

制震橋梁に関する研究

— 橋脚に制震ダンパーを適用した新構造 —

岡本 裕昭 *1・南雲 広幸 *2・松木 聡 *3

1. はじめに

1.1 研究の背景

兵庫県南部地震以降、大地震に対する耐震安全性の確保は橋梁の設計においても規準等に規定され必須となっている。この耐震安全性確保のために、支承部に免震支承を適用し地震力の低減を図ることはその手段の一つであるが、支承は維持管理やコストの点から必ずしも有利ではなく、連続ラーメン橋が採用されるケースが多くなってきている。本文は、連続ラーメン橋に対して橋脚部材を細くして固有周期の長周期化を図り、ダンパーを適用して地震エネルギーを吸収させる構造の研究について報告する。

1.2 制震橋梁の構造形式

制震橋梁は複数のコンクリート柱をトラスで連結して構成される組柱構造の橋脚を有し、トラス格点に上下方向の相対変位でエネルギー吸収を行う制震装置を配置する構造形式である(図-1)。制震装置として、耐久性と信頼性に優れる鋼材ダンパーであるハニカムダンパー¹⁾(写真-1)を用いる。制震装置は橋脚全長に配置する。

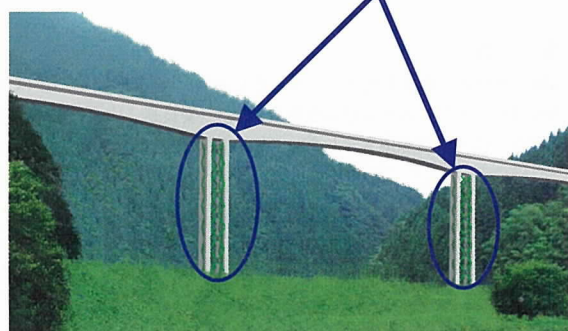
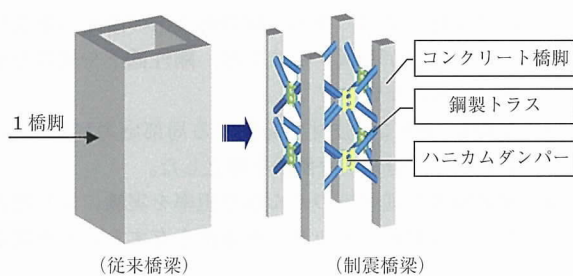


図-1 制震橋梁のコンセプト



写真-1 ハニカムダンパー

1.3 制震橋梁の特徴

制震橋梁の特徴を以下に示す。

(1) 地震エネルギーの吸収

ハニカムダンパーは低降伏点鋼(表-1)の塑性変形により地震エネルギーを吸収する減衰性能を有する。本橋梁は、組柱構造を橋軸方向・橋軸直角方向の双方に組み合わせることにより、双方向の地震に対して制震効果が発揮できる構造形式である。

表-1 ハニカムダンパーに用いる低降伏点鋼の機械的性質

降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	全伸び (%)
215 ~ 245	400 以下	40 以上

備考) 引張試験片: JIS Z 2201 5号

(2) 橋梁の長周期化による応答加速度の低減

構造物の固有周期と地震動の卓越周期が一致すると地震被害が大きくなることが知られている。そのため、耐震性を高めるために構造物の固有周期をシフトさせて地震動の卓越周期と一致しないように設計することは有効な方法である。制震橋梁では、組柱構造が柔構造で長周期化が図れるため、地震時の応答加速度が大幅に低減される。

(3) 施工コストの低減と維持管理の容易化

制震橋梁構造の採用により、橋梁全体の構造の合理化(コンクリート柱部材の数量減, 基礎構造の小規模化, 上部構造の耐震補強鋼材量の低減)が可能となるため、建設費の低減が期待できる。さらに、ハニカムダンパーは比較的安価な材料であり、大地震を6回経験してもほぼ初期の減衰効果を発揮することから、大地震で被災を受けた場合の復旧費用も従来橋梁と比較して低廉となることが期待できる構造形式である。

*1 Hiroaki OKAMOTO: 鹿島建設(株) 土木設計本部 プロジェクト設計部 グループ長

*2 Hiroyuki NAGUMO: 鹿島建設(株) 土木設計本部 プロジェクト設計部 設計長

*3 Satoshi MATSUKI: 鹿島建設(株) 土木設計本部 プロジェクト設計部 設計主査

2. 成立性・耐震性の検討

2.1 検討目的

本章では、一連の橋梁設計の流れの中で、制震橋梁の構造が成立可能であるか検討するとともに制震橋梁の耐震性(制震効果)を検討する。

2.2 検討方法

本検討では、従来型の PC3 径間連続ラーメン橋(以下、従来橋梁と称する)に対し、この橋脚部分を図-1 に示すように制震橋梁の構造形式で置き換えた橋梁を想定する。この制震橋梁の構造が一連の橋梁設計の流れの中で成立可能であるかを確認するため、架設時から構造系完成後までの構造系の変化、およびクリープ・乾燥収縮による経時変化の影響を踏まえてクリープ終了時における供用性の検討を行うとともに、大規模地震に対する安全性の検討を行う。また、従来橋梁、および制震橋梁双方の地震応答解析結果の比較から制震橋梁での制震効果を確認する。

2.3 検討条件

(1) 検討対象橋梁

検討対象とした従来橋梁の構造一般図を図-2 に示す。

(2) 解析モデル

解析モデルを図-3 に示す。解析モデルは橋梁全体系をモデル化し、集中質点系による骨組モデルとする。境界条件は、桁端部では水平ローラー、橋脚下端では地盤バネ支持とする。

(3) 材料諸元

材料諸元を表-2 に示す。制震橋梁では常時に橋脚コン

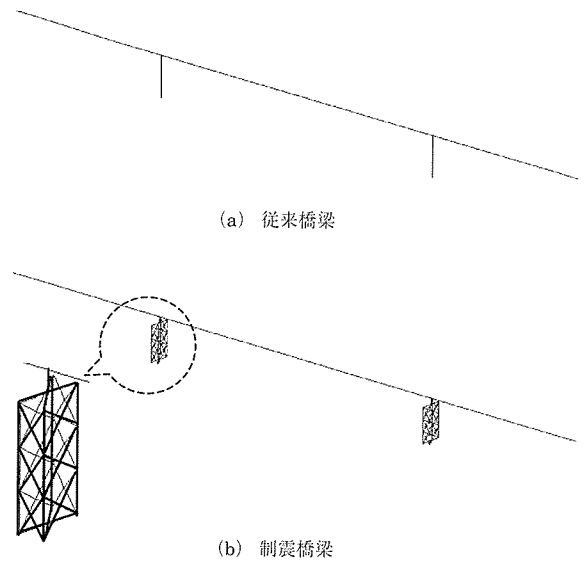


図-3 解析モデル

クリートの圧縮応力度が大きくなる。そのため、高強度コンクリートを用いる必要があり、これに伴い高強度鉄筋を適用している。

(4) 鉄筋コンクリートの非線形特性

非線形動的解析における橋脚部材をモデル化した鉄筋コンクリート部材は地震時に塑性化することが予想されるため、非線形要素としてモデル化する。非線形要素の骨格曲線はコンクリートのひび割れ、鉄筋の降伏を考慮したトリリニア型の骨格曲線とする。履歴特性モデルは、剛性低

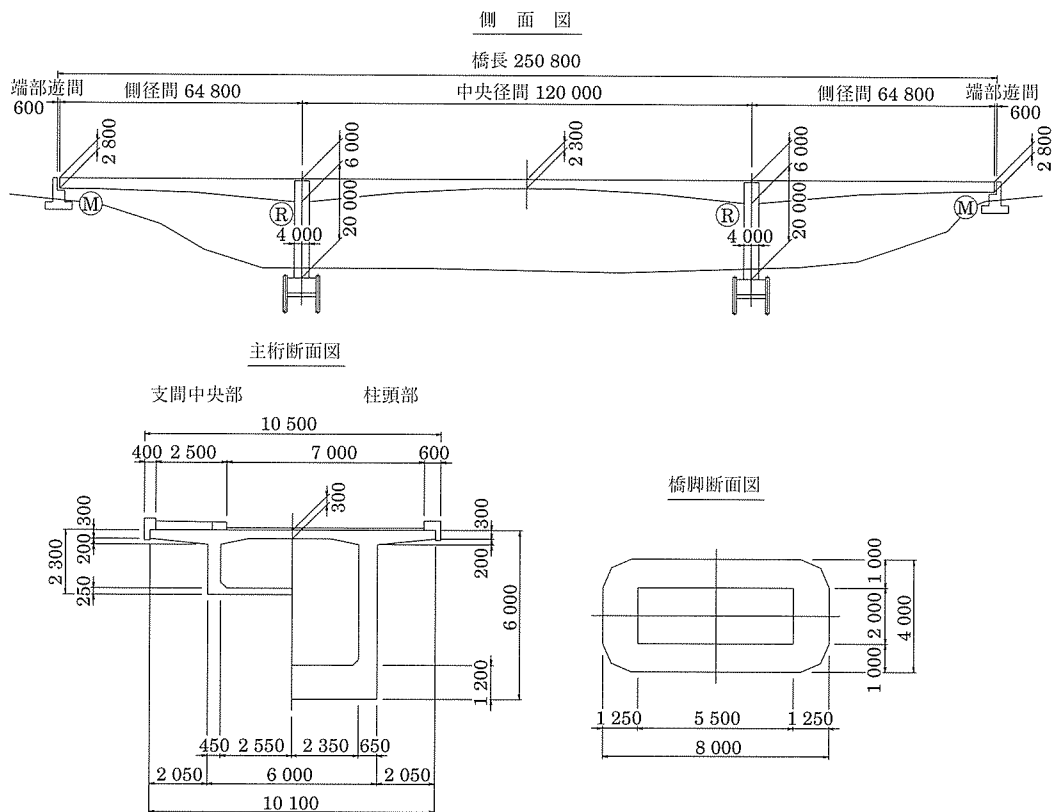


図-2 構造一般図

表-2 材料諸元

材料	部材	強度, 仕様等	
		制震橋梁	従来橋梁
コンクリート	橋脚	$\sigma_{ck} = 70 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$
	主桁	$\sigma_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
鉄筋	橋脚	SD 490	SD 345
鋼製トラス	橋脚	STK 400, $\phi = 300 \text{ mm}$, $t = 16 \text{ mm}$	—
ハニカムダンパー	橋脚	タイプL型, 歯3枚	—
PC鋼材	主桁 (主方向)	SWPR7B 12S12.7	SWPR7B 12S12.7

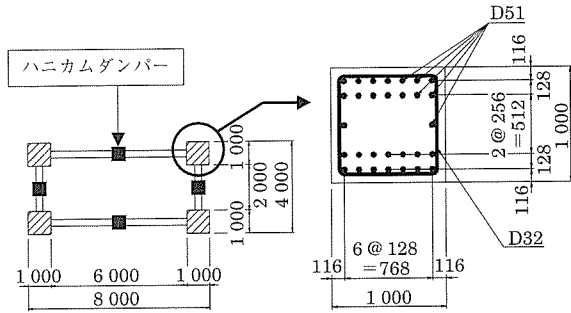


図-4 橋脚 RC 断面 (制震橋梁)

下型の武田モデル ($\alpha = 0.5$) とし, 硬化則は, 移動硬化とする。なお, 制震橋梁の橋脚 RC 断面は図-4 に示すとおりとする。

(5) ハニカムダンパーのモデル化

ハニカムダンパーは, せん断力-変形の骨格曲線をトリリニア型のモデルで表現する。復元力特性は移動硬化型とする。図-5 にハニカムダンパー 1 箇所 (歯3本) あたりの弾塑性特性を示す。

(6) 入力地震動

「道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編 平成14年3月」²⁾ のレベル2地震動タイプⅡ地震動を入力地震動とする。加速度波形を図-6 に示す。

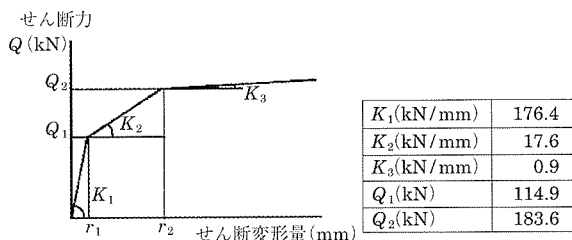


図-5 ハニカムダンパーの弾塑性特性

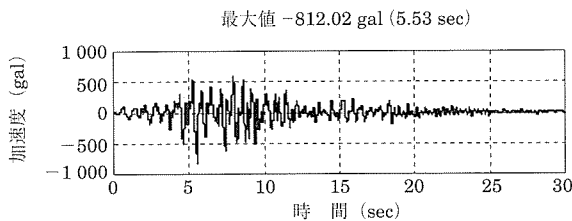


図-6 加速度波形

(7) 減衰定数

「道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編 平成14年3月」²⁾ を参考に各構造要素に対して設定した等価減衰定数を表-3 に示す。動的解析における減衰マトリックスはモード減衰定数に基づいて Rayleigh 減衰により設定する。

表-3 各構造要素の等価減衰定数

構造要素	減衰定数
上部構造 (桁)	0.03
橋脚 (RC)	0.02
ダンパー, 剛部材	0.00
鋼管	0.04
地盤バネ	0.30

2.4 検討結果

(1) 成立性の検討結果

成立性の検討では以下の照査を行った。

① 鉄筋コンクリート柱の照査

常時荷重については発生応力度が許容応力度内であることを照査した。耐震検討についてはレベル2地震による発生断面力が断面耐力以下であることを照査し, 鉄筋コンクリート柱の曲げ・軸力, およびせん断力に対する安全性を確認した。常時の鉄筋とコンクリートの応力度を照査した結果を表-4 に示す。高強度鉄筋 SD 490 については, 許容引張応力度は SD 345 の値を準用し, 許容圧縮応力度 σ_{sa} は, 降伏点強度 ($\sigma_{sy} = 500 \text{ N/mm}^2$) に対し「コンクリート標準示方書 土木学会 2002 年制定」³⁾ に準じ安全率 2.0 を考慮して $\sigma_{sa} = 500 \text{ N/mm}^2 \times 1/2 = 250 \text{ N/mm}^2$ とした。

表-4 鉄筋コンクリート柱の応力度照査結果

荷重				橋脚下端応力度 (N/mm ²)		許容応力度 (N/mm ²)
				節点 207	節点 217	
死荷重	コンクリート	圧縮	σ_c	13	16	20
		引張	σ_s	42	37	100
	鉄筋	圧縮	σ'_c	147	191	250
活荷重 M_{max}	コンクリート	圧縮	σ_c	15	17	20
		引張	σ_s	45	82	180
	鉄筋	圧縮	σ'_c	179	200	250

② 主桁の照査

主桁については, 発生応力度が, 常時荷重においては許容応力度内, 耐震検討におけるレベル2地震時については弾性範囲内であることを確認した。主桁コンクリートの応力度照査結果を図-7 に示す。

③ 鋼製トラスの照査

「道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編 平成14年3月」⁴⁾ に従って以下の照査を行い, 安全性を確認した。

- ・軸方向力と曲げモーメントを同時に受ける鋼管部材の安全性の照査
- ・軸方向力とせん断力を同時に受ける鋼管部材の安全性の照査

図-8 に活荷重作用時における軸方向力と曲げモーメントに対する鋼製トラスの安全性の照査結果を示す。

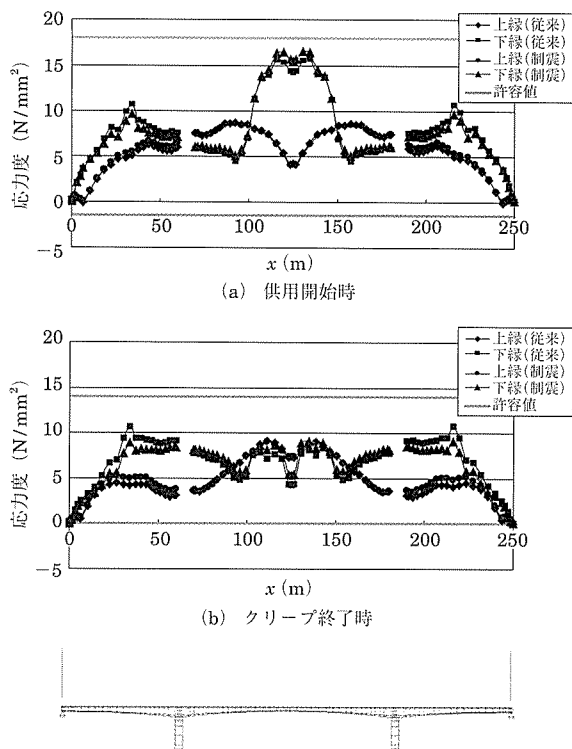
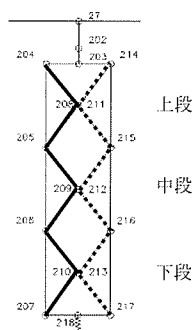


図-7 コンクリート応力度照査結果



部材	軸力 N (kN)		曲げモーメント M (kN·m)		応力 (N/mm ²)		許容応力度 (N/mm ²)
	I 端	J 端	I 端	J 端	I 端	J 端	
204	208	262.17	881.6	-57.88	-19.61	-21	140
208	205	121.42	-1 492.01	32.35	14.65	21	140
205	209	195.29	2 701.86	27.02	40.28	21	116
209	206	32.08	-1 520.85	-22.22	-8.55	-10	140
206	210	390.57	1 623.03	123.15	83.7	78	100
210	207	258.29	-858.48	-44.07	-25.57	-14	-43
214	211	262.24	-852.63	-93.81	-52.79	-40	-57
211	215	384.58	1 523.23	77.62	47.78	54	78
215	212	9.63	-2 669.81	-46.36	5.8	-24	-90
212	216	182.17	1 570.01	44.88	27.32	30	69
216	213	130.54	-1 590.4	74.46	48.47	43	-30
213	217	282.50	899.76	4.35	10.99	12	37

図-8 鋼製トラスの照査

④ ハニカムダンパーの照査

ダンパーの構造安全性は、既往の実験結果⁵⁾を参考に Miner 則に基づく疲労損傷度 D を算定することによって評価した。上段・中段・下段のハニカムダンパーについて疲労損傷度 D 、および $1/D$ を算出した結果を表-5に示す。 $1/D \geq 2$ よりダンパーの安全性が確認された。

表-5 ハニカムダンパーの照査

ハニカムダンパー	疲労損傷度 D	$1/D$
上段	0.135	7.43
中段	0.355	2.81
下段	0.132	7.55

(2) 耐震性の検討結果

表-6に従来橋梁と制震橋梁の解析結果の比較を示す。

① 応答加速度

桁中央における最大水平応答加速度は、従来橋梁で 975.48 gal、制震橋梁で 159.40 gal となる。制震橋梁では、長周期化と制震効果により大幅な低減が確認される。

② 応答変位

桁中央における最大水平応答変位は、従来橋梁で 16.77 cm、制震橋梁で 27.87 cm となり制震橋梁の方が増加するが、橋の耐震性を損なう変形量にはなっていない。

③ 塑性ヒンジの応答曲げモーメント

塑性ヒンジ上下端における最大応答曲げモーメントは、従来橋梁で 247 544 kN·m、268 948 kN·m、制震橋梁で 9 941 kN·m、9 945 kN·m となり、従来橋梁の約 4% に低減される。

④ 塑性ヒンジの履歴応答

従来橋梁の方が制震橋梁と比較して塑性化が大きい。その結果、塑性ヒンジにおけるエネルギー吸収は従来橋梁の方が大きくなっている。制震橋梁には、常時のコンクリート応力度の兼ねいより高強度コンクリートが使用されている。そのため、橋梁のエネルギー吸収はハニカムダンパー部で行われており、橋脚の塑性変形には依存しない結果となっている。

3. 適用領域の検討

3.1 検討目的

本章では、制震橋梁構造の適用領域、および同構造が有効となる支間長、橋脚高、径間数について検討を行う。

3.2 検討方法

2章では、最大支間長 120 m、橋脚高約 20 m の PC3 径間連続ラーメン橋について、制震橋梁構造の成立性、および耐震性を確認した。3章では、PC 多径間連続ラーメン橋を対象に、橋脚高、最大支間長、径間数をパラメータとして解析モデルを設定し、制震橋梁構造のメリットが活かせる領域を設計的なアプローチから検討し、同構造が有利となる支間長、橋脚高、径間数について確認する。

3.3 検討ケース

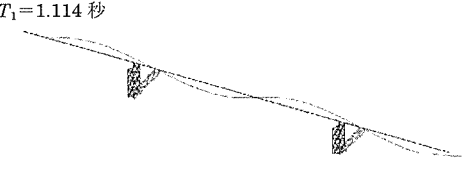

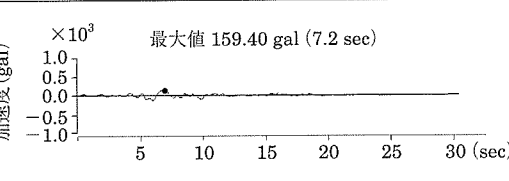
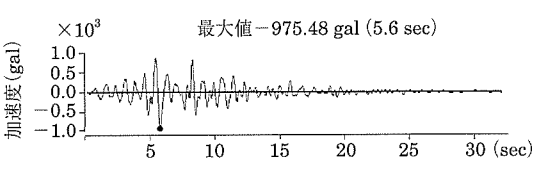
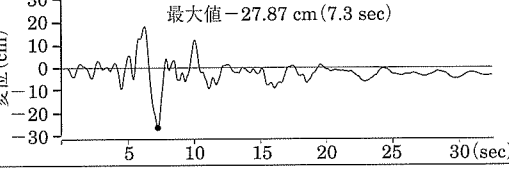
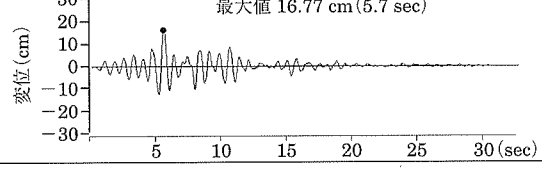
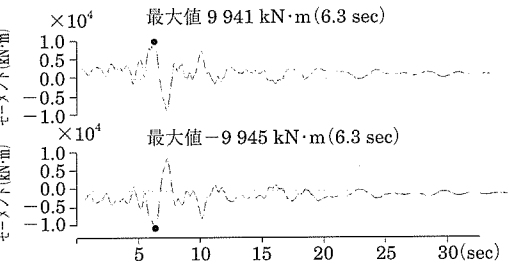
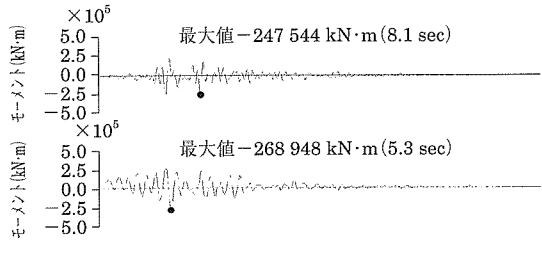
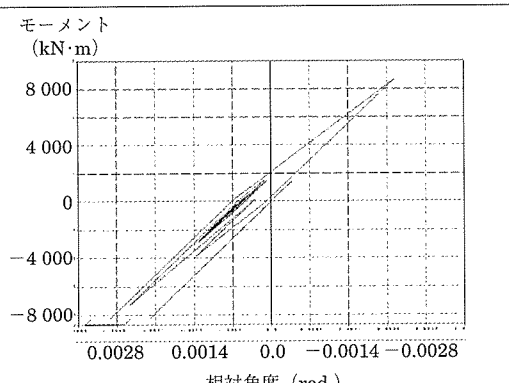
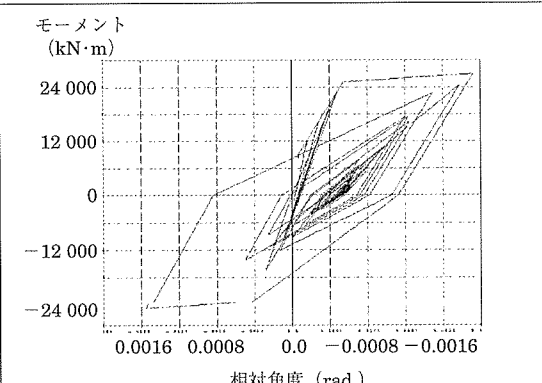
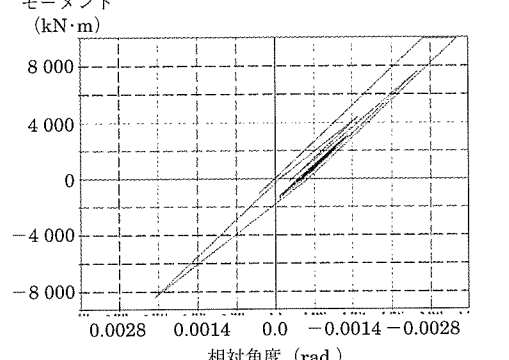
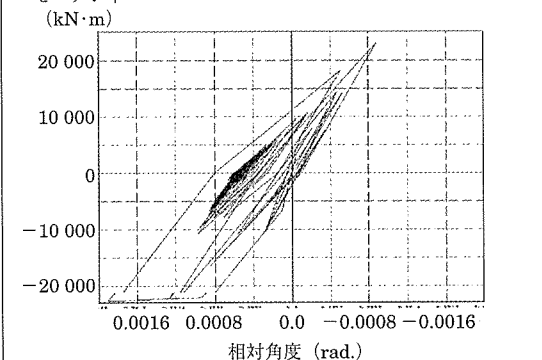
(1) パラメータ

パラメータとして橋脚高、最大支間長、および径間数を考慮する。パラメータは、「PC 多径間連続ラーメン橋に関する研究報告書 高速道路調査会 (昭和 63 年 3 月)」⁶⁾に示されている実橋の径間数、最大橋脚高さ、および最大支間長の調査結果を参考に以下のとおり設定した。なお、各橋梁において橋脚高は一定とする。

① 径間数：3, 5

② 最大橋脚高さ：15 m, 30 m, 45 m

表-6 解析結果の比較

	制震橋梁	従来橋梁
固有周期	$T_1=1.114$ 秒 	$T_1=0.844$ 秒 
応答加速度 支間中央部	$\times 10^3$ 加速度 (gal) 最大値 159.40 gal (7.2 sec) 	$\times 10^3$ 加速度 (gal) 最大値 -975.48 gal (5.6 sec) 
応答変位 支間中央部	変位 (cm) 最大値 -27.87 cm (7.3 sec) 	変位 (cm) 最大値 16.77 cm (5.7 sec) 
塑性ヒンジの 曲げモーメント 時刻歴・履歴 応答	$\times 10^4$ モーメント (kN·m) 最大値 9 941 kN·m (6.3 sec) 最大値 -9 945 kN·m (6.3 sec) 	$\times 10^5$ モーメント (kN·m) 最大値 -247 544 kN·m (8.1 sec) 最大値 -268 948 kN·m (5.3 sec) 
(上図) 橋脚上端部	モーメント (kN·m) 	モーメント (kN·m) 
(下図) 橋脚下端部	モーメント (kN·m) 	モーメント (kN·m) 

③ 最大支間長：50 m, 100 m

(2) 入力地震動

制震橋梁では、橋脚がスレンダーになり従来のラーメン橋と比較して構造系全体の固有周期が長くなるため、長周期が卓越する地震動に対する検討も行った。入力地震動として、以下の2地震波を設定した。

- ① 道路橋方書レベル2タイプII地震動（以下、道示タイプII地震動）
 - ② K-NET 苫小牧地震動（以下、長周期地震動）
- 両地震動の加速度応答スペクトルを図-9に示す。

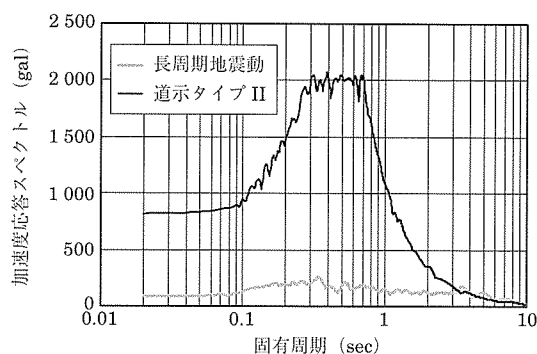


図-9 加速度応答スペクトル (h = 5%)

(3) 検討ケース

(1), (2) に示すパラメータ, および入力地震動の組合せから設定される検討ケースを表-7に示す。

3.4 検討条件

表-7に示す検討ケースについて、中央径間長はすべて L (m) で一定とし、側径間長は $0.65L$ (m) と設定する。5径間の場合のスパン割は $\{0.65L, L, L, L, 0.65L\}$ となる。支間長以外の検討条件については、2章に示すものと同様とする。

3.5 検討結果

(1) 道示タイプII地震動に対する検討結果

表-8, 9に検討結果の一覧を示す。以下、各項目ごとに

表-7 検討ケース

入力地震動	橋脚形式	ケース No.	径間数	最大橋脚高さ (m)	最大支間長 (m)
道示タイプII地震動	制震橋梁	1	3	15	50
		2	3	15	100
		3	3	30	50
		4	3	30	100
		5	3	45	50
		6	3	45	100
		7	5	15	50
		8	5	15	100
		9	5	30	50
		10	5	30	100
		11	5	45	50
		12	5	45	100
および長周期地震動	従来橋梁	1	3	15	50
		2	3	15	100
		3	3	30	50
		4	3	30	100
		5	3	45	50
		6	3	45	100
		7	5	15	50
		8	5	15	100
		9	5	30	50
		10	5	30	100
		11	5	45	50
		12	5	45	100

制震橋梁の制震効果について述べる。

① 固有周期

制震橋梁の固有周期は、従来橋梁の約1.5～2倍程度に長周期化する。これは、制震橋梁の橋脚全体の剛性が、従来橋梁と比較して小さくなるためと考えられる。

② 応答加速度

表-10に桁中央での最大水平応答加速度比率を示す。橋軸方向入力では、制震橋梁の最大水平応答加速度は、従来橋梁の34%以下に低減される。橋軸直角方向の入力では、ケース1を除き79%以下に低減される。

橋軸方向入力での制震効果の方が、橋軸直角方向入力と

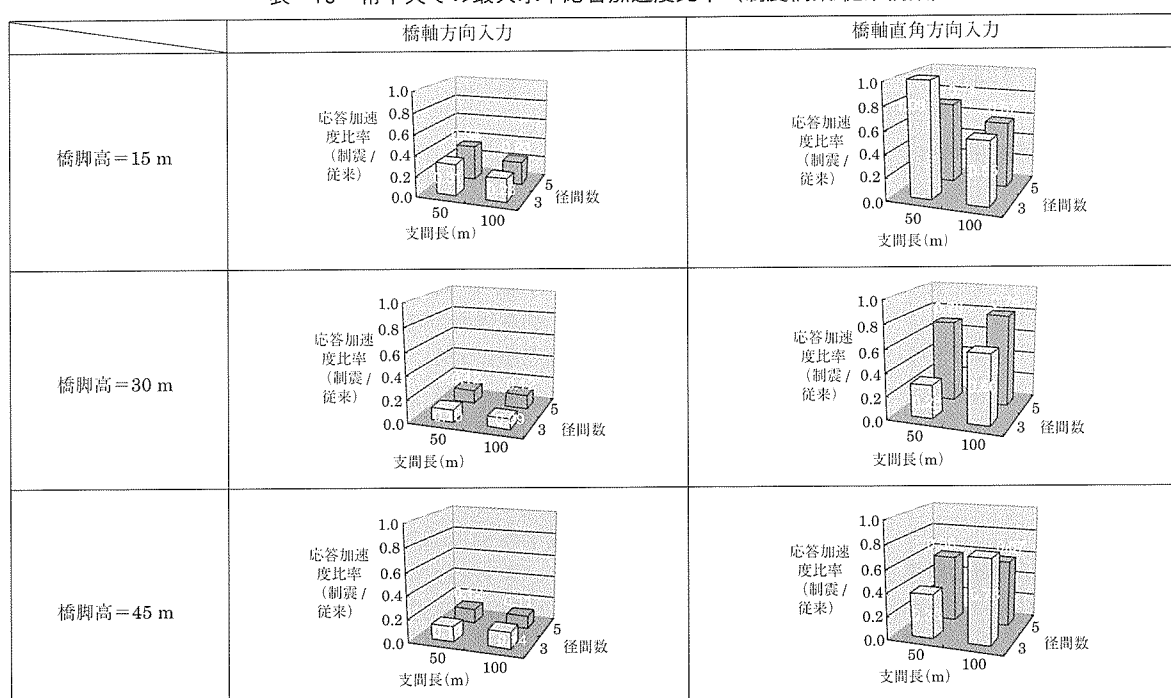
表-8 解析結果の比較 (道示タイプII地震動, 橋軸方向入力, 桁中央)

ケース	径間数	最大橋脚高さ (m)	最大支間長 (m)	1次固有周期 (sec)			最大水平加速度 (m/sec ²)			最大水平変位 (m)		
				制震橋梁	従来橋梁	制震 / 従来	制震橋梁	従来橋梁	制震 / 従来	制震橋梁	従来橋梁	制震 / 従来
1	3	15	50	0.912	0.441	2.1	3.86	12.44	0.31	0.22	0.07	3.20
2	3	15	100	1.356	0.714	1.9	2.06	9.14	0.23	0.27	0.08	3.30
3	3	30	50	1.652	0.783	2.1	1.13	10.85	0.10	0.27	0.23	1.17
4	3	30	100	2.383	1.104	2.2	0.61	6.64	0.09	0.33	0.17	1.97
5	3	45	50	2.346	1.220	1.9	0.76	5.97	0.13	0.33	0.22	1.49
6	3	45	100	3.336	1.644	2.0	0.40	2.85	0.14	0.34	0.25	1.37
7	5	15	50	0.896	0.418	2.1	4.13	12.15	0.34	0.22	0.06	3.55
8	5	15	100	1.309	0.667	2.0	2.04	8.83	0.23	0.27	0.12	2.34
9	5	30	50	1.579	0.748	2.1	1.23	10.66	0.12	0.28	0.19	1.49
10	5	30	100	2.206	1.059	2.1	0.65	5.28	0.12	0.32	0.16	1.98
11	5	45	50	2.254	1.172	1.9	0.81	6.51	0.12	0.33	0.22	1.51
12	5	45	100	3.265	1.568	2.1	0.41	3.60	0.11	0.32	0.24	1.31
			MAX	3.336	1.644	2.2	4.13	12.44	0.34	0.34	0.25	3.55
			MIN	0.896	0.418	1.9	0.40	2.85	0.09	0.22	0.06	1.17

表 - 9 解析結果の比較 (道示タイプII地震動, 橋軸直角方向入力, 桁中央)

ケース	径間数	最大橋脚高さ (m)	最大支間長 (m)	1次固有周期 (sec)			最大水平加速度 (m/sec ²)			最大水平変位 (m)		
				制震橋梁	従来橋梁	制震 / 従来	制震橋梁	従来橋梁	制震 / 従来	制震橋梁	従来橋梁	制震 / 従来
1	3	15	50	0.608	0.389	1.6	12.49	11.48	1.09	0.23	0.05	4.96
2	3	15	100	1.132	0.687	1.6	4.89	8.83	0.55	0.18	0.13	1.41
3	3	30	50	1.133	0.701	1.6	4.06	14.32	0.28	0.19	0.21	0.90
4	3	30	100	1.908	1.081	1.8	4.71	7.89	0.60	0.33	0.16	2.04
5	3	45	50	1.433	1.016	1.4	3.30	8.66	0.38	0.24	0.20	1.22
6	3	45	100	2.440	1.520	1.6	3.60	4.96	0.73	0.34	0.17	1.97
7	5	15	50	0.767	0.424	1.8	8.48	12.02	0.71	0.19	0.07	2.81
8	5	15	100	1.172	0.707	1.7	5.91	10.33	0.57	0.21	0.19	1.11
9	5	30	50	1.291	0.755	1.7	8.34	11.95	0.70	0.23	0.21	1.11
10	5	30	100	1.720	1.126	1.5	5.33	6.73	0.79	0.29	0.17	1.71
11	5	45	50	1.887	1.142	1.7	6.32	10.96	0.58	0.36	0.22	1.66
12	5	45	100	2.971	1.639	1.8	4.65	8.09	0.57	0.41	0.19	2.13
			MAX	2.971	1.639	1.8	12.49	14.32	1.09	0.41	0.22	4.96
			MIN	0.608	0.389	1.4	3.30	4.96	0.28	0.18	0.05	0.90

表 - 10 桁中央での最大水平応答加速度比率 (制震橋梁/従来橋梁)



比較して大きい傾向が見られる。これは、橋軸方向入力では橋台での境界条件が入力方向に自由であり、ダンパーの変形が大きくなるため加速度が減衰するのに対し、橋軸直角方向入力では、橋台での境界条件が固定であるため加速度が減衰しないこと、および固有周期の長周期化は橋軸方向の方が橋軸直角方向より大きいことが原因と考えられる。

橋軸方向入力では、最大橋脚高さが15mのケースの応答加速度比率は、他のケースと比較して大きいことが分かる。橋軸直角方向入力では、制震橋梁工法が有利、または不利となるパターンについて明確な傾向は見られなかった。これらについても上記の境界条件の違いが影響していると思われる。

③ 応答変位

制震橋梁の最大水平変位は、従来橋梁と比較して大きく

なる傾向があるが、最大でも41cm(橋軸直角方向入力, ケース12:橋脚高45m)程度であり、橋の耐震性を損なう変形量にはなっていない。

④ 橋脚下端での応答曲げモーメント, せん断力

表 - 11に橋軸方向入力における応答断面力の比較を示す。応答曲げモーメントは20%以下に低減される。応答せん断力は23%以下に低減される。また、制震橋梁については、これらの応答断面力が断面耐力を超過していないことを確認した。

(2) 長周期地震動に対する検討結果

表 - 12に長周期地震動に対する解析結果として得られた応答値の全ケース(表 - 7に示す12ケース)を通じた最大値について道示タイプII地震動に対する解析結果と比較したものを示す。いずれの応答値についても、前者は後者以

表 - 11 応答断面力の比較

ケース	曲げモーメント (kN・m)			せん断力 (kN)		
	制震	従来	制震 / 従来 (Md)	制震	従来	制震 / 従来 (Sd)
	Md	Md		Sd	Sd	
1	39 278	198 410	0.20	5 729	26 003	0.22
2	43 933	229 097	0.19	6 434	33 206	0.19
3	19 533	255 478	0.08	1 698	22 415	0.08
4	23 331	254 807	0.09	2 086	18 485	0.11
5	12 432	245 641	0.05	1 629	12 066	0.14
6	14 192	283 999	0.05	1 766	13 398	0.13
7	39 793	199 051	0.20	6 237	27 184	0.23
8	44 655	236 088	0.19	7 036	38 248	0.18
9	18 554	254 278	0.07	1 738	20 509	0.08
10	26 432	277 230	0.10	2 636	18 257	0.14
11	13 601	241 981	0.06	1 730	11 777	0.15
12	21 842	305 636	0.07	2 114	14 417	0.15

表 - 12 解析結果の比較

入力方向	長周期地震動		道示タイプII地震動	
	橋軸	直角	橋軸	直角
最大水平加速度 (cm/s ²)	93	111	413	1 249
最大水平変位 (cm)	34	20	34	41
最大曲げモーメント (kN・m)	9 583	3 389	11 164	9 165
最大せん断力 (kN)	1 526	427	1 759	1 284

下となっており、橋梁の耐震性は長周期地震動に対してクリティカルにならないことが確認された。

(3) 適用橋梁について

表 - 10 より橋軸方向入力では、最大橋脚高さが 30 m の場合に応答加速度比率がもっとも小さくなる事が分かる。橋軸直角方向入力では、制震橋梁構造がもっとも有利となるパターンは明確ではないが、橋台部で固定とならない構造形式を選ぶことで制震効果を向上できると考えられる。

4. 研究成果と今後の展望

4.1 研究成果

2章では、最大スパン 120 m、橋脚高約 20 m の PC3 径間連続ラーメン橋について制震橋梁構造の成立性、耐震性を確認した。3章では、最大支間長、橋脚高、径間数をパラメータとした動的解析を兵庫県南部地震クラスの地震動および長周期が卓越する地震動に対して実施し、どのようなパターンに対しても制震橋梁構造が適用可能であることを確認した。

4.2 今後の展望

制震橋梁では、橋脚の物量の低減により橋脚の軽量化が図れるため、基礎構造の合理化も可能となる。制震橋梁のトータルとしてのコスト縮減効果について検討するためには基礎構造の検討もあわせて実施する必要がある。なお、制震橋梁では、従来橋梁と比較して橋脚の鉄筋コンクリート柱が細くなることから、柱には高強度コンクリートを適用する必要がある。この場合、コンクリート強度の合理的な設定について検討する必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 田中, 小堀, 山田, 福元: ハニカム開口を有する鋼板ダンパの低サイクル疲労特性に関する実験研究, 構造工学論文集, Vol.37 B, 1991.3
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 (2002.3)
- 3) 土木学会: コンクリート標準示方書 (構造性能照査編) (2002)
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編 (2002.3)
- 5) 田上 淳 他: ハニカム開口を有する鋼板ダンパの低サイクル疲労実験 (その 1) 歪速度をパラメータとした動的繰返荷実験, 日本建築学会大会梗概集 (中国), 1999.9
- 6) 高速道路調査会: PC 多径間連続ラーメン橋に関する研究報告書 (1988)
- 7) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編 (2002.3)
- 8) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (2002.3)
- 9) 日本国特許庁: 公開特許公報 (A) 制震橋脚 (2005 - 207111)

【2006 年 3 月 1 日受付】



新刊図書案内

PC技術規準シリーズ

複合橋設計施工規準

頒布価格: 会員特価 6 000 円 (送料 500 円)

: 非会員価格 6 825 円 (送料 500 円)

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会 編
技報堂出版