

# 鋼製橋脚の最大応答変位に与える 地震波の非定常性の影響

北原武嗣<sup>†</sup>, 伊藤義人<sup>\*\*</sup>

<sup>†</sup>博(工) 群馬工業高等専門学校講師 環境都市工学科(〒371-8530 前橋市鳥羽町580)

<sup>\*\*</sup>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)

現行の耐震設計では、地震荷重を弾性応答スペクトルの形で規定していることが多い。しかしながら、地震動は強い非定常性を有しているため、同一弾性応答スペクトルを有する複数の地震波による構造物の弾塑性応答は、通常異なったものとなる。この影響を考慮するため、道路橋示方書・V耐震設計編では、各地盤種別ごとに標準地震動3波を示し、標準地震動3波による動的応答結果の平均値で耐震性能を評価することを推奨している。ところが、これら標準地震動3波による平均応答の位置づけは必ずしも明確ではない。そこで本論文では、地震波の非定常性として位相特性を考慮し、鋼製橋脚の最大応答変位に与える影響を検討した。その結果、道路橋示方書タイプIレベル2相当の設計スペクトルを有する地震波では、非定常性の影響により最大応答変位は15~18%程度の変動性を有することを示した。

**Key Words:** maximum response displacement, non-stationary characteristics, elastic response spectrum

## 1. まえがき

伊豆諸島群発地震(2000年)、平成12年鳥取県西部地震(2000年)、芸予地震(2001年)、および岩手県内陸南部地震(2001年)に見られるように、近年、日本は地震活動期に入っていると考えられる。

一方、世界的に性能照査型設計法への移行が進んでおり、この傾向は我が国の土木構造物設計においても例外ではない。性能照査型の設計法では、設計対象の要求性能を定義し、実際に保有する性能を厳密に照査することが求められる<sup>1),2)</sup>。

これらの背景により、土木構造物の耐震設計において、構造物の弾塑性動的挙動を詳細かつ簡便に評価する手法が必要であると考えられる。耐震設計において、最大応答変位は重要な照査項目であるため、著者らは、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簡易推定法を提案した<sup>3)</sup>。提案手法により、幅広い固有周期領域の構造物に対して、地震動の周期特性を考慮した、最大応答変位の高精度な推定を可能とした。

しかしながら、地震動は本来非定常性を有しており、周期特性だけを考慮しただけでは十分とはいえない。すなわち、構造物の弾塑性動的挙動は地震波の非定常性の影響を受けるため、同一の弾性応答スペクトルを有する複数の地震波による応答結果は、通常異なったものとなる<sup>4)~8)</sup>。

この影響を考慮するため、道路橋示方書・V耐震設計編<sup>9)</sup>では、地盤種別ごとに標準地震動3波を示し、これら

3波による動的応答結果の平均値で耐震性能を評価することとしている。また、FEMA(米国)<sup>10)</sup>では、3波による検討では3つの応答結果の最大応答で、7波による検討では7つの応答結果の平均応答で、耐震性を評価することとしている。ただし、道路橋示方書・標準地震動3波による平均応答や、FEMAの複数波による最大応答や平均応答が、どの程度地震波の非定常性を考慮しているのかは必ずしも明確ではない。

そこで本研究では、地震波の非定常性が構造物の弾塑性最大応答変位に与える影響を把握し、これらの影響の耐震設計への適用手法に関して検討することを目的とする。すなわち、動的な耐震設計においては、解析に用いる地震波数や最大応答変位の変動性状を、静的設計においては、最大応答変位の推定に対する割増係数として考慮する手法を検討する。

そのため本研究では、地震波の非定常性として位相特性<sup>11)~14)</sup>を考慮し、同一の設計応答スペクトルを有し位相特性の異なる地震波群による弾塑性応答の変動性を検討するものとした。この際、加速度応答スペクトルと速度応答スペクトルの両者をターゲットスペクトルとして検討し、どちらのスペクトル形状で地震荷重を提示する方が合理的であるかについても検討した。

## 2. 解析手法

### 2.1 解析対象と解析モデル

現行の道路橋示方書<sup>9)</sup>の震度法に従って一次設計された、単柱形式の鋼製橋脚9基を解析対象とした。表-1に各橋脚のモデル名称、降伏水平力 $H_y$ 、降伏水平変位 $\delta_y$ および固有周期を示す。モデル名称中の数字の前2桁は、幅厚比パラメータを100倍した数値を、後2桁は細長比パラメータを100倍した数値を表している。

幅厚比パラメータと細長比パラメータは、現実的な値として、それぞれ0.30~0.60と0.25~0.65の範囲で設定した。その結果、固有周期は0.38~1.41秒の範囲となった。

対象橋脚が単柱形式であるため、図-1に示すような1質点のばね-質点系にモデル化した。また、問題を簡略化するため、地盤-基礎との連成は考慮せず基礎固定の条件とした。

鋼製橋脚の復元力特性は、図-2に示すように、局部座屈等の発生による剛性や強度の低下を表すことのできる2パラメータモデル<sup>15)</sup>を用いた。本モデルは、鋼製橋脚の復元力特性として、現状では最良のモデルであると判断した。本モデルの設定に必要なパラメータ値は、文献16)により設定した。

表-1 対象橋脚の諸元

名称	$H_y$ (kN)	$\delta_y$ (cm)	固有周期 $T$ (s)
S3025	1560	1.39	0.38
S3045	855	4.43	0.69
S3065	663	9.30	1.02
S4525	2270	2.14	0.47
S4545	1350	6.80	0.86
S4565	966	14.3	1.26
S6025	2730	2.65	0.53
S6045	1640	8.45	0.96
S6065	1170	17.8	1.41

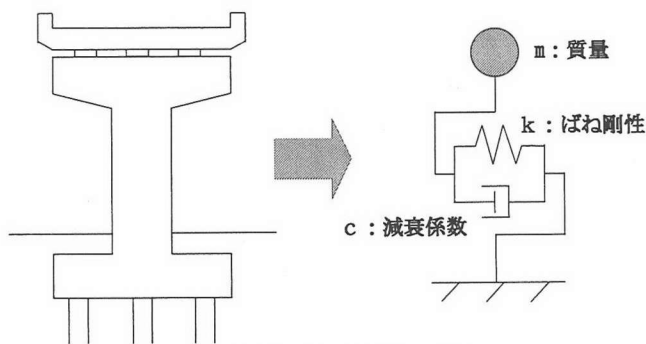


図-1 解析対象と解析モデル

## 2.2 入力地震動

同一の設計応答スペクトルを有する複数の模擬地震波を、以下の手法により作成した。すなわち、道路橋示方書・V耐震設計編<sup>9)</sup>に示されるタイプIレベル2(II種地盤)地震の応答スペクトル(図-3参照)をターゲットとし、図-4に示すJennings型の包絡曲線<sup>17)</sup>になるよう、正弦波

合成法を用いて作成した<sup>18)</sup>。この際、位相特性を乱数として与え、初期位相の値を変化させることで100波の模擬地震波を作成した。

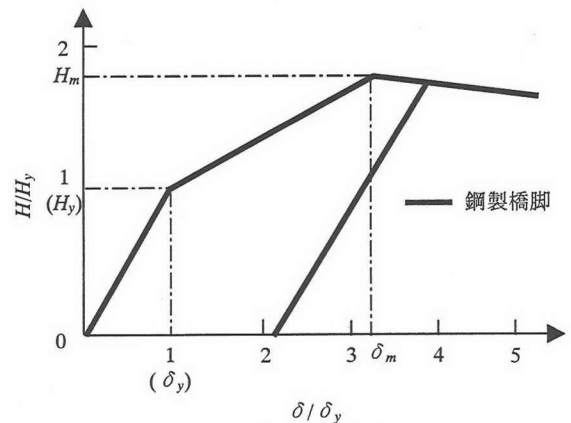


図-2 復元力特性

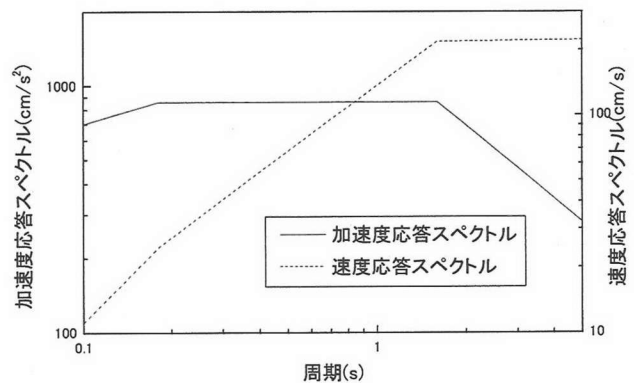


図-3 道路橋示方書設計スペクトル

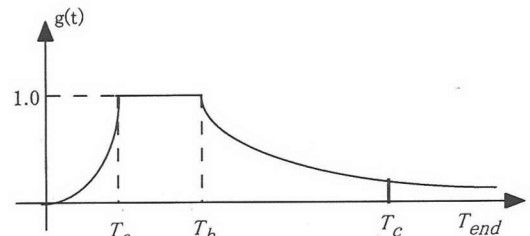


図-4 Jennings型包絡曲線

近年、位相に関して精力的に研究が行われており<sup>11)~14)</sup>、加速度時刻歴の包絡曲線と位相差分スペクトル形状が類似していること等が明らかになっている。しかしながら、模擬地震波作成に用いるべき、標準的な位相特性は、未だ十分に明らかにされたとは言えない。

一方、簡便な手法として位相特性を乱数で与える方法があるが、この手法は一般的にターゲットスペクトルへの収束性が劣ると言われている<sup>18)</sup>。しかし、十分に収束計算を実行すれば、得られた結果は位相差分スペクトル形状を考慮した手法に近い結果が得られることも報告されている<sup>18)</sup>。

そこで本研究では、簡便性を重視し、位相特性を乱数で与え、Jennings型包絡曲線<sup>17)</sup>に包絡させるものとした。図-4の $0 \sim T_a$ 間は放物線曲線を、 $T_b \sim T_c$ 間は指数関数型曲線を表している。

継続時間に関しては、タイプ I レベル 2 地震を、マグニチュード 8 クラスの海洋型地震と考え、表-2のように設定した<sup>18)</sup>。

表-2 継続時間 (単位: 秒)

$T_a$	$T_b$	$T_c$	$T_{end}$
4.0	25.0	50.0	80.0

地震波の位相特性が動的応答に与える影響を、定量的に精度良く検討するためには、できるだけたくさんの模擬地震波を用いて検討するほうが良いと考えられる。しかしながら、解析対象となる橋脚も複数有り、検討に用いることのできる数には限度がある。

そこで、100波による検討で十分かどうかを確かめるため、1モデルのみに対して予備検討を行った。すなわち、500波による解析を実行し、100波の母集団を5グループ作成した。これらのグループ間の有意差を検討し、最大応答変位の変動係数で2~3%程度のばらつきであったため、100波による検討で十分と判断した。

現在、土木分野における耐震設計基準の多くは、地震荷重を加速度応答スペクトルにより規定している。しかしながら、地震波の最大加速度は必ずしも構造物の動的応答と相関性が高いわけではない<sup>19)</sup>。そこで本研究では、加速度応答とスペクトルと速度応答スペクトルの両者をターゲットスペクトルとして模擬地震波を作成し、これらの模擬地震波による動的応答の変動性の差異についても検討した。

作成した模擬地震波の加速度応答スペクトルを図-5、および図-6に示す。図-5は加速度応答スペクトルをターゲットとした場合、図-6は速度応答スペクトルをターゲットとして模擬地震波を作成した場合を示す。

図中、左縦軸は加速度応答スペクトルを、右縦軸は変動係数を表している。100波の応答スペクトルの平均値を実線で、平均値±標準偏差を1点鎖線で示している。さらに、変動係数を破線で表している。

図-5および図-6から、加速度応答スペクトルおよび速度応答スペクトルをターゲットとした場合のどちらにおいても、平均値はターゲットとした応答スペクトルとほとんど一致しており、全体的にターゲットスペクトルに良く収束していると言える。したがって、本研究では、これら100波の模擬地震波を、同一の設計スペクトルを有している地震波として取り扱うこととした。

加速度応答スペクトルをターゲットとした場合、作成された地震波の応答スペクトルはターゲットスペクトルに対して、0.02~0.07(2~7%)程度の変動係数を有している。一方、速度応答スペクトルをターゲットとした場

合、加速度応答をターゲットとした場合より変動係数は若干大きく、0.06~0.12(6~12%)程度となっていることが分かる。

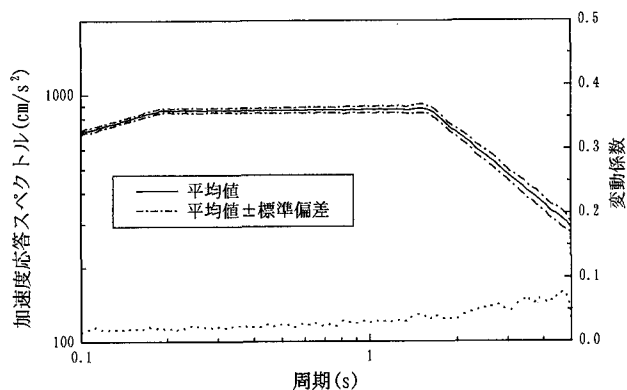


図-5 加速度応答スペクトル

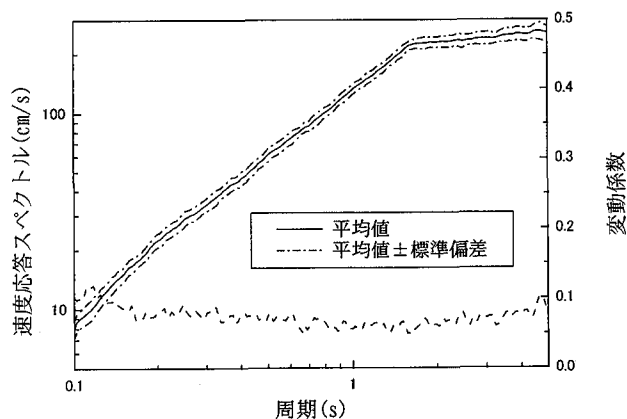


図-6 速度応答スペクトル

### 3. 解析結果と考察

#### 3.1 最大応答変位に与える影響

2.2で作成した同一応答スペクトルを有する模擬地震波100波を入力として、鋼製橋脚の弾塑性動的応答の変動性を検討した。ここでは、動的応答値として、耐震設計において重要な照査項目である最大応答変位  $\delta_{max}$  に着目して検討した。

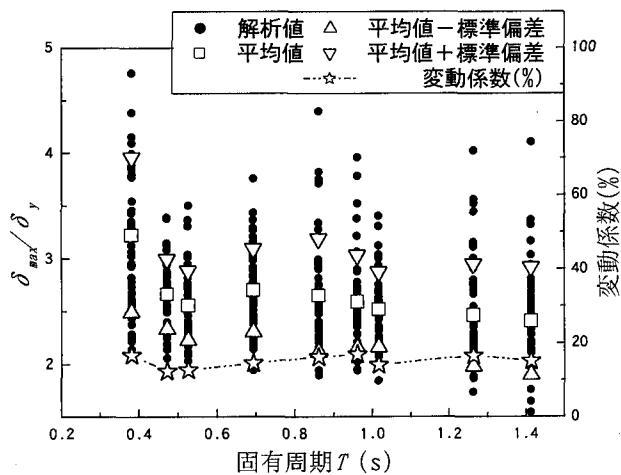
図-7に、最大応答変位の変動性を示す。図-7(a)は加速度応答スペクトルをターゲットとした場合の結果を、図-7(b)は速度応答スペクトルをターゲットとした場合の結果を示している。図中、●は100波によるそれぞれの解析値を、□は100波の平均値を、△と▽で平均値±標準偏差を示している。また、破線で変動係数の値を示している。

図-7より、加速度応答スペクトルと速度応答スペクトルをターゲットとして求めた各100波の地震波において、最大応答変位の分布性状や最大応答変位の平均値や変動

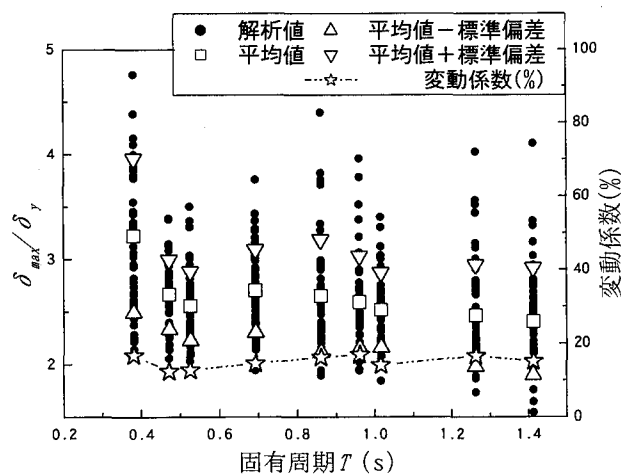
係数の差異はほとんど見られないことが分かる。最大応答変位の平均値は、降伏変位の1.5~4.8倍程度に、変動係数は15~18%程度となっている。

入力地震動100波の応答スペクトルのばらつきは加速度応答で2~7%程度、速度応答で6~12%程度であったのに対し、最大応答変位は15~18%程度のばらつきを有している。したがって、最大応答変位のばらつきは、入力地震波のばらつきの2~7倍程度に増幅されていることが分かる。

また、解析に用いた模擬地震波100波は、速度応答スペクトルをターゲットとした場合の方が、加速度応答スペクトルをターゲットとした場合よりもばらつきが2倍程度大きかった。これを逆に考えると、同程度のばらつきを有した模擬地震波群の場合、速度応答スペクトルを地震動指標として用いた方が、弾塑性動的応答を精度良く評価できる可能性があるとも考えられる。



(a) 加速度応答スペクトルをターゲット



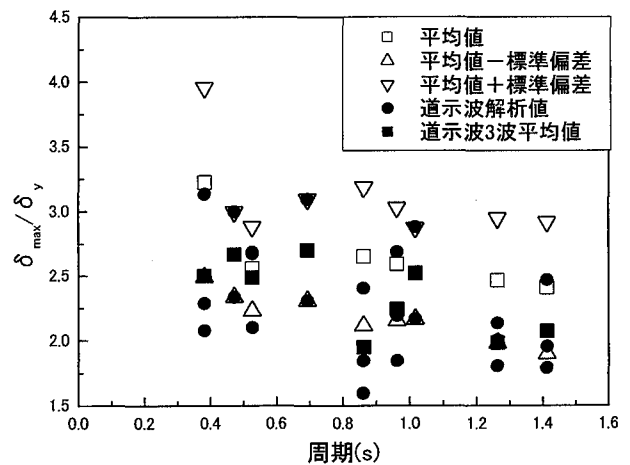
(b) 速度応答スペクトルをターゲット

図-7 最大応答変位の変動性

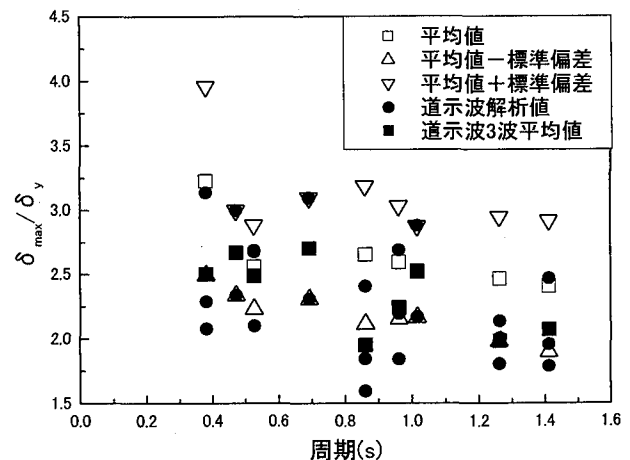
R C橋脚に対する同様の検討を行った文献(8)の結果と比較すると、R C橋脚は23%程度の変動係数であり、鋼製橋脚は15~18%程度であるから、鋼製橋脚の方が約30%

程度小さくなっている。これは、鋼製橋脚とR C橋脚の復元力特性の差異から生じていると考えられる。すなわち、鋼製橋脚よりもR C橋脚は、降伏以降の第2勾配の傾きが小さいため、また、除荷剛性が小さくエネルギー吸収能力も少ないため、荷重の小さい変動に対しても応答変位が大きく変動する傾向を有しているためであると考えられる。

つぎに、道示波3波による最大応答変位と、模擬地震波100波による最大応答変位を比較検討した結果を図-8に示す。図中、□は100波の平均値を、△と▽で平均値±標準偏差を、●で道示波による解析値を、■で道示波3波の平均値を表している。



(a) 加速度応答スペクトルをターゲット



(b) 速度応答スペクトルをターゲット

図-8 最大応答変位の変動性(道示波との比較検討)

図-8から、固有周期0.47秒、0.52秒、1.02秒の橋脚は、100波による平均値と道示波3波による平均値はほぼ一致している。しかしながら、他の橋脚では、道示波の平均値の方が、100による平均値よりも小さい橋脚が多い傾向を示している。特に、固有周期0.38秒、0.86秒、1.02秒の橋脚では、道示波3波の平均値は100波による応答の平均値-標準偏差とほぼ等しいか、それよりも小さく

なっており、危険側の評価となっていることが分かる。

また、道示波3波の最大応答変位の中には、模擬地震波100波の最大応答変位の平均値－標準偏差よりも小さいものも存在する。したがって、道示波3波のみによる評価では、地震動の非定常性による動的応答の変動性を十分に考慮できていない場合もあるといえる。

## 3.2 設計法への展開

### (1) 静的設計への適用

1次モードが卓越するような、動的挙動の複雑でない構造物に対して、時刻歴応答解析による詳細な動的設計を行うことは、設計時間や設計コストの面から、必ずしも得策とは限らない。また、動的挙動が複雑な構造物においても、初期設計の段階では簡便に動的挙動を推定できることが望ましい。

したがって、地震波の周期特性や非定常性の影響をできるだけ正確に考慮することのできる、簡便で高精度な評価式を用いて動的挙動を推定することが重要となる。

著者らは上記の観点から、地震波の周期特性を考慮した最大応答変位の推定式を文献2)で提案している。ただし、この提案式では地震波の非定常性による影響を考慮していない。そこで、地震波の非定常性が最大応答変位に与える影響を、非定常係数  $\gamma_{n-sta}$  として考慮し、以下の式で算定するものとした。

$$\delta_{design} = \gamma_{n-sta} \cdot \frac{T_{eq}}{2\pi} SI_{np} \quad (1)$$

ここに、 $\delta_{design}$  : 最大応答変位の設計値、

$\gamma_{n-sta}$  : 非定常係数、

$T_{eq}$  : 等価周期、

$SI_{np}$  : 固有周期依存型SI<sup>2)</sup>。

本検討結果からは、平均値±標準偏差の変動を考慮し、鋼製橋脚に対する非定常係数として1.15を採用すればよいと考えられる。ただし、実際の設計に適用するためには、実地震波等も含めた、より多数の地震波による検討の必要性が残されている。

### (2) 動的設計への適用

動的挙動の複雑な構造物に対しては、時刻歴応答解析による動的設計が重要となる。しかしながら、時刻歴応答解析結果は、入力地震波の非定常性の影響を強く受け、同一の設計スペクトルを有している地震波間の結果は通常異なる。本検討でも、最大応答変位は15～18%程度の変動係数を有していた。

したがって、複数の地震波による時刻歴応答解析により、構造物の動的挙動を評価することが望ましい。複数の地震波による検討が困難な場合は、最大応答変位が15～18%程度の変動性があることを、設計者は考慮する必要がある。

ここで、地震波の非定常性を考慮するためには、複数の地震波として何波程度採用すればよいかについて考察してみる。道路橋示方書<sup>8)</sup>によれば標準3波による応答結果の平均で評価することを、米国FEMA<sup>9)</sup>によれば、3波による検討では3つの応答結果の最大応答で、7波による検討では7つの応答結果の平均応答により、動的挙動を評価することを提案している。

3.1による検討結果からは、3波による平均応答では過小評価する危険性があるといえる。また、図-8を再度検討すると、3波による最大応答は100波による平均値に等しいかそれ以下の値となっている。したがって、3波の中の最大応答で評価すると、過小評価する危険性は小さいといえる。

したがって、3波による検討では、3波による応答結果の平均で評価するよりも最大応答で評価する方が、合理性のあるものと考えられる。ただし、平均応答で評価するために必要な地震波の数は、今回の検討結果からでは判断を下すことはできない。

## 4. 結論

地震波の非定常性が、構造物の弾塑性動的応答に与える影響を解析的に検討した。以下に得られた結論を記す。

- (1) 鋼製橋脚の場合、道路橋示方書タイプIレベル2相当の設計スペクトルを有し、位相特性の異なる模擬地震波100波による最大応答変位は、15～18%程度変動することが分かった。
- (2) 最大応答変位の変動性状において、加速度応答スペクトルと速度応答スペクトルとの間に大きな差異は見られなかったが、速度応答スペクトルにより地震荷重を規定する方が合理性のある可能性を考察した。
- (3) 現在用いられている道路橋示方書・V耐震設計編の標準波3波による平均応答は、今回検討した100波の平均値とは必ずしも等しい値とならず、危険側の評価となる場合が存在することを示した。道示波3波による評価では、地震波の非定常性の影響を十分に考慮できていない場合もあると考えられる。
- (4) 地震波の非定常性による弾塑性動的挙動の変動性を、非定常係数として考慮した最大応答変位の設計式を提案した。また、動的設計において非定常性の影響を考慮するためには、同一設計スペクトルを有する地震波3波による検討では、3波の応答結果の最大応答で評価すればよいと考えられる。

## 参考文献

- 1) 土木学会構造工学委員会・構造設計国際標準研究小委員会：国際標準に基づく構造物の設計法，構造工学シリーズNo.18，土木学会，2000。

- 2) (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.
- 3) 北原武嗣, 伊藤義人：固有周期依存形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.653-662, 2000.
- 4) Miranda, E.: *Nonlinear Response Spectra for Earthquake Resistant Design, Proceedings of 10th WCEE*, 1992.
- 5) 木村正彦：入力加速度波形の初期位相が履歴非線形系の非対称応答に及ぼす影響, 日本建築学会構造系論文集, 第388号, pp.28-33, 1988.
- 6) 杉浦邦征, 渡邊英一, 山口達也：模擬地震動による一質点弾塑性系の応答性状と保有水平耐力照査法に関する一考察, 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論文集, pp.41-48, 1998.
- 7) 中山隆弘, 藤原豪紀, 長谷川賢治, 児玉明日香, 竹本康弘：地震動および材料強度の不確実性を考慮した既設橋梁の耐震信頼性に関する一考察, JCOSSAR2000論文集, pp.197-204, 2000.
- 8) 北原武嗣, 伊藤義人：同一応答スペクトルを有する模擬地震波群による弾塑性応答の変動性に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.1237-1242, 2001.
- 9) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 1996.
- 10) Federal Emergency Management Agency: *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA356*, 2000.
- 11) 和泉正哲, 勝倉裕：地震動の位相情報に関する基礎的研究, 日本建築学会論文報告集, 第327号, pp.20-28, 1983.
- 12) 佐藤智美, 佐藤俊明, 植竹富一, 菅原良次：群遅延時間を用いたやや長周期地震動の経時特性評価のための基礎的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第480号, pp.57-65, 1996.
- 13) 佐藤忠信, 室野剛隆, 西村昭彦：観測波に基づく地震動の位相スペクトルのモデル化, 土木学会論文集, No.640/I-50, pp.119-130, 2000.
- 14) 藤原豪紀, 中山隆弘：位相の非正常性を考慮した地震動シミュレーション法の開発, 土木学会論文集, No.661/I-53, pp.119-132, 2000.
- 15) 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.
- 16) 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.
- 17) Jennings, P. C., Housner, G. W. and Tsai, N. C.: *Simulated Earthquake Motions for Design Purpose, Proc. of 4th WCEE*, 1969.
- 18) 大崎順彦：新・地震動のスペクトル解析入門, 鹿島出版会1994.
- 19) 例えば, 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.

(2001年12月7日受付)

## MAXIMUM RESPONSES OF STEEL BRIDGE PIERS SUBJECTED TO SEISMIC WAVES WITH THE SAME RESPONSE SPECTRUM

Takeshi KITAHARA and Yoshito ITOH

In the seismic design of the civil engineering fields of Japan, the earthquake loads are usually specified by the elastic acceleration response spectrum. However, the non-stationary phase characteristics of seismic waves strongly affect the nonlinear response of structures so that elasto-plastic responses of the structure subjected to different seismic waves with the same response spectrum are not the same. Therefore, it is very important to investigate the variation of the nonlinear responses using a number of seismic waves with the same response spectrum. In this study, the variation of elasto-plastic maximum response displacements of steel piers using a number of seismic waves with the same response spectrum is investigated quantitatively. Consequently, it is clarified that the coefficient of variance is from 15 to 18 % for the maximum response displacements using type I level 2 earthquake motions.