

(70) 進行地震波動による連続高架橋の応答解析

京都大学 防災研究所 正会員 土岐憲三
大成建設 正会員 ○今村 聡

1. まえがき

長大な吊橋、多径間連続橋、地中埋設管路などのような線状に展開する構造物においては入力地震動における位相差の影響が問題になる場合がある。このような問題については、小坪・原田¹⁾、Werner ら²⁾の研究があるが、本研究では曲線連続桁橋を対象として、地震応答解析を実施し、その三次元モデルにおける入力地震動の位相差の影響についての検討を行った。本研究の特色は(1)地表面に沿う見かけの地震動の伝播速度を多くの観測例に基づいて適切な位相速度を与えたこと、(2)面内振動と面外振動が連成するような三次元曲線橋における位相差の影響を検討したこと、(3)粘性支承、滑り支承などの支承条件の相違が応答に及ぼす影響を明らかにし、(4)粘性支承における最適粘性係数についても考察を進めていること、などである。

2. 入力地震動

筆者ら³⁾は先に San Fernando 地震の際に得られた多点同時観測記録に基づいて、実地震動の表面波の分散曲線を明らかにし、そのような分散特性を有する波形を入力とする長大橋梁の応答解析を実施し、これが分散特性のない、すなわち各入力点において波形は同一であって単に位相のみが異なる場合の応答解析で近似できることを報告した。一方、入力における位相差は地表面でのみかけ速度で表現できるから、これらの問題の解析にはみかけ速度に関する知見が必要となるが、現時点ではこの点に関する蓄積は多くはない。そこで、多くの強震観測事例に基づいて作成された卓越周期とみかけ速度との関係⁴⁾によれば、卓越周期が約 0.5 秒程度以上では 1 km/sec 程度がみかけ速度の下限であることから、この値を入力地震動の位相速度として設定した。

構造物のモデルが三次元モデルであることから、入力地震動も三成分を同時に必要とするが、対象として用いた波形は以下のものである。

- 1) El Centro (1940), UD, NS, EW
- 2) Jet Propulsion Labo. (1971), UD, 震央方向, 震央直角方向
- 3) 八戸 (1968), UD, NS, EW

応答解析に際しては変位波形を必要とするが、図-1 にこれら 9 成分のうちの一つを示す。これらの変位波形は 0.02、もしくは 0.01 秒きざみの加速度波形を直線で内挿して 0.001 秒ごとの加速度波形に変換した後、2 回の数値積分によって定めたものである。

3. 力学モデル

図-2 に解析の対象とした 7 径間連続曲線橋の一般図を示す。

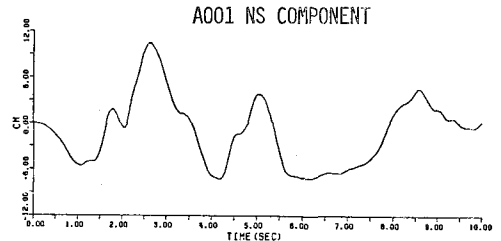


図-1 入力地震動の変位波形 (El Centro, 1940)

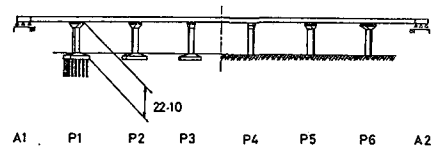
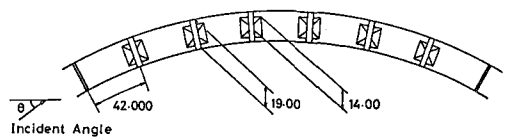


図-2 解析対象モデルの一般図

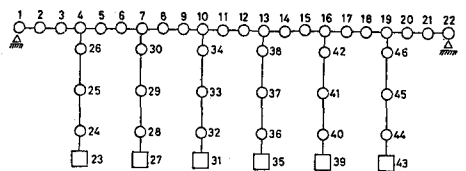


図-3 解析モデル

この橋梁の諸元は次のとおりである。

| | | |
|-----|-------------|---------|
| 上部工 | 橋軸延長 | 294.0m |
| | スパン長 | 42.0m×7 |
| | 曲率半径 | 280.75m |
| | 7 径間連続非合成鋼桁 | |

下部工 鉄筋コンクリート張出式脚柱

なお、以下においては左側の橋台を A1、これより右に順に P1, P2, … P6, A2 と呼ぶ。橋脚のうち P4 だけが固定支承であり、他の支承はすべて可動支承とする。これらの諸定数を表-1 ~ 3 に示す。

応答解析に際して設定した力学モデルを図-3 に示す。これは質点数が 46 であり、基礎を除く各質点に対して鉛直変位、橋軸接線方向変位、半径方向変位、面内回転変位、面外回転変位、ねじりの 6 自由度を考慮し、基礎についてはねじりを除く 5 つの自由度を許し、総自由度は 270 である。また、対象とする力要素は軸ばね (K_n)、面内モーメントばね ($K_{m, in}$)、面外モーメントばね ($K_{m, out}$)、ねじりモーメントばね (K_t)、面内せん断ばね ($K_{s, in}$)、面外せん断ばね ($K_{s, out}$)、摩擦ばね (K_f) である。このような離散モデルを図-4 に示す。a) は面内振動モデル、b) は面外振動モデルであり、c) は座標系である。これらのばね定数は図中の諸量を用いて次式で定義される。

$$K_{m, in, i+1} = 2EI_y / \bar{l}_i, \quad K_{m, out, i+1} = 2EI_z / \bar{l}_i$$

$$K_{s, in, i+1} = \frac{12EI_y}{\bar{l}_i^3(1+\phi_z)}, \quad K_{s, out, i+1} = \frac{12EI_z}{\bar{l}_i^3(1+\phi_y)}$$

$$K_n, i+1 = 2EA / \bar{l}_i, \quad K_t, i+1 = 2GJ / \bar{l}_i$$

ここに、

$$\phi_z = 12EI_y \alpha_z / GA \{ \bar{l}_i / 2 \}^2, \quad \phi_y = 12EI_z \alpha_y / GA \{ \bar{l}_i / 2 \}^2,$$

$$\bar{l}_i = (l_i + l_{i+1}) / 2$$

であり、E は縦弾性定数、G はせん断弾性定数、 I_y 、 I_z は y 軸および z 軸に対する断面 2 次モーメント、A は断面積、 α_y 、 α_z は断面により定まる定数、J はねじり定数である。桁と橋脚の接合部におけるすべり支承は弾性-完全塑性型の非線形特性を有するものとし、弾性域のばね定数が K_f である。また、滑動状態での摩擦力 R は桁端での上下方向の垂直力に摩擦係数 μ を乗じたものであり、ここでは 0.01 を用いた。

図-5 に示す基礎の力学モデルは面外、面内ともに同一であり、フーチングは剛体とする。フーチングと地盤は地盤ばねを介して連結しており、水平ばね K_H 、鉛直ばね K_V 、回転ばね K_R は次式で定義される。

$$K_H = nK_1, \quad K_V = nk_v,$$

$$K_R = n \left\{ K_4 - K_1 - \left(\frac{1}{2\beta} \right)^2 \right\} + k_v \left(\sum_{i=1}^n x_i^2 \right)$$

表-1 桁の諸定数

| | | |
|-----------|----------------------|--------------------|
| 単位長さ当り重量 | (t/m) | 22.0 |
| 弾性定数 E | (t/m ²) | 2.10×10^7 |
| せん断弾性定数 G | (t/m ²) | 8.08×10^6 |
| 鋼換算断面積 A | (m ²) | 0.8 |

表-2 橋脚の諸定数

| | | |
|-----------|----------------------|--------------------|
| 単位体積当り重量 | (t/m ³) | 2.30 |
| 弾性定数 E | (t/m ²) | 2.85×10^6 |
| せん断弾性定数 G | (t/m ²) | 1.22×10^6 |

表-3 くいの諸定数

| | | |
|---------------|----------------------|--------------------|
| くいの径 ϕ | (m) | 1.0 |
| 弾性定数 E | (t/m ²) | 2.70×10^6 |
| 断面 2 次モーメント I | (m ⁴) | 0.0491 |
| 特性値 β | (m ⁻¹) | 0.2084 |

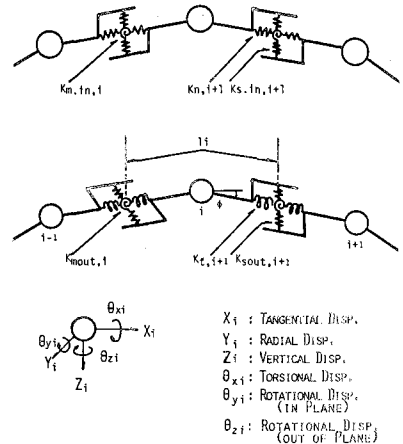


図-4 力要素と座標系

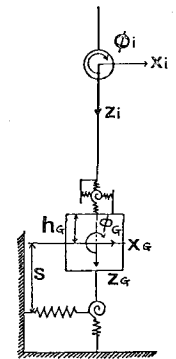


図-5 基礎モデル

ここに、 k_v は 1 本あたりの地盤反力係数、 n はくいの数、 x_i は基礎中心からくいまでの距離、 K_1 、 K_4 はくい頭の剛性係数、 β はくいの特性値である。

桁・橋脚・基礎の上述のモデルに対して、この全体系の剛性マトリックスと減衰マトリックスを component element method⁵⁾により定式化した。まず、剛性マトリックス $[K]$ は次式で定義される。

$$[K] = [B]^T [k] [B]$$

ここに、 $[B]$ は coupling ratio であり、一般座標変位と力要素の変形を結びつけるマトリックスである。質点間をつなぐ各ばねにはすべてダッシュポットを同時に設定し、桁・橋脚・基礎のそれぞれの 1 次の振動モードにおいて、桁・橋脚では 0.05、基礎については 0.2 の減衰定数となるように定めた。

4. ダンパー支承における粘性係数

図-2 に示す曲線橋を直線橋で置き換えた力学モデルを設定し、その橋軸方向の応答解析を El Centro (1940) NS 成分について実施し、支承におけるダンパーの粘性係数の値と応答断面力との関係についての検討を行った。その結果の一例が図-6 であり、横軸がダンパーでの粘性係数、縦軸が橋脚での断面力である。実線は固定橋脚である P4、点線は他の橋脚におけるものであるが、桁と橋脚の変位もこれらの曲線に類似しており、桁の変位は前者に、橋脚の変位は後者に近い特性を示している。ダンパーの減衰係数が小さいときは滑り支承に、大きいときは回転支承に相当するが、可動支承のダンパーの係数によって固定支承を持つ橋脚や桁全体の応答が変化することが明らかであり、最適な値の存在することがわかる。さらに、上述の直線橋モデルについての固有値解析結果に基づいて、等価な簡易モデルを設定し、これについてのシミュレーションならびにこのモデルに対しての解析解からも同様に最適な減衰係数が見い出された⁶⁾。そこで、以下の曲線橋についての応答解析に際しては解析解による最適粘性減衰係数を用いた。

5. 多点異入力応答解析

入力地震動として El Centro (1940) の三成分の変位波形を用いての合計 12 ケースの応答解析結果において、位相差を考慮した場合の応答値を、位相差を考えない場合の応答値に対する比率で示したのが図-7 である。横軸は支承条件ならびに図-2 で定義する入射角 θ である。これらの図における諸記号は図中に示すとおりである。

この結果によれば、一般に面力の断面内においては位相差の影響は無視できる程度であり、面外振動や

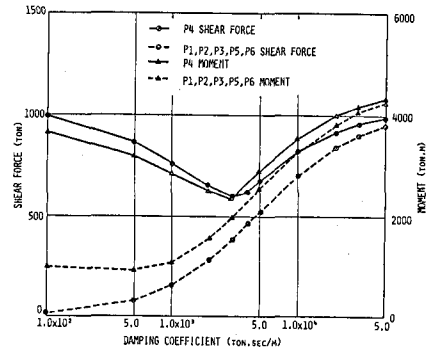


図-6 粘性係数の最適値

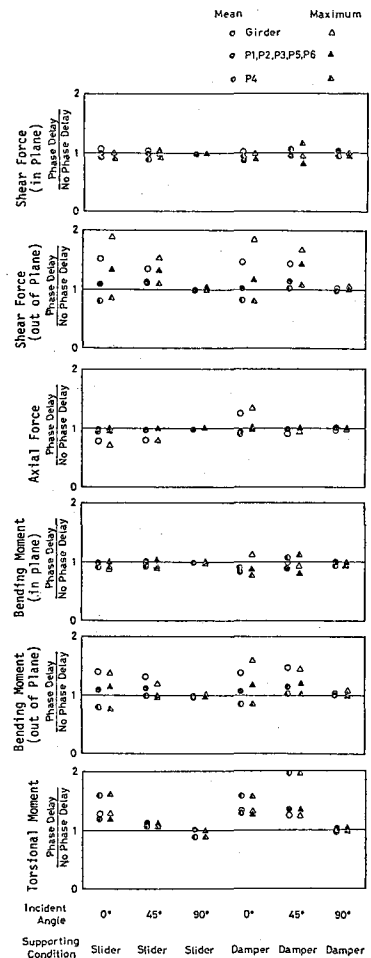


図-7 断面力における位相差の影響

ねじりにおける影響が大きいことがわかる。また、入射角は両側の橋台を結ぶ線に近いほど、位相差の影響が顕著になる。さらに、支承条件に関してはダンパー支承における影響がやや大きいことがわかる。いずれにせよ、面外の断面力やねじりモーメントにおいては位相差のある場合には、これを無視した場合の2倍に達する場合のあることに注目される。また、実橋に許される許容応力度の観点からは、位相差による断面力の増分が問題となるのは橋脚の面外せん断力、桁・橋脚のねじりモーメントであると思われる。

スライダ支承であり、 $\theta = 0^\circ$ である場合の面外せん断力の絶対最大応答分布を示したのが図-8である。実線が位相差を考慮した場合であり、点線で示す位相差のない場合に比較すれば桁の両端付近における影響が顕著である。

図-9は入力波形の影響をいくつかの断面力について比較したものである。図中の記号は図-7におけると同様である。これらの波形の卓越周期はJ.P.Lが0.3~0.5秒、El Centro、八戸では1~2秒である。位相速度は1km/5であるから、波長はJPLの場合が300~500m、El Centro・八戸では1~2kmであることを勘案すれば、入力地震波の波長が構造物の代表長より相当に長くとも位相差の影響は無視できないことに注目されよう。図-10は支承条件と位相差ならびに入射角との関係を示したものであり、概して滑り支承において位相差の影響が小さいことがわかる。

参考文献

- 1) 小坪・原田：土木学会論文報告集，175号，pp. 39 - 40，昭. 45. 3.
- 2) Werner, S.D., et. al. : J. ASCE, ST. 12, pp. 2547 - 2564, 1979 - 12.
- 3) 土岐・久保田：第5回地震工学シンポジウム論文集，pp. 1065 - 1071，昭. 53. 11.
- 4) 土岐：構造物の耐震解析，新体系土木工学 11，技報堂，pp. 63，昭. 56. 4.
- 5) Levy and Wilkinson : The Component Element Method in Dynamics, McGraw-Hill, 1976.
- 6) 今村：京都大学大学院工学研究科土木工学専攻修士論文，昭. 56. 3.

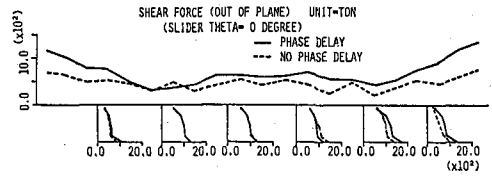


図-8 面外せん断力の絶対最大応答分布

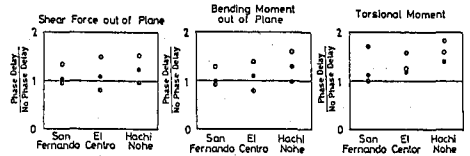


図-9 入力地震波形による位相差の影響の相異

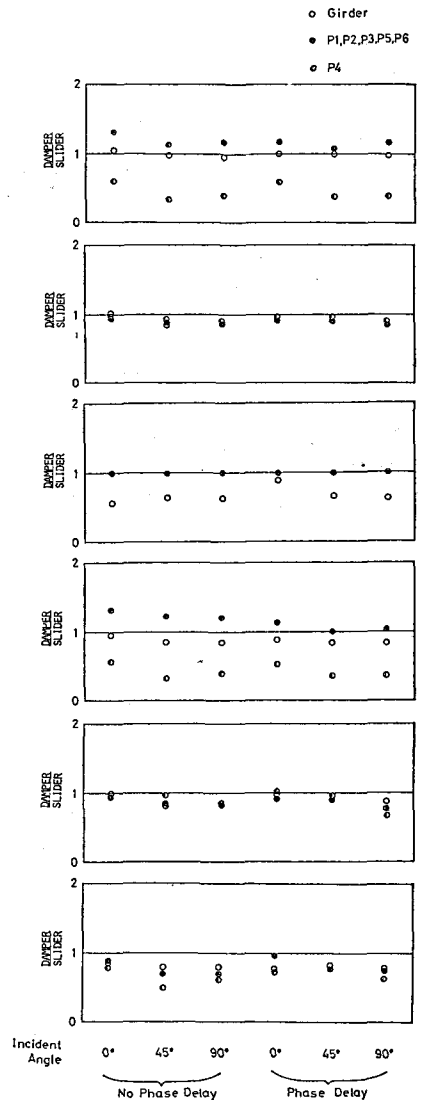


図-10 位相差の影響と支承条件