

時刻歴応答解析に用いる入力地震動の数と非線形応答値のばらつき

Effect of Number of Input Motion Employed for Time-history Seismic Response Analyses on Variation of Inelastic Response

星隈順一*, 運上茂樹**

Jun-ichi Hoshikuma, Shigeki Unjoh

*博(工), 独立行政法人土木研究所耐震研究グループ, 主任研究員 (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

** 工博, 独立行政法人土木研究所耐震研究グループ, 上席研究員 (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

This paper presents effects of the phase properties of input motion on inelastic response of reinforced concrete bridge columns. A number of spectrum-compatible input motions were produced based on observation records in past moderate/major earthquakes. It was found that there are no remarkable trends in the relation between the inclination of group-delay-time and the peak response displacement of columns. Furthermore the effect of number of input motion employed for time-history inelastic response analysis on variation of mean peak response displacement was discussed. Statistical studies showed that a coefficient of variation for the mean peak response displacement reached as much as 10% when three input motions were selected for the time-history inelastic response analyses.

Key Words: time-history response analyses, input motions, phase, bridges, inelastic response, variation

キーワード: 非線形時刻歴応答解析, 入力地震動, 位相特性, 橋梁, 非線形応答, ばらつき

1. はじめに

近年、解析技術の進展により、橋の耐震設計では非線形時刻歴応答解析が積極的に活用されるようになってきた。従来の橋の耐震設計では、エネルギー一定則を適用して橋に生じる非線形応答を簡易的に推定することが多かったが、当然のことながら非線形時刻歴応答解析によって求めた非線形応答値の方がその推定精度がよく、また複雑な構造の橋に対しても適用でき汎用性も広い。その一方で、レベル2地震動に対しては、一般に橋脚に塑性化を考慮するため、橋脚の非線形応答は入力地震動の非定常性の影響を大きく受けることになる。すなわち、同一の加速度応答スペクトル特性を有する入力地震動であっても、位相特性が異なれば、非線形時刻歴応答解析の結果は有意に変わってくることになる^{1),2),3),4),5)}。橋の耐震設計において、その建設地点に生じるレベル2地震動を特定できる場合には、その地震動を用いて耐震設計をすればよいが、それができない場合には、一般に、同一の加速度応答スペクトル特性を有するが位相特性の異なる複数の地震動に対する非線形時刻歴応答解析の結果をもとに、耐震設計用としての地震応答値を評価する方法が用いられる。

このような地震動の位相特性による非線形応答のばらつきを考慮するため、例えば我が国の道路橋では、耐震設計に用いる入力地震動として3波形程度を選定し、それぞれの波形に対する応答値の平均値を耐震設計に用い

る応答値として扱うことになっている⁶⁾。一方、米国では、AASHTOが定める道路橋設計基準において、設計対象とする橋の架橋地点における地震動が特定できない場合には設計スペクトルにフィッティングさせた5波の時刻歴加速度波形を用いて耐震設計することが規定されている⁷⁾。また、カリフォルニア州における橋の耐震設計においては、設計加速度応答スペクトルにフィッティングさせた3波の時刻歴加速度波形を用いて解析を行い、そのうちの最大の応答値を設計に用いる応答値とするか、もしくは、設計スペクトルにフィッティングさせた7波の時刻歴加速度波形を用いて解析を行い、それらの応答値の平均値を設計に用いる応答値とすることが示されている⁸⁾。欧州の耐震設計基準であるEurocode8では、10波以上の時刻歴加速度波形を用いるのであれば、その平均値を設計用の応答値としてよく、波形の数がこれよりも少ない場合には、その応答値の平均値をさらに上方に補正して用いることになっている⁹⁾。さらに、ニュージーランドの道路橋の設計基準では、少なくとも3波の時刻歴加速度波形で解析を行い、その最大の応答値を設計に用いることになっている¹⁰⁾。

このように、部材の塑性化を考慮した橋の耐震設計を非線形時刻歴応答解析により行う場合には、設計加速度応答スペクトルにフィッティングさせた複数の入力地震動が用いられ、その結果の最大値もしくは平均値が設計用の応答値として扱われている。しかしながら、用いる入力地震動の数や設計用応答値の評価の手法は、それぞ

れの基準でまちまちであり、また、その根拠は明確にはされていない。これらは、本来地震動の位相特性のばらつきと非線形応答のばらつきとの関係に基づく問題であり、耐震設計において考慮した入力地震動の数が多ければ多いほど、それだけ非線形応答の評価値に対する信頼性が高まることになる。

地震動の位相特性のばらつきが鉄筋コンクリート橋脚の最大応答変位に及ぼす影響については、北原ら³⁾や丸山ら⁵⁾によって検討された例がある。これらの研究では、位相特性を変化させた多数の入力地震動によって鉄筋コンクリート橋脚に生じる非線形応答のばらつきが検討されており、その変動係数は、北原らは約23%（固有周期0.38~0.71秒）、丸山らは20~45%（固有周期0.2~3.0秒）と報告している。これらの研究では、位相特性は乱数を用いてモデル化されており、これは位相特性を変化させた模擬地震動作成のための有効な手法の1つである。その一方で、構造物に大きな被害をもたらした地震を含め、これまでに国内外で多数の地震において強震記録が得られており、実際の地震動の位相特性とそのばらつきをより適切に考慮するという観点からは、これらの強震記録に含まれている位相特性に基づいて非線形応答のばらつきを検討しておくことが重要と考えられる。

そこで、本研究では、これまでに観測された多数の強震記録を基に1質点系構造に対する非線形時刻歴応答解析を行い、既往の強震記録に基づいた位相特性のばらつきと鉄筋コンクリート橋脚に生じる最大応答変位の関係について検討した。そして、耐震設計で考慮する入力地震動の数と設計に用いる最大応答変位の信頼性について考察を行った。

2. 解析対象とした振動系と入力地震動

2.1 解析モデル

解析対象としたのは1質点系にモデル化可能な降伏水平震度が0.4、0.6、0.8、1.0の鉄筋コンクリート橋脚である。橋脚の復元力特性は骨格曲線を弾塑性型としたTakedaモデル¹¹⁾（2次剛比=1.0×10⁻⁵、除荷剛性低下係数=0.5）によりモデル化した。ここで、質点の重量は1.0MNで一定とし、橋脚の1次剛性は、振動系の固有周期が0.1、0.2、0.3、0.4、0.5、0.7、1.0、1.2、1.5秒となるようにそれぞれ設定した。

2.2 解析に用いた入力地震動

解析に用いた入力地震動は、1963年以降に主として我が国で発生したマグニチュード6.4以上の29の地震により地盤上で観測された123成分の強震記録を、道路橋示方書⁶⁾に規定されるレベル2地震動の標準加速度応答スペクトルに適合するように振幅特性のみを調整して作成した。ここで、振幅調整は、0.1~10秒の周期帯域において誤差が10%以下となることを目標として行った。

ここで、対象とした29の地震には、1978年宮城県沖地震、1983年日本海中部地震、1993年釧路沖地震、1994年米国ノースリッジ地震、1994年北海道東方沖地震、1995年兵庫県南部地震、1999年台湾集集地震、2000年鳥取県西部地震、2001年芸予地震等が含まれており、地震のマグニチュードのヒストグラムは図-1に示すとおりである。これらの地震の震源深さはごく浅いものから最深で107kmまでの範囲にある。また、対象とした強震記録の最大水平加速度のヒストグラムは図-2のとおりである。これらの強震記録は、当該地震の発生メカニズムに応じてプレート境界付近の海洋型地震により生じた地震動（以下「タイプⅠ地震動」という）と内陸直下型地震により生じた地震動（以下「タイプⅡ地震動」という）の2種類に分類し、さらに当該強震記録が観測された地点の地盤条件（Ⅰ~Ⅲ種地盤）によって3つに分類した。その結果、本解析で作成した入力地震動の数は表-1のように整理される。

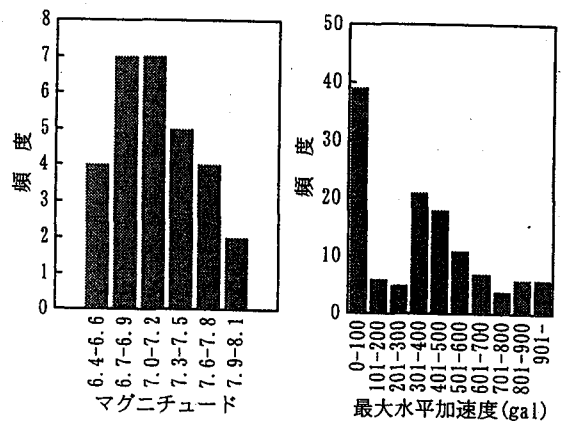


図-1 対象とした地震のマグニチュードのヒストグラム
図-2 対象とした強震記録の最大水平加速度のヒストグラム

表-1 解析に用いた入力地震動の数

	Ⅰ種地盤	Ⅱ種地盤	Ⅲ種地盤
タイプⅠ地震動	14	30	8
タイプⅡ地震動	28	21	22

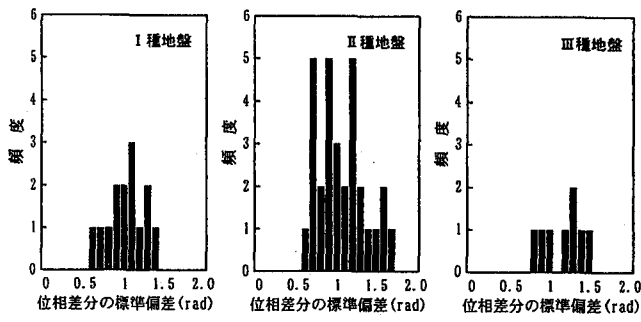
3. 入力地震動の位相特性

地震動の位相特性の表し方はいろいろ提案されているが、本検討では、本解析に用いた入力地震動の位相特性を位相差分（連続する位相角の差）の標準偏差¹²⁾ならびに群遅延時間平均の傾き^{2),4)}で整理した。まず、位相差分は式(1)により算出される。

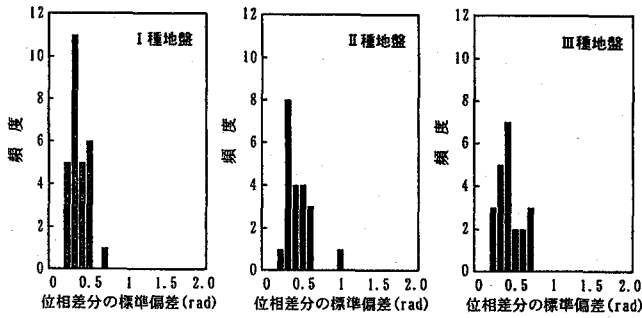
$$\Delta\phi_k = \phi_{k+1} - \phi_k \quad (1)$$

ここで、

$\Delta\phi_k$: k次の位相差分



(a)タイプ I 地震動



(b)タイプ II 地震動

図-3 入力地震動の位相差分の標準偏差

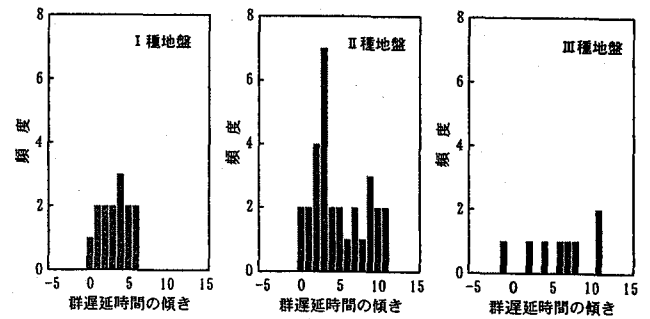
ϕ_k : k 次振動数の成分波のフーリエ位相角
($k=0, 1, 2, \dots, N/2-1$)

N : デジタルデータの数

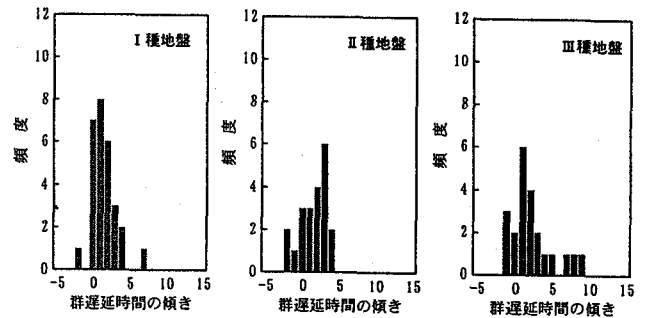
このようにして1つの地震動の継続時間において位相差分を全て計算すると、全ての位相差分に対する平均値とその標準偏差を求めることができる。これらの値は、それぞれ時刻歴波形の時間軸方向の重心と広がりに関する情報を提供しており、位相差分の標準偏差は、それが大きくなるにつれて主要動部分の継続時間が長くなることが報告されている²⁾。ただし、位相差分の標準偏差については、位相差分の符号や範囲の取り方によって標準偏差の値が変わってしまうことになる。そこで、岩崎らの研究¹²⁾を基に、標準偏差が最小となる幅 2π の区間によって標準偏差を算出した。このようにして求めた標準偏差が大きい場合、当該地震動には様々な位相差の振動成分が含まれていることを意味することになる。

図-3は、本解析に用いた入力地震動の位相差分の標準偏差を度数分布として示したものである。これより、位相差分の標準偏差はタイプ I 地震動で $0.5 \sim 1.5 \text{ rad}$ までの広範囲に分布しており、様々な位相特性の地震動が含まれていることを示している。また、タイプ II の地震動では位相差分の標準偏差が 0.5 rad 以下のものが多く、タイプ I 地震動と比較すると位相差分にばらつきが少ない。これは、タイプ II 地震動がタイプ I 地震動よりも主要動部分の継続時間が短く、大きな振幅が短時間に生じているためと考えられる。

一方、群遅延時間平均の傾きは、ここでは群遅延時間と周期の関係を最小自乗法によって式(2)で近似するこ



(a)タイプ I 地震動



(b)タイプ II 地震動

図-4 入力地震動の群遅延時間平均の傾き

とによって算出した⁴⁾。

$$t_{grk} = K_{igr} \cdot \log t_k + C \quad (2)$$

ここで、

t_{grk} : k 次の群遅延時間(sec)

t_k : k 次の周期(sec)

K_{igr} : 群遅延時間平均の傾き

C : 定数(sec)

本解析に用いた入力地震動の群遅延時間平均の傾きの度数分布は図-4に示すとおりである。特にタイプ II 地震動では、群遅延時間平均の傾きが 0 に近い地震動の数が多くなっている。

4. 入力地震動の位相特性と鉄筋コンクリート橋脚に生じる最大応答変位の関係

4.1 位相特性と最大応答変位の関係

入力地震動の位相特性と鉄筋コンクリート橋脚に生じる最大応答変位の関係を調べるために、代表的な橋の諸元である降伏水平震度が 0.6、固有周期が 1.0 秒の解析ケースを対象として解析結果を整理してみる。図-5は、当該解析ケースに対して用いた入力地震動の位相差分の標準偏差と最大応答変位の関係を示したものである。位相差分の標準偏差が小さいほど、短い時間に大きな振幅の加速度が集中していることを意味しているが、位相差分の標準偏差と橋脚に生じる最大応答変位の間には、タイプ I 地震動ならびにタイプ II 地震動ともに、特筆するような傾向は表れていない。

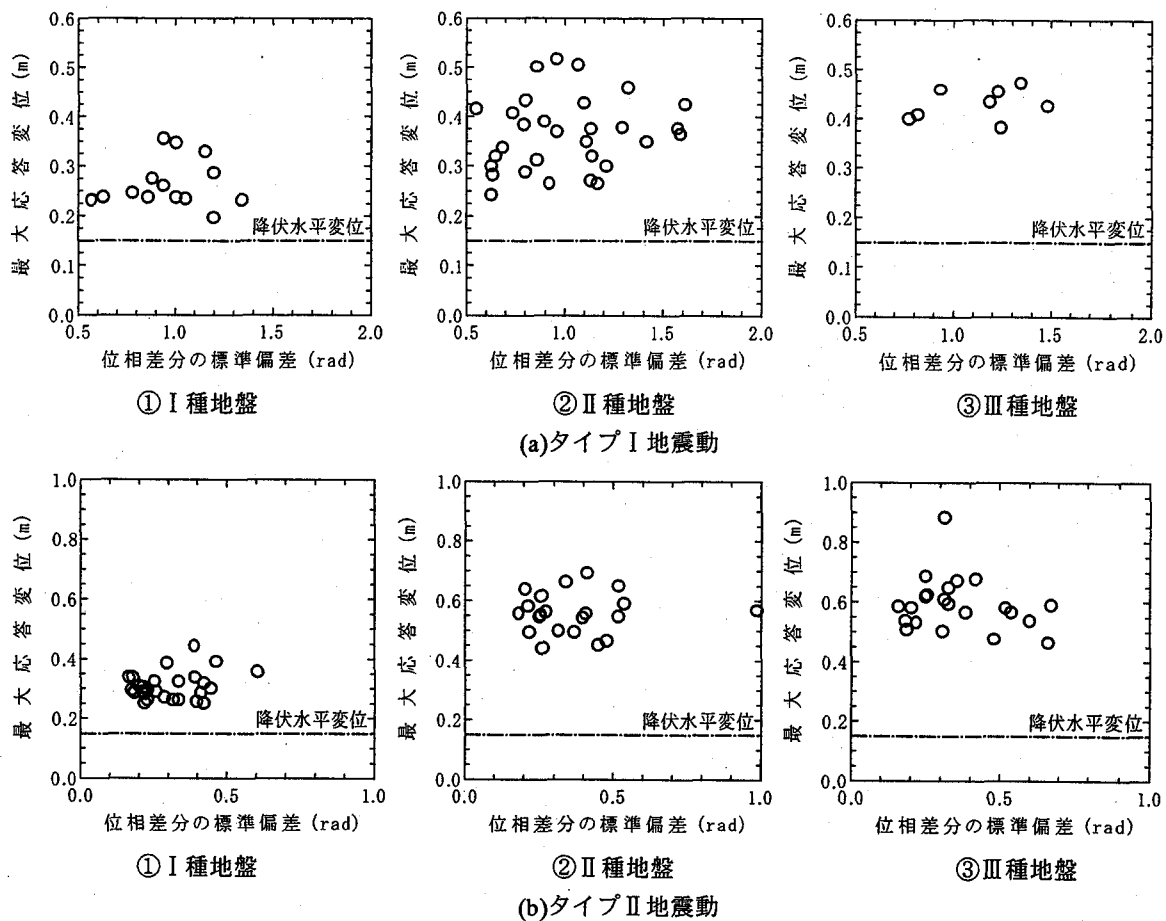


図-5 入力地震動の位相差分の標準偏差と最大応答変位の関係

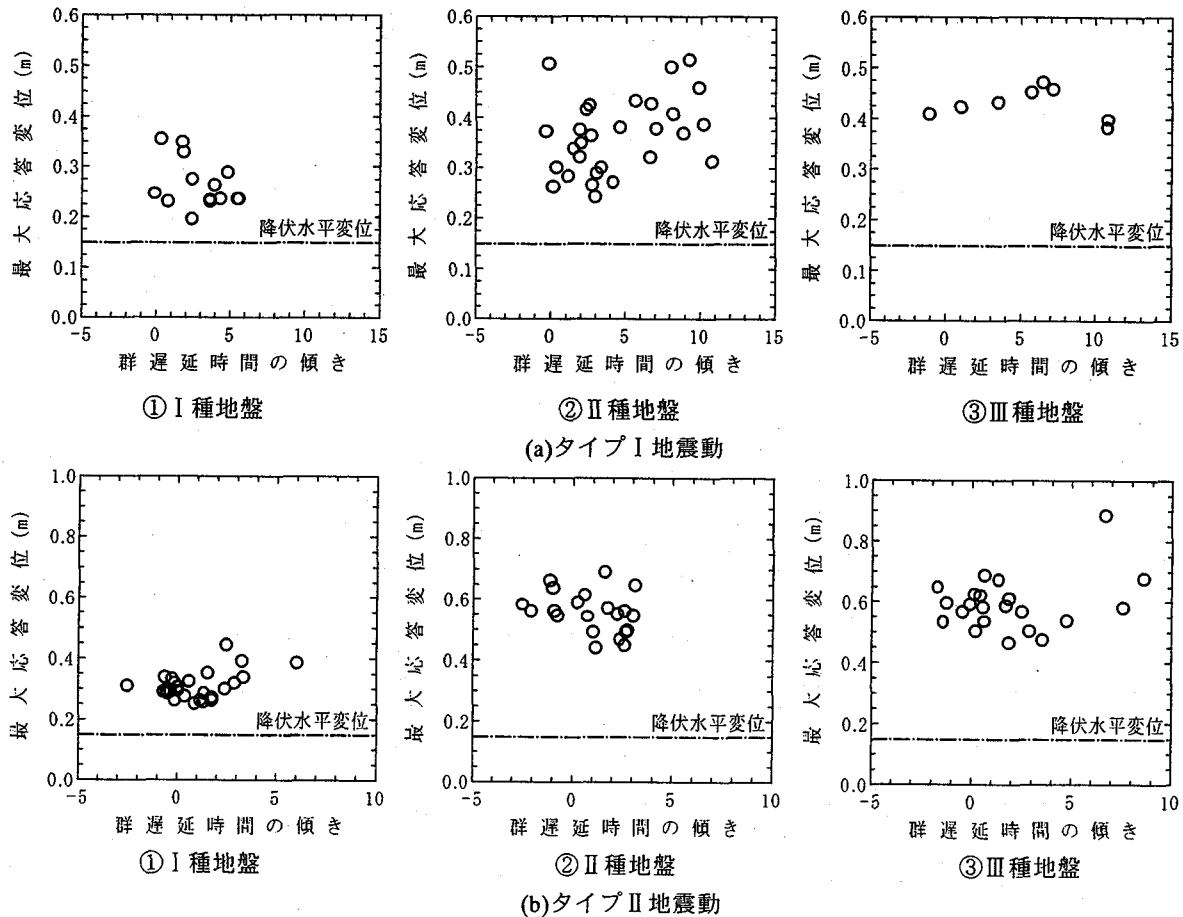


図-6 群遅延時間平均の傾きと最大応答変位の関係

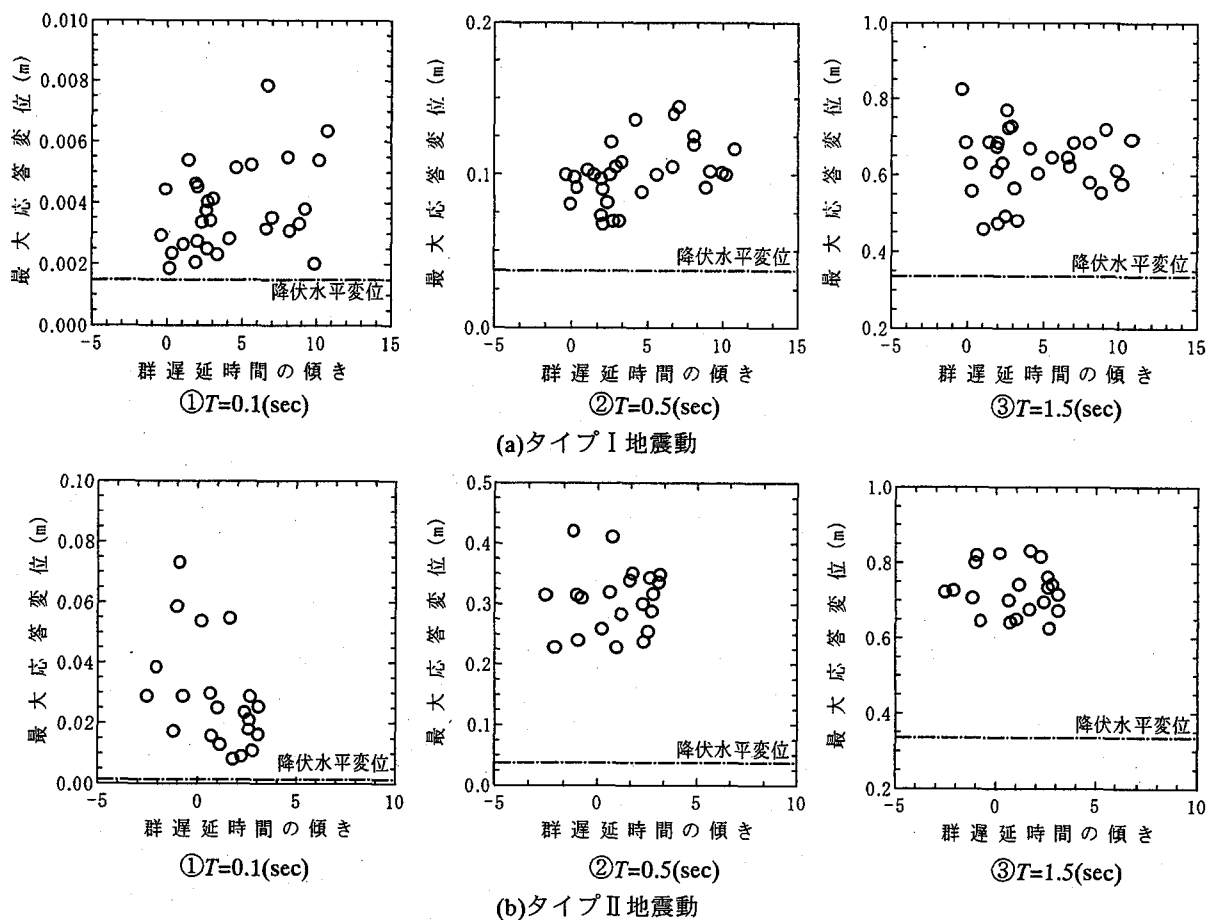


図-7 群遅延時間平均の傾きと最大応答変位の関係に及ぼす固有周期の影響

また、図-6 は群遅延時間平均の傾きと最大応答変位の関係を示したものである。既往の研究によると、群遅延時間の傾きが0になると非線形加速度応答スペクトルが大きくなると言われているが^{2),4)}、既往の多数の強震記録に含まれている位相情報を基にして非線形応答変位で見ると、そのような傾向は認められず、大きくばらついていることがわかる。これは群遅延時間平均の傾きが大きくても橋脚の塑性化の進行状況によっては非線形応答変位が大きくなる場合があることを示している。また、この他にも解析に用いた入力地震動の初期位相の違いも影響を及ぼしていると考えられる¹³⁾。

4.2 固有周期の影響

図-7 は、固有周期が 0.1 秒、0.5 秒、1.5 秒の振動系（降伏水平震度 0.6）における群遅延時間平均の傾きと最大応答変位の関係を比較して示したものである。ここでは、Ⅱ種地盤上で観測された強震記録に基づいて設定した入力地震動に対する解析結果を示している。これより、どの周期帯においても非線形応答変位は大きくばらついており、群遅延時間平均の傾きとの有意な相関は認められないことがわかる。

なお、ここでは結果の図示を省略するが、降伏水平震度を 0.4、0.8、1.0 と変化させた場合にも、群遅延時間平均の傾きとは無関係に最大応答変位はばらついていた。

5. 入力地震動の数と最大応答変位の平均値の関係

5.1 最大応答変位の平均値のばらつき

前述したように、橋脚に生じる非線形応答は、同じ加速度応答スペクトルに調整した地震動であっても、位相特性の違いによってばらつきが生じる。したがって、橋脚の塑性化を考慮した橋の耐震設計において、橋脚に生じる最大応答変位を時刻歴応答解析によって求める場合、入力地震動の選定によって解析結果が変わり、そのことが耐震設計の結果にも影響を及ぼすことになってくる。国内外の耐震設計基準において、複数の入力地震動を用いて非線形応答を評価するように規定されているのは、このような背景に基づくものである。そこで、ここでは、上述した解析結果を用いて、入力地震動の選定数と最大応答変位のばらつきの関係について検討する。

図-8 および図-9 は、降伏水平震度が 0.6、固有周期が 1.0 秒の振動系を対象として、それぞれタイプⅠ地震動およびタイプⅡ地震動の入力地震動の抽出数と最大応答変位の平均値のばらつきの関係を示したものである。ここでは、Ⅱ種地盤を対象とした入力地震動に対する結果を示している。Ⅱ種地盤に対する入力地震動のサンプルとしては、タイプⅠ地震動が 30 波、タイプⅡ地震動が 21 波であるが、それぞれこの中から任意の n 波を抽出し、その n 波の全ての入力地震動の組み合わせに対する最大

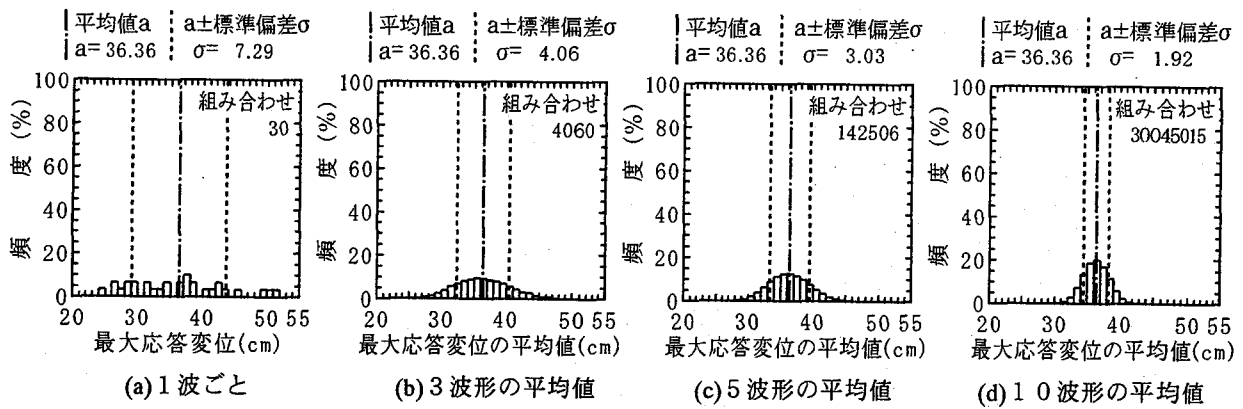


図-8 入力地震動の抽出数と最大応答変位の平均値のばらつき関係 (タイプI地震動)

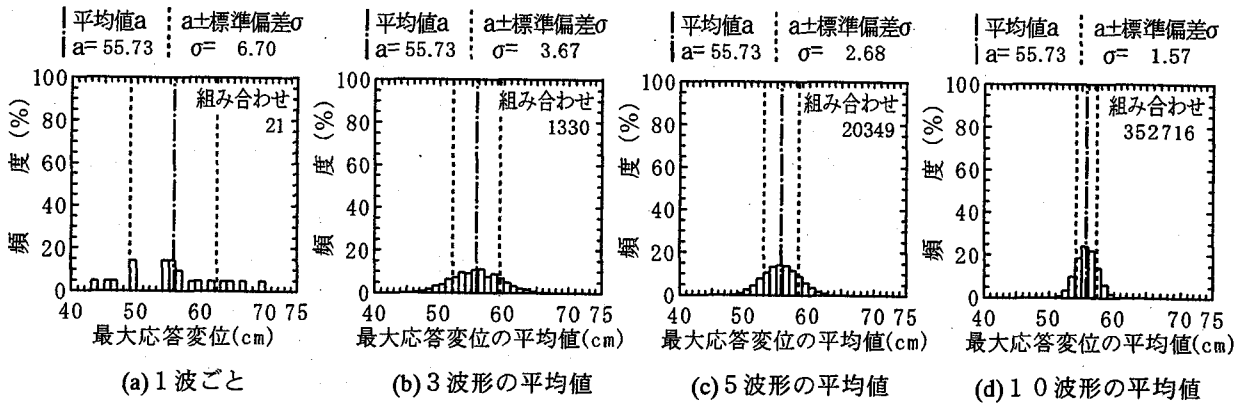


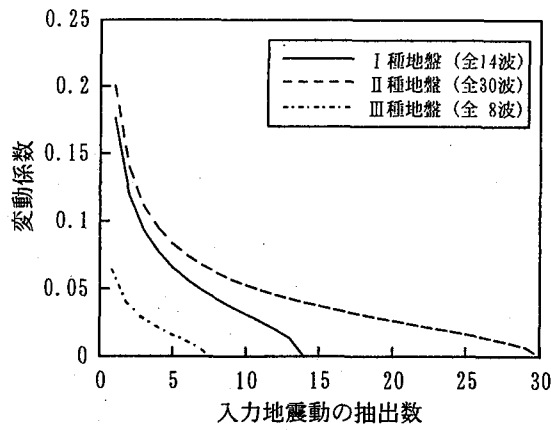
図-9 入力地震動の抽出数と最大応答変位の平均値のばらつき関係 (タイプII地震動)

応答変位の解析結果を平均化し、その平均値と全地震動に対する平均値とを比較して示した。なお、ここでは、入力地震動の抽出数 n を 1 波、3 波、5 波、10 波とした場合を図示している。これより、タイプ I の地震動の場合、全 30 波に対する最大応答変位の平均値が 36.36cm であるのに対して、仮に、1 波の入力地震動だけで最大応答変位を評価すると、そのばらつきは大きく、標準偏差は平均値の約 20% に相当する 7.29cm となる。これは、入力地震動の位相特性のばらつきという観点からは、最大応答変位の評価値に対する信頼性が低いことを意味している。また、任意の 3 波を抽出して最大応答変位を評価すると、標準偏差は 4.06cm となり、ばらつきは小さくなる。さらに任意の 10 波を抽出して最大応答変位を評価した場合には、標準偏差は 1.92cm となり、これは全地震動に対する最大応答変位の平均値の 5% 程度にまで低下する。このような傾向は、タイプ II の地震動に対する解析結果からも確認される。

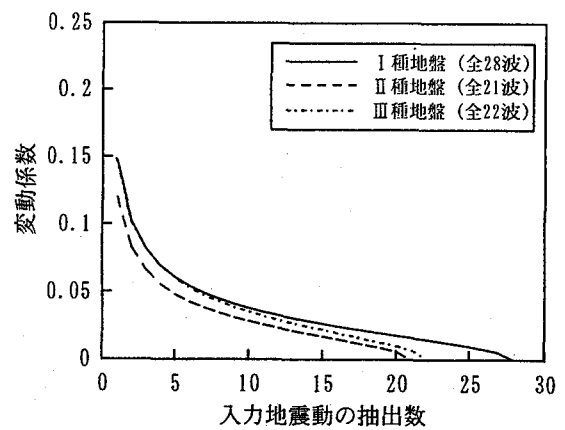
このような入力地震動の位相特性の違いによって生じる最大応答変位のばらつきは、耐震設計では部分安全係数によって考慮することになると考えられる。すなわち、 n 波の入力地震動に対する平均最大応答値に部分安全係数を乗じ、その値を設計用の最大応答値として扱うのである。この場合、この部分安全係数は、構造物全体系に対して要求される耐震安全性レベルに応じて、信頼性理論に基づいて設定することになるが、その際には、 n 波

の入力地震動に対する平均最大応答値の変動係数を定量的に明らかにしておく必要がある¹⁴⁾。そこで、本文では地震動の抽出数と変動係数の関係に着目して検討結果の整理をする。

図-10 は、降伏水平震度が 0.6、固有周期が 1.0 秒の振動系を対象として、抽出する入力地震動の数と最大応答変位の平均値の変動係数の関係を示したものである。Ⅲ種地盤に対するタイプ I 地震動のサンプル数が少ないという問題はあるが、当然のことながら、抽出する入力地震動の数が多ければ、それだけ位相特性のばらつきが非線形応答に及ぼす影響を考慮することができるため、最大応答変位の平均値の変動係数が小さくなる。この結果によると、例えば、降伏水平震度が 0.6、固有周期が 1.0 秒のⅡ種地盤上の振動系に対して、位相特性のばらつきによる最大応答変位の平均値の変動係数を 10% 以下とする場合には、本研究で作成した複数の入力地震動の中から、タイプ I 地震動では少なくとも 4 波形、タイプ II 地震動では少なくとも 2 波形の入力地震動を用いて非線形応答変位を求め、その結果を平均化して評価すればよいことを示している。また、非線形応答変位の平均値の変動係数を 5% にまで抑えたい場合には、タイプ I 地震動では 10 波形、タイプ II 地震動では 5 波形を選定し、それらの入力地震動に対する解析結果の平均値により設計用の最大応答変位を評価すればよいことになる。

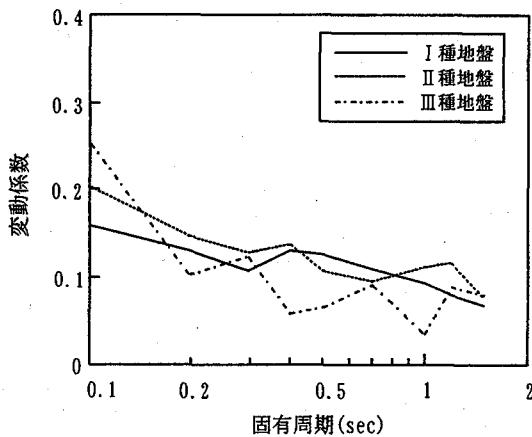


(a)タイプ I 地震動

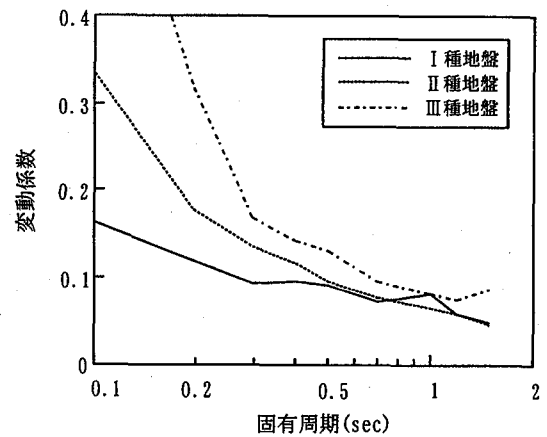


(b)タイプ II 地震動

図-10 抽出する入力地震動の数と最大応答変位の平均値の変動係数の関係



(a)タイプ I 地震動



(b)タイプ II 地震動

図-11 最大応答変位の平均値の変動係数と固有周期の関係 (3波抽出)

5.2 固有周期と橋脚の降伏水平震度が最大応答変位の平均値の変動係数に及ぼす影響

前節では、降伏水平震度が 0.6 で固有周期が 1.0 秒の振動系に対して結果を整理したが、ここでは、系の固有周期または橋脚の降伏水平震度が最大応答変位の平均値の変動係数に及ぼす影響について検討してみる。図-11は、降伏水平震度が 0.6 の橋脚に対して 3 波の入力地震動を抽出した場合における最大応答変位の平均値の変動係数と固有周期の関係を示したものである。これより、固有周期が長くなるにつれて変動係数が小さくなっている傾向が見られる。タイプ I 地震動ならびにタイプ II 地震動ともに、固有周期が 0.1 秒の場合には変動係数が非常に大きい、一般的な橋の固有周期である 0.5 秒以上の領域では、変動係数が概ね 10%前後である。

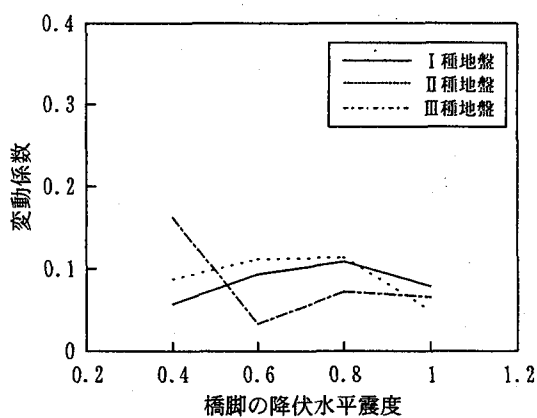
また、図-12 は固有周期が 1.0 秒の振動系に対して 3 波の入力地震動を抽出した場合における最大応答変位の平均値の変動係数と橋脚の降伏水平震度の関係を示したものである。タイプ I 地震動では、一部変動係数が大きくなっているものの、全体的な傾向としては、橋脚の降伏水平震度によらず最大応答変位の平均値の変動係数は概ね一定と言える。

6. 結論

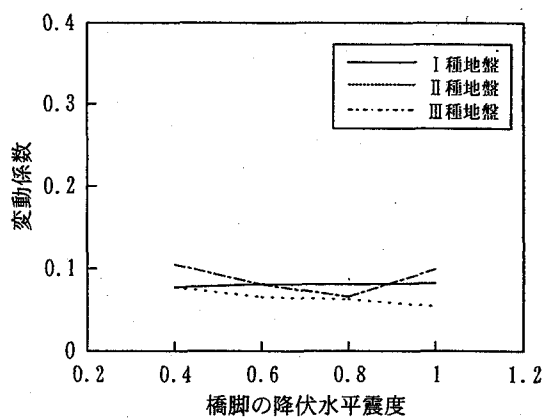
本研究では、比較的規模の大きい地震により実測された数多くの強震記録の位相特性を基に、その位相特性が鉄筋コンクリート橋脚の最大応答変位に及ぼす影響について検討するとともに、非線形時刻歴応答解析による耐震設計において考慮する入力地震動の数と鉄筋コンクリート橋脚の最大応答変位のばらつきについて考察を行った。

本研究により得られた知見をまとめると、以下の通りである。

- 1) 既往の地震により実測された強震記録の位相特性を位相差分の標準偏差と群遅延時間平均の傾きによって表し、これらと固有周期が 0.1~1.5 秒の鉄筋コンクリート橋脚に生じる最大応答変位の関係を調べたが、特徴的な傾向はなく、位相特性によらず最大応答変位は任意にばらついた。
- 2) 耐震設計においては、解析対象とする入力地震動の数が多いほど、それらの結果を平均化することにより最大応答変位に対する信頼性は高まる。降伏水平震度が 0.6 で固有周期が 1.0 秒の振動系を例にとると、本研究



(a)タイプI地震動



(b)タイプII地震動

図-12 最大応答変位の平均値の変動係数と降伏水平震度の関係 (3波抽出)

で作成した入力地震動を全サンプル数とした場合、入力地震動の抽出数と橋脚に生じる最大応答変位の平均値の変動係数の関係は図-10のようになる。

- 3)固有周期が 0.1 秒の場合には、特にタイプII地震動において最大応答変位の変動係数が非常に大きいが、固有周期が長くなるにつれて変動係数が小さくなる。一般的な橋の固有周期である 0.5 秒以上の領域では、3波の入力地震動に対する最大応答変位の平均値の変動係数は概ね 10%前後である。
- 4)鉄筋コンクリート橋脚の降伏水平震度を 0.4~1.0 まで変化させて検討したが、降伏水平震度が最大応答変位の平均値の変動係数に及ぼす影響は小さかった。

謝辞

本研究における地震動の位相特性の分析においては、国土交通省国土技術政策総合研究所地震防災研究室中尾吉宏研究官からご助言を頂いた。ここに記して厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 和泉正哲、勝倉裕：地震動の位相情報に関する基礎的研究、日本建築学会構造系論文報告集、第 327 号、pp.20-27、1983 年
- 2) 羅休、室野剛隆、西村昭彦：群遅延時間を用いた適合波の作成とその非定常性が弾塑性応答へ及ぼす影響、第 10 回日本地震工学シンポジウム、pp.637-642、1998 年
- 3) 北原武嗣、伊藤義人：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、コンクリート工学年次論文集、Vol.23、No.3、pp.1237-1242、2001 年
- 4) 吉田仁司、田村敬一、中尾吉宏：地震動特性を考慮した非線形応答の推定とその応用、第 5 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム、pp.1-6、2002 年 1 月

- 5) 丸山大輔、秋山充良、鈴木基行：地震動の位相特性のばらつきが RC 橋脚の弾塑性応答に与える影響、コンクリート工学年次論文集、Vol.24、No.2、pp.1009-1014、2002 年
- 6) (社)日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編、2002 年 3 月
- 7) AASHTO：LRFD Bridge Design Specifications, SI Units, Second Edition, 1998
- 8) ATC32：Improved Seismic Design Criteria for California Bridges, Provisional Recommendations, 1996
- 9) CEN：Eurocode8, Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, Part 2. Bridges, DD ENV 1998-2, 1996
- 10) New Zealand TRANSIT：Bridge Manual, 1995
- 11) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. N.：Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of Structural Division, ASCE, 96(12), 2557-2573, 1970
- 12) 岩崎良二、神田順、政尾享、大川出：地震動波形の位相差分および位相差分分布に関する基本的性質、日本建築学会構造系論文報告集、第 386 号、pp.16-23、1988 年 4 月
- 13) 木村正彦：入力加速度波形の初期位相特性が履歴形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報告集、第 388 号、pp.28-34、1988 年
- 14) 秋山充良、松中亮治、土井充、鈴木基行：信頼性理論を用いた構造最適化手法の提案および RC 橋脚の耐震安全性評価への適用、土木学会論文集、No.662/V-49、pp.185-204、2000 年 11 月

(2002年9月13日受付)