

# I - 649 ノースリッジ地震における強震観測記録にもとづいた免震構造物の挙動解析

（株）大林組技術研究所 ○正員 後藤洋三  
（株）大林組技術研究所 正員 孫 利民

## 1. はじめに

1994年1月17日、南カリフォルニア、サンフェルナンドバレーでM6.7の地震が発生した[1]。ロスアンゼルス地域にある2つの免震ビルにおいて、免震設計を実証する強震記録が観測された。その内の1カ所は震源の南東およそ36kmに位置している南カリフォルニア大学病院の地下1階地上7階建てのビルである[2]（図-1）。本研究では観測された強震記録を用いて、その逆解析により構造モデルを同定し、モデルの免震層の剛性を高めることによって非免震状態を作り応答解析を行った。そして、非免震状態との比較により免震の効果を検討した。

## 2. 解析の概要

本解析は、強震記録の逆解析による構造モデルの同定と、同定された構造モデルを用いた順解析の2つからなる。免震ビルは4質点のせん断バネ-マス系でモデル化し（図-1）、各質点の質量は一般図より推定した（表-1）。構造モデルの運動方程式は次の式である。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = 0 \quad (1)$$

ここで、 $\mathbf{u}$ は絶対変位ベクトルである。

$$\mathbf{u} = \mathbf{U}e^{i\omega t} + \overline{\mathbf{U}}e^{-i\omega t} \quad (2)$$

$\overline{\mathbf{U}}$ は $\mathbf{U}$ の共役複素数で、

$$\begin{aligned} \overline{\mathbf{U}} &= \mathbf{A} + \mathbf{B} \cdot i \\ \mathbf{U} &= \mathbf{A} - \mathbf{B} \cdot i \end{aligned} \quad (3)$$

で表す。

式(2)、(3)を(1)に代入すると、次の式が得られる。

$$\begin{aligned} -\omega^2 \mathbf{M}\mathbf{A} - \omega \mathbf{C}\mathbf{B} + \mathbf{K}\mathbf{A} &= 0 \\ \omega^2 \mathbf{M}\mathbf{B} - \omega \mathbf{C}\mathbf{A} - \mathbf{K}\mathbf{B} &= 0 \end{aligned} \quad (4)$$

即ち、

$$\begin{Bmatrix} \mathbf{C} \\ \mathbf{K} \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} \omega \mathbf{B} & -\mathbf{A} \\ -\omega \mathbf{A} & -\mathbf{B} \end{bmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} \omega^2 \mathbf{M}\mathbf{A} \\ \omega^2 \mathbf{M}\mathbf{B} \end{Bmatrix} \quad (5)$$

$\mathbf{M}$ はすでに推定されており、各質点の観測値からフーリエ変換で $\omega$ 毎に $\mathbf{A}$ 、 $\mathbf{B}$ を求めれば、式(5)から $\mathbf{C}$ 、 $\mathbf{K}$ を求められる。逆解析では、免震ビルのNS方向について解析を行い、構造モデルを同定した。順解析では、同定された構造モデルにおいて免震装置の剛性と減衰を大きく（100倍）して非免震状態を作った。そして、このビルが免震設計されていなかった場合の応答を計算し、免震の効果を検討した。

## 3. 解析結果と考察

免震装置上の地下階(BF)での観測値のフーリエ・スペクトル（図-2）から免震ビルの1次固有周期が $T_1=1.32\text{sec}$ であることを確認した。そして、逆解析の結果から、 $T_1=1.32\text{sec}$ 周辺の剛性係数 $\mathbf{K}$ と減衰係数 $\mathbf{C}$ を読みとって構造モデルを同定した（図-3）。免震装置の $\mathbf{K}$ と $\mathbf{C}$ は70,000(tf/m)と6,000(tf sec/m)であり、免震ビルを1自由度系にモデル化した場合、免震装置の減衰定数は約20%である。上層部（4F、6F、RF）においては、剛性係数 $\mathbf{K}$ の値を同じ方法で決めた。しかし、減衰係数 $\mathbf{C}$ の値は、 $T_1=1.32\text{sec}$ 周辺でばらつきが大きい。これは本研究で用いたデータが文献[2]からデジタイズして得たもの

Los Angeles - 7-story University Hospital  
(CSMP Station No. 24605)  
(文献[2]より)

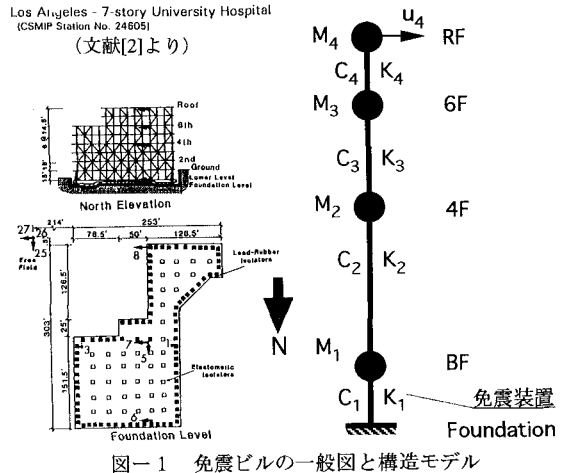


図-1 免震ビルの一般図と構造モデル

表-1 同定した構造モデルのパラメータ

|   | M<br>(ton) | K<br>(tf/m) | C<br>(tf sec/m) |
|---|------------|-------------|-----------------|
| 1 | 11,182     | 70,000      | 6,000           |
| 2 | 11,182     | 200,000     | 4,200           |
| 3 | 6,220      | 100,000     | 2,100           |
| 4 | 2,344      | 3,500       | 750             |

であるため、データの精度に限界があること、ならびに実際の免震ビルを図-1のような単純なモデルで表現しきれないことなどによるものと考えられる。そこで、減衰係数 $C$ は部材の減衰定数が約5%になるように剛性係数 $K$ の値との比を定めて推定した（表-1）。

観測された強震記録を図-4(a)に示す。基礎(Foundation)で360galであった最大加速度が、免震装置上の地下階レベル(BF)で127gal、建物屋上(RF)で206galに低減されていた。建物の免震状態での地震応答について順解析を行った（図-4(b)）。計算した応答加速度の最大値は観測値に近く、波形もよく似ており、本解析に用いた手法が妥当的であることが確認される。建物の非免震状態での解析結果（図-4(c)）から、非免震の場合の地震応答の最大加速度は免震の場合の約3倍になることが分かった。

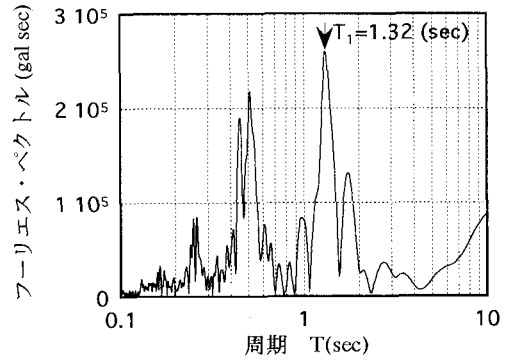


図-2 免震装置上の地下階での観測値のフーリエ・スペクトル

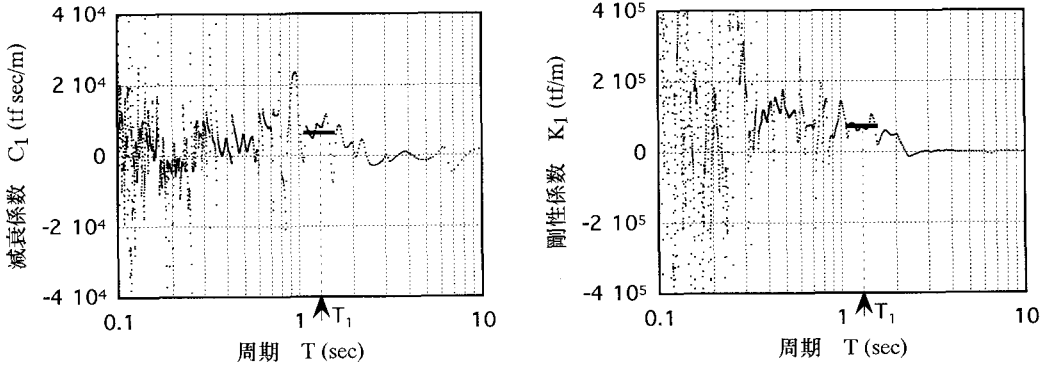


図-3 同定した免震装置の減衰係数と剛性係数

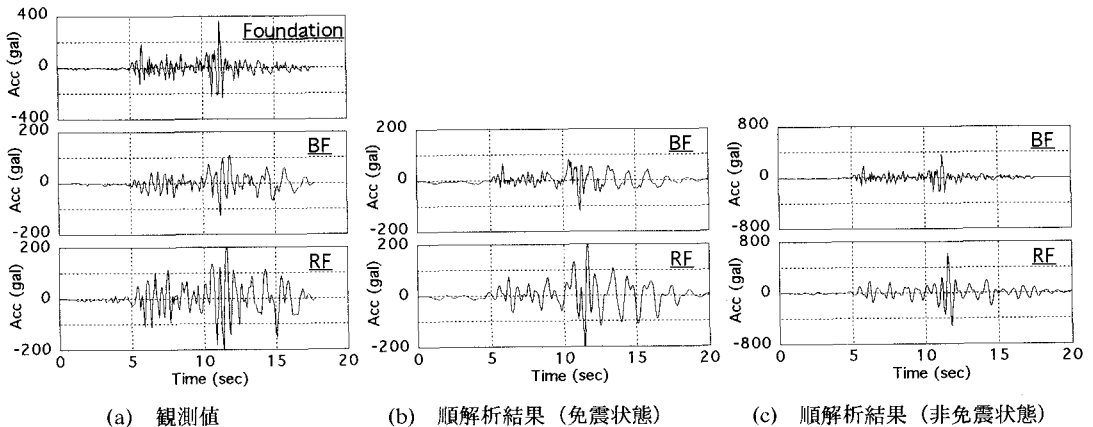


図-4 免震ビル地震応答の観測値と順解析結果

#### 参考文献

- [1] Preliminary Report on the Seismological and Engineering Aspects of the January 17, 1994 Northridge Earthquake, Report No. UCB/EERC-94/01 January 1994.
- [2] CSMIP: First Quick Report on CSMIP Strong-Motion Data from the San Fernando Valley Earthquake of January 17, 1994, Report OSMS 94-01.