

# 履歴型ダンパーを用いた橋梁の設計における ダンパー減衰力の選定に関する解析的検討

An analytical study on design of vibration controlled bridges with hysteretic dampers

武田篤史\*, 尹元彪\*\*, 鈴木基行\*\*\*  
Atsushi Takeda, Yuanbiao Yin, Motoyuki Suzuki

\*工修, 株式会社大林組 技術研究所 (〒204-8558 東京都清瀬市下清戸 4丁目 640)

takeda.a@obayashi.co.jp

\*\*工博, 株式会社新紀元総合コンサルタント (〒120-0004 東京都足立区東綾瀬 3丁目 7-1-401)

\*\*\*工博, 東北大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻

(〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 6-6-06)

It's important to determine an appropriate ratio of horizontal force shared by dampers and piers when a vibration controlled bridge is designed by using hysteretic dampers. However, there is no guideline to show how to make an effective decision on the dampers. In this paper, a trial was made to propose an approach for design practice based on analytical study.

A SDOF system model was used for nonlinear analysis on various conditions of piers. Among the analytical results, the hysteretic energy absorbed by dampers and the maximum response displacements were focused, with which the appropriate damping force was suggested. Further, an approach to decide the damping force is proposed, which should be helpful for engineering practice.

*Key Words: vibration controlled bridge, hysteretic damper, damping force, hysteretic energy absorption*

キーワード: 制震橋梁, 履歴型ダンパー, 減衰力, 履歴吸収エネルギー

## 1. はじめに

耐震補強目的を中心として, 履歴型ダンパーを用いた制震橋梁の適用が広がっている<sup>1)2)</sup>. ダンパーを用いることにより応答変位を低減できるため, 特に, 河川内などで橋脚の補強が困難である場合や桁掛り長が短い場合などにおいてメリットが大きい. 耐震補強目的の際, ダンパーが保有する減衰力の能力 (以下, 「ダンパー減衰力容量」と称す) は, 橋梁としての必要性能を確保できるうちで最も小さいものを選定すればよい. よって, ダンパーの減衰力容量をパラメーターとして, 数ケースの地震応答解析を行えば, 最適なダンパー減衰力容量を選定できる.

一方, ダンパーは耐震補強目的だけでなく, 新設構造物へ適用することも検討されている. 著者らは, 新設構造物へダンパーを適用することによりコストの削減と応答の低減が両立できることを示している<sup>3)</sup>. 新設構造物

の設計においては, 耐震補強目的の場合と異なり, 橋脚の諸元を自由に決定できるため橋脚とダンパーの水平力分担を適切に定めなければならないという課題を有する. しかし, 動的特性に影響するパラメーターは, 「橋脚の剛性」「橋脚の降伏震度」「ダンパーの減衰力容量」の3つがあり, 最適化を図ることは容易ではない.

新設制震橋梁に関するマニュアルとしては道路橋の免震・制震設計法マニュアル (案)<sup>4)</sup>があるが, 記載されている内容は照査方法が中心であり, 橋脚を自由に設計できる中でダンパー減衰力容量をどのように定めるべきかは全く示されていない. よって, 本マニュアルのみによって十分適切といえる構造物を設計するのは困難であると想定される. また, NEHRP Recommended Seismic Provisions<sup>5)</sup>においては, ダンパー以外の耐荷機構について, ダンパーがない場合の75%以上の耐荷力を持つように定めているが, ダンパーの最適化については示されていない.

制振構造の最適化には、機械分野で示された古典的な定点理論があり、建築分野でもその利用が示されている<sup>6)</sup>。定点理論は、伝達関数のピークを低減する限界を理論的に計算し、限界点における減衰定数を最適解とするものである。また、橋梁を対象としたものとしては、阿部らが桁端ダンパーや免震支承とともに用いる場合に対して、白色雑音に対する RMS 応答を目的変数とした最適化を示している<sup>7)</sup>。しかし、これらは、弾性応答を対象としたものであり、ダンパーに関しても速度比例型の粘性減衰として与えるため、履歴型のダンパーに直接用いることができない。また、そもそも構造物の固有振動数が決まっている中での最適粘性減衰の決め方であるため、本論文で課題とする橋脚を自由に設計できる中でのダンパー減衰力容量決定という目的には適さない。

一方、井上らは、構造物が自由に設計できる中でのダンパー水平力分担に関して、数値最適化の方法を示している<sup>8)</sup>。しかし、線形問題に対するの解法を示したのみであり、設計実務に簡便に用いることはできない。

このような背景のもと、橋脚を自由に設計できる中でダンパー減衰力容量をどのように決めるかという課題に対して、十分適切と言える設計が実務において簡便に行える方策を示すことを目的とした。

検討は、橋台と桁端部が履歴型ダンパーで接続され、橋脚とダンパーが水平力を分担する形式の橋梁を対象とした。このような橋梁を1質点系にモデル化し、橋脚条件等をパラメトリックに変動させて動的解析を行った。その結果から、橋脚等の条件と適切なダンパー減衰力容量の関係をまとめ、推奨されるダンパー減衰力容量を示した。さらに、この関係を用いて、実務においてダンパーの減衰力容量を設計するためのフローを示した。

なお、ダンパーの減衰力容量の設計においては、振動特性のほか現場条件や総コストの観点からも検討しなければならないが、橋脚等の条件と適切なダンパーの関係に関しては振動特性の観点からのみ検討することとし、実務設計のためのフローの中に振動特性以外の観点から考慮するフェーズを設けることとした。

## 2. 適切なダンパー減衰力容量の選定基準

検討に先立って、ダンパー減衰力容量を無次元化するため、ダンパー減衰力容量を上部構造重量で除した値を「ダンパー震度」と定義した。

ダンパーを用いる目的は、小さな抵抗力の付加で応答変位を低減することである。付加する抵抗力が大きければ応答変位は大幅に低減するが、その反力も大きくなるため合理的な設計とは言えない。小さな抵抗力で応答変位を低減するためには、ダンパーの減衰効果が利用される。本論文で対象としている履歴型ダンパーの場合であれば、ダンパーの履歴吸収エネルギーによる減衰を用いることとなる。そこで、適切なダンパー震度を選定する

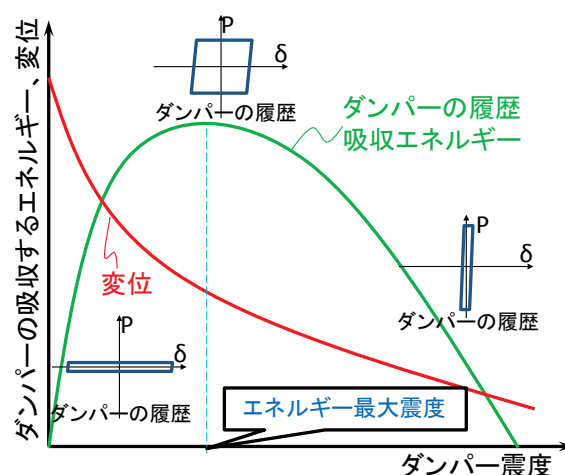


図-1 ダンパー履歴吸収エネルギー・最大応答変位-ダンパー震度関係の模式図

ためには、ダンパーの履歴吸収エネルギーとダンパー震度の関係および最大応答変位とダンパー震度の関係が重要となる。

図-1 に、ダンパーの履歴吸収エネルギーおよび最大応答変位とダンパー震度の関係を模式的に示す。一般に、最大応答変位はダンパー震度を増加させるとともに低減していく。しかし、ダンパーの履歴吸収エネルギーに着目すると、あるダンパー震度で極値となる。これは、ダンパーの履歴吸収エネルギーがダンパーの減衰力-変位関係で囲まれた面積であるため、減衰力と変形のバランスが取れている状態が最もダンパーの履歴吸収エネルギーが大きくなるということである。本論文においては、このときのダンパー震度をダンパーの「エネルギー最大震度」と称することとする。

地震により構造物に与えられたエネルギーは、地盤への逸散や空気抵抗などのほか、構造物の損傷とダンパーの減衰により消費される。地盤への逸散や空気抵抗などによるエネルギー吸収は定量化が困難であるが、構造物への損傷を減らすためには、ダンパーの減衰によるエネルギー吸収を大きくすることが重要であると言える。

一方で、エネルギー最大震度が必ずしも適切なダンパー震度とは限らない。例えば、ダンパー震度を大きくしても、最大応答変位が低減しなかった場合、ダンパーの履歴吸収エネルギーは増加するが、ダンパー震度の増加は有意義なものとは言えない。また、ダンパー震度を変更すると地震動の入力エネルギーも変更されるため、ダンパーの履歴吸収エネルギーのみを指標とすることは適切とは言えない。よって、適切なダンパー震度の選定においては、最大応答変位についても考慮していくことが必要である。

以上より、本論文においては、ダンパーの履歴吸収エネルギーと最大応答変位に着目することとし、ダンパー震度の増大とともに最大応答変位が低減する範囲内でエ



図-2 想定する橋梁の例

表-1 解析対象橋梁条件

No.	固有周期 $T$ (s)	降伏震度 $k_y$	ダンパー 降伏変位 $\delta_{dy}$ (mm)	橋脚 降伏変位 $\delta_y$ (mm)
B1(基本)	1.0	0.6	10	149
B2	0.3	0.6	10	13.4
B3	0.5			37.2
B4	2.0			596
B5	5.0			3,720
B6	1.0			0.2
B7		0.4	99.3	
B8		$\infty$ (弾性)	$\infty$	
B9		1	149	
B10	0.6	0.6	5	
B11			30	
B12			100	

エネルギー吸収が十分大きくなるダンパー震度を「適切なダンパー震度」とした。

### 3. 検討方法

#### 3.1 検討対象

本論文においては、一般論とするために対象とする橋梁の詳細は定めず、以下の条件があてはまる橋梁全体を対象とした。

- 1) 橋脚とダンパーが共同して水平力に抵抗する。
- 2) 振動特性が一質点系として表現可能。
- 3) 橋脚はRC。
- 4) ダンパーの取付側構造物を固定点とできる。

このような橋梁は例えば図-2に示すような橋梁が当てはまる。

橋梁の構造特性は、固有周期および降伏震度で定義することにより、橋脚の数、橋脚の支承条件、橋梁規模などについては限定しない。

対象とするダンパーは、完全弾塑性型のバイリニアールモデルとできる履歴型のもの(例えば<sup>9)</sup>)を想定した。

#### 3.2 検討方針

検討は、橋脚の降伏剛性および上部構造重量で定まる固有周期 $T$ (以下、本論文中において単に固有周期と示す)、橋脚の降伏震度 $k_y$ 、およびダンパーの降伏変位 $\delta_{dy}$ をパラメーターとした1質点系モデルに対して地震応答解析を行い、ダンパーの減衰力容量と応答の関係を考察することにより行った。解析した橋梁条件を表-1に示す。橋脚の降伏変位 $\delta_y$ は固有周期 $T$ および降伏震度 $k_y$ から算

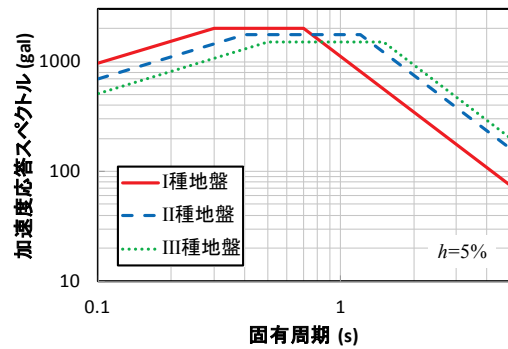


図-3 入力地震動の応答加速度スペクトル

表-2 入力地震動の位相特性として用いた観測地震波

地盤種別	地震名	記録場所及び成分	No.
I種地盤	1995年 兵庫県南部地震	神戸海洋気象台地盤上 NS成分	I-1
		神戸海洋気象台地盤上 EW成分	I-2
		猪名川架橋予定地点周辺地盤上 NS成分	I-3
II種地盤		JR西日本鷹取駅構内地盤上 NS成分	II-1
		JR西日本鷹取駅構内地盤上 EW成分	II-2
		大阪ガス葺合供給所構内地盤上 N27W成分	II-3
III種地盤		東神戸大橋周辺地盤上 N12W成分	III-1
		ポートアイランド内地盤上 NS成分	III-2
		ポートアイランド内地盤上 EW成分	III-3

定したものである。固有周期 $T=5.0$ (s)のB5、降伏震度 $k_y=\infty$ (弾性)のB8、およびダンパー降伏変位 $\delta_{dy}=100$ (mm)のB12の各ケースは、通常用いられる範囲ではないが、広い範囲の傾向を把握するため実施した。

ダンパー震度は、ダンパー履歴吸収エネルギーダンパー震度関係におけるエネルギー最大震度が0.02単位で求まるように変化させて、各橋梁条件・入力条件に対して10ケース程度計算した。

入力地震動は、道路橋示方書<sup>10)</sup>に示されるL2地震動タイプIIの9波とした。これらの地震動は、図-3に示す地盤種別ごとに示された加速度応答スペクトルとなるように、表-2に示す観測地震波の位相特性からフィッティングしたものであり、各地盤種別に対して3波ずつ規定されている。地盤種別は地盤の固有周期 $T_G$ により定められるもので、 $T_G < 0.2$ (s)がI種地盤、 $0.2 < T_G < 0.6$ (s)がII種地盤、 $T_G > 0.6$ (s)がIII種地盤である。道路橋示方書においては、サイトの地盤種別に対する3波を用いて動的解析を行い、応答を平均することで照査することとされている。地震動の入力レベルは100%を基準としたが、入力レベルの影響を検討するため、入力レベルをパラメーターとした検討も行った。

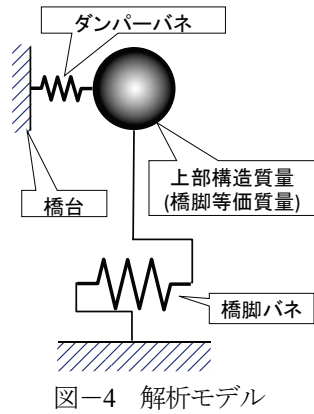


図-4 解析モデル

### 3.3 解析方法

解析は図-4に示す1質点系モデルにより行った。図-2に示すように、橋脚が複数あったとしても、トータルの挙動は1つの橋脚バネに集約できるものと考えた。

橋脚バネは、バイリニア型スケルトンカーブとし、降伏後剛性を弾性剛性の1/50とした。履歴モデルはひび割れ荷重を0としたTakeda型<sup>11)</sup>とした。

ダンパーバネは、完全弾塑性型のバイリニアモデルとした<sup>8)</sup>。

解析は、時刻歴解析とし、時間積分にはNewmarkの $\beta$ 法 ( $\beta=1/4$ ) を用いた。減衰は、地中への逸散減衰なども考慮して減衰定数 $h=0.1$ としたが、ダンパーを考慮しない弾性時固有周期に対して計算している。

## 4. 解析結果

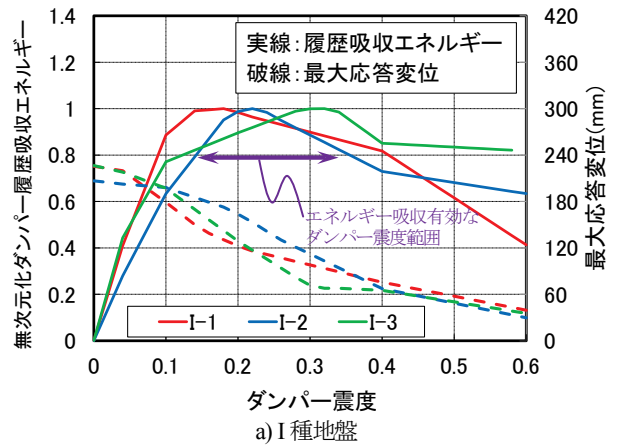
### 4.1 基本ケースの特徴

ケースB1に関して、無次元化ダンパー履歴吸収エネルギーおよび最大応答変位がダンパー震度によりどのように変化するかを計算結果を各地盤種別ごとに図-5に示す。

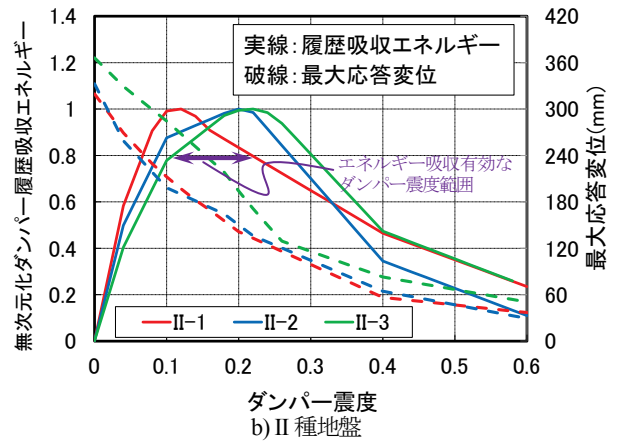
ここで、「無次元化ダンパー履歴吸収エネルギー」とは、ダンパー履歴吸収エネルギーをエネルギー最大震度のときのダンパー履歴吸収エネルギーで除すことにより無次元化したものと定義した。これは、ダンパー履歴吸収エネルギーの値が入力地震波の継続時間などにより大きく変わるため、位相特性の異なる入力地震波間で比較するためである。

図-5において、最大応答変位は、いずれの地震動に対する計算結果も右肩下がりとなっており、ダンパーによる変位低減効果が現れている。また、無次元化したダンパーの履歴吸収エネルギーは、ある点で極値を示しており、エネルギー最大震度の存在を示している。

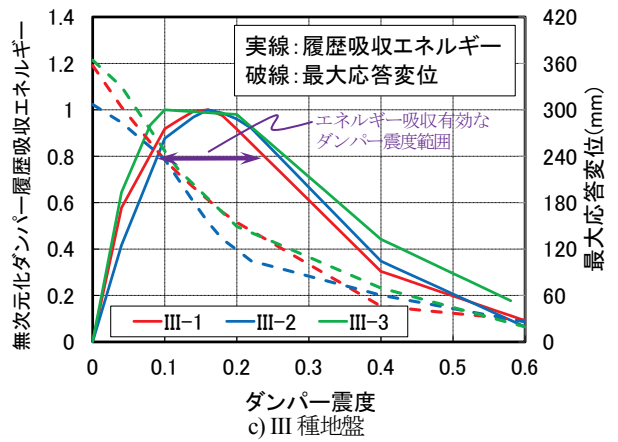
エネルギー最大震度に注目すると、入力地震波の位相特性によって大きく変動することが分かる。このため、設計上の諸条件が定まっても、エネルギー最大震度は一意に定められないことがわかる。そこで、入力地震波の



a) I種地盤



b) II種地盤



c) III種地盤

図-5 ダンパー降伏震度-履歴吸収エネルギー・変位の解析結果(B1:T=1.0s,  $k_y=0.6$ ,  $\delta_{dy}=10$ mm)

位相特性によらずにダンパーがある程度の履歴吸収エネルギーを行える範囲として、「エネルギー吸収有効なダンパー震度範囲」を定義する。エネルギー吸収有効なダンパー震度範囲は、入力した3波のうちのいずれの波形に対しても無次元化ダンパー履歴吸収エネルギーが0.8を超える範囲とし、図-5の中に紫色の矢印で示した範囲である。ここで、基準とした0.8という値は、定量的な検討に基づくものではないが、全てのケースを俯瞰して統一的な基準で整理できる値として与えたものである。具体的には、もし0.8より大きい値とした場合はエネルギー吸収



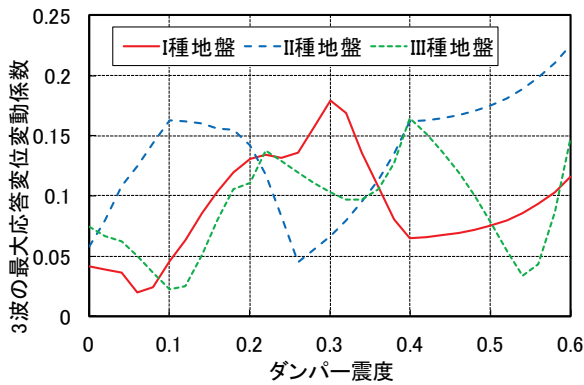


図-6 最大応答変位の変動係数 (ケース B1)

有効なダンパー震度範囲が存在しないケースが出現し、もし0.8より小さい値とした場合はエネルギー吸収有効なダンパー震度範囲が広くなりすぎ本検討自体の意味がなくなるといことから定めている。ただし、この0.8は定量的な検討に基づくものではないため、その結果定まったエネルギー吸収有効なダンパー震度範囲は明確な制限値として扱うものではない。

図-5における最大応答変位に着目すると、入力地震波の位相特性に対してある程度の変動があることが分かる。そこで、入力した3波における最大応答変位の変動係数を図-6に示す。最大応答変位の変動係数は、ダンパーなしの場合は0.04~0.07であるが、ダンパーを入れることによって、大きくなりうる事がわかる。本来、3波のみに対して変動係数を計算することは適当ではないが、位相特性の違いによる最大応答変位の変動がダンパーを入れることにより大きくなりうる傾向が推定される。入力地震波の3波は、地盤種別ごとに弾性構造に対する最大応答が等しくなるように調整されたものであるが、構造物の非線形性により応答の変動が生じる。ダンパーは非線形性を利用してエネルギー吸収を図るため、非線形性が強くなり、応答の変動も大きくなりうるものと考えられる。非制震の橋梁を対象とした道路橋示方書<sup>10)</sup>においては、数多くの波形から任意の3波を取り出した時の平均最大応答変位の変動係数が10%程度である<sup>12)</sup>との報告から、3波応答の平均値により照査することとされている。しかし、より小さい変形で非線形性を発揮する制震構造においても同様に3波応答の平均値に対する照査で安全性が確保できるかについては、今後検証していくことが必要と考えられる。

図-5において、無次元化ダンパー履歴吸収エネルギー-ダンパー震度関係と、最大応答変位-ダンパー震度関係を比較してみた場合、エネルギー吸収が大きくなる局面で最大応答変位の減少が顕著になることが想定された。しかし、例えば図-5a)における地震波I-3に対する応答のように、無次元化ダンパー履歴吸収エネルギーが最大となるダンパー震度付近において最大応答変位がほとんど変わらないなど、両者の明確な関係は見当たらなかった。

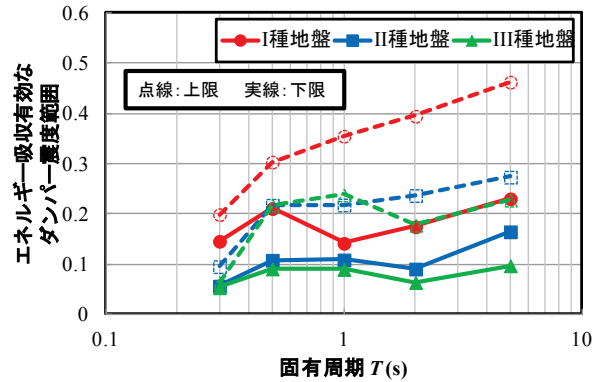


図-7 エネルギー吸収の有効範囲と橋脚固有周期の関係( $k_y=0.6$ ,  $\delta_\phi=10\text{mm}$ )

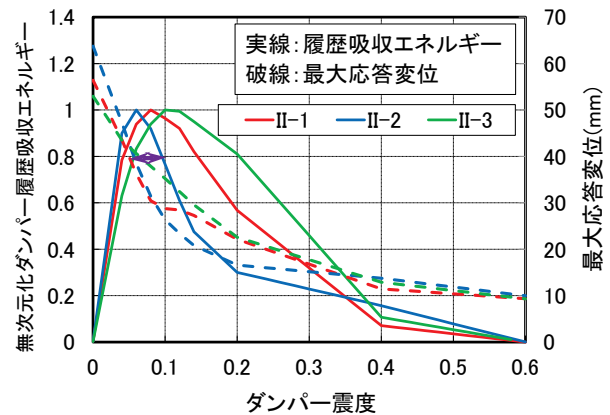


図-8 ダンパー降伏震度-履歴吸収エネルギー・変位の解析結果(B2: $T=0.3\text{s}$ ,  $k_y=0.6$ ,  $\delta_\phi=10\text{mm}$ )(II種地盤)

図-5において、地盤種別による違いに着目すると、履歴吸収エネルギー-ダンパー震度関係のエネルギー最大震度より右側の部分の傾きが、a)I種地盤、b)II種地盤、c)III種地盤の順で急になっている。これは、入力地震波の特性と考えられるが原因は特定できなかった。

#### 4.2 固有周期の影響

橋梁条件B1~B5を用いて固有周期を変動させてエネルギー吸収有効なダンパー震度の範囲を計算した結果を、図-7に示す。

地盤種別によらず、固有周期 $T=0.3\text{(s)}$ の時にはエネルギー吸収有効なダンパー震度の上限値と下限値の差が0.01~0.05と非常に狭いが、固有周期 $T=0.5\text{(s)}$ 以上であれば、エネルギー吸収有効なダンパー震度の上限値と下限値の差は0.1以上に広がっていることが分かる。これは、II種地盤の入力地震動に対する履歴吸収エネルギー-ダンパー降伏震度関係について、B2( $T=0.3\text{(s)}$ )の結果(図-8)をB1( $T=1.0\text{(s)}$ )の結果(図-5b))と比較すると、エネルギー最大震度より右側の減少が急激であることが原因であるとわかる。I種地盤やIII種地盤の入力地震動に対する結果も同様であった。これは、 $T=0.3\text{(s)}$ の時には橋脚の剛性が大きいことから、もともとの変形が小さく、減衰効果よりもむしろダンパーの弾性域における剛性付加の効果が

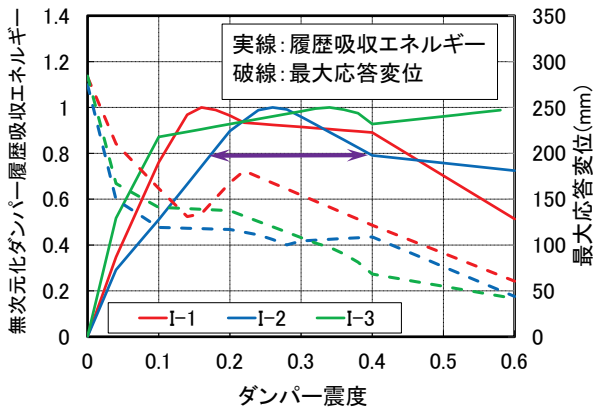


図-9 ダンパー降伏震度-履歴吸収エネルギー・変位の解析結果(B4:  $T=2.0s$ ,  $k_y=0.6$ ,  $\delta_{dy}=10mm$ )(I種地盤)

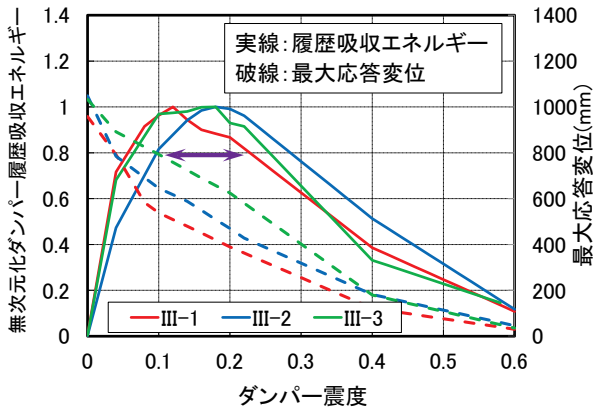


図-10 ダンパー降伏震度-履歴吸収エネルギー・変位の解析結果(B5:  $T=5.0s$ ,  $k_y=0.6$ ,  $\delta_{dy}=10mm$ )(III種地盤)

表-3 推奨されるダンパー震度( $k_y=0.6$ ,  $\delta_{dy}=10mm$ )

地盤種別	固有周期 $T$		
	0.3(s)程度	0.5~1.0(s)程度	2.0~5.0(s)程度
I種地盤	0.15~0.20	0.21~0.30	0.1以下
II種地盤	0.06~0.10	0.10~0.21	
III種地盤	0.05~0.06	0.09~0.17	

大きいと考えられる。なお、 $T=0.3(s)$ の時にダンパー震度が0.45以下の場合、ダンパーの弾性剛性より橋脚の弾性剛性の方が高い。

図-7において、I種地盤の固有周期 $T=2.0(s)$ および $5.0(s)$ の領域では、エネルギー吸収有効なダンパー震度範囲が広く、またその震度は大きかった。これは、図-9に示す $T=2.0(s)$ の例のように、ダンパー震度増加による最大応答変位低減効果が表れているのはエネルギー最大震度以下であり、それ以上ダンパー震度を増やしていったときに最大応答変位がほとんど低減しないためにエネルギー吸収が大きくなったものである。固有周期が大きい領域における入力地震動の周期特性は、図-3に示すように剛性が増加すると固有周期が短くなり応答が増加する。ダンパー震度の増加は実質的な剛性増加となり最大応答変位が低減しなかったことが理由の一つと考えられる。ただし、II種地盤やIII種地盤の入力地震動における応答加速度スペクトルの形状が同様であるにも関わらず、図-10

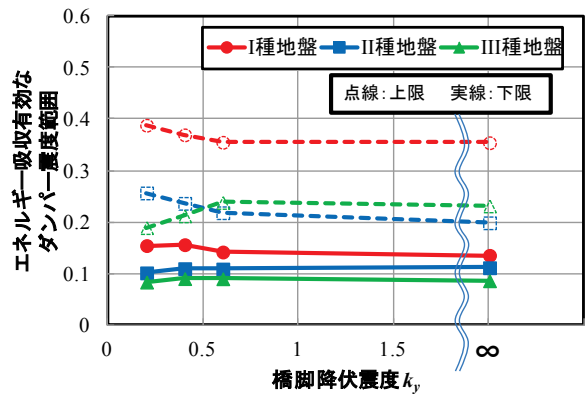


図-11 エネルギー吸収の有効範囲と橋脚降伏震度の関係( $T=1.0s$ ,  $\delta_{dy}=10mm$ )

に示すようにダンパー震度 $k_{dy}=0.6$ まで、ダンパー震度増加による最大応答変位低減効果が見られている。よって、入力地震動の周期特性のみでなく、地盤種別ごとの位相特性も影響しているものと考えられる。

これら2ケース(I種地盤の固有周期 $T=2.0(s)$ および $5.0(s)$ のケース)に関しては、エネルギー吸収有効なダンパー震度範囲を指標として適切なダンパー震度を選定することができない。エネルギー吸収有効なダンパー震度範囲においてダンパー震度の増加が応答変位の低減に役立っていないためである。そこで、このような場合のダンパー震度は、ダンパー震度の増加に伴って最大応答変位が十分低減する範囲に設定するのがよいと考えた。その結果、I種地盤上で構造物を長周期とする場合は、ダンパー震度 $k_{dy}$ を0.1程度とするのがよいと考えられる。

図-7において、前述した範囲( $T=0.3(s)$ およびII種地盤で $T>2.0(s)$ )以外では、全体として橋脚固有周期が大きくなるとエネルギー吸収有効なダンパー震度範囲は大きくなる傾向にある。しかし、その変化量はエネルギー吸収有効なダンパー震度範囲の広さに比べると小さく、エネルギー吸収有効なダンパー震度範囲の定義を考えると、設計において厳密に考慮する必要はないものと考えられる。

これらをまとめると、推奨されるダンパー震度は表-3のように示すことができる。ただし、本表は橋脚の降伏震度 $k_{dy}$ が0.6でダンパーの降伏変位 $\delta_{dy}$ が10mmのときの値である。なお、本表に示された範囲外の値にすることは、効率の面では適当ではないかもしれないが、構造上成立しないわけではない。従って、本表はあくまでも目安であることに注意が必要である。

### 4.3 橋脚降伏震度の影響

橋梁条件B1,B6~B8を用いて橋脚の降伏震度 $k_y$ を変動させてエネルギー吸収有効なダンパー震度の範囲を計算した結果を、図-11に示す。

地盤種別によらずエネルギー吸収有効なダンパー震度範囲はほぼ一定であることがわかる。さらに、例えばII種地盤の入力地震動に対するダンパー降伏震度-履歴吸

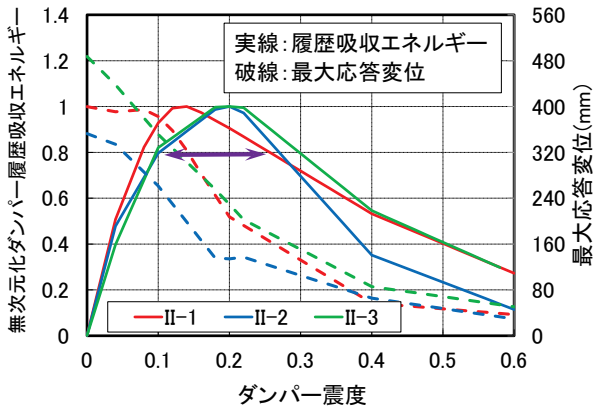


図-12 ダンパー降伏震度-履歴吸収エネルギー・変位の解析結果(B6: $T=1.0s, k_j=0.2, \delta_{dy}=10mm$ )(II種地盤)

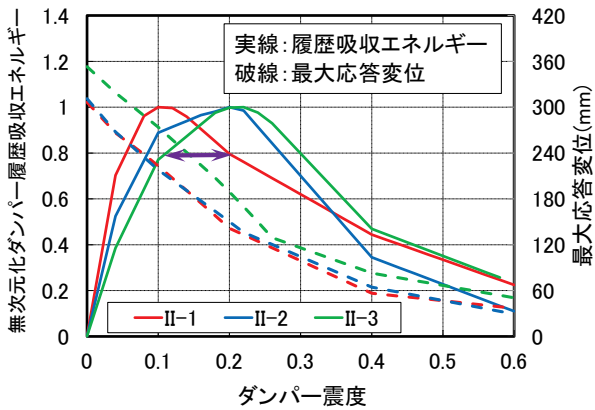


図-13 ダンパー降伏震度-履歴吸収エネルギー・変位の解析結果(B8: $T=1.0s, k_j=\infty, \delta_{dy}=10mm$ )(II種地盤)

収エネルギー・変位関係について、B6( $k_j=0.2$ )の結果(図-12)および B8( $k_j=\infty$ )の結果(図-13)と B1( $k_j=0.6$ )の結果(図-5b))を比較すると、小さな違いはあるものいずれもほぼ同じ形状である。このことは、I種地盤やIII種地盤の地震動に対する結果でも同様である。これは、ほとんどのケースのエネルギー最大震度において、ダンパーの履歴吸収エネルギーが橋脚の履歴吸収エネルギーの2倍以上であり、橋脚非線形化によるエネルギー吸収の影響が小さかったことが原因と考えられる。

これらのことから、適切なダンパー震度の選定に当たっては、橋脚の降伏震度を考慮する必要はないことがわかる。

#### 4.4 ダンパー降伏変位の影響

ダンパー降伏変位  $\delta_{dy}$  の影響を検討するため、橋梁条件 B1, B9~B12 を用いて検討を行った。ダンパーの降伏変位  $\delta_{dy}$  はダンパー自体や取付部材の弾性変形、クレビス等で発生する緩みなどで構成される。その大きさは、橋梁に用いられる 200mm 程度以上のストロークを有するダンパーは少なくとも数 mm を超えるのが一般的である。従って、ダンパー降伏変位  $\delta_{dy}$  を 1mm としている橋梁条

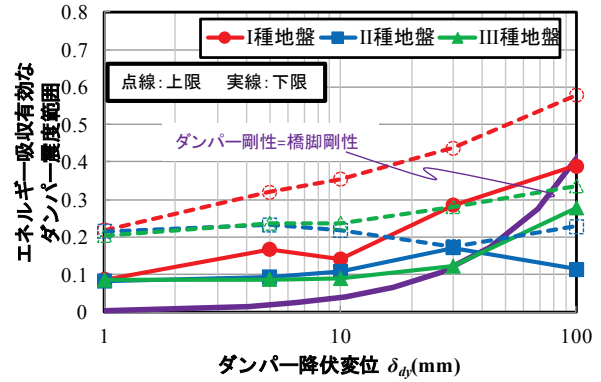
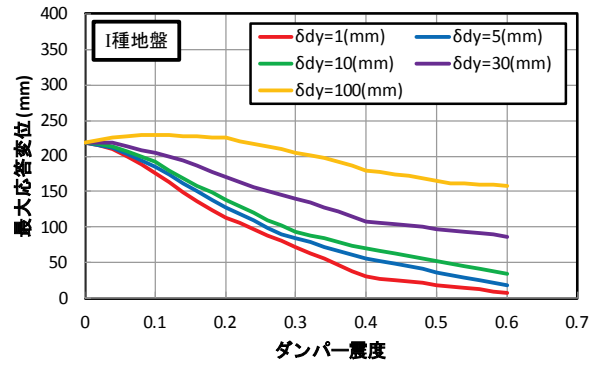
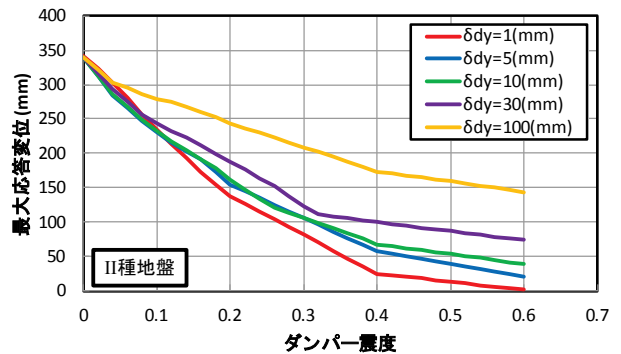


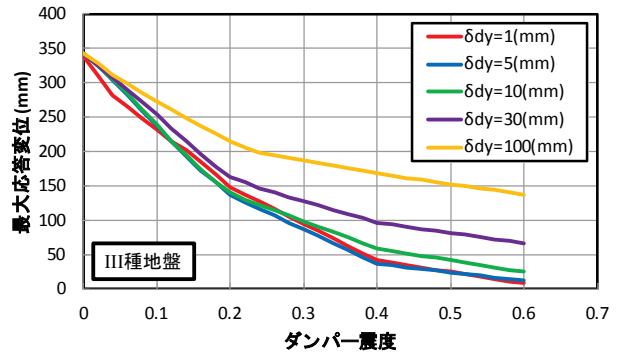
図-14 エネルギー吸収の有効範囲とダンパー降伏変位の関係( $T=1.0s, k_j=0.6$ )



a) I種地盤



b) II種地盤



c) III種地盤

図-15 最大応答変位 (3波平均) とダンパー震度の関係( $T=1.0s, k_j=0.6$ )



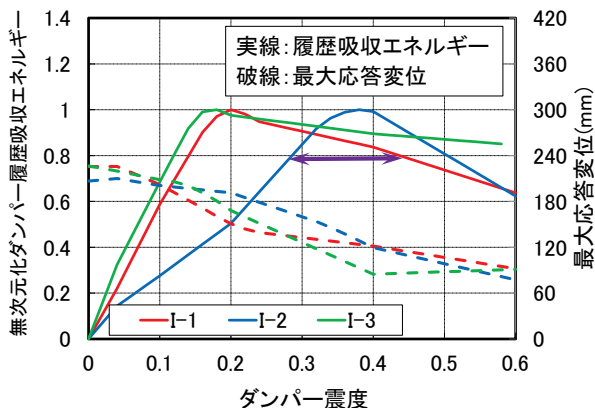


図-16 ダンパー降伏震度-履歴吸収エネルギー・変位の解析結果(B8: $T=1.0s, k_y=0.6, \delta_{dy}=30mm$ ) (I種地盤)

件 B9 は理想的な条件として計算したものである。

ダンパー震度を変動させてエネルギー吸収有効なダンパー震度範囲を計算した結果を、図-14に示す。図中には、ダンパーの剛性と橋脚の剛性が等しくなる曲線も示している。ダンパー震度がこの曲線より小さい領域は、橋脚の剛性よりもダンパーの剛性が低い領域であり、ダンパーが橋脚よりもエネルギー吸収しやすいとは言えない。すなわち、この領域は、優れたエネルギー吸収性能により応答を低減させるとする制震の目的とは合致しない領域である。また、橋梁条件B1,B9~B12に対する最大応答変位(3波平均)とダンパー震度の関係を図-15に示す。いずれの地盤種別であっても、ダンパー降伏変位が小さいほど変位低減の効果が高いことがわかるが、これはダンパー降伏変位が小さいほどエネルギー吸収による減衰が大きくなることによるもので、自明のことである。

図-14より、II種地盤やIII種地盤では、現実的に用いられるダンパー降伏変位 $\delta_{dy}=5\sim 30mm$ の範囲でほとんどエネルギー吸収有効なダンパー震度の変動はなく、表-3に示す推奨されるダンパー震度をそのまま適用できると言える。

一方、I種地盤に関しては、ダンパー降伏変位の増加とともにエネルギー吸収有効なダンパー震度は大きくなっていることがわかる。このうち、ダンパー降伏変位 $\delta_{dy}=100mm$ は、図-15a)より変位低減効果がほとんどないため、用いるべきではないと言える。ダンパー降伏変位 $\delta_{dy}=30mm$ のときに関しては、図-16にダンパー降伏震度-履歴吸収エネルギー・変位関係を示す。エネルギー吸収有効なダンパー震度範囲の下限は地震波I-2の結果のみにより大きくなっていることがわかる。しかし最大応答変位に与える入力地震波の位相特性の影響は大きくはない。したがって、本来の目的である最大応答変位に着目して、ダンパー震度の増加に伴って最大応答変位が低減している範囲より、ダンパー震度は0.2~0.4程度とするのが適切と考えられる。この結果、表-3に示す推奨されるダンパー震度 (0.21~0.31) で用いれば、十分適切で

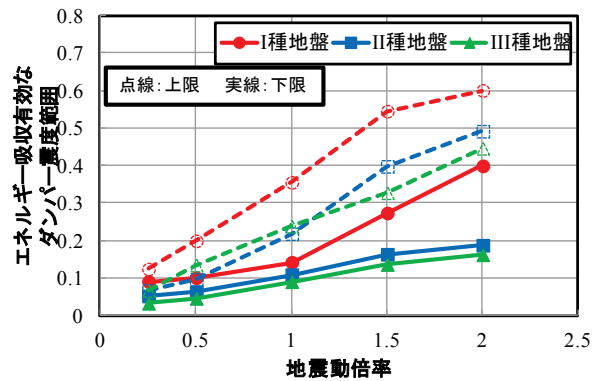


図-17 エネルギー吸収の有効範囲と地震動倍率の関係( $T=1.0s, k_y=0.6, \delta_{dy}=10mm$ )

あると言える。

また、I種地盤でダンパー降伏変位 $\delta_{dy}=5mm$ のときのエネルギー吸収有効なダンパー震度範囲は、ダンパー降伏変位 $\delta_{dy}=10mm$ のときより若干小さくなっているが、表-3に示す推奨されるダンパー震度 (0.21~0.31) からは外れていない。

以上より、ダンパーの降伏変位が現実的に用いられる $\delta_{dy}=5\sim 30mm$ の範囲では、表-3に示す推奨するダンパー震度をダンパー降伏変位によって変動させる必要はないと言える。ただし、図-15に示すようにダンパー降伏変位は小さいほど最大応答変位を低減できるため、経済性等も考慮しなければならないが、極力ダンパー降伏変位の小さいものを選定すべきである。

#### 4.5 地震動入力レベルの影響

地震動入力レベルの影響を調べるため、橋梁条件B1に対し地震動を0.25, 0.5, 1.5, 2.0の各倍率にして検討を行った。

ダンパー震度を変動させてエネルギー吸収有効なダンパー震度の範囲を計算した結果を図-17に示す。地震動倍率の上昇につれ、エネルギー吸収有効なダンパー震度は上昇していることがわかる。これは地震動が大きくなるほど大きな抵抗機構(ダンパー)が有効に機能するということである。

地震動のレベルに対して選定すべきダンパー震度が異なるということは、設計において種々のレベルの地震動を想定する場合にどのレベルの地震動に対してダンパー震度の設定を行うべきかが一つの問題となりうる。これに対して一般的には、想定する地震動のうち最大レベルのものに対して選定するのがよいと考えられる。橋脚等の諸元は耐震性で定まる場合が多いこと、および中小レベルの地震動に対して制震効果は小さかったとしても剛性の向上による応答変位低減効果は十分見込めることが理由である。



## 5. 実務設計におけるダンパー震度選定のフロー

### 5.1 ダンパー震度選定フローの目標

一般に、非制震型橋梁の地震に対する設計の目標は、下部構造を合理的なものとするところとできる。しかし、制震橋梁の地震に対する設計においては、下部構造とダンパーが共同して水平力に抵抗するため、どちらかのみを合理化を目標とすることはできない。例えば、下部構造を先に決定して不足する性能をダンパーに負担させる設計では下部構造が十分に合理化されたとは言えないし、ダンパーを先に決定して不足する性能を下部構造に負担させる設計ではダンパーが十分に合理化されたとは言えない。

そこで、下部構造とダンパーが適切に水平力を分担し、橋梁全体として合理的なものとするを設計の目標とし、橋梁全体として合理的な構造を効率よく設計できるフローを示すことを本章の目的とする。

橋梁全体としての合理性には、構造的な合理性だけでなく、コストや現場条件に則した施工性など多面的に判断する必要がある。そのうち、構造的な合理性については、4章に示した計算結果をもとにダンパー震度の選定と下部構造の設計を行うことで成立させる。コストや現場条件に則した施工性についての合理性は、具体的な方法を示すことはできないが、検討すべきフェーズを示した。

なお、ここで対象とする橋梁は、4章の結果を用いて考察するため、3.1に示す条件に合うものである。

### 5.2 制震構造とできる条件

設計実務においては、制震橋梁とすることが可能であるかを最初に検討しなければならない。

ダンパーを用いた制震橋梁とすることが可能な条件は、ダンパーを入れていないときとダンパーを無限大とした場合で固有周期が大きく変化することである。このことは、弾性であれば古典的な定常理論<sup>8)</sup>によって示されるが、非線形においても同様であると言える。図-4に示す橋梁モデルにおいては、ダンパーを入れていないときは橋脚剛性によって固有周期が定まるが、ダンパーを無限大とした時は固有周期が0となるため、大きく変化するとと言える。

また、図-2に示される構造においては、ダンパーが減衰力容量に達する前に、ダンパーを取り付けた橋台が塑性化してはならない。橋台が塑性化するとダンパーがエネルギー吸収することができず、制震構造として機能しない。橋台が液状化地盤にある場合などは、そもそも制震橋梁とすることができない場合である。

### 5.3 ダンパー震度と下部構造の設計

ダンパー震度と下部構造の設計は、常時の性能を確保した上で非線形動的解析により照査するのがよいとされている<sup>4)</sup>。減衰の効果が大きいと、地震時保有水平耐

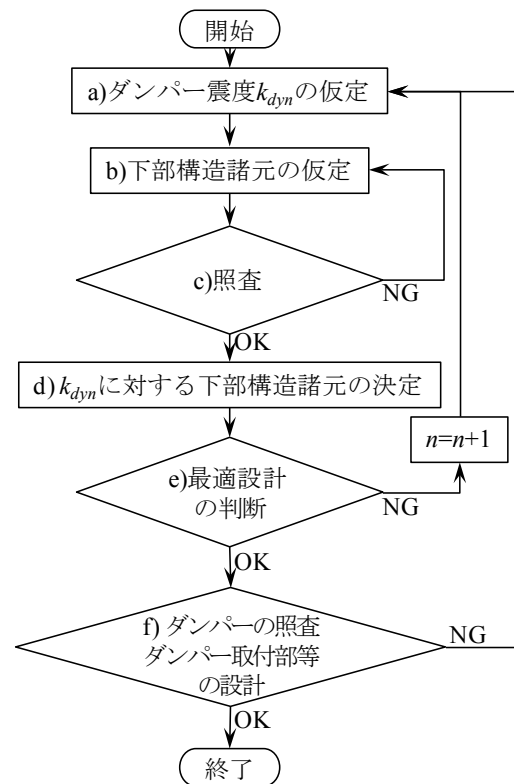


図-18 ダンパー震度と下部構造諸元の設計フロー

力法<sup>10)</sup>や非線形所用降伏震度スペクトル<sup>13)</sup>などの静的照査法が適用困難なためである。

しかし、非線形動的解析による設計は、許容値から逆算的に諸元を定めることができないため、諸元を仮定した上でのトライアンドエラーにより行う必要があり、闇雲に行うことでは適切な設計までたどり着くことが困難である。

そこで、図-18に示すフローを提案する。このフローは、表-3に示したダンパー震度の推奨値を利用してダンパー震度を仮定し、そのダンパー震度に対して下部構造を設計するものであり、効率的な設計を可能とする。ここで、ダンパー震度を仮定してから下部構造の設計を行うのは、4章に示す検討結果から、実用的な範囲においてはエネルギー吸収有効なダンパー震度の範囲が下部構造特性によって大きく変動することがないことが分かっているためである。

以下に各ステップについて示す。

a)ダンパー震度 $k_{dyn}$  ( $n$ はダンパー震度仮定のケース数)の設定においては、数種類のダンパー震度を仮定する。最初に仮定するダンパー震度 $k_{dyn1}$ は、表-3に示されるダンパー震度のうちもっとも一般的な固有周期である $T=0.5 \sim 1.0$ (s)のときの値とするのがよい。

2回目に仮定するダンパー震度 $k_{dyn2}$ は0とするのがよい。つまり、制震構造ではなく非制震構造としたときの下部構造を設計する。当然のことながら制震構造は常に有利となるわけではなく、制震構造とするのに不適な条件もありうる。そこで、制震構造とすることのメリットを確

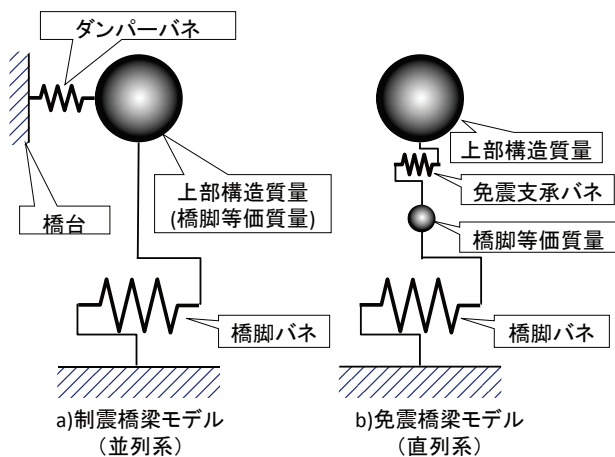


図-19 制震橋梁と免震橋梁のモデルの違い

認すべきだと考えた。

3回目以降については $k_{d1}$ や $k_{d2}$ に対して設計した下部構造の設計結果から検討する。ダンパーの震度を大きくするか小さくするかは、橋台の設計とも大きく関連する。橋台の性能に余裕がある場合にはダンパー震度を表-3より大きくすることも良いが、逆に橋台が過大とせざるを得ないようであれば、ダンパー震度は表-3より小さくするのが良い。

b)下部構造諸元の仮定からd) $k_{dn}$ に対する下部構造諸元の決定のステップは、制震化していない橋梁と同様に要求性能に対して保有性能が上回るようにトライアンドエラーにて行う。

ここで注意すべきことは、ダンパーは地震に対する性能向上を目的として用いるが、必ずしも常時の設計を省略できないことである。例えば、鋼材ダンパーや摩擦ダンパーは常時の温度変化に対して抵抗するため、その影響を適切に取り入れる必要がある。その他の影響についても、適切に考慮する必要がある。

なお、例えば道路橋示方書<sup>10)</sup>において免震橋梁は橋脚の許容塑性率を小さく取ることが規定されているが、本論文で想定している制震橋梁においては同様に考える必要はない。免震橋梁は、図-19b)に示すように橋脚バネと免震支承バネが直列となっており、上部構造の変形は剛性比によって橋脚バネと免震支承バネに振り分けられる。したがって橋脚が塑性化して剛性が0に近くなり設計計算の不確実性が増す領域においては、橋脚バネと免震支承バネのそれぞれの変形を計算することが困難になる。これがいわゆるマルチヒンジの状態である。一方、本論文で想定している制震橋梁は、図-19a)に示すように橋脚バネとダンパーバネが並列となっている。橋脚バネとダンパーバネは同じ変形であるため、通常非制震構造の場合と同等の精度で両者の変形を計算可能である。

e)最適設計の判断は、設計者がコストなども含めて総合的に判断するが、厳密な意味での「最適化」である必要はないことは言うまでもない。4章に示す通り、ダンパーの効果は入力地震動の位相特性に影響を受けるため、

もし、ある設計地震波形に対して最適なダンパー震度を厳密に求めたとしても、設計地震波形と将来発生する地震の波形が一致することはないことから、その構造物に対する最適なダンパー震度とはならない。

表-3において推奨されるダンパー震度がある程度定まっているため、一般にはケース数 $n=3\sim 4$ 程度で、最終的な判断を行えるものとする。

ここでの判断基準は、地震後の損傷状態やコストが重要である。

非制震構造の場合は巨大地震時の照査が下部構造諸元の決定要因となる場合が多いため、下部構造諸元を変えても同様の限界状態に対して照査することとなり、地震後の損傷状態も同等となる。しかし、制震構造とすることで下部構造諸元の決定要因が巨大地震時でなくなる場合も多い<sup>3)</sup>ため、その場合は地震後の損傷状態に差が生じうる。

コストに関しては、最大応答変位の低減により支承、桁掛かり長、伸縮装置などの小型化がはかれ、コストダウンにつながることも考慮する必要がある。また、ラーメン橋梁なら、橋脚の断面縮小により上部構造の曲げモーメントが低減するため、上部構造のコストダウンにつながることも可能である。

f)ダンパーの照査、取付部等の設計のうち、ダンパーの照査では、採用しようとするダンパーが設計で想定している挙動を確実に為し得るかを照査する。具体的な照査項目は、可能変形量、クレビスの回転可能範囲、常時の温度変化の影響に対する耐久性、耐候性などが上げられる。特に注意すべきことは、ダンパーが地震時のみ有効に挙動するとしても、これらの照査においてはむしろ常時の影響を適切に評価することの重要性が高くなる。本段階で、すべての要求性能を満たすダンパーがない場合は、改めてダンパー震度の決定を行わざるを得ない。

取付部の設計は、1)ダンパーより先に取付部に損傷が生じないこと、2)ダンパーが想定通り挙動できる空間が確保されていること、および3)十分な剛性が確保されていること、の3つが設計の目的となる。ダンパーの減衰力は地震応答解析においては、小さめに評価することが安全側であったとしても、取付部の設計においては最大限を想定しなければ危険側の設計となる。もし、ダンパーより先に取付部に損傷が発生したら、ダンパーは想定通りの機能を果たすことができない。

空間の確保も非常に大事な課題である。橋脚天端においては、支承、変位制限装置、落橋防止装置など様々なものが配置されているケースが多いが、設計においては想定している最大変形時にそれぞれの装置が相互に支障しないことを確認する必要がある。

十分な剛性に関しては、4.4の結果と関連して説明される。もし、ダンパー降伏変位が十分小さかったとしても、取付部が変形した場合にはダンパー降伏変位が大きくなることと等価となる。

## 6. まとめ

制震橋梁の実務設計において、ダンパーの減衰力容量をどのように定めるかという課題に対し、橋梁条件をパラメーターとして、1質点系モデルの地震応答解析を行い検討を行った。検討対象は、桁端部と橋台が履歴型ダンパーで接続され、橋脚とダンパーが水平力を分担する形式の橋梁とした。検討においては、ダンパーの履歴吸収エネルギーと最大応答変位に着目した。

検討の結果、以下のことがわかった。

- 1)ダンパー減衰力容量が大きくなるにつれて、最大応答変位は低減するが、ダンパーの履歴吸収エネルギーはある点で極値を取り、それ以上ダンパー減衰力容量を大きくしても履歴吸収エネルギーは低下する。
- 2)制震橋梁は、非制震の橋梁に比較し入力地震波の位相特性の影響が強くなる恐れがあり、ダンパー履歴吸収エネルギーが最大となるダンパー減衰力容量も入力地震波の位相特性によって大きく変動する。よって、ダンパーの減衰力容量を選定する際には、入力地震動の位相特性によらずある程度以上の減衰効果を有していることが必要といえる。
- 3)橋脚の固有周期に対して、推奨されるダンパー減衰力容量を地盤種別ごとに示した(表-3)。橋脚固有周期のうち一般的な範囲においては概ね同レベルのダンパー減衰力容量とできる。
- 4)ダンパー減衰力容量の選定において、橋脚の降伏震度は考慮する必要がない。
- 5)ダンパーの降伏変位が小さいほど橋梁の応答変位低減効果は大きい。しかし、推奨するダンパー減衰力容量は、現実的に用いられるダンパー降伏変位  $\delta_{dp}=5\sim 30\text{mm}$  の範囲ではダンパー降伏変位によらないものとなる。
- 6)対象とする地震動レベルが大きくなるにつれて、選定すべきダンパー減衰力容量は大きくなる。

さらに、1)~6)の結果を用いて、実務設計においてダンパー減衰力容量及び下部構造を設計するためのフローを示した(図-18)。フローにおいては、ダンパーの減衰力と下部構造の仮定順序を示すとともに、各ステップにおいて考慮しなければならない事項について示した。なお、提案したフローは基本的な考え方を示したものであり、橋梁条件や用いるダンパーによっては異なった手順とせざるを得ない場合もあることは言うまでもない。

本研究は、制震橋梁設計の実務において役立つものと考えているが、本研究において次のような課題が残った。

- 1) 入力地震動の位相特性が橋梁の応答に及ぼす影響は非制震橋梁よりも大きくなる恐れがある。位相特性の

影響を明らかにし、位相特性によらず制震橋梁の安全性を確保するための設計法を整備することは今後の課題である。

- 2)パラメトリックスタディにより得られた結果に関して、必ずしも論理的に説明できない点が残った。これらを明らかにすることで、より合理的な設計に近づけることが可能になるものと思われる。

## 参考文献

- 1) 金治英貞, 鈴木直人, 香川敬生, 渡邊英一: 長大トラス橋の耐震性能向上化における設計入力地震動と損傷制御構造, 土木学会論文集, No.787/I-71, pp1-19, 2005.4.
- 2) 下前隆雄, 川端淳: 伊弉高架橋における制振装置を用いた耐震補強対策検討, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol61, pp.479-480, 2006.9.
- 3) 天野寿宣, 伊奈義直, 新倉一郎, 武田篤史: 皿バネボルトセットを用いた摩擦型ダンパーの橋梁への適用性の検討, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol64, pp.1141-1142, 2010.9.
- 4) 土木研究センター: 道路橋の免震・制震設計法マニュアル(案), 2011.12.
- 5) Building Seismic Safety Council of the National Institute of Building Sciences: NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures (FEMA P-750), 2009 Edition, 2009.
- 6) 蔭山満, 安井謙, 背戸一登: 多モード連結制振を対象とした連結バネとダンパーの最適配置に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第583号, pp.79-86, 2000.12.
- 7) 阿部雅人, 藤野陽三: 高架橋構造全体系の耐震性能の向上を考えたパッシブ制震装置の最適化, 土木学会論文集, No.605/I-45, pp241-252, 1998.10.
- 8) 井上範夫, 五十子幸樹: 建築物の変位制御設計, 丸善出版, 2012.12.
- 9) 武田篤史, 佐野剛志: 皿バネボルトセットを用いた摩擦型ダンパーの性能評価, 構造工学論文集, Vol.58A, 2012.3.
- 10) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2012.3.
- 11) T. Takeda, M. A. Sozen, N. N. Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp. 2557-2573, 1970.12.
- 12) 星隈順一, 運上茂樹: 時刻歴応答解析に用いる入力地震動の数と非線形応答値のばらつき, 構造工学論文集, Vol.49A, 2003.3.
- 13) 鉄道総合技術研究所 編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 丸善, 2012.9.

(2013年9月25日受付)