

大阪大学工学部 正員 川谷 充 郎
 大阪大学工学部 正員 小松 定 夫
 日立造船(株) 正員 脇田 雄 一

1. まえがき 近年、路面不整を考慮した道路橋の走行荷重による動的応答について、数多くの研究がなされており、それらの結果は、路面不整の良否による橋の動的応答の相違が著しいことを明らかにしている。それにもかかわらず、自動車走行による橋梁の動的たわみ及び動的ひずみの実測と、それに対応する理論解析値との比較検討を、路面不整の影響を含めて行なったものは極めて少ない現状である¹⁾。本研究では、実橋において試験車走行による動的応答及び橋面不整の実測を行ない、その実験結果と解析結果との比較検討を行なうものである。

本橋は、図-1に示すように、片側に歩道を有する非対称2車線橋であるため、通常の荷重状態で偏心荷重となる。試験車走行実験における主桁 G_2 、 G_3 のたわみ測定値によると、偏心荷重の影響が顕著であったため、動的応答解析では曲げねじり連成振動方程式を用いて定式化する。また、試験車(ガンフトラック)を適切に表現できるように、図-2に示すように前輪2軸・後輪2軸の2自由度系の解析モデルを用い、他の簡易モデルを用いた場合との解析値の相違についても述べる。

2. 実験概要 現地実験は、国道17号線の利根川に架かる神流川橋(埼玉県児玉郡)において実施した。本橋は支間長22.2mの単純桁が18連の非合成鋼鉄桁橋であり、橋台から2径間目を対象橋梁とした。

試験車の動的特性を求めるために、前・後輪重量を測定し、また、後輪2軸を高さ20cmの踏台から同時に落下させた後の減衰自由振動を測定した。それらの測定結果並びに試験車の動的特性を表-1及び図-3に示す。

走行実験において、試験車が橋を離れた後の減衰自由振動より得られた橋の曲げ固有振動数は4.93 Hz、対数減衰率は0.159であった。

橋面不整は、3mフロフィルメータ及び3m間隔の水準測量の結果より、水準線を基準とした橋面不整を算出した。この橋面不整のパワースペクトル密度とISO評価基準と共に図-4に示す。

3. 理論解析手法 図-1に示すように、橋梁断面に関して座標系を決めると、水平・重心に軸回りの曲げとせん断中心回りのねじりに関する連成振動方程式は次式となる。

$$\left. \begin{aligned} EI_z \frac{\partial^4 v}{\partial x^4} + m A \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} + m A z_s \frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} &= g_y(x, t) \\ EC_\theta \frac{\partial^4 \phi}{\partial x^4} - GK \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + m A z_s \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} + m I_s \frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} &= m_x(x, t) \end{aligned} \right\} (1)$$

ここで、 z_s : せん断中心の z 座標、 I_s : せん断中心回りの極慣性モーメント、他の記号は文献2)を参照されたい。曲げ変形 v 、ねじり変形 ϕ について、それぞれ一般化座標 $a_n(t)$ 及び $b_n(t)$ を用いて表わすと、偏心走行荷重と橋の曲げねじり連成振動との連立微分方程式は次式となる。

$$\left. \begin{aligned} \ddot{a}_n + 2h_n p_n \dot{a}_n + p_n^2 a_n + z_s \ddot{c}_n &= \frac{2}{m A l_b} \sum_{k=1}^{\infty} \sum_{h=1}^{\infty} v_n(x_{h,k}) P_{h,k}(t) \\ \ddot{c}_n + 2h_n p_n \dot{c}_n + p_n^2 c_n + \frac{z_s}{I_s} \ddot{a}_n &= \frac{2}{m I_s l_b} \sum_{k=1}^{\infty} \sum_{h=1}^{\infty} \phi_n(x_{h,k}) P_{h,k}(t) \cdot e \end{aligned} \right\} (2)$$

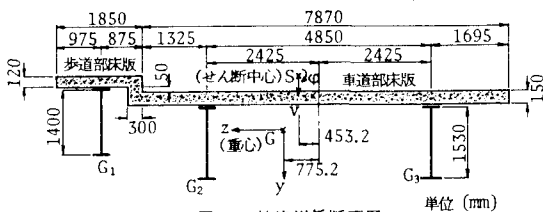


図-1 神流川橋断面図

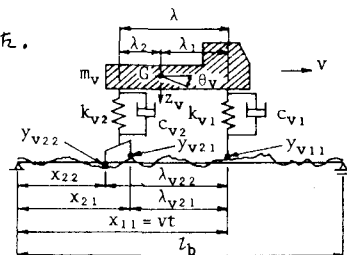


図-2 橋梁と車両の解析モデル

表-1 試験車の動的特性

	質量 (ton)	固有振動数 (Hz)	対数減衰率	ばね定数 (t/m)	減衰係数 (t sec/m)
前輪	4.75	—	—	112.86	0.811
後輪	15.95	—	—	645.66	4.642
合計	20.70	3.016	0.428	758.52	5.453

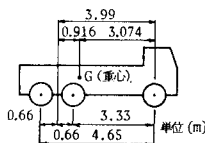


図-3 車両寸法(総重量20.7 t)

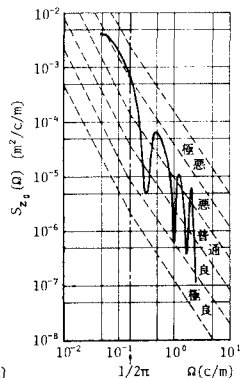


図-4 路面凹凸パワースペクトルとISO評価基準

$$m_v \ddot{v}_v + \frac{1}{k_v} \dot{v}_v(t) = 0, \quad m_v \ddot{v}_v - \frac{1}{k_v} \lambda_g \dot{v}_v(t) = 0$$

ここに、 $a(1)$: 前・後輪軸数、 $a(1)=1$ 、 $a(2)=2$

$$\left. \begin{aligned} P_{g,2}(t) &= \frac{1}{a(2)} P_g(t), & P_g(t) &= (1 - \frac{\lambda_g}{k_v}) m_v g + V_g(t) \\ V_g(t) &= R_{v,1} \ddot{z}_v - (-1)^1 \lambda_g \dot{v}_v - \frac{1}{a(1)} \sum_{m=1}^{a(1)} \ddot{y}_{v,1,m} + C_{v,2} \{ \ddot{z}_v - (-1)^1 \lambda_g \dot{v}_v - \frac{1}{a(1)} \sum_{m=1}^{a(1)} \ddot{y}_{v,1,m} \} \\ y_{v,1,m} &= \sum_{g=1}^2 a_g(t) y_g(x_{g,m}) + \sum_{g=1}^2 C_g(t) y_g(x_{g,m}) \cdot Q - z_v(x_{g,m}) \end{aligned} \right\} (3)$$

P_{0n}, P_{1n} : 曲げ及びねじりの固有円振動数で $P_{0n} = (\frac{n\pi}{L_b})^2 \sqrt{\frac{EI_z}{m A}}$,

$P_{1n} = \frac{n\pi}{L_b} \sqrt{\frac{GK}{m I_s}} / (\frac{n\pi}{L_b})^2 + 1$, $K = L_b \sqrt{\frac{GK}{EC_w}}$, h_{0n}, h_{1n} : 曲げ及びねじりの

減衰定数。他の記号は図-2を参照されたい。式(3)を用いて式(2)を変形した後、Newmark- β 法により逐次積分して、橋の動的応答を求める。

4. 実験結果と解析結果 (1) 橋の断面諸量 神流川橋は非

合成プレートガーダー橋であるが、床版は合成作用により橋の剛性に寄与するものである。この床版の合成効果は鋼とコンクリートのヤング係数比 n によって定量的に評価するものとする。と、 $n=20$ のとき、等断面と仮定した橋の曲げ1次固有振動数の計算値が4.946Hzとなり、実験値に近くなった。このときの橋の構造諸元を表-2に掲げる。

表-2 神流川橋構造諸元

スパン長	L_b (m)	22.2
単位長当り質量	m (t/m)	7.048
断面積	A (m ²)	0.1900
断面2次モーメント	I_z (m ⁴)	0.08247
慣性モーメント	I_s (m ⁴)	1.3683
ねじり抵抗	K (m ⁴)	0.71696x10 ⁻³
曲げねじり抵抗	C_w (m ⁶)	0.6048
曲げ1次固有振動数	(Hz)	4.946
ねじり1次固有振動数	(Hz)	5.048
減衰定数		0.0253

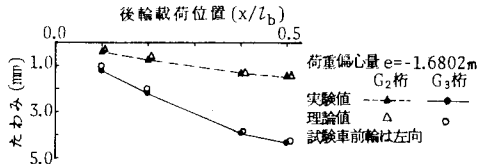


図-5 静的荷重によるスパン中央のたわみ

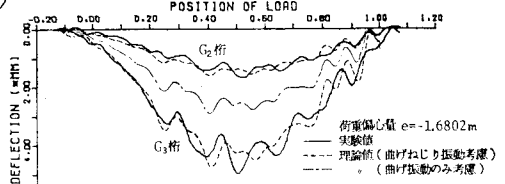


図-6 スパン中央の動的たわみ曲線

(2) 静的荷重実験 走行実験に先立ち、試験車の静的荷重実験

を行なったが、主桁 G_2 及び G_3 のスパン中央におけるたわみ測定値と解析値と共に図-5に示す。解析値は薄肉開断面材の曲げねじり理論により算出したものである。図-5より解析値は実験値と良く一致しており、鋼とコンクリートのヤング係数比を20と仮定して算出した表-2の断面諸量は妥当であると考えられる。

(3) 走行実験 試験車走行による主桁の動的たわみ曲線の実測値と解析値と共に図-6に示す。また、これらより得られた動的増幅率

DIFを図-7に示す。図-6より、曲げねじり連成振動を考慮した解析値は、曲げのみを考慮した場合よりも実験値に良く合うことが分かる。

図-7より、走行荷重を後輪2軸まで考慮した2自由度系にモデル化すると、

他の簡易モデルを用いた場合よりも良く実験値に一致し、本解析モデルの妥当性

が示されている。また、路面平滑と仮定した場合のDIFの解析値は、実験値及び路面不整を考慮した場合よりもかなり小さくなり、走行荷重下の単純桁橋の動的応答に及ぼす路面不整の影響を無視し得ないことが分かる。

(4) 曲げとねじりの固有振動数比 P_{0n}/P_{1n} の相違による動的増幅率の変化 神流川橋の

P_{0n}/P_{1n} は1.021であるが、この無次元パラメータの変化に伴うDIFの変化を図-8に示す。これより、 $P_{0n}/P_{1n} = 1.0$ のときDIFが最大になることが分かり、 P_{0n}/P_{1n} が1.0から離れるに従いDIFは減小する。

5. あとがき 本実験を遂行するに当たり、福井高専の佐々木 孝助教授

並びに内外工管(株)の渡辺 昭社長に御協力頂いたことに対し、感謝の意を表する次第である。

参考文献 1) 成田信之・桂樹正陸・江本 勝, 土木技術資料, Vol.22, No.5, 1970.5. 2) 川井忠彦, 生産研究, Vol.16, No.1, 2, 1964.1, 2. 3) 小松定夫: 薄肉構造物の理論と計算I, 山海堂, 1969.11.

- 実験値
- 理論値 (曲げねじり振動考慮)
- △ (曲げ振動のみ考慮)
- ◇ (曲げねじり振動考慮)
- ()
- ()
- ()
- ()

2自由度系車両 (後輪2軸)
2自由度系車両 (後輪1軸)
1自由度系車両
2自由度系車両 (後輪2軸)
路面平滑と仮定

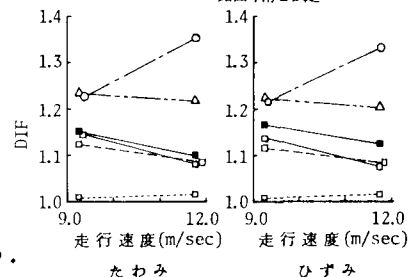


図-7 動的増幅率

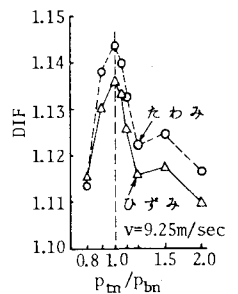


図-8 曲げとねじりの固有振動数比の相違によるDIFの変化