

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

豊岡 亮洋¹・古屋 卓稔²・中田 裕喜³・宇野 匡和³

¹正会員 博（工）（公財）鉄道総合技術研究所（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

²正会員 修（工）（公財）鉄道総合技術研究所（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

³正会員 修（工） 四国旅客鉄道株式会社（〒760-8580 香川県高松市浜ノ町8-33）

1. はじめに

本稿では、四国旅客鉄道（株）で実施している鉄道橋りょう及び鉄道高架橋に対する耐震補強¹⁾のうち、本四備讃線に位置する大規模PC橋りょうである北浦港橋りょうに対し、鉄道では事例が少ない免制震構造を活用した耐震補強の検討事例について報告する。

鉄道橋りょうでは、橋脚く体のせん断破壊を防ぐことを目的とした巻立て補強²⁾や、地震時の列車走行性の確保を目的とした移動制限装置³⁾の設置が一般的な耐震補強として実施されている。しかし、本稿で耐震補強の検討を行った北浦港橋りょうに対して事前の耐震性能照査を実施したところ、海上部橋脚の基礎が先行降伏し、過大な損傷の発生が予想される結果となった。

そこで、復旧性、施工性および経済性の観点から総合的に判断し、構造物の損傷を低減することを目的として、現況の鋼製支承を免震ゴム支承等に置き換え、併せて制震ダンパーにより地震エネルギー吸収および遊間変位応答の抑制を図る方法を検討した。

本稿では、免制震構造を活用した耐震補強検討に際して実施した、現橋の耐震照査結果、免制震構造の諸元の概略設計法、および3次元フレームモデルを用いた動的解析による対策工の耐震性能照査結果について報告する。

2. 対象橋りょうの概要

北浦港橋りょうの各種諸元を図1に示す。北浦港橋りょうは、昭和63年に開業した本四備讃線の四国側に位置する、橋長450mの5径間連続PC箱桁を有する長大橋りょうである。橋脚は2P～4P橋脚が海上に建設されており、海上橋脚の基礎天端が海底から10m程度突出している。対象橋りょうの地盤種別は

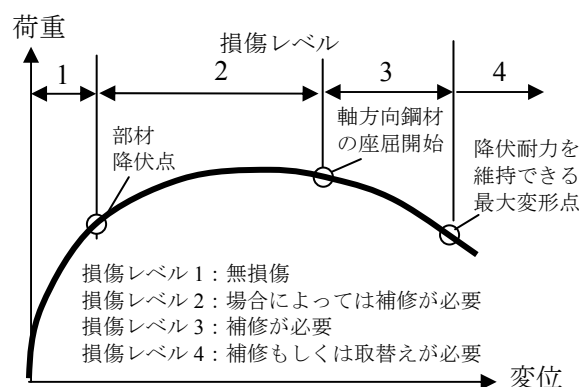
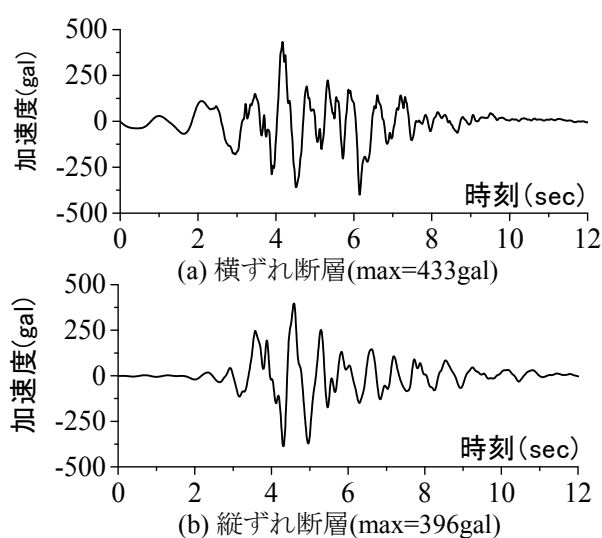
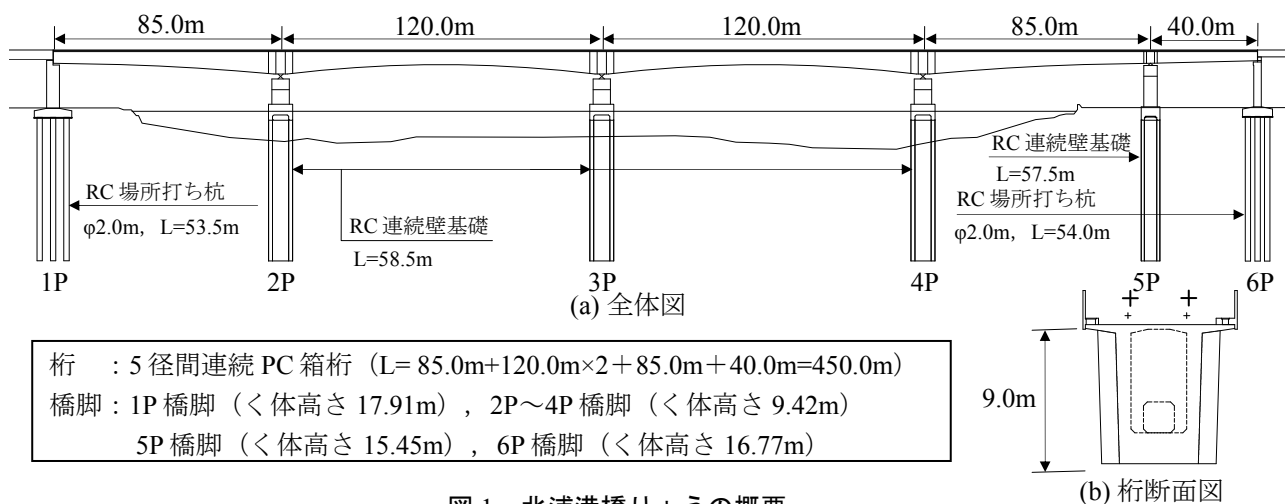
G4（普通～軟弱）地盤⁴⁾である。また全ての橋脚が壁式橋脚であり、場所打ち杭および連続壁基礎が用いられている。PC箱桁は施工基面幅9.97mの複線桁であり、海上部で最大9mの桁高となっている。桁は鋼製支承で支持されており、4Pが固定支承、その他は可動支承となっている。このほか、支承部には1～5Pにダンパーストッパー、6Pには鋼角ストッパーがそれぞれ併設されている。

3. 現橋の耐震照査結果と補強方針

3. 1 想定地震動の設定

当該地点では、南海トラフの地震および中央構造線による地震、ならびに伏在断層による地震断層による影響が想定されたことから、耐震照査において考慮する地震動は、「鉄道構造物等設計標準 同解説 耐震設計」（以下、耐震標準）に基づき、強震動予測手法に基づき算定することとした⁴⁾。

まず、想定し得る断層の破壊パターンに対応し、耐震設計上の基盤面位置での想定地震動を多数設定した。次に、当該橋梁付近の地盤調査結果をもとに地盤の非線形動的解析を実施し、地表面位置における弾性加速度応答スペクトルおよび所要降伏震度スペクトルを基盤面位置での想定地震動と同数算定した。最後に、これらの応答スペクトルを非超過確率90%で包絡することで、当該地点における設計応答スペクトルを設定した。また、以降の時刻歴応答解析に用いるため、弾性加速度応答スペクトルに適合させた地表面位置での地震動波形を設定した。以降の検討では伏在断層による地震動の影響を評価した結果を示す。設定した地震動波形を図2に示す。断層の破壊パターンとしては、横ずれおよび縦ずれの2種類を想定している。



3. 2 現橋の耐震照査結果

設定した設計応答スペクトルを用い、当該橋りょうの各橋脚について静的非線形解析を実施し、線路方向および線路直角方向の耐震照査を実施した。表 1 に各橋脚および基礎の照査結果の概要を示す。なお、鉄道設計標準において示されている、損傷レベルと想定される損傷の例を図 3 に示す⁴⁾。

まず、陸上部に位置する 1P、5P、6P の照査結果から、線路方向と直角方向のどちらもく体について損傷レベル 2 となったが、線路方向の基礎および線路直角方向のく体・基礎についてはせん断破壊に対する照査が満足できない結果となった。また、1P および 6P については段落し部の照査も満足できない結果となった。

さらに、海上部に位置する 4P では、基礎が先行降伏することで、く体の損傷レベルは 1 に抑制されるが、基礎の損傷レベルは 4 となり、基礎に大きな損傷が生じる可能性がある結果となった。2~4P は構造条件がほぼ同様と見なせることから、2P、3P についても上記と同様の照査結果となる。

以上から、1P、5P、6P についてはく体および基礎のせん断補強、1P および 6P については段落し

表 1 補強前の耐震照査の結果

橋脚	照査項目		線路方向	線路直角方向	備考
1P	損傷レベル	く体	2	2	陸上部
		基礎	1	1	
	破壊形態	く体	曲げ	せん断	
		基礎	せん断	せん断	
	段落し		NG	---	
2P	損傷レベル	く体	1	1	海上部
		基礎	4	4	
	破壊形態	く体	曲げ	曲げ	
		基礎	曲げ	曲げ	
3P	段落し		---	---	基礎補強は困難
5P	損傷レベル	く体	2	2	陸上部
		基礎	1	1	
	破壊形態	く体	曲げ	せん断	
		基礎	せん断	せん断	
	段落し		---	---	
6P	損傷レベル	く体	2	2	陸上部
		基礎	1	1	
	破壊形態	く体	曲げ	せん断	
		基礎	せん断	せん断	
	段落し		NG	---	

表 2 補強設計における代表的な制約条件

橋脚		応答 塑性率 μ	支承せん 断ひずみ (%)	隣接桁 との遊間 (mm)	備考
1P	陸上	$\mu<2\sim3$	250	310	桁下一桁座間 が狭わい
2P	海上	$\mu<1$		—	
3P	海上			—	
4P	海上			—	
5P	陸上	$\mu<2\sim3$		—	
6P	陸上			105	桁下一桁座間 が狭わい

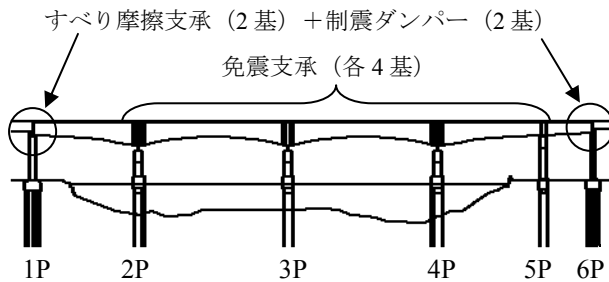


図 4 免制震構造による耐震補強案

表 3 各橋脚の LRB 諸元

設計項目			2～4P	5P	
使用数			4	2	
ゴムのせん断弾性係数		N/mm ²	1.0	1.0	
設計寸法	線路方向	mm	1900	1400	
	線路直角方向	mm	1200	1400	
ゴム厚	一層厚	mm	28	27	
	層数	層	5	4	
	総ゴム厚	mm	140	108	
鉛プラグ	プラグ径-	mm	210	205	
	本数	本	4	4	
一次形状係数			-	12.336	12.090
静的バネ定数	鉛直方向	kN/m	8430627	9059225	
	水平方向	kN/m	15296	16926	

補強、2P～4P については基礎の曲げ補強をそれぞれ検討する必要がある結果となった。このうち、陸上部に位置する 1P、5P、6P については比較的容易に補強を実施することが可能であるが、海上部に位置する 2P～4P については、施工性や経済性、周辺環境等の制約から、基礎補強の実施には相当の困難が伴うという問題が生じた。

3. 3 免制震構造を活用した補強方針

以上の現状を踏まえ、本橋りょうの耐震補強対策として、既設の鋼製支承を免震支承等により置き換えることで、桁一橋脚間の相互作用力を抑制し、補強が必要と考えられる橋脚および基礎の損傷低減を図り、特に海上部での基礎補強を不要とすることを目的とした免震化対策を行うこととした。

検討に先立ち、当該橋梁において耐震補強後に求

められる要求性能、および免制震化を行う際の制約条件を整理した。その結果を表2に示す。まず、各構造物の許容塑性率については、海上部の2P～4Pについては、基礎補強を不要とし、かつ想定作用に対して地震後の早期復旧性を確保することを目的とし、補修が不要な軽微な損傷に留める方針とした。一方、陸上部の1P、5P、6Pについては、地震後に補修が必要な損傷が生じたとしても、復旧作業は海上部よりも比較的容易に実施可能であることから最大応答塑性率として2～3程度を許容することとした。

支承構造については、本検討では既設支承を鉛プラグ入り積層ゴム支承（以下、LRB）に置換することを基本方針としたが、1Pおよび6Pでは桁下～橋脚天端間のクリアランスが小さく、事前の試算で常時の照査を満足させるLRBを設計することが困難であるとの結果が得られた。そこで、1Pおよび6Pでは、免震支承としてPTFE～テフロン系のすべり摩擦支承を導入することでクリアランスの問題を解決することとした。

ただし、すべり摩擦支承を使用した場合、支承部の応答変位が増大し、1Pおよび6Pでは表2に示す、隣接桁との遊間に関する制約を満足できない懸念がある。そこで、1Pおよび6Pに対しては、遊間制約を満足させるため、別途変位吸収用の制震ダンパーを設置することとした。制震ダンパーとしては、所定の変位および抵抗力に対して最もエネルギー吸収効率が良い摩擦型ダンパーを使用する。なお、表2に示す遊間は、夏期において実測した値であり、最も遊間としては厳しい条件を設定している。

以上から、耐震補強において実施を検討する、各橋脚の支承部の対策をまとめて図4に示す。支承の配置数は現橋支承と同一とした。また、2P～5Pに使用するLRBについては、各橋脚・桁を設計振動単位に分割し、各振動単位において地震時以外の照査を満足させるLRBの諸元を事前に算定・設計した。この諸元を表3に示す。

3. 4 検討手順

以下の検討では、1Pおよび6Pに使用するすべり摩擦支承、および2P～5Pに使用するLRBの諸元は地震時以外の照査を満足する諸元で固定し、1Pおよび6Pの制震ダンパーの緒元をパラメータとすることで、表2の制約条件を満足させる制震ダンパーの諸元を動的解析により導出する。なお、すべり摩擦支承の必要ストロークについては、以降の動的解析の結果得られる支承部の応答変位をもとに別途設計を行う。

ここで、解析を実施するケースとしては、地震動

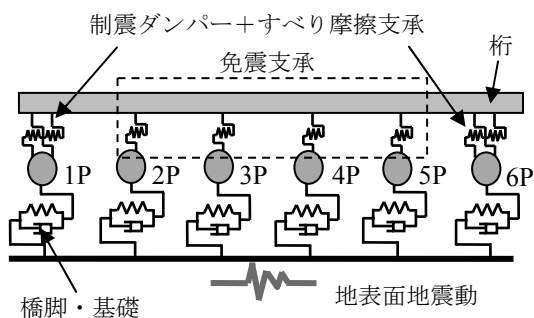


図5 概略検討用の動的解析モデル

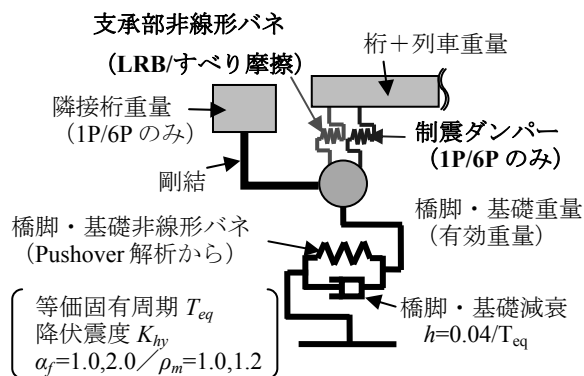


図6 設計振動単位ごとのモデル化

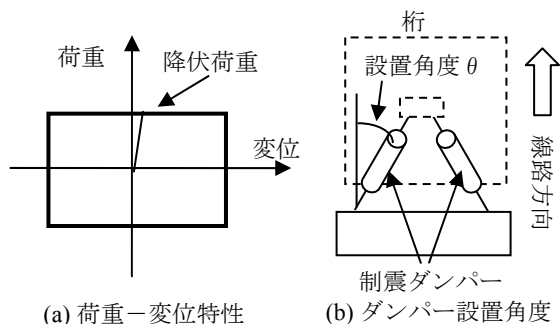


図7 制震ダンパーの特性

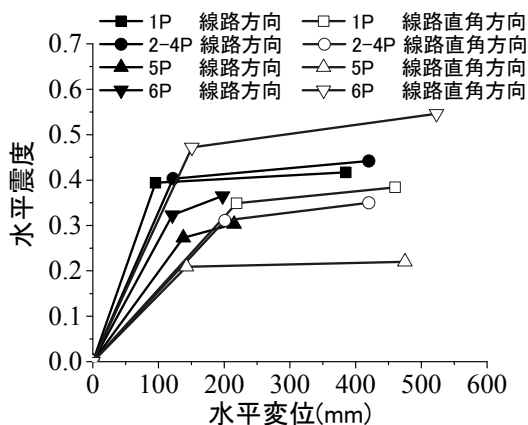


図8 各橋脚の骨格曲線 ($\alpha_f=1.0$, $\rho_m=1.0$)
(降伏点および最大耐力点)

：2ケース×地盤の支持力修正係数 α_f ：2ケース（1.0、2.0）×鉄筋の材料修正係数 ρ_m ：2ケース（1.0、1.2）×解析方向：2ケース（線路方向、線路直角方向）=16ケースとなる。この全てのケースについて詳細な解析モデルを作成し、繰り返し計算を行うには多数のリソースが必要となる。そこで、本検討では、まず4章で示すように、各橋脚・桁を設計振動単位とした簡易非線形解析モデルを構築し、このモデルで繰り返し計算を行うことで制震ダンパーの概略設計を実施した。そして、この結果定めた制震ダンパーの諸元を用い、代表的な解析ケースについて詳細なフレーム解析を実施して照査を行うことで、検討の合理化を図った。

4. 簡易非線形モデルを用いた概略設計

4. 1 解析モデルの概要

図5に、対象橋りょうを7自由度（橋脚・基礎系6自由度，桁1自由度）でモデル化した簡易非線形解析モデルを示す。橋脚～基礎系は、設計振動単位として各橋脚およびこれが分担する桁の範囲を設定し、桁より下部の橋脚～基礎の特性を非線形1自由度バネーマスモデルで表現した。各橋脚の天端は支承部を介して桁と連結するモデルとして表現した。設計振動単位ごとのモデルの概要を図6に示す。

支承部には、図4の各対策部材の配置に応じて、図5の桁と各橋脚間に、LRB、すべり摩擦支承、ダンパーの非線形挙動を表現する非線形バネモデルを設定する。LRBは表3から設計ひずみを仮定してバイリニアモデルを設定し、動的解析により得られる応答ひずみとの差が10%程度となるまで収束計算を行った^{6),8)}。すべり摩擦支承およびダンパーは1P、6P橋脚に各2基設置することを想定し、その特性を図7(a)に示す摩擦型履歴で設定した。すべり摩擦支承の摩擦係数は0.1とした。

重量は、桁死荷重と地震時列車荷重を考慮する。桁死荷重は、現橋の耐震評価の際に使用した全体死荷重を図5の桁に対して与えた。桁は剛体とし、質量のみ考慮した。1Pおよび6Pには隣接構造の重量も付加している。また、基礎については土の重量を控除した有効重量とし、1次モード振動に適合させるため、橋脚・基礎系の重量は（橋脚全重量+基礎の有効重量）×0.3で与えられる有効重量により考慮した⁵⁾。地震時列車荷重はEA-17（35kN/m）を0.7倍したものを1線に等分布載荷するが、地震時における列車荷重の頭打ちを考慮するため、線路方向に対しては列車荷重の0.2倍、線路直角方向に対しては列車荷重の0.3倍の荷重をそれぞれ桁重量に加算した¹¹⁾。

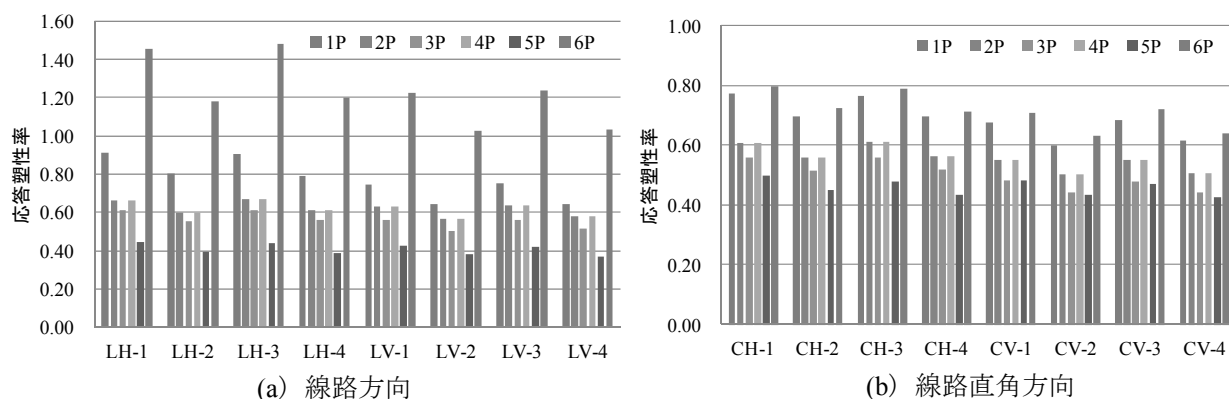


図9 各橋脚の最大応答塑性率

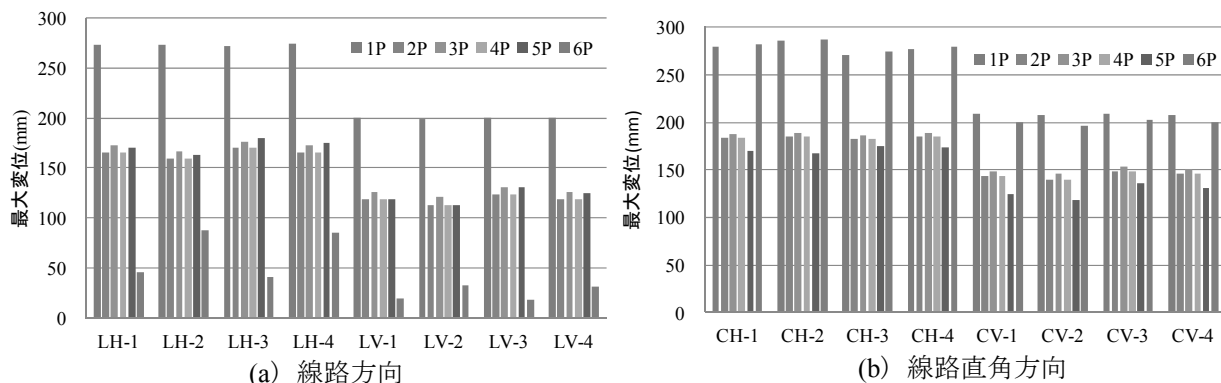


図10 各橋脚支承部の最大応答変位

各橋脚の非線形特性は、橋脚～基礎系の挙動を1自由度で表現するモデルを用いることから、現橋の耐震評価の際に計算した各橋脚のPushover解析の結果をバイリニアで近似した骨格曲線を設定した。各橋脚の等価固有周期 T_{eq} はPushover解析により求めた周期を使用し、支承部を固定とした場合の各橋脚の桁・橋脚重量に対してこの等価固有周期を発揮するよう初期剛性を逆算した。図8には、 $\alpha_f=1.0$ 、 $\rho_m=1.0$ の場合の各橋脚の骨格曲線を示す。履歴特性は、耐震標準における非線形応答スペクトルの計算モデルに従い、Pushover解析の結果から下部構造先行降伏と判断された橋脚(2P～4P)はバイリニアモデル、上部構造先行降伏と判断された橋脚(1P,5P,6P)はCloughモデルとした⁴⁾。なお、減衰についても耐震標準に規定される周期依存減衰を設定した⁴⁾。

以上のモデルに対して、実際の製品群の諸元を参考に制震ダンパーの特性をパラメータとして、繰り返し動的解析を実施し概略設計を行った。ここで、設計パラメータとしては、ダンパーの降伏荷重の他、図7(b)に示すように、線路方向に対するダンパー設置角度 θ を設定した。これは、1Pおよび6P橋脚に用いるすべり摩擦支承は、L2地震時に対して線路方向、線路直角方向いずれにも可動とすることから、設置角度を持たせることで両方向の変位抑制を行うことを意図したものである。

4. 2 応答解析結果

図9には、1Pおよび6Pの制震ダンパーの降伏荷重を1000kNとした場合における、各解析ケースにおける橋脚の最大応答塑性率を示す。図10は支承部の最大応答変位に関する同様の結果を示す。ダンパーの配置は、1P、6Pとも線路方向に対して30度傾斜させて配置した。これらのダンパー諸元は、4.1項のモデルを用い、トライアル計算を実施した結果として得たものである。また、図中の横軸は解析ケース番号を表している。各ケース番号は、解析方向－入力地震動－構造パラメータ (α_f / ρ_m) の順で表示しており、表記の意味は以下のとおりである。

- ・解析方向：線路方向 (L)、線路直角方向 (C)
- ・入力地震動：横ずれ (H)、縦ずれ (V)
- ・構造パラメータ：1= ($\alpha_f=1.0$ 、 $\rho_m=1.0$)、2= ($\alpha_f=1.0$ 、 $\rho_m=2.0$)、3= ($\alpha_f=2.0$ 、 $\rho_m=1.0$)、4= ($\alpha_f=2.0$ 、 $\rho_m=2.0$)

例えば、ケースLH-1は線路方向に対して横ずれ断層入力を設定し、構造パラメータとして $\alpha_f=1.0$ 、 $\rho_m=1.0$ を設定したケースを表している。また、各ケースのグラフは、左から1P,2P,...,6Pの順で並べている。

図9より、制震ダンパーを導入することで、6Pの線路方向でやや弾性限界を超過するものの、応答塑性率は全ての解析ケースにおいて表2の制限値を満

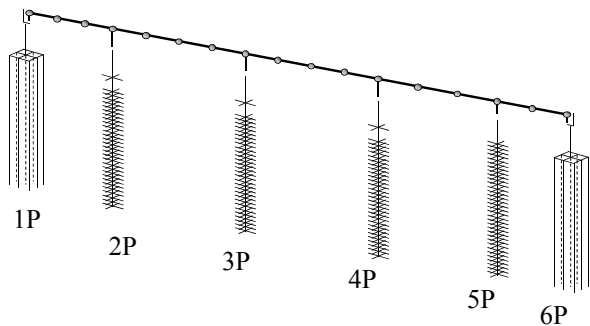


図 11 全体系フレーム解析モデル

足していることが分かる。また、図10から支承部の最大応答変位についても、端部の1Pおよび6Pにおいて遊間量以内に収まっており、免震化およびダンパーの効果により、所定の変位制約の下で構造物の損傷を低減可能であることが分かる。

以上の結果から、各橋脚に導入する支承およびダンパーの諸元を決定することができたので、次に全体系フレーム解析により各部材の照査を実施した。

5. 3次元フレームモデルを用いた詳細解析

4章で設定した対策工に対し、代表的な解析ケースについて3次元非線形フレームモデルによる解析を実施し、対象橋りょうの詳細な応答値の算定や耐震性能照査を実施した。以下では、構造物に生じる作用力が最も大きくなる条件として、 $\alpha_f=2.0$ 、 $\rho_m=1.2$ の条件でモデル化を行った例を示す。

構築したフレームモデルの外観を図11に示す。フレームモデルの作成においては、耐震標準に従い、橋脚く体はM- θ 要素、基礎はM- ϕ 要素とし、各要素に対し材端に配置した回転ばねによりモデル化した。桁は剛体要素とした。また、地盤は非線形地盤ばねによりモデル化した^{4,11)}。荷重および質量は固定死荷重、付加死荷重、列車荷重を考慮した。減衰の設定では、桁・橋脚・地盤ばねの減衰については、支承部を剛とした固有値解析からひずみエネルギー比例減衰法により各モードの減衰定数を算定し、これからレーリー減衰の係数を設定した。各部材の減衰は、耐震標準を参考に減衰定数を地盤15%、上部工5%、下部工3%として与えた。また、レーリー減衰は、上記の固有値解析の結果得られる各振動モードの減衰定数の下限値を包絡するように設定した。ただし、支承部は非線形履歴によりエネルギー吸収を行うため、支承部にはレーリー減衰を設定しておらず、動的解析は要素別レーリー減衰により実施した⁴⁾。

上記のモデルに対して、固有値解析を実施したところ、線路方向全体1次は0.47秒（減衰定数5.0%）、

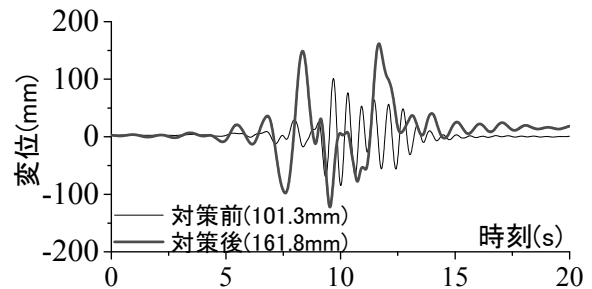


図 12 桁の変位応答

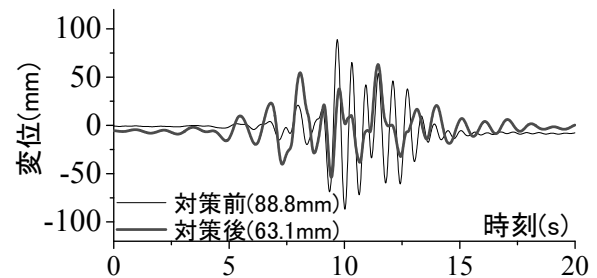


図 13 橋脚天端の変位応答(1P)

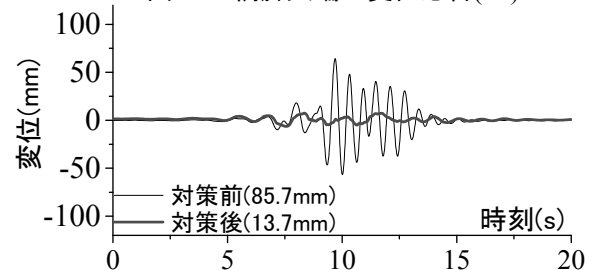


図 14 橋脚天端の変位応答(4P)

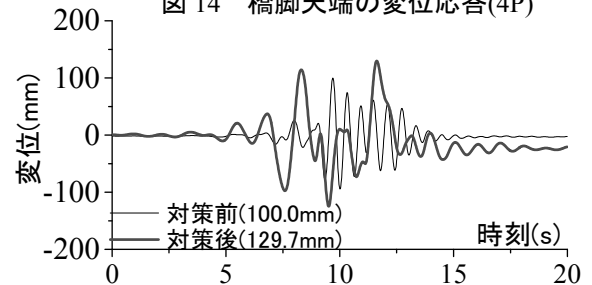


図 15 橋脚天端の変位応答(6P)

線路直角方向全体1次は0.72秒（減衰定数5.7%）であった。なお、この固有値解析結果は、制震ダンパーおよびすべり摩擦支承の初期剛性の影響により、実際の動的解析結果において生じる主要な振動周期よりもやや低い値を示していると考えられる。

図12～図15には、横ずれ断層を想定した地震動を線路方向に一樣入力した場合における、桁および1P、4P、6P橋脚天端の線路方向に対する時刻歴応答変位（基盤位置からの相対変位）を示す。これらの図では、対策前の現橋の応答を比較のため示している。

図13、図15から、1Pおよび6Pでは、対策工の導入により橋脚天端での応答が増大する結果となった。

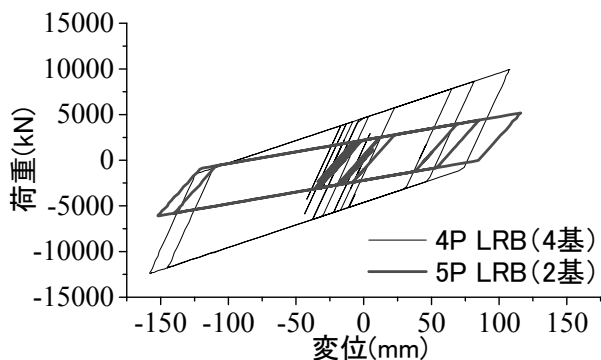


図 16 LRB の荷重～変位履歴

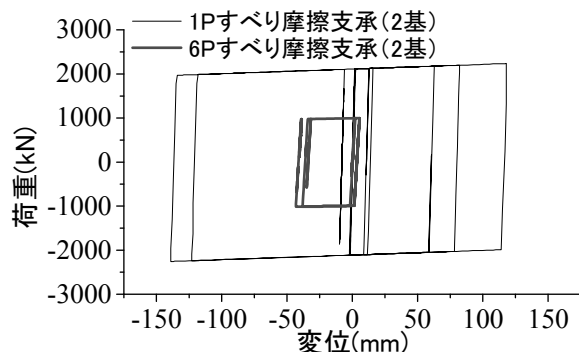


図 17 すべり摩擦支承の荷重～変位履歴

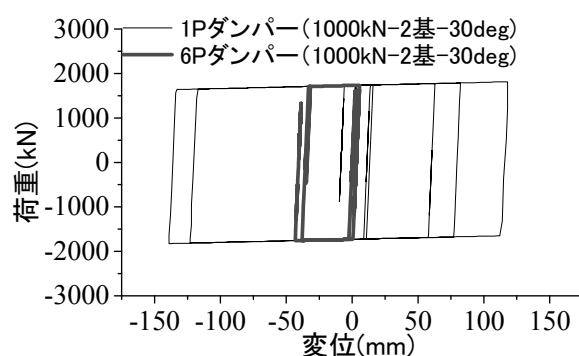


図 18 制震ダンパーの荷重～変位履歴

これらの変位波形は図12の桁の変位応答に類似しており、構造全体系の低剛性化により変位が増大した桁の応答が、制震ダンパーおよびすべり摩擦支承を介して1Pおよび6P橋脚に影響を及ぼしたものと考えられる。一方、図14から、海上部に位置する4P橋脚では、免震支承を用いることで応答が大きく低減する結果が得られた。なお、ここでは示していないが、他の2P,3P,5P、および橋軸直角方向に対しても同様に応答が低減される結果が得られている。

図16には海上部の4P および陸上部の5Pに導入したLRBの荷重～変位履歴を示す。また、図17および図18は、端部の1Pおよび6Pに導入したすべり摩擦支承および制震ダンパーの荷重～変位履歴を示す。なお、これらの履歴は、各橋脚の支承部全体、すなわち配置したデバイス全ての和としての荷重～変位履歴

表 4 補強前後の照査結果（線路方向）

			橋軸方向	
			変形性能	せん断破壊
1P	＜体	補強前	0.31(損傷2)	0.85
		補強後	0.60(損傷1)	0.54
	基礎	補強前	0.07(損傷1)	1.13
		補強後	0.05(損傷1)	0.63
2P ～ 5P	＜体	補強前	0.44(損傷2)	0.96
		補強後	0.64(損傷1)	0.20
	基礎	補強前	6.25(損傷4)	1.51
		補強後	0.05(損傷1)	0.26
6P	＜体	補強前	0.46(損傷2)	0.38
		補強後	0.99(損傷1)	0.58
	基礎	補強前	0.02(損傷1)	0.77
		補強後	0.06(損傷1)	0.12

表 5 補強前後の照査結果（線路直角方向）

			橋軸直角方向	
			変形性能	せん断破壊
1P	＜体	補強前	0.24(損傷2)	2.04
		補強後	0.49(損傷1)	1.83
	基礎	補強前	0.24(損傷1)	1.08
		補強後	0.06(損傷1)	0.71
2P ～ 5P	＜体	補強前	0.42(損傷2)	1.23
		補強後	0.09(損傷1)	0.36
	基礎	補強前	5.54(損傷4)	1.03
		補強後	0.04(損傷1)	0.23
6P	＜体	補強前	0.14(損傷2)	0.68
		補強後	0.55(損傷1)	0.41
	基礎	補強前	0.08(損傷1)	1.91
		補強後	0.12(損傷1)	0.38

歴である。これらの図から、先の変位時刻歴で見られた、特に海上部の橋脚天端での変位応答の低減は、免震化による支承部の低剛性化とエネルギー吸収により発現したものと考えられる。また、1Pおよび6Pは表2で示したように支承部の変形に伴う遊間の制約が問題となっていたが、図17および図18から、桁と隣接桁の相対変位についても、地震時変位が遊間以内に収まっており、本解析で考慮していない桁衝突は生じないことが確認できる。なお、LRBのせん断ひずみも制限値である250%以内に収まっている。

表4および表5には、上記の条件におけるく体および基礎に対する、線路方向および線路直角方向の照査結果を示す。ここでは、耐震標準に示される変形およびせん断力に関する安全性の照査結果を示した。

() は部材の損傷レベルを示しており、表中の変形の値は各損傷レベルの制限値に対する照査値である。

例えば、表4の補強前における1Pく体の照査値は、損レベル1は超過しているが損傷レベル2に対する照査値は0.31であることを表している。

表4および表5より、中間橋脚である2P～5P橋脚の基礎で損傷レベル4を超える変形が発生していたのに対し、免震支承を用いることで損傷レベル1となる結果となった。また、せん断力に対しても応答低減により照査を満足し、せん断破壊が生じない結果となった。端部橋脚に対しても同様に照査値が大きく低減する結果となった。ただし、1P橋脚の橋軸直角方向のせん断耐力に対しては照査値を満足しない結果となり、1P橋脚に対しては鋼板巻立て補強などによりせん断耐力を向上させる必要があることも明らかとなった。これについては、免制震化対策とは別に炭素繊維シート巻き立て工法等のせん断補強の実施を検討している。

6. まとめ

本報告では、大規模鉄道PC橋りょうである本四備讃線北浦港橋りょうに対して、鉄道では事例が少ない免制震構造を活用した耐震補強設計の検討結果について示した。検討にあたっては、多数の検討ケースに対する概略設計を効率化するため、まず簡易な非線形バネマスモデルを用いて対策工の概略設計を行い、その後詳細なフレーム解析モデルにより各部材の照査を実施した。その結果、免制震構造を適用することで、海上部橋脚に対して大規模な基礎補強を行うことなく、桁遊間等の制約条件下において所定の耐震性能を満足できることを確認した。

ただし、端部（陸上部）の1P橋脚に対しては鋼板巻立て補強などによりせん断耐力を向上させる必要があることが明らかとなったため、免制震化対策とは別に炭素繊維シート巻き立て工法等のせん断補強

の実施を検討する必要がある。また、1Pおよび6Pでは橋脚天端の変位応答がやや大きくなる結果となった。これは桁の応答が制震ダンパーおよびすべり摩擦支承を介して橋脚の応答に影響を与えたためと想定されるため、必要に応じて制震ダンパーの容量低下やすべり摩擦支承の低摩擦係数化などを検討したいと考えている。

なお、本検討結果および関連する各種の検討結果に基づき、現在（平成27年7月）詳細設計および施工検討等を実施しているところである。

参考文献

- 1) 香川恵一：JR 四国における耐震補強対策，日本鉄道施設協会誌，Vol.54，No.2，pp.42-45，2016. 2
- 2) 鉄道総合技術研究所編：既存鉄道コンクリート高架橋柱の耐震補強設計指針，2013. 12
- 3) 鉄道総合技術研究所編：支承部耐震補強設計の手引き，1996. 3
- 4) 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.
- 5) 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 丸善，2004.
- 6) 日本ゴム協会：免震用積層ゴムハンドブック，理工図書，2000.
- 7) 日本国有鉄道：コンクリート鉄道橋ゴムシュー設計施工の手引き，1982.
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，2012.
- 9) 日本道路協会：道路橋支承便覧 2004.
- 10) (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.
- 11) 鉄道総合技術研究所：橋梁および高架橋耐震照査の手引き（暫定版），2014.1.