

【論文】

雲海橋の耐震性について

水田洋司*¹、江藤靖浩*²

An Earthquake Resistance of Unkai Bridge

Yoji MIZUTA and Yasuhiro ETO

We took up a half through steel Lohse Bridge constructed in 1973 to a study object in this paper. And, we did examination of whether this bridge satisfied earthquake-proof performance in a standard of current the specification of a highway bridge. After that, we examined the earthquake-proof performance after having put earthquake-proof reinforcement, too. At first, we did examination of whether the study object bridge satisfied the earthquake-proof performance 1 by earthquake vibration of level 1 and we did examination of whether satisfied the earthquake-proof performance 2 by earthquake vibration of level 2, next. As a result, this bridge needed earthquake-proof reinforcement and we carried out earthquake-proof reinforcement such as the concrete filling, PUFA filling, the establishment of sliding support and examined about the earthquake-proof performance, too.

Key Words: Earthquake Resistance, half through steel Lohse Bridge, level1, level2 earthquake-proof performance, highway bridge, sliding support, PUFA filling

1 序論

1995年に発生した兵庫県南部地震は、国内では戦後最大の震災をもたらし、道路橋にも甚大な被害が生じた。これを踏まえ、2002年3月改定の道路橋示方書耐震設計編¹⁾(以後道示と呼ぶ)では、マグニチュード7級の内陸直下で発生する地震動(タイプII)に対しても、必要な耐震性を確保するように改訂された。それにより兵庫県南部地震以前の基準で耐震設計された既存の橋梁には、現在の基準を満たさず、耐震補強を必要とするものが多数存在する。

改訂された道示では、地震時の挙動が複雑でない橋梁については、震度法及び地震時保有水平耐力法等の静的解析を用いることができるが、地震時の挙

動が複雑な橋梁については応答スペクトル法及び時刻歴応答解析法等の動的解析を行い、その結果を設計に取り入れるように規定されている。道示では中路式アーチ橋は、地震時の挙動が複雑な橋梁に分類されている。また、この種の橋梁は震災経験の蓄積が少なく、部材としての地震時保有水平耐力の評価方法もまだ十分解明されていないという点からも、動的解析が必要である。

本論文では、1973年に架設された中路式鋼ローゼ橋を取り上げ、現在の道示に則り耐震補強の必要性を照査し、耐震補強後の耐震性能についても検討した。まず、レベル1地震動で耐震性能1を満足しているか照査し、次にレベル2のタイプII地震動で耐震性能2を満足するか照査した。その結果、耐震補強が必要となりコンクリート充填、PUFA²⁾³⁾(新素材)充填、すべり支承⁴⁾の設置等の耐震補強を行い、

*1 工学部都市基盤デザイン工学科

*2 工学研究科土木工学専攻

その耐震性能についても照査した。

2 対象橋梁と解析条件

2.1 対象橋梁の諸元とモデル

本論文では、図 2.1 に示す 2 ヒンジの中路式鋼ローゼ橋を研究対象としている。この橋梁は 1973 年に架設されているが、道示に基づいて動的解析を行い、耐震性の検討を行った。対象橋梁の諸元を表 2.1 に、使用鋼材の特性値を表 2.2 に、骨組みモデルを図 2.2 に示す。補剛桁、アーチリブ、支柱、床桁、アーチリブ支材、支柱支材、床版（縦桁含む）ははり要素、吊材、桁部横構、アーチリブ部横構、支柱対傾構はトラス要素とした。部材の減衰定数は道示に従い弾性域の部材は 2%、非線形域に入る部材は 1% とした。支点の境界条件はヒンジ支点で Z 軸回りの回転、ローラー支点で X 軸方向と Z 軸回りの回転を自由とし、その他の変形を拘束した。対象橋梁の基礎は直接基礎のため地盤パネは考慮していない。また地域別補正係数の地域区分は架設地を考慮して B としている。

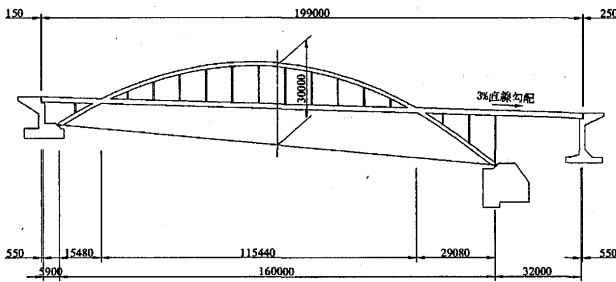


図 2.1 側面図(単位 mm)

表 2.1 橋梁諸元

橋長	アーチスパン	アーチライズ	ライズ比	幅員	車道幅員
199m	160m	30m	1/5.3	8.8m	6.5m

表 2.2 鋼材の特性値

材料	弾性係数 N/mm ²	降伏点 N/mm ²	二次勾配 %
SM490	200000	315	1

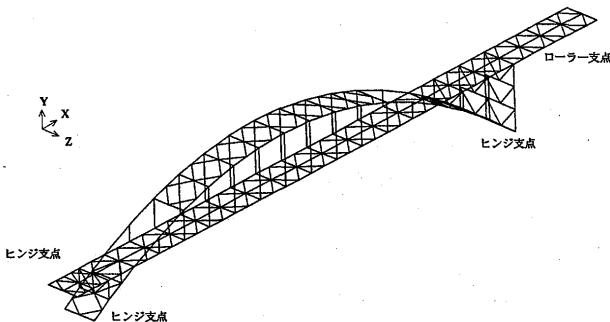


図 2.2 骨組みモデル

2.2 解析手法と入力地震波

解析手法には、Newmark β 法 ($\beta=1/4$) を用いた。積分時間間隔は 0.01 秒とし、40 秒間の時刻歴応答を求めた。また、静解析（自重解析）で得られた応力・ひずみを初期状態として用いた。なお、解析ソフトには TDAPIII を用いた。

入力地震波¹⁾は、道示に記載されている加速度応答スペクトル特性に一致するように振幅調整された地震動で、レベル 1 地震動は日向灘沖地震の板島周辺地盤上（Ⅱ種地盤）、レベル 2 タイプⅡ地震動は兵庫県南部地震の JR 西日本鷹取駅構内地盤上（Ⅱ種地盤）を用いた。レベル 1 地震動の加速度波形を図 2.3 に、レベル 2 タイプⅡ地震動の加速度波形を図 2.4 に示す。レベル 2 タイプⅡ地震動は E-W を橋軸方向に、N-S を面外方向に入力した。

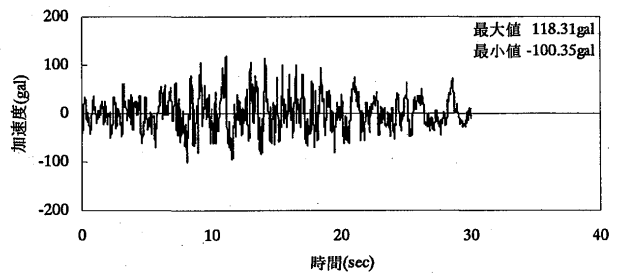
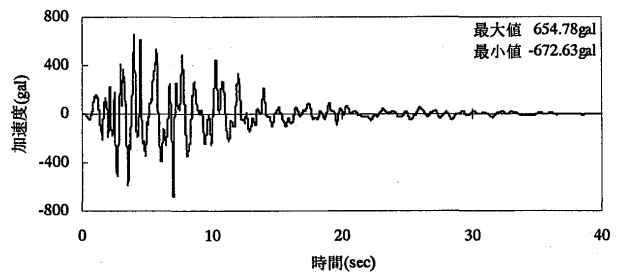
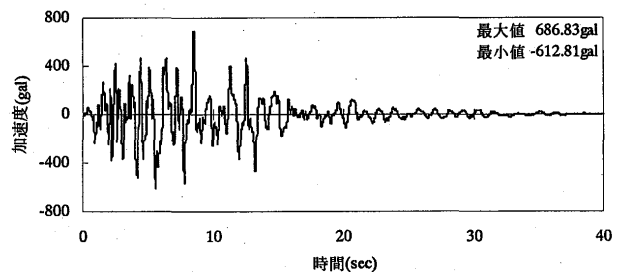


図 2.3 レベル 1 地震動



(a) E-W 成分



(b) N-S 成分

図 2.4 レベル 2 タイプⅡ地震動

3 現橋の耐震性能照査

本橋は橋の重要度が B 種に該当する。したがって、

レベル1地震動で耐震性能1、レベル2タイプII地震動で耐震性能2を満足しているかを照査する。照査では主要部材に主桁とアーチリブを選び、その動的応答に着目している。

3.1 弾性での振動特性

3.1.1 固有振動数と Rayleigh 減衰

動的解析を行う場合には、減衰を適切に評価して用いる必要がある。本研究では Rayleigh 減衰を用いるものとし、固有値解析により算出した振動数およびエネルギー比例減衰によって得られたモード減衰定数を用いて Rayleigh 減衰のパラメータ α および β を橋軸方向、面外水平方向のそれぞれで設定した。

$$C = \alpha M + \beta K \quad (1)$$

ここに、

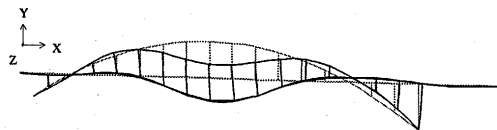
$$\alpha = \frac{4\pi f_1 f_2 (f_1 h_2 - f_2 h_1)}{f_1^2 - f_2^2} \quad \beta = \frac{f_1 h_1 - f_2 h_2}{\pi (f_1^2 - f_2^2)}$$

C:減衰マトリックス M:質量マトリックス K:剛性マトリックス
 h_i : i 次の減衰定数 f_i : i 次の固有振動数

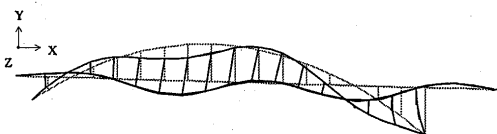
表 3.1 に固有値解析で得られた振動数を示す。色付けされた箇所が基準振動数であり、刺激係数の大きさとモード図から判断した。図 3.1、3.2 は基準振動数のモード図、図 3.3、3.4 は設定した Rayleigh 減衰である。

表 3.1 固有振動数

次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数			モード減衰定数	
		X方向	Y方向	Z方向		
橋軸方向	1	1.0059	-3.038	-0.355	5.7×10^{-13}	0.02
	2	1.6938	3.293	-5.199	1.7×10^{-12}	0.02
	3	2.1843	-7.885	-4.879	-1.4×10^{-14}	0.02
	4	2.2035	1.372	-7.357	-5.1×10^{-14}	0.02
	5	3.1389	0.933	1.186	-7.0×10^{-13}	0.02
面外方向	1	0.77211	-2.4×10^{-14}	5.0×10^{-15}	10.290	0.02
	2	1.1332	-1.3×10^{-13}	-3.8×10^{-14}	-4.520	0.02
	3	1.2105	3.6×10^{-14}	-5.6×10^{-14}	2.497	0.02
	4	1.8097	-5.5×10^{-14}	1.7×10^{-13}	2.123	0.02
	5	1.9663	-2.6×10^{-14}	5.4×10^{-14}	-1.815	0.02

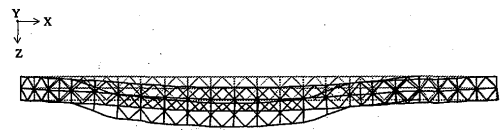


(a) 2次モード(1.6938Hz)

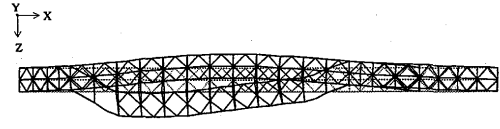


(b) 3次モード(2.1843Hz)

図 3.1 橋軸固有モード



(a) 1次モード(0.77211Hz)



(b) 2次モード(1.1332Hz)

図 3.2 面外固有モード

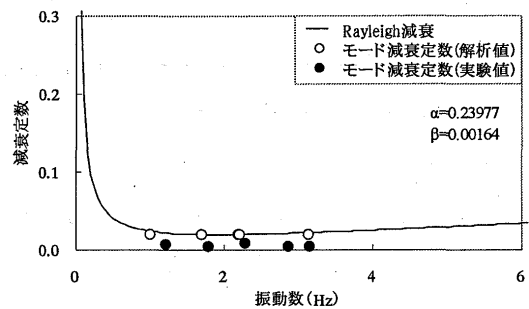


図 3.3 Rayleigh 減衰(橋軸方向)

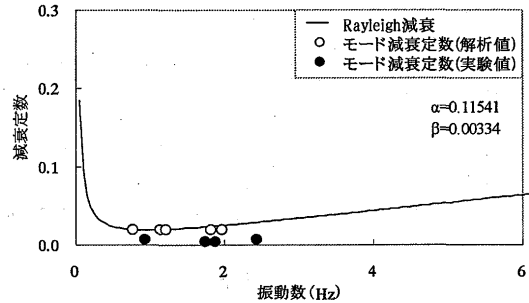


図 3.4 Rayleigh 減衰(面外水平方向)

3.1.2 レベル1地震動

耐震性能1の照査では、橋全体系としての力学特性が弾性域を超えない範囲と定められており、応答曲げモーメントが降伏曲げモーメント以下になることを確かめた。

$$M_y = \left(\sigma_y - \frac{N_{max}}{A} \right) \frac{I}{\eta} \quad (2)$$

M_y :降伏曲げモーメント σ_y :降伏応力 η :縁距離
 N_{max} :応答最大軸力 I :断面2次モーメント A :面積

応答値と降伏値の比較を図 3.5、3.6 に示す。応答値は全て弾性範囲内に納まっており、本橋は耐震性能1を満足していることが確認できた。

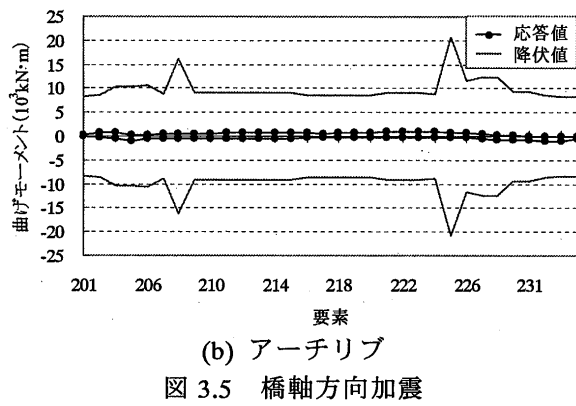
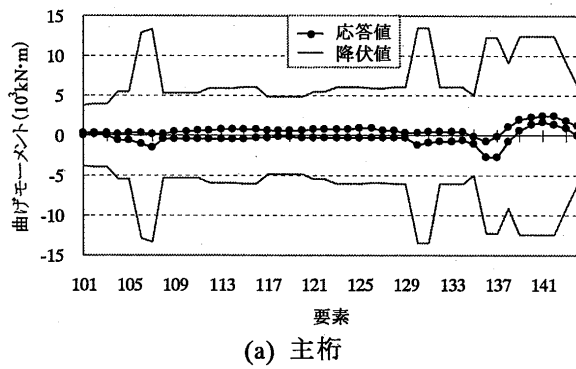


図 3.5 橋軸方向加震

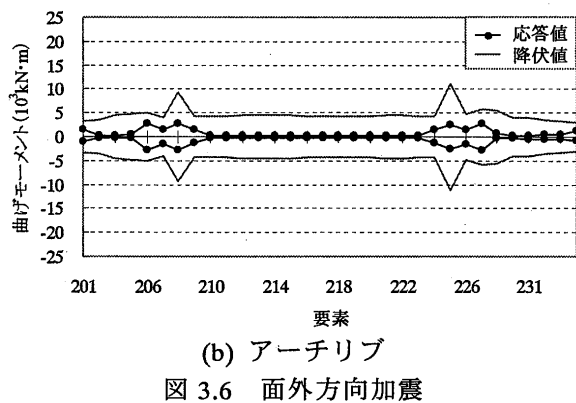
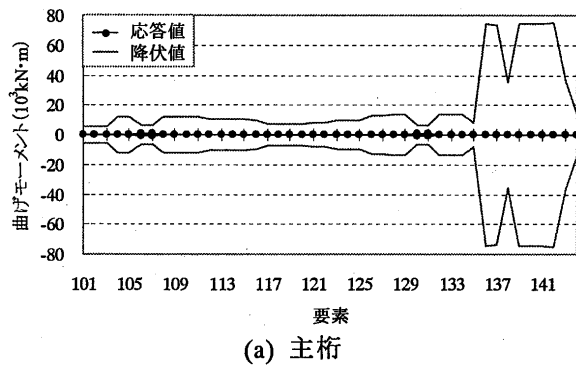


図 3.6 面外方向加震

3・1・3 レベル 2 地震動

耐震性能 1 を満足するかどうかを調べるため、線形時刻歴応答解析を行い、降伏曲げモーメントを超える部材があるかを検討した。図 3.7、3.8 に弾性応

答値を示している。橋軸方向加震時の主桁と面外方向加震時のアーチリブで降伏が見られ、耐震性能 1 は満足しないことが判った。耐震性能 2 は塑性化を考慮する部材の存在を認めているため、弾塑性応答解析の結果を用いた検討が必要となる。

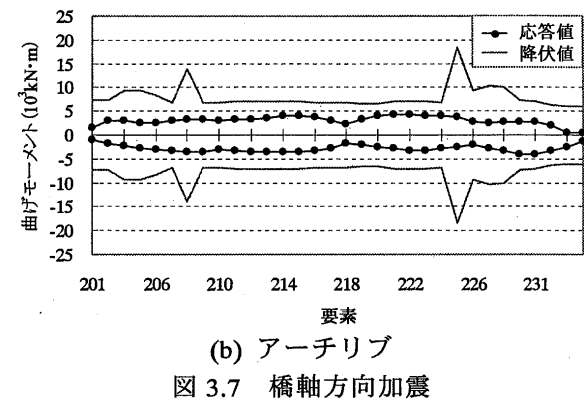
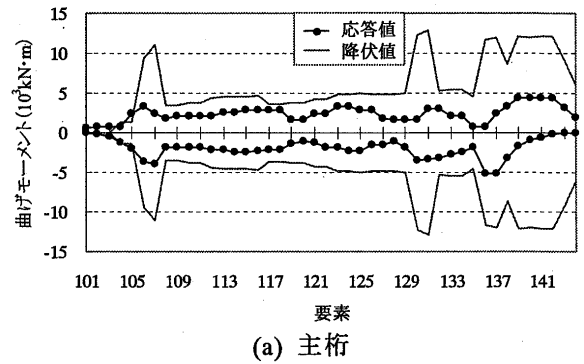


図 3.7 橋軸方向加震

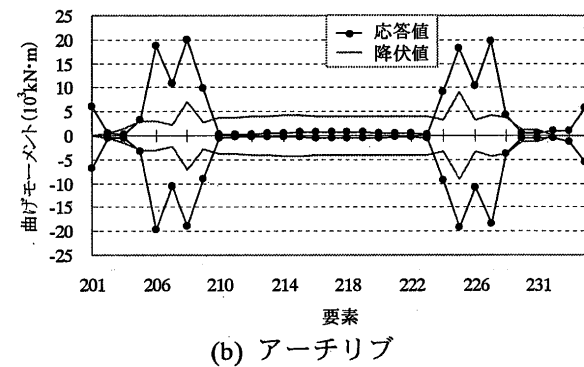
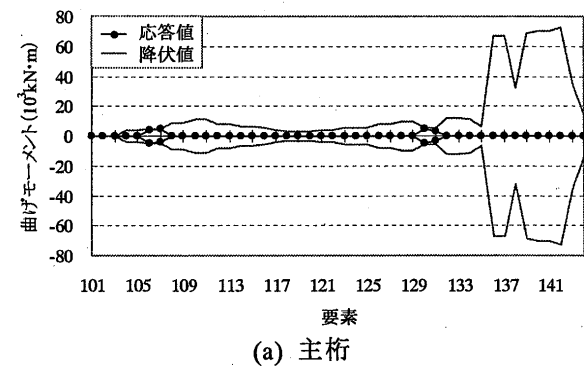


図 3.8 面外方向加震

3.2 弾塑性での振動特性

3.2.1 非線形モデルの材料構成則

本論文では線形解析時の最大応答軸力（圧縮）を考慮した $N_{max}-M-\phi$ のバイリニアを用いた。鋼材は図 3.9 に示す応力-ひずみ関係とし、二次勾配は軟鋼で多く用いられている 1%とした。

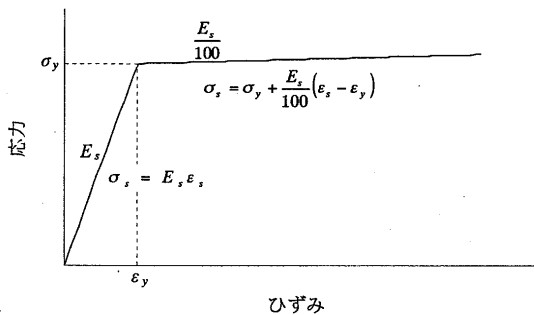


図 3.9 鋼材の応力-ひずみ図

3.2.2 固有振動数と Rayleigh 減衰

表 3.2 に求めた振動数を示す。色付けされた箇所が基準振動数であり、刺激係数の大きさとモード図から判断した。表 3.1 の弾性モデルとのモード減衰の違いは、非線形部材の減衰が 1%であることによる影響である。図 3.10、3.11 は設定した Rayleigh 減衰である。

表 3.2 固有振動数

次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数			モード減衰定数	
		X方向	Y方向	Z方向		
橋軸方向	1	1.0059	-3.038	-0.355	5.7×10^{-13}	0.01899
	2	1.6938	3.293	-5.199	1.7×10^{-12}	0.01988
	3	2.1843	-7.885	-4.879	-1.4×10^{-14}	0.01815
	4	2.2035	1.372	-7.357	-5.1×10^{-14}	0.01978
	5	3.1389	0.933	1.186	-7.0×10^{-13}	0.01987
面外方向	1	0.77211	-2.4×10^{-14}	5.0×10^{-15}	10.290	0.01266
	2	1.1332	-1.3×10^{-13}	-3.8×10^{-14}	-4.520	0.01323
	3	1.2105	3.6×10^{-14}	-5.6×10^{-14}	2.497	0.01511
	4	1.8097	-5.5×10^{-14}	1.7×10^{-13}	2.123	0.01640
	5	1.9663	-2.6×10^{-14}	5.4×10^{-14}	-1.815	0.01530

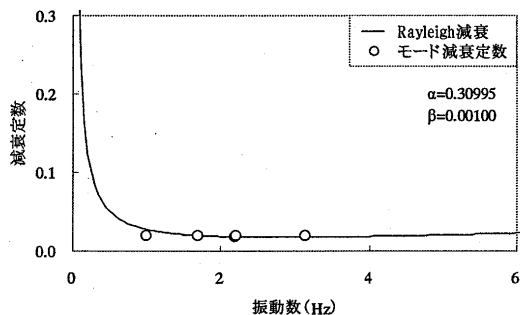


図 3.10 Rayleigh 減衰(橋軸方向)

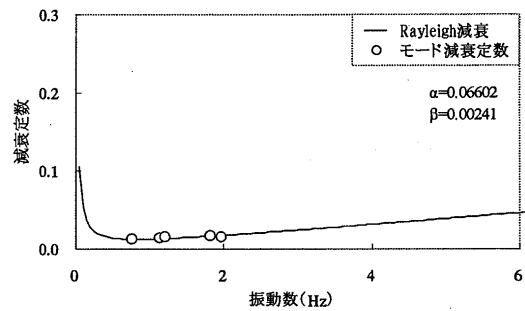
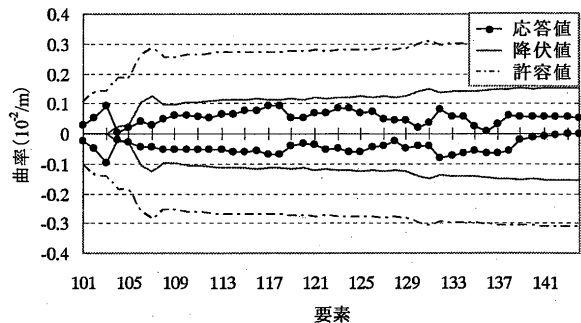


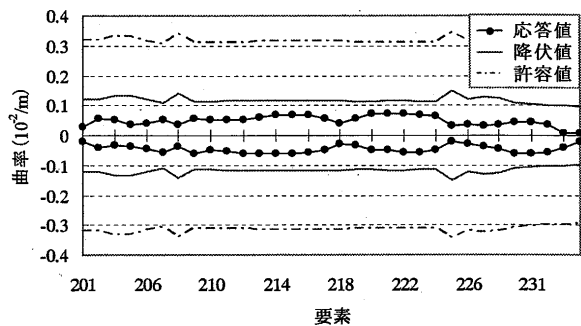
図 3.11 Rayleigh 減衰(面外水平方向)

3.2.3 レベル 2 地震動

耐震性能 2 は、各部材に生じる曲率が許容曲率以下であることを照査する。主桁は床組を直接支持する部材であり弾性範囲内であることが望ましいが、一部塑性化することを許容する部材とした。また、アーチリブは主部材であり構造物の中で重要な部材の 1 つであるが、塑性化を許容する部材とした。しかし、構造物全体の残留変位を小さくしたいことから、主桁・アーチリブともに最大耐荷力より降伏点に近い値である降伏曲率の 2 倍を許容曲率⁵⁾と設定した。

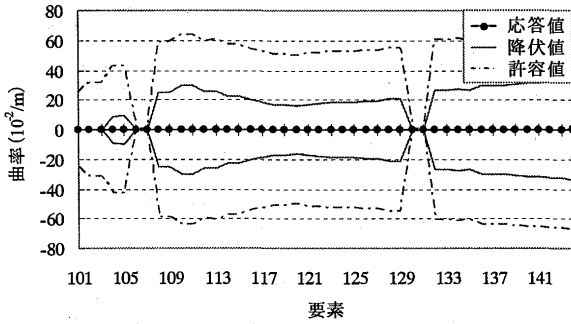


(a) 主桁

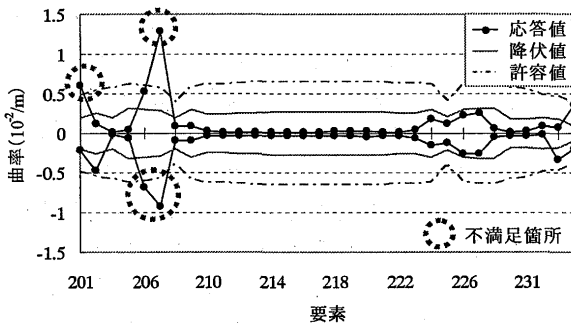


(b) アーチリブ

図 3.12 橋軸方向加震



(a) 主桁



(b) アーチリブ

図 3.13 面外方向加震

$$2\phi_y = \left(2\sigma_y - \frac{N_{max}}{A} \right) \frac{1}{E\eta} \quad (3)$$

ϕ_y :降伏曲率 E :弾性係数

応答値と許容値の関係を図 3.12、3.13 に示す。主桁は橋軸方向加震時にヒンジ支点付近の一部で塑性化が見られるが、耐震性能 2 は満足している。アーチリブは面外方向加震時にアーチアバット付近、主桁との交差部付近で応答値が許容値を上回っている。

3.3 現橋の総合評価

本橋のレベル 1 地震動に対する耐震性能 1 は十分に満足している。しかし、レベル 2 地震動に対する耐震性能 2 は面外方向加震時のアーチリブで満足していない。何らかの補強が必要と考えられる。以後はさまざまな補強法による補強効果について記述する。

4 コンクリート充填による補強

4.1 コンクリートの特性とモデル

コンクリートは鋼断面の局部座屈の発生及びその後の変形を抑えるために充填するものである。充填部の強度が鋼断面と比べて著しく大きくなるよ

うにするため、低強度のコンクリートを使用した。コンクリートは、特性値が表 4.1 に示すとおりで、図 4.1 に示す応力-ひずみ関係を用い、引張応力を受け持たないものとした。履歴特性は武田モデルを使用した。充填箇所は図 4.2 に示しており、現橋で耐震性能 2 を満足しなかった箇所である。

表 4.1 コンクリートの特性値

密度 t/m ³	弾性係数 N/mm ²	圧縮強度 N/mm ²
1.4	22000	18

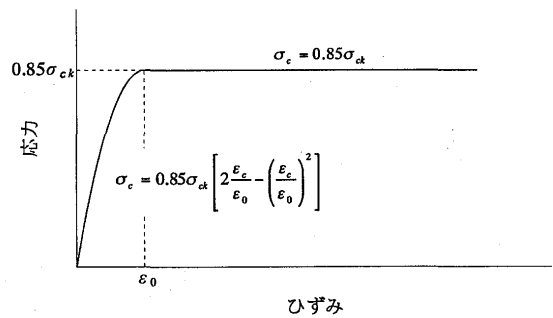


図 4.1 コンクリートの応力-ひずみ図

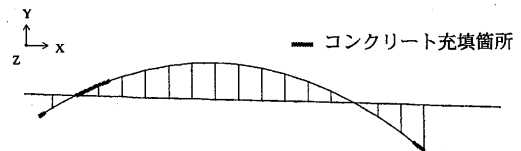


図 4.2 コンクリート充填箇所

4.2 固有振動数と Rayleigh 減衰

表 4.2 に固有値解析で得られた振動数を示す。色付けされた箇所が基準振動数であり、刺激係数の大きさとモード図から判断した。図 4.3、4.4 は設定した Rayleigh 減衰である。

表 4.2 固有振動数

次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数			モード 減衰定数	
		X方向	Y方向	Z方向		
橋軸方向	1	0.99651	3.234	-0.144	-3.6×10 ⁻¹³	0.01890
	2	1.7198	3.566	-4.322	-7.7×10 ⁻¹⁴	0.01990
	3	2.1307	6.296	-3.042	1.6×10 ⁻¹²	0.01847
	4	2.2488	-4.968	-8.985	-2.8×10 ⁻¹²	0.01943
	5	3.0941	0.342	0.210	-1.0×10 ⁻¹¹	0.01985
面外方向	1	0.79430	-2.3×10 ⁻¹⁴	1.4×10 ⁻¹⁶	10.540	0.01381
	2	1.1485	-4.6×10 ⁻¹³	6.3×10 ⁻¹⁴	-4.024	0.01524
	3	1.2073	8.9×10 ⁻¹³	-1.3×10 ⁻¹³	-3.231	0.01503
	4	1.8144	1.3×10 ⁻¹³	-8.0×10 ⁻¹⁵	-2.172	0.01681
	5	2.0012	1.1×10 ⁻¹³	1.0×10 ⁻¹³	1.980	0.01548

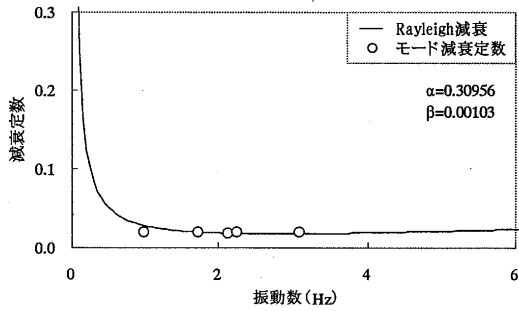


図 4.3 Rayleigh 減衰(橋軸方向)

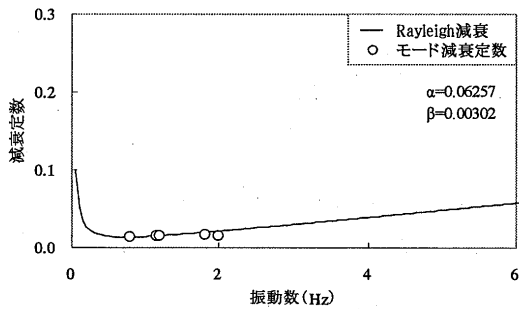


図 4.4 Rayleigh 減衰(面外水平方向)

4.3 耐震性能の照査

レベル2地震動に対して耐震性能2を満足するかを照査した。許容値は現橋の照査と同様に鋼外縁の曲率が降伏曲率の2倍以下となることである。

応答値と許容値の比較を図 4.5、4.6 に示す。コンクリート充填により補強箇所の応答は低減されているが、重量増加により現橋では耐震性能2を満足していた主桁で、満たさない部材が見られる。コンクリート充填を行う場合には、重量増加の影響を考える必要がある。

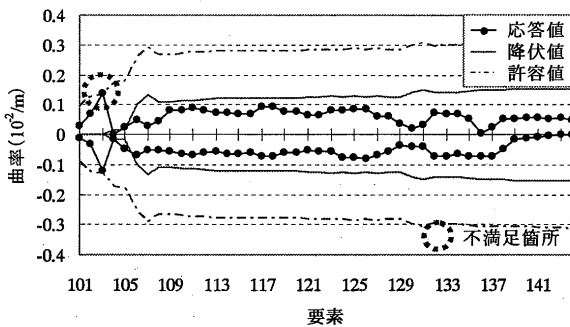


図 4.5 橋軸方向加震(主桁)

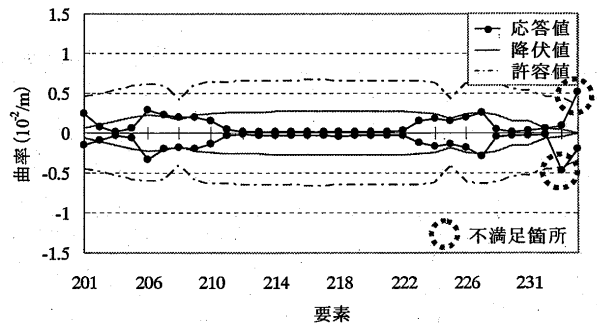


図 4.6 面外方向加震(アーチリブ)

5 PUFA²⁾充填による補強

5.1 PUFA の特性とモデル

PUFA は低品位のフライアッシュを主成分とした超軽量かつ高強度なフライアッシュ混合硬質ポリウレタンである。PUFA は特性値³⁾が表 5.1 に示すとおりで、図 5.1 の応力-ひずみ関係を用い、引張応力を受け持たないものとした。履歴特性は武田モデルとした。充填箇所は図 5.2 に示しており、現橋で耐震性能2を満足しなかった箇所である。

表 5.1 PUFA の特性値

密度 t/m ³	弾性係数 N/mm ²	圧縮強度 N/mm ²
0.8	2600	19.8

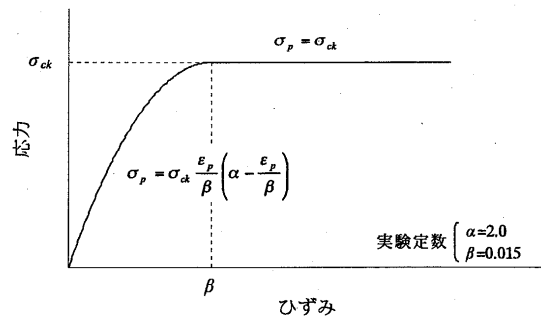


図 5.1 PUFA の応力-ひずみ図

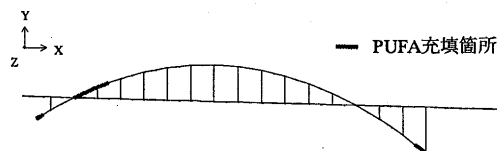


図 5.2 PUFA 充填箇所

5.2 固有振動数と Rayleigh 減衰

表 5.2 に固有値解析で得られた振動数を示す。色付けされた箇所が基準振動数であり、刺激係数の大きさとモード図から判断した。図 5.3、5.4 は設定した Rayleigh 減衰である。

表 5.2 固有振動数

次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数			モード減衰定数	
		X方向	Y方向	Z方向		
橋軸方向	1	1.0025	-3.101	-0.193	1.3×10^{-8}	0.01882
	2	1.7008	-3.365	4.962	-1.4×10^{-8}	0.01987
	3	2.1712	-6.919	1.257	-6.2×10^{-8}	0.01803
	4	2.2062	-4.046	-8.954	4.7×10^{-8}	0.01960
	5	3.1231	0.724	0.840	-1.8×10^{-6}	0.01984
面外方向	1	0.77607	8.1×10^{-9}	-6.2×10^{-9}	10.370	0.01441
	2	1.1328	-1.0×10^{-8}	-2.1×10^{-8}	4.354	0.01533
	3	1.2071	-1.2×10^{-8}	-4.4×10^{-8}	-2.835	0.01560
	4	1.8083	7.3×10^{-8}	-1.4×10^{-7}	-2.136	0.01696
	5	1.9735	-2.0×10^{-8}	1.1×10^{-8}	1.850	0.01594

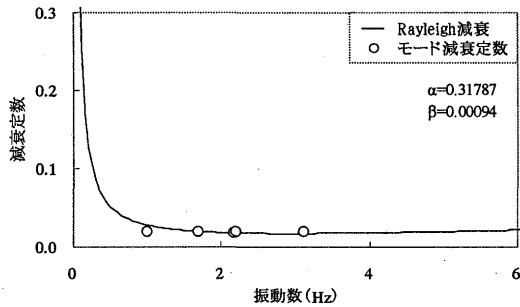


図 5.3 Rayleigh 減衰(橋軸方向)

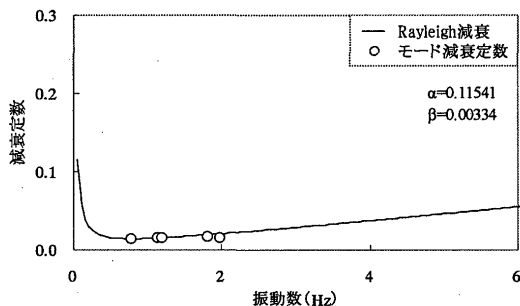


図 5.4 Rayleigh 減衰(面外水平方向)

5.3 耐震性能照査

レベル 2 地震動に対して耐震性能 2 を満足するかを照査した。許容値は現橋の照査と同様に鋼材外縁の曲率が、降伏曲率の 2 倍以下となることである。

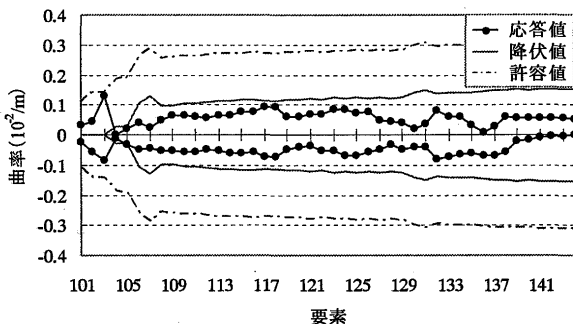


図 5.5 橋軸方向加震(主桁)

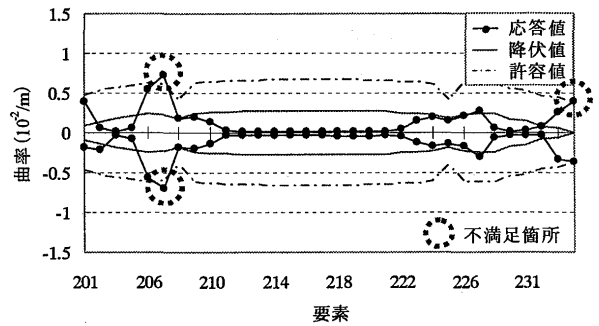


図 5.6 面外方向加震(アーチリブ)

応答値と許容値の比較を図 5.5、5.6 に示す。PUFA 充填による補強では応答の低減が見られるが、耐震性能 2 を満足するまでには至らなかった。

6 すべり支承⁴⁾設置による補強

6.1 すべり支承の特性とモデル

すべり支承は積層ゴム支承のせん断変形と支承上面と桁下面間のすべり摩擦を利用したエネルギー吸収機構を備えたものである。すべり支承の概要を表 6.1 に、履歴特性⁴⁾を図 6.1 に示す。支承は面外水平方向に 4 個設置した。すべり支承はヒンジ支点側のみ(図 6.2)に設置した。

表 6.1 すべり支承の概要

支承形状 mm	初期剛性 kN/m ²	降伏力 kN	二次勾配 %
150×150×50	883	25.3	0

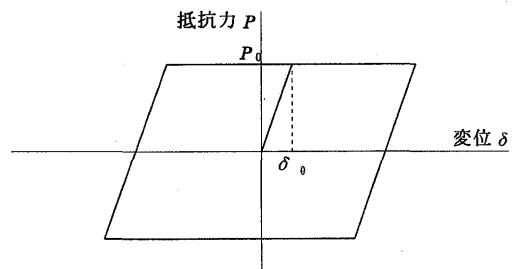


図 6.1 すべり支承の履歴特性

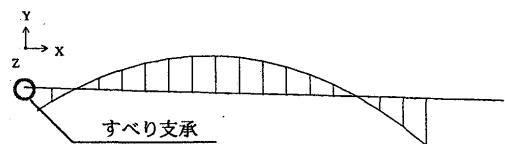


図 6.2 すべり支承の設置位置

6.2 固有振動数と Rayleigh 減衰

表 6.2 に固有値解析で得られた振動数を示す。色付けされた箇所が基準振動数であり、刺激係数の大きさとモード図から判断した。図 6.3、6.4 は設定した Rayleigh 減衰である。

表 6.2 固有振動数

次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数			モード減衰定数	
		X方向	Y方向	Z方向		
橋軸方向	1	0.44876	8.084	-0.168	-3.4×10^{-13}	0.01850
	2	1.4477	-6.509	1.403	-6.6×10^{-13}	0.01853
	3	1.7332	0.426	5.353	-1.9×10^{-12}	0.01936
	4	2.2010	-0.916	-8.438	2.2×10^{-13}	0.01866
	5	3.0913	-0.034	-0.097	-9.7×10^{-13}	0.01972
面外方向	1	0.72141	2.8×10^{-13}	9.4×10^{-15}	10.500	0.01403
	2	1.0750	-1.3×10^{-13}	2.5×10^{-14}	-2.548	0.01332
	3	1.2053	1.9×10^{-12}	-1.5×10^{-13}	-2.053	0.01555
	4	1.7848	2.5×10^{-12}	4.7×10^{-12}	3.273	0.01660
	5	1.9455	-8.7×10^{-14}	3.3×10^{-12}	-1.644	0.01530

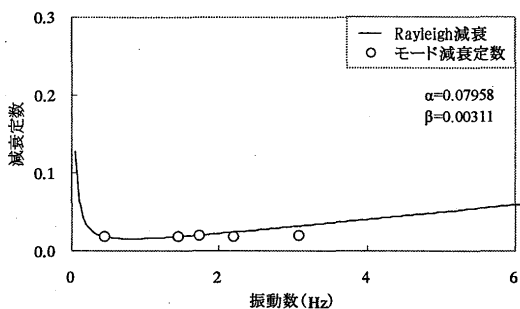


図 6.3 Rayleigh 減衰(橋軸方向)

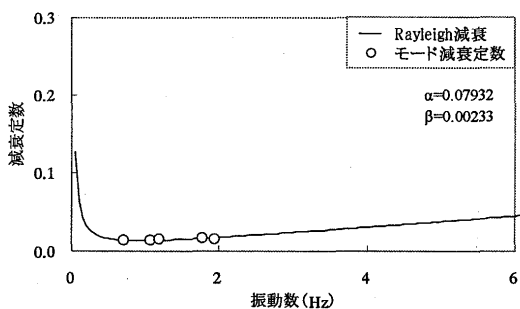


図 6.4 Rayleigh 減衰(面外水平方向)

6.3 耐震性能照査

レベル2地震動に対して耐震性能2を満足するかを照査した。許容値は現橋の照査と同様に鋼外縁の曲率が、降伏曲率も2倍以下となることである。

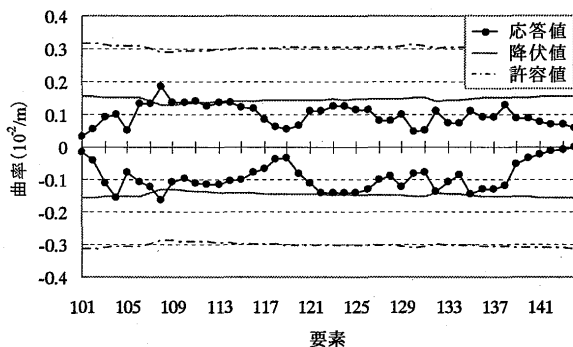


図 6.5 橋軸方向加震(主桁)

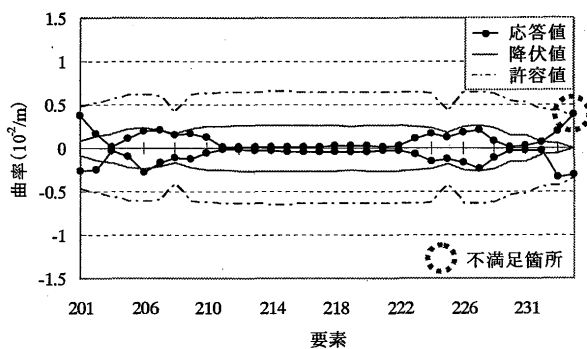


図 6.6 面外方向加震(アーチリブ)

応答値と許容値の比較を図 6.5、6.6 に示す。すべり支承設置による補強はアーチアバット付近で満足しない箇所はあるが、現橋に比べると全体的に応答は低減しており、充填法よりも効果的である。

7 すべり支承と PUFA 充填の組み合わせ

7.1 補強箇所と特性

補強効果が一番高かったすべり支承での弱点であるアーチアバット付近を PUFA 充填により補強した。支承の概要を表 7.1 に、補強箇所を図 7.1 に示す。

表 7.1 すべり支承の概要

	支承形状 mm	初期剛性 kN/m ²	降伏力 kN	二次勾配 %
A	150×150×50	883	25.3	0
B	250×250×83	1471	74.2	0

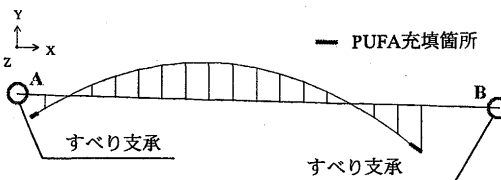


図 7.1 補強箇所

7.2 固有振動数と Rayleigh 減衰

表 7.2 に固有値解析で得られた振動数を示す。色付けされた箇所が基準振動数であり、刺激係数の大きさとモード図から判断した。図 6.2、6.3 は設定した Rayleigh 減衰である。

表 7.2 固有振動数

次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数			モード減衰定数	
		X方向	Y方向	Z方向		
橋軸方向	1	0.4642	8.035	-0.164	9.7×10^{-14}	0.01960
	2	1.4525	-6.565	1.387	-1.1×10^{-12}	0.01890
	3	1.7344	0.395	5.294	7.6×10^{-12}	0.01954
	4	2.2091	-0.936	-8.421	-9.5×10^{-13}	0.01897
	5	3.0604	-0.113	-0.267	3.2×10^{-12}	0.01991
面外方向	1	0.71321	-6.2×10^{-14}	1.4×10^{-14}	9.680	0.01602
	2	1.0499	1.7×10^{-14}	-2.1×10^{-15}	0.589	0.01495
	3	1.1475	2.1×10^{-13}	-3.9×10^{-14}	-4.097	0.01634
	4	1.2635	4.9×10^{-12}	-1.6×10^{-13}	6.447	0.01646
	5	1.8085	-3.9×10^{-12}	1.8×10^{-12}	-1.692	0.01681

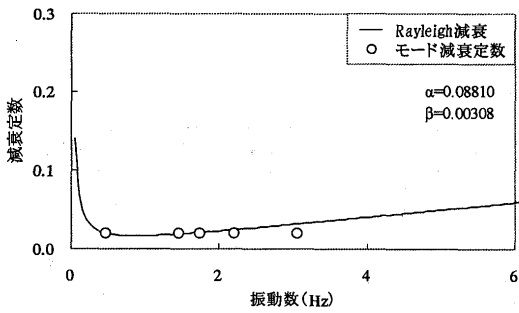


図 7.2 Rayleigh 減衰(橋軸方向)

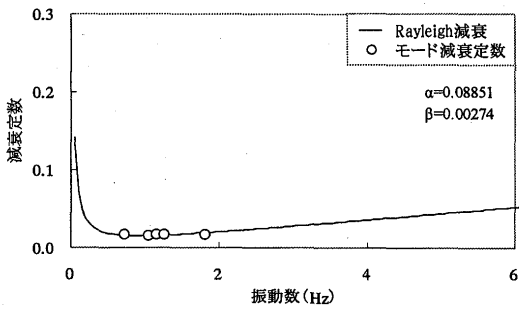


図 7.3 Rayleigh 減衰(面外水平方向)

7.3 耐震性能照査

レベル 2 地震動に対して耐震性能 2 を満足するかを照査した。許容値は現橋の照査と同様に鋼外縁の曲率が、降伏曲率も 2 倍以下となることである。応答値と許容値の比較を図 7.4、7.5 に示す。全ての応答値が許容値以下となり耐震性能 2 を満足する。

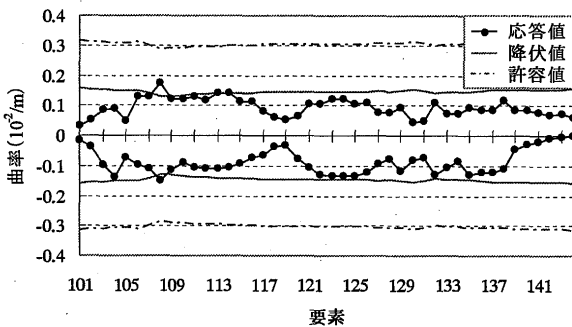


図 7.4 橋軸方向加震(主桁)

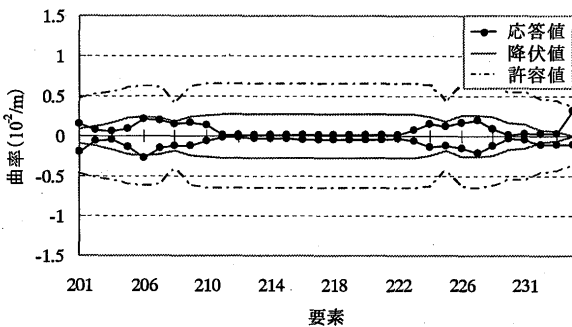


図 7.5 面外方向加震(アーチリブ)

8 結論

本橋を道示に則して耐震性能照査した結果、レベル 1 地震動に必要な耐震性能 1 は、十分に満足した。しかし、レベル 2 地震動に必要な耐震性能 2 は、面外方向加震時にアーチリブで満足しなかった。そのため、アーチリブへの充填とすべり支承で耐震補強を行い、以下の①～④の知見が得られた。

- ①コンクリート充填による補強では、充填箇所の応答を抑制できるが、重量増加が大きく、充填してない健全な部材で応答の増大が生じた。橋軸方向加震時に主桁の支承付近、面外方向加震時にアーチリブのアーチアバット付近で耐震性能 2 を満足しなかった。
- ②PUFA 充填による補強では、コンクリート充填と同様に充填箇所の応答を抑制できるが、コンクリートに比べると小さいものの重量増加があり、充填してない健全な部材で応答の増大が見られた。面外方向加震時にアーチリブの桁との交差部付近とアーチアバット付近で耐震性能 2 を満足しなかった。
- ③すべり支承設置による補強では、主桁のヒンジ支点付近の軸力が開放されることにより、ほとんどの主桁部材が弾性域に納まり、アーチリブの応答も抑制されるが、面外方向加震時にアーチリブのアーチアバット付近で耐震性能 2 を満足しなかった。対策としてアーチアバット付近の許容値を増すことが考えられる。
- ④すべり支承設置による補強の弱点補うためアーチアバット付近に PUFA 充填を行うことで耐震性能 2 を満足した。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、丸善(株)、2002 年 3 月
- 2) 劉・大塚・水田・清水：フライアッシュを用いた超軽量・高強度な材料の開発と静的な力学特性に関する基礎研究、材料第 55 巻第 8 号、pp.738-745、2006 年 8 月
- 3) 劉・大塚・水田：PUFA を充填した鋼製橋脚柱の弾塑性応答特性と新しい耐震補強工法の提案、第 12 回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.1050-1053、2006 年 11 月
- 4) 水田・橋本：ゴムとコンクリートのすべり摩擦を利用したすべり支承とその減衰効果、構造工学論文集 Vol.49A、pp.611-621、2003 年 3 月
- 5) (社)土木学会：橋の動的耐震設計、丸善(株)、2003 年 3 月