

堀切・小菅ジャンクション間改良における既設高架橋の免震・制震デバイスの最適化検討

首都高速道路(株) 正会員 ○内海和仁 首都高速道路(株) 正会員 伊原 茂
首都高速道路(株) 中野博文 JFE エンジニアリング(株) 田中智之

1. はじめに

首都高速中央環状線の堀切・小菅ジャンクション間では、平成13年に上層拡幅を完了させ、現在、下層の拡幅改良工事に着手している。既設高架橋は図-1及び図-2に示すとおり、ダブルデッキ構造で鋼製橋脚上に単純鋼製桁7連、3径間連続鋼桁1連が連続しており、昭和48年道路橋示方書に基づき設計されている。本検討では、この連続高架橋の地震時における安全性向上を目的として、高架橋全体の長周期化を図るべく免震化及び上部工の衝突を極力回避すべく制震化の併用に関する最適化検討を行い、鋼製橋脚及び基礎への負担軽減を図った。本稿ではその結果を報告する。

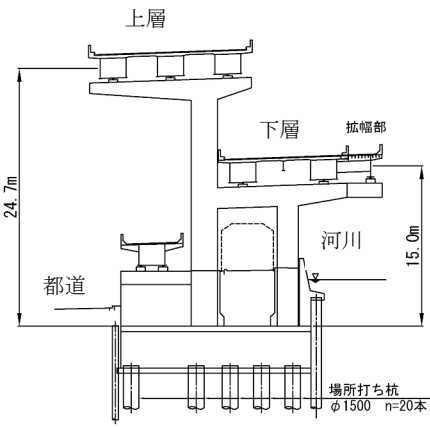


図-1 橋脚正面図

2. 解析概要

解析対象は、図-2に示す10径間に渡る連続高架橋全体系とし、汎用3次元動的解析コードTDAPⅢを使用し、固有値解析、非線形時刻歴応答解析を行い、免震・制震デバイスの効果を検証した。なお、非線形時刻歴応答解析には直接時間積分法(Newmarkβ法、 $\beta=1/4$)

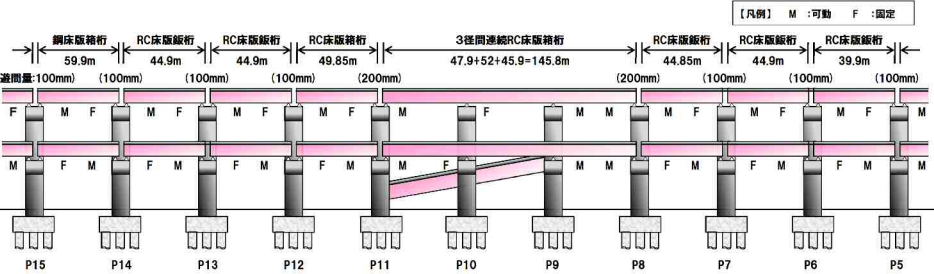


図-2 対象高架橋の側面図(対策前)

を適用し、積分時間間隔を0.002秒とした。橋梁全体系の減衰は、各構造要素の減衰定数を踏まえたRayleigh減衰により評価する。Rayleigh減衰定数は、粘性ダンパーを除いた橋梁全体系の解析モデルのひずみエネルギー比例減衰より設定する。各構造部材に適用する適用要素は表-1に示す。なお、免震支承は、履歴特性を考慮するため、減衰定数は0とする。入力地震動は、レベル2地震動(タイプⅡ)の加速度波形Ⅱ-Ⅲ-1とし、入力方向は橋軸方向とする。

表-1 適用要素

構造部材	減衰定数
上部構造	線形ばね要素
固定支承	線形ばね要素(剛体)
可動支承	完全自由
免震支承	非線形ばね要素(バイリニア型)
粘性ダンパー	非線形ばね要素(速度乗乗型)
鋼製ダンパー	非線形ばね要素(トリリニア型)
橋脚梁部及び上層柱	非線形ばね要素(バイリニア型)
下層柱	ファイバー要素
地盤ばね	線形ばね要素

3. 免震化及び制震化の概要

図-3及び図-4に各種デバイスの配置図を示す。免震支承は地震時慣性力による橋脚及び基礎への負担が大きい上層のみに配置することとした。なお、既設高架橋では支承スペースが狭隘であり、既設支承位置への免震支承の配置に制約を受けるため、鉛直荷重を受けるすべり支承と水平荷重を受ける免震支承に機能分離させる支承システムとした。また、制震デバイスは橋軸方向に対しては上層・下層ともに粘性ダンパーを配置し、橋軸直角方向に対しては移動可能量の制約から鋼製ダンパーを設置した。なお、粘性ダンパーは鋼製橋脚及び基礎の負担軽減のために桁・桁連結タイプとした。表-2に解析に用いた免震・制震デバイスの諸元を示す。

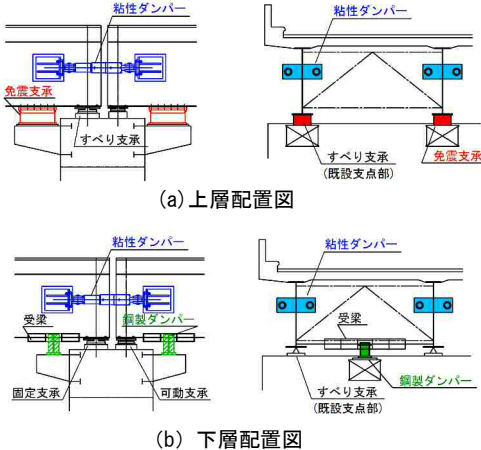


図-3 免震・制震デバイスの配置図

キーワード 免震, 制震, 鋼製橋脚, 桁衝突, 非線形時刻歴応答解析
連絡先〒100-8930 東京都千代田区霞が関1-4-1 首都高速道路(株) 建設事業部 構造設計室 TEL 03-3539-9558

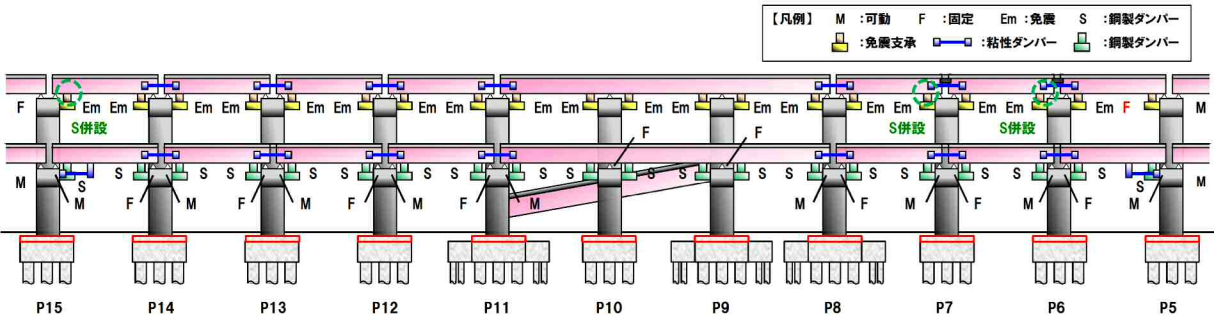


図-4 免震・制震デバイスの全体配置図

表-2 免震・制震デバイスの諸元

		単位	P15	P14	P13	P12	P11	P8	P7	P6	P5
桁遊間 (mm)		mm	-	100	100	100	200	200	100	100	-
上層	粘性ダンパー	減衰力	kN	-	1500	1500	1500	1000	1000	1000	-
		設置数	基数	-	3	4	4	4	6	6	-
	免震支承	せん断弾性係数G		10	12	12	12	8	8	10	12
		ゴム寸法 (橋軸方向)	mm	700	700	550	600	550	850	850	750
		ゴム寸法 (橋軸直角方向)	mm	700	700	800	600	950	550	1000	850
		ゴム総厚	mm	175	175	105	145	95	105	200	205
下層	粘性ダンパー	減衰力	kN	400	1500	1500	1500	1000	1000	1000	400
		設置数	基数	3	4	4	4	4	4	4	4
	鋼製ダンパー	減衰力	kN	600	600	600	600	600	1000	1000	800
		設置数	基数	2	2	2	2	2	2	2	2
		減衰力	kN	600	600	600	600	600	800	600	600
		設置数	基数	2	2	2	2	2	2	2	2

4. 解析結果及び考察

(1) 免震デバイスの効果

橋軸方向の卓越固有周期は、免震支承（HDR-S）により 1.265 秒から 1.668 秒と約 0.4 秒の長周期化を図ることができた。また、代表的に P11～P14 橋脚区間を抽出して、免震支承の最大せん断ひずみ、対策前後における橋脚天端の最大変位・残留変位、橋脚基部の曲げモーメント・曲率を図-5 及び表-3 に示す。橋脚天端変位は、免震支承によるアイソレート機能とエネルギー吸収機能の効果により、無対策に比べて約 25%から約 50%の範囲で低減が図れている。同様に、橋脚基部の曲げモーメント及び曲率の低減も図れており、塑性変形の防止に効果的であると考えられる。

(2) 制震デバイスの効果

免震化により、上部桁の変位量が対策前に比べて大きくなり、桁遊間（100mm）の狭い箇所では、桁衝突を回避することが困難である。しかし、本検討では免震支承の変形を妨げない程度に制震効果を有する粘性ダンパーを橋軸方向に設置することにより、表-4 に示すとおり桁衝突を回避できる。

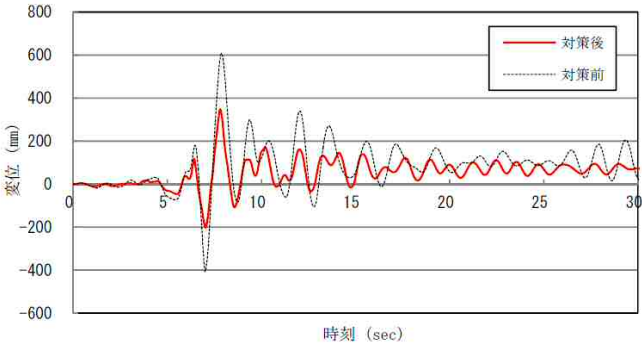


図-5 対策前後における上層柱天端変位 (P13 橋脚)

表-3 対策前後の比較

		単位	P14	P13	P12	P11
免震支承最大せん断ひずみ	若番側	%	218	237	129	145
	老番側	%	119	150	238	181
橋脚天端最大変位	対策前	mm	453	608	511	512
	対策後	mm	334	349	322	245
	低減率	%	26	43	37	52
橋脚天端残留変位	対策前	mm	74	122	61	85
	対策後	mm	69	81	83	47
	低減率	%	7	34	-36	45
許容残留変位		mm	251	253	256	259
橋脚基部曲げモーメント	対策前	kN・m	87,235	84,291	82,484	93,151
	対策後	kN・m	81,421	78,479	76,287	85,572
曲率	対策前	1/m/10 ³	2.03	4.38	3.56	3.78
	対策後	1/m/10 ³	1.53	2.18	1.86	1.98

表-4 対策前後における桁衝突回数

		単位	P14	P13	P12	P11
桁衝突	対策前	回	5	7	1	3
	対策後	回	衝突無し			

5. まとめ

上述のとおり、免震化による長周期化を図り、さらには桁衝突回避のために制震化を行うというハイブリッドな対策により、桁遊間が小さい既設高架橋の地震時における安全性を向上することができると考えられる。