

鉄筋コンクリート橋脚の塑性回転が 高減衰積層ゴム支承の設計に及ぼす影響

庄司学¹・川島一彦²

¹正会員 博(工) 筑波大学講師 機能工学系 (〒305-8573 茨城県つくば市天王台1-1-1)

²フェロー 工博 東京工業大学教授 大学院理工学研究科 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1)

積層ゴム支承は上下部構造間に設置されているため、地震時において橋脚が塑性化し、橋脚に2~3%以上のドリフトが生じると、支承にはそれ相当の回転変形が生じる可能性がある。しかし、積層ゴム支承の設計では、支承の回転に関しては、常時の局部せん断ひずみの照査において活荷重に対して桁端部で1/150rad、中間橋脚上で1/300radの回転量を想定するのみである。以上より、本研究ではハイブリッド地震応答実験を行い、橋脚の塑性回転が高減衰積層ゴム支承の回転変形に与える影響について検討した。その結果、橋脚の塑性回転によって積層ゴム支承には活荷重に対して想定する回転角の1オーダー大きな回転角が生じることが明らかとなった。

Key Words : seismic design, isolated bridge, high damping rubber bearing, reinforced concrete column, rotation

1. はじめに

地震時において、橋脚が塑性化し、橋脚に2~3%以上のドリフトが生じる場合には、支承にはそれ相当の回転変形が生じる可能性があり、橋脚の塑性回転が支承の変形に与える影響は設計上、無視することができないと考えられる。しかし、現行の積層ゴム支承の設計の枠組みの中で支承の回転に関しては、常時の局部せん断ひずみの照査において、活荷重に対して桁端部で1/150rad、中間橋脚上で1/300radの回転量を考慮するのみである^{1), 2)}。

一方、積層ゴム支承が圧縮、曲げ、せん断を受けた場合の力学的特性に関しては、Gent and Meinecke³⁾やKelly⁴⁾による理論的検討、家村ら⁵⁾やMori et al⁶⁾による実験的検討があり、また、建築の分野では、免震建物の高層化や多様化に伴い、積層ゴムの引張状態における変形特性に関する理論的、実験的検討が進められている⁷⁾。しかし、いずれの研究においても積層ゴム支承の設計に焦点をあて、下部構造の塑性回転による影響という観点から検討されていない。

以上を踏まえ、本論文では、高減衰積層ゴム支承(以下、HDR型免震支承)で支持される鉄筋コンクリート橋脚(以下、RC橋脚)に対してハイブリッ

ド地震応答実験を行い、橋脚の塑性回転が免震支承の回転変形に与える影響について検討を行ったので、その結果を報告する。

2. 実験供試体および実験方法

実験ケースを表-1に示す。免震支承としては3基のHDR型免震支承(以後、HDR1~HDR3)を用いた。これらの免震支承は、いずれも最大支承反力 R_{max} を160kN、最小支承反力 R_{min} を100kNと仮定し、設計変位 u_B を80mm、有効設計変位 u_{Be} を56mm(せん断ひずみ $\tau=108\%$)として設計されており、図-1に示す同一の形状・寸法となっている。

RC橋脚としては図-2に示す3タイプの橋脚(以後、タイプA~C橋脚)を用いた。これらの橋脚では、主鉄筋比 ρ_l (面積比)を0.95%, 0.99%, 1.58%と変化させ、降伏耐力 P_f を3通りに変化させた。

ハイブリッド実験では、実験供試体を図-3に示すように1質点1自由度系としてモデル化し、図-4に示すように鉛直アクチュエーターにより橋脚基部において1.23MPaに相当する一定軸力(191.7kN)を作用させた状態で、水平アクチュエーターを免震支承の上部の治具に取り付け、免震支承/橋脚系(以下、全体系)に対して載荷を行った。数値積分法と

表-1 実験ケース

実験ケース	橋脚番号	橋脚タイプ	支承
H1	P4	タイプA	HDR1
H2	P5	タイプB	HDR2
H3	P6	タイプC	HDR3

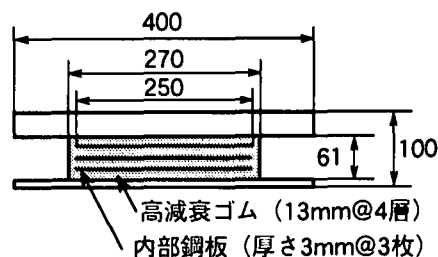


図-1 HDR型免震支承

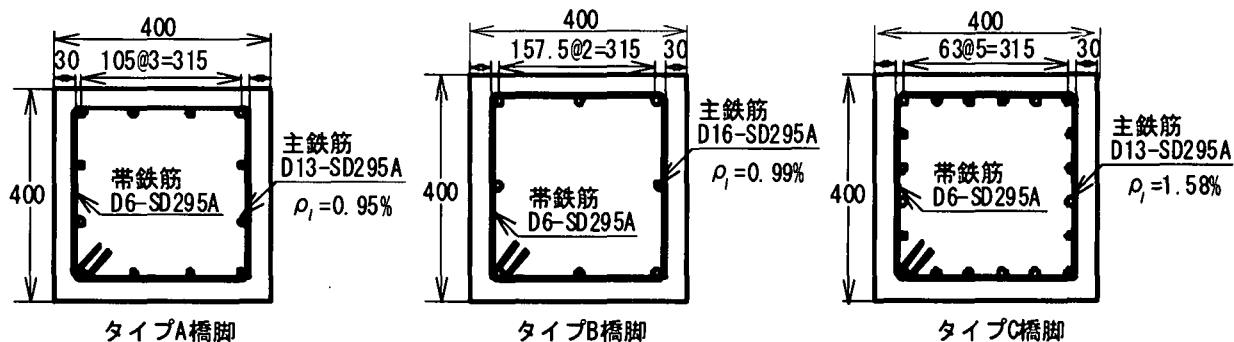


図-2 対象とする橋脚

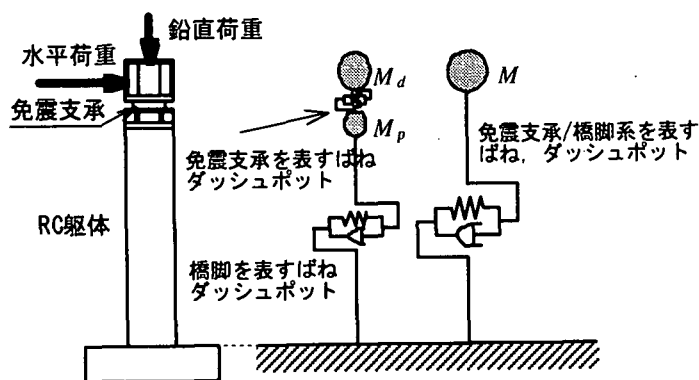


図-3 ハイブリッド実験のモデル化

して Hilber ら⁸⁾ の HHT α -法を採用した Shing ら⁹⁾ による計算アルゴリズムを用いた。入力地震動としては、兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台で観測された NS 成分記録の振幅を 10%～50%に縮小した波形（以下、Kobe10%～Kobe50%）を用いた。

ここでは、図-5 に示すように免震支承の 4 隅において支承の上部鋼板に対する下部鋼板の相対鉛直変位を計測した。これらの相対鉛直変位 $v_1 \sim v_4$ を用いて、 $v_1 \sim v_2$ 間、 $v_3 \sim v_4$ 間、 $v_1 \sim v_3$ 間、 $v_2 \sim v_4$ 間の回転角 θ_i^{12} 、 θ_i^{34} 、 θ_i^{13} 、 θ_i^{24} を求めた。また、橋脚に生じる回転角 θ_p を次式より求めることとした。

$$\theta_p \approx d_r \equiv \frac{u^p}{h^p} \quad (1)$$

ここで、 d_r ：ドリフト、 u^p ：橋脚天端に生じる水平変位である。

3. 免震支承と橋脚の回転変位

Kobe50%を入力した場合の免震支承の回転角およ

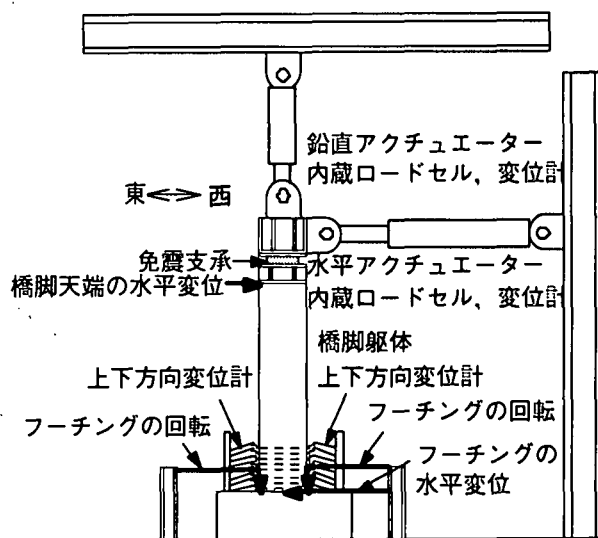


図-4 载荷状況

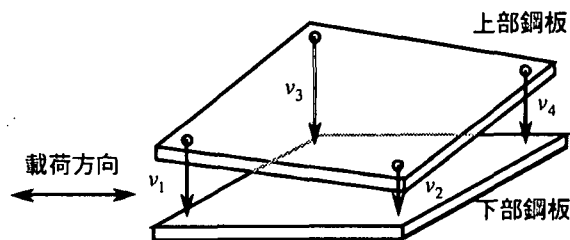


図-5 免震支承の回転角の定義

び橋脚のドリフトの時刻歴を各実験ケースに対して示した結果が図-6 である。これらではいずれも精度が保証できる時間までの結果を示している。

図-6 より、いずれの実験においても、免震支承には最大 0.086～0.21rad の回転変形が生じていることがわかる。橋脚のドリフト、すなわち橋脚天端に生

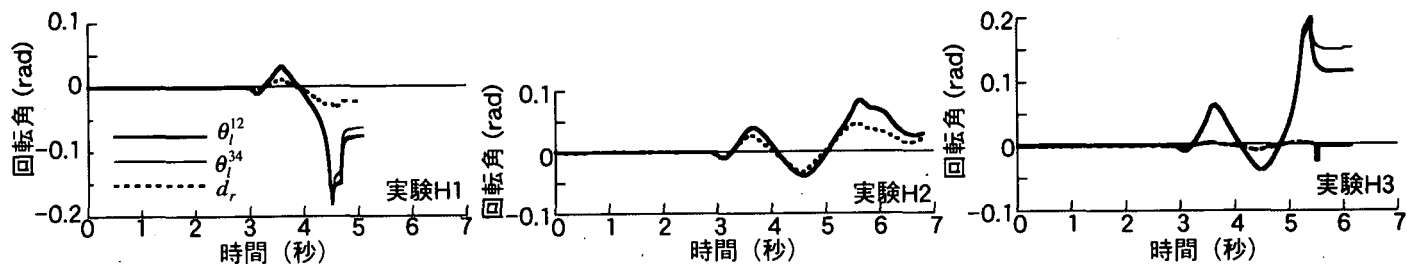


図-6 免震支承の回転角および橋脚のドリフトの時刻歴

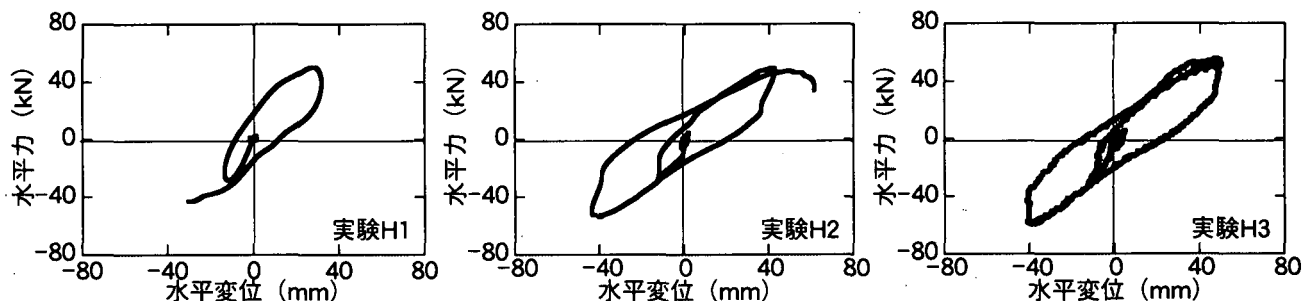


図-7 免震支承の水平力～水平変位関係

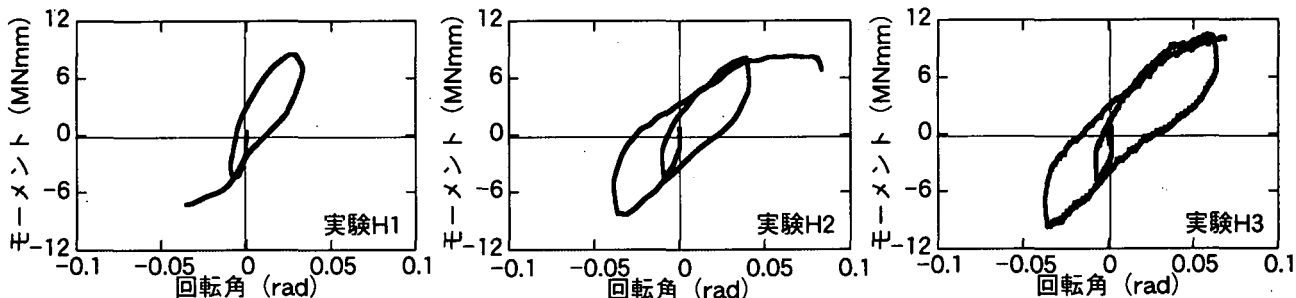


図-8 免震支承のモーメント～平均回転角関係

じる回転角の最大値が $0.022 \sim 0.067 \text{ rad}$ であるから、免震支承には橋脚の回転変形の $1.8 \sim 9.5$ 倍の回転変形が生じたことになる。橋脚の回転の影響によって、積層ゴム支承の設計において活荷重に対して想定される $1/150 (=0.0067) \text{ rad}$ (桁端部)、 $1/300 (=0.0033) \text{ rad}$ (中間橋脚) の回転角²⁾ よりも 1 オーダー大きな回転角が生じるという点が重要である。

同様に Kobe50% を入力した場合の免震支承の水平力～水平変位の履歴を示した結果が図-7 である。また、免震支承の上部鋼板中央点まわりのモーメント M^b を求め、図-5 に示した免震支承の載荷軸方向の平均回転角 $\bar{\theta}_b (= (\theta_l^{12} + \theta_l^{34})/2)$ との関係と求めると図-8 のようになる。これより、いずれの実験ケースにおいても、免震支承には水平力～水平変位の履歴だけでなく、モーメント～回転角にも大きな履歴が生じていることがわかる。

4. 免震支承に生じる局部せん断ひずみ

積層ゴム支承に生じる水平変位、鉛直変位、回転

角による局部せん断ひずみをそれぞれ γ_s 、 γ_c 、 γ_R とすると、積層ゴム支承の局所せん断ひずみ γ の照査は次式によって行われる²⁾。

$$\gamma = \gamma_s + \gamma_c + \gamma_R \leq \frac{\gamma_u}{f_s} = \frac{4}{1.2} = 3.3 \quad (2)$$

ここで、 γ_u ：ゴムの破断ひずみで、高減衰ゴムの場合は $\gamma_u = 4$ (400%) であり、 f_s ：局部せん断ひずみに対する安全率で、地震時保有水平耐力法による設計では $f_s = 1.2$ である。

なお、式(2)における γ_s 、 γ_c 、 γ_R は、免震支承に生じる水平変位 $\bar{u}_b$ 、鉛直変位 $\bar{v}_b$ 、平均回転角 $\bar{\theta}_b$ を用いてそれぞれ以下のように求められる。

$$\gamma_s = \frac{\bar{u}_b}{\sum t_e}; \quad \gamma_c = \frac{8.5 \cdot S \cdot \bar{v}_b}{\sum t_e}; \quad \gamma_R = \frac{2(1+\beta)^2}{\beta^2} S^2 \frac{\bar{\theta}_b}{n} \quad (3a \sim 3c)$$

ここで、 S ：形状係数、 β ：内部補強鋼板の橋軸直角方向幅 b を橋軸方向幅 a で除した値、 n ：ゴム層数である。なお、本実験で用いた免震支承の場合には、形状係数は $S = 4.8$ 、 $\beta = 1$ 、 $n = 4$ である。

以上より、各実験ケースにおいて γ_s 、 γ_c 、 γ_R をそれぞれ求め、 γ_s 、 $\gamma_s + \gamma_c$ 、 $\gamma_s + \gamma_c + \gamma_R$ の時間に対す

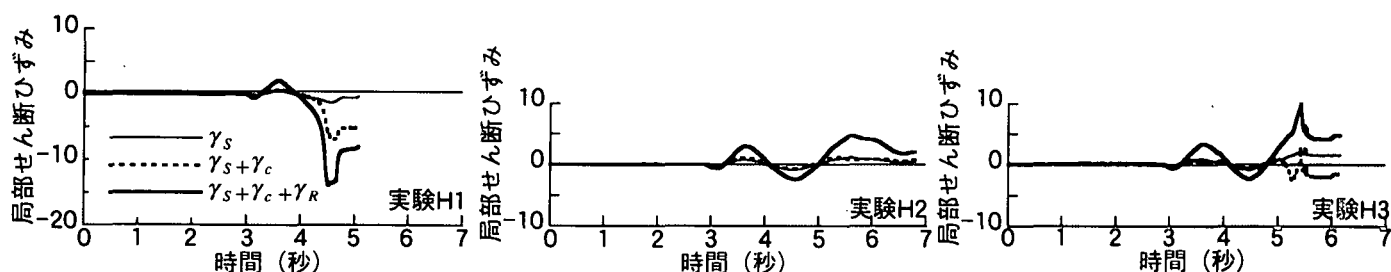


図-9 局部せん断ひずみ

る変化を示すと図-9 のようになる。これによれば、いずれの実験においても回転角による局部せん断ひずみ γ_R の寄与が最も大きく、免震支承には式(2)より求められる局部せん断ひずみの許容値の 2~3 倍程度の局部せん断ひずみが生じている。

したがって、地震時保有水平耐力法レベルの設計においては、橋脚基部の塑性ヒンジ化に伴う橋脚の塑性回転を想定するため、これに起因して生じる橋脚の回転角相当の回転角を免震支承に想定すべきであり、式(3c)における $\bar{\theta}_b$ を次式のように橋脚に許容されるドリフト θ_p^a に置き換えて照査する必要があると考えられる。

$$\bar{\theta}_b = \theta_p^a \quad (4)$$

なお、橋脚に許容されるドリフト θ_p^a は都市高架橋タイプの通常の RC 単柱式橋脚の場合、かぶりコンクリートの剥離が生じる程度の損傷を想定し、0.02~0.03 程度である。

5. 結論

本論文では、高減衰積層ゴム支承で支持される RC 橋脚に対してハイブリッド地震応答実験を行い、橋脚の塑性回転が免震支承の回転変形に与える影響について検討を行った。得られた知見をまとめると以下の通りである。

- 1) いずれの実験においても積層ゴム支承の設計において活荷重に対して想定される 1/300rad (中間橋脚) ~ 1/150rad (桁端部) の回転角よりも 1 オーダー大きな回転角が生じた。
- 2) 免震支承に生じた水平変位による局部せん断ひずみ γ_s 、鉛直変位による局部せん断ひずみ γ_c 、回転角による局部せん断ひずみ γ_R をそれぞれ求めると、 γ_R の寄与が最も大きく、これより免震支承に生じる局部せん断ひずみ γ は許容値の 2~3 倍程度の大きな値となった。
- 3) 上記 1) および 2) より、地震時保有水平耐力法レベルの設計においては、橋脚基部の塑性ヒンジ化に伴う橋脚の塑性回転を想定するため、これに起因

して大きな値となる橋脚の回転角相当の回転角を免震支承の局部せん断ひずみの算定時に想定すべきである。

謝辞：本実験で用いた免震支承は (株) ブリヂストンに製作していただきました。また、実験では、ハザマの斎藤淳氏を始め、東京工業大学川島研究室の方々に大変お世話になりました。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋支承便覧，1991。
- 2) 建設省：道路橋の免震設計法マニュアル (案)，1992。
- 3) Gent, A. N. and Meinecke, E. A. : Compression, Bending and Shear of Bonded Rubber Blocks, *Polymer Engineering and Science*, 10(1), pp.48-53, 1970。
- 4) Kelly, J. M. : *Earthquake-Resistant Design with Rubber*, 2nd Edition, Springer, 1997。
- 5) 家村浩和，五十嵐晃，陳友真，中島裕之：曲げ・変動軸力載荷条件下における免震支承の復元力特性，第 1 回免震・制震コロキウム講演論文集，土木学会，pp.305-312, 1996.11。
- 6) Mori, A., Moss, P. J. , Cooke, N. and Carr, A. J. : The Behavior of Bearings Used for Seismic Isolation under Rotation and Axial Load, *Earthquake Spectra*, Vol. 15, No. 2, pp.225-244, 1999。
- 7) 瓜生満，西川孝夫：免震用積層ゴムの引張状態における力学特性，第 10 回日本地震工学シンポジウム，pp.2759-2764, 1998。
- 8) Hilber, H. M., Hughes, T. J. R. and Taylor, R. L. : Improved Numerical Dissipation for Time Integration Algorithms in Structural Dynamics, *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, Vol.5, pp.283-292, 1977。
- 9) Shing, P. B., Vannan, M. T. and Cater, E. : Implicit Time Integration for Pseudodynamic Tests, *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, Vol.20, pp.551-576, 1991。