

狭隘箇所に設置可能な落橋防止機能兼用型 制震装置の概略設計法の提案

和田 一範¹・櫛谷 拓馬²・豊岡 亮洋³

¹ 正会員 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)
E-mail: wada.kazunori.73@rtri.or.jp (Corresponding Author)

² 正会員 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)
E-mail: kushiya.takuma.19@rtri.or.jp

³ 正会員 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)
E-mail: toyooka.akihiro.58@rtri.or.jp

都市部にはロッキング橋脚を有する鉄道橋梁が数多く存在し、桁の過大变位抑制や落橋防止対策の推進が求められている。しかし、同形式の橋梁は、都市部特有の事情として施工・設置スペースが狭隘であるため、従来の対策工では適用困難な場合がある。そこで、著者らの一部は、施工性に配慮した狭隘箇所に設置可能な小型で落橋防止機能を兼用した制震装置を提案している。本研究では、提案する装置を概略設計する方法を提案する。具体的には、1 自由度系の非線形応答解析結果を整理することで、装置の諸元に対する桁の応答変位および橋脚の応答塑性率を簡易に算定可能なノモグラムを提案した。

Key Words: *damping device, simple design method, narrow spaces, bridge collapse prevention function*

1. はじめに

2016年の熊本地震では桁の過大变位によりロッキング橋脚を有する道路橋が落橋したり、鉄道においても、図-1 に示すようなロッキング橋脚を有する橋梁が都市部の重要箇所などに多数存在するため、国土交通省の省令が改正され、落橋防止対策の推進が求められている²⁾。ロッキング橋脚を有する鉄道橋梁は、鋼桁を桁支承およびロッキング橋脚で支持する形式で、ロッキング橋脚の上下端がピボット支承を介して接続されるヒンジ構造となっている。本構造について、桁座からの落橋という事象を防ぎ安全性を確保するためには、落橋防止装置を設ける必要がある。また、都市内の橋梁は一般には重要構造物であるため、地震時被害の周辺環境への影響度の大きさに鑑みると、地震時の損傷程度をなるべく低減させ、早期運転再開を実現する復旧性を向上させることも重要といえる。このためには、想定を超える地震動に対する落橋防止機能に加え、エネルギー吸収による制震機構を持たせることで、落橋に至るリスクをさらに低減し、復旧性の高い構造とすることが望ましいと考えられる。一方で、同形式の橋梁は、桁支承部が狭隘であることや桁下を幹線道路や鉄道が利用していることから桁下空頭が

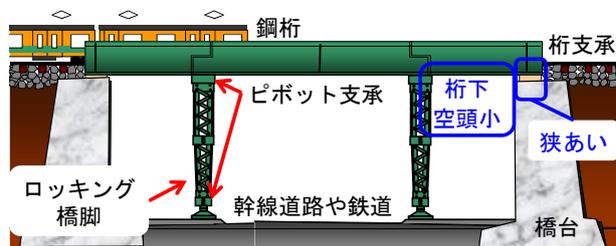


図-1 ロッキング橋脚を有する鉄道橋梁

十分に取れないなどの施工上の課題が存在するため、制震ダンパーのような従来の対策工法では、対策不可能なケースも考えられる。

そこで、著者らの一部は、狭隘箇所に設置可能な落橋防止機能兼用型の制震装置を提案した³⁾。本装置の詳細は2章で述べるが、複数の鋼棒を一体化させて桁に取り付けることで、鋼棒の塑性変形によるエネルギー吸収(制震)と鋼棒の高い延性による桁重量支持(落橋防止)を可能としている(図-2)。また、既往検討では、提案装置が実橋梁において所定の制震機能および落橋防止機能を有することが確認されている⁴⁾。ただし、既往検討は具体的な橋梁を対象にしたものであり、3次元骨組みモデルの動的解析⁴⁾あるいは3次元FEMモデルの静的

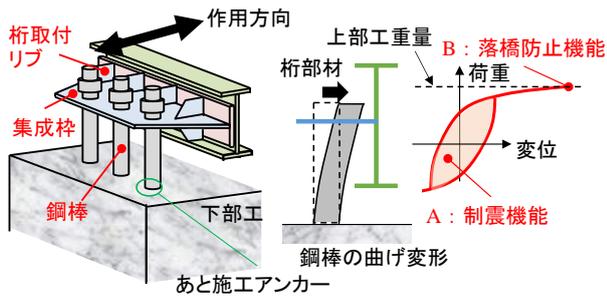


図-2 提案装置の概要

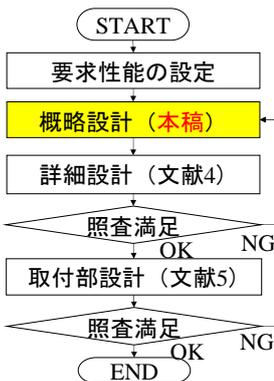


図-3 提案装置の設計フローと本稿の位置づけ

解析^②といった詳細な解析を試行錯誤的に実施した結果を整理している。しかし、このような詳細な解析を試行錯誤的に実行するのは非効率であり、対象橋梁に対して所定の性能（例えば、桁の応答変位や橋脚・基礎系の応答塑性率）を満足する装置の諸元（鋼棒径や鋼棒本数）を概略評価したうえで、詳細な解析による照査を行う流れが合理的といえる（図-3）。

そこで、本稿では所定の制震効果を有する提案装置の諸元を概略設計するために装置の諸元と橋梁の応答値の関係を整理する。具体的には、対象橋梁に提案装置を取り付けた構造系を単純な1自由度系モデルとして表現し、鉄道構造物の耐震設計で用いられる設計地震動^③に対する応答変位や応答塑性率を簡易に算定するためのノモグラムを提案する。

2. 提案装置の概要^③

提案装置^③の概要を図-2に示す。提案装置は複数の鋼棒を下部工天端（図-1の桁支承部付近）にあと施工アンカーで設置し、集成枠を介して桁に取り付けることで、桁の慣性力を一様に鋼棒群に伝達する構造である。鋼棒の塑性化後の曲げ変形によるエネルギー吸収効果で制震機能を有する（図-2A）。また、鋼棒の高い延性で上部工重量を支持することで落橋防止機能も有する（図-2B）。さらに、3章で述べる通り狭隘な桁支承部上に設

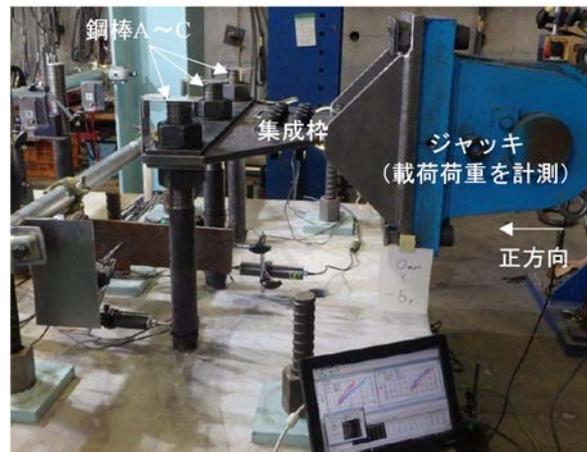


図-4 要素実験^③の概要

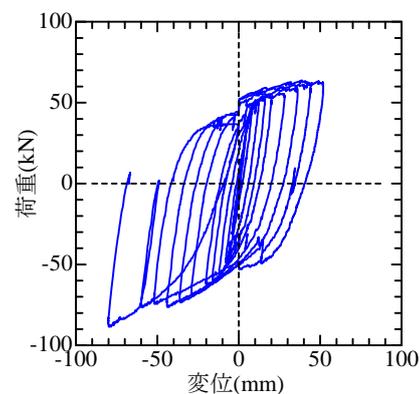


図-5 要素実験による荷重－変位関係^③

置可能な小型なサイズであり、桁下空頭を侵さない。また、提案装置で発揮される制震機能は、鋼棒径、鋼棒本数、鋼棒材料、荷重の作用高さなどを調整することで任意に調整可能である。

本装置の非線形特性は要素実験^③により確認されている。本稿では3章で後述するように、この実験結果を基本として鋼棒本数や鋼棒径に応じて実験結果を補正することで装置の非線形特性を設定する。ここでは本論文に関連する部分について、要素実験結果を簡単に述べる。要素実験は、RCスタブに先施工アンカーで500mm深さまで埋め込んだ径50mmのSS400材の鋼棒3本（鋼棒A～C）を集成枠で一体化させて、高さ400mm位置に静的荷重を作用させた（図-4）。載荷ステップは荷重－変位関係の最初の折れ点を降伏変位 δ_y （ $=4\text{mm}$ ）とし、 δ_y の整数倍の変位を正負交番で載荷した。荷重はジャッキのロードセル、変位（水平成分）は各鋼棒についてレーザー変位計にて計測した。

実験によって得られた荷重－変位関係を図-5に示す。ここで、変位は各鋼棒の計測結果の平均とした。本図より鋼棒の塑性化が進行するとともに、双曲線形状で履歴

ループを描くことがわかる。これにより、エネルギー吸収効果（履歴減衰約45%）が発揮され、制震機能が発揮される。なお、鋼棒3本の許容せん断耐力はSS400の規格値（短期の許容せん断応力度 136N/mm²）を参考にすると約 800kN であるため、装置に発生する荷重レベル（図-5）に対して十分余裕がある。

3. 検討概要

(1) 対象橋梁とモデル化法

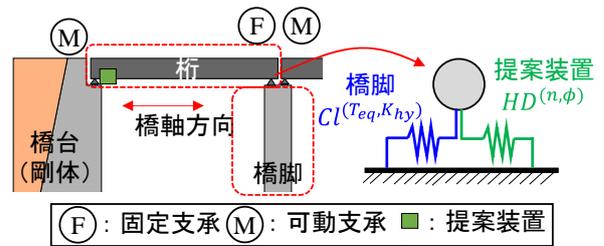
本章では、所定の桁の応答変位（支承部の変位）および橋脚・基礎系の応答塑性率を実現する提案装置の諸元を概略設計するノモグラム作成（5章に詳述）に向けた検討の概要を述べる。対象とする橋梁およびモデル化のイメージを図-6に示す。片側が橋台でもう一方が橋脚となっている橋梁を検討対象とする。このような構造は、道路を跨ぐ架道橋、鉄道を跨ぐ線路橋、河川を跨ぐ河川橋などに存在する。また、提案装置が落橋リスクに対する対策という主旨に鑑み、検討は橋軸方向とした。なお、桁支承部は狭隘な場合が多いため、提案装置のサイズは、鋼棒径 ϕ が50~100mm程度、鋼棒本数 n は1箇所あたり1~3本程度、全体寸法は幅1m×高さ0.4m×奥行0.4m程度を想定している。

モデル化としては、鉄道の耐震設計で行われる設計振動単位⁹⁾の考え方で1自由度系でモデル化した。このとき、橋脚は文献6)を参考に骨格曲線にBi-Linear、履歴特性にCloughモデル（降伏剛性に対する降伏後の剛性低下倍率 $\alpha=0.1$ 、除荷時の剛性低下指数 $\beta=0.2$ ）を設定し、減衰特性は周期依存させた。橋台は十分健全であると仮定し、剛体（地盤と同一挙動）とみなすこととした。提案装置の非線形特性は、2章でも述べた既往の要素実験結果³⁾にフィッティングさせるようにMasing則に従う双曲線モデルでモデル化したもの（図-7）⁴⁾を基本とし、本章(2)で述べるように鋼棒本数や鋼棒径の違いに応じて、図-7の結果を補正することで、任意の鋼棒本数・径に対してモデル化可能とした。

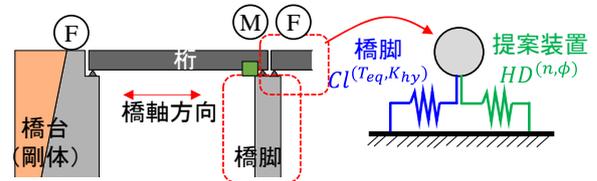
なお、対象構造をより一般化させるために、図-6はロッキング橋脚が無い構造として記載しているが、ロッキング橋脚を有する構造の場合は、桁の変位から回転角を求めてピボット支承の限界回転角に達するかを確認することで評価可能である。また、両端橋台の場合の類似の検討は、文献7)にて実施しており、この中で提案装置を入れた構造系の挙動を簡易な1自由度系で表現可能であることも確認している。

(2) 検討パラメータの整理

検討パラメータとしては、橋脚の振動特性（等価固有



(a) 可動支承—固定支承の場合



(b) 固定支承—可動支承の場合

図-6 検討対象構造とモデル化法

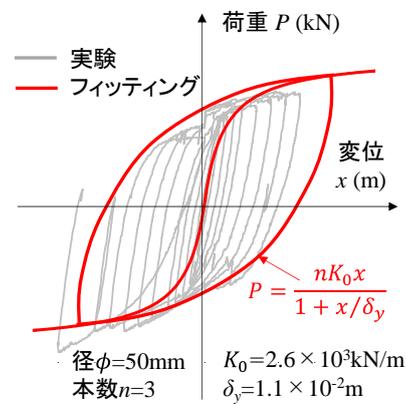


図-7 提案装置の非線形特性（鋼棒径50mm、鋼棒本数3本）

周期 T_{eq} 、降伏震度 K_{hy} ）および提案装置の諸元（鋼棒径 ϕ 、鋼棒本数 n ）、等価質量 m がある。1質点系の運動方程式を基に各パラメータの関係を考察することで、次章で検討するパラメータを整理する。

対象とするモデルの運動方程式は次式で表される。

$$\ddot{x} + 2h\omega\dot{x} + \frac{Cl^{(Teq, K_{hy})}(x)}{m} + \frac{HD^{(n, \phi)}(x)}{m} = -\ddot{z} \quad (1)$$

ここで、 x は変位、 h は減衰定数、 ω は固有円振動数、 z はある入力地震動に対する地表面変位を表す。また、 $HD^{(n, \phi)}(x)$ は鋼棒径 ϕ 、本数 n 本の時における双曲線モデルの復元力、 $Cl^{(Teq, K_{hy})}(x)$ は等価固有周期 T_{eq} 、降伏震度 K_{hy} における橋脚の復元力を表す。

上式において、復元力を表す左辺第3項と第4項が質量に依存して変化すると予想される。ここで、第3項は鉄道構造物の耐震設計⁶⁾で設定される非線形特性であり、質量に依存しないことは周知の事実である。次に、左辺第4項 $HD^{(n, \phi)}(x)/m$ について考える。この非線形特性は前述したように既往の要素実験結果³⁾にフィッティングさせるようにMasing則に従う双曲線モデルでモデル化しており、骨格曲線は次式で表される。

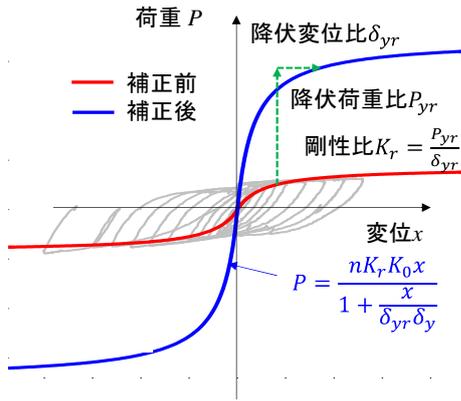


図-8 提案装置の非線形特性（鋼棒径が異なる場合）

表-1 検討パラメーター一覧

項目	パラメータ
橋脚	等価固有周期 $T_{eq}(s)$
	降伏震度 K_{ly}
	基準質量 $m(t)$
提案装置	鋼棒径 $\phi(mm)$
	鋼棒本数 n (基準質量 m に対して)
地震動	L2地震動スペクトル I, II (G0~G5地盤)

$$P_{HD}^{(n,\phi)}(x) = \frac{K_0(\phi)nx}{1 + x/\delta_y(\phi)} \quad (2)$$

ここで、 $K_0(\phi)$ は鋼棒径 ϕ 1本あたりの剛性に関するパラメータ、 $\delta_y(\phi)$ は鋼棒径 ϕ 1本あたりの降伏変位に関するパラメータであり、鋼棒径50mmの場合は要素実験結果のフィッティングにより、 $K_0(50)=2.6 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$ 、 $\delta_y(50)=1.1 \times 10^{-2} \text{ m}$ となる。上式において、鋼棒本数が n' 本の場合の骨格曲線は次式で表せる。

$$P_{HD}^{(n',\phi)}(x) = \frac{n'}{n} P_{HD}^{(n,\phi)}(x) \quad (3)$$

また、Masing則は骨格曲線には依らないため、次式が成り立つことが分かる。

$$HD^{(n',\phi)}(x) = \frac{n'}{n} HD^{(n,\phi)}(x) \quad (4)$$

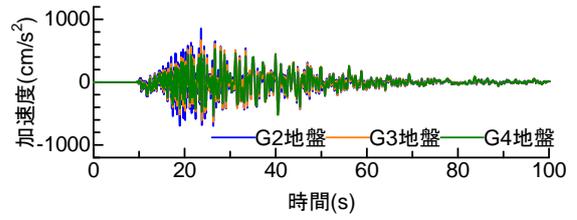
今、等価質量が m' である場合を考え、式(4)を式(1)に代入すると以下が得られる。

$$\ddot{x} + 2h\omega\dot{x} + \frac{Cl(x)}{m'} + \frac{1}{m'} \cdot \frac{n'}{n} HD^{(n,\phi)}(x) = -\ddot{z} \quad (5)$$

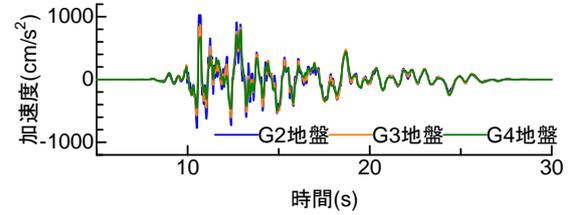
ここで、式(5)と式(1)の比較を行うと、左辺第3項は等価質量に依らないため、式(5)と式(1)で異なる箇所は左辺第4項の係数だけである。この係数が等しいとき、すなわち

$$\frac{1}{m} = \frac{1}{m'} \cdot \frac{n'}{n} \Leftrightarrow \frac{m'}{m} = \frac{n'}{n} \quad (6)$$

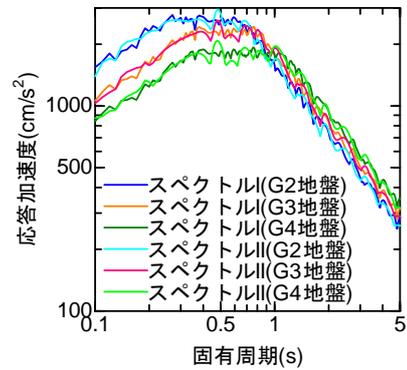
が成り立つ時、質点の挙動は一致する。式(6)から、基準となる質量 m と実橋梁の質量 m' の比率と基準の鋼棒本



(a) スペクトル I (G2~G4 地盤)



(b) スペクトル II (G2~G4 地盤)



(c) 加速度応答スペクトル（減衰5%）

図-9 入力地震動の例（L2地震動）

数 n と実際に設置する鋼棒本数 n' の比率が一致した場合に、桁の挙動は一致するということが分かる。すなわち、ある基準質量 m であらかじめ検討しておけば、実際の橋梁に適用する際には基準質量 m と実際の質量 m' の比率に合わせて鋼棒の本数を調整することで、質量の違いに対して対応することが可能である。

また、鋼棒径を変える場合は図-8および次式で示すように、剛性比 K_r 、降伏変位比 δ_{yr} を用いて補正する。

$$P_{HD}^{(n,\phi')} (x) = \frac{K_0(\phi')nx}{1 + x/\delta_y(\phi')} = \frac{K_r K_0(50)nx}{1 + x/(\delta_{yr} \delta_y(50))} \quad (7)$$

以上をまとめると、次章で示すパラメータスタディを行う際は、表-1が検討パラメータとなる。

本稿では、等価固有周期 T_{eq} は0.2s~5s、降伏震度 K_{ly} は0.2~2の範囲で網羅的に設定し、基準質量 m は100~2,000tで設定した。鋼棒径 ϕ は50mm、80mmの2ケース設定し、鋼棒本数 n は1~12本で設定した。また、入力地震動は、鉄道構造物の耐震設計⁹⁾で考慮しているL2地震動スペクトルI, II（地盤種別G0~G5地盤）の計12波とした。入力地震動の例を図-9に示す。

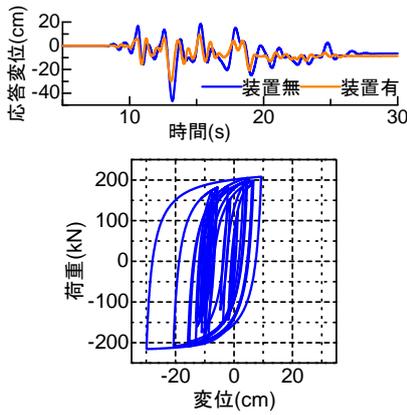


図-10 応答結果の例（上：桁の応答変位波形，下：装置の履歴曲線）

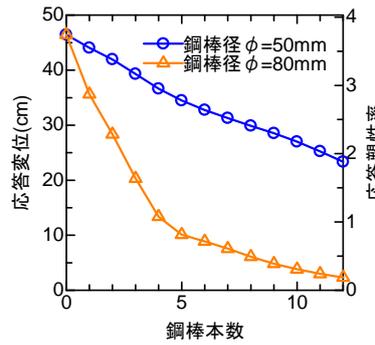


図-11 鋼棒諸元と応答変位，応答塑性率の関係例 ($T_{eq}=1.0s$, $K_b=0.5$, $m=100t$, L2 スペクトル II G3)

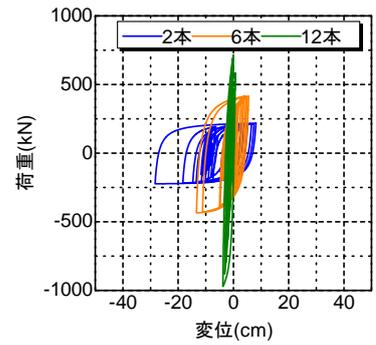


図-12 鋼棒諸元と装置の履歴曲線の関係例 ($T_{eq}=1.0s$, $K_b=0.5$, $m=100t$, $\phi=80mm$, L2 スペクトル II G3)

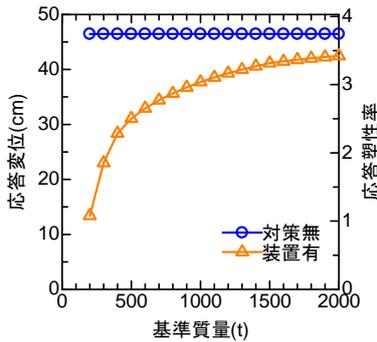
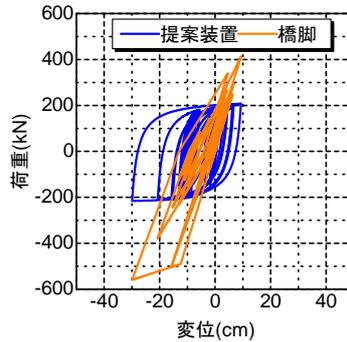
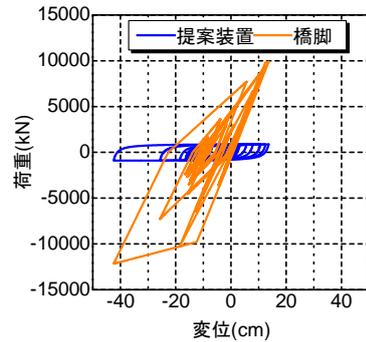


図-13 基準質量と応答変位，応答塑性率の関係例 ($T_{eq}=1.0s$, $K_b=0.5$, $n=8$, L2 スペクトル II G3)



(a) 基準質量 $m=100t$



(b) 基準質量 $m=2000t$

図-14 基準質量の違いと装置の履歴曲線の比較 ($T_{eq}=1.0s$, $K_b=0.5$, $\phi=80mm$, $n=8$, L2 スペクトル II G3)

4. パラメータスタディによる傾向分析

(1) 応答変位波形と装置の履歴曲線

本章では，ノモグラムを算定する前にいくつかの解析結果を分析することで，応答結果の傾向分析を行う。解析結果の一例として等価固有周期 $T_{eq}=1.0s$ ，降伏震度 $K_b=0.5$ ，基準質量 $m=100t$ ，鋼棒径 $\phi=50mm$ ，鋼棒本数 $n=8$ 本，入力地震動を L2 地震動スペクトル II (G3) とした場合の桁の応答変位波形および提案装置の履歴曲線を図-10 に示す。本図より提案装置がループを描くことでエネルギー吸収する制震効果を発揮し，提案装置を設置しない場合に比べて，最大応答変位が低減することが確認できる。以降では，各パラメータに対する最大応答変位や応答塑性率等で結果を分析する。

(2) 鋼棒諸元と応答値の関係

鋼棒本数または鋼棒径以外のパラメータを固定し，鋼棒諸元と桁の応答変位および橋脚・基礎系の応答塑性率の関係の例として等価固有周期 $T_{eq}=1.0s$ ，降伏震度 $K_b=0.5$ ，基準質量 $m=100t$ ，入力地震動を L2 地震動スペクトル II (G3) とした結果を図-11 に示す。本図より，鋼棒本数 n が増加するほど，また鋼棒径 ϕ が大きいほど，

桁の応答変位および橋脚・基礎系の応答塑性率の低減量が大きいことがわかり，提案装置による制震効果が大きいたことがわかる。また，いずれのケースも鋼棒本数が少ないうちは本数の増加に応じて概ね線形的に応答が低減するが，鋼棒径 $\phi=80mm$ で鋼棒本数が 5 本を超えた辺りから，応答値の低減効果が減少していることがわかる。これは等価固有周期 $T_{eq}=1.0s$ ，降伏震度 $K_b=0.5$ ，基準質量 $m=100t$ ，鋼棒径 $\phi=80mm$ ，入力地震動を L2 地震動スペクトル II (G3) とした場合の装置の履歴曲線 (図-12) に示すように，鋼棒本数が少ない場合は，装置で荷重を負担しつつ，履歴ループで減衰効果も発揮されるが，鋼棒本数が増えると，装置がほぼ弾性体のように振る舞うことで，鋼棒本数が少ないときに見込まれた履歴減衰の影響が小さくなるためと考えられる。

(3) 基準質量と応答値の関係

基準質量以外のパラメータを固定し，基準質量と桁の応答変位および橋脚・基礎系の応答塑性率の関係の例として等価固有周期 $T_{eq}=1.0s$ ，降伏震度 $K_b=0.5$ ，鋼棒径 $\phi=80mm$ ，鋼棒本数 $n=8$ ，入力地震動を L2 地震動スペクトル II (G3) とした場合の結果を図-13 に示す。本図より基準質量 m が大きいほど，装置導入による応答変位や

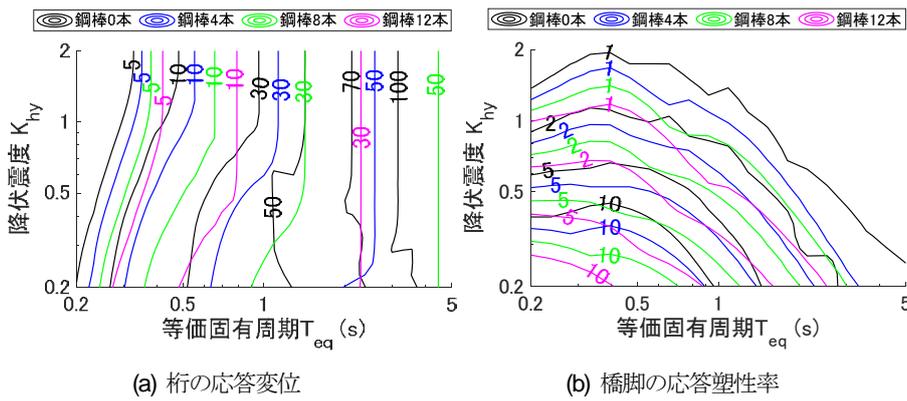


図-15 橋脚の振動特性と応答値の関係例 ($m=300t$, $\phi=80mm$, L2スペクトルII G3)

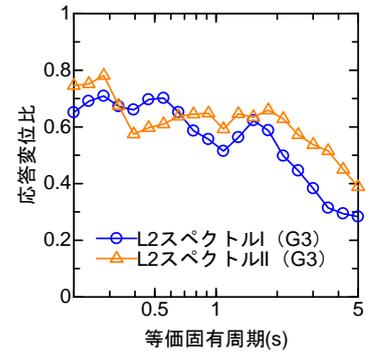
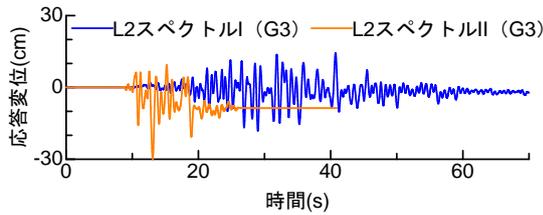
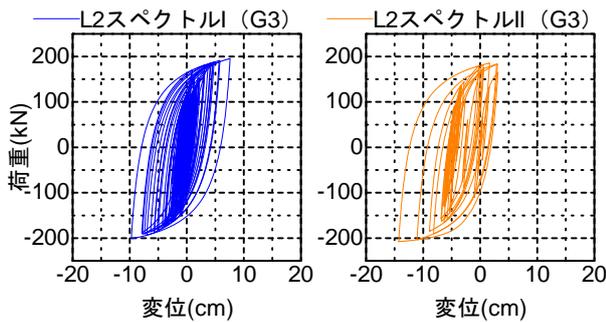


図-16 地震動の違いと応答変位比の関係例 ($K_b=0.527$, $m=100t$, $\phi=50mm$, $n=8$)



(a) 装置の変位波形



(b) 装置の履歴曲線

図-17 地震動の違いと提案装置の応答の関係 ($K_b=0.527$, $m=100t$, $\phi=50mm$, $n=8$)

応答塑性率の低減量が小さい、すなわち提案装置による制震効果が小さいことがわかる。これは、橋脚と提案装置の履歴曲線(図-14)から明らかなように、基準質量 m が大きくなるほど、橋脚の復元力が提案装置の復元力よりも相対的に大きくなり、提案装置の制震効果が相対的に小さくなるためである。提案装置は実際の都市内橋梁での施工を想定した小型なサイズの範囲で検討しているため、例えば図-13の条件で桁の応答変位を50%程度抑制させたい場合、桁質量400t程度が適用できる構造物の上限となる。

(4) 橋脚の振動特性、地震動と応答値の関係

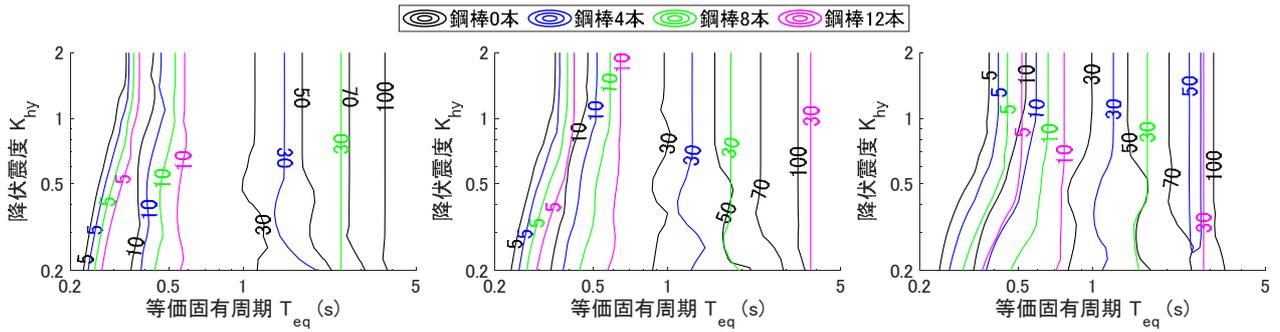
橋脚の振動特性(等価固有周期 T_{eq} 、降伏震度 K_{hy})以外のパラメータを固定し、応答変位および応答塑性率の関係の例として基準質量 $m=300t$ 、鋼棒径 $\phi=80mm$ 、L2地

震動スペクトル II (G3)の結果を図-15に示す。ここで、コンター図の各数値はそれぞれ最大応答変位と応答塑性率の一定ラインを示す。本図には比較のため、提案装置が無い場合の結果も「鋼棒0本」として併記している。なお、提案装置の無い場合の応答塑性率の結果は、鉄道構造物の耐震設計で広く活用されている所要降伏震度スペクトル⁶⁸⁾に相当する。本図より提案装置の導入により、最大応答変位および応答塑性率が低下することが確認できるとともに、その程度は等価固有周期や降伏震度の組合せによって変化することがわかる。

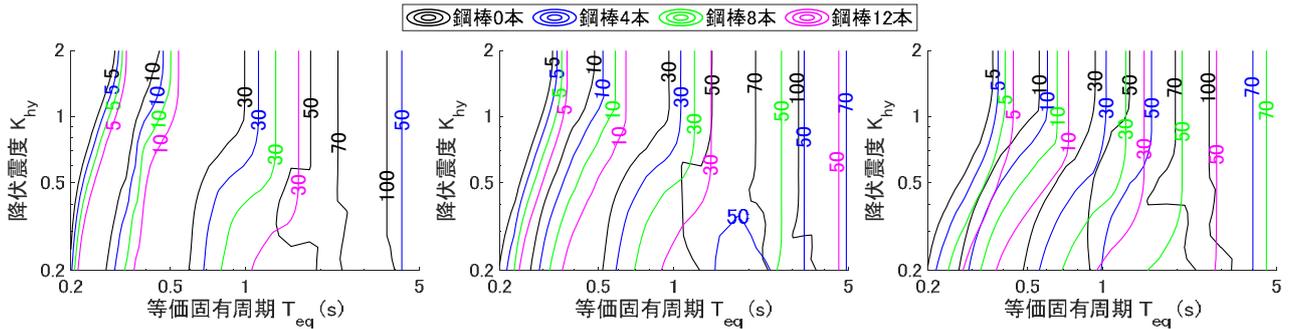
次に入力地震動の違いを分析するため、降伏震度 $K_b=0.527$ 、基準質量 $m=100t$ 、鋼棒径 $\phi=50mm$ 、鋼棒本数 $n=8$ の条件で等価固有周期 T_{eq} を変化させて、2種類の地震動(スペクトル I, II (G3地盤))を入力した解析を実施した。各ケースの最大応答変位について、提案装置が無い場合の最大応答変位で正規化した応答変位の比を評価した結果を図-16に示す。本図より等価固有周期が長いほど、装置を設置することで変位の低減効果が大きいことがわかる。これは、長周期の構造物の方が応答変位が大きく、装置による履歴減衰が期待できるためと考えられる。また、多くの周期帯でスペクトル II よりもスペクトル Iの方が変位の低減効果が大きいこともわかる。これは、スペクトル Iの方が継続時間の長い波であり、提案装置が履歴ループを描く回数が多く、より履歴減衰が期待できる場合が多いためと考えられる(図-17)。

5. 応答変位、応答塑性率の算定ノモグラム

本章では、3章で述べた検討パラメータの範囲で網羅的に地震応答解析を実施した結果を4章(4)で示したような振動特性とのコンター図で整理する。これを応答変位、応答塑性率の算定ノモグラムと呼称する。本章ではまずノモグラムの算定結果を示した後、ノモグラムを利用し

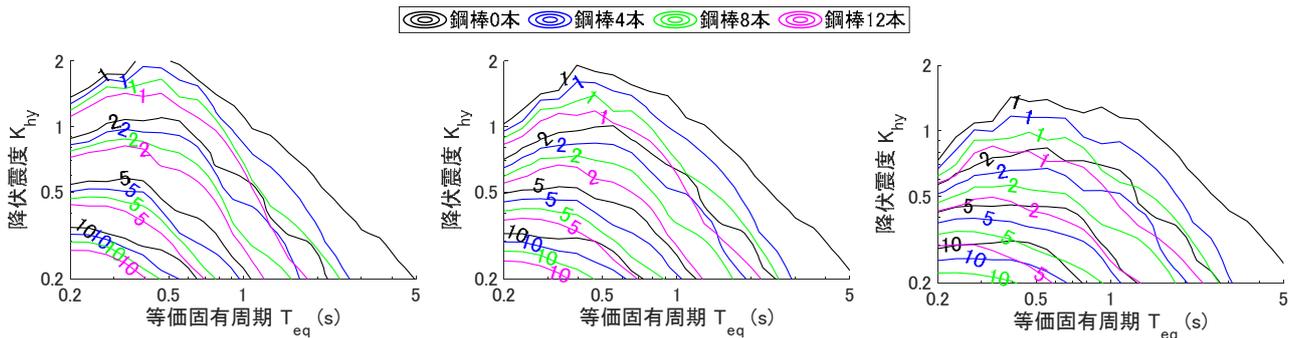


(a) L2地震動スペクトルI (左: G2地盤, 中: G3地盤, 右: G4地盤)

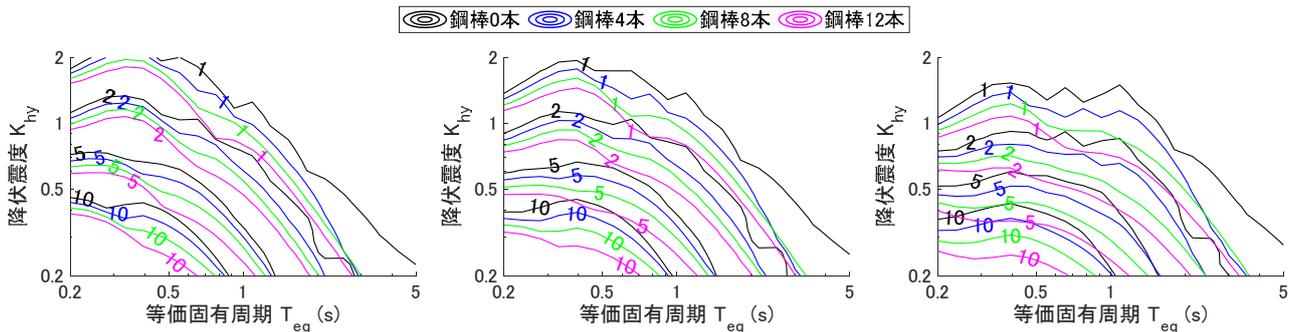


(b) L2地震動スペクトルII (左: G2地盤, 中: G3地盤, 右: G4地盤)

図-18 橋脚の応答変位の算定ノモグラムの例 ($\phi=50\text{mm}$, $m=100$)



(a) L2地震動スペクトルI (左: G2地盤, 中: G3地盤, 右: G4地盤)



(b) L2地震動スペクトルII (左: G2地盤, 中: G3地盤, 右: G4地盤)

図-19 橋脚の応答塑性率の算定ノモグラムの例 ($\phi=50\text{mm}$, $m=100$)

た概略設計の具体例を示す。

(1) ノモグラムの算定

4章(2), (3)で述べたように応答結果は、鋼棒諸元および基準質量により変化する。特に、基準質量については

大きすぎると、提案装置の制震効果が小さくなることが判明している。そこで、ノモグラム算定においては、実橋梁への適用を想定して、基準質量 m は $100t$ と $300t$ の2ケースで検討することとした。

応答変位と応答塑性率の算定ノモグラムの例を図-18、

表-2 概略設計を行う対象橋梁の情報

等価固有周期 $T_{eq}(s)$	0.7
降伏震度 K_{ny}	0.5
等価質量 $m(t)$	200
設計地震動	L2 スペクトル II (G3 地盤)
目標応答変位(cm)	30
目標応答塑性率	5

図-19 に示す。これらの図はノモグラムの算定例であり、実際は設計地震動 (12 ケース) および鋼棒径 ($\phi=50\text{mm}$, 80mm), 基準質量 ($m=100\text{t}$, 300t) ごとに同様の算定ノモグラムを用意している。

(2) ノモグラムを利用した概略設計例

本節ではノモグラムを利用した概略設計例を示す。対象橋梁の特性を表-2に整理する。ここで、目標応答変位については、図-6に示すように可動支承部での変位量に相当するため、落橋に至らないために例えば桁かかり長等を参考に設定することを想定している。また、目標応答塑性率は、対象橋梁について別途静的非線形解析⁹⁾等を実施して把握された各種限界状態に応じて設定することを想定している。

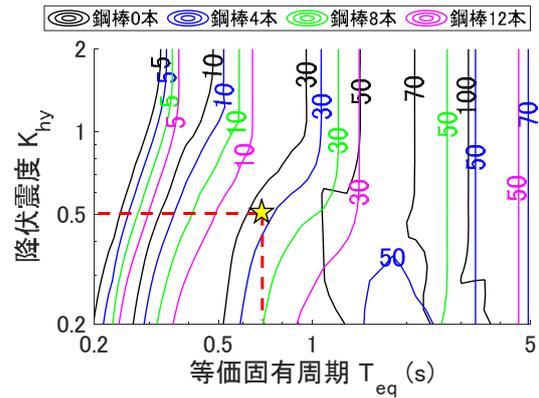
図-18(b)および図-19(b)の G3 地盤の結果において、等価固有周期 T_{eq} , 降伏震度 K_{ny} の該当箇所を確認すると、鋼棒径 $\phi=50\text{mm}$, 鋼棒本数 $n=4$ 本で目標とする応答変位を満足することがわかる (図-20(a))。また図-20(b)より、上記鋼棒諸元で、目標とする応答塑性率も満足できることがわかる。最後に、対象橋梁の質量とノモグラムの基準質量の比は2となるので、式(6)より実際に必要な鋼棒本数は8本となることわかる。

以上の手順により、本稿で算定したノモグラムを用いた概略設計が可能となる。なお、その後は図-2により詳細設計を行う必要がある。

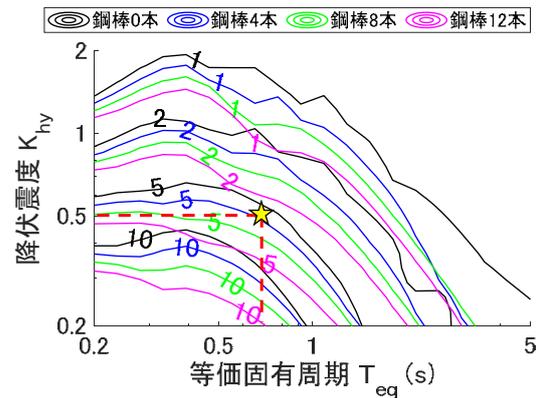
6. まとめ

本稿では著者らの一部が提案している狭隘施工可能な落橋防止機能兼用型制震装置の鋼棒諸元を概略設計するために、橋梁を1自由度系で簡易にモデル化したうえで、鋼棒諸元と橋梁諸元を多様に变化させた地震応答解析を実施し、応答変位や応答塑性率との関係性を整理した。そして、鋼棒諸元や橋梁諸元から応答変位や応答塑性率を簡易に算定できるノモグラムを提案した。本稿で得られた知見を以下に示す。

- 鋼棒の要素実験結果を基に、鋼棒径や本数に応じた補正を行うことで、提案装置の非線形特性を設定する方法を提案した。



(a) 目標応答変位に関する概略設計



(b) 目標応答塑性率に関する概略設計

図-20 概略設計の例 (L2 スペクトル II (G3 地盤) $\phi=50\text{mm}$, $m=100\text{t}$)

- 桁質量、鋼棒特性に応じてノモグラムを補正する方法を提案した。
- 鋼棒径、鋼棒本数が大きいほど、橋梁の応答変位や応答塑性率を低下させる効果がある。
- 橋梁の質量が大きくなるにつれ、提案装置による制震効果の影響が小さくなり、提案装置を適用できる橋梁には限界がある。
- 提案したノモグラムを活用することで、橋梁の振動特性および設計地震動を設定から、目標とする応答変位や応答塑性率を満足するために必要な鋼棒本数、鋼棒径を簡易に算定できる。

参考文献

- 高橋良和：2016年熊本地震による橋梁被害と前震後の調査を踏まえた被害メカニズム推定，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.73, No.4, I-225-I-235, 2017.
- 国土交通省鉄道局：特定鉄道等施設に係る耐震補強に関する省令・告示・指針，2018.
- 和田一範，土井達也，豊岡亮洋，名波健吾，斉藤雅充，福本守：狭隘箇所設置可能な落橋防止機能を有する制震装置の開発 (その1：装置概要と要素実験による非線形特性評価)，第76回土木学会年次学

- 術講演会論文集, 2021.
- 4) 名波健吾, 土井達也, 豊岡亮洋, 斉藤雅充, 和田一範, 福本守: 狭隘箇所に設置可能な落橋防止機能を有する制震装置の開発 (その 2: 動的解析による制震効果の検証), 第 76 回土木学会年次学術講演会論文集, 2021.
 - 5) 斉藤雅充, 土井達也, 豊岡亮洋, 名波健吾, 和田一範, 福本守: 狭隘箇所に設置可能な落橋防止機能を有する制震装置の開発 (その 3: FEM 解析による桁取付部の評価), 第 76 回土木学会年次学術講演会論文集, 2021.
 - 6) 国土交通省監修, 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, 丸善, 2012.
 - 7) 名波健吾, 和田一範, 土井達也, 豊岡亮洋: 狭あい箇所に施工可能な制震機能を有する落橋防止装置の提案と制震効果の試算, 第 23 回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集, pp.147-154, 2021.
 - 8) 西村昭彦, 室野剛隆: 所要降伏震度スペクトルによる応答値の算定, 鉄道総研報告, Vol.13, No.2, pp.47-50, 1999.

(Received August 23, 2021)

(Accepted August 23, 2021)

PROPOSAL OF A SIMPLE DESIGN METHOD OF A DAMPING DEVICE WITH BRIDGE COLLAPSE PREVENTION FUNCTION INSTALLABLE IN NARROW SPACES

Kazunori WADA, Takuma KUSHIYA and Akihiro TOYOOKA

There are many railway bridges with locking piers in urban areas, and measures to prevent excessive displacement of girders and collapse of bridges are required. However, these bridges may be difficult to apply with conventional countermeasures because the construction and installation space is narrow due to urban circumstances. Therefore, some of the authors have proposed a damping device with bridge collapse prevention function installable in narrow spaces. In this research, we propose a method for roughly designing the proposed device. Specifically, we organized the results of nonlinear response analysis of a single degree of freedom system and proposed a nomogram that can calculate the displacement of the girder and the response ductility factor of the pier in the specifications of the device.