

(135) 動的相互作用を考慮した連続桁橋の周期と減衰定数の評価法

宮崎大学工学部 正員 原田 隆典

宮崎大学大学院 学生員 ウイルソン ゴルジェス

(株)日本技術開発 正員 中野 道秀

1. はじめに

地盤と構造物の動的相互作用の効果は、現行の道路橋耐震設計指針には考慮されていない。ここでは、動的相互作用の効果を実設計指針に盛り込めるように、簡単に表現することを目的として、地盤-基礎-橋脚系の等価ばね、と等価入力の方を提案する。この考え方に基づくと、地盤-基礎-橋脚系の下部工が1つのばねと入力に置き換えられるので、極めて簡単に上部工の動的特性を計算することができる。免震支承が存在する場合には、ここで提案する等価ばねと直列につないで免震支承の効果を導入することができる。このような動的相互作用を考慮した等価ばねを用いて連続橋の周期と減衰定数の評価法を示し多質点系モデルによる評価法の妥当性を検討する。

2. 地盤-基礎-橋脚系の等価ばねと等価入力 [1]

図1に示すような水平1自由度、基礎の水平・回転の2自由度を有する合計3自由度系モデルの考察から、等価ばねと等価入力は次のように与えられる [1]。

$$K_e^* = \frac{K_s^* A}{A + K_s^* B}, \quad U_{ge} = \frac{C}{A} u_{CT} + \frac{D}{A} L \theta_{CT}, \quad (1)$$

ここに、 K_s^* = 橋脚の複素剛性、 u_{CT} = 基礎上面での有効入力の水平成分、 θ_{CT} = 有効入力の回転成分。また、 A, B, C, D は地盤-基礎系の諸定数 (基礎の質量 M , J_G , 地盤-基礎系の複素剛性 $K_{hh}^*, K_{rr}^*, K_{hr}^*$, 基礎重心点から基礎上面までの距離 L_f) と上部1質点系の高さ L のみの関数として次式で与えられる。

$$A = M J_G \omega^4 - [J_G K_{hh}^* + M L_f (L_f K_{hh}^* + 2 K_{hr}^*) + M K_{rr}^*] \omega^2 + (K_{hh}^* K_{rr}^* - K_{hr}^{*2}) \quad (2.a)$$

$$B = -[J_G + M (L + L_f)^2] \omega^2 + (K_{rr}^* + K_{hh}^* L^2 - 2 K_{hr}^* L) \quad (2.b)$$

$$C = -[J_G K_{hh}^* + M (L + L_f) (L_f K_{hh}^* + K_{hr}^*)] \omega^2 + (K_{hh}^* K_{rr}^* - K_{hr}^{*2}) \quad (2.c)$$

$$D = -\left[\frac{J_G K_{hr}^*}{L} + \frac{M (L + L_f)}{L} (L_f K_{hr}^* + K_{rr}^*) \right] \omega^2 + (K_{hh}^* K_{rr}^* - K_{hr}^{*2}) \quad (2.d)$$

上部工が1質点系にモデル化できる橋梁では、式(1),(2)の等価ばねと等価入力を用いて図1(c)のような基礎固定の1質点系にモデル化でき、基礎固定にも係わらず動的相互作用の効果は全てこのモデルに含まれていることになる。したがって、簡単に1質点系の周期と減衰定数が評価でき、応答スペクトルを用いると1質点系に作用する地震力を評価することができる。

3. 連続橋への適用

図2(a)に示すような連続橋の1次周期と減衰定数も、式(1)、(2)の等価ばねと等価入力を用いると、図2(b)のように等価ばねに支持された連続桁としてモデル化できる。ここで、連続桁の質量を零として等価入力による連続桁の応答を計算し、これを Δ_g とする。また、静的に自重 $w(x)$ を橋軸または橋軸直角方向に作用させたときの連続桁の変位形を $\psi(x)$ とする。これらを用いると、仮想仕事の原理により図2(b)のモデルは次の1質点系の振動方程式で近似することができる。

$$[-\omega^2 m^* + i \omega c^* + k^*] z = \omega^2 m^* z_g^* \quad (3a)$$

または、 $z^t = z + z_g^*$ とすると、式(3a)は、

$$[-\omega^2 m^* + i \omega c^* + k^*] z^t = [i \omega c^* + k^*] z_g^* \quad (3b)$$

ここで、一般化質量、一般化ばね係数、一般化減衰係数、一般化地震動は次のように与えられる。

$$m^* = \frac{1}{g} \int w(x) \psi^2(x) dx, \quad k^* = \int w(x) \psi(x) dx \quad (4-a)$$

$$c^* = \frac{1}{\omega} \sum_j \text{Im}(K_{ej}^*) \psi^2(x_j), \quad z_g^* = \frac{\int w(x) \psi(x) \Delta_S dx}{\int w(x) \psi^2(x) dx} \quad (4-b)$$

以上のように連続橋の等価 1 自由度振動系が得られるので、地盤との動的相互作用を考慮した連続橋の周期 T と減衰定数 h を計算することができる。ただし、この計算のためには、変位モード関数 $\psi(x)$ が必要であるが、一般的には連続桁を離散化して通常のマトリックス構造解析法により変位モード関数を決めればよい。ここに、地盤との動的相互作用を考慮した連続橋の周期 T と減衰定数 h の計算方法をまとめると以下のようになる。

1. ある振動数 ω に対して、全ての下部工の等価複素ばねを式 (2) によって計算し、この等価複素ばねを上部連続桁に取り付け、通常のマトリックス構造解析法によって、図 2(b) のような基礎固定の離散系モデルを作成する。橋脚の質量はそれぞれ上部連続桁と基礎の質量に振り分けるものとする。
2. 連続桁の自重 $w(x)$ を図 3(a) のように作用させ、変位モード関数 $\psi(x)$ を計算する。橋軸直角方向の振動の周期と減衰定数の場合には、図 3(b) のように自重を作用させ変位モード関数を計算する。
3. 式 (1) による等価入力 U_{gej} を等価複素ばね K_{ej}^* を通して作用させ図 2(b) のような無質量の連続桁の変位 Δ_S を計算する (周期と減衰定数のみの計算では、この計算は必要でない)。
4. 式 (4) を用いて、一般化質量、一般化ばね係数、一般化減衰係数、一般化地震動を計算する。
5. 振動数を変えて、以上の 1. から 4. の計算を繰り返し、振動数毎の一般化質量、一般化ばね係数、一般化減衰係数、一般化地震動を計算する。式 (3b) より伝達関数 $|z^t/z_g^*|$ を計算し、この伝達関数の最大値を与える振動数 ω_0 とその振動数における一般化質量、一般化ばね係数、一般化減衰係数から次式により周期と減衰定数を計算する。

$$T = \frac{2\pi}{\omega_0}, \quad h = \frac{c^*(\omega_0)}{2\sqrt{m^*(\omega_0)k^*(\omega_0)}} \quad (5)$$

連続橋の基本周期と減衰定数は次のような理由から上記 5. のような計算手順によって評価することとした。すなわち、絶対応答変位が最大となる時の周期と減衰定数が設計では必要になるが、地盤との動的相互作用を考慮すると地下逸散減衰が大きいため、減衰定数が大きくなる場合が多く、いわゆる固有周期と減衰固有周期のずれが大きくなり、固有周期において、振動数伝達関数は最大値とならない。そこで、振動数伝達関数から直接に最大値を与える周期と減衰定数を見つけて、これを連続橋の基本周期と減衰定数とする方がより正確であるからである。

慣性力による連続桁に生ずる地震時の最大断面力は式 (4b) で与えられる一般化地震動の振動数特性を考慮して応答スペクトルを定め、式 (5) の周期と減衰定数に対応する応答スペクトル値を重力加速度で割って求められる震度により上記項目 2. で計算した変形による断面力を乗じて求められる。しかし、慣性力による断面力の他に、連続桁には、各下部工からの地震入力によるキネマチックな応答変位 Δ_S による断面力が生じる。各下部工の振動特性が同じ様な場合には、後者の断面力は無視できよう。

地震時の断面力の問題は等価入力と一般化地震動の振動数特性を考慮した応答スペクトルに依存するため、自然地盤の地震動の応答スペクトルに及ぼす地盤との動的相互作用の効果がわからないと厳密に地震時の断面力を推定することができない。しかし、応答スペクトルに及ぼす地盤との動的相互作用の効果については、今後整理・検討するものとし、本論文では、応答スペクトルを用いて連続橋の地震時の最大断面力を推定する場合に必要な基本周期と減衰定数の評価問題のみを取り扱う。

4. 数値計算例と多質点系モデルによる検証

数値計算例として、図 2(a) に示す連続橋の橋軸直角方向の周期と減衰定数を求める。地盤、下部工、上部工の諸特性値は図 2(a)、表 1 に示すとおりであり、地盤はどれも同じで、左右対称形の連続橋とする。地盤の複素ばねは原田ら [1] による 3 次元弾性波動理論に基づく近似的評価式を用いて計算した。

いま、第 2 番目と第 3 番目のケーソン基礎の半径 $a_2 = a_3 = 2m, 6m, 10m$ と変え、Case1, Case2, Case3 とし計算を行った。3 つのケースでの一般化質量、一般化ばね係数、一般化減衰係数の振動数特性を図 3 に示す。また、図 4 は式 (3b) による伝達関数 $|z^t/z_g^*|$ を示す。この伝達関数の最大値を与える振動数から式 (5) より計算した周期と減衰定数を変位モード形とともに図 5 に示す。図 5 の破線は基礎固定時の変位モード形を表わす。

一方、図 6 に示すように図 2a の連続橋を 28 節点からなる多質点系にモデル化し、4 つの基礎への地震入力はすべて同じものとし単位の水平有効地震動変位を作用させて、振動数伝達関数を計算した。この計算で

は、上部工の減衰は考慮せず、橋脚の減衰(減衰定数=0.02)と地盤への逸散減衰のみを考慮した。橋脚2の上面(18節点)の絶対応答変位の振動数伝達関数および伝達関数の最大値を与える振動数での連続桁の変位モード形を計算すると図7と図8に示すようである。これらの図は近似的な計算による図4と図5とほぼ同じであることがわかる。すなわち、3章で述べた、地盤との動的相互作用を考慮した連続橋の基本周期と減衰定数の評価方法の妥当性が確認できたものと思われる。

ここで注目すべき点は、2mの基礎を用いた場合の方が10mの基礎を用いた場合よりも全体系の減衰定数が大きいことである。図4または図7の振動数伝達関数には図示していないが、基礎半径が4mから5mの場合に、振動数伝達関数は最も低い倍率を示す。このことは、基礎を大きくし、周辺地盤との接触面積の増加による地下逸散減衰の増加が構造物全体での減衰の増加に直接つながらず、構造物全体の減衰が最も大きくなるような基礎の大きさが存在することを示している。基礎の大きさを調整することで、構造物全体の主要な振動モードの減衰定数が大きい(約40%以上)連続橋の設計が可能となろう。このような連続橋の動的特性値(基本周期と減衰定数)の簡易で精度のよい評価法として、本論文の方法は利用できる。

(1)N.,Yamasita,T.,Harada,T.,Wakahara,:Theoretical Assessment of Soil Structure Interaction Effect at Bridge Structure,Proc. 10th WCEE, Vol.3,pp.1579-1582, Madrid,1992.

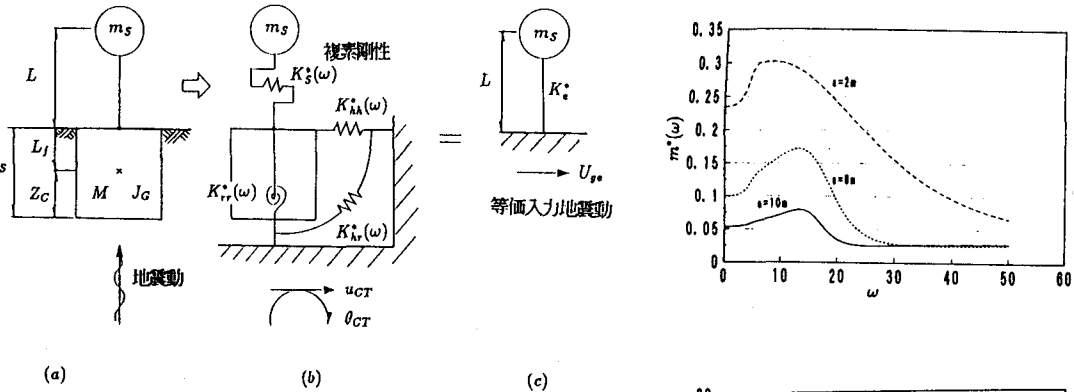


Fig.1 等価ばねと等価入力

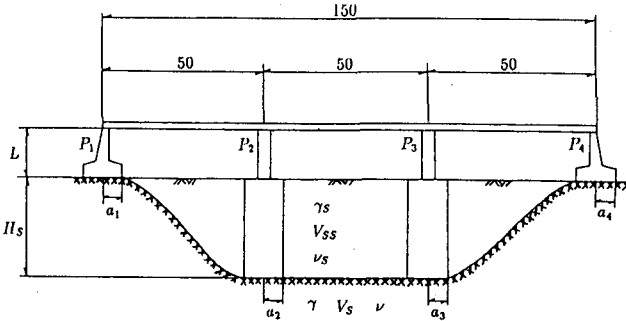


Fig.2(a) 連続橋の例

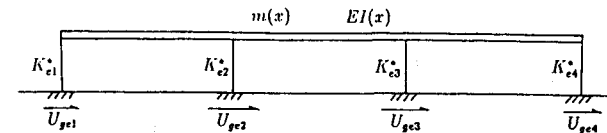


Fig.2(b) 連続橋のモデル

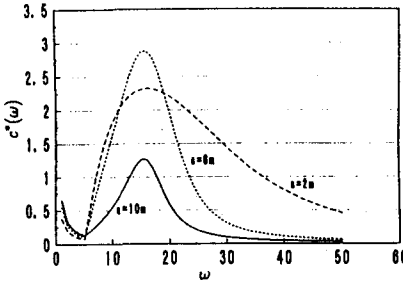
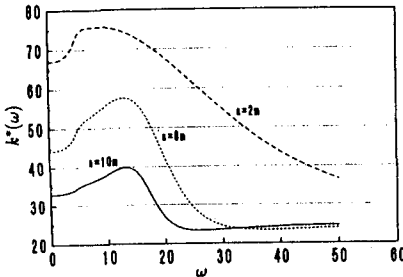
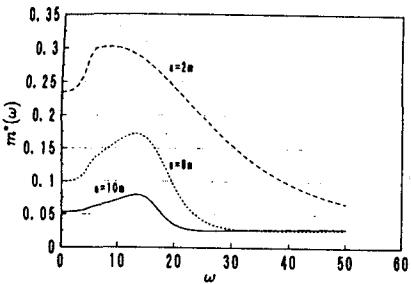


Fig.3 一般化質量、一般化ばね係数、一般化減衰係数の振動数特性

Table 1(a) 解析で用いる連続橋の諸特性

橋梁特性		単位	上部工				
			P_1	P_2	P_3	P_4	
自重	分布荷重	t/m	13.0	20.0	20.0	20.0	20.0
橋軸方向	軸力剛性	t	8.2	42.9	26.0	26.0	42.9
	曲げ剛性	tm^2	10.0	∞	4.2	4.2	6.0
橋軸直角方向	曲げ剛性	tm^2	95.0	∞	60.2	60.2	∞
	高橋半径 (a)	m	6.0	a_2	a_3	a_4	6.0
	橋脚の高さ (L)	m	-----	15.0	15.0	15.0	15.0
	橋脚の長さ (Na)	m	-----	0.0	30.0	30.0	0.0

* なお剛性に関しては 10^6 のオーダーである。

Table 1(b) 解析で用いる地盤の諸特性

	単位	表層地盤	支持地盤
単位体積重量 (γ)	t/m^3	1.5	1.8
せん断波速度 (V_s)	m/s	100.0	500.0
ポアソン比 (ν)		0.45	0.30
材料減衰定数 (Da)		0.0	0.0

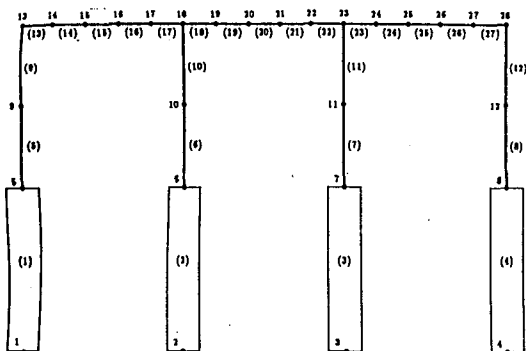


Fig.6 多質点系モデルの節点番号

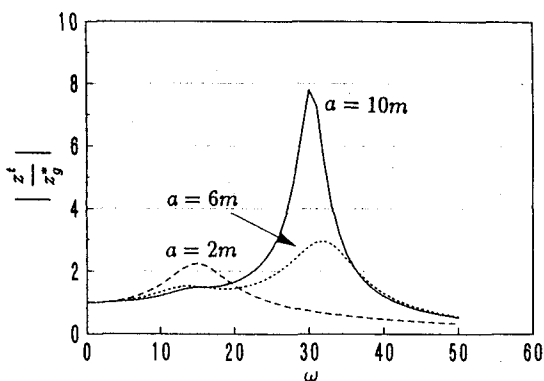


Fig.4 振動数伝達関数

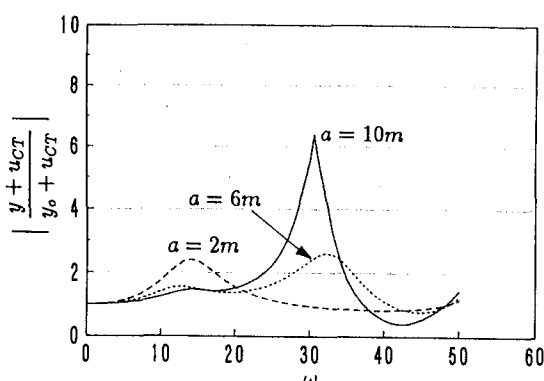


Fig.7 多質点系モデルによる橋脚2の振動数伝達関数

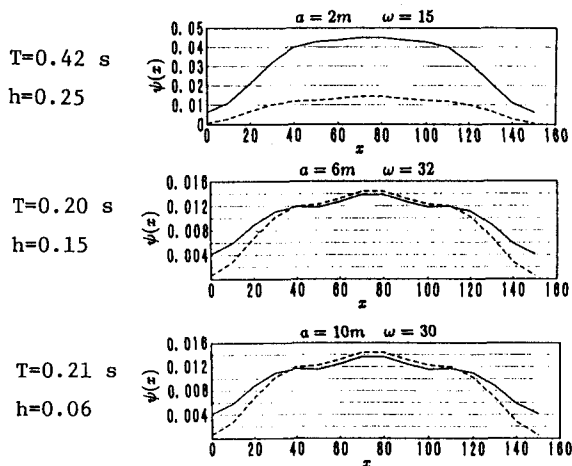


Fig.5 周期と減衰定数および変位モード関数 (橋軸直角方向)

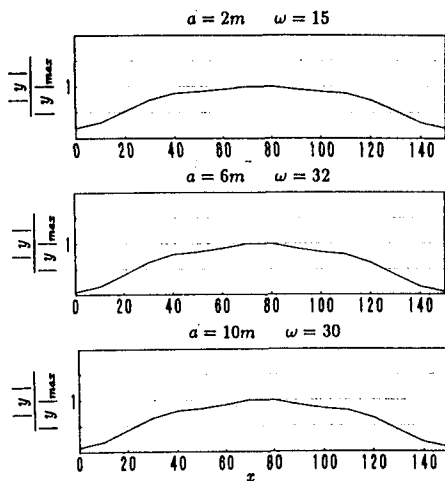


Fig.8 多質点系モデルによる連続橋の変位モード形