

すべり型免震基礎を有するラーメン橋梁の模型振動実験

早稲田大学 理工総合研究所 正会員 ○安 同様

早稲田大学 建設工学専攻 学正会員 横井 康人

早稲田大学 理工学部 フェロー 清宮 理

1. まえがき 橋脚のフーチング部で下部構造と基礎構造を分離し、その間に緩衝材或はすべり材などで形成する免震層を設置した場合、大地震に対して下部構造と基礎構造との相対変位（ロッキング・すべり）によって構造系の振動周期を伸ばせると同時に、地震エネルギーも有効に吸収することがでる。この免震構造は優れた耐震性能を有することが単橋脚の模型振動実験および数値解析によって検証された^{1) 2)}。すべり型免震基礎を各基礎地盤構造がほぼ同一のラーメン橋に適用した場合構造系の耐震性能も模型振動実験によって確認された³⁾。また、従来の支承免震に比べて、基礎免震構造はそれと同等以上の免震効果があることも数値解析によって明らかされた⁴⁾。そこで、すべり型免震システムを基礎地盤構造が谷状に建設されるラーメン橋に適用した場合構造系の振動特性及び耐震性能を調べるために、大型模型振動実験を実施した。

2. 実験概要 実験用模型は「道路橋示方書・同解説」に基づいて設計された杭径 $\phi 1200\text{mm}$ 、杭長 35.0m 程度の場所打ち杭基礎を有する橋長 100.0m (4@25.0m) の 4 径間 PC ラーメン橋を対象橋梁として縮小ものである。対象橋梁上部構造の橋軸方向の支承条件は M + R + R + R + M (M: moveable, R: rigid) である。地盤は砂と粘土の互層からなり、耐震設計上の基盤面は 50.0m 以深で、地盤種別は III 種である。模型は端部の掛け違い橋脚を除いて、中間のラーメン部分のみを考慮した。模型の相似比は 1/10 とした。

模型の上部構造の剛性はH鋼(250×125×6×9mm)によって与え、質量は鉄板を載せる事で調整した。また、支間長は相似則に沿ったものの、桁の張出し長は死荷重時桁のモーメント分布状況を考慮して設定した。橋脚およびフーチングは鉄筋コンクリートで作成し、その寸法は相似則によって決定した。但し、フーチングの幅はレベル1地震時に対して鉛直反力の重心位置がその1/3以内に入るように式-1によって設定した。杭基礎はその剛性のみに着目して、アルミ棒の断面、本数、長さおよび配置によって相似した。基礎地盤の振動性状は基礎の剛性(杭長)によって調整し、両側基礎地盤の一次振動数は中間基礎地盤の1.5倍とした。実験に用いた模型の概要を図1に示す。各フーチングの奥行き幅は次式で計算し設定した。

$$B_i \geq 3 \times k_b \times W_i \times h_i / V_i \quad (1)$$

ここに、 B_i : i 番目橋脚フーチングの加振方向の幅； k_h : レベル 1 地震動の設計水平震度で、 $k_h=0.30$ とした (III 種地盤)； W_i : i 番目橋脚の支持する上部構造重量と当該下部構造の自重； V_i : i 番目橋脚のフーチング下端に作用する鉛直荷重； h_i : W_i の重心位置(フーチングの下面から)

すべり型免震システムはテフロンをフーチング下面と杭受台の上面に一枚ずつ貼り付けることによって構成した。すべり面はテフロンとテフロンからなり、摩擦係数は 0.20 程度である。

実験用波形は“道示 V”に示す III 種地盤のレベル 2 地震動のタイプ II (内陸直下型)の中から最大加速度が最も大きい方、1995 年兵庫県南部地震時ポートアイランド内地盤上において得た記録とした。実験は基礎フーチング部の構造を大きく分けて次の 2 ケースとした。

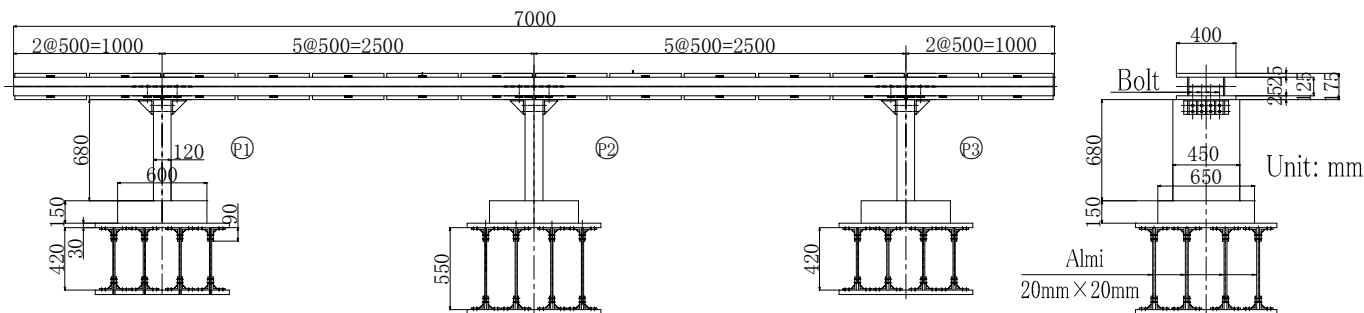


図-1 模型概要図

キーワード 免震基礎, 模型実験, 滑り材

連絡先 〒169 - 8555 東京都新宿区大久保3-4-1 51号館16F-01 TEL&FAX03-5286-3852

表-1 柱下端鉄筋の応力度 (N/mm²)

	P1	P2 (I)	P3 (II)	(II/I)
Isolation (A)	5.8	5.9	7.3	1.22
Convention (B)	18.7	9.4	21.8	2.31
(A/B)	0.31	0.63	0.33	0.53

表-2 杭頭部曲げモーメント (Nm)

	P1	P2	P3
Isolation (A)	38.7	89.4	34.3
Convention (B)	120.2	145.1	95.5
(A/B)	0.32	0.62	0.36

① 一体構造（従来型） ② すべり材を導入した構造（免震構造）。また、実験の加振方向は橋軸方向と橋軸直角方向とした。

3. 実験結果および考察 今回は橋軸直角方向の結果を中心に説明する。

・ 応答変位水平変位 図-2 に P2 橋脚近辺上部構造の応答水平変位を示す。従来構造の最大変位は 1.34cm に対して、基礎免震構造の最大変位は 4.25cm で従来構造の 3 倍以上大きくなる。これの 90% 程度は免震装置のすべり (3.80cm) によるもので、免震装置はこのすべり変位を利用して地震エネルギーを発散するものである。また、免震装置に復元力を与えていないため、免震構造の振動は往復振動を呈しておらず、ほぼ一方方向にすべった。ただ振動後上部構造にはフーチング加振方向幅 (60 cm) の 1/30 弱の残留変位が生じた。

・ 応答水平加速度 図-3 に P2 橋脚近辺上部構造の水平加速度の時刻歴を示す。従来構造の最大水平加速度は 1500Gal であるが、基礎免震構造の方は従来構造の 0.30 倍の 443Gal しかない。この免震システムは大きな免震効果を期待できる。水平加速度のフーリエ解析結果は図-4 に示す。従来構造は振動数 7.1Hz 付近で卓越するが、基礎免震構造は入力波とほぼ同じ振動特性を現し、顕著な振動が増幅する固有振動数は見られない。よって、すべり型免震基礎の導入によって、構造系が地盤と共振する危険性は小さいと言える。

・ 断面応力度 柱下端鉄筋の最大応力度を表-1 に示す。従来構造の場合、基礎地盤剛性大きい端部橋脚の鉄筋最大応力度は中間橋脚の方の 2 倍以上となった。一方免震構造の方は基礎地盤の性状に依存せずほぼ同じ最大値で、値も一体構造より大きく低減した。

・ 杭の断面力 表-2 に杭頭部の曲げモーメントを示す。免震システムは杭頭部の曲げモーメントを 0.32～0.62 倍までに低減した。即ち、基礎免震システムの導入によって、地震による基礎に作用する荷重は大幅低減された。免震基礎構造の採用により上部工と基礎の断面力が大きく低減できることからより経済的な構造の採用が将来可能と判断できる。一方残留変位が大きいことから、桁端部に大変形吸収できる伸縮装置の設置あるいは隙間を埋める応急復旧材料の準備が必要と考える。

4. まとめ 本実験から次のことが判明した。

① 本免震構造は大地震に免震装置が滑ることにより、構造系の振動性状は入力地震動と概ね一致おり、構造系の振動数の調整ができ、これによって橋梁と地盤との共振する危険性が小さくできた。② 谷状の基礎地盤でも免震層のすべりは三橋脚でほぼ同時に生じ、基礎地盤の形状の影響を受けなかった。③ すべり型基礎免震システムの採用によって、構造系の水平加速度・断面力を大きく低減できた。

5. 参考文献 (1) 安同祥、清宮理、渡辺勉：橋梁の免震基礎に関する模型振動実験、平成 15 年度全国大会第 58 回年次学術講演会 2003.9 (2) 安同祥、清宮理、渡辺勉、近藤岳史：橋梁の免震基礎に関する模型振動実験、平成 16 年度全国大会第 59 回年次学術講演会 2004.9 (3) 安同祥、清宮理、近藤岳史、横井康人：すべり方式免震基礎を有する 4 径間ラーメン橋の模型振動実験、構造工学論文集、Vol.52A, pp.565-572, 2006.3 (4) 横井 康人、清宮 理、安 同祥、近藤 岳史：すべり方式免震基礎の 4 径間ラーメン橋への適用性についての検討、構造工学論文集、Vol.52A, pp.357-364, 2006.3

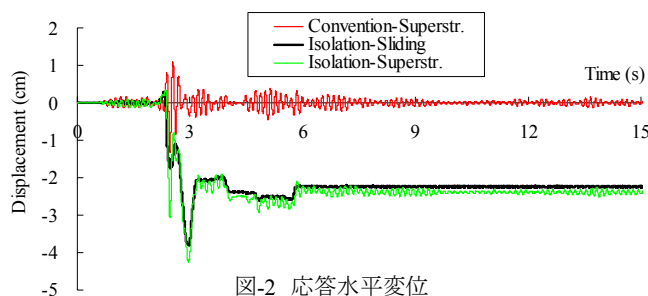


図-2 応答水平変位

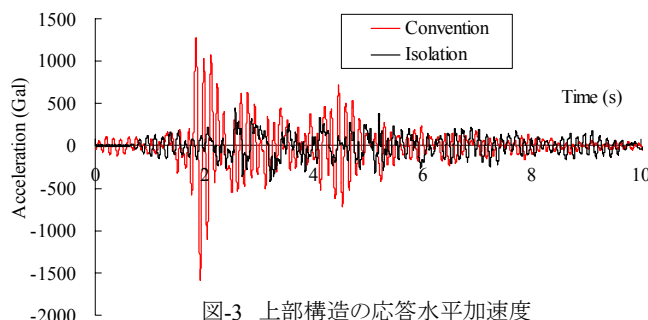


図-3 上部構造の応答水平加速度

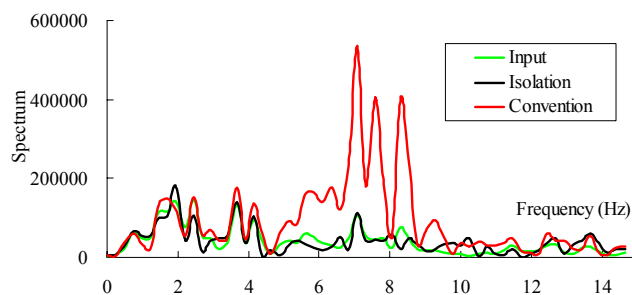


図-4 上部構造水平加速度フーリエスペクトル