

上部構造にシェル要素を用いた曲線橋梁振動台実験の数値解析

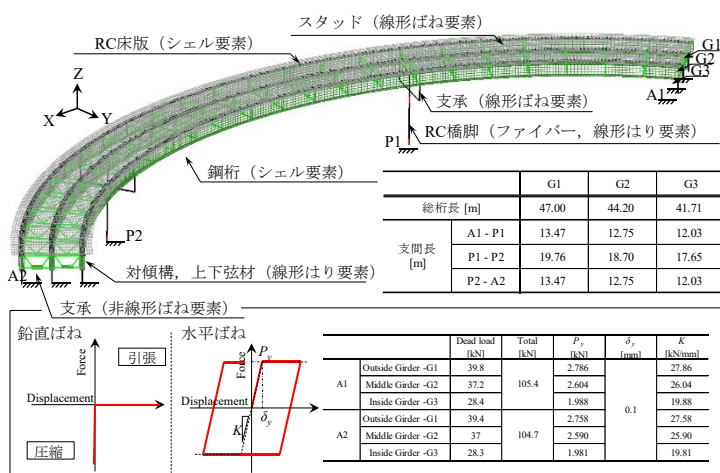
岐阜大学大学院 学生会員 ○岩田 隆弘

岐阜大学 正会員 木下 幸治

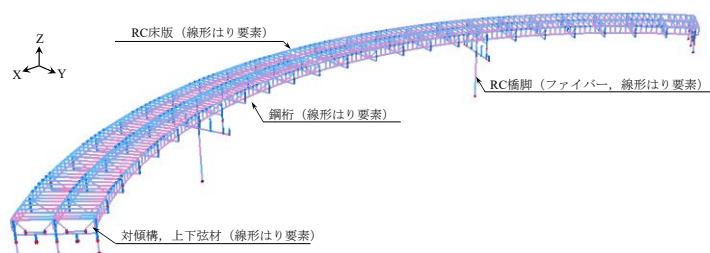
1. 研究の背景と目的：現行の道路橋示方書において、鋼桁等の橋梁上部構造は直接活荷重が載荷される部材であるため、塑性化を期待する部材としないことが標準とされており、一般的に弾性設計されている。また、橋梁の数値解析においても、上部構造は弾性要素としてモデル化するのが一般的であり、そのモデル化は、はり要素を用いられることが多い。しかしながら、1995年の兵庫県南部地震や2016年の熊本地震では、上部構造の横構や対傾構などの二次部材のみならず主桁で局所的な座屈が確認されており^{例え1)}、はり要素を用いた場合、座屈といった局所的な変形や応力を評価できない。そのため、局所的な応力を評価するためにはシェル要素によるモデル化が必要となる。本研究では、既往の研究の3径間連続合成鋼桁曲線橋梁の振動台実験²⁾に基づき上部構造にシェル要素を用いた数値解析モデルを構築した。その上で、上部構造をはり要素でモデル化した解析モデルとの比較を行い、使用する要素の違いによる橋梁の振動特性および地震応答、上部構造に生じる応力の差異について検討した。

2. 橋梁振動台実験の概要：震動台実験の橋梁モデルは、実大のプロトタイプの0.4スケールのRC橋脚を有する3径間連続高架橋であり、全長44.2m、橋脚高さ2.4mである。上部構造はコンクリート床版の鋼I形3主桁である。中央径間は2つのRC橋脚により支持され、左右の径間は橋台により支持されている。RC橋脚上の支承には、3次元の回転成分に対応したヒンジ支承、橋台上の支承にはテフロン系(PTFE)のすべり支承を用いている。

3. 数値解析モデル：図-1に本研究の上部構造をシェル要素でモデル化した解析モデルと、既往研究のはり要素でモデル化した解析モデル³⁾を示す。また表-1にRC橋脚の材料パラメータを示す。上部構造は、RC床版と鋼I桁をシェル要素、対傾構と上下弦材を線形はり要素、RC床版と鋼桁を接続するスタッドを線形ばね要素でモデル化した。



(a) シェル要素モデル



(b) はり要素モデル

図-1 数値解析モデル

表-1 RC橋脚の材料パラメータ

Core Concrete			Cover Concrete			Longitudinal Bar	
σ_{ck} [MPa]	ϵ_0	E_{des} [GPa]	σ_{ck} [MPa]	ϵ_0	E_{des} [GPa]	E_s [GPa]	σ_y [MPa]
55.4	0.006	3.49	37.9	0.002	10.0	200	489.5

キーワード：振動台実験，地震応答解析，曲線橋梁

連絡先：〒501-1193 岐阜県岐阜市柳戸1番1 岐阜大学 TEL 058-230-1111

record の 100%調整波であり、EW 波を X 方向、NS 波を Y 方向に入力した。シェル要素モデルは構造解析プログラム SeanFEM⁵⁾を用いた。また、はり要素モデルは UC-win/Frame 用いている。

4. 固有値振動解析：表-2 に固有値解析結果として 1~4 次の低次モードの変形図と固有周期を示す。1 次モード、2 次モードは橋軸直角方向、3 次モードは橋軸方向、4 次モードは桁鉛直方向の変形モードである。1, 2 次モードでは固有周期は同程度であるが、3, 4 次モードになると固有周期に差異が見られる。

5. 時刻歴応答変位：図-2 に解析結果および実験結果の P1 および P2 橋脚天端の時刻歴応答変位を示す。なお、時刻歴応答変位は X 方向と Y 方向の合成変位 ($\sqrt{\delta x^2 + \delta y^2}$) を示している。また、上部構造を梁要素でモデル化した木下ら³⁾の解析結果も示す。解析の結果、最大応答変位は実験結果と良く一致している。また、ポストピークも若干の位相ずれが確認されるが変位振幅は実験結果と概ね一致している。上部構造をシェル要素でモデル化した場合の解析結果と、はり要素でモデル化した場合の解析結果は、はり要素では若干応答が大きい、概ね同程度の結果を示している。以上より、解析モデルは最大応答変位のみならず、ポストピークも良好な再現性を示し、また、上部構造のモデル化に用いる要素の違いによる時刻歴応答変位に差異がほとんどないことを示した。

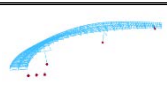
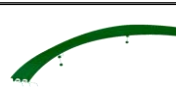
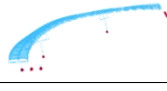
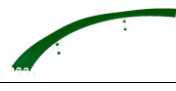
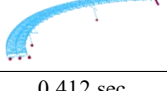
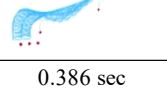
6. 上部構造の変形と応力：図-3 に最大応答変位時 (7.4 秒) の変形図を示す。また、シェルモデルでは直応力のコンター図も示している。シェルモデルとはりモデルの変形を比較すると、上部構造の変形が異なり、シェルモデルでは径間中央を中心とした上部構造のねじれ変形が見られ P1 上は内側、P2 上は外側に変形している。はりモデルは変形モードが異なり、P1 上は内側に変形しているが P2 上は変形が小さい。また、シェルモデルの応力に着目すると、橋脚直上と径間中央で高い応力を示している。次に、上部構造をシェル要素でモデル化した場合とはり要素でモデル化した場合の上部構造に生じる応力の比較をする。図-4 に上部構造の上下フランジに生じる橋軸方向の直応力の比較を示す。図は G1, G2, G3 のそれぞれ P1, P2 直上の鋼桁の応力を示しており、応答変位が最大となる 7.4 秒の結果を示している。曲線橋梁の内側の鋼桁にあたる G1 ではシェル要素の応力の方が高くなっている。一方、G2, G3 と外側の桁にいくにつれてその差は比較的小さくなるのが分かる。これは、上部構造の変形の差異による影響と考えられる。

7. まとめ：上部構造をシェル要素またははり要素でモデル化した場合、橋梁の振動特性は 1, 2 次のモードでは同程度だが、3 次以降は若干の差がある。応答変位は大きな差はないが、上部構造の変形と応力状態が異なる。

謝辞：構造解析プログラム SeanFEM の使用にあたり、(株)地震工学研究開発センターの馬越一也氏に貴重な助言を頂いた。ここに記して感謝の意を表す。

参考文献：1)国土技術政策総合研究所、土木研究所：平成 28 年 (2016 年) 熊本地震土木施設被害調査報告、2017。2)Wibow, H :Experimental and Analytical Investigations on the Effects of Live Load on the Seismic Performance of a Highway Bridge, University of Nevada, Reno, Dissertation, 2013。3)木下ら：0.4 スケール 3 径間曲線橋梁モデル振動台実験の数値解析、コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.649-654, 2015。4)川島ら：現在の技術基準で設計した RC 橋脚の耐震性能に関する実大振動台実験及びその解析、土木学会論文集 A, Vol. 66, No.2, pp.324-343, 2010。5)SeanFEM：理論マニュアルと検証、(株)地震工学研究開発センター、2007。

表-2 固有値解析結果

	Beam model	Shell model
Mode 1	 0.661 sec	 0.666 sec
Mode2	 0.503 sec	 0.506 sec
Mode 3	 0.412 sec	 0.455 sec
Mode4	 0.386 sec	 0.346 sec

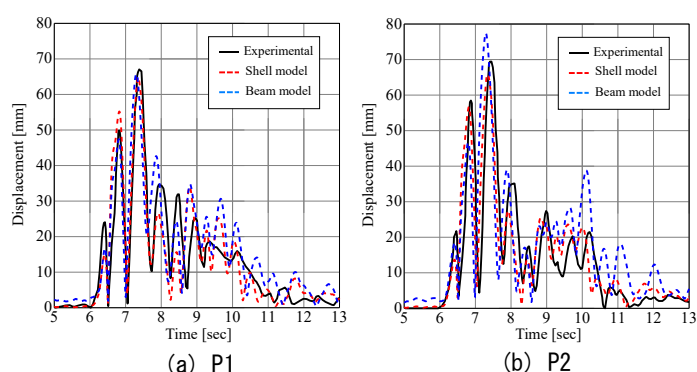
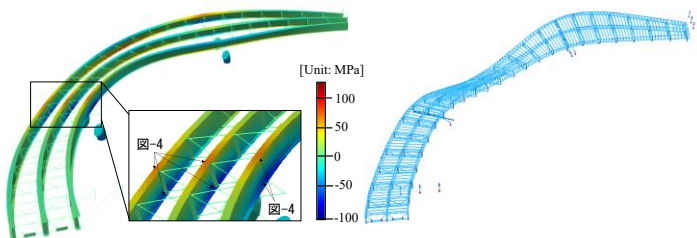


図-2 時刻歴応答変位



(a) シェルモデル (b) はりモデル

図-3 橋梁の変形図 (T=7.4sec, 倍率 50 倍)

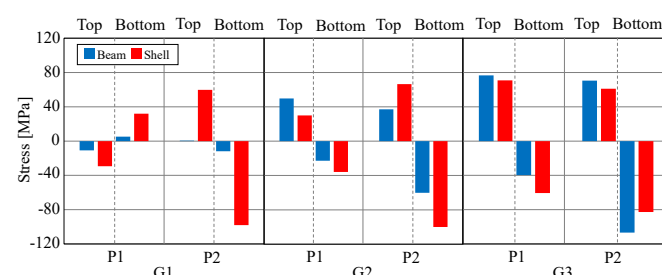


図-4 はり要素とシェル要素の応力比較 (T=7.4sec)