

琵琶湖大橋の耐震補強に関する検討

(株)創成コンサルタント 正員 新野和之・矢幡健
 立命館大学工学部 正員 小林紘士・伊津野和行
 滋賀県道路公社 正員 宮尾悦夫

1. はじめに

琵琶湖大橋は、図-1に示す位置に、琵琶湖の最狭部である堅田～守山間に昭和39年に架設された。図-2に全橋の概要を示す。3径間連続鋼床版箱桁と活荷重合成桁24連により構成された橋長1,350mの橋であり、当時としては日本最長の橋であった。当初、車道幅員は7mであったが、その後、昭和54年に歩行者の安全対策として、車道の両側に自転車・歩行車道を添加した。

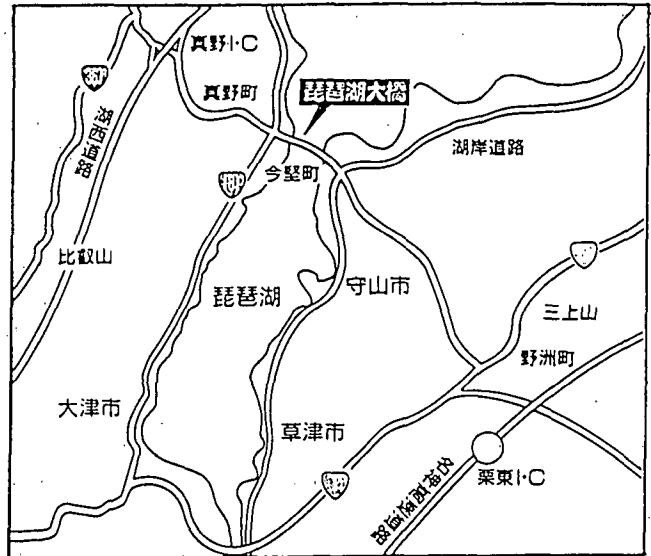
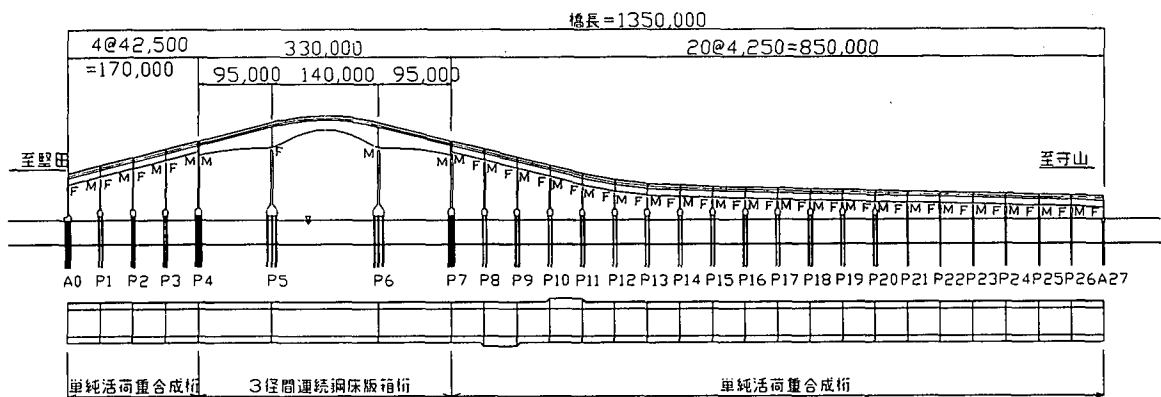


図-1 位置図

橋梁断面図



横断面図

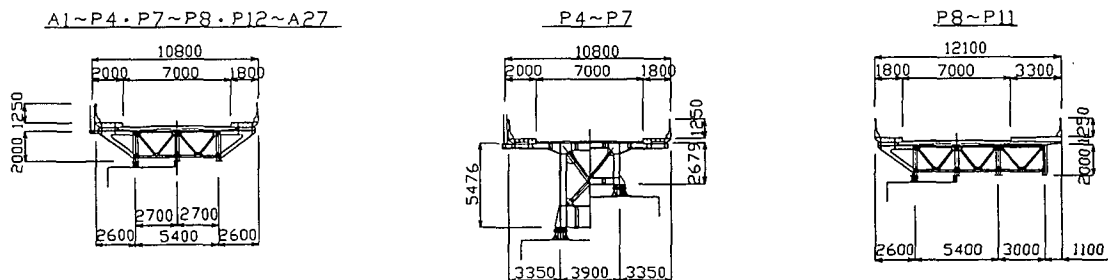


図-2 琵琶湖大橋 (南側)

道路橋，鋼桁，RC橋脚，炭素繊維巻立て補強
 〒540-0019 大阪市中央区和泉町2-1-1 TEL. 06-6946-1122 FAX. 06-6946-8566

この琵琶湖大橋も、近年の車両大型化に伴うB活荷重に対する応力度の照査、および1995年兵庫県南部地震をふまえた橋脚の耐震性に関する耐荷力の検討が必要となった。上部構造についてはトラックを用いた載荷試験と、一般車両による応力頻度計測により、B活荷重に対する健全性の判定を行った。橋脚については、地震時保有水平耐力照査法による照査および動的解析を行って、耐震性を判断した。これらの検討の結果、支承交換、部分的な桁の連続化、橋脚の耐震補強により、琵琶湖大橋の全面的なリフレッシュを行うことが適当であると判断された。主な検討項目は以下の通りである。

- ・ 橋脚の現況保有耐力の照査
- ・ 補強後の動的挙動の解析
- ・ 載荷試験によるB活荷重に対する応力度照査
- ・ 支承の現況調査と支承交換方法の検討
- ・ 橋脚基礎杭調査と補修方法の検討
- ・ 地質調査による液状化の判定
- ・ 常時微動計測
- ・ 応力頻度測定
- ・ 橋脚の補強方法の検討
- ・ 桁の多径間連続化の検討
- ・ 舗装の外観目視損傷調査
- ・ 伸縮継手の検討と連続化した場合の評価
- ・ 耐震連結装置の外観目視損傷調査
- ・ コンクリート保護塗装の検討
- ・ 橋脚制動試験
- ・ 地質解析

琵琶湖大橋の橋脚は、中壁を有するラーメン橋脚、壁式橋脚、パイルベント橋脚となっている。中壁を有するラーメン橋脚は、他に例も見あたらず、耐震補強にあたっては慎重な取り扱いが必要だと考えられる。

本論文では、耐震補強を検討する際に実施した調査内容をまとめ、数値シミュレーションによる橋脚の耐震性評価について述べる。

2. 構造諸元

2-1. 上・下部工

表-1 設計条件

種別	鋼道路橋
型式	単純活荷重合桁 24連・3径間連続鋼床版箱桁 1連
橋格	1等橋(TL-20) ※建設時の設計荷重
橋長	1,350m
径間	4@42.5+(95+140+95)+20@42.5
有効幅員	1.8+(2×3.5)+1.8=10.6m, 1.8+(2×3.5)+3.3=12.1m
最急縦断勾配	5%
最急横断勾配	1.5%
斜角	90°00′
下部工型式	ラーメン式, 壁式, パイルベント式
基礎型式	大径鋼管杭 φ1500mm, φ1200mm

2-2. 地質構造

架橋地点の地質の概要は、古琵琶湖層の新規洪積層とその上部を占める沖積層によりなり、沖積層の層厚は11.0m~23.0m土粒子組成は、粘土30%、シルト60%、砂10%でN値0~20回/30cmというきわめて軟弱な粘土質シルト層である。

新期洪積層の土粒子組成は、シルト0~60%、砂40%~90%、礫10%で、N値30~50回/30cm程度で下部工の基礎支持層としては、洪積層が極めて軟弱であるため、井筒工、潜函工などは沈下に際して傾斜の危険性が大であり、基礎工には施工容易な安定した大径鋼管を採用している。なお、地質調査結果では、Ⅲ種地盤で液状化有と判定された。

3. 現有保有耐力の照査

琵琶湖大橋の橋脚は図-3に示すように、ラーメン橋脚 ($P_1 \sim P_{12}$)、壁式橋脚 ($P_{13} \sim P_{20}$)、パイルベント式橋脚 ($P_{21} \sim P_{26}$) 橋脚の3型式に大別される。これら、現況橋脚の全てについて、道路橋示方書V耐震設計編(平成8年12月)を適用し、地震時保有水平耐力の照査を行った。

地質調査結果よりⅢ種地盤とし、橋軸方向に関してはすべての橋脚を単柱として考え、片持梁として照査した。また、パイルベント式橋脚の橋軸直角方向に関してはコンクリート製の支承受けばりを無視して2本の単柱と考えた場合と、ラーメン橋脚と考えた場合の2種類の照査を行った。代表的な橋脚の照査結果を表-2~表-3に示す。なお、図-3に示す沓座拡幅(着色部分)について、今後設置される予定であるため、拡幅部の荷重を考慮した。

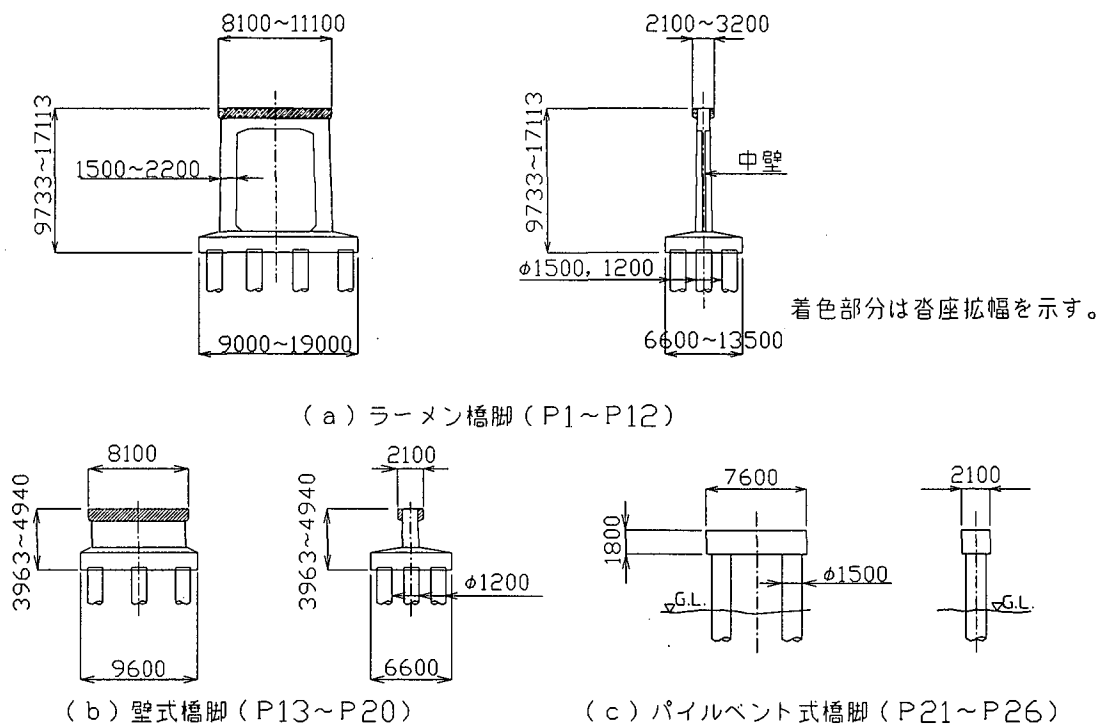


図-3 橋脚形式

表-2 現有保有水平耐力の照査結果(その1)

橋脚名	P_1				P_4				P_5			
	ラーメン橋脚				ラーメン橋脚				ラーメン橋脚			
形式	橋軸方向		橋軸直角方向		橋軸方向		橋軸直角方向		橋軸方向		橋軸直角方向	
照査方向	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	タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ
地震動のタイプ	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	タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ
終局曲げ耐力 P_u (tf)	143	143	—	—	192	192	—	—	646	646	—	—
せん断耐力 P_s (tf)	170	206	—	—	277	331	—	—	463	554	—	—
P_{s0} (tf)	240	241	—	—	384	384	—	—	645	645	—	—
破壊形態判定	曲げ破壊型		せん断破壊型		曲げ破壊型		せん断破壊型		せん断破壊型		せん断破壊型	
地震時保有水平耐力 P_a (tf)	143	143	76	76	192	192	110	110	645	645	161	161
許容塑性率 μ	1.77	2.68	1.00	1.00	2.09	3.28	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
等価水平震度 K_{he}	0.63	0.72	0.95	0.93	0.56	0.64	1.00	1.37	1.00	1.50	1.00	1.35
等価重量 W (tf)	296	296	346	346	423	423	588	588	2217	2217	1197	1197
慣性力 $K_{he} \cdot W$ (tf)	186	213	329	322	237	271	588	806	2217	3326	1197	1616
耐力の判定	Out	Out	Out	Out	Out	Out	Out	Out	Out	Out	Out	Out
残留変位 δ_R (cm)	0.04	0.09	0.08	0.08	0.06	0.15	0.25	0.47	0.24	0.57	0.57	1.05
許容変位 δ_{Ra} (cm)	0.08	0.08	0.10	0.10	0.14	0.14	0.16	0.16	0.14	0.14	0.20	0.20
変位の判定	Ok	Out	Ok	Ok	Ok	Out	Out	Out	Out	Out	Out	Out
総合照査結果	Out				Out				Out			

表-3 現有保有水平耐力の照査結果 (その2)

橋脚名	P ₁₃				P ₂₁							
	壁式橋脚				単柱橋脚				ラーメン橋脚			
形式	橋軸方向		橋軸直角方向		橋軸方向		橋軸直角方向		橋軸方向		橋軸直角方向	
照査方向	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	タイプI	タイプII	タイプI	タイプII
地震動のタイプ	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	タイプI	タイプII	タイプI	タイプII
終局曲げ耐力 P _u (tf)	156	156	545	545	—	—	—	—	—	—	—	—
せん断耐力 P _s (tf)	159	203	171	202	—	—	—	—	—	—	—	—
P _{s0} (tf)	247	247	232	232	—	—	—	—	—	—	—	—
破壊形態判定	曲げ破壊型		せん断破壊型		曲げ破壊型		曲げ破壊型		曲げ破壊型		せん断破壊型	
地震時保有水平耐力P _a (tf)	156	156	232	232	86	99	68	79	86	99	141	141
許容塑性率 μ	1.00	1.00	1.00	1.00	4.35	6.79	4.50	7.05	4.35	6.79	1.00	1.00
等価水平震度 K _{he}	0.70	0.60	0.70	0.60	0.40	0.42	0.40	0.41	0.40	0.42	0.97	0.98
等価重量 W (tf)	282	282	320	320	156	156	156	156	156	156	379	379
慣性力 K _{he} ・W (tf)	197	169	224	192	62	66	62	64	62	66	368	371
耐力の判定	Out	Out	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Out	Out
残留変位 δ _R (cm)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.05	0.06	0.14	0.02	0.05	0.05	0.05
許容変位 δ _{Ra} (cm)	0.03	0.03	0.06	0.06	0.09	0.09	0.12	0.12	0.09	0.09	0.12	0.12
変位の判定	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Out	Ok	Ok	Ok	Ok
総合照査結果	Out				Out							

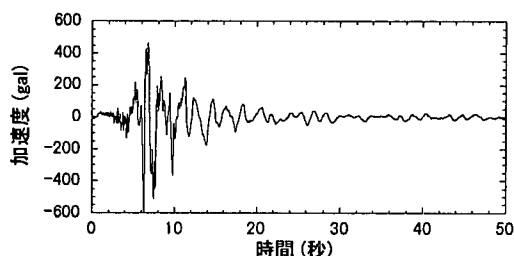
ラーメン橋脚は、いずれも耐力が不足している。残留変位も許容値を上回るものが多い。壁式橋脚は5-2. 壁式橋脚の項目で述べるように、終局耐力がひび割れ耐力より小さいという問題がある。パイルベント式橋脚は、概ね良好な結果であった。

4. 入力地震動

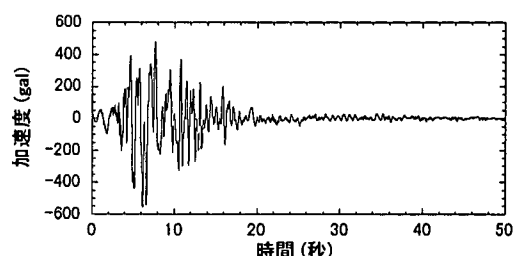
琵琶湖大橋についての入力時振動は、近江大橋と同様の手法により日本道路協会標準地震入力例3波および滋賀県で得られた彦根E-W波形を元に、道路橋示方書の設計スペクトルに適合する波形を作成し、合計4波形を使用して解析を行い、得られた応答値の平均を持って判断することとした。

以下、解析に用いた波形を図示する。

- ・ レベルII, タイプII, 地盤種別III用の, 日本道路協会波形3波 (図-4)
- ・ 1995年阪神・淡路大震災の際に、彦根地方気象台において観測された波形を、道路橋示方書Vに規定されている標準応答スペクトル (レベルII, タイプII, 地盤種別III) に近い特性を有するように修正した波形 (以下、修正彦根波形と呼ぶ) (図-5)

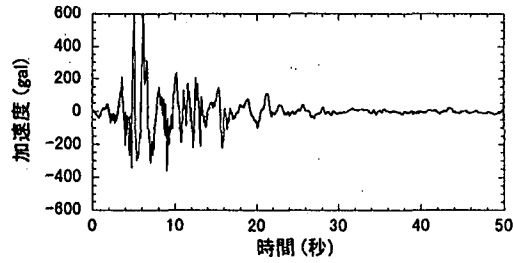


(a) 波形1



(b) 波形2

図-4 日本道路協会標準地震入力例



(c) 波形 3

図-4 日本道路協会標準地震入力例 (続き)

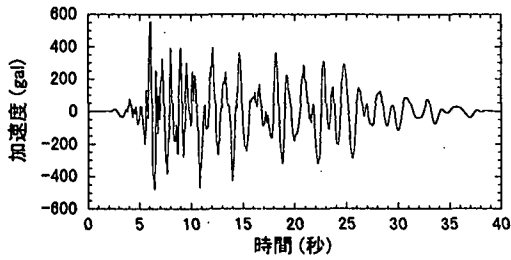


図-5 修正彦根 EW 波形

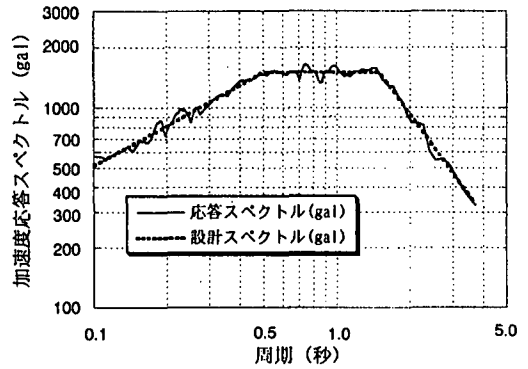


図-6 修正彦根 EW 波形の応答スペクトルと、道路橋示方書の設計スペクトルとの比較

5. 耐震補強法の検討

橋脚の耐震補強設計に先立ち、桁の多径間連続化（単純活荷重合成桁部）および支承取替えのそれぞれについて検討を行い、図-7に示すように4径間連続化、地震時水平力分散型ゴム支承の導入（現支承は鋼製ローラー支承）を採用した。

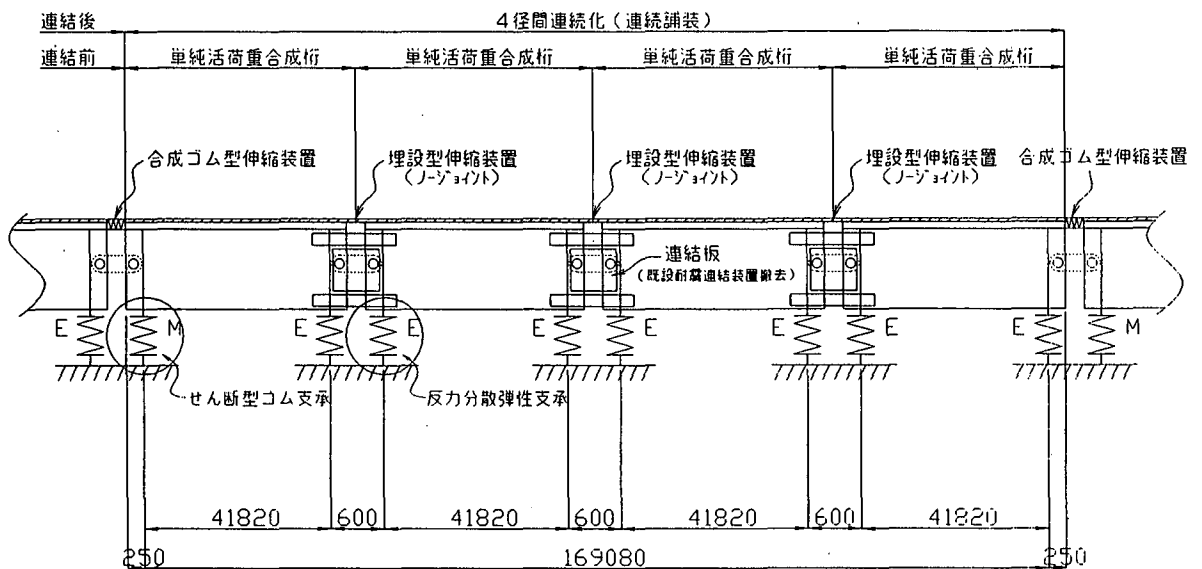


図-7 連続化の概要

これは主に、連続化にノージョイント工法（連続舗装）を導入することにより、車両走行性の向上、桁の活荷重応力度の低減を目的としている。

また、地震時水平力分散型支承とすることで、地震時の上部工水平力を1橋脚上に集中させず、各橋脚へと分散でき、下部構造の負担を軽減できる。

これらを踏まえた上で、橋脚の耐震補強設計を行った。

5-1. ラーメン橋脚

RC橋脚の補強方法の考え方としては、じん性を向上させる事により、基礎への影響を小さくすることが望ましいとされ、そのためには、基礎が支持できる範囲内でRC橋脚の耐力の向上も図り、バランスのとれた対策工法が必要とされている。代表的な工法としては、以下の工法が挙げられる。

- ① RC巻立て工法
- ② 鋼板巻立て工法
- ③ 炭素繊維巻立て工法
- ④ PC巻立て工法

このうち、PC巻立て工法については橋脚が矩形であり適用が難しいので、検討対象から除いた。

$P_1 \sim P_{12}$ のラーメン橋脚に関しては、地震時水平力分散型支承を採用すれば、橋軸方向に関しては橋脚補強が不要という解析結果が得られた。よって、ここでは橋軸直角方向の検討で、地震時保有水平耐力照査を満足するよう補強設計を行った。

試験的に P_1 橋脚について、地震時保有耐力法に基づく耐震補強設計を考え、上記3工法について照査を行った。結果を表-4に示す。

表-4 P_1 橋脚における各工法の照査結果

橋脚名	P_1					
形式	ラーメン橋脚					
照査方向	橋軸直角方向		橋軸直角方向		橋軸直角方向	
補強方法	RC巻立て工法 t=250mm 帯鉄筋 D19@150 アンカ-主鉄筋 D22 36本		鋼板巻立て工法 板厚 9mm アンカ-主鉄筋 D32 20本		炭素繊維巻立て工法 トカロス 主4枚 帯2枚 アンカ-主鉄筋 D32 20本	
地震動のタイプ	タイプI	タイプII	タイプI	タイプII	タイプI	タイプII
終局曲げ耐力 P_u (tf)	—	—	—	—	—	—
せん断耐力 P_s (tf)	—	—	—	—	—	—
P_{s0} (tf)	—	—	—	—	—	—
破壊形態判定	曲げ破壊型		曲げ破壊型		曲げ損傷からせん断破壊移行型	
地震時保有水平耐力 P_a (tf)	406	407	405	405	400	402
許容塑性率 μ	6.48	18.13	1.00	11.98	1.00	1.00
等価水平震度 K_{he}	0.40	0.40	1.00	0.40	1.00	1.17
等価重量 W (tf)	328	328	303	303	303	303
慣性力 $K_{he} \cdot W$ (tf)	131	131	303	121	303	354
耐力の判定	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
残留変位 δ_R (cm)	0.00	0.00	0.01	0.00	0.01	0.00
許容変位 δ_{Ra} (cm)	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
変位の判定	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
総合照査結果	Ok					

上記①～③工法のうち、琵琶湖大橋に最も適した工法を採用するため、経済性、施工面から比較(表-5)を行った結果、炭素繊維巻立て工法を採用した。

比較検討において、最も重要なポイントとなったのは、ラーメン橋脚高さ(約9m~17m)が非常に高く、RC巻立て工法では死荷重増加が過大であること、鋼板接着工法では、鋼板とコンクリートの接着に用いるエポキシ樹脂の広範囲にわたる充填に不安があることである。

経済面からは、RC巻立て工法が最も安価であるが、施工性等を考慮し、炭素繊維巻立て工法とした。

$P_1 \sim P_7$ の橋脚は中壁を有する構造である。柱部を炭素繊維でもって拘束するためには、中壁を撤去し、完全に柱を露出させた状態で炭素繊維を接着する必要がある。

今後の維持管理を考えれば中壁は埋め戻さないでカバーを施す事が適当である。

表-5 各工法による照査結果

工法	RC巻立て工法	鋼板巻立て工法	炭素繊維巻立て工法
工法概要	橋脚躯体を鉄筋コンクリートで巻立て、補強を行う工法。地震時の保有水平耐力を向上させる。	橋脚躯体を鋼板で巻立て補強を行う工法。	橋脚躯体を炭素繊維シートで巻立て、既設コンクリートと炭素繊維シートをエポキシ樹脂により接着し一体化を行いじん性と耐力の向上を図る。
長所	<ul style="list-style-type: none"> 既設橋脚躯体と同様な材料および在来工法であるため、特殊な工法を必要としない。 維持管理が容易である。 	<ul style="list-style-type: none"> 従来の橋脚補強工法としては、比較的実績が多い。 補強による死荷重増加の影響が最も少ない。 	<ul style="list-style-type: none"> 補強による重量増加および断面変化を抑えることができる。 施工困難な場所での使用が可能である。
短所	<ul style="list-style-type: none"> 補強コンクリート部材の添加に対して、死荷重増加による下部工の照査が必要になる場合がある。 補強コンクリートの部材厚により構造物の占有領域が広がり、建築限界を侵す場合がある。 既設橋脚コンクリート表面に対するチャippingや水平アンカー筋等の処理工が必要となる。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼板の溶接には、熟練技術が必要であり、また鋼板と既設コンクリート間の十分作業の管理が難しい。 補強後の、鋼板の定期的な点検・維持管理が必要になる。 	<ul style="list-style-type: none"> 炭素繊維表面の保護は行うが、耐傷つき性に劣る。
クラック補修	△	×	×
メンテナンス	○	×	△
経済性	○	×	△

5-2. 壁式橋脚

$P_{13} \sim P_{20}$ の壁式橋脚は現況で橋軸方向の曲げ耐力が不足しており、終局耐力 ($P_u=156\text{tf}$) が、ひび割れ耐力 ($P_c=166\text{tf}$) よりも小さいため、ひび割れと同時に終局状態に至る可能性がある。

そのため、終局耐力がひび割れ耐力よりも大きくなるよう補強設計を行った。

補強方法として前節に示す工法が考えられるが、RC巻立て工法は困難であること、炭素繊維巻立て工法では、曲げ耐力の向上が期待できないこと、鋼板巻立て工法では曲げ耐力を制御することは可能であるが、樹脂充填に不安が残ることと、沓座拡幅部と基部の根巻きコンクリートにより、美観上好ましくないことが上げられたため、最も安価なRC巻立て工法を採用した。RC巻立て工法による補強後の地震時保有水平耐力照査結果を、 P_{13} 橋脚を代表として、表-6に示す。

表-6 地震時保有水平耐力照査結果 (補強後)

橋脚名	P_{13}	
	壁式橋脚	
形式	壁式橋脚	
照査方向	橋軸方向	
地震動のタイプ	タイプI	タイプII
終局曲げ耐力 P_u (tf)	444	444
せん断耐力 P_s (tf)	512	592
P_{s0} (tf)	671	671
破壊形態判定	曲げ破壊型	
地震時保有水平耐力 P_a (tf)	444	444
許容塑性率 μ	10.30	23.44
等価水平震度 K_{he}	0.40	0.40
等価重量 W (tf)	305	305
慣性力 $K_{he} \cdot W$ (tf)	122	122
耐力の判定	Ok	Ok
残留変位 δ_R (cm)	0.00	0.00
許容変位 δ_{Ra} (cm)	0.03	0.03
変位の判定	Ok	Ok
総合照査結果	Ok	

5-3. パイルベント橋脚

$P_{21} \sim P_{26}$ のパイルベント橋脚に関して、表-3で示したように P_{21} 橋脚において地震時保有水平耐力を満足していない ($P_{22} \sim P_{26}$ は満足) ため、時刻歴応答解析により詳細な検討を行った。その結果、単柱としての応答が規定を満足したため、橋脚補強は行わなくてもよいと判断したが、ラーメン橋脚として考えた場合、梁部のせん断耐力が不足した。つまり、大地震時には梁部が損傷を受ける可能性がある。もともと単柱として設計されており、地震時にも単柱として十分に機能する。しかしながら、梁部中央に支承が設置されており、梁部損傷に対する対策が必要だと考えられる。図-8に示すように、梁部のせん断損傷があっても上部構造が落橋しないよう上部構造の横桁を補強（フルウェーブ方式）することにより対処した。

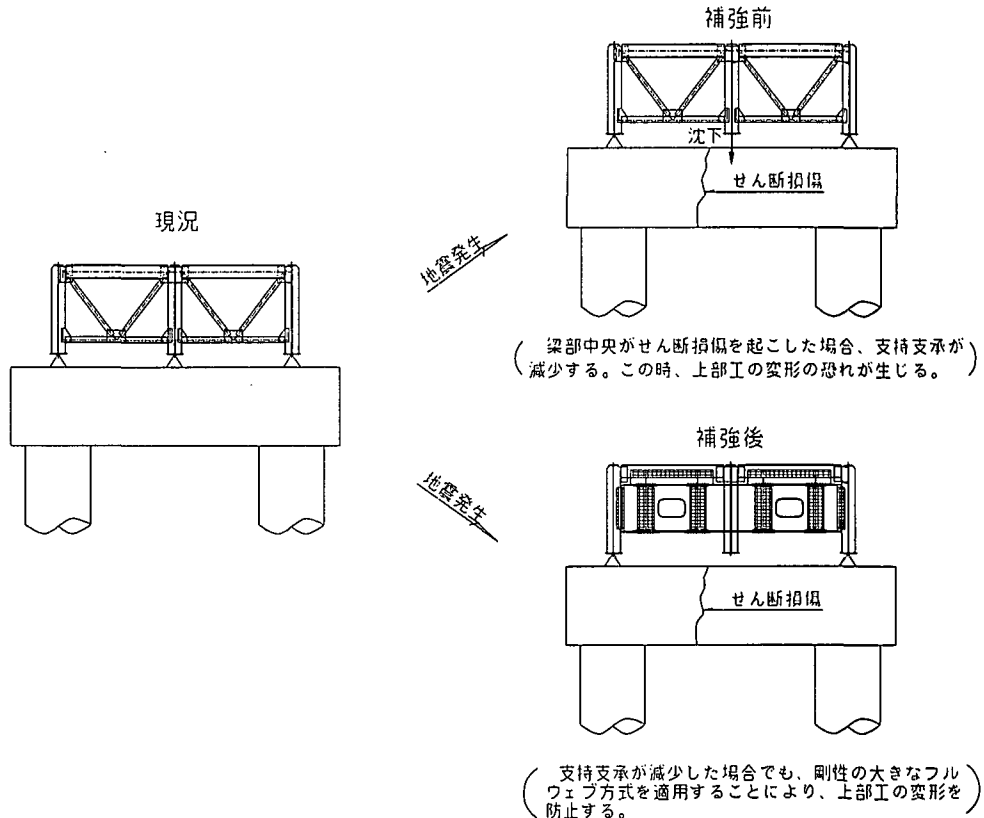


図-8 上部工補強の考え方

6. おわりに

本論文は、琵琶湖大橋の耐震補強方法について検討した。その結果、ラーメン橋脚には炭素繊維、壁式橋脚にはRC巻立てにより補強することが最も適当と判断された。総合的な検討もふまえ、今後更に詳細な検討および補強設計を行っていく予定である。