

論文 変動曲面上を滑る摩擦振子を有するコンクリート橋脚の地震応答特性に関する基礎的研究

金井 晴弘^{*1}・阿部 遼太^{*2}・青木 直^{*3}・秋山 充良^{*4}

要旨: 著者らは、既往の研究において、摩擦振子型免震機構を有するコンクリート柱を提案し、振動台実験によりその基本的な地震応答特性を検証した。過去の実験では、摩擦振子は半径一定の滑り曲面上を運動していたのに対して、本研究では、滑り曲面の形状が水平変位の大きさにより変化する変動曲面上を摩擦振子が滑る柱を作製し、実験を行った。実地震波を用いた振動台実験により、半径一定の滑り曲面を用いた場合に比べ、変動曲面上を摩擦振子が滑る場合には、コンクリート橋脚の下端部に作用する地震時慣性力を低減でき、一方で地震後の残留変位も大きくならないなど、その耐震性能を改善できることを示した。

キーワード: 摩擦振子, 長周期構造, コンクリート橋脚, 振動台実験

1. はじめに

兵庫県南部地震以降、耐震解析手法には長足の進歩が見られるのに対して、地震動評価には依然として圧倒的な不確実性が存在する。このような不確実性に対し、構造物の地震時安全性を確保するためには、地震動の不確実性の影響を受けないほど構造物の性能を高める必要がある。これまでのコンクリート系の橋梁耐震部材の開発では、この手段として部材靱性率を大きくしてきた。例えば、インターロッキング式帯鉄筋を有する鉄筋コンクリート (RC) 橋脚^{1),2)}、軸方向鉄筋や帯鉄筋の配筋方法、あるいはコアコンクリート内にスパイラル鉄筋を配筋するなどの工夫をした RC 橋脚^{3),4)}、そして、鉄骨鉄筋コンクリート橋脚^{5),6)}などの研究がある。しかし、このような部材変形能により地震エネルギーの吸収を期待した構造では、地震後に相当の残留変位が生じる可能性がある。橋梁は、地震後の救助・救急活動や、都市の復興に非常に重要な役割を果たすことを考えると、単に橋梁の地震中の安全性を確保するだけでなく、地震後の供用性までを考慮した部材開発が求められる。

この背景のもと、著者らは、参考文献⁷⁾において、摩擦振子型免震機構を有するコンクリート柱を提案し、その振動台実験により、基本的な性能を確認した。考案した橋脚の模式図を図-1に示す。橋脚を2つの部位に分割し、分割した位置に滑り曲面を設けている。上側にある部位 (摩擦振子) が滑り曲面上を滑り、下側にある部位 (滑り曲面を有する橋脚や基礎など) に作用する地震時慣性力を低減する。図-1には、摩擦振子の運動を質点に置換した後の力の釣り合いから得られる水平力-滑り変位関係の骨格曲線を示している。従来の曲げ破壊型

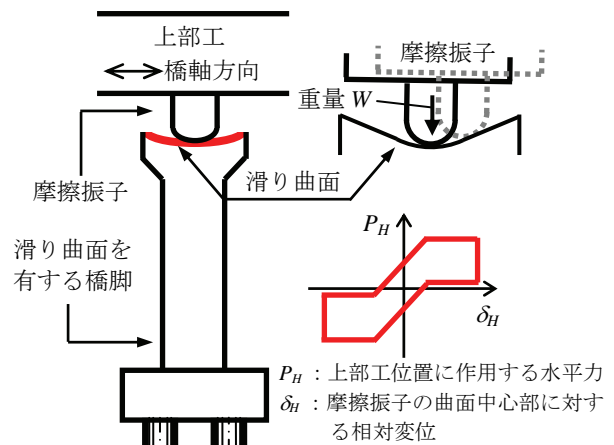


図-1 摩擦振子型免震機構を有する橋脚の模式図

の RC 橋脚は、橋脚天端部に水平力が作用するとその下端部に大きな曲げが作用するのに対して、本構造は、滑りにより力の伝達を遮断し、さらに曲面の存在により地震後の残留変位を抑えることを期待している。

しかし、参考文献⁷⁾では、摩擦振子が半径一定の曲面 (定曲面) 上を滑るため、大きな地震力を受けると、桁の水平移動に伴いその上方への変位 (アップリフト) や、橋脚下端に作用する地震時慣性力が大きくなり、橋脚の下端部や基礎などが損傷する可能性がある。これを避けるためには、半径の大きな曲面を用いることが考えられるが、その場合には、摩擦振子の原点回帰が期待できず、地震後に大きな残留変位が生じることが懸念される。

本研究では、摩擦振子が滑る曲面の形状を工夫することで、上記の問題の解決を試みる。具体的には、水平変位が小さいときには下に凸の小さな半径の曲面上を摩擦振子は滑り、さらに大きな地震力の作用を受けて水平変





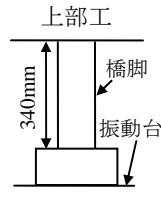
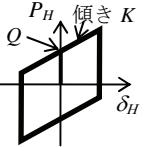
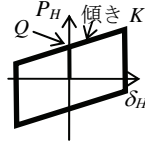
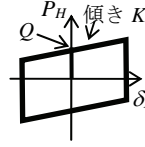
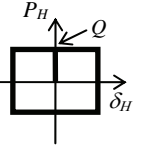
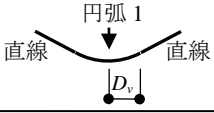
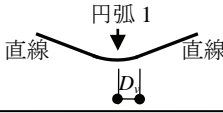
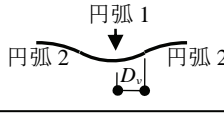
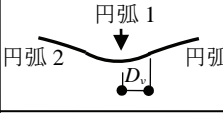
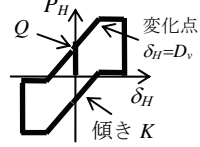
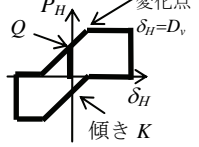
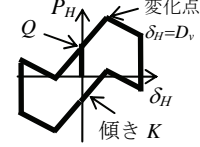
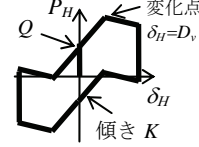
*1 早稲田大学 創造理工学部社会環境工学科 (学生会員)

*2 国土交通省 港湾局計画課 修士 (工学) (正会員)

*3 東日本高速道路 (株) 関東支社さいたま工事事務所三郷工事区 修士 (工学)

*4 早稲田大学 創造理工学部社会環境工学科教授 博士 (工学) (正会員)

表-1 供試体諸元の一覧

供試体名	C-1	C-2	C-3	F-1	PN
滑り曲面の形状	円弧1 	円弧1 	円弧1 	平面 	上部工 橋脚 振動台 
荷重-変位関係					
円弧1の半径	$R_1 = 80\text{mm}$	$R_1 = 130\text{mm}$	$R_1 = 260\text{mm}$	平面	滑り面なし
固有周期(供)	0.35s	0.53s	0.92s	∞	0.08
固有周期(実)	2.0s	3.3s	5.3s	∞	0.48
供試体名	PF-1	PF-2	PE-1	PE-2	
滑り曲面の形状	円弧1 直線 直線 	円弧1 直線 直線 	円弧1 円弧2 円弧2 	円弧1 円弧2 円弧2 	
荷重-変位関係					
円弧1の半径	$R_1 = 80\text{mm}$	$R_1 = 80\text{mm}$	$R_1 = 80\text{mm}$	$R_1 = 80\text{mm}$	
円弧2の半径	$R_2 = \infty$	$R_2 = \infty$	$R_2 = 130\text{mm}$	$R_2 = 200\text{mm}$	
D_v a)	23.0mm	15.3mm	23.0mm	15.3mm	

a) 円弧1の中心位置から円弧1と直線の境界、あるいは円弧1と円弧2の境界までの水平距離

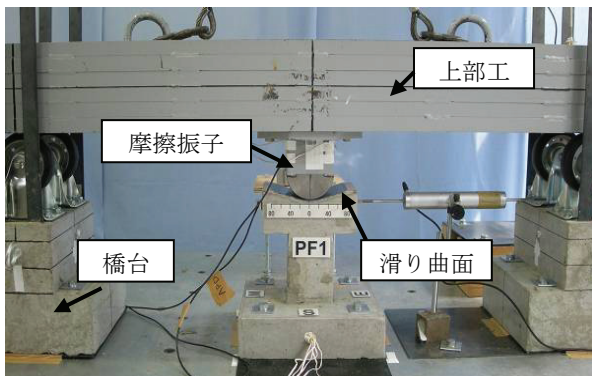


写真-1 供試体設置状況(供試体 PF-1)

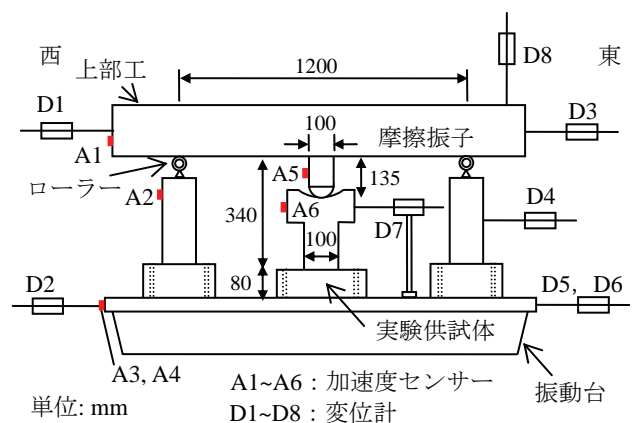


図-2 供試体設置状況

位が大きくなったときには、上に凸の曲面、あるいは直線上を滑るように曲面形状を変更する。この工夫をしたコンクリート柱を持つ橋梁模型を作製し、その振動台実験により地震応答特性を確認する。

2. 実験概要

2.1 実験供試体

供試体諸元の一覧を表-1に示す。また、供試体の設置状況の一例を写真-1に、変位計や加速度センサーの配置状況を図-2に示す。本実験では、橋脚高さ10mの実橋梁(鋼桁+RC橋脚)と、振動台の寸法および加振能力

から相似比を33に設定して模型を製作した。相似比は、加速度の相似比を1.0とし、他の諸量を決定している。上部工は鋼製であり、その重量は4.84kN、曲げ剛性は29.4MNm²である。加振前に計測したひずみゲージの値から求めた摩擦振子に作用する常時の軸力は約2.45kNである。両端の橋台上にはローラーを設置している。

摩擦振子は鋼あるいはコンクリートで作製した。摩擦振子は、滑り曲面との接触部が半径50mmの半円になっている。コンクリート製の摩擦振子は、半径50mmの半円の鋼製型枠を使用し、平滑な表面となるようにした。

摩擦振子は上部工と一体となり挙動するように剛結している。滑り曲面を有する橋脚（滑り曲面付橋脚）は鉄筋コンクリート（断面形状は100mm（橋軸方向幅）×120mm（橋軸直角方向幅））である。滑り曲面には、厚さ約3mmの滑り曲面と同形状の鋼板を貼付している。なお、鋼板の表面にグリースなどは塗布していない。本実験では、摩擦振子と滑り曲面は、鋼と鋼の組み合わせ、およびコンクリートと鋼の組み合わせで接触している。

供試体 C-1～3、そして供試体 F-1 については、その振動台実験の結果の一部を参考文献⁷⁾で報告している。表-1 に示すように、供試体 C-1～3 の滑り曲面（円弧1）の半径 R_1 は、相似則から想定される実橋での滑り発生後の固有周期（表中、固有周期(実)）が約3秒～6秒となるように定めた。摩擦振子を質点に置換すると、力の釣合いより、滑り発生荷重、滑り発生後の復元力および滑り発生後の固有周期は次式で求められる。

$$Q = \mu W \quad (1)$$

$$K = W / R \quad (2)$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (3)$$

ここに、 Q ：滑り発生荷重、 μ ：摩擦係数、 W ：摩擦振子に作用する軸力、 K ：滑り発生後の剛性、 T ：滑り発生後の固有周期、 R ：滑り曲面の半径、 g ：重力加速度である。

供試体 F-1 は、摩擦振子が平坦な鋼板上（ $R=\infty$ ）を滑るため、計算上の固有周期は無限大となる。地震時に作用する滑り曲面付橋脚の下端に作用する慣性力を最も小さくできると予想されるが、一方で、曲面が存在しないため、地震後の原点回帰は期待できない。

供試体 PF-1 と PF-2、および供試体 PE-1 と PE-2 が本研究で提案する滑り曲面を有する供試体である。滑り曲面の形状をコンクリートで製作可能な範囲で加工し、供試体 C-1～3 からの耐震性能の向上を図ったものである。表-1 に示されるように、中心にある円弧の半径は、供試体 C-1 と同じであり、摩擦振子の水平変位が D_v より小さいと、その地震応答は供試体 C-1 と同じになる。供試体 PF-1 と PF-2 は、中心にある円弧から水平変位 D_v だけ離れた箇所で、その接線方向に直線とした変動曲面を滑り曲面として与えている。そのため、摩擦振子の水平変位が D_v 以上になり、直線部に入ると、摩擦振子の水平移動に対する剛性はゼロとなり、摩擦振子を質点に置換したモデルでは、その水平荷重 P_H - 水平変位 δ_H 関係の骨格曲線は、トリリニア型となる（表-1）。供試体 PE-1 と PE-2 は、中心にある円弧（下に凸）から水平変位 D_v だけ離れた箇所で、上に凸の円弧に変化する変動曲面を滑り曲面として与えている。上に凸の円弧上にある質点の水平方向剛性 K_2 は、 $K_2 = -1.0 K$ である。そのため、

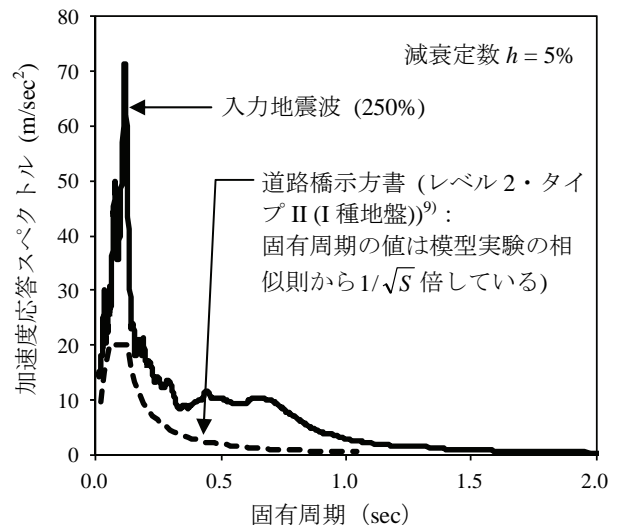


図-3 入力地震波の加速度応答スペクトル

その $P_H - \delta_H$ 関係の骨格曲線は、水平変位が D_v 以上になると負勾配を持つ（表-1）。上に凸の円弧の半径が小さい PE-1 で、大きな負勾配となる。

2.2 実験に用いた地震波

本実験には、2003年十勝沖地震の際に幕別町本町で観測された地震波（以下、入力地震波）⁸⁾を使用し、この時間軸を相似則に基づき修正した。加振は、橋軸方向への1方向入力である。水平2方向力を同時に受ける場合、さらには、上下動が作用する場合は、今後の課題である。特に、摩擦振子型免震機構を使用しているため、上下動により、摩擦振子と滑り曲面間の接触の状態が変化し、結果として、水平方向に生じる応答量とその影響を受ける可能性があるため、上下動は重要な検討事項である。

加振順序は、入力波の加速度値を50%に縮小したものを最初に入力し、次いで75%、100%、150%、200%、250%に振幅調整した地震波を入力した。なお、振幅を250%に拡大したときの加速度応答スペクトルを図-3に示す。道路橋示方書⁹⁾が規定するレベル2地震動タイプII（I種地盤）（固有周期の値は相似則を考慮して修正）の加速度応答スペクトルも比較のために示している。

供試体 PN を除き、各加振後に摩擦振子の残留変位の大きさを記録し、その後、次の地震波の入力前に、残留変位ゼロの状態に戻している。つまり、地震波入力前の摩擦振子の位置は、全ての加振において同じである。

3. 振動台実験の結果と解析的検討

図-4 および図-5 に、摩擦振子と滑り曲面の組み合わせを鋼-鋼、および鋼-コンクリートとした場合の水平荷重-滑り変位関係をそれぞれ示した。入力地震波の振幅は250%に拡大したときのものである。

図中にある「解析結果」は、図-2 の2径間橋梁模型の動的解析結果である。その際、以下の仮定を設けてい

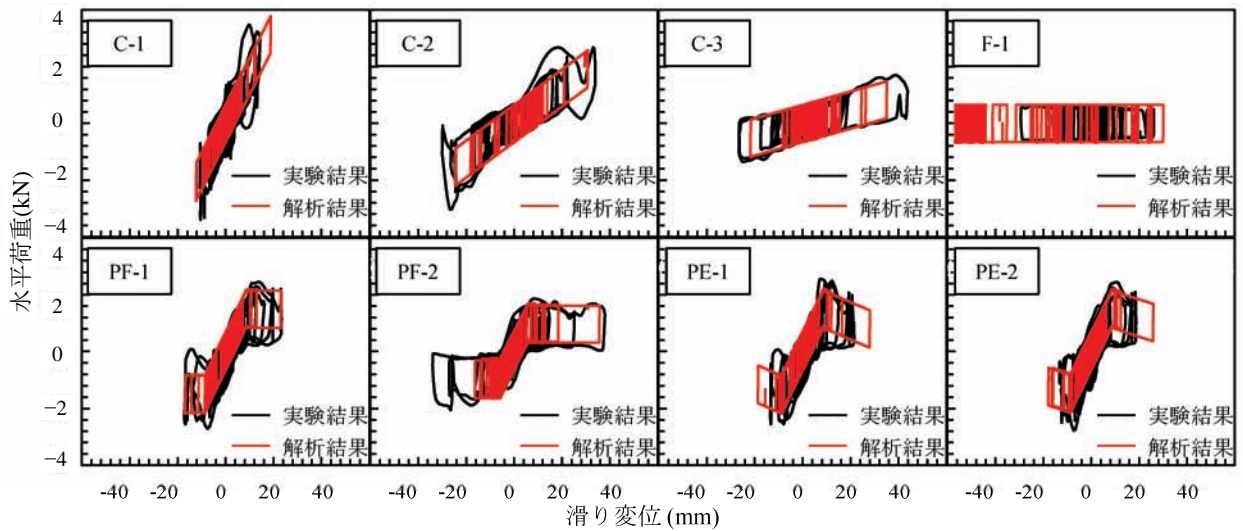


図-4 水平荷重－滑り変位関係（入力地震波の振幅：250%，摩擦振子：鋼，滑り曲面：鋼）

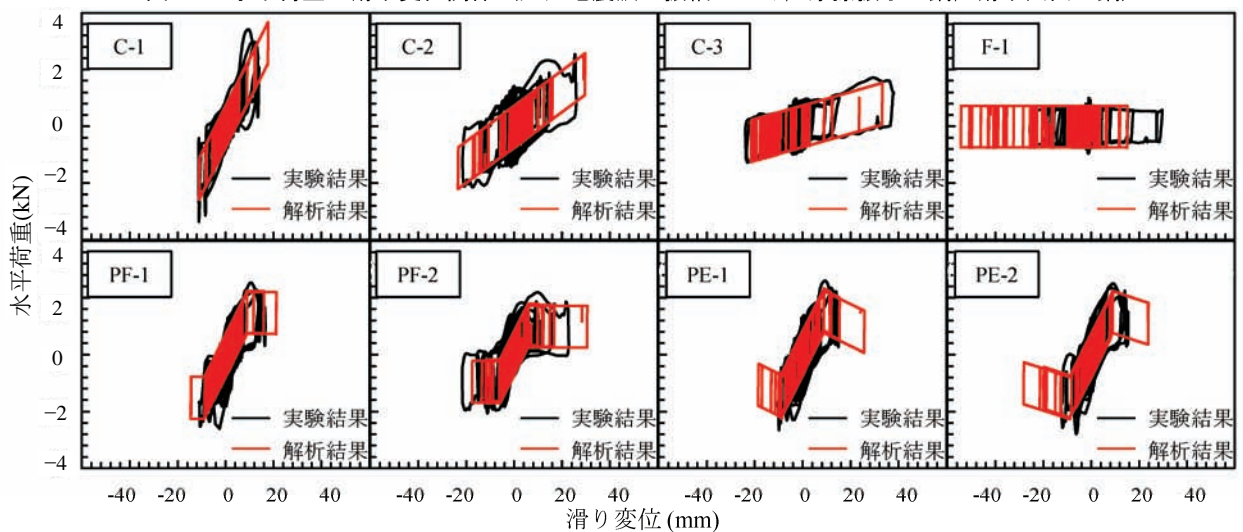


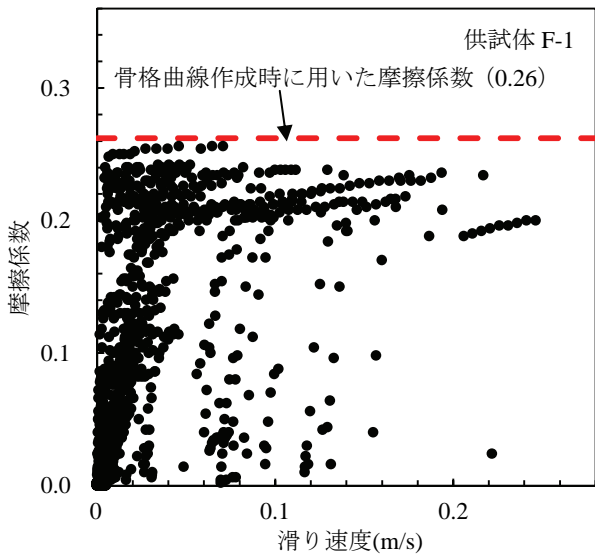
図-5 水平荷重－滑り変位関係（入力地震波の振幅：250%，摩擦振子：コンクリート，滑り曲面：鋼）

る。すなわち，(a) 橋台および橋脚は，今回実施した全ての実験において，ひずみゲージの値から曲げ降伏していないことが確認できているため，弾性梁要素としてモデル化する，(b) 上部工は，前記の曲げ剛性を与えた弾性梁要素としてモデル化する，(c) ローラーは，その水平荷重－水平変位関係を評価するために別途行った振動実験に基づき骨格曲線を定め，除荷剛性は初期剛性と同一と仮定する，(d) 摩擦振子部の水平荷重－滑り変位関係は，表-1の骨格曲線を与え，除荷・(再) 載荷の剛性は摩擦振子が摩擦によって静止していることを表現するために十分に剛な値を与える，(e) 減衰は考慮しない，(f) 骨格曲線を定めるのに必要な摩擦係数は，滑り曲面が平坦な F-1 供試体から求める，(g) 加振中に摩擦振子部に生じる軸力の変動は考慮せず，全ての場合で摩擦振子には 2.45 kN の一定軸力が加振中に作用していると仮定する，および(h) 数値積分には Newmark の β 法を用いる，である。また，上記に加え，実験的に得られる水平荷重は，上部工位置の絶対加速度に上部工重量 (4.84kN) を掛けた値と仮

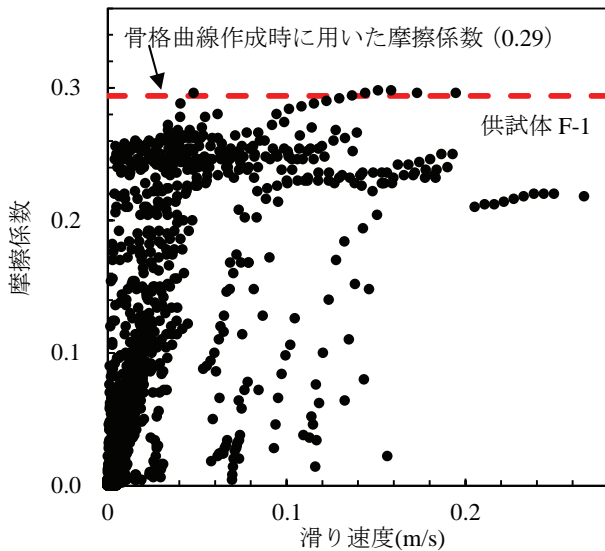
定した。

ここで，(f) に関して，F-1 供試体から求められる摩擦係数と滑り速度の関係を図-6 に示す。骨格曲線を定める際は，実験結果との整合が最も良い，測定された中の最大の摩擦係数を用いる。摩擦振子と滑り曲面の組合わせを鋼-鋼，および鋼-コンクリートとした場合の摩擦係数はそれぞれ 0.26 と 0.29 であり，この値を用いて(d)において摩擦振子部の水平荷重－滑り変位関係の骨格曲線を定めている。コンクリートの摩擦係数は，接触面の面積や面圧に依存することが指摘されており¹⁰⁾，本研究では，摩擦振子と滑り曲面が「線」接触であったことが小さな摩擦係数が算定された理由と思われる。なお，滑り支承の研究において，摩擦係数の速度依存性の考慮の有無が議論されているが^{11), 12)}，ここでは，摩擦係数の速度依存性は無いものと仮定する。

動的解析結果と実験結果の比較の前に，摩擦振子を質点に置換して得られる骨格曲線と振動台実験から求められた水平荷重－滑り変位関係の包絡線を比較する。図-



(a) 摩擦振子：鋼，滑り曲面：鋼



(b) 摩擦振子：コンクリート，滑り曲面：鋼

図-6 摩擦係数—滑り速度関係

4 と図-5 に示されるように、計算で得られる赤の骨格曲線と振動台実験で得られる水平荷重—滑り変位関係の包絡線は概ね一致している。摩擦振子の水平変位が D_v より大きくなったときに滑り曲面の形状を直線とした PF-1 や PF-2、あるいは上に凸とした PE-1 や PE-2 の供試体は、滑り曲面を半径一定の円弧とした C-1 供試体に比べ、水平荷重の増加を抑えることができ、想定した水平荷重—滑り変位関係が概ね得られている。例えば、PF-1 や PF-2 の比較に示されるように、 D_v が小さく、早めに定曲面から直線に移行する PF-2 供試体の方が水平荷重の最大値は小さい半面、大きな水平変位が出ることになる。大きな水平変位が出た場合には、桁間衝突¹³⁾なども懸念され、地震時に許容する最大変位への別途の検討が今後必要である。摩擦振子と滑り曲面の組み合わせを鋼—鋼、および鋼—コンクリートとした場合、前述したように、それぞれの摩擦係数は 0.26 と 0.29 程度であり、そ

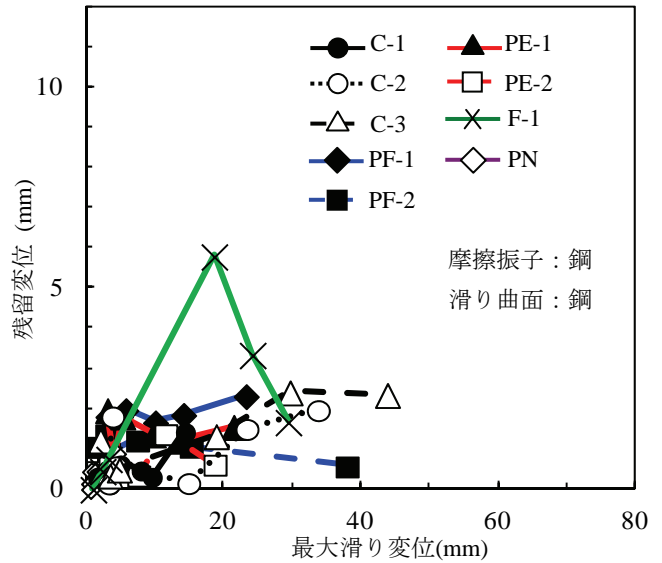


図-7 残留変位—最大滑り変位関係

の差は小さい。このため、図-4 と図-5 に示されるように、両者の実験結果の違いはそれほど大きくないが、全体の傾向としては、摩擦係数が小さい方が滑り変位の最大値は大きくなっている。

図-7 には、全ての加振で得られた滑り変位の最大値（最大滑り変位）と加振後の残留変位の関係を示している。摩擦振子の水平変位が D_v を超えると曲面の形状が変化するため、供試体 C-1 に比べ大きな応答が出るが、地震後の残留変位の大きさは、滑り曲面の形状や最大滑り変位の大きさに関わらず大差ないことが確認された。つまり、滑り曲面の半径を一定とした場合よりも、変動曲面とした方が滑り曲面位置よりも下部への地震時慣性力の伝達が抑えられ、さらに、地震後の残留変位もそれ程大きくならない。

なお、今回設定した入力地震波の大きさの範囲では、PF-1、PE-1、および PE-2 の水平荷重—滑り変位関係に大きな差は出なかった。PE-1 と PE-2 は、水平変位が大きくなると上に凸の面を摩擦振子が滑るため水平荷重が低下する。今後、この領域までの水平変位が生じたときの地震応答特性についてさらに検討する必要がある。

このように、コンクリート製柱の中間部に滑り曲面を設け、その位置より上にある部位を振子として振動させることで、滑り曲面の位置より下にある部位に伝達される地震時慣性力を大幅に低減することができ、その低減の程度は、滑り曲面の形状で調整できる。免震支承などの特別な装置を付加することなく、また、変形能を向上させるために多くの帯鉄筋量を与えることもなく、単に柱の構造形態を工夫することにより、コンクリート構造物の耐震安全性を大きく向上できる可能性があることを示した。曲げ破壊型の RC 橋脚では、地震時に意図的に損傷を塑性ヒンジに誘導し、そこで地震エネルギーの吸収を図るのに対して、本構造は、摩擦振子が滑り曲面上

を運動するのみであるから、特に、地震後に損傷が生じるわけではない。図-3 に示されるように、現行の耐震設計規準においてレベル2地震動として用いられる地震波の加速度応答スペクトルを上回る作用を与えても、ひび割れは観察されず、図-7 に示したように、地震後の残留変位も大きくならない。

次に、動的解析と振動台実験の結果を比較する。滑り曲面が平坦で、摩擦の状態のみで摩擦振子の運動が決定される F-1 供試体で滑り変位を過大評価しているが、それ以外の供試体は前記の(a)~(h)の仮定のもとで算定される解析により実験結果を概ね再現できることが示された。なお、地震動の入力後にゼロ加速度を 10 秒程度与えた後に得られる解析的な残留変位は、実験値と全く整合していなかった。

一方で、滑り曲面毎に定まる水平荷重-滑り変位関係の骨格曲線から、生じた最大滑り変位の大きさに基づいて可能最大残留変位を定めることができる。今回実施した全ての振動実験において、実験後の残留変位は、この可能最大残留変位以下であることが確認できている。今後、可能最大残留変位の大きさなどを基に、残留変位の大きさを解析的に評価する手法を構築する必要がある。

4. まとめ

本研究では、変動曲面上を滑る摩擦振子を有するコンクリート橋脚を提示した。コンクリート橋脚の中間部に滑り曲面を設け、その位置より上にある部位を摩擦振子として滑らせることで、滑り曲面位置より下部に伝達される地震時慣性力を大幅に低減できることを振動台実験により確認した。滑り曲面の形状は、半径一定の定曲面よりも変動曲面とする方が地震時慣性力の低減効果は大きく、一方で、地震後の残留変位は、定曲面とした場合と大差なかった。

なお、本構造の実現には、幾つもの課題が残されている。例えば、2 方向入力や鉛直動を入力した場合の地震応答特性を検証する必要がある。さらに、本研究は、ただ一種類の地震波を用いた実験であること、摩擦振子も滑り曲面もコンクリート製とした場合の検討ができていないこと、残留変位の予測やその大きさに影響する因子を同定できていないこと、さらには、アップリフトの大きさが摩擦振子部の水平方向の挙動に与える影響が検討できていないこと、などが課題として残されている。今後も継続的に振動台実験や解析的な検討を重ねたい。

参考文献

1) 柳下文夫, 田中仁史, R. Park: インターロッキング

スパイラル鉄筋を有する鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能, 土木学会論文集, 662/V-49, pp.91-103, 2000.11

- 2) 藤倉修一, 川島一彦, 庄司学, 張建東, 武村浩志: インターロッキング式帯鉄筋を有する RC 橋脚の耐震性, 土木学会論文集, 640/I-50, pp.71-88, 2000.1
- 3) 石橋忠良, 小原和宏, 菅野貴浩, 小林薫, 木野淳一: 矩形帯鉄筋を軸方向鉄筋の内側に配置した鉄筋コンクリート柱の正負水平交番載荷実験, 土木学会論文集, 732/V-59, pp.27-38, 2003.5
- 4) 星隈順一, 運上茂樹, 長屋和宏, 塩島亮彦: 軸方向鉄筋の配置方法に基づく RC 橋脚の耐震性能の向上に関する実験的研究, 土木学会論文集, 745/I-65, pp. 1-14, 2003.10
- 5) 村田清満, 池田学, 川井治, 瀧口将志, 渡邊忠朋, 木下雅敬: 鉄骨鉄筋コンクリート柱の変形性能の定量評価に関する研究, 土木学会論文集, 619/I-47, pp.235-251, 1999.4
- 6) Naito, H., Akiyama, M. and Suzuki, M.: Ductility evaluation of concrete-encased steel bridge piers subjected to lateral cyclic loading, Journal of Bridge Engineering, ASCE, Vol. 16, No. 1, pp.72-81, Jan. 2011.
- 7) 秋山充良, 青木直, 阿部遼太, 黒田千砂子: 構造形態の工夫によるコンクリート構造の長周期化に関する基礎的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 33, No.2, pp. 877-882, 2011.7
- 8) 気象庁ホームページ: 気象統計情報・強震観測結果・地震波形, <http://www.jma.go.jp/jma/>
- 9) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V・耐震設計編, 2002.
- 10) Tassios, T. P. and Vintzéléou, E. N.: Concrete-concrete friction, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 4, pp. 832-849, 1986.
- 11) 伊津野和行, 袴田文雄, 中村一平: 機能分離型支承装置の動特性と設計手法に関する研究, 土木学会論文集, No.654/I-52, pp.233-244, 2000.7
- 12) 金治英貞, 鈴木直人, 家村浩和, 高橋良和, 美濃智広, 高田佳彦: 低摩擦型すべり支承の面圧・速度依存性検証と床組免震構造の設計モデル構築, 土木学会論文集 A, Vol.62, No.4, pp.758-771, 2006.10
- 13) 玉井宏樹, 園田佳巨, 後藤恵一, 梶田幸秀, 濱本朋久: 桁端衝突による橋台の損傷度評価および衝突ばね特性に関する基礎的研究, 構造工学論文集, Vol.3A, pp.1219-1226, 2007.3