

曲線橋の橋梁全体系地震応答解析による橋脚耐震補強効果の確認

九州大学工学部 学生員 ○下野 将樹

九州大学大学院 学生員 崔 準祐

九州大学大学院 フェロー 大塚 久哲

1. はじめに

1995 年兵庫県南部地震以降、道路橋示方書 V 編が大きく改訂され、わが国の多くの既設橋梁の橋脚に対し耐震補強が行われた。しかし、主たる橋脚に対し地震時保有水平耐力法に基づいて行っており、橋梁全体系の地震応答解析による耐震性の検討事例は少ない。また、曲線橋は地震時の挙動が複雑であるため、橋の応答に寄与する主要振動モードが静的解析で想定したモードと異なることから、動的解析による検討が望ましいとされている¹⁾。

そこで、本研究では、橋脚部に対し耐震補強を行った既設曲線橋を対象とし、レベル 2 地震動に対する橋梁全体系の動的解析を行い、橋脚補強前と補強後の応答特性について比較検討を行った。

2. 解析対象橋梁及び解析手法

2-1 解析対象橋梁

本研究に用いられた対象橋梁を図-1 に示しており、2 つの路線からなる曲線橋である。橋梁の諸元を表-1 に示しており、曲率半径が 100m 程度で曲率半径が短い橋梁である。また、本橋梁は、橋脚に対し、道示 V 編(H8)に準じて耐震補強されており、その詳細を表-2 に示す。なお、支承は鋼製支承である。

2-2 解析モデル及び解析手法

対象橋梁の解析モデルを図-2 に示す。上部構造および下部構造は梁要素、支承部は弾性バネ要素としてモデル化を行った。P2 橋脚の内曲側路線の支承、P5 橋脚の支承は固定とし、他は可動とした。また、橋脚部のみ材料非線形特性を考慮しており、RC 橋脚に対してはトリリニア型武田モデル、鋼製橋脚に対してはバイリニアモデルを用いた。

解析手法は Newmark β 法 ($\beta = 0.25$)、積分間隔は 0.01 秒とした。減衰は Rayleigh 減衰とし、固有値解析により得られた有効質量比の卓越する主要なモードを用いた。入力地震波は、道示標準波 TYPE131, TYPE231, 福岡県西方沖地震観測波(K-Net)を用いて、3 方向同時加震とした。

3. 解析結果

3-1 固有値解析

対象橋梁に対し固有値解析を行い、1 次から 10 次までの固有値を表-3 に示す。橋脚部の耐震補強により、橋脚の剛性が大きくなったため、全体的に固有周期が短くなっていることが分かる。また、図-3 に 5 次の固有変形モードを示しており、橋脚の耐震補強により対象橋梁の固有変形モードが異なっていることが分かる。このことから、両モデルにおいて地震時の挙動も異なることが推測できる。

3-2 支承部の最大反力

図-4、図-5 は、法線方向及び接線方向の最大支承反力において、橋脚の耐震補強前に対し、補強後の最大反力がどれほど変化したのか、その変化率をプ

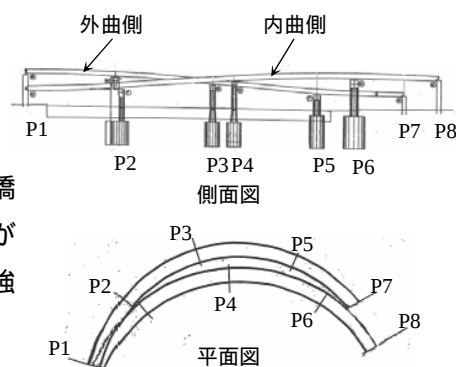


図-1 対象橋梁の一般図

表-1 橋梁の諸元

上部工形式		4径間連続非合成箱桁
橋長	内曲側	232m
	外曲側	253m
支間長	内曲側	55m+59m+66m+52m
	外曲側	58m+70m+74m+51m
曲率半径	内曲側	100m
	外曲側	120m
地盤種別		種

表-2 橋脚耐震補強

橋脚	橋脚形式	耐震補強
P1, P7, P8	鋼製橋脚	鋼板巻きたて
P2, P3, P4, P5, P6	RC橋脚	充填コンクリート

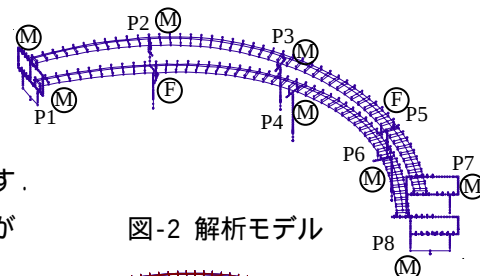


図-2 解析モデル

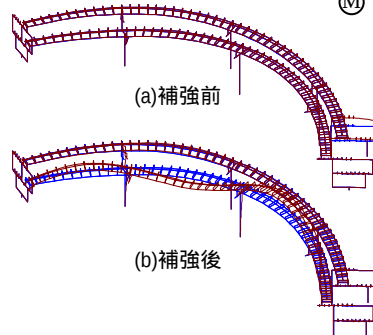


図-3 固有変形モード図 (5 次)

表-3 固有値解析結果

モード 次数	固有周期(sec)	
	補強前	補強後
1	1.355	1.337
2	1.220	1.205
3	1.216	1.059
4	1.073	0.950
5	0.961	0.907
6	0.914	0.876
7	0.884	0.840
8	0.852	0.831
9	0.806	0.798
10	0.731	0.703

ロットしたものである。法線方向反力においては、P8 橋脚で 15%、P1 橋脚で 33% 程度増加する結果となったが、P4 橋脚、P2 橋脚では逆に減少する結果となっており、補強前に比べ補強後の反力が大きく変化していることが

分かる。接線方向反力においても、P2 橋脚で 11% 程度増加、P5 橋脚で 6% 程度減少するなど、同様な傾向が見られた。このような結果は、橋脚部の耐震補強により、橋梁全体系の振動特性が変化したため、上部工へ働く慣性力が補強前と補強後とにおいて変化したことにより起因すると考えられる。

3-3 橋脚柱部の最大曲げモーメントの比較

図-6 は、P2 橋脚柱部において、橋脚補強前と補強後の最大面外曲げモーメントを示したものである。橋脚基部において、補強後の最大曲げモーメントが補強前に比べ、TYPE231 加震時に約 5%、TYPE131 加震時には約 11% 増加していることが分かる。図-7 は、P4 橋脚柱部の最大面内曲げモーメントを比較したものであり、補強前に比べ補強後の最大曲げモーメントが全ての地震波において 12% ~ 20% 程度増加する結果となった。また、両橋脚において、橋脚補強により降伏曲げモーメントが約 10% 程度増加しているが、補強後においても降伏曲げモーメントを超えているところが見られる。橋脚の最大曲げモーメントが増加した原因としては、3-2 で述べたとおり、上部工へ働く慣性力が変化したことにより支承反力が変化したこと、また橋脚剛性の変化により地震時の橋梁振動特性が変わったことが挙げられる。

3-4 RC 橋脚最大せん断力の比較

図-8 は、P2 橋脚において、地震時法線方向へ作用する最大せん断力を示したものである。橋脚耐震補強前と補強後とにおいて、地震時の最大せん断力は、ほぼ差がないことが分かる。また、橋脚補強前においては、全ての地震波に対してせん断耐力を超える結果となったが、補強後においては、鋼板巻き立て補強によりせん断耐力が大きくなったため、全ての地震波に対し耐力以内であることが確認できた。

4. まとめ

対象橋梁に対し、補強前と補強後の橋梁全体系地震応答解析を行ったところ、橋脚補強により橋梁全体の振動特性が変わるため、地震時の支承反力や橋脚の応答値にも大きな変化が見られた。曲線橋のような地震時動的挙動が複雑である橋梁において、耐震補強等の検討には、橋梁全体系の地震応答解析による照査が必要であると考えられる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 平成 14 年 3 月

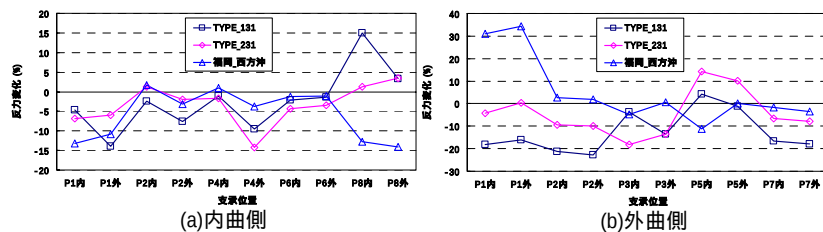


図-4 支承部の最大反力の変化率 (法線方向)

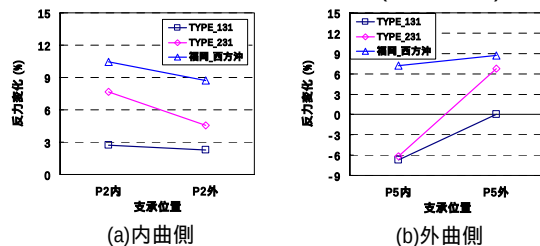


図-5 支承部の最大反力の変化率 (接線方向)

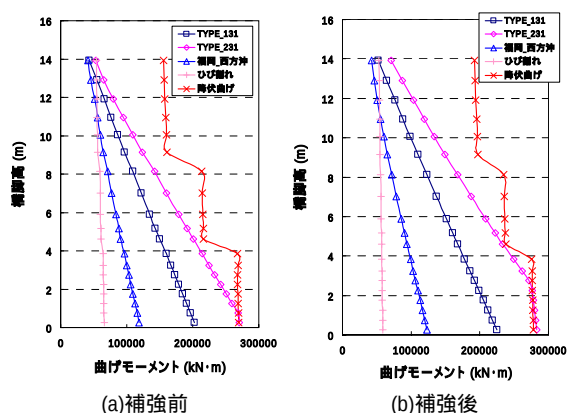


図-6 最大曲げモーメントの比較 (P2 面外)

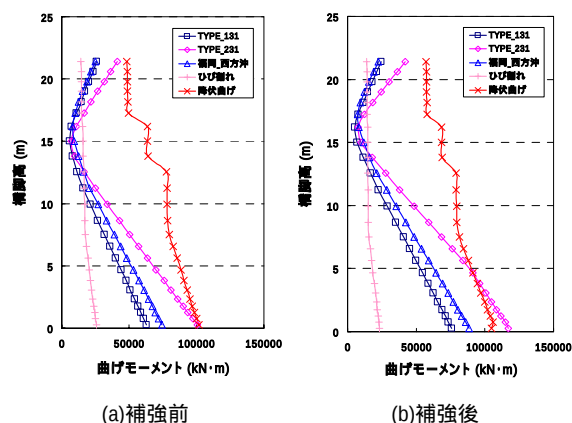


図-7 最大曲げモーメントの比較 (P4 面内)

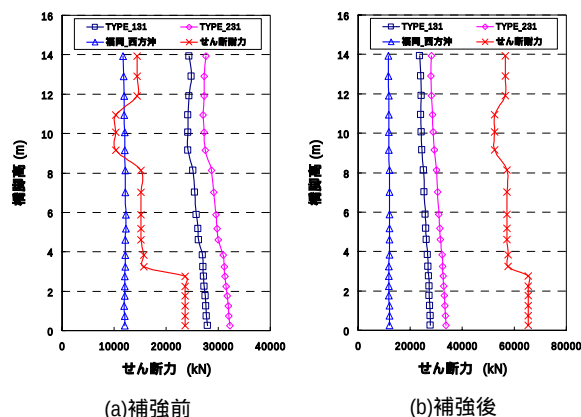


図-8 最大せん断力の比較 (P2 法線方向)