

基礎-地盤系の振動特性を考慮した橋梁の振動解析

本州四国連絡橋公団 正会員の樋口康三
同上 正会員の奥田 基

1. まえがき

本州四国連絡橋、見島-坂出ルート番11号高架橋は道路・鉄道併用橋であり、その機能照査において地震時の振動性状の把握が必要とされるが、本高架橋は橋梁規模に比して比較的軟かい地盤に深い杭基礎を有することよりその振動性状は基礎-地盤系の振動特性の影響を強くうけることが予想される。しかし、地盤-基礎-橋脚-上部工からなる橋梁全体系を一体として解析することは電子計算機の容量の問題があり、また解析の煩雑さともう怖れがある。そこで、本報告では橋梁全体系を基礎-地盤、橋脚-上部工のそれぞれの系に分離し、前者の系で得られる応答値を後者の系の入力とする方法をとった。本報告はそのうち前者の系について検討したものである。

2. 基礎-地盤系の振動解析

2-1. 地盤の力学定数

地盤の動的応答解析においては弾性係数や減衰係数などの物性の非線形性を考慮することが必要である。ここでは土の非線形変形係数の等価線形化法を用いた繰返し計算法を用いた。E. Kausel et al.¹⁾は構造系と地盤を一体として2次元でモデル化し、繰返し計算法を適用し検討した結果、構造系の応答については地盤系のみから決定された力学定数を用いて全体系の線形応答解析をおこなえばよい近似が得られると述べている。そこでここでもまず地盤系を1次元せん断柱としてモデル化し、重複反射理論により応答計算を行ない、非線形性を考慮したせん断弾性係数 G および減衰係数 B を定めることとした。解析にはプログラムSHAKE²⁾を適用した。代表値としてのひずみレベルは最大ひずみの $1/10$ 倍である。 G および B とひずみ r との関係は建設省土木研究所により実施された現地土その他の室内実験結果³⁾を用いた。この関係を図1、図2に示す。また層分け、物理量および解析の結果を表1に示す。

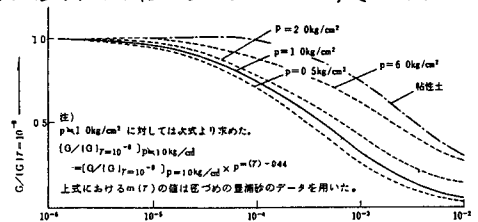


図1 $G/G_0 \sim r$ 曲線

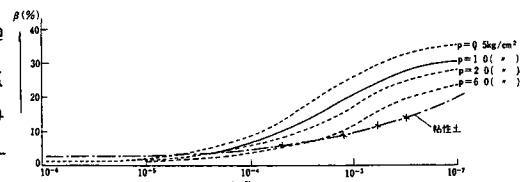


図2 $B \sim r$ 曲線

表1 地盤定数および解析結果

層の 番号	土の 種別	N値	V_s (%/sec)	層厚 (m)	単位重量 (γ_{sat})	G_0 (kg/cm^2)	G (kg/cm^2)	減衰定数 r (%)	最大ひずみ r ($\times 10^{-4}$)	$G/G_0 \sim r$ 曲線
1	F	10	120	2.5	2.05	301	174	13.5	3.3	II
2	F	10	150	5.7	2.05	470	122	26.4	16.3	II
3	Am	10	190	4.0	1.85	680	597	6.8	5.7	I
4	As	10	270	2.6	2.05	1,522	1,006	8.5	3.8	III
5	Dm1	10	270	3.3	1.90	1,410	1,324	5.6	3.2	I
6	Dm2	10	210	6.3	1.90	853	744	7.0	6.1	I
7	Das	10	350	7.0	2.10	2,620	1,884	7.3	2.5	III
8	Das	20	400	9.2	2.20	3,584	2,611	7.1	2.3	III
9	Dm1	20	350	6.0	1.90	2,370	2,235	5.6	3.0	I
10	Dm1	20	500	7.0	1.90	4,837	4,802	4.4	1.4	I
11	Das	50	500	9.0	2.20	5,601	5,023	3.7	1.3	IV
12	Gr		1,000		2.30					IV

注) $G/G_0 \sim r$, $B \sim r$ 曲線種別は以下による。

I Clay II Sand ($p=2.0$ kg/cm²)
III Sand ($p=0.5$ kg/cm²) IV Sand ($p=6.0$ kg/cm²)

表中 G_0 は弾性波試験による速度 V_s と単位体積重量 γ_{sat} から求めたせん断弾性係数($G_0 = \frac{1}{2} \frac{V_s^2}{g}$)であり、ひずみレベル $r = 10^{-6}$ とした室内実験によるせん断弾性係数の値にほぼ一致する。なお用いた地震入力は2-3に示す。

2-2. 基礎-地盤系の振動解析モデル

解析法は有限要素法を使用した。解析モデルは図3に示すとおりであり、杭は1次元の板ガリをもつビームとして取り扱い、また地盤は直方形要素に分割し、変形係数 E は2-1で得られた G に対しポアソン比 $\nu = 0.5$ として求め2次元平面ひずみ状態とした。また上部工-橋脚系との連成も考慮するために上部工および橋脚の質量、剛性を考慮

した棒-質点系の簡易モデルを付け加えた。なお減衰定数 h は平均的に10%とした。

2-3. 地震入力

基礎における地震入力の評価はそれ自体難しい問題であるが、ここでは宮城県沖地震(1978.6.12)開北橋近傍岩盤上T_r記録を最大加速度100 galにしたものを用いた。

地震波形および加速度応答率スペクトルをそれぞれ図4、図5に示す。

2-4. 解析結果

固有値解析の結果を表2に、主要なモードを図6に示す。

1次は上部工の1次振動、2次、3次は地盤のせん断1次振動と上部工との連成振動、6次は地盤のせん断2次振動を主体としたモードである。またいくつかの着目点について直接応答解析の結果得られた応変位および加速度の最大値を表3に示す。

2-5. 橋脚-上部工系への入力

橋脚-上部工系の固有振動はフーチングに相対的な座標で計算するため入力としてフーチング位置での水平変位、加速度および回転変位、加速度が必要である。いま橋脚-上部工系の工なる点の変位に答を $U(x, t)$ とすると、

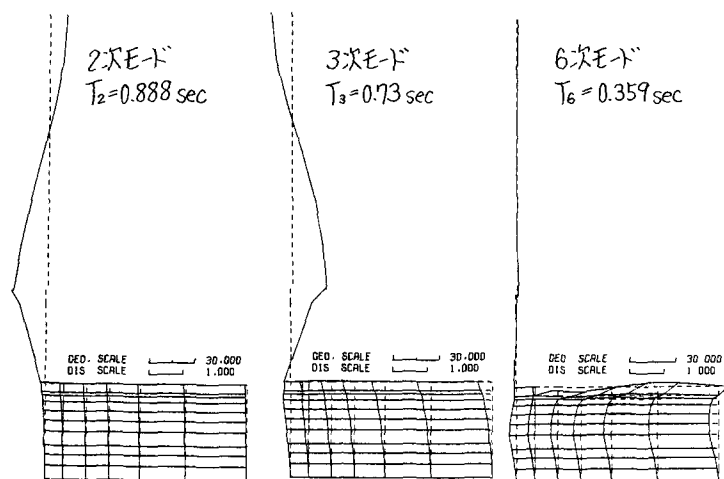


図6 主要モード

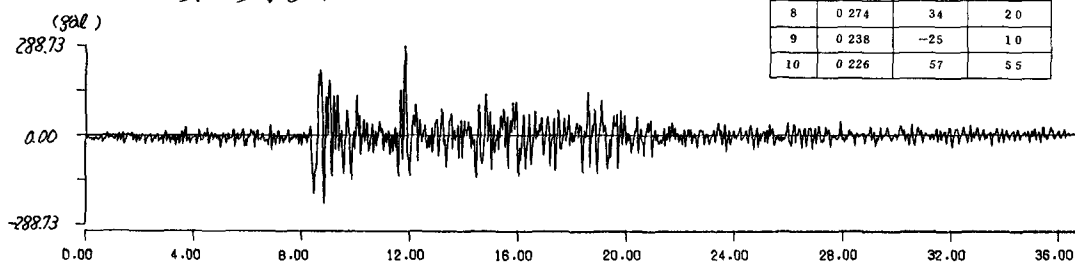


図4 地震記録(宮城県沖地震開北橋近傍岩盤上T_r) Max 288.73 gal

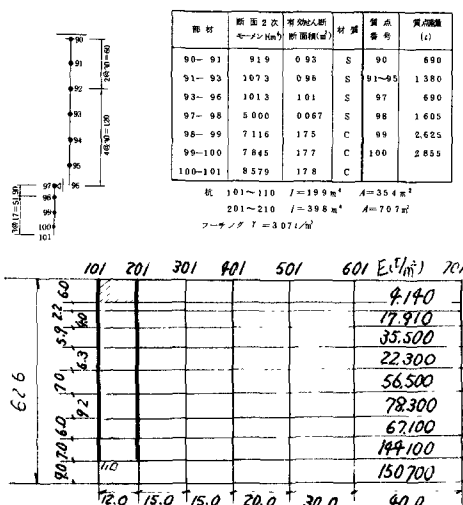


図3 杭基礎-地盤系の有限要素法による解析結果

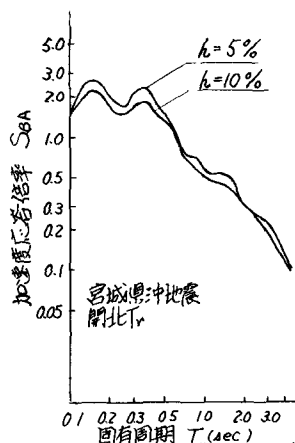


図5 加速度応答率スペクトル

表2. 固有値解析の結果

次数	固有周期 T (sec)	制振係数 β	モード寄与率 M (%)
1	4.126	29	1.4
2	0.888	-106	18.9
3	0.730	-168	47.1
4	0.496	-14	0.3
5	0.427	19	0.6
6	0.359	-91	13.9
7	0.326	16	0.4
8	0.274	34	2.0
9	0.238	-25	1.0
10	0.226	57	5.5

$$U(x, t) = \sum_k a_k(t) \bar{u}_k(x) + u(t) + \gamma(x) \cdot \varphi(t) + z(t) \quad (1)$$

ここに $a_k(t)$: 固有振動に対する規準座標

$\bar{u}_k(x)$: フーチングに相対的な座標での k 次の固有振動変位ベクトル

$u(t), \varphi(t)$: フーチングの水平変位、回転変位

$\gamma(x)$: フーチングの単位回転による変形を表わす関数

$z(t)$: 堅い地盤への入力

と表わされる。 a_k を定める関係式は

$$\ddot{a}_k + 2\beta_k h_k \dot{a}_k + \beta_k^2 a_k = -F_{uk} \ddot{u}(t) - F_{\varphi k} \ddot{\varphi}(t) \quad (2)$$

である。しかし、既往の検討⁴⁾によると、本高梁橋においては回転の影響は小さく、結果として $\ddot{u}$ のみを入力としてフーチングに対する相対変位の最大値を求め、これに $\max |u|/L$ を加えれば安全側の近似となる。すなわち時系列として必要な値は $\ddot{u}$ のみであり、応答スペクトル解析も可能となる。ただし、応答スペクトル解析の場合、固有周期およびモードで表わされる固有振動性状はフーチングに相対的な座標に対し求められたものであり、基礎に対するものでないことに注意する必要がある。フーチング天端の水平変位および水平加速度の時系列応答を図7に、フーチング天端の水平加速度時系列応答から求めた加速度応答スペクトル (S_a) を図8に示す。

3. 橋脚-上部工系の振動解析

ここでは一種の簡易全体系解析とみなせる2. の解析における上部工の応答結果についてのみ検討を加える。解析に用いている橋脚-上部工形式は、橋梁の固有周期を長同期化した上部工、3径間連続平行弦トラス(3@120m) 中間橋脚：ロッカーピアーの形式案である。図3のように簡易化されているため、ロッカーピアー、トラスの中間対傾構等の影響が考慮されないが、別途検討の結果桁中心での基本的な振動性状を把握できることが確認されている。上部工の各点での水平変位の時系列応答を図9に示す。格点90、92、94、96はそれぞれ中央径間中央、中間橋脚上、側径間中央、端橋脚上の桁中心

表3 最大応答値

階 目 点	B P 5 (長同期系)			
	変 位 (cm)		加 速 度	
	最大応答値	卓越次数	最大応答値	卓越次数
*1 101 u	132	2	144.0	2
*1 101 φ	5.12×10^{-4}	2	5.16×10^{-3}	5
*1 701 u	198	3	253.0	6

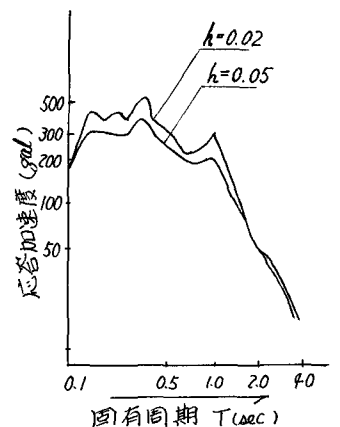


図8 フーチング天端応答水平加速度による加速度応答スペクトル

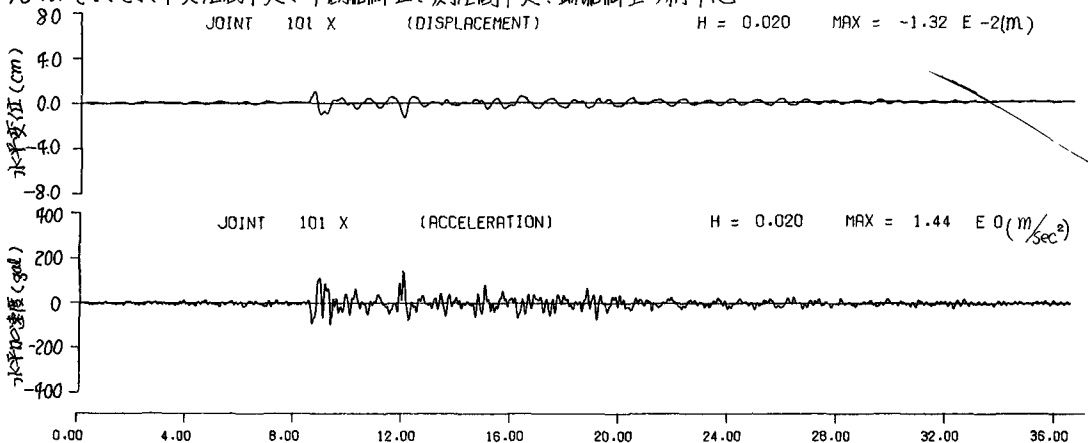


図7 フーチング天端時系列応答

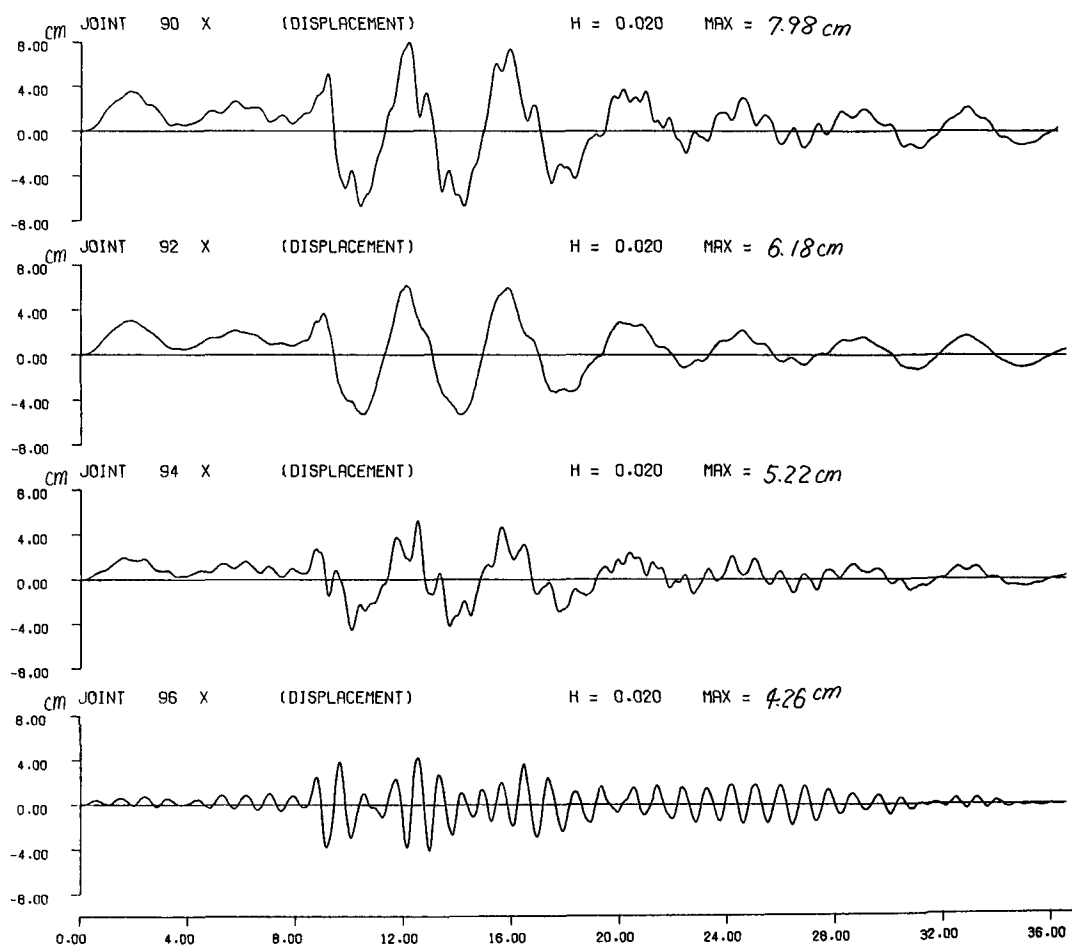


図9 上部工水平変位の時系列応答

である。各点での振動性状は異なるが、表4の橋脚-上部工系固有振動特性より判断し、格点90、92、94では上部工の振動特性に支配されるのに対し、格点96では基礎-地盤系の振動特性の影響が大きい。これは端橋脚の剛性が大きいためと思われる。

4. あとがき

最後に、本検討時に2章の検討にあたり終始審議頂いた土木学会・本州四国連絡橋の耐震・地盤に関する調査研究小委員会の委員の皆様に深く謝意を表します。

(参考文献)

- 1) Eduardo Kausel, José M. Roësset and John T. Christian; NonLinear Behavior in Soil Structure Interaction, J of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, No. GT11, Nov., 1976
- 2) P.B. Schnabel, J. Lysmer and H.B. Seed; SHAKE. A computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Rep. No. EERC 72-12, Dec., 1972
- 3) 岩崎敏男、龍岡丈夫、高木義和、吉田精一; 土の動的変形特性に関する室内実験結果、土木学会第14回地震工学研究発表会、1976年7月
- 4) 土木学会・高橋脚橋梁耐震設計小委員会・高橋脚橋梁の耐震設計に関する調査研究報告書、昭和52年3月

表4 橋脚-上部工の固有振動特性

モード No.	T _{sec}	M ₁ %
1	4.0629	44.99
2	3.9873	0
3	2.1570	0.04
4	2.1562	0
5	0.5583	11.78
6	0.4746	0
7	0.4694	0
8	0.4694	0
9	0.2922	16.53
10	0.2325	0