

すべり系支承を適用した RC 橋脚における耐震補強効果の簡易推定手法の提案

JR 東日本コンサルタンツ (株)	正会員	○武田 智信
JR 東日本コンサルタンツ (株)	正会員	野上 雄太
JR 東日本コンサルタンツ (株)	正会員	山本 忠
JR 東日本コンサルタンツ (株)	正会員	小林 薫

1. はじめに

橋梁では耐震性能を向上させるために RC 橋脚に鋼板巻き補強を行う場合がある。しかし、河川や鉄道を跨ぐ橋梁では、中間橋脚の補強が難しい場合がある。このような条件では、橋脚に伝達される桁の慣性力を低減させる構造が有効であると考えられる。本研究では、桁を連結し、支承を橋軸直角方向に滑らせることで、橋脚に伝達される慣性力を軽減し、橋脚自体に補強を施さなくても橋脚の応答塑性率が許容値を満足する工法を提案する。さらに、各パラメータの橋脚の応答塑性率への感度を明らかにするとともに、簡易な補強効果の推定手法を提案する。

2. 補強工法案の概要

本研究では、3 径間 2 主桁の桁橋を対象とした。図-1 に補強工法のイメージを示す。桁を PC ケーブルで連結し、支承はある震度で橋軸直角方向に滑らせる。これにより、桁全体が滑り、橋脚に伝達される桁の慣性力が軽減されるようにした。橋軸方向については橋脚をストラットで支えるなど他の補強工法も考えられるため、本研究では橋軸方向は検討対象外とした。

3. 解析条件の概要

解析モデルを図-2 に示す。1 本の桁は 2 主桁と横桁で一体となって剛体運動すると仮定し、剛な梁要素とした。橋脚は質点とばねでモデル化し、橋台は固定とした。補強モデルは、ケーブルを模擬したばね要素で桁同士を連結し、桁間には間詰材を想定したばね要素を設けた。支承は摩擦係数以上の力に抵抗しないバイリニアのばね要素でモデル化し、支承の摩擦係数は無補強時では 0.35、補強時では 0.25 または 0.1 とした。橋脚の質量は同形式の橋梁の橋脚を参考に 85t とした。橋脚の剛性、降伏点および桁の質量は、橋梁の固有周期 T 、降伏震度 k_{hy} 、摩擦係数 μ 、橋脚に対する桁の質量の比(以下、質量比) γ をパラメータとしてそれぞれ設定している。減衰は要素別剛性比例型を適用し、各部材の減衰定数は、桁は 2%、橋脚は基礎の減衰を含めて 10%、支承は計算の安定化のため、過度な減衰が付加されない範囲で小さな値として 0.1% とした。

入力地震動は鉄道標準¹⁾の L2 地震動スペクトル II (G3 地盤)を用いた。動的解析にはニューマーク β 法を用い、積分時間間隔は 0.002 秒とした。解析プログラムには汎用三次元非線形骨組み構造解析プログラム isas を使用した。

4. 各パラメータの違いによる補強効果の比較

橋梁の固有周期を 0.4 秒、降伏震度を 0.3 に固定し、質量比を変化させた場合の質量比と橋脚の応答塑性率の関係を図-3 に示す。質量比が大きいほど補強時の応答塑性率の低減量が大きい。

キーワード RC 橋脚, 桁連結, すべり支承, 耐震性能, 地震応答解析

連絡先 〒141-0033 東京都品川区西品川 1-1-1 JR 東日本コンサルタンツ (株) TEL 03-5435-7625

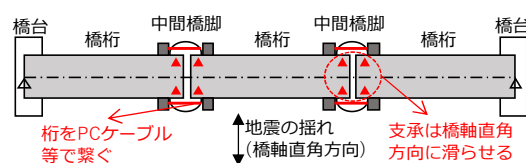


図-1 提案工法のイメージ

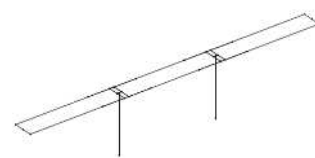


図-2 解析モデル

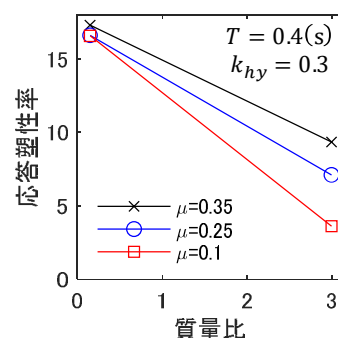


図-3 質量比と応答塑性率の関係

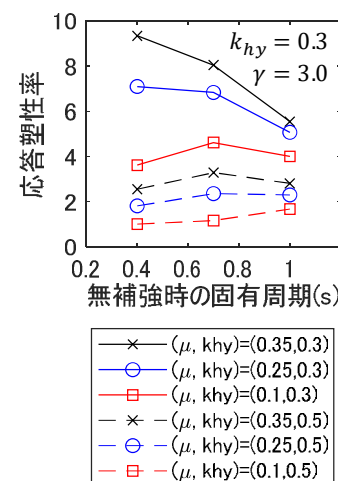


図-4 固有周期と応答塑性率の関係

これは、コンクリート桁のように質量比が大きい場合は滑りにより橋脚に伝達される慣性力の低下量も大きくなるからである。

次に、橋梁の降伏震度を 0.3、質量比を 3.0 に固定し、固有周期を変化させた場合の固有周期と橋脚の応答塑性率の関係を図-4 に示す。固有周期が長いほど補強時の応答塑性率の低下が小さい。一方、降伏震度 0.5 の場合に同様の検討を行うと応答塑性率の絶対値が小さくなり、固有周期ごとの低減量に明確な傾向は見られなくなった。以上の結果から、橋脚の保有する降伏震度が高い場合は、補強効果に及ぼす固有周期の影響が鈍化するといえる。

次に、橋梁の固有周期を 0.4 秒、質量比を 3.0 に固定し、降伏震度を変化させた場合の降伏震度と橋脚の応答塑性率の関係を図-5 に示す。降伏震度が高くなると補強の有無に関わらず応答塑性率が低下した。一方、降伏震度が低いと補強による応答塑性率の低減量が増大する傾向がみられた。

また、連結ケーブルの剛性が応答に与える影響についても検討した。橋梁の固有周期を 0.4 秒、質量比を 3.0、降伏震度を 0.3 に固定し、ケーブルの断面積 A を変化させた場合のケーブルの断面積毎の橋脚の履歴と支承の変位をそれぞれ図-6、図-7 に示す。ケーブルの軸剛性による橋脚の履歴に対する影響はわずかであった。また、ケーブルの軸剛性を 10 倍にしても支承の最大変位の減少量は最大 10% 程度であったが、ケーブルの軸剛性が大きい場合は残留変位がほとんど発生しなかった。これは、ケーブルの断面積の増加に伴う降伏耐力の増加により弾性域に収まったためと考えられる。

5. 補強効果の推定手法の提案

以上の検討結果から、橋脚の応答塑性率は橋梁の固有周期、降伏震度 k_{hy} 、質量比 γ 、摩擦係数 μ が支配的なパラメータであると考えられる。そこで、これらのパラメータから、補強後の橋脚の応答塑性率を推定する手法を提案する。本研究では式(1)のように降伏震度を、滑りを考慮した慣性力に換算することで換算降伏震度 k'_{hy} を計算した。

$$k'_{hy} = k_{hy} \cdot \frac{1 + \gamma}{1 + \gamma \cdot \mu} \quad (1)$$

質量比 3.0 において固有周期と換算降伏震度で橋脚の応答塑性率を整理した例を図-8 に示し、図中の点 A～D で推定された応答塑性率と別途動的解析により計算した応答塑性率の比較を表-1 に示す。表より、動的解析を行わなくても本研究から算出した粗いスペクトルから応答塑性率を概ね推定できている。

9. 結論

橋脚を補強せずに耐震性能を満足させる工法を提案し、パラメトリック解析により質量比、固有周期、降伏震度、摩擦係数による橋脚の塑性率の感度を明らかにした。さらに、これらのパラメータを与えることで、補強効果を簡易に推定する手法を提案した。ただし、本手法は橋脚の応答塑性率を評価するものであり、支承の残留変位などケーブルの耐力に依存するものについては詳細な検討が必要である。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所，鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善，2012. 9.

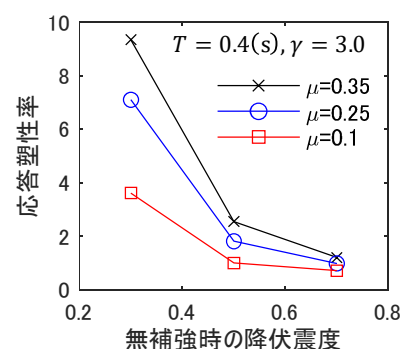


図-5 降伏震度と応答塑性率の関係

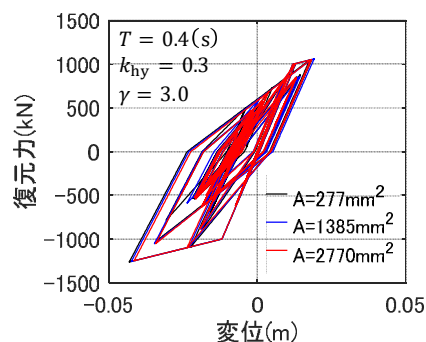


図-6 ケーブルの剛性毎の橋脚の履歴

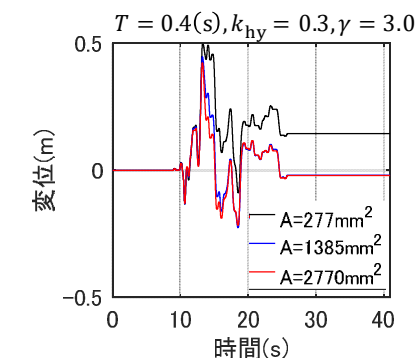


図-7 ケーブルの剛性毎の支承の変位の時刻歴

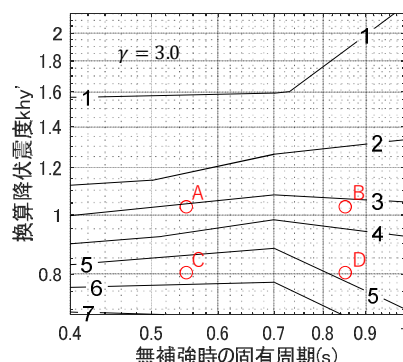


図-8 提案する降伏震度スペクトルの例

表-1 提案手法と解析値の応答塑性率

	提案手法の 推定値 μ_e	動的解析 計算値 μ_a	μ_e/μ_a
A	3.10	3.37	0.92
B	3.30	3.88	0.85
C	5.60	6.17	0.91
D	4.90	5.80	0.84