

ハイブリッド吊床版道路橋の地震応答特性について

九州産業大学 フェロー 水田洋司 新構造技術(株) 正員 ○原田健彦
吉村 健 九州産業大学大学院 李 騫

1. まえがき 文献 1)では、塔の変形を無視する単純化された解析モデルを用いた。本論文では、鋼製主塔を試設計し、主塔の変形を考慮したハイブリッド吊床版道路橋の地震応答特性を検討した。まず、本橋の固有振動特性を調べ、次に、レベル 1 およびレベル 2 地震動に対する線形および非線形動的解析をそれぞれ実施し、地震時の挙動と主塔変形が地震応答に及ぼす影響について検討した。なお、主桁エッジビーム両端の固定をピンに変更したモデルの応答についても検討した。

2. ハイブリッド吊床版道路橋の概要 文献 1)で提案した本橋梁の側面図・断面図を図-1 に記す。本橋では、上・下両ケーブルで主桁を吊り上げている。この主桁は、円形断面のエッジビーム、(オープン) グレーティング床版、横構および床桁から成る準閉断面で構成されている。主桁エッジビームはその両端が橋台に固定されており、活荷重による軸方向引張力にも抵抗して‘吊床版’の一役も担っている。試設計した主塔の断面図を図-2 に、諸元を表-1 に示す。解析には、「TDAPⅢ ((株)アーク情報システム社製)」を使用し、図-3 に示す三次元骨組 (Fish-bone) モデルを用いた。

3. 固有値解析 地震応答解析に先立ち、固有値解析を行って本橋の振動特性を調べた。主な固有モードと固有振動数を取りまとめて図-4 と表-2 に示す。

4. 地震応答解析 入力地震動には、道路橋示方書・同解説「V 耐震設計編」に基づき、レベル 1 地震動では、日向灘沖地震における板島橋周辺地盤 (Ⅱ種地盤) 上で記録された地震波を各方向に等倍で入力した。レベル 2 の入力地震動には、兵庫県南部地震における JR 西日本鷹取駅構内地盤 (Ⅱ種地盤) 上で記録された地震波を用いた。使用した減衰は、要素別減衰 ($\alpha=2\%$, 鋼材) である。レベル 2 地震動入力時には、主桁要素のみに次の材料非線形性を考慮した。鋼材の応力度-ひずみ関係は 2 次勾配を $E/100$ としたバイリニア型とし、復元力モデルには $M-\Phi$ モデルを採用した。解析には、Newmark の β 法 ($\beta=0.25$) を用い、時刻歴応答を求めた。積分時間間隔は 0.01 秒とし、レベル 1 およびレベル 2 地震動に対してそれぞれ 30 秒間および 40 秒間の応答を求めた。解析結果より、レベル 1 地震動に対しては、全部材の応力度が弾性範囲に納まることになった。また、レベル 2 地震動に対しては、以下の(a)~(d)の結果が得られた。

(a)主桁断面力応答 軸応力度と面内曲げ応力度の最大・最小応答値は、いずれもスパン全体に渡って σ_y を大幅に下回る結果となった。一方、図-5 に示す面外曲げ応力度の最大・最小応答値は、ほぼスパン全体に渡って弾性範囲となるものの、橋台付近のいくつかの部材では σ_y を超えている。

(b)主桁変位応答 図-6 に示す面外水平方向の最大変位応答はスパン中央部で生じ、その値は約 1.5m である。

(c)主桁加速度応答 鉛直および面外水平方向の最大・最小加速度応答は、共に入力地震波の最大・最小値と同程度となる。一方、図-7 に示す橋軸方向の加速度応答は入力地震波の約 1.4 倍に増幅された。

(d)主塔応答 面外方向最大変位応答でも約 1.7cm しかない。この塔頂変位は、高さ 33m の主塔に対して、非常に小さい。図-8 の結果から容易に推定されるように、主塔の曲げ応力度は極めて小さい。

5. 主塔の影響 主塔の変位を考慮しない場合と考慮する場合の固有振動数と地震応答について検討した。

(a)固有振動数 主塔の変位を考慮したモデルと全く同じ結果が得られ、両者に差異のないことが確認できた。

(b)主桁変位応答 レベル 2 地震動に対する、主塔の変位を考慮しないモデル (無視) と考慮するモデル (考慮) の応答のうち、鉛直方向変位応答 (図-9) では、無視の場合より、考慮の場合が小さい結果となった。

(c)塔頂変位応答 主塔変位を考慮しないモデルの橋軸方向の最大変位応答は約 1.8cm であったのに対し、主塔変位を考慮したモデルの橋軸方向の最大変位応答は約 1cm である。一方、面外方向の最大変位応答は約 1.7cm である。このように、塔頂の変位応答は高々 2cm 程度であり、極めて小さいことが明らかになった。

6. 主桁境界条件の変更 これまでの解析では主桁エッジビーム両端を固定としている．この場合の主桁応力度の一部は降伏応力度を超え、非線形領域に入っている．この状況を改善するために、境界条件を固定からピンに変更し、固有値解析と地震応答解析を実施した．

(a)固有値解析 固有値解析結果をとりまとめて表-3 に示す．最低次の振動モードは面外水平曲げの対称 1 次モードであり、その固有振動数は 0.160Hz である．

(b)地震応答解析 両端固定の場合と比べて、主桁の鉛直方向変位応答・面内曲げ応力度に大きな差は見られないが、面外方向変位応答は 30%程度大きくなっている．ただし、十分に許容値内である．図-10 には主桁の面外曲げ応力度の最大・最小値を示している．面外曲げ応力度には境界条件の影響が大きく出ているが、主桁の応力度は全スパンに渡って弾性範囲となった．

12.3

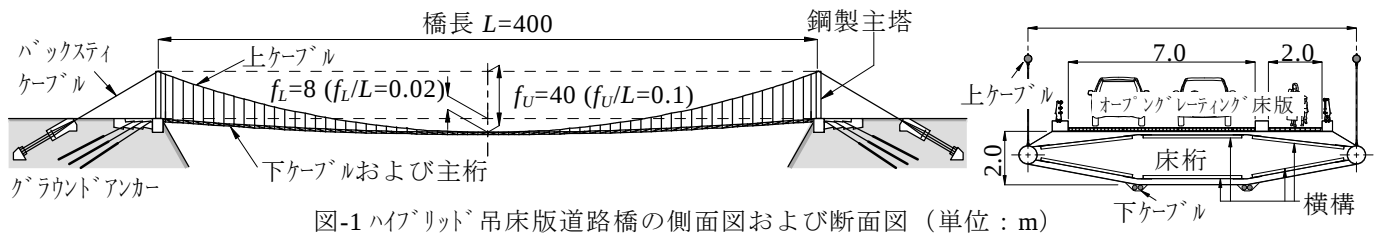


図-1 ハイブリッド吊床版道路橋の側面図および断面図 (単位: m)

表-1 主塔の諸元

項目	諸元	単位
ケーブル頂	33.0	m
塔内側間隔	9.1~10.3	m
塔中心間隔	12.3~13.5	m
塔柱断面 I_x	0.800	m ⁴
二次モーメント I_y	0.774	m ⁴
ねじれモーメント	0.961	m ⁴
塔柱断面積	0.503	m ²

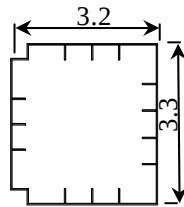


図-2 塔柱横断面図 (単位: m) 図-3 三次元骨組(Fish-bone)モデル

表-2 主な固有振動数と刺激係数

振動モード	固有振動数 [Hz]	刺激係数		
		橋軸	鉛直	面外
面外水平曲げ	対称1次	0.241	0	38.3
	逆対称1次	0.600	0	0
	対称2次	1.234	0	9.23
	逆対称2次	0.337	-5.67	0
鉛直曲げ	対称1次	0.366	0	12.3
	対称2次	0.527	0	-36.6
	逆対称2次	0.533	2.95	0
	対称3次	0.677	0	18.2

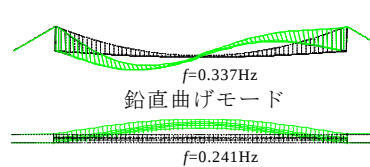


図-4 主な固有モードと振動数

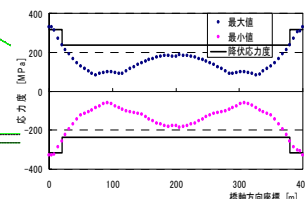


図-5 面外曲げ応力度

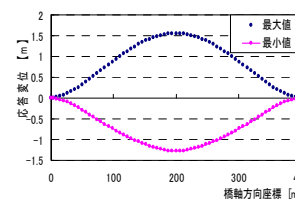


図-6 面外水平方向変位

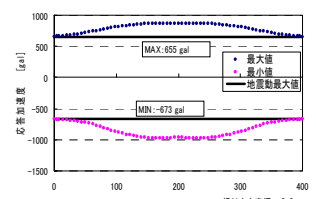


図-7 橋軸方向加速度

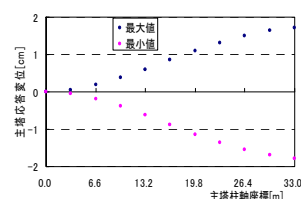


図-8 主塔面外方向変位

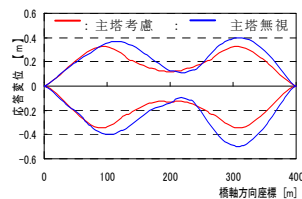


図-9 鉛直方向変位

表-3 ピン支点の固有振動数と刺激係数

振動モード	固有振動数 [Hz]	刺激係数		
		橋軸	鉛直	面外
面外水平曲げ	対称1次	0.160	0	40.8
	逆対称1次	0.528	0	3.87
	対称2次	0.890	0	-1.53
	逆対称2次	0.335	-5.77	0
鉛直曲げ	対称1次	0.362	0	-11.7
	対称2次	0.526	0	-36.6
	逆対称2次	0.670	0	-19.1
	対称3次	0.780	1.92	0

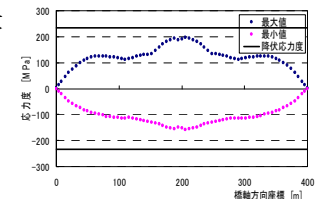


図-10 面外曲げ応力度

7. むすび 本論文では主塔変位を考慮したハイブリッド吊床版道路橋の地震応答特性について検討した．その結果、以下の事項が明らかになった．

- ① 鉛直曲げの最低次固有モードは逆対称 1 次振動であり、アーチ効果が見られる．
- ② レベル 1 地震動に対しては、主桁応力度は弾性範囲である．一方、レベル 2 地震動に対しては、主桁応力度は橋台付近の比較的狭い範囲で降伏する．
- ③ レベル 2 地震動に対する主塔の最大変位応答は、面外水平方向に約 1.7cm であり、小さい．
- ④ 主桁の境界条件をピンにすることにより、主桁の面外曲げ応力度を弾性範囲に留めることができる．

参考文献 1) 原田健彦, 水田洋司, 吉村 健, 森田正一, 田中孝久: ハイブリッド吊床版道路橋の地震応答特性, 構造工学論文集, Vol. 53A, pp. 380-387, 2007.