表している。また、Nはデータ数(解析ケース数)を、Rは相関係数を示す。

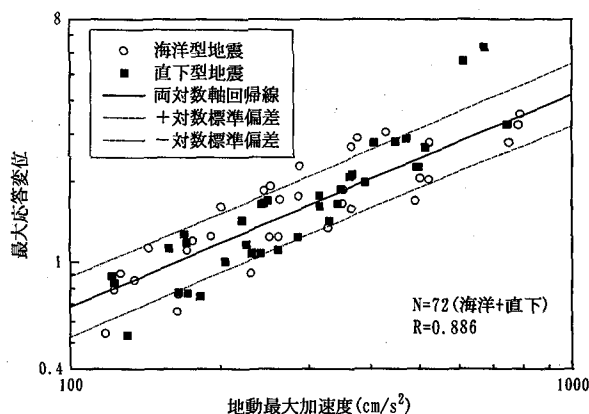
図-6(a)より最大応答変位に関しては、海洋型地震と直下型地震の間に有意な差は無いことが分かる。また、図-6(b)より残留変位に関しては、全体的に海洋型地震による結果の方がばらつきが大きい傾向が見られるが、残留変位が 10^{-3} 以上の範囲では、海洋型と直下型地震による結果の間に大きな差異があるとは言えない。

したがってこれ以降の検討では、海洋型地震と直下型地震とに区分せず、全地震波を母集団とする。ここで示した傾向は、他の橋脚モデルに関しても同様である。

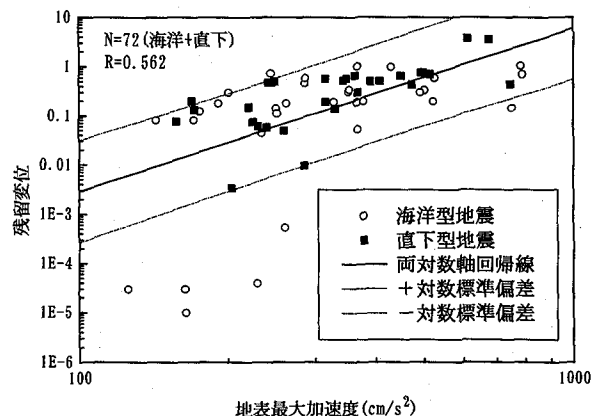
図-6より、最大応答変位もしくは残留変位と、地動最大加速度との相関係数は、それぞれ0.886、0.562となっていることが分かる。散布図からも最大応答変位と地動

最大加速度の間には明らかに線形関係が認められるが、残留変位の場合、線形関係があるとはみなしがたい。特に、最大加速度が小さい場合、残留変位のばらつきが大きくなっている。このことは、式(5)の形では残留変位と地動最大加速度との関係は説明ができないことを示唆していると言える。

地震動指標として地動最大速度、地動最大変位、SIを、橋脚の動的応答値として最大応答水平力を指標とした場合も、同様の手法により、動的応答値と地震動指標との相関係数を求めた。その際、回帰の適合度をt-分布による検定を行い、有意水準0.01(1%)で適合することを確認している。



(a) 最大応答変位と地動最大加速度との関係

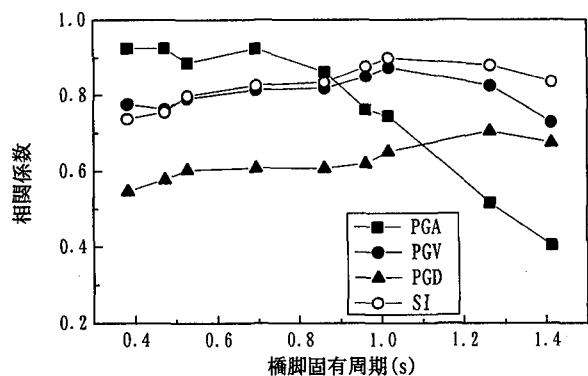


(b) 残留変位と地動最大加速度との関係

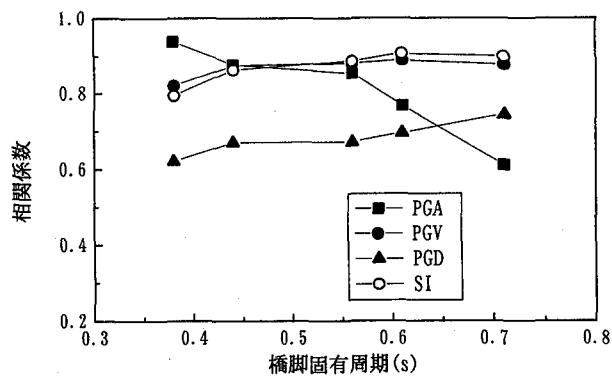
図-6 動的応答値と地震動指標との関係

3.3 橋脚固有周期と相関係数の大小関係

解析した全15モデル(鋼製橋脚9モデル、RC橋脚5モデル)について、横軸に対象橋脚の固有周期、縦軸に相関係数をプロットしたものを図-7,8,9に示す。図-7は、最大応答変位を、図-8は最大応答水平力を、図-9は残留変位を橋脚応答の指標とした場合を表している。また、それぞれの図の(a)は鋼製橋脚の結果を、(b)はRC橋脚の結果を示している。図中の■は地動最大加速度(PGA)、●は地動最大速度(PGV)、▲は地動最大変位(PGD)、○は

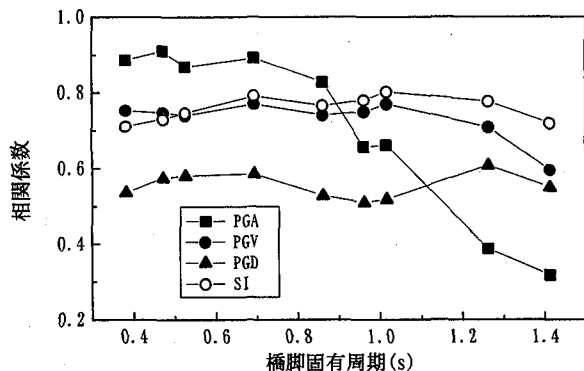


(a) 鋼製橋脚

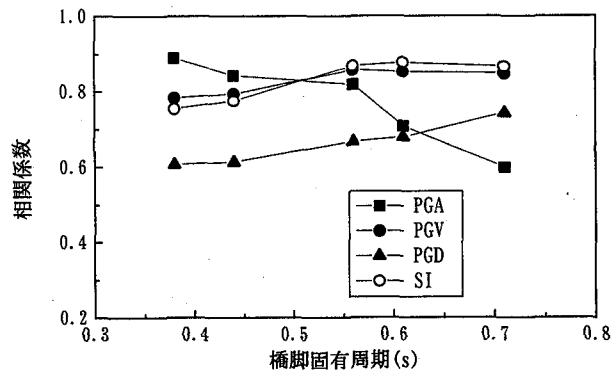


(b) RC橋脚

図-7 最大応答変位に対する相関係数



(a) 鋼製橋脚



(b) RC橋脚

図-8 最大応答水平力に対する相関係数

SIとの相関を示している。

図-7と図-8より、最大応答変位、最大応答水平力に対する相関性はほとんど同様の傾向を示していることが分かる。したがって、以降では代表して最大応答変位に対して考察するものとする。

図-7(a)より鋼製橋脚の場合、最大応答変位と地動最大加速度との相関係数は0.4~0.9程度であり、橋脚の固有周期が0.9秒程度未満では、相関係数が0.9程度と強い相関を示しているが、それより長周期では相関が急激に弱くなることが分かる。

地動最大速度と最大応答変位との相関係数は、0.7~0.9程度となっており今回考慮した周期内では安定して相関が強い。ただし、固有周期0.9秒程度未満では地動最大加速度よりも相関が弱くなっていることが分かる。

SIとの相関は地動最大速度との相関とほとんど同様の傾向を示している。相関係数の大きさもほぼ同様の0.7~0.9程度であるが、固有周期0.5秒程度未満を除くと地動最大速度よりも若干大きな値を示している。単純に考えると、速度応答スペクトルの積分値であるSIは、時刻歴における最大値である地動最大速度よりも情報量が多く、応答との相関も強くなるように思われる。しかし、実際はSIが周期0.1~2.5秒とかなり広範囲にわたる積分を実行しているため、周期特性が平均化されたようになり、地動最大速度と大差ない情報量しか持たなくなっていると考えられる。このことは、小川・清水・江尻ら²⁵⁾

による地動最大速度とSIの間には強い相関があるという指摘とも合致した結果となっている。

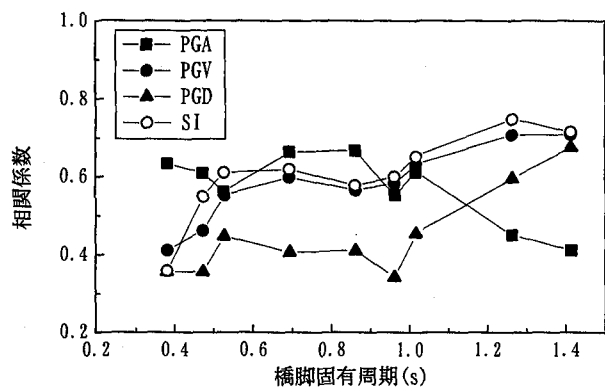
地動最大変位との相関係数は0.5~0.7程度であり、他の指標よりも相関性が弱い。しかし、全体的に長周期になるほど相関が向上する傾向が見てとれる。

次にRC橋脚に関して検討する。図-7(b)より、全体的な傾向は鋼製橋脚の場合と同様であることが分かる。すなわち、地動最大加速度との相関は短周期側ほど強く、周期が長くなると相関が急激に弱くなる。地動最大速度およびSIとの相関は全周期にわたり強い相関を示す。地動変位との相関係数は最も小さいが周期が長くなれば相関も向上する傾向が見てとれる。

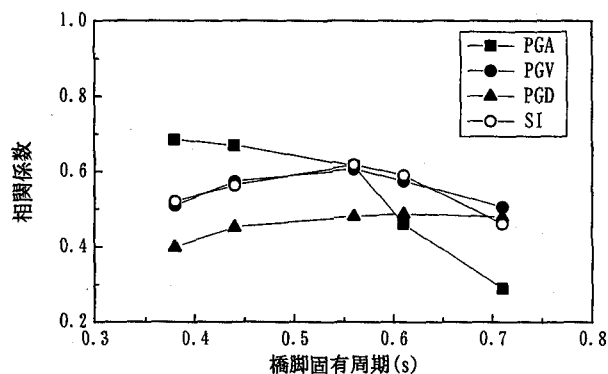
しかし、鋼製橋脚では、0.9秒まで地動最大加速度との相関が最も強かったのに対し、RC橋脚では0.45秒までとなっている。また、鋼製橋脚では1.1秒付近で地動最大加速度と地動最大変位の相関係数の大小が変化しているが、RC橋脚では0.65秒付近で変化していることが分かる。検討条件は異なるがRC建物に対する同様の研究^{9),14)}でも、地動最大加速度が強い相関を示すのは固有周期0.3もしくは0.4秒程度以下のときとされている。

これらの理由は以下のように考えられる。鋼製橋脚の復元力特性では、降伏水平力までは弾性剛性を維持しており、さらに除荷剛性も弾性剛性と等しい。一方RC橋脚の場合、降伏水平力に達する以前にひび割れが生じ剛性が低下する。さらに、除荷剛性も弾性剛性よりも小さ

くなる。したがって、鋼製橋脚に比べ、RC橋脚では非線形化が早期に進展し、固有周期の長周期化も大きいと考えられ、弾性時の固有周期よりも地震応答中の周期が長周期側にシフトしているため前述のような差異が生じたものと考えられる。



(a) 鋼製橋脚



(b) RC橋脚

図-9 残留変位に対する相関係数

これらに対し図-9より、動的応答値として残留変位をみてみると、相関係数はどの地震動指標に対しても0.3～0.7程度であり、最大応答変位や最大応答水平力との相関よりも弱くなっていることが分かる。このことから残留変位と地震動指標との関係は、式(5)だけでは説明できないと言わざるを得ない。ただし、各固有周期毎に見た相関係数の大小関係は、若干のばらつきはあるが他の応答指標と同様の結果となっている。

3.4 固有周期依存型SIによる検討

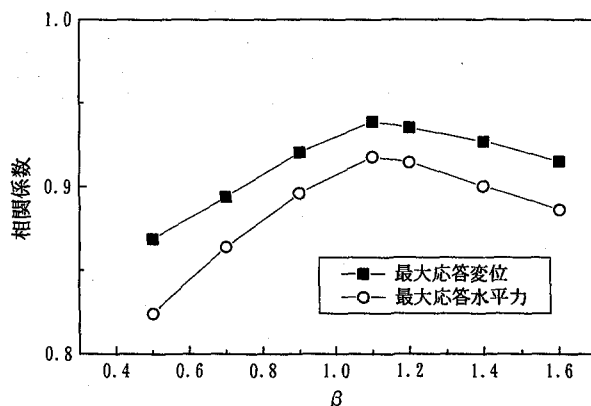
最大応答変位と最大応答水平力に関して、固有周期依存型SIを地震動指標としたときの相関性を検討した。

まず、式(2)に示した係数 α 、 β の最適値を、以下の手順で求めることとした。

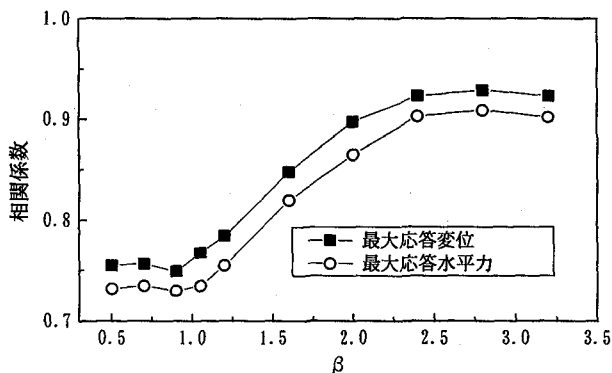
- (i) $\alpha=1.0$, $\beta>1.0$ とした場合
- (ii) $\alpha=1.0$, $\beta<1.0$ とした場合
- (iii) $\alpha<1.0$, $\beta>1.0$ とした場合

(i)は、非線形応答時には、弾性固有周期よりも長周期化することを考慮して設定したものであり、(ii)、(iii)は弾性固有周期よりも短周期側の影響を確かめるために検討したものである。

$\alpha=1.0$ とした(i)、(ii)の場合の結果を図-10に示す。図-10(a)は鋼製橋脚の結果を、図-10(b)はRC橋脚の結果を表している。縦軸は各解析モデルで得られた最大応答変位に対する相関係数を平均した値を示しており、横軸は係数 β を表している。図中、■は最大応答変位の、○は最大応答水平力の結果を示している。



(a) 鋼製橋脚



(b) RC橋脚

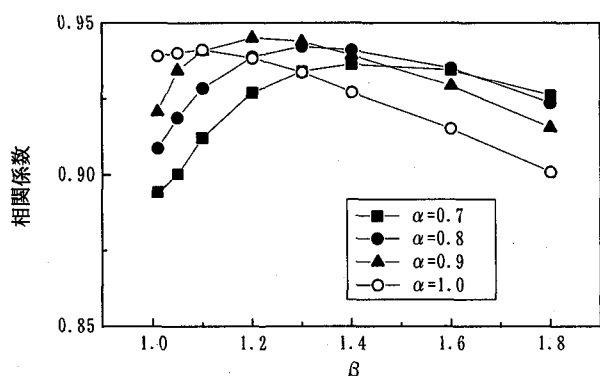
図-10 係数 α と相関係数の関係

図-10より、最大応答変位と最大応答水平力ではどちらも同じ傾向を示すことが分かる。すなわち、鋼製橋脚では $\beta=1.1$ 、RC橋脚では $\beta=2.8$ としたときに最も相関係数が大きくなることが分かる。鋼製橋脚とRC橋脚で最適な β の値が異なったのは、3.3でも考察したように、それぞれが有している復元力特性の差異によって非線形化したときの長周期化の程度が異なったためであると考えられる。すなわち、鋼製橋脚では非線形化後もあまり長周期化していないのに対し、RC橋脚では大きく長周期化したことにより、最適な β の値が大きくなっていると考えられる。

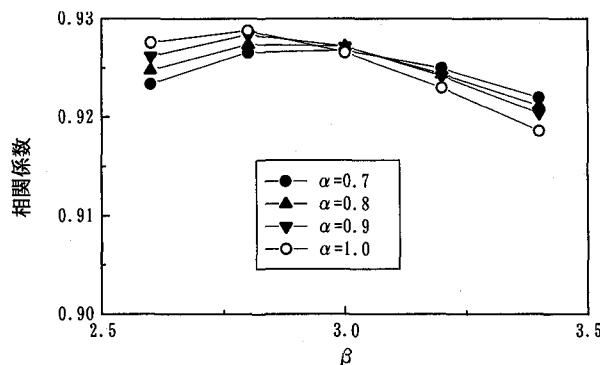
また、図-10において β が1.0より小さい場合の傾向が鋼製橋脚とRC橋脚で異なっているが、これも長周期化

の程度の違いによるものと考えられる。鋼製橋脚は長周期化が小さく、弾性固有周期とほぼ同程度の固有周期で応答しているため弾性固有周期より短周期(すなわち $\beta < 1.0$)側の応答スペクトルの値も応答に対して有効であるが、RC橋脚は大きく長周期化しており、弾性固有周期より短周期側の応答スペクトルが応答に与える影響はほとんどないと考えられる。

次に、(iii)の場合の結果を図-11に示す。図-11(a)は鋼製橋脚の結果を、図-11(b)はRC橋脚の結果を表している。縦軸は各解析モデルで得られた最大応答変位に対する相関係数を平均した値を示しており、横軸は係数 β を表している。図中、■は $\alpha=0.7$ 、●は $\alpha=0.8$ 、▲は $\alpha=0.9$ 、○は $\alpha=1.0$ の場合の結果を示している。最大応答水平力に対する結果は、最大応答変位に対するものと同様の傾向を示したので図は省略する。



(a) 鋼製橋脚



(b) RC橋脚

図-11 係数 α 、 β と相関係数の関係

図-11において相関係数の値が最大となるときの、係数 α 、 β が最適値であると判断できるが、鋼製橋脚では $\alpha=0.9$ 、 $\beta=1.2$ 、RC橋脚では $\alpha=1.0$ 、 $\beta=2.8$ となった。これは図-10の結果同様、鋼製橋脚は長周期化が小さいため、弾性固有周期より短周期側の応答スペクトルも、応答に有効に作用した結果であると考えられる。

以上の検討により、ここで提案する固有周期依存型SIに用いる係数 α 、 β を表-4のように決定した。

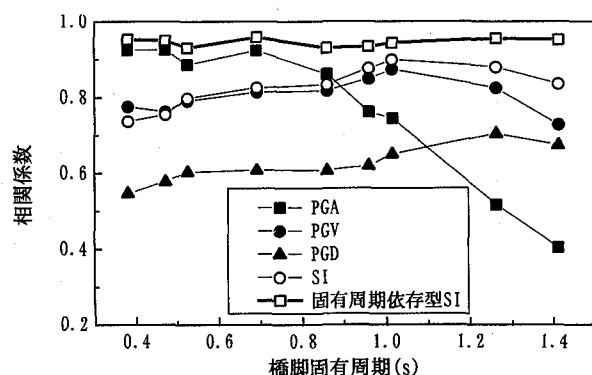
ただし、ここで定めた係数 α 、 β は1本柱型橋脚のように1次モードの卓越する橋脚に対して得られた最適値

であり、高次モードの影響が大きい橋脚形式の場合には別途検討が必要と考えられる。

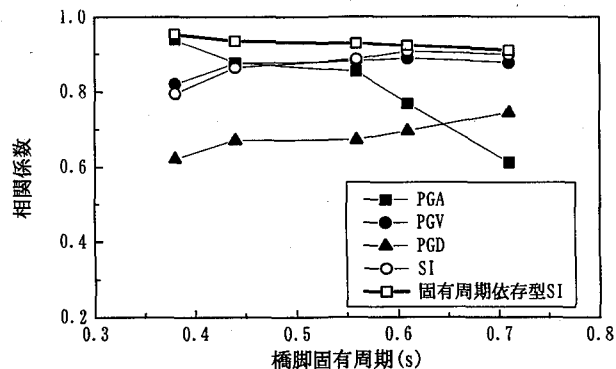
表-4 固有周期依存型SIに用いる係数

橋脚種類	α	β
鋼製橋脚	0.9	1.2
RC橋脚	1.0	2.8

決定した係数 α 、 β を用いて、固有周期依存型SIを地震動指標とした場合の、最大応答変位もしくは最大応答水平力との相関性を、3.2と同様の手法により検討した。最大応答変位の検討結果を図-12に示す。図-12(a)は鋼製橋脚の結果を、図-12(b)はRC橋脚の結果を示している。図中の■は地動最大加速度(PGA)、●は地動最大速度(PGV)、▲は地動最大変位(PGD)、○はSI、□は固有周期依存型SIとの相関を示している。最大応答水平力は最大応答変位と同様の傾向を示したので図は省略する。



(a) 鋼製橋脚



(b) RC橋脚

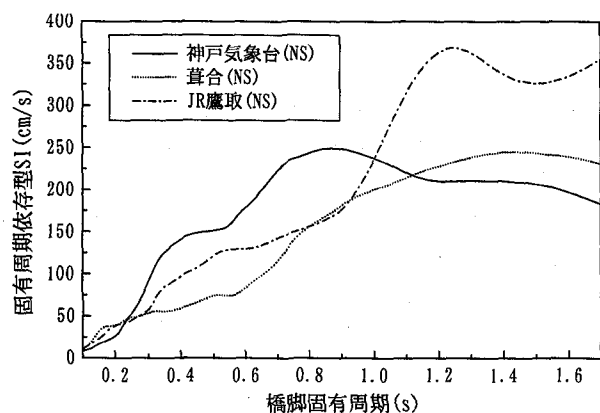
図-12 最大応答変位に対する相関係数

図-12より、固有周期依存型SIと最大応答変位との相関係数は、鋼製橋脚で0.93~0.95程度、RC橋脚で0.91~0.95程度と常に大きな値を示していることが分かる。したがって、固有周期依存型SIは、地震動の他の最大値指標とは異なり、橋脚の周期によらず安定して最大応答変位と最も強い相関を示すと言える。すなわち、橋脚の動的最大応答値を評価する際に、地震動指標として固有周期依存型SIを用いれば、精度良く検討することが可能

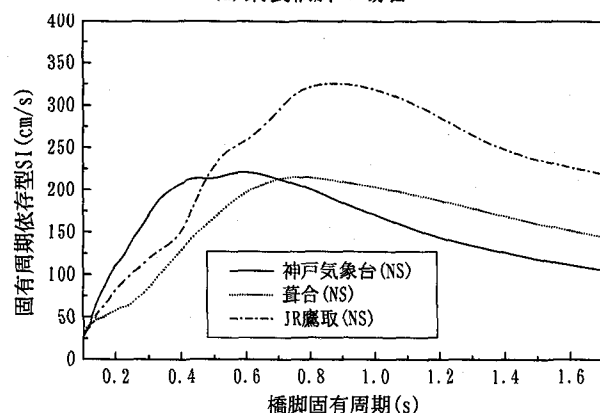
になると言える。

しかしながら、固有周期依存型SIは構造物の固有周期に依存して積分範囲を変更するため、地震動指標としての一般性を失うという欠点がある。設計において、この欠点を回避するために、次のような手法を採用することを提案する。

すなわち、多数の地震波に対してあらかじめ固有周期依存型SIを計算し、橋脚の固有周期ごとに図表形式にて示しておけば複雑な計算を行うことなく、固有周期依存型SIによる検討を行うことができるようになる。例として、今回検討した地震波のうち、JMA-NS波、FUKI-X波、TAK-NS波に対して、固有周期依存型SIをスペクトル的に表現したものを図-13に示す。縦軸は固有周期依存型SIを、横軸は橋脚の弾性固有周期を表している。図-13(a)は鋼製橋脚を対象とした場合、図-13(b)はRC橋脚を対象とした場合を示している。このようなスペクトル図を地震波ごとに用意しておけば、対象となる橋脚の弾性固有周期に対応した値を、図から読み取ればよいことになり、煩雑な計算を行うことなく固有周期依存型SIを求めることができる。



(a) 鋼製橋脚の場合



(b) RC橋脚の場合

図-13 固有周期依存型SIスペクトル

また図-13より、固有周期1.0秒まではJMA-NS波が、それ以上の周期ではTAK-NS波が鋼製橋脚にとって厳しい波であることが、RC橋脚ではJMA-NS波が厳しいのは固有

周期0.4秒までとなっていることが分かる。このように、多数の地震波に対して固有周期依存型SIスペクトルを準備しておけば、対象となる橋脚に厳しい地震波を選択するための資料とも成り得ると考えられる。

さらに、固有周期依存型SIは最大応答値との相関性が強いいため、これらの間の関係式を以下に示す式のように導くことが可能であると考えられる。ただし、次式中の関数 f は鋼製橋脚とRC橋脚では異なる関数形をとることになる。

$$R_{\max} = f(SI_{n,p}, P_i) \quad (6)$$

ただし、 $R_{\max}$ ：最大応答値、 $SI_{n,p}$ ：固有周期依存型SI
 P_i ：構造物の非線形パラメータ ($i=1, 2, \dots, n$)
 (復元力特性の第2勾配/第1勾配 など)

式(6)および固有周期依存型SIスペクトルを用いることにより、動的解析を行うことなく、ある地震波による最大応答値を精度良く(ばらつきが小さく)求めることができる。これは一種の準動的設計と考えられる。式(6)を陽な形で示すことが今後の課題であると考えられる。

4. 結論

本研究では鋼製橋脚およびRC橋脚を対象とし、動的応答値と地震動指標との相関性について、非線形地震応答解析を行うことにより検討した。得られた主な結論を以下に示す。

- 1) 地動最大加速度と最大応答変位および最大応答水平力との相関性は、鋼製橋脚の固有周期が0.9秒未満では相関係数0.85以上と強い相関を示すが、それより長周期では急激に相関は弱くなる。
- 2) RC橋脚の場合、地動最大加速度と最大応答変位および最大応答水平力との相関が強いのは固有周期0.45秒未満である。鋼製橋脚とRC橋脚に現れるこの違いは、橋脚の非線形化による固有周期の長周期化の影響であると考えられる。すなわち、鋼製橋脚は非線形化後も大きく長周期化しないのに対し、RC橋脚は非線形化後大きく長周期化するため、相関特性が異なると考えられる。
- 3) 地動最大速度と最大応答値との関係は、広範囲にわたって相関係数0.7~0.9程度の大きい値を示す。また、SIは地震波の周期特性も考慮した指標ではあるが、地動最大速度とほぼ同程度の相関性を示すにとどまる。
- 4) 橋脚の固有周期に依存して、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。地震動指標として固有周期依存型SIを用いれば、最大応答変位および最大応答水平力との相関係数は、鋼製橋脚で0.90~0.95程度、RC橋脚で0.90~0.94程度と大きな値となり、橋脚の固有周期によらず安定して強い相

関性のあることを示した。ただし、高次の振動モードの影響が大きい構造物に対しては今後の検討を要する。

- 5) 固有周期依存型SIの持つ、地震動指標としての一般性の欠除という欠点を補うため、多数の地震波の固有周期依存型SIスペクトルを提示する手法を提案した。提示された固有周期依存型SIスペクトルにより、対象とする橋脚にとって厳しい地震波を選択できることを示した。

なお、本研究により以下のような課題も明らかとなった。すなわち、固有周期依存型SIにより最大応答値を推定する準動的設計法を確立するためには固有周期依存型SIと最大応答値の関係式を陽な形で示すことが早急に解決すべきである。また、残留変位に関しては、直下型地震と海洋型地震との間でばらつきの程度が異なり、今回検討した相関関係式では精度よく表せないことが分かった。残留変位は、近年、機能性の検討において重要となりつつあるので、残留変位を精度良く評価する手法の確立が望まれる。

参考文献

- 1) (社)土木学会：土木構造物の耐震基準等に関する「第二次提言」，1996。
- 2) (社)日本建築学会：建築および都市の防災性向上に関する提言（第三次提言），1998。
- 3) 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.
- 4) Housner, G.W. : Intensity of Earthquake Ground Shaking near the Causative Fault, *Proc. 3rd. WCEE*, pp.94-115, 1965.
- 5) 大井謙一，高梨晃一，本間靖章：地震動のエネルギー入力率スペクトル，日本建築学会構造系論文報告集，No.420, pp.1-7, 1991。
- 6) 井上範夫，堀 則男：直下型地震のエネルギー的な破壊力特性に関する一考察，第1回都市直下地震災害総合シンポジウム論文集，pp.107-110, 1996。
- 7) 中村友紀子，壁谷澤寿海：直下型地震による最大塑性応答変位に関する研究，第1回都市直下地震災害総合シンポジウム論文集，pp.111-114, 1996。
- 8) 桑村 仁，竹田拓也，佐藤義也：地震動の破壊力指標としてのエネルギー入力率，日本建築学会構造系論文集，No.491, pp.29-36, 1997。
- 9) 長橋純男，小林啓美：地震動の強さを評価する簡便な尺度としての地震動最大振幅，日本建築学会論文報告集，No.181, pp.15-22, 1971。
- 10) 安藤陽一，山崎文雄，片山恒雄：地震動の強さ指標による構造物損傷の評価，第8回日本地震工学シンポジウム，pp.715-720, 1990。
- 11) 金子正洋，田村敬一：RC橋脚被害に着目した地震動特性値評価手法の研究，第24回地震工学研究発表会講演論文集，pp.253-256, 1997。
- 12) 鈴木基行，井林 康，藤原 稔，尾坂芳夫：RC橋脚の地震被害と地震動および構造特性との関連性，構造工学論文集，Vol.44A, pp.651-658, 1998。
- 13) 芳崎一也，宇佐美勉，才塚邦宏：鋼製橋脚に大きな損傷を与える地震波の成分，土木学会論文集，No.584/I-42, pp.125-134, 1998。
- 14) 北原武嗣，伊藤義人：RC構造物の非線形動的応答と地震動指標との相関について，第53回土木学会年次学術講演会概要集，pp.718-719, 1998。
- 15) 北原武嗣，伊藤義人：鋼構造物の非線形動的応答と地震動指標との相関，第2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シンポジウム論文集，1998。
- 16) Park, Y. J. and Ang, A. H. S. : Mechanical Damage Model for Reinforced Concrete, *Journal of Structural Engineering*, Vol.111, No.4, pp.722-739, 1985。
- 17) Park, Y. J., Reinhorn, A. M. and Kunnath, S. K. : Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings, *Proc. of 9th WCEE*, Vol.7, pp.211-216, 1988。
- 18) 川島一彦，Gregory A. MACRAE，星隈順一，長屋和宏：残留変位応答スペクトルの提案とその適用，土木学会論文集，No.501/I-29, pp.183-192, 1994。
- 19) 才塚邦宏，宇佐美勉，才崎一也，鈴木森晶：兵庫県南部地震観測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/I-38, pp.119-129, 1997。
- 20) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，1996。
- 21) 鈴木森晶，宇佐美勉，寺田昌弘，伊藤 努，才塚邦宏：箱形断面鋼製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/I-37, pp.191-204, 1996。
- 22) 土木学会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，1996。
- 23) 鈴木森晶，宇佐美勉：鋼製橋脚の激震時挙動に関する基礎的研究，NUCE Research Report, No.9702, 1997。
- 24) (社)日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料，1997。
- 25) 小川安雄，清水謙司，江尻謙嗣：地震動の最大水平速度 V_{max} とSI値の関係について，第53回土木学会年次学術講演会概要集，pp.410-411, 1998。

(1998年9月18日受付)