

橋脚基部の高減衰化による 橋梁の地震応答低減効果に関する検討

栗田 裕樹¹・川島 一彦²・松崎 裕³

¹学生会員 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻
(〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1 M1-10)

²フェロー 工博 東京工業大学大学院教授 理工学研究科土木工学専攻 (同上)

³正会員 修 (工) 東京工業大学大学院助教 理工学研究科土木工学専攻 (同上)

1. はじめに

橋梁の免震設計では、一般に、橋脚上端にダンパーを設置する。これは、フーチング下で基礎免震することが一般に困難であること、通常の支承を免震支承に取り換えるだけで良いため、橋脚上端に免震支承を設置するのが容易なことなどによる。しかし、地震時には橋脚に地震力が集中し被害を受けやすいことを考慮すると、橋脚基部の塑性ヒンジ化を低減するためには、ダンパーの減衰力を橋脚上端に作用させるのではなく、橋脚下端に作用させることが有効である。

このような試みとしては、パイプアーチを用いた既存橋の耐震補強¹⁾や桁と橋脚間に斜め方向にダンパーを設置する方法²⁾がある。パイプアーチを介してアーチクラウンと桁間に減衰力を伝達させる方法は、アーチの剛性が得られやすいことから有効な方法と考えられるが、河川中の橋梁に対しては河川阻害率の制約という問題点も併せ持つ。一方、桁と橋脚間に斜め方向にダンパーを設置する方法は建築物によく採用され有効な方法であると考えられるが、桁の水平応答に応じて上下方向の応答も生じることから、ダンパーと桁との取り付け部に工夫が必要である。

こうした方法に対して、さらに直接的に橋脚基部にダンパーの減衰力を作用させるためには、桁にダンパーを設置するための脚（以下、ダンパー脚と記す）を取り付け、ダンパー脚の最下端と橋脚基部間にダンパーを設置する方法が考えられる。この方式を、以下、CBT（Column Base Damping Force Transmission）方式と呼び、ここではCBTの適用性に関

して検討した結果を報告する。

2. CBTの要件

CBTとは、橋脚下端と桁との相対変位あるいは相対速度に応じた減衰力を橋脚下端に作用させるために、ダンパー脚と橋脚下端間に変位制御型あるいは速度制御型ダンパーを設置するものである。通常の橋梁と比較してダンパー脚を新設しダンパーを取り付ける必要があるため、このコスト増に見合う橋梁の応答低減効果が得られるかが、CBT採用の可否を決めることになる。

ダンパー脚は橋脚ほど大きな水平力を支持できなくても良いが、設計上想定する減衰力に対して、許容される塑性変形内に収まるように設計しなければならない。桁とダンパー脚の取り付けも問題であり、特に、版桁では相当制約される可能性がある。このため、以下では、PC桁を対象に検討することとする。PC桁であれば隔壁部分にダンパー脚の設置が可能と考えられるためである。

ダンパーとしては、いろいろな形式のダンパーが利用可能であるが、ここではアンボンドブレースダンパー（以下、UBDと記す）を使用した場合の解析を示す。これは、UBDがブレース材として働く中心鋼材を鋼管とモルタルで拘束することにより、ダンパー自体を座屈させず安定的に塑性化できるようにしたものであり、ある程度ダンパーが長くなっても適用可能なこと、圧縮方向と引張方向で剛性、耐力とも復元力特性がほぼ同等であるためである。

いま、UBDの全長を L 、塑性化部の長さ L_p を L_p 。

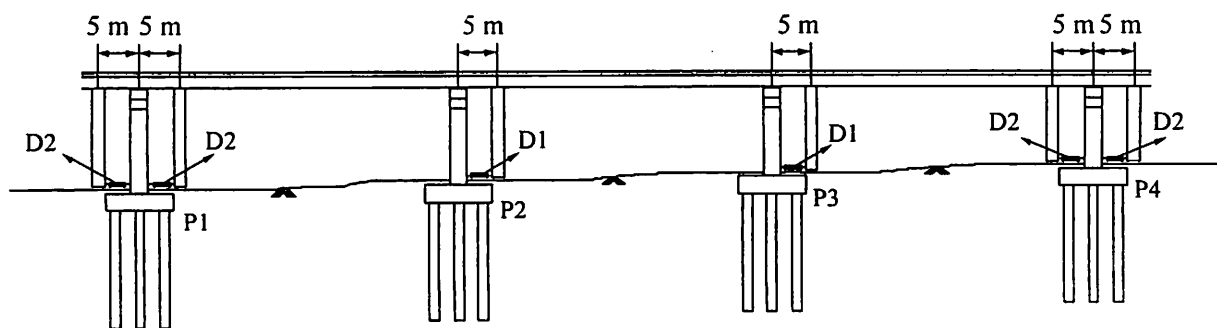


図-1 CBT

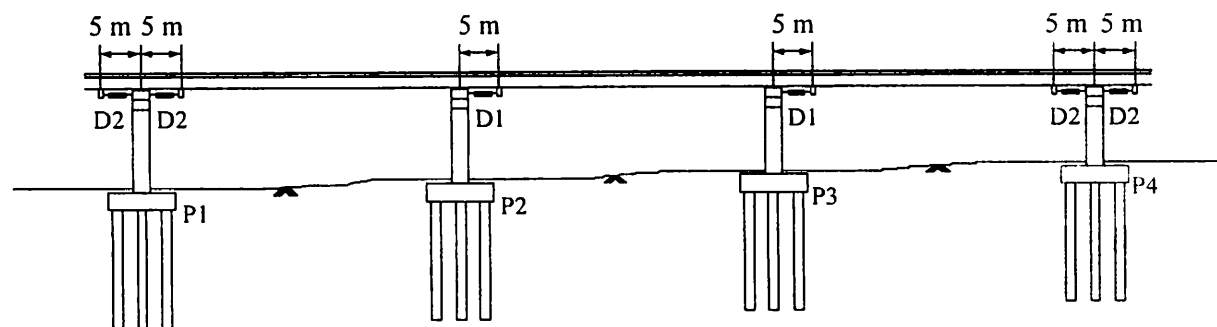


図-2 従来型

$=\alpha L$ とすると、 $L_1=(1-\alpha)L$ となることから、UBDの等価剛性 K 及び降伏変位 δ_y は次式により求められる。

$$K = \frac{EA_c}{L} \times \frac{1}{\alpha + (1-\alpha)\frac{A_c}{A_1}} \quad (1)$$

$$\delta_y = \frac{F_y}{K} = \frac{\sigma_y L}{E} \left\{ \alpha + (1-\alpha)\frac{A_c}{A_1} \right\} \quad (2)$$

ここで、 E ：鋼材の弾性係数、 A_c ：塑性化部の断面積、 L_c ：塑性化部の長さ、 A_1 ：弾性部の断面積、 L_1 ：弾性部の長さ、 F_y ：中心鋼材の降伏耐力、 σ_y ：降伏応力である。

3. 解析対象橋およびモデル化

CBTの効果を、幅員10.1 m、支間長40 mの連続PC箱桁橋のうち3径間部分を取り出した橋梁を対象に検討する。橋脚高さは13 mから10 mへと順次1 mずつ変化している。基礎は杭基礎で、桁は2.2 m×5 mの矩形断面を有するT型RC単柱式橋脚で支持されている。周辺地盤は、道路橋示方書に規定されるⅡ種地盤を想定し、液状化は生じないものとする。桁は、せん断弾性係数 $G=1$ MPaの天然ゴムからなる弾性積層ゴム支承で支持されている。支承剛性は5支承あ

たり23.6 MN/mである。

解析は、ここで提案するCBTに加えて、比較のために、通常どおり橋脚上端に桁と橋脚を結ぶダンパーを設置した場合の他、ダンパーを設置しない場合についても行う。図-1及び図-2にそれぞれCBT及び従来型のダンパー配置をした場合のモデルを示す。

ダンパー脚は、桁の掛け違い部に当たる橋脚P1、P4には各2基、中間橋脚である橋脚P3、P4には各1基設置する。ダンパー脚はRC構造で、断面は1.32 m×3 mの矩形とした。断面寸法は、橋脚の60 %に相当する。ダンパー脚では塑性ヒンジ化をある程度抑えたほうが有効であるため、道路橋示方書の免震橋の橋脚に準じて設計した。

UBDは様々な特性のものを選定可能であるが、本研究ではCBT及び通常のダンパー配置をする場合とともに、降伏耐力を橋脚P2、P3では1500 kN、橋脚P1、P4は750 kNとした。また、UBDの長さは、橋軸方向では5 m、橋軸直角方向では1.5 mとした。

解析において、桁は全断面有効剛性を有する線形梁要素でモデル化した。また、橋脚P1の左側、橋脚P4の右側に本来存在する桁を考慮するため、それぞれ1径間の桁質量の半分を集中質量として与えている。この質点は支承ばねによって支持されると同時にダンパー脚に固定され、ダンパー脚の下端と橋脚下端間にはダンパーが設置されている。

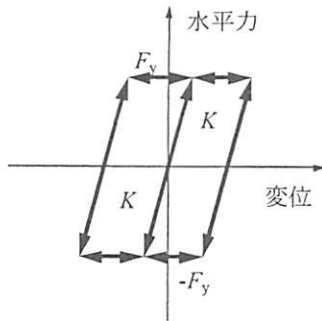


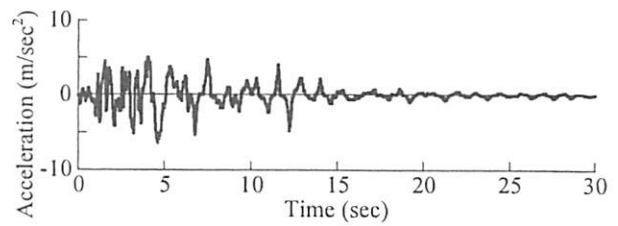
図-3 UBD のモデル化

橋脚及びダンパー脚の塑性ヒンジ区間は3次元ファイバー要素を用いてモデル化し、それ以外の部分は降伏剛性を有する線形梁要素を用いてモデル化している。ファイバー要素に用いるコンクリートの構成則としては、帯鉄筋の横拘束効果を考慮できるHoshikumaらのモデル³⁾に除荷・再載荷履歴を加えた堺・川島モデル⁴⁾を用いた。さらに軸方向鉄筋としては、Bauschinger効果を考慮したMenegotto-Pintoモデルを堺・川島が計算上の不安定さを修正した修正Menegotto-Pintoモデル⁵⁾を用いた。

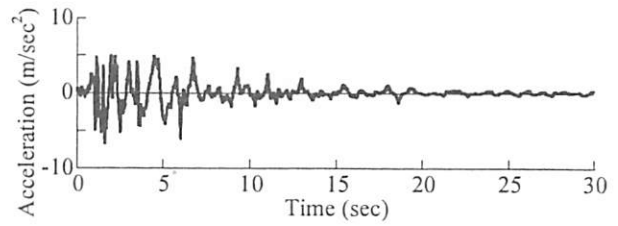
弾性積層ゴム支承は線形ばね要素で、UBDは図-3に示すバイリニア型履歴を有するばね要素でモデル化した。

減衰はRayleigh減衰により与えた。各構造要素の減衰定数を、桁では2 %、橋脚躯体では5 %、基礎地盤では20 %と与え、ひずみエネルギー比例減衰法によって算出されるモード減衰定数を基にRayleigh減衰のパラメータを定めた。

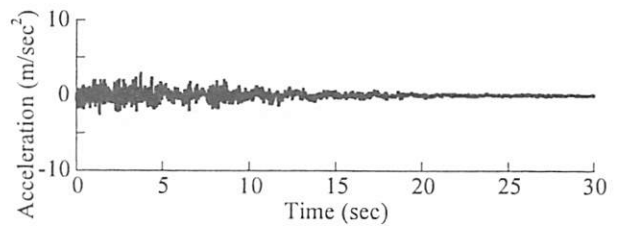
入力地震動としては、図-4に示す1995年兵庫県南部地震においてJR鷹取駅で観測された記録を用いた。NS成分、EW成分、UD成分を、それぞれ橋軸、橋軸直角、鉛直方向に入力した。



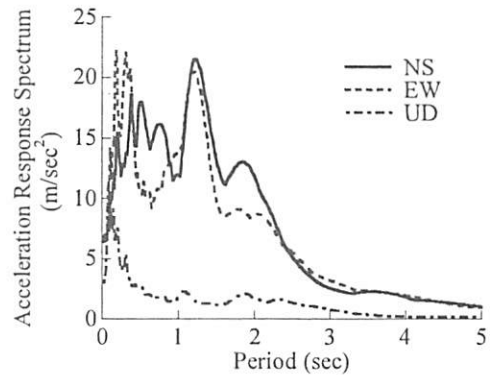
(a) NS成分



(b) EW成分



(c) UD成分



(d) 加速度応答スペクトル ($h=0.05$)

図-4 入力地震動

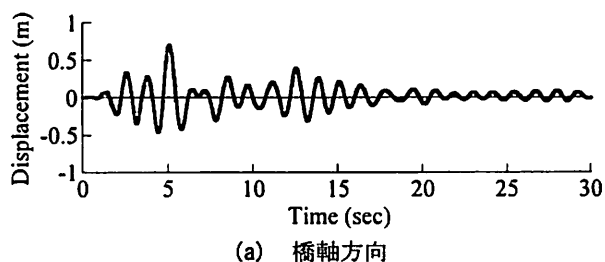
4. 橋脚上端にダンパーを設置した場合の地震応答

ダンパーの効果を知るために、まず、ダンパーを設置しない場合の橋脚P2上に位置する桁の応答を図-5に示す。最大応答変位は、橋軸方向には0.70 m、橋軸直角方向には0.76 m、最大応答加速度は、橋軸方向には13.6 m/sec²、橋軸直角方向には20.2 m/sec²となる。図-6はこの時のP2基部の塑性ヒンジにおける曲げモーメント～曲率の履歴である。最大曲率は、橋軸方向には0.0230 m⁻¹、橋軸直角方向には0.0078 m⁻¹となる。表-1に示すように、許容曲率は橋軸方向では0.0044 m⁻¹、橋軸直角方向では0.0014

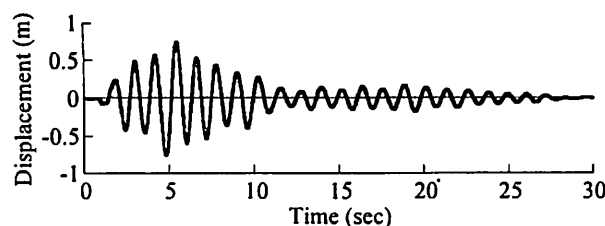
m⁻¹であり、最大曲率は許容曲率を大きく上回る。

次に、橋脚上端にダンパーを設置した場合のP2上に位置する桁の応答を図-7に示す。最大応答変位は、橋軸方向には0.27 m、橋軸直角方向には0.12 mとなり、最大応答加速度は、橋軸方向には8.2 m/sec²、橋軸直角方向には5.9 m/sec²となる。ダンパーを設置しない場合と比較すると、桁の応答変位、応答加速度はともに橋軸、橋軸直角方向いずれの方向でも低減されている。

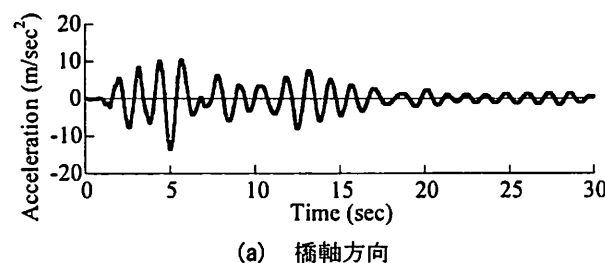
図-8は従来型のダンパー配置をした場合のP2基部における曲げモーメント～曲率の履歴を示した結果である。この場合の最大曲率は、橋軸方向には



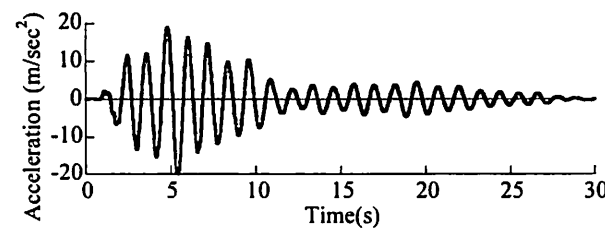
(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向
(1) 応答変位



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向
(2) 応答加速度

図-5 橋脚P2上に位置する桁の地震応答
(ダンパーを設置しない場合)

0.0045 m^{-1} , 橋軸直角方向には0.0009 m^{-1} となり, ダンパーを設置することにより曲率を抑えることができる. ただし, 表-1に示す許容曲率と比較すると, 橋軸方向には最大曲率は許容値を上回る.

5. CBTを用いた場合の地震応答

CBTを用いた場合の桁の応答をP2を例に示すと図-9のようになる. 最大応答変位は, 橋軸方向には0.30 m, 橋軸直角方向には0.27 mとなり, 最大応答加速度は, 橋軸方向には9.0 m/sec^2 , 橋軸直角方向には11.3 m/sec^2 となる. これらを橋脚上端にダンパーを設置した場合と比較すると, 橋軸方向には桁の

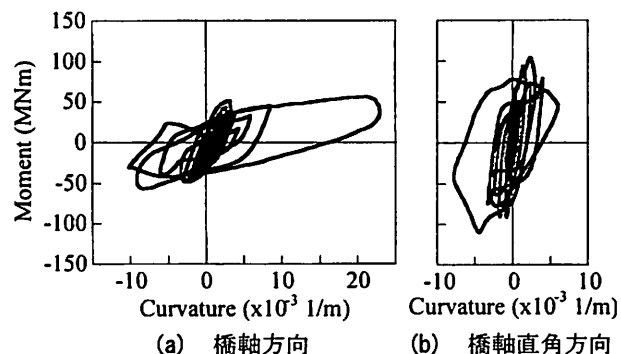


図-6 橋脚P2上に位置する桁の地震応答
(ダンパーを設置しない場合)

表-1 各状態における曲率及び曲げモーメント
(橋脚P2基部)

(a) ダンパーを設置しない場合および従来型

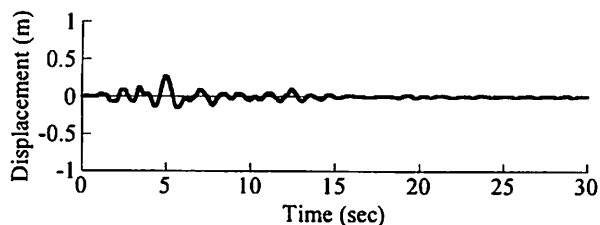
		曲率 ($1/\text{m}$)	曲げモーメント (MNm)
橋軸 方向	初降伏	1.05×10^{-3}	43.5
	降伏	1.21×10^{-3}	50.5
	許容	4.41×10^{-3}	50.5
	終局	6.02×10^{-3}	50.5
橋軸 直角 方向	初降伏	4.40×10^{-4}	75.4
	降伏	6.32×10^{-4}	108.2
	許容	1.41×10^{-3}	108.2
	終局	1.79×10^{-3}	108.2

(b) CBT

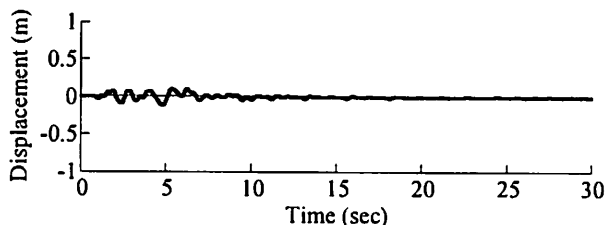
		曲率 ($1/\text{m}$)	曲げモーメント (MNm)
橋軸 方向	初降伏	1.05×10^{-3}	44.2
	降伏	1.22×10^{-3}	51.3
	許容	4.31×10^{-3}	51.3
	終局	5.86×10^{-3}	51.3
橋軸 直角 方向	初降伏	4.43×10^{-4}	76.7
	降伏	6.33×10^{-4}	109.5
	許容	1.38×10^{-3}	109.5
	終局	1.76×10^{-3}	109.5

変位, 加速度ともに同程度の応答となるが, 橋軸直角方向には応答変位, 応答加速度ともに約2倍となる.

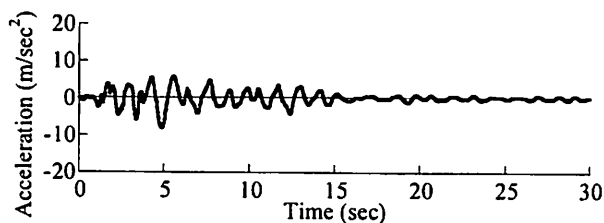
図-10はP2基部における曲げモーメント～曲率の履歴である. 最大曲率は橋軸方向には0.0030 m^{-1} , 橋軸直角方向には0.0012 m^{-1} となる. また, これらはいずれも表-1に示す許容曲率に収まっており, CBTではダンパーの減衰力が橋脚基部に直接作用することで, 橋脚P2基部に生じる曲率を低減させることができたといえる. 上述したように, 橋脚上端にダンパーを設置した場合, P2基部の最大曲率は橋軸方向には許容曲率を上回ったことから, 橋脚基



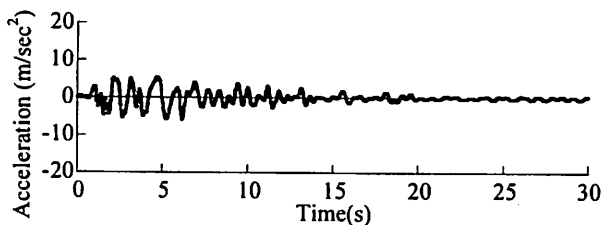
(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向
(1) 応答変位

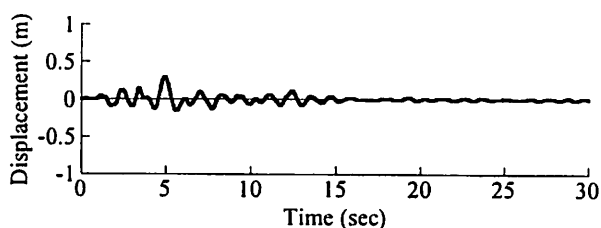


(a) 橋軸方向

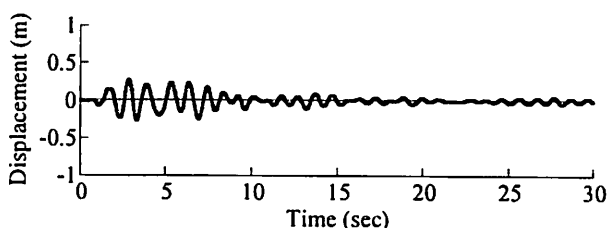


(b) 橋軸直角方向
(2) 応答加速度

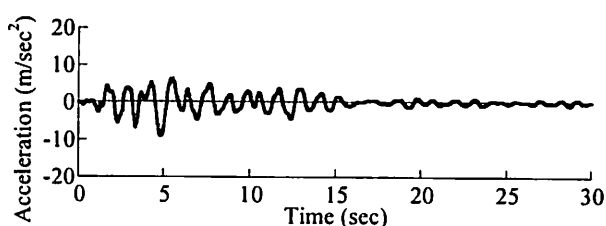
図-7 橋脚P2上に位置する桁の地震応答（従来型）



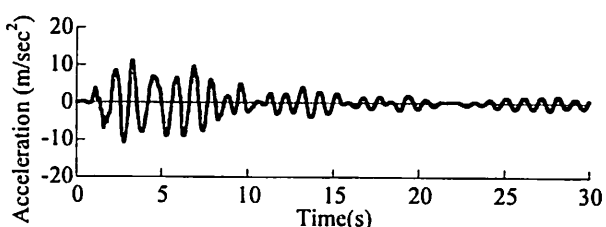
(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向
(1) 応答変位



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向
(2) 応答加速度

図-9 橋脚P2上に位置する桁の地震応答（CBT）

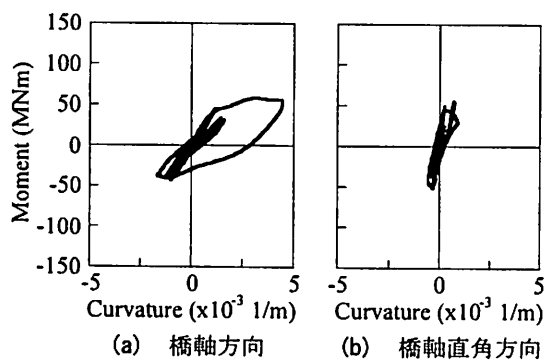


図-8 橋脚P2基部における曲げモーメント～曲率の履歴（従来型）

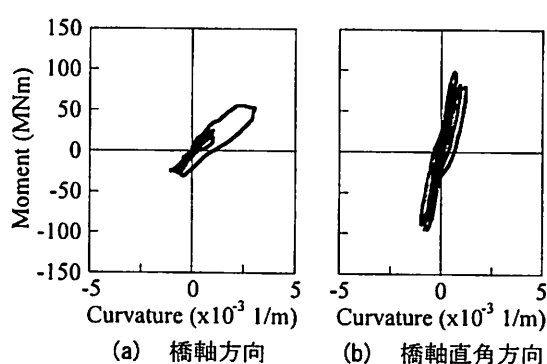


図-10 橋脚P2基部における曲げモーメント～曲率の履歴（CBT）

部の塑性ヒンジ化を低減するためには、CBTを用いた場合の方が橋脚上端にダンパーを設置するよりも

有効であるといえる。

図-11は橋脚P2位置のダンパー脚の桁接合部にお

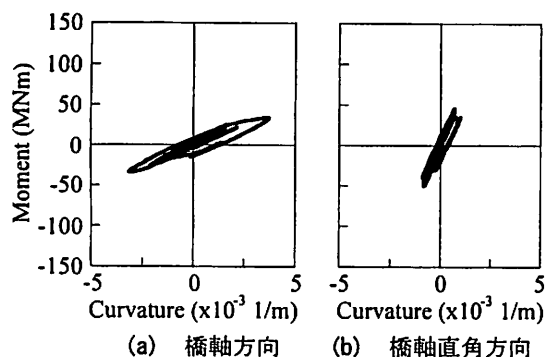


図-11 橋脚P2位置のダンパー脚の桁接合部における曲げモーメント～曲率の履歴

ける曲げモーメント～曲率関係を示したものである。最大曲率は、橋軸方向には 0.0037 m^{-1} 、橋軸直角方向には 0.0010 m^{-1} となる。表-2に示すように、ダンパー脚の許容曲率は橋軸方向には 0.0069 m^{-1} 、橋軸直角方向には 0.0024 m^{-1} であり、橋軸、橋軸直角方向ともにダンパー脚は許容される塑性変形に収まっている。

以上より、CBTは橋脚上端にダンパーを設置する場合に比べて橋脚基部の塑性ヒンジ化低減において有効である。また、CBTは従来型と比較して桁の応答低減効果は変位、加速度ともに橋軸方向では同程度、橋軸直角方向では小さくなる。

6. 結論

桁にダンパー脚を取り付け、ダンパー脚の最下端と橋脚基部間にダンパーを設置するというCBT方式を提案し、3径間連続PC箱桁橋にCBTを用いた場合の地震応答の低減効果を、1995年兵庫県南部地震におけるJR鷹取駅での観測記録を入力した場合に対して検討した。本研究より得られた結論を示すと以下のようになる。

1) 橋脚の塑性ヒンジに生じる最大曲率は、橋脚上端にダンパーを設置すると橋軸方向には許容値を上回るのに対して、CBTを用いると橋軸、橋軸直角方向ともに許容値を下回る。したがって、CBTは従来型のダンパー配置より橋脚基部の損傷低減に有効である。

表-2 各状態における曲率及び曲げモーメント
(橋脚P2位置のダンパー脚の桁接合部)

		曲率 (1/m)	曲げモーメント (MNm)
橋軸 方向	初降伏	2.17×10^{-3}	26.9
	降伏	2.74×10^{-3}	33.9
	許容	6.91×10^{-3}	33.9
	終局	1.53×10^{-2}	33.9
橋軸 直角 方向	初降伏	8.67×10^{-4}	49.5
	降伏	1.28×10^{-3}	73.3
	許容	2.42×10^{-3}	73.3
	終局	4.70×10^{-3}	73.3

2) CBTを用いた場合、桁の応答は橋脚上端にダンパーを設置した場合と比較して、変位、加速度ともに橋軸方向では同程度、橋軸直角方向では大きくなる。ただし、地震動の影響等については、今後さらに検討する必要がある。

3) 今回の検討ではダンパーおよびダンパー脚の特性を1ケース取り上げた。それぞれの特性を変えることで地震応答にどのような効果を与えるか今後検討する必要がある。

参考文献

- 1) 水田洋司，橋本晃：パイプアーチを用いた多径間高架橋の耐震補強法，構造工学論文集，Vol. 47A，pp. 1063-1074，2001.
- 2) 葛西昭，木戸健太，宇佐美勉，渡辺尚彦：多径間連続高架橋への制震ブレースの導入効果，構造工学論文集，Vol. 51A，pp. 827-838，2005.
- 3) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A. W.: Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, *Journal of Structural Engineering*, ACSE, 123-5, pp. 624-633, 1997.
- 4) 堺淳一，川島一彦，庄司学：横拘束されたコンクリートの除荷および再載荷過程における応力度～ひずみ関係の定式化，土木学会論文集，No. 654/I-52，pp. 297-316，2002.
- 5) 堺淳一，川島一彦：部分的な除荷，再載荷を含む履歴を表す修正Menegotto-Pintoモデルの提案，土木学会論文集，No. 738/I-64，pp. 159-169，2003.