

立命館大学工学部 学生員 ○松井 美智
 三重県 非会員 尾市 知己
 立命館大学工学部 正会員 伊津野 和行

1. 研究背景・目的

橋梁は、通常時の円滑な交通を確保する役割だけではなく、被災時において、緊急輸送道路、支援物資の輸送などのライフラインとして機能することも求められる。近年、東海地震、東南海・南海地震だけでなく、首都直下型地震といった大きな地震が発生する危険性が高まっている。兵庫県南部地震以降国内の橋梁については安全性向上を第一義として耐震補強が進められてきた。しかしながら、長大橋や特殊橋梁の耐震設計においては、これまでの仕様設計では対応困難なものも多く、技術的難易度・投資額から一般高架橋の耐震補強に遅れをとっているのが現状である。本研究は図 1 に示す既設の斜張橋と隣接する 5 径間連続橋全体の耐震補強対策について、数値解析を行なって有効性を検討した。

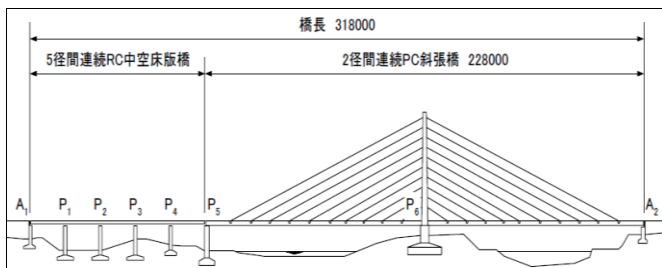


図 1 構造概要

2. 解析モデル

本研究で対象とした橋は一般国道の橋で重要度は B 種の橋とし、レベル 1 地震動に対しては耐震性能 1、レベル 2 地震動に対しては耐震性能 2 を確保することを目標とした。地震応答解析ソフト TDAPIII を使用し、道路橋示方書的一种地盤レベル 2 標準入力波によって照査した。時刻歴応答解析で使用した積分法は Newmark β 法 ($\beta = 0.25$) とし、積分時間間隔は 0.01 秒とした。解析モデルを図 2 に示す。

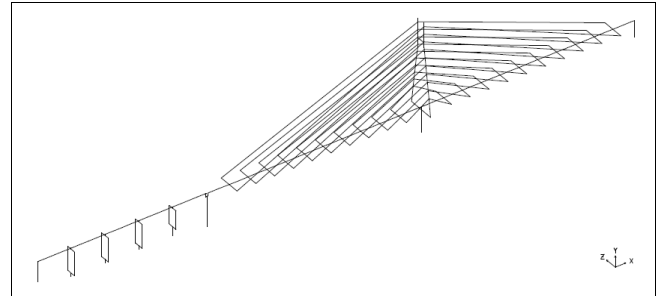


図 2 解析モデル図

3. 現橋の性能評価

現橋の耐震性能を道路橋示方書編に準じて、橋脚の塑性率と残留変位とせん断力、および桁遊間の 4 項目で評価した。P1 橋脚から P5 橋脚の残留変位は許容値以内となり、桁衝突も発生しなかった。破壊形態は P1 から P5 橋脚は曲げ破壊、P6 橋脚はせん断破壊となり、P6 橋脚のみ許容塑性率を満たさず、最大で約 8 倍になった。せん断力の照査では、橋軸方向に地震波を入力した場合に P1、P2、P3、P6 橋脚でせん断耐力を超えた。特に、P6 橋脚には耐力の約 2.5 倍のせん断力が作用した。また橋軸直角方向の照査では、P2、P3、P5、P6 橋脚でせん断耐力を超えた。特に、P5 橋脚には耐力の約 3 倍のせん断力が作用した。

4. ダンパーによる耐震補強対策

既に RC 巻き立ての検討はされていたため、ここではまず、制震ダンパーを用いる耐震補強について検討した。制震デバイスを用いて地震エネルギーを吸収し減衰させることで、許容値を超えている P6 橋脚の塑性率を抑えることを目標とした。設置場所は A1 橋台、A2 橋台と、可動支承である P4 橋脚の 3 箇所としモデルを作成した。本研究では粘性減衰機構によりエネルギー吸収する粘性ダンパーを採用した。

表1 ダンパーで補強した橋梁の塑性率とせん断力の照査結果

入力方向 地震動	橋脚	橋軸方向				橋軸直角方向				橋軸方向				橋軸直角方向			
		塑性率	許容塑性率	判定	改善率 (%)	塑性率	許容塑性率	判定	改善率 (%)	せん断力 (kN)	せん断耐力 (kN)	判定	改善率 (%)	せん断力 (kN)	せん断耐力 (kN)	判定	改善率 (%)
タイプ I	P1	3.02	4.78	ok	31.0	1.11	6.61	ok	9.7	1921.9	2320.4	ok	22.3	1197.4	3049.2	ok	8.5
	P2	3.04	4.78	ok	30.9	1.16	4.74	ok	16.7	1780.6	2320.4	ok	18.5	2004.5	3049.2	ok	11.5
	P3	3.05	4.78	ok	30.8	1.22	4.41	ok	20.6	1665.0	2320.4	ok	19.7	2166.6	3049.2	ok	16.4
	P4	2.16	4.42	ok	-42.2	0.41	12.94	ok	-44.5	737.5	1677.6	ok	-14.0	858.3	2139.6	ok	-104.3
	P5	1.10	15.77	ok	22.0	1.03	18.15	ok	43.4	2717.8	6627.5	ok	2.3	9012.1	6434.6	out	2.6
	P6	2.17	1.00	out	6.7	1.00	1.00	out	28.6	28344.7	19609.4	out	6.0	28551.8	22776.2	out	0.0
タイプ II	P1	10.40	12.92	ok	15.4	1.10	19.78	ok	62.3	3216.6	2626.1	out	4.1	2890.6	3323.1	ok	8.0
	P2	10.45	12.93	ok	15.3	1.17	13.54	ok	65.5	2811.5	2626.1	out	1.7	4830.5	3323.1	out	12.5
	P3	10.46	12.92	ok	15.3	1.19	12.43	ok	67.9	2632.3	2626.1	out	2.3	5296.7	3323.1	out	15.5
	P4	6.14	10.16	ok	-15.1	0.57	37.05	ok	-2.4	1163.3	1902.2	ok	-8.1	1430.5	2338.6	ok	-71.0
	P5	4.96	33.97	ok	10.7	1.05	46.31	ok	75.1	4843.2	7313.6	ok	0.5	20141.4	6929.1	out	3.7
	P6	8.28	1.00	out	3.3	1.00	1.00	out	70.8	57648.7	21449.5	out	1.0	59172.5	24225.0	out	4.2

表2 鋼板で補強した橋梁の塑性率とせん断力の照査結果

入力方向 地震動	橋脚	橋軸方向				橋軸直角方向				橋軸方向				橋軸直角方向			
		塑性率	許容塑性率	判定	改善率 (%)	塑性率	許容塑性率	判定	改善率 (%)	せん断力 (kN)	せん断耐力 (kN)	判定	改善率 (%)	せん断力 (kN)	せん断耐力 (kN)	判定	改善率 (%)
タイプ I	P1	3.04	8.71	ok	30.4	1.11	12.39	ok	9.7	1709.8	5906.6	ok	30.9	1197.4	6212.3	ok	8.5
	P2	3.05	8.53	ok	30.6	1.20	8.38	ok	13.9	1856.3	5906.6	ok	15.0	2004.5	6212.3	ok	11.5
	P3	3.06	8.80	ok	30.5	1.26	8.00	ok	18.1	1705.1	5906.6	ok	17.8	2166.6	6212.3	ok	16.4
	P4	1.98	6.34	ok	-30.7	0.69	22.50	ok	-142.8	781.5	5343.0	ok	-20.8	858.3	5603.6	ok	-104.3
	P5	1.04	36.91	ok	26.1	1.77	59.23	ok	3.3	2993.6	12753.1	ok	-7.6	9012.1	13439.2	ok	2.6
	P6	2.09	11.71	ok	9.8	1.40	29.22	ok	0.0	28578.6	27883.8	out	5.2	28551.8	29723.9	ok	0.0
タイプ II	P1	10.58	34.88	ok	13.9	2.65	53.48	ok	9.3	2482.4	6212.3	ok	26.0	2890.6	9015.5	ok	8.0
	P2	10.61	34.40	ok	14.1	2.90	35.05	ok	14.2	2701.3	6212.3	ok	5.6	4830.5	9015.5	ok	12.5
	P3	10.61	35.11	ok	14.1	3.11	33.19	ok	15.9	2454.6	6212.3	ok	8.9	5296.7	9015.5	ok	15.5
	P4	5.54	25.95	ok	-3.8	0.98	99.02	ok	-74.7	1256.1	5603.6	ok	-16.7	1430.5	8025.9	ok	-71.0
	P5	4.22	166.58	ok	24.1	4.02	268.18	ok	4.6	5090.6	13439.2	ok	-4.6	20141.4	25183.3	ok	3.7
	P6	8.24	51.95	ok	3.8	3.43	132.88	ok	0.1	51653.6	29723.9	out	11.3	61665.1	46418.5	out	0.1

ダンパーの解析モデルは、減衰力が $F = CV^\alpha$ で表される速度 V の α 乗非線形モデルを用いた。粘性減衰係数 C は $1000\text{kN}\cdot\text{s/m}$ 、 $\alpha = 0.1$ とした。塑性率とせん断力の照査結果を表1に示した。P6橋脚の塑性率は橋軸直角方向でほぼ許容値となったが、橋軸方向では改善が見られなかった。作用するせん断力は減少したが、せん断耐力未満にはならなかった。

5. 鋼板による耐震補強対策

次に、RC橋脚躯体を鋼板で巻立て、その間隙を充填材により密着させることで、橋脚の曲げ耐力およびせん断耐力の向上を目的とした。前章のダンパーを付け、さらに鋼板を橋脚全体に巻立てる構造でモデルを考えた。補強鋼材は溶接構造用圧延鋼材SM400、厚さは6mm、単位体積重量は 77kN/m^3 、降伏点は 240N/mm^2 を使用した。塑性率とせん断力の照査結果を表2に示した。せん断耐力が増加した結果、破壊形態がすべての橋脚で曲げ破壊型となり、塑性率が許容値以内となった。せん断力に対しても、P6橋脚以外はせん断耐力以内となった。

6. 結論

P6橋脚に対しては別の補強対策を検討する必要がある。本研究でモデル化した橋梁の斜張橋タワーP6橋脚は図3のように特殊な形状をしている。また、このP6橋脚と桁は剛結されており、支承でエネルギー吸収などの対策を施すことが困難である。また、一般的なRC橋脚のように躯体を巻き立てることによりせん断耐力を大幅に補強したとしても、P6橋脚と桁は剛結されていることから、補強後は支承（剛結部）が弱点となってしまう、大規模地震による損傷箇所が支承部に移ることとなる。よって、むやみに躯体の耐力を増強させることは適切とは言えない。このため、今後の対策検討として、橋梁全体のバランスと損傷許容箇所を勘案しながら、せん断補強としても有効な工法を検討する必要がある。

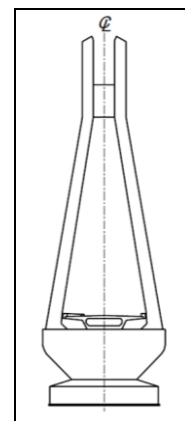


図3 P6橋脚断面図