

許容塑性率を満足する摩擦型ダンパーの設計手法の開発

豊岡 亮洋* 寶地 雄大**

Development of the Design Method of the Friction Damper to Meet the Ductility Demand

Akihiro TOYOOKA Yudai HOCHI

Various types of the dampers have been adopted for the bridges and the viaducts in order to assure the safety of railway structures against strong earthquakes. Although such devices attain significant damage reduction, a bunch of complex dynamic analyses are required to design the appropriate damper properties considering nonlinear interaction between the damper and the structure. In order to overcome such a difficulty, a simple design chart was proposed that gives the necessary control force and the corresponding displacement of the friction damper to meet the maximum ductility demand of the structure. In addition, it has been confirmed through numerical simulations of the real railway bridge that the damper designed by the proposed chart reduces the damage of the structure below the predetermined damage level.

キーワード：制震設計，摩擦型ダンパー，許容塑性率，設計線図

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震以降、脆性的なせん断破壊を防止するため、橋梁・高架橋に対して鋼板巻き立てやRC巻き立てなどの補強工事が実施されてきた^{1) 2)}。また、こうした巻き立て工法を活用し、構造物の耐力を増加させて損傷を低減させる曲げ補強についても実施されている状況にある。一方で、河川橋梁や都市内高架橋などにおいては、周辺環境やコスト面等の制約から、巻き立て工法のような通常の耐震補強法の適用が困難な場合も多く、新しい補強法が求められている。

このための手法の一つとして、図1のような制震構造の活用が考えられる。制震構造は、ダンパーのようなエネルギー吸収を行う部材を構造物内に設置することで、地震時の構造物の振動エネルギーを吸収し損傷の低減を図るものである。制震構造は、平成24年に改訂された「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計」（以下、耐震標準¹⁾）で復旧性を向上させる手法の一つとして言及されており、部分対策により応答低減を図ることが可能であることから、上記の課題に対応可能な工法の一つと考えられる。制震構造は道路³⁾や建築⁴⁾で多くの実績を有し、鉄道でもRC巻き立てを代替する耐震補強法としての活用事例もあり⁵⁾、今後の適用拡大が想定される。

一方で、こうした制震構造の設計を行うためには、構造物や地盤の条件に応じて、構造物の要求性能を満足させるように制震装置の荷重や変位特性を設定し、動的解

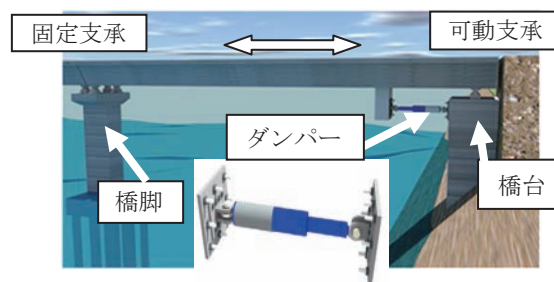


図1 制震ダンパーの橋梁への適用例

析により応答値の算定と照査を行う必要がある。しかし、現状ではこうした設計を行うための設計法等が十分整備されておらず、個別案件に応じて多数の設計計算を繰り返し行う必要があるという問題があった。

そこで本研究では、鉄道橋での採用事例が多い摩擦型制震ダンパーを対象として、地震動規模や周波数特性、構造物の周期特性や強度等の与条件において、所定の応答塑性率を満足させるために必要な制震ダンパーの必要荷重および必要変位量を直接的に算定する手法および設計線図を構築した。また、実橋梁モデルを用いた試計算により、構築した設計線図の精度および効果を検証した。

2. 摩擦型ダンパーの設計線図

2.1 対象とする構造物および制震ダンパー

制震ダンパーを組み込む構造物は、設計法として汎用性を持たせるため、具体的な実構造物を設定せず、図2のように一般的な非線形応答スペクトル法により応答値算定が可能な、橋梁・高架橋を想定する。

また、対象とする制震ダンパーは、様々な種類の装置

* 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御研究室

** 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御研究室

(現：東海旅客鉄道株式会社)

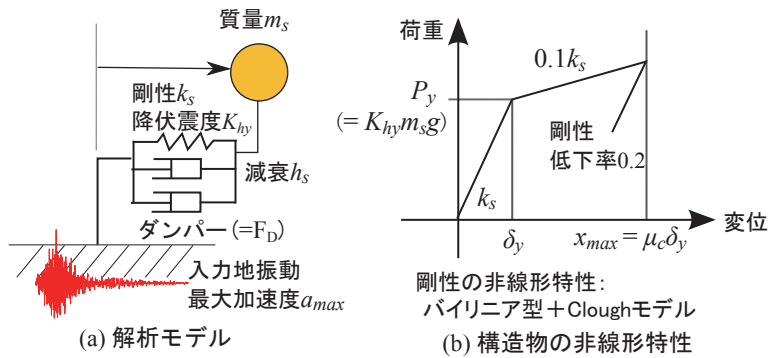


図2 解析モデルの概要

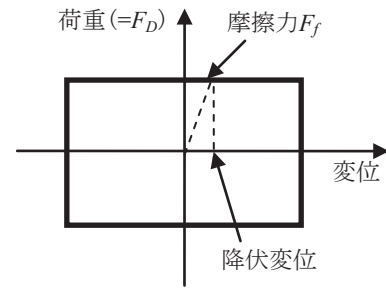


図3 摩擦型履歴特性

が開発・実用化されているが、現状で鉄道橋での適用実績が多い制震ダンパーを調査したところ、図3のような摩擦型履歴を有するダンパー^{例えは6)}の適用が多い傾向があった。これは、所定の変位および荷重制約下で最も効率的なエネルギー吸収が可能であること、荷重が摩擦力で頭打ちとなり、ダンパーのストローク範囲内では想定以上の荷重が生じないこと、道路・建築向けの市場製品が比較的多いことなどが理由として考えられる。

そこで以下では摩擦型履歴特性を有するダンパーを対象として、構造物が所定の耐震性能を満足するための制震ダンパーの必要荷重および必要変位量を算定可能な設計線図を構築する。構造物の耐震性能を表す指標としては、設計で一般的に算定および照査される、最大応答塑性率を採用する。すなわち、図2のモデルに対し、構造条件を変えて非線形地震応答解析を多数実施し、所定の目標応答塑性率 $(=\mu_c)$ を満足させるダンパーの必要摩擦力および必要変位を算定し、設計線図として整理する。図2により表現し得る構造としては、例えば図1のように、固定～可動構造の可動支承側の橋台にダンパーを設置して橋脚の応答低減を図る構造や、ラーメン高架橋にブレースを介してダンパーを設置する構造などが考えられる。

2.2 計算モデルおよび入力地震動

計算に際して設定が必要な構造物のパラメータとしては、1) 質量 m_s 、2) 等価固有周期 T_s 、3) 減衰定数 h_s 、4) 非線形履歴特性、5) 降伏震度 K_{hy} を設定する必要がある。まず、1) については $m_s=100$ tとし、構造物の弾性剛性 k_s は降伏点を通る等価固有周期 T_s と質量 m_s から設定する。なお、以降の方法で整理することで、質量の絶対値に依存しない必要荷重や応答塑性率を得ることができる。2) の等価固有周期 T_s は0.3～2.0秒の範囲でパラメータとした。3) の減衰定数は耐震標準に示される周期依存減衰定数を用い、ダッシュポットで設定する¹⁾。

4) の非線形履歴特性は、5) の降伏震度 K_{hy} において折れ点を有するバイリニア骨格を設定し、履歴法則はClough型履歴を設定した。降伏震度 K_{hy} は解析パラメータとし、次節で示すように加速度比 β により設定する。

骨格設定における二次剛性倍率および剛性低下率は、耐震標準におけるRC構造の非線形応答スペクトル作成の際のモデルを参考に、それぞれ0.1、0.2とした¹⁾。なお、このモデルは上部構造物が基礎構造物に先行して降伏することを想定したモデルとなっているため、提案する設計線図は上部構造物の降伏が先行する構造物に対して制震装置を導入することを想定している。

対象とするダンパーは摩擦型ダンパーとし、ダンパーの発揮する荷重 F_D および履歴特性は、図3のように摩擦力 F_f において荷重が頭打ちとなる非線形特性を設定した。入力地震動は、耐震標準で規定されるL2地震動スペクトルIおよびスペクトルII(G3, G5)とした¹⁾。

2.3 制震ダンパーの設計パラメータ

ここでは、設計線図の構築にあたり、図2のモデルに対して構造物の応答に影響を与える解析パラメータを設定する。まず目標とする応答塑性率 μ_c は、ダンパーの適用により構造物を軽微な損傷に留めることを想定し、1.0(弾性範囲)を設定する。

次に、降伏震度 K_{hy} については、構造物の非線形応答が入力地震動の規模と構造物の強度との相対的な関係に依存することから、入力地震動の規模を表すパラメータとして最大加速度 a_{max} を用い、式(1)で定義される加速度比 β をパラメータとして解析を行った。

$$\beta = \frac{a_{max}}{K_{hy}g} \quad (1)$$

加速度比は、0.5, 0.75, 1.0, 1.25, 1.5, 1.75, 2.0, 3.0, 4.0の9ケースを設定した。すなわち、地震動の最大加速度と β から降伏震度 K_{hy} を求めて解析パラメータとする。なお、同一地震動に対して加速度比が同じ場合、降伏震度や最大加速度の絶対値が異なっても応答塑性率は同一となる。

以上の与条件に対して、ダンパーの摩擦力 F_f を与えた解析により応答塑性率 μ_c を算定し、所定の応答塑性率 μ_c に収束するまで摩擦力 F_f を変化させて繰り返し解析を実施した。この収束計算においては、応答塑性率の許容誤差として $\pm 5\%$ を設定した。

上記により目標応答塑性率 μ_c を実現する摩擦力 F_f を求

めた後、これを式(2)のように正規化し、構造物の降伏荷重に依存しないダンパーの正規化摩擦力 γ を算定した。

$$\gamma = \frac{F_f}{K_{hy} m_s g} \quad (2)$$

なお、条件によっては、ダンパーの摩擦力が十分小さい場合でも応答塑性率 μ_c が所定の応答塑性率 μ_t を下回るケースがある。そこで、ダンパーの摩擦力 F_f には下限値を設定し、この下限値を下回っても応答塑性率 μ_c が所定の応答塑性率 μ_t を下回る場合には計算を打ち切った。従って、 $\mu_c \leq \mu_t$ となる。また、摩擦力の下限値として、ここでは10kNを設定した。

次に、ダンパーの必要変位 D_{max} を算定する。ここで、図2の応答変位は上部構造物～基礎～地盤の変位との和であるため、厳密には本解析の最大変位はダンパー自体の変位よりも大きくなる。しかし、応答変位がダンパーの許容変位を上回ると、ダンパーの損傷等により減衰性能が十分発揮できなくなることから、ここでは安全側の設計を行う目的で、正規化摩擦力 γ のダンパーを用いた場合の応答塑性率 μ_c に相当する変位として式(3)で算定する。

$$D_{max} = \left(\frac{T_s}{2\pi} \right)^2 K_{hy} g \cdot \mu_c \quad (3)$$

ここで μ_c が目標応答塑性率に収束した場合は $\mu_c = \mu_t$ であるが、 $\mu_c < \mu_t$ となる場合、ダンパーの摩擦力は下限値(=10kN)となるので、この下限値をダンパー荷重とした解析による応答塑性率 μ_c を用いて D_{max} を算定する。

2.4 設計地震動に対する制震ダンパーの設計線図

以上の結果を、等価固有周期 T_s 、加速度比 β の関数として表示することで、構造条件および地盤条件を与条件として、ダンパーの必要摩擦力和最大変位を算定する設計線図を整理した。図4および図5には、以降の議論のため、加速度比 $\beta=1.5$ および 2.0 の条件を例として、L2地震動スペクトルIおよびスペクトルIIの正規化摩擦力 γ を示す。また、図6～図9には、地震動および加速度比ごとの正規化摩擦力および応答塑性率の設計線図を示す。

この設計線図により制震装置の設計を行うためには、構造全体系のプッシュ・オーバー解析等から構造物の等価固有周期 T_s 、質量 m_s 、降伏震度 K_{hy} 、地盤条件を算定する。これらの条件に対して、地盤条件に応じた設計地震動の最大加速度 a_{max} を用い、式(1)の加速度比 β を算定する。この等価固有周期 T_s および β に対応した点を正規化摩擦力の設計線図から読み取り、所定の応答塑性率を満足させるために必要な正規化摩擦力 γ を算定する。この γ と式(2)から必要なダンパー摩擦力に変換する。また、ダンパーの必要変位についても、図6(b)～図9(b)から応答塑性率を読み取り、式(3)により算定する。具体的な設定法については次章で示す。

これらの設計線図から、特にダンパーの正規化摩擦力

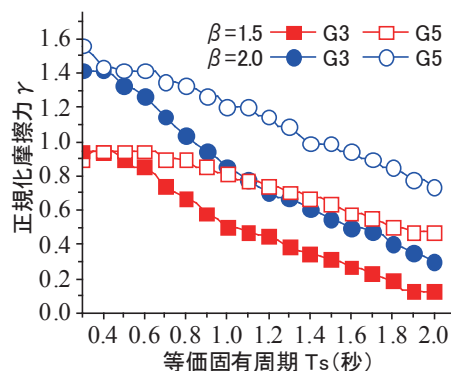


図4 正規化摩擦力の設計線図の例
(L2地震動スペクトルI・ $\mu_t=1.0$)

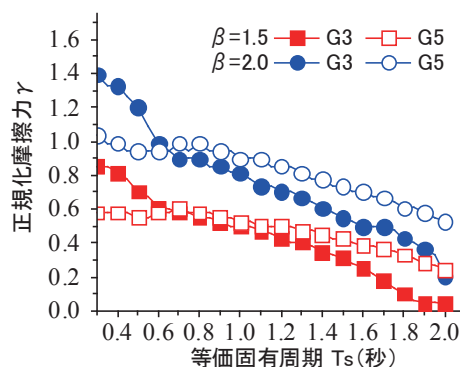


図5 正規化摩擦力の設計線図の例
(L2地震動スペクトルII・ $\mu_t=1.0$)

γ に着目し、構造・地盤条件との関係について考察すると以下の通りとなる⁷⁾。

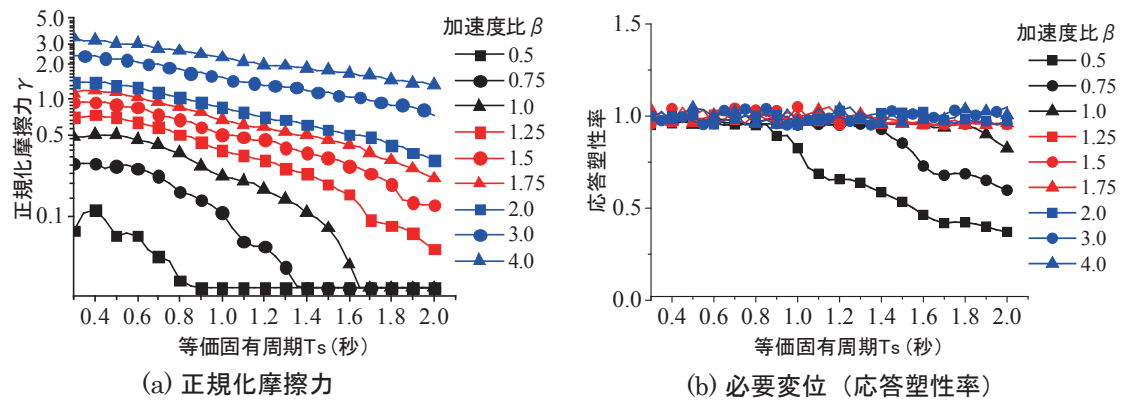
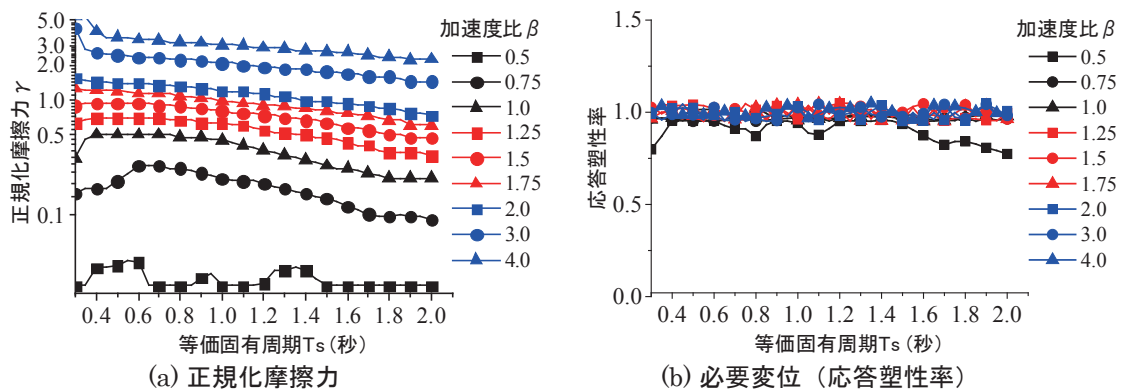
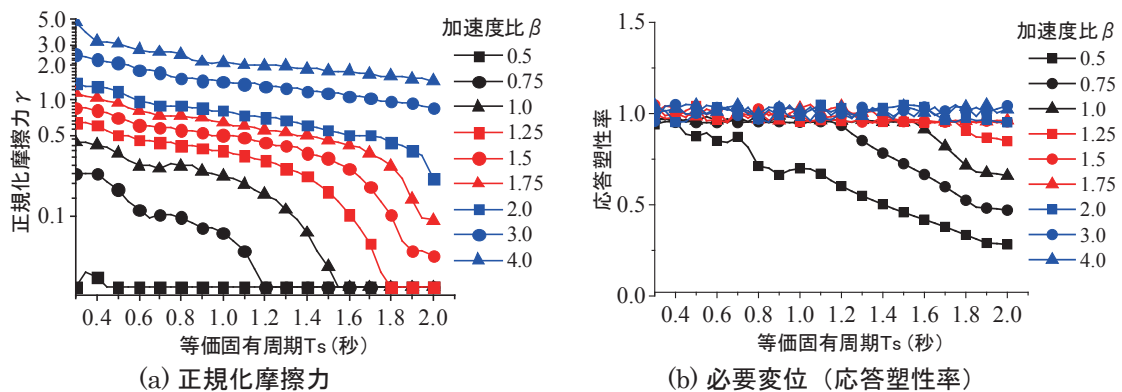
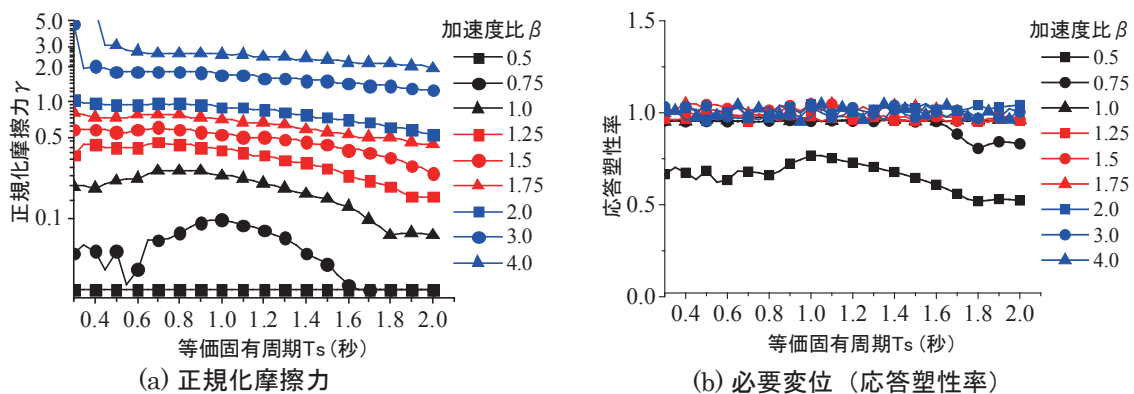
(1) 構造物の等価固有周期の影響

図6～図9から、ダンパーの正規化摩擦力 γ は全体的に短周期側で大きく、長周期側で徐々に低下する傾向を示している。これは入力地震動の特性によるものであり、特に長周期側では入力地震動との共振が生じる可能性が少なくなり、応答加速度や慣性力も低下する。このため、ダンパーなしの構造においても応答塑性率が短周期側と比べて相対的に低下し、所定の応答塑性率を満たすために必要なダンパー荷重も減少する傾向がある。

(2) 地盤条件の影響

図4および図5によりG3地盤とG5地盤の結果を比較すると、(1)で示したようにいずれの地盤条件でも長周期側で正規化摩擦力 γ が低下する傾向を示しているが、長周期側での γ の低下度合いはG5地盤の方がG3地盤よりもゆるやかであり、 γ の絶対量としてもG5地盤の方が大きい傾向がある。

この要因を入力地震動の特性から明らかにするため、L2地震動スペクトルIおよびII(G3・G5地盤)について、入力加速度を100galとして減衰5%の線形系に入力した場合の絶対応答加速度の応答倍率(=入力加速度に対する絶対加速度応答の比)を図10に示す。この図から、G5地盤入力ではG3地盤入力よりも長周期側(概ね1.0

図6 ダンパーの設計線図 (L2 地震動スペクトル I (G3) · $\mu_t=1.0$)図7 ダンパーの設計線図 (L2 地震動スペクトル I (G5) · $\mu_t=1.0$)図8 ダンパーの設計線図 (L2 地震動スペクトル II (G3) · $\mu_t=1.0$)図9 ダンパーの設計線図 (L2 地震動スペクトル II (G5) · $\mu_t=1.0$)

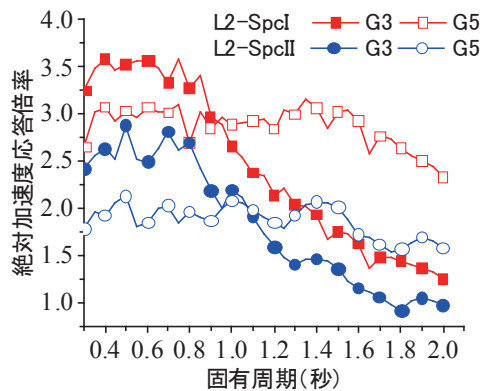


図 10 入力に対する絶対加速度応答の倍率
(線形系：5% 減衰)

秒以上)により大きな成分を有しており、周期による応答の変動も相対的に小さいことから、加速度比 β が同一の場合、G5地盤のように長周期側まで成分を有する地震動の方が構造物に作用する慣性力が相対的に大きく、ダンパーの必要摩擦力も大きくなる傾向があると推定される。

(3) 地震動による影響

図4および図5から、同一の地盤条件および加速度比 β におけるダンパーの必要摩擦力は、G3地盤においては等価固有周期が約1秒以下の領域において、G5地盤においては固有周期全域に対して、スペクトルⅠの方がスペクトルⅡを上回る傾向がある。異なる入力地震動で加速度比が同じ条件を比較することは、加速度比 β の定義から、地震動の最大値と構造物の降伏震度が同一で波の特性が異なる条件を比較していることに相当する。図10から、入力加速度が同じ場合、上記の周期帯ではスペクトルⅠの方がスペクトルⅡよりも応答が大きくなる傾向を示しており、スペクトルⅠの方がスペクトルⅡを上回る傾向は入力波の特性の影響と考えられる。

(4) 加速度比 β の影響

図6～図9から、いずれの地震動入力の場合についても、加速度比 β が増加するほどダンパー容量は増加する傾向がある。これは、1自由度系の応答塑性率を目標性能としているため、入力レベルが増加した場合もダンパー容量を増加させることで応答塑性率を小さくできるためである。ただし、ダンパー容量の増加程度によっては、上部構造物の損傷は低減する一方で、橋台や基礎の損傷が進展する可能性があることに注意が必要である。

3. 実橋への適用を想定した試算例

3.1 対象構造物

以上で構築した設計線図を用いた設計法を提示するとともに、精度を検証するため、実橋梁モデルを用いた制震ダンパーの試設計および動的解析を行った。

対象構造は、図1に示す固定～可動構造を有する1ス

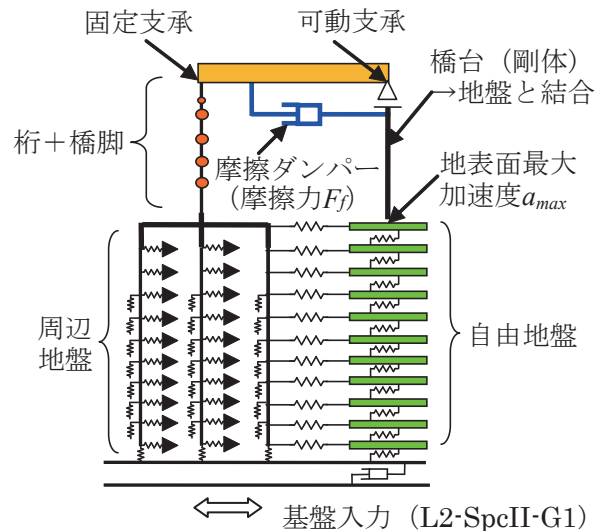


図 11 動的解析モデル

パンの橋梁を想定し、線路方向の解析を行った。橋脚～桁の構造諸元および地盤条件は、設計計算例をもとに設定する⁸⁾。ただし、可動側は地盤と一体となって振動する剛な橋台と仮定した。また、固定側の支承耐力および可動側支承のすべり力は考慮せず、固定側は完全固定、可動側は摩擦なしで滑動するものとした。橋台の振動挙動を考慮しないため、ダンパーは直接構造物～地盤間を接続することになり、この構造物は設計線図で想定する、図2の1自由度モデルに置換することができる。なお、制震ダンパーを導入後の目標塑性率 μ_t は1.0とする。

3.2 基本特性の設定と動的解析モデルの構築

設計計算例のモデルは、L2地震動に対して照査を満足する諸元を有しており、ダンパー補強が必要となる損傷が生じない。そこで、配筋量および橋脚断面を低減することで橋脚の耐力を低減させたモデルを作成した。地盤条件は設計計算例の地盤条件(G3地盤)を用いた。

以上により構築した橋脚～桁系のモデルに対して、まず静的非線形解析を実施し、基本的な振動特性を算定した。この結果、構造物は上部工先行降伏となり、降伏変位は99mm、等価固有周期 T_{eq} は1.44秒と算定された。また、構造全体系の降伏震度 K_{hy} は0.23となった。

次に、図11の動的解析モデルを構築した。モデルは自由地盤～周辺地盤～構造物の一体解析モデルとした。一方、ダンパーを取り付ける橋台は自由地盤の地表面と同じ挙動をする剛体モデルで表現する。この橋脚と橋台の間をダンパーで結合する。橋脚および桁はモーメント～曲率関係で表現した。骨格曲線のモデルは先の静的非線形解析の結果を用い、履歴法則等は耐震標準によりモデル化した¹⁾。自由地盤は構造モデルとは別に設け、土層間の非線形特性をGHE-Sモデル¹⁾により表現し、基盤からL2地震動スペクトルⅡ(G1)を入力した。この

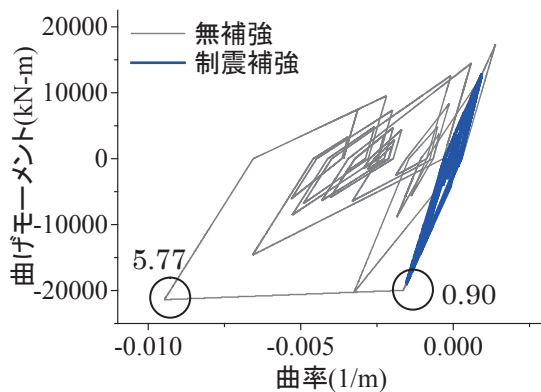


図12 固定橋脚のモーメント～曲率応答比較

自由地盤部分の解析から、地表面位置での最大加速度 a_{max} を算定し、加速度比 β の計算に用いた。この解析では $a_{max}=360\text{gal}$ となった。

3.3 制震ダンパーの試設計

制震ダンパーは、図3のような摩擦型ダンパーの使用を想定し、L2地震動スペクトルII (G3地盤)、目標塑性率 $\mu_t=1$ の設計線図(図8)により設計を行った。設計線図に必要なパラメータは、加速度比 β および等価固有周期 T_{eq} であり、上記から $\beta = 360/(0.23 \times 980)=1.60$ 、 $T_{eq}=1.44$ 秒であるので、正規化摩擦力を図8から線形補間で読み取ると0.39となる。すなわち、式(2)から構造物の降伏荷重の0.39倍をダンパーの摩擦力として設定する。本構造物では、基礎～橋脚～桁の等価重量は8645kNと算定されたので、ダンパーの必要摩擦力は $F_f = 8645 \times 0.39 \times 0.23=775\text{kN}$ となった。ダンパー降伏変位は、実際のダンパー製品の特性を参考に2.5mmとした。これらの諸元を用いた図3の摩擦型特性を解析モデルに組み込んだ。

3.4 動的解析結果

図12に固定橋脚基部のモーメント～曲率応答を示す。図では、無対策の場合の履歴についても比較のため示している。この結果から、ダンパーを用いることで最大応答塑性率は5.77から0.90まで低減されており、ダンパーにより橋脚の大幅な損傷低減を実現可能であることが分かる。なお、基礎の応答については、図12から上部構造物の曲げモーメント応答が補強前後でほぼ同一であること、およびこのモデルではダンパーの反力を橋台側で負担していることなどから、ダンパー設置による基礎の応答増加はほとんど生じていないことを確認している。

また、上記のようにダンパーを用いた場合の応答塑性率は0.90であるが、これは設計時の要求性能として設定した応答塑性率1.0程度となっている。このことから、振動挙動が図2のような1自由度系により表現可能な構造に対して、提案した設計線図により制震ダンパーの設計および制震効果の予測が可能であることが分かった。

4. 結論

本研究では、従来の耐震補強工法の適用が難しい構造物に対し、制震ダンパーを用いて応答低減を図ることを目的として、制震ダンパーの設計手法を提案した。本研究の成果を以下に示す。

- (1) 鉄道構造物に適用事例が多い摩擦型ダンパーを対象として、これを非線形応答スペクトル法により応答値の算定が可能な橋梁・高架橋に組み込むことを想定したダンパーの設計線図を提案した。この設計線図は、入力地震動の最大加速度と構造物降伏加速度の比、構造物の固有周期、地盤条件を与えることで、所要の応答塑性率を実現する摩擦ダンパーの必要荷重および最大応答変位を簡易に算定可能である。
- (2) 提案した設計線図を用いて実橋を対象とした制震装置の試設計を実施した。その結果、橋脚基部の応答塑性率を目標とする応答塑性率以下に抑制できることを確認した。

なお、鉄道総研ではこの設計線図を含む制震ダンパーの設計手引きを別途整備しており、今後も実構造物に対する制震ダンパーの導入拡大を図りたいと考えている。

文 献

- 1) 国土交通省鉄道局監修，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，2012
- 2) 国土交通省：第8回交通政策審議会陸上交通分科会 鉄道部会資料：東日本大震災における鉄道施設の防災対策の効果と今後の取組について，2011
- 3) (財)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
- 4) (一社)日本免震構造協会：パッシブ制振構造設計・施工マニュアル(第3版)，2013
- 5) 豊岡亮洋，古屋卓稔，中田裕喜，宇野匡和：免制震構造を活用した大規模鉄道PC橋りょうの耐震補強，第19回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2016
- 6) (財)先端建設技術センター：先端建設技術・技術審査証明報告書 橋梁用プレーキダンパー(審査証明依頼者：大林組)，2012
- 7) 豊岡亮洋：所要の応答塑性率を満足させる摩擦型ダンパーの設計手法の提案，第36回土木学会地震工学研究発表会講演概要集，B12-936，2016
- 8) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物 照査例 鉄筋コンクリート橋脚(杭基礎)，2007