

桁遊間の衝突を考慮した高架橋の地震時挙動解析

志村敦¹・袴田文雄²・森川陽介³・今西修久⁴

- | | |
|------------------------------|---------------------------------|
| ¹ 阪神高速道路公団 | (〒 559-0034 大阪市住之江区南港北 1-14-16) |
| ² 正会員 工修 阪神高速道路公団 | (〒 559-0034 大阪市住之江区南港北 1-14-16) |
| ³ 工修 日本技術開発(株) | (〒 531-0072 大阪市北区豊崎 5-6-10) |
| ⁴ 正会員 日本技術開発(株) | (〒 531-0072 大阪市北区豊崎 5-6-10) |

1. まえがき

平成8年12月に改訂された道路橋示方書では、橋脚・基礎・支承部・落橋防止システムの設計方針が、直下型地震動を想定して大きく変更されているが、改定内容が大規模であるために、設計施工上の様々な疑問点が挙げられている。

本文では、「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」に準拠して設計された高架橋に着目して、地震時の隣接する桁どうしまたは桁と橋台の衝突、落橋防止装置・伸縮装置・ジョイントプロテクターの作動を考慮した場合と、これらの衝突を無視した場合の非線形動的解析結果を述べる。

2. 対象橋梁と解析モデル

(1) 対象橋梁

対象橋梁は、図-1に示すように、6径間連続非合成2主桁桁橋 L=258.5m

合成2主桁桁橋と5径間連続 PRC 中空床版橋からなるランプ橋である。下部工は全て RC の単柱で、基礎工は全て場所打ち杭基礎である。支承は、P1 橋脚を除いて全て水平力分散支承である。

桁同士または桁と橋台の衝突等を考慮しているのは、P1・P7 橋脚、A1 橋台上である。図-2に P7 橋脚上の桁の掛け違い部の構造を示す。

(2) 解析モデル

上部工、塑性ヒンジ部以外の橋脚部分、橋台、基礎、ゴム支承は弾性の梁要素とバネ要素でモデル化し、橋脚基部の塑性ヒンジ部は武田型の剛性劣化復元力特性を有する梁要素を用いてモデル化した。

掛け違い部における、桁、伸縮装置、ジョイントプロテクター、落橋防止装置の衝突については、図-3に示すようにバネ（以下「衝突バネ」と呼ぶ）としてモデル化した。これらは非線形弾性のバネで、その復元力特性は図-4のとおりである。各バネ値

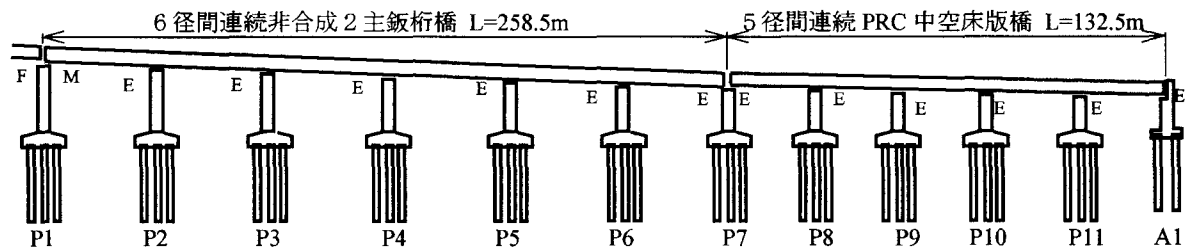


図-1 対象橋梁

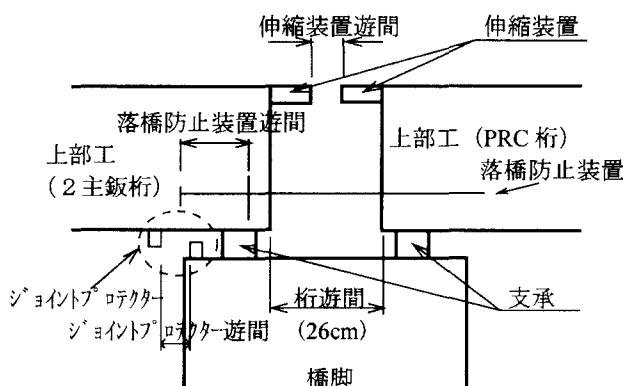


図-2 P7 橋脚上掛け違い部

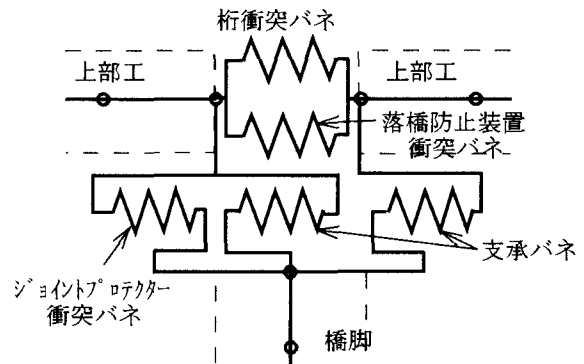


図-3 掛け違い部のモデル化

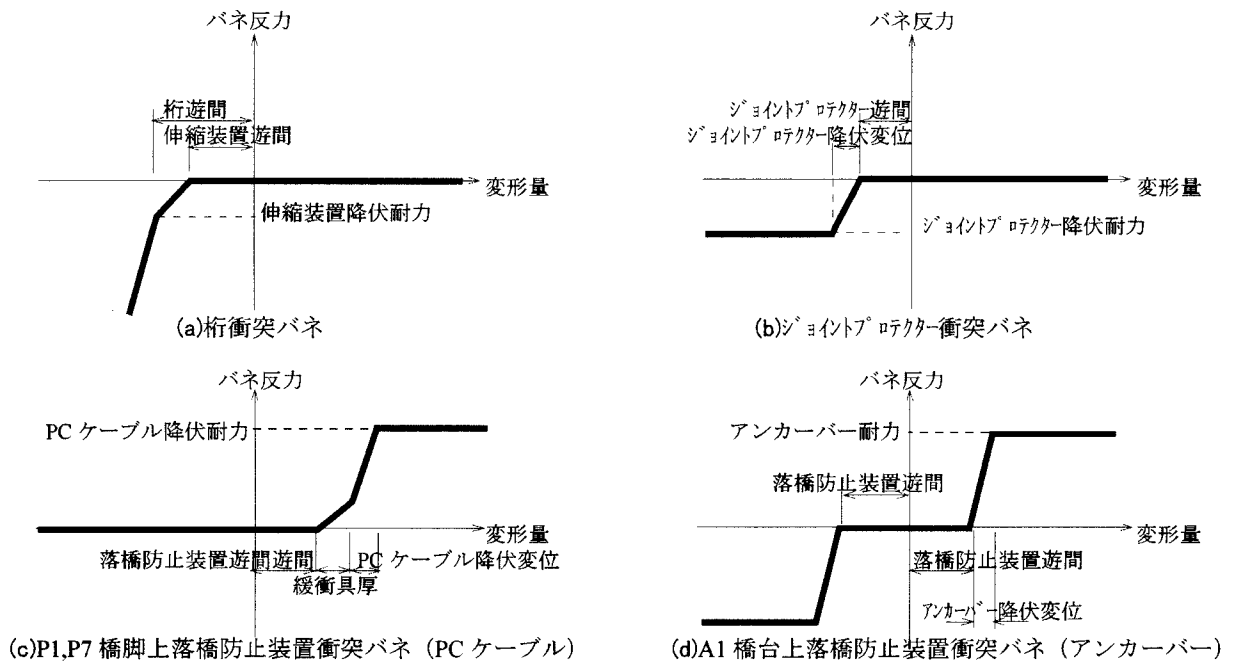


図-4 衝突バネの復元力特性

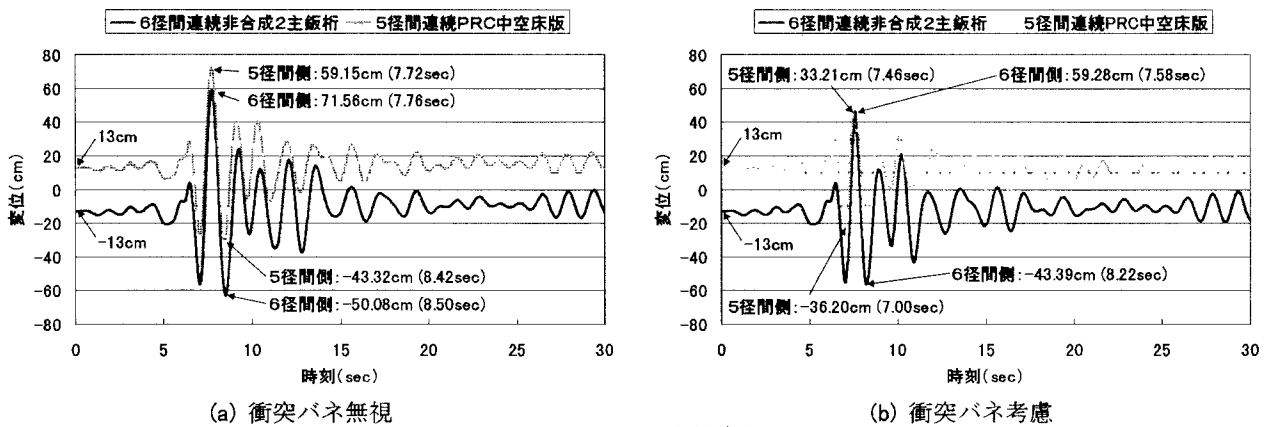


図-5 上部工応答変位

は、未解明な点も多いことから、本解析では、既往の研究¹⁾²⁾を基に、それらの諸数値を設定した。

減衰は、動的解析に先立って行った固有値解析で求めた上部工の卓越モードと下部工の卓越モードの2モードから、レーリー減衰を設定した。

入力地震波はⅢ種地盤の代表例としてタイプⅡ(Ⅱ-Ⅲ-1)を用いた。

3.解析結果

(1) 上部工

図-5の(a)に衝突バネを無視した場合、(b)に衝突バネを考慮した場合の上部工応答変位の時刻歴を示す。両上部工の応答値は、桁遊間分だけずらして表示している。

衝突バネを無視した場合、6径間連続非合成2主鈹桁と5径間連続PRC中空床版は、両上部工の固有周期がそれぞれ1.246秒と1.224秒とほぼ等しく、

近い位相で動いたが、両上部工の応答変位が大きいため、衝突が起こる可能性があることがわかる。

衝突バネを考慮した場合も、両上部工は近い位相で動いたが、応答変位は両上部工とも、衝突の影響で小さくなった。

(2) 遊間

図-6の(a)~(d)に桁と桁あるいは桁と橋脚・橋台間の相対変位の時刻歴を示す。図の縦軸は遊間の増減量を示し、0は初期値、プラス側は遊間が広がる方向、マイナス側は遊間が狭まる方向である。また、表-1に相対変位の最大応答値と対象橋梁の各遊間量(復旧仕様準拠)および現行道路橋示方書V(以下「道示V」と呼ぶ)に基づく遊間量を示す(伸縮装置遊間および桁遊間は免震設計による)。

同図、同表より、衝突バネを無視した場合、P1橋脚上およびA1橋台上の相対変位は全ての対象橋梁の遊間量および道示Vによる遊間量を上回るが、

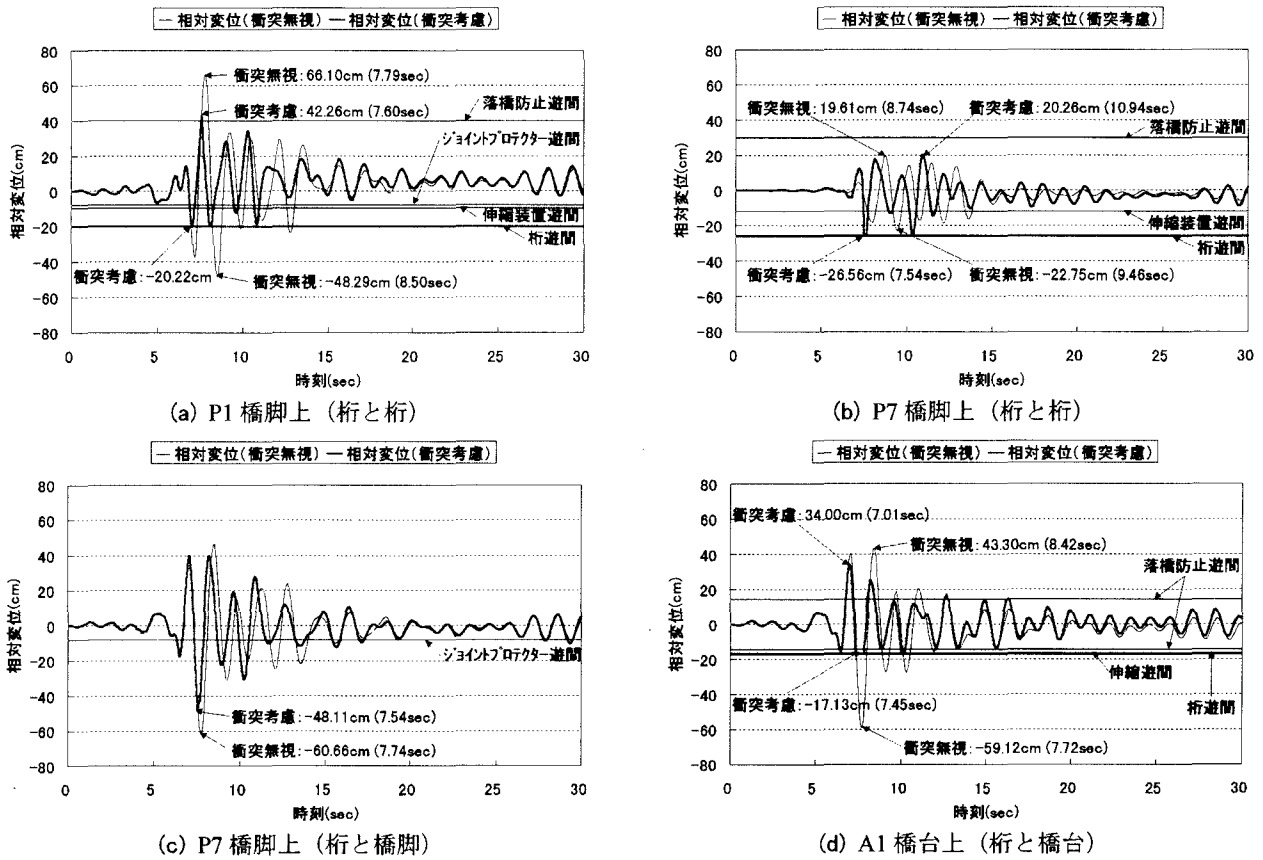


図-6 相対変位の時刻歴

表-1 設計遊間量と動的解析による相対変位算出結果

		P1	P7	A1
桁遊間(既設計)	[cm]	20.00	26.00	17.00
桁遊間(道示V)	[cm]	29.30	27.50	32.50
伸縮装置遊間(既設計)	[cm]	9.50	12.00	16.50
伸縮装置遊間(道示V)	[cm]	14.80	14.00	15.90
相対変位(桁遊間)	衝突無視 [cm]	-48.29	-22.75	-59.12
	衝突考慮 [cm]	-20.22	-26.56	-17.13
ジョイントプロテクター遊間(既設計)	[cm]	8.00	8.00	-
ジョイントプロテクター遊間(道示V)	[cm]	14.80	14.00	159.00
相対変位(ジョイントプロテクター遊間)	衝突無視 [cm]	-48.29	-60.66	-
	衝突考慮 [cm]	-20.22	-48.11	-
落橋防止装置遊間(既設計)	[cm]	40.00	30.00	±14.50
落橋防止装置遊間(道示V)	[cm]	27.50	24.50	49.50
相対変位(落橋防止装置遊間)	衝突無視 [cm]	66.10	19.61	43.30
	衝突考慮 [cm]	42.26	20.26	34.00

注) (既設計)は、対象橋梁(復旧仕様準拠)を意味する。

P7 橋脚上の相対変位は桁および落橋防止装置の遊間量を下回ることがわかる。

衝突バネを考慮した場合、P1 橋脚上および A1 橋台上において、全て(桁、ジョイントプロテクター、落橋防止)の衝突が起きたことにより、両下部工上の相対変位は小さくなった。P7 橋脚上の桁と桁の相対変位は、P1 橋脚上および A1 橋台上的衝突の影響で、若干大きくなった。図-6 の(c)と(d)から、ジョイントプロテクターや落橋防止装置との衝突点において、相対変位の曲線は乱れておらず、その影

響は小さいことがわかる。図-6 の(a)と(d)では、マイナス側の相対変位は桁遊間程度で止まっており、桁衝突バネの影響は大きいことがわかる。

また、衝突によって、P1 橋脚上の桁衝突バネに約 4000tf、P7 橋脚上の桁衝突バネに約 12000tf、A1 橋台上的桁衝突バネに約 3600tf の反力が生じた。

(3) 支承

表-2 に 6 径間連続非合成 2 主鈑桁側、表-3 に 5 径間連続 PRC 中空床版側の支承の設計変位、応答変位、応答ひずみ、および上部工慣性力の分配率を示す。

既設計では全て許容変形量(許容ひずみ=250%)を満足しているが、動的解析による支承の応答変形量は衝突バネを無視した場合、許容値を大きく上回った。

衝突バネを考慮することによって、全ての支承の応答変形量は小さくなったが、6 径間連続非合成 2 主鈑桁側では全橋脚上、5 径間連続 PRC 中空床版側では P9・P10・P11 橋脚上の支承で許容値を超えた。設計値を大幅に上回る応答値となったのは、支承の設計では等価水平震度 0.67(許容塑性率 $\mu_s=3.0$)を用いているのに対し、動的解析では、減衰の小さなゴム支承の変形量が大きいために、橋脚基部の塑性変形によるエネルギー吸収の効果が少なく、設計水平震度 1.50 に近い慣性力が作用したことによる

表-2 支承の設計変位及び最大応答値（6径間連続非合成板桁側）

橋脚名		P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	
許容変位(250%) [P1:移動可能量]	[cm]	27.50	23.25	22.50	24.00	23.25	38.50	36.00	
設計変位(既設計時)	[cm]	26.26	22.32	21.63	21.97	22.84	25.29	24.49	
応答変位	衝突無視 [cm]	66.10	45.01	39.11	43.94	45.73	66.96	60.66	
	衝突考慮 [cm]	42.26	42.30	37.36	40.40	41.76	52.49	48.11	
応答ひずみ	衝突無視 [%]	-	484	435	458	492	435	421	
	衝突考慮 [%]	-	455	415	421	449	341	334	
衝突による低減率		0.64	0.94	0.96	0.92	0.91	0.78	0.79	
分配率(既設計時)		[%]	0.0	22.3	19.7	18.8	19.9	10.1	9.2
分配率(動解結果)	衝突無視 [%]	0.0	21.6	17.1	18.1	19.2	12.9	11.0	
	衝突考慮 [%]	0.0	22.7	18.2	18.6	19.5	11.3	9.7	

表-3 支承の設計変位及び最大応答値（5径間連続PC中空床版側）

橋脚名		P7	P8	P9	P10	P11	A1	
許容変位(250%) [P1:移動可能量]	[cm]	49.50	27.50	27.50	27.50	27.50	49.50	
設計変位(既設計時)	[cm]	29.51	24.33	24.96	25.97	27.11	29.51	
応答変位	衝突無視 [cm]	49.45	36.87	40.34	46.29	52.83	58.98	
	衝突考慮 [cm]	32.55	26.61	27.73	30.09	33.00	34.00	
応答ひずみ	衝突無視 [%]	250	335	367	421	480	298	
	衝突考慮 [%]	164	242	252	274	300	172	
衝突による低減率		0.66	0.72	0.69	0.65	0.62	0.58	
分配率(既設計時)		[%]	3.8	21.9	22.5	23.4	24.4	3.8
分配率(動解結果)	衝突無視 [%]	3.7	19.2	21.0	24.1	27.5	4.4	
	衝突考慮 [%]	3.7	20.9	21.8	23.7	26.0	3.9	

表-4 橋脚の許容塑性率および最大応答塑性率

橋脚名	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11
許容塑性率	5.469	5.496	5.901	6.303	7.075	6.356	15.333	6.331	5.669	9.074	14.439
応答塑性率 (動的解析結果)	衝突無視	2.130	4.338	5.492	5.849	7.991	1.547	9.320	10.615	15.694	23.306
	衝突考慮	2.684	3.166	4.041	4.056	5.241	1.071	5.030	3.789	5.809	9.063
衝突による低減率	1.26	0.73	0.74	0.69	0.66	0.69	0.54	0.36	0.37	0.39	0.41

と考えられる。

上部工慣性力の各支承における分配率は、既設計時に比べて、衝突パネを無視・考慮の場合とも、橋脚高が低く、変形性能が小さい橋脚（A1 橋台側）ほど大きくなる傾向にある。

(4) 橋脚

表-4 に各橋脚の許容塑性率と応答塑性率を示す。衝突パネを無視した場合、5 橋脚（P5・P8・P9・P10・P11 橋脚）、衝突パネを考慮した場合でも、2 橋脚（P9・P11 橋脚）の応答塑性率が許容塑性率を超えた。

衝突によって、P2 ～ P11 橋脚の応答塑性率は低減されたが、特に橋台パラベットと桁の遊間が小さい5径間連続 PRC 中空床版側（P8 ～ P11 橋脚）で顕著であった。一方、P1 橋脚の応答塑性率は、衝突により増幅された。

4.まとめ

桁遊間等の衝突を考慮した動的解析を行い、対象橋梁の耐震性および衝突の影響について検討した。本解析から得られた結果をまとめると以下のとおりである。

①桁どうしまたは桁と橋台の衝突を考慮することで、上部工の移動量、支承の変形量、橋脚（P1 橋脚を除く）の変形量を小さくすることができるが、衝突を許す場合、衝突箇所にはパネ値の保証できる緩衝装置などの設置が必要になると考えられる。

②桁どうしまたは桁と橋台の衝突が生じた場合、可動支承の P1 橋脚や A1 橋台にも水平力が伝わるため、設計の際に注意する必要がある。

なお、非線形動的解析における橋脚以外の、支承や落橋防止装置などの変位、反力等の応答値に関しては、考えるパネ、減衰、入力位相差などによっても大きく異なることから、今後、実用化するにあたっては、入力諸数値の評価が必要である。

また、文中、「応答値>許容値」は、今回の解析値の評価であって、「破壊」を意味しないことを付記しておく。

参考文献

- 1) 川島一彦：動的解析における衝突のモデル化に関する一考察,土木学会論文報告集, No.308/pp.123-126,1981
- 2) 川島一彦,長島博之：落橋防止装置を設けた場合の免震橋の地震応答特性,土木技術資料 34-10/pp.40-47,1992