ＩＳＳＮ　0386－5878
土木研究所資料第3851号

土 木 研 究 所 資 料

地震後に鉄筋コンクリート橋脚に生じる残留変位の推定法に関する研究

平成14年３月

独立行政法人 土木研究所
耐震研究グループ（耐震）

Copyright © (2002) by P.W.R.I

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

土木研究所資料
第3851号　2002年3月

地震後に鉄筋コンクリート橋脚に生じる残留変位の推定法に関する研究

耐震研究グループ(耐震)　上席研究員　運上茂樹
主任研究員　星隈順一
前研究員　長屋和宏*

要旨

本研究では，１質点系の振動系を対象として，地震時に非線形挙動を呈した系における地震後の残留変位に着目し，その残留変位と，振動系の固有周期，応答塑性率，構造部材の二次剛比や履歴復元力特性，入力地震動の特性等との関係について要因分析を行い，地震時保有水平耐力法における耐震性の照査における鉄筋コンクリート橋脚の残留変位の簡易推定法について検討を行った。さらに，動的解析による耐震性の照査において，設計実務において標準的に用いられている入力地震動を用いた場合の残留変位の解析値について，その工学的な一般性についても検討を加えたものである。

キーワード：鉄筋コンクリート橋脚，残留変位，非線形応答

＊現 国土交通省総合政策局国際建設課

目　　次

1．はじめに …… 1

2．鉄筋コンクリート橋脚に対する残留変位の評価 …… 3

3．非線形時刻歴応答解析に基づく残留変位の解析 …… 5

　3．1　解析モデルと解析手法 …… 5

　3．2　解析条件と解析パラメータ …… 6

　3．3　解析に用いた入力地震動 …… 7

4．残留変位比応答スペクトルの解析結果 …… 24

5．入力地震動の特性が残留変位特性に及ぼす影響 …… 88

　5．1　入力地震動として用いた強震記録が観測された地盤の地盤種別が残留変位比応答スペクトルに及ぼす影響 …… 88

　5．2　入力地震動の継続時間やエネルギー特性が残留変位比に及ぼす影響 …… 101

6．応答塑性率が残留変位比に及ぼす影響 …… 114

7．二次剛比が残留変位比に及ぼす影響 …… 116

8．地震時保有水平耐力法における残留変位の評価 …… 119

9．標準波形による非線形時刻歴応答解析と残留変位の評価 …… 120

　9．1　標準波形に基づく残留変位の評価 …… 120

　9．2　標準波形とその地震動特性 …… 120

　9．3　標準波形に対する残留変位比応答スペクトルと残留変位比 …… 128

　9．4　バイリニア型履歴復元力特性を有する振動系における標準波形に対する残留変位比 …… 171

10．結論 …… 174

謝辞 …… 175

参考文献 …… 175

第１章　はじめに

平成７年１月１７日に発生した兵庫県南部地震は、各種土木構造物に関東大震災以来最大の被害をもたらした。道路橋においても、鉄筋コンクリート橋脚の倒壊、橋桁の落下等の致命的な被害が多数の橋梁で発生した。このため、橋全体としてねばり強い構造とするために、主たる塑性ヒンジとなる橋脚には、従来よりも大きな塑性変形性能が求められるようになり、鉄筋コンクリート橋脚ならびに鋼製橋脚それぞれに対して、塑性変形性能を高めるための様々な研究が行われている。

一方、兵庫県南部地震では、橋脚に大きな塑性変形が生じたために、倒壊等の致命的な被害には至らなかったものの、地震後に残留変位が生じた事例も多数見られた。残留変位が生じた橋脚に対する震災復旧においては、その残留変位が大きい場合、橋脚の傾きを元に戻すために必要な力が大きくなり、特に都市内では、そのための反力を確保することが難しかったこと、また、橋脚が傾いたまま再使用しようとしても、そのためには支承部において嵩上げが必要となること等の理由により、大きな残留変位が生じた橋脚については、橋脚躯体に生じた損傷が顕著でなくても、撤去再構築せざるを得なかったケースがあった。このような被災経験から、地震後における修復性の観点から、残留変位に対する配慮が重要であることが強く認識されるようになった。

このように、橋脚には大きな塑性変形性能の確保と残留変位に対する配慮が同時に求められるようになったわけであるが、大きな塑性変形性能を確保し、それ相応の非線形応答を許容すれば、これに伴って地震後の残留変位が大きくなることが十分に予測される。したがって、橋脚の耐震設計においては、耐力と変形性能のバランスにも注意し、変形性能に偏った耐震設計とならないようにすることが重要であると考えられる。

このような背景から、平成８年の道路橋示方書Ⅴ耐震設計編の改訂においては、橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動に対して、橋脚に生じる損傷を限定されたものにとどめ、橋としての機能の回復をより速やかに行えるように耐震設計をする場合には、応答変位に加え、地震後に生じる残留変位の照査も行うことが規定された。ここでは、静的解析を基本とした地震時保有水平耐力法においては、地震後に生じる残留変位は、川島らにより提案された残留変位比応答スペクトル[1)]に基づいて評価するとともに、許容残留変位は、兵庫県南部地震での被災経験を基に、橋脚高さの 1/100 とすることが示されている。

残留変位を求めるためには、一般には、非線形時刻歴応答解析を行わなければならない。しかしながら、非線形応答をした後の残留変位は、入力地震動の特性等によって大きく変化するため、耐震設計としては、１つの入力地震動に対して得られる残留変位だけで評価することには問題があると考えられ、できるだけ多数の入力地震動に対する応答値を基にして評価するのが望ましい。その一方で、設計実務においては、多数の入力地震動により非線形時刻歴応答解析を行うのは煩雑でもある。残留変位比応答スペクトルは、このような問題を解決する有効な概念であり、多数の入力地震動と様々な

振動系の固有周期に対して、非線形時刻歴応答解析を行って残留変位を求め、その統計的な分析結果に基づいて提案されたものである。したがって、非線形時刻歴応答解析を行わずとも、簡便に様々な地震動に対する平均的な残留変位を推定することができるようになっている。

文献 1)に示されている残留変位比応答スペクトルは、振動系の履歴構成則としてバイリニア型履歴ループを用いた非線形時刻歴応答解析結果に基づいて提案されている。バイリニア型履歴ループは、柱部材では、一般に局部座屈が発生する前までの鋼製橋脚の挙動や中詰めコンクリートを有する鋼製橋脚の挙動を表わす場合に対して適用性がよいが、鉄筋コンクリート橋脚の場合には、剛性低下型の武田モデル[2]等の履歴構成則を適用することが多い。残留変位は、履歴構成則のモデル化によっても大きく結果が変化するため、鉄筋コンクリート橋脚を対象として残留変位スペクトルを評価する場合には、その部材特性をよく表わす履歴構成則に基づいて残留変位を評価する必要があると考えられる。

そこで、本研究では、振動系の履歴構成則として、鉄筋コンクリート部材の挙動をよく表わすことのできる武田モデルを用いて、文献 1)で提案されている残留変位比応答スペクトルの解析を行った。そして、振動系の固有周期、応答塑性率、地震動の特性、部材の二次剛比が残留変位に及ぼす影響について検討を行うとともに、地震時保有水平耐力法による耐震性の照査における鉄筋コンクリート橋脚の残留変位の簡易推定法について提案を行った。さらに、動的解析による耐震性の照査において、設計実務において標準的に用いられている入力地震動を用いた場合の残留変位の評価値について、その工学的な一般性について検討を加えた。

第２章　鉄筋コンクリート橋脚に対する残留変位の評価

単柱式橋脚の時々刻々の地震時挙動は、一般に橋脚を１自由度振動系としてモデル化した非線形時刻歴応答解析法により解析することができるが、地震後にその振動系に生じる残留変位は、入力地震動の特性や振動系の固有周期によって大きくばらつくこと、また、橋脚の二次剛性比が０を境に、正の値から負の値へと変化すると残留変位が急増する傾向があること等が川島らの研究により明らかとなっている[1)]。川島らの研究では、橋脚の履歴復元力特性は、非線形応答特性をある程度表わすことができ、かつ簡単なモデルを用いるという主旨のもと、図－2.1 に示すような剛性低下を伴わないバイリニア型の履歴特性が用いられているが、本研究では、鉄筋コンクリート橋脚の残留変位特性をより精度良く推定するために、鉄筋コンクリート部材の履歴復元力特性をよく表わすことのできる武田モデルを用いることとする。

本研究では、様々な解析条件に対する残留変位を客観的に比較するために、ここでは川島らの研究で用いられている残留変位比応答スペクトルを評価指標とすることにする。ここで、残留変位比応答スペクトルは、次式により定義される。

$$r_r(T) = \frac{\delta_r}{\delta_{r\max}} \tag{2.1}$$

ここに、$r_r(T)$：固有周期 T の振動系における残留変位比応答スペクトル

$\delta_r(T)$：固有周期 T の振動系における残留変位

$\delta_{r\max}$：可能最大残留変位

可能最大残留変位は、当該橋脚に生じ得る最大の残留変位であり、履歴復元力特性モデルによって定義付けられる。本研究では、履歴復元力特性として図－2.2 に示す武田モデルを用いるが、この場合、可能最大残留変位は式(2.2)により与えられる。

$$\delta_{r\max} = \left\{\mu_m + (r-1)\mu_m^{\alpha} - r\mu_m^{\alpha+1}\right\}\delta_y \tag{2.2}$$

ここに、r　：橋脚の二次剛性比で、式(2.3)で定義される。

$$r = k_2 / k_1 \tag{2.3}$$

k_1　：履歴復元力特性モデルの骨格曲線の一次剛性（降伏剛性）

k_2　：履歴復元力特性モデルの骨格曲線の二次剛性（降伏後剛性）

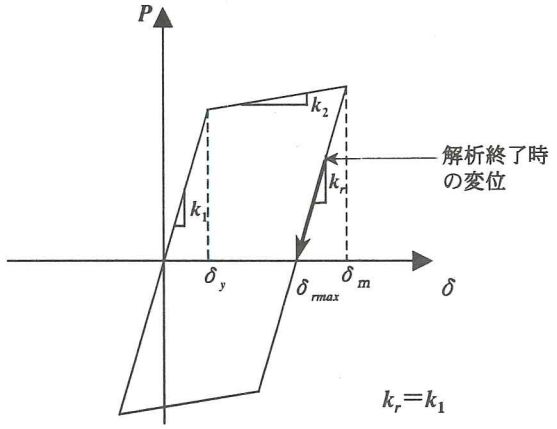
μ_m　：最大応答塑性率で、式(2.4)で定義される。

$$\mu_m = \delta_m / \delta_y \tag{2.4}$$

δ_y　：鉄筋コンクリート橋脚の降伏変位

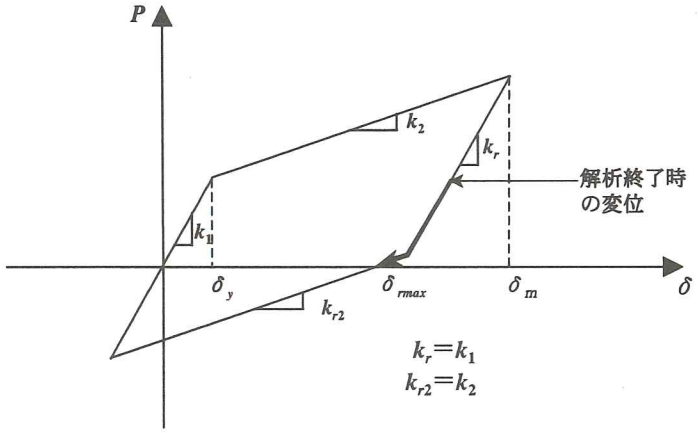
α　：武田モデルにおける除荷剛性低下指数

本研究では、様々な解析条件に対して求められる残留変位を、式(2.1)により残留変位比応答スペクトルとして表し、この残留変位比応答スペクトルの特性について検討を行うこととする。



$$\delta_{r\max} = (\mu_m - 1)(1-r)\delta_y$$

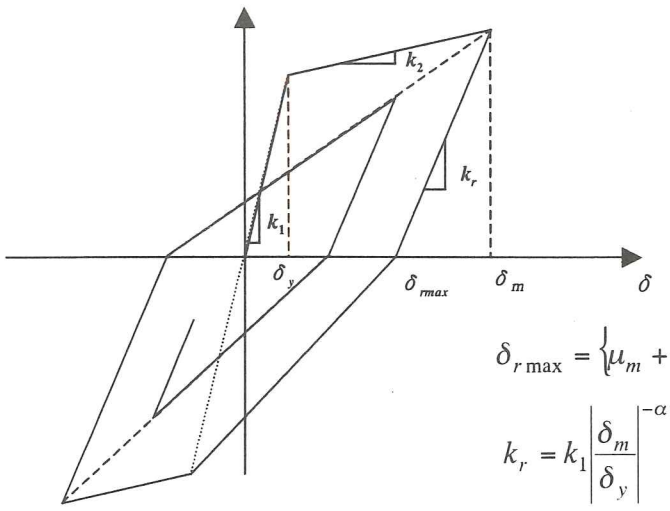
(a) $r(\mu\text{-}1)<1$ の場合



$$\delta_{r\max} = \frac{1-r}{r}\delta_y$$

(b) $r(\mu\text{-}1)\geqq 1$ の場合

図－2.1　バイリニア型モデルにおける可能最大残留変位



$$\delta_{r\max} = \left\{\mu_m + (r-1)\mu_m^{\alpha} - r\mu_m^{\alpha+1}\right\}\delta_y$$

$$k_r = k_1\left|\frac{\delta_m}{\delta_y}\right|^{-\alpha}$$

図－2.2　武田モデルにおける可能最大残留変位

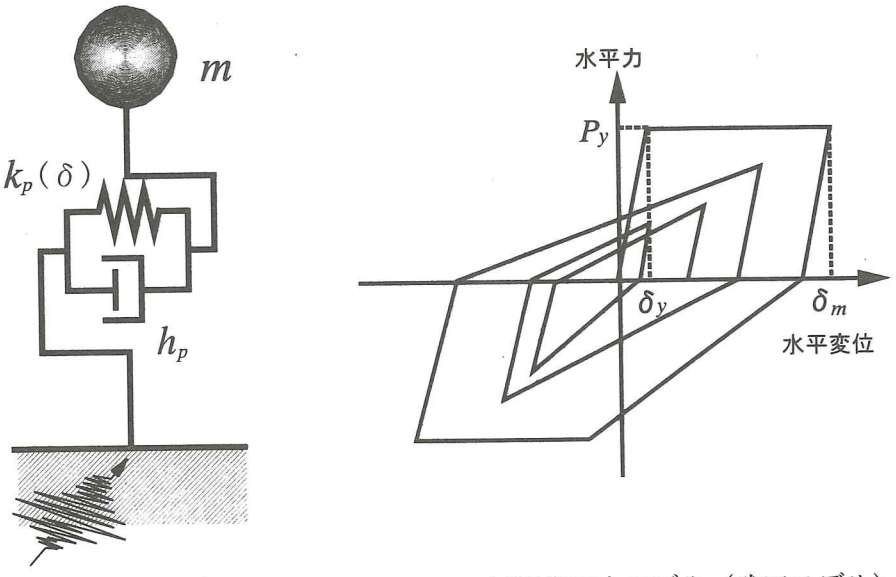
第３章　非線形時刻歴応答解析に基づく残留変位の解析

３．１　解析モデルと解析手法

本解析では、図－3.1 に示すように、鉄筋コンクリート橋脚を１自由度系にモデル化し、その基部に地震動を作用させて時刻歴応答解析を行った。橋脚断面の履歴復元力特性としては、前述したように、剛性低下型弾塑性モデルの武田モデル[2)] を適用した。ただし、本解析では、主として非線形域での挙動に着目しているため、ひびわれ発生前までのモデル化については考慮せず、履歴曲線のスケルトンはバイリニア型とした。

なお、武田モデルにおける除荷剛性低下指数は一般に 0.4 とすることが多いが[2)]、本研究では 0.5 とした。これは、我が国における一般的な配筋条件、軸力条件下の鉄筋コンクリート橋脚に対する正負交番載荷実験の結果との比較からは、除荷剛性低下指数を 0.5 とする方が実験結果と一致することが報告されているためである[3),4)]。

ある入力地震動に対して系に生じる最大応答変位 δ_m とし、最大応答塑性率 μ_m は式(2.4)で定義される。また、系の固有周期は１次剛性と橋脚頭部に設定される質点の質量から算出される。本解析では、目標とする最大応答塑性率と固有周期を予め設定し、これに達するように系の降伏耐力 P_y および降伏変位 δ_y、質点の質量を収束計算により定めた。これは、系の降伏耐力や入力地震動の強度に応じて非線形域に達しなかったり、また、最大応答塑性率も異なったりするためであり、解析に用いるどのような入力地震動に対しても，所定の最大応答塑性率が生じるように考慮したものである。したがって、入力地震動の強度が小さい場合には、目標とする最大応答塑性率に相当する非線形応答が生じるようにするために、実橋脚よりも降伏耐力がかなり小さい橋脚が設定されることもある。



(a)解析モデル　　(b)履歴復元力モデル（武田モデル）

図－3.1　解析モデルの概要

また、解析には後述する 63 成分の既往の強震記録を入力地震動として用いているが、強震記録の中には、加速度が概ね 0 に収束する前に記録が終了しているものもある。このような強震記録を入力地震動として残留変位を解析すると、橋脚頭部における応答変位の振幅が十分に小さくならないで解析が終了することもあり、残留変位を適切に評価できないことも考えられる。したがって、本解析では、解析に用いた全ての入力地震動の後ろに、加速度振幅が 0 の時刻歴データを 20 秒分付加して非線形時刻歴応答解析を行うとともに、解析により得られた応答変位波形の後ろから 4 秒間分の平均値を求め、その値を残留変位として扱うこととした。

なお、残留変位を強震記録にある地震動の終了時刻後の自由振動から評価しているため、振動系の構造減衰定数の設定値が残留変位の解析値に及ぼす影響も懸念される。しかしながら、別途行った予備検討によると、構造減衰定数を 2%とした場合と 5%とした場合では、残留変位の解析結果はほとんど変わらなかったため、本研究では、構造減衰定数は 2%として解析を行っている。

3．2　解析条件と解析パラメータ

本研究では、川島らの研究成果[1)]を基に、鉄筋コンクリート橋脚の残留変位の特性を検討するために、最大応答塑性率、振動系の固有周期、履歴復元力モデルの二次剛比、入力地震動の特性をパラメータとして選定し、これらの物理的要因が残留変位に及ぼす影響について検討できるように解析ケースの設定を行った。

表－3.1 は、解析ケースをまとめて示したものである。まず、最大応答塑性率は、2.0, 4.0, 6.0 の 3 ケースとした。実橋脚においては、6.0 を超える応答塑性率を許容するようなケースもあるが、一般的なケースを想定して、6.0 以下の 3 ケースを設定した。振動系の固有周期については、入力地震動として用いた強震記録が得られた地盤種別と残留変位比応答スペクトルの関係が考察できるようにするために、0.1～3.0 秒までの間の 10 ケースを設定した。履歴復元力モデルの二次剛比については、通常の鉄筋コンクリート橋脚構造であれば、これまでの多くの載荷実験等から、一般に 0 とみなせることがわかっている。しかしながら、二次剛比が残留変位に及ぼす影響は非常に大きいことが明らかとなっていること、正の値の二次剛比となる新しい鉄筋コンクリート橋脚構造の提案もされていることから[5)]、ここでは、-0.05～0.10 までの 4 ケースを設定した。また、入力地震動は、次節に示す 63 成分の地震動波形を用いた。

本解析では、解析パラメータとして設定した最大応答塑性率（3 ケース）、振動系の固有周期（10 ケース）、履歴復元力モデルの二次剛比（4 ケース）、入力地震動（63 ケース）の全ての解析条件の組み合わせ（7560 ケース）に対して残留変位比応答スペクトルを求めた。

表－3.1　解析パラメータと解析条件

解析パラメータ	解析条件
最大応答塑性率	2.0, 4.0, 6.0
振動系の固有周期(秒)	0.1, 0.15, 0.2, 0.3, 0.5, 0.7, 1.0, 1.5, 2.0, 3.0
二次剛比	-0.05, 0, 0.05, 0.10
入力地震動	3．3に示す63波形

3．3　解析に用いた入力地震動

解析に用いた入力地震動としては、我が国における既往のマグニチュード6.5以上の地震により地盤上で観測された63成分の強震記録を用いた。これらの地震動に関する諸元を整理すると、表－3.2の通りである。ここで、地震動の特性を表わす諸元としてはいろいろな指標があるが、本研究では地震動強度のインパクトと残留変位の関係に着目し、地震動の継続時間、正規化した瞬間的な最大パワー、パルス面積で整理することとした。

地震動の継続時間とは、入力地震動の総エネルギーに対する累積エネルギーの比が5% から95%に達するのに要する時間として定義した[6]。本解析で用いた入力地震動の継続時間は、7.93秒から53.05秒の地震動である。また、正規化した瞬間的な最大パワーは、入力地震動の時刻歴加速度より、次式により定義した。

$$\gamma = \frac{\Delta I_{E\max}}{I_E} \tag{3.1}$$

ここに、γ　：正規化した瞬間的な最大パワー

$\Delta I_{E\max}$　：瞬間的な最大パワーで、次式により求められる。

$$\Delta I_{E\max} = \max_{t_1}\left\{\int_{t_1}^{t_1+\Delta t} a(t)^2\,dt\right\} \tag{3.2}$$

I_E　：地震動の全パワーで、次式により求められる[7]。

$$I_E = \int_0^{t_d} a(t)^2\,dt \tag{3.3}$$

$a(t)$　：入力地震動の時刻歴加速度

Δt　：時刻歴加速度のサンプリング間隔（0.01秒）

t_d　：入力地震動の全継続時間

この場合、本解析で用いた入力地震動の正規化した瞬間的な最大パワーは、0.22%から2.12%の範囲にある。

一方、地震動のパルス面積は、ゼロ基線と加速度振幅によって囲まれる面積として定義され、式(3.4)により求められる。

$$S_i = \sum_{t_i=t_{i1}}^{t_{i2}} a(t_i) \cdot \Delta t \tag{3.4}$$

ここに、S_i　　：パルス面積

t_{i1}, t_{i2}　：対象とする加速度振幅がゼロ基線とクロスする時刻

さらに、着目する地震動の継続時間中における最大のパルス面積の度合いを他の地震動と定量的に比較するために、正規化したパルス面積を次式のように定義する。

$$\beta_i = S_i \Big/ \sum_{i=1}^{N} S_i \tag{3.5}$$

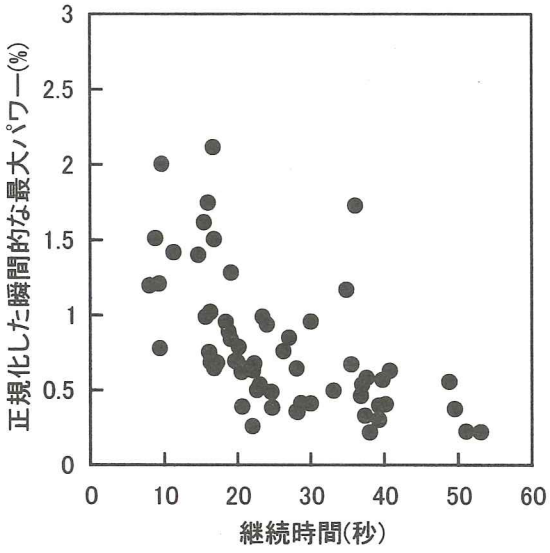
ここに、N はゼロ基線で囲まれる加速度振幅の総数である。このようにしてパルス面積を評価した場合、本解析に用いた入力地震動の正規化したパルス面積の最大値は1.13%から10.86%の範囲内にある。ただし、同一地震動中におけるパルス波の影響度は、正規化したパルス面積の最大値と2番目に大きな値の差によって評価できると考えられ、この差分が大きい場合には、衝撃的なパルス成分が卓越した地震動であることを意味していることになる。そこで、地震動の継続時間中における正規化したパルス面積の最大値と2番目に大きな値の差を本解析に用いた入力地震動ごとに算出すると、その差分は、0.01%から1.90%の範囲にあることになった。

図－3.2は、本解析で用いた63成分の入力地震動の継続時間と正規化した瞬間的な最大パワーの関係を示したものである。これより、継続時間が短いほど瞬間的なパワーが大きな地震動となっていることがわかる。また、図－3.3は、継続時間と正規化したパルス面積の最大値の関係ならびに継続時間とパルス面積の最大値と2番目に大きな値の差分の関係を示したものである。これからも、パルス的な地震動の成分が卓越しているのは継続時間が短い地震動であることがわかる。

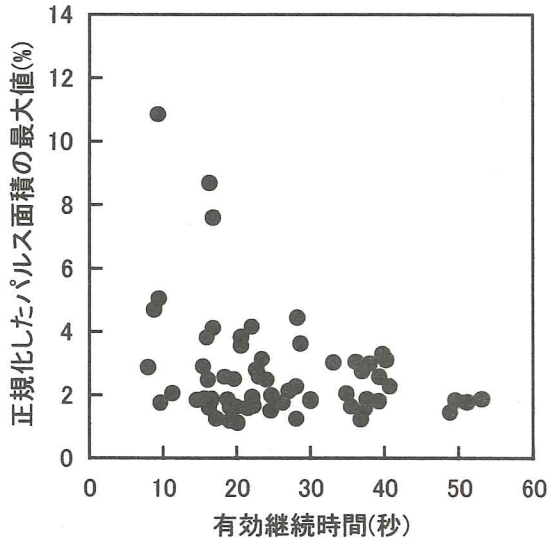
なお、本解析に用いた入力地震動の時刻歴波形は、図－3.4に示す通りである。

表－3.2　解析に用いた入力地震動とその諸元

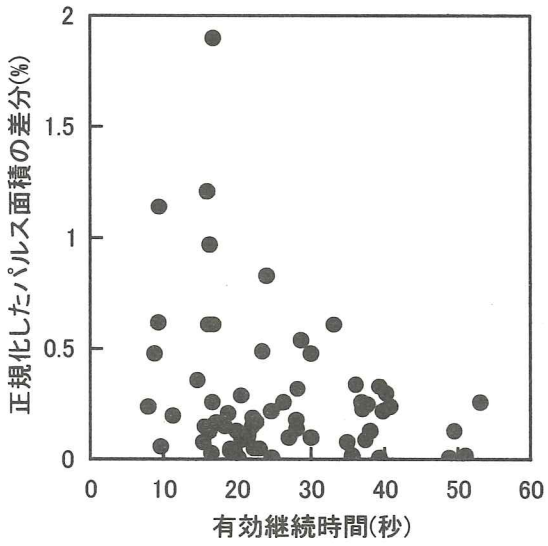
地震動No.	地震名	年．月．日	ﾏｸﾞﾆﾁｭｰﾄﾞM	深さ(km)	観測地点	震央距離(km)	地盤種別	加速度波形累積エネルギー5-95%の継続時間(sec)	瞬間的なパワーの最大値(%)	ゼロクロス間の面積比(%)		
										最大値	第二最大値	差
1	越前岬沖	1963.03.27	6.9	0	名古屋港	127	Ⅱ	37.61	0.584	1.88	1.63	0.25
2	日向灘	1968.04.01	7.5	30	細島港	32.2	Ⅱ	36.09	1.729	3.06	2.72	0.34
3					板島橋	103.3	Ⅱ	19.70	0.695	2.51	2.47	0.04
4					石瀬戸橋	136.0	Ⅱ	16.80	0.649	4.13	3.52	0.61
5					高知港	167.4	Ⅲ	40.20	0.410	3.12	2.82	0.30
6					有明海堤防	233.7	Ⅲ	28.21	0.356	4.46	4.14	0.32
7					妙見橋	341.3	Ⅲ	22.06	0.262	4.17	4.02	0.15
8	東北東方沖	1968.05.16	7.9	0	幌満橋	155.1	Ⅰ	20.16	0.790	1.13	1.12	0.01
9					釧路港	257.9	Ⅱ	53.05	0.225	1.89	1.63	0.26
10	青森県東方沖	1968.05.16	7.5	40	幌満橋	74.0	Ⅰ	19.09	0.844	1.19	1.15	0.04
11					室蘭港	184.0	Ⅱ	28.08	0.648	1.26	1.12	0.14
12					青森港	187.1	Ⅲ	37.37	0.332	1.58	1.49	0.09
13	岩手県沖	1968.06.12	7.2	0	八戸港	182.7	Ⅱ	36.83	0.465	1.24	0.98	0.26
14					開北橋	190.9	Ⅰ	21.50	0.647	1.61	1.50	0.11
15					青森港	254.0	Ⅲ	39.29	0.304	2.59	2.58	0.01
16	愛媛県西部沿岸	1968.08.06	6.6	40	板島橋	10.0	Ⅱ	7.93	1.200	2.89	2.65	0.24
17					高知港	112.5	Ⅲ	36.97	0.539	2.77	2.54	0.23
18					細島港	118.2	Ⅱ	22.64	0.504	2.81	2.64	0.17
19	日向灘	1969.04.21	6.5	10	細島港	51.4	Ⅱ	18.80	0.894	1.87	1.66	0.21
20	北海道東部	1969.08.12	7.8	30	釧路港	265.1	Ⅱ	49.52	0.377	1.85	1.72	0.13
21	岐阜県中部	1969.09.09	6.6	0	四徳大橋	85.5	Ⅱ	9.64	2.008	1.77	1.71	0.06
22					新八幡橋	89.1	Ⅰ	16.52	0.699	1.84	1.81	0.03
23					衣浦港	97.3	Ⅲ	27.04	0.851	2.14	2.04	0.10
24					豊浜大橋	145.9	Ⅱ	9.39	0.783	5.06	3.92	1.14
25					西横堀高架橋	188.7	Ⅱ	9.29	1.214	10.86	10.24	0.62
26					神戸港	207.5	Ⅱ	8.78	1.515	4.71	4.23	0.48
27	北海道南部地方	1970.01.21	6.7	50	釧路港	121.6	Ⅱ	24.01	0.940	2.49	1.66	0.83
28					室蘭港	177.2	Ⅱ	24.62	0.490	1.51	1.29	0.22
29					八戸港	246.1	Ⅱ	23.43	0.993	3.15	2.66	0.49
30	宮崎県沖	1970.07.26	6.7	10	細島港	51.9	Ⅱ	16.09	0.756	2.50	1.89	0.61
31					石瀬戸橋	84.9	Ⅱ	18.37	0.958	2.58	2.43	0.15
32					鹿児島港	149.6	Ⅲ	38.02	0.221	3.01	2.88	0.13
33	襟裳岬沖	1971.08.02	7.0	60	釧路港	201.7	Ⅱ	34.88	1.172	2.06	1.98	0.08
34					室蘭港	255.4	Ⅱ	19.92	0.691	1.64	1.51	0.13
35	八丈島東方沖	1972.12.04	7.2	50	久里浜港	257.6	Ⅲ	22.11	0.634	1.95	1.76	0.19
36					東京湾（観音崎）	258.8	Ⅰ	22.30	0.680	1.68	1.63	0.05
37					東京湾（富津岬）	262.0	Ⅱ	30.03	0.960	1.83	1.73	0.10
38					横浜港（京浜）	282.7	Ⅱ	30.01	0.414	1.87	1.39	0.48
39					東京湾（品川）	293.2	Ⅱ	39.28	0.402	1.82	1.49	0.33
40					平井大橋	301.0	Ⅱ	20.59	0.393	3.56	3.47	0.09
41					草加高架橋	312.6	Ⅲ	51.09	0.228	1.79	1.77	0.02
42					小浜名港	416.5	Ⅱ	48.81	0.561	1.47	1.46	0.01
43					伊達橋	517.2	Ⅰ	16.28	1.024	1.60	1.47	0.13
44	根室半島沖	1973.06.17	7.4	40	釧路港	127.3	Ⅱ	39.73	0.573	3.30	3.08	0.22
45					苫小牧港	357.3	Ⅱ	40.73	0.633	2.28	2.04	0.24
46					室蘭港	412.8	Ⅱ	24.71	0.387	2.00	1.99	0.01
47	根室半島沖	1973.06.24	7.1	30	釧路港	192.4	Ⅱ	35.52	0.675	1.64	1.62	0.02
48	伊豆半島南部沿岸近海	1974.05.09	6.9	10	田子ノ浦	63.9	Ⅲ	26.27	0.763	1.76	1.50	0.26
49					東京湾（観音崎）	115.0	Ⅰ	15.41	1.619	2.92	2.84	0.08
50					東京湾（富津岬）	123.2	Ⅱ	16.80	1.507	7.61	5.71	1.90
51					横浜港（1）	124.9	Ⅲ	33.12	0.501	3.04	2.43	0.61
52	大島近海	1978.01.14	7.0	0	熱海変電所	41.2	Ⅰ	17.19	0.685	1.27	1.10	0.17
53					白堀変電所	44.7	Ⅰ	14.61	1.402	1.86	1.50	0.36
54					沼津変電所	53.7	Ⅰ	15.61	0.991	1.90	1.75	0.15
55					東京湾（観音崎）	70.3	Ⅰ	19.11	1.286	1.62	1.57	0.05
56					新岩田変電所	108.5	Ⅲ	16.32	0.689	8.70	7.73	0.97
57	宮城県沖	1978.02.20	6.7	50	開北橋	84.2	Ⅰ	11.25	1.421	2.07	1.87	0.20
58					平大橋	219.9	Ⅱ	23.02	0.540	2.58	2.53	0.05
59	宮城県沖	1978.06.12	7.4	40	開北橋	81.4	Ⅰ	16.63	2.119	1.89	1.63	0.26
60					平大橋	164.6	Ⅱ	28.05	0.361	2.29	2.11	0.18
61					雄平橋	188.1	Ⅱ	20.55	0.624	3.85	3.56	0.29
62					新利根川橋	312.2	Ⅱ	28.66	0.416	3.64	3.10	0.54
63	伊豆半島付近	1980.06.29	6.7	10	東名・富士川	61.3	Ⅱ	15.95	1.749	3.83	2.62	1.21



図－3.2　地震動の継続時間と瞬間的な最大パワーの関係

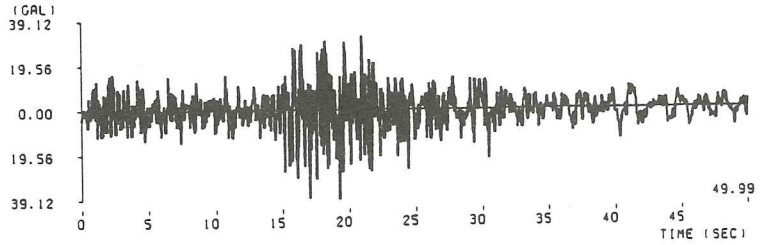


(a)パルス面積の最大値との関係

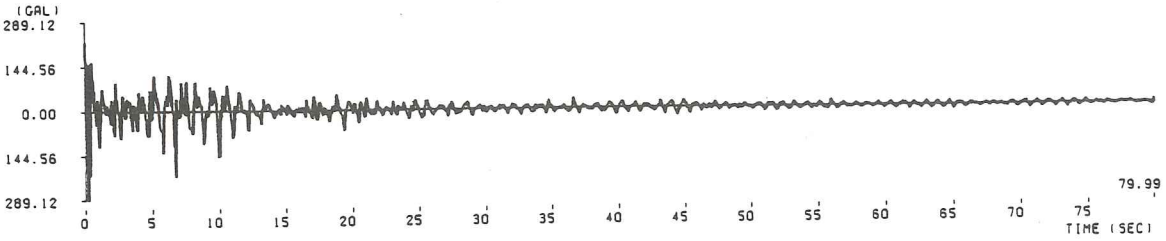


(b)パルス面積の差分との関係

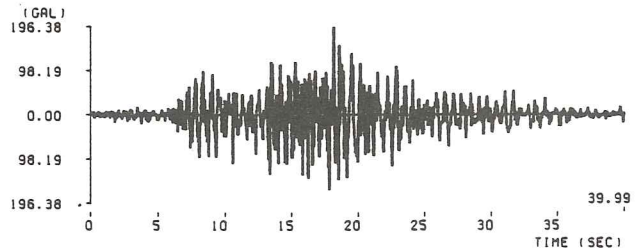
図－3.3　地震動の継続時間とパルス面積の関係



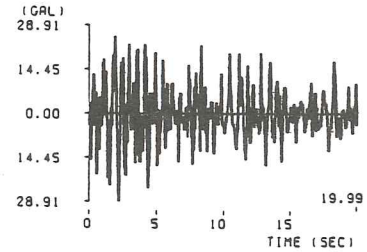
(1) 越前岬沖地震名古屋港記録（M＝6.9，Δ＝127km，Ⅱ種地盤）



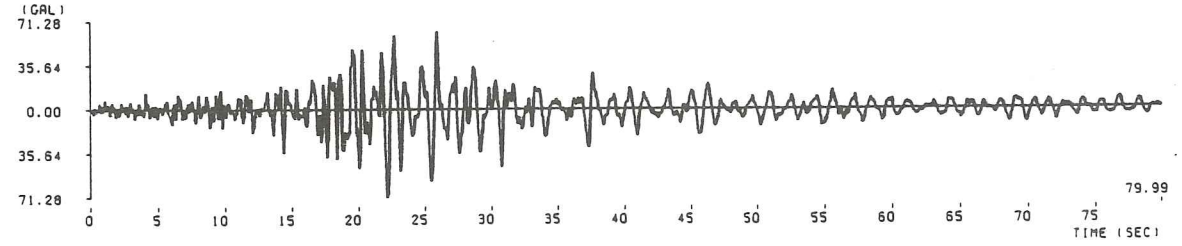
(2) 日向灘地震細島港記録（M＝7.5，Δ＝32.2km，Ⅱ種地盤）



(3) 日向灘地震板島橋記録（M＝7.5，Δ＝103.3km，Ⅱ種地盤）

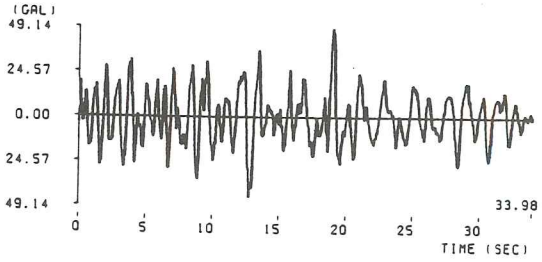


(4) 日向灘地震石瀬戸橋記録（M＝7.5，Δ＝136.0km，Ⅱ種地盤）

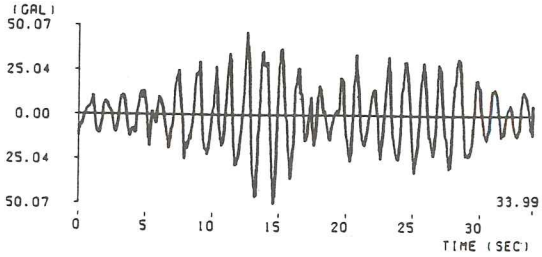


(5) 日向灘地震高知港記録（M＝7.5，Δ＝167.4km，Ⅲ種地盤）

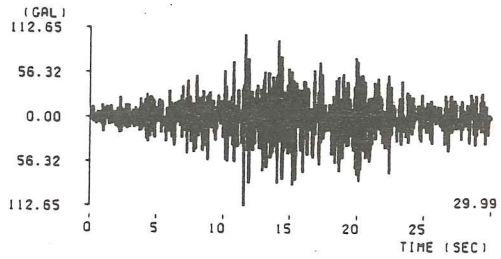
図―3.4a　入力地震動として用いた既往の強震記録



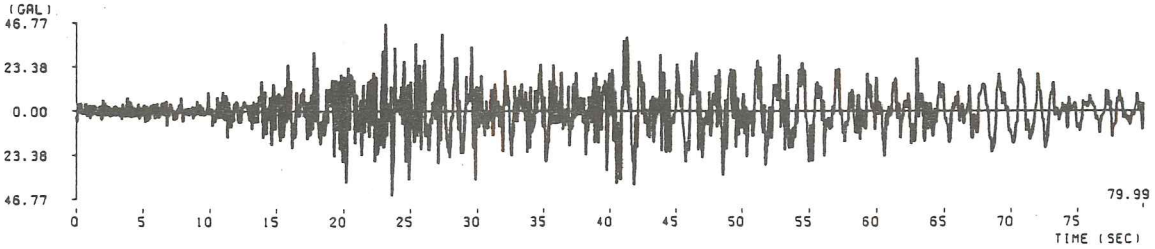
(6)　日向灘地震有明海堤防記録（M＝7.5，Δ＝233.7km，Ⅲ種地盤）



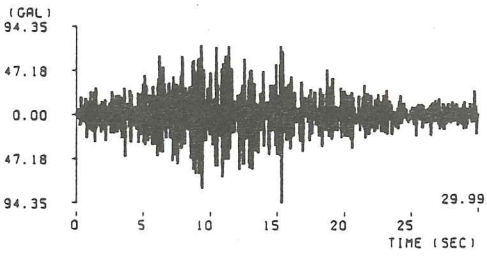
(7)　日向灘地震妙見橋記録（M＝7.5，Δ＝341.3km，Ⅲ種地盤）



(8)　東北東方沖地震幌満橋記録（M＝7.9，Δ＝155.1km，Ⅰ種地盤）

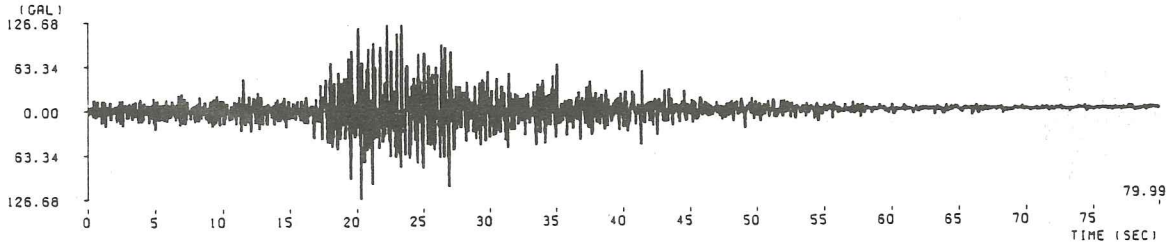


(9)　東北東方沖地震釧路港記録（M＝7.9，Δ＝257.9km，Ⅱ種地盤）

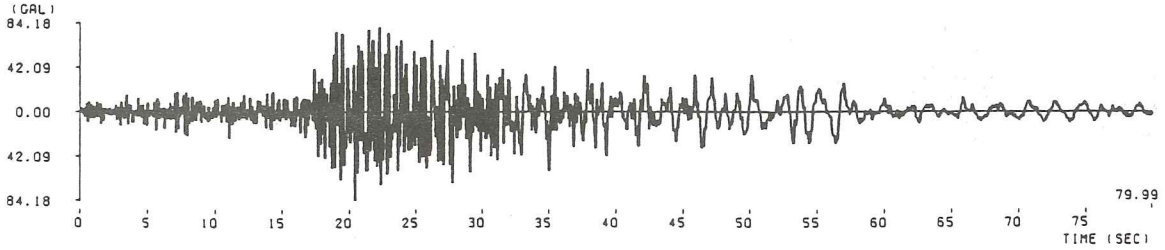


(10)　青森県東方沖地震幌満橋記録（M＝7.5，Δ＝74.0km，Ⅰ種地盤）

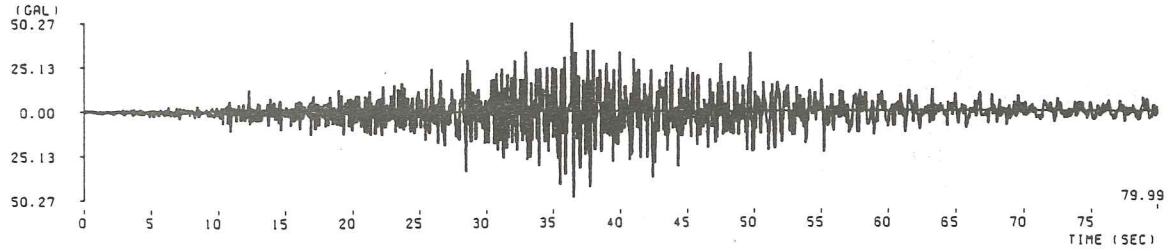
図―3.4b　入力地震動として用いた既往の強震記録



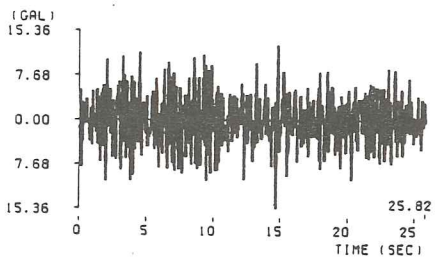
(11) 青森県東方沖地震室蘭港記録（M＝7.5，Δ＝184.0km，Ⅱ種地盤）



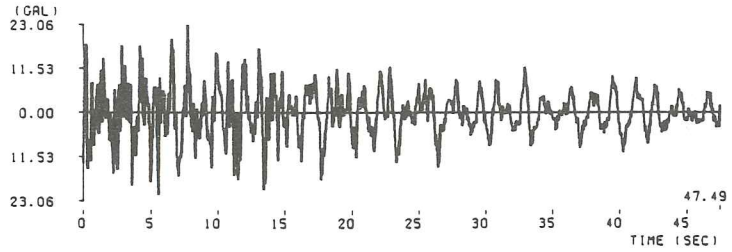
(12) 青森県東方沖地震青森港記録（M＝7.5，Δ＝187.1km，Ⅲ種地盤）



(13) 岩手県沖地震八戸港記録（M＝7.2，Δ＝182.7km，Ⅱ種地盤）

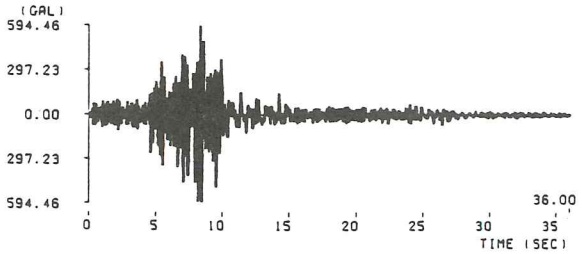


(14) 岩手県沖地震開北橋記録（M＝7.2，Δ＝190.9km，Ⅰ種地盤）

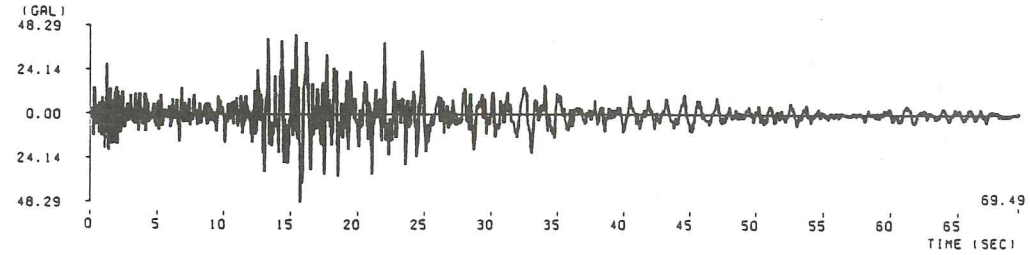


(15) 岩手県沖地震青森港記録（M＝7.2，Δ＝254.0km，Ⅲ種地盤）

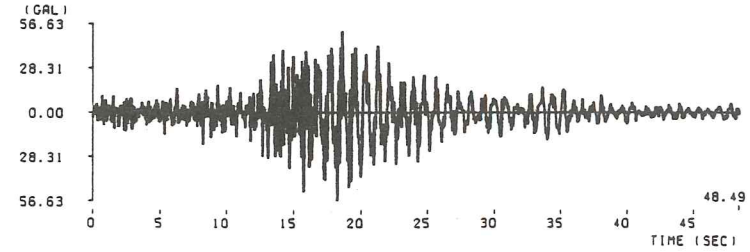
図―3.4c　入力地震動として用いた既往の強震記録



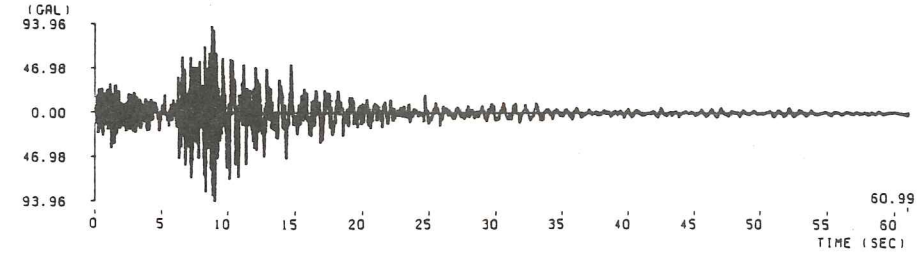
(16)　愛媛県西部沿岸地震板島橋記録（M＝6.6，Δ＝10.0km，Ⅱ種地盤）



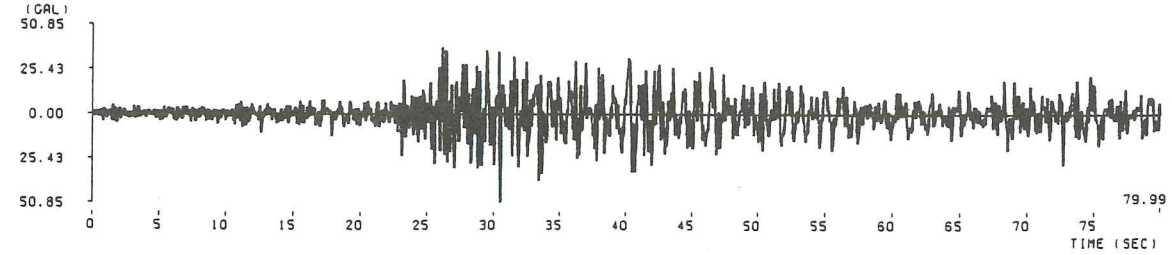
(17)　愛媛県西部沿岸地震高知港記録（M＝6.6，Δ＝112.5km，Ⅲ種地盤）



(18)　愛媛県西部沿岸地震細島港記録（M＝6.6，Δ＝118.2km，Ⅱ種地盤）

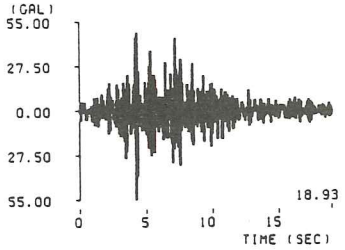


(19)　日向灘地震細島港記録（M＝6.5，Δ＝51.4km，Ⅱ種地盤）

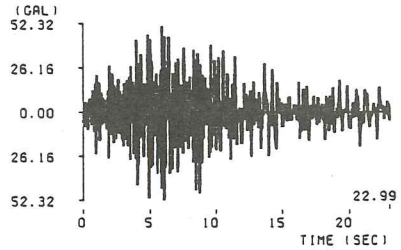


(20)　北海道東部地震釧路港記録（M＝7.8，Δ＝265.1km，Ⅱ種地盤）

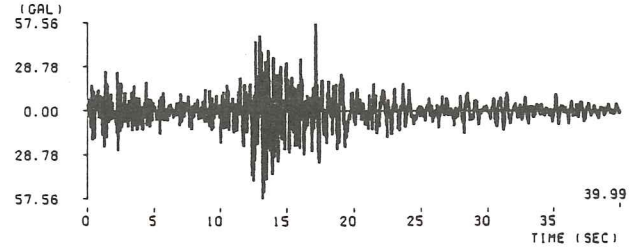
図―3.4d　入力地震動として用いた既往の強震記録



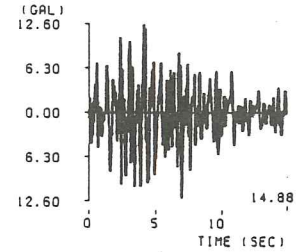
(21)　岐阜県中部地震四徳大橋記録（M＝6.6，Δ＝85.5km，Ⅱ種地盤）



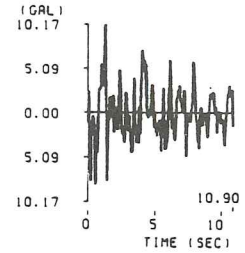
(22)　岐阜県中部地震新八幡橋記録（M＝6.6，Δ＝89.1km，Ⅰ種地盤）



(23)　岐阜県中部地震衣浦港記録（M＝6.6，Δ＝97.3km，Ⅲ種地盤）

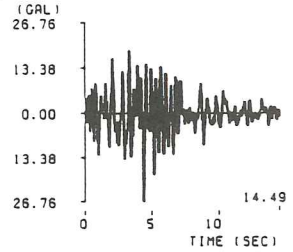


(24)　岐阜県中部地震豊浜大橋記録（M＝6.6，Δ＝145.9km，Ⅱ種地盤）

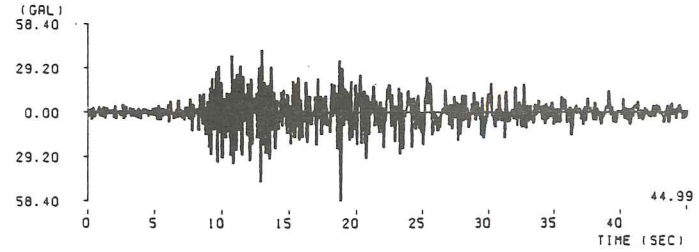


(25)　岐阜県中部地震西横堀高架橋記録（M＝6.6，Δ＝188.7km，Ⅱ種地盤）

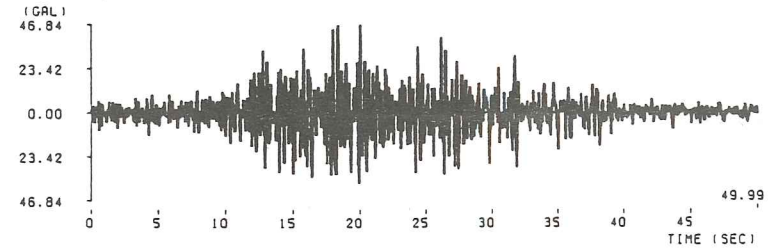
図―3.4e　入力地震動として用いた既往の強震記録



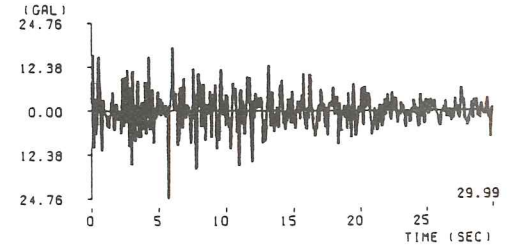
(26)　岐阜県中部地震神戸港記録（M＝6.6，Δ＝207.5km，Ⅱ種地盤）



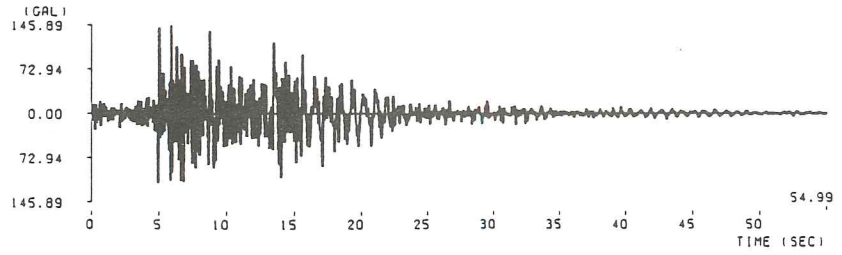
(27)　北海道南部地方地震釧路港記録（M＝6.7，Δ＝121.6km，Ⅱ種地盤）



(28)　北海道南部地方地震室蘭港記録（M＝6.7，Δ＝177.2km，Ⅱ種地盤）

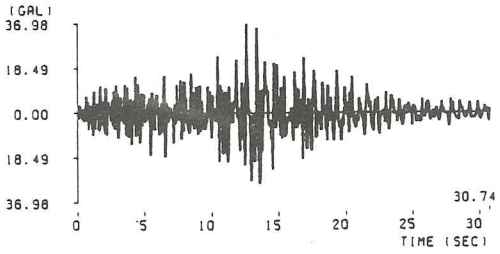


(29)　北海道南部地方地震八戸港記録（M＝6.7，Δ＝246.1km，Ⅱ種地盤）

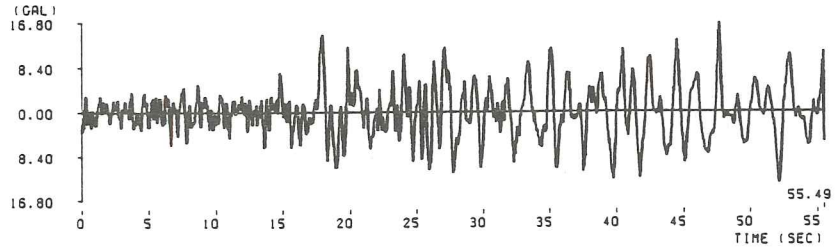


(30)　宮崎県沖地震細島港記録（M＝6.7，Δ＝51.9km，Ⅱ種地盤）

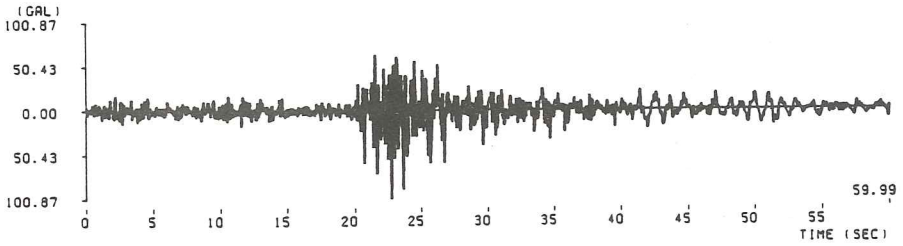
図―3.4f　入力地震動として用いた既往の強震記録



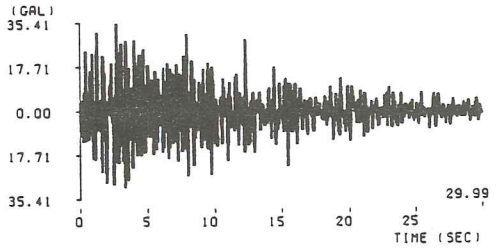
(31) 宮崎県沖地震石瀬戸橋記録（M＝6.7，Δ＝84.9km，Ⅱ種地盤）



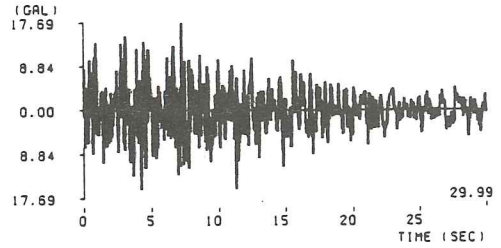
(32) 宮崎県沖地震鹿児島港記録（M＝6.7，Δ＝149.6km，Ⅲ種地盤）



(33) 襟裳岬沖地震釧路港記録（M＝7.0，Δ＝201.7km，Ⅱ種地盤）

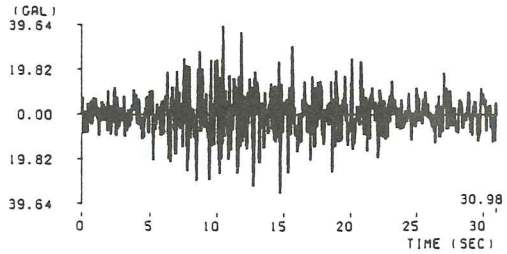


(34) 襟裳岬沖地震室蘭港記録（M＝7.0，Δ＝255.4km，Ⅱ種地盤）

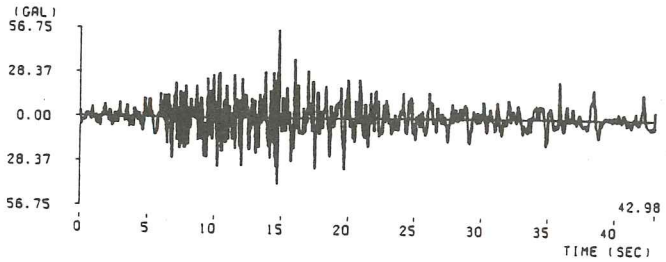


(35) 八丈島東方沖地震久里浜港記録（M＝7.2，Δ＝257.6km，Ⅲ種地盤）

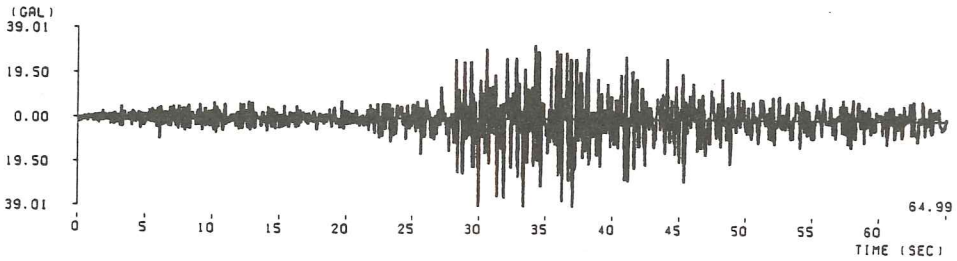
図―3.4g　入力地震動として用いた既往の強震記録



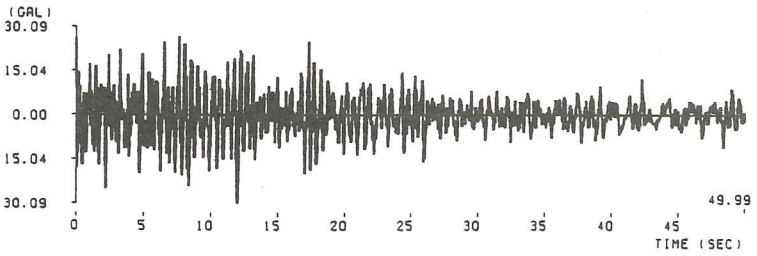
(36)　八丈島東方沖地震東京湾（観音崎）記録（M＝7.2，Δ＝258.8km，Ⅰ種地盤）



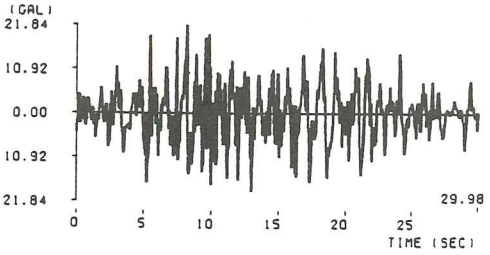
(37)　八丈島東方沖地震東京湾（富津岬）記録（M＝7.2，Δ＝262.0km，Ⅱ種地盤）



(38)　八丈島東方沖地震横浜港（京浜）記録（M＝7.2，Δ＝282.7km，Ⅱ種地盤）

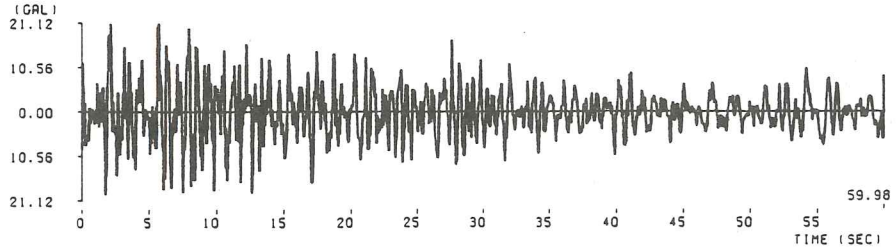


(39)　八丈島東方沖地震東京湾（品川）記録（M＝7.2，Δ＝293.2km，Ⅱ種地盤）

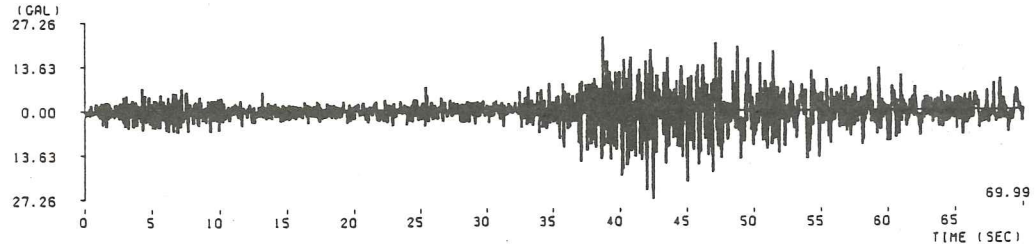


(40)　八丈島東方沖地震平井大橋記録（M＝7.2，Δ＝301.0km，Ⅱ種地盤）

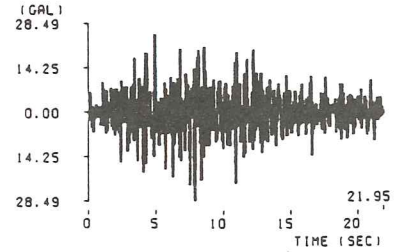
図―3.4h　入力地震動として用いた既往の強震記録



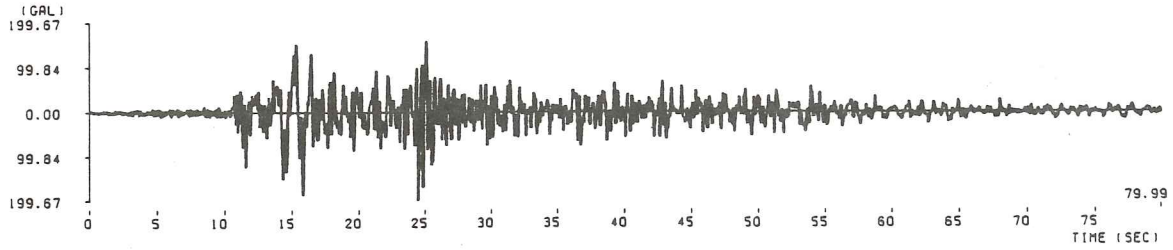
(41) 八丈島東方沖地震草加高架橋記録（M＝7.2，Δ＝312.6km，Ⅲ種地盤）



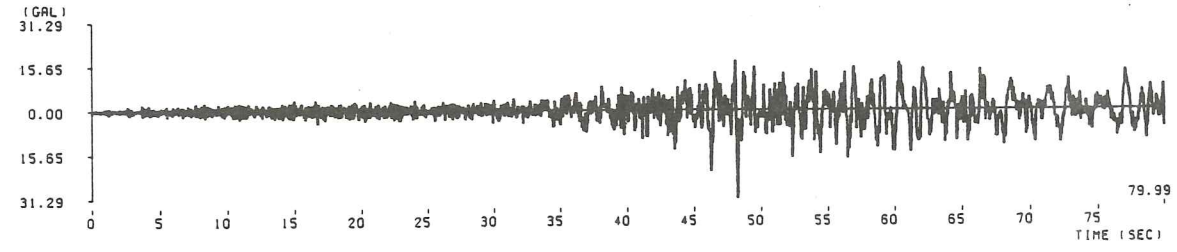
(42) 八丈島東方沖地震小浜名港記録（M＝7.2，Δ＝416.5km，Ⅱ種地盤）



(43) 八丈島東方沖地震伊達橋記録（M＝7.2，Δ＝517.2km，Ⅰ種地盤）

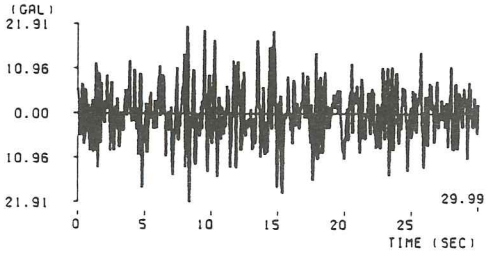


(44) 根室半島沖地震釧路港記録（M＝7.4，Δ＝127.3km，Ⅱ種地盤）

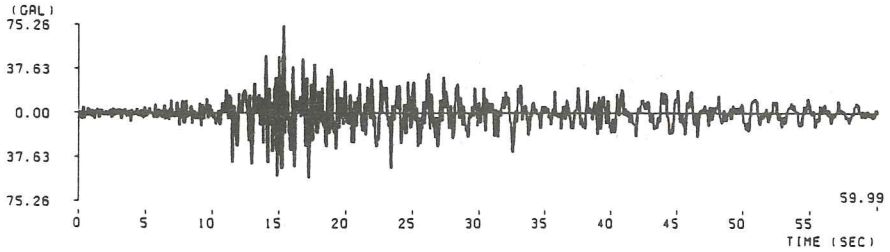


(45) 根室半島沖地震苫小牧港記録（M＝7.4，Δ＝357.3km，Ⅱ種地盤）

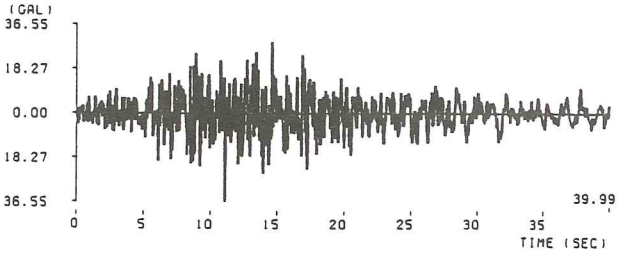
図―3.4i　入力地震動として用いた既往の強震記録



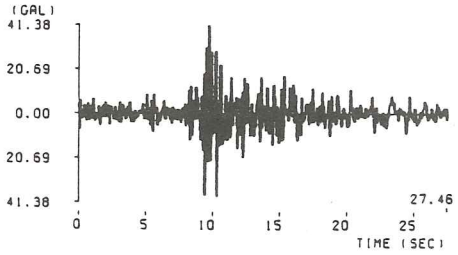
(46)　根室半島沖地震室蘭港記録（M＝7.4，Δ＝412.8km，Ⅱ種地盤）



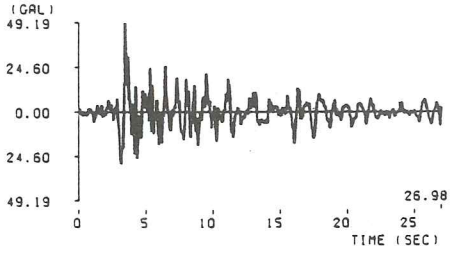
(47)　根室半島沖地震釧路港記録（M＝7.1，Δ＝192.4km，Ⅱ種地盤）



(48)　伊豆半島南部沿岸近海地震田子ノ浦記録（M＝6.9，Δ＝63.9km，Ⅲ種地盤）

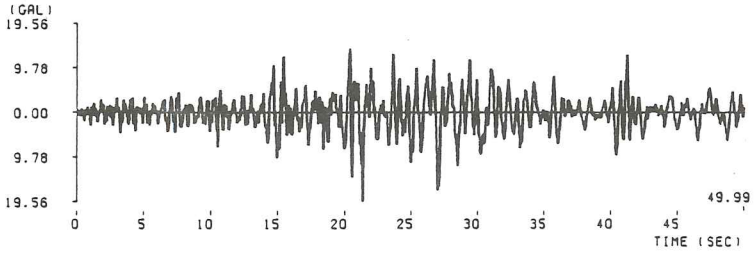


(49)　伊豆半島南部沿岸近海地震東京湾（観音崎）記録（M＝6.9，Δ＝115.0km，Ⅰ種地盤）

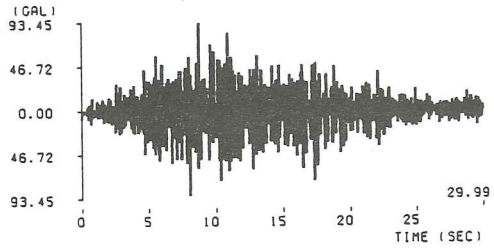


(50)　伊豆半島南部沿岸近海地震東京湾（富津岬）記録（M＝6.9，Δ＝123.2km，Ⅱ種地盤）

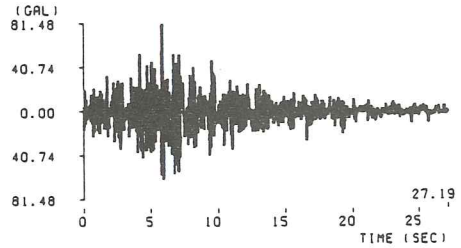
図―3.4j　入力地震動として用いた既往の強震記録



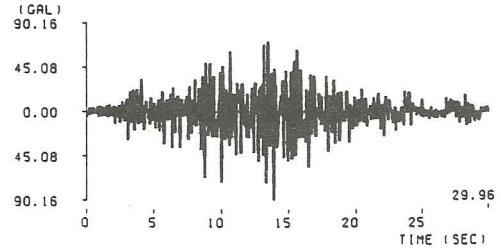
(51) 伊豆半島南部沿岸近海地震横浜港（１）記録（M＝6.9, Δ＝124.9km, Ⅲ種地盤）



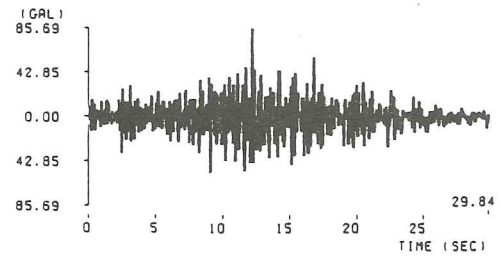
(52) 大島近海地震熱海変電所記録（M＝7.0, Δ＝41.2km, Ⅰ種地盤）



(53) 大島近海地震白堀変電所記録（M＝7.0, Δ＝44.7km, Ⅰ種地盤）

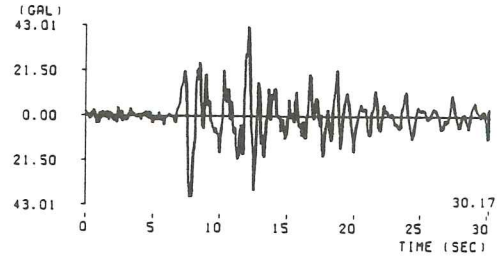


(54) 大島近海地震沼津変電所記録（M＝7.0, Δ＝53.7km, Ⅰ種地盤）

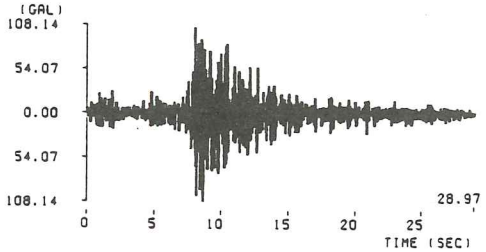


(55) 大島近海地震東京湾（観音崎）記録（M＝7.0, Δ＝70.3km, Ⅰ種地盤）

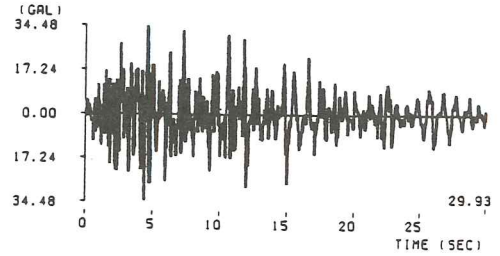
図―3.4k　入力地震動として用いた既往の強震記録



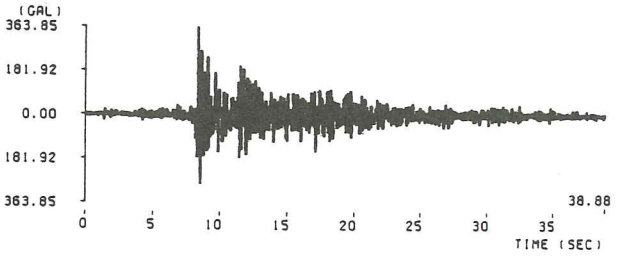
(56)　大島近海地震新岩田変電所記録（M＝7.0，Δ＝108.5km，Ⅲ種地盤）



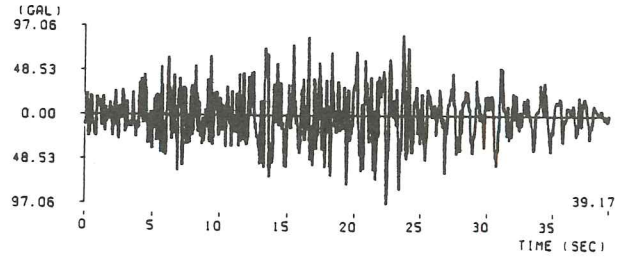
(57)　宮城県沖地震開北橋記録（M＝6.7，Δ＝84.2km，Ⅰ種地盤）



(58)　宮城県沖地震平大橋記録（M＝6.7，Δ＝219.9km，Ⅱ種地盤）

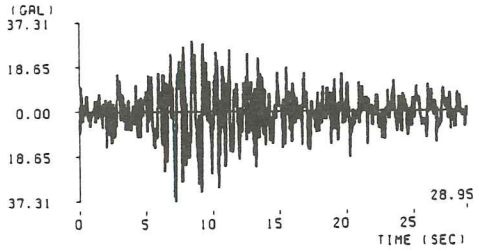


(59)　宮城県沖地震開北橋記録（M＝7.4，Δ＝81.4km，Ⅰ種地盤）

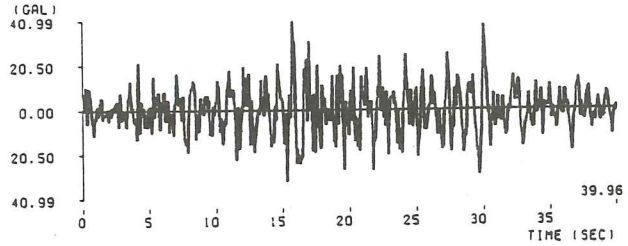


(60)　宮城県沖地震平大橋記録（M＝7.4，Δ＝164.6km，Ⅱ種地盤）

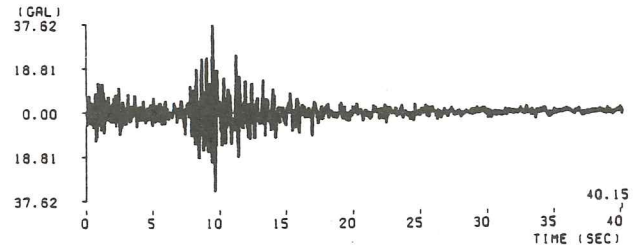
図―3.41　入力地震動として用いた既往の強震記録



(61)　宮城県沖地震雄平橋記録（M＝7.4，Δ＝188.1km，Ⅱ種地盤）



(62)　宮城県沖地震新利根川橋記録（M＝7.4，Δ＝312.2km，Ⅱ種地盤）



(63)　伊豆半島付近地震東名・富士川記録（M＝6.7，Δ＝61.3km，Ⅱ種地盤）

図―3.4m　入力地震動として用いた既往の強震記録

第４章　残留変位比応答スペクトルの解析結果

図－4.1～図－4.63 は、表－3.1 に示す全解析条件の組み合わせに対して式(2.1)で定義される残留変位比応答スペクトルを求めた結果を示したものである。ここでは、残留変位比応答スペクトルを、応答塑性率と二次剛比をパラメータとして、全入力地震動波形ごとに求めた。なお、固有周期とは、橋脚の降伏剛性を用いて算出される固有周期のことである。

これら全ての解析結果を概観すると、以下のような定性的な考察ができるものと考えられる。

①残留変位比応答スペクトルは、弾性応答に基づく加速度応答スペクトルや変位応答スペクトルのように、特定の傾向をもった有意な形状とはならず、振動系の固有周期との相関関係が小さい。また、同一の入力地震動でも、振動系の固有周期の変化に対する残留変位比応答スペクトルの変動量が大きい。これは、残留変位は、非線形挙動した後の変位であり、振動系の降伏時の固有周期との間には有意な傾向が生じないためと考えられる。

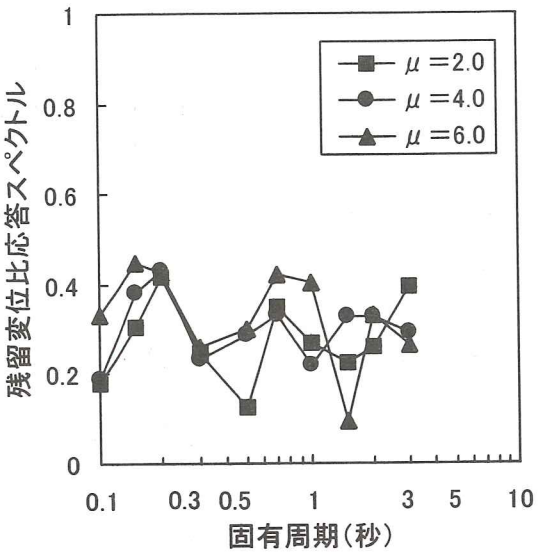
②残留変位比応答スペクトルは、入力地震動によってその形状が様々に変化する。

③応答塑性率が残留変位比応答スペクトルに及ぼす影響に関しては、二次剛比が正値の場合、応答塑性率が大きくなると残留変位比応答スペクトルが大きくなる傾向を示している。

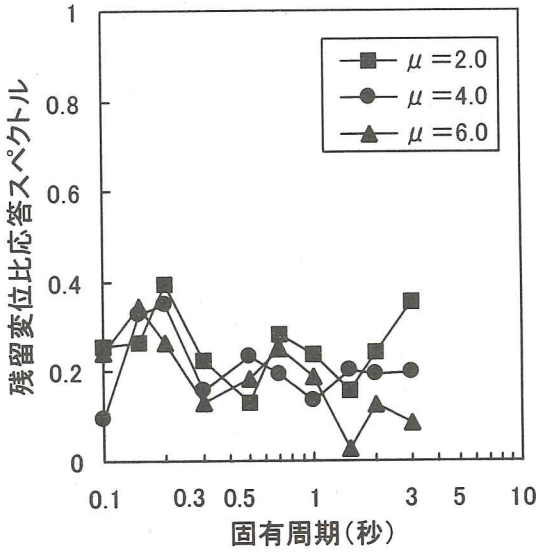
④二次剛比が残留変位比応答スペクトルに及ぼす影響は顕著であり、二次剛比が大きいほど残留変位比応答スペクトルは小さくなっている。これは、川島らの研究によっても報告されている知見と同様である。

⑤残留変位比応答スペクトルは、変位の履歴復元力特性をバイリニアモデルとした場合と比較すると小さくなっている。これは、履歴復元力特性として剛性低下型のモデルを用いているためであると考えられる。

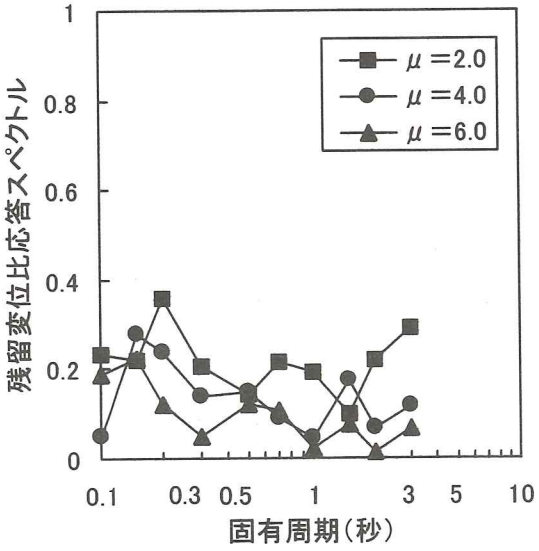
上記のような定性的な考察を踏まえ、表－3.1 に示した解析パラメータの要因が残留変位比応答スペクトルに及ぼす影響について、次章以降において定量的な分析を行うこととする。



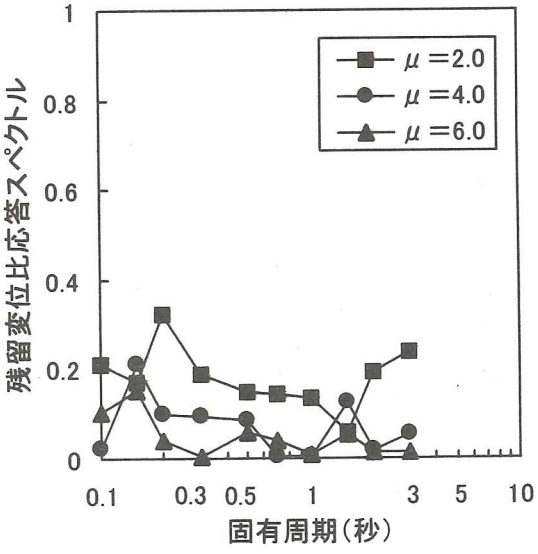
(a) r = -0.05



(b) r = 0

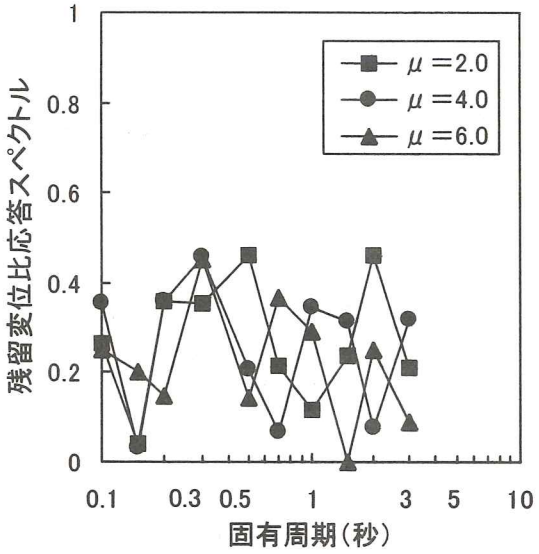


(c) r = 0.05

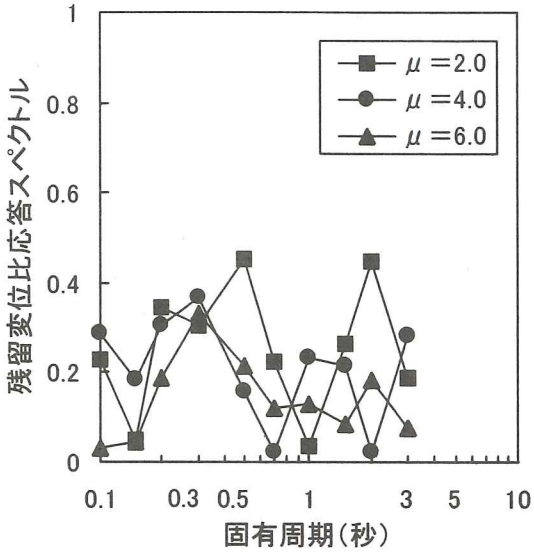


(d) r = 0.10

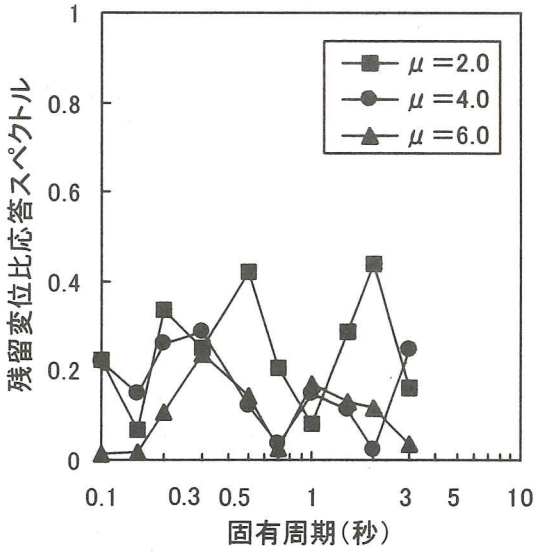
図－4.1　越前岬沖地震名古屋港記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
（M=6.9, 震央距離127km, Ⅱ種地盤）



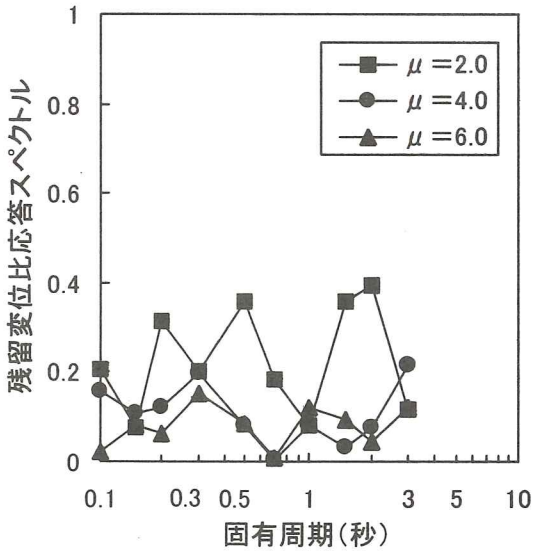
(a) r = -0.05



(b) r = 0

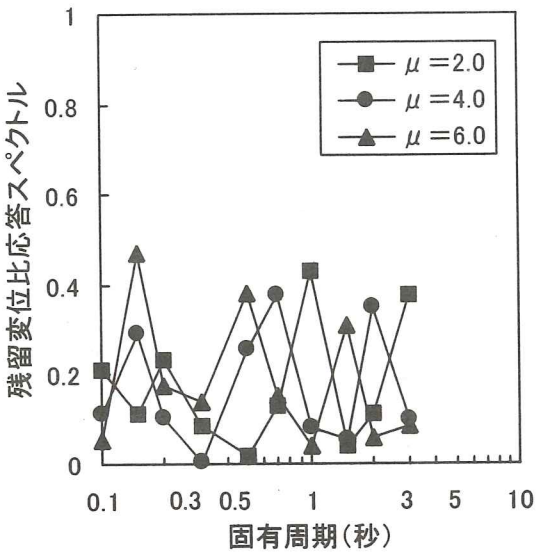


(c) r = 0.05

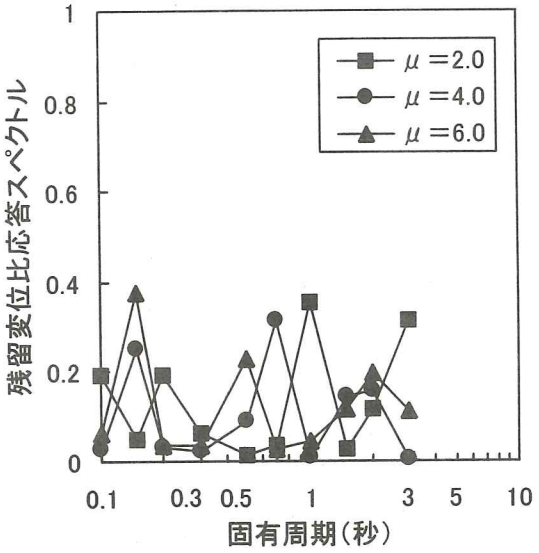


(d) r = 0.10

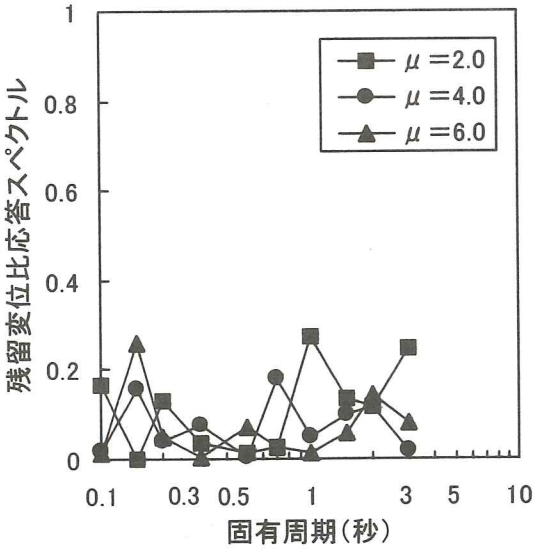
図－4.2　日向灘地震細島港記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
（M=7.5, 震央距離32.2km, Ⅱ種地盤）



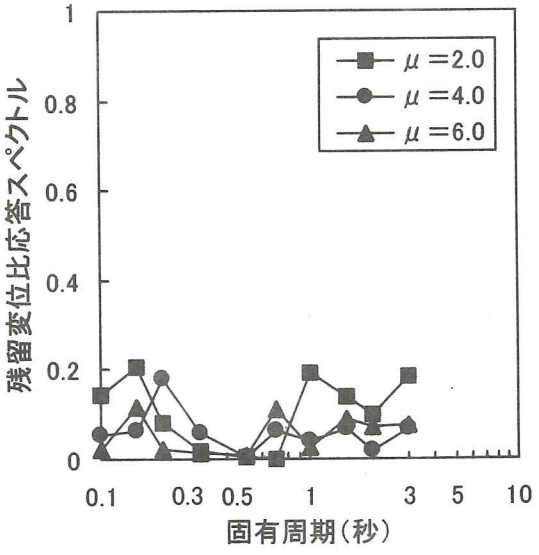
(a) r = -0.05



(b) r = 0

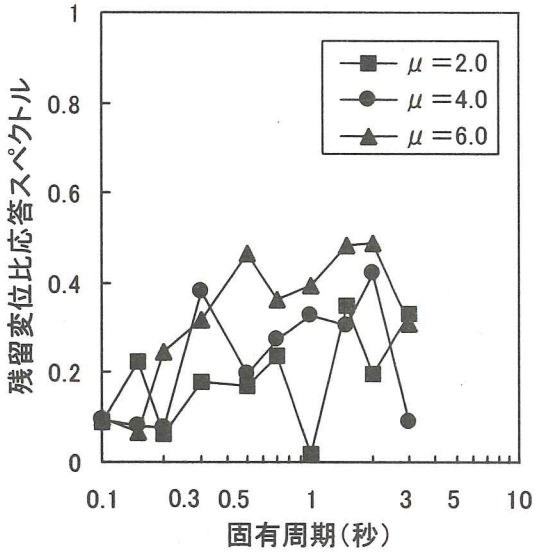


(c) r = 0.05

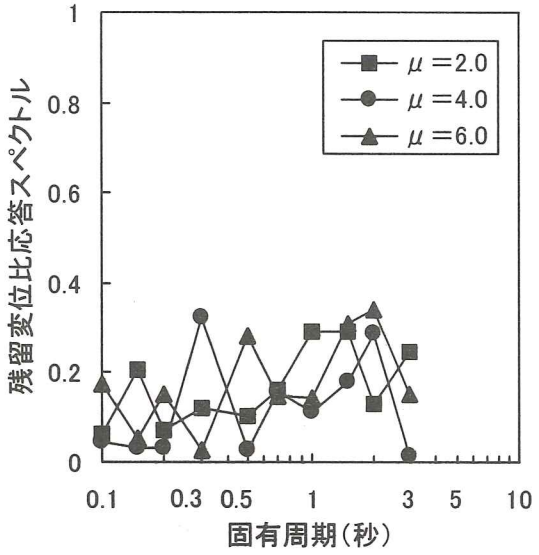


(d) r = 0.10

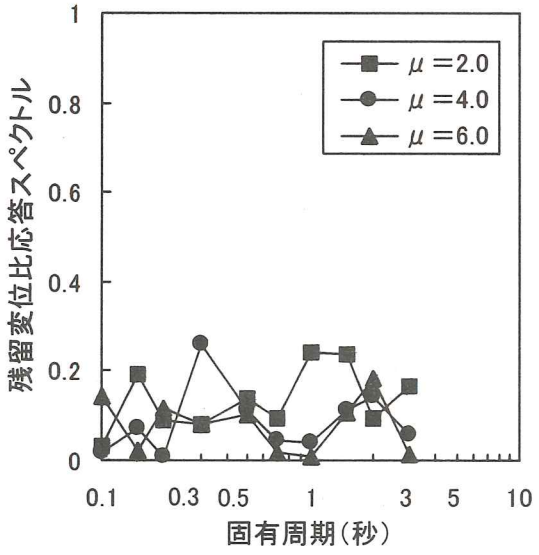
図－4.3　日向灘地震板島橋記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
（M=7.5, 震央距離103.3km, Ⅱ種地盤）



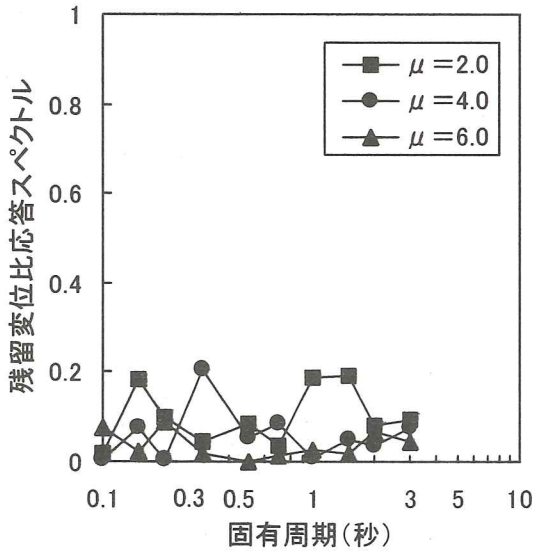
(a) r = -0.05



(b) r = 0

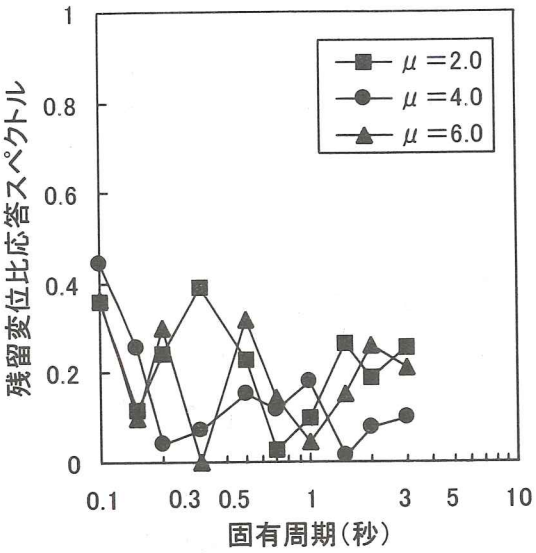


(c) r = 0.05

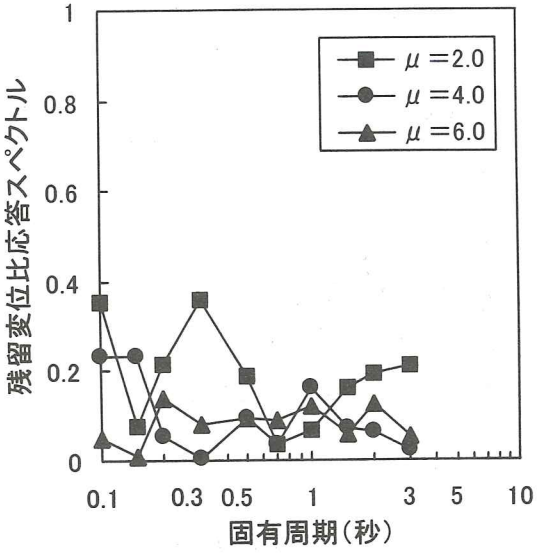


(d) r = 0.10

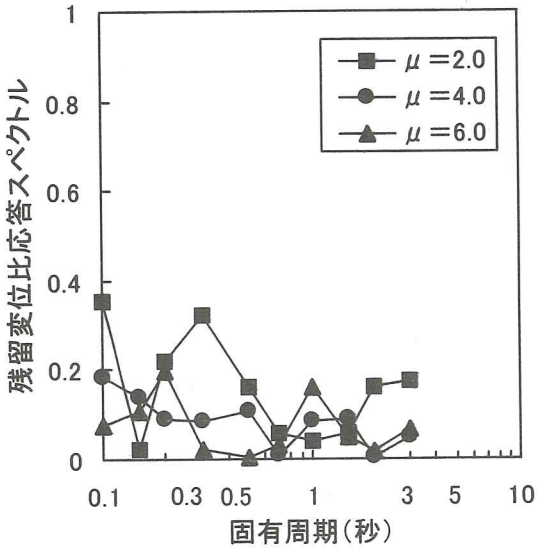
図－4.4　日向灘地震石瀬戸橋記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
（M=7.5, 震央距離136.0km, Ⅱ種地盤）



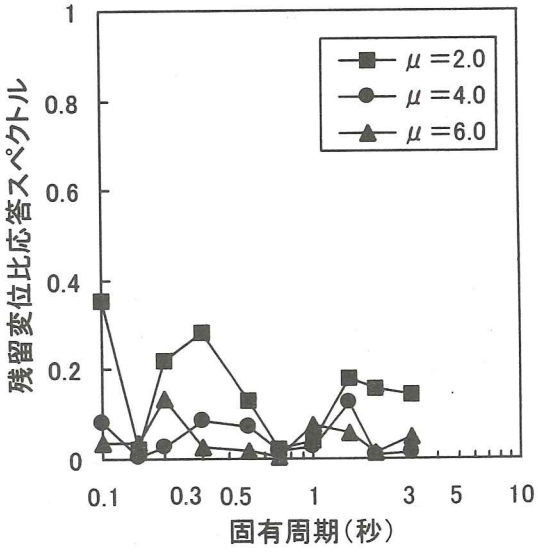
(a) r = -0.05



(b) r = 0

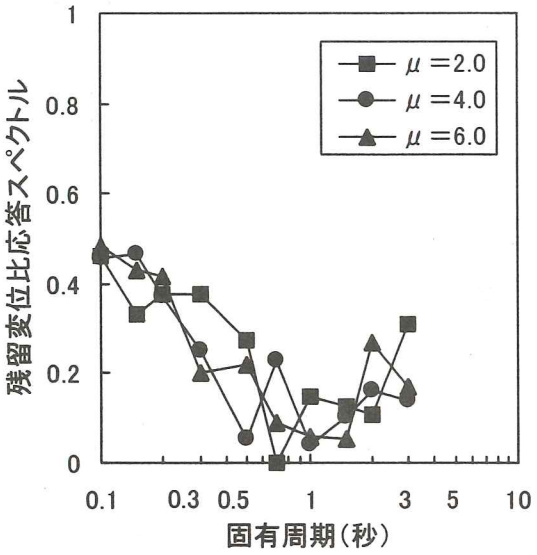


(c) r = 0.05

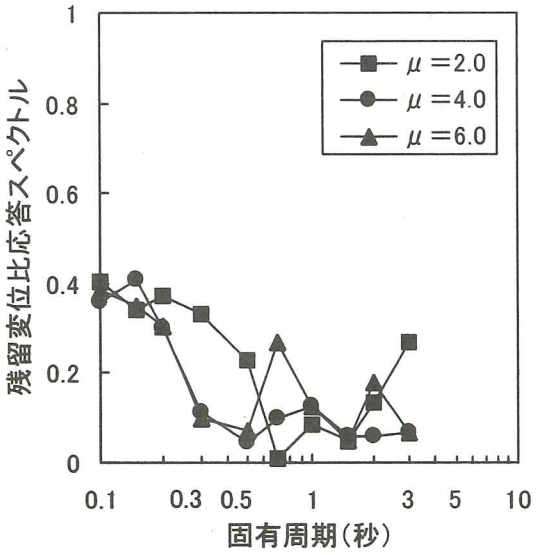


(d) r = 0.10

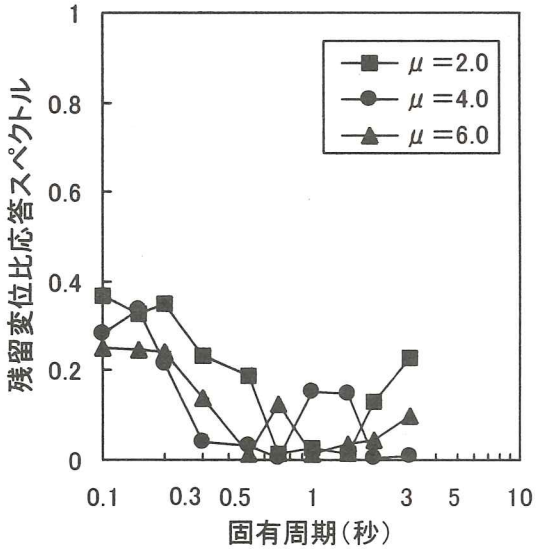
図－4.5　日向灘地震高知港記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=7.5, 震央距離167.4km, Ⅲ種地盤)



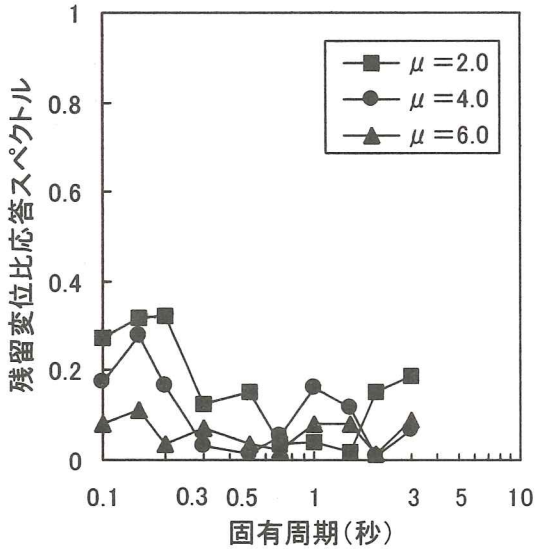
(a) r = -0.05



(b) r = 0

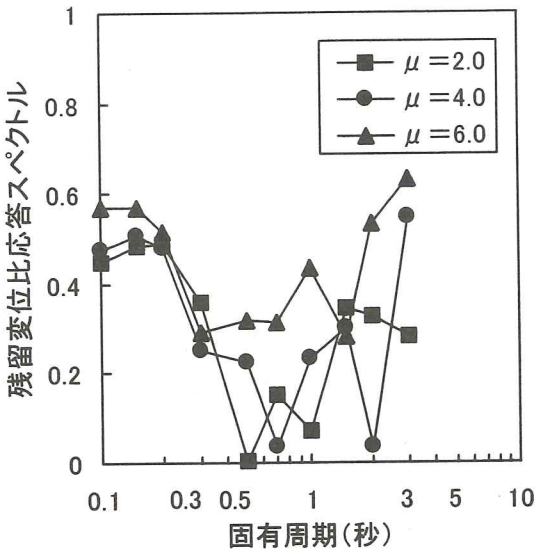


(c) r = 0.05

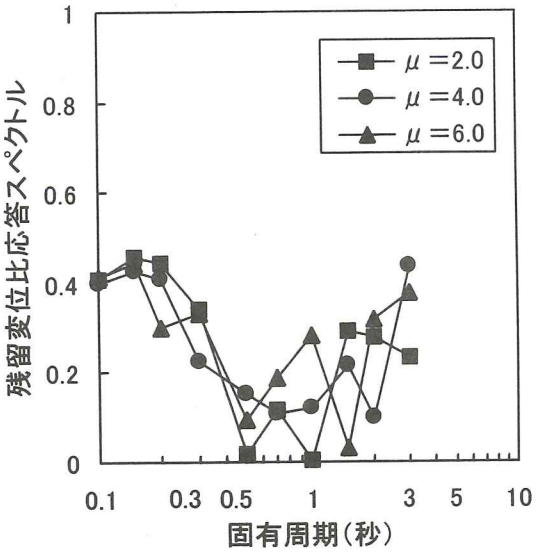


(d) r = 0.10

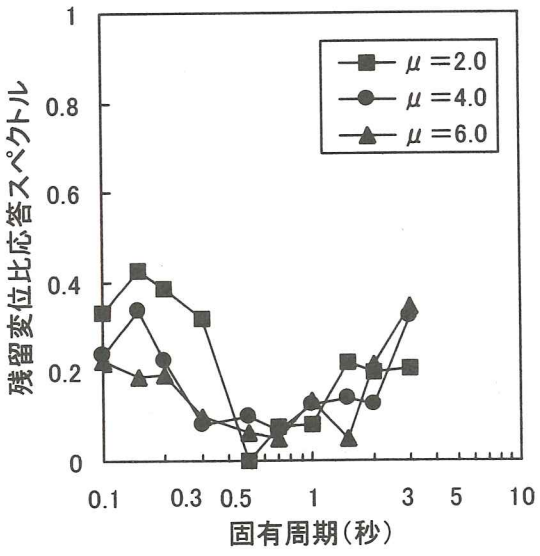
図－4.6　日向灘地震有明海堤防記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
（M=7.5, 震央距離233.7km, Ⅲ種地盤）



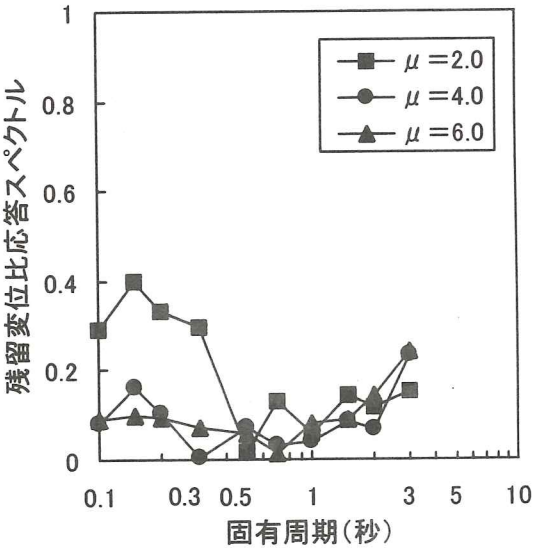
(a) r = -0.05



(b) r = 0

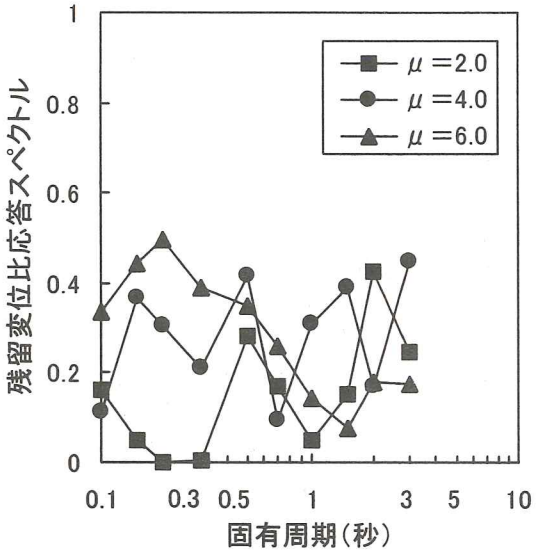


(c) r = 0.05

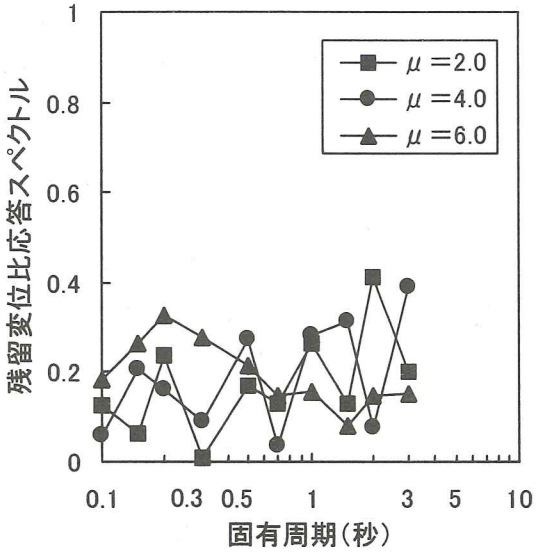


(d) r = 0.10

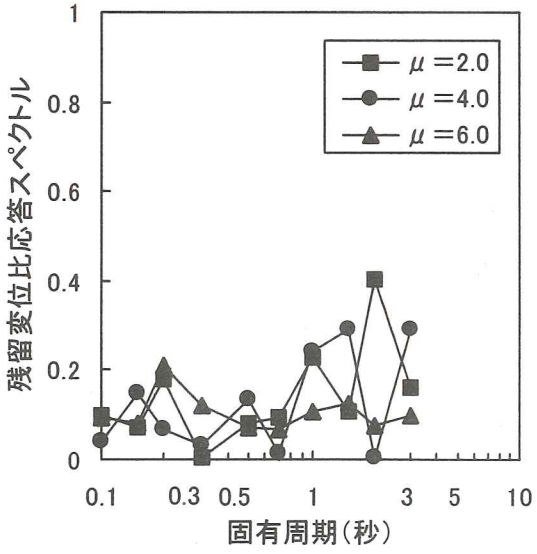
図－4.7　日向灘地震妙見橋記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=7.5, 震央距離341.3km, Ⅲ種地盤)



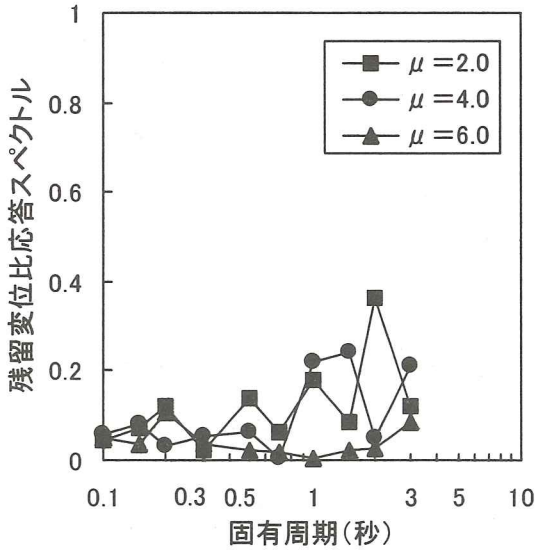
(a) r = -0.05



(b) r = 0

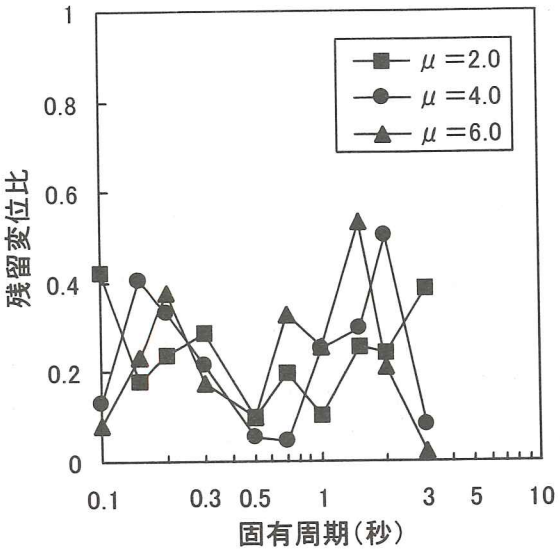


(c) r = 0.05

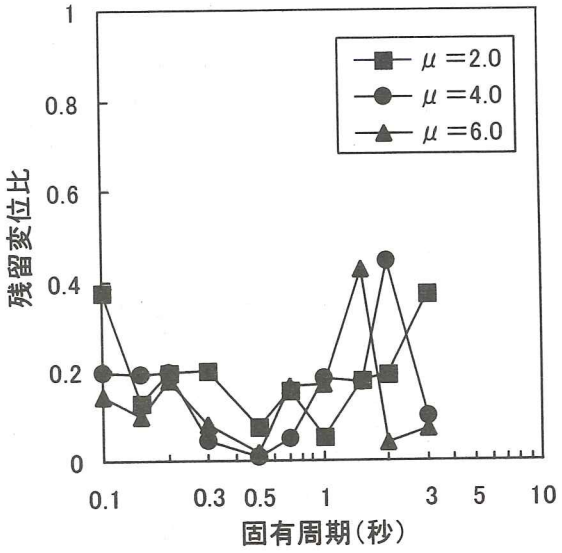


(d) r = 0.10

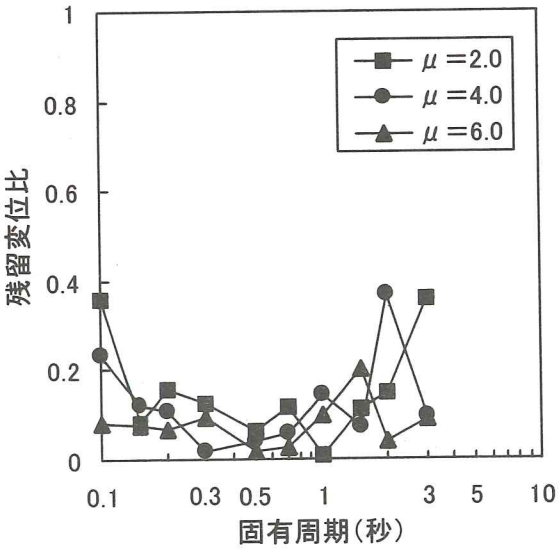
図－4.8　東北東方沖地震幌満橋記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
（M=7.9, 震央距離155.1km、Ⅰ種地盤）



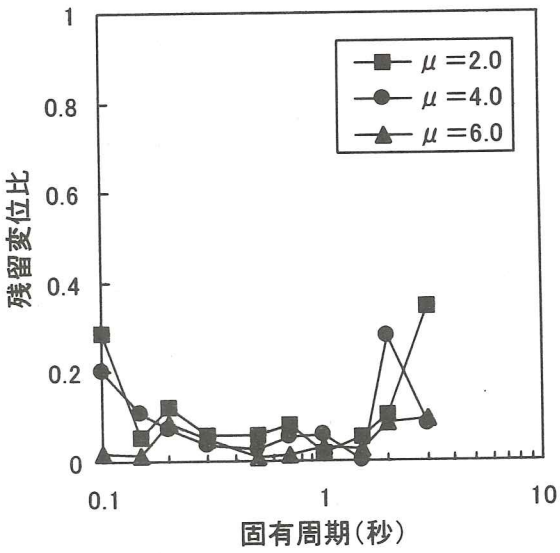
(a) r = -0.05



(b) r = 0

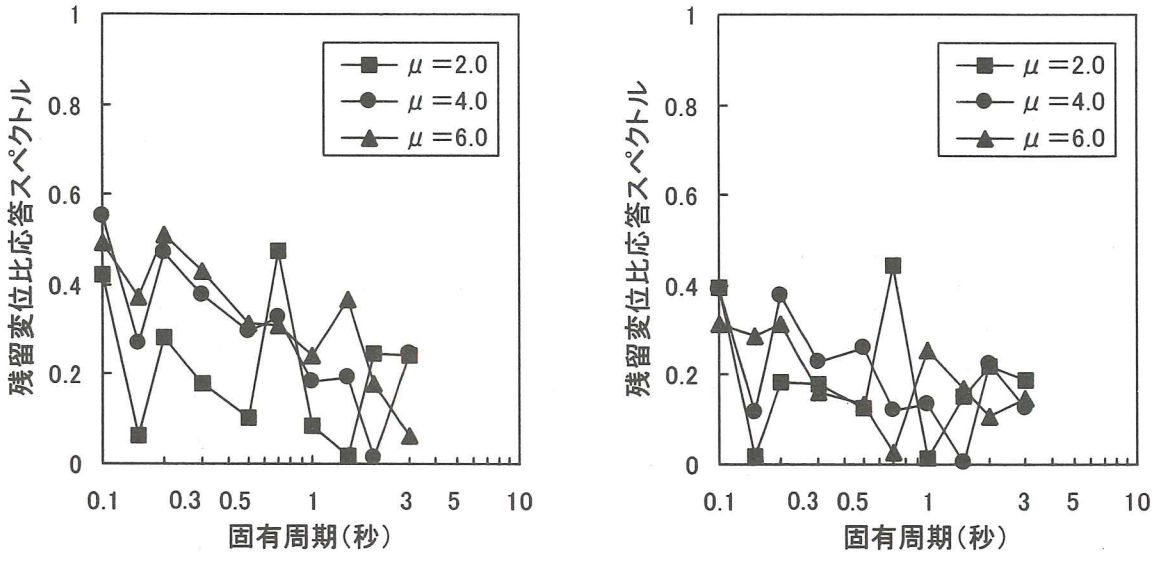


(c) r = 0.05



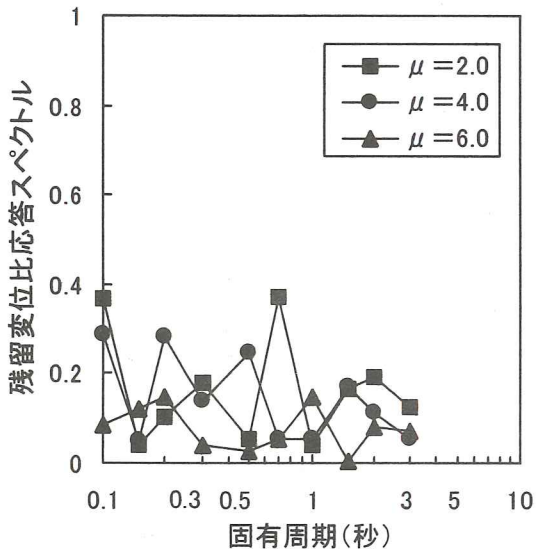
(d) r = 0.10

図－4.9　東北東方沖地震釧路港記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=7.9, 震央距離257.9km, Ⅱ種地盤)

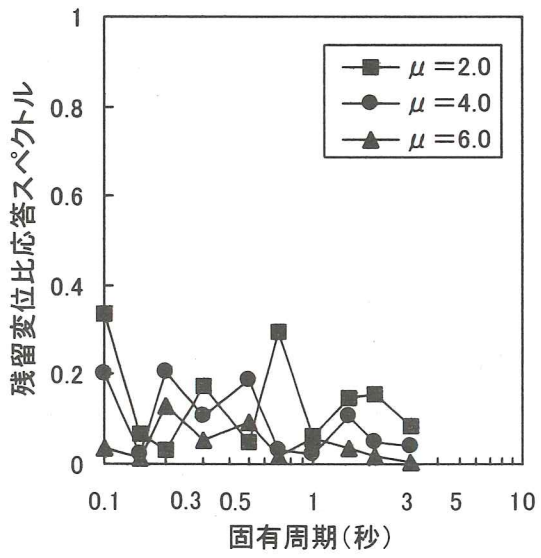


(a) r = -0.05

(b) r = 0

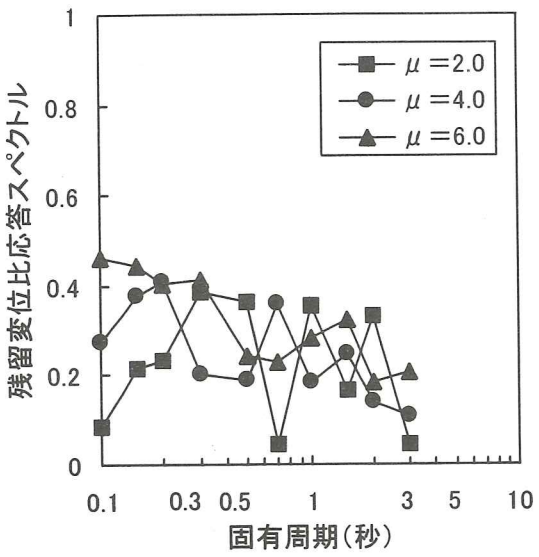


(c) r = 0.05

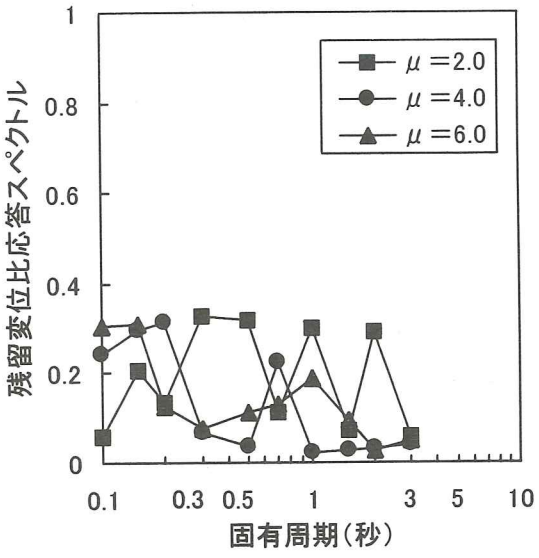


(d) r = 0.10

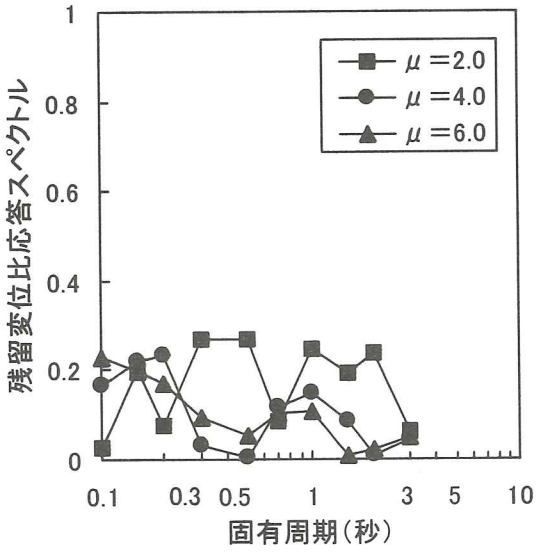
図－4.12　青森県東方沖地震青森港記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=7.5, 震央距離187.1km, Ⅲ種地盤)



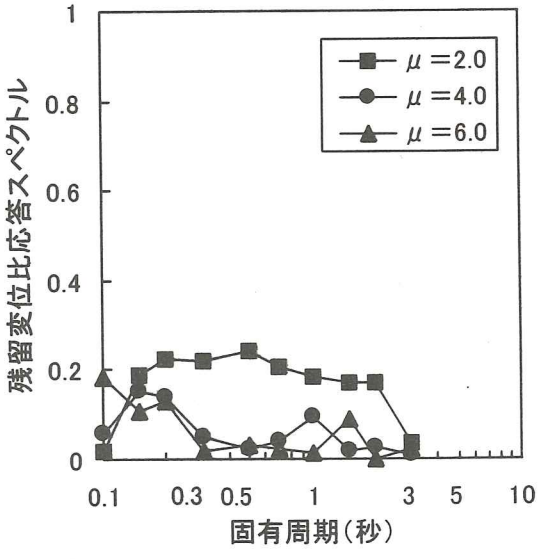
(a) r = -0.05



(b) r = 0

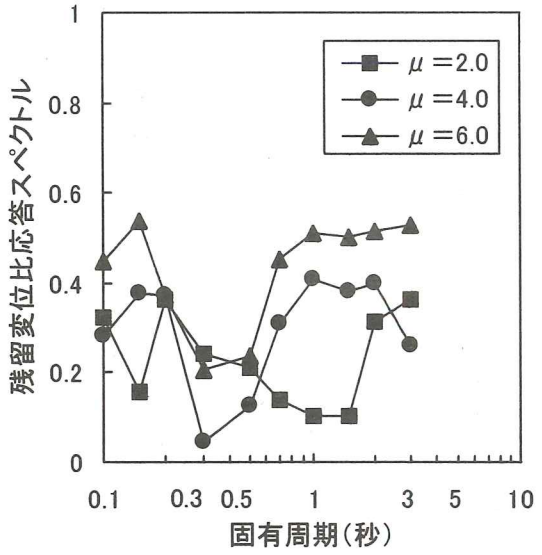


(c) r = 0.05

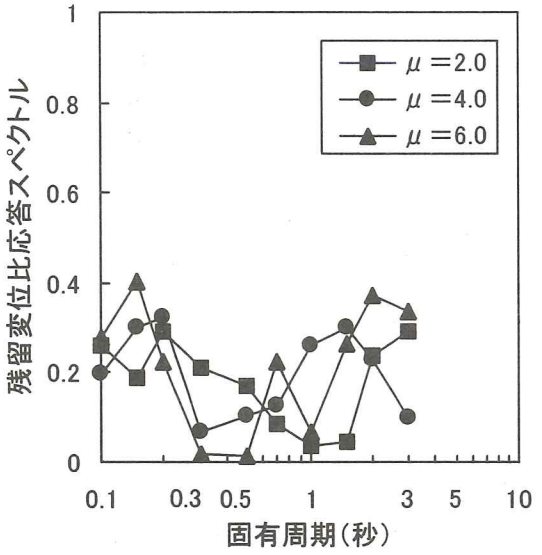


(d) r = 0.10

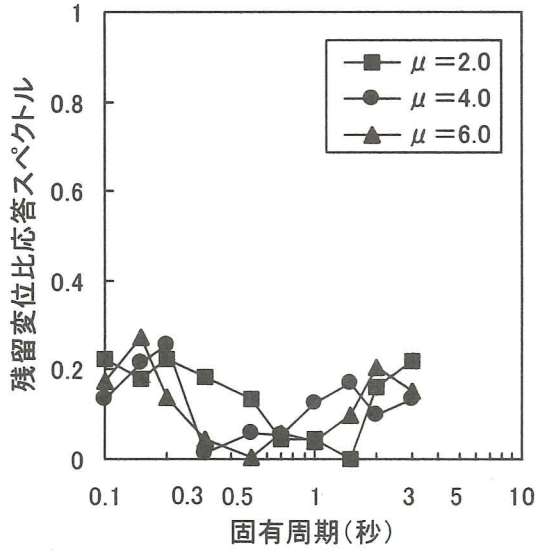
図－4.13　岩手県沖地震八戸港記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
（M=7.2, 震央距離182.7km, Ⅱ種地盤）



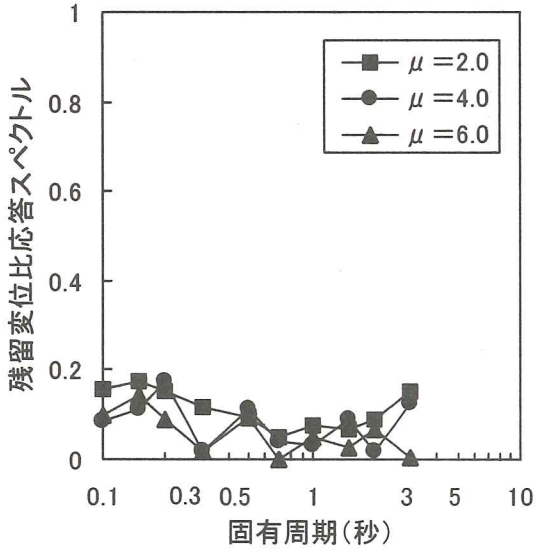
(a) r = -0.05



(b) r = 0

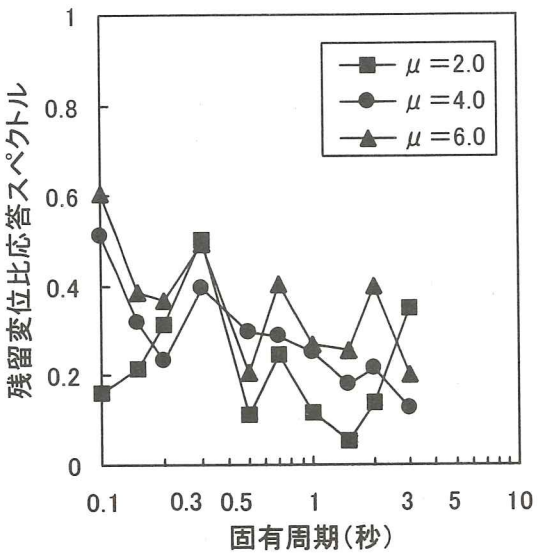


(c) r = 0.05

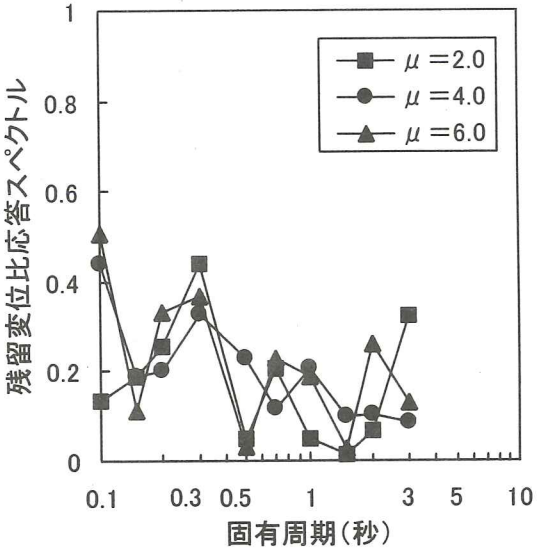


(d) r = 0.10

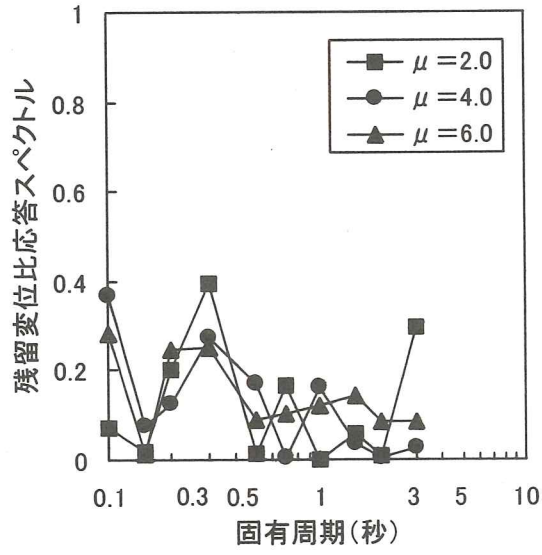
図－4.14　岩手県沖地震開北橋記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
（M=7.2, 震央距離190.9km, Ⅰ種地盤）



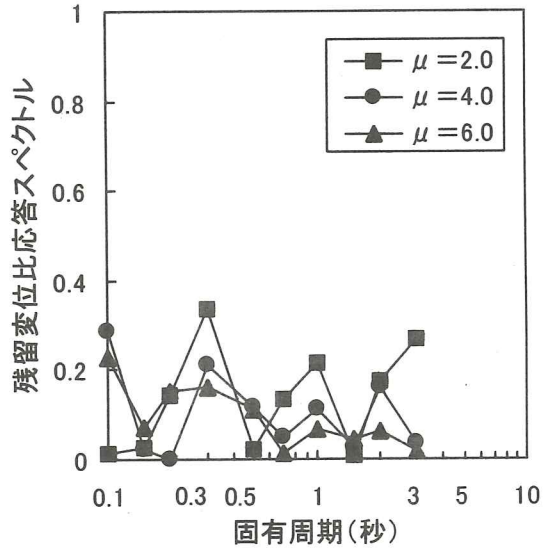
(a) r = -0.05



(b) r = 0

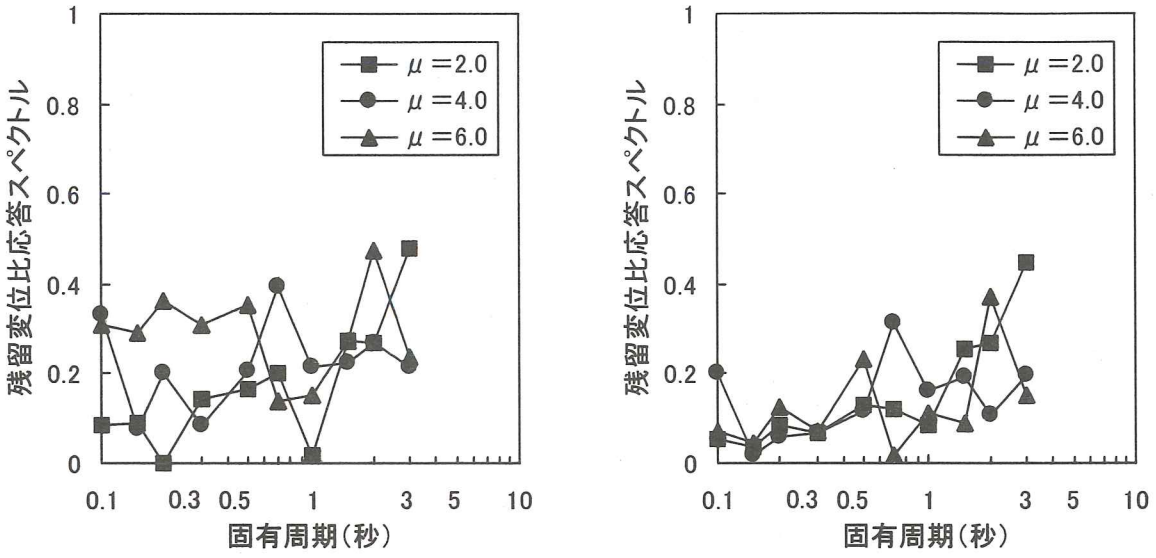


(c) r = 0.05



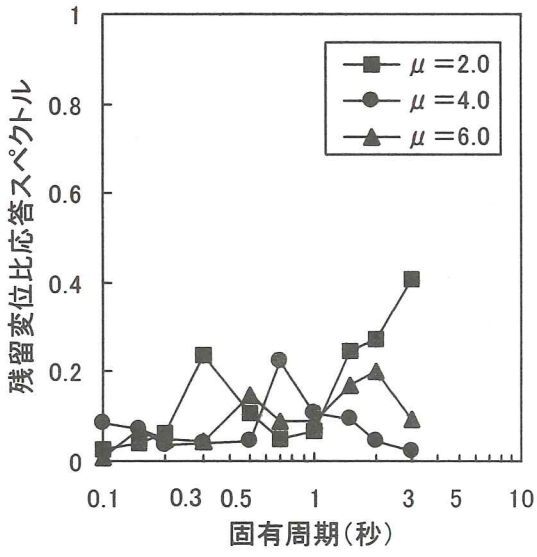
(d) r = 0.10

図－4.15　岩手県沖地震青森港記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
（M=7.2, 震央距離254.0km, Ⅲ種地盤）

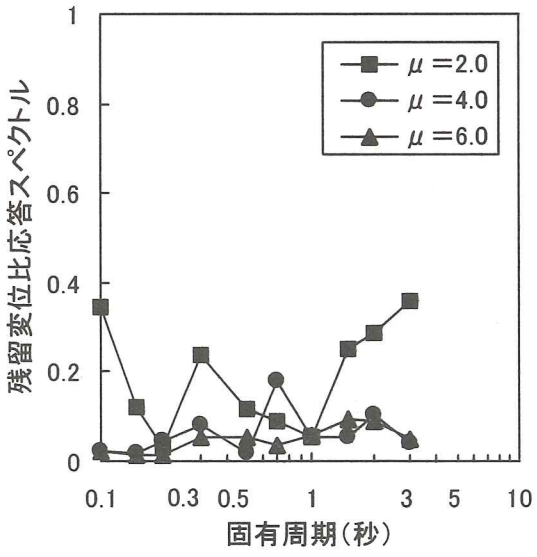


(a) r = -0.05

(b) r = 0

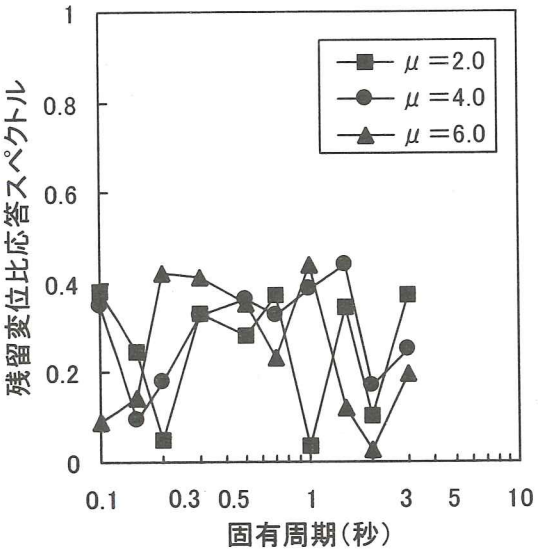


(c) r = 0.05

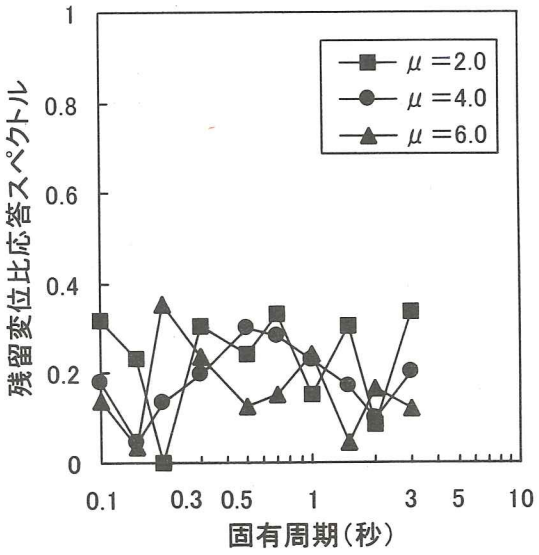


(d) r = 0.10

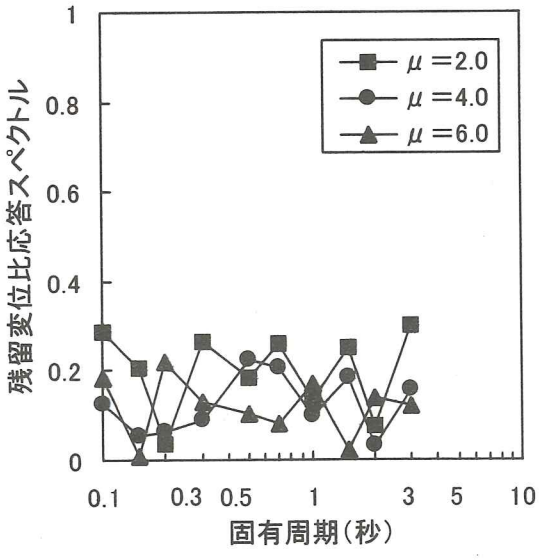
図－4.16　愛媛県西部沿岸地震板島橋記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
（M=6.6, 震央距離10.0km, Ⅱ種地盤）



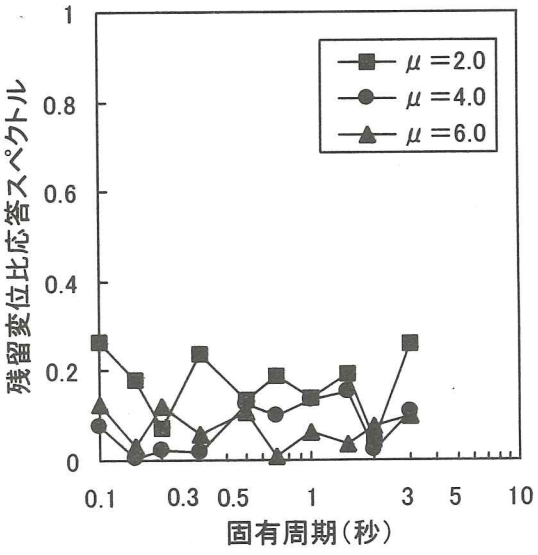
(a) r = -0.05



(b) r = 0

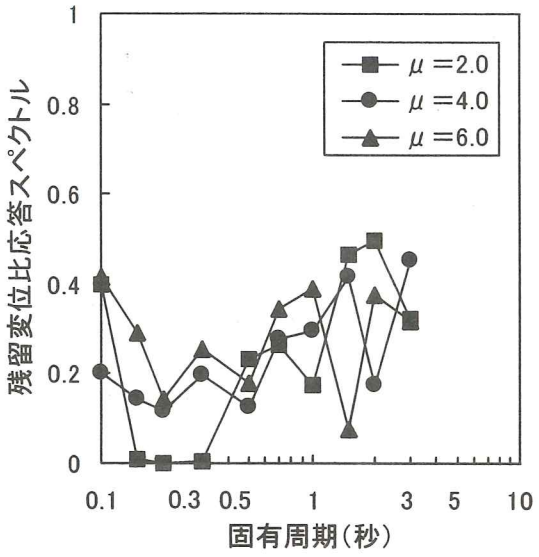


(c) r = 0.05

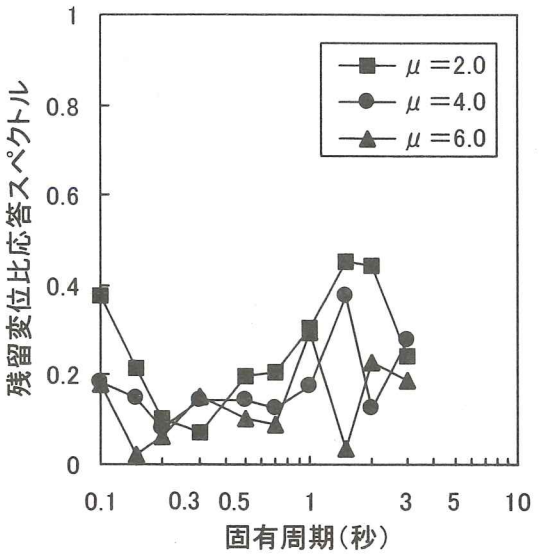


(d) r = 0.10

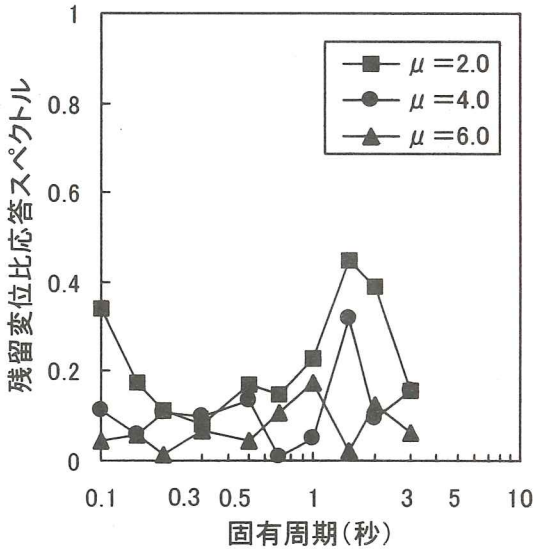
図－4.17　愛媛県西部沿岸地震高知港記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=6.6, 震央距離112.5km, Ⅲ種地盤)



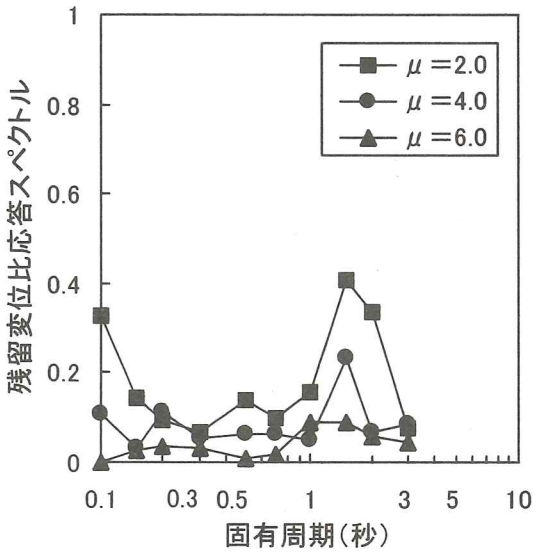
(a) r = -0.05



(b) r = 0

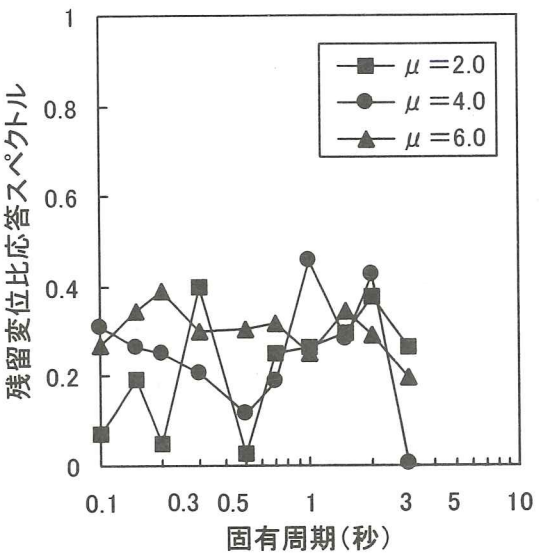


(c) r = 0.05

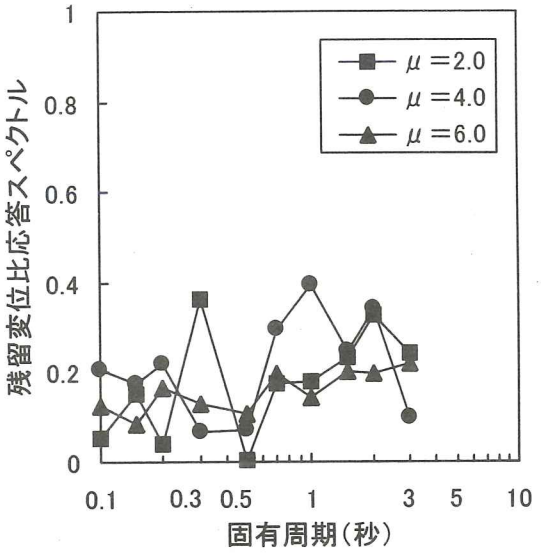


(d) r = 0.10

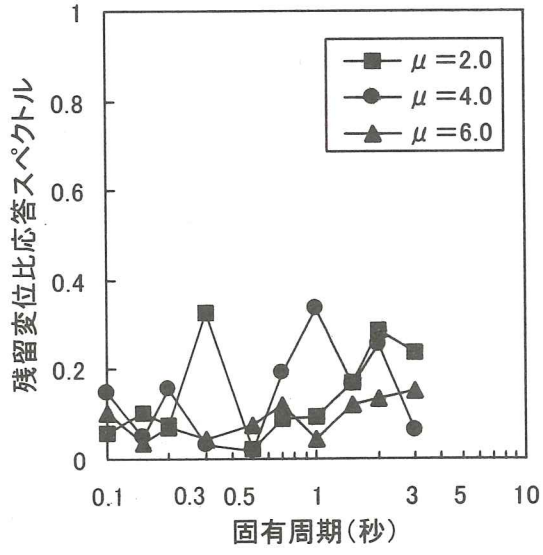
図－4.18　愛媛県西部沿岸地震細島港記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
（M=6.6, 震央距離118.2km, Ⅱ種地盤）



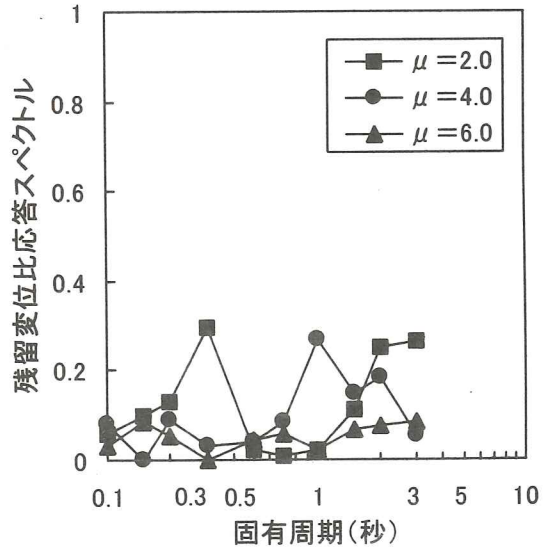
(a) r = -0.05



(b) r = 0

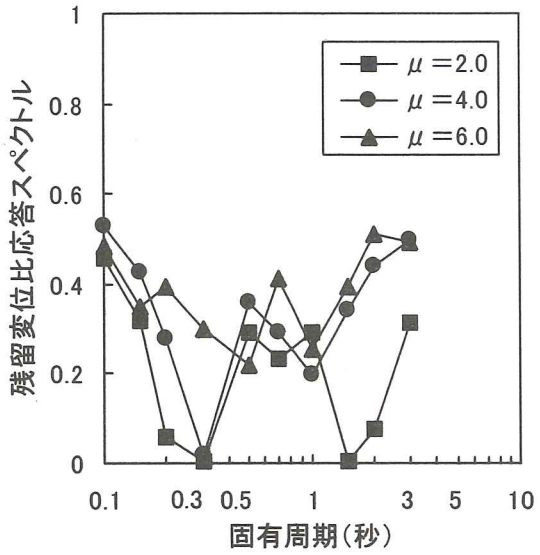


(c) r = 0.05

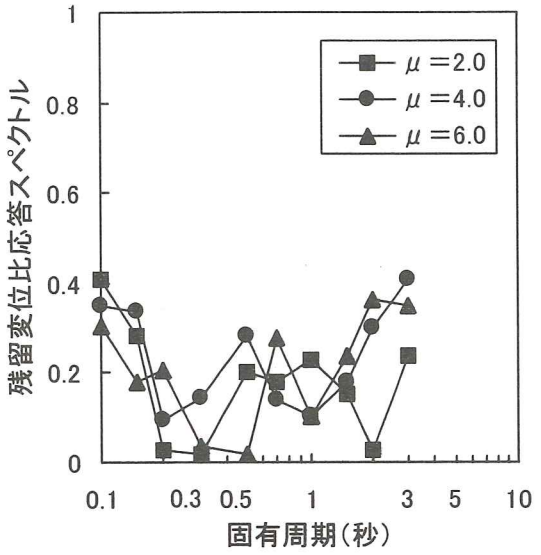


(d) r = 0.10

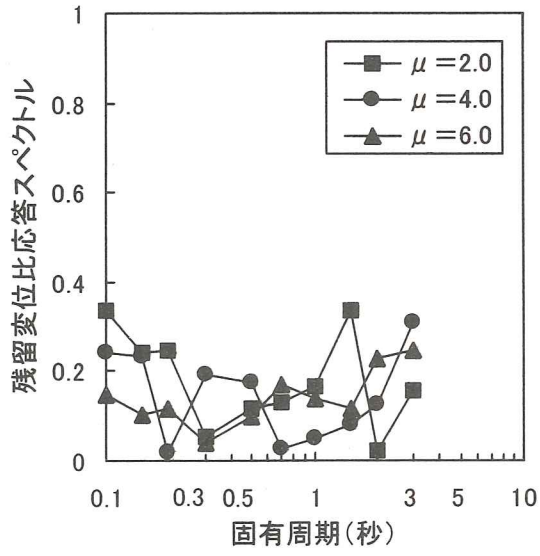
図－4.19　日向灘地震細島港記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
（M=6.5, 震央距離51.4km, Ⅱ種地盤）



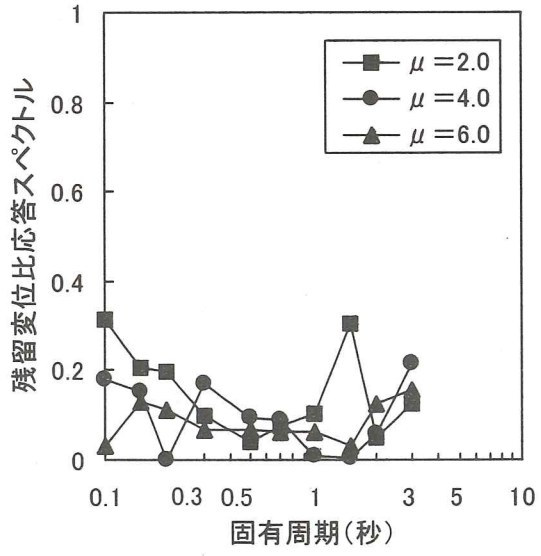
(a) r = -0.05



(b) r = 0

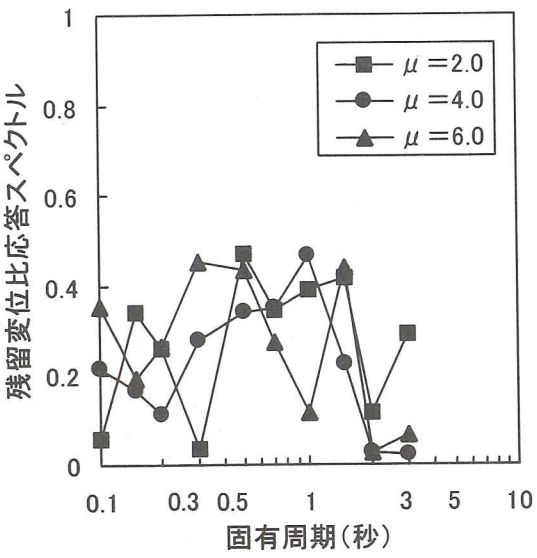


(c) r = 0.05

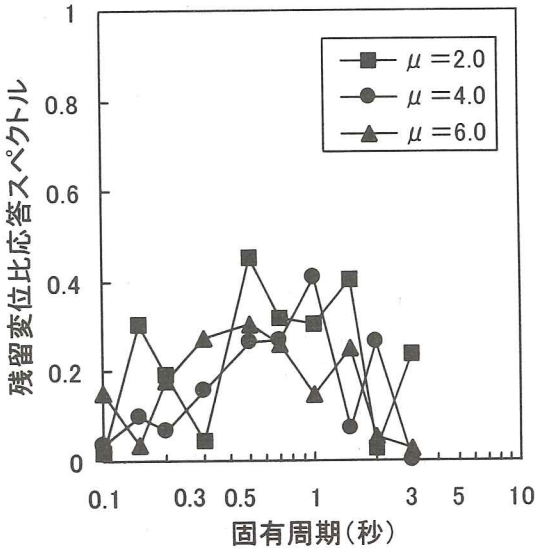


(d) r = 0.10

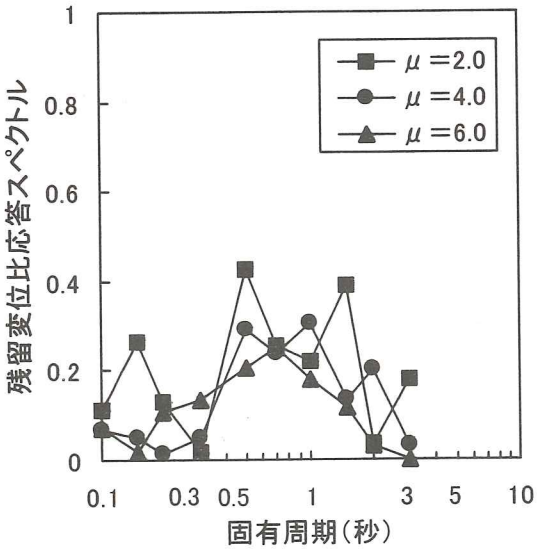
図－4.20　北海道東部地震釧路港記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=7.8, 震央距離265.1km, Ⅱ種地盤)



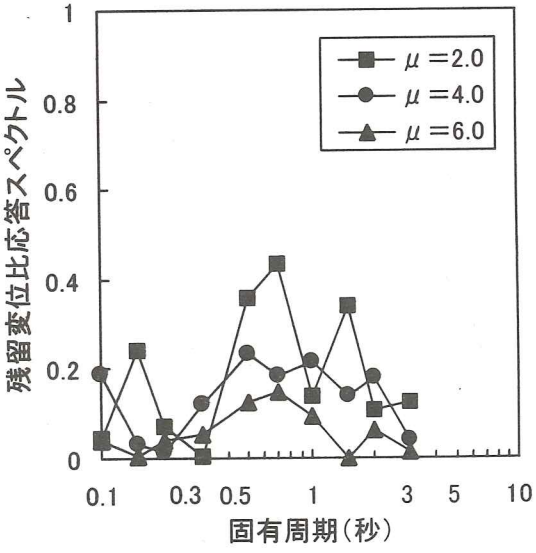
(a) r = -0.05



(b) r = 0

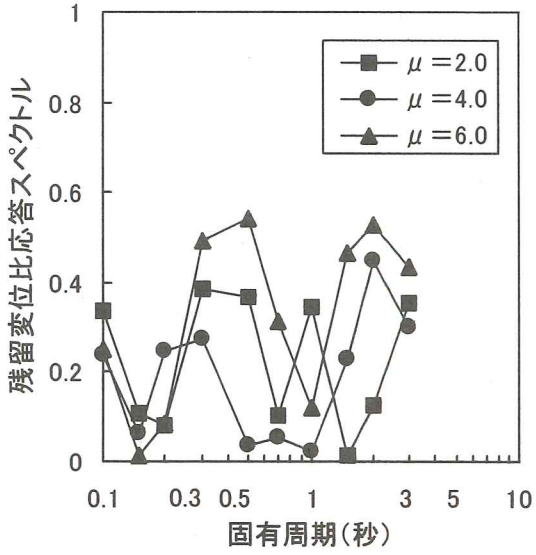


(c) r = 0.05

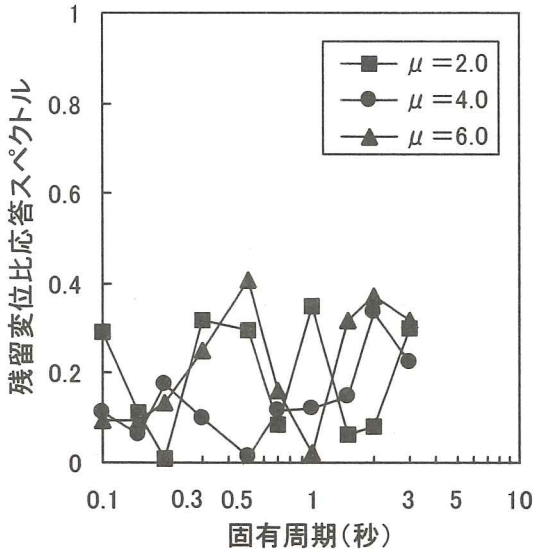


(d) r = 0.10

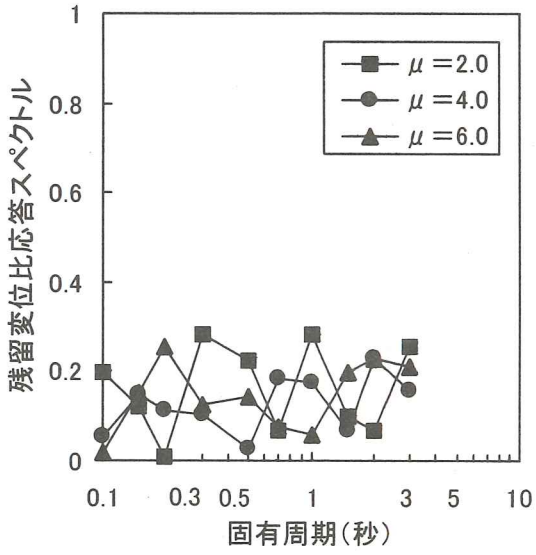
図－4.21　岐阜県中部地震四徳大橋記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
（M=6.6, 震央距離85.5km, Ⅱ種地盤）



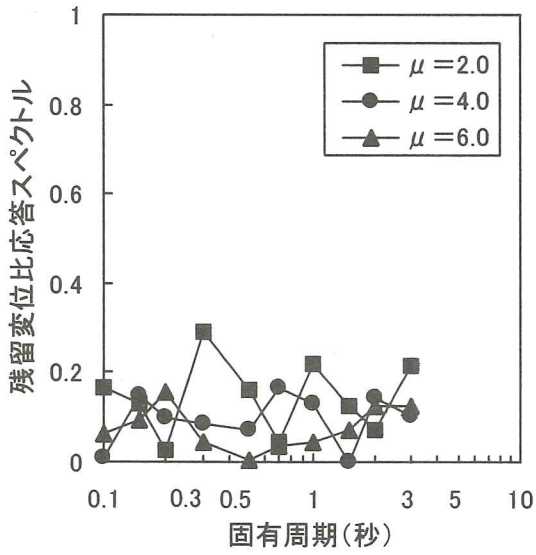
(a) r = -0.05



(b) r = 0

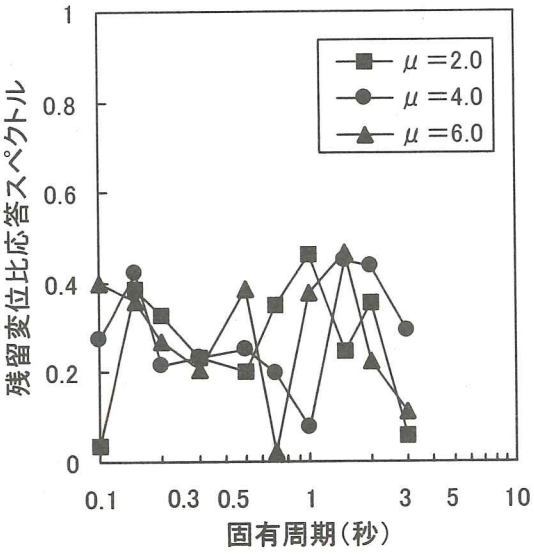


(c) r = 0.05

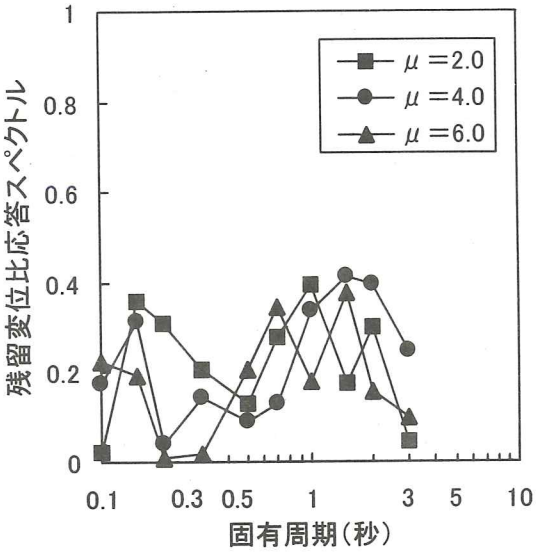


(d) r = 0.10

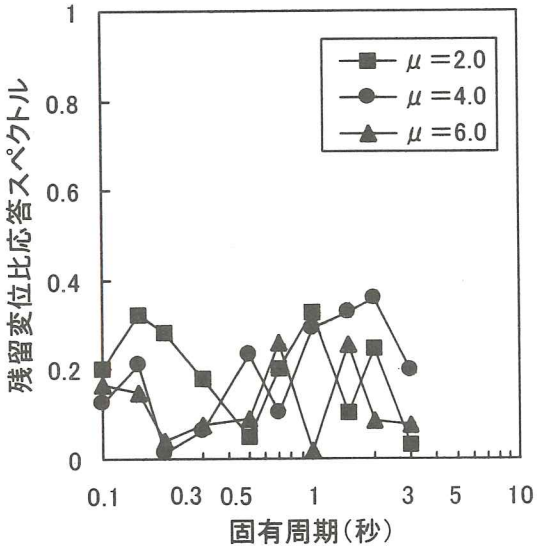
図－4.22　岐阜県中部地震新八幡橋記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=6.6, 震央距離89.1km, Ⅰ種地盤)



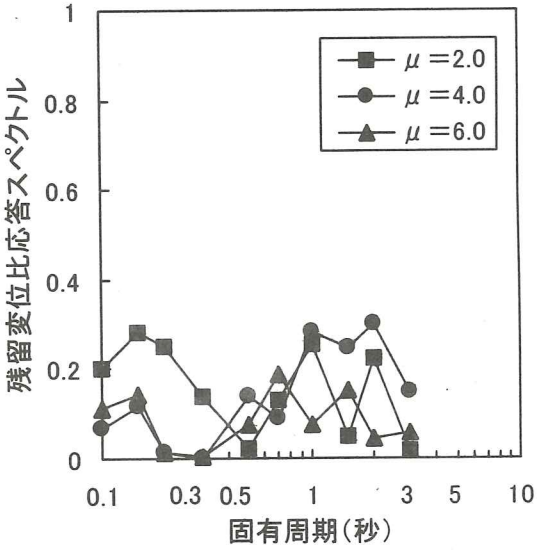
(a) r = -0.05



(b) r = 0

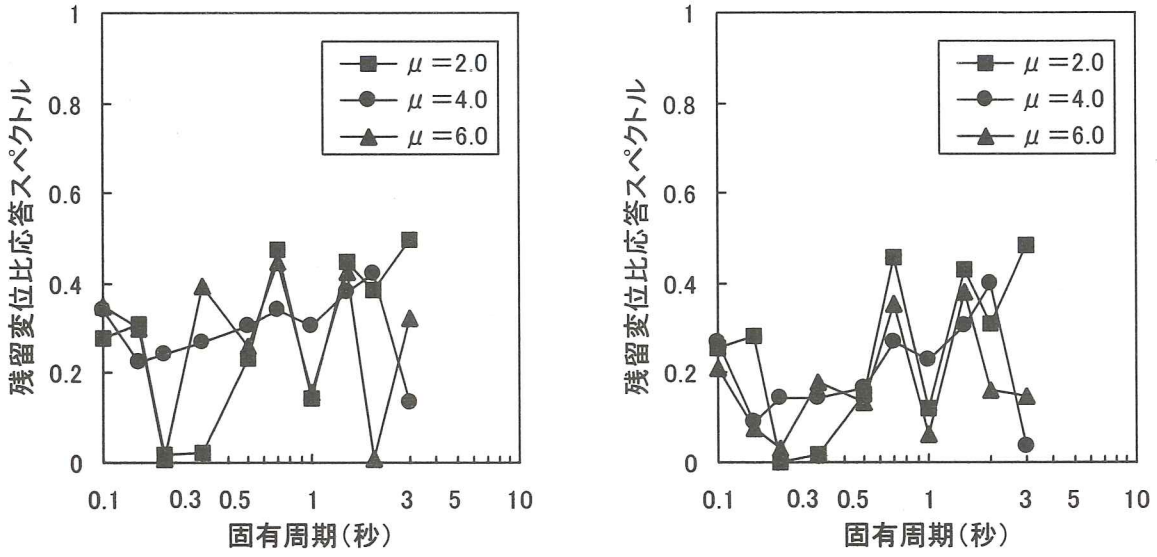


(c) r = 0.05



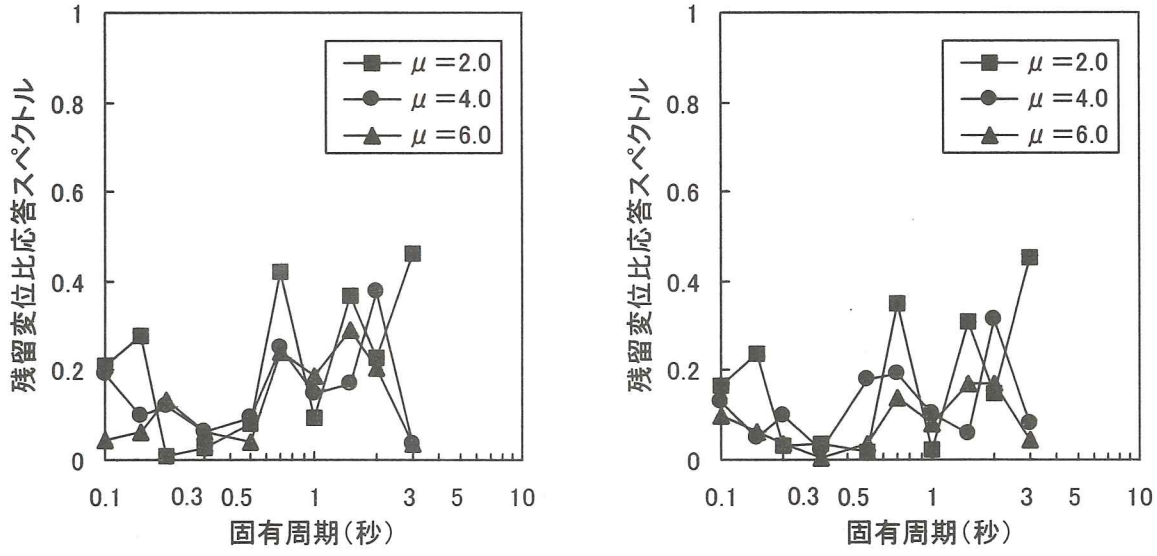
(d) r = 0.10

図－4.23　岐阜県中部地震衣浦港記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
（M=6.6, 震央距離97.3km, Ⅲ種地盤）



(a) r = -0.05

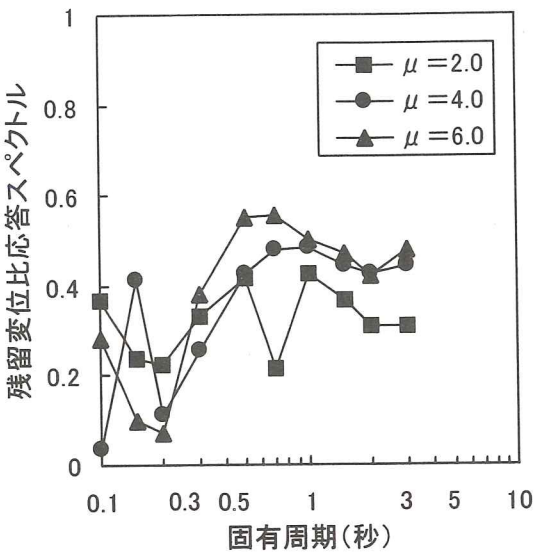
(b) r = 0



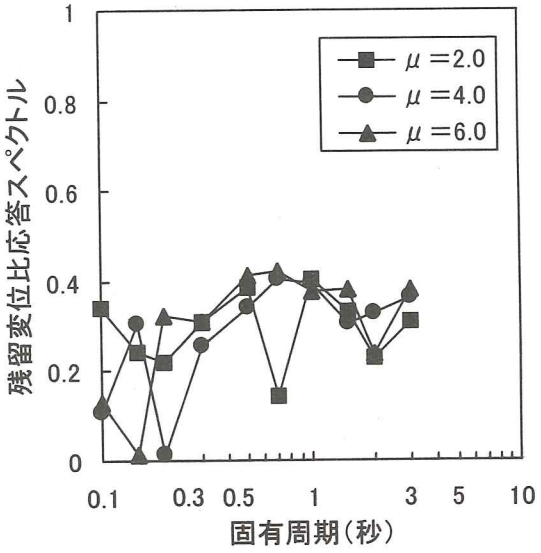
(c) r = 0.05

(d) r = 0.10

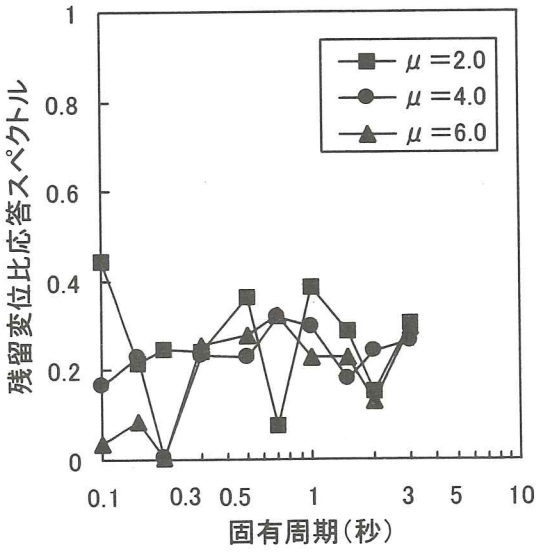
図－4.24　岐阜県中部地震豊浜大橋記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
（M=6.6, 震央距離145.9km, Ⅱ種地盤）



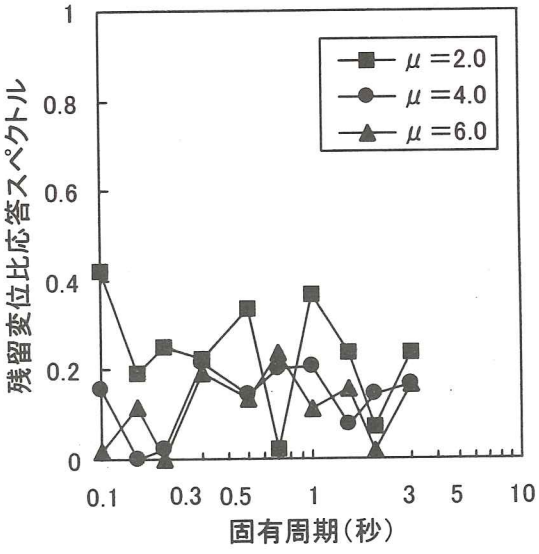
(a) r = -0.05



(b) r = 0

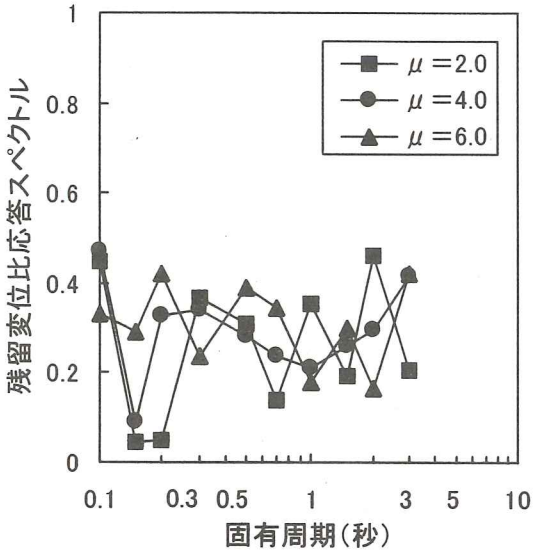


(c) r = 0.05

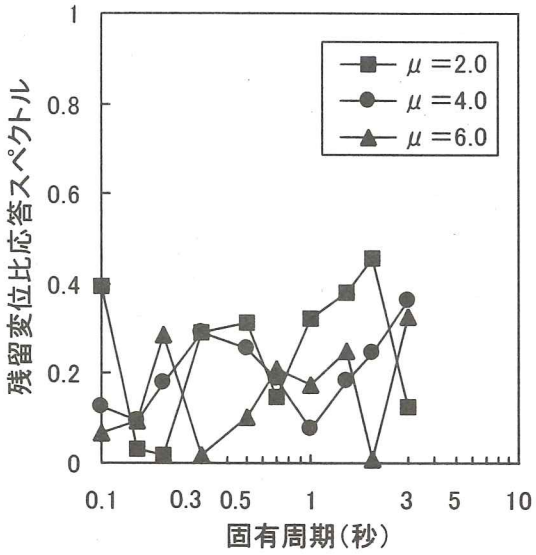


(d) r = 0.10

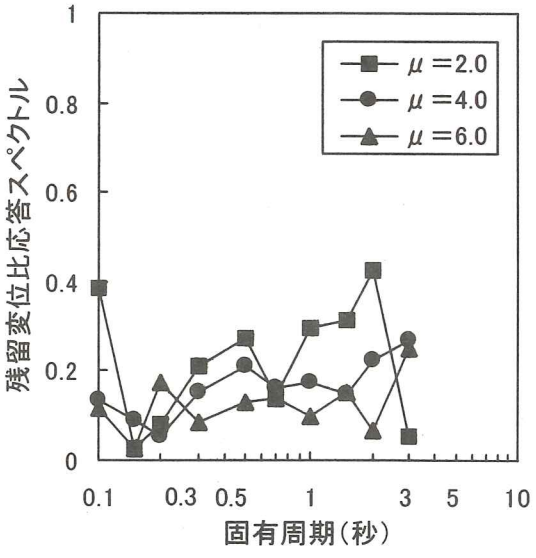
図－4.25　岐阜県中部地震西横堀高架橋記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
（M=6.6, 震央距離188.7km, Ⅱ種地盤）



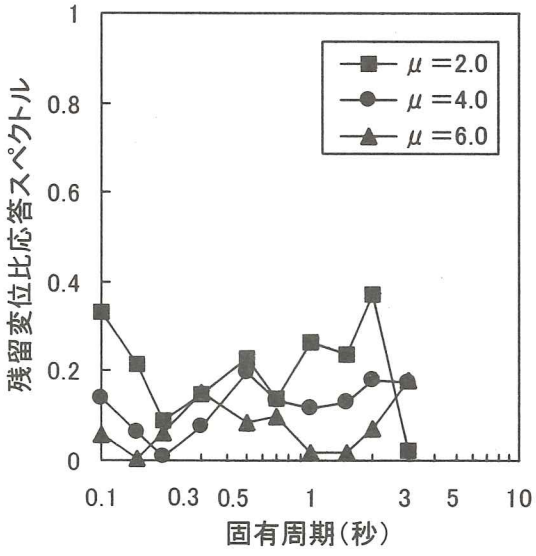
(a) r = -0.05



(b) r = 0

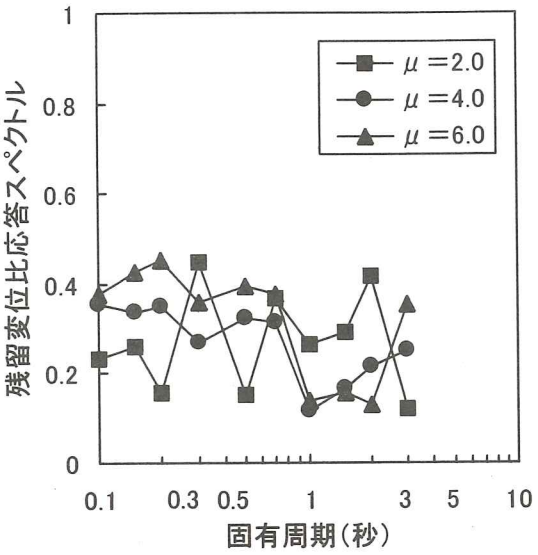


(c) r = 0.05

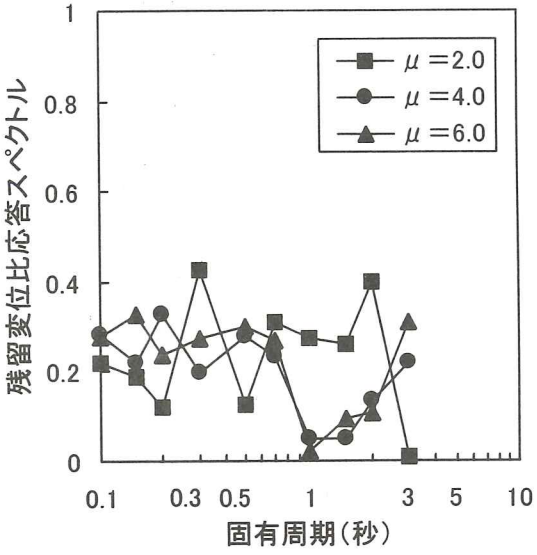


(d) r = 0.10

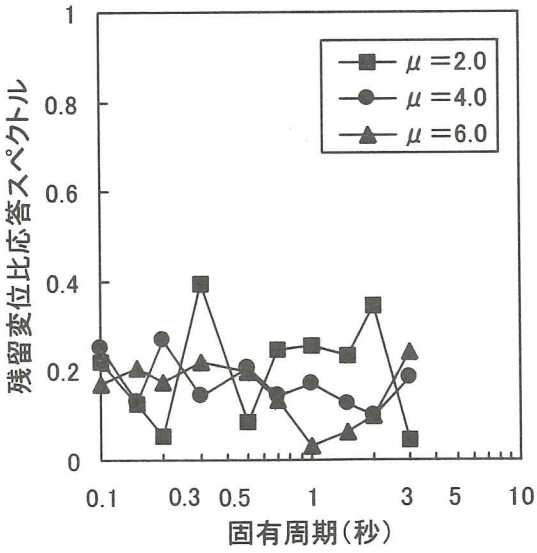
図－4.26　岐阜県中部地震神戸港記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
（M=6.6, 震央距離207.5km, Ⅱ種地盤）



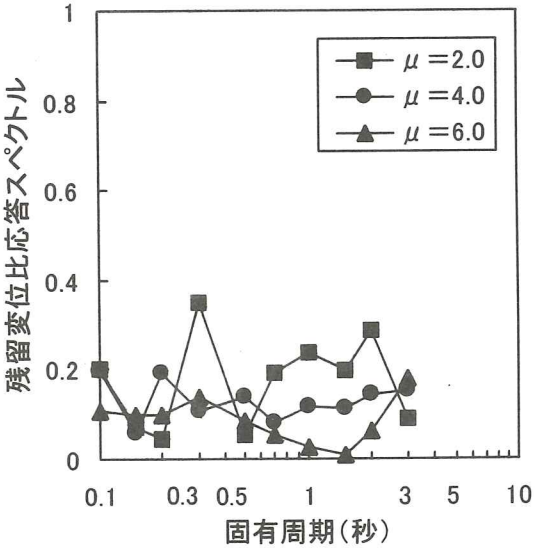
(a) r = -0.05



(b) r = 0

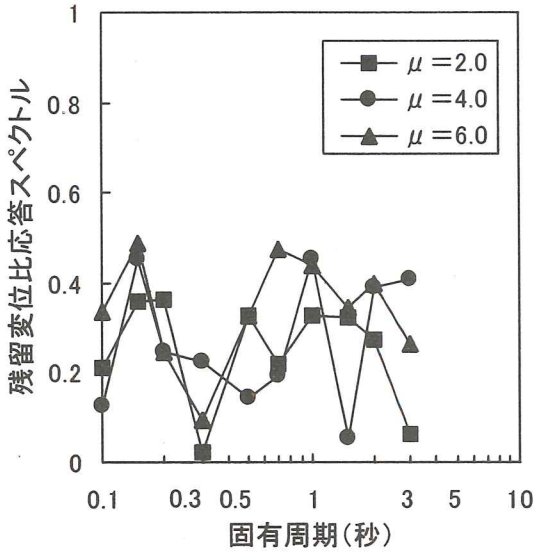


(c) r = 0.05

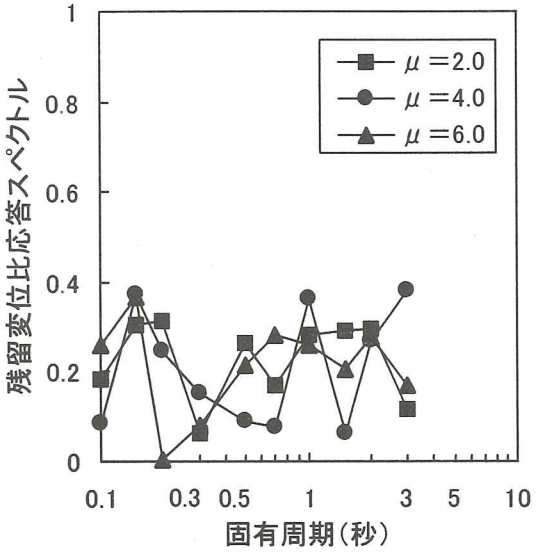


(d) r = 0.10

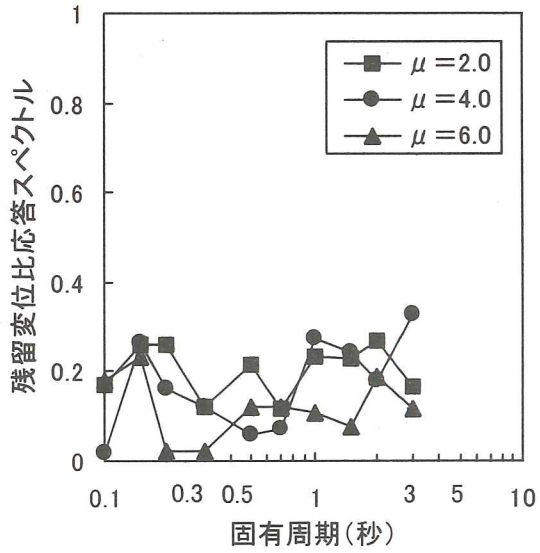
図－4.27 北海道南部地方地震釧路港記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=6.7, 震央距離121.6km, Ⅱ種地盤)



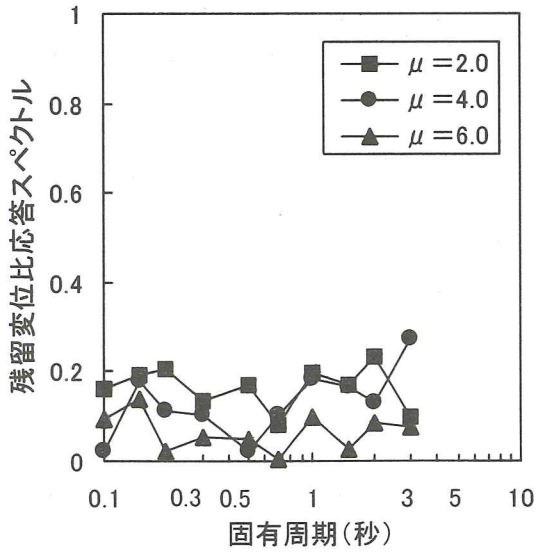
(a) r = -0.05



(b) r = 0

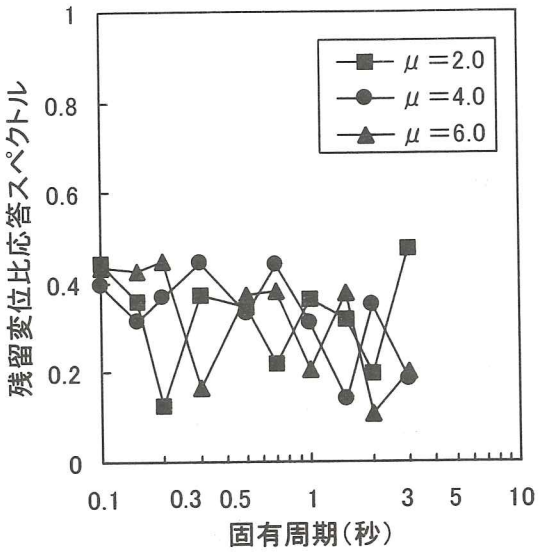


(c) r = 0.05

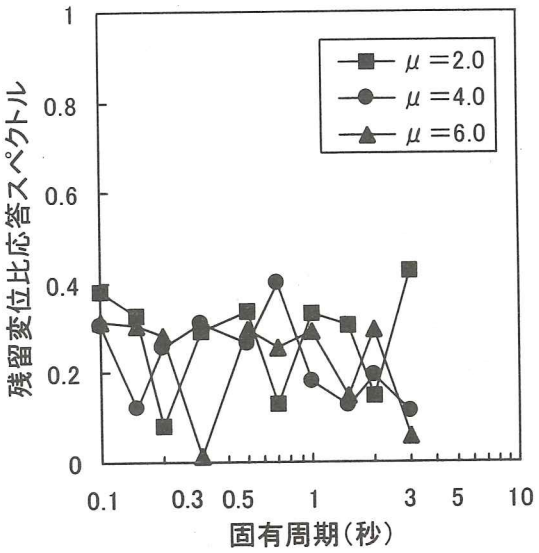


(d) r = 0.10

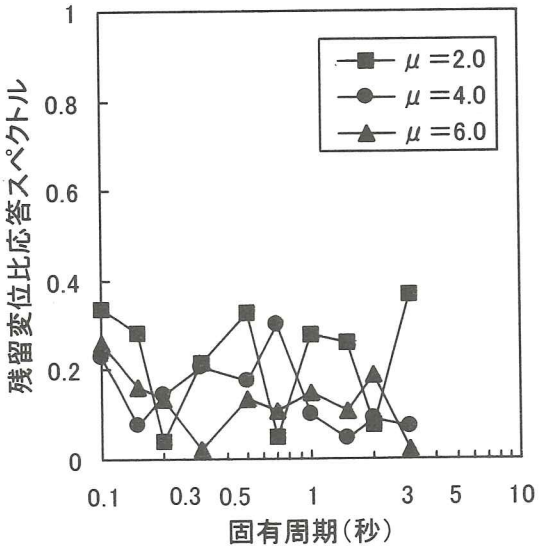
図－4.28 北海道南部地方地震室蘭港記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
（M=6.7, 震央距離177.2km, Ⅱ種地盤）



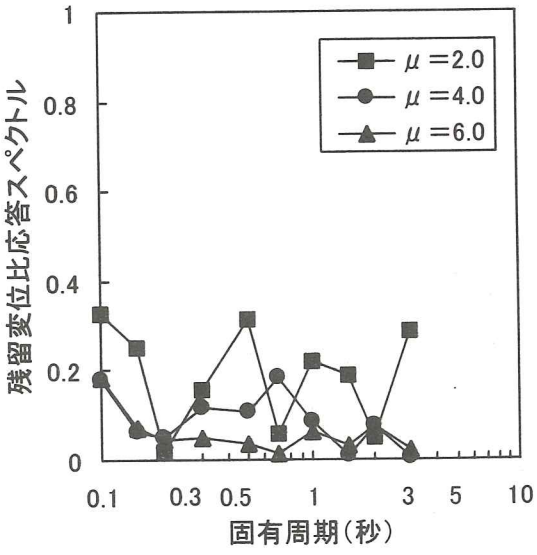
(a) r = -0.05



(b) r = 0

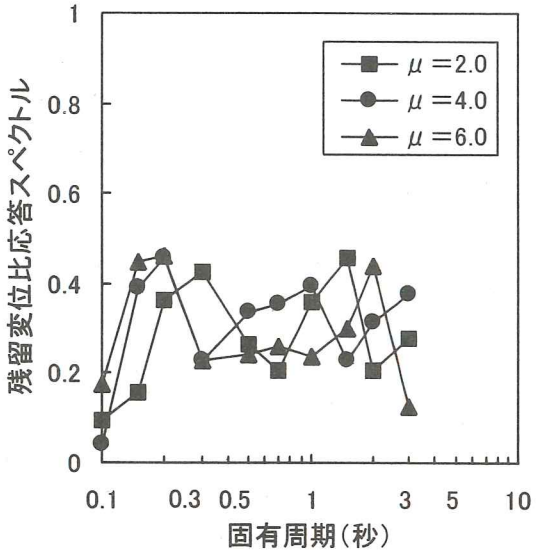


(c) r = 0.05

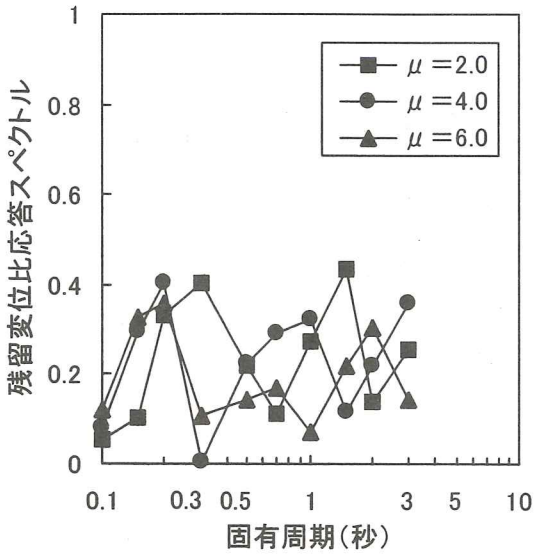


(d) r = 0.10

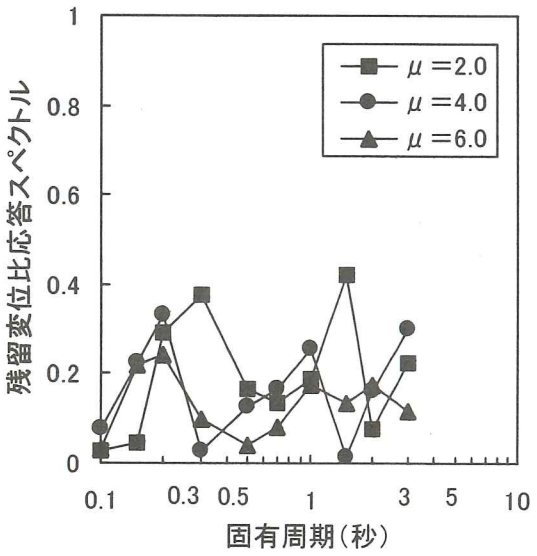
図－4.29 北海道南部地方地震八戸港記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=6.7, 震央距離246.1km, Ⅱ種地盤)



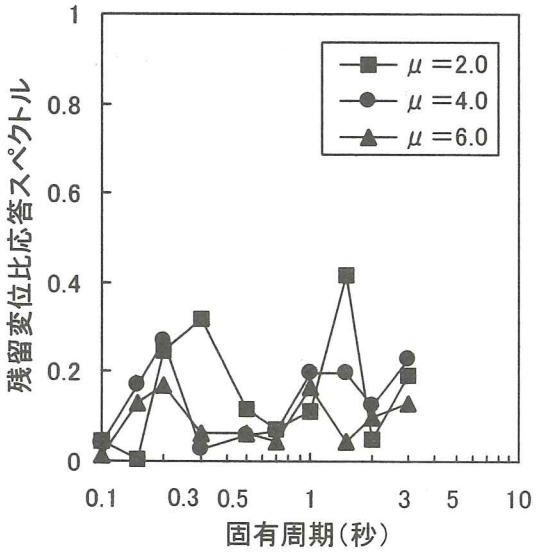
(a) r = -0.05



(b) r = 0

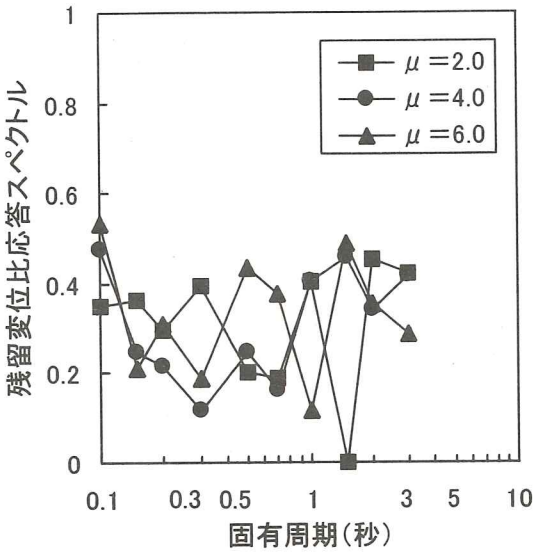


(c) r = 0.05

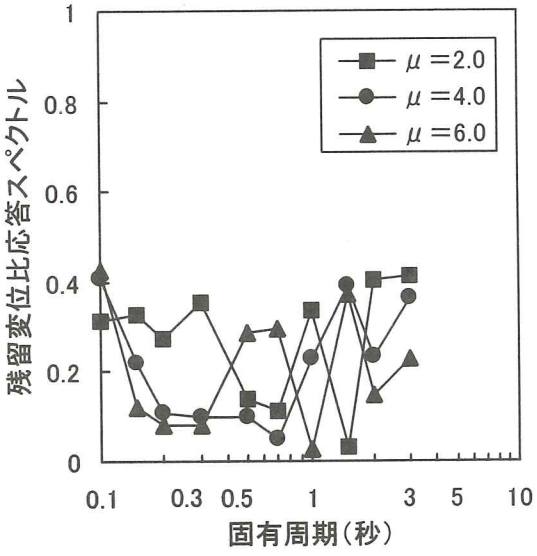


(d) r = 0.10

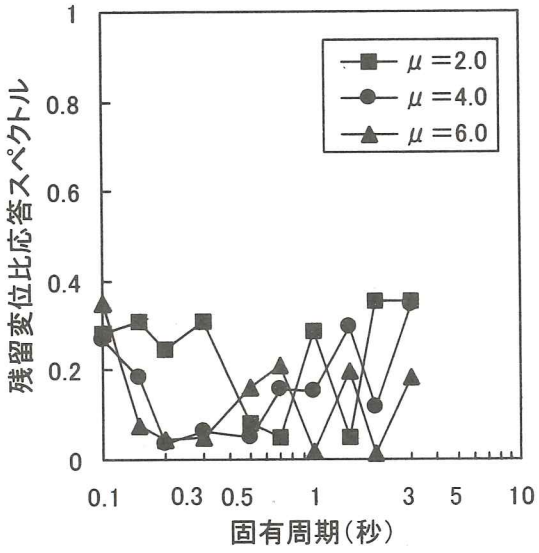
図－4.30 宮崎県沖地震細島港記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=6.7, 震央距離51.9km, Ⅱ種地盤)



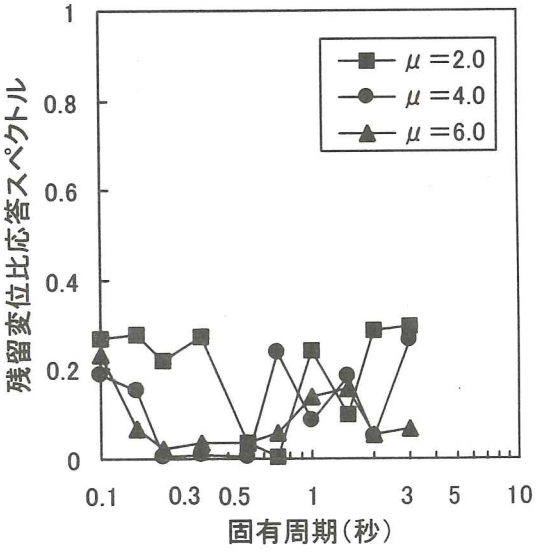
(a) r = -0.05



(b) r = 0

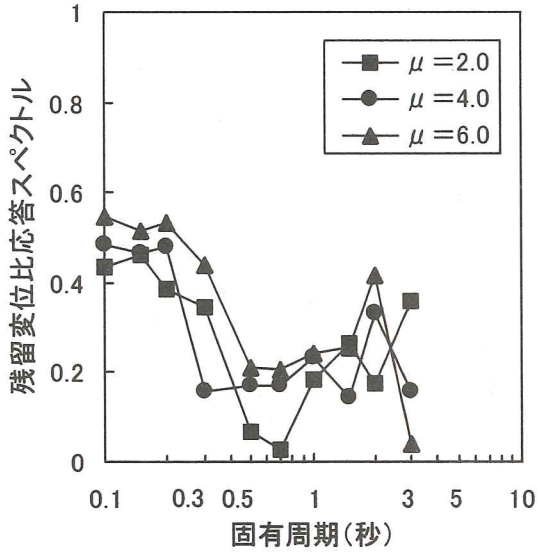


(c) r = 0.05

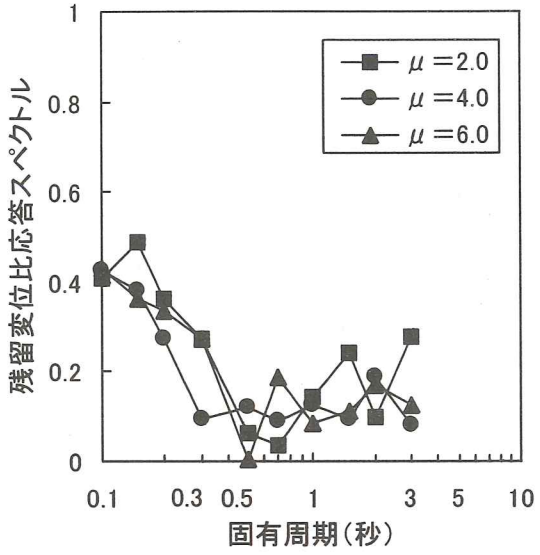


(d) r = 0.10

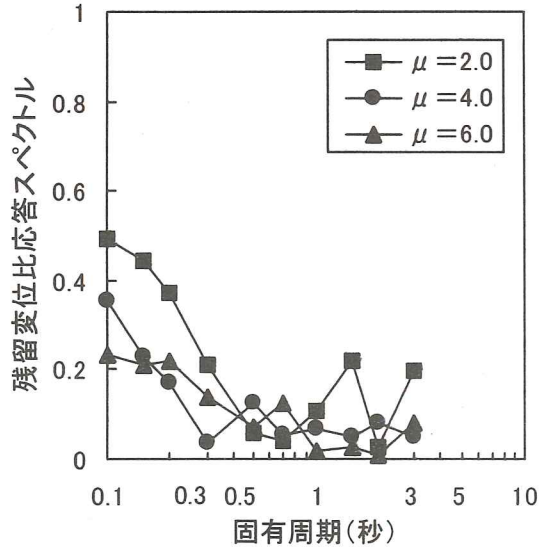
図－4.31 宮崎県沖地震石瀬戸橋記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=6.7, 震央距離84.9km, Ⅱ種地盤)



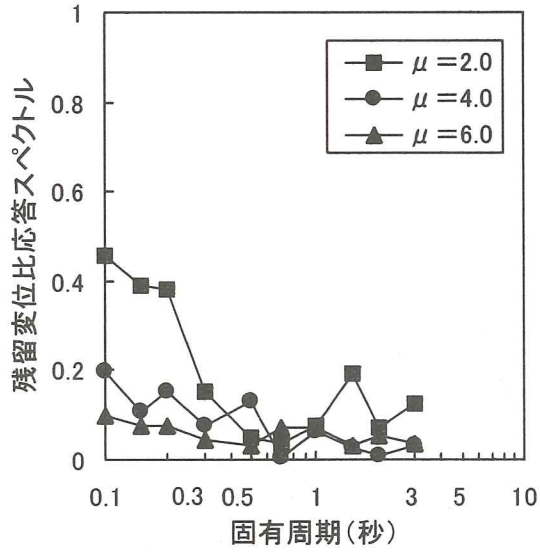
(a) r = -0.05



(b) r = 0

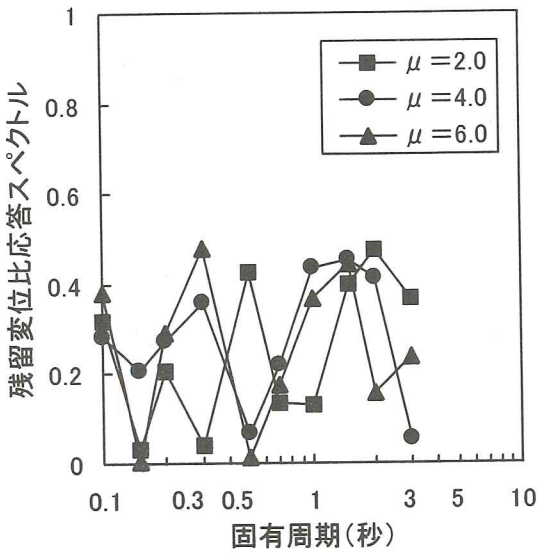


(c) r = 0.05

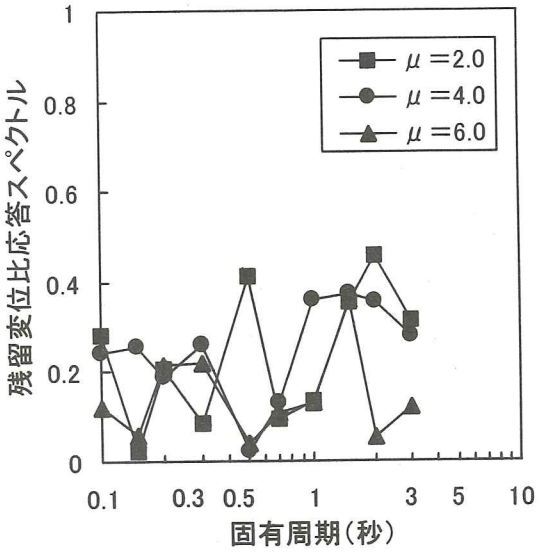


(d) r = 0.10

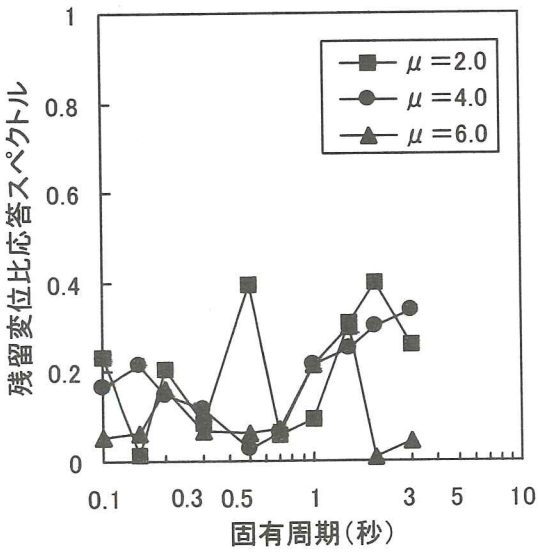
図－4.32 宮崎県沖地震鹿児島港記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=6.7, 震央距離149.6km, Ⅲ種地盤)



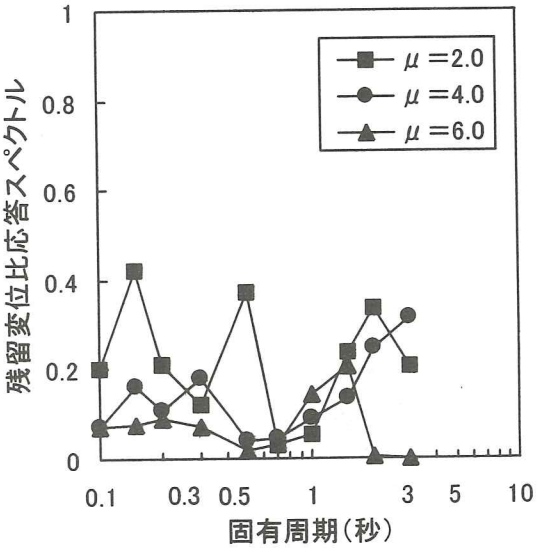
(a) r = -0.05



(b) r = 0

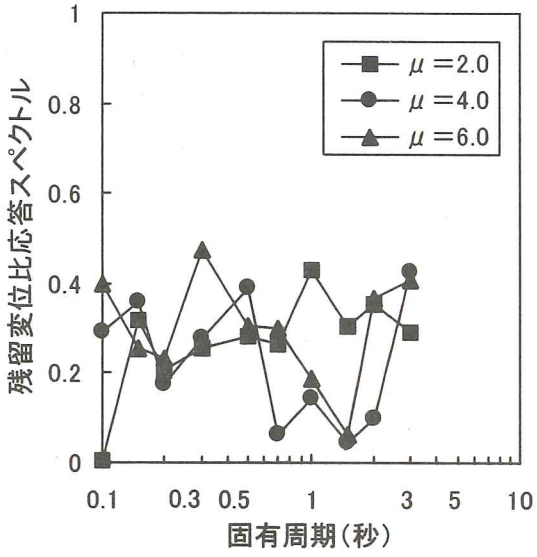


(c) r = 0.05

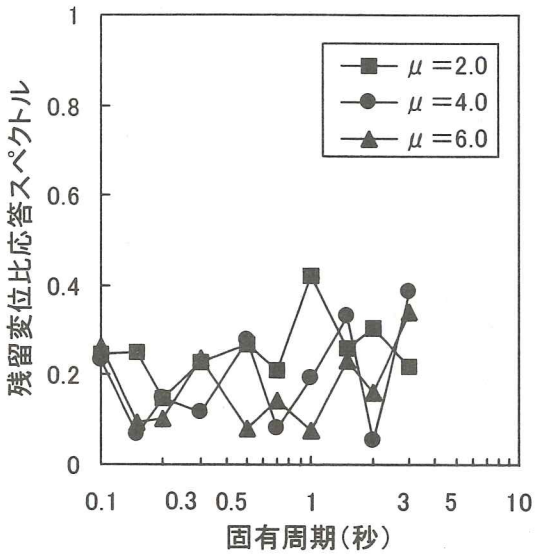


(d) r = 0.10

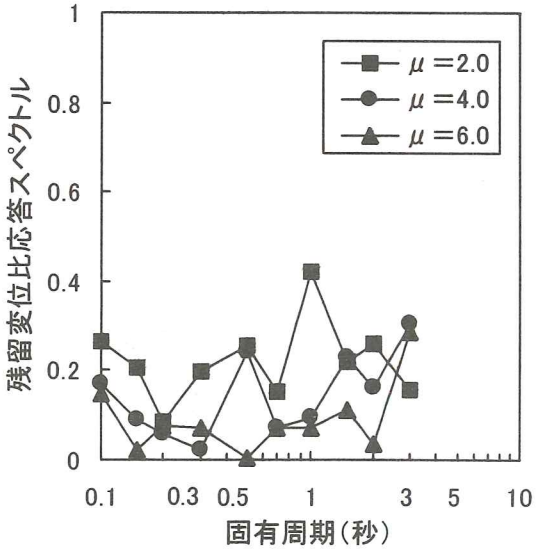
図－4.33 襟裳岬沖地震釧路港記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=7.0, 震央距離201.7km, Ⅱ種地盤)



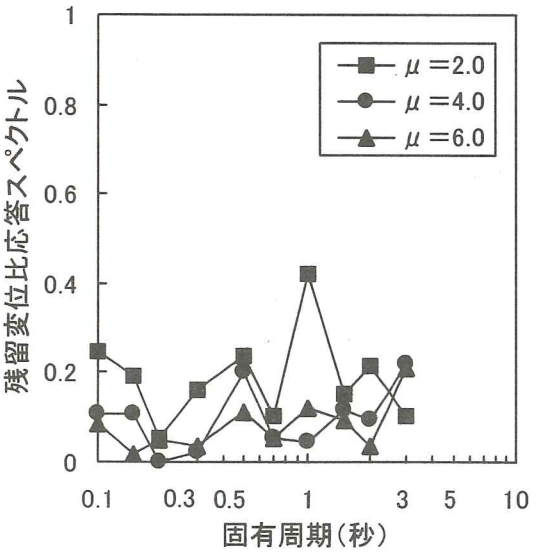
(a) r = -0.05



(b) r = 0

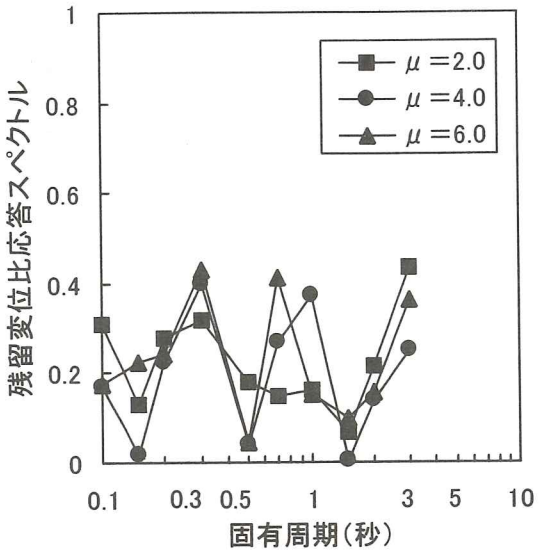


(c) r = 0.05

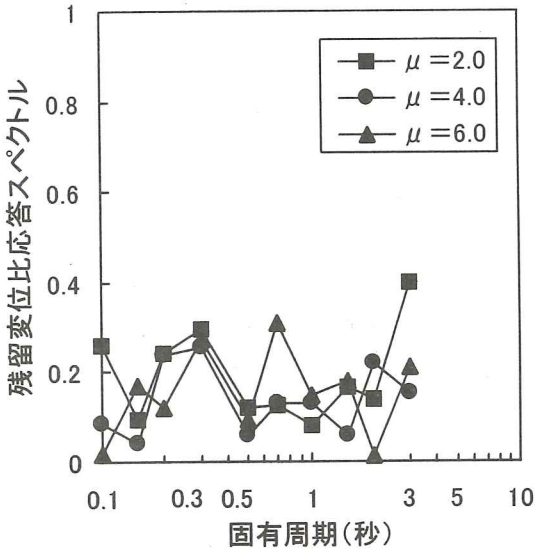


(d) r = 0.10

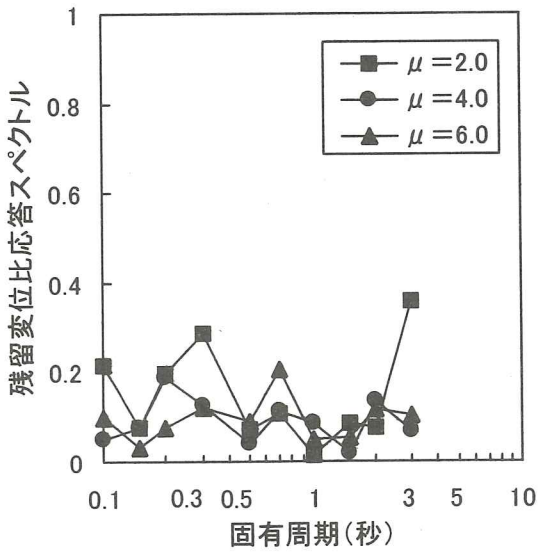
図－4.34 襟裳岬沖地震室蘭港記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=7.0, 震央距離255.4km, Ⅱ種地盤)



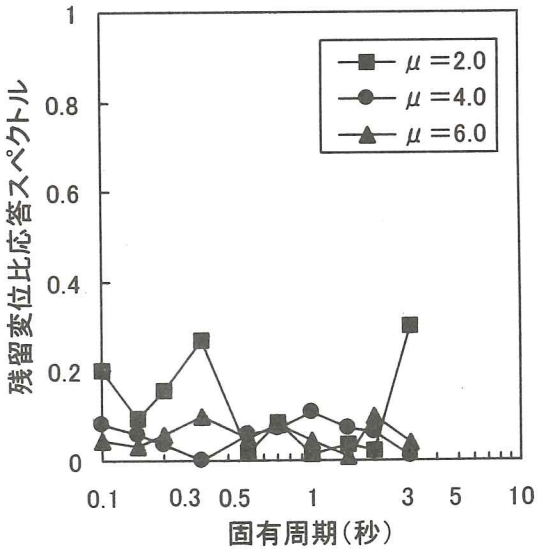
(a) r = -0.05



(b) r = 0

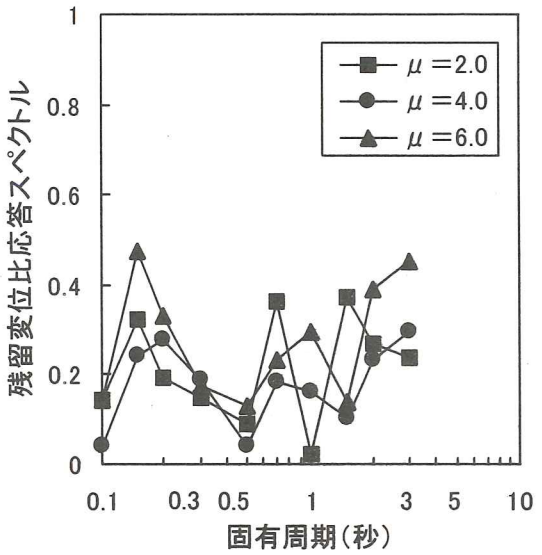


(c) r = 0.05

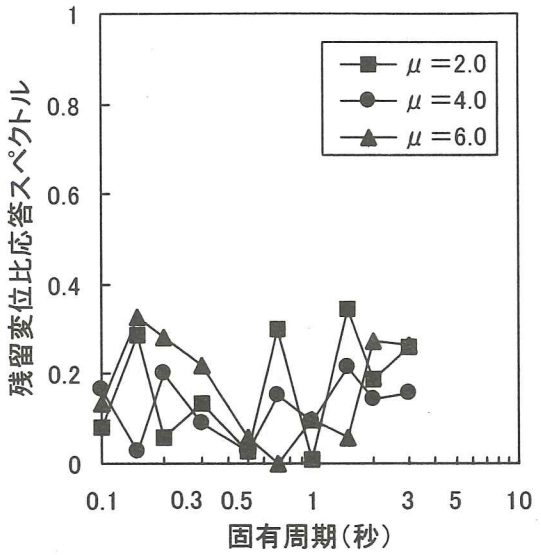


(d) r = 0.10

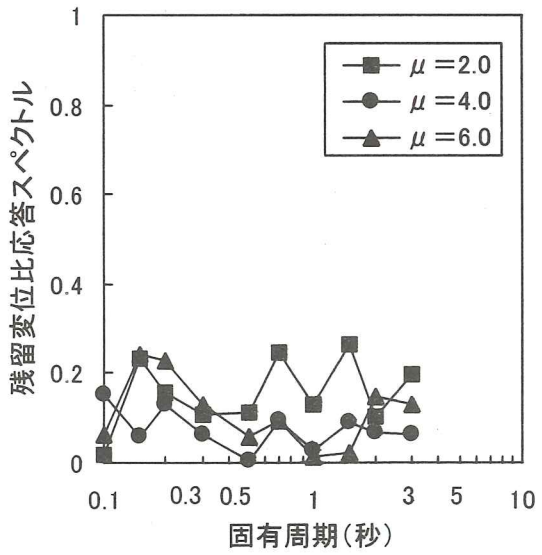
図－4.35 八丈島東方沖地震久里浜港記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=7.2, 震央距離257.6km, Ⅲ種地盤)



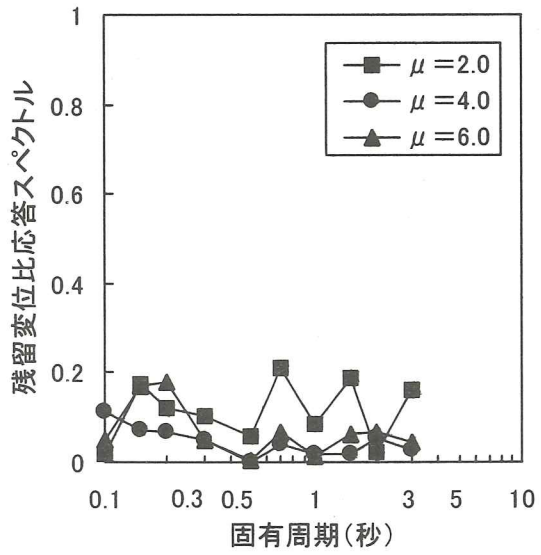
(a) r = -0.05



(b) r = 0

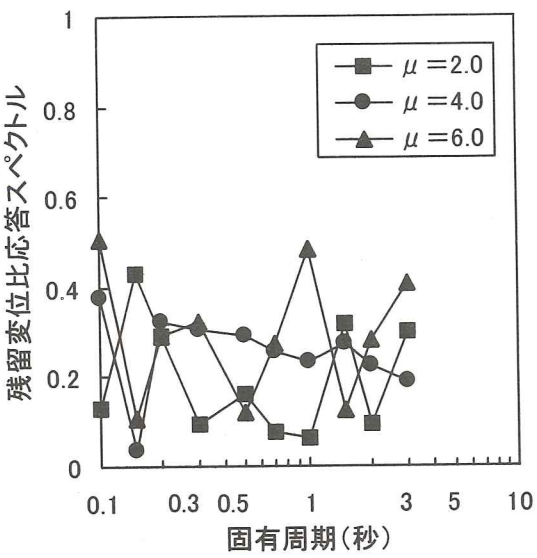


(c) r = 0.05

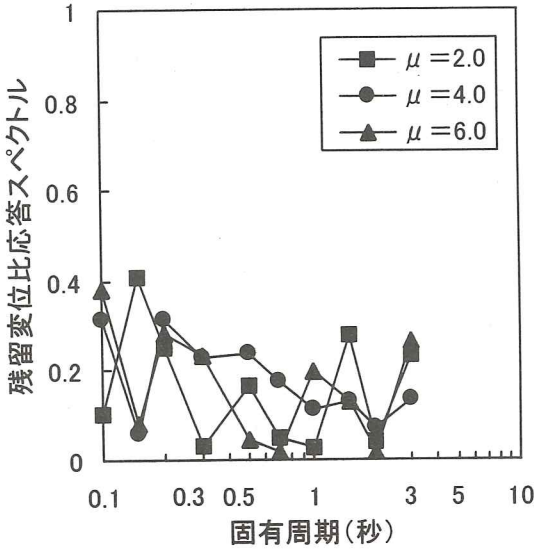


(d) r = 0.10

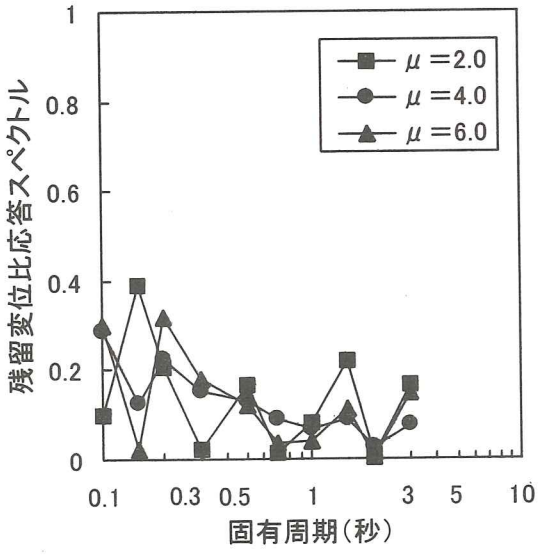
図－4.36 八丈島東方沖地震東京湾(観音崎)記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=7.2, 震央距離258.8km, Ⅰ種地盤)



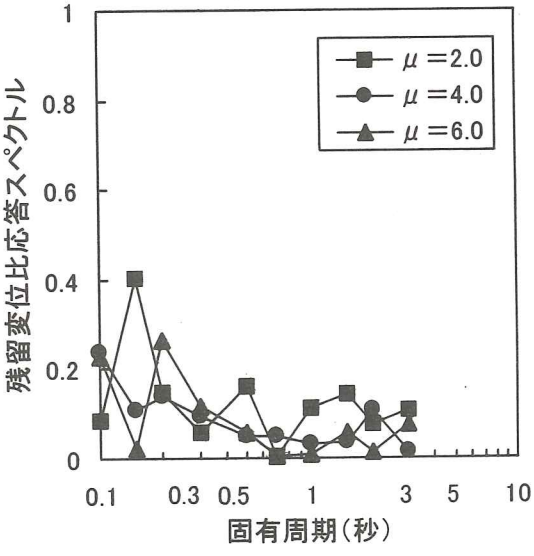
(a) r = -0.05



(b) r = 0

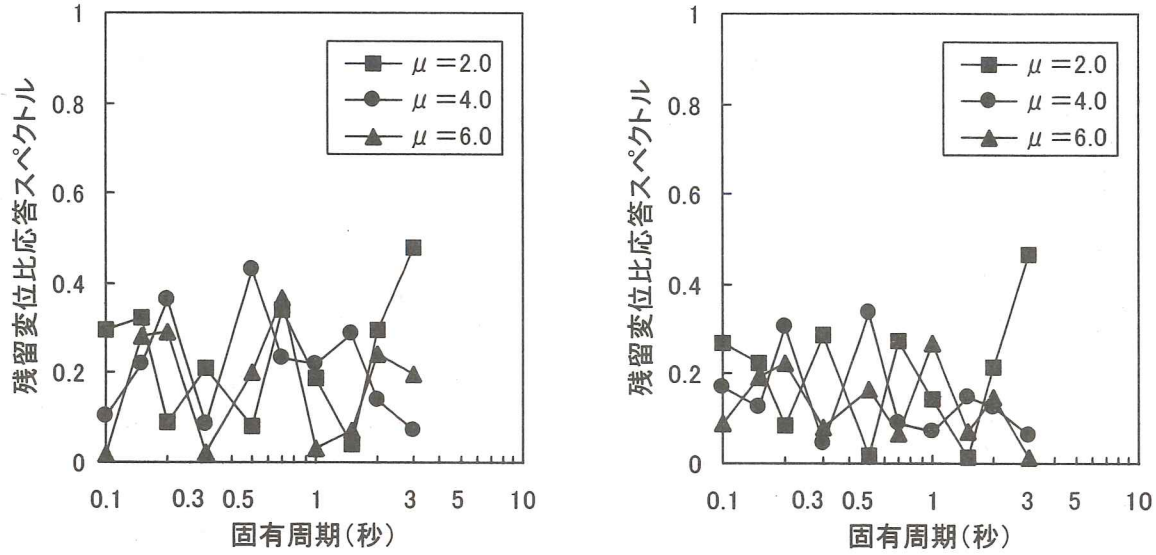


(c) r = 0.05



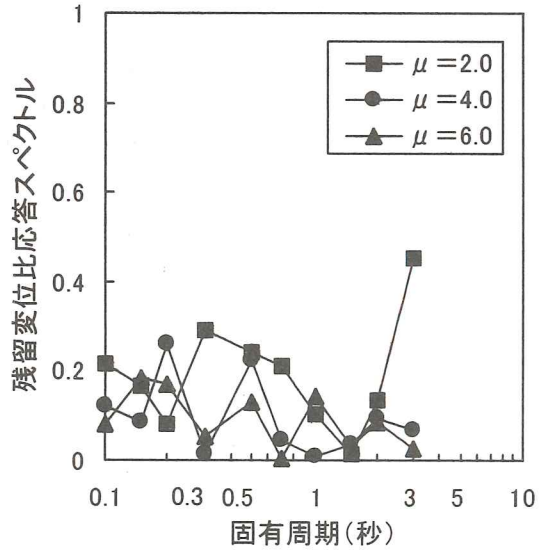
(d) r = 0.10

図－4.37 八丈島東方沖地震東京湾(富津岬)記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=7.2, 震央距離262.0km, Ⅱ種地盤)

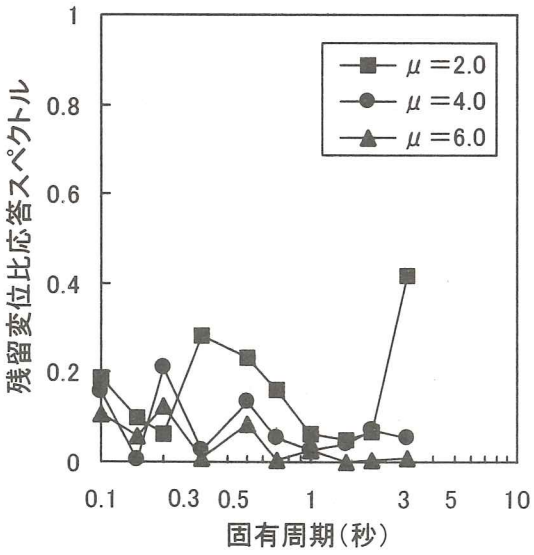


(a) r = -0.05

(b) r = 0

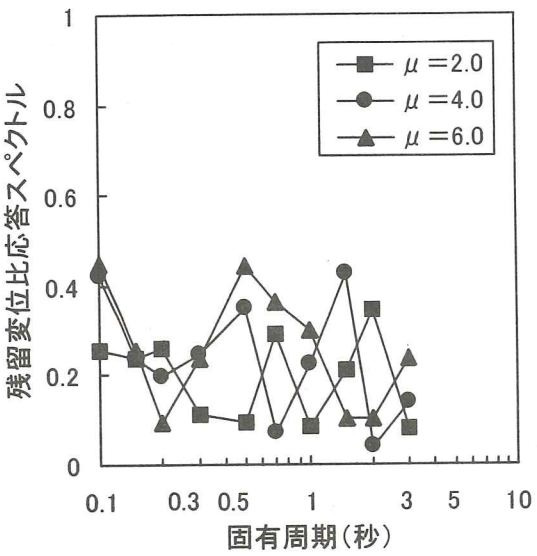


(c) r = 0.05

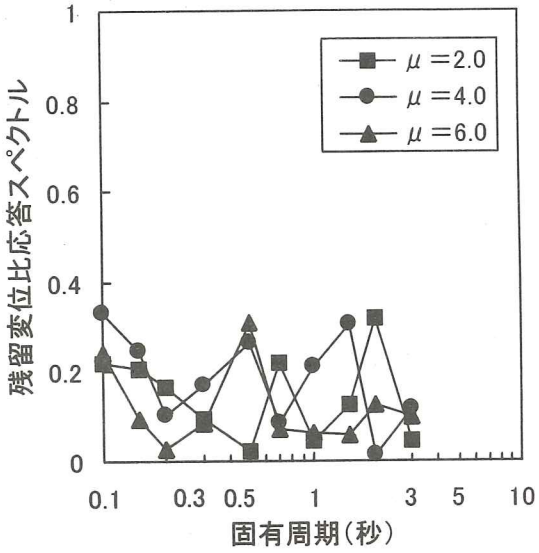


(d) r = 0.10

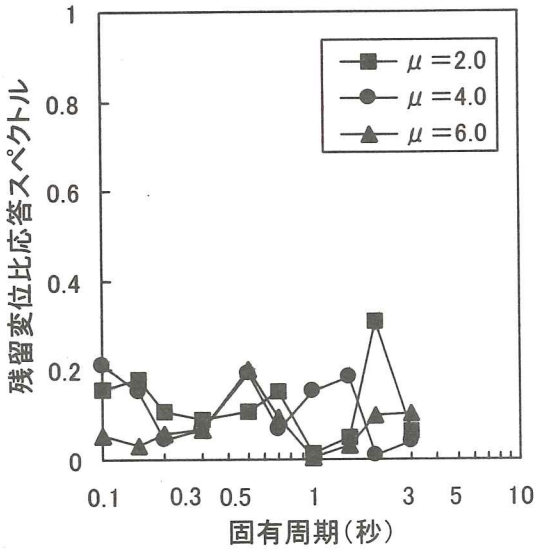
図－4.38 八丈島東方沖地震横浜港(京浜)記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=7.2, 震央距離282.7km, Ⅱ種地盤)



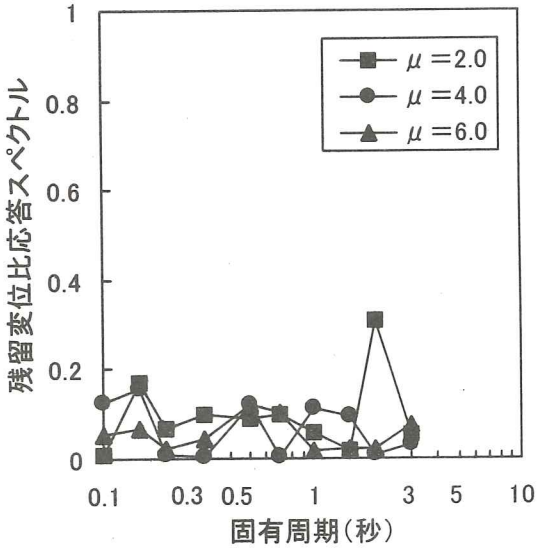
(a) r = -0.05



(b) r = 0

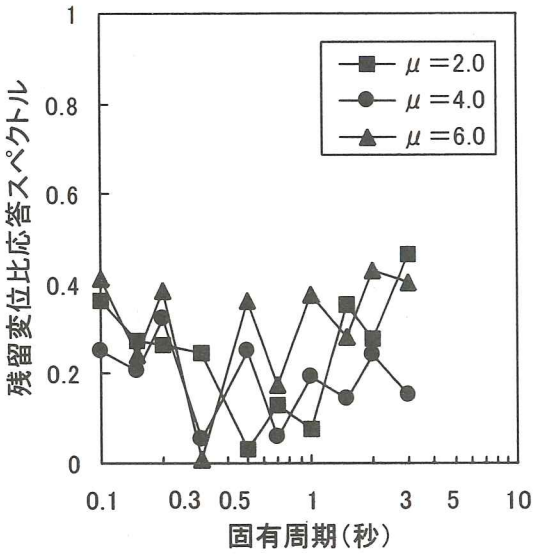


(c) r = 0.05

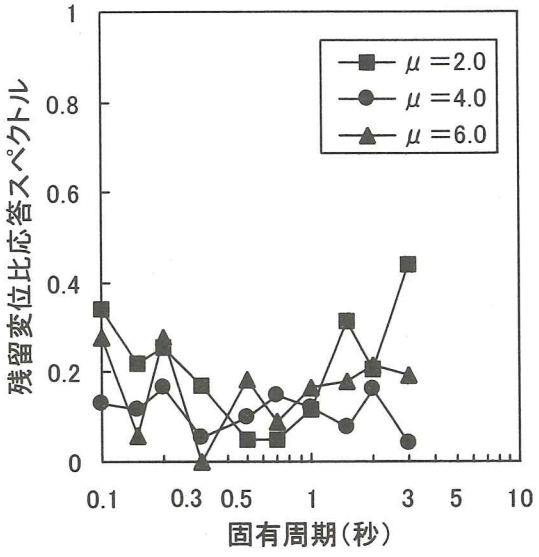


(d) r = 0.10

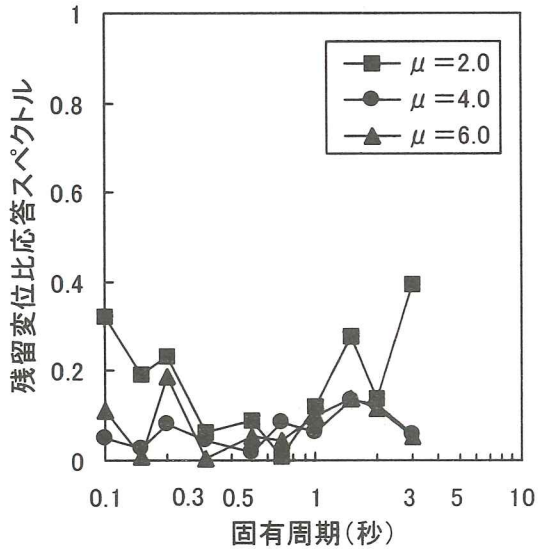
図－4.39 八丈島東方沖地震東京湾(品川)記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=7.2, 震央距離293.2km, Ⅱ種地盤)



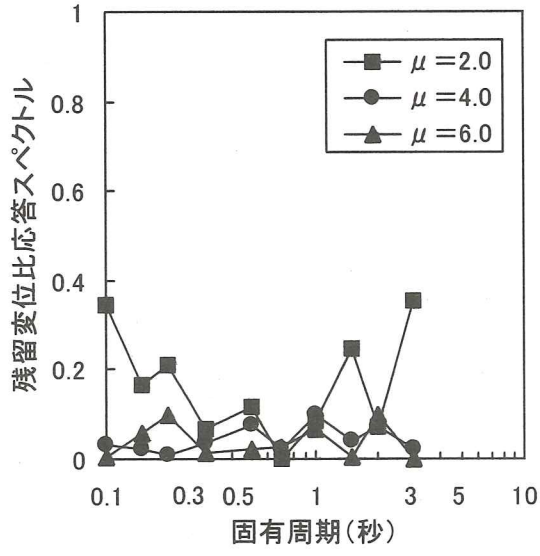
(a) r = -0.05



(b) r = 0

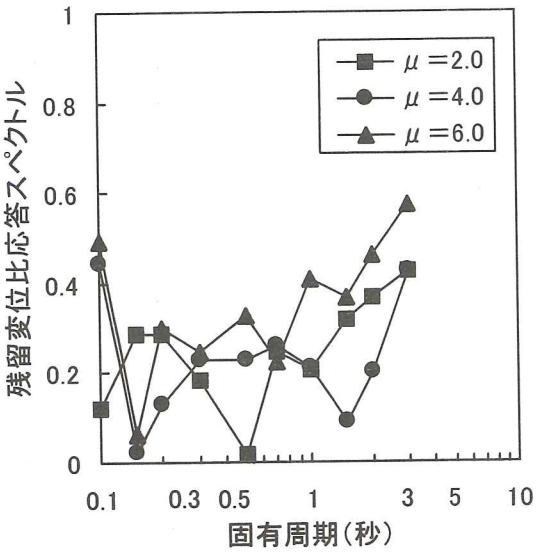


(c) r = 0.05

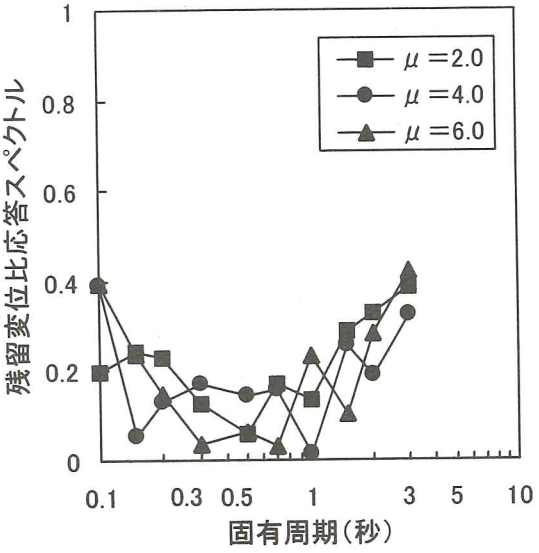


(d) r = 0.10

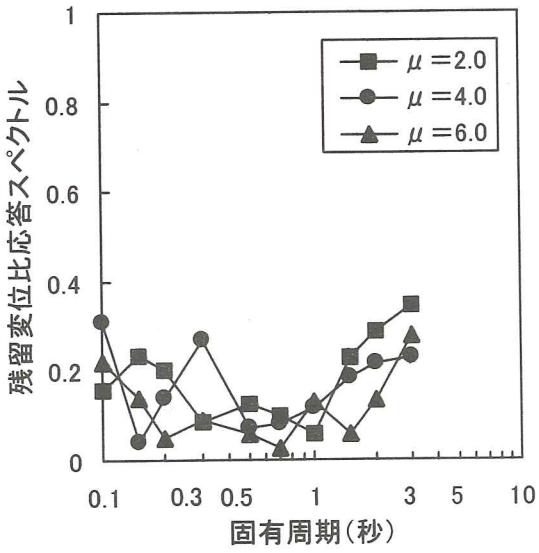
図－4.40 八丈島東方沖地震平井大橋記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=7.2, 震央距離301.0km, Ⅱ種地盤)



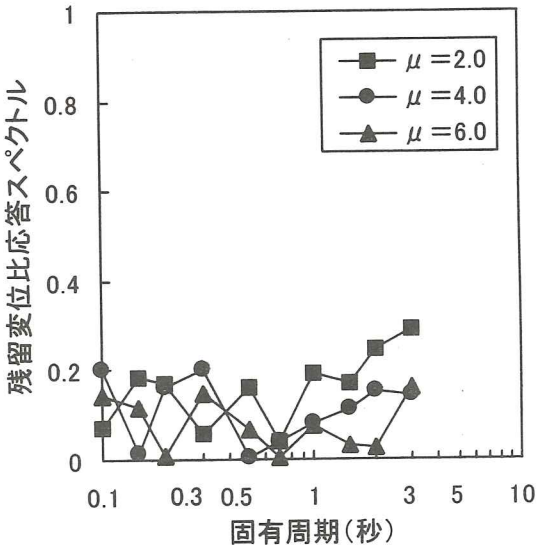
(a) r = -0.05



(b) r = 0

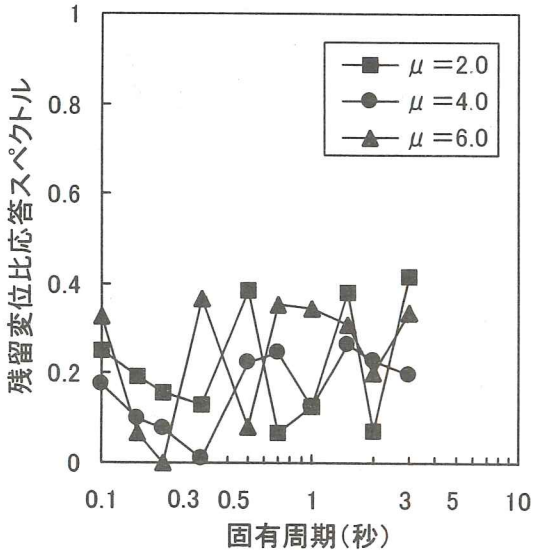


(c) r = 0.05

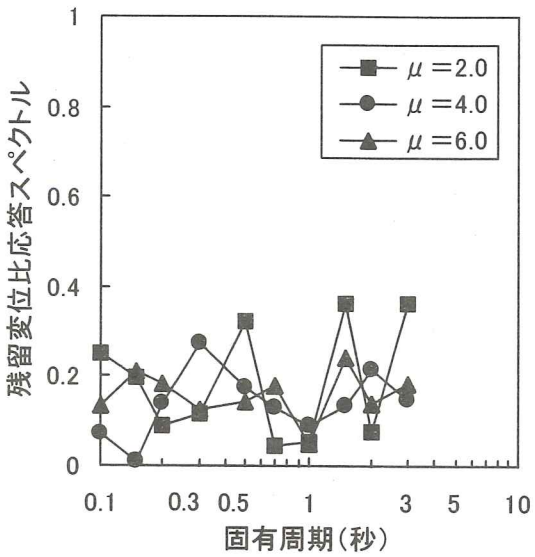


(d) r = 0.10

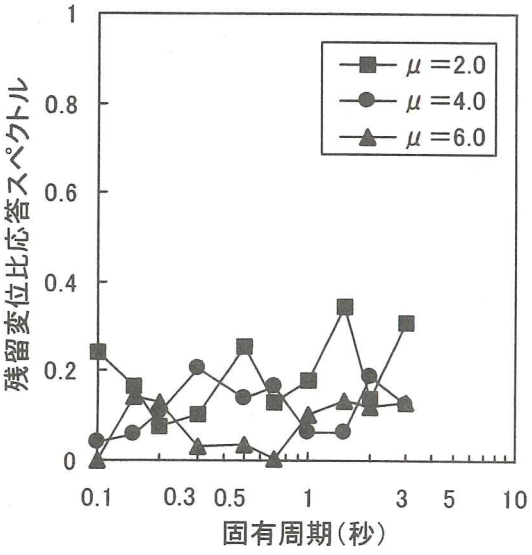
図－4.41 八丈島東方沖地震草加高架橋記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=7.2, 震央距離312.6km, Ⅲ種地盤)



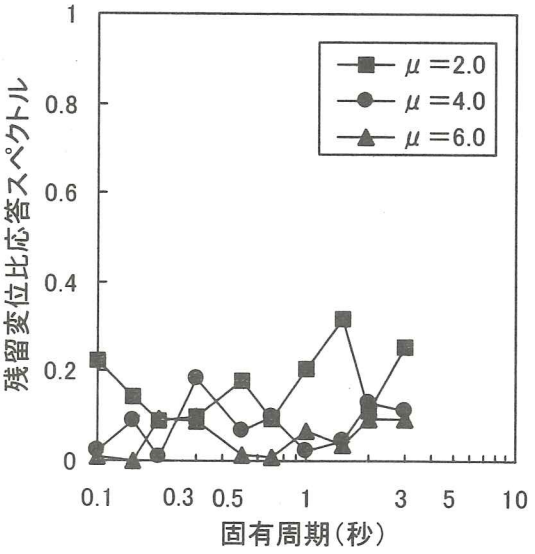
(a) r = -0.05



(b) r = 0

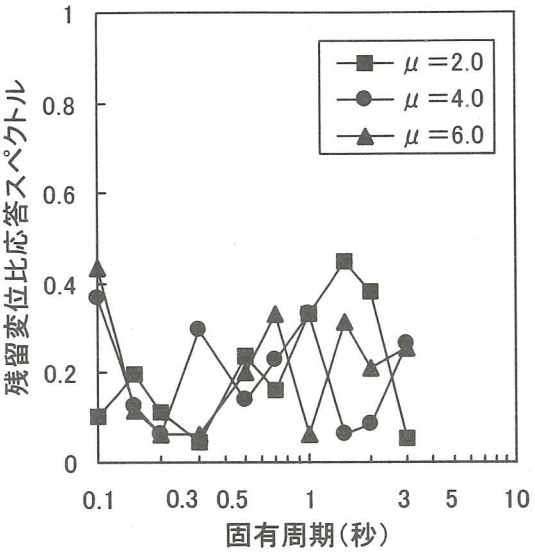


(c) r = 0.05

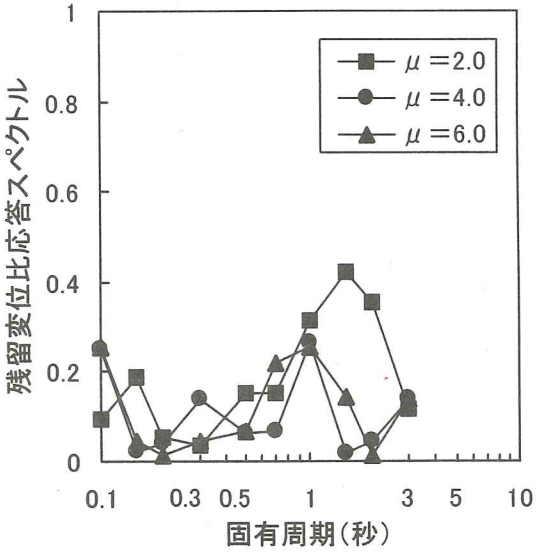


(d) r = 0.10

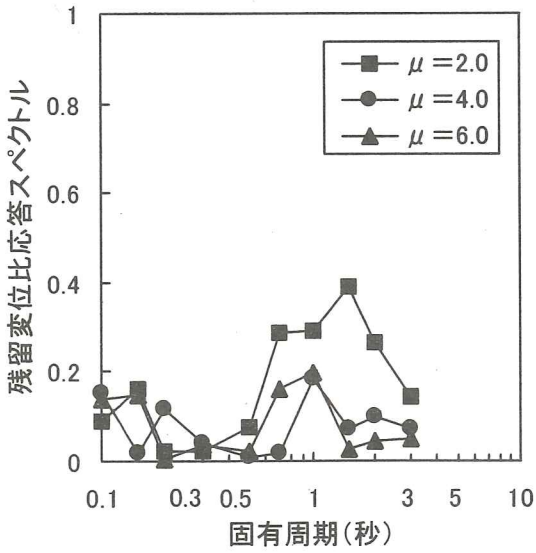
図－4.42 八丈島東方沖地震小浜名港記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=7.2, 震央距離416.5km, Ⅱ種地盤)



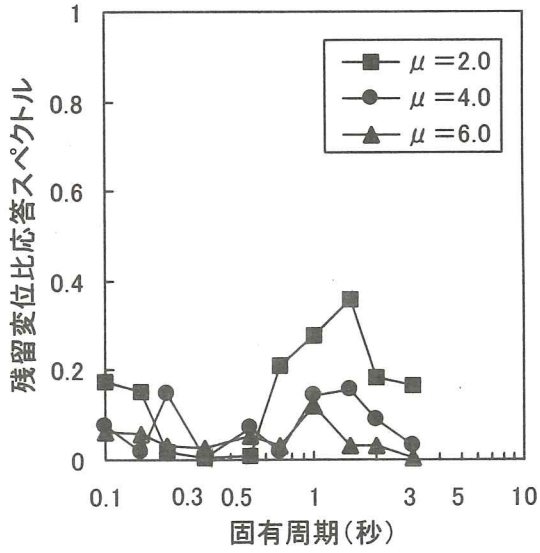
(a) r = -0.05



(b) r = 0

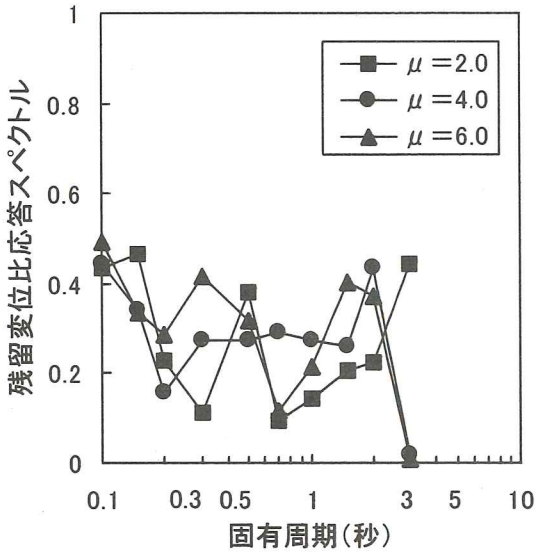


(c) r = 0.05

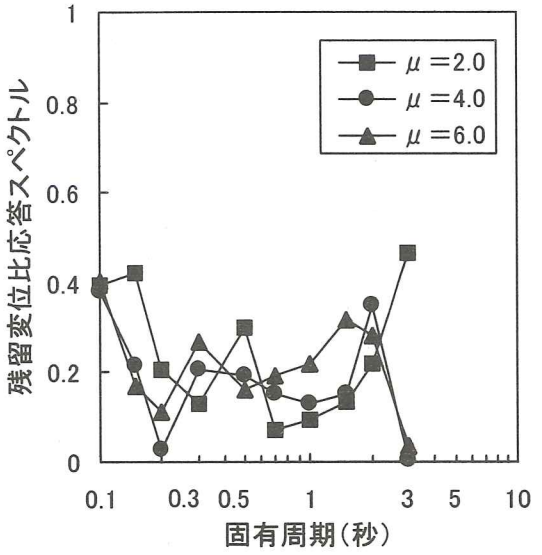


(d) r = 0.10

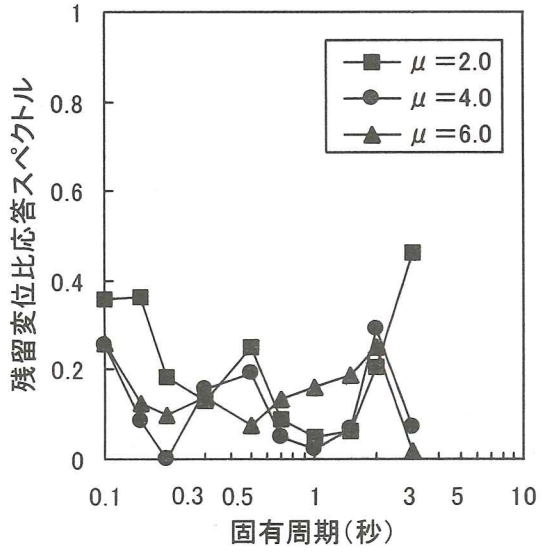
図－4.43 八丈島東方沖地震伊達橋記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=7.2, 震央距離517.2km, Ⅰ種地盤)



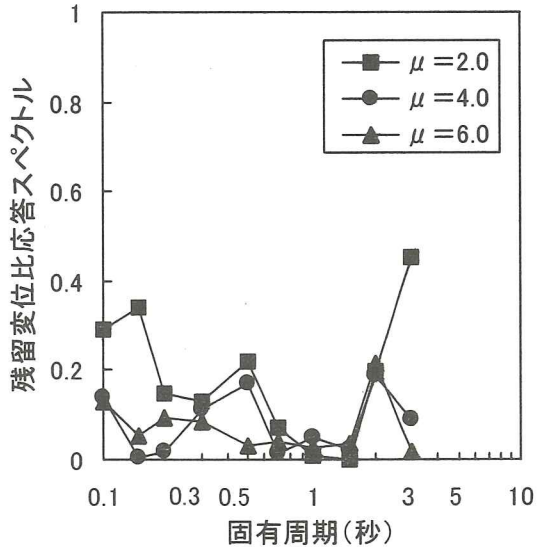
(a) r = -0.05



(b) r = 0

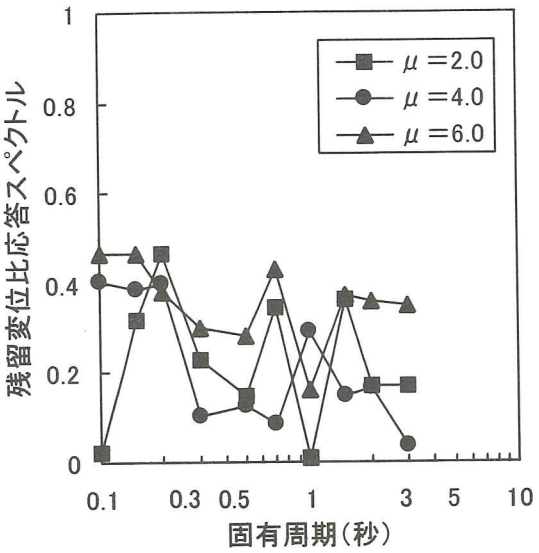


(c) r = 0.05

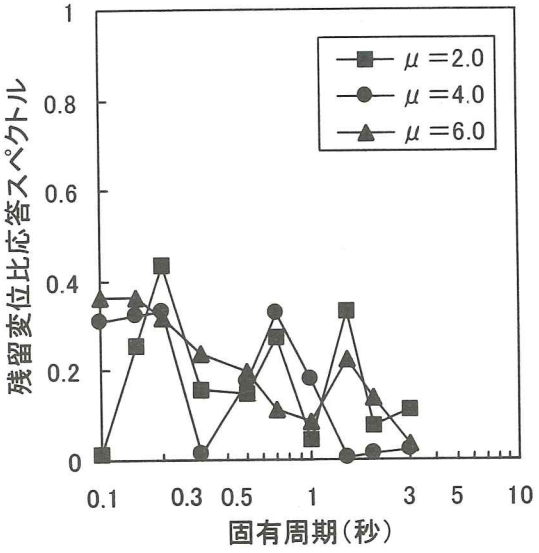


(d) r = 0.10

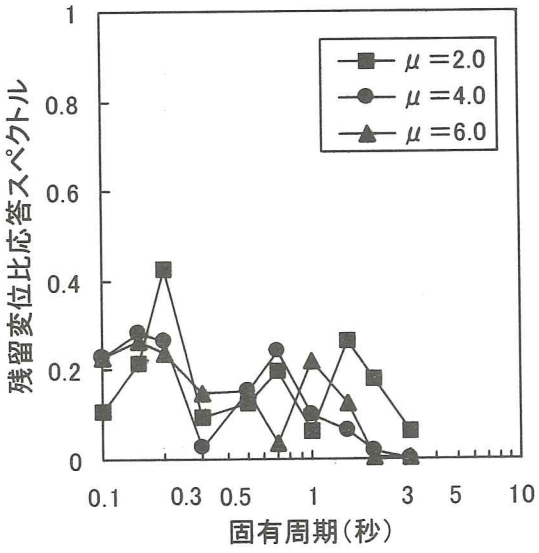
図－4.44 根室半島沖地震釧路港記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=7.4, 震央距離127.3km, Ⅱ種地盤)



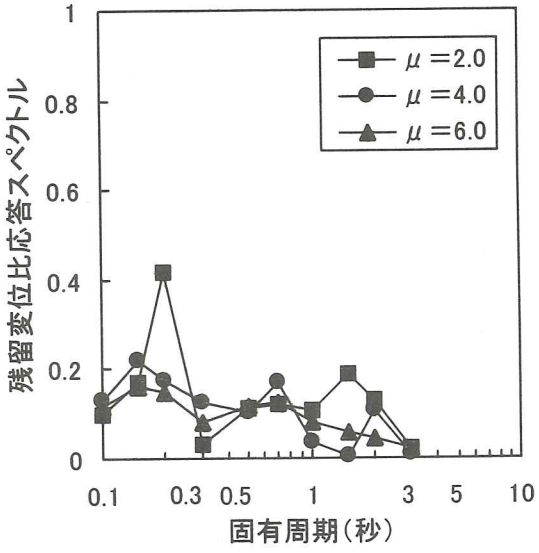
(a) r = -0.05



(b) r = 0

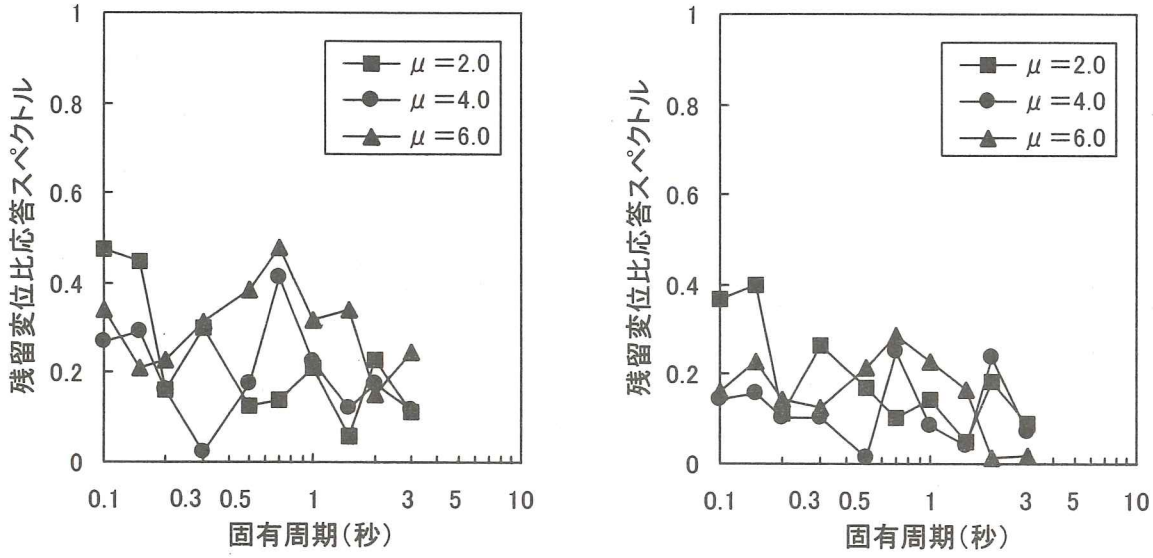


(c) r = 0.05



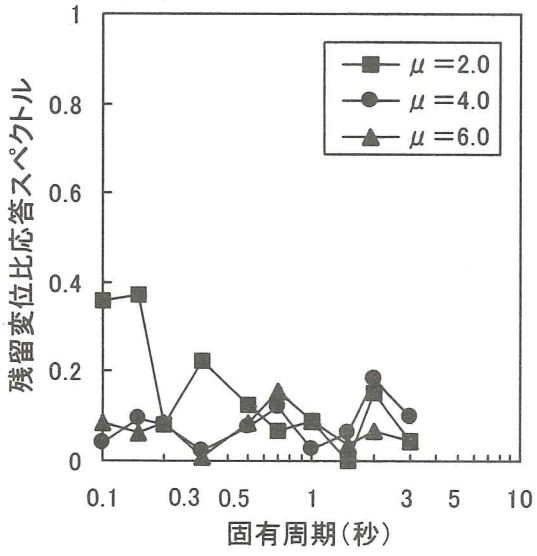
(d) r = 0.10

図－4.45 根室半島沖地震苫小牧港記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=7.4, 震央距離357.3km, Ⅱ種地盤)

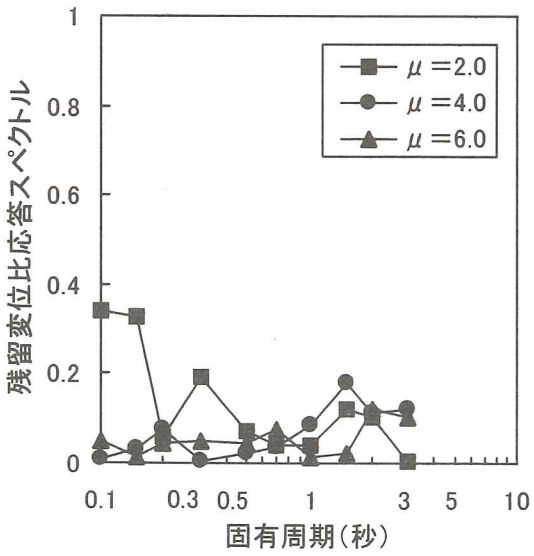


(a) r = -0.05

(b) r = 0

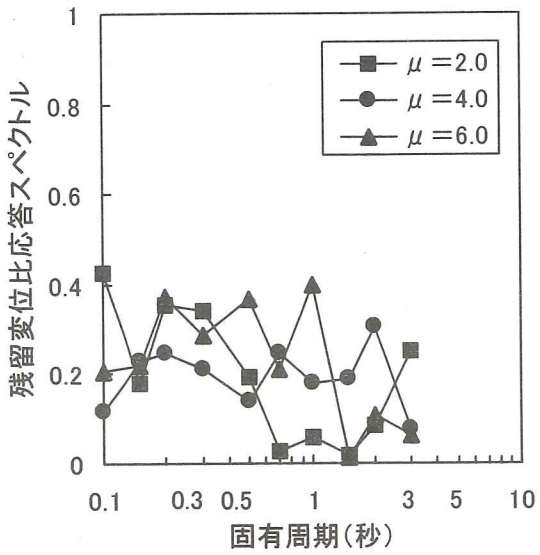


(c) r = 0.05

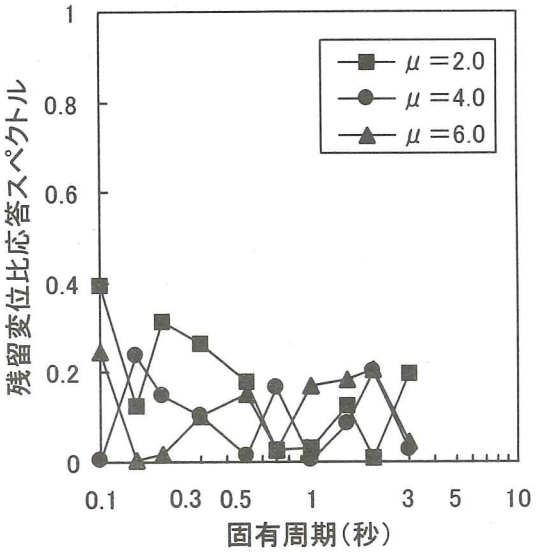


(d) r = 0.10

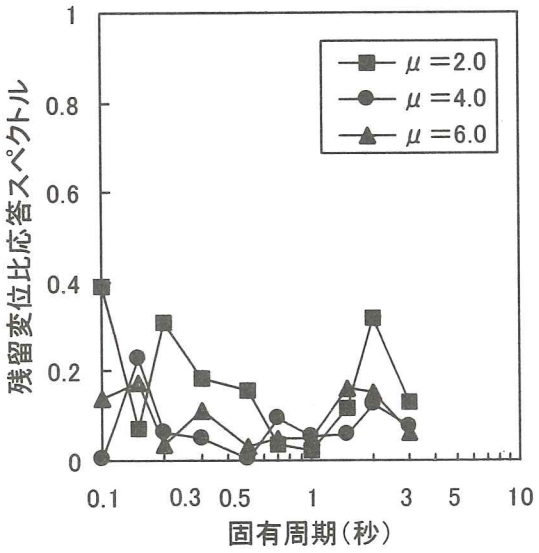
図－4.46 根室半島沖地震室蘭港記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=7.4, 震央距離412.8km, Ⅱ種地盤)



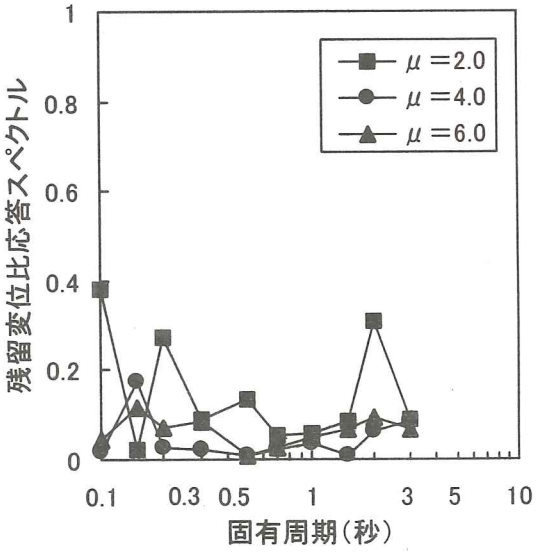
(a) r = -0.05



(b) r = 0

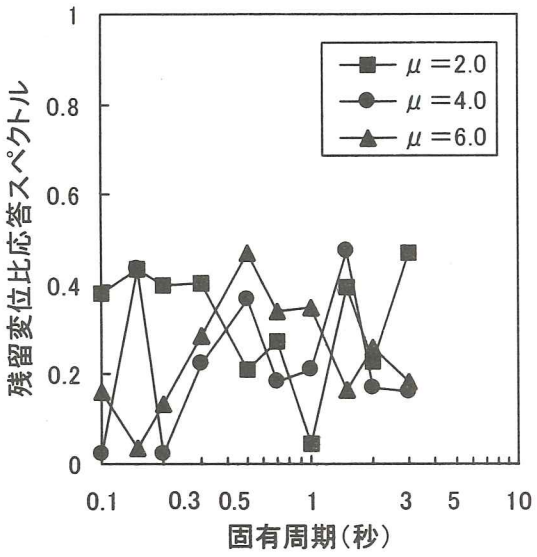


(c) r = 0.05

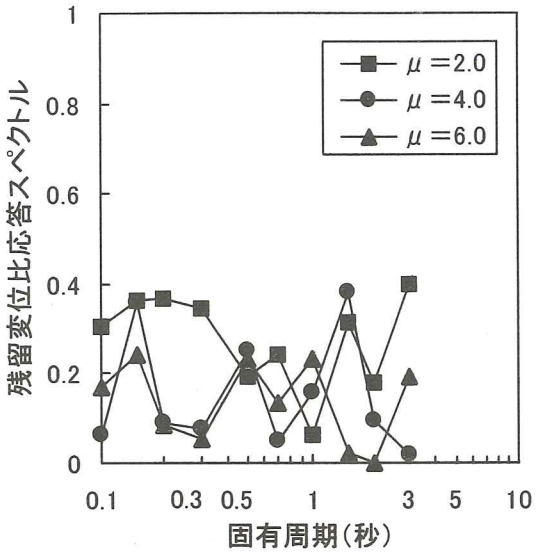


(d) r = 0.10

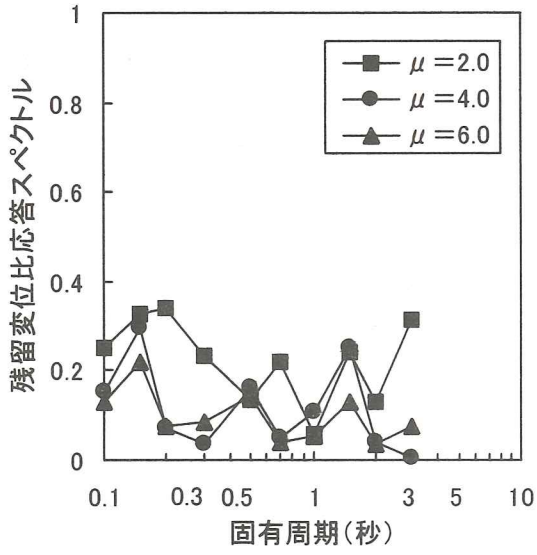
図－4.47 根室半島沖地震釧路港記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=7.1, 震央距離192.4km, Ⅱ種地盤)



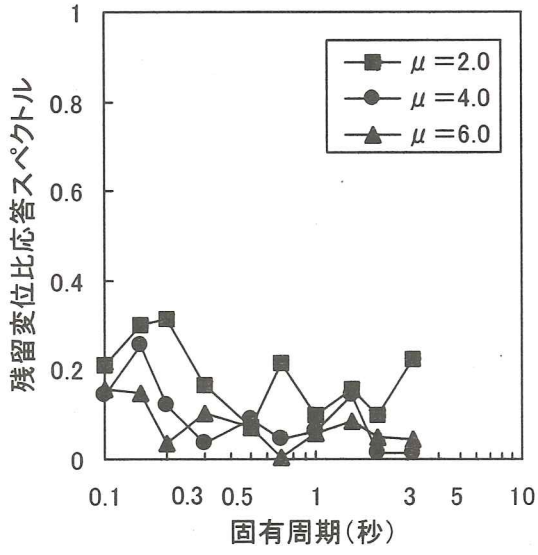
(a) r = -0.05



(b) r = 0

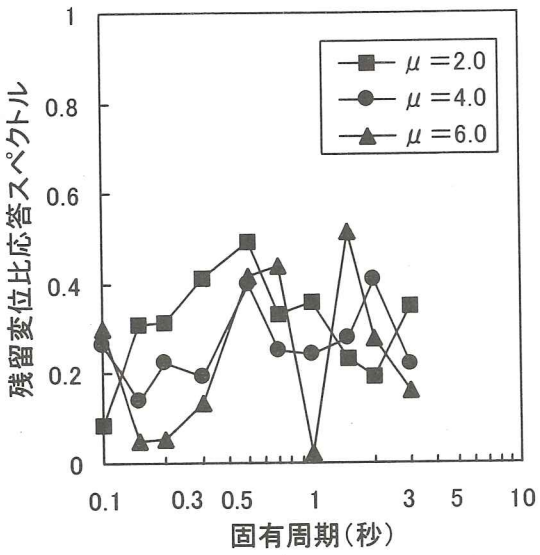


(c) r = 0.05

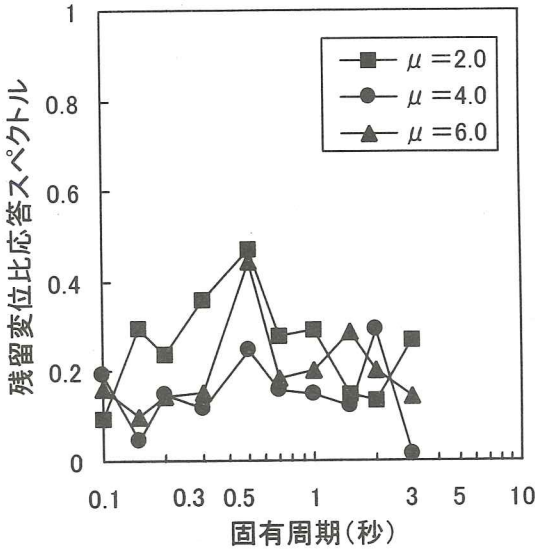


(d) r = 0.10

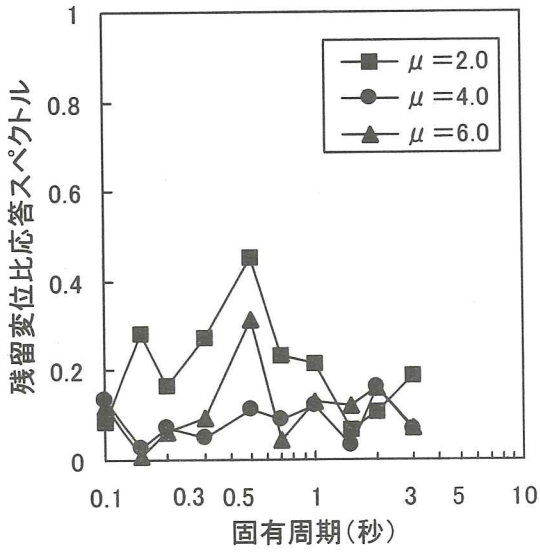
図－4.48 伊豆半島南部沿岸近海地震田子ノ浦記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=6.9, 震央距離63.9km, Ⅲ種地盤)



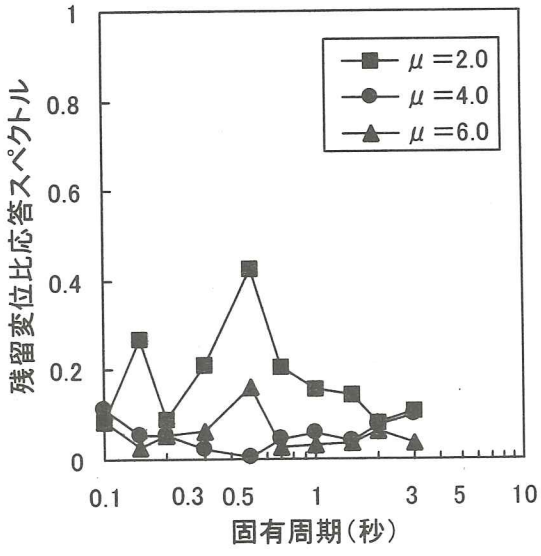
(a) r = -0.05



(b) r = 0

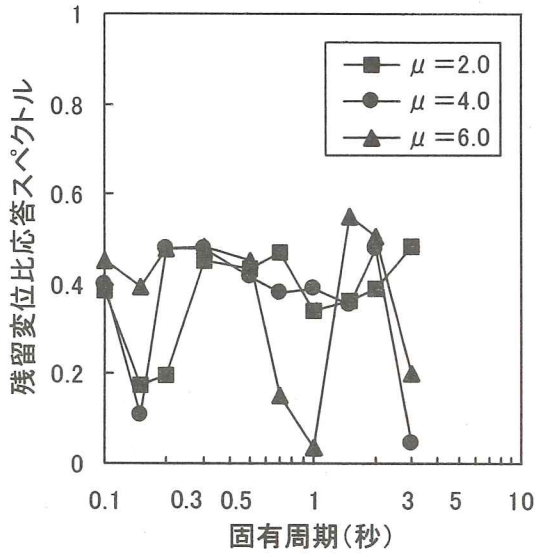


(c) r = 0.05

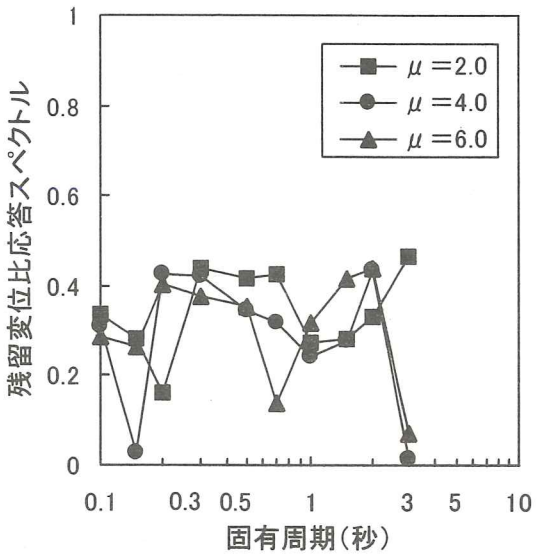


(d) r = 0.10

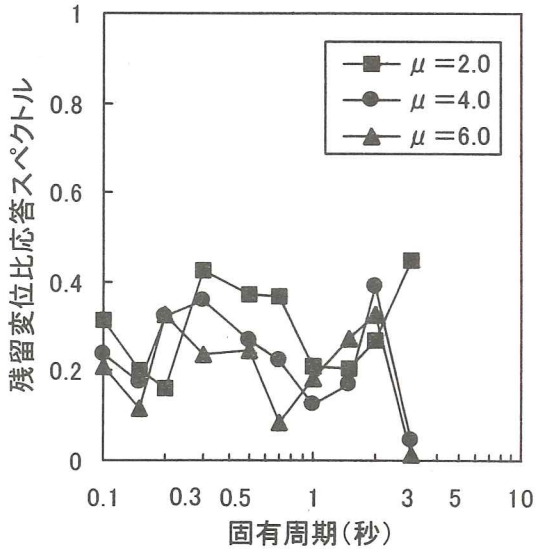
図－4.49 伊豆半島南部沿岸近海地震東京湾(観音崎)記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=6.9, 震央距離115.0km, Ⅰ種地盤)



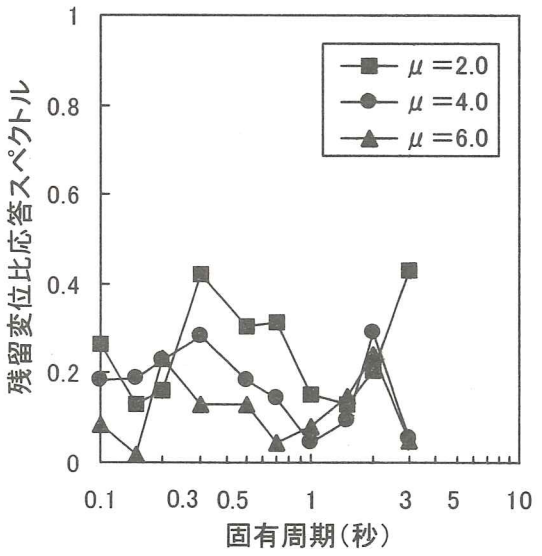
(a) r = -0.05



(b) r = 0

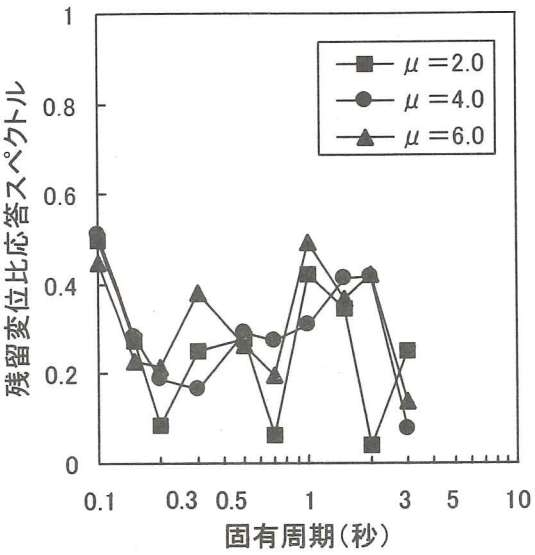


(c) r = 0.05

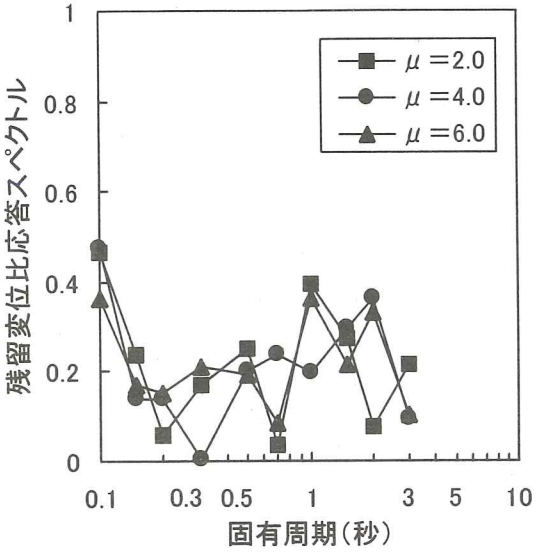


(d) r = 0.10

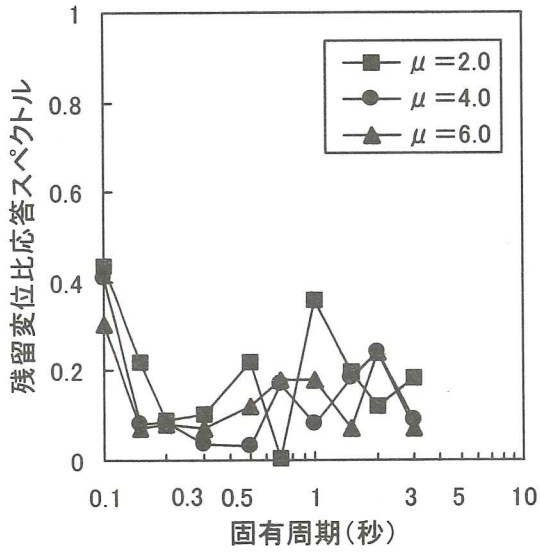
図－4.50 伊豆半島南部沿岸近海地震東京湾(富津岬)記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=6.9, 震央距離123.2km, Ⅱ種地盤)



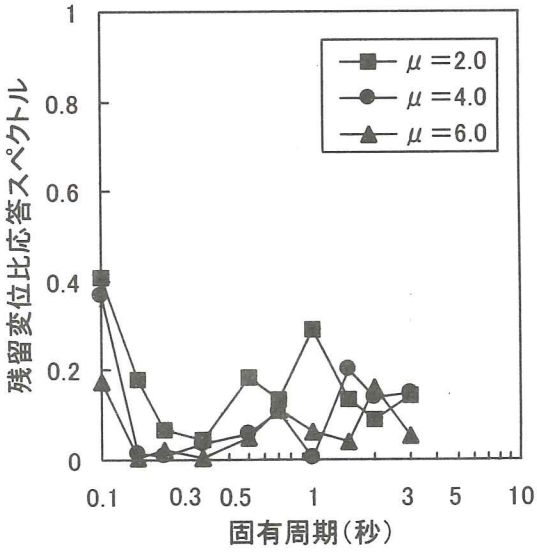
(a) r = -0.05



(b) r = 0

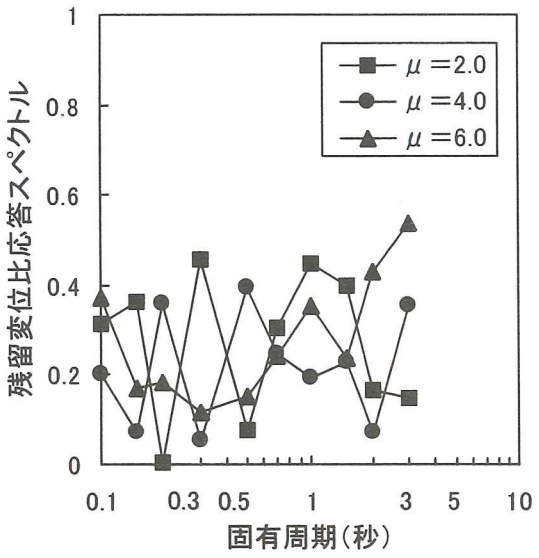


(c) r = 0.05

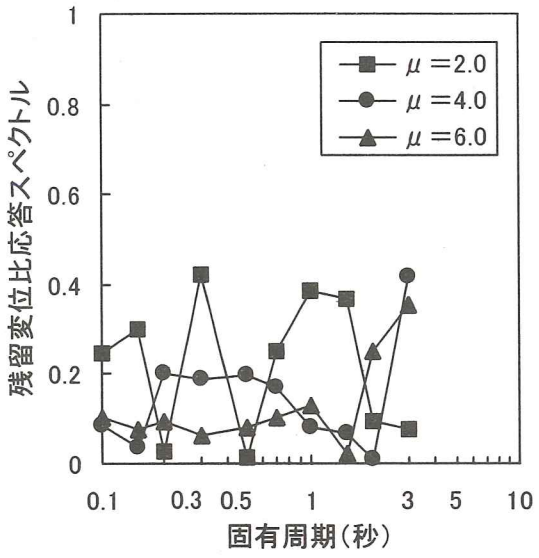


(d) r = 0.10

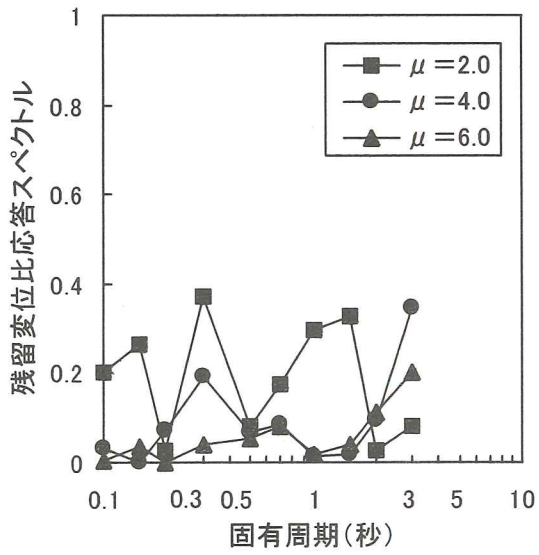
図－4.51 伊豆半島南部沿岸近海地震横浜港(１)記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=6.9, 震央距離124.9km, Ⅲ種地盤)



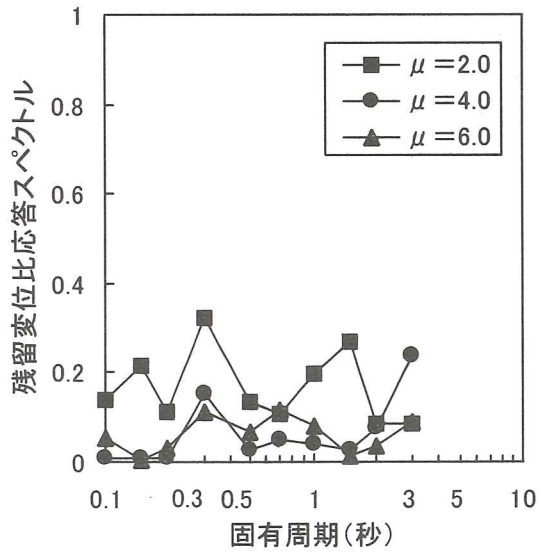
(a) r = -0.05



(b) r = 0

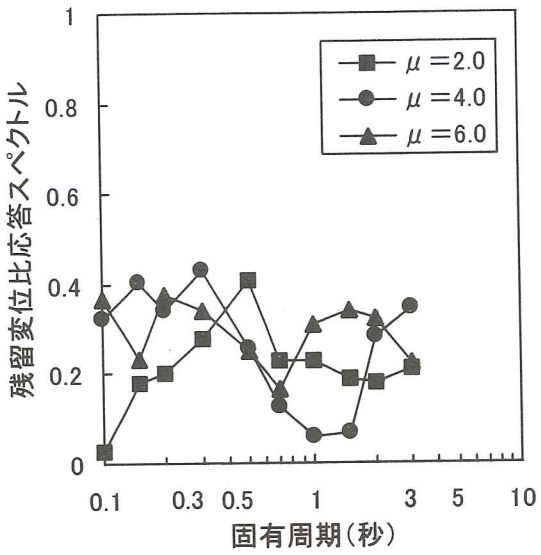


(c) r = 0.05

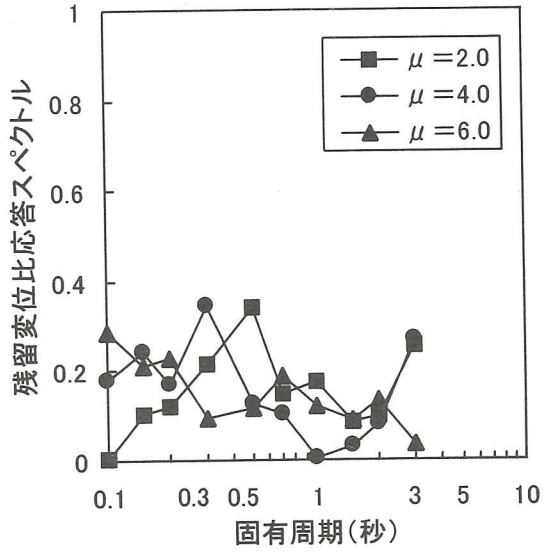


(d) r = 0.10

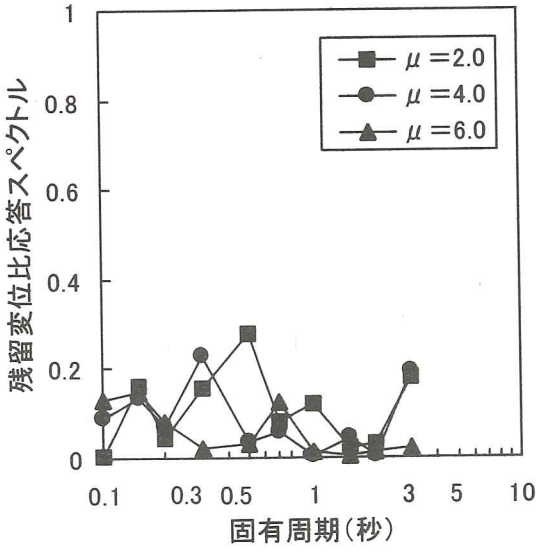
図－4.52 大島近海地震熱海変電所記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=7.0, 震央距離41.2km, Ⅰ種地盤)



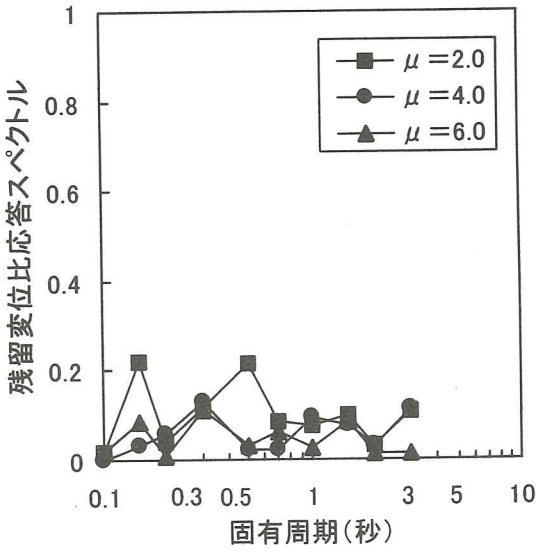
(a) r = -0.05



(b) r = 0

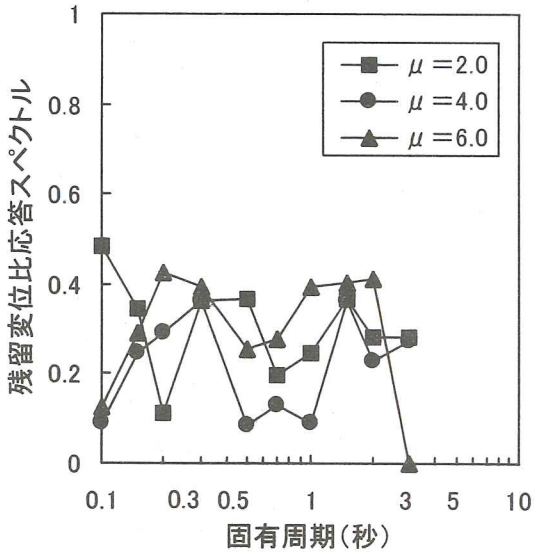


(c) r = 0.05

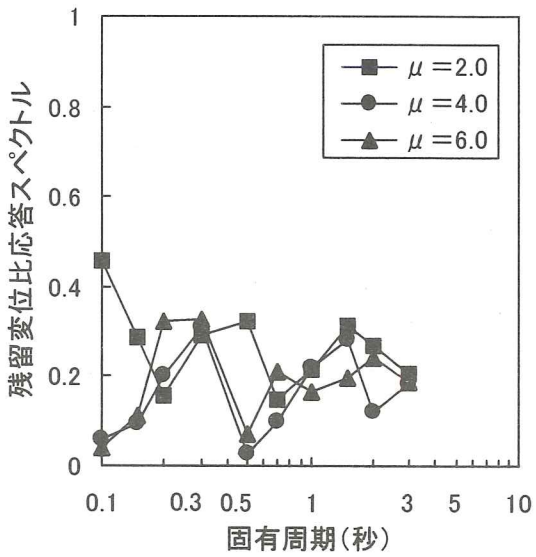


(d) r = 0.10

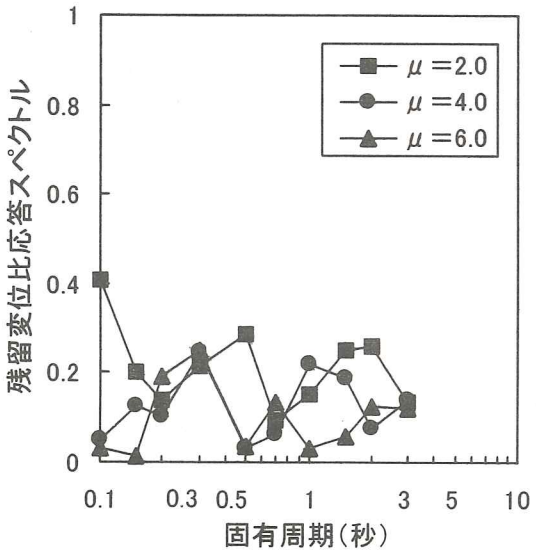
図－4.53 大島近海地震白堀変電所記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=7.0, 震央距離44.7km, Ⅰ種地盤)



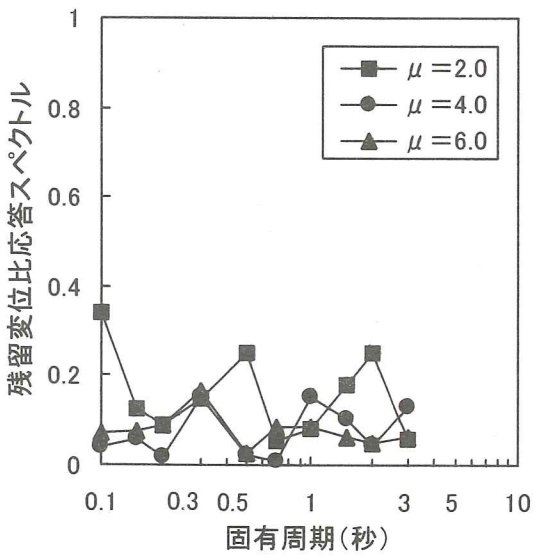
(a) r = -0.05



(b) r = 0

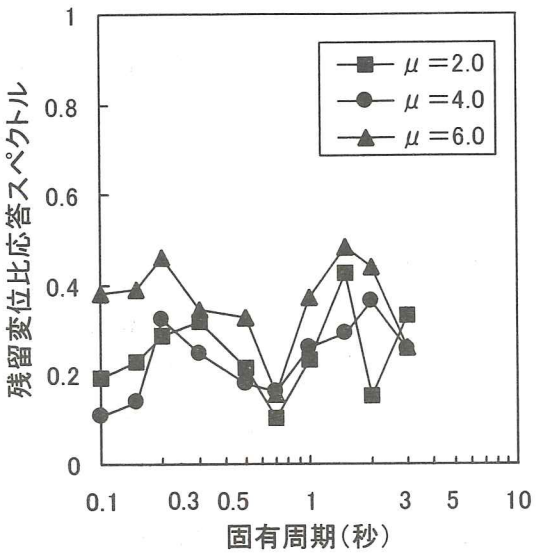


(c) r = 0.05

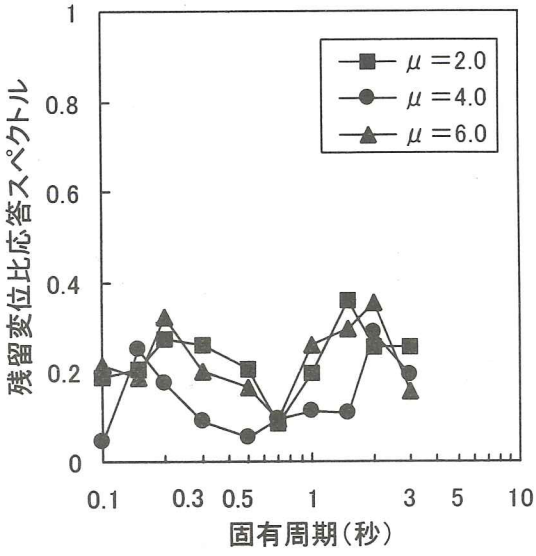


(d) r = 0.10

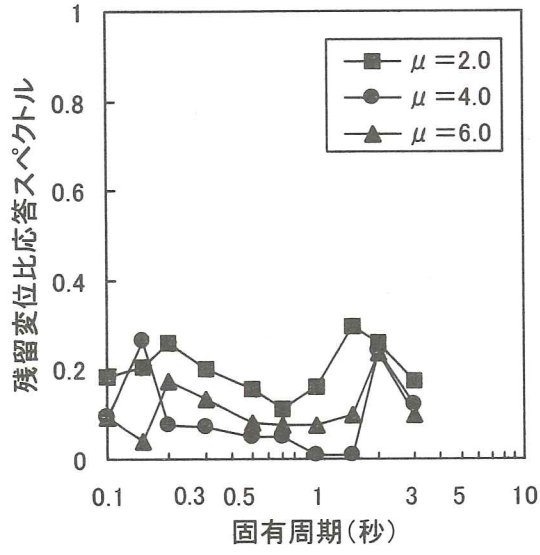
図－4.54 大島近海地震沼津変電所記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=7.0, 震央距離53.7km, Ⅰ種地盤)



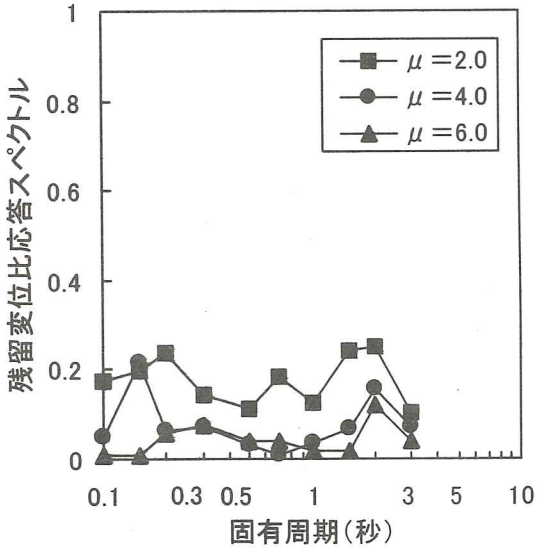
(a) r = -0.05



(b) r = 0

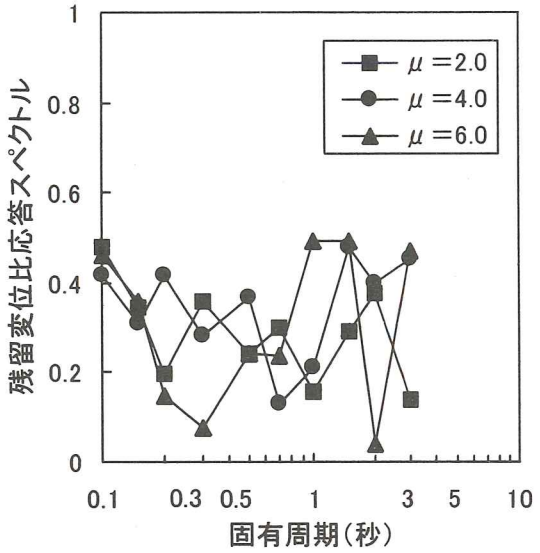


(c) r = 0.05

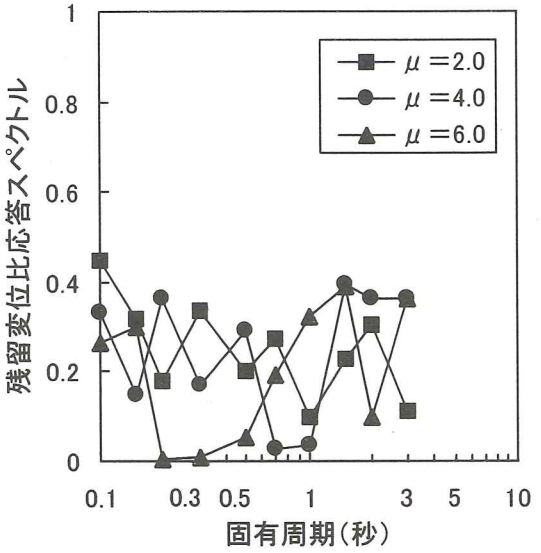


(d) r = 0.10

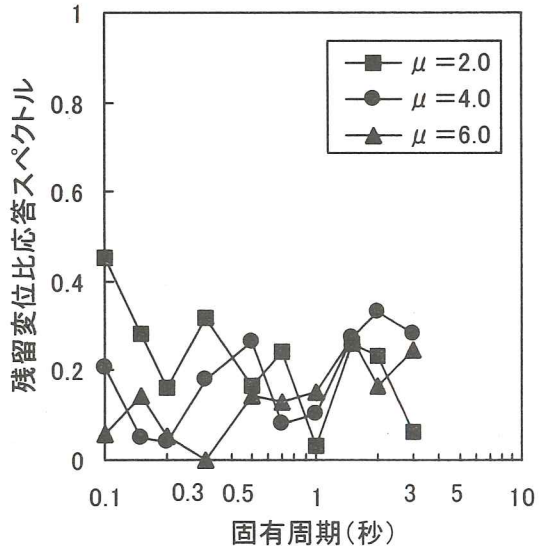
図－4.55 大島近海地震東京湾(観音崎)記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=7.0, 震央距離70.3km, Ⅰ種地盤)



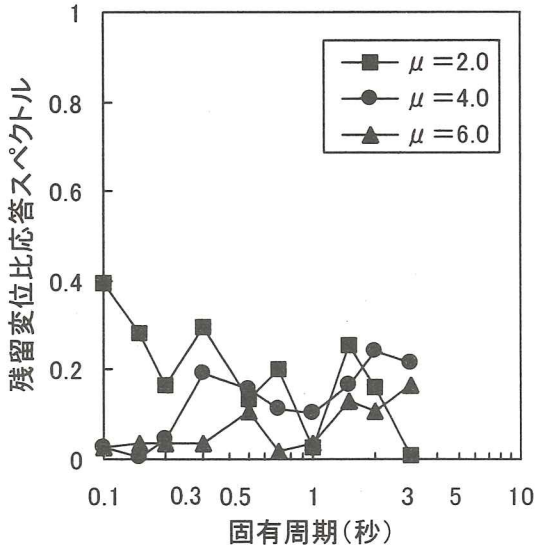
(a) r = -0.05



(b) r = 0

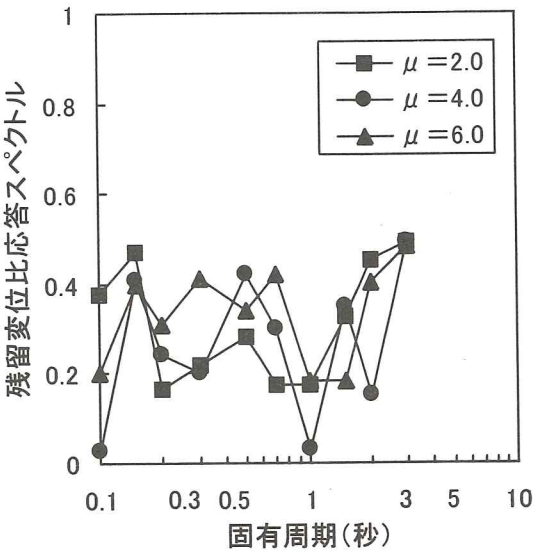


(c) r = 0.05

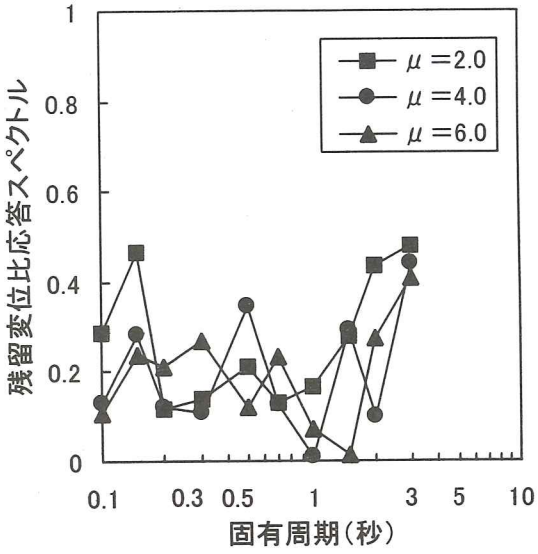


(d) r = 0.10

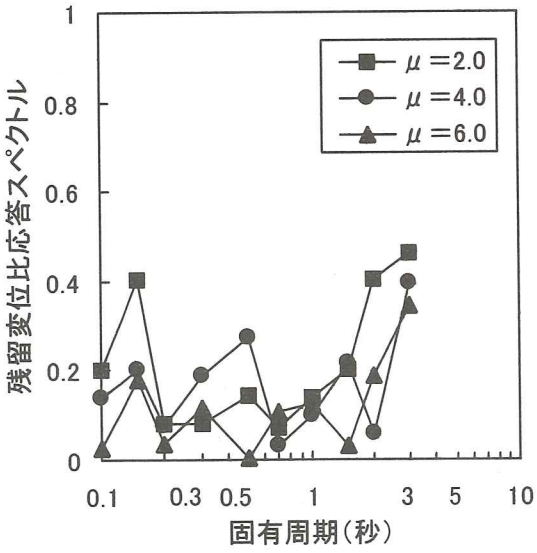
図－4.56 大島近海地震新岩田変電所記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=7.0, 震央距離108.5km, Ⅲ種地盤)



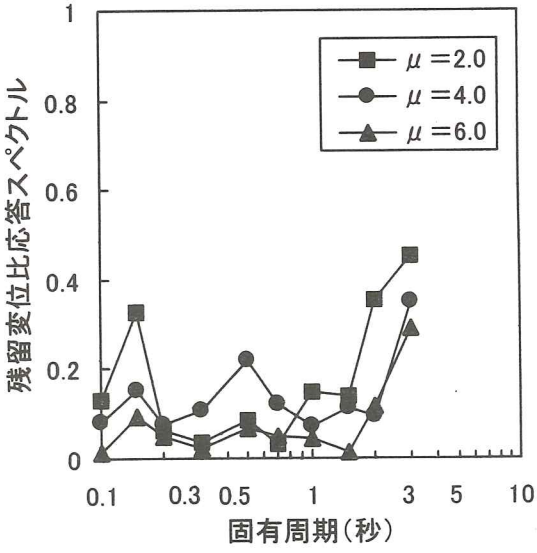
(a) r = -0.05



(b) r = 0

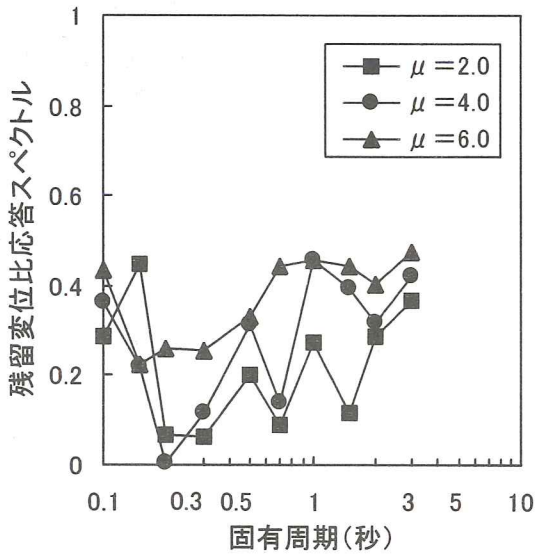


(c) r = 0.05

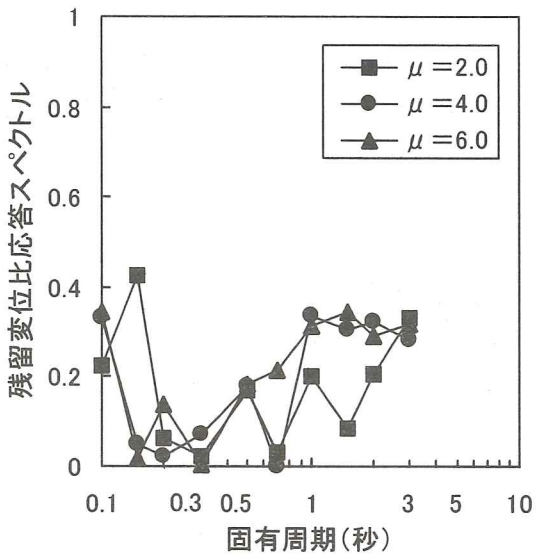


(d) r = 0.10

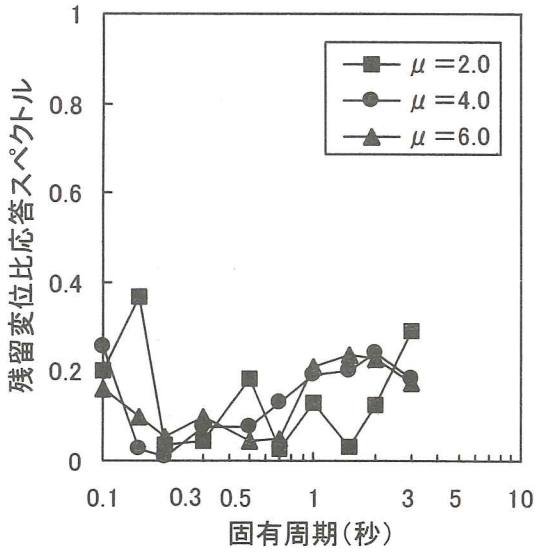
図－4.57 宮城県沖地震開北橋記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=6.7, 震央距離84.2km, Ⅰ種地盤)



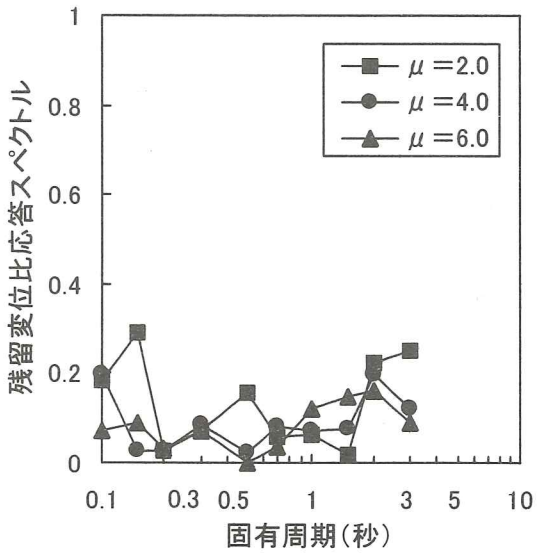
(a) r = -0.05



(b) r = 0

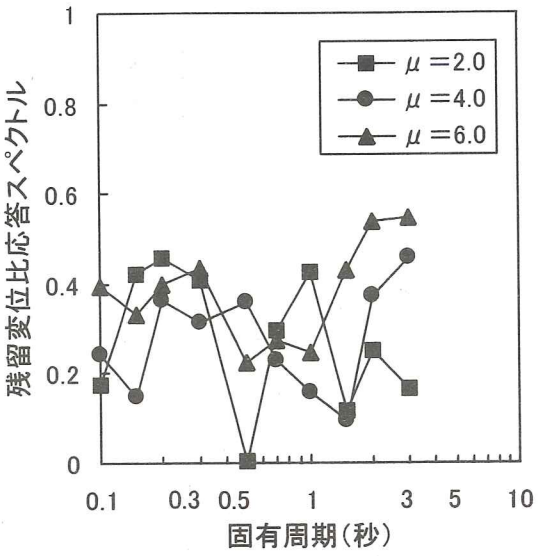


(c) r = 0.05

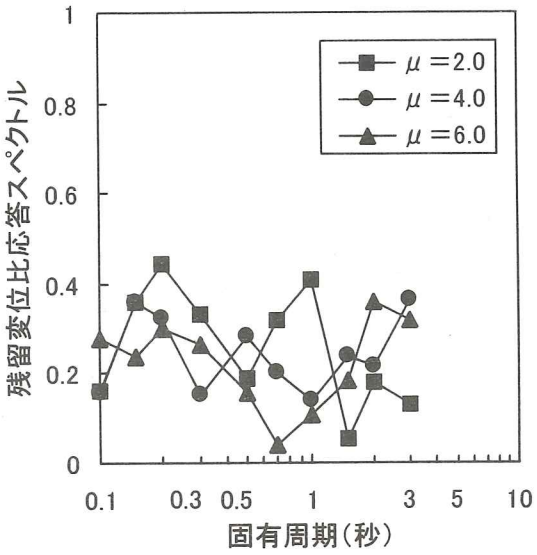


(d) r = 0.10

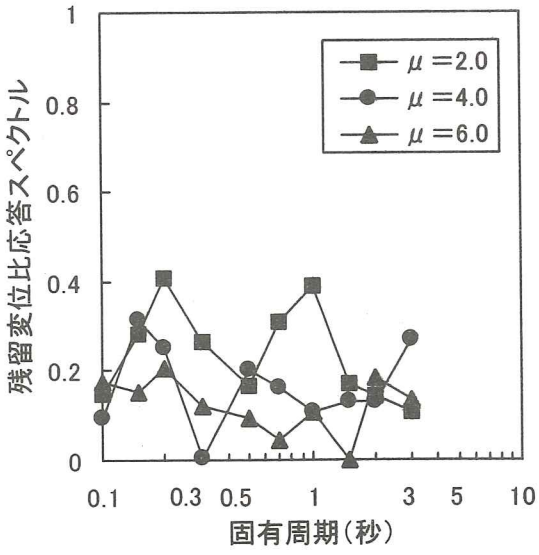
図－4.58 宮城県沖地震平大橋記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=6.7, 震央距離219.9km, Ⅱ種地盤)



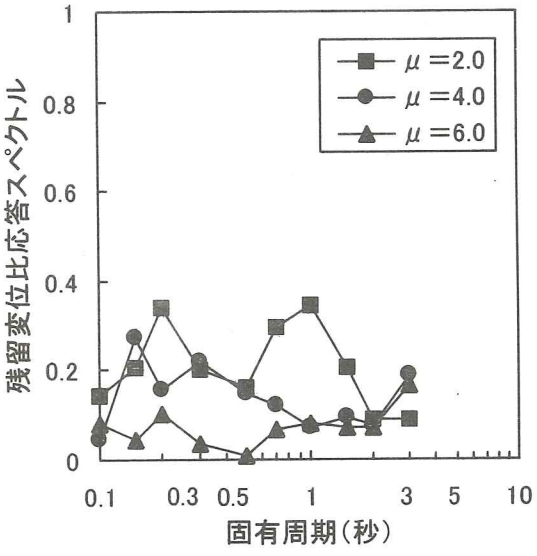
(a) r = -0.05



(b) r = 0

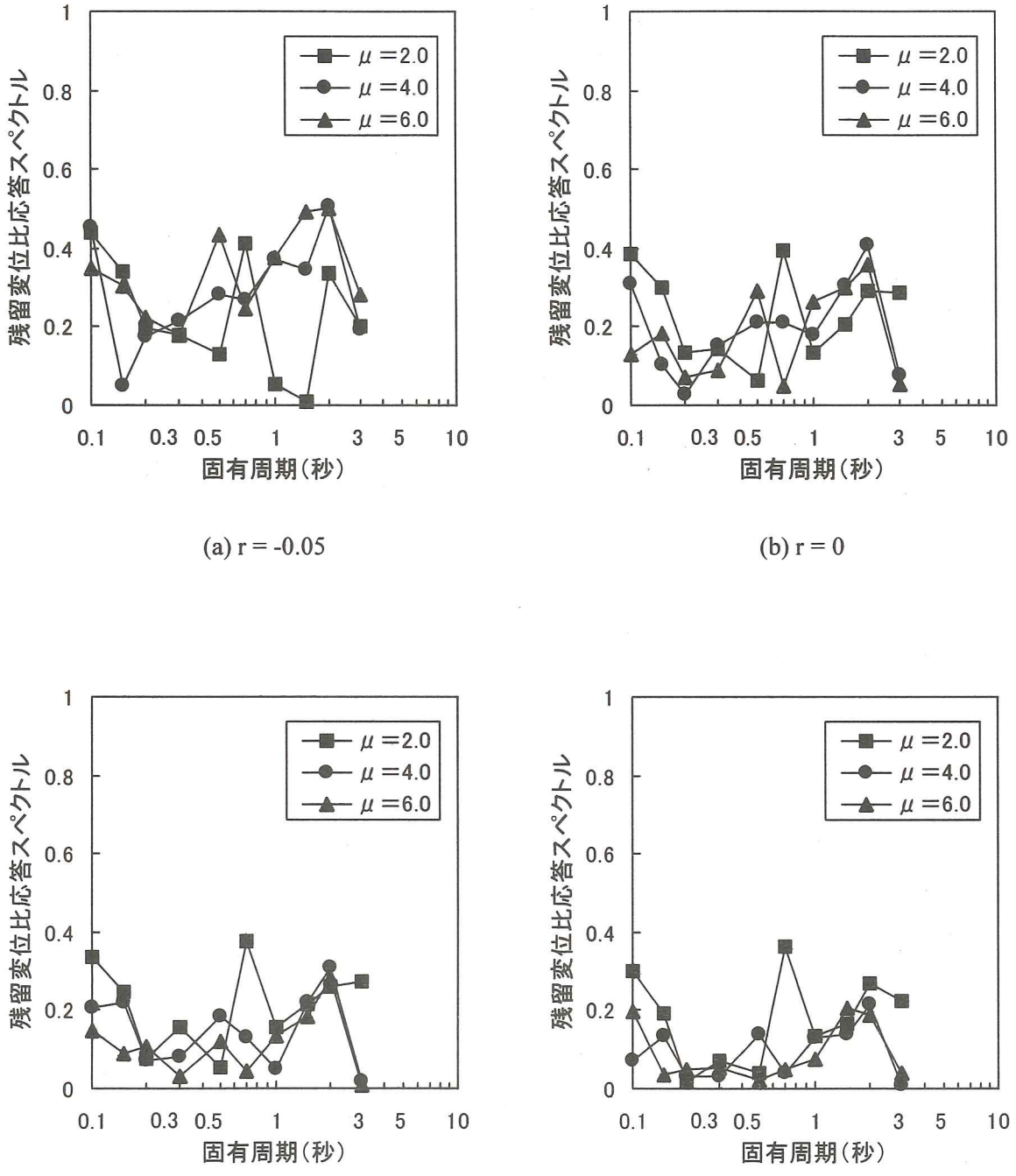


(c) r = 0.05



(d) r = 0.10

図－4.59 宮城県沖地震開北橋記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=7.4, 震央距離81.4km, Ⅰ種地盤)



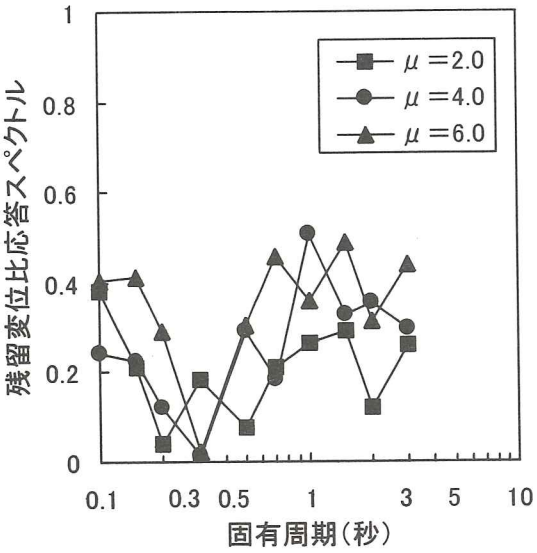
(a) r = -0.05

(b) r = 0

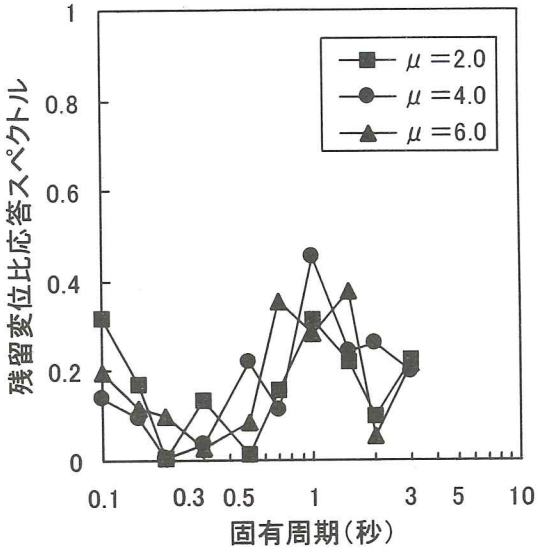
(c) r = 0.05

(d) r = 0.10

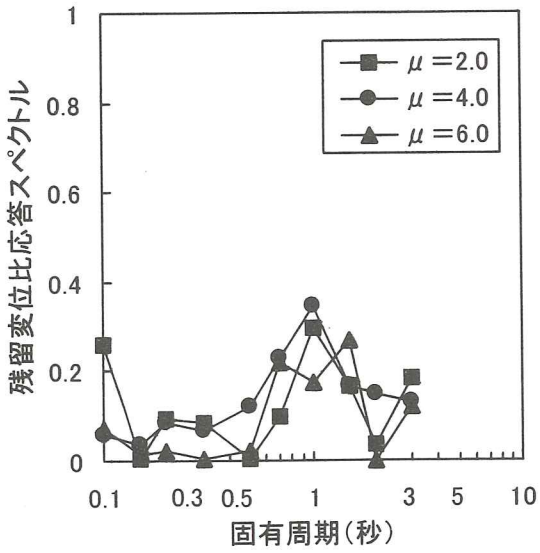
図－4.60 宮城県沖地震平大橋記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=7.4, 震央距離164.6km, Ⅱ種地盤)



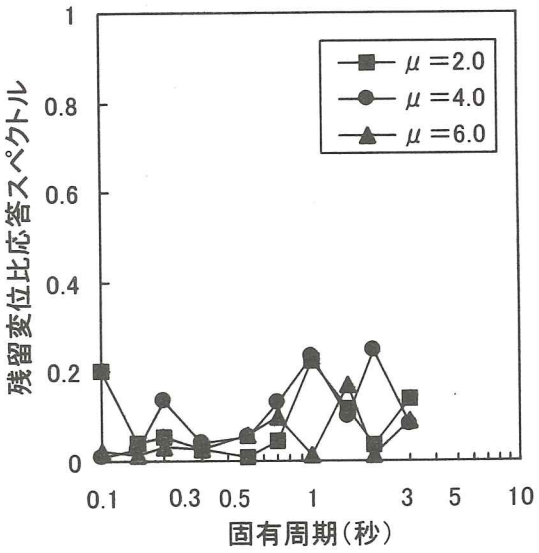
(a) r = -0.05



(b) r = 0

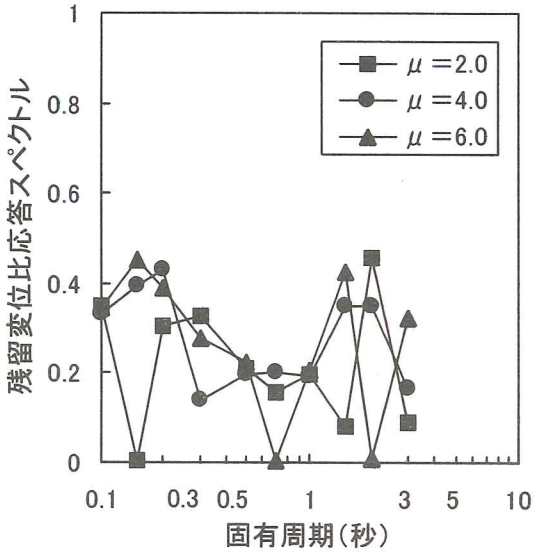


(c) r = 0.05

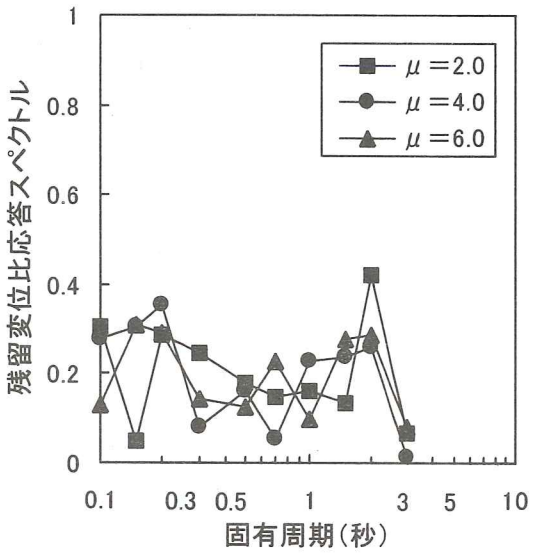


(d) r = 0.10

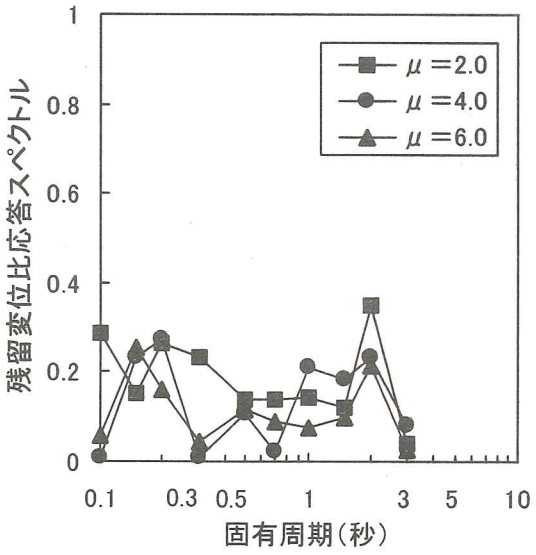
図－4.61 宮城県沖地震雄平橋記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=7.4, 震央距離188.1km, Ⅱ種地盤)



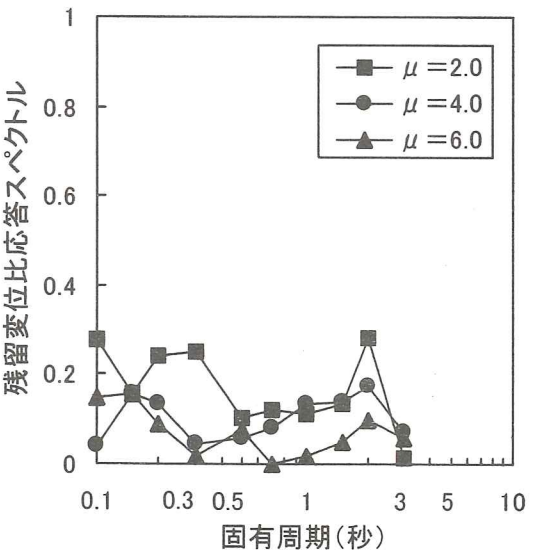
(a) r = -0.05



(b) r = 0

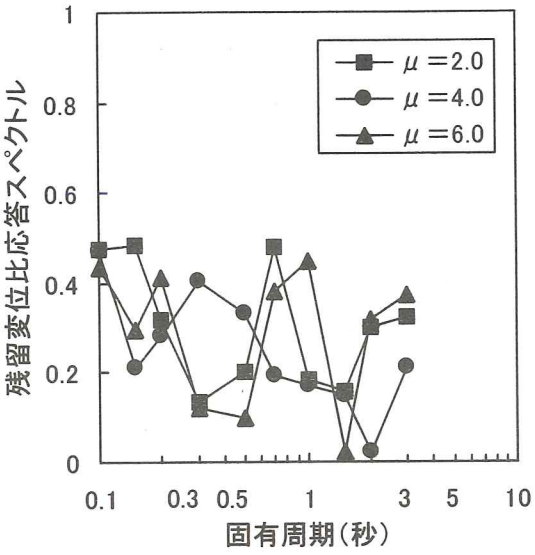


(c) r = 0.05

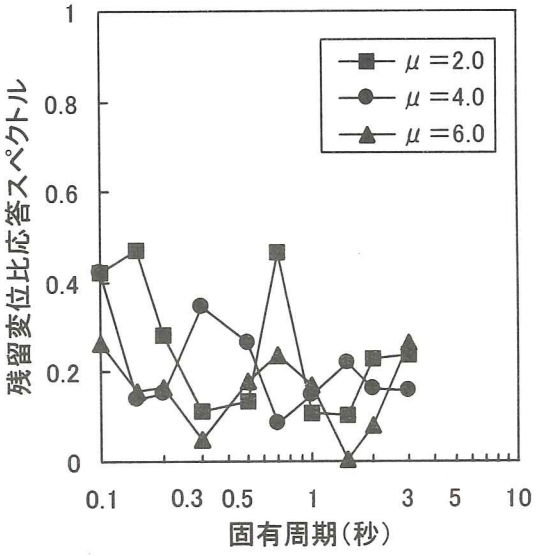


(d) r = 0.10

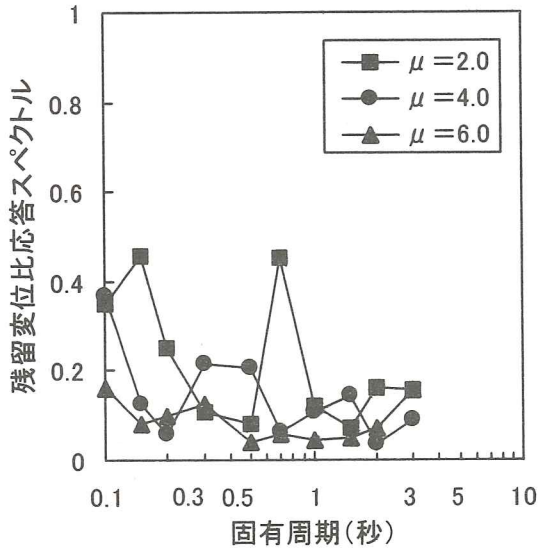
図－4.62 宮城県沖地震新利根川橋記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=7.4, 震央距離312.2km, Ⅱ種地盤)



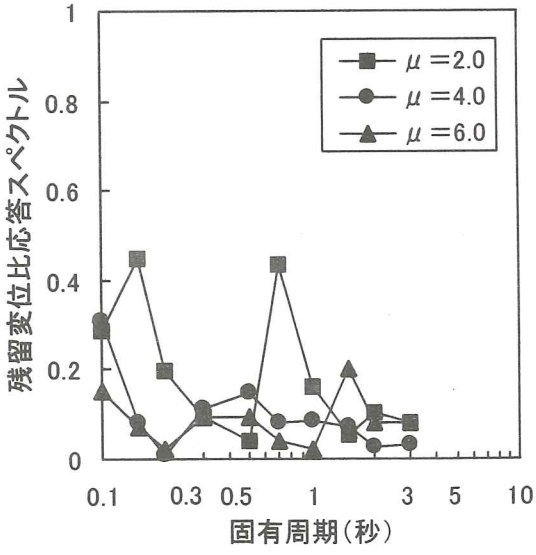
(a) r = -0.05



(b) r = 0



(c) r = 0.05



(d) r = 0.10

図－4.63 伊豆半島付近地震東名・富士川記録による残留変位比応答スペクトルの解析結果
(M=6.7, 震央距離61.3km, Ⅱ種地盤)

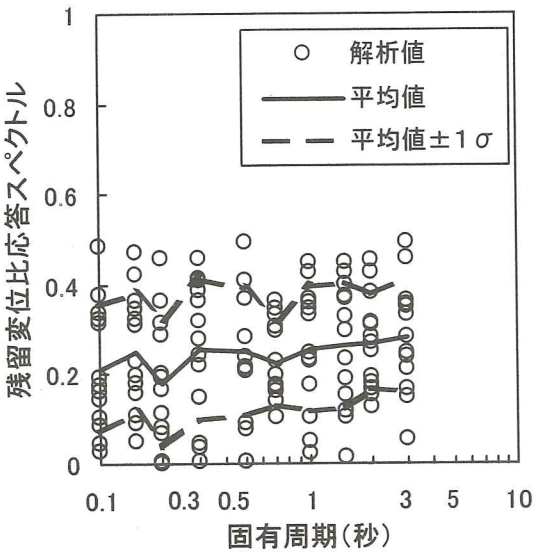
第５章　入力地震動の特性が残留変位比応答スペクトルに及ぼす影響

本章では、入力地震動の特性が残留変位比応答スペクトルに及ぼす影響について定量的に検討を行った。ここで、入力地震動の特性としては、入力地震動として用いた強震記録が観測された地盤の地盤種別、地震動の継続時間、正規化した瞬間的な最大パワー、パルス面積との関係について調べることとした。

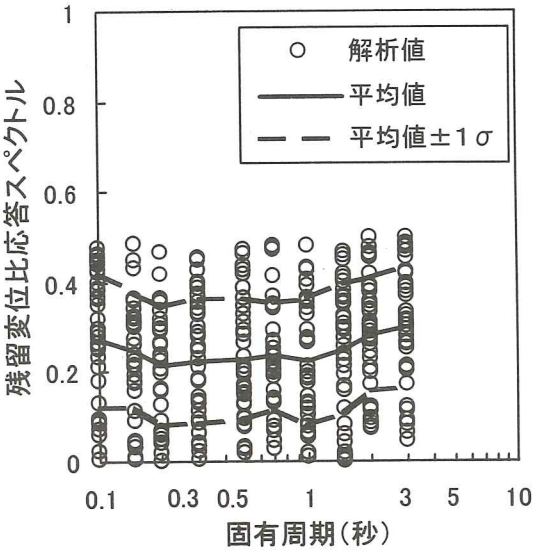
５．１　入力地震動として用いた強震記録が観測された地盤の地盤種別が残留変位比応答スペクトルに及ぼす影響

図－5.1～図－5.12 は、応答塑性率と二次剛比をパラメータとして、63 成分の入力地震動に対する残留変位比応答スペクトルを、入力地震動が観測された地盤の地盤種別毎に分類し、同一の地盤種別の入力地震動に対する残留変位比応答スペクトルを重ねてプロットしたものである。

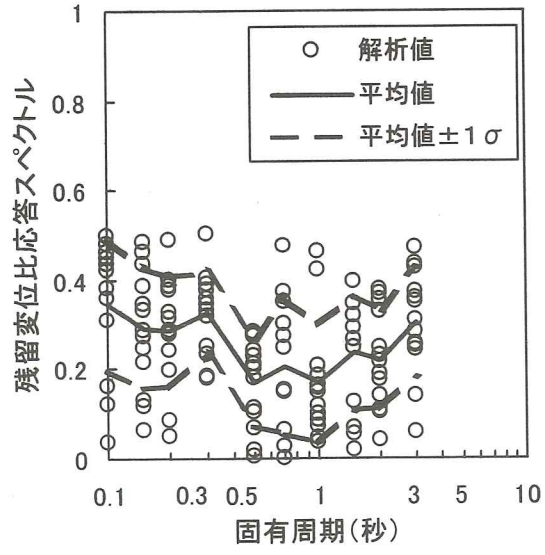
これより、応答塑性率と二次剛比の値に関わらず、入力地震動として用いた強震記録が観測された地盤種別と残留変位比応答スペクトルの形状には、有意な関係が認められない。一般に、Ⅰ種地盤上の強震記録では短周期成分の地震動が卓越し、逆にⅢ種地盤上の強震記録では長周期成分の地震動が卓越するため、地盤上で観測された地震動の加速度応答スペクトルや変位応答スペクトルは、地盤種別によってその形状が変化する。しかしながら、残留変位に関しては、入力地震動の周期特性とは明確な相関が見られないということになる。これは、残留変位は、仮に最大応答変位が大きかったとしても、その時刻以降に、それとは逆方向の強い地震力が作用すれば残留変位は小さくなることもあり、単に入力地震動や構造物の周期特性とだけの関係で評価できないためと考えられる。参考のため、図中には固有周期毎に残留変位比応答スペクトルの平均値と標準偏差を求めた結果も示している。これからも、残留変位比応答スペクトルと固有周期の間に有意な相関がなく、また、ばらつきも大きいことがわかる。



(a) Ⅰ種地盤

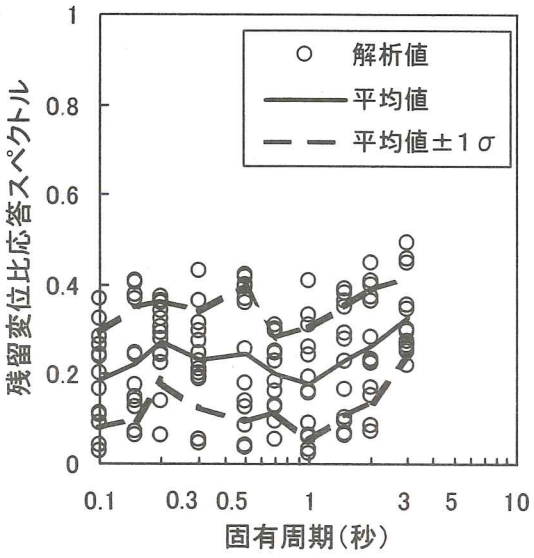


(b) Ⅱ種地盤

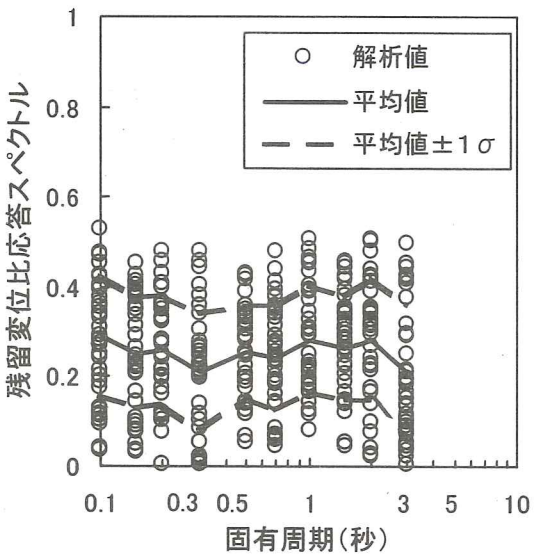


(c) Ⅲ種地盤

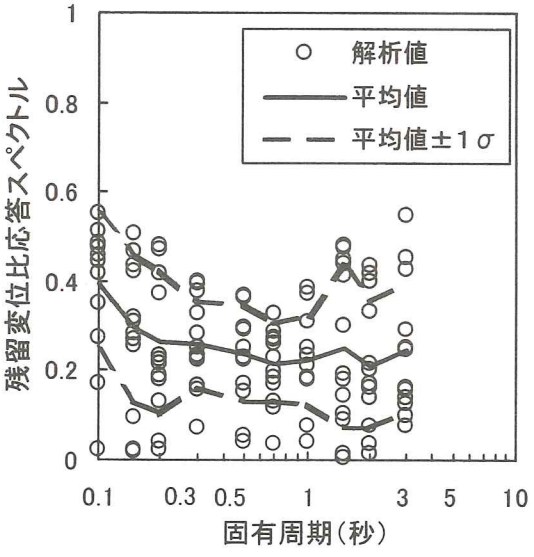
図－5.1　強震記録の観測地点の地盤種別と残留変位比応答スペクトルの関係
（r =-0.05，μ=2.0）



(a) Ⅰ種地盤

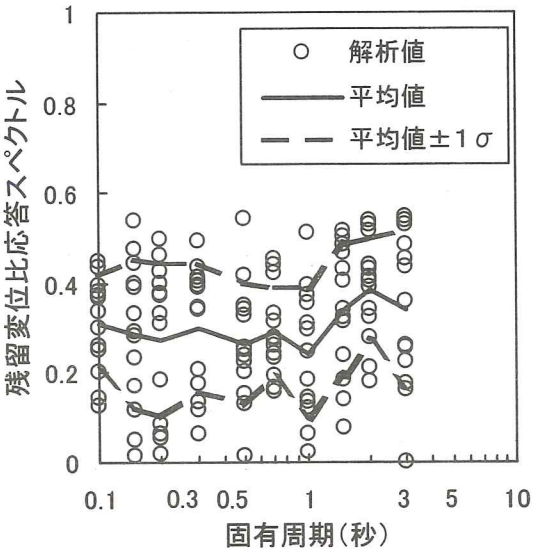


(b) Ⅱ種地盤

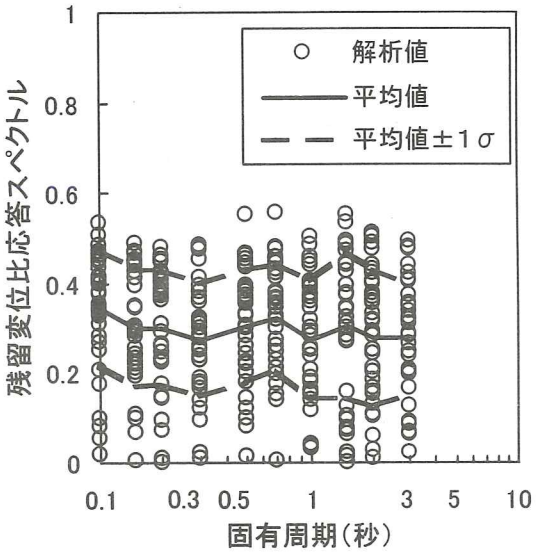


(c) Ⅲ種地盤

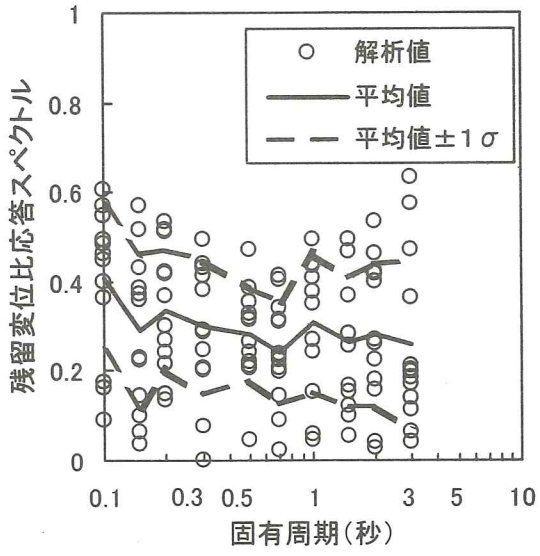
図－5.2　強震記録の観測地点の地盤種別と残留変位比応答スペクトルの関係
（r =-0.05，μ =4.0）



(a) Ⅰ種地盤

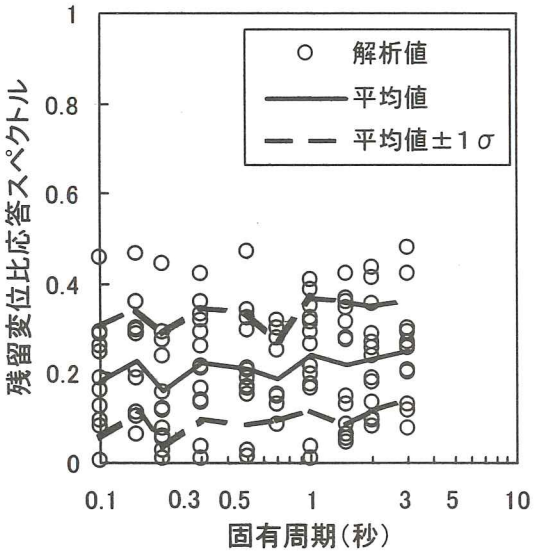


(b) Ⅱ種地盤

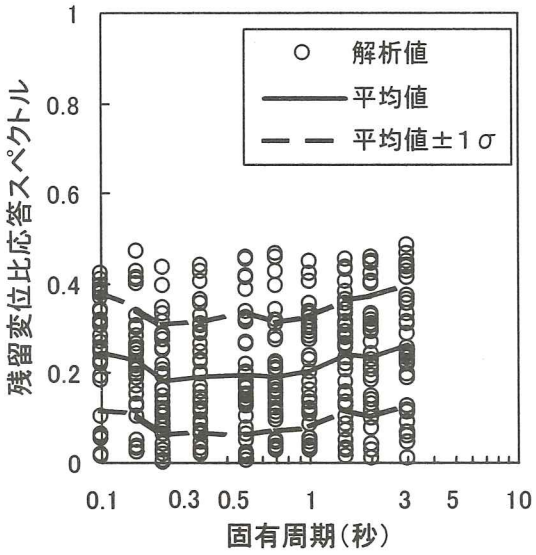


(c) Ⅲ種地盤

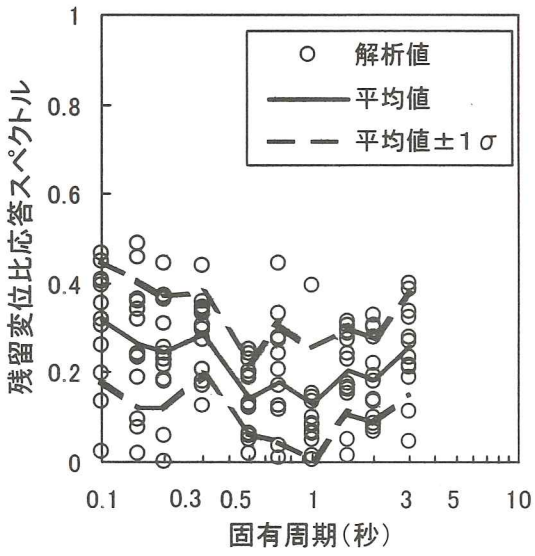
図－5.3　強震記録の観測地点の地盤種別と残留変位比応答スペクトルの関係
（r =-0.05，μ =6.0）



(a) Ⅰ種地盤

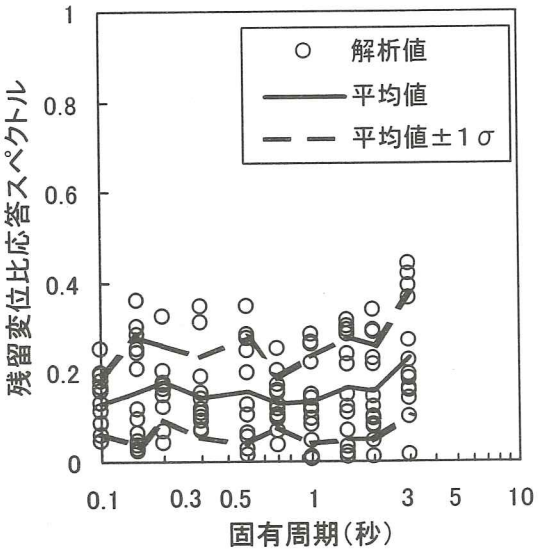


(b) Ⅱ種地盤

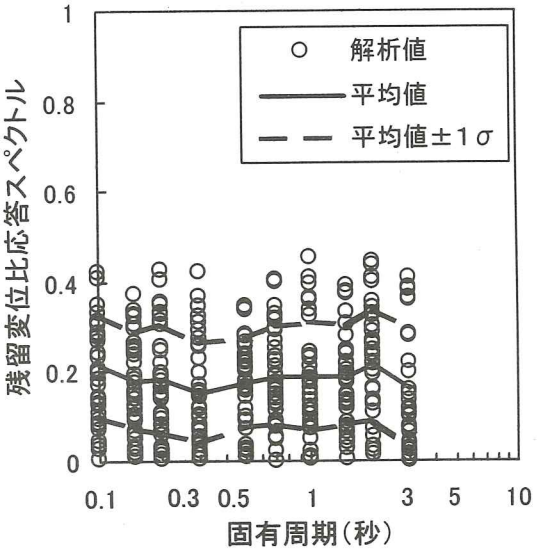


(c) Ⅲ種地盤

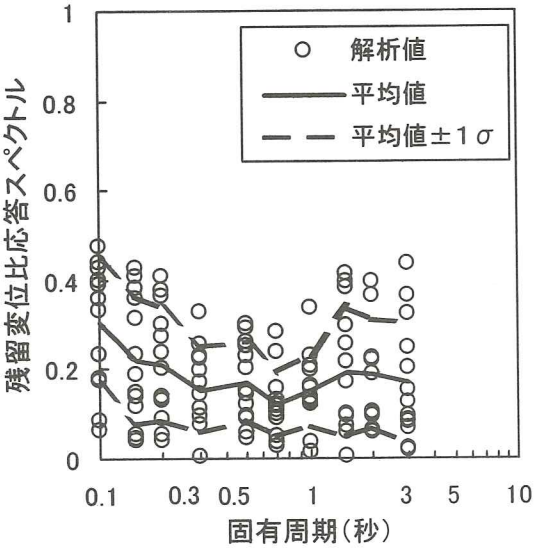
図－5.4　強震記録の観測地点の地盤種別と残留変位比応答スペクトルの関係
（r =0,　μ=2.0）



(a) Ⅰ種地盤

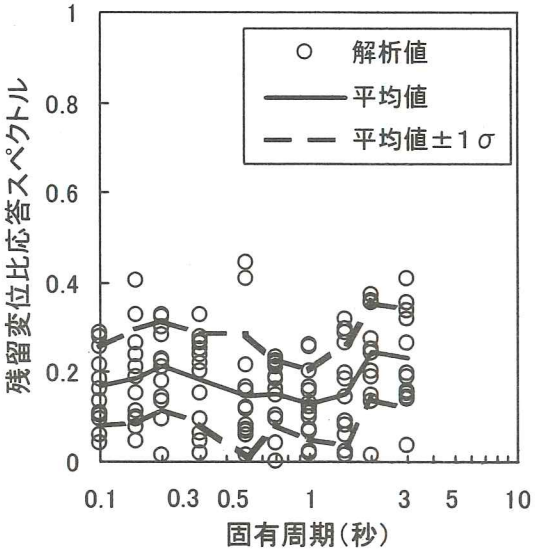


(b) Ⅱ種地盤

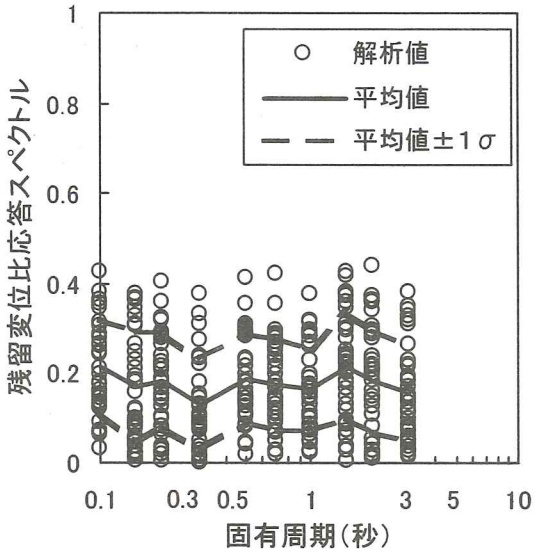


(c) Ⅲ種地盤

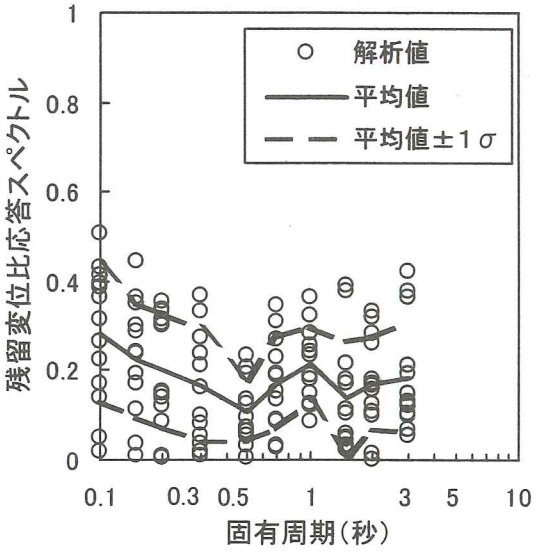
図－5.5　強震記録の観測地点の地盤種別と残留変位比応答スペクトルの関係
（r =0,　μ=4.0）



(a) Ⅰ種地盤

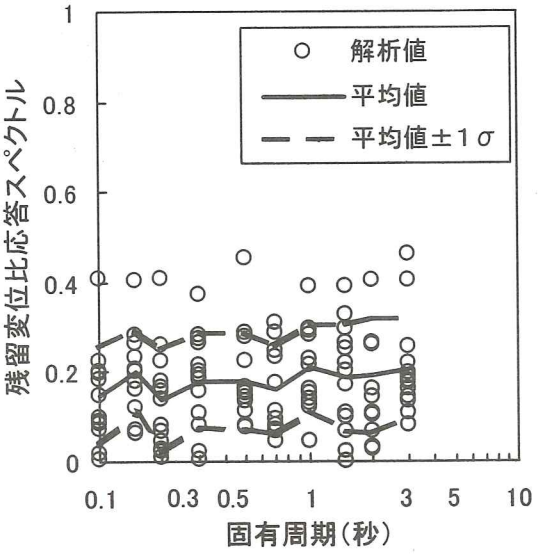


(b) Ⅱ種地盤

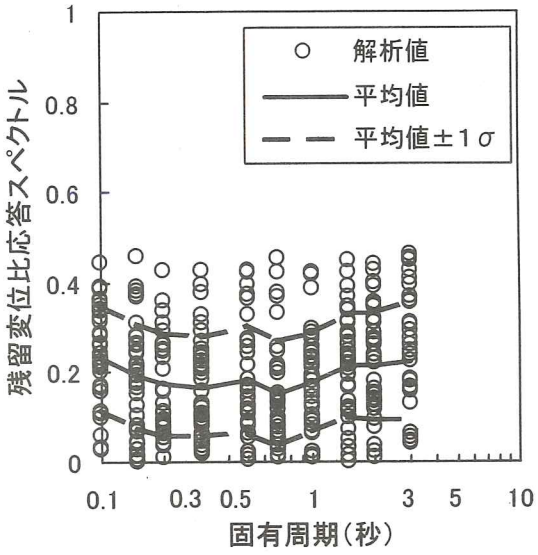


(c) Ⅲ種地盤

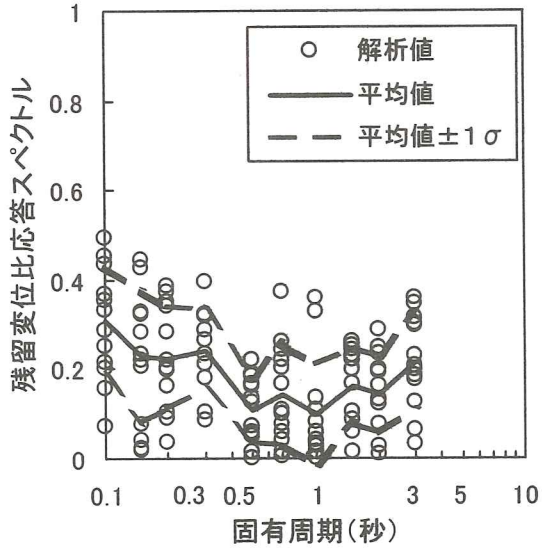
図－5.6　強震記録の観測地点の地盤種別と残留変位比応答スペクトルの関係
（r =0,　μ=6.0）



(a) Ⅰ種地盤

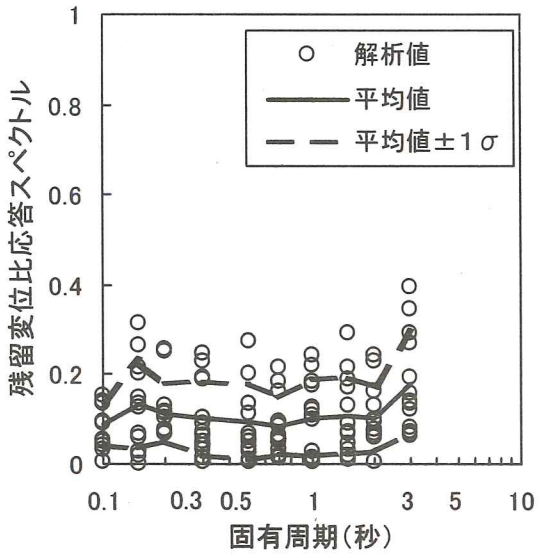


(b) Ⅱ種地盤

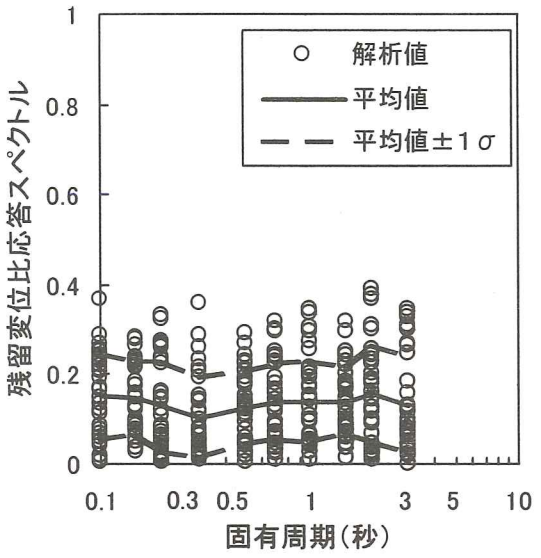


(c) Ⅲ種地盤

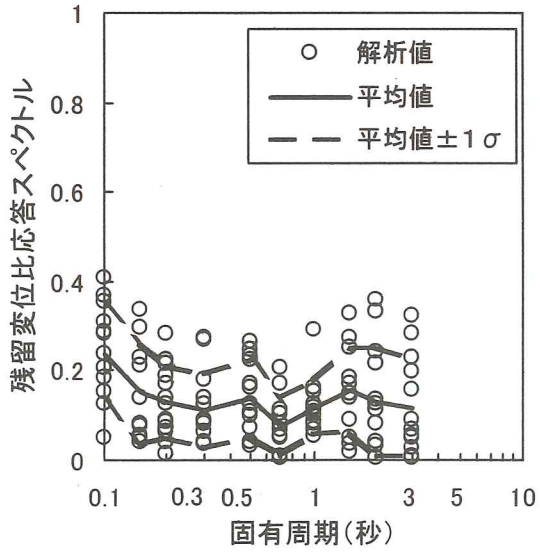
図－5.7　強震記録の観測地点の地盤種別と残留変位比応答スペクトルの関係
（r =0.05，μ=2.0）



(a) Ⅰ種地盤

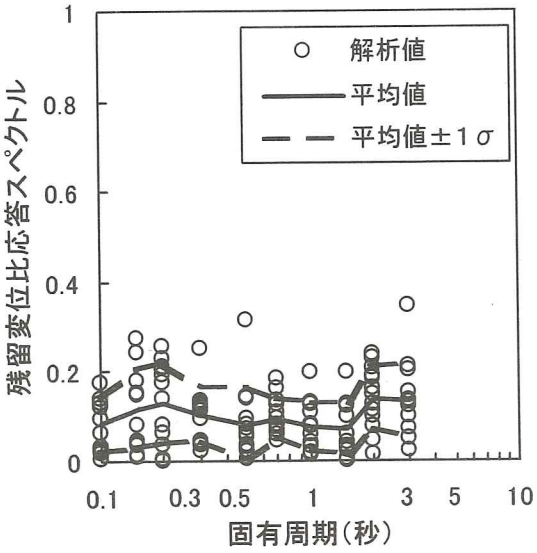


(b) Ⅱ種地盤

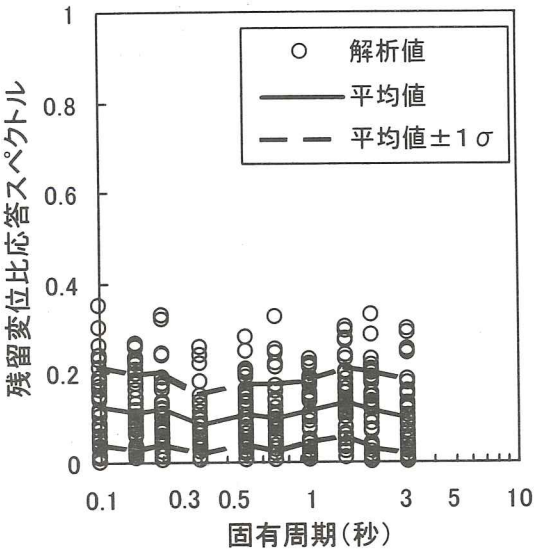


(c) Ⅲ種地盤

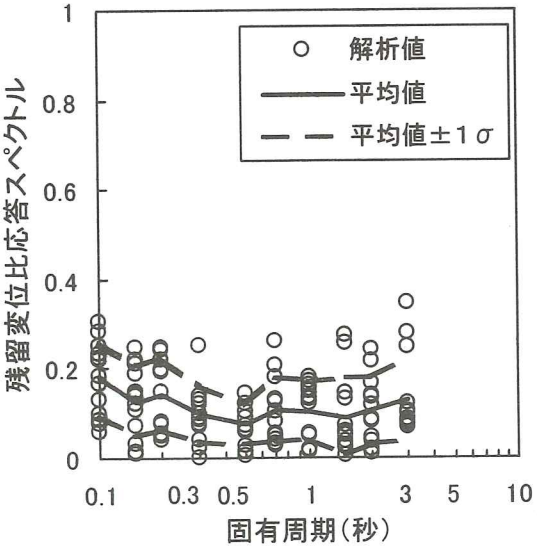
図－5.8　強震記録の観測地点の地盤種別と残留変位比応答スペクトルの関係
（r =0.05，μ =4.0）



(a) Ⅰ種地盤

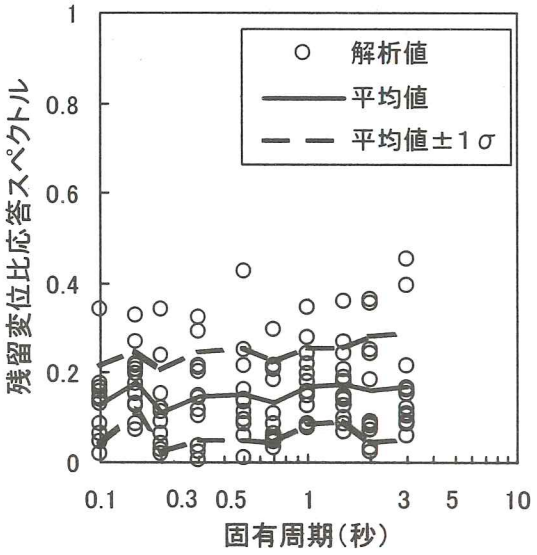


(b) Ⅱ種地盤

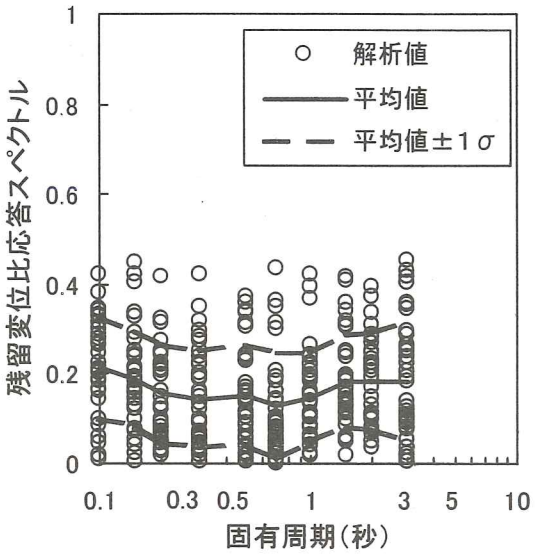


(c) Ⅲ種地盤

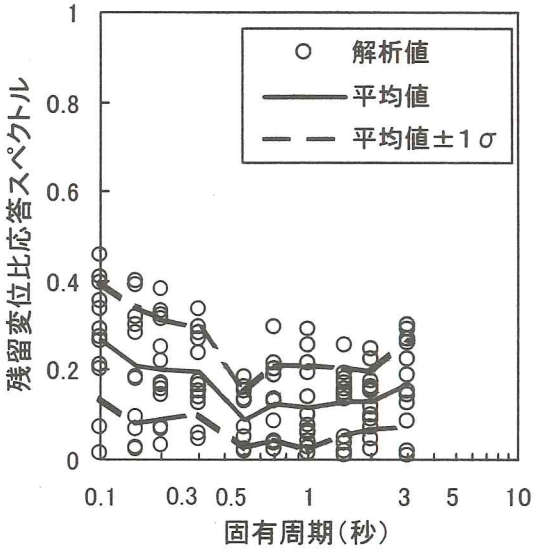
図－5.9　強震記録の観測地点の地盤種別と残留変位比応答スペクトルの関係
（r =0.05，μ=6.0）



(a) Ⅰ種地盤

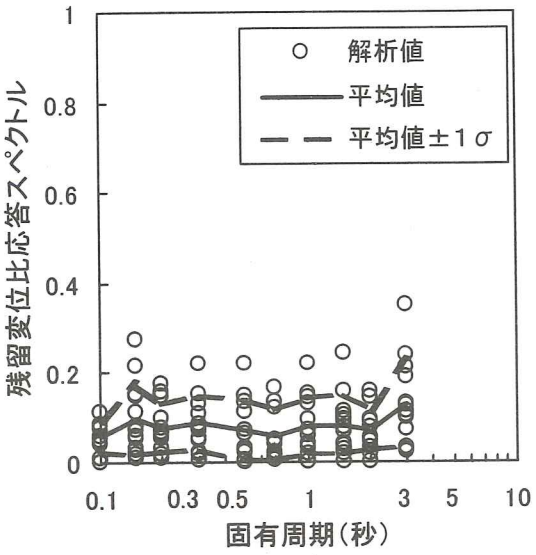


(b) Ⅱ種地盤

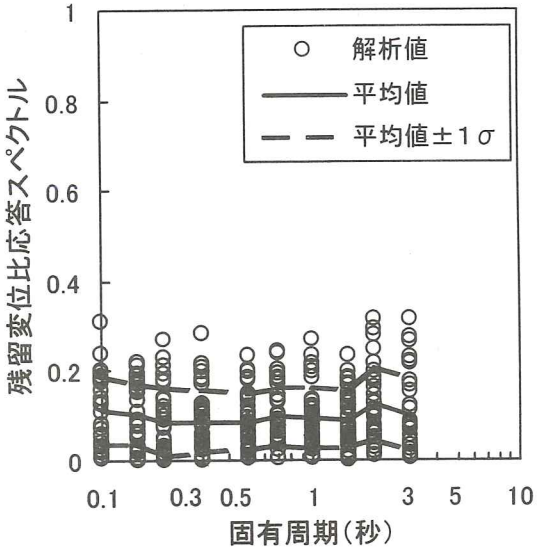


(c) Ⅲ種地盤

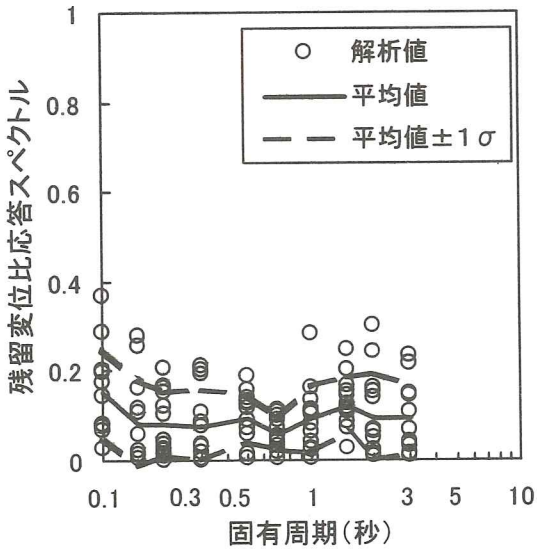
図－5.10　強震記録の観測地点の地盤種別と残留変位比応答スペクトルの関係
（r =0.10，μ =2.0）



(a) Ⅰ種地盤

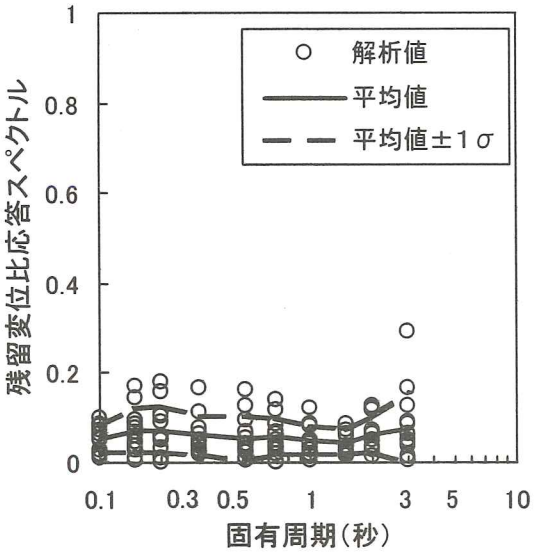


(b) Ⅱ種地盤

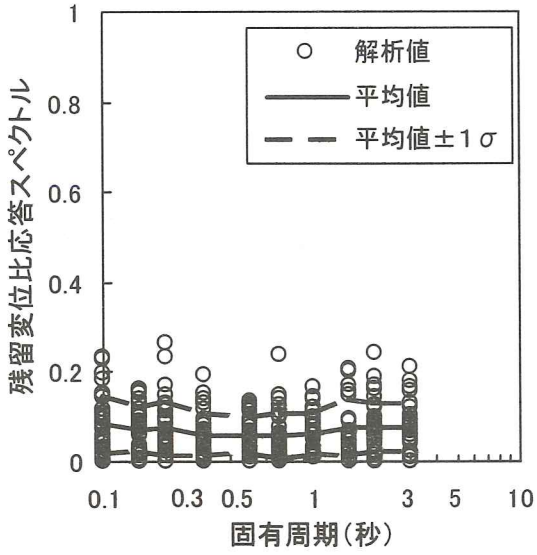


(c) Ⅲ種地盤

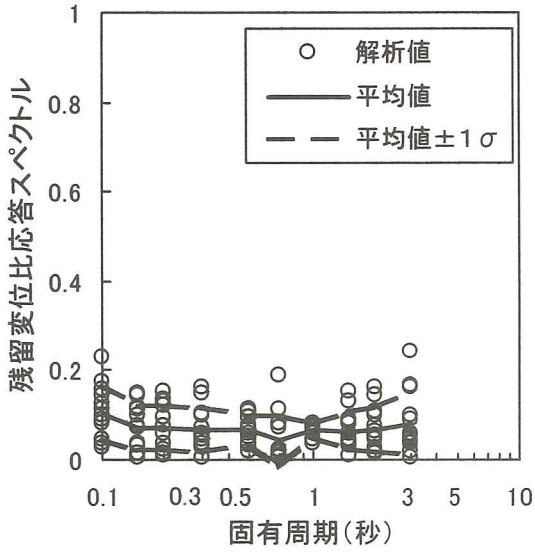
図－5.11　強震記録の観測地点の地盤種別と残留変位比応答スペクトルの関係
（r =0.10，μ =4.0）



(a) Ⅰ種地盤



(b) Ⅱ種地盤



(c) Ⅲ種地盤

図－5.12　強震記録の観測地点の地盤種別と残留変位比応答スペクトルの関係
（r =0.10,　μ=6.0）

5．2　入力地震動の継続時間やエネルギー特性が残留変位比に及ぼす影響

前節で述べたように、残留変位比応答スペクトルは、振動系の固有周期との間に有意な相関関係が認められず、また、ばらつきも大きいことがわかった。そこで、解析条件として設定した応答塑性率、二次剛比、入力地震動の各条件の組み合わせに対して、10 ケースの固有周期に対して求められる残留変位比応答スペクトルの値を式(5.1)により平均化し、その平均値を残留変位比と定義することにする。なお、これ以降の検討においては、このように定義した残留変位比によりデータを整理することとする。

$$\overline{r_r} = \frac{1}{N_T}\sum_{i=1}^{N_T} r_r(T_i) \tag{5.1}$$

ここに、$\overline{r_r}$　：残留変位比

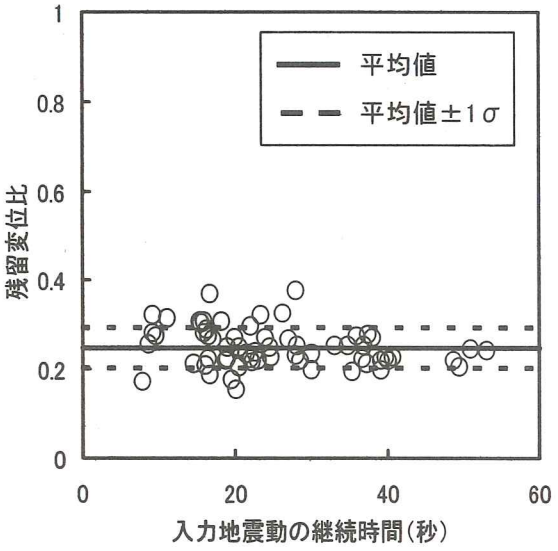
$r_r(T_i)$　：固有周期 Ti における残留変位比応答スペクトル

N_T　：固有周期の解析ケース数（本研究では 10）

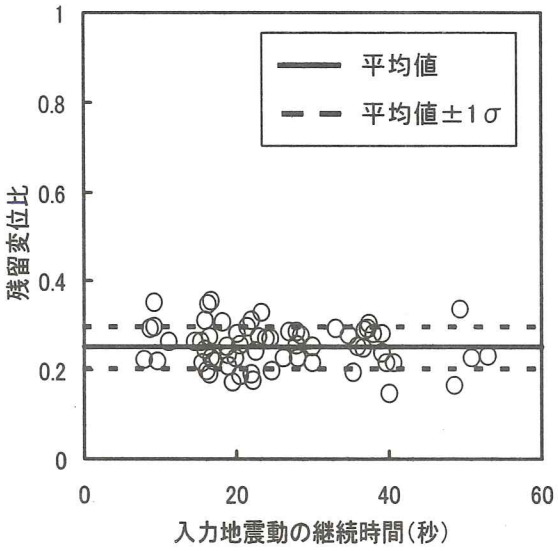
図－5.13～図－5.16 は、最大応答塑性率と二次剛比の各条件値に対して、３．３に示した入力地震動の継続時間と式(5.1)により求められた残留変位比の関係を示したものである。これより、いずれの解析ケースにおいても、残留変位比は入力地震動の継続時間の影響をほとんど受けていないことがわかる。参考までに、63 成分の入力地震動に対する残留変位比の解析結果の平均値とその標準偏差を求め、これらを図中に併記した。図－3.2 に示したように、地震動の継続時間が短いほど、瞬間的なパワーが大きいため、地震動の継続時間と残留変位比の間には有意な関係が存在することも考えられたが、図－5.13～図－5.16 によれば、地震動の継続時間は、残留変位を評価する上では重要な要因とはならないことになる。

一方、図－5.17～図－5.20 は、最大応答塑性率と二次剛比の各条件値に対して、３．３で定義した正規化した瞬間最大パワーと残留変位比の関係を示したものである。また、図－5.21～図－5.24 は、３．３で定義した正規化したパルス面積と残留変位比の関係を示したものである。これらからも、地震動の瞬間最大パワーやパルス面積の値に関わらず、残留変位比の値は概ね一定となっており、特筆すべき明確な傾向は見られないことがわかる。

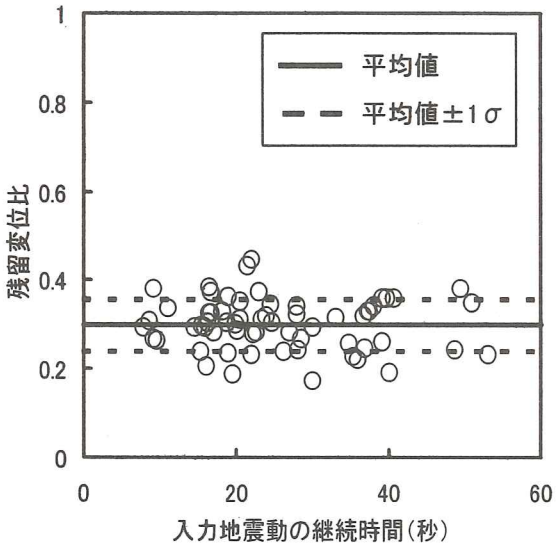
このように、今回の解析結果からは、入力地震動の継続時間やエネルギー特性が残留変位特性に及ぼす影響は小さいと考えられる。



(a) μ =2

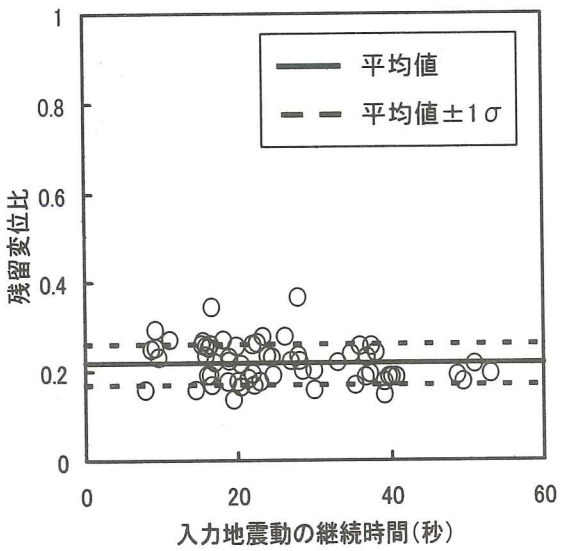


(b) μ =4

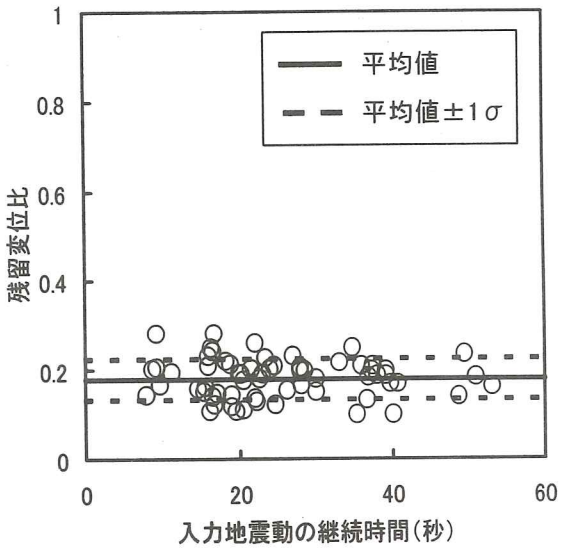


(c) μ =6

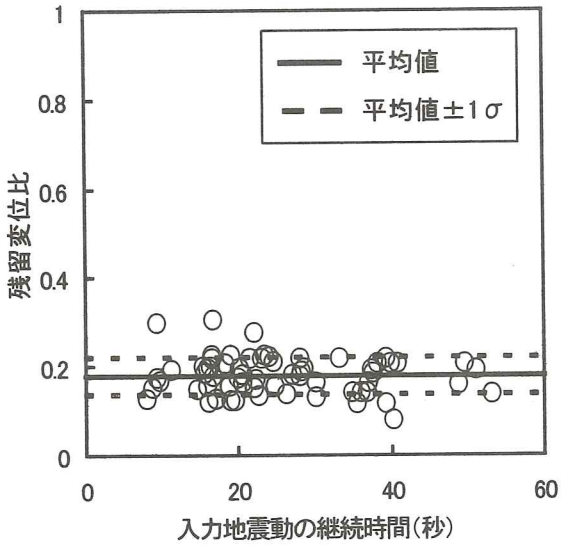
図－5.13　入力地震動の継続時間と残留変位比の関係(r＝-0.05)



(a) μ =2

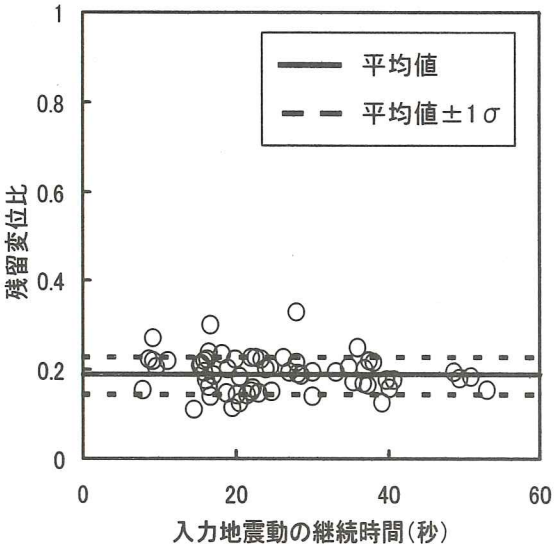


(b) μ =4

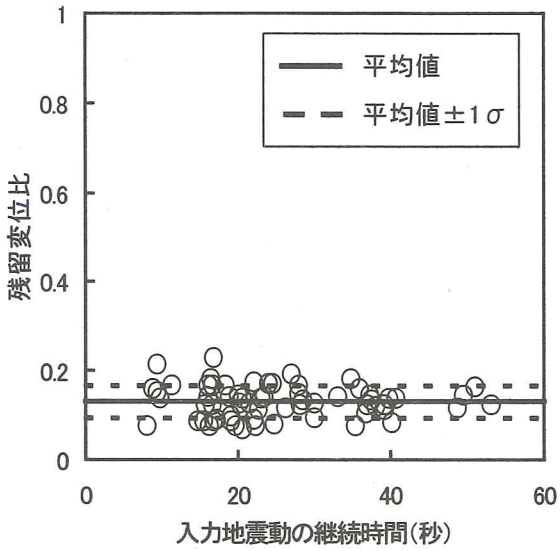


(c) μ =6

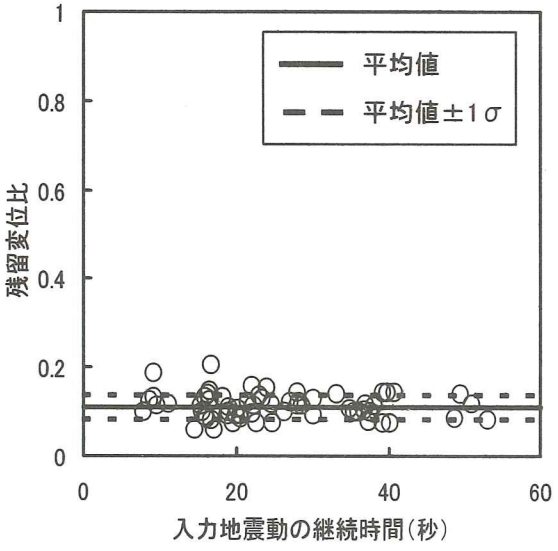
図－5.14　入力地震動の継続時間と残留変位比の関係(r＝0)



(a) μ =2

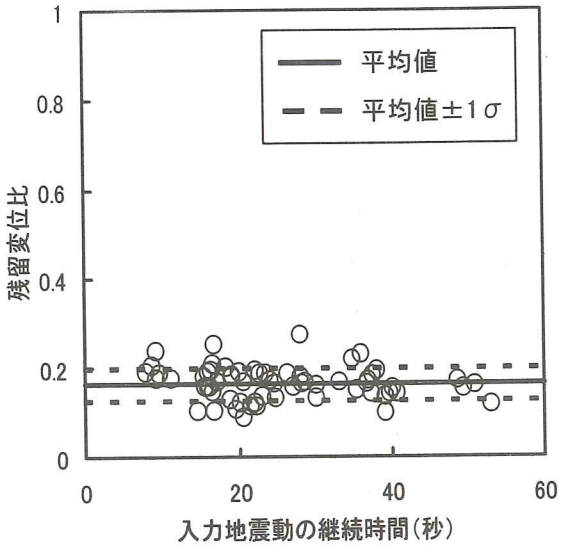


(b) μ =4

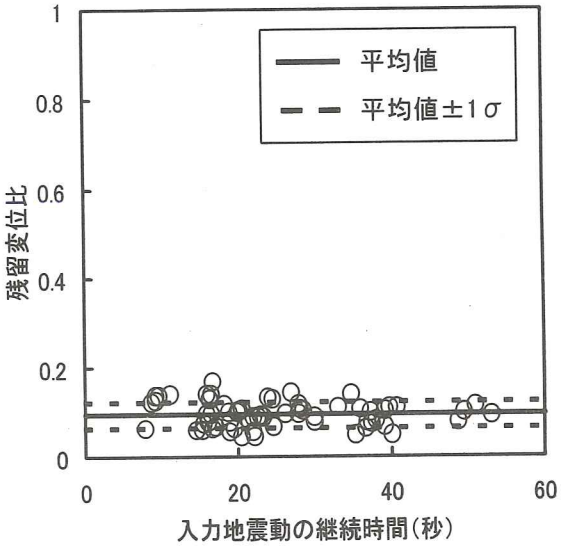


(c) μ =6

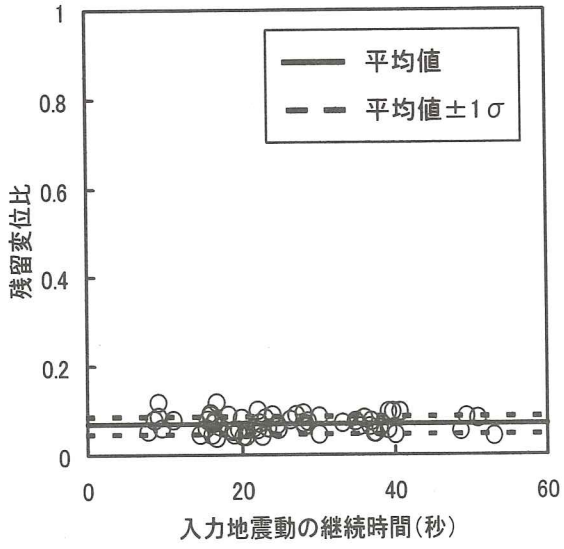
図－5.15　入力地震動の継続時間と残留変位比の関係(r＝0.05)



(a) μ =2

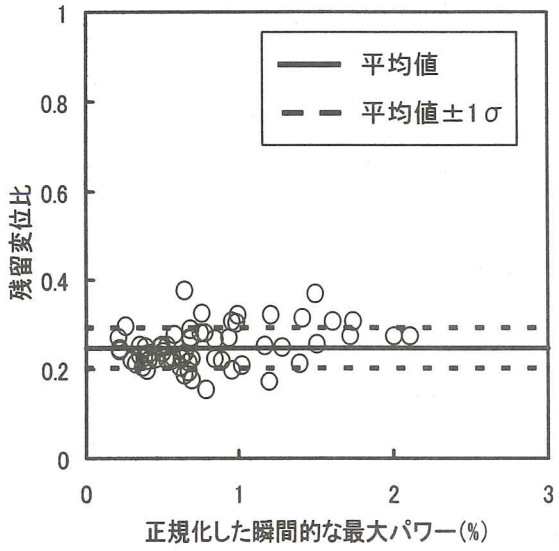


(b) μ =4

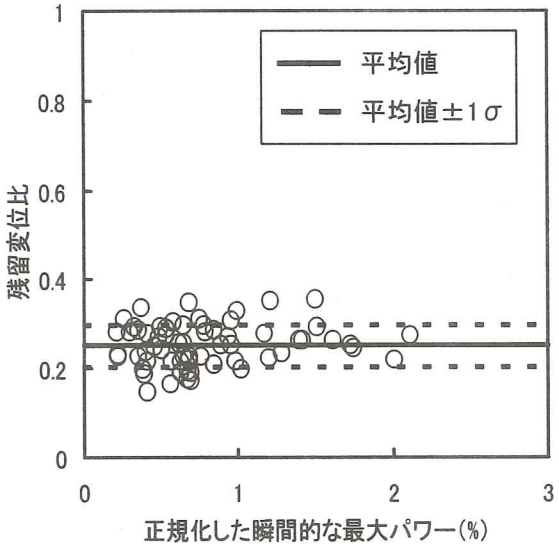


(c) μ =6

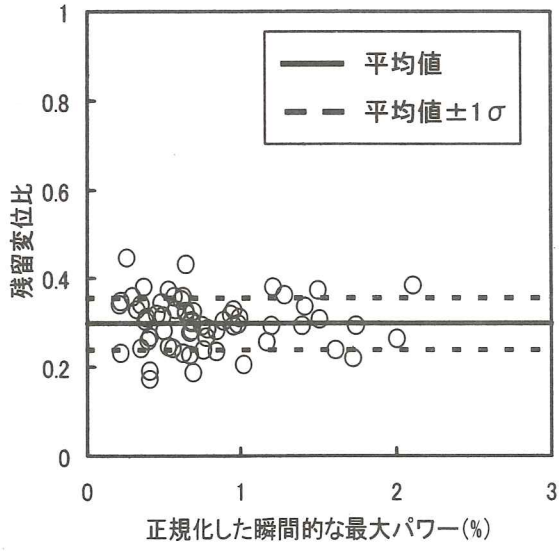
図－5.16　入力地震動の継続時間と残留変位比の関係(r＝0.10)



(a) μ =2

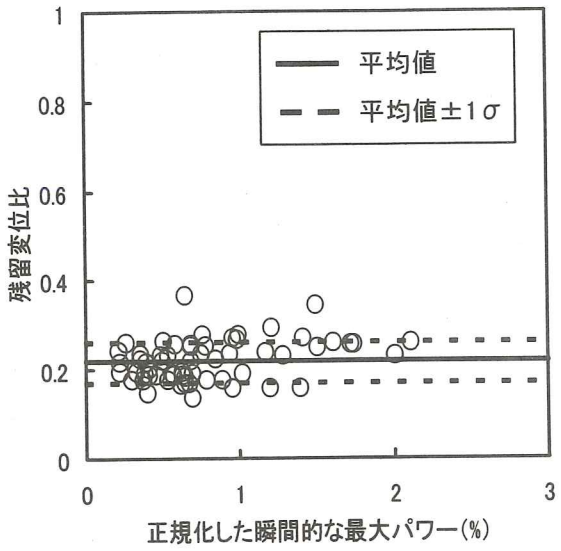


(b) μ =4

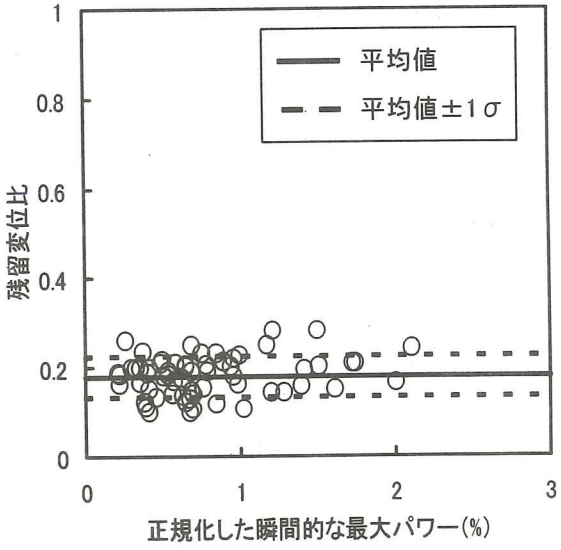


(c) μ =6

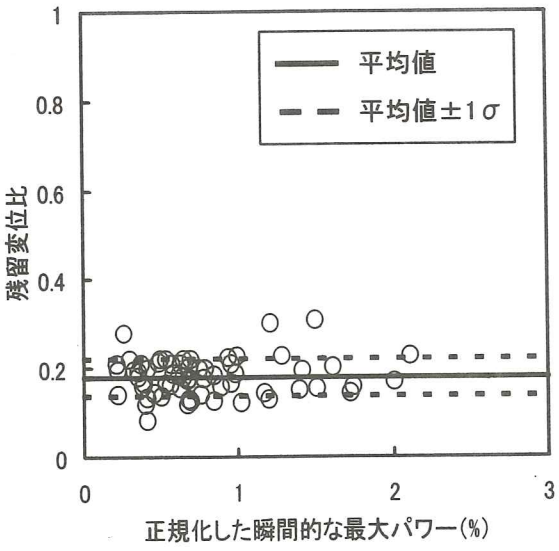
図－5.17　入力地震動の正規化した瞬間的な最大パワーと残留変位比の関係(r＝-0.05)



(a) μ =2

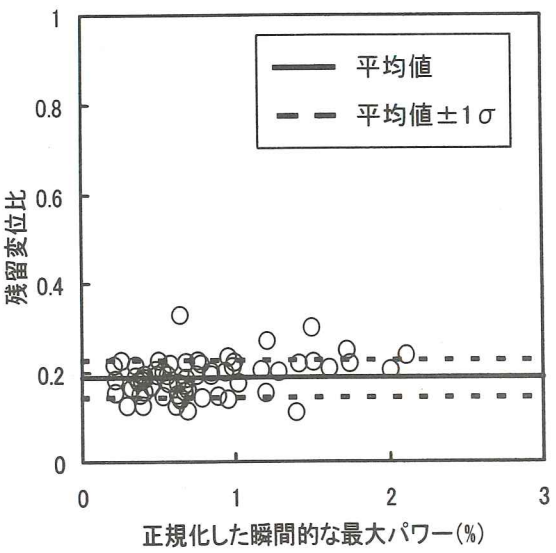


(b) μ =4

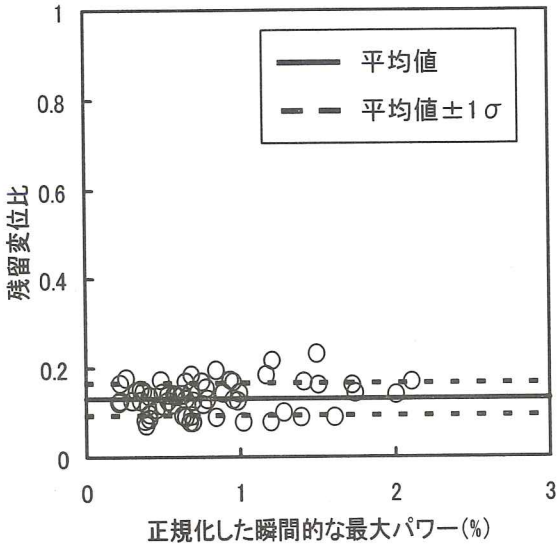


(c) μ =6

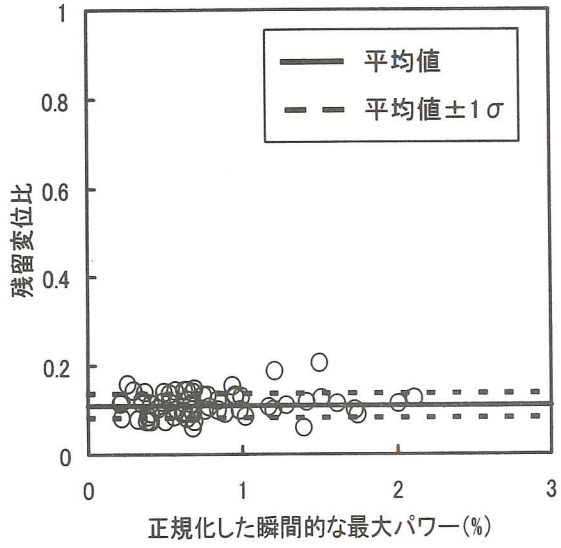
図－5.18　入力地震動の正規化した瞬間的な最大パワーと残留変位比の関係(r＝0)



(a) μ =2

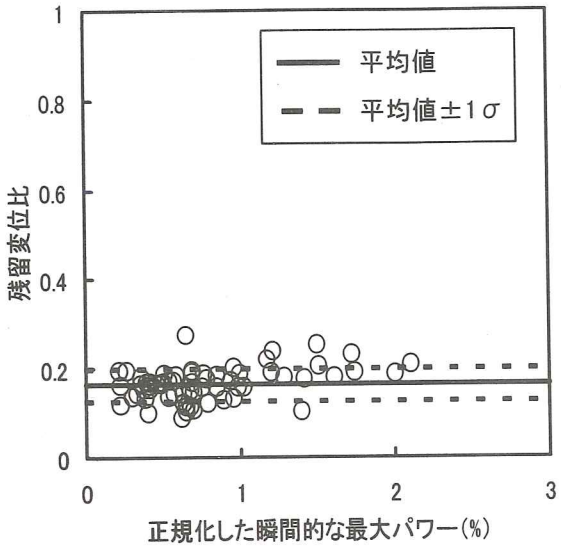


(b) μ =4

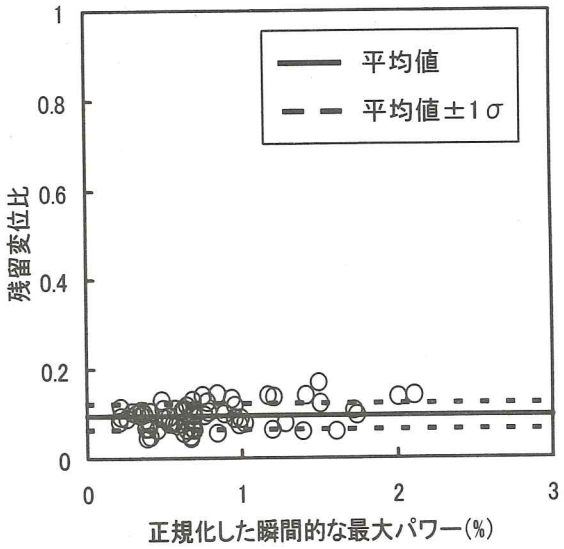


(c) μ =6

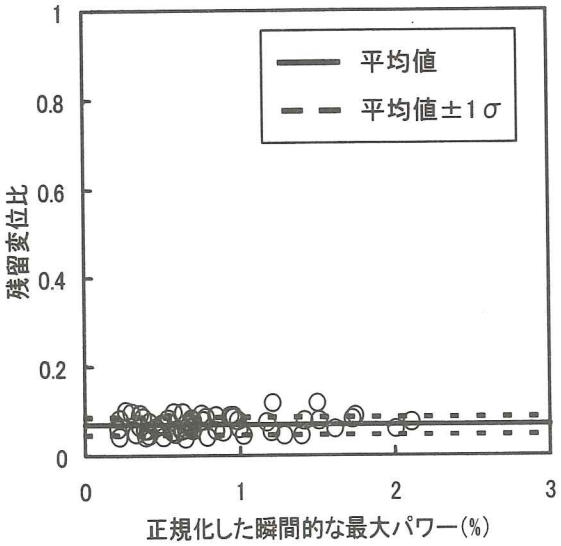
図－5.19　入力地震動の正規化した瞬間的な最大パワーと残留変位比の関係(r＝0.05)



(a) μ =2

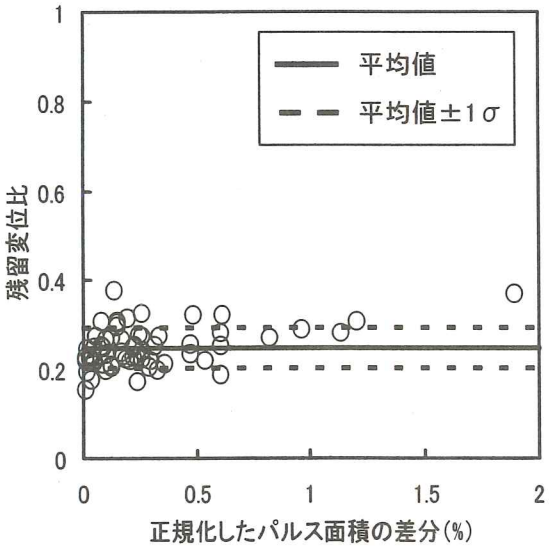


(b) μ =4

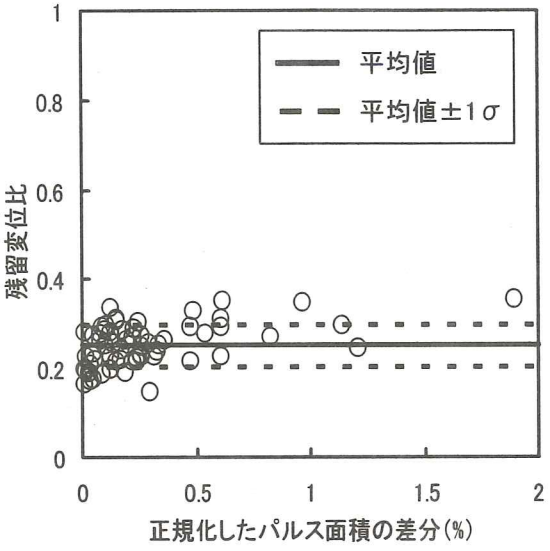


(c) μ =6

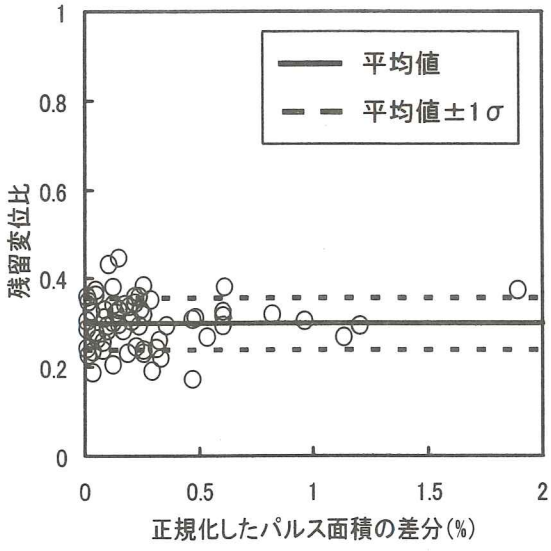
図－5.20　入力地震動の正規化した瞬間的な最大パワーと残留変位比の関係(r＝0.10)



(a) μ =2

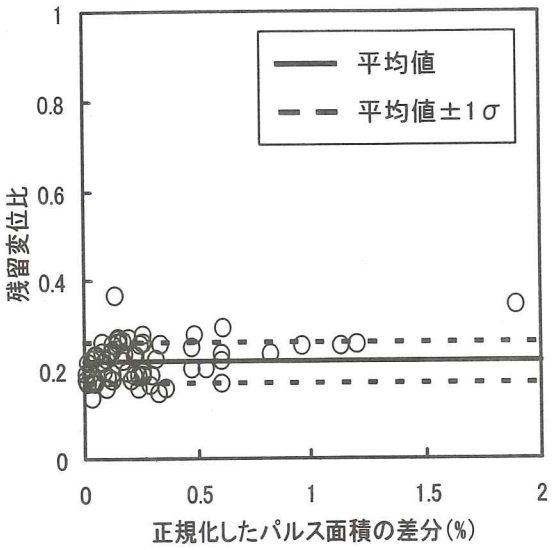


(b) μ =4

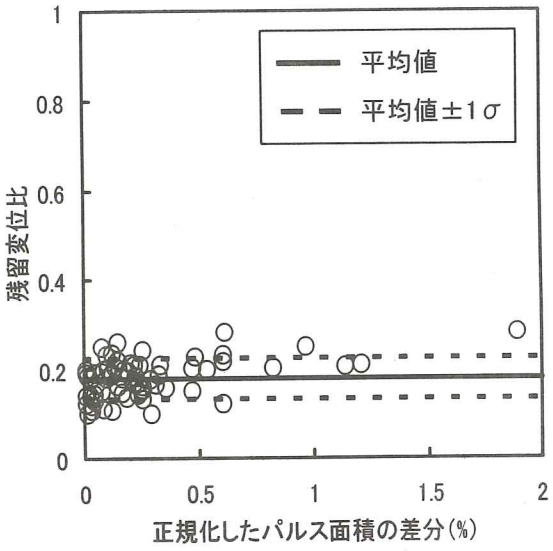


(c) μ =6

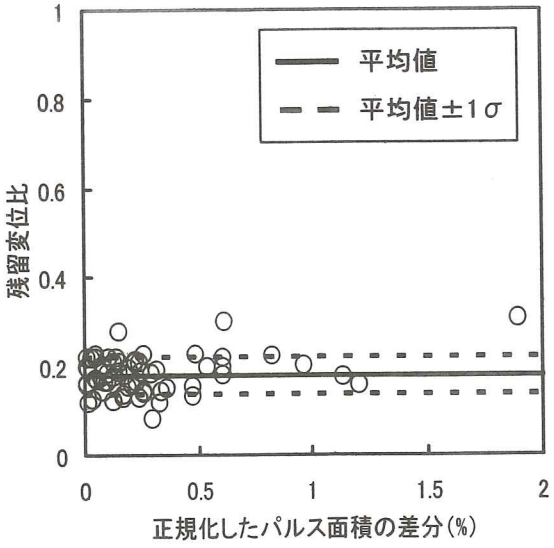
図－5.21　入力地震動の正規化したパルス面積の差分と残留変位比の関係(r=-0.05)



(a) μ =2

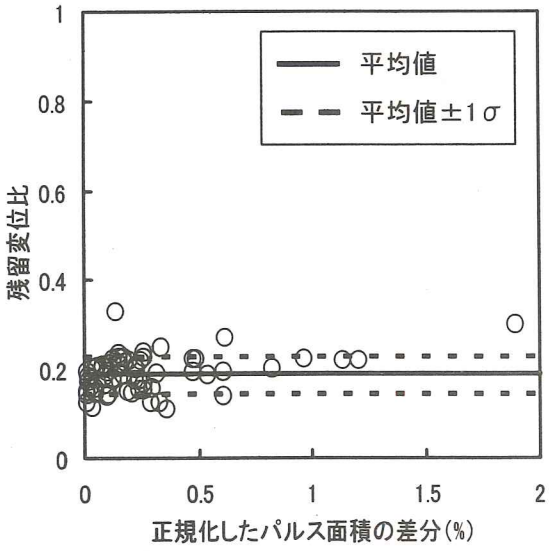


(b) μ =4

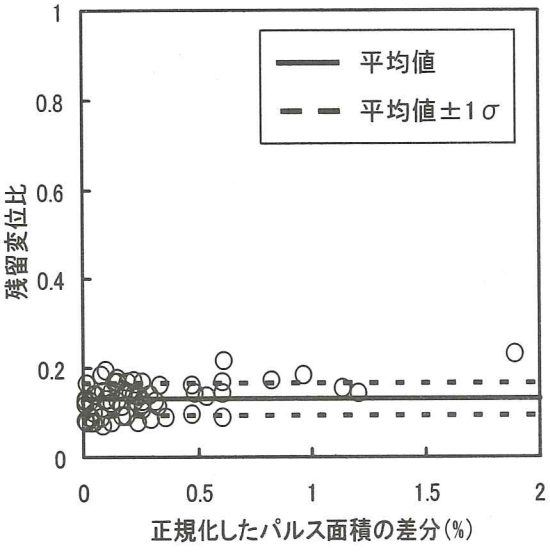


(c) μ =6

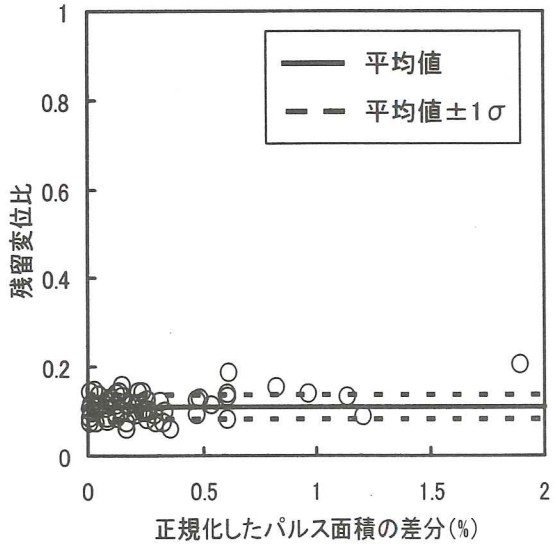
図－5.22　入力地震動の正規化したパルス面積の差分と残留変位比の関係(r＝0)



(a) μ =2

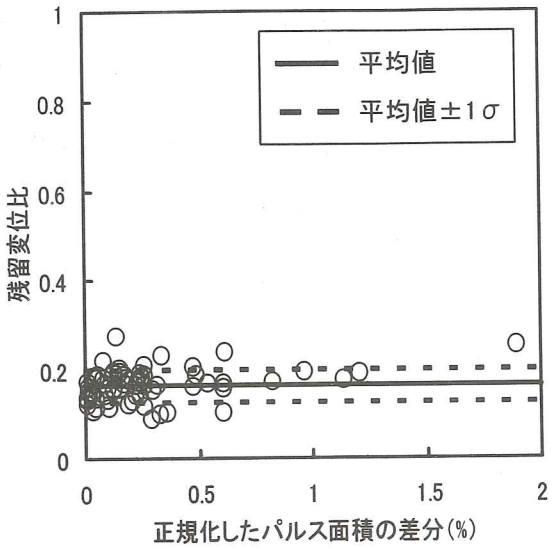


(b) μ =4

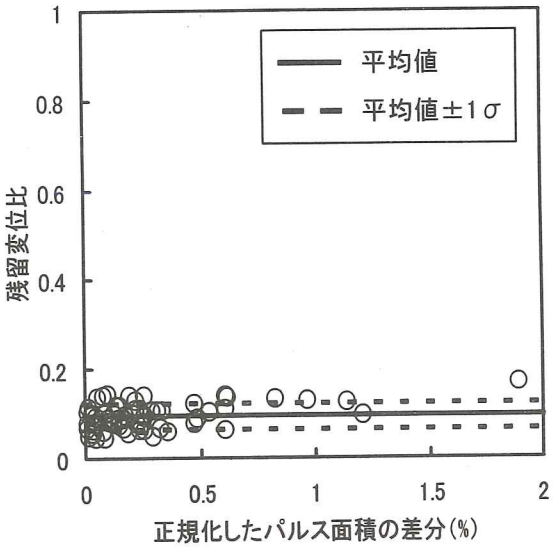


(c) μ =6

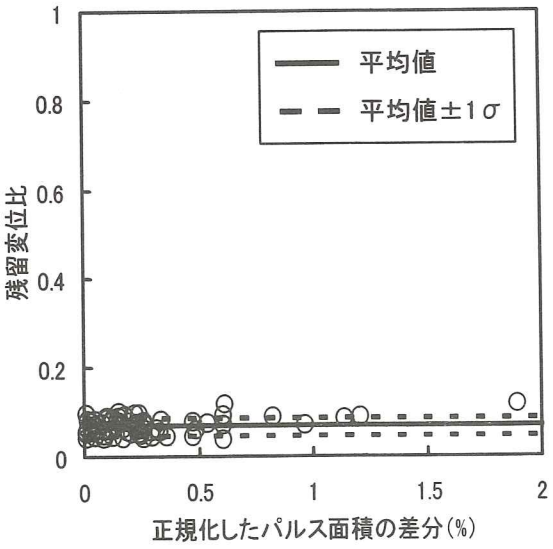
図－5.23　入力地震動の正規化したパルス面積の差分と残留変位比の関係(r＝0.05)



(a) μ =2



(b) μ =4



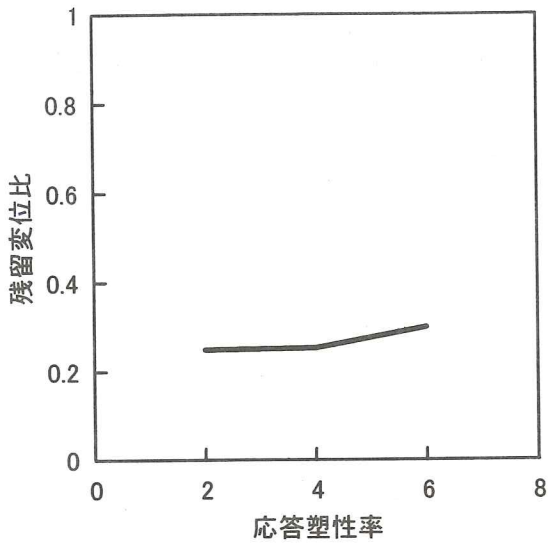
(c) μ =6

図－5.24　入力地震動の正規化したパルス面積の差分と残留変位比の関係(r＝0.10)

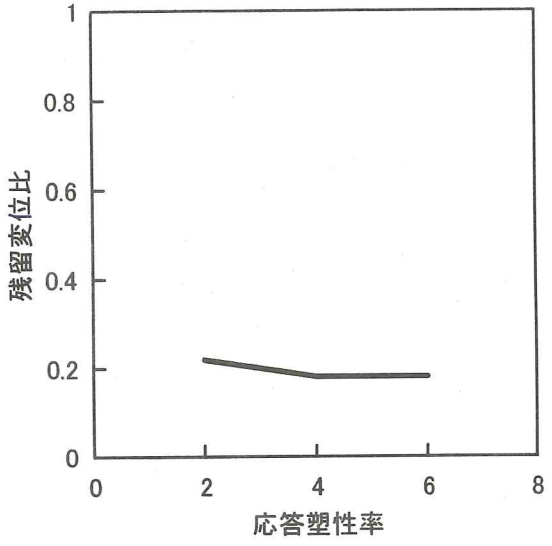
第６章　応答塑性率が残留変位比に及ぼす影響

前章までの検討により、残留変位は、振動系の固有周期や入力地震動の継続時間、エネルギー特性等との間に有意な相関関係が認められないことがわかった。そこで、残留変位特性に対する要因分析を応答塑性率と二次剛比の２つのパラメータに絞り込むこととし、応答塑性率と二次剛比の解析条件の組み合わせ毎に、63 成分の入力地震動に対する残留変位比の解析結果を平均して評価することとした。

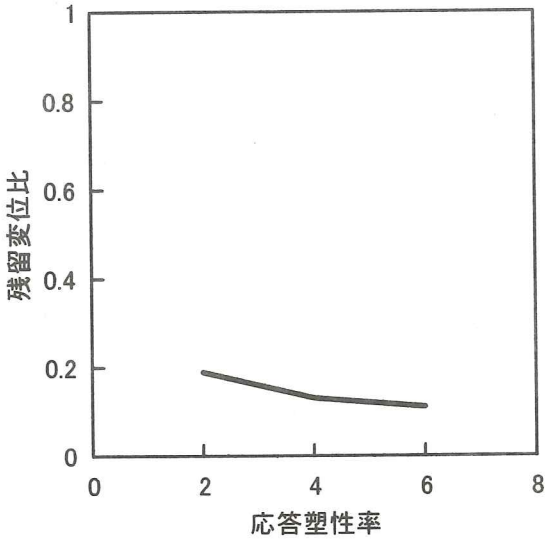
図－6.1 は、このようにして評価された残留変位比の値と応答塑性率の関係を二次剛比の条件値毎に示したものである。これより、二次剛比が-0.05 の場合には、応答塑性率が大きくなるほど残留変位比が大きくなっており、負の二次剛性を有する部材に非線形応答を許容すると残留変位が蓄積されて大きくなりやすいことを意味している。一方、二次剛比が正の値になると、逆に応答塑性率が大きいほど残留変位比は小さくなる傾向がある。また、二次剛比の値が大きいほど、応答塑性率による残留変位比の変化が顕著であることもわかる。これは、橋脚の復元力履歴特性を剛性低下型の武田モデルを用いているためであると考えられる。すなわち、武田モデルでは、図－2.2 に示すように、最大応答変位に応じて除荷剛性が定義付けられ、応答塑性率が大きくなるほど除荷剛性が小さくなるために、式(5.1)で定義される残留変位比で比較すると小さく評価されるのである。図－2.1 に示されるバイリニア型復元力履歴特性を用いると、除荷剛性は応答変位の大小に関わらず降伏剛性と等しいため、応答塑性率が残留変位比に及ぼす影響はさほど大きくはないことが報告されているが [1)]、剛性低下型の復元力履歴特性を有する部材の振動系の場合には、応答塑性率の影響が有意なものとなって表れていることがわかる。



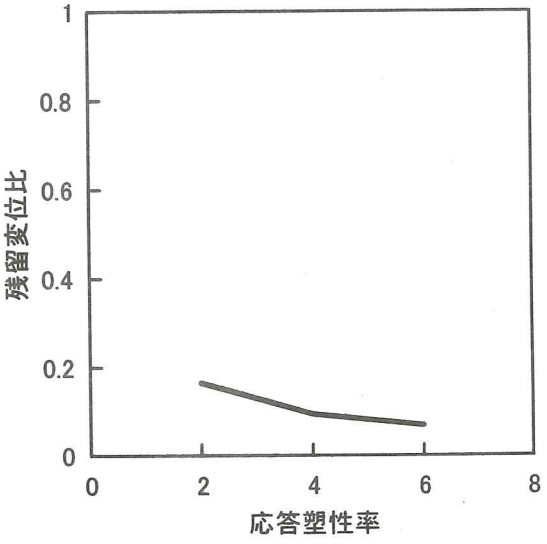
(a) r =-0.05



(b) r =0



(c) r =0.05



(d) r =0.10

図－6.1　応答塑性率と残留変位比の関係

第７章　二次剛比が残留変位比に及ぼす影響

図－7.1 は、二次剛比と残留変位比の関係を応答塑性率毎に整理して示したものである。ここで、残留変位比は、図－6.1 の場合と同様に、63 成分の入力地震動に対する残留変位比の解析結果を応答塑性率と二次剛比の解析条件の組み合わせ毎に平均した値であり、図中には、固有周期と入力地震動の違いによる残留変位比の解析値のばらつきを標準偏差により示した。また、表－7.1 には、それぞれの応答塑性率と二次剛比に対する残留変位比の平均値と標準偏差の値を示した。

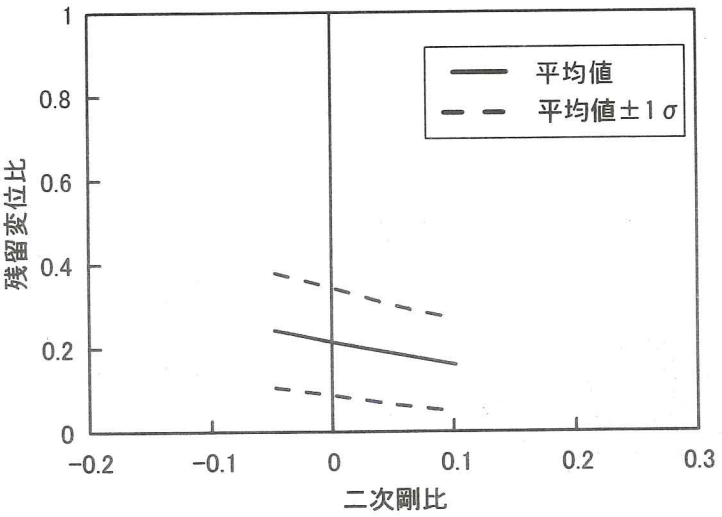
これより、残留変位比は二次剛比によって変化し、二次剛比が正の値となり大きくなるほど残留変位比が小さくなっていることがわかる。また、一般的な鉄筋コンクリート部材の場合に相当する二次剛比が 0 の場合には、残留変位比が 0.2 前後であり、標準偏差は 0.1 程度となった。

このように、これまでの検討により、鉄筋コンクリート部材に非線形挙動を考慮する 1 質点系の構造物に想定される地震後の残留変位比は、入力地震動の違いによるばらつきが大きく、応答塑性率と二次剛比に対しては有意な特性を有していることが明らかとなった。今回の解析により得られた応答塑性率と二次剛比と残留変位比の関係をまとめると図－7.2 のように示すことができる。

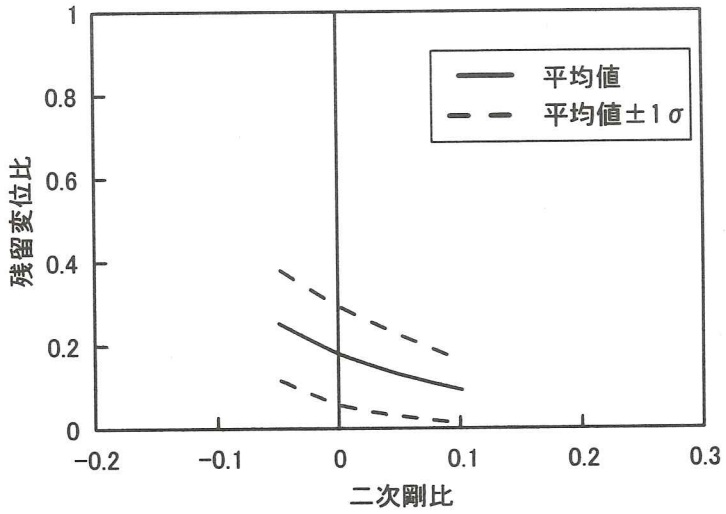
一方、今回の解析結果とバイリニア型履歴復元力モデルを用いた場合の検討結果 [1)]を比較すると、図－7.3 の通りである。二次剛比が大きくなると残留変位比の値が小さくなる傾向は同じであるが、定量的な残留変位比の値はバイリニア型履歴復元力モデルを用いた場合よりも小さい。また、バイリニア型履歴復元力モデルを用いた場合には、二次剛比が 0 を境に残留変位比が大きく変化しているが、武田モデルの場合にはそのような特性は見られないこともわかる。このように、残留変位特性は、動的解析に用いる非線形履歴復元力特性のモデル化によって大きく変化する。したがって、残留変位の評価にあたっては、非線形挙動をする部材の復元力特性を適切にモデル化することが重要である。

表－7.1　残留変位比の平均値と標準偏差

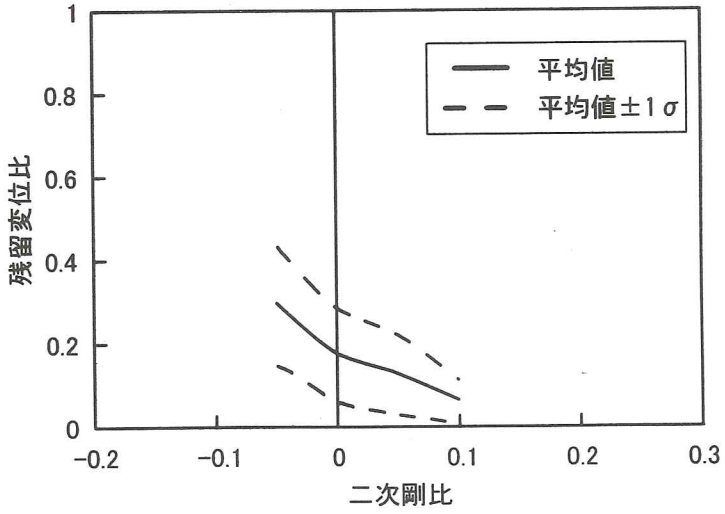
応答塑性率 / 二次剛比	2		4		6	
	平均	標準偏差	平均	標準偏差	平均	標準偏差
-0.05	0.249	0.134	0.253	0.129	0.299	0.139
0	0.218	0.126	0.180	0.115	0.181	0.110
0.05	0.190	0.117	0.131	0.092	0.131	0.092
0.10	0.164	0.108	0.094	0.072	0.068	0.051



(a) $\mu=2$

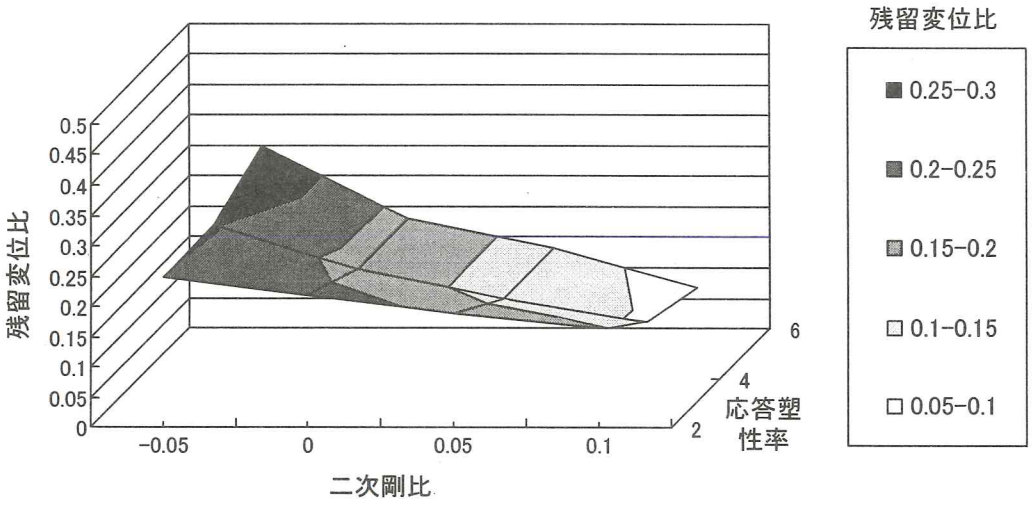


(b) $\mu=4$

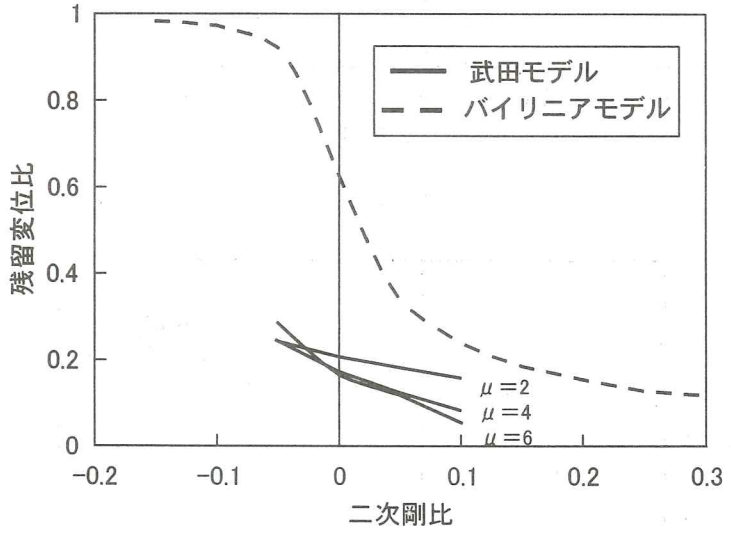


(c) $\mu=6$

図－7.1　二次剛比と残留変位比の関係



図－7.2　応答塑性率と二次剛比と残留変位比の関係



図－7.3　履歴復元力特性が残留変位比に及ぼす影響

第８章　地震時保有水平耐力法における残留変位の評価

これまでの検討で示したように、非線形応答を呈した後に橋脚に生じる残留変位は、入力地震動によって大きくばらつく。したがって、非線形時刻歴応答解析に基づいて橋の耐震性能の照査を行う場合には、同じ加速度応答スペクトル特性であっても、入力地震動によって残留変位が異なる値となる。このため、残留変位を合理的に推定するためには、できるだけ多数の入力地震動に対する非線形時刻歴応答解析結果に基づいて残留変位を評価する必要がある。しかしながら、耐震設計において、残留変位を推定するために多数の入力地震動による非線形時刻歴応答解析を行うのは大変煩雑でもあり、実務的な手法とは言えない。そこで、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編 [8]では、地震時保有水平耐力法による照査においては、式(5.1)で定義される残留変位比を用いて、次式により残留変位を推定することが示されている。

$$\delta_r = r_r(\mu_m - 1)(1-r)\delta_y \tag{8.1}$$

ここに、δ_r　：橋脚に生じる残留変位(mm)

r_r　：図－7.3 の波線で与えられる残留変位比

μ_m　：式(2.4)で定義される最大応答塑性率で、非線形応答変位の推定法としてエネルギー一定則を適用すると次式により求めることができる。

$$\mu_m = \frac{1}{2}\left\{\left(\frac{k_{hc}W}{P_a}\right)^2 + 1\right\} \tag{8.2}$$

k_{hc}　：設計水平震度

W　：等価重量(kN)

P_a　：橋脚の地震時保有水平耐力(kN)

r　：式(2.3)で定義される橋脚の二次剛性比

δ_y　：橋脚の降伏変位(mm)

ただし、式(8.1)による残留変位の推定式は、非線形挙動する部材の履歴復元力特性をバイリニア型として導き出された手法であり、剛性低下型の武田モデルが適用される部材に対しては、残留変位の推定式は式(8.3)のように表わすことができる。

$$\delta_r = r_r\left\{\mu_m + (r-1)\mu_m^{\alpha} - r\mu_m^{\alpha+1}\right\}\delta_y \tag{8.3}$$

ここに、r_r　：図－7.2 に示す曲面で与えられる残留変位比

α　：武田モデルにおける除荷剛性低下指数（今回の検討では 0.5 とした。）

第９章　標準波形による非線形時刻歴応答解析と残留変位の評価

９．１　標準波形に基づく残留変位の評価

耐震設計を非線形時刻歴応答解析法に基づいて行う場合、残留変位の評価にあたっては、照査に用いる入力地震動とそのケース数の設定に注意する必要がある。式 (8.1)や式(8.3)により残留変位を推定する場合には、残留変位比が様々な入力地震動に対する平均的な値として与えられているため、工学的には合理的な値を推定することができる。しかしながら、非線形時刻歴応答解析では、ある特定の入力地震動に対する残留変位は精度良く評価することができるが、耐震設計として重要な様々な入力地震動に対する残留変位の平均的な値を評価することができない。したがって、非線形時刻歴応答解析法に基づいて耐震設計を行う場合には、複数の入力地震動に対してそれぞれ残留変位を求め、その平均値を残留変位の推定値として用いる必要がある。ただし、多数の入力地震動に対して非線形時刻歴応答解析を行うことは実務的でないため、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編においては、3 波形程度の入力地震動に対する非線形時刻歴応答解析の結果の平均値を用いて耐震性を照査するのがよいことが示されている。

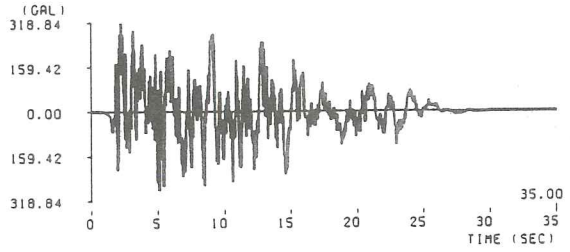
非線形時刻歴応答解析に用いられる入力地震動としては、文献 9)に例示されている標準波形が用いられることが多い。そこで、残留変位の評価に対する標準波形の適用性を検討するために、この標準波形を入力地震動として第３章に示した残留変位の解析を行い、同等の加速度応答スペクトルを有する３波形に対する残留変位比応答スペクトルとその平均値を求めるとともに、図－7.3 に示した 63 波形に対する残留変位比応答スペクトルとその平均値との関係について検討することとした。

なお、第３章における検討においては、二次剛比に関する解析条件は-0.05、0、0.05、0.10 の４ケースとしたが、本検討においては、-0.05、0、0.10 の３ケースで解析を行った。

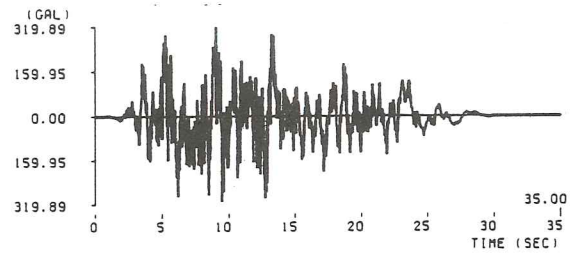
９．２　標準波形とその地震動特性

図－9.1 は、本検討に用いた標準波形を示したものである。ここで、標準波形は、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に規定されているタイプⅠの地震動ならびにタイプⅡの地震動それぞれに対して、地盤種別毎に３波ずつ示されており、この３波の加速度応答スペクトル特性は等価なものとなっている。これらの標準波形の地震動特性は表－9.1 の通りである。

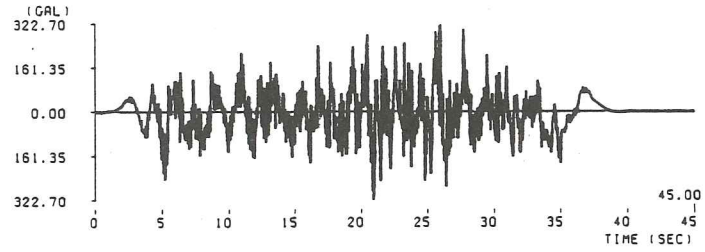
また、図－9.2 及び図－9.3 は、標準波形における地震動の継続時間と正規化した瞬間的な最大パワーの関係及び継続時間と正規化したパルス面積の最大値の関係をそれぞれ示したものである。これらからもわかるように、タイプⅡの地震動に対する標準波形は、継続時間が短く、瞬間的なパワーが大きな地震動となっていることが確認される。



(1)　Ⅰ－Ⅰ－１波形

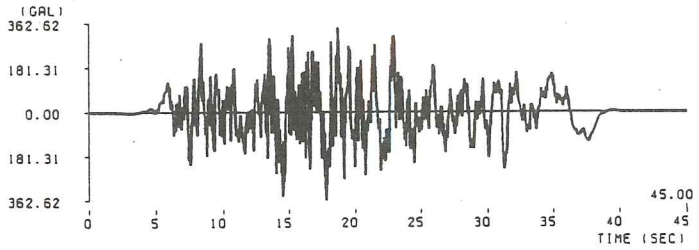


(2)　Ⅰ－Ⅰ－２波形

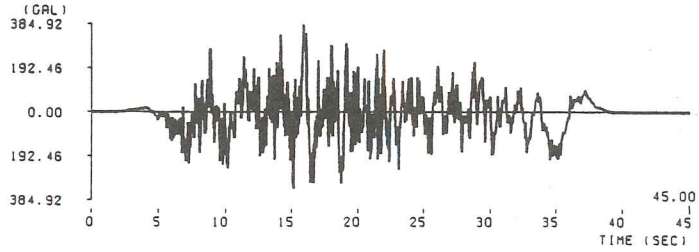


(3)　Ⅰ－Ⅰ－３波形

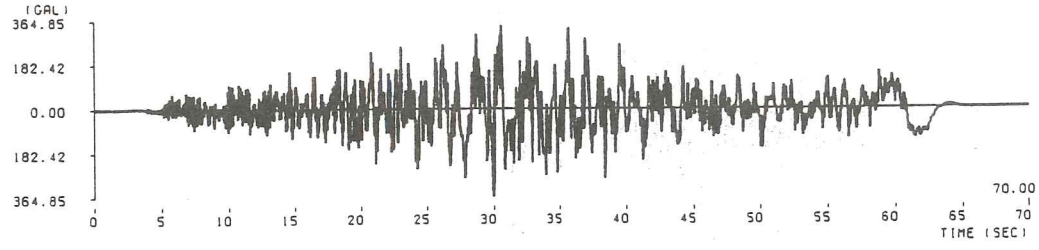
図－9.1a　入力地震動として用いた標準波形（タイプⅠの地震動，Ⅰ種地盤）



(4)　Ⅰ－Ⅱ－１波形

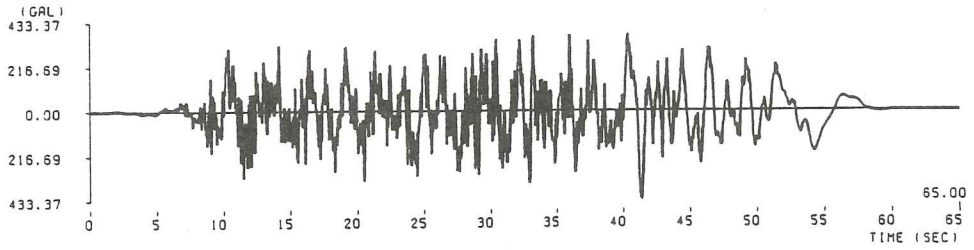


(5)　Ⅰ－Ⅱ－２波形

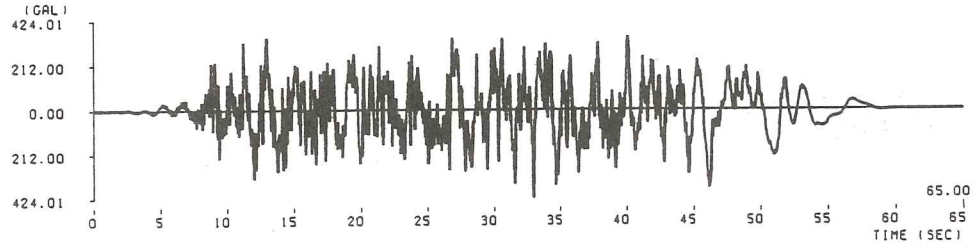


(6)　Ⅰ－Ⅱ－３波形

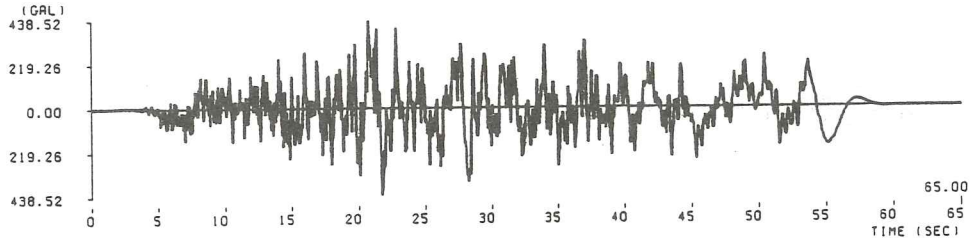
図－9.1b　入力地震動として用いた標準波形（タイプⅠの地震動，Ⅱ種地盤）



(7)　Ⅰ－Ⅲ－１波形

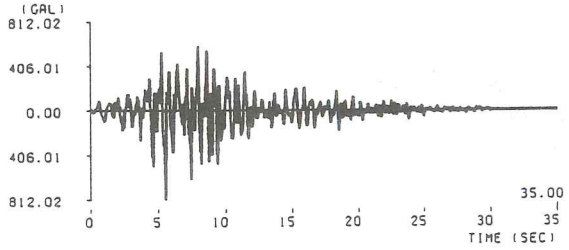


(8)　Ⅰ－Ⅲ－２波形

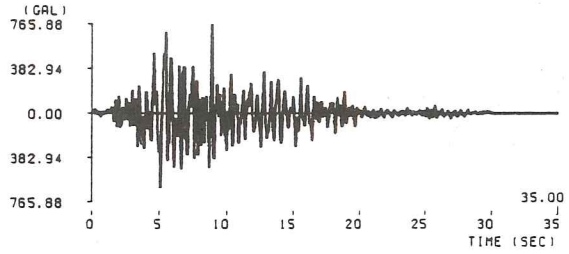


(9)　Ⅰ－Ⅲ－３波形

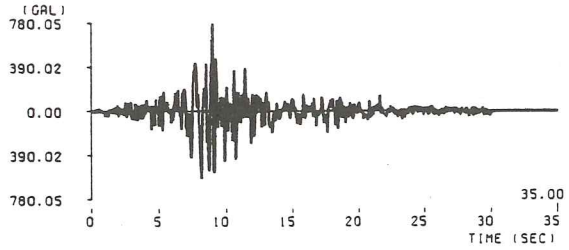
図－9.1c　入力地震動として用いた標準波形（タイプⅠの地震動，Ⅲ種地盤）



(10) Ⅱ－Ⅰ－1波形

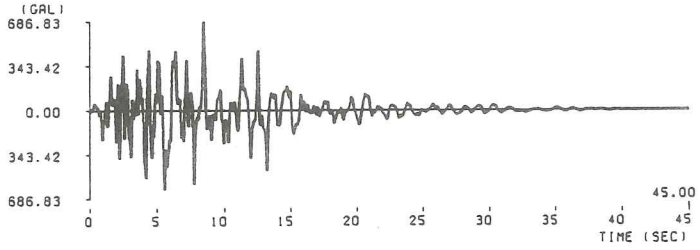


(11) Ⅱ－Ⅰ－2波形

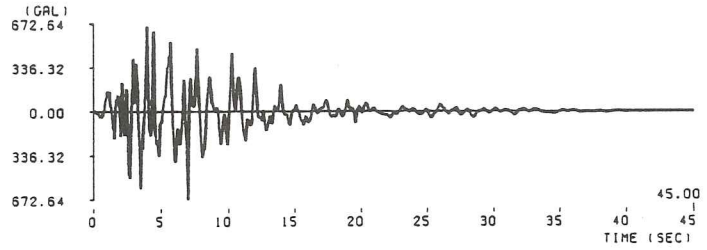


(12) Ⅱ－Ⅰ－3波形

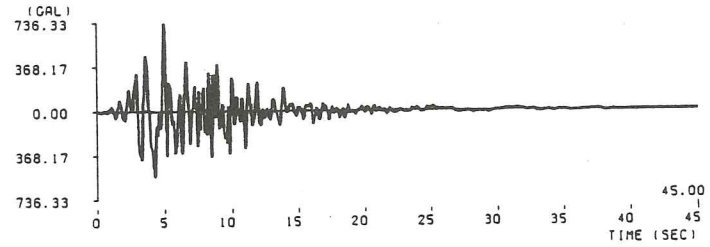
図－9.1d　入力地震動として用いた標準波形（タイプⅡの地震動，Ⅰ種地盤）



(13) Ⅱ－Ⅱ－１波形

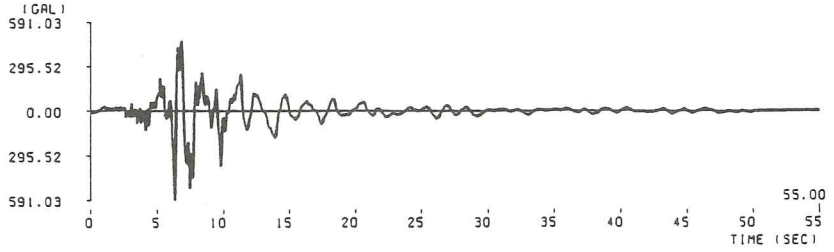


(14) Ⅱ－Ⅱ－２波形

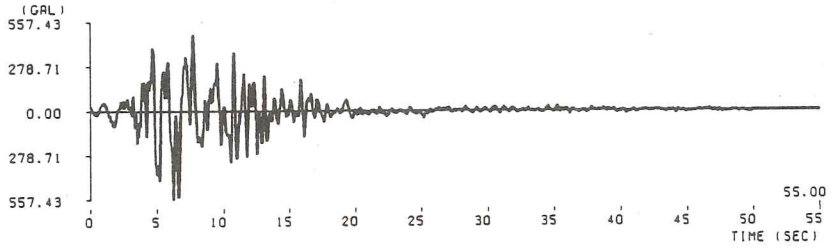


(15) Ⅱ－Ⅱ－３波形

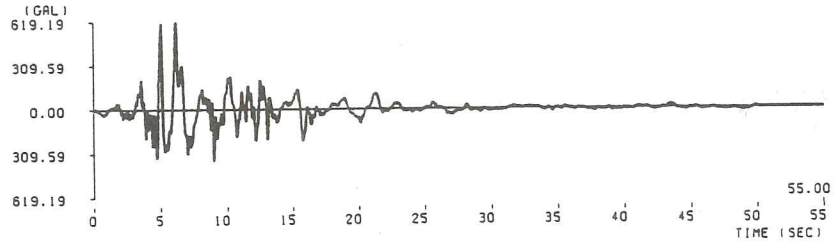
図－9.1e　入力地震動として用いた標準波形（タイプⅡの地震動，Ⅱ種地盤）



(16) Ⅱ－Ⅲ－１波形



(17) Ⅱ－Ⅲ－２波形

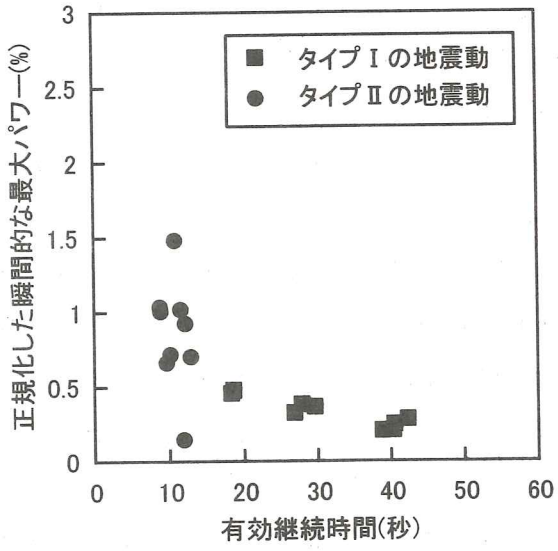


(18) Ⅱ－Ⅲ－３波形

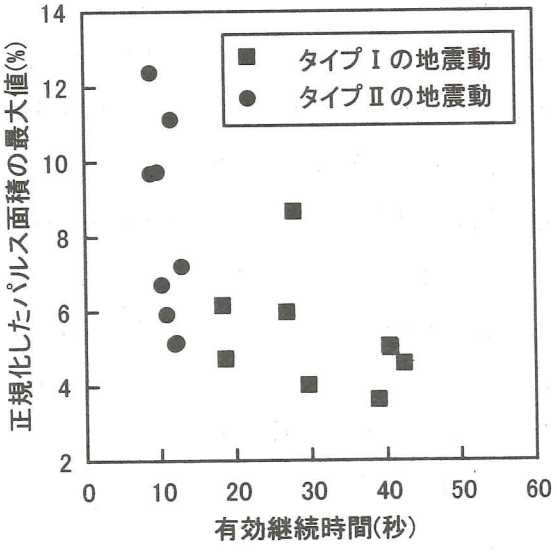
図－9.1f　入力地震動として用いた標準波形（タイプⅡの地震動，Ⅲ種地盤）

表－9.1　標準波形の地震動の特性

地震動No.	振幅調整に用いた地震動						加速度波形累積エネルギー5-95%の継続時間(sec)	瞬間的なパワーの最大値(%)	ゼロクロス間の面積比(%)		
	地震名	年．月．日	ﾏｸﾞﾆﾁｭｰﾄﾞM	深さ(km)	観測地点	地盤種別			最大値	第二最大値	差
Ⅰ－Ⅰ－1	宮城県沖	1978.06.12	7.4	40	開北橋	Ⅰ	18.29	0.459	6.17	4.56	1.61
Ⅰ－Ⅰ－2					開北橋	Ⅰ	18.60	0.479	4.74	4.72	0.02
Ⅰ－Ⅰ－3	北海道南西沖	1993.07.12	7.8	35	七峰橋	Ⅰ	29.59	0.367	4.03	3.54	0.49
Ⅰ－Ⅱ－1	日向灘	1968.04.01	7.5	30	板島橋	Ⅱ	26.77	0.326	5.98	5.86	0.12
Ⅰ－Ⅱ－2					板島橋	Ⅱ	27.78	0.385	8.67	4.38	4.29
Ⅰ－Ⅱ－3	北海道東方沖	1994.10.04	8.1	23	温根沼大橋	Ⅱ	42.30	0.283	4.61	3.48	1.13
Ⅰ－Ⅲ－1	日本海中部	1983.05.26	7.7	14	津軽大橋	Ⅲ	40.31	0.208	5.07	3.57	1.50
Ⅰ－Ⅲ－2					津軽大橋	Ⅲ	38.85	0.206	3.64	3.43	0.21
Ⅰ－Ⅲ－3	北海道東方沖	1994.10.04	8.1	23	釧路川堤防	Ⅲ	40.45	0.248	5.02	3.72	1.30
Ⅱ－Ⅰ－1	兵庫県南部	1995.01.17	7.2	14	神戸海洋気象台	Ⅰ	11.89	0.150	5.15	3.47	1.68
Ⅱ－Ⅰ－2					神戸海洋気象台	Ⅰ	12.16	0.927	5.18	4.22	0.96
Ⅱ－Ⅰ－3					猪名川	Ⅰ	10.85	1.483	5.93	5.56	0.37
Ⅱ－Ⅱ－1					JR西日本鷹取駅	Ⅱ	12.88	0.704	7.22	5.47	1.75
Ⅱ－Ⅱ－2					JR西日本鷹取駅	Ⅱ	10.18	0.720	6.73	6.20	0.53
Ⅱ－Ⅱ－3					葺合供給所	Ⅱ	8.81	1.039	9.70	6.96	2.74
Ⅱ－Ⅲ－1					東神戸大橋	Ⅲ	8.91	1.010	12.39	9.47	2.92
Ⅱ－Ⅲ－2					ポートアイランド	Ⅲ	9.69	0.664	9.74	6.35	3.39
Ⅱ－Ⅲ－3					ポートアイランド	Ⅲ	11.57	1.022	11.14	7.67	3.47



図－9.2　標準波形の地震動の継続時間と瞬間的な最大パワーの関係



図－9.3　標準波形の地震動の継続時間とパルス面積の最大値との関係

９．３　標準波形に対する残留変位比応答スペクトルと残留変位比

図－9.4～図－9.21 は、様々な振動系に対して、地震動のタイプと地盤種別毎に与えられた 3 波の標準波形の残留変位比応答スペクトルを求めた結果を示したものである。これより、同等の加速度応答スペクトル特性の 3 波であっても、残留変位比応答スペクトルはばらついており、特に負の二次剛性となる振動系では、そのばらつきが大きくなっていることがわかる。

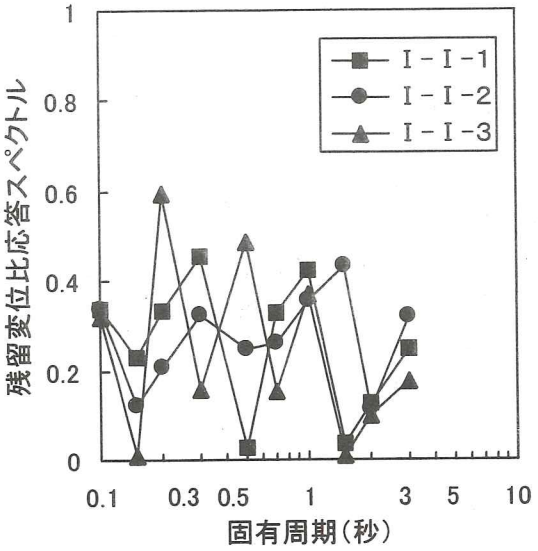
次に、これらの 3 波の標準波形に対する残留変位比応答スペクトルを平均し、これを第４章に示した 63 成分の強震記録に対する残留変位比応答スペクトルの平均値と比較した結果を図－9.22～図－9.39 に示す。ここで、図－9.22～図－9.27 は二次剛比が-0.05、図－9.28～図－9.33 は二次剛比が 0、図－9.34～図－9.39 は二次剛比が 0.05 の場合に対する結果を示している。

これより、残留変位比応答スペクトルを比較すると、3 成分の標準波形に対する平均値の方が、63 成分の強震記録に対する平均値よりも固有周期に対する変動がやや大きい。これは、もともと残留変位比応答スペクトルは固有周期や入力地震動によって大きくばらつくため、3 波の標準波形に対する平均値で残留変位を評価した場合、振動系の固有周期がわずかに違っただけで、残留変位の評価値が大きく変わることもあり得ることを示している。

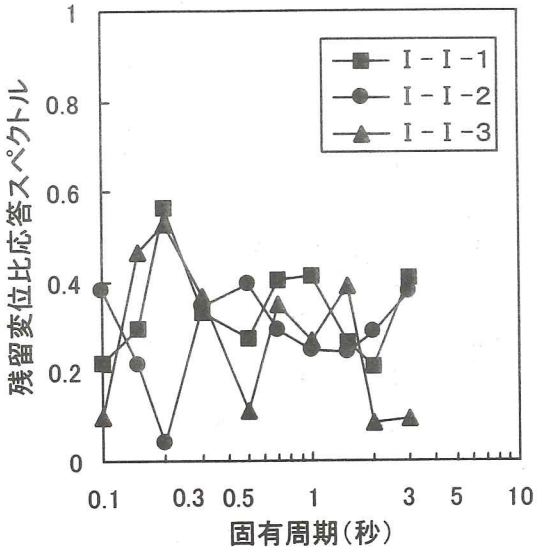
また、タイプⅠの地震動ならびにタイプⅡの地震動ともに、全体的な傾向として、3 成分の標準波形に対する残留変位比応答スペクトルの平均値は、63 成分の強震記録に対する平均値よりも大きくなるケースと小さくなるケースが混在しているが、どちらかと言うと、やや大きくなっているケースの方が多いと言える。これは、耐震設計で考慮する地震動のタイプと地盤種別に応じて図－9.1 から 3 波の標準波形を選定するとともに、この標準波形を入力地震動として用いた非線形時刻歴応答解析を行い、これにより求められる残留変位を平均して評価すれば、その平均値は、より多くの様々な入力地震動に対する残留変位の平均値よりもやや大きめの値となるケースが多いことを示している。

一方、図－9.40～図－9.45 は、図－7.1 に示した二次剛比と残留変位比の関係図の上に、標準波形に対する残留変位比応答スペクトルを、式(5.1)により固有周期の 10 ケースに対して平均化した残留変位比をプロットしたものである。さらに、図中には 3 波の標準波形に対する残留変位比の平均値も示した。これからも、標準波形を用いて求められる残留変位比は、63 成分の強震記録を用いて求められる残留変位比の平均値よりもやや大きな値となっているケースが多いことがわかる。ただし、3 波の標準波形により求められる残留変位比は、63 成分の強震記録に対する残留変位比の平均値±1×標準偏差の範囲内に入っている。また、3 波の標準波形に対する残留変位比の平均値で比較してみると、63 成分の強震記録に対する平均値よりも最大で 3 割程度上回って評価されているケースがあるものの、多くの解析ケースにおいてはほぼ同等に評価されていることがわかる。

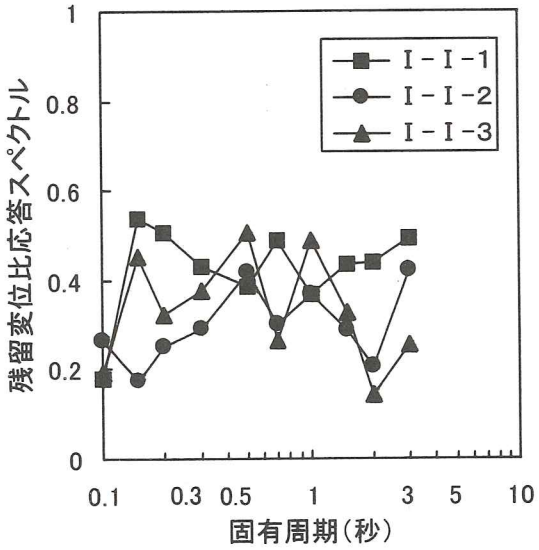
以上の検討から、3 波の標準波形を入力地震動としてそれぞれ残留変位を求め、その平均値を照査に用いる残留変位として定義すると、固有周期によるばらつきは多少残る場合もあるが、最大応答塑性率と二次剛比が残留変位に及ぼす影響については適切に評価できていると考えられる。



(a) μ =2.0

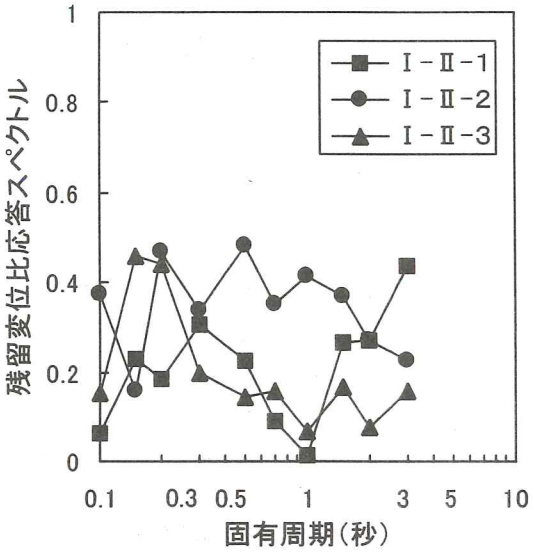


(b) μ = 4.0

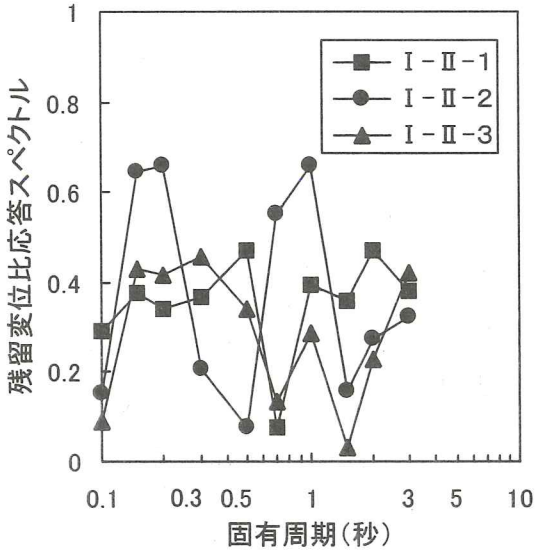


(c) μ = 6.0

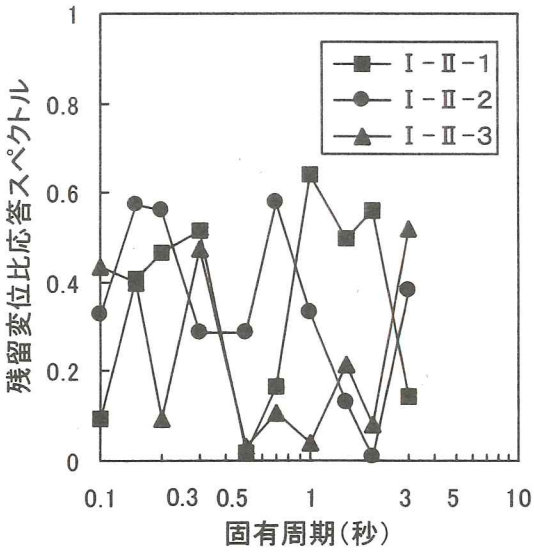
図－9.4　タイプⅠの地震動（Ⅰ種地盤）の標準波形に対する
残留変位比応答スペクトル（ｒ＝-0.05）



(a) μ =2.0

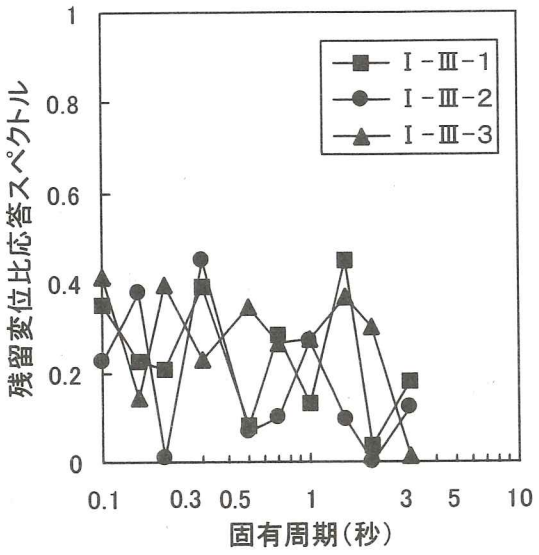


(b) μ = 4.0

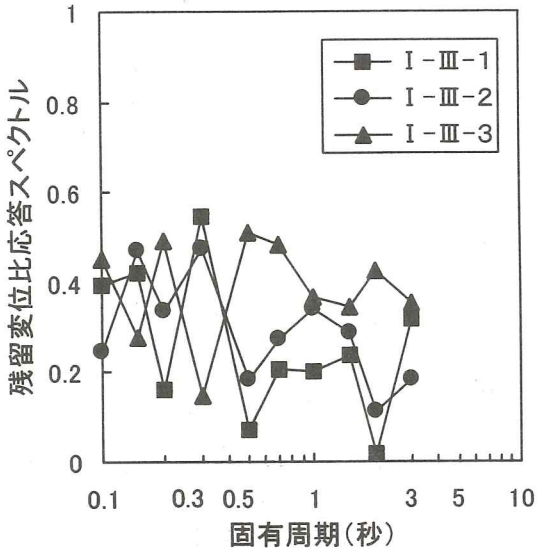


(c) μ = 6.0

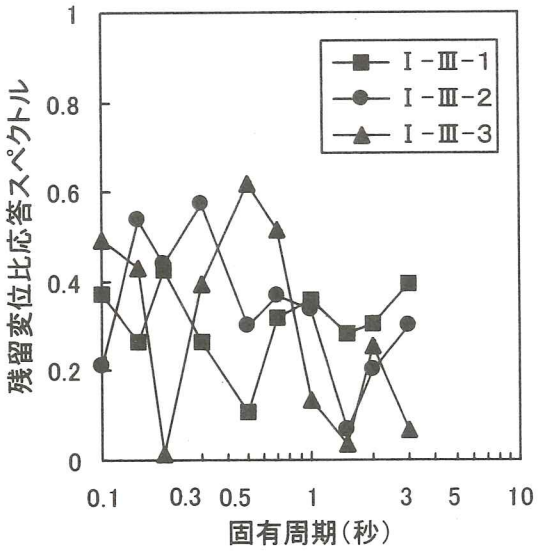
図－9.5　タイプⅠの地震動（Ⅱ種地盤）の標準波形に対する
残留変位比応答スペクトル（ r ＝-0.05）



(a) μ =2.0

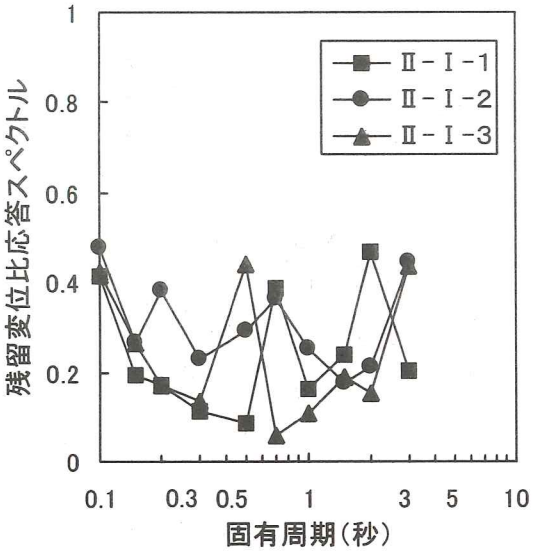


(b) μ = 4.0

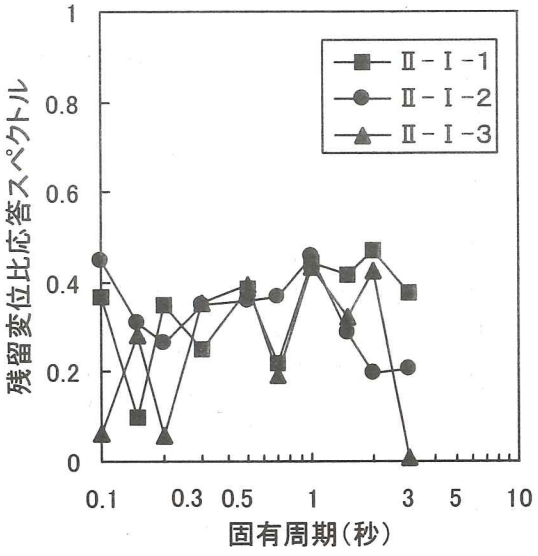


(c) μ = 6.0

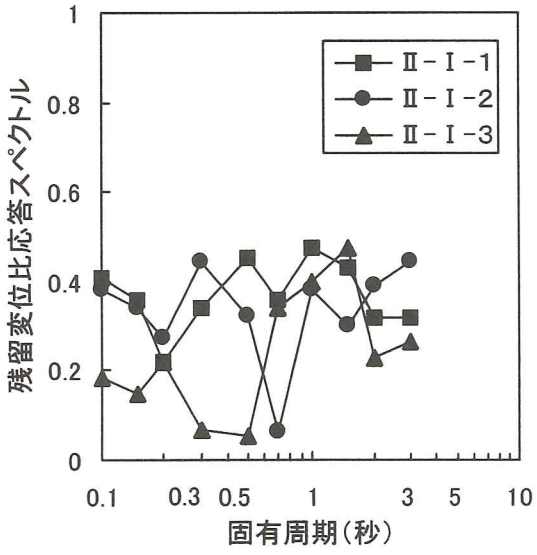
図－9.6　タイプⅠの地震動（Ⅲ種地盤）の標準波形に対する
残留変位比応答スペクトル（ r ＝-0.05）



(a) μ =2.0

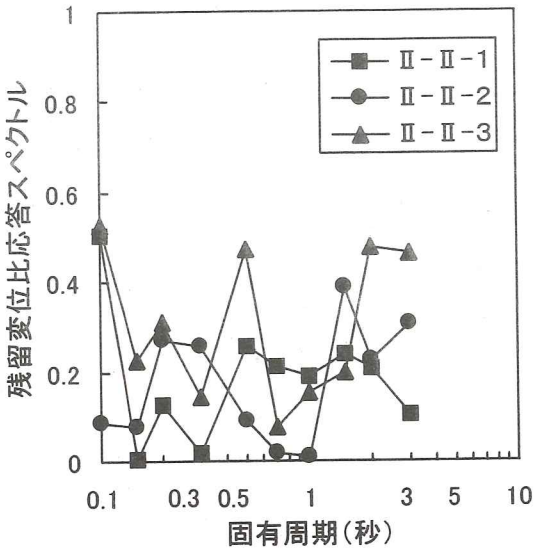


(b) μ = 4.0

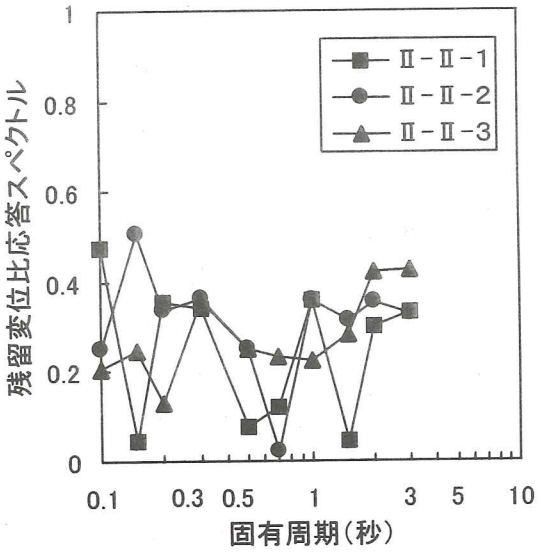


(c) μ = 6.0

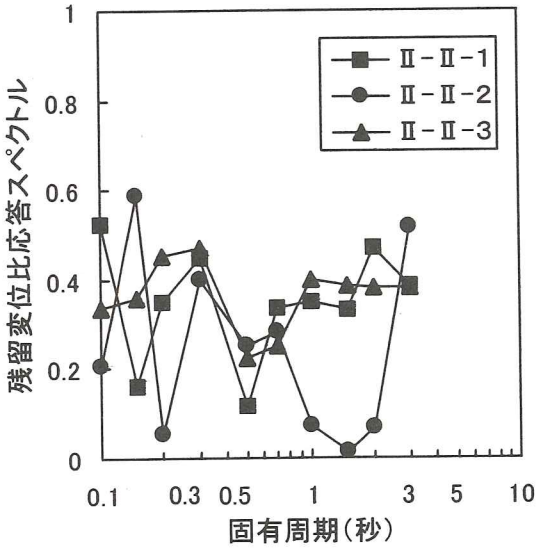
図－9.7　タイプⅡの地震動（Ⅰ種地盤）の標準波形に対する
残留変位比応答スペクトル（ｒ＝-0.05）



(a) μ =2.0

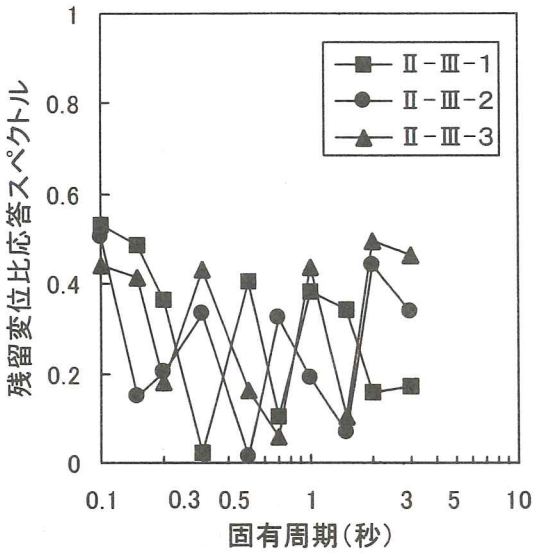


(b) μ = 4.0

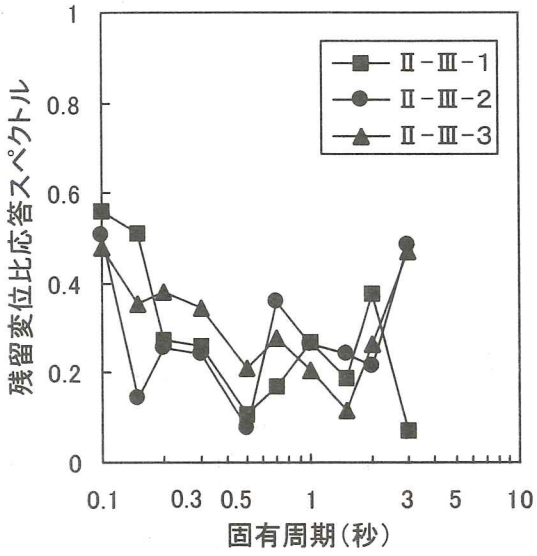


(c) μ = 6.0

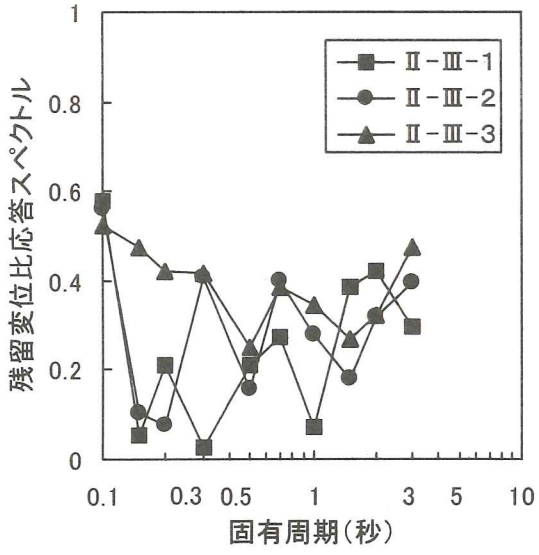
図－9.8　タイプⅡの地震動（Ⅱ種地盤）の標準波形に対する
残留変位比応答スペクトル（ｒ＝-0.05）



(a) μ =2.0

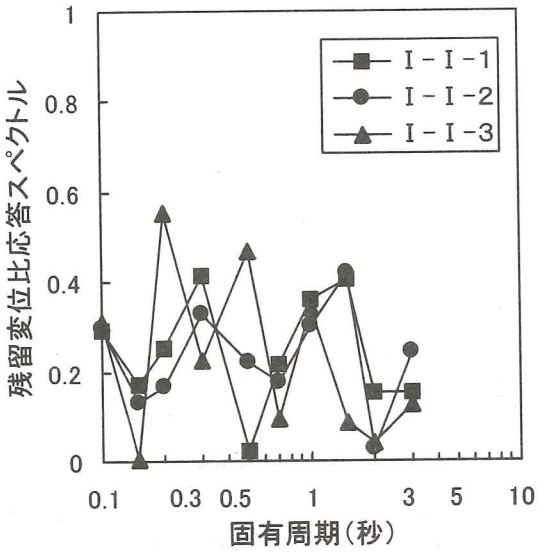


(b) μ = 4.0

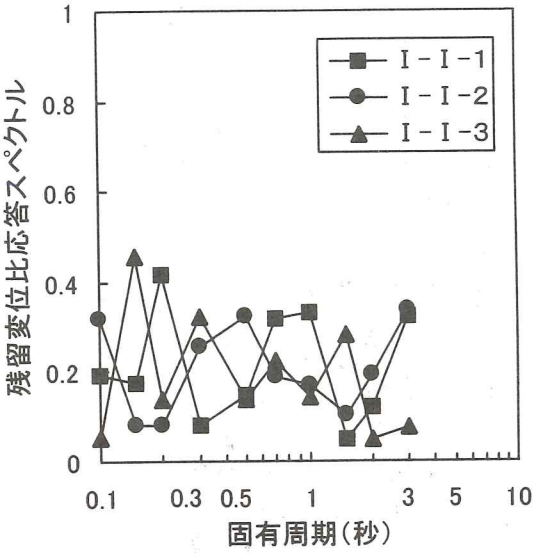


(c) μ = 6.0

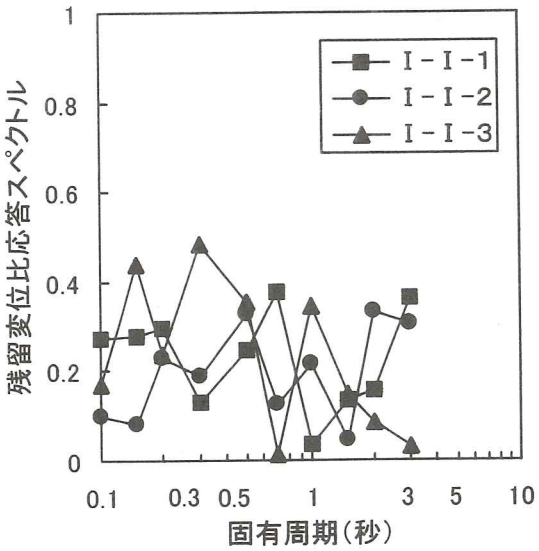
図－9.9　タイプⅡの地震動（Ⅲ種地盤）の標準波形に対する
残留変位比応答スペクトル（ r ＝-0.05）



(a) μ =2.0

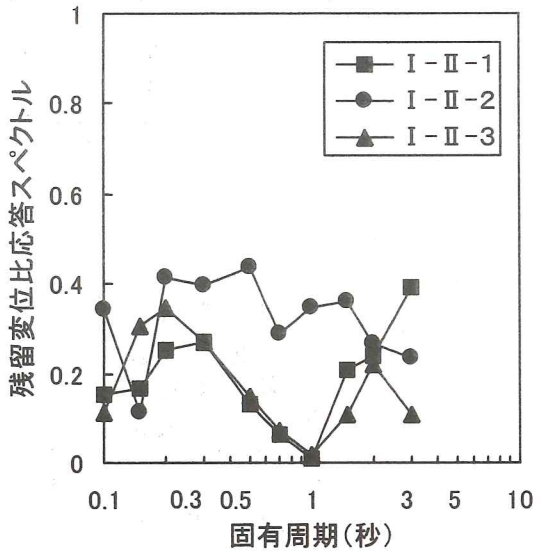


(b) μ = 4.0

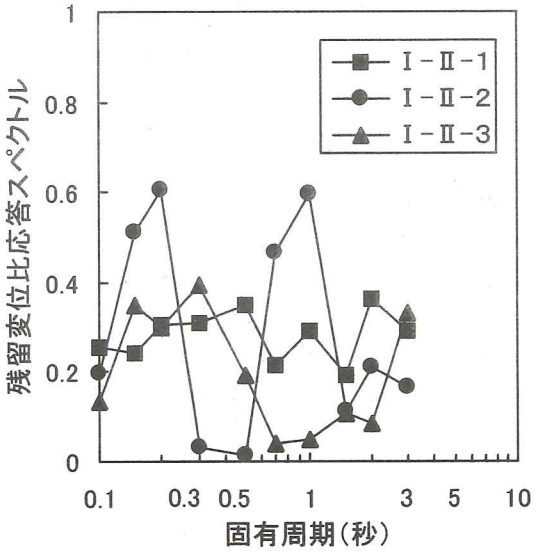


(c) μ = 6.0

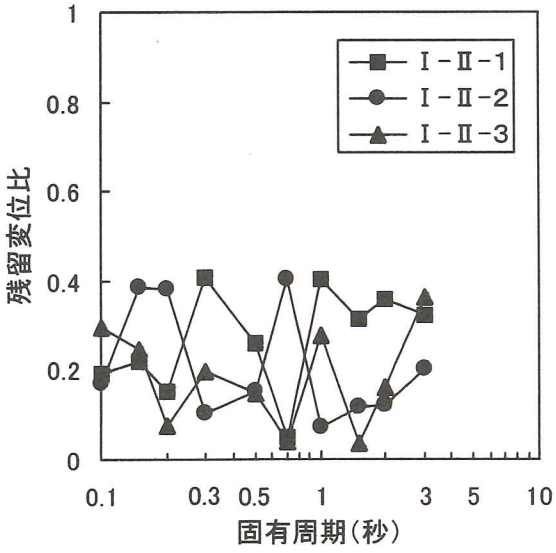
図－9.10　タイプⅠの地震動（Ⅰ種地盤）の標準波形に対する
残留変位比応答スペクトル（ｒ＝0）



(a) μ =2.0

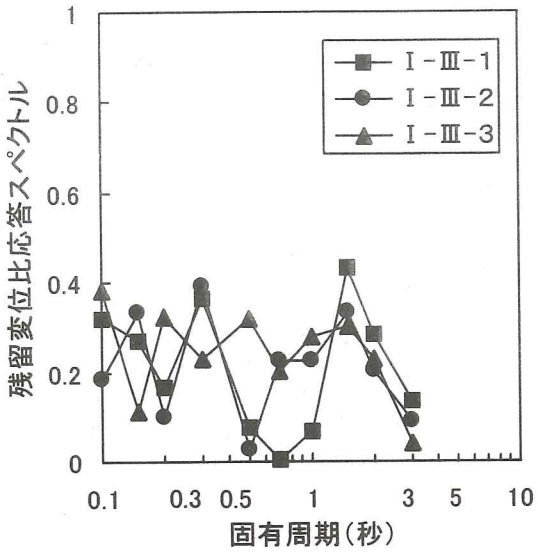


(b) μ = 4.0

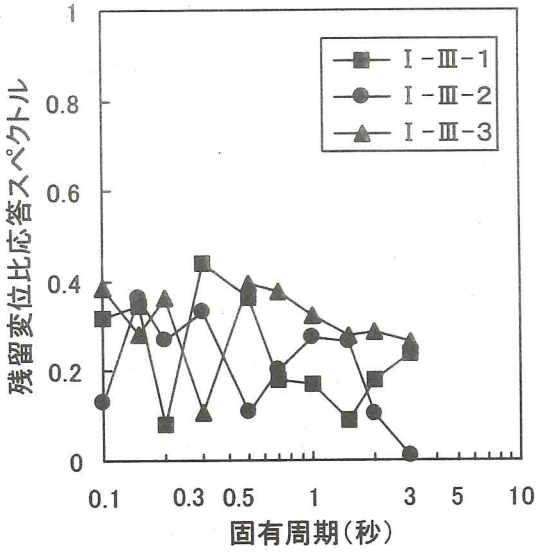


(c) μ = 6.0

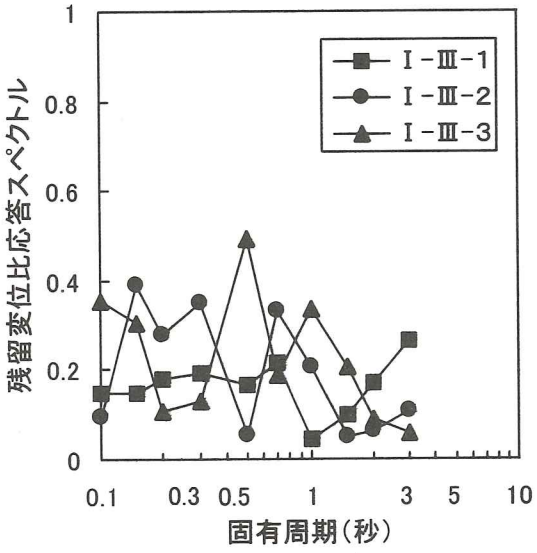
図－9.11　タイプⅠの地震動（Ⅱ種地盤）の標準波形に対する
残留変位比応答スペクトル（ r ＝0）



(a) μ =2.0

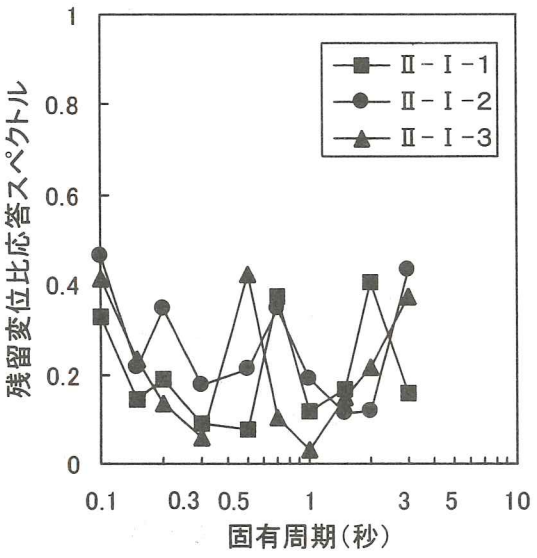


(b) μ = 4.0

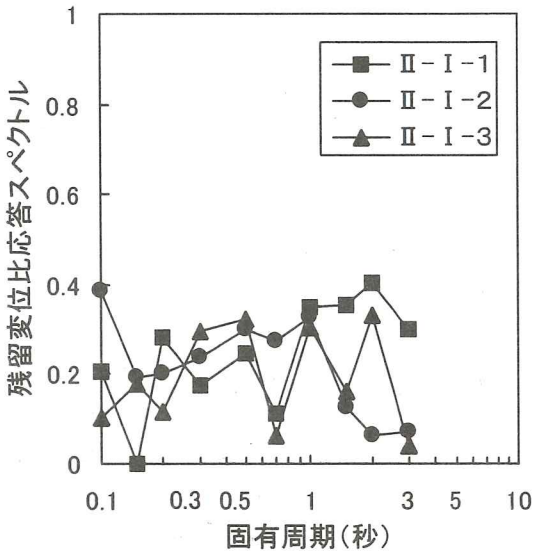


(c) μ = 6.0

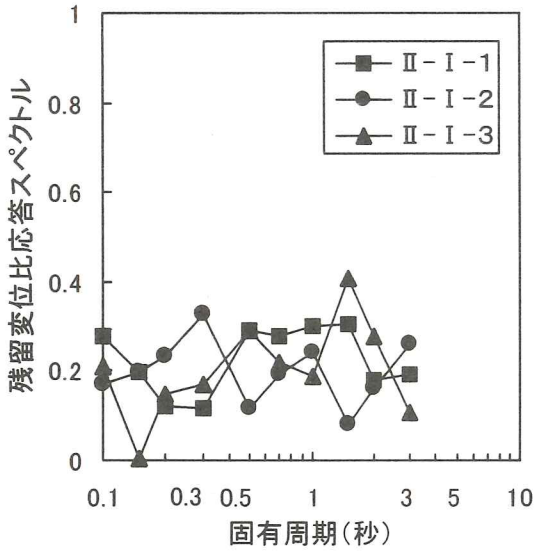
図－9.12　タイプⅠの地震動（Ⅲ種地盤）の標準波形に対する
残留変位比応答スペクトル（ｒ＝0）



(a) μ =2.0

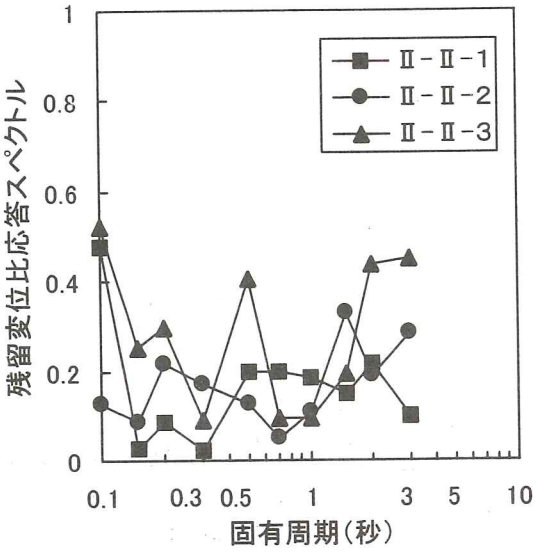


(b) μ = 4.0

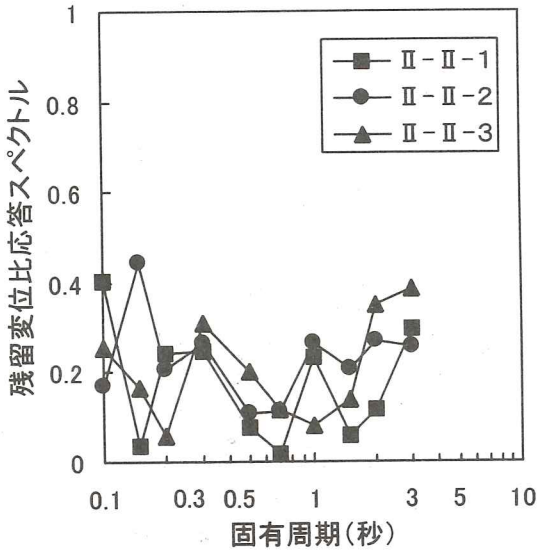


(c) μ = 6.0

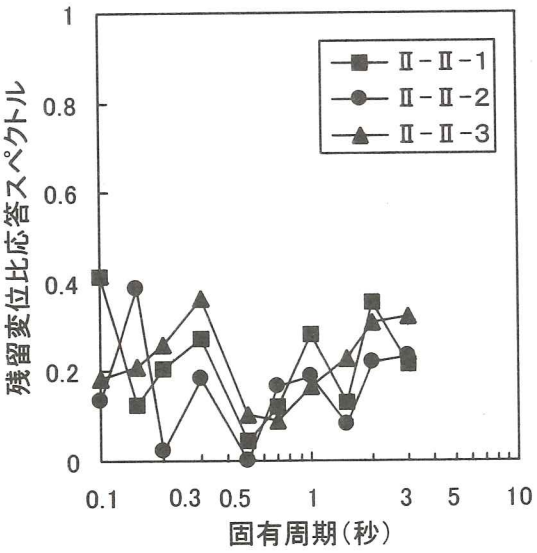
図－9.13　タイプⅡの地震動（Ⅰ種地盤）の標準波形に対する
残留変位比応答スペクトル（ｒ＝0）



(a) μ =2.0

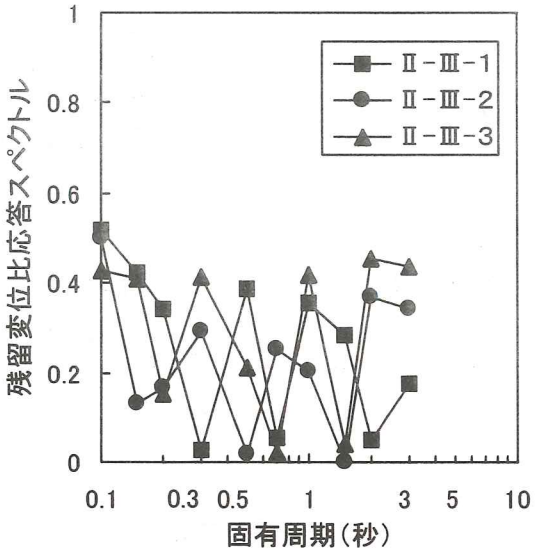


(b) μ = 4.0

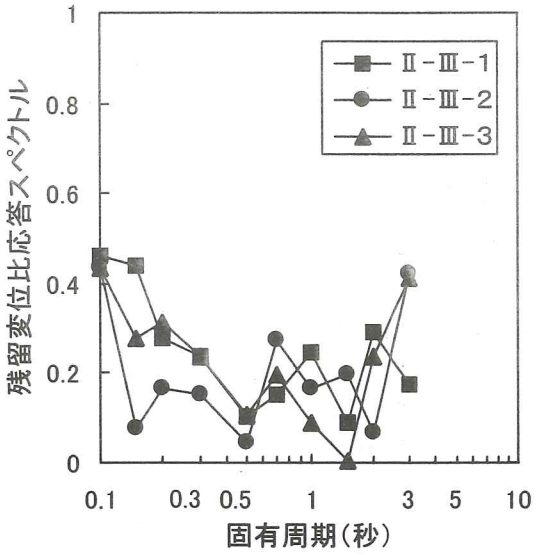


(c) μ = 6.0

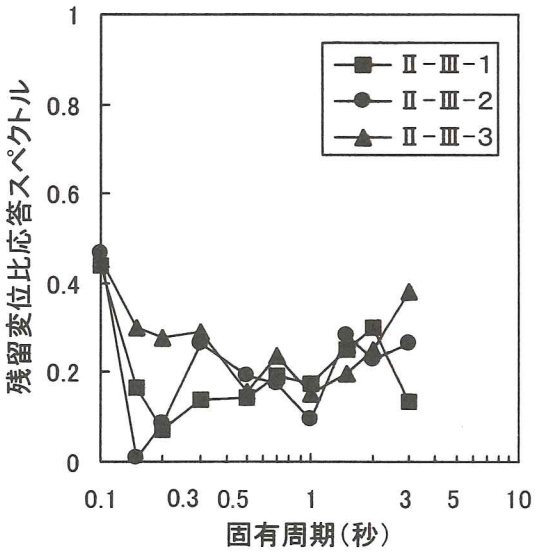
図－9.14　タイプⅡの地震動（Ⅱ種地盤）の標準波形に対する
残留変位比応答スペクトル（ｒ＝0）



(a) μ =2.0

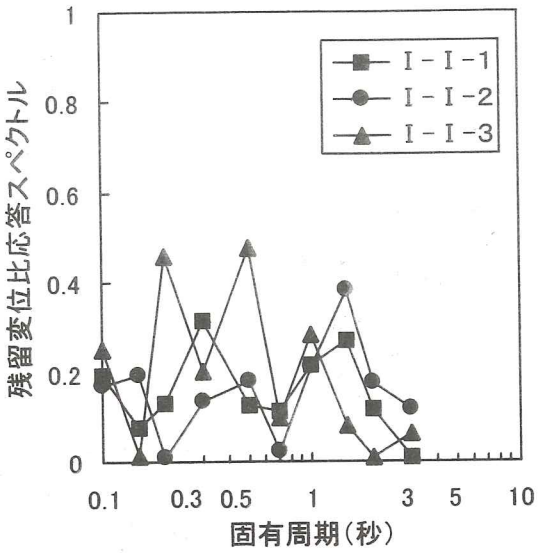


(b) μ = 4.0

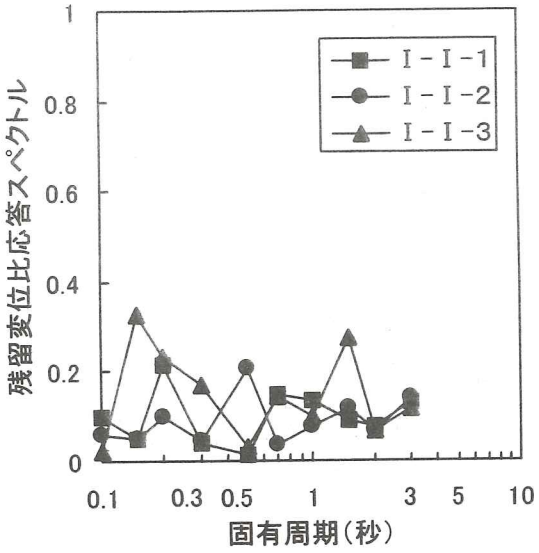


(c) μ = 6.0

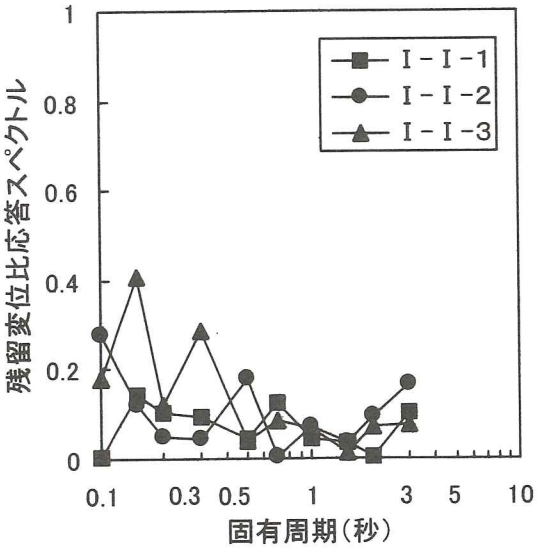
図－9.15　タイプⅡの地震動（Ⅲ種地盤）の標準波形に対する
残留変位比応答スペクトル（ｒ＝0）



(a) μ =2.0

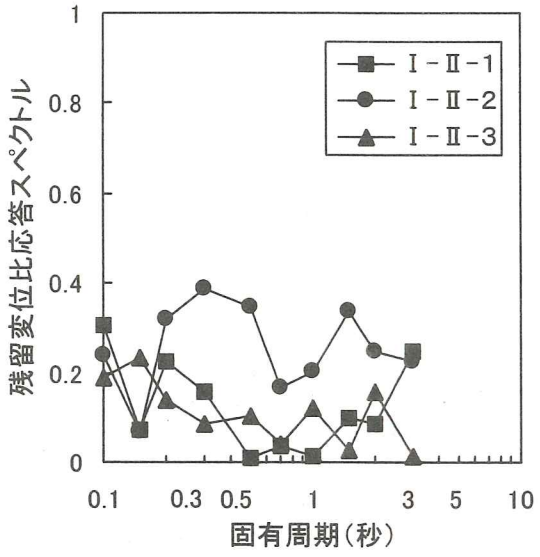


(b) μ = 4.0

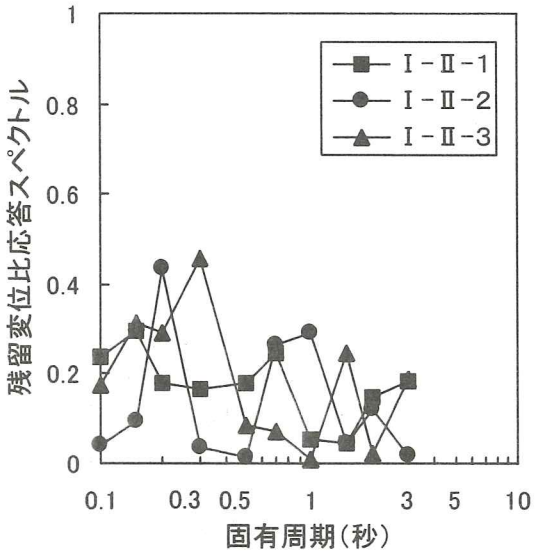


(c) μ = 6.0

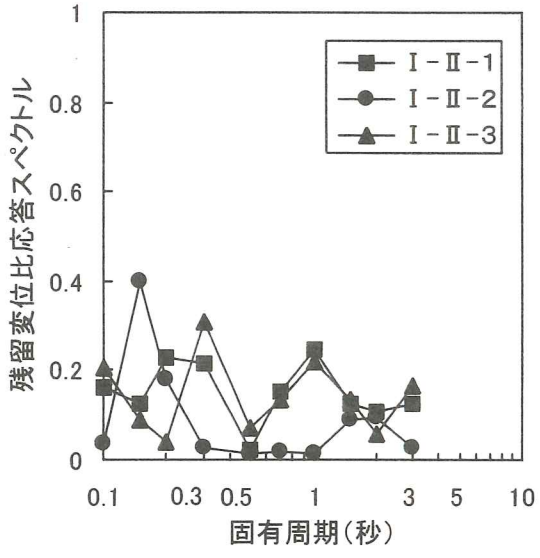
図－9.16　タイプⅠの地震動（Ⅰ種地盤）の標準波形に対する
残留変位比応答スペクトル（r =0.10）



(a) μ =2.0

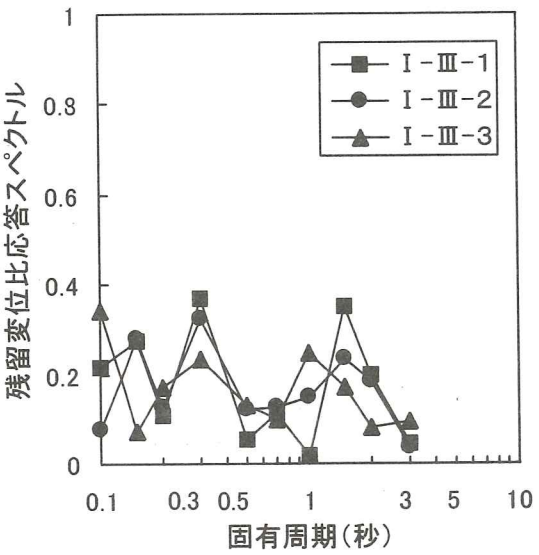


(b) μ = 4.0

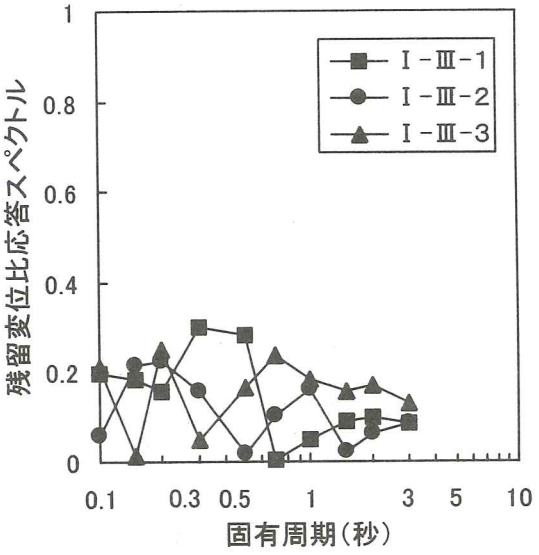


(c) μ = 6.0

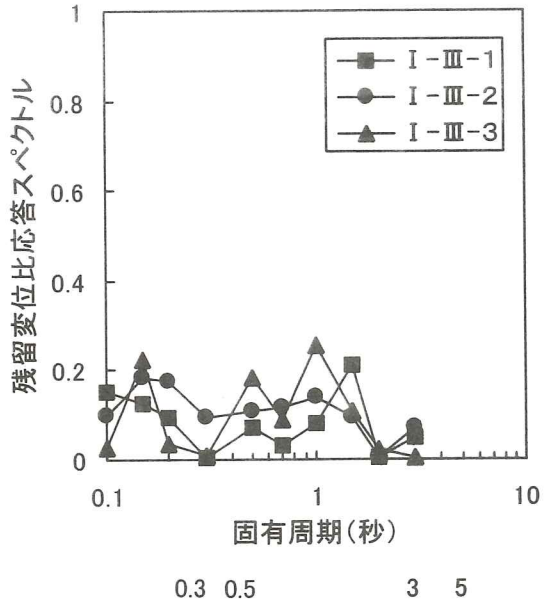
図－9.17　タイプⅠの地震動（Ⅱ種地盤）の標準波形に対する
残留変位比応答スペクトル（ r ＝0.10）



(a) μ =2.0

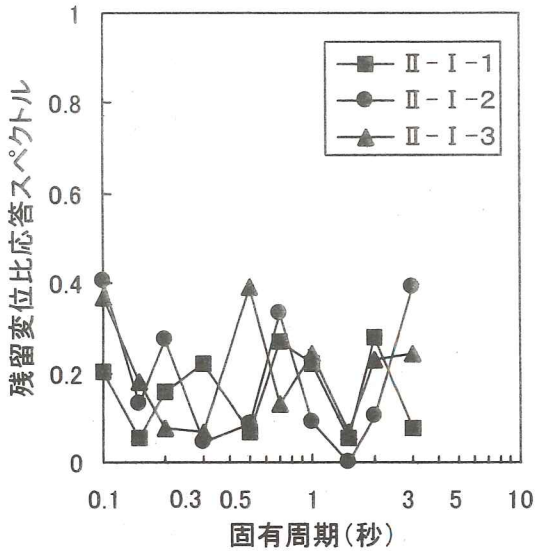


(b) μ = 4.0

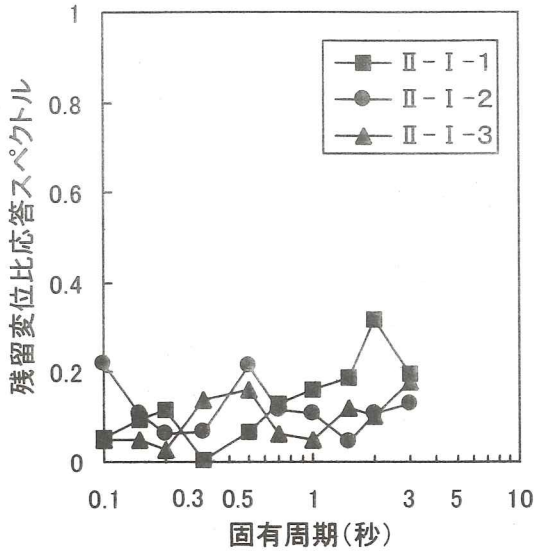


(c) μ = 6.0

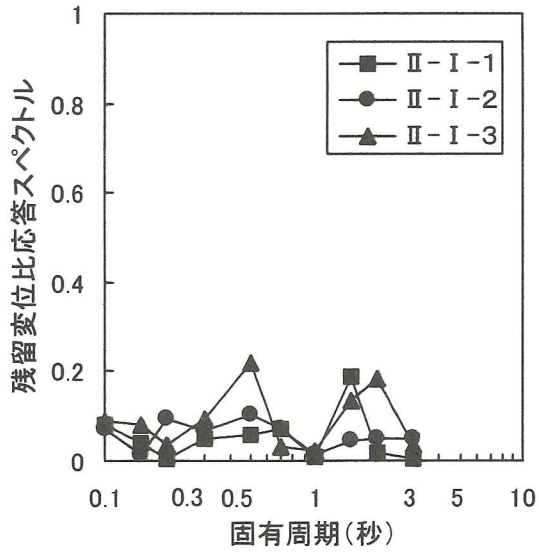
図－9.18　タイプⅠの地震動（Ⅲ種地盤）の標準波形に対する
残留変位比応答スペクトル（ｒ＝0.10）



(a) μ =2.0

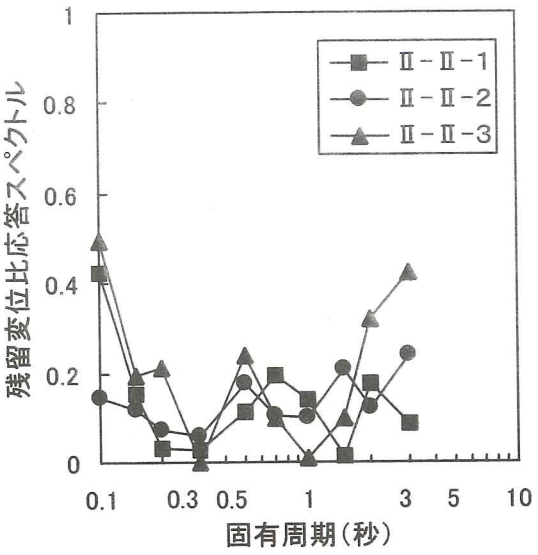


(b) μ = 4.0

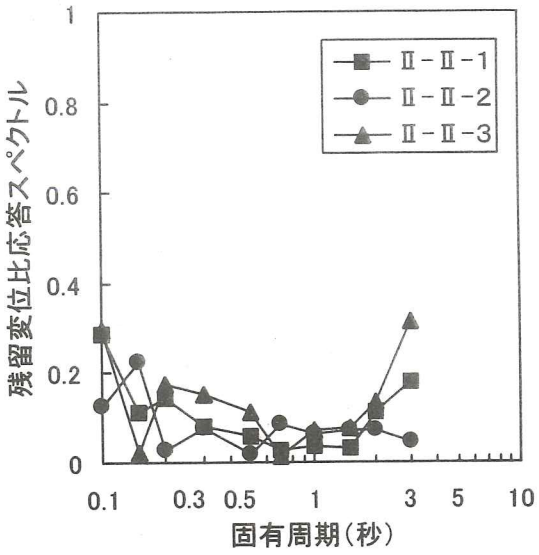


(c) μ = 6.0

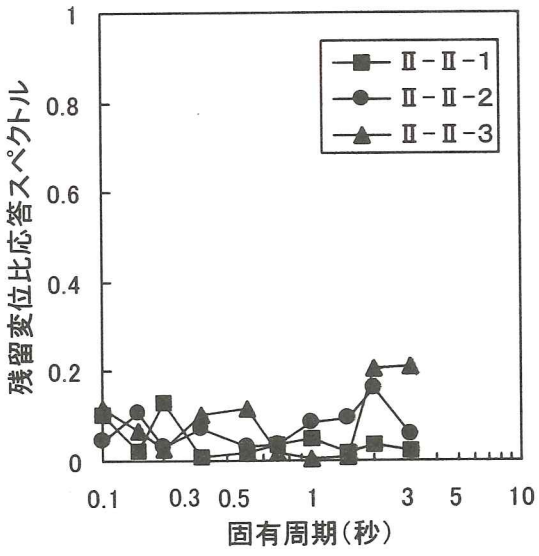
図－9.19　タイプⅡの地震動（Ⅰ種地盤）の標準波形に対する
残留変位比応答スペクトル（ｒ＝0.10）



(a) μ =2.0

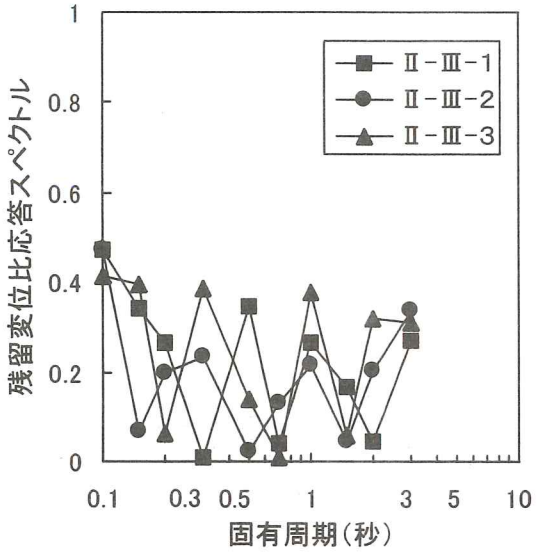


(b) μ = 4.0

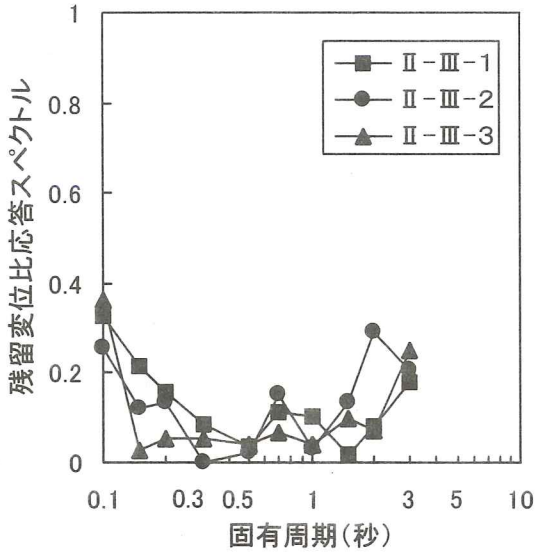


(c) μ = 6.0

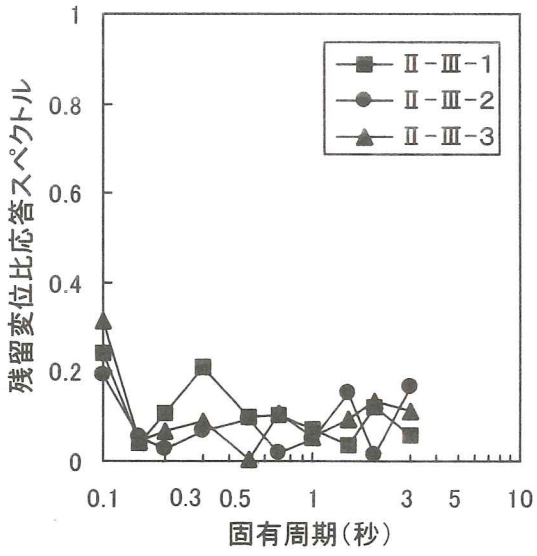
図－9.20　タイプⅡの地震動（Ⅱ種地盤）の標準波形に対する
残留変位比応答スペクトル（ｒ＝0.10）



(a) μ =2.0

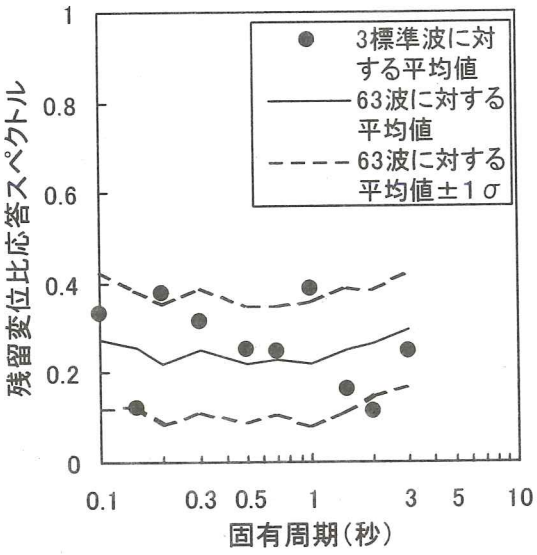


(b) μ = 4.0

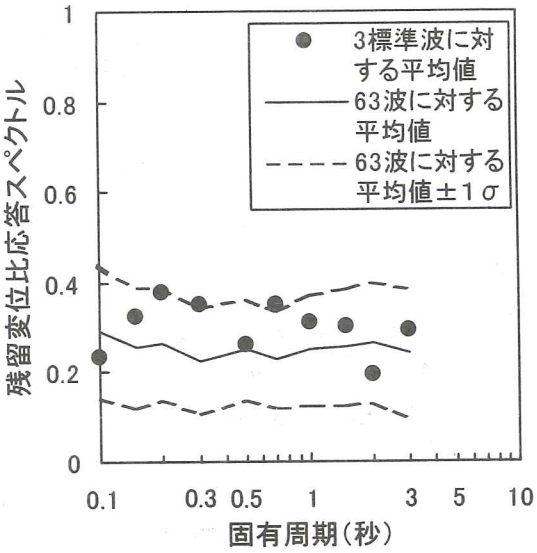


(c) μ = 6.0

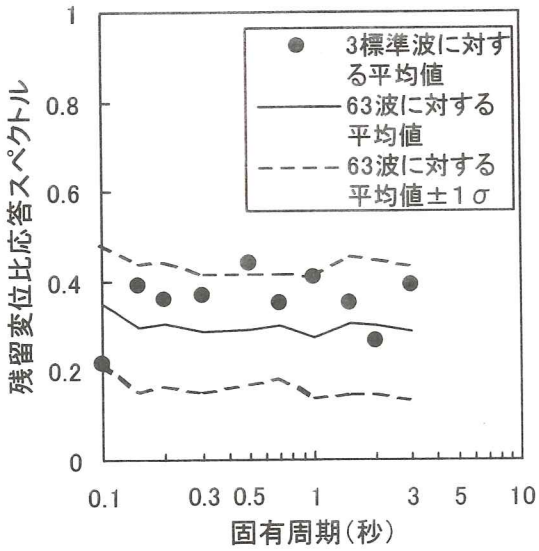
図－9.21　タイプⅡの地震動（Ⅲ種地盤）の標準波形に対する
残留変位比応答スペクトル（ｒ＝0.10）



(a) μ =2.0

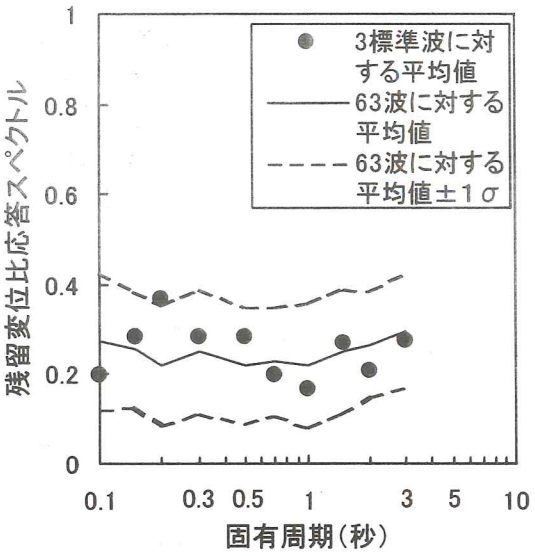


(b) μ = 4.0

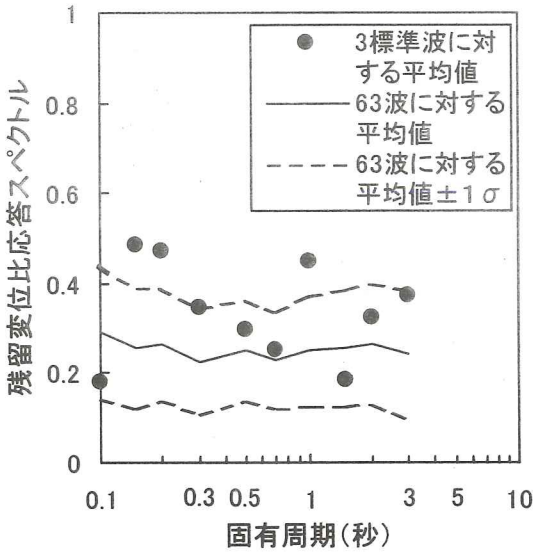


(c) μ = 6.0

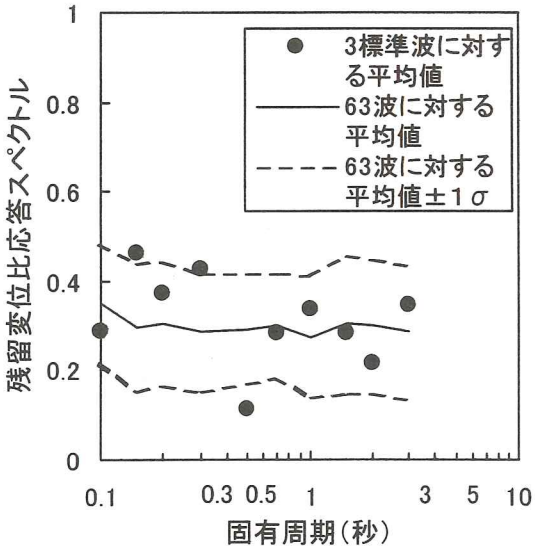
図－9.22　タイプⅠの地震動(Ⅰ種地盤)の3標準波形に対する残留変位比応答スペクトルの平均値と63波の強震記録に対する平均値の比較（r =-0.05）



(a) μ =2.0

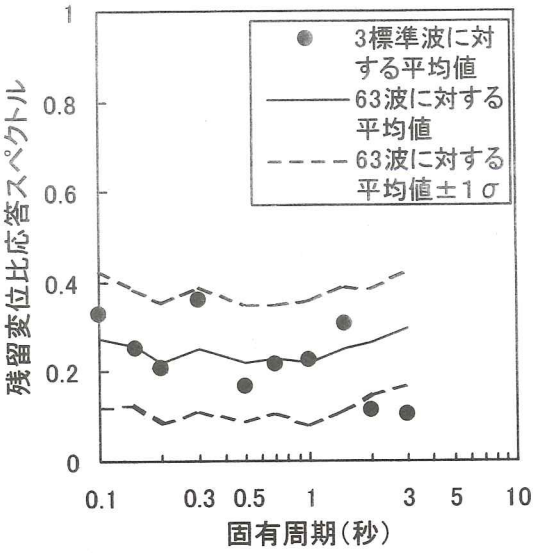


(b) μ = 4.0

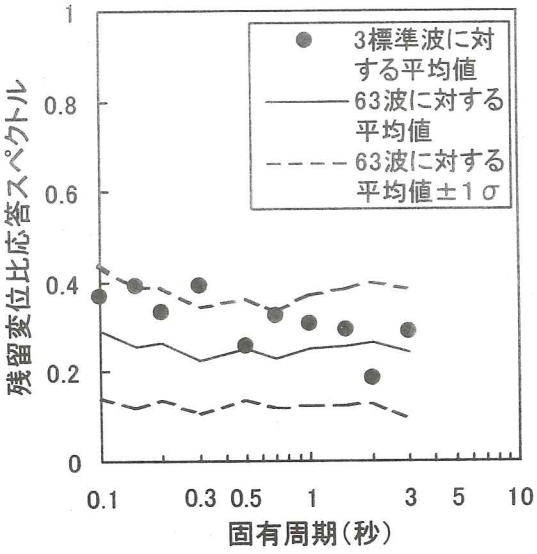


(c) μ = 6.0

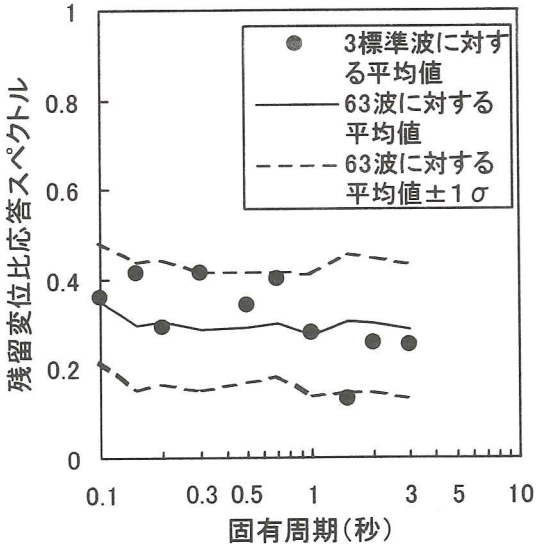
図－9.23　タイプⅠの地震動(Ⅱ種地盤)の3標準波形に対する残留変位比応答スペクトルの平均値と63波の強震記録に対する平均値の比較（ r ＝-0.05）



(a) μ =2.0

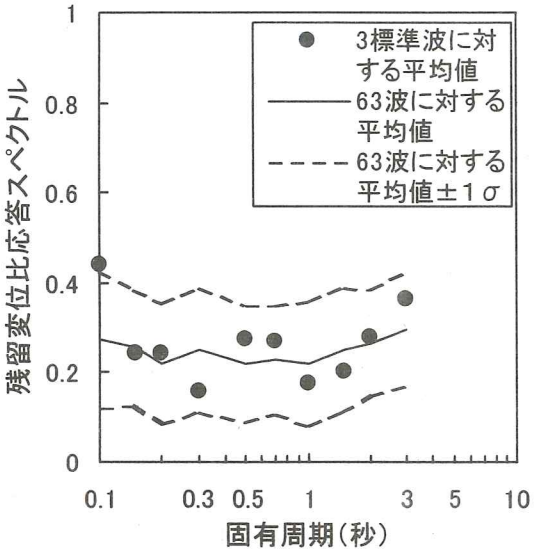


(b) μ = 4.0

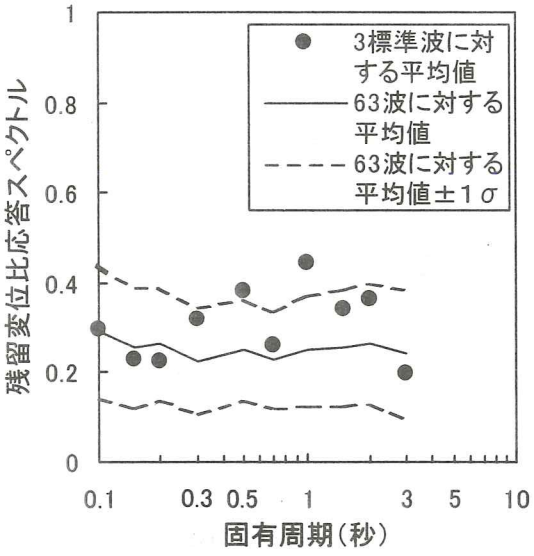


(c) μ = 6.0

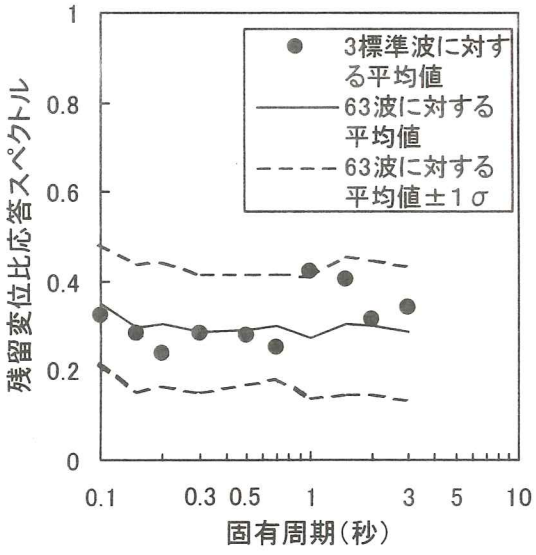
図－9.24　タイプⅠの地震動(Ⅲ種地盤)の3標準波形に対する残留変位比応答スペクトルの平均値と63波の強震記録に対する平均値の比較（ｒ＝-0.05）



(a) μ =2.0

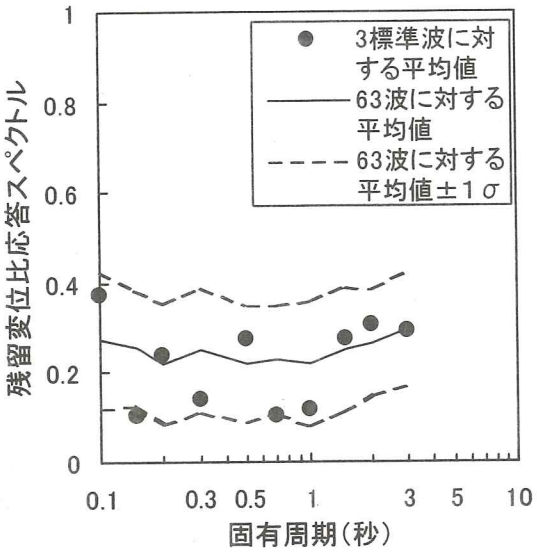


(b) μ = 4.0

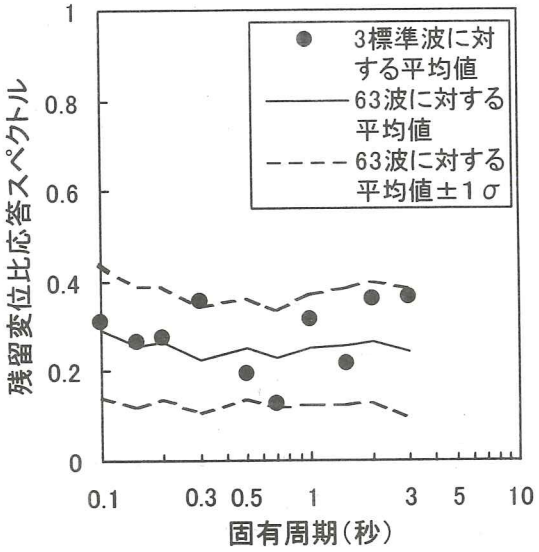


(c) μ = 6.0

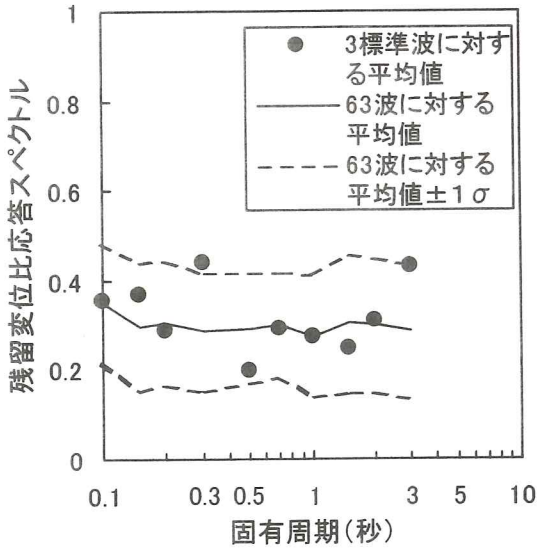
図－9.25　タイプⅡの地震動(Ⅰ種地盤)の3標準波形に対する残留変位比応答スペクトルの平均値と63波の強震記録に対する平均値の比較（ｒ＝-0.05）



(a) μ =2.0

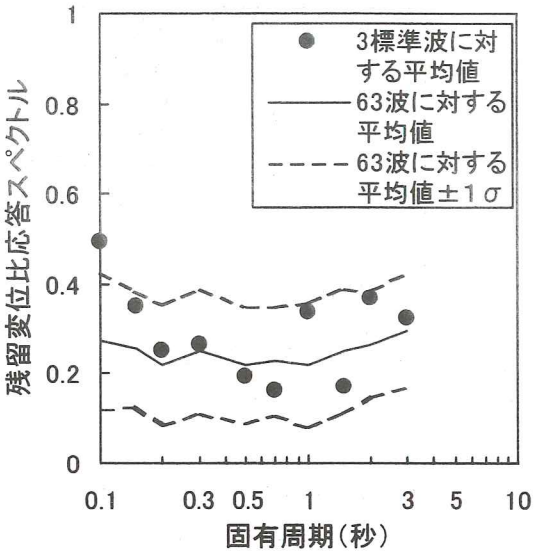


(b) μ = 4.0

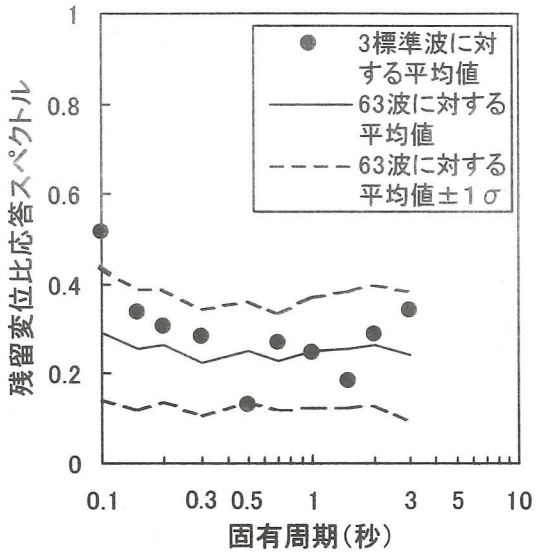


(c) μ = 6.0

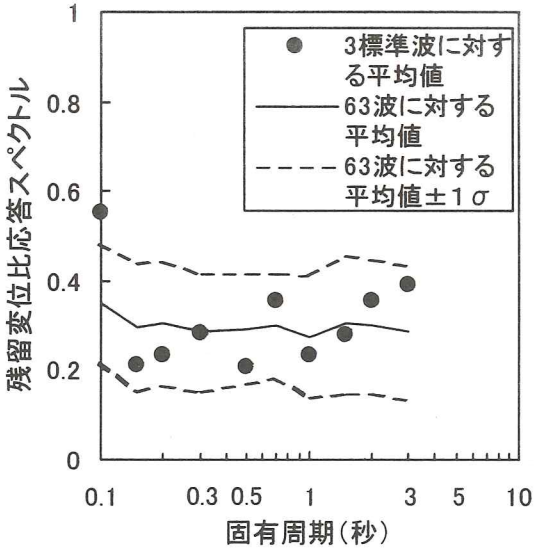
図－9.26　タイプⅡの地震動(Ⅱ種地盤)の3標準波形に対する残留変位比応答スペクトルの平均値と63波の強震記録に対する平均値の比較（ｒ＝-0.05）



(a) μ =2.0

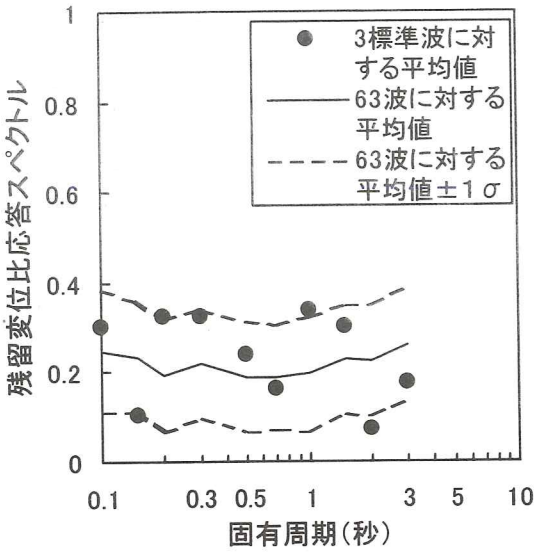


(b) μ = 4.0

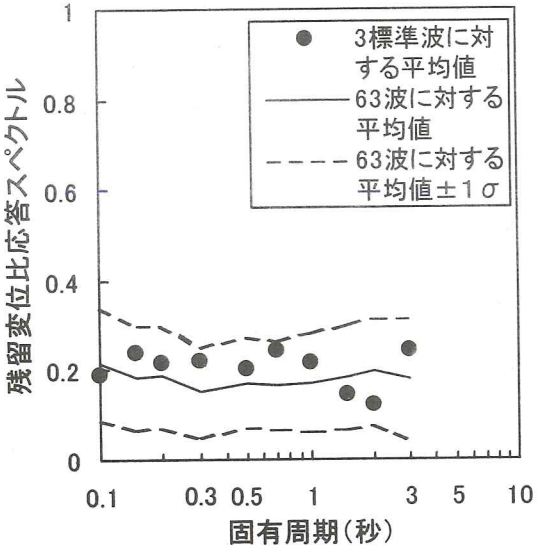


(c) μ = 6.0

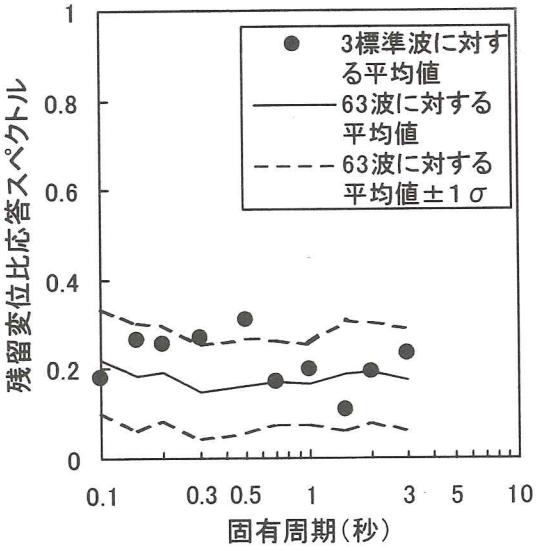
図－9.27　タイプⅡの地震動(Ⅲ種地盤)の3標準波形に対する残留変位比応答スペクトルの平均値と63波の強震記録に対する平均値の比較（ｒ＝-0.05）



(a) μ =2.0

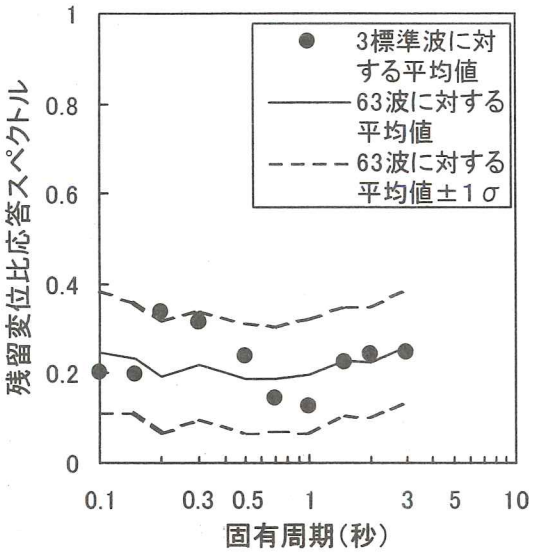


(b) μ = 4.0

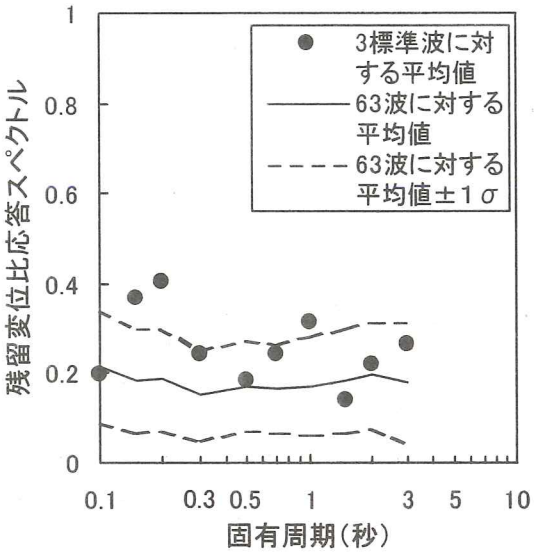


(c) μ = 6.0

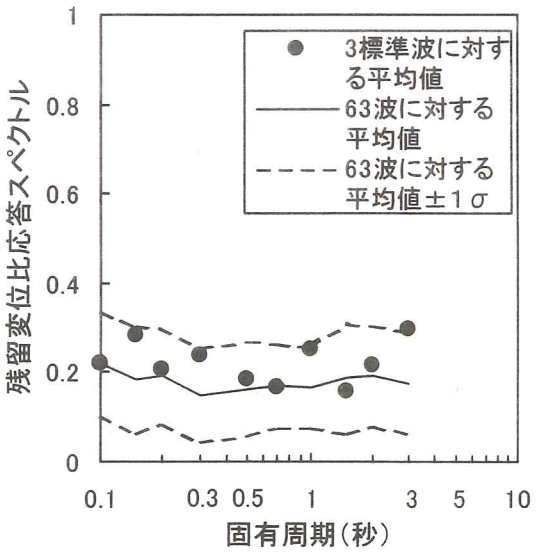
図－9.28　タイプⅠの地震動(Ⅰ種地盤)の3標準波形に対する残留変位比応答スペクトルの平均値と63波の強震記録に対する平均値の比較（ｒ＝0）



(a) μ =2.0

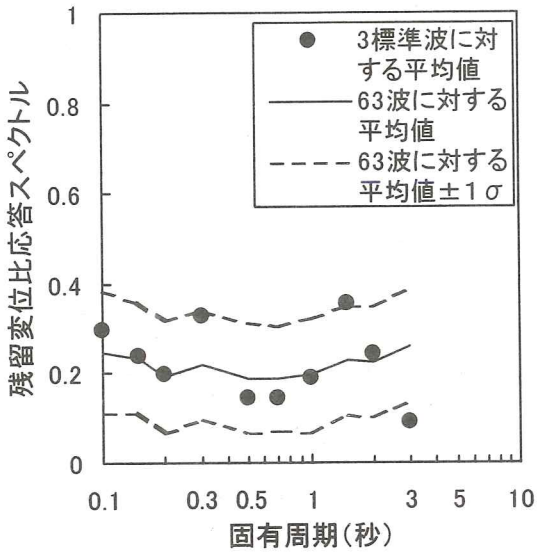


(b) μ = 4.0

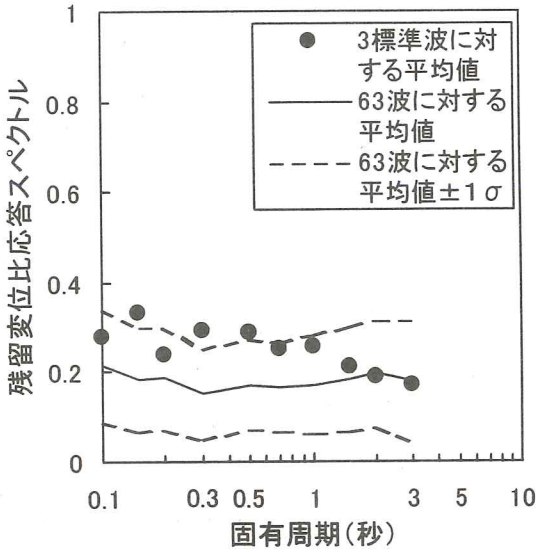


(c) μ = 6.0

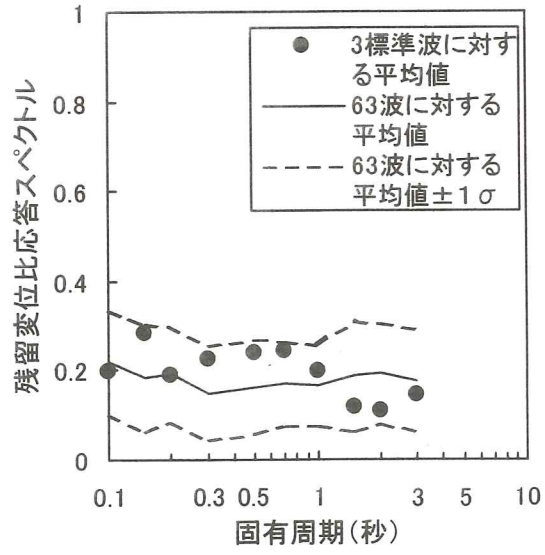
図－9.29　タイプⅠの地震動(Ⅱ種地盤)の3標準波形に対する残留変位比応答スペクトルの平均値と63波の強震記録に対する平均値の比較（ｒ＝0）



(a) μ =2.0

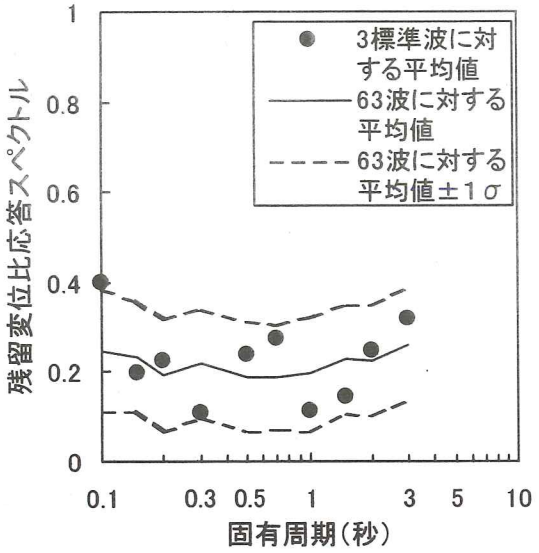


(b) μ = 4.0

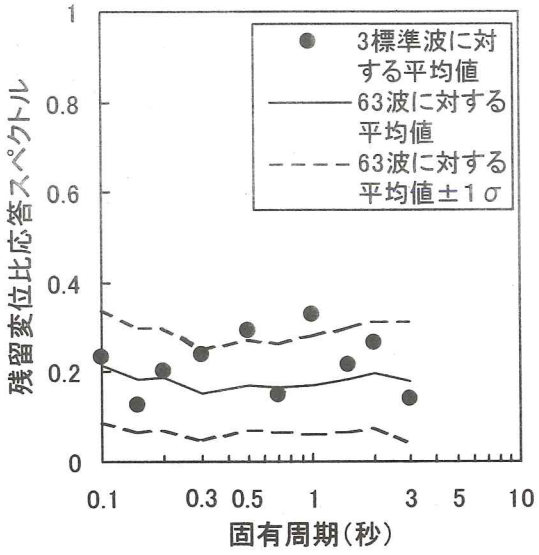


(c) μ = 6.0

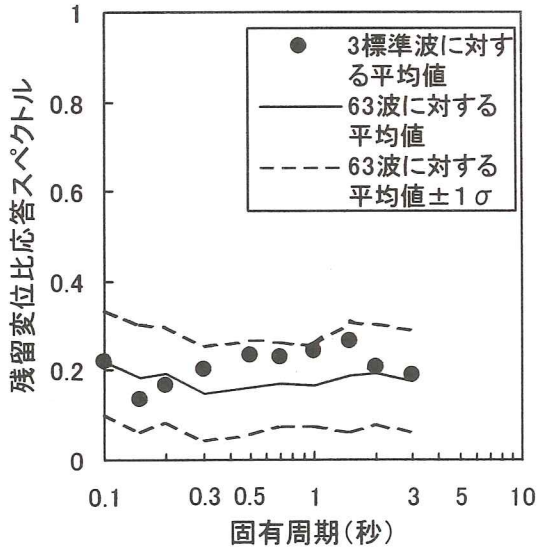
図－9.30　タイプⅠの地震動(Ⅲ種地盤)の3標準波形に対する残留変位比応答スペクトルの平均値と63波の強震記録に対する平均値の比較（ｒ＝0）



(a) μ =2.0

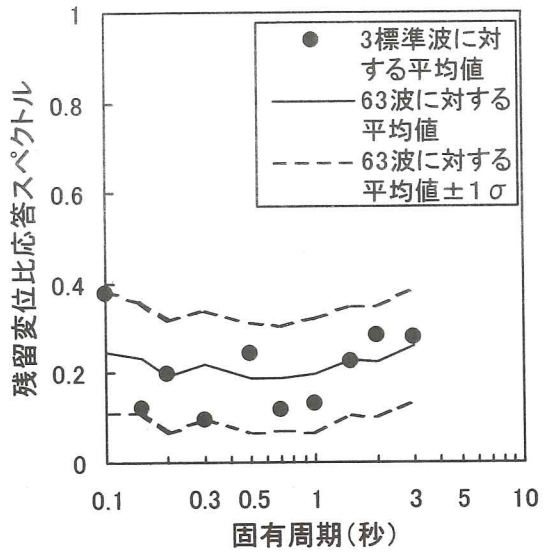


(b) μ = 4.0

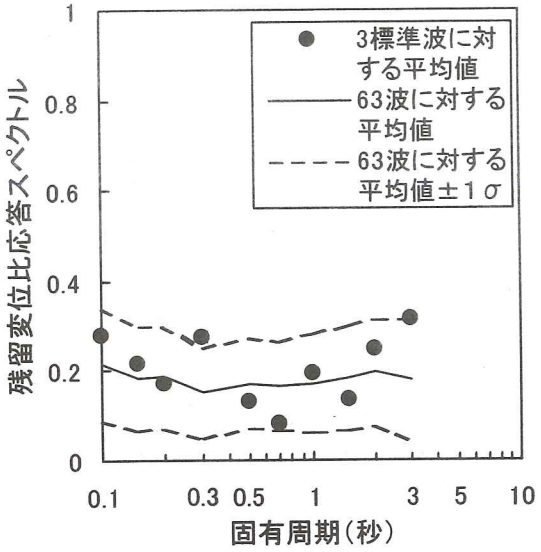


(c) μ = 6.0

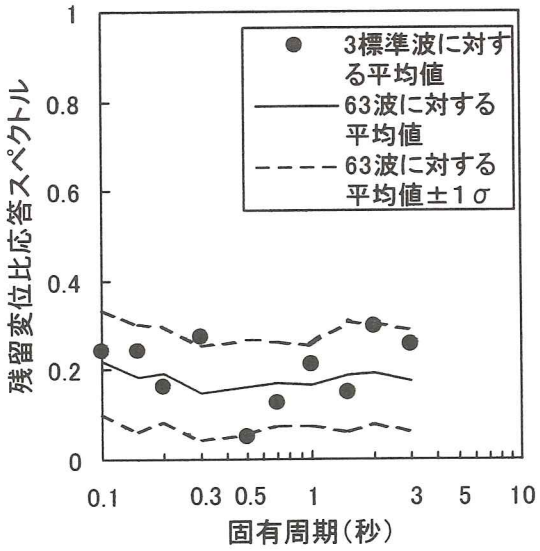
図－9.31　タイプⅡの地震動(Ⅰ種地盤)の3標準波形に対する残留変位比応答スペクトルの平均値と63波の強震記録に対する平均値の比較（ｒ＝0）



(a) μ =2.0

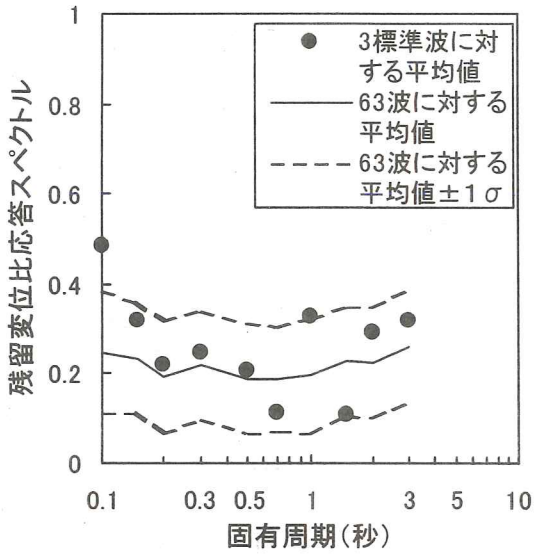


(b) μ = 4.0

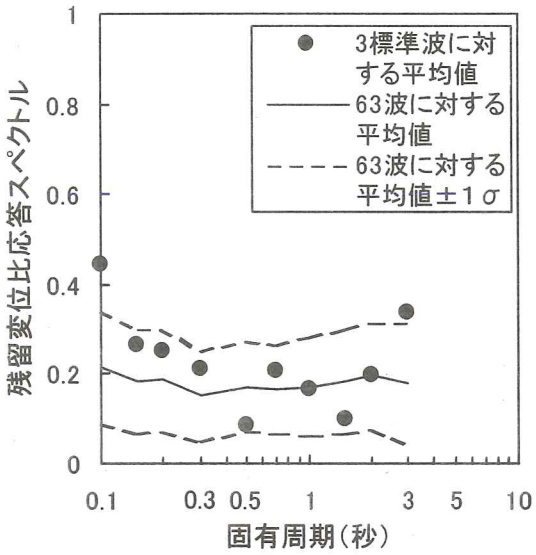


(c) μ = 6.0

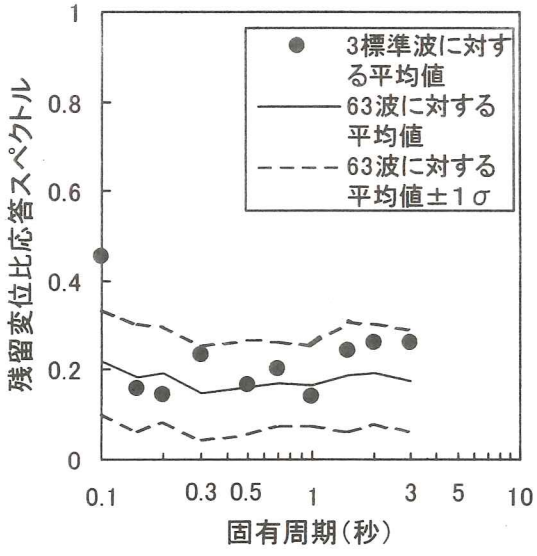
図－9.32　タイプⅡの地震動(Ⅱ種地盤)の3標準波形に対する残留変位比応答スペクトルの平均値と63波の強震記録に対する平均値の比較（ｒ＝0）



(a) μ =2.0

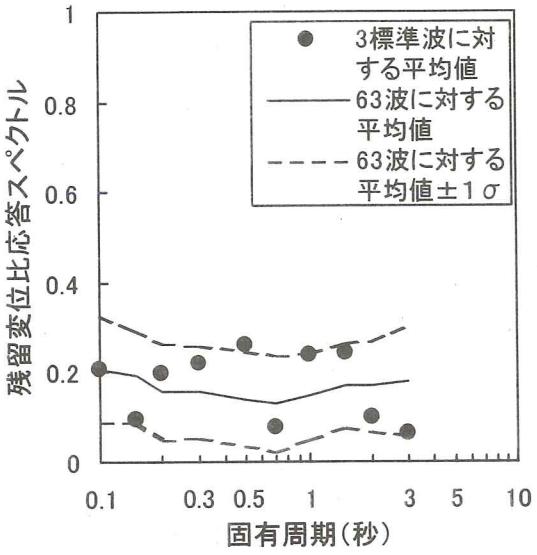


(b) μ = 4.0

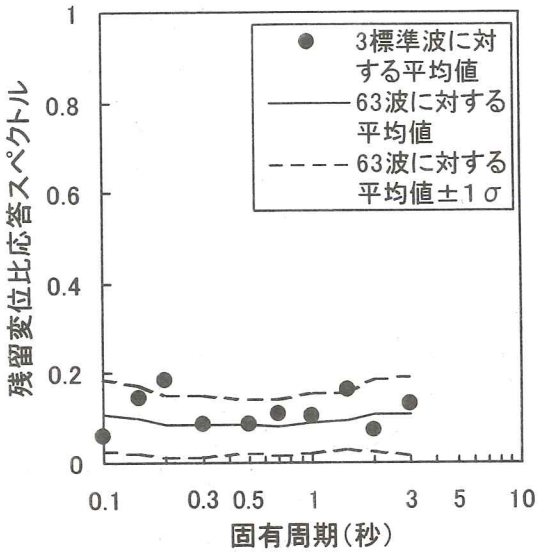


(c) μ = 6.0

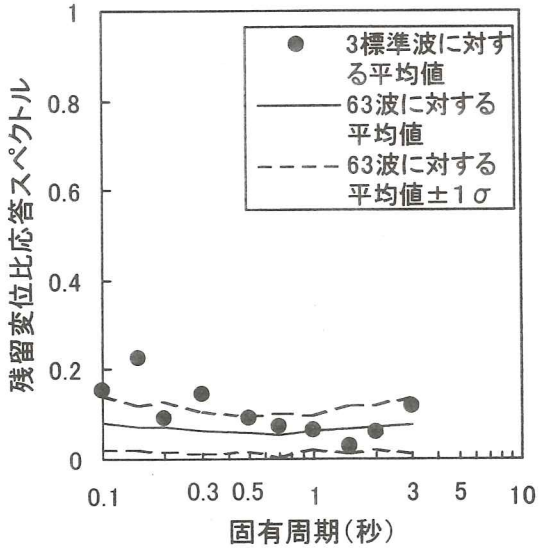
図－9.33　タイプⅡの地震動(Ⅲ種地盤)の3標準波形に対する残留変位比応答スペクトルの平均値と63波の強震記録に対する平均値の比較（ｒ＝0）



(a) μ =2.0

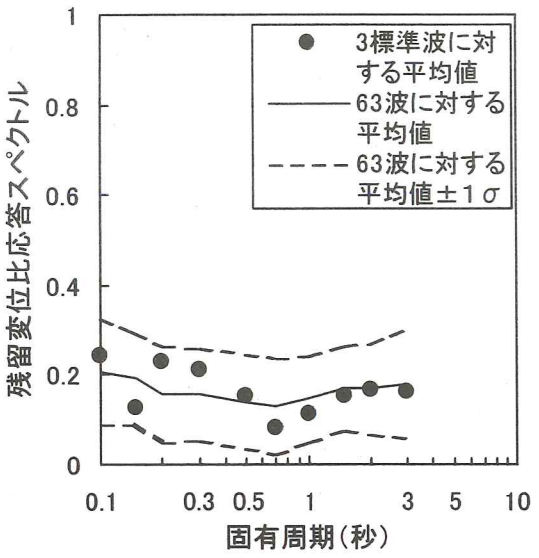


(b) μ = 4.0

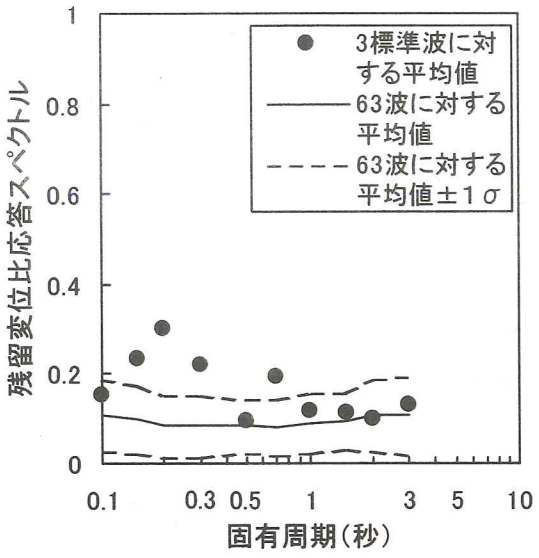


(c) μ = 6.0

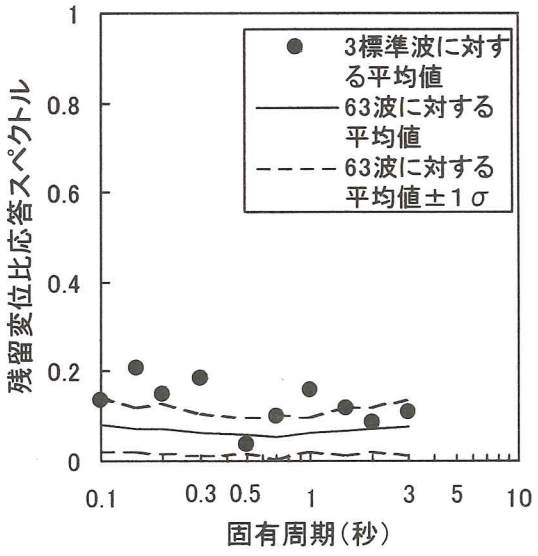
図－9.34　タイプⅠの地震動(Ⅰ種地盤)の3標準波形に対する残留変位比応答スペクトルの平均値と63波の強震記録に対する平均値の比較（ｒ＝0.10）



(a) μ =2.0

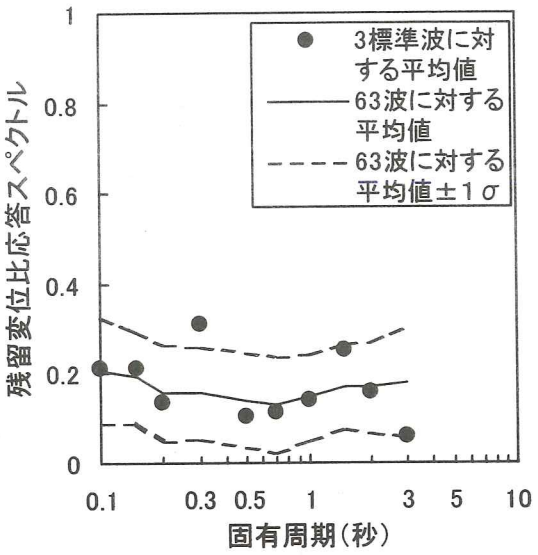


(b) μ = 4.0

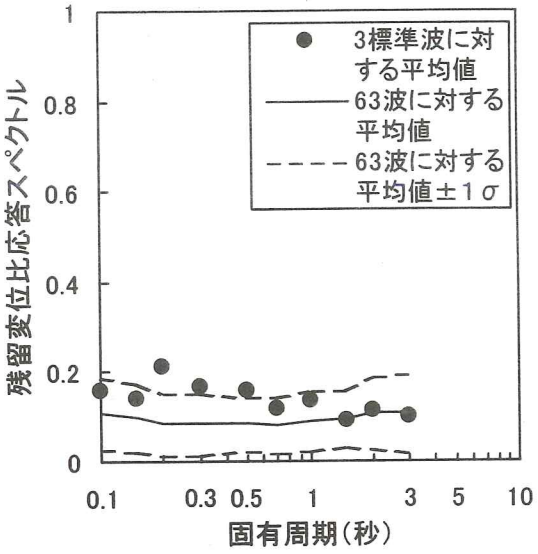


(c) μ = 6.0

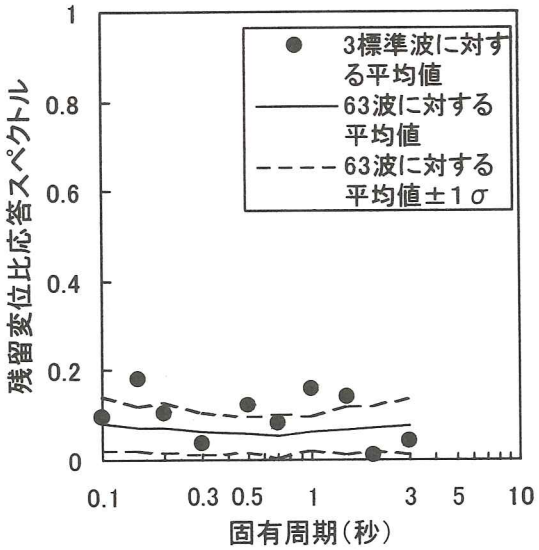
図－9.35　タイプⅠの地震動(Ⅱ種地盤)の3標準波形に対する残留変位比応答スペクトルの平均値と63波の強震記録に対する平均値の比較（ｒ＝0.10）



(a) μ =2.0

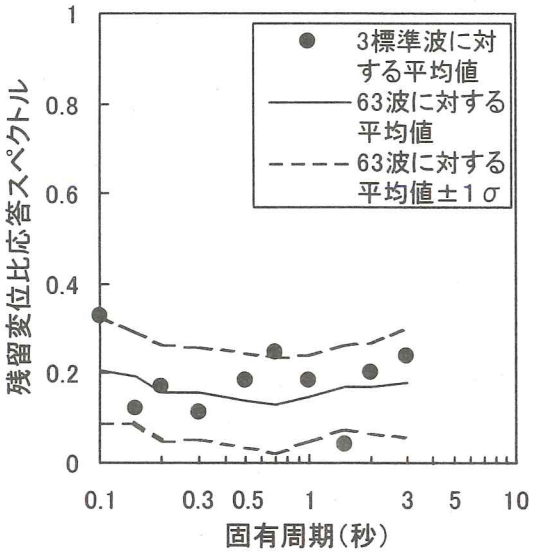


(b) μ = 4.0

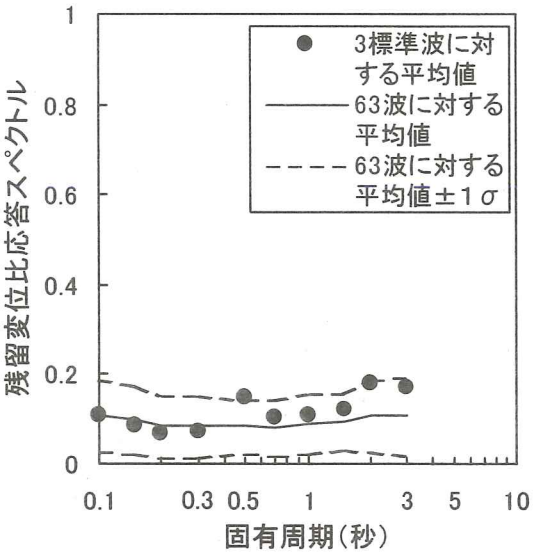


(c) μ = 6.0

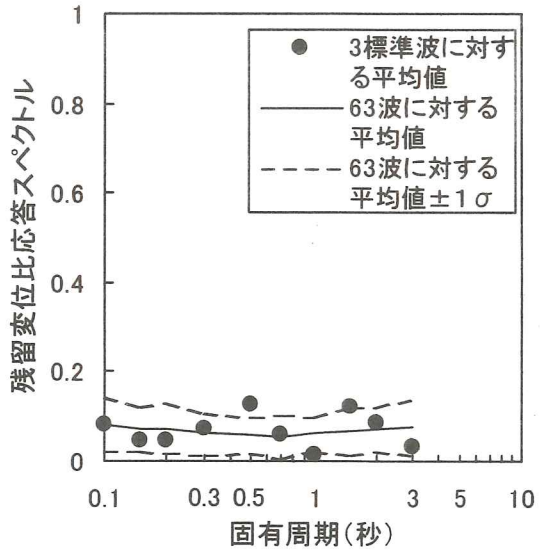
図－9.36　タイプⅠの地震動(Ⅲ種地盤)の3標準波形に対する残留変位比応答スペクトルの平均値と63波の強震記録に対する平均値の比較（ｒ＝0.10）



(a) μ =2.0

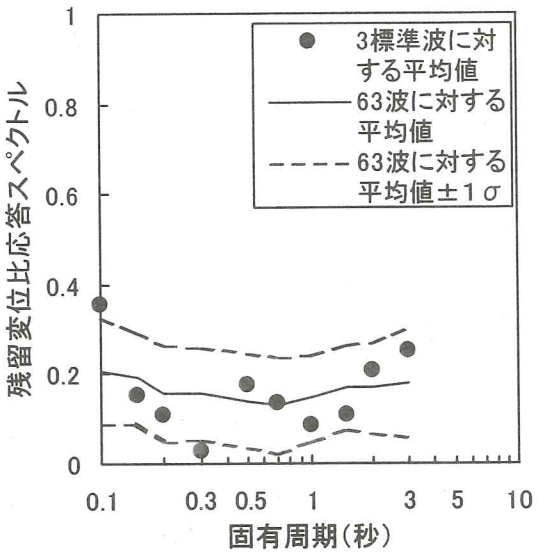


(b) μ = 4.0

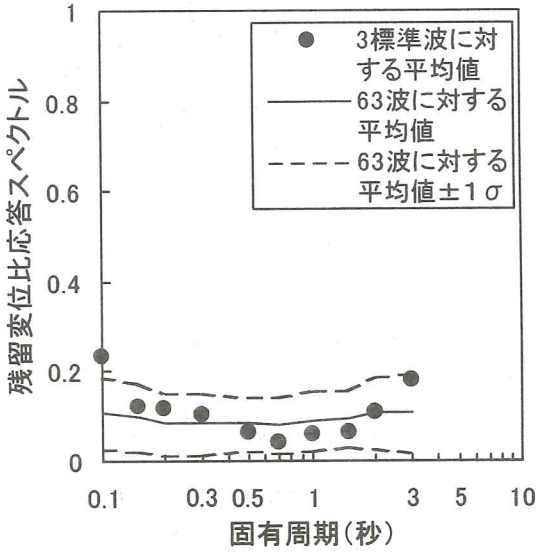


(c) μ = 6.0

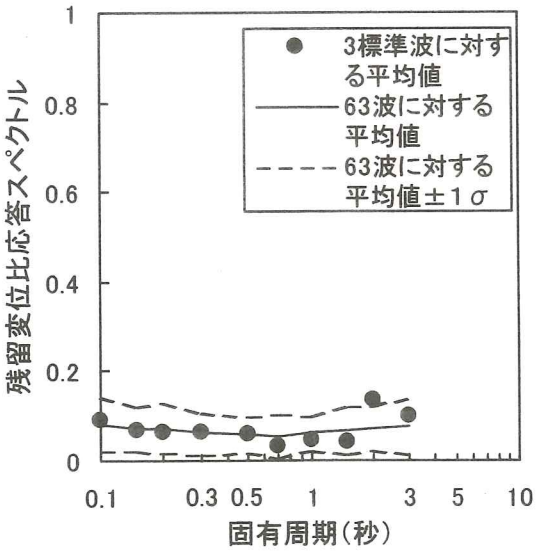
図－9.37　タイプⅡの地震動(Ⅰ種地盤)の3標準波形に対する残留変位比応答スペクトルの平均値と63波の強震記録に対する平均値の比較（r =0.10）



(a) μ =2.0

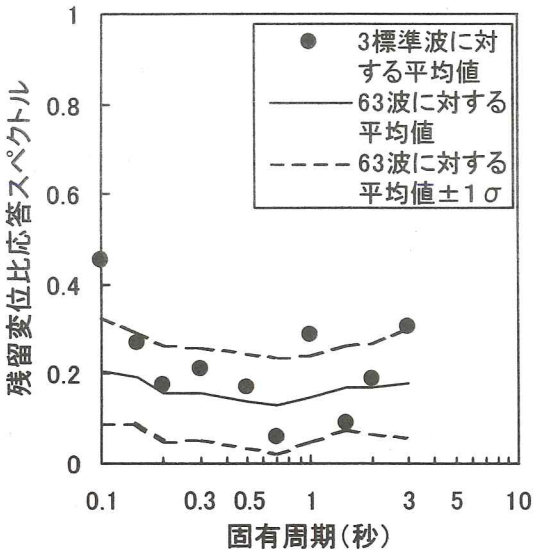


(b) μ = 4.0

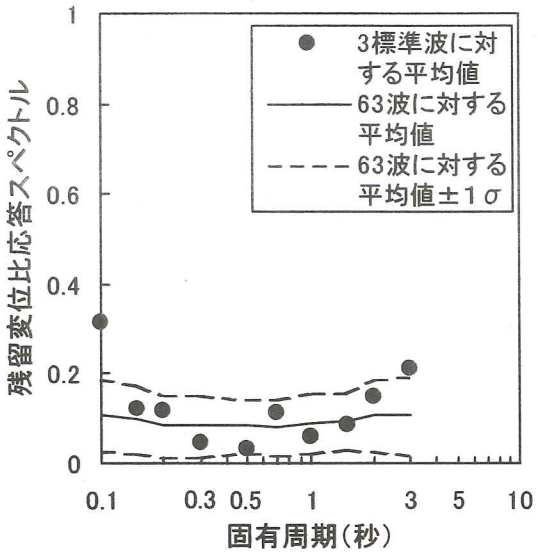


(c) μ = 6.0

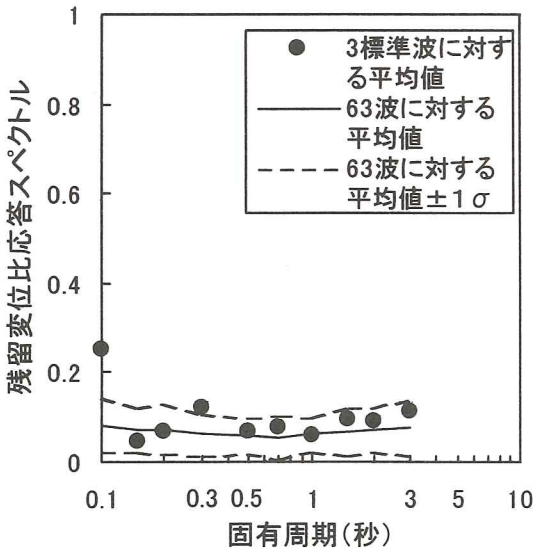
図－9.38　タイプⅡの地震動(Ⅱ種地盤)の3標準波形に対する残留変位比応答スペクトルの平均値と63波の強震記録に対する平均値の比較（ｒ＝0.10）



(a) μ =2.0

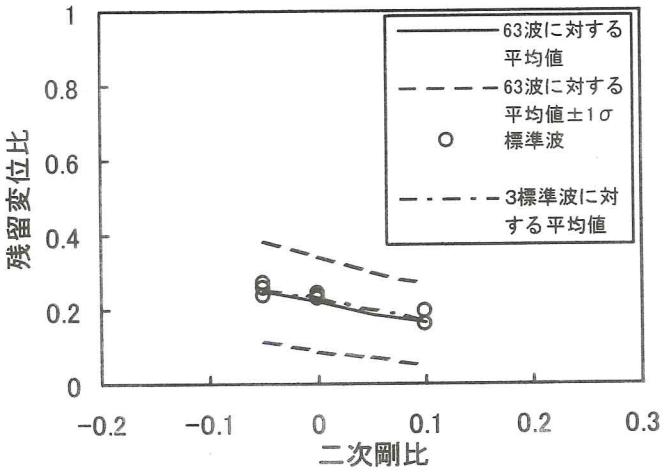


(b) μ = 4.0

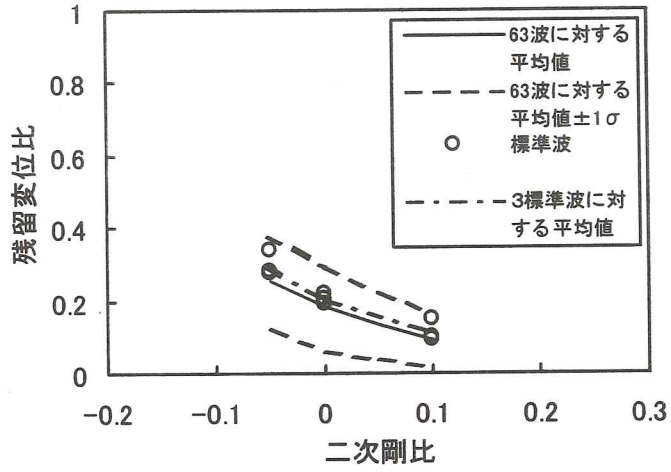


(c) μ = 6.0

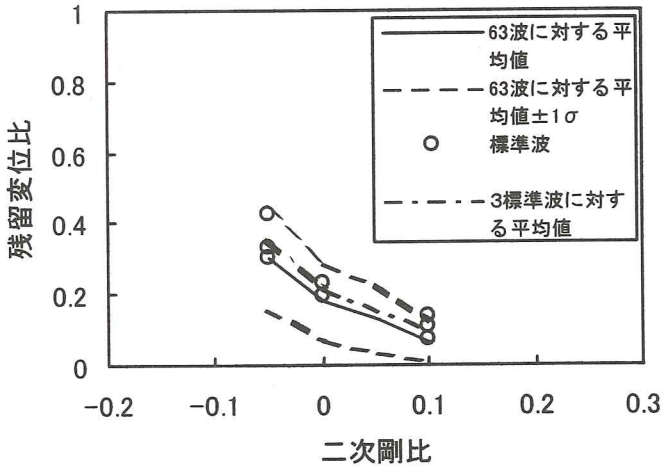
図－9.39　タイプⅡの地震動(Ⅲ種地盤)の3標準波形に対する残留変位比応答スペクトルの平均値と63波の強震記録に対する平均値の比較（ r =0.10）



(a) $\mu=2$

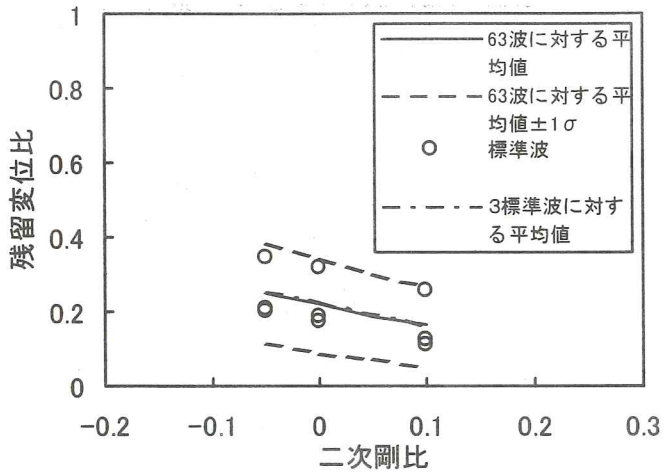


(b) $\mu=4$

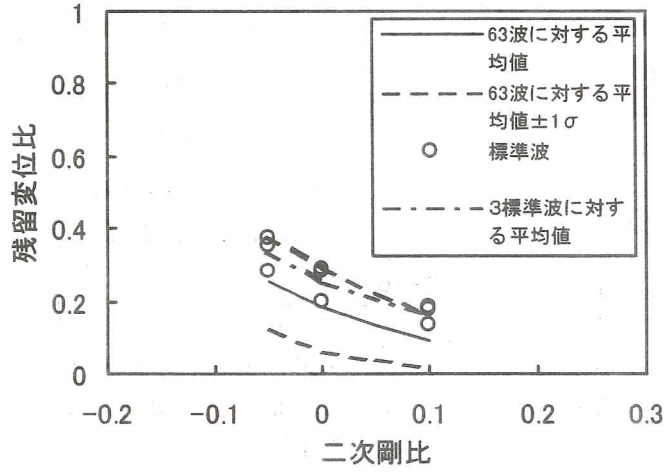


(c) $\mu=6$

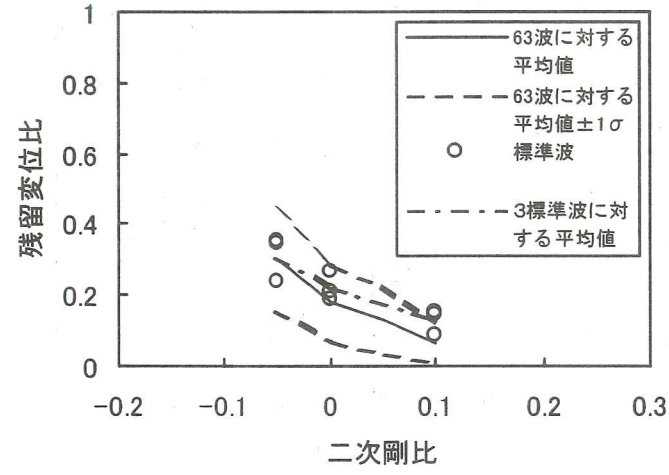
図－9.40　タイプⅠの地震動（Ⅰ種地盤）の3標準波形に対する残留変位比の平均値と63波の強震記録に対する平均値の比較



(a) $\mu=2$

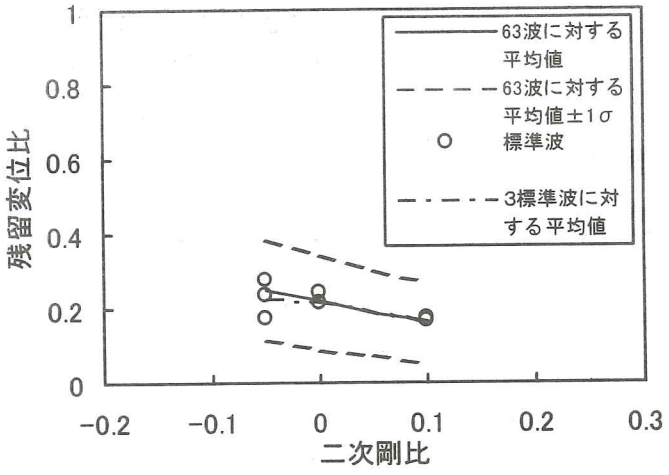


(b) $\mu=4$

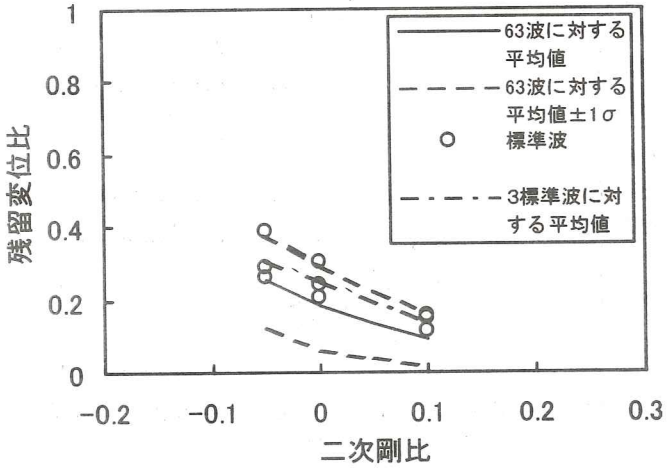


(c) $\mu=6$

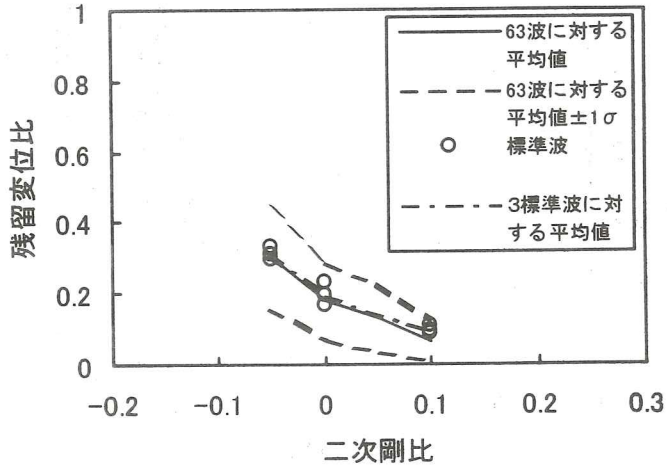
図－9.41　タイプⅠの地震動（Ⅱ種地盤）の3標準波形に対する残留変位比の平均値と63波の強震記録に対する平均値の比較



(a) $\mu=2$

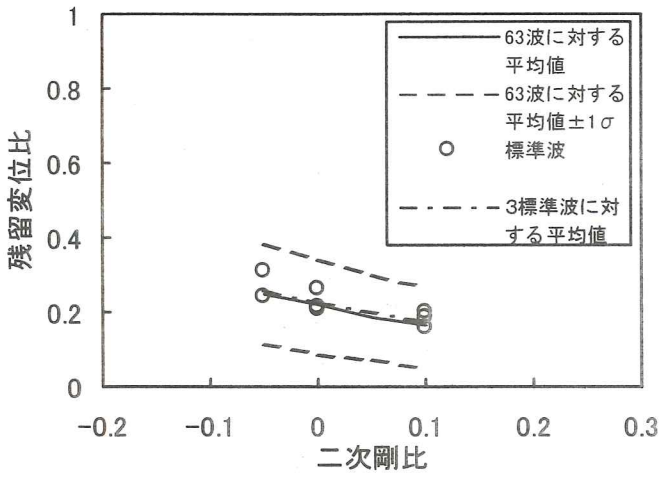


(b) $\mu=4$

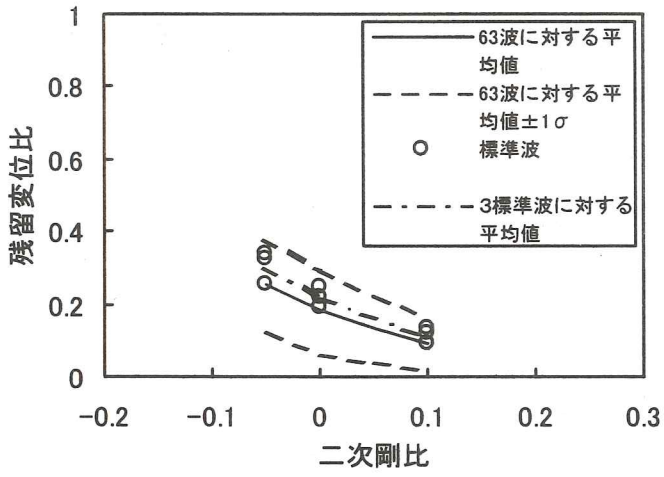


(c) $\mu=6$

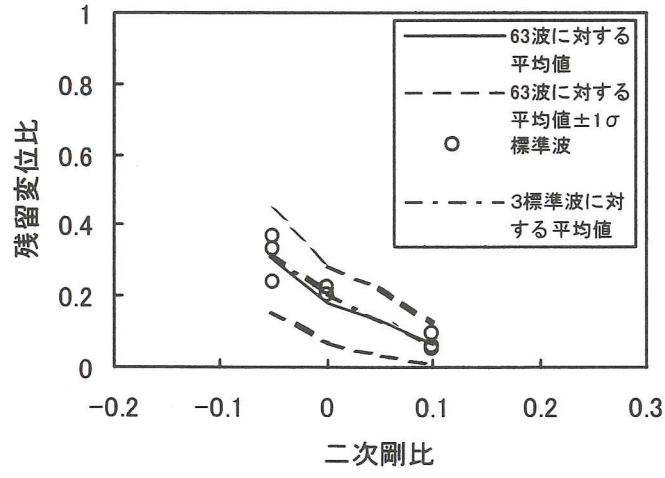
図－9.42　タイプⅠの地震動（Ⅲ種地盤）の3標準波形に対する残留変位比の平均値と63波の強震記録に対する平均値の比較



(a) $\mu=2$

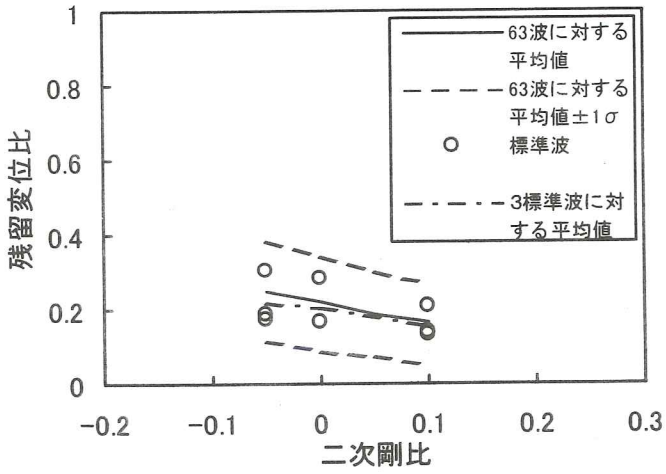


(b) $\mu=4$

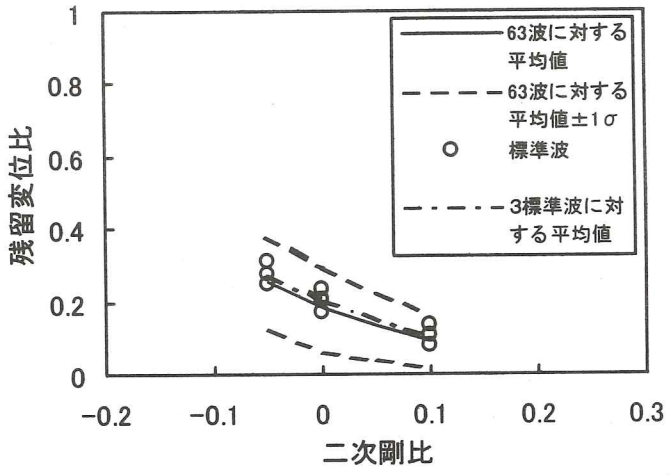


(c) $\mu=6$

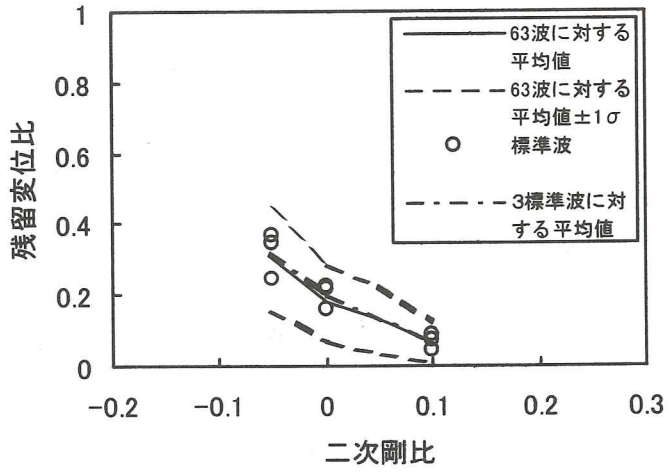
図－9.43　タイプⅡの地震動（Ⅰ種地盤）の3標準波形に対する残留変位比の平均値と63波の強震記録に対する平均値の比較



(a) $\mu=2$

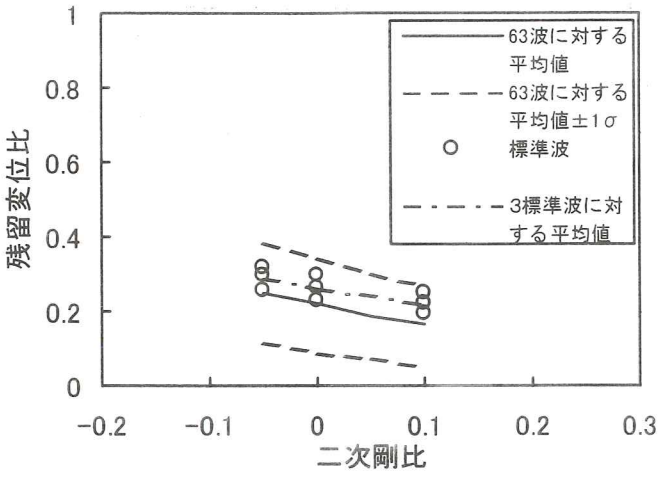


(b) $\mu=4$

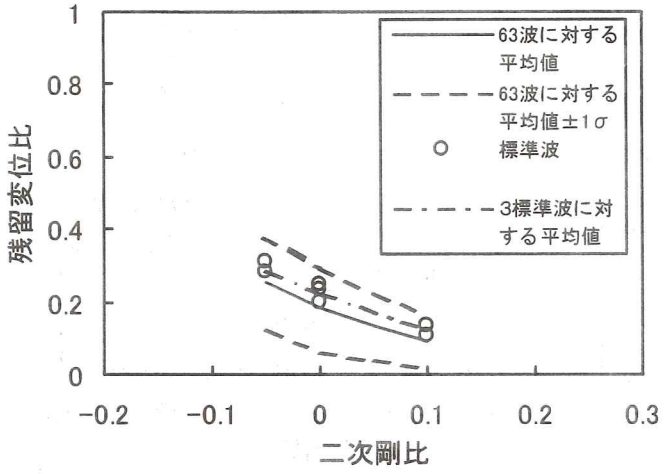


(c) $\mu=6$

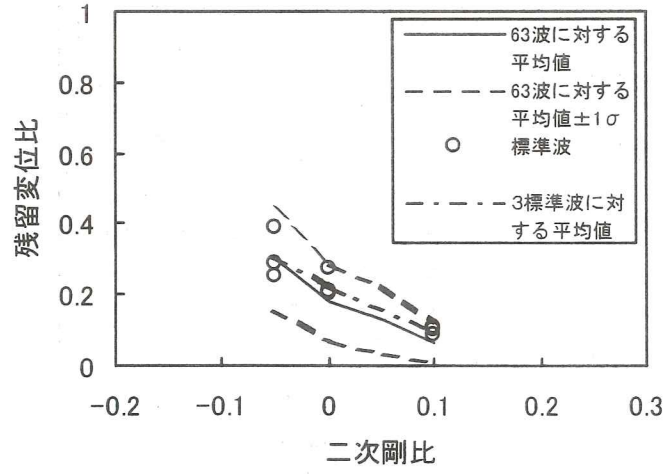
図－9.44　タイプⅡの地震動（Ⅱ種地盤）の3標準波形に対する残留変位比の平均値と63波の強震記録に対する平均値の比較



(a) $\mu=2$



(b) $\mu=4$



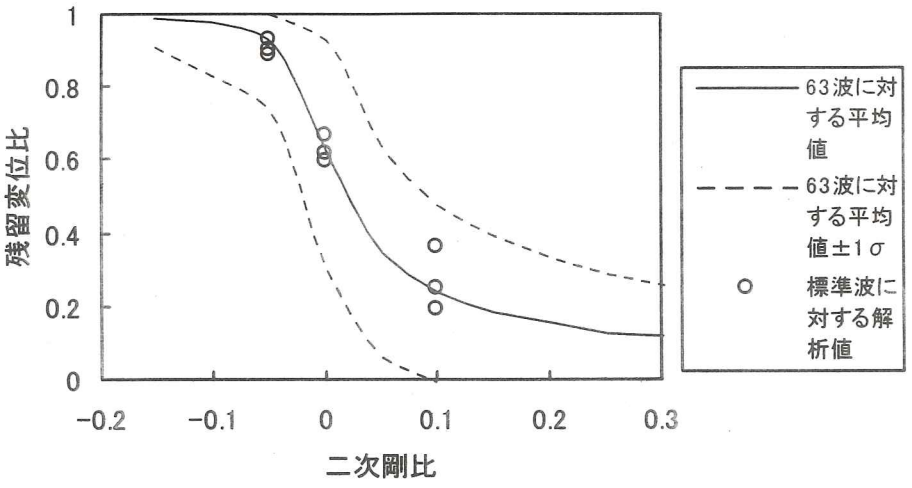
(c) $\mu=6$

図－9.45　タイプⅡの地震動（Ⅲ種地盤）の3標準波形に対する残留変位比の平均値と63波の強震記録に対する平均値の比較

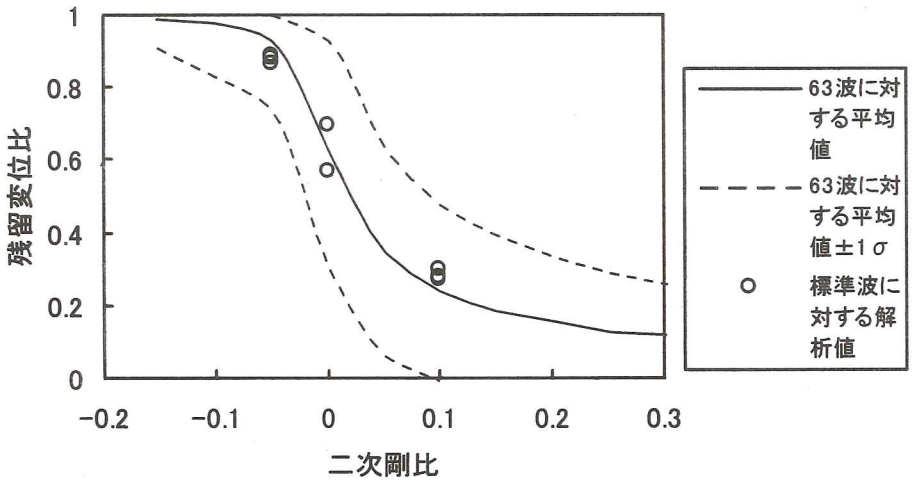
9．4　バイリニア型履歴復元力特性を有する振動系における標準波形に対する残留変位比

前節までは、振動系の履歴復元力特性として剛性低下型の武田モデルを用いた場合を対象として、標準波形に対する残留変位特性について示してきた。非線形挙動を考慮する部材の履歴復元力特性によって残留変位特性が大きく変化することは図－7.3 に示した通りであり、局部座屈が生じる前までの鋼製橋脚や中詰めコンクリートを充填した鋼製橋脚等、履歴復元力特性がバイリニア型として表される部材に非線形挙動を考慮する振動系においては、鉄筋コンクリート橋脚の場合よりも大きな残留変位が生じやすくなる。ここでは、バイリニア型履歴復元力特性を有する振動系を対象として、図－9.1 に示した標準波形に対する残留変位比をそれぞれ求め、これと図－3.4 に示した 63 成分の強震記録に対する平均的な残留変位比との関係について検討することとした。なお、バイリニア型履歴復元力特性を有する振動系においては、残留変位比と有意な相関が認められる指標は二次剛比のみであったことから、残留変位比は固有周期、入力地震動、応答塑性率の全解析ケースに対する平均値により評価されている [1)]。

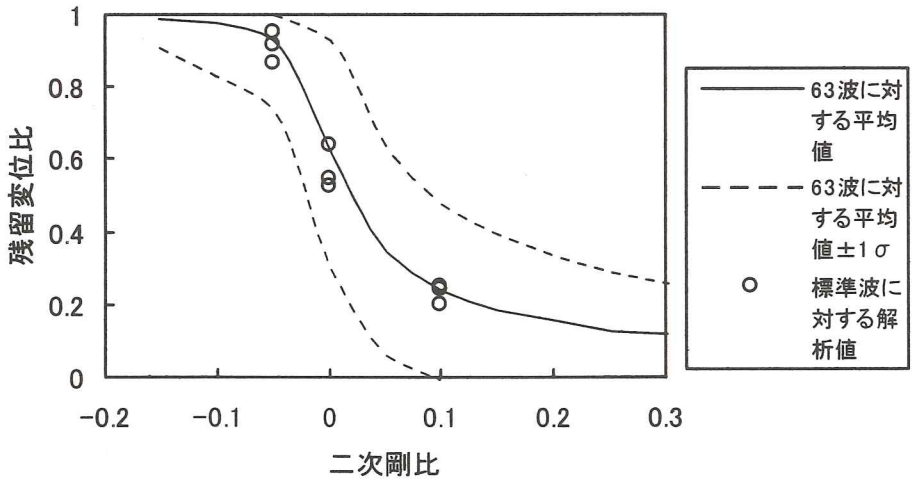
図－9.46 及び図－9.47 は、標準波形を入力地震動として求められる残留変位比と 63 成分の強震記録に対する平均的な残留変位比 [1)]を比較して示したものである。ここで、標準波形を入力地震動として求められる残留変位比とは、表－3.1 に示した 10 ケースの固有周期と 3 ケースの応答塑性率の全組み合わせ（合計 30 ケース）に対して求められる残留変位比の平均値である。これより、タイプⅠの地震動ならびにタイプⅡの地震動ともに、標準波形を入力地震動として求められる残留変位比は、二次剛比が-0.10～0.10 の範囲において、63 成分の強震記録に対する平均的な残留変位比と比較的よく近似していることがわかる。さらに、3 波の標準波形に対する残留変位の平均値を耐震性の照査に用いる残留変位として定義すれば、63 成分の強震記録に対する平均値にさらに一致してくることがわかる。これらの考察より、図－9.1 に示した 3 波の標準波形を入力地震動としてそれぞれ残留変位を求め、その平均値を照査用の残留変位として定義すれば、その値は工学的に一般性のある評価値となっていることを示していると考えられる。



(a) Ⅰ種地盤

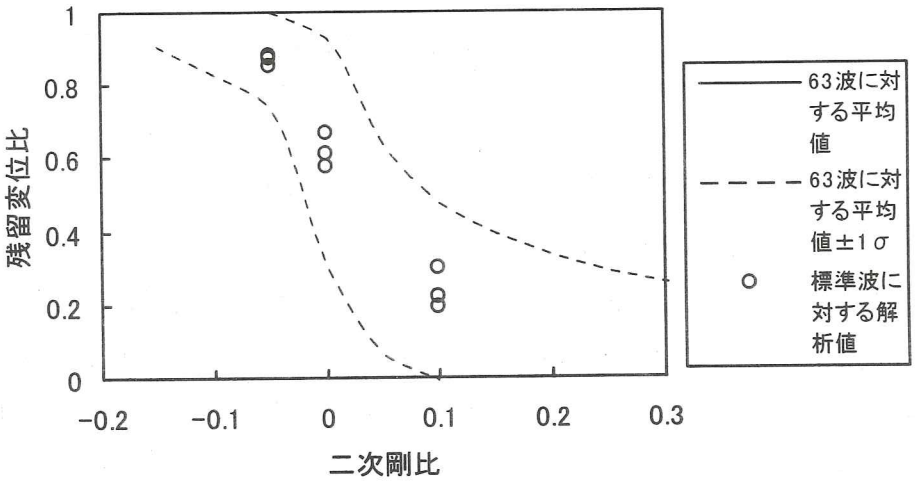


(b) Ⅱ種地盤

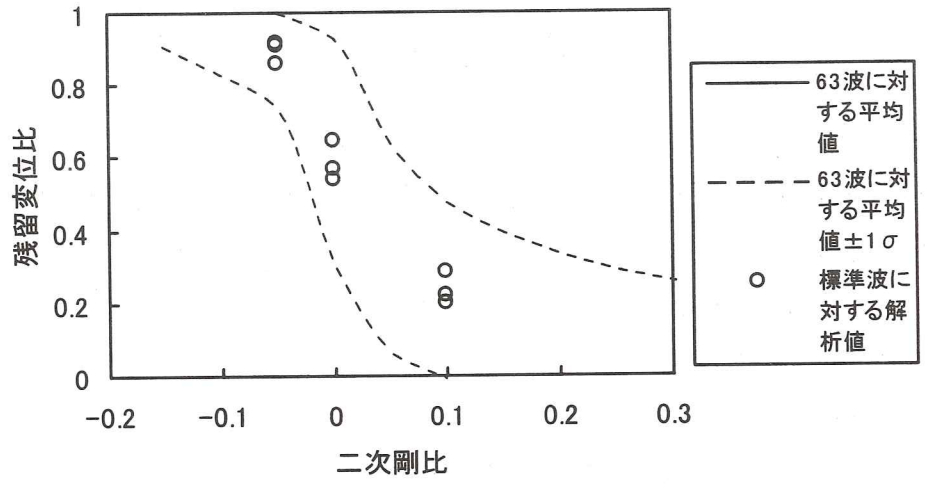


(c) Ⅲ種地盤

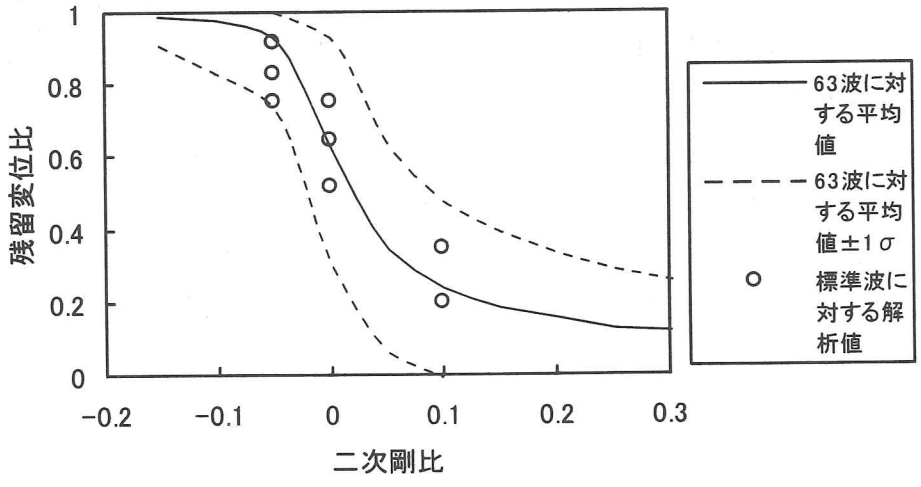
図－9.46　タイプⅠの地震動の3標準波形に対する残留変位比の平均値と63波の強震記録に対する平均値の比較（バイリニアモデル）



(a) Ⅰ種地盤



(b) Ⅱ種地盤



(c) Ⅲ種地盤

図－9.47　タイプⅡの地震動の3標準波形に対する残留変位比の平均値と63波の強震記録に対する平均値の比較（バイリニアモデル）

第１０章　結論

本研究では、１質点系の振動系を対象として、地震時に非線形挙動を呈した系における地震後の残留変位に着目し、その残留変位と、振動系の固有周期、応答塑性率、構造部材の二次剛比や履歴復元力特性、入力地震動の特性等との関係について要因分析を行い、地震時保有水平耐力法における耐震性の照査における鉄筋コンクリート橋脚の残留変位の簡易推定法について検討を行った。さらに、動的解析による耐震性の照査において、設計実務において標準的に用いられている入力地震動を用いた場合の残留変位の解析値について、その工学的な一般性についても検討を加えた。

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) 入力地震動として用いた強震記録が観測された地盤種別と残留変位比応答スペクトルの形状には、有意な関係が認められない。また、残留変位比と固有周期の間にも有意な相関がなく、また、ばらつきも大きい。
2) 入力地震動の継続時間やエネルギー特性が残留変位特性に及ぼす影響は小さい。
3) 剛性低下型履歴復元力特性を有する振動系で二次剛比が 0 以上の構造特性を有している場合には、応答塑性率が大きいほど残留変位比は小さくなる傾向がある。
4) 構造部材の二次剛比と履歴復元力特性が残留変位比に及ぼす影響は大きく、有意な関係がある。二次剛比の値が大きくなるほど残留変位比が小さくなり、一般的な鉄筋コンクリート部材の場合に相当する二次剛比が 0 の場合には、残留変位比が 0.2 前後であり、標準偏差は 0.1 程度でとなる。これは、履歴復元力特性をバイリニア型とした場合の約 1/3 である。
5) 地震時保有水平耐力法のような静的解析を前提とした耐震設計において簡便に鉄筋コンクリート橋脚の残留変位を評価できるようにするために、多数の条件に対する残留変位比応答スペクトルの解析結果を基に、残留変位の推定式として式(8.3)を提案した。また、式(8.3)に適用する残留変位比の値を表－7.1 ならびに図－7.2 のように導き出した。
6) 3 波の標準波形を入力地震動としてそれぞれ残留変位を求め、その平均値を照査に用いる残留変位として定義すると、固有周期によるばらつきは多少残る場合もあるが、最大応答塑性率と二次剛比が残留変位に及ぼす影響については適切に評価できていると考えられる。また、このような傾向は、振動系の履歴復元力特性を剛性低下型とした場合およびバイリニア型とした場合のいずれの場合でも確認された。

謝　辞

本研究における解析データの分析ならびに整理・図化においては、耐震研究グループ（耐震）に夏期学外実習として平成13年8月6日～同年8月31日まで在籍していた大阪市立大学工学部土木工学科石野梨紗さんの多大なご助力を頂きました。ここに記して厚くお礼申し上げます。

参　考　文　献

1)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年10月

2) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. N. : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of Structural Division, ASCE, 96(12), pp.2557-2573, 1970

3)武村浩志、川島一彦：鉄筋コンクリート橋脚の載荷履歴特性のモデル化、第24回地震工学研究発表会講演論文集、pp.1001-1004、1997年7月

4) (社)土木学会：橋梁の耐震設計法に関する講習会－海外から見た日本の耐震設計法－、地震工学委員会地震時保有耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会、pp.29-34、1998年9月

5)家村浩和、高橋良和、曽我部直樹：アンボンド高強度芯材を用いたRC橋脚の高耐震化に関する基礎的研究、第４回地震時保有水平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.433-438、2000年12月

6) Trifunac. M.D. and Brady, A.G.: A study on the duration of strong earthquake ground motion, Bull. Seism. Soc. Amer., Vol.65, pp.581-626, 1975

7)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―直下型地震と海洋型地震の比較を通じて―、日本建築学会構造系論文集、第491号、pp.29-36、1997年1月

8) (社)日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編・同解説、1996年12月

9) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、1997年3月