

論文 同一設計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

北原武嗣*1・伊藤義人*2

要旨: 現行の耐震設計では、地震荷重を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、同一の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動的応答は、一般的に異なることが知られている。したがって、地震波の非定常性が弾塑性動的応答に与える影響を定量的に把握することは重要な課題となる。本論文ではRC橋脚を対象とし、同一の設計スペクトルを有し位相特性の異なる模擬地震波を入力とした地震応答解析を行った。解析結果から、地震波の非定常性が最大応答変位に与える影響を明らかにした。

キーワード: 最大応答変位、非定常性、位相特性、応答スペクトル、変動

1. はじめに

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¹⁾。この手法を用いることにより、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^{2)~6)}。この影響を考慮するため、道路橋示方書・V耐震設計編⁷⁾では、各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。

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明確ではない。したがって、同一の弾性応答スペクトルを有する地震波群による弾塑性応答の変動性を把握することは、耐

震設計においては重要な課題であると考えられる。ここでは、地震波の非定常性として、位相特性^{8)~11)}による影響を検討するものとした。

この際、応答スペクトルとして、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、構造物の弾塑性動的応答に与える影響の差異を考察するものとした。

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の震度法により一次設計された、単柱形式のRC橋脚5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 δ_y 、および固有周期を示す。

単柱形式の橋脚を1質点のばね-質点系モデル化し、基礎固定として解析を行った。また、復元力特性としては、RC構造部の設計によく用いられている劣化型トリリニア(武田)モデルを用いた。減衰定数は5%とし、線形加速度法により時刻歴応答解析を行った。

*1 群馬工業高等専門学校講師 環境都市工学科 博(工) (正会員)

*2 名古屋大学教授 理工科学総合研究センター 工博

表-1 対象橋脚の諸元

名称	H_y (kN)	δ_y (cm)	固有周期 T (s)
RC38	5570	4.23	0.38
RC44	5490	4.12	0.44
RC56	1490	3.88	0.56
RC61	1450	3.92	0.61
RC71	1380	3.27	0.71

2.2 入力地震動

地震動評価手法には、断層運動をモデル化しグリーン関数を用いて示す理論的手法と、これまでに観測した強震記録からの統計的性質を利用する経験的手法、およびその中間に位置する半経験的手法とがある¹⁴⁾。理論的手法により評価するのが最も合理的であると考えられるが、本研究は、地震動の発生メカニズムそのものを検討するのではなく、あくまでも構造物の設計に用いる入力地震動を評価するものであるため、より実用的な手法である経験的手法を用いるものとした。

同一の設計応答スペクトルを有する模擬地震波群として、図-1に示す道路橋示方書・V耐震設計編⁷⁾のタイプIレベル2(Ⅱ種地盤)の応答スペクトルをターゲットとした模擬地震波を100波作成した。図-1において、実線は加速度応答スペクトルを、点線は速度応答スペクトルを表している。模擬地震波は、図-2に示すJennings型の包絡曲線¹⁵⁾になるように、正弦波合成法によって作成した¹⁶⁾。位相特性は乱数として与え、初期位相の値を変化させて100波作成した。

位相に関しては近年精力的に研究が行われ^{8)~11)}、位相差分スペクトルが加速度時刻歴の包絡曲線の形状に類似していること等が明らかになってきてはいる¹⁶⁾。しかし、模擬地震波作成に用いるべき標準的な位相特性は明らかにされたとは言い難い。そこで本章では、実用性の観点から位相を乱数とし、Jennings型の包絡曲線を用いるものとした。図-2において0～ T_a 間は放物線、 T_b ～ T_c 間は指数関数型の曲線で表される。非定常性として、位相差による検

討を行う際には、一般的な海洋型地震を対象とし、継続時間を表-2のように設定した。

地震動の位相特性が動的応答に与える影響を検討する際に、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。ここでは、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、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。

地震動の位相特性が動的応答に与える影響を、精度良く定量的に検討するためには、より多数の波による検討を行う必要があると考える。

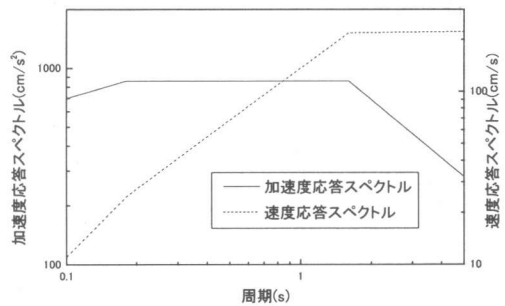


図-1 道路橋示方書設計スペクトル

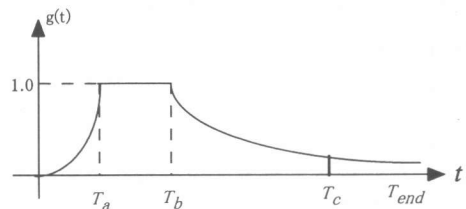


図-2 Jennings型包絡関数

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

地震荷重の規定方法として、加速度応答スペクトルと速度応答スペクトルのどちらが優れているかを検討するため、模擬地震波を作成する際、ターゲットスペクトルとして加速

度応答スペクトルと速度応答スペクトルを考慮した。

加速度応答スペクトルをターゲットとして作成した模擬地震は100波の加速度応答スペクトルを図-3に、速度応答スペクトルをターゲットとして作成した模擬地震波の速度応答スペクトルを図-4に示す。図-3、図-4は100波の統計値を示している。左縦軸は応答スペクトルを、右縦軸は変動係数を表している。また、実線は100波の応答スペクトルの平均値を、1点鎖線で平均値±標準偏差を、破線で変動係数を表している。

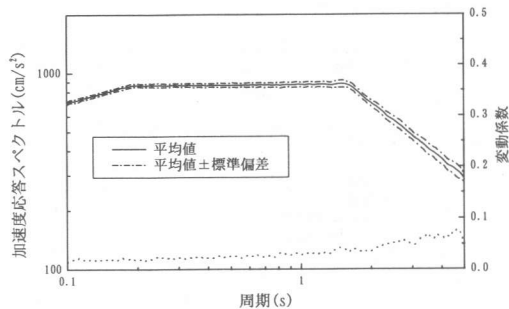


図-3 加速度応答スペクトル

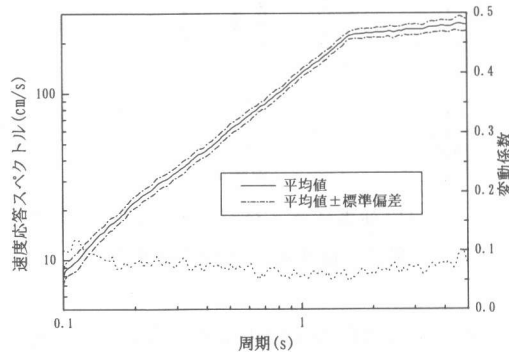


図-4 速度応答スペクトル

図-3から、加速度応答スペクトルをターゲットとした場合、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いる。また、変動係数は周期2,3秒以下では0.02～0.04と十分に小さい。周期2,3秒以上の範囲においてややばらつきが大きく変動係数が0.05を越えているが、全体的にはターゲットスペ

クトルに良く収束していると言える。

図-4から、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0.08程度となっていることが分かる。しかしながら、全体的には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、本章では、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する。

つぎに、加速度応答スペクトルをターゲットとして作成した模擬地震波100波に関して、時刻歴における最大加速度と最大速度のヒストグラムを図-5、図-6に示す。これらの図より最大加速度は375～545 cm/s^2 程度、最大速度は75～125 cm/s 程度の範囲で分布していることが分かる。また、最大加速度と最大速度の平均値、標準偏差および変動係数を表-3に示す。表-3より、最大加速度は0.082、最大速度は0.094の変動係数を有していることが分かる。

表-3 最大加速度、速度の統計値

	平均値	標準偏差	変動係数
最大加速度	427.4 (cm/s^2)	35.2 (cm/s^2)	0.082
最大速度	96.4 (cm/s)	9.08 (cm/s)	0.094

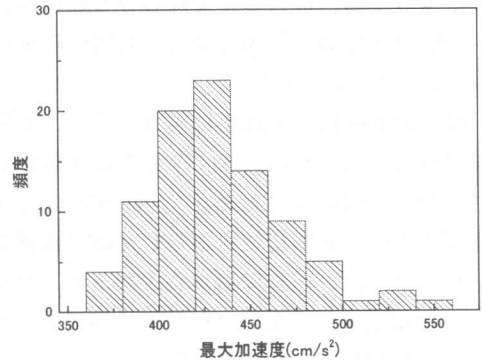


図-5 最大加速度分布

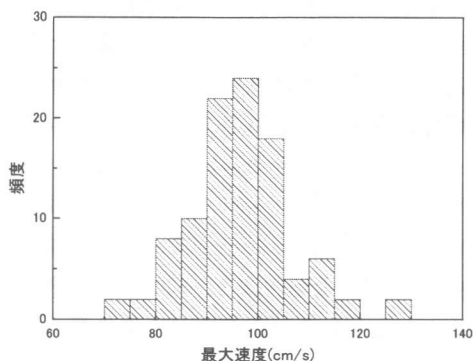


図-6 最大速度分布

3. 解析結果と考察

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、RC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に着目して検討した。

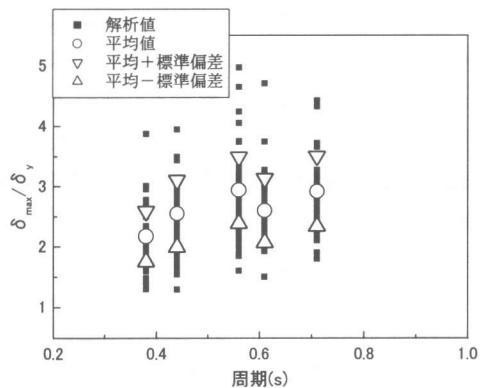
表-4および図-7に、最大応答変位の変動性を示す。表-4、図-7ともに(a)は加速度応答スペクトルをターゲットとした場合の結果を、(b)は速度応答スペクトルをターゲットとした場合の結果を示している。図-7では、■は100波による解析値を、○は100波の平均値を、△と▽で平均値±標準偏差を示している。

これらの図表から、加速度応答スペクトル、速度応答スペクトルのどちらをターゲットとした場合でも、最大応答変位の分布性状や、平均値および標準偏差はほとんど同じ結果となっていることが分かる。

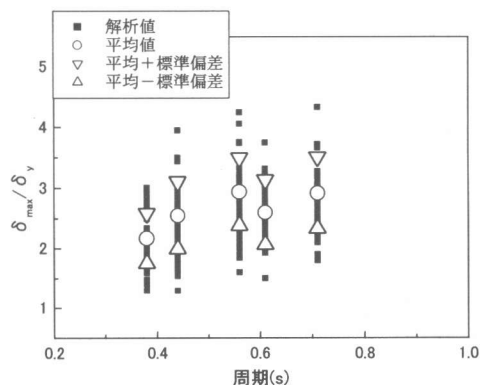
最大応答変位の平均値に着目すると、長周期になるにしたがいが大きくなることが分かる。これは、図-1に示したターゲット速度応答スペクトルが、本解析で対象とした固有周期領域においては、固有周期が長くなるにしたがい、速度応答が大きくなっていく形状を有しているためである。

最大応答変位を降伏変位で除した値の平均値は、最大で3.11、最小で2.12となっており、

約1.5倍程度の差が生じている。これは、本解析で対象としたRC橋脚が、設計時に持っている余裕度（同一の荷重に対する期待応答変位）にばらつきが大きかったためであると考えられる。



(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

また、最大応答変位の変動係数は、22.6%～24.6%の範囲に分布しており、橋脚の固有周期に依存せずほぼ一定の値となっていることが分かる。今回検討した模擬地震波100波は、加速度応答スペクトルをターゲットとした場合、各周期における加速度応答の変動係数が2～4%程度、速度応答スペクトルをターゲットとした場合では8%程度しかなかったのに対し、弾塑性最大応答変位では、23%程度の変動性を有し、5倍から3倍程度にばらつきが増幅される

ことが分かる。ただし、ここで示した変動係数は、道路橋示方書タイプⅠレベル2相当の地震波に対する値である。入力地震動のレベルが異なり、構造物の応答塑性率が異なれば変動係数も変化する可能性があると考えられる。

今回用いた模擬地震波では、速度応答スペクトルをターゲットとした場合の模擬地震波のばらつき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若干大きかった。これを逆に考えると、同程度のばらつきを有している場合、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。

表-4 最大応答変位の変動性

(a) 加速度応答スペクトルをターゲット

固有周期 (s)	平均	標準偏差	変動係数 (%)
0.38	2.12	0.48	22.8
0.44	2.45	0.64	26.2
0.56	2.98	0.73	24.6
0.61	2.61	0.59	22.6
0.71	3.11	0.72	23.2

(b) 速度応答スペクトルをターゲット

固有周期 (s)	平均	標準偏差	変動係数 (%)
0.38	2.11	0.47	22.7
0.44	2.45	0.65	26.3
0.56	2.99	0.72	24.5
0.61	2.60	0.60	22.7
0.71	3.12	0.71	23.1

つぎに、道路橋示方書・Ⅴ耐震設計編⁷⁾の標準3波(道示波と略称)による応答の位置づけを検討するため、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とを比較した。図-8に加速度応答スペクトルをターゲットとした場合の検討結果を示す。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。

図-8より、周期0.44秒の橋脚では、100波による平均値と道示波3波の平均値はほぼ一致し

ているが、他の橋脚では必ずしも一致していない。特に、周期0.38秒や0.71秒の橋脚では、道示波3波の平均値は100波による平均値－標準偏差がほぼ一致しており、道示波3波による平均ではかなり危険側の評価となっていると考えられる。また、道示波による最大応答変位は模擬地震波100波による最大応答変位の平均値－標準偏差より小さい場合もある。

したがって、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していない場合もあると考えられる。動的解析により耐震性能を評価する場合、より多くの地震波により評価することが望ましいと考えられる。

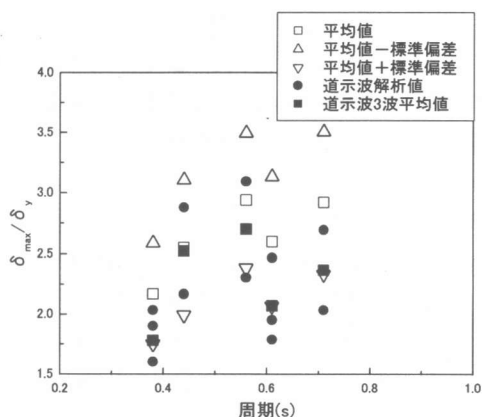


図-8 最大応答変位の変動性
(道示波による検討)

4. 結論

地震波の非定常性と構造特性のばらつきが、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) 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波による動的応答は、RC橋脚では23%程度変動することが分かった。
- (2) ターゲットとして速度応答スペクトルを用いた場合、各周期の速度応答は8%程度ばらついているのに対し、加速度応答スペクトルをターゲットとした場合、各周期の加速度応答は2～4%程度のばらついていた。し

かしながら、これらの地震波に対する最大応答変位の変動係数は、ほとんど同じ値であった。したがって、速度応答スペクトルと加速度応答スペクトルのばらつきが同程度である場合、最大応答変位の変動は速度応答スペクトルをターゲットとした場合の方が小さいと考えられる。

- (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。また、模擬地震波100波の平均値－標準偏差よりも小さい応答値となる場合も存在することを示した。すなわち、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していない場合もあると考えられる。

参考文献

- 1) 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, 2000.3
- 2) Miranda, E.: Nonlinear Response Spectra for Earthquake Resistant Design, *Proceedings of 10th WCEE*, 1992.7
- 3) 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
- 4) 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, 1998.11
- 5) 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による弾塑性応答の変動性, 第55回土木学会年次学術講演会概要集第I部門(B), pp.370-371, 2000.9
- 6) 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, 2000.11
- 7) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 1996.12
- 8) 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, 1983.5
- 9) 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, 1996.2
- 10) 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, 2000.1
- 11) 藤原豪紀, 中山隆弘: 位相の非定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, 2000.10
- 12) 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, 1952.6
- 13) Housner, G. W.: Intensity of Earthquake Ground Shaking near the Causative Fault, *Proc. of 3rd. WCEE*, pp.94-115, 1965.1-2
- 14) 理論地震動研究会: 地震動-その合成と波形処理-, 鹿島出版会, 1994.2
- 15) Jennings, P. C., Housner, G. W. and Tsai, N. C.: Simulated earthquake motions for design purpose, *Proc. of 4th WCEE*, 1969.1
- 16) 大崎順彦: 新・地震動のスペクトル解析入門, 鹿島出版会, 1994.5