

【論文】

パイプアーチ補強された桁橋の耐震性について

水田洋司^{*1}・尾本 乾^{*2}・橋本晃^{*3}On Earthquake Resistance Performance of Girder Bridge Reinforced
Using Pipe Arches

Yoji MIZUTA, Akira HASHIMOTO and Tsutomu OMOTO

In the method of earthquake reinforcement on the girder bridge, there are reinforced concrete lining method and steel sheet lining method of bending proof stress control type and reinforced concrete lining method using together with steel sheet. If the girder bridge is reinforced using these construction methods, the toughness of a pier stud section in the girder bridge improves, and a proof stress of it improves, too. However, the load that the pier foundation should bear increases. In this paper, we clarify it about earthquake resistance performance of the girder bridge reinforced in pipe arches. At first, we compare a vibration characteristic found by eigenvalue analysis with a vibration characteristic provided from a vibration experiment. At second, we examine the influence that the pipe arches reinforcement gives to earthquake resistance performance from a result provided by non-linear earthquake response analysis.

Key words: earthquake resistance performance, girder bridge, pipe arch, lining method, pier foundation, vibration characteristic, eigenvalue analysis, vibration test, non-linear earthquake response analysis

1. 序論

1995年(平成7年)にマグニチュード7.2の兵庫県南部地震が発生し、土木構造物は多大な被害を受けた。埋立地の液状化に伴う基礎破壊や構造物の崩壊、岸壁の崩壊、道路の陥没、ライフラインの寸断などの被害が発生し、都市機能が麻痺してしまった。橋梁も倒壊、落橋、鋳物支承の破壊、橋脚の崩壊、橋脚や桁の座屈などさまざまな被害を受けた。特に、阪神高速3号神戸線のピルツ橋が635mにわたって倒

壊したことは、日本の橋梁の地震対策に対する不十分さの証明となり、橋梁の耐震性を再検討する発端にもなった。

本論文で取り上げた遠賀高架橋は、国道3号線の遠賀橋下り車線に連なる高架橋である。この高架橋は単径間の梁が橋脚上で連結されており、2002年にパイプアーチ補強工法(MAR工法)¹⁾で耐震補強されている。本論文では、遠賀高架橋の補強前と補強後の耐震性について数値解析で検討した。まず、補強前後の振動実験²⁾で得られた固有振動数・固有モードと固有値解析で求めた固有振動数・固有モードを比較して解析モデルの妥当性について立証した。次に、橋脚に材料非線形を考慮

*1 九州産業大学工学部都市基盤デザイン工学科

*2 (株)ガイアートT.K

*3 (株)千代田コンサルタント 九州支店技術部

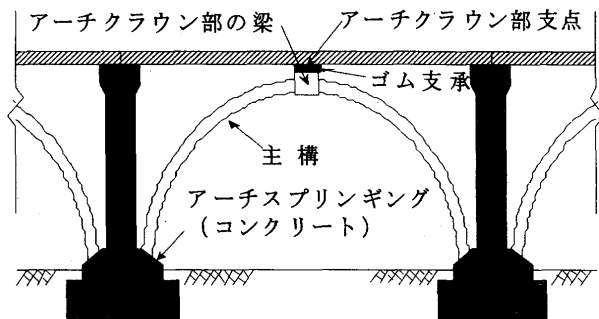
し、レベル1、2の地震動を用いて地震応答解析を行い、耐震補強前後の耐震性能³⁾について照査した。

2. パイプアーチ補強工法

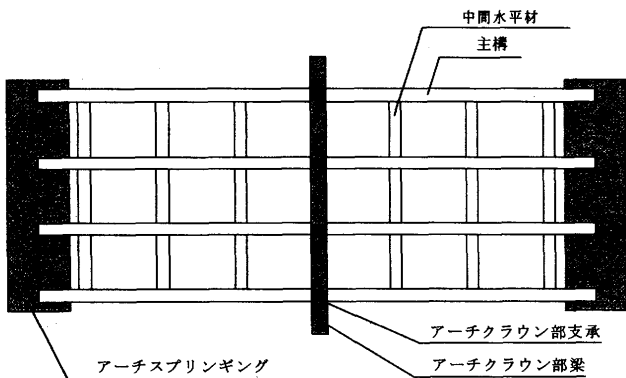
従来の橋脚への耐震補強工法として、橋脚に鉄筋コンクリートや鋼板を巻き立てて補強する巻き立て工法が用いられてきた。しかし、この補強工法は、橋脚の断面積などが増加して耐力は向上するが、自重も増加するため、橋脚基礎へ新たな負担が掛かるといった欠点があった。それに対し、パイプアーチ補強工法¹⁾は、パイプアーチに桁のスパン中央部分の力を受け持たせ、橋脚への負担を軽くしようとする工法である。

2.1 構造

パイプアーチは図-1(a)に示すようにアーチスプリング、アーチリブ(主構)とアーチクラウンに取り付けられた積層ゴム支承からなり、アーチの持つ特性を生かし、アーチスプリング部を水平方向に変形させる事によってアーチクラウン部を上昇させ、上部構造に新たな弾性支点を設ける構造である。遠賀高架橋で用いたパイプアーチ構造は、図-1(b)に示すように橋軸水平方向は並行



(a) 側面図



(b) パイプアーチの平面図

図-1 パイプアーチ補強の構造

する4本の主構で構成され、面外水平方向は横構で主構が連結されている。また、アーチスプリング部は橋脚に架台を設け、コンクリートで巻き立てて連結されている。

2.2 特徴

以下にパイプアーチ補強工法の特徴を記す。

- (1)主桁のスパンが半分になることにより、既設橋脚に作用している上部構造の反力が低減され桁及び橋脚の補強が不要となる。さらに、B活荷重への対応が可能である。
- (2)落橋防止構造として活用できる。
- (3)基礎に作用する水平力が主構の軸力として伝わり、水平力による橋脚の曲げモーメントが低減される。
- (4)積層ゴム支承がアーチクラウンで桁中央部を支えており、すべり支承としてエネルギー吸収効果がある。

3. 対象橋梁の諸元

対象橋梁は国道3号線の福岡県遠賀郡遠賀町広渡に位置する遠賀高架橋の下り線で、橋長636.282m、単径間等スパンの梁が橋脚上で鋼棒を用いて連結されている。各橋脚は、張り出し式橋脚で、橋脚基礎は杭基礎である。補強対象の桁橋(下り線)は1974年に建設された高架橋であり、B活荷重に対する耐力の確保、兵庫県南部地震に対応できる耐震性能の向上と耐久性の向上を図るために、2000年にパイプアーチ補強工法による耐震補強が計画され、2002年3月に完工した。振動実験と解析に用いた区間の諸元を表-1に、補強後の遠賀高架橋の側面図を図-2に、横断面図を図-3に、橋脚立体図を図-4に示している。架設地はⅢ種地盤である。

表-1 遠賀高架橋の諸元

橋種	プレストレス・コンクリート道路橋
橋長	636.268m
支間	P7橋脚～P8橋脚：17.08m P10橋脚～P11橋脚：16.996m
有効幅員	9.25m
構造形式	単径間T桁橋 (37径間)
橋脚	1本柱両張り出し式
橋脚高さ	P8：6.399m, P12：9.31.8m
基礎	杭基礎(場所打杭, φ1.0m, 5本)

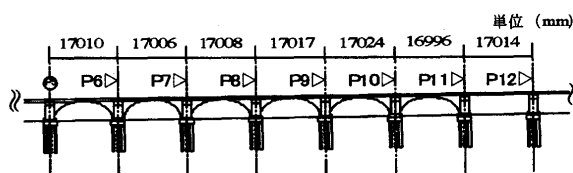


図-2 遠賀高架橋側面図

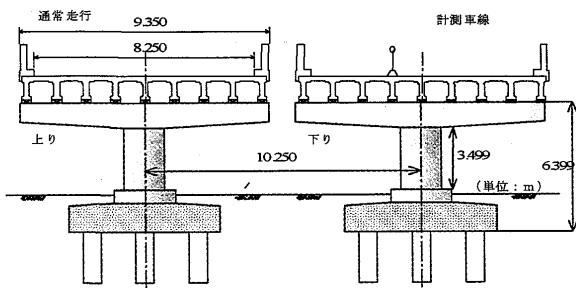


図-3 遠賀高架橋横断面図

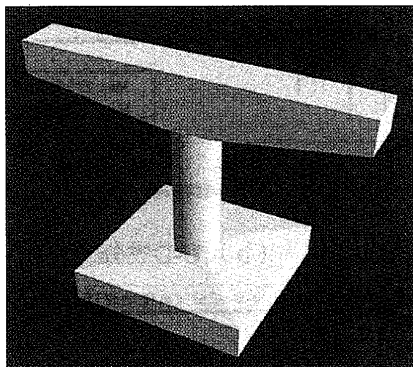


図-4 遠賀高架橋橋脚立体図

4. 解析モデル

P6~P12橋脚区間を取り上げて3次元はり要素でモデル化し、T-DAPIIIを用いて固有値解析と地震応答解析を実施した。桁部は1つの支間を12等分割し、橋脚部は6等分割した。補強前は節点数127、要素数114の3次元はり要素に分割し、補強後は節点数307、要素数416の3次元はり要素に分割した。また、橋脚と桁の接合部、アーチクラウンと桁の接合部は支承となっており、バネ要素でモデル化した。補強前後のモデル側面図を図-5に、桁部・橋脚部・パイプアーチ部の断面諸元を表-2に、バネ剛性を表-3に示している。更に、応答の着目点として、P7とP8間の桁部中央にPoint1、P6~P12橋脚の円柱下部にPoint2~Point8を設け、これらの曲げモーメント応答について検討している。

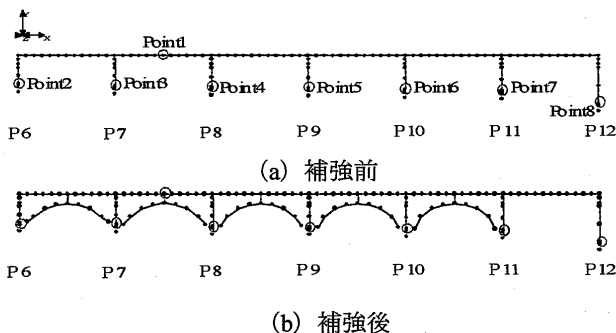


図-5 補強前後のモデル側面図

表-2 断面諸元

断面位置	断面積 (cm ²)	断面2次モーメント(cm ⁴)		弾性係数 (kgf/cm ²)		
		Y軸回り	Z軸回り			
桁部	31113	2150000000	325000000	470000		
橋脚部	P6・9・12	基部	5287563000	5287563000	250000	
		矩形	109901	997660000	997660000	250000
		円形	20931	34309000	34309000	250000
	P7・8	上部	149773	10552708000	319246000	250000
		基部	363899	10923037000	10923037000	250000
		矩形	146553	1752064000	1752064000	250000
	P10・11	円形	22902	39416000	39416000	250000
		上部	150799	10552708000	321799000	250000
		基部	364031	10923410000	10923410000	250000
	パイプアーチ部	矩形	146553	1752064000	1752064000	250000
		円形	23190	40162000	40162000	250000
		上部	150160	10552708000	320174000	250000
主構		157.1	30450	30450	2100000	
	横構	67.46	8202	8202	2100000	
	アーチクラウン	204	56310	110430	2100000	

表-3 バネ剛性

方向	支承場所	バネ定数 (kgf/cm)
橋軸	P6・7・8上部	41000
	P9・10・11・12上部	33000
	アーチクラウン	32000
鉛直	全橋脚上部	17200000
	アーチクラウン	10000000000
面外	全橋脚上部	80000
	アーチクラウン	10000

5. 固有値解析

図-6の解析モデルを用いて補強前後の固有値解析を行った。図-6は振動実験で得られた実験値と解析値の各方向の1次固有振動数である。実験値と解析値はほぼ同じ値になり、解析モデルは妥当であることがわかった。実験値・解析値ともに補強後は補強前より大きくなり、橋軸水平方向が約43%、鉛直方向が約32%、面外水平方向が約28%増大した。図-7には補強前後の1次固有モードを図示しており、左側から橋軸水平(X方向)・鉛直(Y方向)・面外水平方向(Z方向)である。

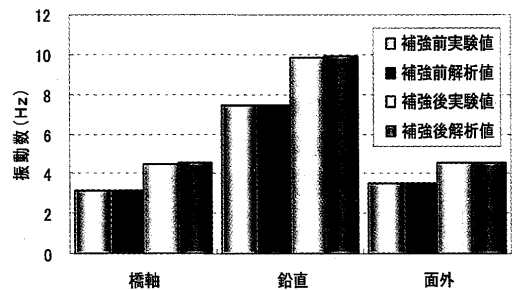
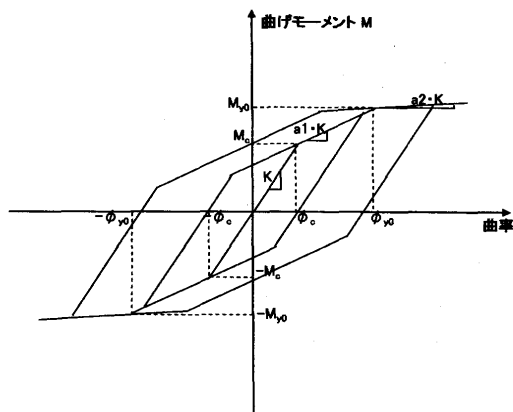
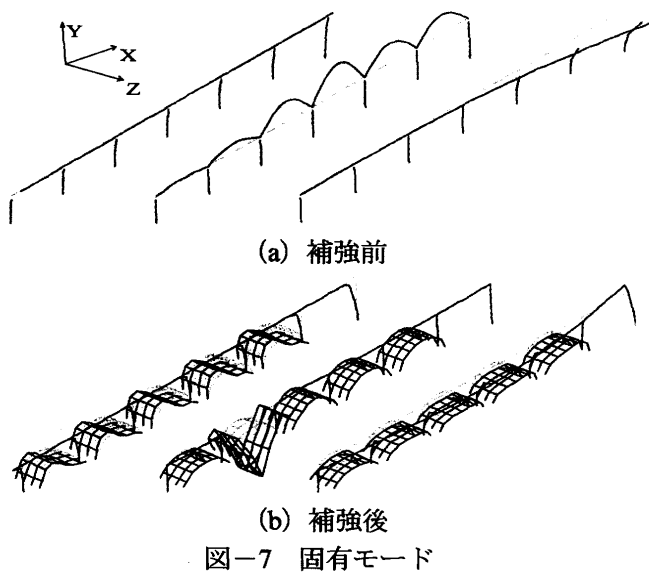


図-6 固有振動数の比較

6. 地震応答解析

時刻歴応答はNewmark β法(β=1/4)を用いて算定した。レベル1地震波を用いて線形解析した結果、桁部はすべて弾性域であるのに対し、橋脚



部の一部に塑性域の箇所が見られ、耐震補強の必要性が判明した。非線形解析では桁部をすべて線形、橋脚部の一部に材料非線形を考慮して解析した。橋脚部の履歴曲線は図-8の対称トリリニア型履歴曲線としている。図中の ϕ_c はひび割れ曲率、 ϕ_{yo} は降伏曲率、 a_1 と a_2 は1次剛性に対する2次剛性と3次剛性の剛性比である。橋脚部のひび割れモーメントや初降伏モーメントと、求めた曲げモーメント応答(M)を比較して、耐震性能について照査した。以下、ひび割れモーメントを M_c 、初降伏モーメントを M_{y0} で表わしている。

6.1 地震波

地震応答解析に用いた兵庫県南部地震Ⅲ種地盤(ポートアイランド内地盤)の入力地震波とそのスペクトル図をそれぞれ、図-9、10に図示している。E-W成分、U-D成分、N-S成分をそれぞれ、橋軸水平方向、鉛直方向、面外水平方向に作用させた。入力

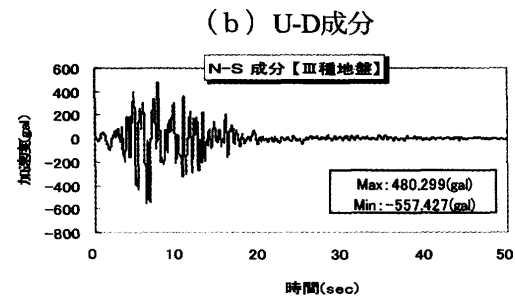
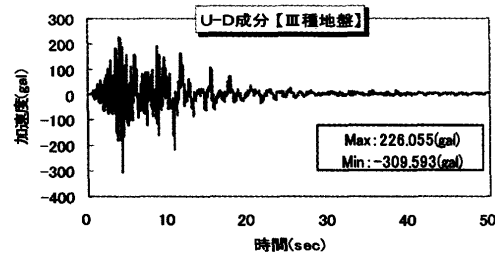
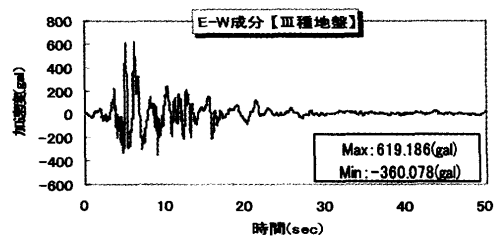


図-9 入力地震波 (Ⅲ種地盤)

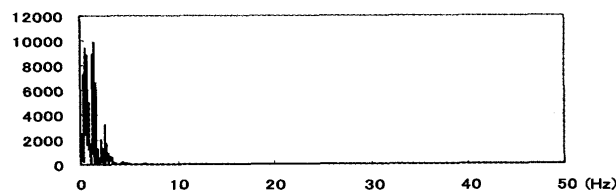
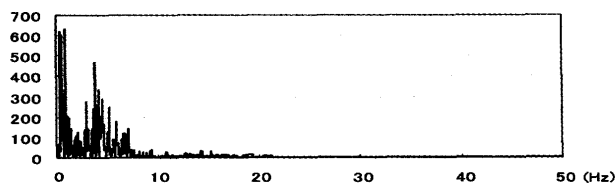
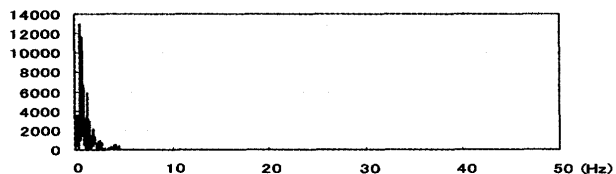
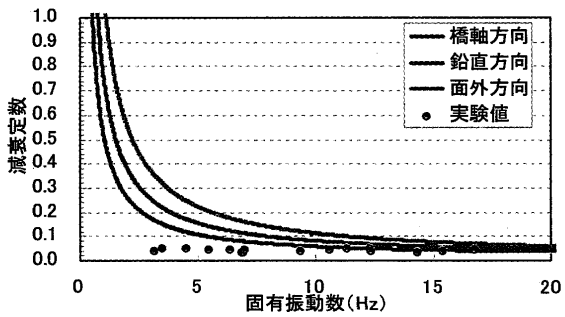
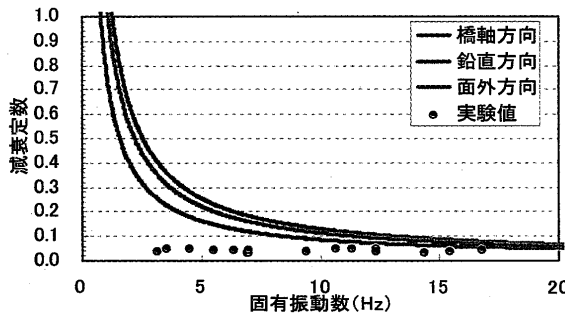


図-10 入力地震波のパワースペクトル



(a) 補強前



(b) 補強後

図-11 Rayleigh減衰

地震波と逐次積分の時間間隔は0.01秒とし、50秒間の応答を求めた。

6.2 減衰定数

本論文ではRayleigh減衰を用いて応答を求めた。図-11には、各方向で刺激係数の大きい2個の固有振動数を用いてエネルギー比例減衰比から求められた減衰定数と固有振動数の関係を図示している。

6.3 レベル1地震動

6.3.1 地震波

地震応答解析に用いた入力地震波には、兵庫県南部地震で記録されたポートアイランド内地盤上(Ⅲ種地盤)の加速度波形(図-9)の各方向成分の最大値が300galになるように、加速度振幅のみを調整した地震波をレベル1地震動として使用した。E-W成分、U-D成分、N-S成分をそれぞれ橋軸水平方向、鉛直方向、面外水平方向に1波ずつ作用させた。

6.3.2 応答値

(1)橋軸水平方向加振

図-12には補強前後の橋脚上における桁部の橋軸水平方向変位の最大値と最小値を示している。補強後の応答値は約45~80%減少しており、補強後は桁間衝突を免れると考えられる。図-13には補強前後のPoint2~Point8の面内曲げモーメント応答の

最大値と最小値を示している。補強前の応答値はすべての橋脚の円柱部分全体がひび割れ曲げモーメント M_c を超過し、P6とP9橋脚の円柱下部(Point2とPoint5)が初降伏モーメント My_0 を超過した。補強後はすべての橋脚の円柱下部(Point2~Point8)が M_c を超過したが、 My_0 を超過しなかった。図-14と図-15にはP6とP9橋脚全体の曲げモーメント応答を示している。これらの図で橋脚上部と基部付近で{ひび割れモーメント}>{初降伏モーメント}となっている。この理由は橋脚の円形部を除いた他の部分では断面が非常に大きく、軸方向鉄筋比が小さいため

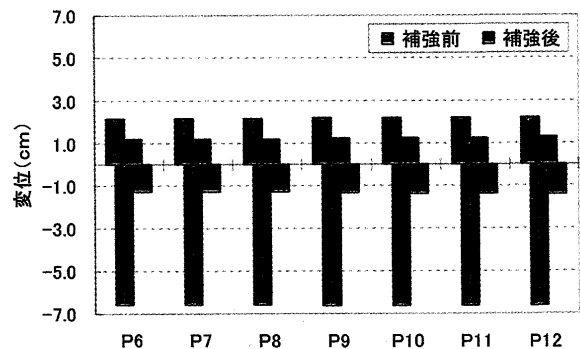


図-12 桁の橋軸水平方向変位

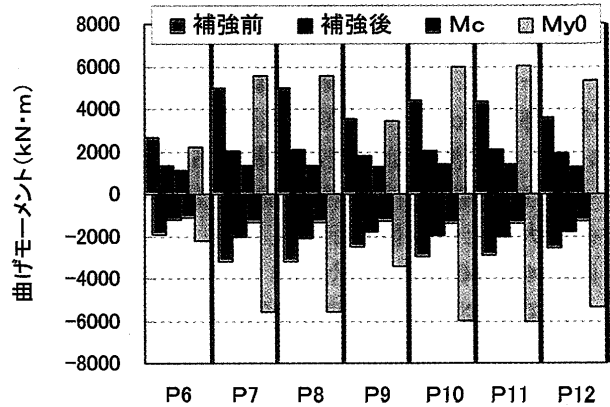


図-13 橋脚部面内曲げモーメント応答(円柱部)

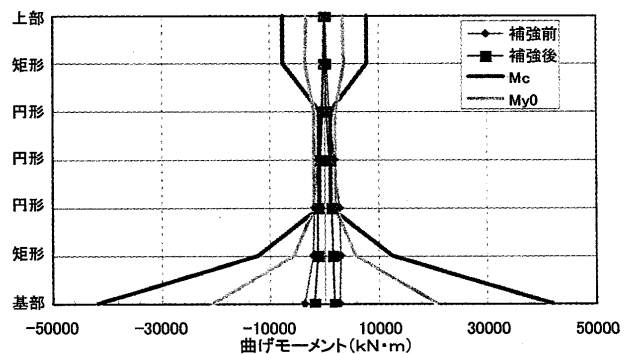


図-14 P6 橋脚部面内曲げモーメント

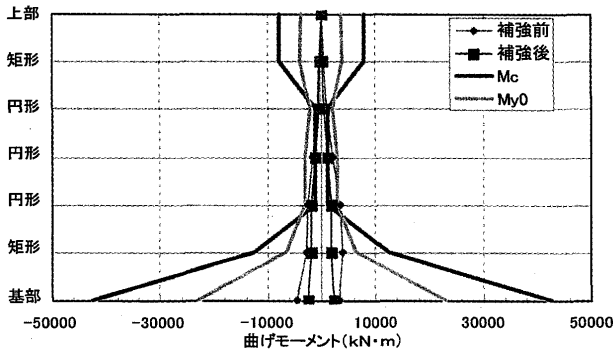


図-15 P9 橋脚部面内曲げモーメント

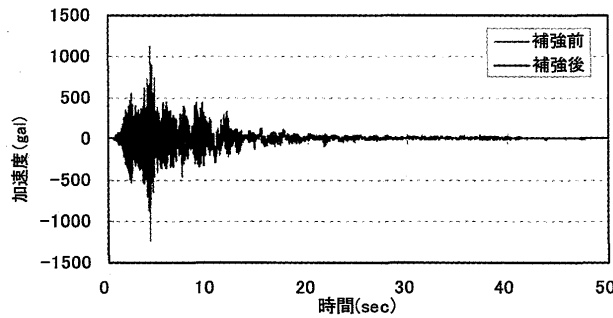


図-16 桁部加速度応答波形(Point1)

である。ひび割れが発生すると一気に破壊することを示している。これ以後の橋脚部の曲げモーメント応答図の場合も同様である。

(2)鉛直方向加振

図-16には補強前後の橋脚 P7 と P8 間のスパン中央部の Point1 の時刻暦加速度応答波形を示している。応答波形は補強後に最大 65%減少した。図-17には補強前後の桁部面内曲げモーメント応答の最大値と最小値を示している。補強後の応答値は約 40~80%減少した。P11~P12 橋脚区間は補強されていないため、応答に変化が見られなかった。

(3)面外水平方向加振

図-18には補強前後のPoint2~Point8の面外水平曲げモーメント応答の最大値と最小値を示している。図-19と図-20にはP6とP9橋脚全体の曲げモーメント応答を示している。補強前より補強後の応答が小さくなっており、補強効果が認められるが、その効果は小さい。補強前後においてすべての橋脚にひび割れが発生している。

以上のことより、レベル1程度の地震動に対し、補強後の曲げモーメントは初降伏曲げモーメント以下であり、耐震性能1を満足している。

6.4 レベル 2 地震動

6.4.1 地震波

レベル 2 地震動では兵庫県南部地震で記録され

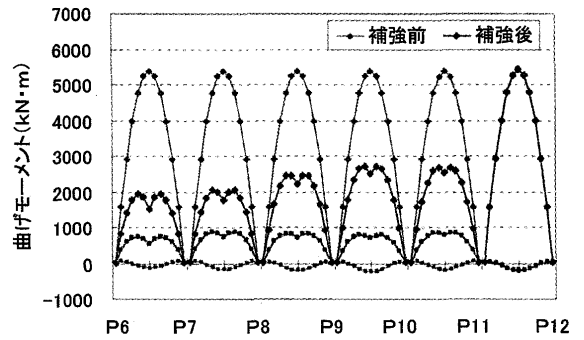


図-17 桁部面内曲げモーメント応答

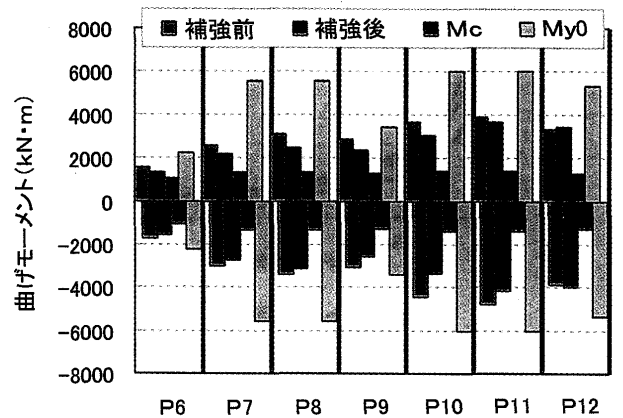


図-18 橋脚部面外水平曲げモーメント応答

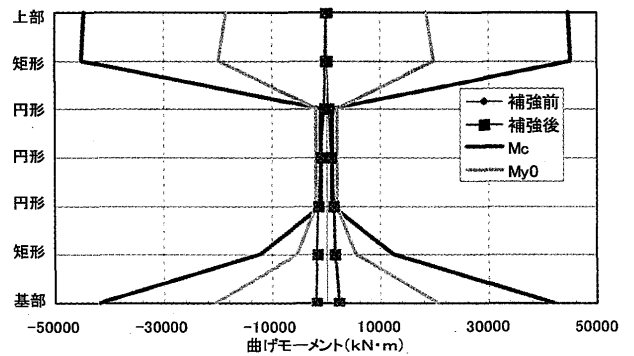


図-19 橋脚部面内曲げモーメント応答(P6)

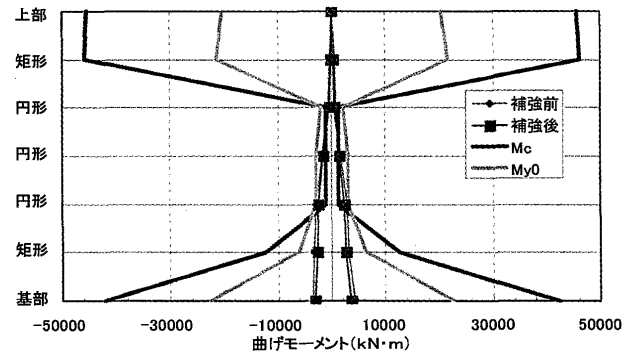


図-20 橋脚部面内曲げモーメント応答(P9)

たポートアイランド内地盤上(Ⅲ種地盤)の加速度波形(図-9)を入力地震波として使用した。

6.4.2 応答値

(1)橋軸水平方向加振

図-21には補強前後のPoint2~Point8の面内曲げモーメント応答の最大値と最小値を示している。補強前の応答値はすべての橋脚の円柱部分でMcを超過した。また、すべての橋脚の円柱下部(Point2~Point8)ではMy₀を超過し、終局モーメント以上の値を示している。補強前の本橋はレベル2地震動で破壊する恐れがある。補強後の応答値はすべての橋脚の円柱部分でMcを超過し、P6橋脚の円柱下部

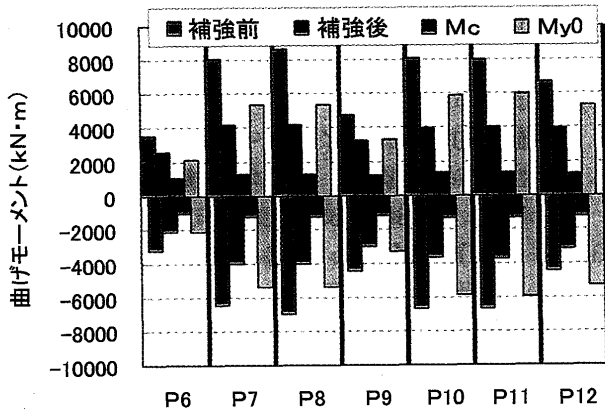


図-21 橋脚部面内曲げモーメント応答 (円柱部)

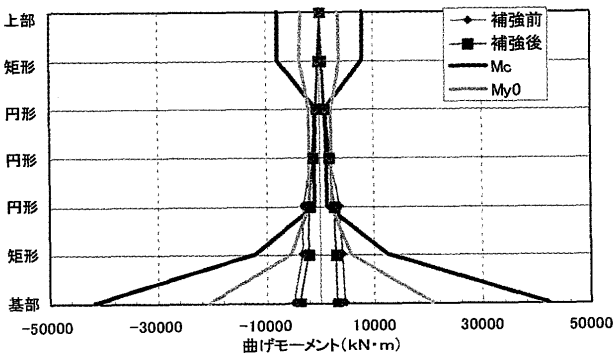


図-22 橋脚部面内曲げモーメント応答 (P6)

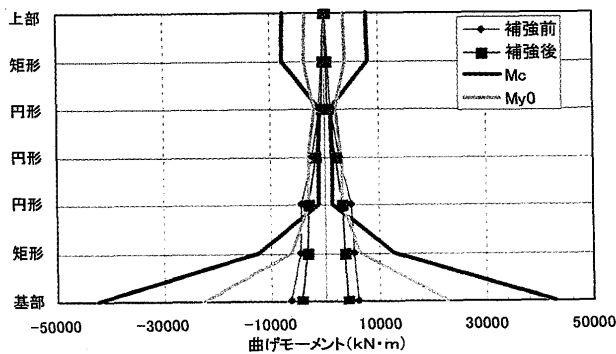


図-23 橋脚部面内曲げモーメント応答 (P9)

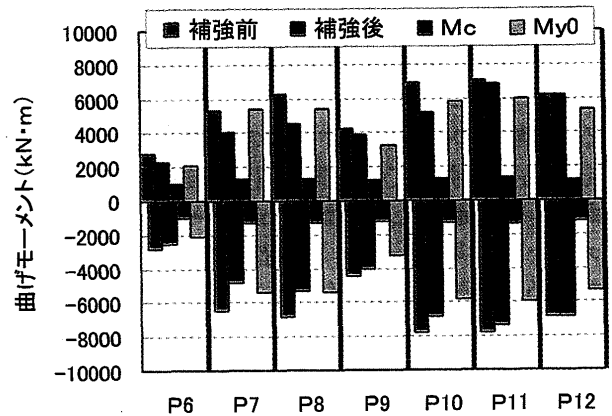


図-24 橋脚部面外水平曲げモーメント応答 (円柱部)

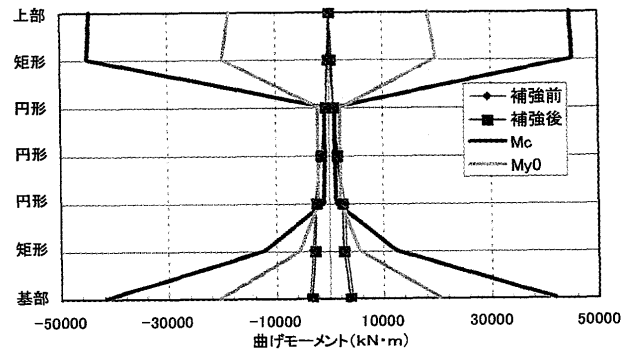


図-25 橋脚部面内曲げモーメント応答 (P6)

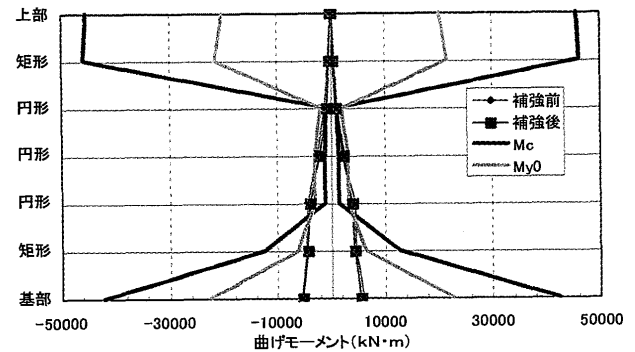


図-26 橋脚部面内曲げモーメント応答 (P9)

(Point2)ではMy₀を超え、P9橋脚では円柱下部(Point5)でMy₀近傍の値となった。しかし、いずれも終局モーメント以下である。図-22と図-23にはP6とP9橋脚全体の曲げモーメント応答を示している。

(2)鉛直方向加振

レベル2地震動のU-D成分の最大振幅は -309.593 galであり、レベル1地震動で使用した振幅-300.0galと同等である。したがって、得られる結果も図-17と大差ないものとなった。鉛直方向加振に関しては

6.3.2の(2)と同様となるため、説明を省略した。

(3)面外水平方向加振

図-24には補強前後のPoint2~Point8の面外水平曲げモーメント応答の最大値と最小値を示している。補強前の応答値はすべての橋脚の円柱部分で M_c を超過し、すべての橋脚の円柱下部(Point2~Point8)が My_0 を超過した。また、Point5~Point8の曲げモーメントは終局モーメントを超えており、破壊の恐れがある。補強後の応答値はすべての橋脚の円柱部分で M_c を超過し、P6とP9~P12橋脚の円柱下部(Point2・Point5~Point8)で My_0 を超過した。しかし、いずれも終局モーメント以下である。図-25と図-26にはP6とP9橋脚全体の曲げモーメント応答を示している。

以上のことから、初降伏モーメントを許容モーメントにとれば、パイプアーチ補強された本橋はレベル1地震動に対して耐震性能1を満足し、レベル2地震動に対して耐震性能2を満足していることが判明した。

7. 結論

得られた知見をまとめると以下のようである。

- (1)補強前後の低次固有振動数は実験値と解析値がよく一致しており、モデル化の妥当性を確認できた。
- (2)補強後の固有振動数は補強前より大きくなっており、補強により橋梁全体の剛性は上昇したと考えられる。

(3)橋軸水平・鉛直・面外水平方向加振時の変位・加速度・曲げモーメント応答は、パイプアーチ補強後に減少し、補強効果が見られるが、パイプアーチ補強されていない区間の応答に変化は見られなかった。

(4)レベル1規模の地震動に対し、補強後は耐震性能1を満足しており、パイプアーチ補強効果が見られる。

(5)レベル2規模の地震動に対し、パイプアーチ補強後は耐震性能2を満足し、補強効果が見られる。

参考文献

- 1) 水田洋司、橋本晃：パイプアーチ橋を用いた多径間高架橋の耐震補強法、土木学会構造工学論文集、Vol.47A、pp.1063~1074、2001年3月。
- 2) 水田洋司、内谷保、橋本晃、吉富敬洋：耐震補強を目的としたパイプアーチ補強が桁橋の振動特性に与える影響、土木学会構造工学論文集、Vol.51A、pp.801~808、2005年3月。
- 3) 日本道路協会編：道路橋示方書(V耐震設計編)・同解説、丸善(株)、p.108~118、2002年4月。
- 4) 平井一男、水田洋司：「耐震工学入門」森北出版(株)、p.142~158、2007年7月。