

## 4 . 耐 震 設 計 W G

## 目 次

§ 1 . はじめに.....	4- 1
§ 2 . Rayleigh 減衰の設定に関して.....	4- 3
§ 3 . 初期剛性の大きい部材を用いた場合のモデルの設定方法....	4- 6
§ 4 . 免震支承を用いた分散設計の留意点.....	4- 7

## § 1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震以降、それまでの耐震設計とは大きく変わり、ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造が多く採用されるようになりました。さらに、2002年には道路橋示方書が改訂され、鋼橋に対して要求される耐震性能の確認は、以前行われていたように特殊なケースとしての解析ではなく、今や通常的设计業務として動的解析が行われています。

しかし、非線形動的解析を専門に行っている方々には常識であっても、動的解析を行うにあたって必要な知識やテクニックを全ての設計者が習得しているわけではなく、解析ソフトは保有していても普段は一般的な設計業務を行っている方々には知られていないノウハウなども多くあります。

そこで耐震W/Gでは、これまでの活動の中で話題になった以下の項目について報告致します。

1. Rayleigh 減衰の設定に関して
2. 初期剛性の大きい部材を用いた場合のモデルの設定方法
3. 免震支承を用いた分散設計の注意点

まず、この報告を読むにあたって必要な基本事項を「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」の抜粋および加筆したものを以下に示します。

### 「地震時水平力分散構造」

地震時の上部構造の慣性力を複数の下部構造に分担させるために、上部構造と複数の下部構造を結合する構造。上部構造と下部構造の結合方法としては、ゴム支承や免震支承等の弾性固定方式を用いる場合、固定支承を用いた多点固定方式を用いる場合等がある。

### 「免震橋」

免震支承を用いて固有周期を適度に長くするとともに、減衰性能の増大を図って地震時の慣性力の低減を期待する構造を有する橋。

免震橋は、上部構造の慣性力を複数の下部構造に分散させる地震時水平力分散構造であるとともに、免震支承による長周期化と減衰性能の向上によって地震時の上部構造の慣性力の低減を図る構造である点の特徴である。

### 「Rayleigh 減衰の概要」

減衰の主な要因は

#### ①粘性減衰

材料自身がおもつ粘性抵抗で、外力が作用したときに分子間の摩擦などによって熱エネルギーとして消費されることに起因する減衰

#### ②履歴減衰

材料の塑性化によって生じる非線形な履歴ループでのエネルギー吸収による減衰

#### ③逸散減衰

振動エネルギーの一部が地盤に逃げていくために生じる減衰

などがあるが、②の履歴減衰は非線形な応力ひずみ関係によるものであり、この効果は剛性マトリックスに反映される。③の逸散減衰は境界条件の設定の問題であるため、取り扱いを区別している。ここでは粘性減衰を対象としている。

橋の動的解析で用いられる代表的な粘性減衰マトリックスとしては、次の4種類がある。

- ①モード減衰定数に等価な粘性減衰マトリックス  $C_{eq}$
- ②質量比例型粘性減衰マトリックス  $C_M = \alpha [M]$
- ③剛性比例型粘性減衰マトリックス  $C_K = \beta [K]$
- ④Rayleigh 型粘性減衰マトリックス  $C_R = \alpha [M] + \beta [K]$

この中で Rayleigh 型粘性減衰マトリックスは現在、非線形動的解析での使用実績も多く、広い固有周期帯に渡って意図した粘性減衰性能を解析モデルに与えることができる。

質量比例型粘性減衰マトリックス  $C_M$  と剛性比例型粘性減衰マトリックス  $C_K$  は、ともに、対象とする解析モデルに関する1つの固有周期  $T (= 2\pi/\omega)$  とモード減衰定数  $h$  を基準に、粘性減衰マトリックスを作成できるという簡便さを有しているが、基準とした固有周期  $T$  以外の周期帯では、ひずみエネルギー比例減衰法で求められるモード減衰定数と大きく異なる減衰定数を示すことがある。この点を改良したのが、対象とする解析モデルの質量マトリックス  $M$  と剛性マトリックス  $K$  に比例するとした Rayleigh 型粘性減衰マトリックス  $C_R$  である。

係数  $\alpha$ 、 $\beta$  は固有値解析の結果、刺激係数などが卓越している2つの固有振動モードを選択し、それぞれに関する固有周期  $T (= 2\pi/\omega)$  と減衰定数  $h$  から求めることができる。

$$\begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} = 2 \frac{\omega_i \omega_j}{\omega_j^2 - \omega_i^2} \begin{bmatrix} \omega_i & -\omega_j \\ -1/\omega_j & -1/\omega_i \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} h_i \\ h_j \end{Bmatrix}$$

$\omega_i$ :  $i$  次固有円振動数

$\omega_j$ :  $j$  次固有円振動数

$h_i$ :  $i$  次減衰定数

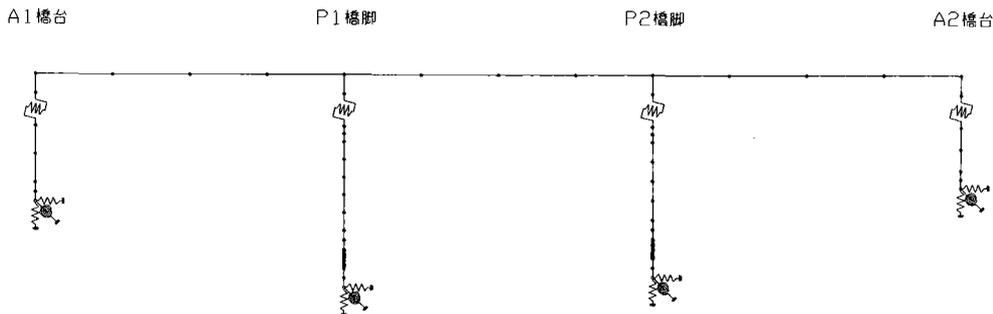
$h_j$ :  $j$  次減衰定数

## § 2. Rayleigh 減衰の設定に関して

Rayleigh 減衰を設定する際には、加震方向に振動するモードの刺激係数の大きさがひとつの目安となります。刺激係数が大きいことは、その方向に振動した成分の応答値に与える影響が大きい振動モードであると言えますので、そのモードは選択肢の一つとして考えられます。

しかしながら、安易に刺激係数の大きい2つのモードを選択して Rayleigh 減衰を設定すれば良いとは言えない場合もあります。また、設定するモードによっては Rayleigh 減衰パラメータの  $\alpha$  または  $\beta$  の値が負となり、正しく減衰が設定できないこともあります。したがって、このことから、2つのモードの選択方法にはいろいろな考え方があることがわかります。

例えば、この例では1次と7次が刺激係数の大きい2つの振動モードとなっています。1次は主に支承部の変形に起因するモードで、7次はA2橋台の振動モードです。この2つのモードを選択した場合の Rayleigh 減衰は、各橋脚の振動モードの減衰定数と比較して減衰を大きく評価しています。減衰を大きく評価すると、動的解析の応答値は小さくなりますので、橋脚躯体の照査としては危険側に評価されることになります。



橋台の1次の振動モードは、比較的重量が重いこと、躯体の変形が小さく基礎の変形が大きいことなどから、刺激係数と減衰定数の大きいモードとして現れやすいため、このようなケースが生じやすいと考えられます。

また、2つ目のモードを複数ある橋脚の振動モードの中から選択する場合、安全側の配慮から Rayleigh 減衰が小さく評価されるモードを選択していることもあると思います。例えば、8次はP2橋脚の振動モードですが、このモードを選択した場合は、P1橋脚の振動モードに対して減衰を小さく評価していると考えられます。この結果でP1橋脚がわずかにNGであっても、P1橋脚の振動モードに着目して Rayleigh 減衰を設定した場合はOKとなることも考えられます。逆に6次を選択してP2橋脚がぎりぎりOKであっても、NGの可能性が懸念される場合もあります。

ここでは3径間のモデルを対象に解説しましたが、径間数が多く、脚高や躯体形状、基礎の形式などが大きく異なる場合は、各橋脚の振動数と減衰定数の関係にバラツキが生じやすくなりますので、着目部位の振動モードに配慮した Rayleigh 減衰の設定が必要となります。

どの程度のバラツキが問題となるかは明示できませんが、以上のような傾向に配慮して着目部位に対して平均的に設定することが良いと考えます。場合によっては、P1橋脚とP2橋脚の中間的な設定として、加震方向の振動モードではない11次の振動モードを選択することも1つの方法と考えられます。

固有値解析結果 (橋軸方向)

モード次数	振動数 ( 1/s )	固有周期 ( s )	刺激係数 (有効質量比)		ひずみエネルギー 比例減衰	備考
			X軸方向	Y軸方向		
1	1.2207	0.8192	53.2000 (39)	-0.5677 (0)	0.06203	支承
2	1.5641	0.6394	-5.0950 (0)	-9.7020 (1)	0.02295	
3	2.0182	0.4955	1.2510 (0)	3.7950 (0)	0.02576	
4	2.3708	0.4218	29.6800 (12)	0.5670 (0)	0.17313	A 1 橋台
5	2.7732	0.3606	0.8569 (0)	34.5700 (16)	0.02948	
6	3.0038	0.3329	-15.3300 (3)	7.0400 (1)	0.07400	P 1 橋脚
7	4.0599	0.2463	37.1300 (19)	0.6678 (0)	0.19168	A 2 橋台
8	4.3364	0.2306	20.3000 (6)	0.9059 (0)	0.04828	P 2 橋脚
9	5.7190	0.1749	-0.0607 (0)	-26.3800 (10)	0.16862	
10	6.1925	0.1615	1.5560 (0)	-32.4300 (14)	0.12150	
11	6.6220	0.1510	1.6170 (0)	30.9100 (13)	0.09900	
12	7.5289	0.1328	-0.0873 (0)	-15.7900 (3)	0.05995	
13	8.1628	0.1225	-0.4445 (0)	32.1100 (14)	0.15611	
14	8.3021	0.1205	-1.2070 (0)	-5.0220 (0)	0.02435	
15	8.8273	0.1133	0.5213 (0)	20.5700 (6)	0.03789	

Rayleigh減衰

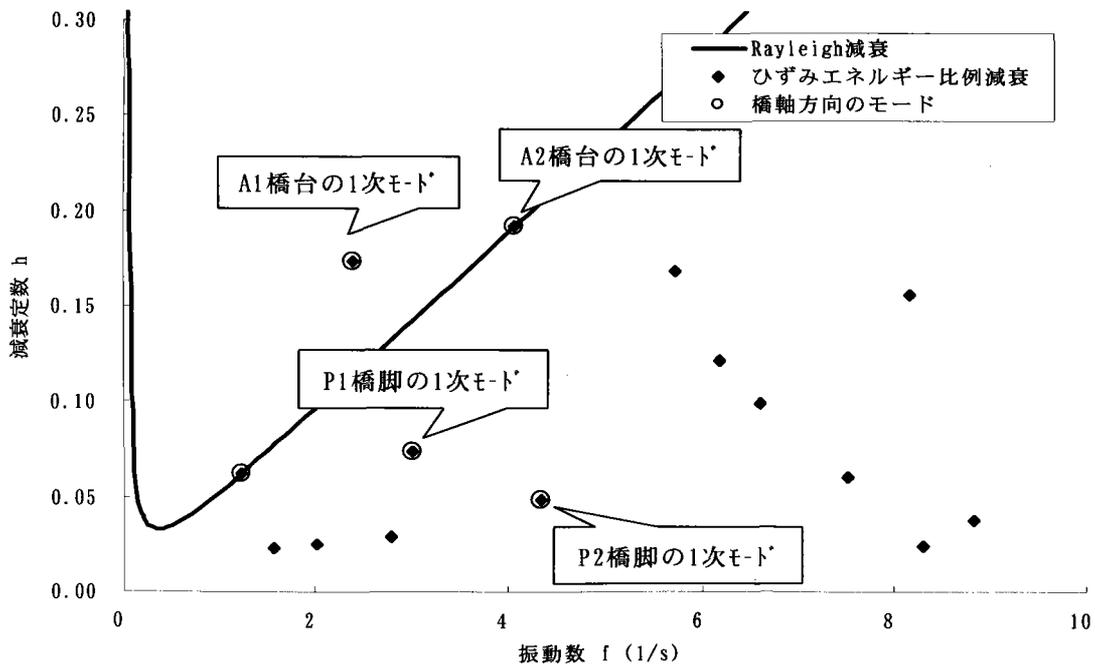
算定に用いる次数 i = 1 次 hi = 0.06203 ω<sub>i</sub> = 7.6701  
 j = 7 次 hj = 0.19168 ω<sub>j</sub> = 25.5094

質量マトリックスの係数 α = 0.0741384  
 剛性マトリックスの係数 β = 0.0149142

ここに、  

$$\alpha = 2h_i\omega_i - \beta\omega_i^2$$

$$\beta = \frac{(2h_j\omega_j - 2h_i\omega_i)}{\omega_i^2 - \omega_j^2}$$



動的解析に用いた減衰と振動数の関係 (橋軸方向)

**Rayleigh減衰**

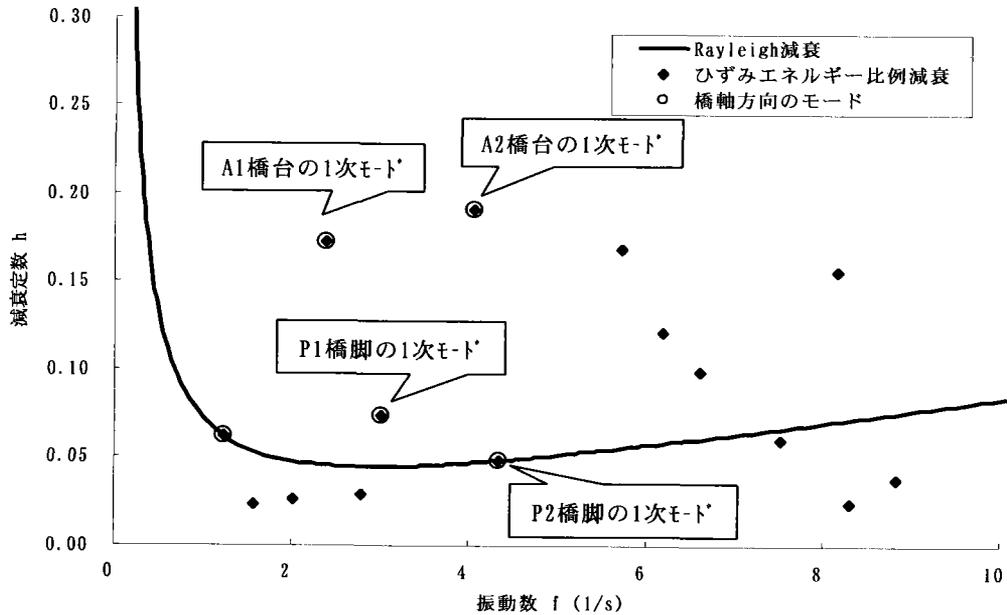
算定に用いる次数  $i = 1$  次  $h_i = 0.06203$   $\omega_i = 7.6701$   
 $j = 8$  次  $h_j = 0.04828$   $\omega_j = 27.2466$

質量マトリックスの係数  $\alpha = 0.8070169$   
 剛性マトリックスの係数  $\beta = 0.0024569$

ここに、  

$$\alpha = 2h_i\omega_i - \beta\omega_i^2$$

$$\beta = \frac{(2h_i\omega_i - 2h_j\omega_j)}{\omega_i^2 - \omega_j^2}$$



動的解析に用いた減衰と振動数の関係 (橋軸方向)

**Rayleigh減衰**

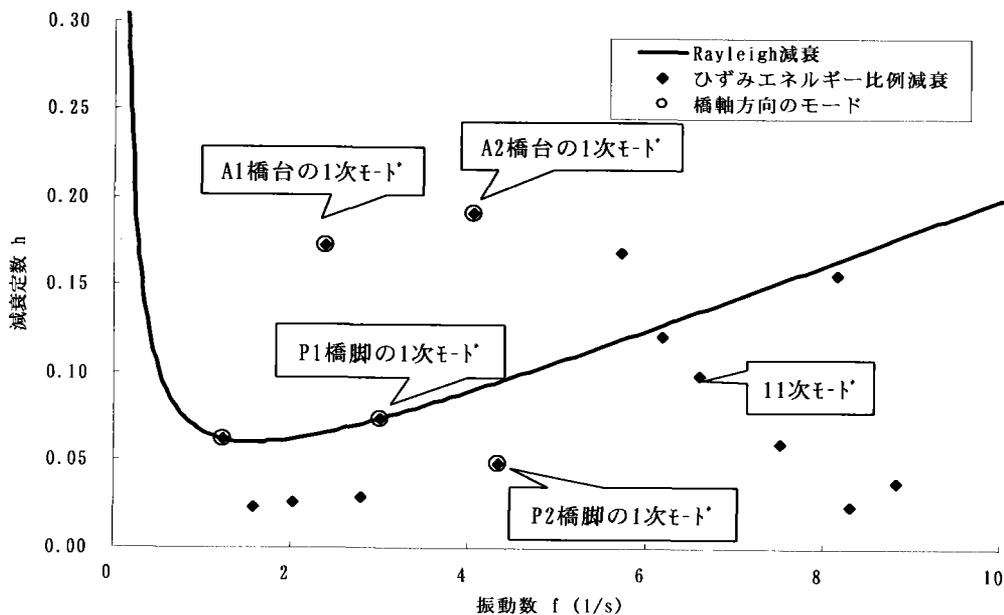
算定に用いる次数  $i = 1$  次  $h_i = 0.06203$   $\omega_i = 7.6701$   
 $j = 6$  次  $h_j = 0.07400$   $\omega_j = 18.8735$

質量マトリックスの係数  $\alpha = 0.5872056$   
 剛性マトリックスの係数  $\beta = 0.0061932$

ここに、  

$$\alpha = 2h_i\omega_i - \beta\omega_i^2$$

$$\beta = \frac{(2h_i\omega_i - 2h_j\omega_j)}{\omega_i^2 - \omega_j^2}$$



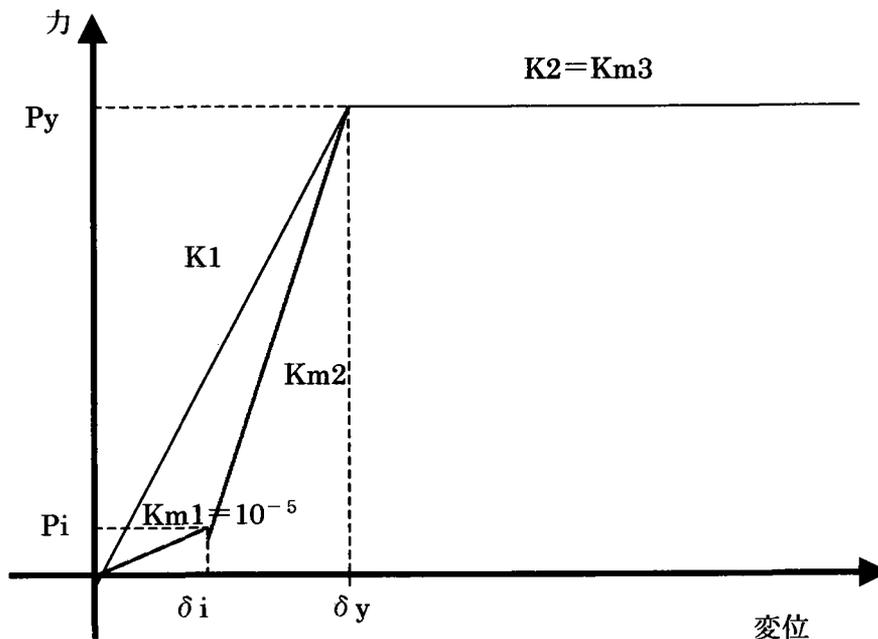
動的解析に用いた減衰と振動数の関係 (橋軸方向)

### § 3. 初期剛性の大きい部材を用いた場合のモデルの設定方法

履歴型ダンパー、摩擦ダンパーを使用した部材を初期剛性の大きい非線形部材としてモデル化し解析を行った場合、固有値解析時の剛性が大きいと減衰が過剰に評価され、応答が仮定したモデル（ダンパー単体の粘性減衰=0）よりも小さい値となります。これは、レーリー減衰の $\beta [K1]$ の項の影響です。この影響を無くす方法を下記に示します。

#### $\beta [K1]$ 項の影響を無くす方法

履歴型ダンパーの1次剛性（ $K1$ ）を小さくした解析モデルを採用すれば、 $\beta K1 \rightarrow 0$  となり、レーリー減衰の $\beta [K1]$ の項の影響を無くすことができ、構造物の実際の挙動に近似できるようになります。下記に具体的モデルを示します。



- ・履歴型ダンパーのモデル（バイリニアモデル）
  - $K1$ ：1次剛性
  - $K2$ ：2次剛性
- ・履歴型ダンパーの動的解析モデル（トリリニアモデル）
  - $Km1$ ：1次剛性（ $=10^{-5}$ ）
  - $Km2$ ：2次剛性（ $= (P_y - \delta_i \cdot 10^{-5}) / (\delta_y - \delta_i)$ ）
  - $Km3$ ：3次剛性（ $=K2$ ）

$\delta_i$ はできるだけ小さい値（例えば $\delta_y/100$ ）を設定するようにしますが、実際には使用する解析プログラムで設定可能な限り小さい値を設定すると良いようです。

## § 4. 免震支承を用いた分散設計の注意点

免震支承を用いた橋梁において分散設計を行うことがあります。その考え方は一つではなく様々な考え方により設計されています。

分散設計時の注意点を下記に示します。

### (1) 分散設計と免震設計の相違点

道路橋示方書 (H14) に示されている分散設計と免震設計の相違点は、下記の通りである。

・ 橋脚の許容塑性率：免震設計＝分散設計／2 (道示 p138、139)

・ 支承の剛性

#### ①分散設計

積層ゴム支承：等価剛性 (道示 p114、115、342)

免震支承：等価剛性 (道示 p142～145)

#### ②免震設計

積層ゴム支承：分散設計と同じ

免震支承：非線形履歴モデル (道示 p141、339～342)

・ 支承の減衰定数

#### ①分散設計

積層ゴム支承：適切な等価減衰定数 (2～4%程度：道示 p114、115、342)

免震支承：積層ゴム支承の減衰定数程度 (2～4%程度：道示 p114、115、138)

#### ②免震設計

積層ゴム支承：分散設計と同じ

免震支承：0% (履歴減衰で減衰を評価するため)

### (2) 支承とダンパーと設計方法の関係

道路橋の場合、使用する支承とダンパーによって設計方法 (分散 or 免震) が異なる。一般的に使用されている方法は、下記の様になっている。

①免震支承：免震設計 (分散設計)

②積層ゴム支承＋各種ダンパー：分散設計 (免震設計も可)

③積層ゴム支承：分散設計

免震支承についての設計方法の取扱いは、「4. 免震支承の設計方法」に詳説する。「積層ゴム支承＋各種ダンパー」(機能分離構造) は、分散設計が適用される場合が多い様である。免震支承も機能分離構造も力学モデル上は同じである。

### (3) 免震支承の設計方法

免震支承を用いた場合の設計方法としては、下記の方法が考えられる。

#### 1) 分散設計（免震支承を、積層ゴム支承として設計）

① 支承の剛性：支承の等価剛性

② 支承の減衰定数：積層ゴム支承の減衰定数程度

③ 橋脚の許容塑性率：分散設計と同じ

④ 動的解析結果

支承応答変位：実際の応答より解析値が大きくなる

橋脚等への水平力：実際の応答より解析値が大きくなる

⑤ 積層ゴム支承使用分散設計と比較した安全度

支承の減衰特性を低く見積もっているため、実際の応答より解析結果の応答は大きくなる（等価減衰定数 15%の支承を積層ゴム支承の減衰定数程度 4%と評価した場合、減衰定数別補正係数を利用して応答を推定すると約 1.5 倍となる）。従って、設計は安全側になる。

#### 2) 免震設計、但し許容塑性率は分散設計と同じ

① 支承の剛性：非線形履歴モデル

② 支承の減衰定数：0%

③ 橋脚の許容塑性率：分散設計と同じ

④ 動的解析結果

支承応答変位：実際の応答

橋脚等への水平力：実際の応答

⑤ 積層ゴム支承使用分散設計と比較した安全度

支承の設計安全度は積層ゴム支承分散設計と同じである。また、積層ゴム支承から免震支承に設計変更した場合、積層ゴム支承で設計された橋脚を再設計しなければ、橋脚の安全性は、積層ゴム支承分散設計に比べて高くなる（地震応答が低減されるため）。

#### 3) 免震設計

① 支承の剛性：非線形履歴モデル

② 支承の減衰定数：0%

③ 橋脚の許容塑性率：免震設計（=分散設計/2）と同じ

④ 動的解析結果

支承応答変位：実際の応答

橋脚等への水平力：実際の応答

⑤ 積層ゴム支承使用分散設計と比較した安全度

支承の設計安全度は、積層ゴム支承使用分散設計と同じである。橋脚は、許容塑性率を分散設計/2 としているため、積層ゴム支承使用分散設計より安全側になる。

#### 4) 免震支承の応答変位のみ支承の減衰効果考慮(鉄道と同じ:鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計編 p241)

##### A) 支承以外の構造物の設計方法

支承以外の構造物を分散設計で設計する。

- ① 支承の剛性：等価剛性
- ② 支承の減衰定数：積層ゴム支承の減衰定数程度
- ③ 橋脚の許容塑性率：分散設計と同じ

##### B) 支承の設計方法

支承を免震設計で設計する。

- ① 支承の剛性：非線形履歴モデル
- ② 支承の減衰定数：0%
- ③ 橋脚の許容塑性率：分散設計/2

##### ④ 動的解析結果

支承応答変位：実際の応答（支承の設計方法によるため）

橋脚等への水平力：実際の応答より大きくなる（支承以外の構造物の設計方法によるため）

##### ⑤ 積層ゴム支承使用分散設計と比較した安全度

免震支承の安全度は積層ゴム支承と同じである。橋脚等は免震支承の減衰効果を考慮しない分散設計で設計するため、積層ゴム支承使用分散設計より安全側の設計となる。

##### ⑥ 備考

分散設計モデルと免震設計モデルの2つの解析モデルでの解析が必要である。

#### 5) 免震支承の等価線形化モデルで解析・設計

- ① 支承の剛性：等価剛性
- ② 支承の減衰定数：等価減衰定数
- ③ 橋脚の許容塑性率：分散設計

##### ④ 動的解析結果

支承応答変位：実際の応答より解析値が小さい値

橋脚等への水平力：実際の応答の近似値

##### ⑤ 積層ゴム支承使用分散設計と比較した安全度

支承の設計安全度は、積層ゴム支承使用分散設計と同じである。

##### ⑥ 備考

免震支承の等価線形化モデルは、動的解析を線形で行う場合に使用するモデルである。動的解析を非線形で行う場合は、非線形履歴モデルでモデル化するのが自然である。敢えて、非線形履歴モデルの近似モデルである等価線形化モデルで解析する理由はない。

前述の各設計方法を整理した表を下記に示す。

免震支承の各設計方法の特徴

設計方法	解析モデル		橋脚 許容塑性率	設計安全度 <sup>*)</sup>	
	支承剛性	支承減衰定数		支承	橋脚
(1)	等価剛性	2~4%程度	分散設計	安全側	安全側
(2)	非線形履歴モデル	0%	分散設計	同じ	安全側
(3)	非線形履歴モデル	0%	分散設計 / 2	同じ	安全側
(4)	等価剛性	2~4%程度	分散設計	—	安全側
	非線形履歴モデル	0%	分散設計 / 2	同じ	—
(5)	等価剛性	等価減衰定数	分散設計	同じ	同じ

\*) 積層ゴム支承使用分散設計と比較した安全度を表す

設計方法	動的解析結果 (積層ゴム支承と比較)		備考
	支承変位	地震水平力	
(1)	同程度	同程度	免震支承を積層ゴム支承として解析
(2)	小	小	設計安全度は積層ゴム支承と同じ
(3)	小	小	免震設計
(4)	—	同程度	鉄道で許可されている方法
	小	—	
(5)	小	小	非線形動的解析を行う場合、普通使用しない。現在ではほとんど使用されていない。

上記表より、免震支承を使用すればどの設計方法を使用しても、積層ゴム支承使用分散設計に比べて設計安全度は同等以上であることが分かる。