

PC連続箱桁を有する鉄道橋りょうの免震ゴム支承の適用に関する解析的検討

(公財)鉄道総合技術研究所	正会員	工修	○古屋	卓稔
四国旅客鉄道(株)		工修	中田	裕喜
四国旅客鉄道(株)		工修	宇野	匡和
(公財)鉄道総合技術研究所		博工	豊岡	亮洋

キーワード：鉄道橋りょう，免震ゴム支承，動的解析，耐震補強

1. はじめに

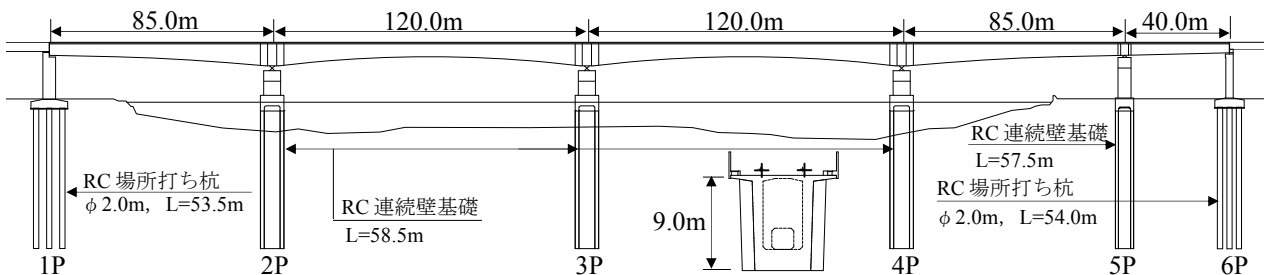
四国旅客鉄道(株)では、南海トラフ地震等の対策として、本四備讃線の鉄道橋りょうに対して耐震補強を実施している¹⁾。本稿では、これらのうち、一部の橋脚が海上に建設されている橋長450mの5径間連続PC箱桁を有する北浦港橋りょう(以下、北浦港B)の耐震補強検討について報告する。

これまで、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、桁の移動制限装置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、北浦港Bに対して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。また、海上部に位置する橋脚であることから、施工性および経済性の観点から大きな課題があると判断された。さらに、最大で120mの支間長を有する桁であるため、移動制限装置も大規模なものとなった。

そこで、北浦港Bに対し、既設鋼製支承を免震ゴム支承等に置き換える耐震補強工法(以下、免震化)の適用について検討した。免震化により、長周期化による慣性力の低減、支承部の低剛性化による桁-橋脚間の相互作用力の抑制を図り、補強が必要と考えられる橋脚の損傷低減を期待するものである。本稿では、北浦港Bの免震化を用いた耐震補強検討のうち、支承諸元の設定、地震時の応答値および橋脚の耐震性能照査について報告する。なお、免震ゴム支承等の最適な諸元および組合せ検討を簡易モデルによるパラメータスタディにより実施し、選定された支承諸元に対して3次元モデルを用いた詳細解析による耐震性能照査を実施した。

2. 北浦港Bの概要

北浦港Bの諸元を図-1に示す。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。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。なお、北浦港Bの地盤種別はG4(普通~軟弱)地盤に判定⁴⁾される。



桁：5径間連続PC箱桁(L=85.0m+120.0m×2+85.0m+40.0m=450.0m)

橋脚：1P(17.91m)，2P~4P(9.42m)，5P(15.45m)，6P(16.77m)，括弧内はく体高さ

図-1 北浦港Bの各種諸元

3. ばね-質点モデルを用いた簡易解析による支承の種類および配置の検討

3.1 検討概要および解析モデル

既設鋼製支承を免震ゴム支承等に置き換えることにより、長周期化による慣性力の低減や、支承部の低剛性化による桁-橋脚間の相互作用力の抑制が期待できる。そこで、北浦港Bについて、免震ゴム支承等の最適な諸元および組合せを設定することを目的としたパラメータスタディを実施した。また、本章の検討では様々なケースでの解析を実施するため少自由度のモデルを用いた。解析に用いたばね-質点モデルを図-2に示す。橋脚く体と基礎を表すばねの骨格曲線は別途実施したプッシュ・オーバー解析結果に基づきバイリニアのばねで設定した。

減衰および履歴法則は鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)(以下、耐震標準)⁴⁾に準拠した。なお、橋脚・基礎系の減衰は、支承部を固定とした場合の各橋脚の等価固有周期 T_{eq} に対して、減衰定数を $h=0.04/T_{eq}$ として与えた。また、全体系モデルを構築する際には、各設計振動単位における減衰係数を算出し全体減衰マトリクスに組み込むことで考慮した。支承部については、支承部材が非線形履歴特性により減衰が発揮されるため、減衰をダブルカウントしないよう、全体減衰マトリクスでは当該要素の減衰定数を0として設定した。解析では、橋軸方向および橋軸直角方向の加振による時刻歴動的解析とした。入力地震動は、当該地点付近の強震動予測や土の室内試験結果を反映した地盤応答解析に基づいて作成した地震動を使用した。なお、当該地点では南海トラフ、中央構造線および伏在断層⁴⁾の地震が想定される。本稿では、伏在断層による地震動の影響を評価した結果を示す。入力地震動について図-3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種類を想定した。

3.2 制約条件および解析ケース

表-1~表-3に、免震化の制約条件、解析ケースおよび解析に用いた支承諸元を示す。北浦港Bの免震化においては、表-1に示したとおり、海上部橋脚の損傷を弾性範囲内とすることを目標とした。また、免震ゴムのエネルギー吸収により桁と橋脚間の相対変位は低減されるものの、免震ゴムの変形や隣接桁との衝突を考慮する必要がある。免震ゴムの変形については、せん断ひずみ γ が250%⁴⁾以内になることを目標とした。また、隣接桁との衝突を防止するため、表-2、表-3に示し

表-1 制約条件の一覧

橋脚	橋脚の応答塑性率 μ	支承せん断ひずみ γ (%)	隣接桁との遊間 (mm)	備考
1P 陸上	$\mu < 2 \sim 3$	250	310	桁下面-桁座間が小さい
2P 海上	弾性 ($\mu < 1$)		—	—
3P 海上			—	—
4P 海上			—	—
5P 陸上			—	—
6P 陸上	$\mu < 2 \sim 3$		105	桁下面-桁座間が小さい

表-2 支承組合せ解析ケース

CASE	1P	2P	3P	4P	5P	6P
1 支承	免震ゴム	免震ゴム	免震ゴム	免震ゴム	免震ゴム	免震ゴム
2 支承	免震ゴム	免震ゴム	免震ゴム	免震ゴム	免震ゴム	免震ゴム
3 支承	すべり	免震ゴム	免震ゴム	免震ゴム	免震ゴム	すべり
4 支承	すべり	免震ゴム	免震ゴム	免震ゴム	免震ゴム	すべり
ダンパー	1000kN ^{**}	—	—	—	—	750kN ^{**}

※ダンパーの降伏荷重

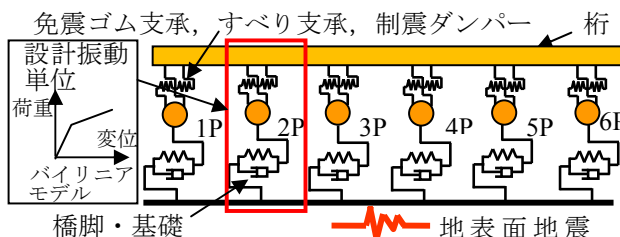


図-2 ばね-質点モデル

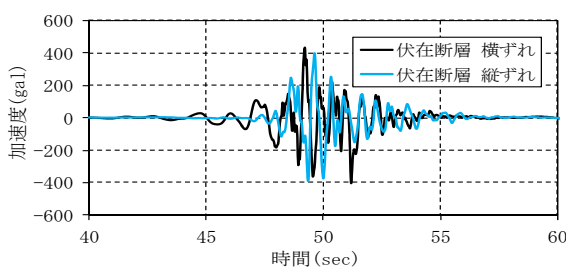
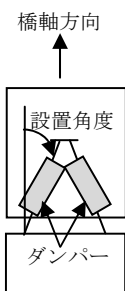


図-3 入力地震動

表-3 支承諸元

		初期剛性 (kN/m)	第2剛性倍率	降伏荷重 (kN)	設置個数
1P	免震ゴム支承	58656	0.1534	757	2
	すべり支承	528288	0.001	1057	
	ダンパー	346400	0.001	866 ^{*1}	
	直交ダンパー	507007	0.001	1064	
2P	免震ゴム支承	80185	0.1534	1155	4
	免震ゴム支承	79546	0.1534	1155	
	免震ゴム支承	80185	0.1534	1155	
	免震ゴム支承	83452	0.1534	1101	
3P	免震ゴム支承	45400	0.1534	443	4
	免震ゴム支承	497200	0.001	497	
	ダンパー	346400	0.001	704 ^{*2}	
	直交ダンパー	500700	0.001	501	
6P	免震ゴム支承	200000	0.001	257 ^{*2}	2
	すべり支承	497200	0.001	497	
	ダンパー	346400	0.001	704 ^{*2}	
	直交ダンパー	500700	0.001	501	

*1: 設置角度30°でのダンパーの降伏荷重
*2: 設置角度20°でのダンパーの降伏荷重



た制震ダンパーの併用も検討した。隣接桁の遊間の制限については、現地計測および温度の影響を踏まえ 1P 側で 310mm, 6P 側で 105mm と設定した。さらに、免震ゴム支承は桁反力等の常時の照査により、表-3 に示す諸元とした。なお、端部橋脚の桁下面-桁座間の高さが小さいため、高さの小さいすべり支承についても検討した。すべり支承は摩擦型履歴特性でモデル化し、摩擦係数 μ は 0.1 とした。

3.3 検討結果

図-4 ~ 図-6 に、表-1 の制約条件に対応する応答値の例を示す。図-4 のCASE1と2の比較より、端部橋脚にダンパーを設置することで免震ゴム支承のせん断ひずみが小さくなったものの、どちらのCASEにおいても端部橋脚での制限値を超過する結果となった。免震ゴム支承のサイズを大きくすることで制限値を満足することは可能であるものの、端部橋脚では桁下面-桁座間の高さが小さいことから施工性が悪くなると考えられる。以上のことから、CASE3や4のように支承の高さが小さく、全橋脚の免震ゴム支承のせん断ひずみの制限値を満足するすべり支承を用いることが最適であるといえる。

また、図-5 より、応答塑性率 μ について全てのCASEで1P~5Pが $\mu < 1$ となり、海上部橋脚の応答を弾性範囲内とする目標を満足した。なお、CASE2, 4について、ダンパーによる力が橋脚・基礎に伝達されるため、CASE1, 3と比較して端部橋脚の μ が大きくなる結果となった。一方、図-6 のCASE3, 4で、6Pの桁遊間の相対変位の制限値を超過する結果となった。制限値の超過に対しダンパー容量を大きくすることで制限値を満足することは可能であるものの、CASE4の応答変位が9mmの微小な超過であることから、より詳細なモデルでCASE4の応答変位について検討を行うこととした。なお、詳細なモデルでの検討でも制限値を超過する場合はダンパー容量を大きくすることとした。

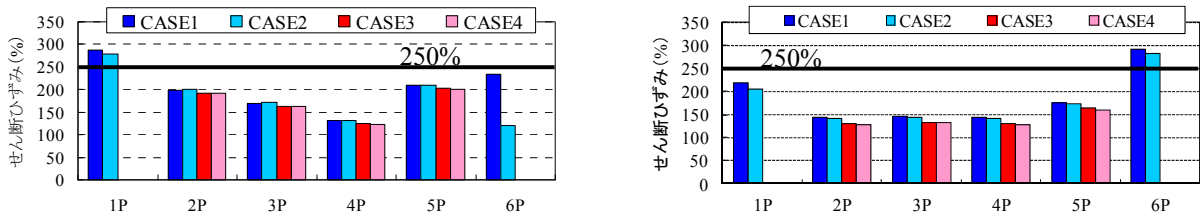


図-4 免震ゴム支承のせん断ひずみ (左図：橋軸方向, 右図：橋軸直角方向)

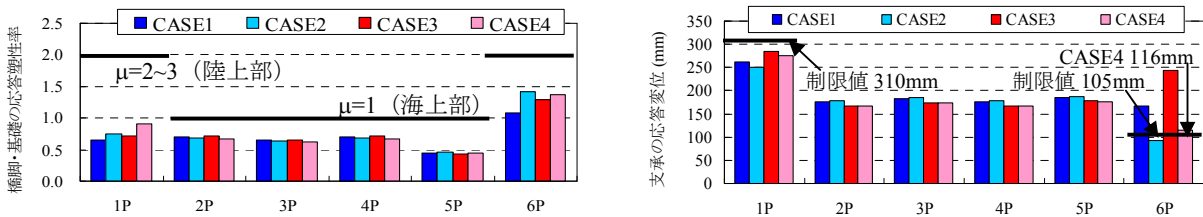


図-5 橋脚・基礎の応答塑性率 (橋軸方向)

図-6 桁遊間の相対変位 (橋軸方向)

4. 3次元フレームモデルを用いた詳細解析

4.1 検討概要

3章の CASE4 に対し、図-7 に示す 3 次元非線形フレームモデルによる解析を実施し、北浦港 B の詳細な応答値の算定や耐震性能照査を実施した。モデル化では、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。また、地盤は地盤ばねによりモデル化した。桁要素は剛とし、要素節点間に桁の曲げ剛性を表す回転ばねを導入した。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、付近の各節点に対して実際通りに配置した。

また、本検討では減衰として要素別レーリー減衰⁴⁾を用いた。なお、3章と同様に支承部の減衰をダブルカウントがないよう支承部にはレーリー減衰を設定していない。また、それ以外の桁・橋脚・地盤ばねの減衰については、支承を剛モデルとして固有値解析を実施し、得られたレーリー減衰を質

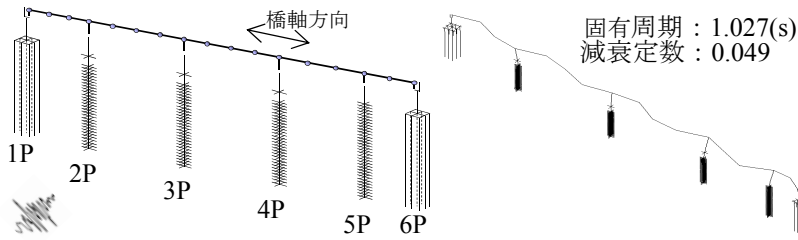


図-7 3次元非線形フレームモデル

図-8 1次モード図

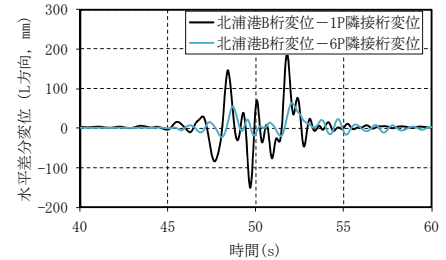


図-9 隣接桁変位差分

表-4 照査結果

		橋軸方向		橋軸直角方向	
		変形性能	せん断破壊	変形性能	せん断破壊
1P	く体	補強前 0.31(損傷2)	0.85	0.24(損傷2)	2.04
	補強後	0.60(損傷1)	0.54	0.49(損傷1)	1.83
基礎	補強前	0.07(損傷1)	1.13	0.24(損傷1)	1.08
	補強後	0.05(損傷1)	0.63	0.06(損傷1)	0.71
2P	く体	補強前 0.44(損傷2)	0.96	0.42(損傷2)	1.23
	補強後	0.64(損傷1)	0.20	0.09(損傷1)	0.36
5P	く体	補強前 6.25(損傷4)	1.51	5.54(損傷4)	1.03
	補強後	0.05(損傷1)	0.26	0.04(損傷1)	0.23
基礎	補強前	0.46(損傷2)	0.38	0.14(損傷2)	0.68
	補強後	0.99(損傷1)	0.58	0.55(損傷1)	0.41
6P	く体	補強前 0.02(損傷1)	0.77	0.08(損傷1)	1.91
	補強後	0.06(損傷1)	0.12	0.12(損傷1)	0.38

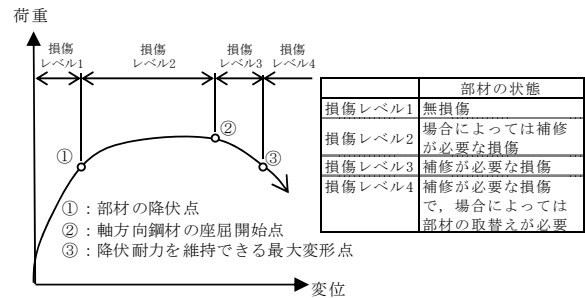


図-10 部材の損傷レベル

量マトリクスおよび剛性マトリクスに与えた。固有値解析では、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。図-8に、固有値解析結果のうち1次モード図を示す。また、レーリー減衰は全モードの下限値を取る包括線より設定し、比例係数 $\alpha=0.08$ 、 $\beta=0.02$ とした。

4.2 検討結果

図-9に、北浦港Bの桁と隣接桁の変位差分結果を示す。図-9の結果より、3章で制限値を超過していた6Pの応答変位に対し、詳細モデルによる検討では隣接桁との衝突がないことがいえる。なお、簡易解析では低次モードまでしかモデル化しておらず、高次モードまで考慮した詳細解析とすることで変形が小さくなったものと考えられる。

また、表-4に、く体および基礎に対する耐震性能照査結果を示す。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。括弧内は図-10に示す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。表-4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、免震ゴム支承を用いることで損傷レベル1（無降伏）となる結果となった。また、せん断力に対しても、応答の低減により照査を満足し、せん断破壊しない結果となった。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が、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った。そのため、1P橋脚に対する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といえる。

5. まとめ

PC連続箱桁を有する北浦港Bに対し、免震化による耐震補強を解析的に検討した。その結果、本稿に示した免震ゴム支承、すべり支承および制震ダンパーの併用により損傷を低減することが可能となる。ただし、1P橋脚については巻立て補強などによりく体のせん断耐力を向上させる必要がある。

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.