

狭あいな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

名波 健吾¹・和田 一範¹・土井 達也¹・豊岡 亮洋²

¹正会員 修士（工学） （公財）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）

²正会員 博士（工学） （公財）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）

1. はじめに

1964年新潟地震や1978年宮城県沖地震、1995年兵庫県南部地震などにおいて落橋による被害が発生した¹⁾。また、2016年熊本地震においては、ロックンギ橋脚を有する道路橋（跨道橋）が桁の移動に起因して落橋した²⁾。鉄道においてもロックンギ橋脚を有する構造が多数存在するため、国土交通省鉄道局は上記被害事例を踏まえて「特定鉄道等施設に係る耐震補強に関する省令・告示・指針」を2018年に改正し、重要線区を中心に、ロックンギ橋脚を有する橋梁の落橋防止対策を推進することを求めている³⁾。

ロックンギ橋脚を有する橋梁は、鋼桁を桁支承およびロックンギ橋脚で支持する形式であり、ロックンギ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（例えば図-1）。鉄道において、本構造の落橋事例は無いが、地震時の桁の過大変位によってピボット支承が逸脱した事例⁴⁾がある。ピボット支承の逸脱は、ロックンギ橋脚の支持不足を招き、最終的には落橋へ至る可能性もあるため、本構造の地震応答解析による挙動評価^{5,6)}やそれを踏まえたピボット支承の逸脱防止工法の提案⁷⁾などが行われている。また、桁座幅や落橋防止装置の設置等の一般的な落橋防止対策は、桁支承部に実施されるが、図-2に示すように桁支承部は狭あいで十分な設置スペースを取れない場合が多い。そのため、狭あいな箇所にも適用可能な小型の落橋防止装置に関する検討がなされている（例えば8~10）。

ところで、落橋に至るリスクを低減するために、上述した方法の他に地震時の桁の最大変位そのものを低減させる方法も有効である。具体的には、桁支

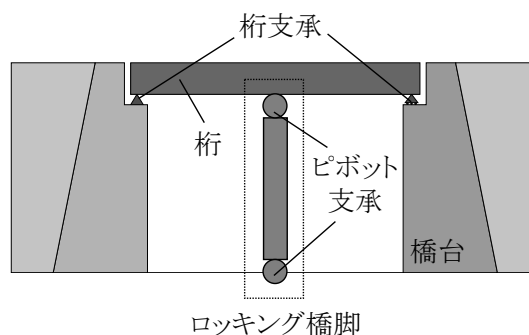


図-1 ロックンギ橋脚を有する橋梁の模式図



図-2 施工スペースの限られた橋梁の例

承の耐力を向上させ、所定の地震作用において桁支承を破壊させない方法や、制震ダンパーを設置してエネルギー吸収により最大変位を低減する方法などが考えられる。しかしながら、前者は下部工の負担が増大するため、下部工の補強が必要な場合は、結果的に大規模な補強となる。後者は、ダンパー設置に幅広い施工スペースが必要となり、先述した落橋防止装置と同じ課題がある。

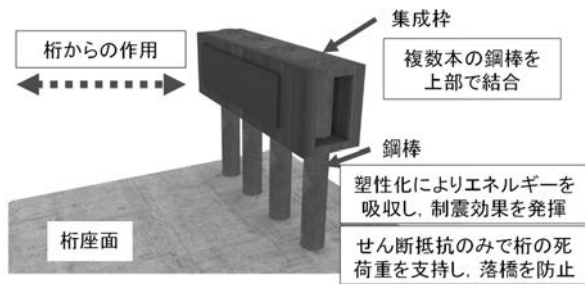


図-3 提案装置の概念図

以上の背景を踏まえ、本稿では狭あいな箇所に施工が可能で制震機能と落橋防止機能を兼ね備えた装置を提案する。提案装置は、桁の最大変位を所定の水準まで低減させつつ、仮に著大な変位が発生した場合においても落橋は防ぐという2段階への対策を可能にするとともに、従来工法の課題である施工性に配慮した省スペースな構造とする。本稿では提案装置の制震効果に着目した検討を行った。まず骨組モデルでロッキング橋脚を有する橋梁全体をモデル化し、提案装置を設置することによる効果を確認した。次に、1自由度モデルにて前記の骨組モデルを簡略化したうえで、提案装置の条件を変更した様々なモデルについて地震応答解析を実施し、目標性能を満足させるための提案装置の条件を評価した。

2. 提案装置の概要

(1) 装置の特徴

提案する装置の概念図を図-3に示す。本装置は複数の鋼棒を有する構造となっている。設置に際しては、桁座に鋼棒を埋め込み、桁（鋼桁であればウェブ）の側面に集成枠を介して取り付け。鋼棒の強度、径、本数などは後述の要求性能を踏まえて設定する。

提案装置は、鋼棒の塑性変形でエネルギーを吸収することにより応答変位を低減させる制震機能と、鋼棒のせん断抵抗で桁死荷重を支持する落橋防止機能を有する。制震機能に対する要求性能としては、例えば設計地震動に対する最大変位をある目標変位以下とする性能と考えられる。また、落橋防止機能に対する要求性能としては、桁の応答変位が桁かかり長を超えた場合に、鋼棒のせん断抵抗のみで桁の死荷重を支持する性能と考えられる。

提案装置は、桁支承部のような狭あいな箇所にも設置可能なサイズを考えている。諸元を目安としては、鋼棒長は700mm程度（桁座への埋め込み長として250mm程度）、鋼棒径は50mm～80mm程度、本数

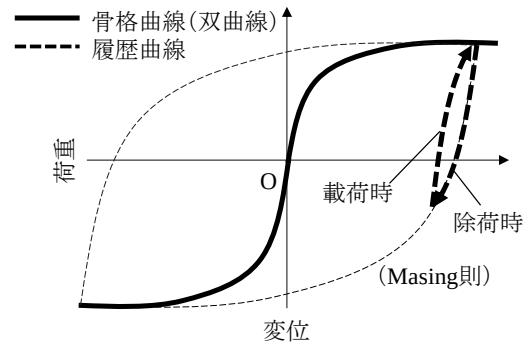


図-4 提案装置の制震機能のモデル化

は1本～3本程度を想定している。

なお、制震機能を兼ね備えた小型な落橋防止装置は村田ら¹⁰⁾によっても提案されている。この装置は積層繊維補強ゴムで制震機能、ゴムを囲む外枠のFRP材料で落橋防止機能を実現している。それに対して、提案する装置は複数の鋼棒で制震機能と落橋防止機能を兼備しており、より単純な機構といえる。

(2) 制震機能のモデル化

提案装置の制震機能に関する非線形特性を図-4に示す。非線形特性は、別途実施した正負交番載荷試験（作用高さ400mmの位置に材質SS400の径 $\phi=50$ mmの鋼棒3本を設置した場合）による非線形特性に適合するように骨格曲線を双曲線モデル、履歴曲線をMasing則でフィッティングした。ここで、骨格曲線の初期勾配は試験結果の載荷～降伏変位までの勾配とし、水平変位の増加とともに、試験結果の最大荷重に漸近するようにフィッティングした。フィッティングした骨格曲線を次式で示す。

$$P = \frac{7.7\delta}{1 + 0.092\delta} \quad (1)$$

ここで、 P は荷重(kN)、 δ は変位(mm)である。

提案装置を構成する鋼棒の径、および本数を変更した場合の骨格曲線は、式(1)の各パラメータから降伏耐力、降伏変位に応じた比率を除して補正することで設定する（図-5）。この補正によって得られる骨格曲線を次式に示す。

$$\frac{P}{P_{yr}} = \frac{7.7 \cdot \frac{\delta}{\delta_{yr}}}{1 + 0.092 \cdot \frac{\delta}{\delta_{yr}}} \quad (2)$$

ここで、 P_{yr} は補正前の降伏耐力に対する補正後の降伏耐力の比、 δ_{yr} は補正前の降伏変位に対する補正後の降伏変位の比である。

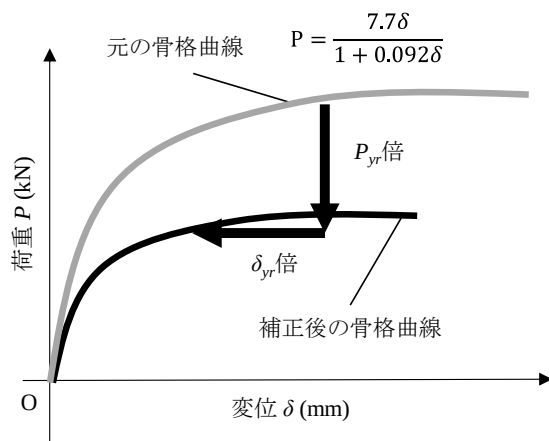


図-5 骨格曲線の補正

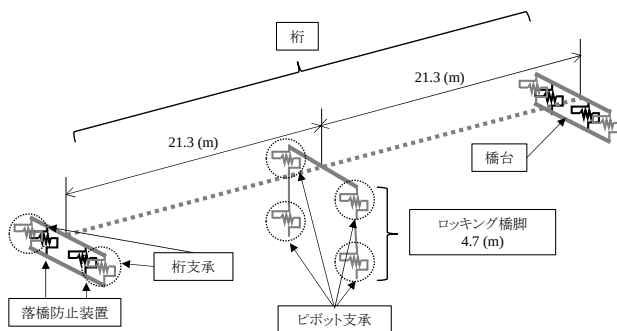


図-6 骨組モデルのモデル図

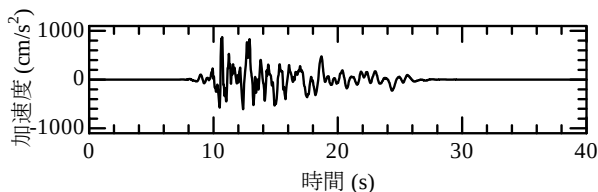


図-7 地震応答解析に用いる地震波形 (L2地震動スペクトルII G3地盤)

3. 骨組モデルを用いた制震効果の確認

本章では図-1の実橋梁を参考にした3次元骨組モデルについて地震応答解析を実施し、提案装置による制震効果を確認する。解析モデル図を図-6に示す。中間部に高さ4.7mのロッキング橋脚を有し、両端が抗土圧橋台である2径間の下路桁(21.3m+21.3m)を対象とした。桁は線形の梁要素、橋台は剛な梁要素、ロッキング橋脚は線形の梁要素、ピボット支承、桁支承、提案装置は非線形のばね要素でモデル化した。桁支承の非線形特性はギャップ型、ピボット支承は非線形弾性型、提案装置は双曲線型としている。減衰特性は、線路直角方向に桁支承が変形するモード(約45Hz)に対して5%となる剛性比例減衰を設定した。提案装置の諸元を定めるために目標とする桁の最大応答変位は、L2地震動に対して桁支承幅の

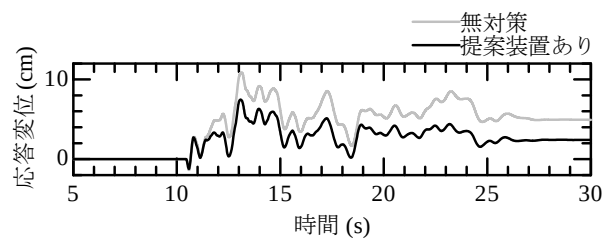


図-8 桁端部の応答変位波形(提案装置の有無)

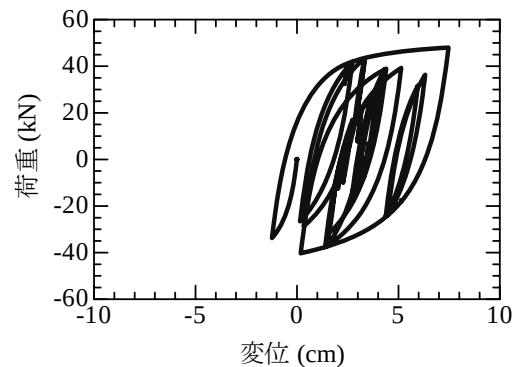


図-9 提案装置の荷重-変位関係

1/3(ここでは10cm)とした。そのため、入力する地震動は図-7に示す「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計」¹¹⁾(以下、耐震標準)のL2地震動スペクトルII(G3地盤)とし、時間刻み0.001sで解析を実施した。

提案装置(径50mmの鋼棒3本)がある場合と無対策の場合の桁端部の応答変位波形を図-8に示す。本図より、提案装置を設置することで最大応答変位が約12cmから約8cmまで30%程度軽減され、目標変位以下に収まることがわかる。また図-9に提案装置の荷重-変位関係を示す。本図より、提案装置がエネルギー吸収能を発揮し、それが応答変位の低減に寄与していることを確認できる。

なお、実際の設計においては上述したような制震機能に関する検討に加え、桁の自重支持など落橋防止機能に関する照査や他の部位を含めた構造全体としての設計照査を別途実施する必要がある。

4. 1自由度モデルでの骨組モデルの挙動評価

前章で実橋梁を参考にした骨組モデルを用いた地震応答解析より、提案する提案装置の制震効果を確認した。続いて、目標性能に応じた提案装置の諸元を検討する。このとき、多数のパラメータスタディを行うため、3章の骨組モデルを1自由度モデルを用いて表現し、この1自由度モデルを用いて検討を行

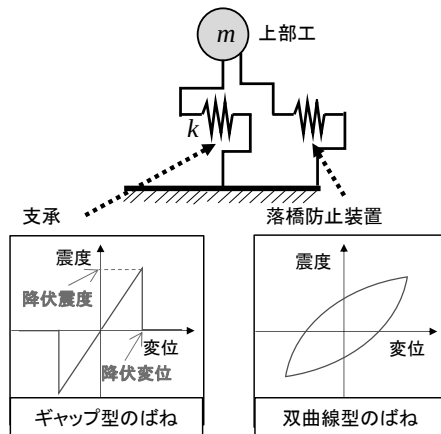


図-10 1自由度モデルの概念図

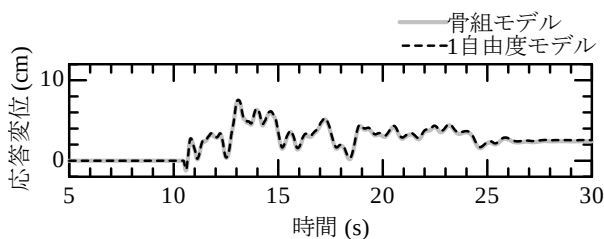


図-11 応答変位波形（骨組モデルと1自由度モデル）

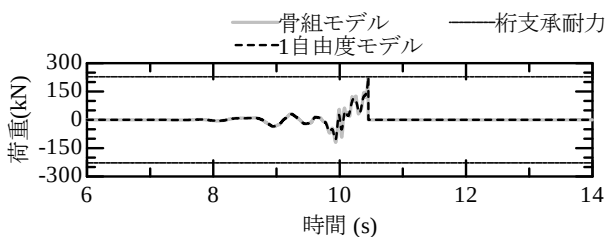


図-12 桁支承の荷重の時刻歴（骨組モデルと1自由度モデル）

う。骨組モデルの1自由度モデルへの簡略化に際しては、図-10に示される2種類のばね（支承および提案装置）と質点に代表させてモデル化する。橋台は地盤と一体となって挙動するという仮定でモデル化は行わず、設定した質点の質量は実橋梁の桁質量の値を参考に設定した。

図-11に骨組モデル（桁端部）および1自由度モデルの応答変位波形の比較を示す。なお、骨組モデルにおける桁の節点の波形はほとんど一致していることを別途確認している。図-11から骨組モデルと1自由度モデルの間で応答変位波形がほぼ一致することが確認できる。また、桁支承が負担する荷重の時刻歴を図-12に示す。本図からは骨組モデルと1自由度モデルで全体の挙動や桁支承が破壊する時刻等がほぼ一致することが確認できる。

以上より、1自由度系のモデルで骨組モデルの地

表-1 鋼棒本数と初期剛性、降伏耐力の関係

鋼棒本数	初期剛性(kN/mm)	降伏耐力(kN)
1	2.563	27.95
2	5.126	55.90
3	7.688	83.84

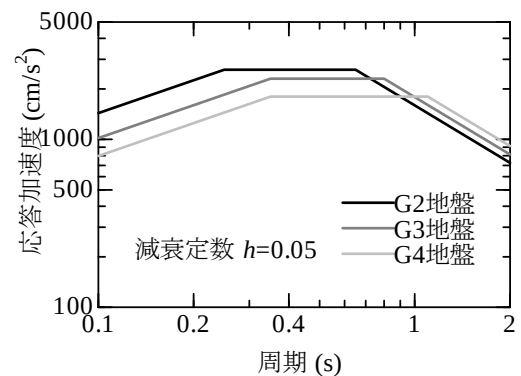


図-13 地震応答解析に用いる地震動の弾性加速度応答スペクトル（L2地震動スペクトルI、II共通）

震時挙動を概ね再現できることが確認できた。

5. 1自由度モデルを用いた制震効果の試算

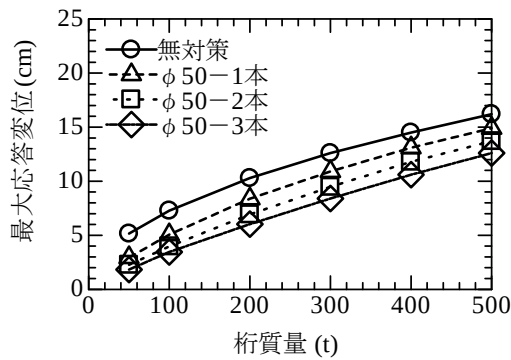
(1) 検討内容

本章では提案装置の諸元を様々に変更した場合の1自由度モデルを設定し、最大応答変位を目標性能の照査指標とした場合に、目標性能を満足させるために必要な提案装置の諸元を評価する。装置の諸元は、鋼棒本数および径で決定され、実際は設置するスペースも踏まえて選定することとなる。本稿では検討の例として、鋼棒の径を50mmとし、本数を1本、2本、3本と設定し、式(2)より非線形特性を算定することとした。各条件における非線形特性を表-1に示す。本数の増加に対して降伏変位は変化しないため、降伏耐力の増加に対応して初期剛性が増加することとなる。次に、構造物の特性としては、実橋梁の桁質量を参考に、質点質量 m を50, 100, 200, 300, 400, 500tで変化させた。桁支承の降伏震度（耐力）は0.5で一定とした。また、桁支承の初期剛性 k は上部工反力により異なることが考えられるが、本稿では簡単のため $1.69 \times 10^7 \text{ kN/m}$ （実橋梁の値を参考に設定）で一定とした。また、各モデルの減衰定数は5%とした。

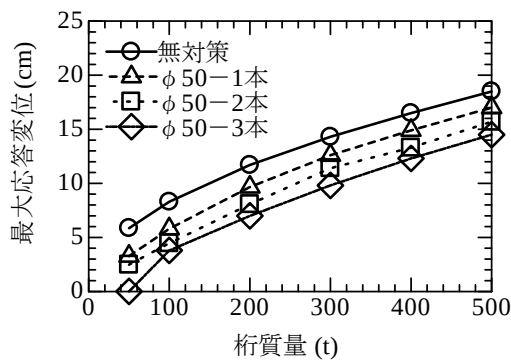
使用する地震動は図-13に示される弾性加速度応答スペクトルとなる耐震標準¹¹⁾のL2地震動スペクトルIおよびII（G2～G4地盤）の計6種類とした。

(2) 試算結果

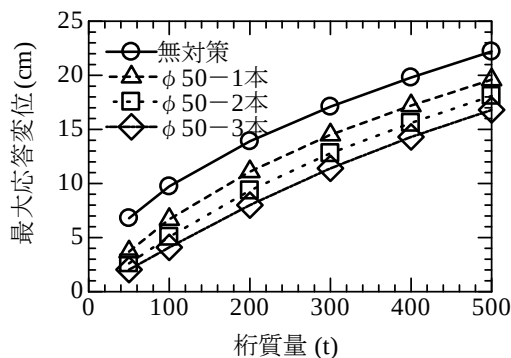
L2地震動スペクトルII（G2～G4地盤）を入力し



(a) G2地盤



(b) G3地盤

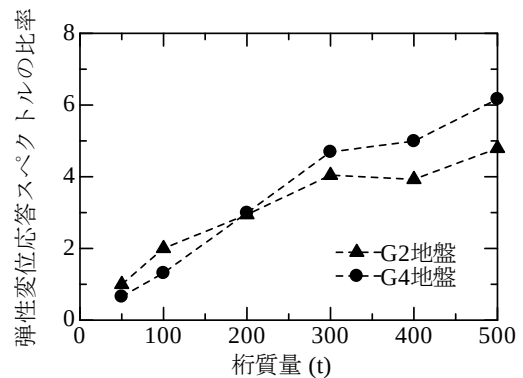


(c) G4地盤

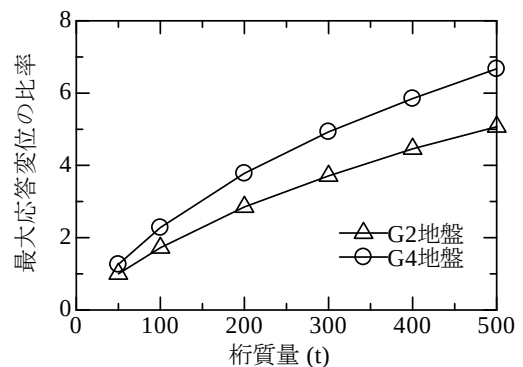
図-14 杭質量と最大応答変位の関係 (L2地震動スペクトルII)

た場合の最大応答変位について、杭質量、鋼棒本数ごとに整理した結果を図-14に示す。この図から、杭質量が大きくなるほど最大応答変位が大きくなることがわかる。また、提案装置を取り付けることで、最大応答変位が低減されること、鋼棒本数の増加に伴って低減量が大きくなることがわかる。なお、G3地盤の杭質量50tの場合に鋼棒3本の提案装置を導入した場合の最大応答変位がほぼ0となっているが、これは提案装置を設置することにより支承が破壊しなくなったためである。

また、G4地盤の地震動を入力した場合、他の地盤



(a) 弾性変位応答スペクトルの比率 (杭質量50t, G2地盤基準)

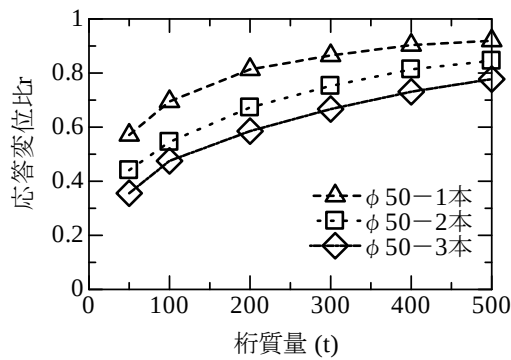


(b) 最大応答変位の比率 (杭質量50t, G2地盤基準)

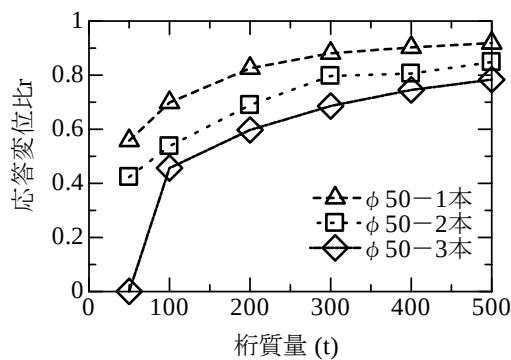
図-15 最大応答変位と弾性変位応答スペクトルの比較 (L2地震動スペクトルII：鋼棒1本)

種別の地震動を入力した場合よりも最大応答変位が大きくなる。これは地震動の周期特性が影響していると考えられる。そこで、G2地盤とG4地盤の地震動を対象として、各杭質量の構造物ごとの固有周期に相当する弾性変位応答スペクトル(減衰定数5%)の値を図-15(a)に示すとともに、各杭質量と最大応答変位の関係を図-15(b)に示す。各図では杭質量50tのモデルに対するG2地盤の地震動を入力した場合の値を1に正規化している。これらの図から、地盤種別によらず応答変位と変位応答スペクトルの値が同じ傾向で変化していることがわかる。このことから、地震動の周期特性に応じて、最大応答変位が変化することが確認できた。

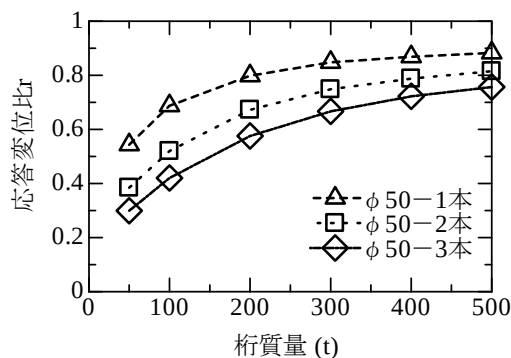
続いて、無対策の場合の応答変位に対する提案装置がある場合の応答変位の比を応答変位比 r と定義し、杭質量、提案装置に用いる鋼棒本数および地盤種別ごとに応答変位比 r を整理した(図-16)。本図より、応答変位比 r に基づいて応答変位の低減効果を確認すると、杭質量が小さいほど、また鋼棒本数が多いほど、応答変位の低減効果が大きいことがわかった。一方で地盤種別ごとの応答変位比 r の差異



(a) G2地盤



(b) G3地盤



(c) G4地盤

図-16 桁質量と応答変位比 r の関係 (L2 地震動スペクトル II)

は小さく、設計地震動を対象とした場合は、地盤種別が異なる場合でも同じ提案装置を取り付ければ、概ね同程度の応答変位の低減率となる可能性が示唆された。

次に、提案装置を構成する鋼棒本数を増加させた場合の応答変位の低減量について考察する。桁質量 50t, 200t, 500t の構造物に G2 地盤の地震動を入力した場合について、鋼棒本数と最大応答変位の関係を図-17 に示す。本図から、鋼棒本数の増加に応じて比例的に最大応答変位が減少することがわかる。この理由として、鋼棒本数と鋼棒によるエネルギー吸

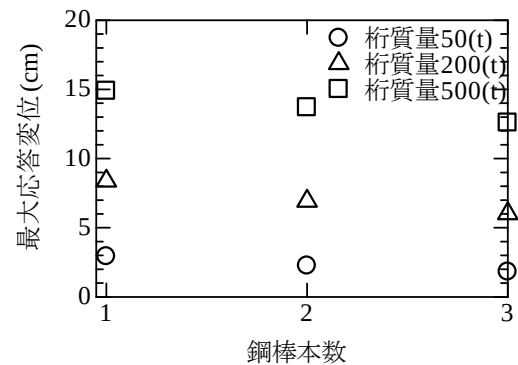


図-17 鋼棒本数と最大応答変位の関係 (L2 地震動スペクトル II・G2 地盤)

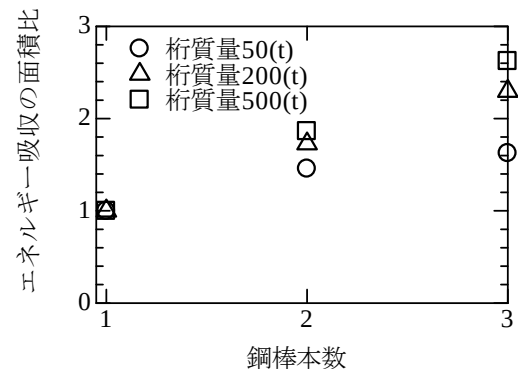
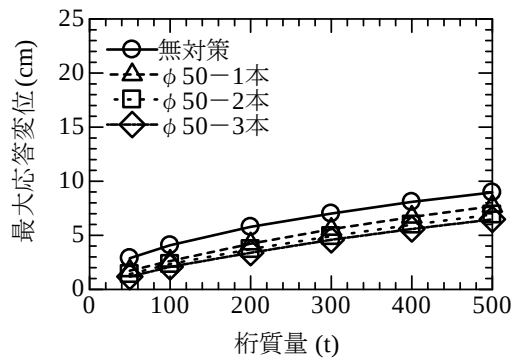


図-18 鋼棒本数と荷重-変位関係の面積比の関係 (L2 地震動スペクトル II・G2 地盤)

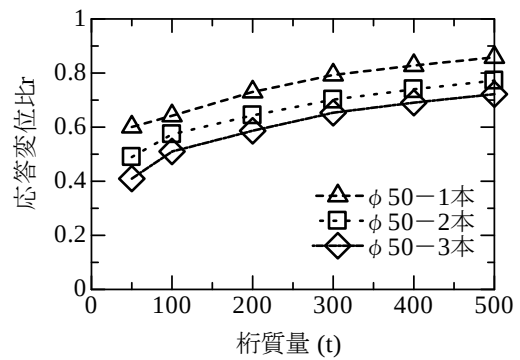
収量との関係が考えられる。各鋼棒本数の場合の提案装置の荷重-変位関係の面積から算出したエネルギー吸収量の関係を図-18 に示す。本図より、桁質量に応じて若干の差異はあるものの、吸収されるエネルギー量が概ね鋼棒本数に比例する形となることが確認できた。

続いて、L2 地震動スペクトル I を用いた場合の最大応答変位および応答変位比 r を図-19、図-20 に示す。まず、図-14 と図-19 の比較より、最大応答変位はスペクトル II の場合がスペクトル I と比較して大きくなることを確認できる。一方で、図-16 と図-20 の比較より、応答変位比 r はスペクトル I の場合もスペクトル II の場合も概ね 0.4 から 0.8 の範囲に分布しており、本稿で対象とした設計地震動においては、地震動の種別によらず制震効果は同程度となった。

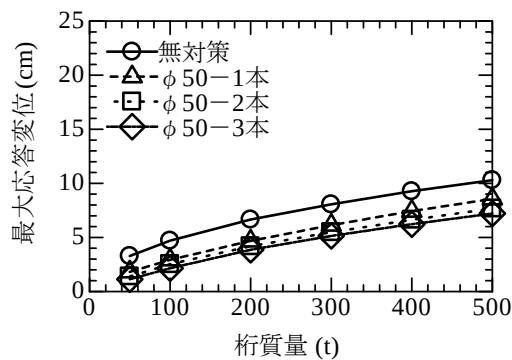
図-14 と図-19 の結果は、当該地点の地盤条件、構造物の桁質量に基づいて、目標となる最大変位以内に収めるために必要な提案装置の諸元を決定するために有用である。目標変位は 3 章で述べた支承幅で設定する方法の他に、ピボット支承の逸脱限界回転角から決まる桁の水平変位量で設定する方法等もある。ここでは一例として、G3 地盤上に建設される高



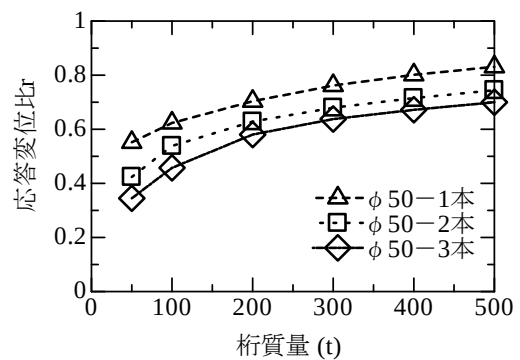
(a) G2地盤



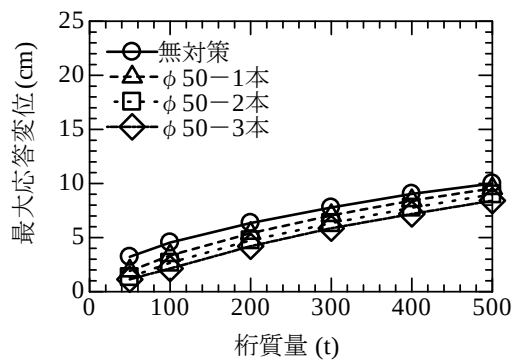
(a) G2地盤



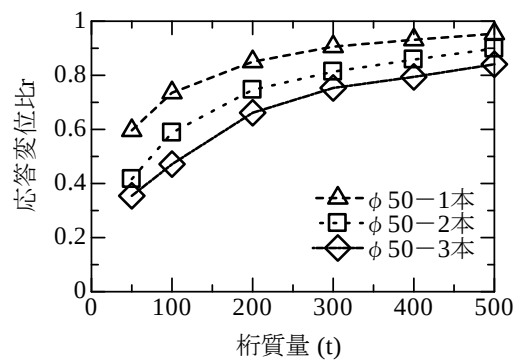
(b) G3地盤



(b) G3地盤



(c) G4地盤



(c) G4地盤

図-19 桁質量と最大応答変位の関係 (L2地震動スペクトルI)

図-20 桁質量と応答変位比 r の関係 (L2地震動スペクトルI)

さ4mのロッキング橋脚を有する桁質量500tの橋梁を対象に、L2地震動スペクトルIIを入力した場合に、ピボット支承が逸脱しない性能を持たせることを考える。ピボット支承の逸脱限界回転角は、文献12)を参考にすると0.04rad程度であるため、桁の最大応答変位は、 $4\text{m} \times 0.04\text{rad} = 16\text{cm}$ 程度となる。G3地盤のL2地震動スペクトルIIが桁質量500tの構造に作用した場合の最大応答変位を16cm以下にするためには、図-14(b)から径50mmの鋼棒を2本設置すればよいことが簡易にわかる。なお、本結果は2章に示した実験結果により提案装置の非線形特性を設定した場合

の結果であることに注意を要する。また、諸元は制震効果に基づいて設定しただけであり、落橋防止機能に関する照査や、他の部位含めた構造全体としての設計照査は別途実施する必要がある点にも留意する必要がある。

6. 結論

本稿では橋梁の狭あい箇所にも設置可能であり、制震機能を兼ね備えた落橋防止装置を提案し、制震機能について定量的な評価を行った。本稿により得

られた知見は以下の通りである。

- 実橋梁を参考に設定した3次元骨組モデルを作成し、提案する装置を有するモデルと無対策のモデルに対して設計地震動を入力として地震応答解析を実施した。その結果、提案装置を導入することにより応答変位を低減できること、低減量が想定される目標変位を満たす水準であることがわかった。
- 骨組モデルを簡略化したモデルとして、1自由度モデルを用いて地盤条件、桁質量および提案装置耐力（鋼棒本数）を変更した地震応答解析を行った。その結果、提案装置の導入により応答変位が10～60%程度低減できることがわかった。
- 提案装置を構成する鋼棒の本数を増加させると、エネルギー吸収量が比例的に増加し、制震効果も概ね比例して大きくなることがわかった。
- 設計地震動を対象とした場合、入力される地震動の周期特性に依らず、提案装置による応答変位の低減効果は同程度期待できることがわかった。

謝辞：本検討に際しては、西日本旅客鉄道株式会社より一部データをご提供いただきました。ここに記して関係各位への謝意を表します。

参考文献

- 1) 堺淳一，運上茂樹，星隈順一：大規模地震における落橋メカニズムと落橋防止装置の効果に関する分析，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol.67，No.I_55-71，2011。
- 2) 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。
- 3) 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。
- 4) 公益財団法人鉄道総合技術研究所：兵庫県南部地震鉄道被害調査報告書，鉄道総研報告特別号，1996。
- 5) 黒田智也，池田学，杉舘政雄，齊藤聡，工藤伸司：ポスト形式橋脚を有する鋼鉄道橋の地震時挙動に関する基礎的検討，構造工学論文集，Vol.55A，pp.643-652，2009。
- 6) 和田一範，池田学，青木千里，工藤伸司，齊藤聡，黒田智也：ピボット支承を有する旧式鋼鉄道橋の構造形式の違いによる地震時挙動への影響，構造工学論文集，Vol.60A，pp.303-315，2014。
- 7) 池田学，芝寛，吉田直人，黒田智也：ピボット支承を有する旧式鋼橋の耐震性評価および補強法，鉄道総研報告，Vol.25，No.2，pp.23-28，2011。
- 8) 鈴木喜弥，藤原良憲，中嶋純治，池田学，永井絃作：SRC落橋防止工の静的載荷試験（その1），土木学会第61回年次学術講演会講演概要集，2006。
- 9) 永井絃作，池田学，鈴木喜弥，藤原良憲，中嶋純治：SRC落橋防止工の静的載荷試験（その2），土木学会第61回年次学術講演会講演概要集，2006。
- 10) 村田清満，高山智宏，後藤貴士，山田正人，生駒信康，浮島徹：エネルギー吸収機能を有する落橋防止装置による耐震補強効果，土木学会論文集，Vol.I-57，No.689，pp.275-288，2001。
- 11) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説耐震標準編，2012。
- 12) 高野幸宏，齊藤聡，工藤伸司，芝寛，池田学：既設鋼鉄道橋に用いられたピボット支承の耐力・変形性能（その1），土木学会第65回年次学術講演会講演概要集，pp.61-62，2014。