

長大橋に対する最悪人工地震波の作成

京都大学工学部 正会員 山田 善一 野田 茂

鹿児島大学工学部 正会員 河野 健二 京都大学大学院 学生員 〇大野 了

1. まえがき 最適制御理論を用いて、与えられた構造物にとって最も都合の悪い特徴をもつ最悪人工地震波を作成する方法がある。この方法は、構造物がどのような波形に対して最も弱いかを調べるのに都合がよい。本研究で対象とする長大吊橋は、他の構造物に比べ、剛性の異なる部材で構成されており、特有の構造特性を有している。ここでは、このような長大橋の最悪人工地震波を作成するための第一段階として、非定常不規則地震応答解析を行っている。これは、最悪地震波としての一種の動的強度解析を行うために実施するものである。具体的には、長大吊橋を地盤-基礎-上部構造系の一体的なモデルとして考え、動的サブストラクチャー法を適用し、不規則振動論により、非定常な地震動パラメーターが構造系の変位や断面力の不規則地震応答に及ぼす影響を検討している。

2. 運動方程式の定式化 吊橋は、Fig.1 に示すように、地盤と基礎からなる下部構造系および補錠桁・ケーブル・主塔からなる上部構造系に分離して、全体系をモデル化した。その際、動的サブストラクチャー法を適用して、運動方程式を定式化した。上部構造系の運動方程式は文献1)を、下部構造系のそれは文献2)を参考にして決めた。まず、次のような仮定を設定した¹⁾。

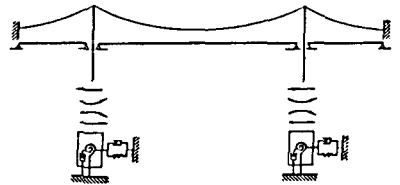


Fig. 1

- ①吊橋の解析はたわみ度理論に従う。
- ②地震動の作用方向は橋軸方向とする。本研究では 3 径間吊橋を考える。地震動の入力点は、左右のアンカerbロックおよび中間にある 2 基のケーソンの重心の 4 点である。
- ③主塔は橋軸方向にのみ、また補錠桁は鉛直方向にのみ運動し、かつ両者は弾性的な挙動を示すとする。
- ④ケーブルおよびハンガーの質量は、補錠桁の質量の中に含まれるものとする。
- ⑤補錠桁に作用する死荷重の大きさは一定である。

上部構造系のモデル化と運動方程式は、文献1)をそのまま踏襲したものをを用いた。ここでは、できる限り単純なモデルを採用することにより、不規則地震応答に及ぼす地震動の影響を調べることに努めた。

補錠桁の運動方程式としては、Fig.2 の分割点 r でのつりあいから、次式が得られる。

$$\frac{W_r}{g} \ddot{y}_r = \frac{1}{a} (M_{r-1} - 2M_r + M_{r+1}) + \frac{H_p}{a} (f_{r-1} - 2f_r + f_{r+1}) H_p + \frac{H_g}{a} \left(1 + \frac{H_p}{H_g}\right) (y_{r-1} - 2y_r + y_{r+1}) \dots \dots (1)$$

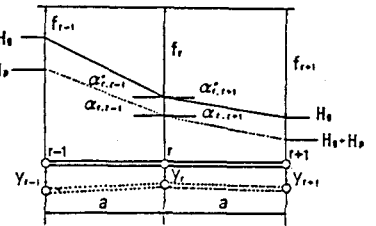


Fig. 2

ここで、 f_r, a, H_g, H_p, W_r と y_r は、 r 点のケーブルサグ、補錠桁の分割長、死荷重によるケーブル張力の水平成分、ケーブルの水平張力、点 r での死荷重とたわみである。

次に、ケーブルの水平方向の伸びの総和は、次のようになる。

$$U = \sum \Delta u_{r, r+1} = \frac{H_p L_E}{E_c A_c} \frac{W_r}{H_g} \sum y_r \quad L_E = \sum \frac{a}{\cos^3 \alpha^0_{r, r+1}} \dots \dots (2)$$

ここで、 W_r, E_c と A_c は、点 r での補錠桁の重量、ケーブルのヤング率と断面積である。

左・中央・右の各スパンの変位 (U_l, U_c, U_r は式(2)より得られる) は、次の条件を満足する。

$$U_l = y_{T1} - z_A \quad U_c = -y_{T1} - y_{Tr} \quad U_r = y_{Tr} - z_0 \dots \dots (3)$$

ここで、 y_{T1} は左側主塔の頂点の変位、 y_{Tr} は右側主塔の頂点の変位、 z_A は左側アンカーの地動変位、 z_0 は

右側アンカーの地動変位を示す。

主塔の運動方程式は、補鋼桁と同様な解法で、Fig.3 のモデル化から、軸力による影響も考慮に入れると、次式が得られる。

$$\frac{W_r}{g} \ddot{y}_r = \frac{1}{b} (M_{r-1} - 2M_r + M_{r+1}) - \frac{P_g}{b} \left(1 + \frac{P_p}{P_g}\right) (y_{r-1} - 2y_r + y_{r+1}) \dots\dots(4)$$

ただし、主塔の頂点の運動方程式は、側スパンと中央スパンのケーブルの水平力の差 ΔH が作用するから、次のようになる。

$$\frac{W_r}{g} \ddot{y}_n = \frac{1}{b} (M_{n-1}) - \frac{P_g}{b} \left(1 + \frac{P_p}{P_g}\right) (-y_n + y_{n-1}) + \Delta H \dots\dots(5)$$

ここで、 P_g は死荷重のみが作用しているときの主塔頂部に作用する軸力、 P_p は活荷重(地震)による軸力の増加、 W_r は r 点に集中した主塔の死荷重を示す。

下部構造系の運動方程式は、ケーソン基礎の変位を $\{x_p\}$ 、ケーソン頂部の重心に対する相対変位を $[G]$ 、上部構造系からの反力を $\{R_s\}$ とすれば、次のようになる。

$$[M_p] \{x_p\} + [C_p] \{\dot{x}_p\} + [K_p] \{x_p\} = [G]^T \{R_s\} \dots\dots(6)$$

ただし、 $[M_p]$ 、 $[C_p]$ と $[K_p]$ はインピーダンス関数から得られる。

最終的に、切断面上の連続条件式を用いると、全体系の運動方程式は次のように定式化できる。

$$[M] \{\ddot{x}\} + [C] \{\dot{x}\} + [K] \{x\} = [\tilde{M}] \{x_g\} \dots\dots(7)$$

3. 長大橋の非定常不規則振動解析 全体系の運動方程式(式(7))の自由度を縮小(モード $[\tilde{\phi}]$)した

後、状態ベクトル $\{u\}^T = [\{x\}^T \{\dot{x}\}^T]$ を導入し、さらにモード変換 $\{u\} = [\psi] \{r\}$ を行うと、

$$\{\ddot{r}\} + [\lambda_j] \{\dot{r}\} = [w] \{x_g\} \dots\dots(8)$$

となる。これを複素固有値問題として解くと、変位と速度に関する応答共分散マトリックスの方程式が次のように得られる。ただし、ここでは、地震動としてホワイトノイズあるいはフィルタードホワイトノイズを考えた。

$$\frac{d}{dt} [R_{rr}] + [\lambda_j] [R_{rr}] + [R_{rr}] [\lambda_j^*] = 2\pi S_0(t) [F_{ww}] \dots\dots(9)$$

$$\text{ここに、} [R_{rr}] = E \{ \{r\} \{r\}^* \}^T \quad [F_{ww}] = [\psi]^{-1} [w] [w]^T \{ [\psi]^{-1} \}^T \dots\dots(10)$$

式(9)を解くことにより、 $[R_{uu}] = E \{ \{u\} \{u\}^* \}^T$ は、複素モードマトリックス $[\Psi]$ を用いて、

$$[R_{uu}] = [\Psi] [R_{rr}] [\Psi]^T \dots\dots(11) \text{と求められる。}$$

さらに、構造系の共分散応答(変位と速度)は、座標変換マトリックス $[\tilde{\phi}]$ を用いると、次のようになる。

$$[R_{xx}] = [\tilde{\phi}] [R_{uu}] [\tilde{\phi}]^T \dots\dots(12)$$

ここでは、フィルタードホワイトノイズのスペクトル強度の時間的変化や卓越振動数と減衰定数などの変化が構造系の変位や断面力に及ぼす影響を調べた。なお、数値計算例については、講演会当日に発表する。

参考文献

- 1) 小西一郎・山田善一・高岡宣善：長大つり橋の地震応答と耐震設計法に関する研究、土木学会論文集、第159号、pp.13～27、昭和43年11月
- 2) Y.Yamada, H.Takemiya and K.Kawano: Random response analysis of a non-linear soil-suspension bridge pier, E.E.S.D., Vol.7, No.1, pp.31～47, 1979.

