

パイプアーチを用いた多径間高架橋の耐震補強法

A Reinforcing Method for earthquake-proof of Bridge with Many Spans and High Piers Using the Pipe Arches

水田 洋司 * 橋本 晃 **

Yoji Mizuta, Akira Hashimoto

*工博 九州産業大学教授 工学部土木工学科 (〒813-8503 福岡市東区松香台2丁目3-1)

** (株) 千代田コンサルタント 九州支店技術部 課長 (〒810-0041 福岡市中央区大名1丁目15-33)

In this paper, it is proposed the pipe arch method which used a steel pipe as the way of reinforcing to improve the earthquake-proof efficiency of the whole bridge system. The conventional lining method needs to reinforce the basis, but the proposed method doesn't need to reinforce the basis. With this study, it was proved that the smaller the natural period ratio of the existing bridge and the bridge after reinforcement became, the bigger the response of the acceleration after reinforcement became. And, it became clear that sufficient friction damping was ensured from sliding experiment of the laminated rubber support. The model that compressed and inserted this support into between the pipe arch crown and girder of bridge was also analyzed, and the effectiveness was confirmed.

Key Words: reinforcement, pipe arch method, earthquake-proof efficiency, lining method, frictional damping

1. 序論

現在、既設道路橋におけるコンクリート製橋脚の耐震補強は、プレート境界型の地震動や内陸直下型の地震動に耐え得るために、鉄筋コンクリート巻立て工法や曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法および鋼板併用鉄筋コンクリート巻立て工法など¹⁾により橋脚柱の補強が一般的になされている。また、平成8年12月に改定された道路橋示方書²⁾において、基礎もこの地震動に対して地震時保有水平耐力法による耐震設計を行うことが規定されており、既設橋脚基礎も必要に応じて、これに準じ耐震補強設計が行われようとしている。橋脚柱を直接コンクリートや鋼板で巻き立てる上記の一般的な補強工法では、柱断面の靱性が向上すると共にその耐力も向上する。ところが、既設基礎の耐力に余裕が少ない場合、基礎が負担すべき荷重も増加する事となり基礎の補強も必要となる。しかし、基礎の補強工事にかかる工期・工事費等の実状を考えると、「基礎の安定性向上のための補強は必要最小限とすべきであり、既設橋基礎の補強の要否については、現地条件およびその他の条件等を十分に勘案した上で判断しなければならない」と考えられている³⁾。そこで、

既設橋梁の耐震補強方法として橋脚柱が必要な保有水平耐力を有し、基礎が負担すべき荷重を大きくしない補強方法が望まれる。

本論文で述べるパイプアーチを用いた耐震補強方法(パイプアーチ工法と称す)は、鋼製のパイプアーチ部材を用い、隣接する橋脚間を連結し不静定次数を上げることで全体構造系の剛度を高める、言わば構造系の変更による補強方法である。このことにより、基礎の補強を行うこと無しに橋梁全体構造系としての地震保有水平耐力を向上させることができると共にパイプアーチ部材が落橋防止装置としての機能を果たすことを期待できるものである。さらに、上部構造げたに対しては、アーチクラウン部で上部構造げた中央を支持することにより、死荷重の軽減とB活荷重補強の効果を期待するものである。ここに、アーチ部材の形状は鉛直力を支持する部材であることと施工上からアーチ形状とした。

本論文では、各種耐震補強工法の特徴を把握するために、上部構造形式が単純PCげたで下部構造形式が鉄筋コンクリート門形ラーメン橋脚から成る3径間のモデル橋梁を設定し補強前と補強後の解析を行った。補強後の解析として、先ず一般的な鉄筋コンクリート巻立て工法

と曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法（以下、コンクリート巻立て工法および鋼板巻立て工法と記す）を対象とし、非線形動的解析を行った。これにより、これらの工法では補強後に基礎が負担すべき荷重が大きくなることを確認した。次に、パイプアーチ工法での特性を把握するために非線形静的解析・非線形動的解析を行った。その結果、補強後橋梁と既設橋梁との固有周期の比が小さくなるほど応答加速度の比が大きくなり、橋脚基部の断面力の応答値も既設橋の剛性により異なることが判った。これらのことより、本工法の適用有効な範囲を概ね把握することができた。また、積層ゴムの滑り実験から、十分なすべり摩擦減衰確保の可能性が判明したため、この支承をパイプクラウン部と上部構造のけたとの間に圧着挿入したモデルについても解析し、すべり摩擦減衰の有効性を確かめた。さらに、実橋梁での非線形静的解析と非線形動的解析を試み、本工法の有効性を確認している。

2. パイプアーチ工法

本論文で述べるパイプアーチ工法は隣接する橋脚間の相互を鋼製のパイプアーチで連結し、アーチクラウン部にゴム支承を配置して主げた中央部を支持するものである。パイプアーチの構造は平行する4本の主構で構成され、主構は横構で連結されたものである。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立てて連結する。パイプアーチの構造を図-2.1に、アーチクラウン部支承の構造を図-2.2に示す。

パイプアーチは補強対象橋梁の側面で組立て、横移動装置で所定の位置に配置する。また、アーチクラウン部

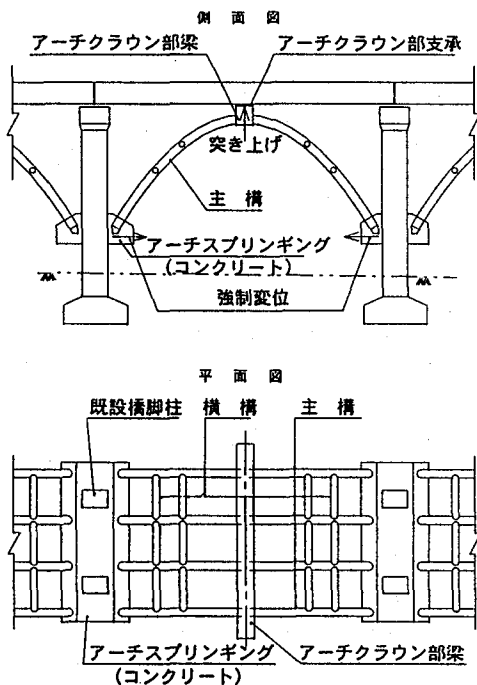


図-2.1 パイプアーチの構造

と主げたとの圧着はアーチクラウン部とアーチスプリング部に配置されたフラットジャッキを用いて行いアーチスプリング部の水平強制変位により、主げたからの圧縮力がアーチクラウン部に導入されるよう施工する。

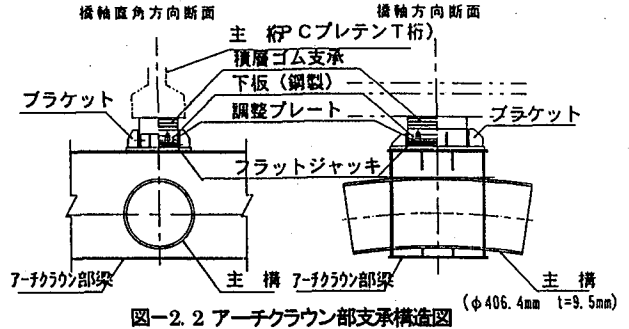


図-2.2 アーチクラウン部支承構造図

3. モデル橋の耐震補強

3-1. モデル橋梁

検討に用いた既設モデル橋梁を図-3.1に、補強後モデル橋梁を図-3.2に示す。上部構造は支間長 $L=12.5$ mの単純PCげたで、相互のけたはPC鋼棒により連結されている。下部構造はラーメン橋脚で、橋脚断面形状は $0.8\text{m} \times 1.2\text{m}$ のRC構造である。また、基礎は直接基礎を設定した

解析モデルは図-3.3、図-3.4に示す立体モデルとし、橋軸方向および橋軸直角方向の地震に対する検討を行った。検討対象橋梁は多径間高架橋とし、その内の3径間を取出し、P2、P3橋脚に着目した。時刻歴応答解析では隣接するパイプアーチ部材を考慮して、P1、P4橋脚に図-3.5に示す拘束条件を設定した。また、支承条件は図-3.6に示すとおりで、橋軸方向は弾性バネでモデル化した。

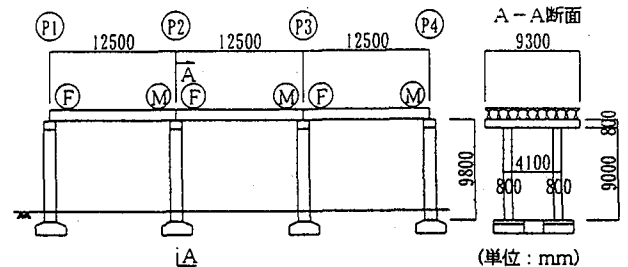


図-3.1 既設モデル橋梁

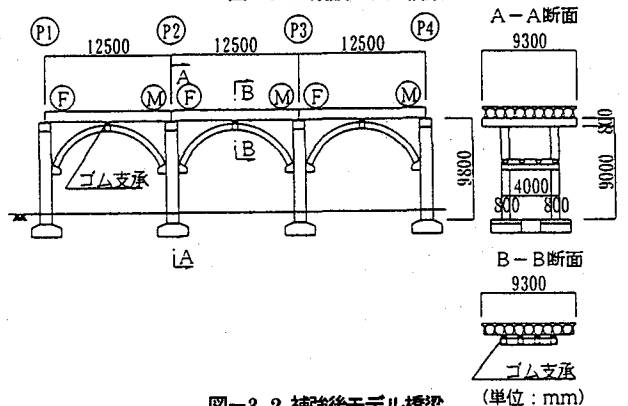


図-3.2 補強後モデル橋梁

橋脚部材の非線形特性はひび割れモーメント (M_c), 初降伏モーメント (M_{yo}), 終局モーメント (M_u) を結ぶトリリニアモデルとし, 復元力特性は鉄筋コンクリート部材のそれをよく表現できるとされている武田モデル (図-3. 7) とした. パイプアーチ部材の非線形特性は「道路橋示方書 V耐震設計編 10.3 コンクリートを充填しない鋼製橋脚」²⁾ を準用して移動硬化型のバイリニア (図-3. 8) とした.

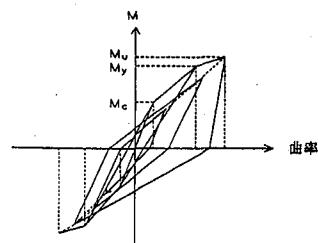


図-3. 7 武田モデル(トリリニア)

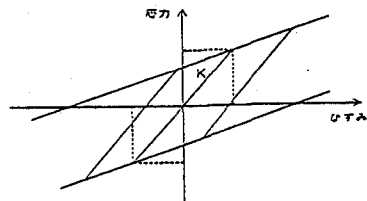


図-3. 8 移動硬化型バイリニア

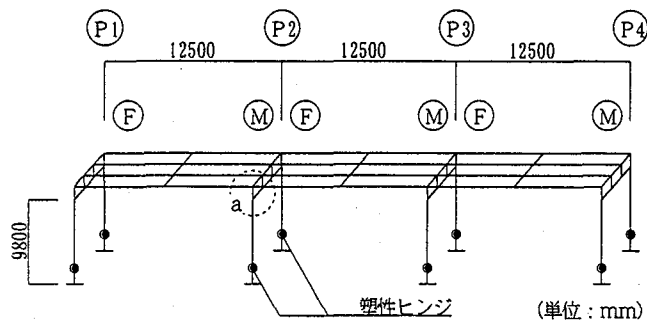


図-3. 3 既設橋解析モデル

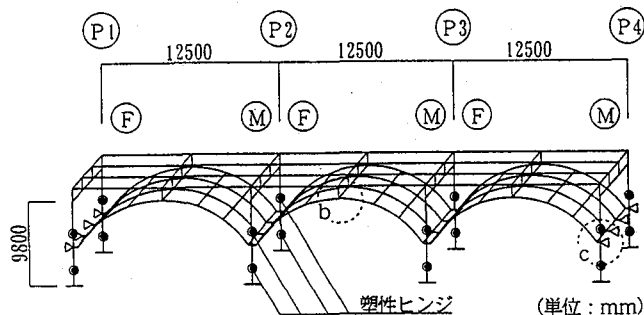


図-3. 4 補強橋梁解析モデル

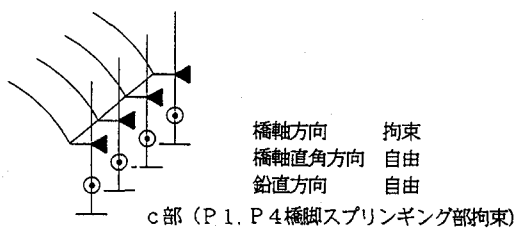


図-3. 5 拘束条件

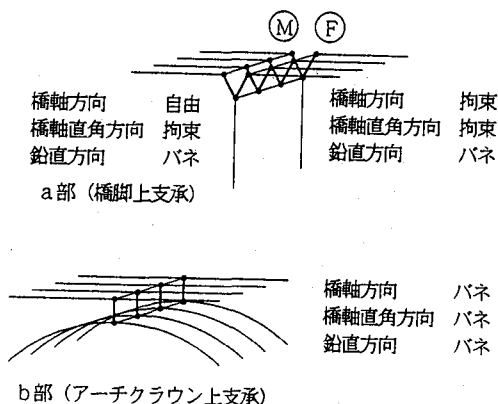


図-3. 6 支承条件

3-2. 固有値解析

既設橋梁とパイプアーチ補強後の橋梁について橋軸方向および橋軸直角方向の固有値解析を行った. ここに, 部材の剛性は弾性域での値とした. 固有値解析結果を表-3. 1, 固有モードを図-3. 9~図-3. 10に示す.

表-3. 1 モデル橋梁の固有値解析結果

	次数	既設モデル橋梁		補強モデル橋梁	
		固有周期 sec	有効質量比 %	固有周期 sec	有効質量比 %
橋軸方向	1	0.533	84.0	0.477	58.0
	2	0.208	5.0	0.320	22.0
	3	----	----	0.130	4.0
橋軸直角方向	1	0.372	81.0	0.263	73.0
	2	0.250	9.0	0.186	5.0
	3	----	----	0.110	3.0

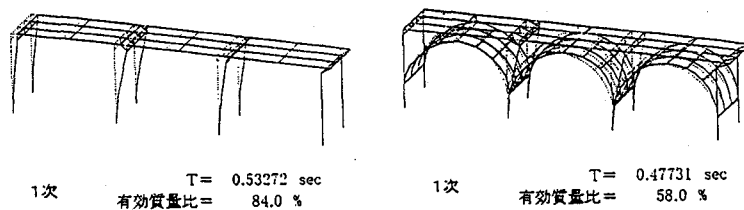


図-3. 9 固有モード図(橋軸方向)

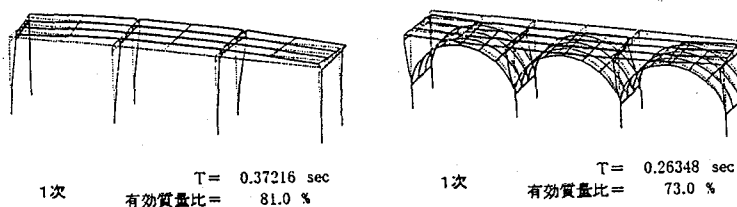


図-3. 10 固有モード図(橋軸直角方向)

有効質量比はいずれも1次モードが最も大きくなっている。既設橋梁の1次モードでの固有周期は橋軸方向 $T=0.53\text{sec}$ 、橋軸直角方向 $T=0.37\text{sec}$ に対して、補強後のそれは橋軸方向 $T=0.47\text{sec}$ 、橋軸直角方向 $T=0.26\text{sec}$ と短くなっている。このことは既設橋梁をパイプアーチで補強することにより橋梁全体系での剛性が高くなったことを示している。

3-3. 非線形静的解析

既設橋梁とパイプアーチ補強後の橋梁について、設計水平震度を静的に増分して載荷するプッシュオーバーアナリシスによる解析を行った。最終設計水平震度は $K_h=0.5$ とし、荷重の方向は橋軸方向および橋軸直角方向である。

橋軸方向の解析結果を表-3.2に示す。これによると、既設橋梁におけるP2, P3橋脚基部が降伏する震度は $K_h=0.16$ であるのに対して、補強後のそれは $K_h=0.20$ と強くなっている。また、最終設計震度 $K_h=0.5$ で生じる橋脚基部の塑性ヒンジ部曲げモーメントは既設橋梁の $M=433\text{tfm}$ に対して、補強後のそれは $M=193\text{tfm}$ と減少させることができ、パイプアーチが耐震補強に有効であることが判る。

橋軸直角方向の解析結果を表-3.3に示す。これによると橋軸直角方向についても橋軸方向と同様に、パイプアーチが耐震補強に有効であることが判る。

表-3.2 橋軸方向の非線形静的解析結果

	既 設 モデル橋梁	補 強 モデル橋梁	
上部構造の最大応答変位 (m)	3.467	0.185	
P2橋脚 基部	最大曲げモーメント (tf·m)	432.7	193.2
	ひび割れ時震度	0.070	0.070
	降伏時震度	0.161	0.200
P3橋脚 基部	最大曲げモーメント (tf·m)	432.7	190.3
	ひび割れ時震度	0.070	0.070
	降伏時震度	0.161	0.200

表-3.3 橋軸直角方向の非線形静的解析結果

	既 設 モデル橋梁	補 強 モデル橋梁	
上部構造の最大応答変位 (m)	0.182	0.027	
P2橋脚 中間梁上部	最大曲げモーメント (tf·m)	-	120.7
	ひび割れ時震度	-	0.140
	降伏時震度	-	0.340
P3橋脚 中間梁上部	最大曲げモーメント (tf·m)	-	120.6
	ひび割れ時震度	-	0.140
	降伏時震度	-	0.340
P2橋脚 基部	最大曲げモーメント (tf·m)	247.3	92.5
	ひび割れ時震度	0.075	0.140
	降伏時震度	0.190	--- ※)
P3橋脚 基部	最大曲げモーメント (tf·m)	247.3	91.8
	ひび割れ時震度	0.075	0.140
	降伏時震度	0.190	--- ※)

※)降伏に至らない

3-4. 非線形時刻歴応答解析

既設橋梁とパイプアーチ補強後の橋梁についてタイプIIの地震動における非線形時刻歴応答解析を行った。橋軸方向の解析に用いた入力波形は下記に示すI種地盤とII種地盤についてそれぞれ1波づつ、橋軸直角方向はI種地盤1波とした。

I種地盤：JMA KOBE E-Wを振幅調整した標準波形

II種地盤：JR TAKATORI E-Wを振幅調整した標準波形

橋軸方向の解析結果を表-3.4に、橋軸直角方向のそれを表-3.5に示す。上部構造の最大応答速度と最大応答加速度はI種地盤、II種地盤ともにパイプアーチ補強後橋梁のほうが既設橋梁に比べて増加している。これは既設橋梁は橋脚基部が塑性化し固有周期が長周期化しているのに対して、補強後は塑性化してもパイプアーチの剛性により前者に比べて長周期化しないためと推定される。上部構造の応答変位、橋脚基部の最大曲げモーメントおよび最大回転角の応答については、I種地盤では補強後の方が既設橋梁に対して大きい、II種地盤では補強後の方が小さくなっており、橋梁全体系での剛性が高くなった効果が現れている。

表-3.4 橋軸方向の非線形時刻歴応答解析結果

		既 設 モデル橋梁	補 強 モデル橋梁
入 力 波 形		I種地盤	
上 部 構 造	最大応答変位 (m)	0.129	0.225
	最大応答速度 (m/s)	0.830	1.474
	最大応答加速度 (m/s^2)	2.209	9.704
P2橋脚 基 部	最大曲げモーメント (tf·m)	165.6	171.3
	最大回転角 (1/m)	0.0101	0.0120
P3橋脚 基 部	最大曲げモーメント (tf·m)	165.6	183.1
	最大回転角 (1/m)	0.0101	0.0158
入 力 波 形		II種地盤	
上 部 構 造	最大応答変位 (m)	0.397	0.247
	最大応答速度 (m/s)	1.138	1.299
	最大応答加速度 (m/s^2)	2.351	10.190
P2橋脚 基 部	最大曲げモーメント (tf·m)	192.3	175.1
	最大回転角 (1/m)	0.0188	0.0132
P3橋脚 基 部	最大曲げモーメント (tf·m)	192.3	189.6
	最大回転角 (1/m)	0.0188	0.0179

表-3.5 橋軸直角方向の非線形時刻歴応答解析結果

		既 設 モデル橋梁	補 強 モデル橋梁
入 力 波 形		I種地盤	
上 部 構 造	最大応答変位 (m)	0.134	0.072
	最大応答速度 (m/s)	1.012	0.803
	最大応答加速度 (m/s^2)	5.683	10.240
P2橋脚 中間梁上部	最大曲げモーメント (tf·m)	-	188.1
	最大回転角 (1/m)	-	0.0104
P3橋脚 中間梁上部	最大曲げモーメント (tf·m)	-	188.1
	最大回転角 (1/m)	-	0.0104
P2橋脚 基 部	最大曲げモーメント (tf·m)	202.9	97.0
	最大回転角 (1/m)	0.0125	0.0010
P3橋脚 基 部	最大曲げモーメント (tf·m)	202.9	96.5
	最大回転角 (1/m)	0.0125	0.0009

3-5. パイプアーチ工法の適用範囲

既設橋梁の橋脚断面剛性がパイプアーチ補強後の時刻歴応答解析結果に及ぼす影響を調べるために、図-3. 11に示す①～⑤の橋脚断面を設定した。①基本剛性は既設橋梁の断面、②剛性1は断面寸法を変えず橋軸方向の鉄筋量を増加させたもの、③～⑤の剛性2～4は断面寸法を変えず橋軸方向と直角方向の鉄筋量を増加させたものである。①～⑤の橋脚断面を有する既設橋梁の固有値解析を実施した。ここに、橋脚の剛性は降伏剛性とした。固有値解析結果による1次モードの固有周期を表-3. 6に示す。

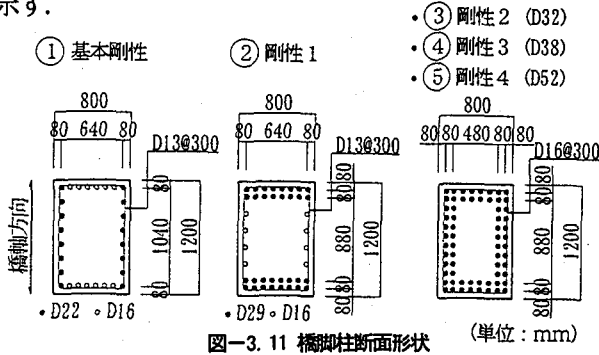


図-3. 11 橋脚柱断面形状 (単位: mm)

表-3. 6 既設橋脚の剛性と固有周期

橋脚剛性	既設モデル橋梁		補強モデル橋梁	
	固有周期 sec	有効質量比 %	固有周期 sec	有効質量比 %
① 基本	1.104	84.0	0.768	63.0
② 剛性1	0.761	84.0	0.619	60.0
③ 剛性2	0.624	84.0	0.539	58.0
④ 剛性3	0.544	84.0	0.485	58.0
⑤ 剛性4	0.431	84.0	0.401	57.0

①～⑤の橋脚断面を有する既設橋梁とパイプアーチ補強後の非線形時刻歴応答解析を実施した。ここに入力地震波形は3-4の解析で用いたものと同様である。図-3. 12と図-3. 13はI種地盤とII種地盤の応答加速度とその時の周期をそれぞれの標準加速度応答スペクトルにプロットしたものである。この図から、応答加速度は標準加速度応答スペクトルに相関することが判る。

図-3. 14は横軸に既設橋梁と補強後橋梁との固有周期比を、縦軸に既設橋梁と補強後橋梁との応答加速度比

表-3. 7 既設橋脚の剛性と時刻歴応答解析結果

入力 波形	橋脚剛性	降伏剛性 を用いた 固有周期	既設モデル橋梁		補強モデル橋梁					
			曲げモーメント	回転角	P2橋脚基部		P3橋脚基部			
					曲げモーメント	回転角	曲げモーメント	回転角		
I 種 地 盤	① 基本	1.104	165.6	0.0101	171.3	0.0120	×	183.1	0.0158	×
	② 剛性1	0.761	359.7	0.0119	361.9	0.0125	×	360.6	0.0122	×
	③ 剛性2	0.624	745.7	0.0053	647.0	0.0033	○	644.3	0.0033	○
	④ 剛性3	0.544	868.5	0.0028	872.3	0.0029	×	868.4	0.0028	○
	⑤ 剛性4	0.431	1056.0	0.0012	1095.0	0.0012	×	1089.0	0.0012	×
II 種 地 盤	① 基本	1.104	192.3	0.0188	175.1	0.0132	○	189.6	0.0179	○
	② 剛性1	0.761	387.1	0.0194	343.4	0.0074	○	341.5	0.0069	○
	③ 剛性2	0.624	707.4	0.0045	677.4	0.0039	○	675.7	0.0039	○
	④ 剛性3	0.544	904.3	0.0033	841.7	0.0025	○	839.5	0.0025	○
	⑤ 剛性4	0.431	916.0	0.0010	1008.0	0.0011	×	1003.0	0.0011	×

をとり、①～⑤の結果をI種地盤とII種地盤についてプロットしたものである。これによると、既設橋梁と補強後橋梁との固有周期比が小さくなるほど応答加速度が大きくなっている。また、既設橋梁の剛性が高いほど応答加速度の大きくなる傾向は小さい。

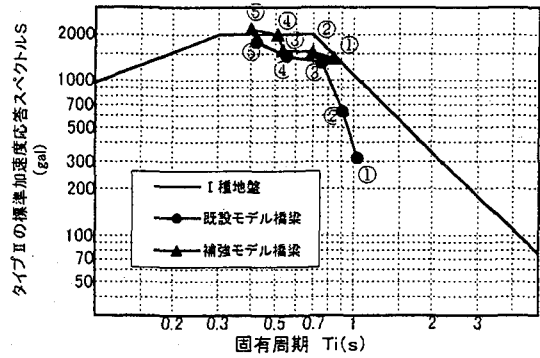


図-3. 12 I種地盤の時刻歴応答加速度

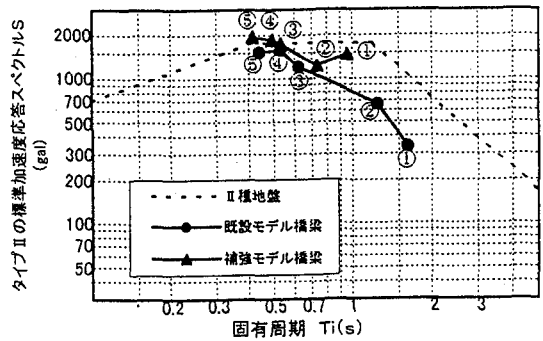


図-3. 13 II種地盤の時刻歴応答加速度

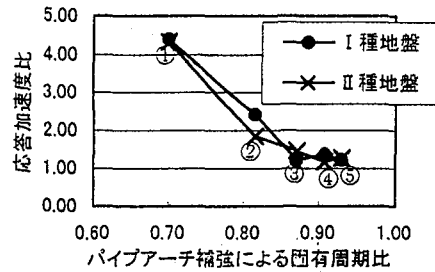


図-3. 14 補強後の固有周期比と応答加速度比

P2およびP3橋脚基部の最大モーメントと最大回転角の応答結果を表-3. 7に示す。表中に示す○印は既設橋梁より応答が下がったケースを示している。これによると、既設橋脚の剛性により応答が異なることが判る。

3-6. 支承の摩擦減衰

パイプアーチクラウン部の支承構造を図-3. 15 に示す。支承本体は積層ゴム支承で支承下部はパイプアーチに剛結されており、支承上部は上部構造と圧着されている。上部構造からの水平力は上部構造のコンクリートと支承上部のゴムとの摩擦力でパイプアーチに伝達される。このとき、ゴム支承のすべり開始水平力 H は下式で示される。すべり開始の後の支承部の挙動は図-3. 16 に示すバイリニア型の履歴曲線を描くことが支承の載荷実験で確認された。このすべり支承について、ゴムの支圧応力度、ゴムのせん断弾性係数、ゴム支承高さ、コンクリートとの接触面の仕上げ状態をパラメータとして載荷実験を実施している。実験結果の一例を図中に示す。この支承部の履歴特性を解析モデルに取り込み、支承の摩擦減衰を考慮した時刻歴応答解析を行った。

$$H = \mu \cdot R \quad (3.1)$$

ここに μ : コンクリートと鋼の摩擦係数

R : 鉛直力でパイプアーチ施工時に導入する。

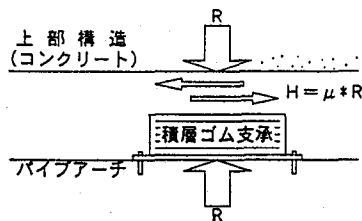


図-3. 15 支承構造

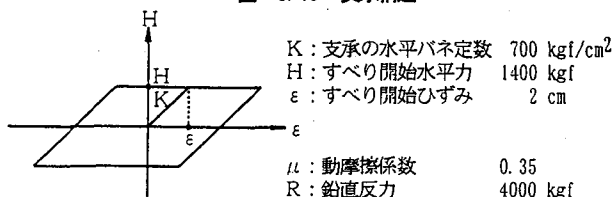


図-3. 16 支承部の履歴特性の一例

その解析結果を表-3. 8 に示す。上部構造の変位、速度および加速度の最大応答値や橋脚基部のモーメントおよび回転角の最大応答値はいずれも支承部の摩擦減衰を考慮すると減少させることができる。

表-3. 8 支承の摩擦減衰を取り入れた時刻歴応答解析結果

アーチクラウン部支承条件		補強モデル橋梁	
		弾性バネ	バイリニア
入力波形		I種地盤	
上部構造	最大応答変位 (m)	0.225	0.166
	最大応答速度 (m/s)	1.474	1.263
	最大応答加速度 (m/s ²)	9.704	5.535
P2橋脚基部	最大曲げモーメント (tf・m)	171.3	156.9
	最大回転角 (1/m)	0.0120	0.0073
P3橋脚基部	最大曲げモーメント (tf・m)	183.1	156.9
	最大回転角 (1/m)	0.0158	0.0073

3-7. 巻立て工法による補強

既設橋梁の橋脚を一般的な巻立て工法で補強した場合の検討を行った。巻立て工法としてはコンクリート巻立て工法と鋼板巻立て工法を選定した。その断面を図-3. 17 に示す。コンクリート巻立て工法の断面は既設橋脚に

厚さ 25 cm のコンクリートを巻立てたもので、その中に軸方向鉄筋 D16 と横拘束筋 D16 を 15 cm 間隔で配置している。鋼板巻立て工法は板厚 $t=9\text{mm}$ の鋼板を巻立て、アンカー筋 D29 でフーチングに定着したものである。

固有値解析結果を表-3. 9 に示す。ここに、橋脚断面の剛性は弾性剛性を用いた。橋軸方向、橋軸直角方向ともにコンクリート巻立て工法では既設橋梁に比べて固有周期が短くなっているのに対して、鋼板巻立て工法ではほとんど変化していない。

橋軸方向における非線形時刻歴応答解析結果を表-3. 10 に示す。ここに、入力波形は 3-4 に示した I 種地盤の波形を用いた。上部構造の最大応答加速度はコンクリート巻立て工法および鋼板巻立て工法ともに既設モデル橋梁に比べて増加している。橋脚基部の最大応答曲げモーメントおよび回転角も同様に巻立て工法では増加しており、その値は既設モデル橋梁の 1.6 倍~1.85 倍になっている。このことは、既設橋梁の橋脚を補強することにより基礎が負担すべき荷重が大きくなったことを示している。

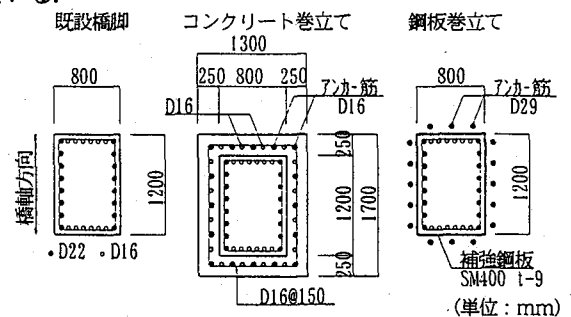


図-3. 17 巻立て工法の断面

表-3. 9 巻立て工法で補強した橋梁の固有周期

次数	既設モデル橋梁		コンクリート巻立て工法		鋼板巻立て工法		
	固有周期	有効質量比	固有周期	有効質量比	固有周期	有効質量比	
	sec	%	sec	%	sec	%	
橋軸方向	1	0.533	84.0	0.285	74.0	0.519	84.0
	2	0.208	5.0	0.133	7.0	0.203	5.0
直角方向	1	0.372	81.0	0.212	73.0	0.349	81.0
	2	0.250	9.0	0.149	7.0	0.236	9.0

表-3. 10 巻立て工法で補強した橋梁の非線形時刻歴応答解析結果

入力波形		既設モデル橋梁	コンクリート巻立て工法	鋼板巻立て工法
		I種地盤		
上部構造	最大応答変位 (m)	0.129	0.126	0.150
	最大応答速度 (m/s)	0.830	0.918	1.037
	最大応答加速度 (m/s ²)	2.209	3.535	3.459
橋脚基部	最大曲げモーメント (tf・m)	165.6	306.3	272.5
	最大回転角 (1/m)	0.0101	0.0120	0.0112

4. 実橋の耐震補強例

4-1. 解析モデル

実在する既設橋梁の諸元を表-4. 1 に示す。今回設計の対象とした区間は A1 橋台から P5 橋脚までの 5 径間で、

その上部構造は単純 PC げたから成り、隣接するけたは PC 鋼棒でけた間連結された構造である。下部構造は RC ラーメン橋脚で P2 および P3 橋脚の支承条件は固定支承、A1 橋台、P1、P4 および P5 橋脚のそれは可動支承となっている。本橋について立体モデルを作成して既設橋梁およびパイプアーチ補強後の解析を行った。図-4. 1 に補強後の解析モデルを示す。

図-4. 2 に示すように、解析モデルには、けた間連結装置、アンカーボルト、支承を組み込んだ。ここに、クラウン部の支承は 3-6 で示したすべり支承を用いた。けた間連結装置の部材特性は図-4. 2 に示す橋軸方向のみに作用する弾性バネを、アンカーボルトは図-4. 3 に示す橋軸方向にバイリニア型の非線形弾性バネを、支承は橋軸方向と橋軸直角方向および鉛直方向の弾性バネを用いた。基礎は鋼管くい基礎であることから、くいの鉛直、水平、回転および連成の弾性バネを設定した。また、隣接する橋梁を考慮するためにスパンを1径間付加し P6 橋脚に図-4. 4 に示す拘束条件を与えた。橋脚部材の非線形特性は降伏モーメント (M_y)、終局モーメント (M_u) を結ぶバイリニアモデルとし、復元力特性は武田モデルとした。パイプアーチの非線形特性は図-3. 1 の既設モデル橋梁と同じ移動硬化型のバイリニアモデルとした。

表-4. 1 既設橋梁の諸元

	上部構造：PCプレテンション単純Tけた
	下部構造：RCラーメン橋脚
	基礎形式：鋼管くいφ400mm
支間割	8@14.15m+24.2m+27.0m+18.07m +2@14.15m (橋長232.00m)
活荷重	TL-20
設計水平震度	鉛直方向：0.05
	水平方向：0.15
下部工材料	コンクリート： $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$
	鉄筋：SD295

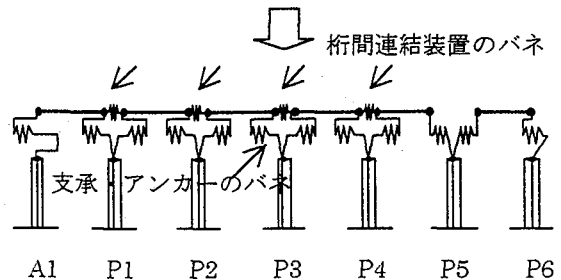
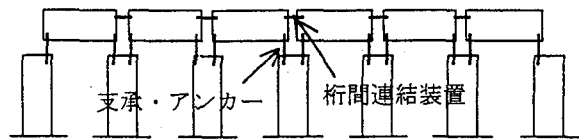


図-4. 2 モデル化

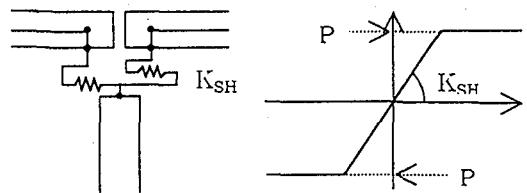


図-4. 3 アンカーボルトのモデル化

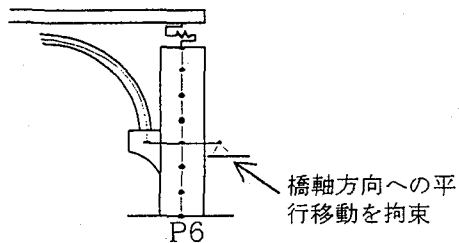


図-4. 4 P6橋脚の拘束条件

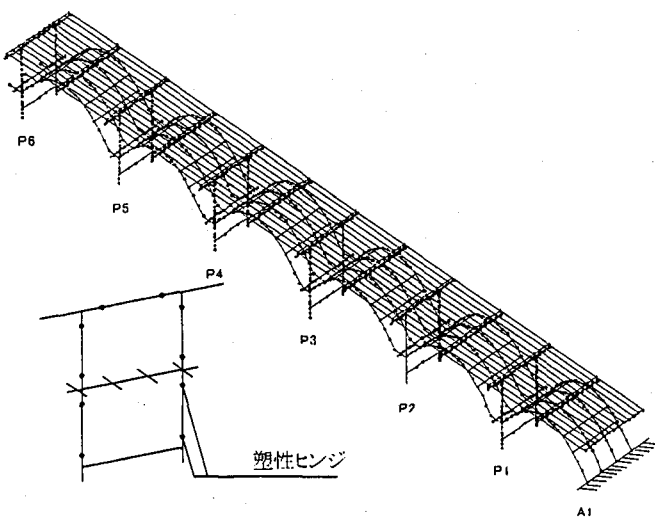


図-4. 1 実橋パイプアーチ補強後の解析モデル

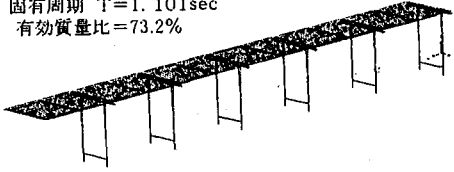
4-2. 固有値解析

既設橋梁とパイプアーチ補強後についての橋軸方向および橋軸直角方向の固有値解析結果を表-4. 2 に示す。対応する固有モードを図-4. 5、図-4. 6 に示す。橋軸方向は既設橋梁およびパイプアーチ補強後ともに 1 次モードが卓越しており、橋軸直角方向については既設橋梁では 1 次および 2 次モードが、パイプアーチ補強後では 1 次モードが卓越している。

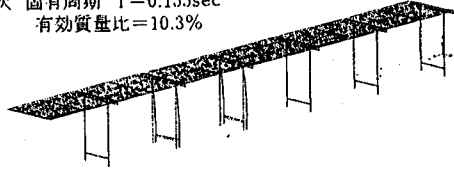
表-4. 2 実橋の固有値解析結果

	次数	既設橋梁		パイプアーチ補強後橋梁	
		固有周期	有効質量比	固有周期	有効質量比
		sec	%	sec	%
橋軸方向	1	1.101	73.2	0.751	71.1
	2	0.155	10.3	0.170	1.2
	3	0.153	3.2	0.167	0.7
橋軸直角方向	1	0.899	37.2	0.470	72.4
	2	0.698	36.2	0.393	1.2
	3	0.438	0.1	0.301	3.9

1次 固有周期 $T=1.101\text{sec}$
有効質量比=73.2%



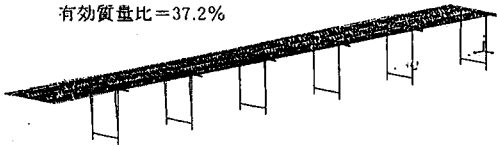
2次 固有周期 $T=0.155\text{sec}$
有効質量比=10.3%



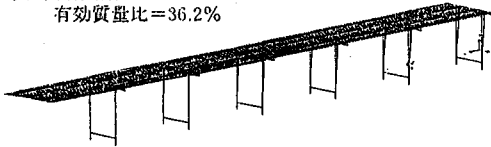
既設橋梁

図-4.5 固有モード図(橋軸方向)

1次 固有周期 $T=0.899\text{sec}$
有効質量比=37.2%



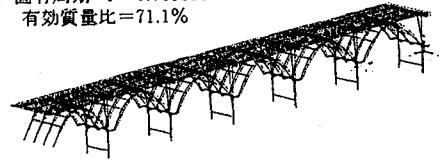
2次 固有周期 $T=0.698\text{sec}$
有効質量比=36.2%



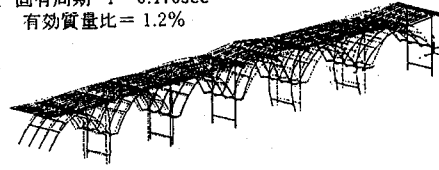
既設橋梁

図-4.6 固有モード図(橋軸直角方向)

1次 固有周期 $T=0.751\text{sec}$
有効質量比=71.1%

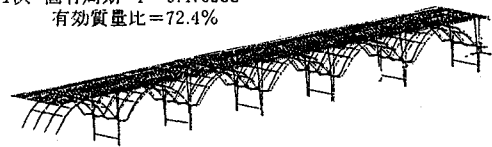


1次 固有周期 $T=0.170\text{sec}$
有効質量比=1.2%

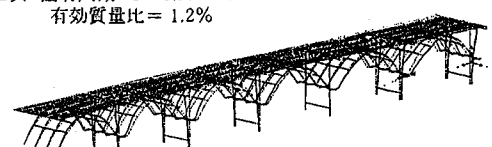


パイプアーチ補強後橋梁

1次 固有周期 $T=0.470\text{sec}$
有効質量比=72.4%



2次 固有周期 $T=0.393\text{sec}$
有効質量比=1.2%



パイプアーチ補強後橋梁

4-3. 静的解析

既設橋梁とパイプアーチ補強後についての橋軸方向および橋軸直角方向の非線形静的解析をプッシュオーバーアナリシスにより解析した。橋軸方向の解析結果を図-4.7, 図-4.8に, 橋軸直角方向を図-4.9, 図-4.10に示す。この図は縦軸に水平震度を, 横軸にP2-P3主げた中央の水平変位を取り, 各部材の降伏した点をプロットしたものである。

非線形静的解析結果を表-4.3に示す。表4.3と図4.7~4.10から初降伏と終局の定義は次のとおりとした。

1) 橋軸方向載荷(既設橋梁)

橋脚が最初に降伏した時点を初降伏とした。この場合, 固定橋脚であるP2, P3橋脚基部が最も早く降伏した。また, 全体構造系の終局は, 橋脚全てが降伏した後, 最後に降伏したP5橋脚基部の塑性回転角が終局塑性回転角を越えた時点を終局とした。

2) 橋軸方向載荷(パイプアーチ補強後)

橋脚が最初に降伏した時点を初降伏とした。この場合, P3橋脚基部が最も早く降伏した。また, 全体構造系の終局は, 震度-変位曲線が初降伏後もほぼ直線で伸びており明確な降伏や終局が現れていない。

3) 橋軸直角方向載荷(既設橋梁)

橋脚が最初に降伏した時点を初降伏とした。この場合, 固定橋脚であるP2, P3橋脚の引張側柱基部が最も早く降伏した。また, 全体構造系の終局は, いずれかの橋脚のラーメン橋脚を構成する10ヶ所の塑性ヒンジの内4ヶ所以上の塑性回転角が終局塑性回転角を越えて構造系が不安定となった時点を終局とした。この場合, 固定橋脚であるP2, P3橋脚基部が最も早く終局に至った。

4) 橋軸直角方向載荷(パイプアーチ補強後)

橋脚が最初に降伏した時点を初降伏とした。この場合, P3橋脚の引張側柱上端が最も早く降伏した。また, 全体構造系の終局は, 震度-変位曲線からも判るように, P5橋脚基部が降伏した時点で, 上部構造の水平力を受け持つのがA1橋台側パイプアーチのみとなる。よって, P5橋脚が終局に達した時点を終局とした。

上記の初降伏と終局の定義により地震時保有水平耐力の照査を行った。その結果は表-4.3に示すように, 既設橋梁では橋軸方向および橋軸直角方向ともに所定の保有水平耐力を満足していない。これに対し, パイプアーチ補強後の橋軸方向については明確な降伏や終局が現れないため所定の保有水平耐力は保有すると判断した。同じく, 橋軸直角方向についても所定の保有水平耐力を満足する結果となった。

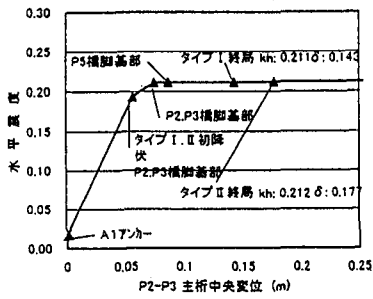


図-4.7 橋軸方向既設橋梁の震度-変位曲線

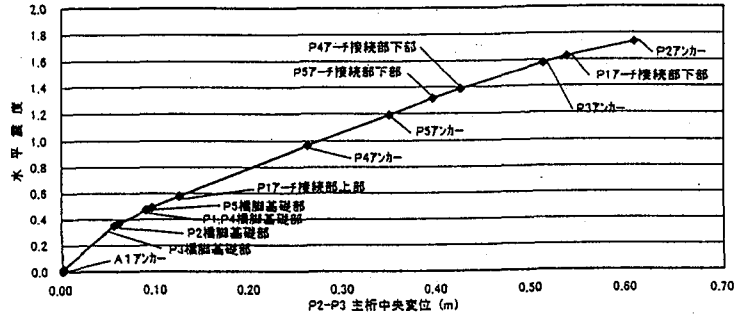


図-4.8 橋軸方向パイプアーチ補強後橋梁の震度-変位曲線

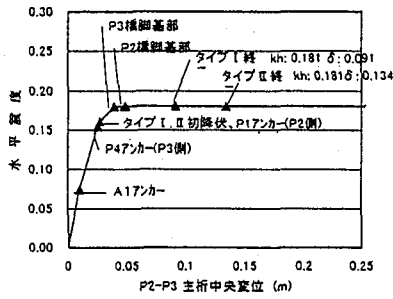


図-4.9 橋軸直角方向既設橋梁の震度-変位曲線

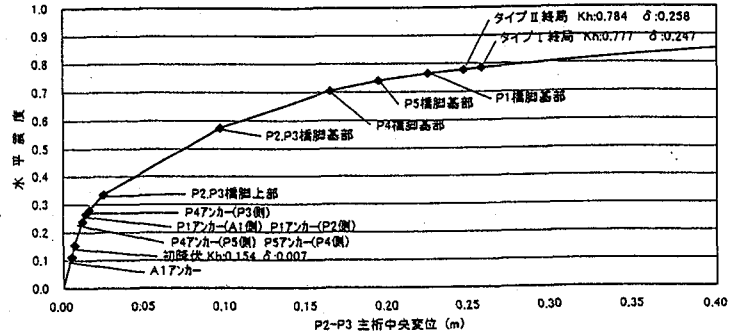


図-4.10 橋軸直角方向パイプアーチ補強後橋梁の震度-変位曲線

表-4.3 非線形静的解析結果

	橋軸方向				橋軸直角方向				
	既設橋梁		パイプアーチ補強後橋梁		既設橋梁		パイプアーチ補強後橋梁		
	タイプ I	タイプ II	タイプ I	タイプ II	タイプ I	タイプ II	タイプ I	タイプ II	
初降伏時震度	Khyo	0.193	0.193	明らかな	明らかな	0.161	0.161	0.154	0.154
初降伏時変位	$\delta y_0(m)$	0.056	0.056	明らかな	明らかな	0.027	0.027	0.007	0.007
終局時震度	Khu	0.211	0.212	終局現れず	終局現れず	0.181	0.181	0.777	0.784
終局時変位	$\delta u(m)$	0.143	0.177			0.091	0.134	0.247	0.258
降伏変位	$\delta y(m)$	0.061	0.062	----	----	0.03	0.03	0.035	0.036
安全率	α	3	1.5	----	----	3	1.5	3	1.5
許容塑性率	μa	1.444	2.253	----	----	1.676	3.297	2.998	5.160

表-4.4 非線形静的解析の照査結果

	橋軸方向				橋軸直角方向				
	既設橋梁		パイプアーチ補強後橋梁		既設橋梁		パイプアーチ補強後橋梁		
	タイプ I	タイプ II	タイプ I	タイプ II	タイプ I	タイプ II	タイプ I	タイプ II	
地震時保有水平耐力時震度	Khu	0.211	0.212	----	----	0.181	0.181	0.777	0.784
等価震度	Khe	0.375	0.408	----	----	0.319	0.423	0.219	0.459
判定		x	x	----	----	x	x	○	○
許容残留変位	$\delta Ra(m)$	0.111	0.111	----	----	0.111	0.111	0.111	0.111
応答塑性率	μR	3.185	7.014	----	----	4.175	15.797	0.699	2.094
残留変位	δR	0.081	0.222	----	----	0.057	0.267	----	0.023
判定		○	○	----	----	○	x	○	○

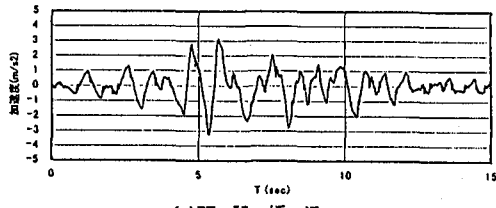
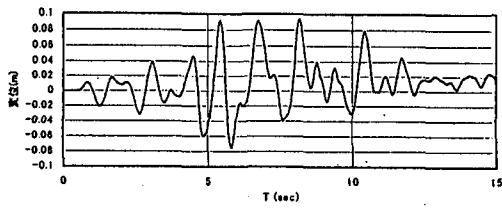
4-4. 非線形時刻歴応答解析

静的解析による耐震設計結果を非線形時刻歴応答解析により照査する。既設橋梁とパイプアーチ補強後について解析を行い、橋軸方向のパイプアーチによる補強効果と橋軸直角方向の中間梁を付加した効果を確認した。

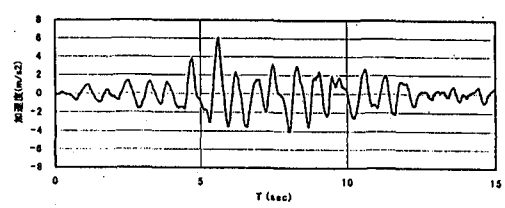
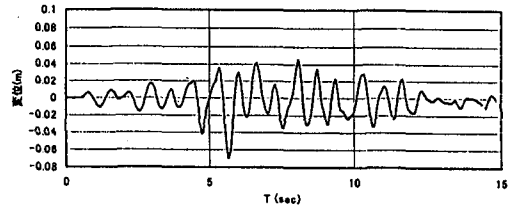
橋軸方向加震における上部構造の応答変位、応答加速度時刻歴を図-4.11，橋脚基部塑性ヒンジの応答曲げモーメントと応答回転角との関係(M- θ 履歴曲線)を図-4.12に示す。既設橋梁をパイプアーチ補強することにより応答変位は94mmから69mmに減少している

のに対し、応答加速度は $3.2m/sec^2$ から $6.1m/sec^2$ に増加している。同じくP3固定橋脚の応答回転角は $0.0055rad$ から $0.0022rad$ に、P5可動橋脚のそれは $0.0033rad$ から $0.0007rad$ に減少している。

橋軸直角方向加震における上部構造の応答変位、応答加速度の時刻歴を図-4.13，橋脚基部のM- θ 履歴曲線を図-4.14に示す。既設橋梁をパイプアーチ補強することにより応答変位は166mmから102mmに減少しているのに対し、応答加速度は $6.2m/sec^2$ から $11.3m/sec^2$ に増加している。

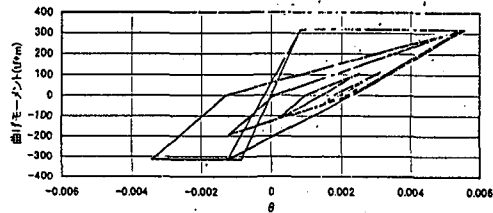


(a)既設橋梁

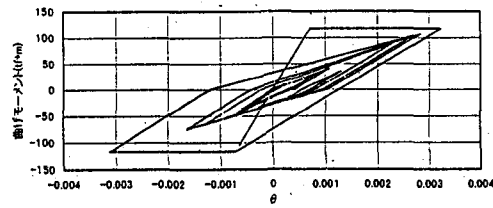


(b)パイプアーチ補強後橋梁

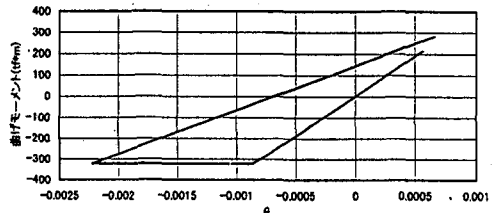
図-4.11 上部構造の応答変位、応答加速度時刻歴(橋軸方向)



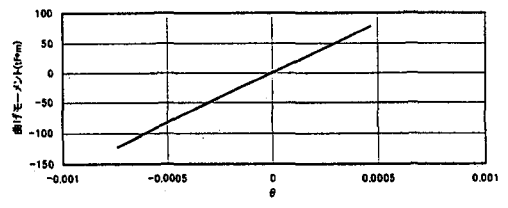
P3橋脚基部 (固定)



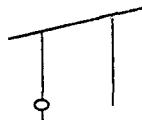
P5橋脚基部 (可動)



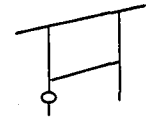
P3橋脚基部 (固定)



P5橋脚基部 (可動)

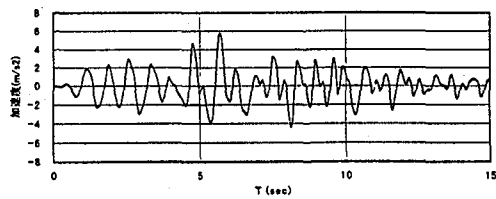
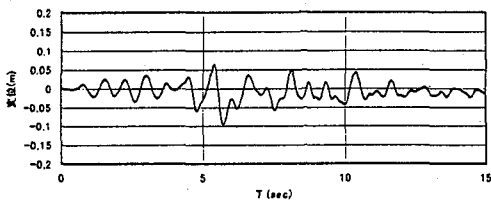


(a)既設橋梁

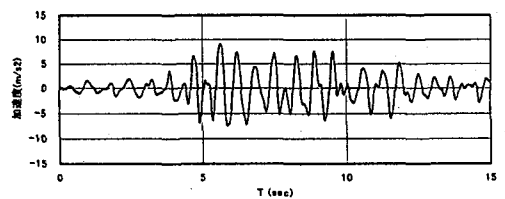
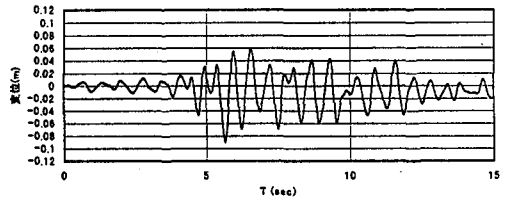


(b)パイプアーチ補強後橋梁

図-4.12 橋脚基部のM-θ履歴曲線(橋軸方向)

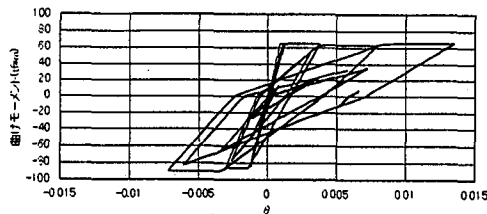


(a)既設橋梁

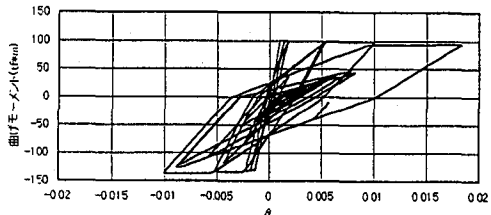


(a)パイプアーチ補強後橋梁

図-4.13 上部構造の応答変位・加速度時刻歴(橋軸直角方向)

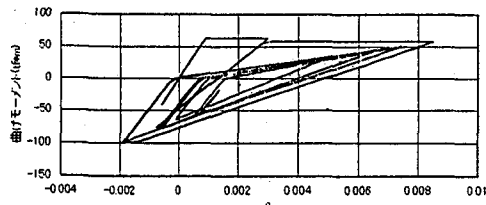


P3橋脚基部 (固定)

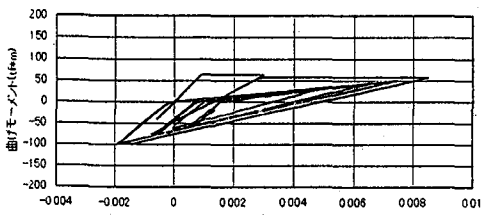


P5橋脚基部 (可動)

(a) 既設橋梁



P3橋脚基部 (固定)



P5橋脚基部 (可動)

(b) パイプアーチ補強後橋梁

図-4.14 橋脚基部のM-θ履歴曲線(橋軸直角方向)

各橋脚の塑性ヒンジ発生箇所は、既設橋梁では橋脚柱上部および基部であるのに対して、パイプアーチ補強後橋梁ではさらに中間梁上下にも発生しておりエネルギーを分散して消費していると考えられる。このとき、橋脚基部の最大応答回転角は0.018rad から0.008rad に減少している。

非線形時刻歴応答解析結果による既設橋梁とパイプアーチ補強後の照査結果を表-4.5、表-4.6に示す。表中の①②、①～⑩は表下の番号に対応している。照査は橋脚に発生する塑性ヒンジの最大応答回転角が許容回転角以内に納まることで判定している。ここに、橋脚の橋軸直角方向はラーメン構造であるため、橋脚を構成する10ヶ所の塑性ヒンジの内4ヶ所以上の塑性回転角が終局塑性回転角を越えて、構造系が不安定となった時点でOUTと判断した。これによると、既設橋脚は橋軸方向および橋軸直角方向ともに不安定であるが、パイプアーチ補強を行うことにより安全なものとする事ができる。

表-4.5 非線形時刻歴応答解析による照査結果(橋軸方向)

		位置	許容回転角 θ_a (rad)	最大回転角 θ (rad)	判定
既設橋梁	P3 固定	①	0.00326	0.00554	$\theta_a < \theta$
		②	0.00326	0.00555	$\theta_a < \theta$
	P5 可動	①	0.00788	0.00326	$\theta_a > \theta$
		②	0.00788	0.00323	$\theta_a > \theta$
パイプアーチ 補強後橋梁	P3 固定	①	0.00326	0.00222	$\theta_a > \theta$
		②	0.00326	0.00222	$\theta_a > \theta$
	P5 可動	①	0.00788	0.00074	$\theta_a > \theta$
		②	0.00788	0.00074	$\theta_a > \theta$

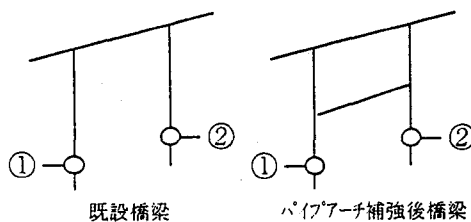
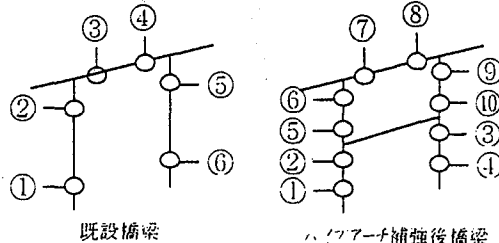


表-4.6 非線形時刻歴応答解析による照査結果(橋軸直角方向)

		位置	許容回転角 θ_a (rad)	最大回転角 θ (rad)	判定
既設橋梁	P3 固定	①	0.00977	0.01346	$\theta_a < \theta$
		②	0.01313	0.01302	$\theta_a > \theta$
		③	0.00734	0.00004	$\theta_a > \theta$
		④	0.00734	0.00004	$\theta_a > \theta$
		⑤	0.01313	0.01202	$\theta_a > \theta$
	P5 可動	①	0.00969	0.01826	$\theta_a < \theta$
		②	0.01300	0.01782	$\theta_a < \theta$
		③	0.00734	0.00006	$\theta_a > \theta$
		④	0.00734	0.00007	$\theta_a > \theta$
		⑤	0.01300	0.01637	$\theta_a < \theta$
パイプアーチ 補強後橋梁	P3 固定	①	0.00977	0.00849	$\theta_a > \theta$
		②	0.01021	0.00763	$\theta_a > \theta$
		③	0.01021	0.00280	$\theta_a > \theta$
		④	0.00977	0.00593	$\theta_a > \theta$
		⑤	0.01182	0.01429	$\theta_a < \theta$
	P5 可動	⑥	0.01313	0.01505	$\theta_a < \theta$
		⑦	0.00734	0.00006	$\theta_a > \theta$
		⑧	0.00734	0.00006	$\theta_a > \theta$
		⑨	0.01313	0.01294	$\theta_a > \theta$
		⑩	0.01182	0.00892	$\theta_a > \theta$
パイプアーチ 補強後橋梁	P3 固定	①	0.00969	0.00590	$\theta_a > \theta$
		②	0.01013	0.00397	$\theta_a > \theta$
		③	0.01013	0.00243	$\theta_a > \theta$
		④	0.00969	0.00386	$\theta_a > \theta$
		⑤	0.01171	0.01327	$\theta_a < \theta$
	P5 可動	⑥	0.01300	0.01491	$\theta_a < \theta$
		⑦	0.00734	0.00008	$\theta_a > \theta$
		⑧	0.00734	0.00008	$\theta_a > \theta$
		⑨	0.01300	0.01316	$\theta_a < \theta$
		⑩	0.01171	0.01155	$\theta_a > \theta$



4-5. B活荷重に対する補強効果

既設の橋梁をパイプアーチで補強することにより、上部構造げた中央に支点を付加することができるため、活荷重による上部構造げたの応力を緩和することができる。また、パイプアーチのクラウン部をフラットジャッキを用いて上側に突き上げることににより、上部構造げたの死荷重時の応力を緩和することができる。ここに、上部構造重量の 1/3 をアーチクラウンに負担させた時の上部構造げた中央の応力度状態を表-4.7に示す。これにより耐震補強効果に加え、B活荷重に対する補強効果も得られることが判る。

表-4.7 上部構造げたの応力度(kgf/cm²)

		既設橋梁		パイプアーチ補強後橋梁	
		上縁	下縁	上縁	下縁
死荷重時	応力度	54.9	44.4	28.8	81.2
	許容値	0.0 ≤ σ ≤ 160.0		0.0 ≤ σ ≤ 160.0	
	判定	○	○	○	○
B活荷重時	応力度	111.0	-35.0	85.3	1.3
	許容値	-18.0 ≤ σ ≤ 160.0		-18.0 ≤ σ ≤ 160.0	
	判定	○	×	○	○

5. まとめ

橋脚柱を直接コンクリートや鋼板で巻き立てる巻立て工法は、柱断面の靱性が向上すると共にその耐力も向上するが、基礎が負担すべき耐力も増加する事となり既設基礎の耐力に余裕が少ない場合にはその補強も必要となることもある。本論文で述べたパイプアーチ工法は、橋脚柱の補強ではなく、橋梁全体の剛度を高めることによる、基礎の補強を必要としない補強工法であることを確認することができた。

上部構造形式が単純PCげたで下部構造形式が鉄筋コンクリート門型ラーメン橋脚から成る3径間のモデル橋梁にパイプアーチ工法を適用した検討で、提案したパイプアーチ工法は下記の特徴を有することが判った。

①橋軸方向および橋軸直角方向の固有値解析結果から、補強後の固有周期は補強前のそれより短くなっており、パイプアーチ補強により橋梁全体系としての剛性が高くなる。

② 非線形静的解析結果より、パイプアーチ補強を行うことで橋軸方向および橋軸直角方向共に、橋脚基部の降伏震度が高くなる。

③ パイプアーチ補強を行うことにより上部構造の最大応答加速度は増加する。この増加量は既設橋梁の剛性が高いほど影響が少ない。

④ ①、②の橋梁全体系としての剛性の向上と③の応答加速度の増加との関係により、パイプアーチ工法の補強効果は地盤種別や既設橋脚の剛性により異なる。

⑤パイプアーチクラウン部に積層ゴム支承を配置し、すべり支承とすることにより地震エネルギーを吸収することができる。

実橋を用いた補強設計で、パイプアーチ工法は耐震補強に有効であることが確認できた。ただし、既設橋脚に配置されている帯鉄筋が未確認であるため曲げ耐力のみの検討に留めている。また、パイプアーチの地震時の応力状態を弾性部材に留めることにより、これが落橋防止装置としての機能を果たし、想定以上の地震に対しても“落橋”と言う事態を免れる期待は大きい。さらに、パイプアーチで補強することによりB活荷重に対する補強効果も得られた。

以上のように、基礎の補強をすることなく、耐震性の向上、落橋の防止、B活荷重への対応を図れるパイプアーチ工法で、補強効果とコストとのバランスのとれた設計が可能となると考えられる。

最後に、本研究は平面アーチを用いた橋軸方向に対する補強効果を主眼としたものであったが、さらに、パイプアーチ部材を立体的に配置し橋軸方向および橋軸直角方向の補強効果が得られる構造について、今後検討の予定である。

参考文献

- 1) 既設道路橋の耐震補強に関する参考資料 平成9年8月 社団法人 日本道路協会
- 2) 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編 平成8年12月 社団法人 日本道路協会
- 3) 既設道路橋基礎の補強に関する参考資料 平成12年2月 社団法人 日本道路協会

(2000年9月14日受付)