

首都高速道路公団 正会員 ○ 関 戸 義 仁
 " 正会員 小田桐 直 幸
 " 正会員 桑 野 忠 生

1. はじめに

長大斜張橋大型ケーソン基礎の地震時における地盤との動的相互作用については最近多くの研究がなされているが、いまだ不明確な点が多い。特に、今回検討対象とした平面寸法 40m×40m、根入れ深さ 21m の大きさを有する基礎は、道路橋示方書で規定する基礎の設計上の区分によれば、有効根入れ深さが小さいために、直接基礎とケーソン基礎との中間に位置する寸法的特徴を有している。

本報告は上記ケーソンの時刻歴応答解析を行い、ケーソンに作用する荷重、特に地震時地盤変位による荷重を評価し、静的設計の荷重組合せ方法について検討を行った。

2. 動的解析モデル

動的解析モデルは図-1に示す2種類であり、モデルAは、全体構造系モデルで上部構造、下部構造、地盤をモデル化したものである。また、モデルBは、上部工と基礎の質量を無視した地盤モデルで、地盤変位による力がケーソンに与える影響を取り出すためのモデルである。

解析に用いる基盤入力地震動は開北橋記録をもとに、図-2に示す加速度応答スペクトル曲線に適合させたものである。

3. 地震時荷重の分離方法

図-3に示すように上部工からの反力 M_j 、 H_j と、ケーソン慣性力によるその重心位置での M_k 、 H_k を静的に等価な M_o 、 H_o （図-3参照）で代表させ、無次元の α 、 β 、 γ 、 δ を用いると基礎底面における応答値（反力）は次式で表すことができる。（添字A,BはモデルA、モデルBでの値であることを示す。）

$$\begin{pmatrix} \bar{M}_A \\ \bar{S}_A \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \alpha & \beta l_2 \\ \gamma / l_2 & \delta \end{pmatrix} \begin{pmatrix} M_o \\ H_o \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \bar{M}_B \\ \bar{S}_B \end{pmatrix} \quad (2)$$

式(2)の係数項以外は既知量であるので、FEM解析値に合致するように係数項を回帰分析により求めることができる。

式(1)を用いて、

$$\begin{pmatrix} \bar{M}_j \\ \bar{S}_j \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \alpha & \alpha l_1 + \beta l_2 \\ \gamma / l_2 & \gamma l_1 / l_2 + \delta \end{pmatrix} \begin{pmatrix} M_j \\ H_j \end{pmatrix}, \quad \begin{pmatrix} \bar{M}_k \\ \bar{S}_k \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \alpha & \beta l_2 \\ \gamma / l_2 & \delta \end{pmatrix} \begin{pmatrix} M_k \\ H_k \end{pmatrix} \quad (3)$$

とおけば、

$$\begin{pmatrix} \bar{M}_A \\ \bar{S}_A \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \bar{M}_j \\ \bar{S}_j \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \bar{M}_k \\ \bar{S}_k \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \bar{M}_B \\ \bar{S}_B \end{pmatrix} \quad (4)$$

となる。

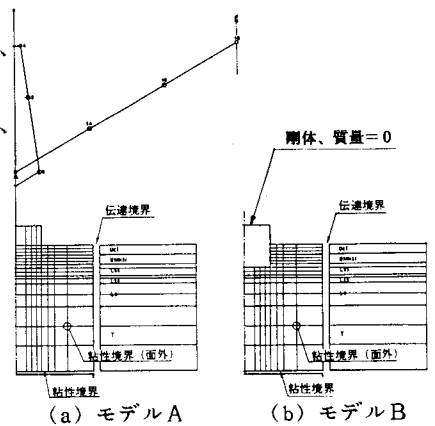


図-1 動的解析モデル

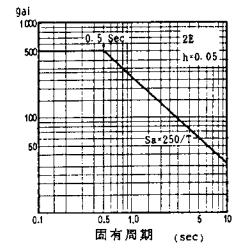
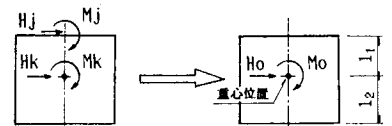


図-2 加速度応答スペクトル



$$M_o = M_j + M_k + l_1 H_j \quad (1)$$

$$H_o = H_j + H_k$$

図-3 荷重の集約

式(3)の $\overline{M}_j, \overline{M}_k, \overline{S}_j, \overline{S}_k$ と、式(2)の $\overline{M}_B, \overline{S}_B$ の最大応答値を用いて、式(4)を表記すると、次式となる。

$$\begin{pmatrix} \overline{M}_A \\ \overline{S}_A \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} a_j & 0 \\ 0 & b_j \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \overline{M}_j \\ \overline{S}_j \end{pmatrix}_{\max} + \begin{pmatrix} a_k & 0 \\ 0 & b_k \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \overline{M}_k \\ \overline{S}_k \end{pmatrix}_{\max} + \begin{pmatrix} a_b & 0 \\ 0 & b_b \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \overline{M}_B \\ \overline{S}_B \end{pmatrix}_{\max} \quad (5)$$

式(5)中の a, b は時刻により変化する無次元数であり、一種の「荷重係数」である。

4. 解析結果及び考察

時刻歴応答解析結果を図-4に示す。転倒モーメント($\overline{M}_A$)最大時でもせん断力($\overline{S}_A$)最大とはなっていない。このことは、 $\overline{M}_A, \overline{S}_A$ に及ぼす各地震荷重の影響度合が必ずしも一義的ではないことを示しており、それは、図-5に示す「荷重係数」 a, b の変動を見てもわかる。設計の観点からみると $\overline{M}_A$ が最大のときには $\overline{M}_B$ は、無視し得るほど小さい一方、 $\overline{S}_A$ が最大の時には $\overline{S}_B$ が支配的となっていることが特徴である。図-5と式(4)から安定計算をする荷重組合せは、

$$\begin{pmatrix} \overline{M}_{A\max} \\ \overline{S}_{A\max} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 0.3 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \overline{M}_j \\ \overline{S}_j \end{pmatrix}_{\max} + \begin{pmatrix} 0.5 & 0 \\ 0 & 0.9 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \overline{M}_k \\ \overline{S}_k \end{pmatrix}_{\max} + \begin{pmatrix} 0 & 0 \\ 0 & 1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \overline{M}_B \\ \overline{S}_B \end{pmatrix}_{\max} \quad (6)$$

とすれば、動的応答値をよく近似することができる。

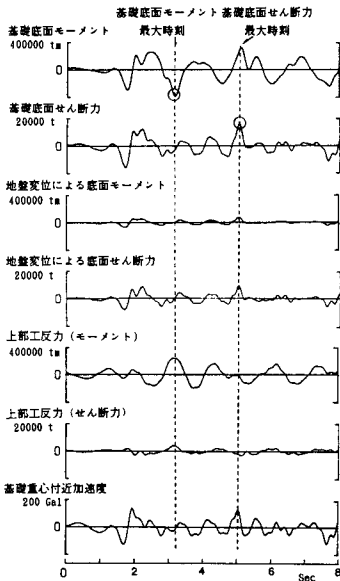
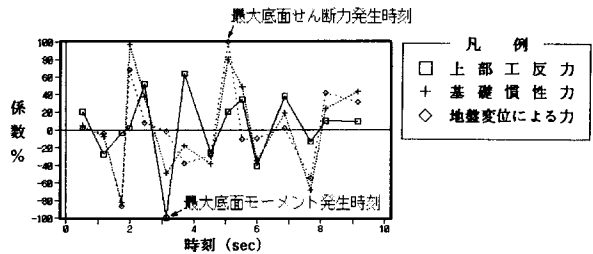
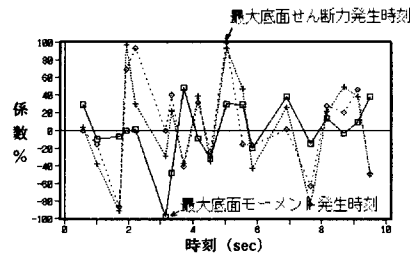


図-4 応答波形（FEM解析結果）



(a) $\overline{M}_A$ に対する a_j, a_k, a_b



(b) $\overline{S}_A$ に対する b_j, b_k, b_b

図-5 地震時荷重係数

おわりに

動的解析結果によるとケーソン安定計算において、地盤変位による力を考慮しなければならない場合が生じた。その力は、ケーソン質量を無視した基礎～地盤系単独モデルの動的解析を行うことにより求めることができる。

また、今回対象とした長大斜張橋基礎の地震時の影響は式(6)の荷重組合せによって動的最大応答値を近似できる方法を提案した。

最後に、「横浜港内横断橋の設計施工に関する調査研究委員会」の委員長をはじめとする関係各位に謝意を表します。