

8 橋脚—基礎系の動的解析における減衰の取り扱い

8.1 はじめに

単柱式橋脚あるいは高架橋システムなどの耐震設計に際して、動的応答解析を行う場合には、線形系はもちろん非線形系に対しても、減衰を適切に評価して取り入れる必要がある。例えば、図-8.1に示す一般的な高架橋システムの減衰に寄与する要因としては、上部構造、橋脚の内部減衰あるいは空力減衰、可動支承部の摩擦減衰、基礎地盤部での逸散減衰などが考えられる。しかし、個々の減衰要因のメカニズムは非常に複雑であるため、動的応答解析に際しては、これらの減衰要因に即したモデル化が必ずしも行われるのではなく、一般には、減衰力は質点などの速度に比例して生じるとして取り扱われている。また、多自由度系の線形動的応答解析を行う場合には、モード解析法を用いる立場から、各種の比例減衰が適用されている。

本稿では、基礎地盤の影響を簡易に考慮した単柱式鋼製橋脚からなる構造系を例として、まず、一般的に用いられている比例減衰に加えて、2つのタイプの非比例減衰の設定法を説明し、次に設定された減衰性能を減衰定数、エネルギー応答などの種々の観点から比較する。

ここでは、図-8.1の一部である、上部構造の質量および基礎地盤の相互作用を考慮した単柱式橋脚を対象とする。また、基礎地盤の相互作用の影響は、できるだけ簡単に取扱うこととし、橋脚基部のフーチングとそれに取り付けられた地盤ばね、ダッシュポットによって考慮する。したがって、橋脚部および基礎地盤部の減衰性能をどのように与えるかが問題となる。

また、弾性状態において設定した減衰性能が弾塑性状態においてどのように変化するかを調べるために、上記の種々のタイプの減衰性能を有する対象構造系の橋脚基部付近が塑性化した場合の減衰性能についても若干の検討を行う。

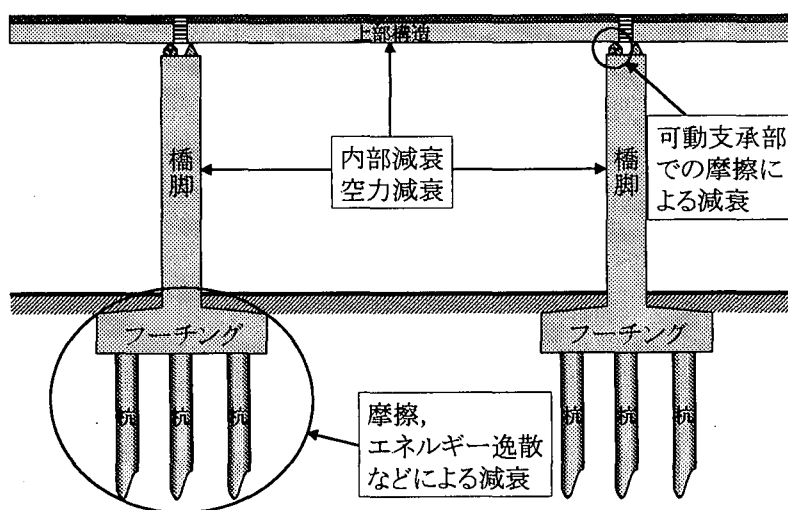


図- 8.1 一般的な高架橋システムの減衰要因

8.2 比例減衰の設定法

多自由度系の線形動的応答解析を行う場合の運動方程式は、一般に、以下のように表される。

$$M\ddot{D} + C\dot{D} + KD = F \dots\dots\dots (8.1)$$

ここに、 \mathbf{K} は剛性マトリックス、 \mathbf{M} は質量マトリックスであり、それぞれのマトリックスは対象としている構造系が連続体あるいはばね質点系に関わらず、有限要素法の手順、あるいは、ラグランジュの運動方程式などを適用して容易に求められる。また、 $\ddot{\mathbf{D}}$ 、 $\dot{\mathbf{D}}$ 、 \mathbf{D} はそれぞれ加速度ベクトル、速度ベクトル、変位ベクトルであり、 \mathbf{F} は外力ベクトルである。なお、減衰マトリックス \mathbf{C} は、減衰力が速度に比例した形で、一般に式(8.1)の左辺第2項のように与えられる。この減衰マトリックスは、取扱いの容易さや動的応答解析に際してモード解析法を適用する立場から、質量比例型、剛性比例型あるいは両者に比例したレーリー型減衰マトリックスが用いられることが多い¹⁾。これらの減衰マトリックスは、それぞれ、

$$\mathbf{C} = a_1 \mathbf{M} \dots\dots\dots (8.2-a)$$

$$\mathbf{C} = a_2 \mathbf{K} \dots\dots\dots (8.2-b)$$

$$\mathbf{C} = a_3 \mathbf{M} + a_4 \mathbf{K} \dots\dots\dots (8.2-c)$$

という形で与えられる。質量比例型および剛性比例型の場合には、任意の1つの次数（通常は1次振動モード）の減衰定数を設定することによって、上式の係数 a_1 あるいは a_2 が決められる。また、レーリー減衰の場合には、任意の2つの次数の減衰定数を設定することによって、係数 a_3 、 a_4 が決められる。これらの係数は、

$$a_1 = 2h_i \omega_i \dots\dots\dots (8.3-a)$$

$$a_2 = 2h_i / \omega_i \dots\dots\dots (8.3-b)$$

$$a_3 = 2\omega_i \omega_j (h_i \omega_j - h_j \omega_i) / (\omega_j^2 - \omega_i^2) \dots\dots\dots (8.3-c)$$

$$a_4 = 2(h_j \omega_j - h_i \omega_i) / (\omega_j^2 - \omega_i^2) \dots\dots\dots (8.3-d)$$

と表される。ここに、 ω_i 、 ω_j 、 h_i 、 h_j はそれぞれ対象としている次数の固有円振動数、減衰定数であり、また、 $i < j$ である。以上のように各タイプの比例減衰マトリックスを構成した場合、その他の k 次の振動モード ($k \neq i, j$) の減衰定数は以下のように、それぞれの固有円振動数 ω_k に応じて自動的に規定される。

$$h_k = a_1 / 2\omega_k \text{ (質量比例型)} \dots\dots\dots (8.4-a)$$

$$h_k = a_2 \omega_k / 2 \text{ (剛性比例型)} \dots\dots\dots (8.4-b)$$

$$h_k = (a_3 / \omega_k + a_4 \omega_k) / 2 \text{ (レーリー型)} \dots\dots\dots (8.4-c)$$

したがって、質量比例型の場合には、振動次数が高くなるほど減衰定数は小さくなり、剛性比例型の場合には、振動次数が高くなるほど減衰定数は大きくなる。また、レーリー型の場合においても、2、3の低次振動モードを除いては、やはり、振動次数が高くなるほど減衰定数は大きくなる。

ところで、比例減衰マトリックスを構成する場合には、着目する振動モードの減衰定数を何らかの根拠に基づいて定める必要があるが、その方法の1つにひずみエネルギー比例減衰法がある²⁾。これは、構造物を構成する各構造要素ごとに減衰定数を仮定し、各振動モードの減衰定数をひずみエネルギーに比例させた形で与えるものである。つまり、

$$h_i = E_i / W_i \dots\dots\dots (8.5)$$

と表される。ここに、

$$E_i = \phi_i^T \mathbf{K}_h \phi_i \dots\dots\dots (8.6-a)$$

$$W_i = \phi_i^T \mathbf{K} \phi_i \dots\dots\dots (8.6-b)$$

である。ここで、 h_i は i 次振動モードの減衰定数、 ϕ_i は i 次振動モードベクトル、 K_h は剛性マトリックスを構成する各要素の成分にその構造要素の減衰定数を乗じて構成した剛性マトリックスを意味する。例えば、図-8.2 のようなばね質点の振動系において、 m_1, m_2, m_3 は質量、 k_1, k_2, k_3 はばね要素のばね定数、 h_1, h_2, h_3 はそれぞれのばね要素の減衰定数であるとすれば、剛性マトリックス K および K_h は、それぞれ以下のように表される。

$$K = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (8.7-a)$$

$$K_h = \begin{bmatrix} h_1 k_1 + h_2 k_2 & -h_2 k_2 & 0 \\ -h_2 k_2 & h_2 k_2 + h_3 k_3 & -h_3 k_3 \\ 0 & -h_3 k_3 & h_3 k_3 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (8.7-b)$$

なお、各構造要素の減衰定数の参考値は道路橋示方書・同解説 (V 耐震設計編) に示されている³⁾。

以上のようにして、各振動モードごとの減衰定数が求まるので、質量比例型あるいは剛性比例型の減衰マトリックスを用いる場合、基本的には 1 次振動モードの減衰定数および固有円振動数を式 (8.3-a) あるいは (8.3-b) に代入して、それぞれ質量マトリックス、剛性マトリックスに乗じる係数を求めればよい。また、レーリー型の減衰マトリックスを用いる場合には、例えば、着目する 2 つの振動モードの減衰定数と固有円振動数を式 (8.3-c)、(8.3-d) に代入して、質量マトリックスおよび剛性マトリックスに乗じる係数を求めればよい。着目する振動モードとしては、低次の振動モードあるいは刺激係数の高い振動モードを用いる場合が多い。

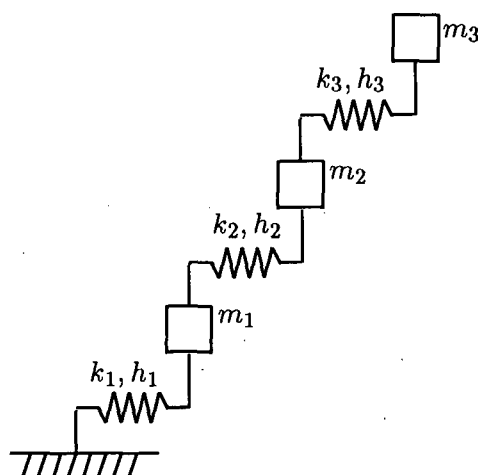


図- 8.2 ひずみエネルギー比例減衰法における構造要素の減衰定数の考え方

8.3 異なる減衰マトリックスをもつ系の減衰性能の比較例

(1) 解析モデル

ここでは、基礎や地盤の影響を簡易に考慮した単柱式鋼製橋脚を対象とし、上述のようにして構成される各比例減衰マトリックスをもつ系の減衰性能を比較検討する。

解析に先立ち、現実的な諸元を有する橋脚-基礎地盤系を解析モデルとするために、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 (以下、道示 V と呼ぶ) に従い、震度法による耐震設計を行った³⁾。基礎形状としては、堅固な地盤 (I 種地盤) 上に設置された直接基礎と軟弱な地盤 (III 種地盤) 上に設置さ

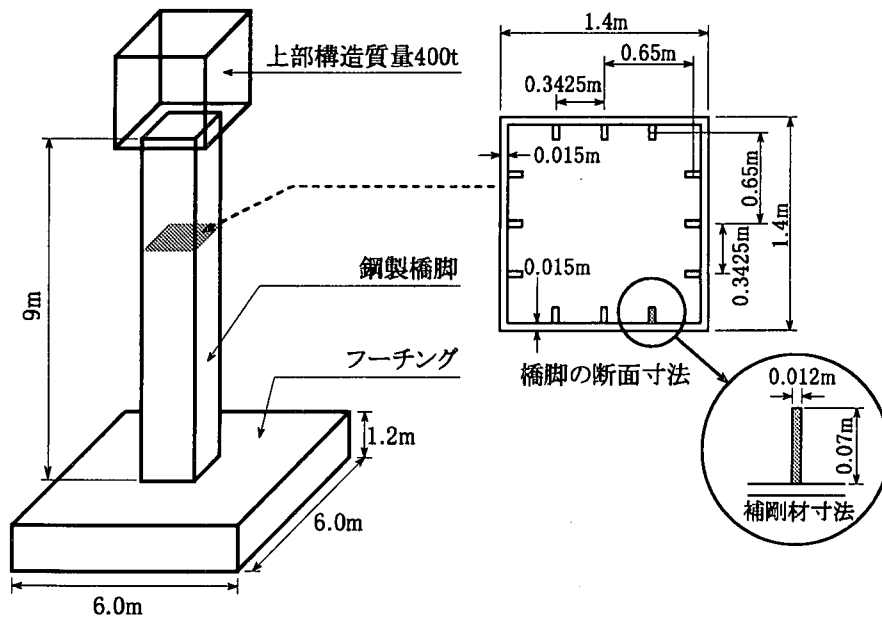


図- 8.3 直接基礎 I 種モデル

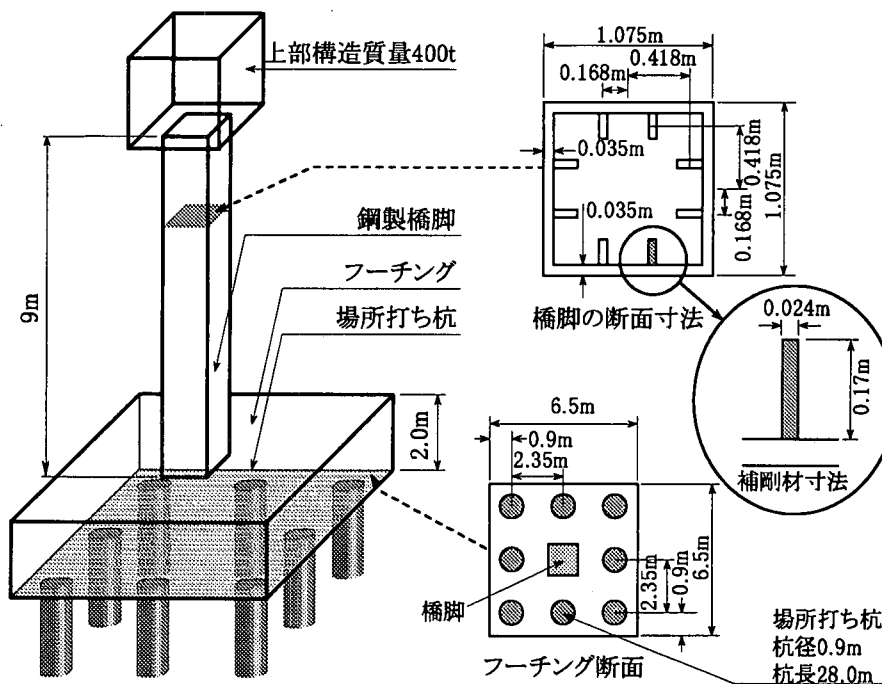


図- 8.4 杭基礎 III 種モデル

れた杭基礎の 2 種類を対象とした。I 種地盤は洪積砂質土層で形成され、支持層の深さ 2m、N 値 50 の地盤とした。III 種地盤は沖積砂質土層で形成され、支持層の深さ 30m、N 値 50 の地盤とした。いずれの地盤の場合にも、橋脚高さは 9m、上部構造質量 400t とし、固有周期が 0.8 秒程度となるように許容応力度法を用いて橋脚断面を設計した。

図-8.3 に、I 種地盤上に直接基礎を有する橋脚-基礎地盤系モデル（以下、「直接基礎 I 種モデル」と呼ぶ）を示す。鋼製橋脚の断面は一辺が 1.4m、板厚 0.015m の補剛材を有する正方形箱形断面として、補剛材寸法は長さ 0.07m、厚さ 0.012m とし、一辺に等間隔で 3 枚配置した。フーチング寸法は幅、奥行きともに 6.0m、厚さは 1.2m とした。

図-8.4に、Ⅲ種地盤上に杭基礎を有する橋脚-基礎地盤系モデル（以下、「杭基礎Ⅲ種モデル」と呼ぶ）を示す。鋼製橋脚の断面は一辺が1.075m、板厚0.035mの補剛材を有する正方形箱形断面として、補剛材寸法は長さ0.17m、厚さ0.024mとし、一辺に等間隔で2枚配置した。フーチング寸法は幅、奥行きともに6.5m、厚さは2.0mとした。杭は場所打ち杭（杭径0.9m、杭長28.0m）を使用し、図-8.4のように配置した。

これらの解析モデルを、図-8.5-aのように剛体とそれぞれを結合する長さおよび質量を無視できるばね要素からなる、剛体ばねモデルにモデル化した⁴⁾。フーチングの要素数は1、橋脚部の要素数は19とした。橋脚部の剛体間および橋脚とフーチングを結ぶアンカー部に軸、せん断および回転ばねを設けた。ただし、アンカー部のばね定数には比較的大きめの数値を考慮した。フーチングと地盤の間にはフーチングの水平運動と回転運動に対する地盤ばねを考慮した。また、杭基礎を有する場合には、水平、回転運動の連成ばねも考慮した。これらの解析モデルの地盤ばね定数は、基礎の寸法や基礎形式から決定されるものであり、道示Vに基づき算定した。それぞれの地盤条件に対して算定された地盤ばね定数を表-8.1に示す。

さらに、図-8.5-bには非比例減衰マトリックスを構成する際に用いるダッシュポット要素の配置状況を示している。剛体ばねモデル解析では、このように任意の位置にダッシュポットを配置することが可能である。

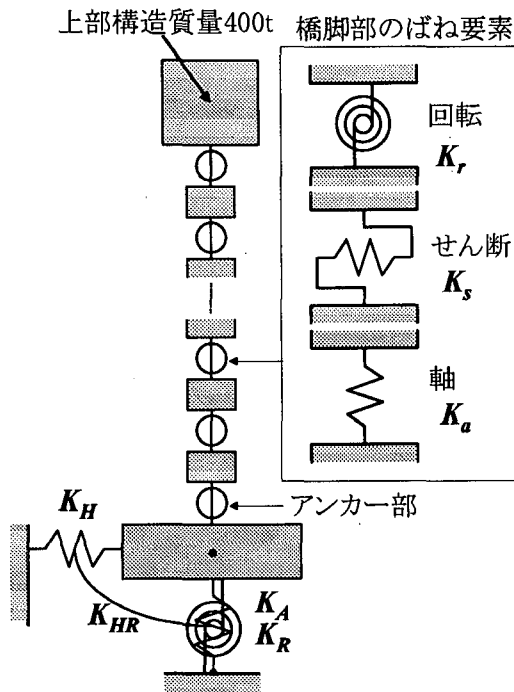


図-8.5-a ばね要素の配置

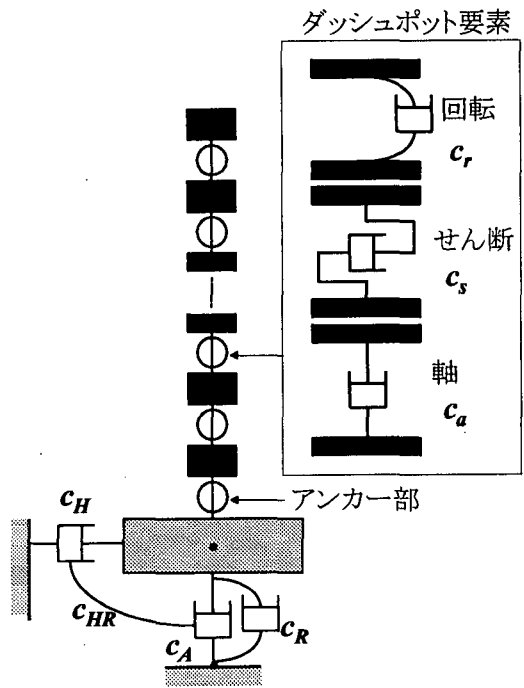


図-8.5-b ダッシュポット要素の配置

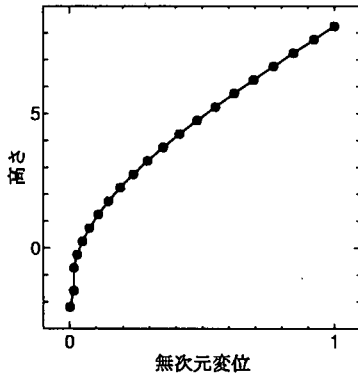
図-8.5 剛体ばねモデル

表-8.1 地盤ばね定数

	直接基礎Ⅰ種モデル	杭基礎Ⅲ種モデル
水平ばね	1.364GN/m	1.250GN/m
回転ばね	12.27GNm	19.66GNm
連成ばね	なし	-1.701GN

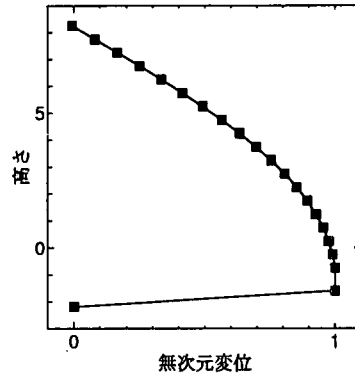
表- 8.2 固有振動数および刺激係数 (直接基礎 I 種モデル)

振動モード	固有振動数 f	刺激係数 β_0	β_0/f を正規化	非比例減衰系の固有振動数
橋脚曲げ 1 次	1.132Hz	1.006	1	1.132Hz
基礎水平卓越	17.75Hz	0.984	6.24×10^{-2}	17.75Hz
基礎回転卓越	32.12Hz	1.21×10^{-3}	1.37×10^{-3}	32.15Hz
橋脚曲げ 2 次	77.63Hz	3.99×10^{-2}	5.78×10^{-4}	136.1Hz
橋脚曲げ 3 次	208.8Hz	3.10×10^{-3}	1.67×10^{-5}	338.4Hz



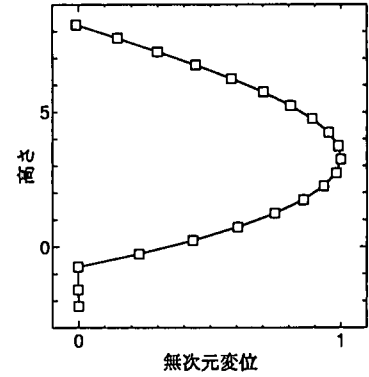
無次元変位

図- 8.6-a 橋脚の曲げ 1 次モード ($f=1.132\text{Hz}$)



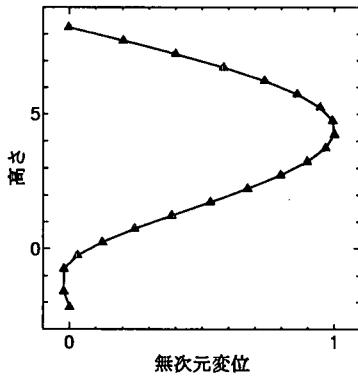
無次元変位

図- 8.6-b 基礎の水平運動卓越モード ($f=17.75\text{Hz}$)



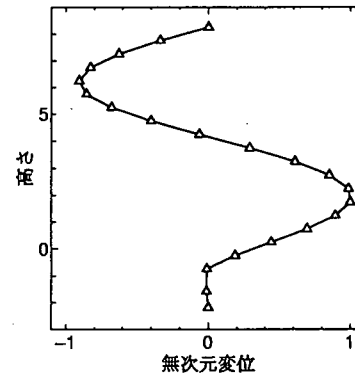
無次元変位

図- 8.6-c 基礎の回転運動卓越モード ($f=32.12\text{Hz}$)



無次元変位

図- 8.6-d 橋脚の曲げ 2 次モード ($f=77.63\text{Hz}$)



無次元変位

図- 8.6-e 橋脚の曲げ 3 次モード ($f=208.8\text{Hz}$)

図- 8.6 直接基礎 I 種モデルの振動モード

(2) 固有振動特性の比較

対象構造系の固有振動特性を把握するために、まず、固有値解析を行った結果を表-8.2, 表-8.3 に示す。直接基礎 I 種モデルおよび杭基礎 III 種モデルのどちらの解析モデルにおいても、縦振動を除けば、低次より橋脚の曲げ 1 次振動モード、基礎の水平運動が卓越するモード、基礎の回転運動が卓越するモード、橋脚の曲げ 2, 3 次振動モードが現れた。各振動モードを図-8.6 および図-8.7 に示している。それぞれのモデルの各振動モードの固有振動数 f および刺激係数 β_0 に加えて、各振動モードの刺激係数 β_0 を固有振動数 f で除した β_0/f を、橋脚の曲げ 1 次モードの値を 1 として示した。地震動を受ける構造物の応答をモード解析法により求める際に、この β_0/f は、各モードごとのデュアメル積分の係数となることから、各振動モードが実挙動変位に及ぼす 1 つの割合を表すことになる。表-8.2, 表-8.3 より、どちらの解析モデルにおいても、実挙動変位に及ぼす影響は橋脚の曲げ 1 次

表- 8.3 固有振動数および刺激係数 (杭基礎Ⅲ種モデル)

振動モード	固有振動数 f	刺激係数 β_0	β_0/f を正規化	非比例減衰系の固有振動数
橋脚曲げ 1 次	1.185Hz	1.007	1	1.185Hz
基礎水平卓越	11.17Hz	0.961	0.101	11.19Hz
基礎回転卓越	25.94Hz	0.220	9.98×10^{-3}	25.90Hz
橋脚曲げ 2 次	59.92Hz	6.287×10^{-2}	1.23×10^{-3}	65.85Hz
橋脚曲げ 3 次	171.0Hz	3.087×10^{-3}	2.12×10^{-5}	316.8Hz

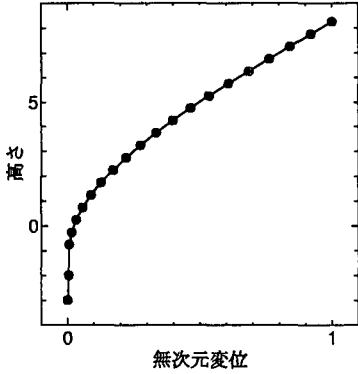


図- 8.7-a 橋脚の曲げ 1 次モード ($f=1.185\text{Hz}$)

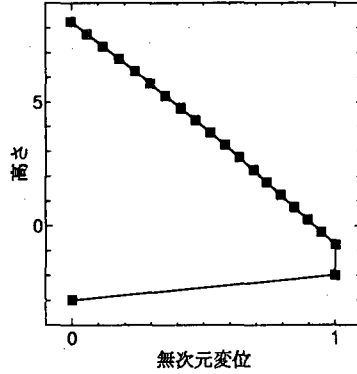


図- 8.7-b 基礎の水平運動卓越モード ($f=11.17\text{Hz}$)

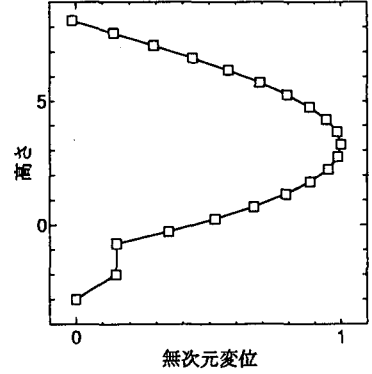


図- 8.7-c 基礎の回転運動卓越モード ($f=25.94\text{Hz}$)

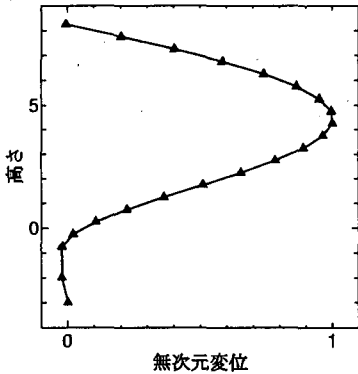


図- 8.7-d 橋脚の曲げ 2 次モード ($f=59.92\text{Hz}$)

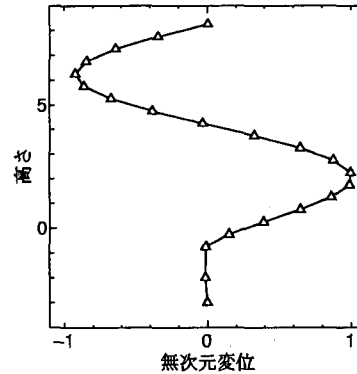


図- 8.7-e 橋脚の曲げ 3 次モード ($f=171.0\text{Hz}$)

図- 8.7 杭基礎Ⅲ種モデルの振動モード

振動モードが支配的であることがわかる。これに対して、基礎の水平運動あるいは基礎の回転運動が卓越するモードの β_0/f の値は橋脚曲げ 1 次振動モードの値に対して小さいものの、杭基礎Ⅲ種モデルの値の方が直接基礎Ⅰ種モデルの値よりも大きいことがわかる。

(3) 着目振動モードの減衰定数の求め方

各タイプの比例減衰マトリックスを用いる場合に必要な着目振動モードの減衰定数の求め方を、ここで用いた解析モデルに対して具体的に説明する。

前述のようにひずみエネルギー比例減衰法の考え方により、橋脚の回転ばね定数に対して要素の減衰定数 0.01、基礎の水平、回転のばね定数に対して要素の減衰定数 0.2 を仮定し、式 (8.5) を用いて

1次および2次振動モードに対する減衰定数を求める。ここに求められた減衰定数と表-8.2, 表-8.3に示す固有振動数(固有円振動数に変換)を式(8.3-a)~(8.3-d)に代入して, 係数 $a_1 \sim a_4$ を求めて, それぞれの比例減衰マトリックスが構成される。ここでは, 質量比例型あるいは剛性比例型の減衰マトリックスを仮定する場合には, 1次振動モードの固有円振動数および減衰定数を用い, レーリー型減衰マトリックスを仮定する場合には, 1次と2次の振動モードの固有円振動数および減衰定数を用いている。これらの比例減衰マトリックスは非減衰時の振動モードマトリックス ϕ を用いて対角化することができるので, 結果的に次式のようなそれぞれの振動モードの独立な運動方程式が誘導される。

$$m_i \ddot{q}_i + c_i \dot{q}_i + k_i q_i = f_i \dots\dots\dots (8.8)$$

ここに, m_i, c_i, k_i は, それぞれ換算質量, 換算減衰係数, 換算ばね定数であり, q_i は i 次の基準座標である。したがって, 次式のような1自由度系の一般的な関係から,

$$h_i = \frac{c_i}{2\sqrt{k_i m_i}} \dots\dots\dots (8.9)$$

によって, その i 次振動モードの減衰定数が求められる。もちろん, ここに求められた各振動モードごとの減衰定数は, 式(8.4-a)~(8.4-a)によって得られる減衰定数に一致する。

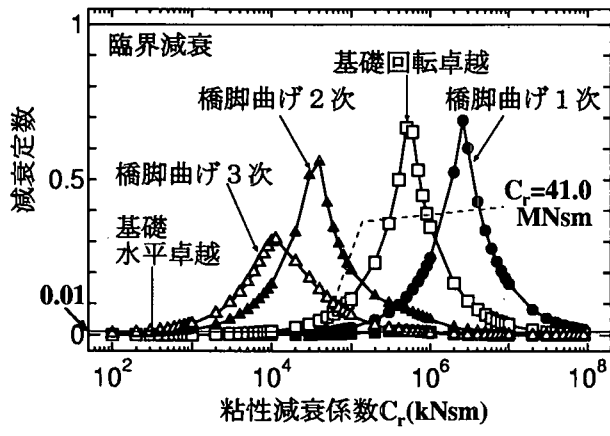


図-8.8 橋脚の回転ダッシュポットの粘性減衰係数 C_r と減衰定数の関係

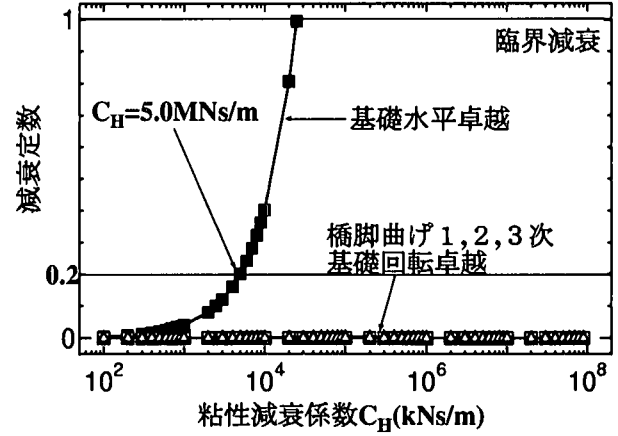


図-8.9 基礎地盤間の水平ダッシュポットの粘性減衰係数 C_H と減衰定数の関係

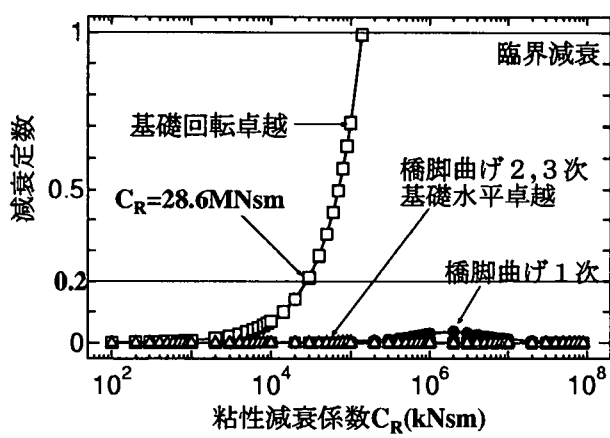


図-8.10 基礎地盤間の回転ダッシュポットの粘性減衰係数 C_R と減衰定数の関係

(4) 非比例減衰の設定法

剛体ばねモデル解析では、図-8.5-bのようにばねの取り付け位置と同じ位置にダッシュポットを配置することができる。したがって、これらのダッシュポットに適切な粘性減衰係数を与えれば、対象構造物に非比例減衰マトリックスを設定することが可能である。しかし、各部分に配置するダッシュポットの粘性減衰係数をどのように設定するかは難しい問題である。

ここでは、以下のような手順により各部のダッシュポットに与える粘性減衰係数を決定する⁴⁾。一般に橋脚では曲げ振動が支配的であることから、図-8.5-bに示す橋脚部の回転ダッシュポットのみ一様に粘性減衰係数を与え、複素固有値解析を行って、対応する振動モードの減衰定数と与える粘性減衰係数の関係を図-8.8のように求める。次に、その振動モードの減衰定数が所定の値になるときの粘性減衰係数を求め、その値を橋脚部回転ダッシュポットの粘性減衰係数に与える。

同様の手順を基礎の水平ダッシュポットおよび回転ダッシュポットに対しても実行し、それぞれ対応する振動モードの減衰定数が所定の値になるときの粘性減衰係数を図-8.9、図-8.10のように求める。

以上の手順により求められた橋脚部の回転ダッシュポット、基礎の水平および回転ダッシュポットの粘性減衰係数を同時に考慮した場合の減衰マトリックスは非比例減衰マトリックスとなる。したがって、複素固有値解析を行い、対応する固有振動数および振動モードを求める⁵⁾。ここで求められた固有振動数を表-8.2、表-8.3に示しているが、橋脚曲げ2次、3次振動モードの固有振動数は非減衰系の固有振動数よりも大きくなっている。ただしここには示さないが、振動モードについてはほぼ非減衰系の振動モードに一致している。

一方、図-8.11(a)のような対象構造物のうち、フーチングおよび地盤ばね、ダッシュポットを取り除いた上部構造および橋脚部分のみのモデル(図-8.11(b))に対して、比例減衰マトリックス(質量比例型および剛性比例型)を構成し、基礎地盤部には水平方向および回転方向に対してそれぞれ1自由度系としての減衰定数を仮定する(図-8.11(c))。この場合の減衰マトリックスも非比例減衰マトリックスとなるので、やはり、複素固有値解析により対応する固有振動数および振動モードを求める。以下、この場合の減衰マトリックスを分離型減衰マトリックスと呼ぶ。

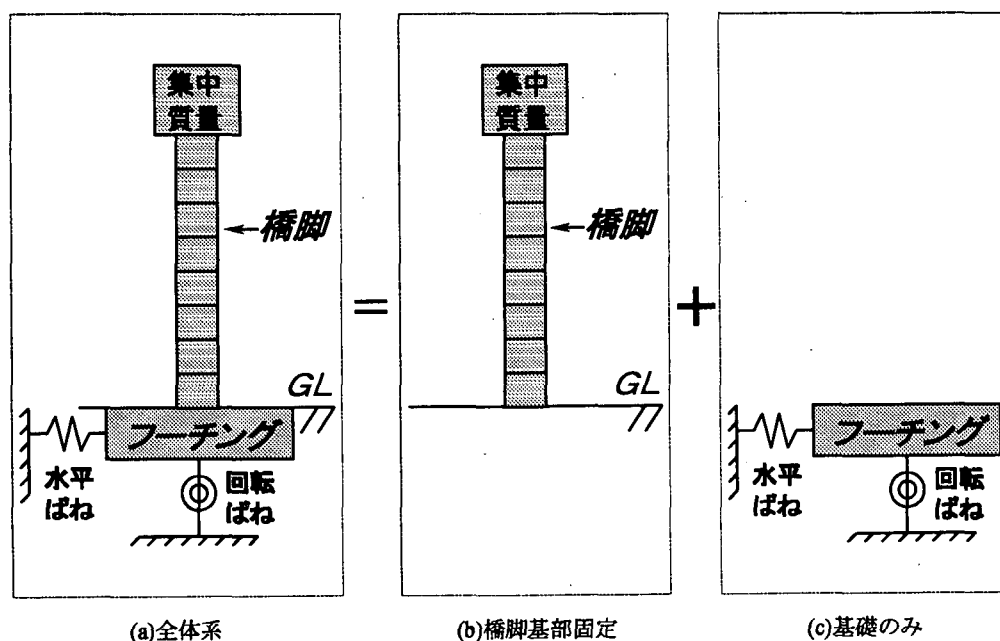


図-8.11 解析対象モデル

(5) 減衰定数の比較

上述の手順により得られた各減衰マトリックスを有する対象構造系の各振動モードごとの減衰定数の比較を、直接基礎Ⅰ種モデルについて図-8.12に示す。図-8.12-aより、質量比例型および剛性比例型の減衰マトリックスを用いた場合には、1次振動モードの減衰定数のみが、ひずみエネルギー比例減衰法により定めた減衰定数に一致し、質量比例型では、高次になるほど減衰定数は小さくなり、剛性比例型では、高次になるほど減衰定数は大きくなることわかる。これに対して、レーリー型の減衰マトリックスを用いた場合には、1次および2次の振動モードの減衰定数はひずみエネルギー比例減衰法により定めた減衰定数に一致しているが、それより高次になるとその減衰定数は大きくなることを確認できる。なお、ひずみエネルギー比例減衰法により設定した1次振動モードの減衰定数は、仮定した橋脚部材要素の減衰定数0.01よりもかなり大きい0.04程度になっている。これは、基礎部の要素に仮定した減衰定数0.2によって1次振動モードの減衰定数が大きくなったものと考えられる。

これに対して、非比例減衰マトリックスをもつ場合には、橋脚の曲げ振動モードが卓越する1次振動モードの減衰定数は、橋脚部材要素に仮定した減衰定数0.01に、基礎部の振動モードが卓越する2次、3次振動モードの減衰定数は同位置に仮定した要素の減衰定数0.2に近い値となっていることがわかる。さらに、図-8.12-bに示すように、分離型減衰マトリックスを用いた場合、橋脚部分に質量比例型減衰マトリックスを仮定すると1次～3次振動モードの減衰定数は、振動モードの卓越する要素に仮定した減衰定数にほぼ一致する結果となっている。しかし、橋脚部分に剛性比例型減衰マトリックスを仮定すると、高次になるほどやはり減衰定数の値は大きくなり、また、基礎の水平運動が卓越する振動モードが低次には存在しなくなるなど、この分離型減衰マトリックスは不適切な減衰マトリックスとなることが伺える。

なお、図-8.13に示すように、杭基礎Ⅲ種モデルの比較においてもほぼ同様の傾向が認められる。

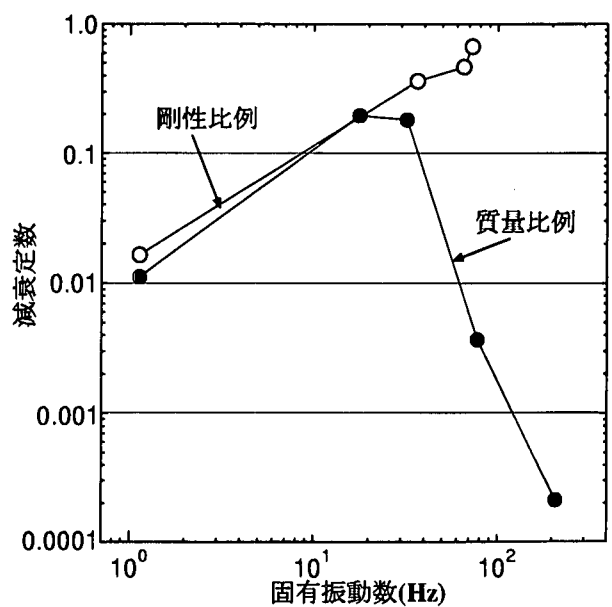
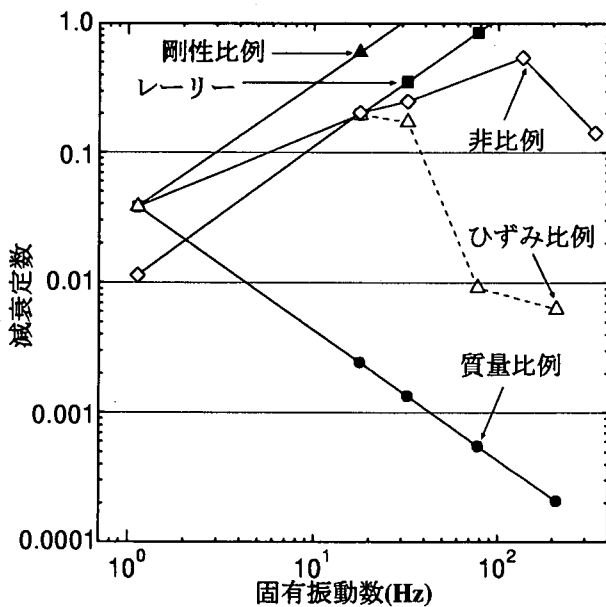


図- 8.12-a 比例減衰および非比例減衰マトリックスを用いた場合

図- 8.12-b 分離型減衰マトリックスを用いた場合

図- 8.12 固有振動数と減衰定数の関係 (直接基礎Ⅰ種モデル)

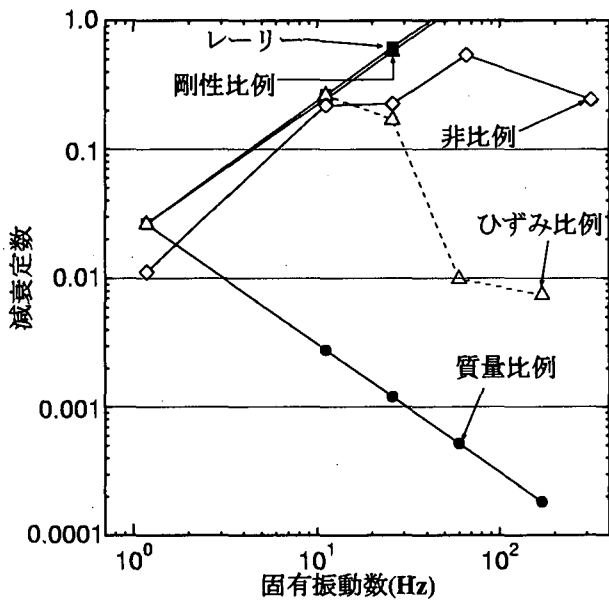


図- 8.13-a 比例減衰および非比例減衰マトリックスを用いた場合

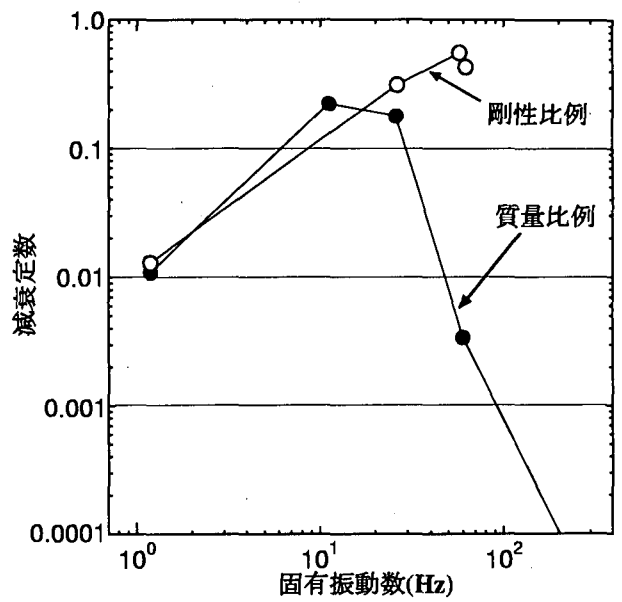


図- 8.13-b 分離型減衰マトリックスを用いた場合

図- 8.13 固有振動数と減衰定数の関係 (杭基礎三種モデル)

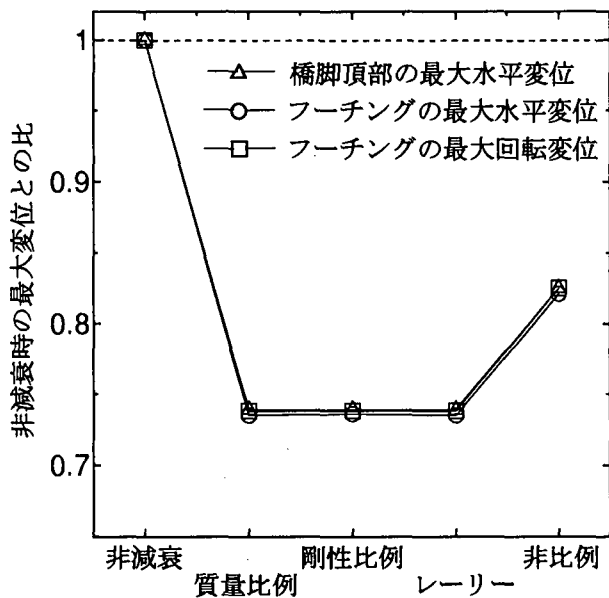


図- 8.14-a 直接基礎 I 種モデル

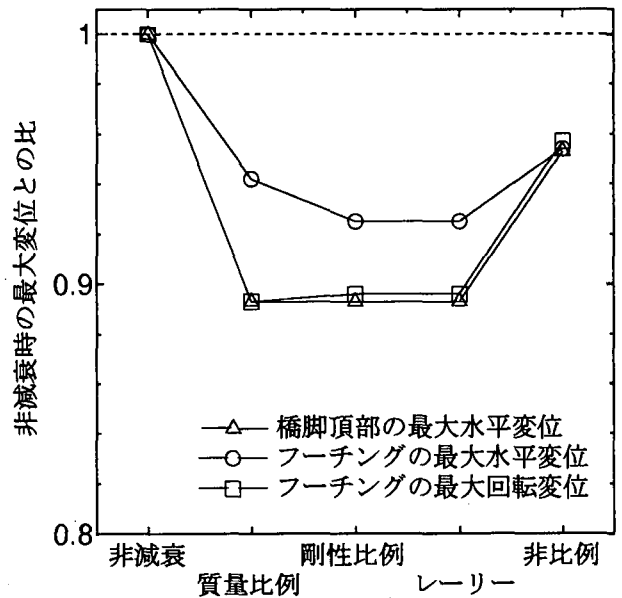


図- 8.14-b 杭基礎三種モデル

図- 8.14 各減衰マトリックスを用いた場合の各部の最大変位の比較

8.4 弾性地震応答解析結果の比較

ここでは、前述のような減衰特性の各減衰マトリックスを有する解析モデルの弾性地震応答解析を行い、考慮する減衰マトリックスの差異が各部の最大応答変位やエネルギー応答に及ぼす影響を調べた。なお、直接基礎 I 種モデルの応答解析には、神戸海洋気象台記録 NS 成分の調整波を、杭基礎 III 種モデルの応答解析には、東神戸 N12W 成分の調整波を用いた。

まず、図-8.14 には、直接基礎 I 種モデルにおいて各減衰マトリックスを考慮した場合の橋脚頂部、フーチング水平および回転方向の最大変位の比較を示す。縦軸は非減衰時の最大変位を 1 としたとき

の比で表し、横軸は減衰マトリックスのタイプを表している。図-8.14-aより、直接基礎I種モデルにおいて比例減衰を考慮した場合の橋脚頂部、フーチング水平および回転方向の最大変位は、減衰マトリックスの差異によらず非減衰時の75%程度になっていることがわかる。しかし、非比例減衰を仮定した場合には、それよりも最大変位は幾分か大きい。この理由はフーチングの水平および回転変位に対しても、1次振動モードの減衰定数の影響が支配的であり、2次、3次の振動モードの減衰定数の影響は小さいからであると考えられる。

一方、図-8.14-bには、杭基礎III種モデルの場合の結果を示している。フーチングの水平変位では、質量比例型の減衰マトリックスを有する場合に、他の比例減衰マトリックスを有する場合と最大応答変位の大きさが幾分異なっている。この理由は、1次振動モードに対する基礎の水平運動が卓越する2次振動モードの影響度合い(表-8.3に示す β_0/f の値)が直接基礎I種モデルの場合よりも相対的に大きいために、2次振動モードの減衰定数がこの点の最大応答変位に影響を及ぼしたためであると考えられる。

次に、前述と同じ特性の各減衰マトリックスを有する系の弾性地震応答解析時におけるエネルギー応答の差異を比較する。

図-8.15には、直接基礎I種モデルの場合について、入力エネルギー、粘性減衰エネルギー、振動エネルギーの累積時刻歴曲線を示している。非比例減衰を有する場合には、粘性減衰により吸収されるエネルギー量が、比例減衰を有する場合よりも小さく、10秒以降においても振動エネルギーが大きい。結果的にそれが入力エネルギーにも影響を及ぼし、他の場合よりも入力エネルギーの累積値が小さくなっている。しかし、比例減衰を有する場合には、これらのエネルギー累積時刻歴曲線はほぼ同様の傾向を示している。図-8.16には、基礎地盤部の粘性減衰により吸収されるエネルギー累積時刻歴曲線を、水平、回転方向に分離して示している。非比例型減衰を有する場合には、全粘性減衰により吸収されるエネルギー量は小さいものの、基礎地盤部の回転方向運動により吸収される減衰エネルギーは大きく、それに対して、水平方向の運動により吸収される減衰エネルギーは小さいことがわかる。これに対して、剛性比例型およびレーリー型を有する場合には、基礎地盤部の水平方向運動により吸収される粘性減衰エネルギーには高次振動モードの影響が見られるものの、比例減衰を有する場合には、橋脚部の粘性減衰により吸収されるエネルギーに比較して基礎地盤部で吸収されるエネルギーは非常に小さいことがわかる。

一方、杭基礎III種モデルの場合の入力エネルギー、粘性減衰エネルギー、振動エネルギー累積時刻歴曲線を図-8.17に、基礎地盤部の粘性減衰により吸収される水平、回転方向のエネルギー累積時刻歴曲線を図-8.18示す。図-8.17に示すように、比例減衰を有する場合と、非比例減衰を有する場合で、1次振動モードの減衰定数の差異が小さいことから、図-8.17に示す各エネルギー累積時刻歴曲線は同様の傾向を示していると言える。また、基礎地盤部の粘性減衰により吸収されるエネルギーは、橋脚部の粘性減衰により吸収されるエネルギーよりは非常に小さい。しかし、剛性比例型およびレーリー型減衰を有する場合には、基礎地盤部の水平方向の粘性減衰により吸収されるエネルギーは、回転方向の粘性減衰により吸収されるエネルギーよりも大きいことがわかる。このことは、図-8.14-bに示したフーチングの最大水平変位の結果と適合している。

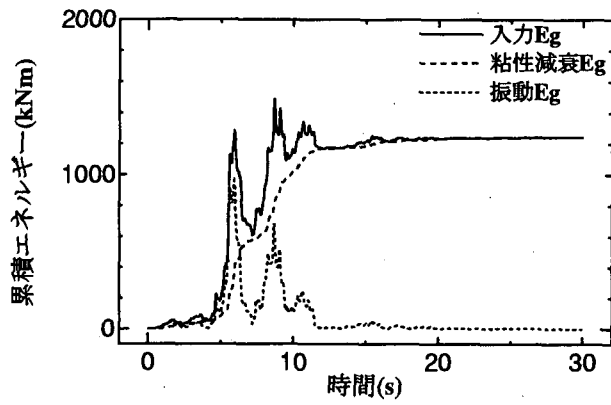


図- 8.15-a 質量比例

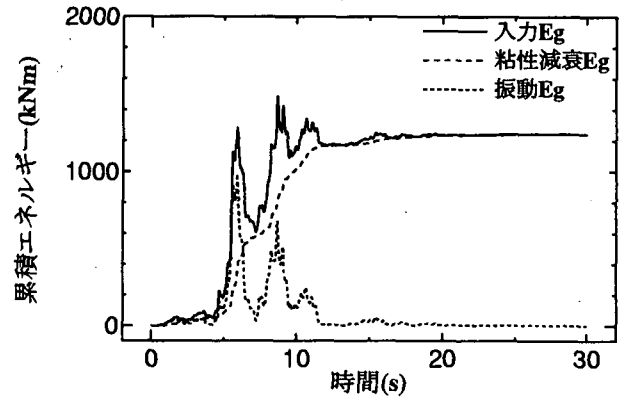


図- 8.15-b 剛性比例

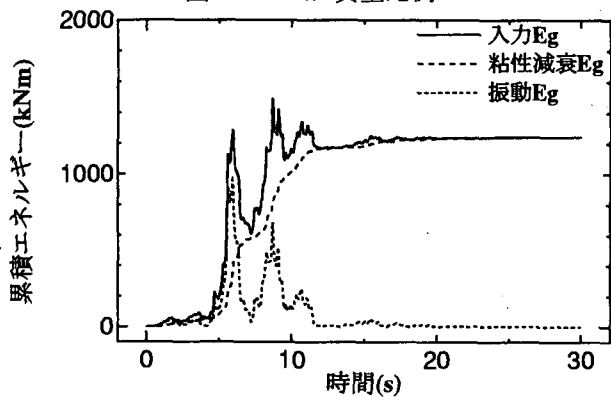


図- 8.15-c レーリー

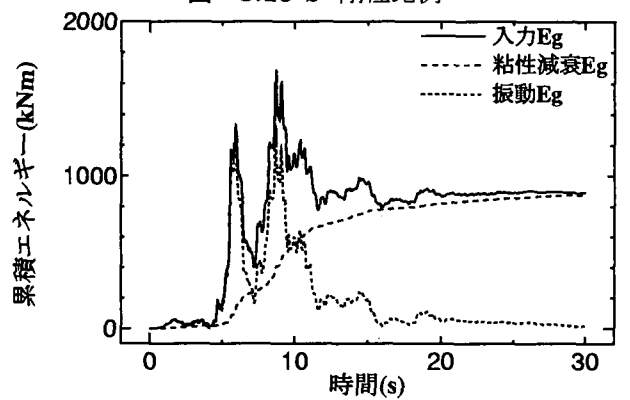


図- 8.15-d 非比例

図- 8.15 各エネルギーの累積曲線 (直接基礎 I 種モデル)

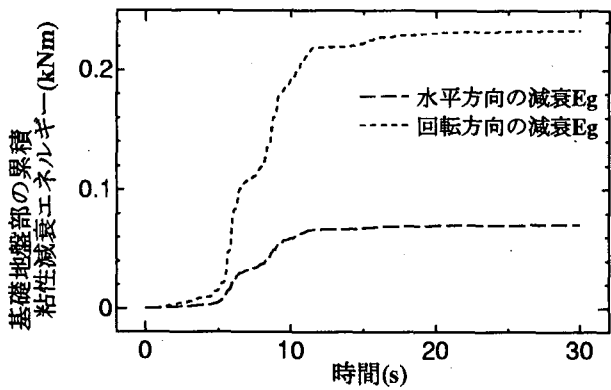


図- 8.16-a 質量比例

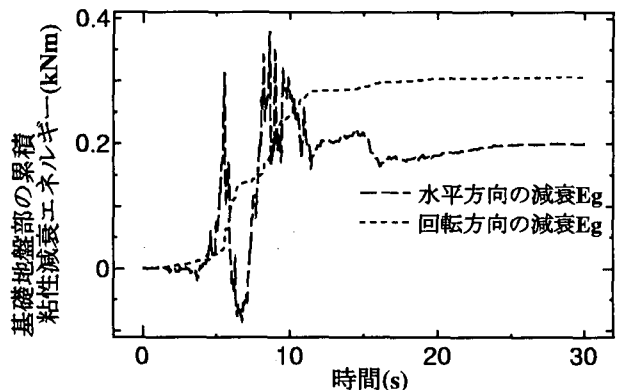


図- 8.16-b 剛性比例

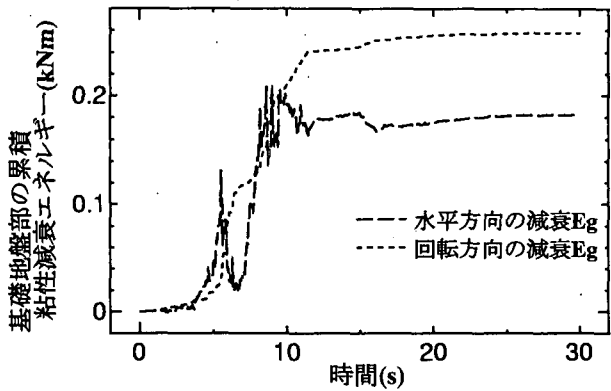


図- 8.16-c レーリー

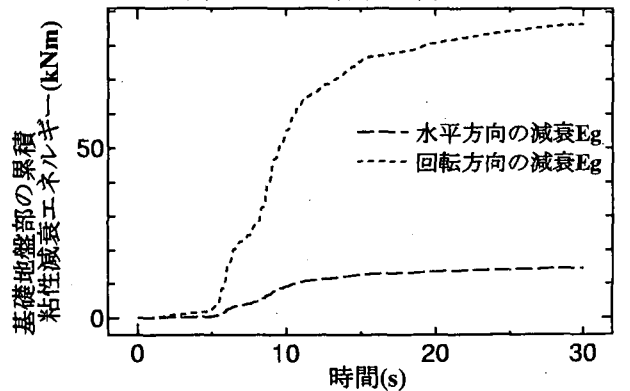


図- 8.16-d 非比例

図- 8.16 基礎地盤部の粘性減衰エネルギー累積曲線 (直接基礎 I 種モデル)

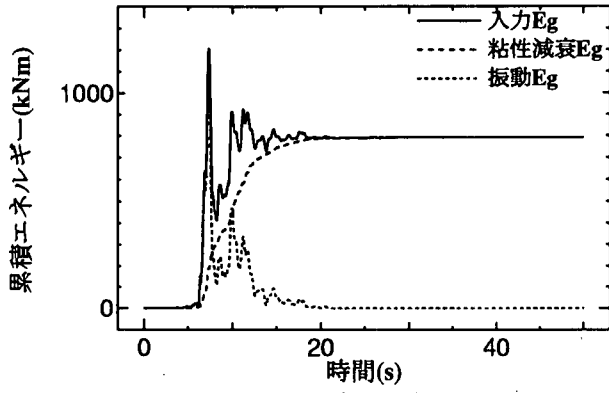


図-8.17-a 質量比例

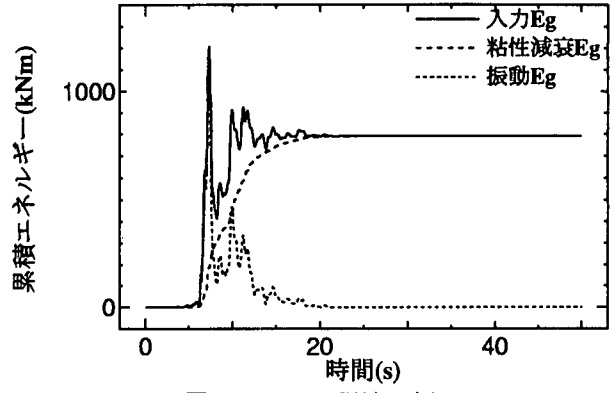


図-8.17-b 剛性比例

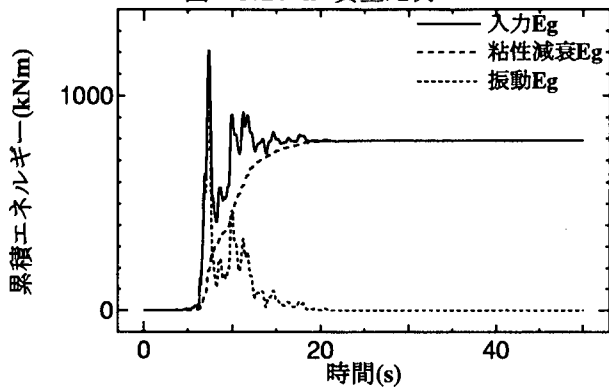


図-8.17-c レーリー

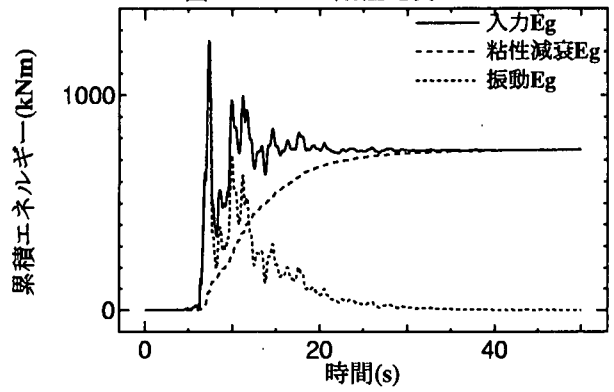


図-8.17-d 非比例

図-8.17 各エネルギーの累積曲線 (杭基礎三種モデル)

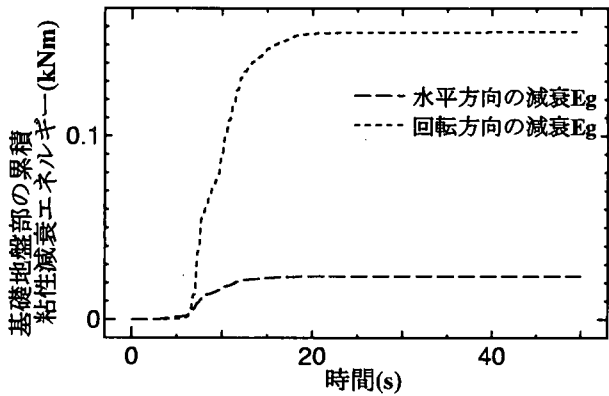


図-8.18-a 質量比例

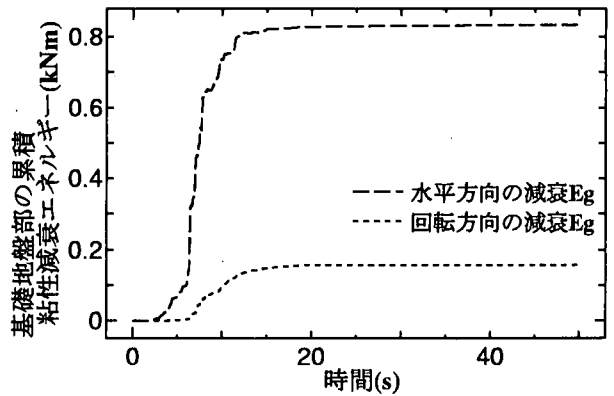


図-8.18-b 剛性比例

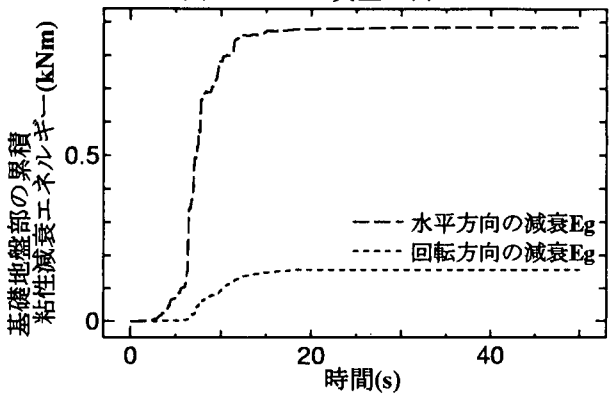


図-8.18-c レーリー

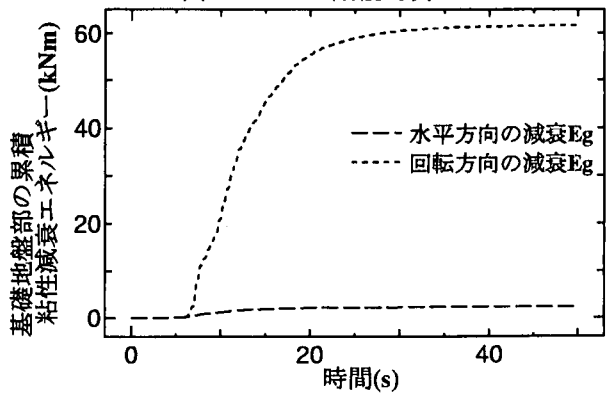


図-8.18-d 非比例

図-8.18 基礎地盤部の粘性減衰エネルギー累積曲線 (杭基礎三種モデル)

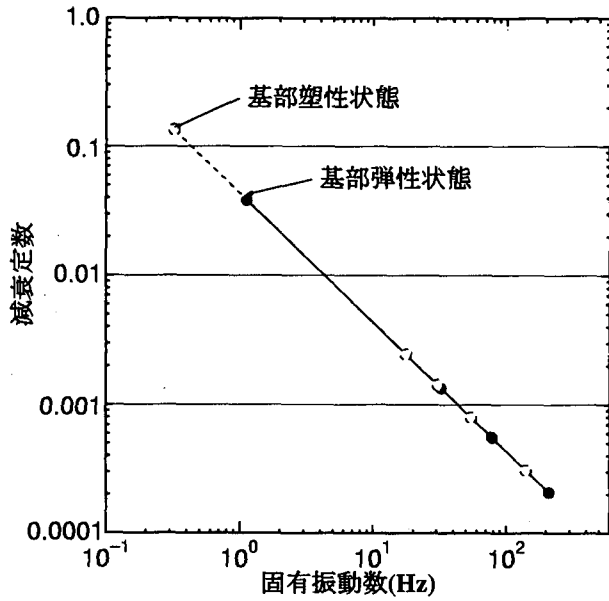


図- 8.19-a 質量比例

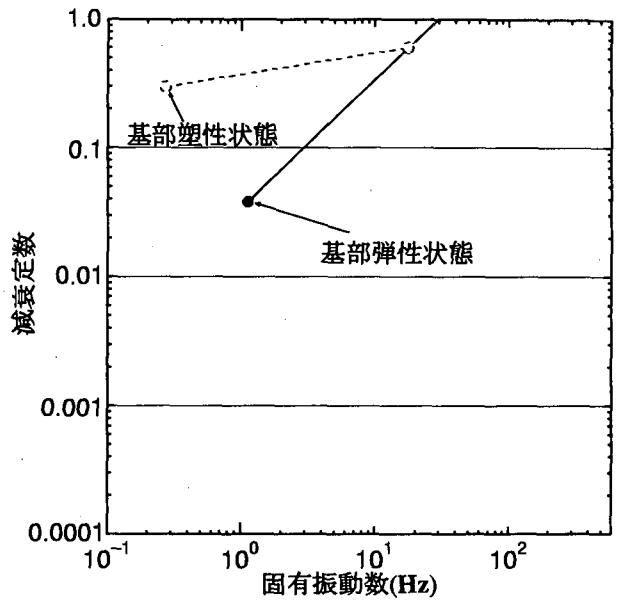


図- 8.19-b 剛性比例

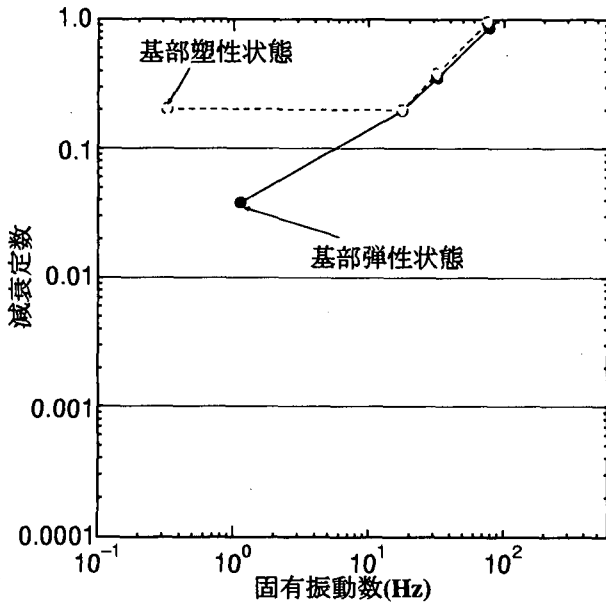


図- 8.19-c レーリー

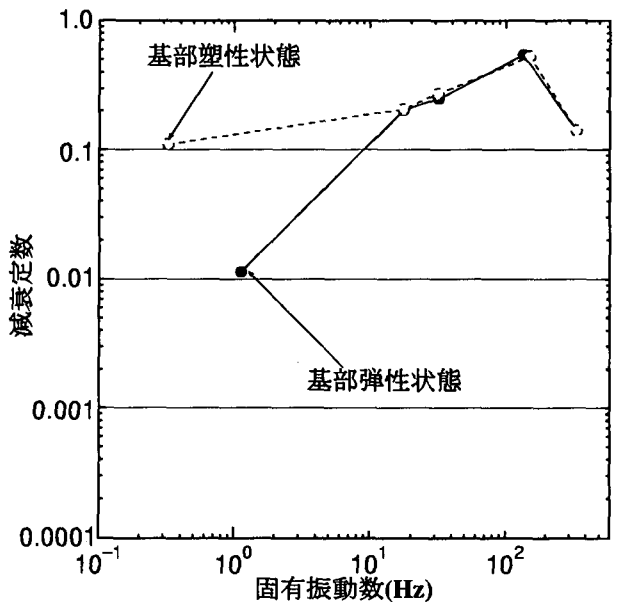


図- 8.19-d 非比例減衰

図- 8.19 橋脚基部弾性状態と塑性状態での固有振動数と減衰定数の関係 (直接基礎 I 種モデル)

8.5 弾塑性地震応答解析結果の比較

ここで対象としている単柱式橋脚において、橋脚基部付近が塑性化する場合には、剛性マトリックスが変化するために仮定している減衰マトリックスの減衰性能が変化したり、塑性化による履歴減衰が粘性減衰にも影響を及ぼすことが予想される。そこで、橋脚の回転ばねに対してのみバイリニア型の弾塑性を考慮し、その塑性化が解析モデルの全体的な減衰性状に及ぼす影響を調べた。回転ばねのバイリニア型の復元力特性の降伏回転変位および降伏曲げモーメントは、橋脚断面の諸元および仮定した鋼材の種類に基づいて実際の値を設定し、また、復元力特性の2次勾配は1次勾配の3%とした。

(1) 橋脚基部の塑性化がモード減衰性状に及ぼす影響

まず、弾性状態において仮定した各減衰マトリックスをもつ系に対して、橋脚基部の回転ばね要素をいくつか塑性化させた状態での減衰定数を直接基礎 I 種モデルの場合を例として調べた。つまり、塑性化させる橋脚の回転ばねには 2 次勾配のばね定数を適用して剛性マトリックスを構成した。その際、塑性化させるばね要素の数は、同じ減衰マトリックスを仮定した状態で弾塑性地震応答解析を行い、応答中で最も降伏するばね要素が多い場合の数に一致させた。その結果、剛性比例型減衰マトリックスを用いた場合には、橋脚基部から 5 個、その他の減衰マトリックスを仮定した場合には、橋脚基部から 3 個の回転ばね要素に 2 次勾配のばね定数を設定した。

以上のような系の減衰マトリックスは一般に非比例減衰マトリックスとなるため、複素固有値解析を実施して固有振動特性を調べたものが図-8.19 である。この図には、橋脚をすべて弾性状態とした場合と橋脚基部付近を塑性化させた場合について、固有振動数と減衰定数の関係を示している。質量比例型の減衰マトリックスをもつ場合には、減衰マトリックスが質量に比例して与えられることから、比例型減衰マトリックスとなる。したがって、図-8.19-a に示すように、橋脚基部塑性状態の場合においても、橋脚基部弾性状態と同様に両対数軸上でこの関係は同じ直線状にある。ただし、橋脚基部塑性状態では、固有振動数が小さくなるために各振動モードの減衰定数は大きくなり、1 次振動モードでは 10% 以上になっていることがわかる。その他の減衰マトリックスを有する場合には、橋脚基部付近が塑性化すると、橋脚基部弾性状態よりも 1 次振動モードの減衰定数はやはり大きくなり、また、固有振動数は小さくなっている。しかし、2 次振動モード以上の減衰定数および固有振動数の関係は、橋脚基部塑性状態と弾性状態でほとんど変化しないことがわかる。

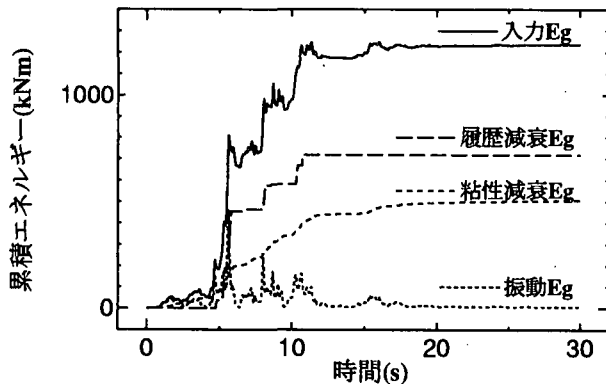


図- 8.20-a 質量比例

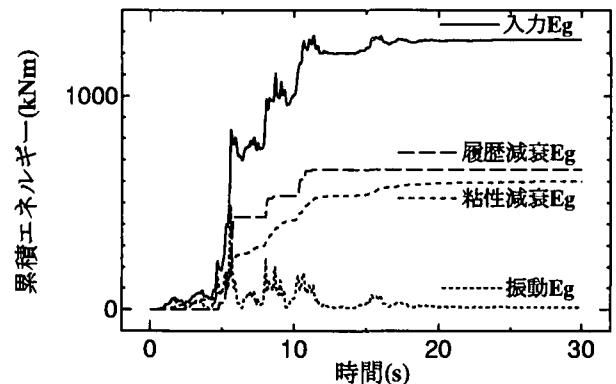


図- 8.20-b 剛性比例

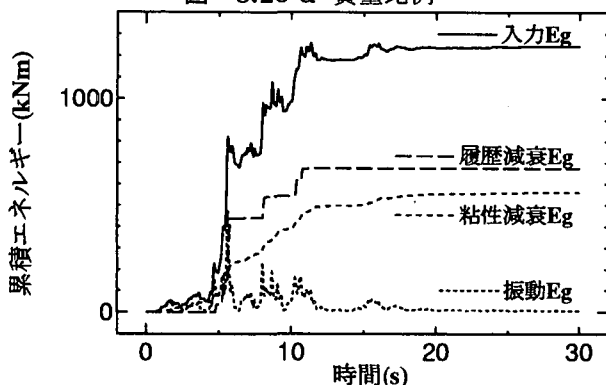


図- 8.20-c レーリー

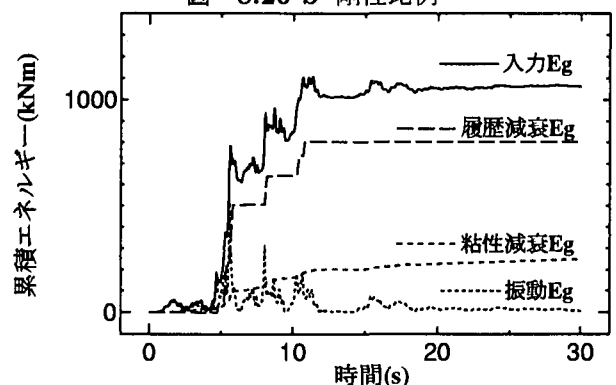


図- 8.20-d 非比例

図- 8.20 各エネルギーの累積曲線 (直接基礎 I 種モデル)

(2) 弾塑性地震応答解析時のエネルギー応答および最大変位

上述のように、弾塑性地震応答解析に際して弾性状態で仮定した粘性減衰性能が、対象構造系の塑性化に伴って大きな粘性減衰性能となってしまう、さらに履歴減衰が加われば構造系に過度の減衰性能を付与してしまう可能性が示された。そこで、実際に弾性状態で仮定した各タイプの粘性減衰性能がどの程度のエネルギー吸収性能をもち、弾塑性応答に対してどのような影響を及ぼすかを各部の最大応答変位に着目して検討した。ここでは、橋脚の回転ばねに弾塑性の復元力特性を考慮したこと以外は、前述の弾性地震応答解析と同じ条件で弾塑性地震応答解析を実施した。

その結果得られた、入力エネルギー、粘性減衰エネルギー、履歴減衰エネルギー、振動エネルギーの累積時刻歴曲線を、各減衰マトリックスのタイプごとに図-8.20に示している。この図から、どのタイプの減衰マトリックスをもつ場合にも、地震動によって入力されるエネルギーは弾性地震応答解析時と大きく変化しないが、粘性減衰によって吸収されるエネルギーは弾性地震応答解析時と比較して小さくなり、その分のエネルギーが履歴減衰によって吸収されていることがわかる。また、2つの減衰エネルギーによって入力エネルギーが吸収されることから、振動エネルギーは弾性状態に比較して小さくなっている。減衰マトリックスのタイプによる粘性減衰エネルギーの差異に着目すると、非比例減衰を仮定した場合には粘性減衰によって吸収されるエネルギーが他より少なく、その分履歴減衰によって吸収されるエネルギーが多い。さらに、剛性比例型、レーリー型、質量比例型の順に粘性減衰によって吸収されるエネルギーが大きく、履歴減衰によって吸収されるエネルギーと相補う関係にあることがわかる。

一方、図-8.21には、上述の弾塑性地震応答解析時の橋脚頂部、フーチング水平方向および回転方向の最大変位と粘性減衰のタイプとの関係を示している。図-8.21-a、図-8.21-bはそれぞれ直接基礎I種モデル、杭基礎III種モデルの結果を示している。一般には、各部の最大変位に影響を及ぼす要因は、仮定する減衰のタイプ他に、解析モデルの諸元、地震波のタイプなどが考えられ、これらの図から、仮定する減衰のタイプの影響に関する定性的な傾向はほとんど伺えない。しかし、直接基礎I種モデルにおいて、剛性比例型の減衰マトリックスを仮定した場合、フーチングの水平および回転方向の最大変位は他のタイプの減衰を用いた場合と10%以上の差異のあることがわかる。

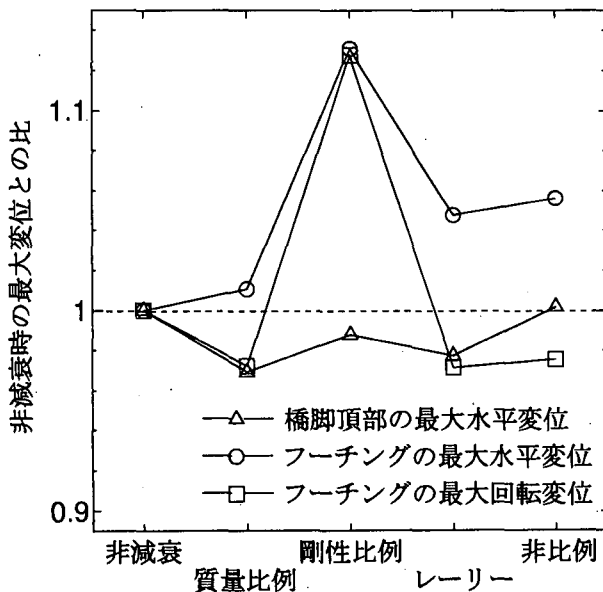


図-8.21-a 直接基礎I種モデル

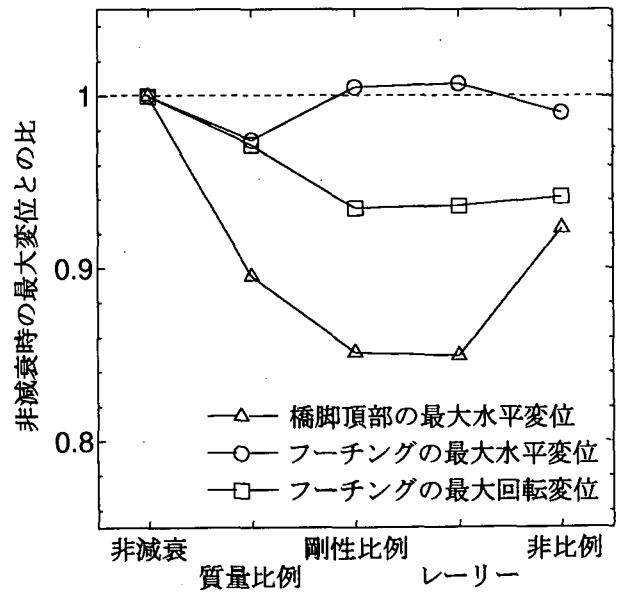


図-8.21-b 杭基礎III種モデル

図-8.21 各減衰マトリックスを用いた場合の各部の最大変位の比較

8.6 おわりに

本稿では、まず、基礎地盤の相互作用を簡易に考慮した単柱式鋼製橋脚を対象とし、一般的な比例減衰および2タイプの非比例減衰の設定法について説明した。次に、実際的なプロポーシオンを有する構造系を対象として、各減衰マトリックスを有する系の減衰性能を、減衰定数やエネルギー応答に着目して比較した。さらに、線形系において設定した減衰性能に及ぼす橋脚部の塑性化の影響を、減衰定数や各部位置の最大応答に着目して比較した。

ここで対象とした構造系の減衰要因は複雑であり、本検討結果を通して好ましい減衰性能の与え方を示唆することは必ずしもできていない。しかし、耐震設計時の動的応答解析などに際して適用する減衰のタイプが応答値に及ぼす影響については若干の参考資料を提供することができたと考えている。

参考文献

- 1) 柴田明德：最新耐震構造解析，森北出版，1981.6.
- 2) 川島一彦，長島寛之，岩崎秀明：エネルギー比例減衰法による免震橋のモード減衰定数の推定精度，土木技術資料，35-5，pp.62-67，1993.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（V耐震設計編），丸善，1996.12.
- 4) 中島章典，金丸和稔，土岐浩之：橋脚－基礎地盤系の地震時における減衰性状について，構造工学論文集，Vol.45A，pp.763-770，1999.3.
- 5) 山口宏樹：構造振動・制御，共立出版，1996.5.

(中島章典)