

鋼製支承の破壊によるすべりを考慮した連続けた橋の耐震性能照査

大日本コンサルタント(株) ○正会員 原田 政彦
土木研究所 寒地土木研究所 正会員 石川 博之

土木研究所 寒地土木研究所 正会員 岡田 慎哉
土木研究所 寒地土木研究所 正会員 西 弘明
大日本コンサルタント(株) 正会員 吉岡 勉

1. はじめに

近年の道路橋耐震設計では、地震応答解析による動的照査法を用いることが主流となっているが、実際の地震時挙動との比較から解析精度を検証した事例は比較的小さい。本検討は、2003年十勝沖地震において被災した際に強震記録が得られている十勝河口橋を対象に解析精度を検証するとともに、地震時実挙動を模擬できるモデルを用いた場合の耐震性能について検討したものである。

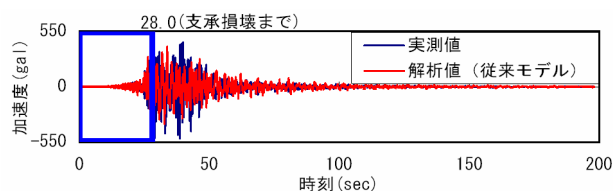
2. 十勝河口橋の概要と被災状況

十勝河口橋は、主橋梁の3径間有ヒンジPCラーメン箱桁橋と、側橋梁の3径間連続PC箱桁橋×3連で構成され、橋脚はRC小判型壁式橋脚である。2003年十勝沖地震(M8.0)により本橋は、鋼製支承のライナープレートあるいは水平ローラーが破損し、桁端部において最大67cmの橋軸直角方向水平変位および橋面に最大10cm程度の段差が生じる被害を受けた¹⁾。本橋にはP4・P5橋脚桁内部、中央ヒンジ部、A2橋台の橋座上、および地表(GL-5m)と地中(GL-50m)の6箇所に加速度計が設置され、同地震において貴重な強震記録が得られている。

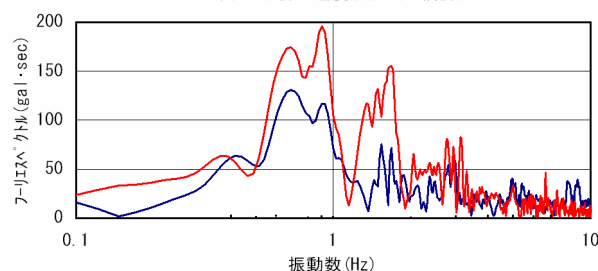
3. 強震記録を用いた解析モデル化検討

検討に用いる解析モデルは、設計実務で一般的に用い

られる3次元骨組みモデルとした(図-1)。上部構造はPC箱桁の中立軸を通るように弾性は要素でモデル化し、下部構造はトリリニア型のM-φモデルとした。このようなモデル化に対して、鋼製支承のモデル化を設計上のせん断耐力を降伏点とする完全弾塑性バイリニア型とした場合(以下、従来モデル)と、図-1に示すような破壊後のすべりを考慮できるモデルとした場合(以下、提案モデル)の2種類のモデルを用いて、被災状況の再現解析を行った。加振方向は被災の状況を考慮して橋軸



(a) 応答加速度波形 (P4橋脚)



(b) 支承損壊までのフーリエスペクトル (P4橋脚)

図-2 実測と解析との動的応答の比較

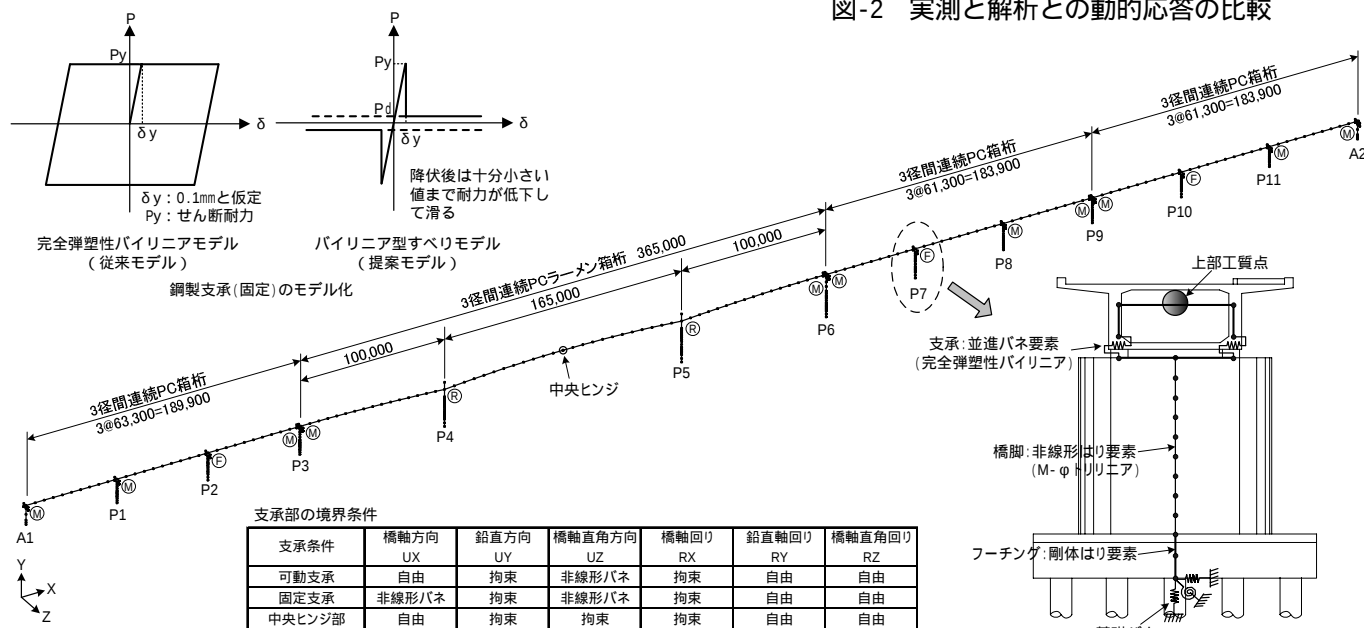


図-1 解析モデル

キーワード 2003年十勝沖地震, 強震記録, 地震応答解析, 耐震性能照査

連絡先: 〒170-0003 東京都豊島区駒込 3-23-1 大日本コンサルタント(株)本社 TEL 03-5394-7604 FAX 03-5394-7606

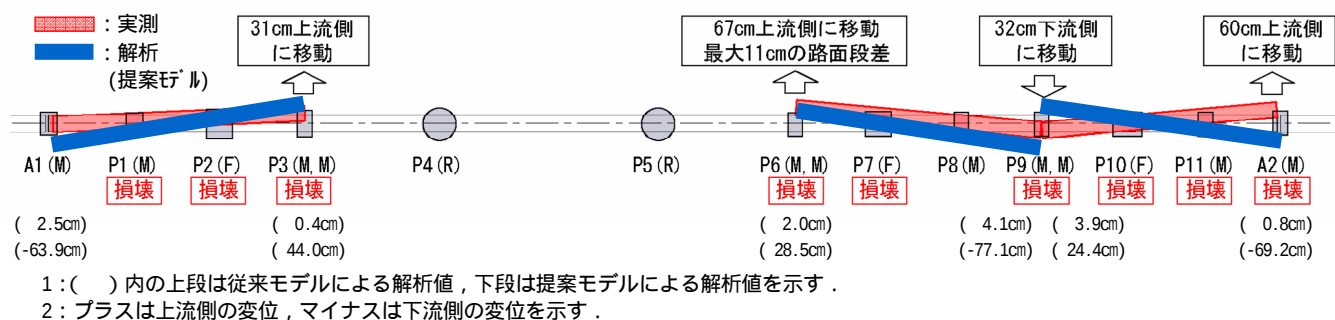


図-3 実測と解析との残留変位の比較

直角方向とし、入力地震動は P11～A2 間中央の GL-5.0m 位置で得られた十勝沖地震本震の加速度波形を用いた。

P4 橋脚上の桁において、従来モデルによる解析値と実測値との加速度波形およびフーリエスペクトルを比較したものを図-2 に示す。支承損壊までの周波数特性は実測値と解析値で比較的良く合っている。また、被災直後に現地計測された桁の残留変位と解析による残留変位を比較した図-3 によると、従来モデルでは支承降伏後の耐力低下がないため桁のすべりが表現できていないが、提案モデルでは、一部の側橋梁で変位の向きが反転しているものの、現場の残留変位の状況を概ね再現できている。

4. 耐震性能照査

前述の 2 種類のモデルを用いて、レベル 2 地震動に対する耐震性能の照査を行った。入力地震動としてはタイプ 地震動相当である北海道模擬波を用いた。

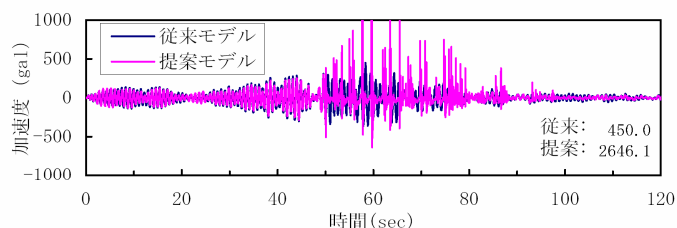
従来モデルと提案モデルによる解析結果を比較したものを図-4 に、橋脚基部の照査結果の比較を表-1 にそれぞれ示す。提案モデルによる橋軸方向の照査では、P2、P7、P10 の固定橋脚基部の最大応答曲率が許容曲率以下となり、照査を満足する結果となった。また、橋軸直角方向の照査においても、提案モデルを用いることで下部構造に作用する慣性力が支承耐力×2 個分で頭打ちとなるため、いくつかの橋脚においてせん断力の照査を満足する結果となった。

5. おわりに

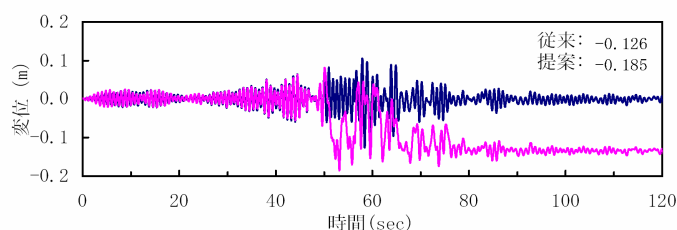
鋼製支承の破壊を考慮したモデルにより、実橋での被災状況を模擬できるとともに、橋脚の耐震補強規模を縮小できる可能性があることを示した。実橋においても 2003 年十勝沖地震時において支承が破壊したことにより橋脚が損傷を免れたと考えられ、耐震補強のコスト縮減からも支承の破壊を考慮した耐震設計は有効であると考えられる。

【参考文献】

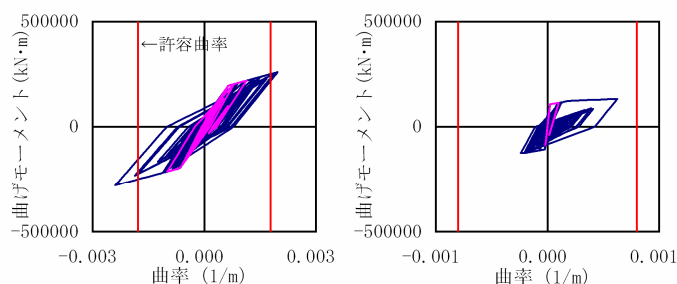
- 1) 平成 15 年 (2003 年) 十勝沖地震検討会報告書, 2004.10



(a) 上部構造の加速度波形 (P6橋脚終点側_橋軸方向)



(b) 上部構造の変位波形 (P6橋脚終点側_橋軸方向)



(c) 橋脚の応答履歴

図-4 解析結果の比較

表-1 橋脚基部の照査結果の比較

照査箇所		橋軸方向		橋軸直角方向	
		従来モデル	提案モデル	従来モデル	提案モデル
最大曲率 (1/m)	P-1 (M)	0.00045	0.00045	0.00046	0.00002
	P-2 (F)	0.00244	0.00124	0.00014	0.00004
	P-3 (M)	0.00035	0.00035	0.00043	0.00015
	P-6 (M)	0.00119	0.00116	0.00034	0.00014
	P-7 (F)	0.00224	0.00140	0.00012	0.00006
	P-8 (M)	0.00088	0.00088	0.00051	0.00005
	P-9 (M)	0.00074	0.00075	0.00031	0.00003
	P-10 (F)	0.00253	0.00098	0.00011	0.00005
	P-11 (M)	0.00008	0.00008	0.00032	0.00001
最大せん断力 (kN)	P-1 (M)	5771	5771	11571	8913
	P-2 (F)	21247	18094	22323	12203
	P-3 (M)	8556	8609	15015	12227
	P-6 (M)	11664	11838	18579	13966
	P-7 (F)	20605	18799	19588	14057
	P-8 (M)	5605	5605	11289	8820
	P-9 (M)	7061	7059	12042	9819
	P-10 (F)	21343	17530	19720	13129
	P-11 (M)	6444	6444	13459	7898

網掛けは許容値を超過した箇所を示す。