

兵庫県 正員 ○濱 浩二
 京都大学 正員 山田善一
 京都大学 正員 家村浩和

1. はじめに 近年、大規模な複合土木構造物が、軟弱地盤上にも深い基礎を用いることにより建設される傾向にある。しかし、地盤と構造物の動的相互作用の不明確さに加え、新しい複合構造であるため、まだ簡易な耐震設計法が確立されていないのが現状である。本研究では、3径間複合斜張橋を例にとり、スペクトル解析により各断面力を算定する過程で得られる種々の解析結果から、深い基礎を持つ大規模複合橋梁構造物の耐震設計法のための資料を提供するものである。

2. 上部構造系－杭基礎－地盤のモデル化 本研究で扱った解析対象の上部構造系は、Fig.1 に示すはり要素で構成された、H型塔2本を持つ中央径間200mの3径間複合斜張橋である。塔はコンクリート構造、桁が鋼構造である。杭基礎（直径：2m，内径：1.76m，全長：90m）の総数は、 4×12 の24本である。基礎地盤は粘土質と沈泥質の地層で構成されている。その標準貫入試験より得られたN値の傾向から全層90mを6層に分割し、式 $E_d = 28N (\text{kg/cm}^2)$ を用いて地震時変形係数を推定した。

ただし、地表面から第1層は、液状化の可能性があり支持力が期待できないと考えられるため削除した。周辺地盤としては、フーチングから約100mまでを考慮し、基礎－地盤系をFig.2 に示すように、立方体要素としてモデル化した。これらのモデルから次の3種の解析モデルを設定した。1) 上部構造系のみで基礎は固定とするModel A。2) 上部構造系に道路橋示方書 から求めた簡易なバネを付設したModel B。3) 全体系を中央径間中央で切断し、切断面での境界条件を適当に与えるModel C。Model Cの基礎固定の場合の解析結果とModel Aのそれとは、モード形状の出現順序は同一であり、固有周期については約5%程度の違いであった。Model Cの1, 2, 7次の振動モードをFig.3 に示した。対称構造であるため、スパン中央で適当な境界条件を与えれば、全体系の振動特性を正確にとらえることができる。

3. 固有値解析 解析結果のうち、固有周期と、塔・桁のモード形状の特徴をTable 1 に示す。表中のIn-p, Out-p, Tは、それぞれ、面内振動、面外振動、ねじり振動を、その後の数字は次数を表す。この結果より、Model A については

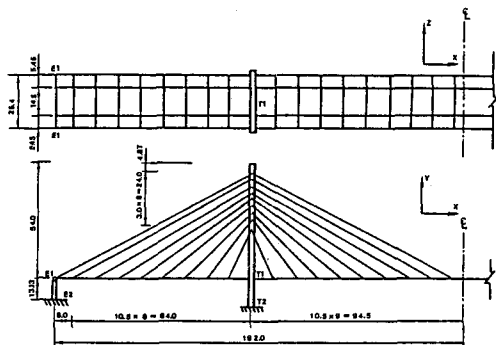


Fig.1 Dimension of Super Structure

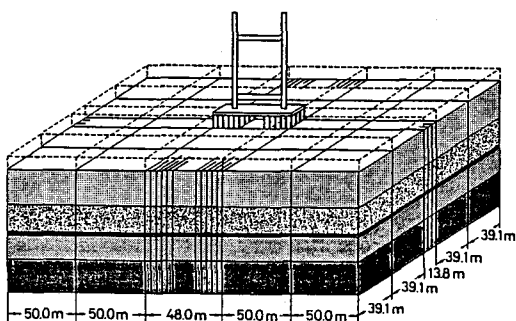


Fig.2 Tower-Pile-Ground Model

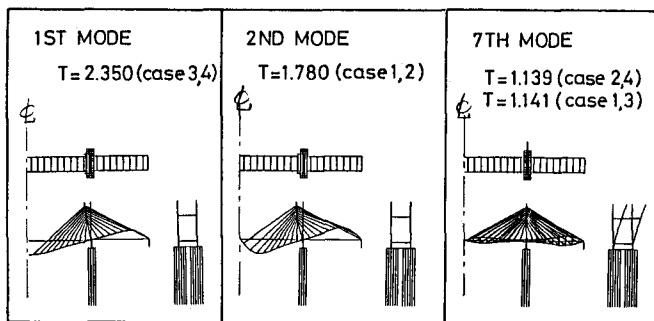


Fig.3 Mode Shapes of Model C

Table 1 Results of Modal Analysis of 3 Models

NODE	MODEL A with Fixed Base			MODEL B with Spring Element			MODEL C with Pile Element		
	sec	Tower	Girder	sec	Tower	Girder	sec	Tower	Girder
1	2.248	In-P	In-P 1st	2.548	In-P	In-P 1st	2.350	In-P	In-P 1st
2	1.655	In-P	In-P 2nd	1.949	In-P	In-P 2nd	1.780	In-P	In-P 2nd
3	1.465	T	T	1.546	T	T	1.512	T	T
4	1.119	T	T	1.315	Out-P	—	1.193	T	T
5	1.041	In-P	In-P 3rd	1.284	Out-P	—	1.152	Out-P	Out-P
6	1.039	Out-P	—	1.200	T	T	1.140	In-P	In-P 3rd
7	1.037	Out-P	—	1.131	In-P	In-P 3rd	1.139	Out-P	—
8	0.887	—	In-P 4th	0.897	—	In-P 4th	1.049	Out-P	T
9	0.792	T	T	0.822	T	T	1.025	—	In-P 4th
10	0.755	In-P	In-P 5th	0.792	In-P	In-P 5th	0.992	—	—
11	0.688	T	T	0.760	In-P	In-P 6th	0.980	—	In-P 5th
12	0.679	In-P	In-P 6th	0.692	T	T	0.871	Out-P	Out-P

桁の面外振動は現われていない。これは、桁が塔基部において拘束されているため桁が塔基部において拘束されているためと考えられる。これに対して Model B, C は、塔自体の面外振動と、それに伴う桁の面外振動が低次で現われているこれは、基礎の影響を考慮したためと考えられるが、Model B は Model C に比べ、地盤の支持力を大き

めに評価していると推察される。また、静的自重バネを取り付けた Model B では Model C に見られるような、地盤との複雑な動的相互作用を十分に反映できていないと考えられる。ねじりモードの刺激係数はどのモデルにおいてもかなり小さな値であった。

4. スペクトル解析 地震応答解析には、Fig.4 に示したスペクトルを用いた。基準震度は0.15g(g:重力加速度)とした。Fig. 5, 6 には、解析結果のうちスペクトルを面内、面外それぞれに入力した場合の塔の面内、面外最大曲げモーメントを示した。計算にあたってはモードごとの最大値の2乗和平方根を取っている。細線、点線、太線は Model A, B, C の結果である。面内方向に入力した場合、Model B, C の結果は、Model A の結果よりも大きくなっている。これは、地盤の影響により生じる塔の水平振動ロッキング振動が、桁により止められるためと考えられる。また、Model B, C の結果が比較的良好に一致していることから面内方向の地盤のバネ要素への置換も妥当であることがわかる。これに対して、面外方向に入力した場合、Model C の結果が Model A, B の結果の2倍以上の値になっている。これは、Model B の面外方向のバネ要素が地盤の支持力を大きめに評価しているためではないかと考えられる。すなわち、面外方向の耐震設計にあたっては、構造物-基礎-地盤系全体の相互作用効果の解析が必要である。

5. 結論 軸力の作用する塔部に RC 構造を用い、桁に鋼構造を採用した複合斜張橋は、材料学的にみて合理的な構造形式であり、近年海外で数多く建設され始めている。日本でこの形式を採用するに当たっては、RC 塔の耐震安全性が問題となる。本研究での結果を、震度法による断面力と比較した結果、面内振動では震度法よりも小さく、面外振動で大きくなった。いずれにしても剛度の差が大きい構造系であるから、立体的な振動解析に基づく断面力の評価が不可欠であると考えられる。

《参考文献》 1) 日本道路協会：道路橋示方書、下部構造編、pp.271~273、昭和55年5月。

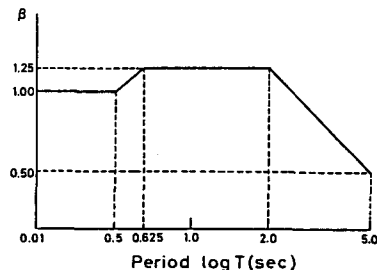
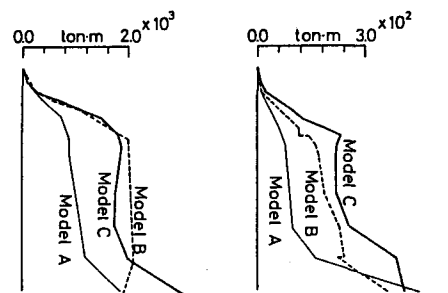
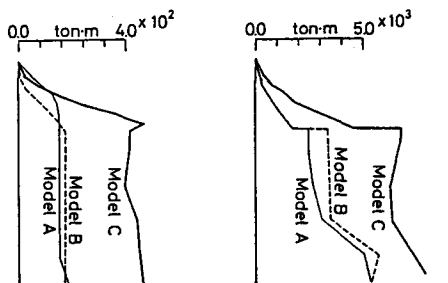


Fig.4 Design Spectrum



Bending Moment (in-plane) Bending Moment (out-plane)
Fig.5 Moment Distribution of the Tower due to Earthquake Input Parallel to the Bridge Axis



Bending Moment (in-plane) Bending Moment (out-plane)
Fig.6 Moment Distribution of the Tower due to Earthquake Input Perpendicular to the Bridge Axis