

支承の境界条件が振動特性に及ぼす影響

ヤマト設計(株) 正 会 員○馬越 一也
九州産業大学 フェロー 水田 洋司
ヤマト設計(株) 正 会 員 野中 哲也

1．はじめに

平成 14 年 11 月 4 日，宮崎県の日向灘沖を震源とする M5.7(深さ 35km)の中規模地震が発生した(図 1)．写真 1 は地震前の鋼製可動支承(P1 橋脚)の様子である．支承は完全に変位制限装置に接着しており，橋軸方向には機能していないことがわかる．写真 2 は同支承滑動部の地震後の様子である．サイドブロックと下沓の間に隙間ができて軸方向に移動可能となり，地震前と明らかに支持条件が異なっていることがわかる．本論文は支承の境界条件の変化が振動特性に及ぼす影響を，地震前と地震後の振動計測と固有値解析によって検討したものである．地震前の計測は 9 月に行っており，支承に見られる変化は，地震後の 11 月に計測したときの気温との温度差による伸縮とも考えられるが境界条件の変化には変わりないため，その真意については割愛する．なお，ここで取り上げる対象橋梁は，文献 1)で研究対象にしている上路式鋼トラス橋(図 2)である．

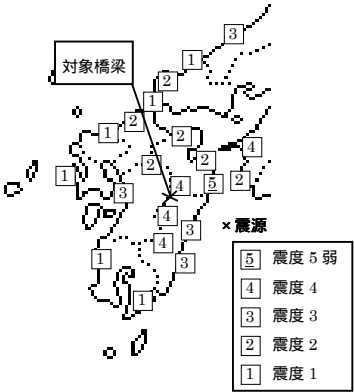


図 1 日向灘沖地震

2．対象橋梁および振動計測

対象橋梁は昭和 56 年に国道 218 号線の宮崎県西臼杵郡日之影町内に建設されたトラス橋で，阪神大震災以前の道路橋示方書(昭和 47 年)の基準に従って設計されたものである．

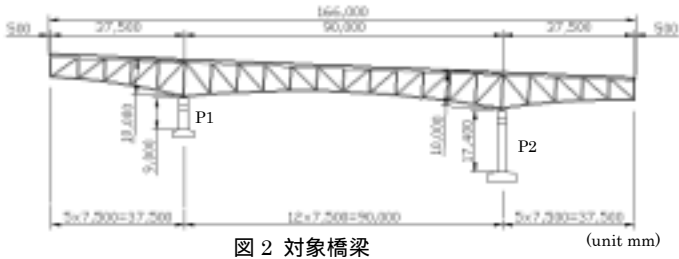


図 2 対象橋梁 (unit mm)

振動計測は常時微動，通常交通を利用した自由振動について測定した．サーボ型加速度計(型式 ASQ-2CA (株)共和電業製)を図 2 の位置 ～ の歩道に設置し，橋軸方向，橋軸直角方向および鉛直方向の常時微動をそれぞれ計測した．常時微動は無載荷状態での橋の微小振動を 120 秒間計測し，自由振動は大型トラック通過後の加振力の作用しない振動状態で 30 秒間計測した．地震前，地震後とも同方法で計測し，計測した波(加速度波形)に高速フーリエ変換を適用して固有振動数を求めた．地震前，地震後の計測結果を表 1 に，計測波形(橋軸方向，30 秒間)とパワースペクトルの一例をそれぞれ図 3，図 4 に示す．

表 1 振動計測結果

bearing	measure of Sept. natural frequency ①	measure of Nov. natural frequency ②
	(Hz)	(Hz)
axis	1.860	1.840
horizontal bending	4.100	4.100
vertical bending	1.660	1.640
	1.860	-
	1.860	1.880

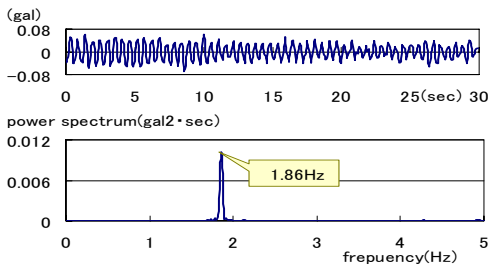


図 3 加速度波形とパワースペクトル
(9 月常時微動計測，橋軸方向，測点)

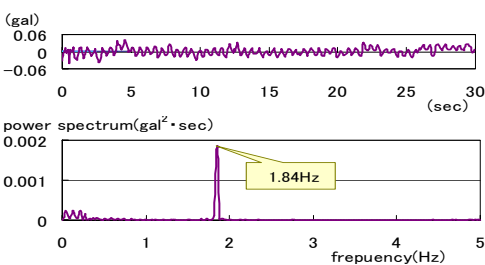


図 4 加速度波形とパワースペクトル
(11 月常時微動計測，橋軸方向，測点)



写真 1 地震前の可動支承の様子(P1)



写真 2 地震後の可動支承の様子(P1)

キーワード 振動特性，常時微動，上路式鋼トラス橋，固有値
連絡先 〒460-0002 愛知県名古屋市中区丸の内 3 丁目 17 番 6 号 ヤマト設計株式会社 TEL 052-959-2250

3．固有値解析

設計上，A2 側支点以外は橋軸方向可動となっているが，支承の境界条件が変化している対象橋梁の計測結果と比較するため，A2 側支点以外の支点条件を変えた固有値解析を行った．設計時と同じ状態（橋軸方向可動）のモデル(modelⅠ)，すべての支点を固定としたモデル(modelⅡ)について，固有値解析を行った結果を表 2 に示す．また，固有モードの一例(鉛直 1 次モード)を図 5 に示す．図表内の x，y，z はそれぞれ橋軸方向，橋軸直角方向，鉛直方向である．

modelⅠ，modelⅡとも高次に大きな刺激係数がでており動的挙動が複雑であると推定される．橋軸方向の拘束により最低次の橋軸方向振動数は 2.372Hz から 3.829Hz まで上昇していることがわかる．それに連動して鉛直振動，面外振動の固有振動数も上昇している．対象橋梁は上路式鋼トラス橋で，吊橋のようなスレンダーな橋梁に比べ全体の剛性が高いために，一方向の支承の拘束条件が他の方向の振動系に影響しやすいと考えられる．

表 2 固有値解析結果

modelⅠ				modelⅡ			
natural frequency ①	participation factor			natural frequency ②	participation factor		
(Hz)	Tx	Ty	Tz	(Hz)	Tx	Ty	Tz
1.596	0.771	1.210	-25.743	1.690	2.524	0.521	-26.664
1.633	0.003	37.625	0.846	1.770	-0.038	38.361	0.375
2.372	41.702	-0.030	6.303	3.829	-40.223	0.019	-7.523
3.421	22.132	0.000	0.000	-	-	-	-
4.206	0.031	24.850	-0.123	4.419	0.072	23.779	-0.099
4.503	-0.531	0.065	19.792	4.955	5.954	-0.068	-24.997

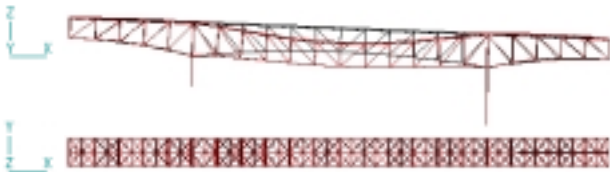


図 5 固有モード(鉛直 1 次)

4．比較

地震前，地震後の計測結果の比較，固有値解析結果との比較を行い，対象橋梁のモデル化についても検討した．比較対象は常時微動，自由振動計測時の固有振動数である．表 3 に比較結果を示す．

計測結果からすべての方向において地震前と地震後の固有振動数に大きな変化は見られなかった(表内 ①/②)．これは，橋脚全体の剛性に対する支承の境界条件の影響が小さすぎるか，常時微動や小さな外力による自由振動の計測で固有振動数の比較は繊細すぎた，と考えられる．また，地震前のすべての方向に 1.86Hz の卓越振動数がみられることから，この橋梁は 1.86Hz 振動数帯域が支配的と考えられる．

固有値解析と計測結果の比較から以下のことが判る．面外水平方向 1 次でよい精度で一致しており，鉛直方向 1 次，橋軸方向 2 次は支承を固定した modelⅡ が計測値に近くなっている．支承を固定にしたほうがよい精度で一致すると考えられる．

表 3 地震前計測結果，地震後計測結果および固有値解析結果の比較

bearing	measure of Sept. natural frequency ①	measure of Nov. natural frequency ②	modelⅠ ③	modelⅡ ④	①/②	①/③	②/③	①/④	②/④
	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)					
axis	1.860	1.840	-	-	1.01	-	-	-	-
	4.100	4.100	2.372	3.829	1.00	1.73	1.73	1.07	1.07
horizontal bending	1.660	1.640	1.633	1.770	1.01	1.02	1.00	0.94	0.93
	1.860	-	-	-	-	-	-	-	-
vertical bending	-	-	3.421	-	-	-	-	-	-
	1.860	1.880	1.596	1.690	0.99	1.17	1.18	1.10	1.11
	-	-	4.503	4.955	-	-	-	-	-

5．おわりに

支承の境界条件が変わったにもかかわらず，本計測ではその変化を見ることができなかった．この程度の橋軸方向の支承の境界条件の変化が固有振動数にあたえる影響は少ないことがわかった．また，この橋梁で支配的と考えられる 1.86Hz の振動数が固有値解析結果に表れなかったことから，床版の剛性や接合部のモデル化など適切に評価する必要があると考えられる．今回は，起振機のような大規模の機械を使用しない比較的容易に実施できる微小振動の計測により固有振動数を求めた．今後，振動計測方法には更なる検討が必要である．

参考文献

1) 野中哲也，宇佐美勉，坂本桂子，岩村真樹:上路式鋼トラス橋の大地震時弾塑性挙動および耐震性向上に関する研究，構造工学論文集，Vol.49A，2003.3.