

制震機構を用いた橋梁の耐震設計法に関する試験調査

研究予算: 運営費交付金 (一般勘定)

研究期間: 平 20～平 23

担当チーム: 橋梁構造研究グループ

研究担当者: 星隈順一, 堺淳一, 八ツ元仁

【要旨】

制震デバイスによる橋の耐震性向上については、従来は長大橋に対する事例が多かったが、近年は、既設の桁橋や鋼製のアーチ橋や鋼トラス橋の耐震補強への事例が増えてきている。しかし、制震デバイスの限界状態等の設定やこれを用いた橋の耐震設計法、耐震補強への適用の考え方に関しては、基準等が整備されておらず、制震デバイスの性能検証法及び制震デバイスを用いた橋の耐震設計法の整備が急務となっている。平成 23 年度は、鋼アーチ橋に対する耐震補強設計法の検討の一環として、制震デバイスの適切な配置に関する検討を行うとともに、制震デバイスを設置する場合の橋台の設計の考え方に関する検討を行った。

キーワード: 橋, 制震デバイス, 耐震設計法, 地震応答解析, 鋼アーチ橋, 橋台

1. はじめに

近年、既設の桁橋や鋼製のアーチ橋、トラス橋等に制震デバイス等を適用し、耐震性向上を試みる耐震補強事例や新設橋の耐震性向上のために制震デバイスを活用する事例が増えてきている。制震デバイスとしては、粘性体を用いたシリンダー系、ゴムの減衰によるエネルギー吸収に期待するゴム系、鋼材の降伏によるエネルギー吸収に期待する鋼材降伏系など、様々な材料・構造を用いたタイプが開発されているが、各種デバイスの限界状態等の性能評価やこれを用いた橋の耐震設計法、耐震補強への適用の考え方に関しては、基準等が整備されておらず、個々の橋梁に応じて個別に検討、適用されている。また、制震デバイスの個々の減衰特性や速度、温度等に関する依存性については、一般には製品の開発者が制震デバイス単体あるいはその素材に対する強制変位による正負交番載荷実験等により検討し、これにより設計における許容値や解析モデルが設定されている。このため、限界状態の設定の考え方や設計における安全余裕度に関する考え方が統一されていないのが現状である。こうした背景から、制震デバイスの特性検証法や制震デバイス本体や取り付け部材の設計法も含めた制震デバイスを用いた橋の耐震設計法の整備が急務となっている。

本研究は、制震デバイスの特性検証法及び制震デバイスを用いた橋の耐震設計法の確立を目的としており、前者に対する検討の一環として、過年度の検討では、制震デバイスに対する振動台実験及びこの実験に対するシミュレーション解析を行った。平成 23 年度は、後者に対す

る検討の一環として、こうした制震デバイスを橋に取り付ける場合の地震時挙動の特性を調べるとともに、制震デバイスの設置効果を高める配置の考え方について鋼アーチ橋を例として取りあげて検討を行った。また、制震デバイスが取り付けられる場合には、下部構造側は橋台に取り付けられる場合が多いが、この場合は、制震デバイスがその機能を発揮するためには、橋台が安定して挙動することが前提となる。しかし、橋台は一般にはレベル 2 地震動に対する具体的な計算に基づく照査は省略されており、制震デバイスを介して橋台に伝達される作用力も含めてレベル 2 地震動に対して橋台が安定して挙動するかについては、十分な知見がない。そこで、耐震補強を目的として既設の橋台に制震デバイスを取り付けた場合の橋台の照査に着目した検討を行った。

2. 鋼アーチ橋における制震デバイスの適切な配置に関する検討

2.1 解析概要

(1) 解析対象とした鋼アーチ橋

対象橋梁は、図-1 に示す鋼 3 径間連続上路式ランガー橋である。橋長は 175.80m、総幅員は 10.0m、設計活荷重は TL-20 であり、昭和 55 年道路橋設計示方書に準拠した橋梁である。図-2 は支柱 (以後、エンドポストと呼ぶ。) の正面図と上部構造及びアーチ部の平面図である。アーチ部の平面図に記すパネル 1～パネル 5 は、本検討のための呼称であり、以後はこの呼称を用いる。

(2) 解析モデル

本検討では、橋軸直角方向の応答を対象とすることとした。図-3に解析モデルを示す。上部構造の横桁、エンドポスト部の対傾構とアーチ部の下横構をトラス要素（軸力のみが考慮できる棒要素）、その他の部材は梁要素とし、橋台は剛部材とした。上部構造は、床版を模擬する梁要素を設け、それに質量と床版の剛性を与え、それと主桁を剛部材で繋ぎ、床版剛性と主桁剛性が考慮できるモデルとした。基礎部分と支承部はバネ要素とした。材料特性については、橋梁を構成する部材は全て線形部材とし、制震デバイスのみ非線形部材とした。

図-4は本検討で用いた制震デバイスの軸方向変位の骨組曲線である。制震デバイスの軸方向の降伏耐力は、風荷重及びレベル1地震動に対しては弾性範囲の挙動となるように設定した。初期剛性は、制震デバイスに取り替え対象となる部材（エンドポスト部の対傾構及びアーチ部の下横構）の剛性と同程度とし、2次勾配は初期剛性の1/60とするバイリニア型の骨格曲線とした。除荷再載荷の履歴曲線はバイリニアモデルとした。本検討の目的は設置箇所の違いによる解析結果の影響を評価することであるため、この制震デバイスのみを対象とすることとした。

(3) 解析条件と検討方針

本検討では、道路橋示方書¹⁾の参考資料に示される標準加速度応答スペクトルにスペクトル特性が一致するように振幅調整した地震動（道示標準波）のうちのI種地盤の地震波3波を入力として時刻歴応答解析を行った。事前に固有値解析を行い、2つの主要モードからレーリー減衰を設定した。また、施工ステップを考慮した自重解析を行い、最終状態での断面力を初期断面力として考慮した。

この後に、橋梁に制震デバイスを適用する前の状態における線形時刻歴応答解析を行い、部材が降伏に至るか否かの確認を行った。降伏の判定においては、応答の同時性を考慮する方がより厳密ではあるが、ここでは簡便のため、各部材の応答値である最大軸力と最大曲げモーメントを抽出し、その合成応力が降伏応力を超えるか否かで行った。無補強状態の解析結果によれば、クラウン部を除くアーチ部の下横構とエンドポスト部の対傾構、エンドポスト部材のうち基部に近い部材が降伏に至るといった結果となった。また、レベル2地震動のうちタイプIIの方が大きな応答値を得る結果となった。

こうした結果を踏まえ、本検討では、アーチ部とエンドポスト部に制震デバイスをそれぞれ設置してその効果を検討することとした。この際、制震デバイスを単パネ

ルごとに設置した場合の効果を把握することとした。

2.2 アーチ部の単パネルごとに制震デバイスを設置する場合の効果

(1) 検討ケース

図-5はアーチ部に着目して設定した検討ケースである。図はアーチ部の平面図で、アーチ中央部（図中CL）から半分の部分を示している。図中の太線が制震デバイスを設置した位置であり、アーチリブ中央を基点に左右対称に設置した。基部に最も近いパネルを「1パネル目」と呼び、順番に「5パネル目」まで設置した5ケースを設定した。また、図中右下はエンドポストの正面図である。ここでの検討ではアーチ部のみに制震デバイスを設置し、エンドポストには設置しないものとした。

なお、ここでは、地震動のタイプごとの振幅調整波3波に対する解析のうち制震デバイスの効果が最も顕著であったそれぞれ1波に対する解析の結果を示す。

(2) 検討結果

各ケースについて、支承部に作用する上下方向の最大支点反力、部材応力と制震デバイスの応答履歴の検討を行った。

図-6は、無補強のケース（補強前）とアーチリブの「1パネル目」に制震デバイスを設置したケースで、タイプIIの地震波を入力した場合のアーチ部の時刻歴応答支点反力である。負の値は、支点上向きに作用する上揚力であり、正の値は下向きに作用する力である。支承部は、上揚力の作用によって破壊する可能性があるため、上揚力に着目すると、補強前に7000kNを超える値が生じていた上揚力が制震デバイスを設置することにより、3000kNを下回るまで低下していることが分かる。

こうした結果を各ケースのアーチ部を支持する支点反力の最大値としてとりまとめたものが図-7である。解析結果の傾向としては、タイプIの地震波を入力する場合よりタイプIIの地震波を入力する場合の結果の方が大きな反力を示している。いずれの地震力のタイプでも制震デバイスを設置することで、鉛直力は2000kN程度、上揚力は5000kN程度低減した。設置位置により、その効果が異なっており、効果が最も大きいのは「2パネル目」に設置したケースである。

図-8は、「2パネル目」に設置したケースと「5パネル目」に設置したケースを例に、制震デバイスの応答履歴を示したものである。入力地震動は、タイプIIの地震波である。「2パネル目」に設置する方が制震デバイスのエネルギー吸収量（履歴図の面積で評価）は大きく、制震デバイスの設置の効果がより大きかったものと考えら

れる。

図-9 はエンドポスト部を支持する支点反力を示した結果である。図-7 に示した結果と同様に、タイプⅠの地震波を入力する場合よりタイプⅡの地震波を入力する場合の方が大きな反力を示している。制震デバイスを設置することで、タイプⅡの地震波を入力したケースの上揚力については、低減効果が確認できるが、アーチ部の結果に比べてその効果は大きくはない。タイプⅠにおける上扬力は、若干大きくなるケースがあるものの、鉛直力も含め大きな値の変化は無い結果となった。

図-10 はタイプⅡの地震波を入力したケースを例に部材応力を整理したものである。部材応力は、上部構造、アーチ部、エンドポスト部の各部材ごとの最大断面力である軸力と曲げモーメントを抽出し、これらの合成応力として算出した。さらにその断面応力を降伏応力で割ることで無次元化し、上部構造、アーチリブ、エンドポストの中で最大の値をここに示している。上部構造とエンドポストの応答に対しては、制震デバイスによる効果が低いことが分かる。アーチ部については、「1パネル目」に設置した場合、現況の状態に比べて応力が増加する。これについては、後述のエンドポスト部に着目した検討で同様の結果を得ており、そこで改めて考察する。なお、他のケースについても低減効果を確認できる。

2.3 エンドポスト部の単パネルごとに制震デバイスを設置する場合の効果

(1) 検討ケース

エンドポスト部のパネル単位で制震デバイスを設置し検討した。検討ケースを図-11 に示す。検討ケースは全4ケースであり、最上段から最下段までのパネル毎に制震デバイスを設置した。なお、ここでの検討においてはアーチ部には制震デバイスを設置していない。ここでも、地震動のタイプごとの振幅調整波3波に対する解析のうち制震デバイスの効果が最も顕著であったそれぞれ1波に対する解析の結果を示す。

(2) 検討結果

図-12 はエンドポスト部を支持する支点反力の結果である。タイプⅠの地震波を入力する場合よりタイプⅡの地震波を入力する場合の方が大きな反力を示しており、制震デバイスを設置することで、作用反力は大きく低減することが分かる。最上段、2段目、3段目に設置したケースについては、ほぼ同等の低減効果があり、最下段に設置したケースはこれらに比べると低減効果が小さい結果となった。

図-13 はアーチ部を支持する支点反力の結果である。

エンドポストに制震デバイスを設置してもアーチ部の支点反力への影響はほとんど無いことが分かる。これについては、図-9 のエンドポスト部の支点反力の結果と共に考えると、支点反力の低減を図るためには、対象とする支点到直接繋がる箇所を設置することが有効であると判断できる。

図-14 は図-10 と同様に算出した部材応力の比較である。上部構造は補強前の状態に比べて応力が増加しており、設置位置に関係なくほぼ同じ数値となっている。アーチ部の応力については変化が無く、デバイスの設置による影響がないことが分かる。図-10 の結果もあわせて踏まえると、デバイス設置による影響があらわれる部材は、これを設置した部材（ここでは、エンドポスト部）であることが分かる。なお、この影響としては、応答が大きくなる場合と小さくなる場合があり、特に、図-14 ではエンドポスト部において制震デバイスを設置した全てのケースで現況の応力より増加している。これについては次節で検討を行う。

2.4 エンドポスト部の単パネルごとに制震デバイスを設置する場合の断面力状態

エンドポスト部に制震デバイスを設置すると地震時の応力が増加する結果を得た。ここでは、エンドポスト部で応力が増加する箇所を明確にする観点で、エンドポスト部における高さ方向の断面力分布に着目することとした。これが図-15 である。図-15 の縦軸はエンドポストの高さであり、横軸はエンドポストの各部材端に作用する最大軸力と最大モーメントである。

軸力に着目すると、全てのケースでエンドポスト基部が最も大きいことが分かる。制震デバイスを設置することで、補強前の状態から応答を大きく低減させる効果があることが分かる。曲げモーメントに着目すると、無補強の状態ではエンドポスト基部が他の箇所に比べて大きい状態である。最上段に制震デバイスを設置すると、最上段近傍の部材の曲げモーメントが大きくなっている。2段目に設置したケースでは、2段目近傍の部材が大きくなるといった傾向であり、他のケースも同様に設置箇所近傍の部材の曲げモーメントが大きくなるという特徴があることが分かる。

図-16 はエンドポスト基部に生じる時刻歴応答軸力と応答モーメントであり、制震デバイスを下段に設置したタイプⅡの地震波のケースである。最大軸力と最大モーメントは10.46秒の同時刻に生じている。この曲げモーメントが最大となる時刻のエンドポストの変形に着目し、各ケースの変形図を整理することとした。この結果が、

図-17 である。無補強の状態は、基部からほぼ直線的な変形で、エンドポスト部天端で 0.17m の変位が生じた。最上段に制震デバイスを設置したケースでは、制震デバイスの設置したエンドポスト上段の部材の変位量が突出して大きくなり、2 段目、3 段目、最下段に設置したケースも同様に、直接制震デバイスを設置するエンドポスト部材の変形量が突出して大きくなる傾向にある。

この変形要因について、図-18 により考察する。図-18 は、制震デバイスの軸力と変形量（伸縮量）から等価剛性を算出して縦軸とし、横軸は時刻である。また、図-16 中の曲げモーメントも併記する。図によれば、3 秒～5

秒の制震デバイスの降伏による剛性変化に伴い、曲げモーメントが増大することが分かる。5 秒以降の曲げモーメントは 2000kNm 程度で推移し、10.46 秒に最大モーメントとなる。

以上から、制震デバイスを設置した近傍の部材の応力が増大するのは、制震デバイスの降伏により剛性が小さくなり、制震デバイスが設置されたパネル全体としての剛性が低下するため、当該パネル部分の変形が増大することが影響するものと考えられる。図-10 に示すアーチ部の「1 パネル目」のみに制震デバイスを設置したケースで応力が増大した要因も上記と同様と考えられる。

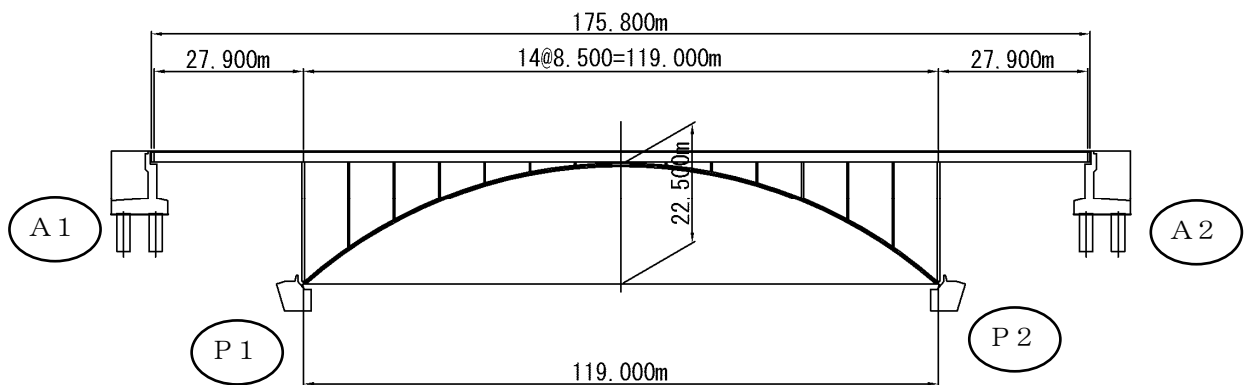


図-1 検討対象橋梁（側面図）

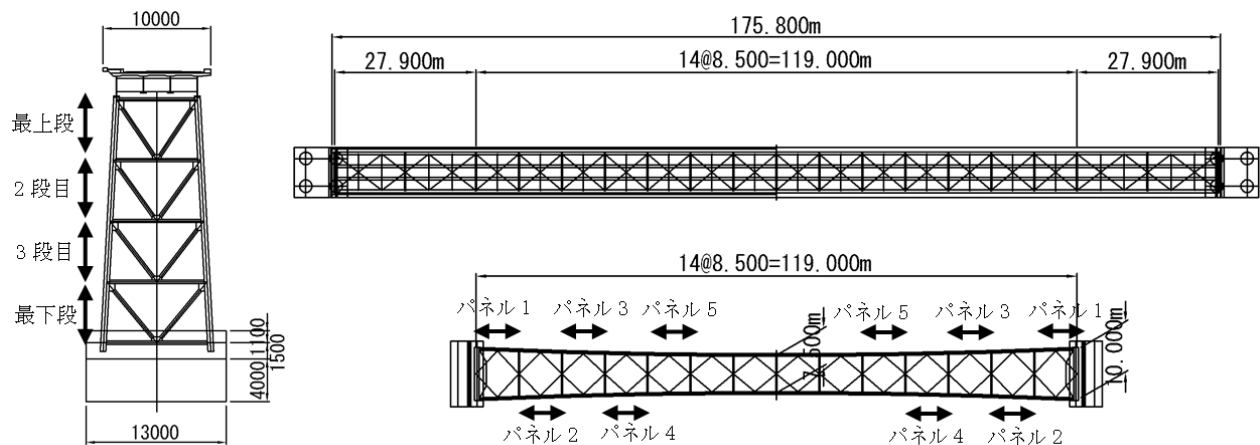


図-2 エンドポストの正面図（左）、上部構造の平面図（右上）及びアーチ部（右下）の平面図

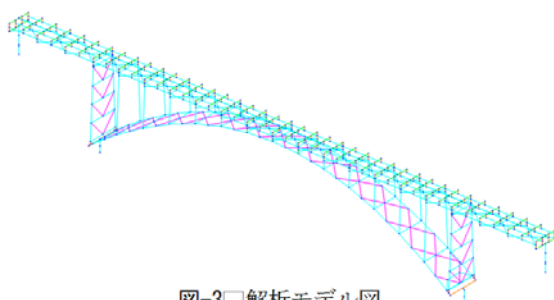


図-3 解析モデル図

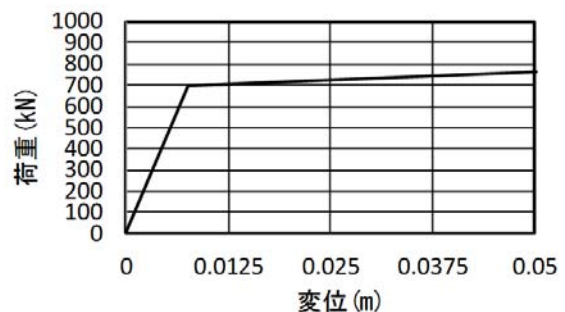
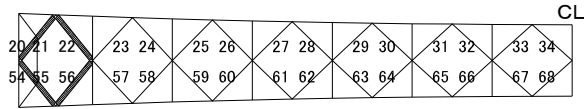
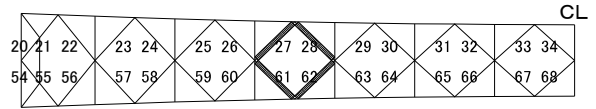


図-4 制震デバイス軸方向変位の骨組曲線

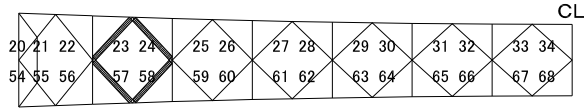
①1パネル目設置



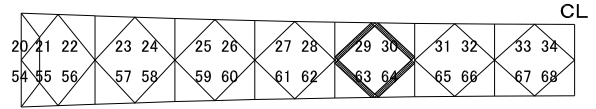
④4パネル目設置



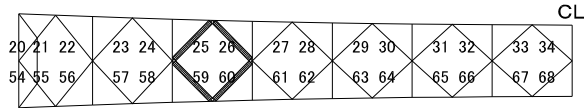
②2パネル目設置



⑤5パネル目設置



③3パネル目設置



※エンドポスト部は、
デバイスを設置しない。

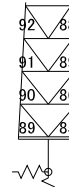


図-5 検討ケース

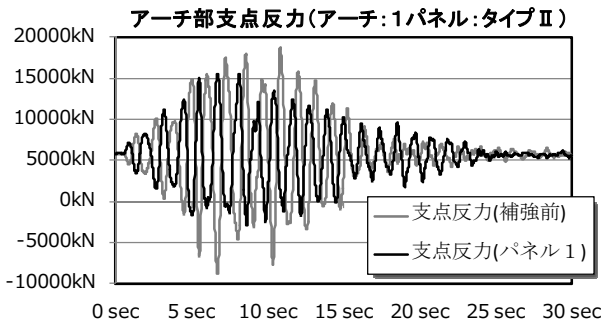


図-6 時刻歴応答アーチ部支点反力

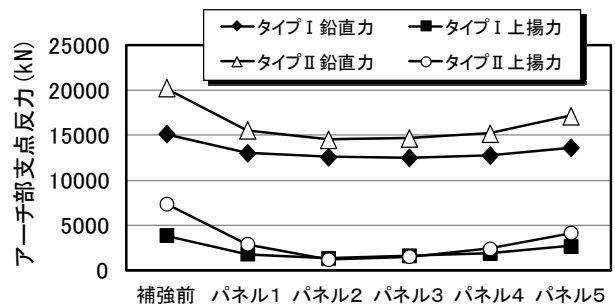


図-7 アーチ部支点反力

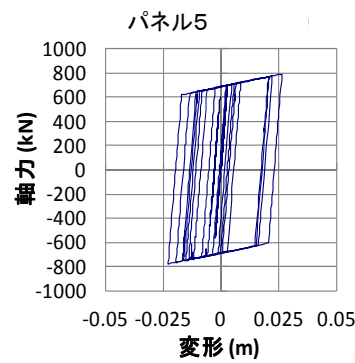
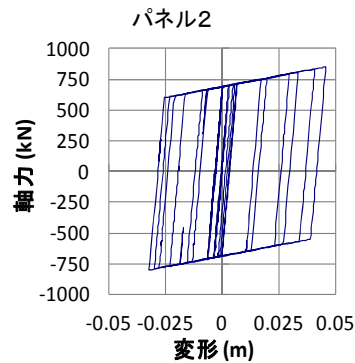


図-8 デバイスの応答履歴図 (タイプII)

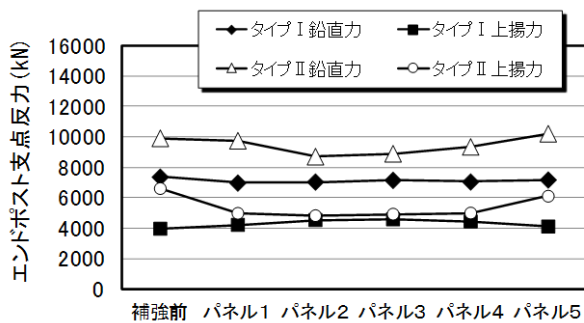


図-9 エンドポスト支点反力

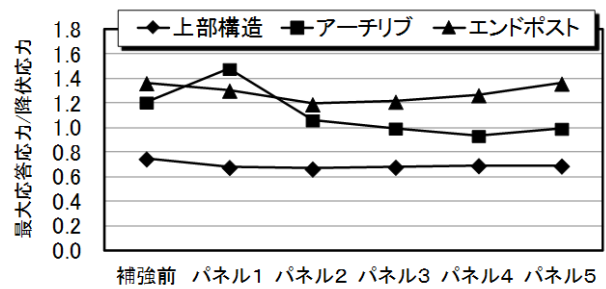


図-10 部材応力 (タイプII)

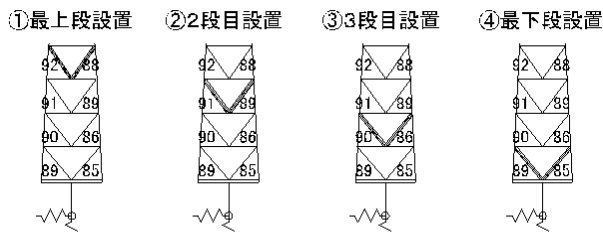


図-11 検討ケース

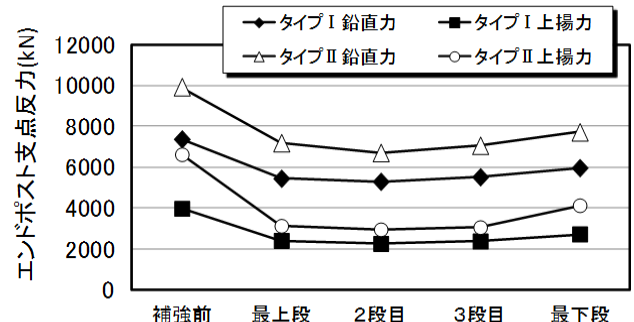


図-12 エンドポスト支点反力

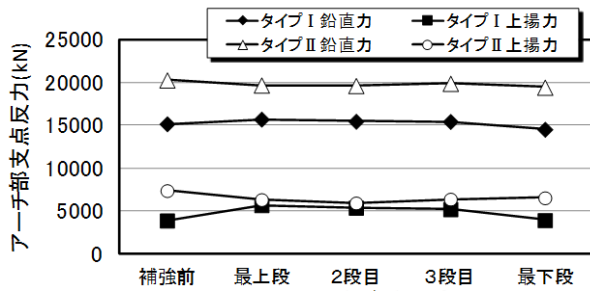


図-13 アーチ部支点反力

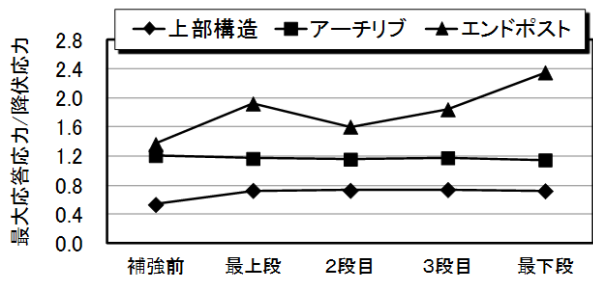


図-14 部材応力 (タイプII)

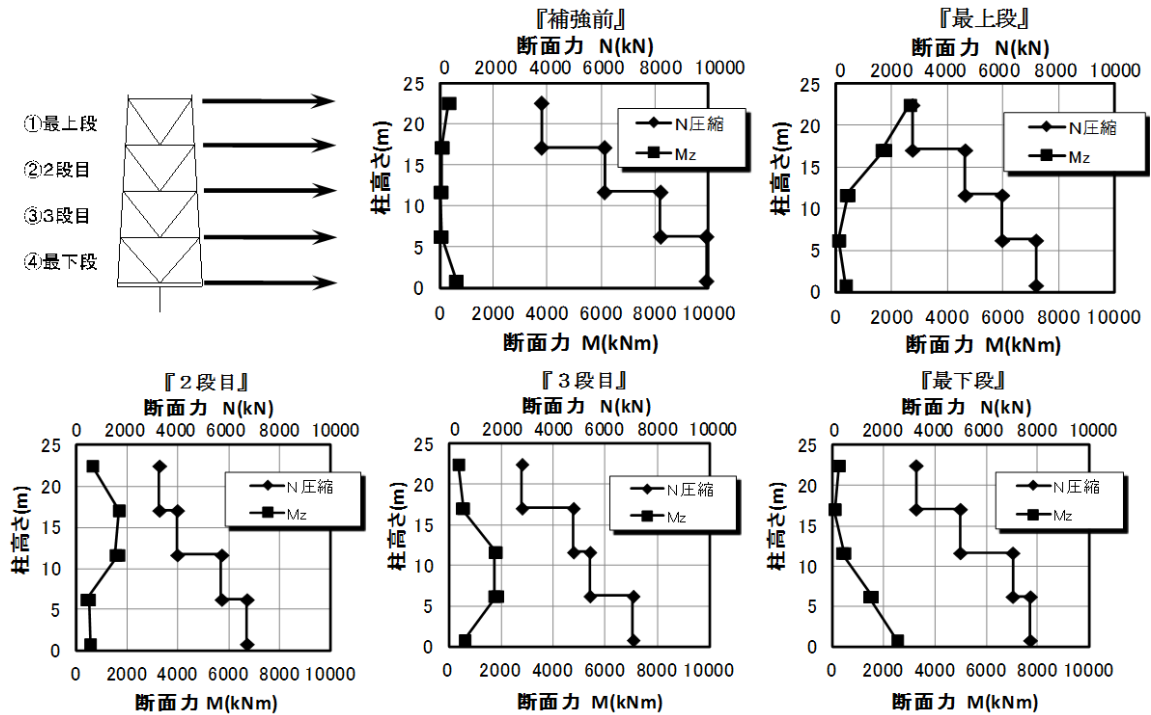


図-15 エンドポストの断面力

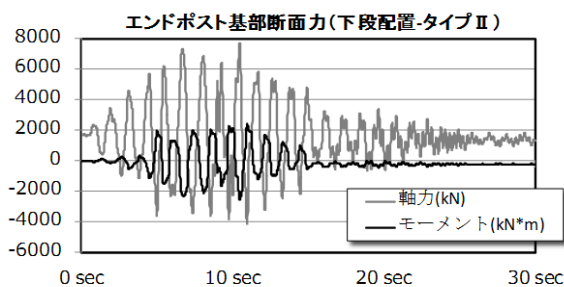


図-16 エンドポスト基部断面力

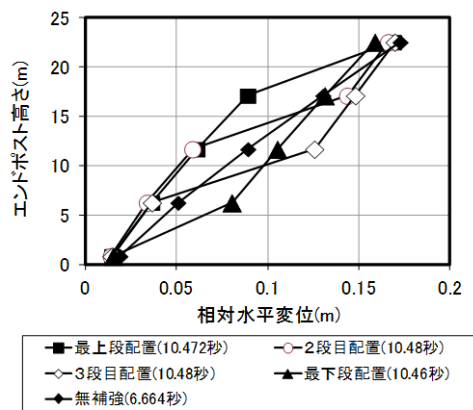


図-17 エンドポストの相対水平変位

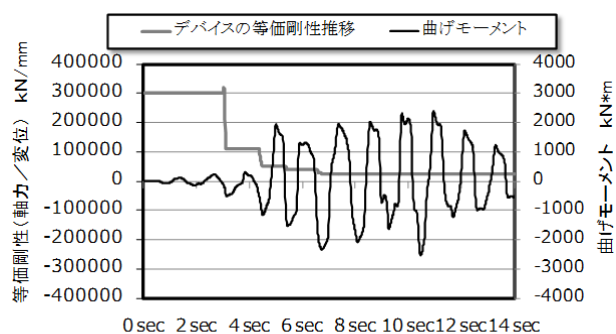


図-18 デバイスの等価剛性の時刻歴変化

3. 制震デバイスを取り付けた桁橋における橋台の照査に関する検討

3.1 検討対象とした橋の概要

検討対象とした橋梁は、昭和55年の道路橋示方書より古い基準で設計された既設橋梁であり、構造形式としては、一般的な中間1支点の固定支持による鋼3径間連続桁橋を想定した。

対象橋梁の概要図および諸元は、それぞれ図-19と表-1に示すとおりである。本橋は、橋長121.4 m (3@40.0 m)、有効幅員8.5 mを有する河川を渡河する橋梁である。各下部構造に作用する反力および支承条件を表-2に示す。可動支承を有する下部構造の設計水平力は、静止摩擦係数 $\mu=0.15$ を仮定して設定した。

対象橋梁を試設計した結果を表-3に示す。P1橋脚の軸方向鉄筋は、図-20(a)に示すように橋軸方向の水平力による曲げモーメントに対して抵抗する面において、125 mm間隔で配置されたD32の2段配筋となっている。また、柱基部から4.0mにおいて段落し部を有する橋脚となっている。図-20(b)に示すようにP2橋脚の軸方向鉄筋は、橋軸方向の水平力による曲げモーメントに対して抵抗する面において、125 mm間隔で配置されたD22の1段配筋となっている。軸方向鉄筋は、P1橋脚と同様に柱基部か

ら2.5mにおいて段落しされている。

表-4には各橋脚の保有耐力を示している。これによれば、P1橋脚においては、段落し部におけるせん断破壊型と判定される。一方、P2橋脚においては、その支持条件は可動であるため、曲げ耐力が小さく、この結果、計算上は段落し部での曲げ破壊型の橋脚と判定される。ただし、せん断補強筋が重ね継ぎ手の場合には、実際のせん断耐力はこれより小さくなり、実際にはせん断破壊をする可能性がある場合もある。

基礎構造としては、全て場所打ち杭とし、杭径1.2mとして必要な支持力より杭本数が決定されている。

3.2 補強前の状態に対する耐震性能照査

対象橋梁の耐震性能の照査は、レベル2地震動に対して非線形動的解析により実施した。ここで、解析方法は道示Vに示される方法を準用した。非線形動的解析は、図-21に示すように橋梁全体系をはり・ばね要素により平面骨組モデル化し、橋脚柱については曲げモーメントと曲率関係の非線形履歴特性(Takedaモデル)を考慮した。なお、表-4からも分かるように、補強前の状態においては段落し部においてせん断破壊が生じると判定される結果となるが、解析モデルにおいてせん断破壊は考慮せず、

動的解析による応答せん断力とせん断耐力との比較により性能照査を満足するか否かを判定することとした。これは、実務レベルでせん断破壊後の挙動を適切に再現できるモデルがないこと、また、仮にこのようなモデルを用いたとしても、後述のように段落し部の補強を前提としているため、本検討の目的に照らすと、補強前の状態におけるせん断破壊後の挙動を再現する必要性がないことを踏まえたものである。支承部は、支持条件に合わせて固定支承をピン、可動支承をピンローラーとしてモデル化した。ここで、可動支承の摩擦係数は0とした。基礎は道路橋示方書に従い算出した線形ばねとしてモデル化した。等価減衰定数については、道路橋示方書を参考に上部構造2%、橋脚2%、地盤基礎20%とした。

非線形動的解析は、道示標準波のうち、タイプⅠ及びタイプⅡの地震動のⅡ種地盤用の3波を橋軸方向に入力し、地震動のタイプごとに地震動3波による解析結果を平均した値を用いて照査した。本検討で対象とした橋梁では、タイプⅡの地震動に対する場合の方が厳しい結果であったため、以下にはタイプⅡの地震動に対する結果を示す。

表-5は補強前の状態に対する非線形動的解析の結果を示したものである。対象橋梁は、P1橋脚の1点固定であるため、全ての上部構造の慣性力をP1橋脚が負担することになり、P1橋脚においては最大せん断力が許容値を大きく上回り、耐震性能を満足しない結果である。また、後述する曲げに対する耐震補強の参考となるために、表-5には曲げに対する照査結果も示しているが、これによれば、せん断破壊しないと仮定する場合には、段落し部や柱基部で最大曲げモーメント（最大曲率）が許容値を大きく上回ることが分かる。一方、可動橋脚であるP2橋脚は上部構造からの慣性力を負担しないために、照査を満足する結果であった。なお、橋台については、可動支点であり、レベル2地震動による上部構造の地震時慣性力は分担しないと仮定しているため、ここでは照査の対象としていない。

3.3 耐震補強対策

(1) 耐震補強による目標性能の設定

既設橋の耐震補強に際しては、既設橋に対する耐震補強において目標とする橋の耐震性能を、地震後の道路ネットワークとして当該橋を含む路線に求められる性能の観点、他の構造物や施設への深刻な影響を防止する観点、当該橋が被災した場合における構造条件や施工条件からの機能回復の難易度の観点等に基づき、橋梁の管理者によって個別に設定されることになる。既設橋に対する耐

震補強の場合には様々な制約条件があるため、一般に、目標とする耐震性能レベルには、橋の条件に応じて様々な設定の考え方があり得るが、ここでは、レベル2地震動による損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る状態が確保されるとみなせる耐震性能レベルが目標として設定された橋という仮定で検討を行った。

(2) 耐震補強対策の検討

ここでは、(1)において設定した目標とする耐震性能を満足するような耐震補強対策の検討を行う。

一般的な橋脚の耐震補強対策としては、既設橋脚の耐力及び塑性変形能の向上を目的としたRC巻立て工法や鋼板巻立て工法が用いられる。これらの工法は橋脚柱部を補強する工法で、安価で効果的な補強工法である。

一方、対象橋梁のように河川内の橋脚をRC巻立て工法等により補強する場合には、耐震補強工事に関連し締切工等の仮設構造物も必要になるために全体的な工事費は増大し、条件によっては必ずしも安価な対策工法とは言えない場合もある。また、河積阻害率の関係から、橋脚の断面寸法を大きくできない場合が多い。このような場合に対しては、既設の耐震補強を合理的かつ効果的に実施するために、段落し部を繊維材シート等により曲げ耐力補強した上で、橋梁全体系を考慮して耐震性能の向上を図るために免震構造や制震構造を用いた地震の影響を軽減させるという対策の考え方がある。

対象橋梁では、表-5に示したように固定支点（P1橋脚）に地震時慣性力が集中し、上部構造の最大応答変位が305mmと遊間量（250mm）を上回っている。そのため耐震補強対策にあたっては、制震デバイスを設置することにより地震力の低減と変位を抑制する対策を基本として検討することとした。なお、制震デバイスは、剛性が高く地震時の変形が小さい橋台部に図-22に示すようにシリンダー型ダンパーを設置することを想定した。その上で、ダンパーの容量および取り付けられる橋台に着目して以下にケースについて検討を行った。

ケース1：橋脚の補強量を最も軽減できるように桁端部のシリンダー型ダンパーの容量を設定する

ケース2：橋台に作用する慣性力が増加しないように桁端部のシリンダー型ダンパーの容量を設定し、必要に応じて橋脚を補強する

耐震補強対策の検討にあたっては、補強前の状態に対する耐震性能照査と同様にレベル2地震動に対して非線形動的解析を用いて行った。シリンダー型ダンパーについては、図-23に示すように抵抗力を上限としたバイリニア型履歴特性を考慮した非線形ばね要素によりモデル化

した。また、シリンダー型ダンパーは、地震時のようにダンパーに大きな相対速度が発生する場合は大きな抵抗力が発生するとともにエネルギー吸収能を発揮するが、常時や温度変化に伴う小さな相対速度に対しては抵抗力がほとんど発生しないという力学的特性を有している。このため、本検討では常時や温度に対する照査は対象としなかった。なお、以下に示す検討は制震デバイスを用いた耐震補強における検討の1例を示すもので、制震デバイスを用いて最適な耐震補強設計を行った結果を示しているわけではない。

(3) ケース1に対する検討

a) ダンパーの必要容量と橋脚の補強

検討では、桁端部と橋台間に設置するシリンダー型ダンパーの容量を変化させた解析を行い、応答値の変化などを踏まえて目標とする橋の耐震性能を満足するようにダンパーの必要容量を設定した。

検討の結果より、1箇所あたり総容量 3000 kN (=1000 kN×3 基) までは、容量の増加に伴い、桁の応答変位の低減効果が確認されたが、容量をこれ以上大きくさせても、応答値に変化が生じなくなった。これはシリンダー型ダンパーをばね剛性に換算した場合、非常に硬い剛性 ($K=4.0 \times 10^5$ kN/m) を示しており、固定支承を有する多点固定と同様な構造系となったために地震の影響を軽減する効果がこれ以上は期待できなくなったためと考えられる。なお、参考までに速度依存型のモデル化により同様の検討を行ったが、この傾向は同じであった。

また、補強前の状態に対する照査により段落し部で損傷が生じる可能性があったことから、橋脚の耐震補強においては、段落し部における損傷が生じないように補強を行うこととした。その補強量は、シリンダー型ダンパーの必要容量に関する検討から橋台1箇所あたり3000 kNのシリンダー型ダンパーを設置した場合を対象に、P1橋脚の耐震性能の照査を行い、段落し部において耐力を超過する分に対して決定することとした。この結果、段落し部に対しては、繊維目付量200 g/m²の炭素繊維シート4層を段落し部に柱軸方向に貼り付けることとした。なお、P2橋脚は、表-5に示したように、補強前の状態において照査を満足していたため、ここでは補強の対象としなかった。なお、本検討では橋軸方向を対象とした検討しか行ってないため、P2橋脚は補強の対象とならなかったが、実際には、橋軸直角方向に対する検討結果も踏まえながら、段落し部の損傷により致命的な破壊が生じないような対策の必要性について検討することになる。

このようなダンパーの容量とP1橋脚の段落し部に対する繊維材巻き立て補強を行った橋に対して、耐震性能

の照査を行った結果を表-6に示す。最大応答変位が306mmから75mm、P1橋脚に作用する水平力が8107kNから6315kNまでそれぞれ減少し、P1橋脚の耐震性が確保された。一方で、橋台に作用する水平力は、シリンダー型ダンパーの抵抗力相当の力が作用し、補強前の状態に対する照査に比べて大幅に大きくなった。

b) 橋台の照査

前項の検討より、橋台に作用する水平力は大幅に増加することが明らかとなった。このため、この構造系の橋台に対して、改めてレベル1地震動により作用する地震力を動的解析により求めた。ここで、レベル1地震動に対する照査に用いる地震動としては、道路橋示方書に規定されるレベル1地震動の標準加速度応答スペクトルにスペクトル特性が一致するように振幅調整した地震波1波を用いた。

この結果を表-7に示す。ここには、比較のために、補強前の状態に対する照査結果と後述するケース2の結果も示している。これによれば、ケース1の場合には、レベル1地震動における慣性力の分担率(設計水平力)は補強前の状態より4倍以上も大きくなっている。これは、橋台に取り付けたシリンダー型ダンパーがレベル1地震動にも機能することで、橋台に作用する水平力が増加したことによる。

このため、この作用力を考慮して、再度レベル1地震動に対して橋台の照査を行った。この結果を表-8に示す。橋台の各部材でレベル1地震動に対する照査を満足していない。杭体の応力超過が最も大きく1.6倍程度になっている。

ここで、参考までにレベル2地震動に対して道路橋示方書V耐震設計編の13章の方法に準じて杭基礎に生じる水平変位を求めることとした。この結果を図-24に示す。杭基礎天端の最大応答変位は123mmであり、これは表-6に示される支承部の相対変位(59mm)以上の値である。上述の杭基礎の変形による変位の推定値は、エネルギー一定則に基づくものであり、その推定精度については議論の余地はあるが、この結果は、設計において考慮した相対変位がシリンダー型ダンパーに生じない可能性を示している。本ケースにおいては、橋の耐震性能の確保は、制震デバイスが設計で考慮したとおりのエネルギー吸収を発揮することが前提であるため、この橋台の照査結果は前述したダンパーを設置した橋全体系の挙動推定的前提条件が成り立っていない可能性があることを示唆している。

こうした結果を踏まえると、レベル1地震動に対する照査を満足させるために橋台の耐震補強を行うか、もし

くはシリンダー型ダンパーの容量の見直しを含む橋全体系の耐震補強対策の変更が必要と考えられる。

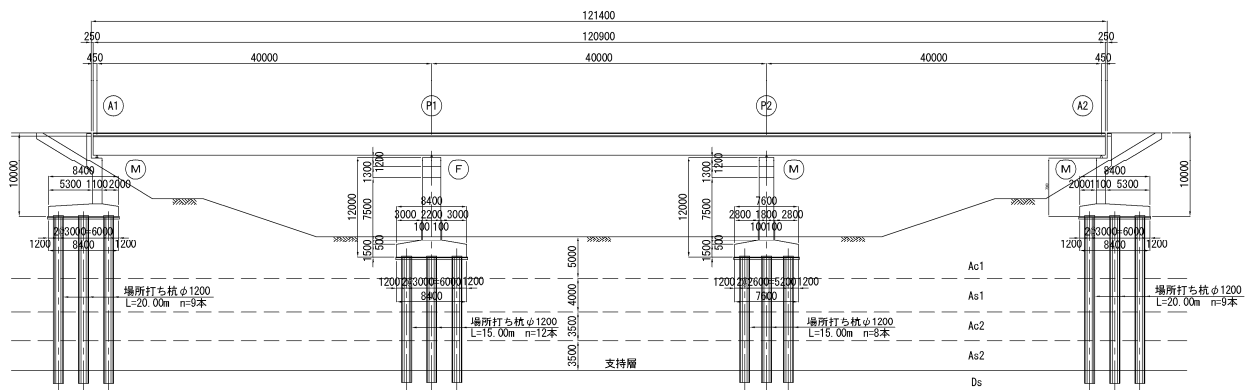
(4) ケース2に対する検討

ケース1では、P1橋脚の補強に着目してシリンダー型ダンパーの容量を設定したが、レベル1地震動時に対して橋台の補強が生じるなどの見直しが必要になったことから、ケース2では橋台への水平力を試設計時のレベル1地震動時の水平力(300kN)より増加させない範囲でシリンダー型ダンパーの容量を決定し、その上でP1橋脚に必要な補強量の検討を行うこととした。

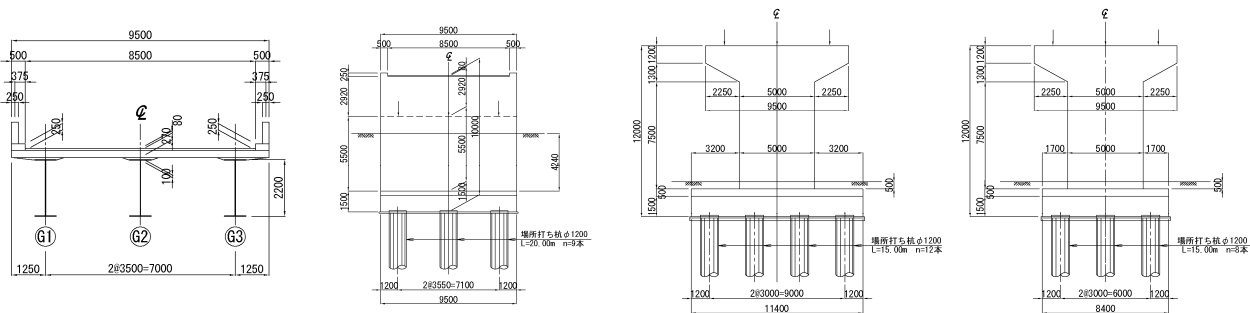
シリンダー型ダンパーの容量は1箇所あたり300kN(=100kN×3基)を最大として、P1橋脚の耐震性の照査を行った結果、P1橋脚にはRC巻立て補強として、巻立厚

を $t=350\text{mm}$ とし、軸方向鉄筋としてSD345のD32を125mm間隔で2段配筋する必要があることとなった。この様な構造系に対して耐震性能の照査を行った結果を表-9に示す。

桁の最大応答変位は306mmから129mmに減少した。P1橋脚に作用する水平力は8107kNから11499kNに増加したものの、P1橋脚の曲げ耐力の増加により照査は満足する結果となっている。この時の橋脚の地震時保有水平耐力は9646kNであり、補強前の状態の地震時保有水平耐力に対して2.1倍まで増加している。このため、橋脚の曲げ耐力の増加が基礎の耐震性に及ぼす影響について、本橋の目標とする耐震性能の観点から別途検討が必要である。



(a) 側面図



(b) 上部構造

(c) 橋台【可動支持】

(d) P1橋脚【固定支持】

(e) P2橋脚【可動支持】

図-19 対象橋梁

表-1 対象橋梁諸元

上部構造	鋼3径間連続非合成板桁
橋長	121.400m (3@40.0m)
全幅員	9.50 m
上部構造重量	15,180 kN
下部構造	橋台：逆T式、橋脚：壁式
基礎構造	場所打ち杭(φ1200)
地盤種別	II種地盤
地域区分	A区分($c_2=1.0$)
設計水平震度	$k_h=0.20$

表-2 上部構造反力および支承条件

	A1	P1	P2	A2	合計
支承条件	Mov	Fix	Mov	Mov	
死荷重(kN)	2,020	5,570	5,570	2,020	15,180
活荷重(kN)	1,160	2,020	2,020	1,160	---
水平力(kN)	303	3,036	836	303	4,478

※可動支承部の水平力=摩擦係数(0.15)×死荷重

表-3 安定計算および部材設計結果一覧表

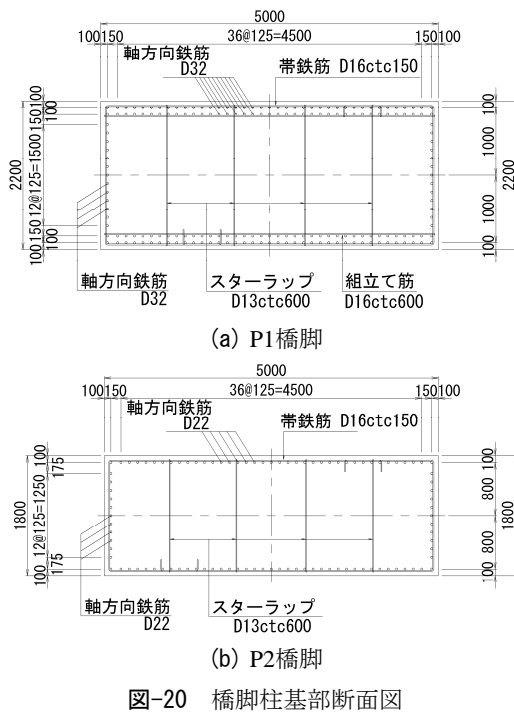


図-20 橋脚柱基部断面図

部材	項目	記号	単位	A1, A2 (可動)	P1 (固定)	P2 (可動)
安定計算	変位	δ	mm	9.25	5.97	3.74
		δ_a	mm	15.00	15.00	15.00
	支持	P_{Nmax}	kN	3399.4	2970.6	2488.3
		R_a	kN	4158.0	3208.0	3208.0
		P_{Nmin}	kN	398.5	-627.7	556.9
		P_a	kN	-1641.0	-1369.0	-1369.0
堅壁 又柱	曲げ 応力度	σ_c	N/mm ²	8.17	9.35	7.42
		σ_{ca}	N/mm ²	10.50	10.50	10.50
		σ_s	N/mm ²	210.5	249.5	231.0
		σ_{sa}	N/mm ²	270.0	270.0	270.0
	せん断 応力度	τ	N/mm ²	0.36	0.37	0.16
		τ_a	N/mm ²	0.43	0.41	0.33
杭体	曲げ 応力度	σ_c	N/mm ²	10.06	5.87	4.09
		σ_{ca}	N/mm ²	12.00	12.00	12.00
		σ_s	N/mm ²	244.5	246.6	87.7
		σ_{sa}	N/mm ²	270.0	270.0	300.0
	せん断 応力度	τ	N/mm ²	0.75	0.38	0.24
		τ_a	N/mm ²	0.51	0.46	0.75
フーチング	設計断面			後趾	後趾	後趾
		曲げ 応力度	σ_c	N/mm ²	7.29	5.59
	σ_{ca}		N/mm ²	10.50	10.50	10.50
	σ_s		N/mm ²	246.7	229.3	223.3
	σ_{sa}		N/mm ²	270.0	270.0	270.0
	せん断 応力度	τ	N/mm ²	0.22	0.63	0.52
τ_a		N/mm ²	1.00	1.32	1.20	

表-4 橋脚の保有耐力

項目		記号	単位	P1橋脚		P2橋脚		備考	
地震動				タイプ I	タイプ II	タイプ I	タイプ II		
等価重量		W	kN	16751.9	16751.9	4071.1	4071.1	$C_e=0.5$	
耐力比較	段落し部	終局水平耐力	P_u	kN	5028.6	5028.9	1409.9	1410.1	$=M_u/h$
		せん断耐力	P_s	kN	2608.6	3246.0	1701.0	2075.5	$C_e=0.6$ (タイプ I), 0.8(タイプ II)
			P_{s0}	kN	3883.4	3883.4	2450.0	2450.0	$C_e=1.0$
	柱基部	終局水平耐力	P_u	kN	4566.2	4571.7	1504.4	1504.5	$=M_u/h$
		せん断耐力	P_s	kN	3603.0	4351.2	2552.2	3017.9	$C_e=0.6$ (タイプ I), 0.8(タイプ II)
			P_{s0}	kN	5099.4	5099.4	3483.7	3483.7	$C_e=1.0$
破壊形態の判定				段落し部 せん断破壊型	段落し部 せん断破壊型	段落し部 曲げ破壊	段落し部 曲げ破壊		

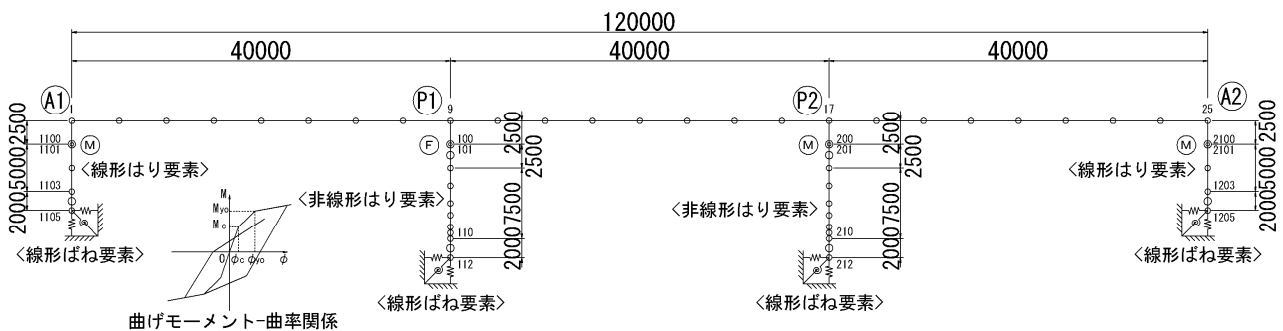


図-21 非線形動的解析モデル図

表-5 補強前の状態に対する非線形動的解析の最大応答値および耐震性能照査結果 (橋軸方向, レベル2地震動)

		橋 軸 方 向						
		A1橋台	P1橋脚	P2橋脚	A2橋台			
上部構造	主 桁	最大応答加速度 (gal)	559	556	563	566		
		最大応答変位 (mm)	304.8	304.5	305.5	305.9		
	支承部	支承形式	BP-A	BP-A	BP-A	BP-A		
		最大水平力 (kN)	0	8,107	0	0		
		最大相対変位 (mm)	306.3	0.0	308.9	306.3		
下部構造	下部構造天端	最大応答加速度 (gal)	802	554	1,138	802		
		最大応答変位 (mm)	4.8	302.9	27.2	4.8		
		残留変位 δ_R (mm)	---	150.06	0.00	---		
		許容残留変位 δ_{Ra} (mm)	---	100.00	100.00	---		
		残留変位の照査 ($\delta_R \leq \delta_{Ra}$)	---	< NG >	(OK)	---		
	[曲げ照査]	照査断面	基部	段落し部	基部	段落し部	基部	
		最大曲げモーメント (kN・m)	3,026	41,277	45,171	7,900	13,320	3,026
		最大応答曲率 (1/m)	---	2.492E-3	1.085E-2	2.169E-4	3.080E-4	---
		安全係数 α	---	段落し	1.5	段落し	1.5	---
		許容曲率 ϕ_a (1/m)	---	1.056E-3	7.110E-3	1.179E-3	7.110E-3	---
		応答塑性率 μ_{max} ($= \phi_{max} / \phi_y$)	---	2.36	10.19	0.18	0.29	---
		変形性能の照査 ($\phi_{max} \leq \phi_a$)	---	< NG >	< NG >	(OK)	(OK)	---
	[せん断照査]	照査断面	基部	段落し部	基部	段落し部	基部	
		最大せん断力 (kN)	819	7,225	5,060	1,753	2,250	819
		せん断耐力 P_g (kN)	---	3,883	4,351	2,450	3,018	---
		せん断耐力の照査 ($S_{max} \leq P_g$)	---	< NG >	< NG >	(OK)	(OK)	---

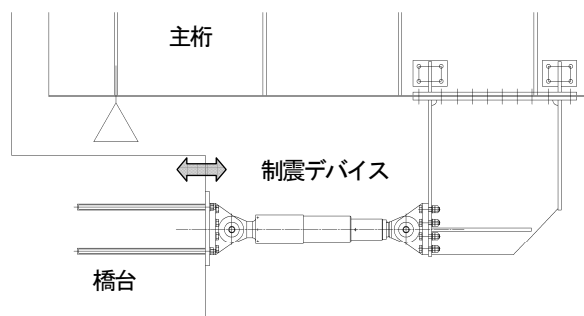


図-22 制震デバイスの設置図

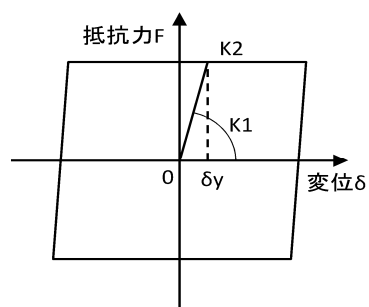


図-23 シリンダー型ダンパーの履歴特性

表-6 ケース1における非線形動的解析の最大応答値および耐震性能照査結果（橋軸方向，レベル2地震動）

		橋 軸 方 向								
		A1橋台		P1橋脚		P2橋脚		A2橋台		
上部構造	主 桁	最大応答加速度 (gal)	806		802		814		817	
		最大応答変位 (mm)	73.4		73.7		74.9		74.6	
	支 承 部	支承形式	BP-A+制震ダンパー		BP-A		BP-A		BP-A+制震ダンパー	
		最大水平力 (kN)	3,001		6,315		0		3,001	
		最大相対変位 (mm)	58.6		0.0		73.6		58.3	
下部構造	下部構造天端	最大応答加速度 (gal)	1,767		784		1,137		1,762	
		最大応答変位 (mm)	21.3		72.0		27.2		21.3	
		残留変位 δ_R (mm)	---		5.84		0.00		---	
		許容残留変位 δ_{Ra} (mm)	---		100.00		100.00		---	
		残留変位の照査 ($\delta_R \leq \delta_{Ra}$)	---		(OK)		(OK)		---	
	[曲げ照査]	照査断面	---	---	段落し部	基 部	段落し部	基 部	---	---
		最大曲げモーメント (kN・m)	---	---	40,075	60,650	7,908	13,331	---	---
		最大応答曲率 (1/m)	---	---	4.873E-4	1.364E-3	2.184E-4	3.088E-4	---	---
		安全係数 α	---	---	段落し	1.5	段落し	1.5	---	---
		許容曲率 ϕ_a (1/m)	---	---	9.210E-4	6.233E-3	1.179E-3	7.110E-3	---	---
		応答塑性率 μ_{max} ($= \phi_{max} / \phi_y$)	---	---	0.53	1.42	0.19	0.29	---	---
		変形性能の照査 ($\phi_{max} \leq \phi_a$)	---	---	(OK)	(OK)	(OK)	(OK)	---	---
	[せん断照査]	照査断面	---	---	段落し部	基 部	段落し部	基 部	---	---
		最大せん断力 (kN)	---	---	7,206	7,005	1,754	2,251	---	---
		せん断耐力 P_s (kN)	---	---	7,824	8,292	2,450	3,018	---	---
せん断耐力の照査 ($S_{max} \leq P_s$)		---	---	(OK)	(OK)	(OK)	(OK)	---	---	

表-7 レベル1地震動時の橋台の水平力の比較

荷重状態		記号	単位	A1	P1	P2	A2	備考
分担荷重		W_U	kN	0	3,036	0	0	=3,036
作用地震力	補強前	H	kN	303	3,036	836	303	$k_h=0.20$
	ケース1	R_{HD}	kN	1,321	432	0	1,313	=3,066
	ケース2	R_{HD}	kN	300	2589	0	300	=3,189

※ケース1の制震装置は、非線形域に達しておらず、剛な線形ばねとして機能している。

表-8 補強前後の安定計算および部材設計結果一覧表

部材	項目	記号	単位	A1, A2橋台	
				無補強	補強後
安定計算	変位	δ	mm	9.25	11.01
		δ_a	mm	15.00	
	支持	P_{Nmax}	kN	3399.4	3846.2
		R_a	kN	4158.0	
		P_{Nmin}	kN	398.5	-48.3
		P_a	kN	-1641.0	
堅壁 又柱	曲げ 応力度	σ_c	N/mm ²	8.17	12.28
		σ_{ca}	N/mm ²	10.50	
		σ_s	N/mm ²	210.5	338.7
		σ_{sa}	N/mm ²	270.0	
	せん断 応力度	τ	N/mm ²	0.36	0.46
		τ_a	N/mm ²	0.43	
杭体	曲げ 応力度	σ_c	N/mm ²	10.06	10.92
		σ_{ca}	N/mm ²	12.00	
		σ_s	N/mm ²	244.5	423.3
		σ_{sa}	N/mm ²	270.0	270.0
	せん断 応力度	τ	N/mm ²	0.75	
		τ_a	N/mm ²	0.51	
フーチング	設計断面			後趾	後趾
	曲げ 応力度	σ_c	N/mm ²	7.29	9.43
		σ_{ca}	N/mm ²	10.50	
		σ_s	N/mm ²	246.7	316.6
		σ_{sa}	N/mm ²	270.0	
	せん断 応力度	τ	N/mm ²	0.22	0.27
τ_a		N/mm ²	1.00		

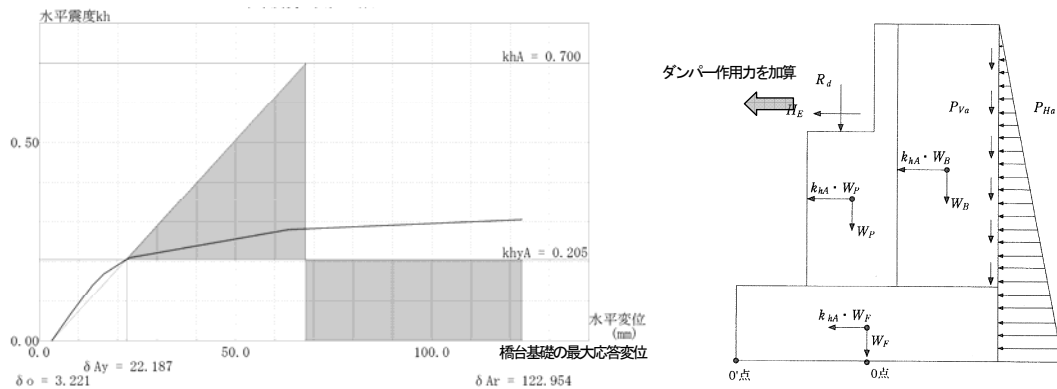


図-24 レベル2地震時における橋台基礎における水平震度と変位の関係

表-9 ケース2における非線形動的解析の最大応答値および耐震性能照査結果（橋軸方向，レベル2地震動）

		橋 軸 方 向								
		A1橋台		P1橋脚		P2橋脚		A2橋台		
上部構造	主 桁	最大応答加速度 (gal)	857		852		868		874	
		最大応答変位 (mm)	128.7		128.1		130.2		130.7	
	支 承 部	支承形式	BP-A+制震ダンパー		BP-A		BP-A		BP-A+制震ダンパー	
		最大水平力 (kN)	300		11,499		0		300	
		最大相対変位 (mm)	127.7		0.0		128.4		127.3	
下部構造	下部構造天端	最大応答加速度 (gal)	828		833		1,130		822	
		最大応答変位 (mm)	6.4		124.8		27.2		6.3	
		残留変位 δ_R (mm)	---		23.56		0.00		---	
		許容残留変位 δ_{Ra} (mm)	---		100.00		100.00		---	
		残留変位の照査 ($\delta_R \leq \delta_{Ra}$)	---		(OK)		(OK)		---	
	[曲げ照査]	照査断面	---	---	段落し部	基 部	段落し部	基 部	---	---
		最大曲げモーメント (kN・m)	---	---	72,142	86,220	7,947	13,367	---	---
		最大応答曲率 (1/m)	---	---	7.046E-4	3.566E-3	2.255E-4	3.114E-4	---	---
		安全係数 α	---	---	段落し	1.5	段落し	1.5	---	---
		許容曲率 ϕ_a (1/m)	---	---	8.870E-4	5.366E-3	1.179E-3	7.110E-3	---	---
		応答塑性率 $\mu_{max} (= \phi_{max} / \phi_y)$	---	---	0.79	3.97	0.19	0.29	---	---
		変形性能の照査 ($\phi_{max} \leq \phi_a$)	---	---	(OK)	(OK)	(OK)	(OK)	---	---
	[せん断照査]	照査断面	---	---	段落し部	基 部	段落し部	基 部	---	---
		最大せん断力 (kN)	---	---	12,594	9,562	1,757	2,258	---	---
		せん断耐力 P_g (kN)	---	---	13,672	13,484	2,450	3,018	---	---
		せん断耐力の照査 ($S_{max} \leq P_g$)	---	---	(OK)	(OK)	(OK)	(OK)	---	---

4. まとめ

本年度は、制震デバイスを適用した橋の地震応答解析により、デバイスの適切な配置の考え方及び取り付けられる下部構造の性能照査の考え方を検討した。

本検討で対象とした鋼アーチ橋に対する解析から得られた知見は次のとおりである。

- 1) 支点反力について、制震デバイスをアーチ部に設置した場合は、アーチ部の支点反力が大きく低減し、エンドポスト部に設置した場合はエンドポスト部の支点反力が大きく低減した。応答を低下させたい支点に対して適切に制震デバイスを設置することが有効である。なお、支点到最も近い部材に設置することは必ずしも有効ではなかった。
- 2) 主部材の応力について、制震デバイスを単パネルごとに設置した場合、設置したパネル近傍の主部材（アーチ部のアーチ部材やエンドポスト部の柱部）の応力が逆に大きくなる場合がある。この要因としては、制震デバイスの降伏により剛性が小さくなり、制震デバイスが設置されたパネル全体としての剛性が低下するために、当該パネル部分の変形が増大することが影響するものと考えられる。

桁橋において制震デバイスを設置する橋台の性能照査に関する検討から得られた知見は次のとおりである。

- 1) レベル2地震動に対して橋の耐震性を確保するために、橋台と桁端部の間に大容量の制震デバイスを設置する場合には、制震デバイスを取り付ける橋台やその

基礎構造がレベル1地震動に対する照査を満足しない場合がある。このことは、レベル2地震動に対しても橋の耐震性能が確保できない可能性があることを示唆している。

- 2) 制震デバイスを取り付けた橋台の基礎部が制震デバイスからの作用力のために大きく変位すると、制震デバイスに設計で考慮した相対変位が生じないため、解析で想定したエネルギー吸収がされなくなる場合もある。このため、制震デバイスを用いた橋全体系を考慮した耐震補強では、制震デバイスが設計で考慮したエネルギー吸収能を十分に発揮できるように、その前提条件に十分留意する必要がある。
- 3) 制震デバイスの容量を橋台の保有耐力の範囲内とすると、橋脚に対する耐震補強が必要となる。このため、耐震補強の対象となる橋の構造特性や施工条件等を踏まえ、制震デバイスや橋脚の耐震補強をバランス良く組み合わせるような補強となるように計画する必要がある。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2002.
- 2) (社) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997.9
- 3) (財) 海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集，2005.4
- 4) (社) 日本道路協会：既設道路橋基礎の補強に関する参考資料，2000.2

DEVELOPMENT OF SEISMIC DESIGN METHOD FOR BRIDGES USING STRUCTURAL RESPONSE CONTROL DEVICES

Budget : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2008-2011

Research Team : Bridge and Structural Engineering Research
Group

Author : HOSHIKUMA Jun-ichi

SAKAI Junichi

YATSUMOTO Hitoshi

Abstract : To develop the seismic design method for bridges that structural seismic response control devices were attached to, it is necessary to study the experimental protocol to evaluate the design and ultimate limit states, the damping property of the devices and the mathematical modeling method of nonlinear behavior, the seismic design method and seismic retrofit method for bridges using the seismic response control devices, the maintenance strategy for the devices, and the design details of connecting portions between the devices and their attachments. In FY 2011, in order to study seismic design method and seismic retrofit method for bridges using the structural control devices, a series of dynamic response analyses was conducted. The effective arrangement of the seismic response control devices was investigated in the analyses for a steel arch bridge, and the seismic design philosophy of abutment that the seismic response control devices were attached to was investigated through analyses for a 3-span continuous steel girder bridge.

Key words : bridge, seismic response control device, dynamic response analysis, steel arch bridge, abutment