

芋川橋の耐震補強に関する検討

オリエンタル建設(株) 正会員 工修 ○脇坂 英男
 日本道路公団 関東第一支社 新潟管理局 佐藤 孝
 日本道路公団 関東第一支社 新潟管理局 丸山 大三
 オリエンタル建設(株) 正会員 武知 勉

1. はじめに

関越自動車道の堀之内 I.C. ～越後川口 I.C. に位置する芋川橋は、上下線ともに3径間連続PC箱桁橋と4径間連続PC中空床版橋からなる。2004年10月23日の新潟県中越地震(マグニチュード6.8)により本橋には、支承の損傷、固定橋脚の斜めひび割れおよび上部構造の衝突による橋台、段違い部の斜めひび割れが発生した。

本橋は、旧道路橋示方書(以下道示)に準拠して設計されていたため、現在の道示の規定により耐震性能の評価を行うこととした。なお、本検討では既設橋(以下補強前)に対してレベル2地震動の照査を行い、橋脚補強の必要性を示すとともに、支承の免震化および上部構造の連続化によって、レベル2地震動に対して必要とされる耐震性能が得られることを確認することとした。

2. 橋梁概要

補強前後の橋梁諸元を表-1に、補強前の一般図、P3橋脚の段違い部を図-1および図-2に示す。

表-1 橋梁諸元

		補強前	補強後
橋長		271.000m(上り線), 295.000m(下り線)	271.220m(上り線), 295.220m(下り線)
支間長	(上り線)	49.4m+85.0m+49.4m 18.5m+24.0m+24.0m+18.5m	49.4m+85.0m+49.4m+1.1m+18.5m+24.0m+24.0m+18.5m
	(下り線)	62.4m+90.0m+55.4m 18.5m+19.0m+24.0m+23.5m	62.4m+90.0m+55.4m+1.1m+18.5m+19.0m+24.0m+23.5m
有効幅員		10.000m	
斜角		90° 00' 0"	
構造形式		3径間連続PC箱桁橋 4径間連続PC中空床版橋	3径間連続PC箱桁橋 +4径間連続PC中空床版橋(連結)
適用示方書		昭和53年1月 道路橋示方書・同解説 I共通編・IIIコンクリート橋編	平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I共通編・IIIコンクリート橋編、V耐震設計編

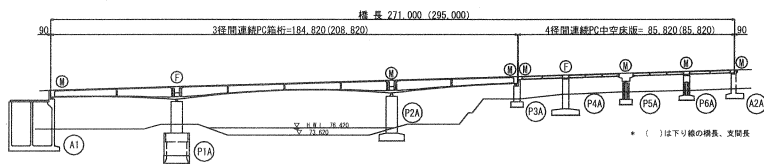


図-1 補強前一般図

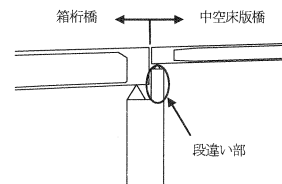


図-2 P3橋脚の段違い部

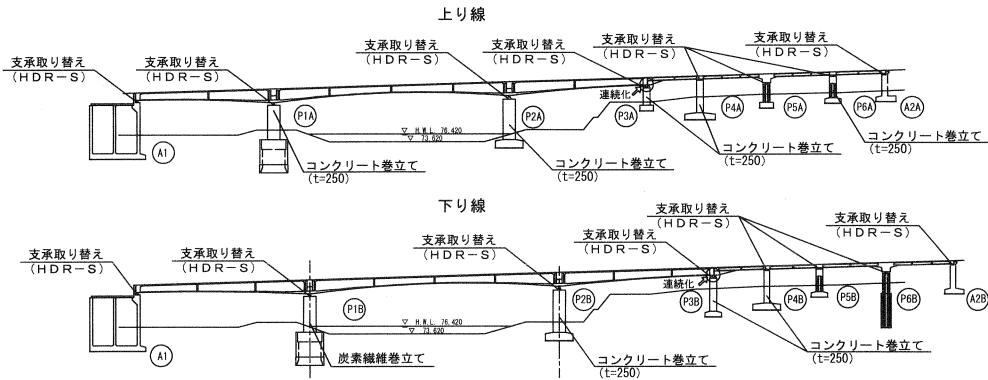


図-3 補強概要

3. 補強方法

図-3 に補強の概要を示す。補強前は、固定支承である P1 橋脚および P4 橋脚に上部構造の慣性力が集中し慣性力も大きいため、全ての支承を免震支承に取り替えることとした。しかし、地震時の応答変形が大きくなり、P3 橋脚においては隣接する上部構造どうしの衝突、上部構造と橋脚の段違い部の衝突の可能性が考えられた。特に、本橋のように隣接する上部構造の剛性や質量が大きく異なっている場合の上部構造間の衝突現象については、その挙動の予測が困難であることから、図-4 に示すように P3 橋脚の段違い部を取り除き、上部構造どうしを連続化することとした。その状態で時刻歴応答解析を行い橋脚の応答値が許容値以上になる場合には、炭素繊維巻立て補強や RC 巻立て補強を行い、橋脚の耐力を確保することとした。

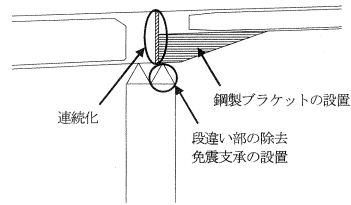


図-4 P3 橋脚の連続化部

4. 解析モデル

対象とする解析モデルは、上下線ともほぼ同様な形状であることから、本報告では、橋長の長い下り線の結果について述べる。補強後は免震橋となることから、補強の前後とも非線形動的解析を行うこととした。なお、上部構造は全断面有効剛性を有する線形はり要素とし、橋脚は、塑性ヒンジの発生が想定される橋脚下端に塑性ヒンジを考慮した非線形回転バネを設け、塑性ヒンジ以外の要素は非線形はり要素でモデル化した。塑性ヒンジをモデル化した非線形回転バネ、非線形はり要素の履歴特性には、剛性低下型の完全トリリニアモデル (Takeda モデル) を用いた。免震支承については、非線形特性としてパイリニアモデルを用い、その一次剛性、二次剛性および降伏変位は地震時の有効設計変位から算出し、解析により算出された変位が設計変位の±10%以内に収まるように設定した。入力波形は、道示V編のタイプI地震動およびタイプII地震動に適合する標準波形を用いた。補強前後の解析モデルの違いを表-2 に示す。

表-2 解析モデルの違い

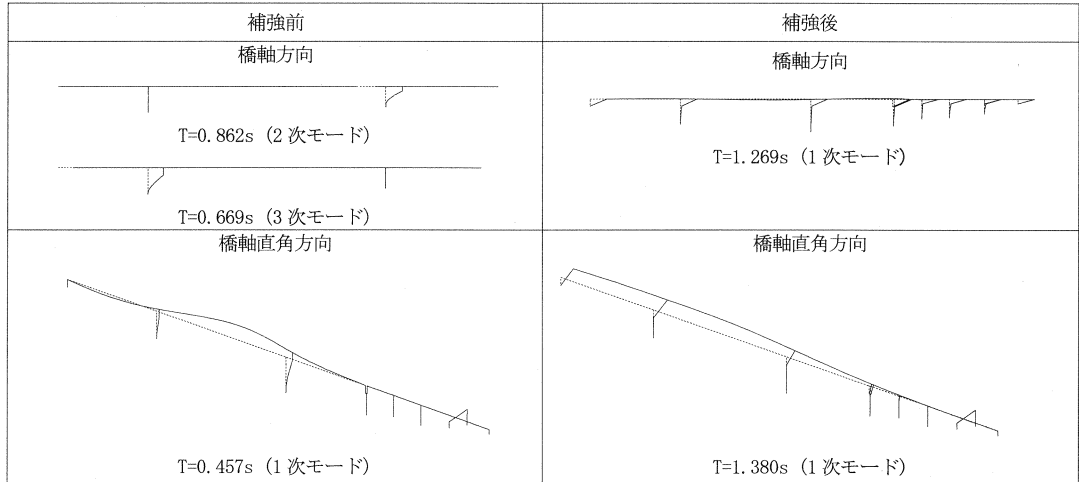
	補強前	補強後
支 承	橋軸方向 : P1, P4橋脚⇒固定支承 その他⇒可動支承 橋軸直角方向 : 全支承⇒固定支承	橋軸方向 : 全支承⇒免震支承 橋軸直角方向 : 全支承⇒免震支承
上部構造	橋軸方向 : P3橋脚⇒上部構造の連続化無し 橋軸直角方向 : P3橋脚⇒上部構造の連続化無し	橋軸方向 : P3橋脚⇒上部構造を連続化 橋軸直角方向 : P3橋脚⇒上部構造を連続化
橋 脚	橋軸方向 : 全橋脚⇒補強無し 橋軸直角方向 : 全橋脚⇒補強無し	橋軸方向 : P1 橋脚⇒繊維補強 P2, P3, P4橋脚⇒RC巻立て その他⇒補強無し 橋軸直角方向 : P1 橋脚⇒繊維補強 P2, P3, P4橋脚⇒RC巻立て その他⇒補強無し

5. 解析結果

5.1 固有値解析結果

表-3 に固有値解析によって得られた固有周期およびモード図を示す。免震支承を採用した結果、補強前に比べ補強後の固有周期が長くなった。

表-3 固有周期およびモード図



5.2 時刻歴応答解析結果

5.2.1 補強前における解析結果

補強前の時刻歴応答解析結果を表-4 に示す。橋軸方向に関しては、タイプII地震動の上部構造の変位量が、上部構造端部と橋台の遊間量 90mm を超える結果となった。また、P3 橋脚の隣接する上部構造どうしの衝突に関しては、タイプI地震動の上部構造どうしの間隔(上部構造相対変位量)が最大 38mm 縮まったが遊間量 180mm には至らなかった。しかし、上部構造端部(箱桁)と段違い

表-4 補強前の解析結果

上部構造最大応答変位(mm)									上部構造相対変位量 (mm)	
位置	橋軸方向		橋軸直角方向						橋軸方向	
	箱桁	中空床版	P1	P2	P3	P4	P5	P6	間隔が縮まる方向(-)	
タイプI地震動	80	105	7	23	5	2	2	0	-38	
タイプII地震動	145	136	23	117	15	4	2	0	-23	

橋脚	橋軸方向		橋軸直角方向					
	タイプI地震動		タイプI地震動					
	P1	P4	P1	P2	P3	P4	P5	P6
塑性ヒンジ 応答回転角 ($\times 10^{-6}$ rad)	6207	11243	400	1346	95	39	98	4
塑性ヒンジ 応答回転角 ($\times 10^{-6}$ rad)	4889	5698	2476	4469	5909	1262	2932	4004
応答回転角/許容回転角	1.27	1.97	0.16	0.30	0.02	0.03	0.03	0.00
応答せん断力 (kN)	21307	8825	14439	13990	6831	7094	737	167
せん断耐力 (kN)	7550	5001	9237	5924	3158	6136	2675	2378
応答せん断力/せん断耐力	2.82	1.76	1.56	2.36	2.16	1.16	0.28	0.07

橋脚	タイプII地震動		タイプII地震動					
	タイプII地震動		タイプII地震動					
	P1	P4	P1	P2	P3	P4	P5	P6
塑性ヒンジ 応答回転角 ($\times 10^{-6}$ rad)	11633	14884	1702	8243	1013	172	124	7
塑性ヒンジ 応答回転角 ($\times 10^{-6}$ rad)	9917	11336	4777	9747	13892	2859	5636	8705
応答回転角/許容回転角	1.17	1.31	0.36	0.85	0.07	0.06	0.02	0.00
応答せん断力 (kN)	29238	11536	29199	20114	9447	11377	1029	394
せん断耐力 (kN)	8923	6178	10489	6647	3572	6748	3014	2608
応答せん断力/せん断耐力	3.28	1.87	2.78	3.03	2.64	1.69	0.34	0.15

部との衝突に関しては、最大応答変位が 145mm となり、免震支承に交換すると現在の遊間 150mm を越え衝突することが十分予測される。橋脚の塑性ヒンジの応答回転角は、最大で許容回転角の 2 倍程度、せん断に対してはせん断耐力の 3 倍程度の応答が生じた。なお、橋軸直角方向における橋脚塑性ヒンジ部の応答回転角は全て許容回転角を満足する結果となった。

5.2.2 補強後における解析結果

補強後の時刻歴応答解析結果を表-5に示す。

全ての支承を固定・可動支承から免震支承に取り替え上部構造を連続化した結果、橋軸方向ではタイプⅠ地震動における最大応答変位が143mm、タイプⅡ地震動における最大応答変位量が171mmとなり、補強前と比較して変位量は増加した。橋軸直角方向では、タイプⅠ地震動に対してタイプⅡ地震動の変位量は、箱桁部ではあまり差が見られなかったが、中空床版部に関しては2倍程度の違いが見られた。また、補強前との比較では、橋軸方向と同様に変位量が増加した。

免震支承の採用により橋脚に作用する上部構造の慣性力を小さくし、連続化により上部構造の慣性力を各橋脚に分担させるとともに、橋脚の巻立て補強によって耐力を増加させたことによって、塑性ヒンジの応答回転角、応答せん断力は、許容回転角およびせん断耐力以下となり、照査を満足させることができた。

6. まとめ

芋川橋の補強前後に対して非線形動的解析による照査を行った結果、補強前では、タイプⅠ地震動およびタイプⅡ地震動のどちらの場合も照査を満足せず、補強の必要性を示した。さらに、上部構造と橋台は衝突し、上部構造と段違い部も衝突の可能性があることが確認できた。

免震化と連続化を採用した補強後は、補強前に比べ固有周期が長くなり、橋脚に作用する上部構造の慣性力を小さくすることができた。タイプⅠ地震動およびタイプⅡ地震動のどちらに対しても橋脚の補強を必要とするものの、補強前に固定支承が取り付けられていたP1橋脚およびP4橋脚の慣性力は大幅に減少し、全ての橋脚において道示V編の耐震性能を満足させることができた。

表-5 補強後の解析結果

上部構造最大応答変位(mm)									
位置	橋軸方向	橋軸直角方向							
	連結	A1	P1	P2	P3	P4	P5	P6	A2
タイプⅠ地震動	143	140	204	183	104	87	81	83	82
タイプⅡ地震動	171	147	206	192	130	147	169	182	180

	橋軸方向						
	タイプⅠ地震動						
	橋脚	P1	P2	P3	P4	P5	P6
塑性ヒンジ 応答回転角(×10 ⁻⁶ rad)	241	1163	1183	931	926	892	
塑性ヒンジ 応答回転角(×10 ⁻⁶ rad)	2632	3299	4185	4495	1653	1740	
応答回転角/許容回転角	0.09	0.35	0.28	0.21	0.56	0.51	
応答せん断力(kN)	9257	9247	7596	5378	2061	1260	
せん断耐力(kN)	9470	13212	8904	8242	2675	2378	
応答せん断力/せん断耐力	0.98	0.70	0.85	0.65	0.77	0.53	

	橋軸方向						
	タイプⅡ地震動						
	橋脚	P1	P2	P3	P4	P5	P6
塑性ヒンジ 応答回転角(×10 ⁻⁶ rad)	257	2501	1714	331	1293	1032	
塑性ヒンジ 応答回転角(×10 ⁻⁶ rad)	4235	7049	9262	9214	2030	2459	
応答回転角/許容回転角	0.06	0.35	0.19	0.04	0.64	0.42	
応答せん断力(kN)	9932	12371	8329	5411	2703	1283	
せん断耐力(kN)	10843	14506	9973	9590	3014	2608	
応答せん断力/せん断耐力	0.92	0.85	0.84	0.56	0.90	0.49	

	橋軸直角方向						
	タイプⅠ地震動						
	橋脚	P1	P2	P3	P4	P5	P6
塑性ヒンジ 応答回転角(×10 ⁻⁶ rad)	96	241	51	12	622	52	
塑性ヒンジ 応答回転角(×10 ⁻⁶ rad)	1548	2377	2434	798	1687	1862	
応答回転角/許容回転角	0.06	0.10	0.02	0.02	0.37	0.03	
応答せん断力(kN)	10424	14260	9741	3668	2116	1036	
せん断耐力(kN)	12301	17725	18606	18923	2675	2378	
応答せん断力/せん断耐力	0.85	0.80	0.52	0.19	0.79	0.44	

	橋軸直角方向						
	タイプⅡ地震動						
	橋脚	P1	P2	P3	P4	P5	P6
塑性ヒンジ 応答回転角(×10 ⁻⁶ rad)	124	278	46	16	799	84	
塑性ヒンジ 応答回転角(×10 ⁻⁶ rad)	2232	5146	7547	1568	2065	2612	
応答回転角/許容回転角	0.06	0.05	0.01	0.01	0.39	0.03	
応答せん断力(kN)	11591	16557	9050	5251	2593	1499	
せん断耐力(kN)	13553	18912	19424	19870	3014	2608	
応答せん断力/せん断耐力	0.86	0.88	0.47	0.26	0.86	0.57	