

懸垂型免震構造の適用性に関する一考察

A Proposal of Suspension Type Energy Absorber System for Bridge Structures

武 建勳* 大根義男** 成田国朝**

Jianxun Wu, Yoshio Ohne and Kunitomo Narita

ABSTRACT: A suspension type energy absorber system was proposed in this paper for use in the design of highway bridge structures, in order to prevent catastrophic failures as had been seen in the Hyogoken-Nanbu Earthquake. The eigen frequency of the proposed system was first examined through theoretically determined closed form solutions. Dynamic response analyses were then carried out by use of one-dimensional mass-spring systems for a few different types of bridge structure, including currently used conventional laminated rubber type absorber to be compared. It was concluded that the proposed absorber system can be one of practically useful measures to dissipate excessive energy accumulated in the structure during earthquake, though several points are still remained to be solved in the actual design.

1. はじめに

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震によって、阪神高速道路神戸線のピルツ橋は強い水平せん断力を受けて倒壊した。極めて希な大きさの直下型地震であったとは言え、生命線としての高速道路が倒壊するほどの被害を受けたことは、土木技術者に大きな反省材料を投げかけるものであり、土木構造物の安全性に関して新たな視点からの速やかな再検討が迫られている現状にある。

地震時の構造物破壊を防止する方法は、その力学的な概念によって、耐震、制震、免震などに分類される。構造物の強さを向上しようとするのを耐震、構造物に地震動を制御する特性を与えることを制震、構造物に加わる地震動を遮断しようとするのを免震と呼んでいる¹⁾。これまでの設計では耐震の概念が主体に取り入れられていたが、設計地震動を大きくとれば経済的な制約が倍加するし、外部構造の損傷だけ小さくしても内部の設備や付帯施設が大きな打

撃を受ければ真の意味の被害防止にはならない。建築の分野では常時の強風に対する制震構造が種々考案されており、地震時にもこれが有効に作動すると考えられている^{2) 3)}。制震構造の中ではダンパーを使用したものが実用的に最も有効であると思われる。免震構造にも積層ゴムを主体として種々の方法が考案されているが、基本的にはローラーやバネ、積層ゴムを用いて橋桁等の水平変位を許容し、地震時の衝撃を吸収しようとするものである。

本研究は、高速道路の高架橋に対して懸垂型免震構造を提案し、その有効性を議論するものである。提案する構造は図-1に示したように、地震時に吊り橋のように橋桁をケーブルで懸垂して水平移動を可能にし、橋脚に加わる衝撃外力を吸収する形式であり、一般に集中質量を高所に設置する構造物に適していると考えられる。特に高架橋の場合は、周囲に移動する空間が確保できるので、地震動の振幅の許容範囲が広い利点を有している。

他の免震構造と異なり、懸垂型免震では常時の使用状態と地震時の免震状態に分けられる。常時から吊り橋状態では橋桁の水平変位が大きく不安定な構造になるので、図-2に示すいずれかの方法で橋

* 愛知工業大学訪問研究員（中国鋁業大学）

** 愛知工業大学土木工学科（豊田市）

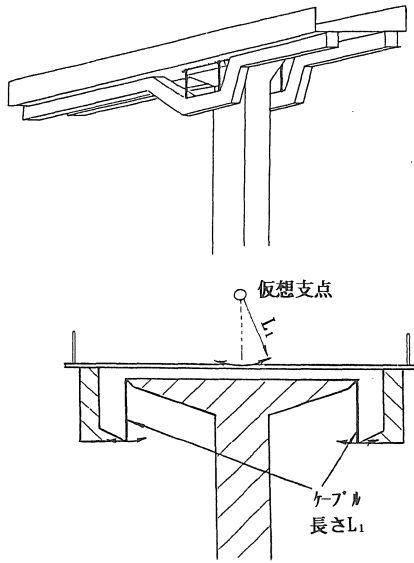


図-1 懸垂型免震橋の提案

桁を橋脚に固定する。(a)は背丈の高い直方体の支持ブロックを用いる方法であり、常時は橋桁支持と摩擦による横揺れ防止として働き、地震時にはブロックが転倒して懸垂状態になる。(b)は傾斜した鉄筋棒を用いて横揺れを防ぐ方式であり、地震時には鉄棒が座屈・短縮・脱落して懸垂状態に至る。(c)は橋桁と橋脚の間にダンパーを設置して常時の横揺れを吸収することを考えている。

懸垂型免震構造の橋は、大地震が起こり懸垂状態になっても、ケーブルの切断がない限り橋桁の落下はないから、少なくとも緊急車両の運行には暫く使用できるし、破壊・脱落した支承部だけ修復すればよいから、復旧が早い利点を有している。この点、積層ゴムを使用した免震構造では、水平のずれ変形が大きいと、重なったゴム層間の有効面積が急激に減少するので、橋桁の自重によって破壊する可能性がある。また積層ゴムは垂直圧力には強いが、層間の引張り抵抗が小さいから、上部の橋桁が花瓶のように転倒することも懸念される。

高架橋は延長が長く、地震時の挙動が複雑であるから、長手方向の議論が不可欠と思われるが、本論文では懸垂型免震構造に関する、まず第一歩の研究として、阪神高速道路で用いられた高架橋を具体例に取り上げ、そのスパンを対象に橋桁の横断面内の振動特性を以下に論じることとする。図-3に検討対象とした橋梁部の形状と寸法を示す。

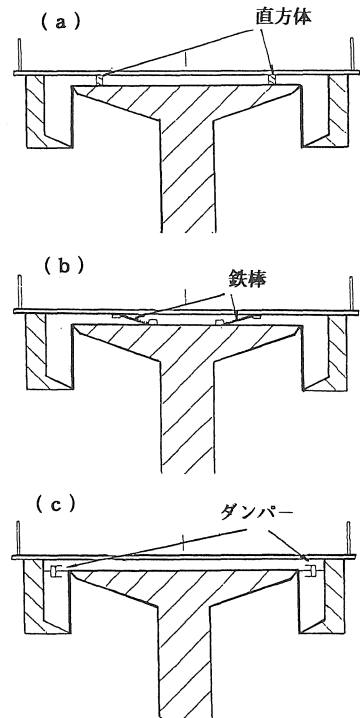


図-2 常時の固定法

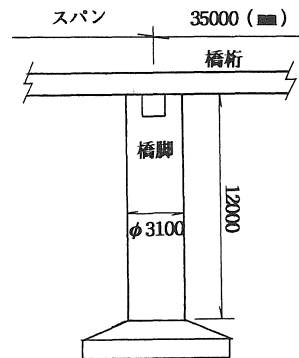


図-3 高架橋モデル

2. 懸垂型免震構造の固有振動特性

阪神大震災で観測された地震動の卓越周期は、神戸を含む多くの地点で0.4~1秒位であるが、大阪で観測された地震波のスペクトルには2秒付近に多数のピークが見られている^{4) 5)}。通常、1.5秒以上の固有周期の建物は免震構造というから²⁾、大阪の記録に対しては免震効果が小さかったと判断される。しかし、固有周期の長い建物を建造することは難し

く、かつ卓越周期が2秒以上の地震は極めて希であるから、免振構造の固有周期を2~3秒に設定することは妥当と考えられる。

図-1に示すように、橋脚頂部が不動であれば2本のケーブルは常に平行に動くから、橋桁の重心の運動は桁の上部に想定した仮想支点で吊るされた振り子の運動と考えてよい。基礎の振動により橋脚頂部が水平振動すれば、仮想支点も同様に振動する。図-4(a)で2本のケーブルの長さを L_1 、ケーブルが設置される橋脚頂部の2点A、Bの中央点を点C、橋桁の重心位置を点Dとすると、仮想支点Eの位置は点C、Dの直上にあり、 $DE=L_1$ 、 $CE=L_2=CD+L_1$ で決まる。したがって、この構造系は同図(b)に示すように、橋脚を表す高さ L の柱の頂部に長さ L_2 の質量のない柱を立て、その頂部に長さ L_1 のケーブルを取付けて先端に橋桁と同じ質量 M の球をぶら下げた振り子モデルとして計算できる。

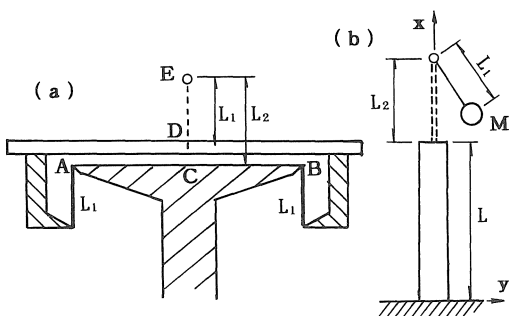


図-4 懸垂型免震橋モデル

さて、(b)図のように x y 軸をとり、梁の曲げ振動理論⁶⁾を用いて柱の固有振動形を求めると、水平変位 y は位置 x と時間 t の関数として次式で定まる。ここに、 n は固有振動数、 w は柱の単位体積重量、 A は柱の横断面積、 $C_1 \sim C_4$ は境界条件から決まる定数である。

$$y = X(x)\exp(int) \quad \dots (1)$$

$$X(x) = C_1 \cos(\lambda x) + C_2 \sin(\lambda x) + C_3 \cosh(\lambda x) + C_4 \sinh(\lambda x)$$

$$\lambda^4 = (wAn^2)/(EIg)$$

上式で柱の上下端の境界条件を設定すれば、種々の構造系の固有振動形を求めることができる。

図-4でモデル化した振り子型免震構造の橋脚頂部では、地震時に作用する力の伝達機構が図-5の

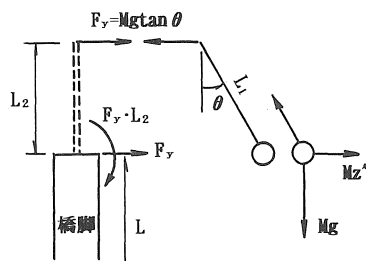


図-5 地震力の伝達

ように図解でき、振り子が鉛直から θ 回転したとき橋脚頂部に考えた高さ L_2 の柱の頂点には水平力として $F_x = Mg \cdot \tan \theta$ が作用すると考えられる。この水平力は、橋脚頂部($x=L$)において、同じ大きさの水平力(F_x)と曲げモーメント($F_x \cdot L_2$)の和と同等の効果を与えるので、免震構造の橋に対する境界条件として次の5つの式が設定される(未知数は式(1)の $C_1 \sim C_4$ の4つと、振り子の振動角 θ)。

基礎 ($x=0$) で 変位: $y=0$
 速度: $dy/dt=0$

頂部 ($x=L$) で 水平力: $F_x = Mg \cdot \tan \theta \approx Mg \theta$
 曲げモーメント: $F_x \cdot L_2 \approx Mg \theta \cdot L_2$
 水平力回復力: $M(y'' + z'') = -Mg \theta$

これらの条件を式(1)に導入すると、固有振動形を求める方程式は以下のようなになる。

$$\begin{vmatrix} \lambda_c + \lambda_{ch} & \lambda_s + \lambda_{sh} & \phi L_2 / \lambda^2 \\ -\lambda_s + \lambda_{sh} & \lambda_c + \lambda_{ch} & -\phi / \lambda^3 \\ \eta_1 & \eta_2 & L_1 - g/n^2 \end{vmatrix} = 0 \quad \dots (2)$$

ここで、 $\phi = Mg/EI$ としたほか、略記号は

$$\lambda_c = \cos(\lambda L), \quad \lambda_{ch} = \cosh(\lambda L)$$

$$\lambda_s = \sin(\lambda L), \quad \lambda_{sh} = \sinh(\lambda L)$$

$$\eta_1 = \lambda_c - \lambda_{ch} - \lambda L_2 (\lambda_s + \lambda_{sh})$$

$$\eta_2 = \lambda_s - \lambda_{sh} + \lambda L_2 (\lambda_c - \lambda_{ch})$$

である。図-3の橋脚について試算すると

$$L=12\text{m}, \quad L_1=1\text{m}, \quad \phi=3.1\text{m}, \quad A=7.548\text{m}^2, \quad I=4.533\text{m}^4$$

$$w=2.5 \times 10^3 \text{tf/m}^3, \quad E=2.1 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2, \quad M=875\text{t}$$

として、固有振動数と固有周期は次のように求まる。

1次: $n_1 = 3.052/\text{s}, \quad T_1 = 2.059\text{s}$
 2次: $n_2 = 55.69/\text{s}, \quad T_2 = 0.113\text{s}$
 3次: $n_3 = 340.6/\text{s}, \quad T_3 = 0.0185\text{s}$

比較のために、橋桁に相当する質量 M を柱先端に固定した非免震橋の固有振動と、橋桁を取り除いて

橋脚のみとした柱構造系の固有振動を求めてみる。前者の解は式(1)の境界条件を橋脚頂部 (x=L) で水平力 = Mg・y", 曲げモーメント = 0 として与えられ、次式を得る。

$$\zeta \lambda L = \frac{1 + \lambda_c \lambda_{ch}}{\lambda_s \lambda_{ch} - \lambda_c \lambda_{sh}} \dots (3)$$

$\zeta = (Mg)/(wAL)$ は橋桁と橋脚の重量比である。先と同様に固有振動数・周期を試算すると、1次成分は

$$n' = 14.92/s, T' = 0.421s$$

となる。後者の橋脚だけの場合は橋脚頂部で水平力と曲げモーメントがゼロで、方程式は

$$\lambda_c \lambda_{ch} = -1 \dots (4)$$

となり、1次固有振動数・周期は

$$n'' = 54.3/s, T'' = 0.116s$$

なお、ケーブル長さが L_1 の振り子の固有振動数は

$$n^0 = \sqrt{g/L_1} \dots (5)$$

であり、固有振動数・周期として次を得る。

$$n^0 = 3.132/s, T^0 = 2.006s$$

以上の試算で求められた固有振動を比較すると、まず非免震橋の固有周期 T' は免震橋の T_1 に比べてかなり小さく、通常想定される地震の卓越周期に近いことから、地震時の共振と、これに伴う構造体への外力増幅や損傷被害が懸念される。次に

$$T_1 \approx T^0, T_2 \approx T'' \dots (6)$$

が特徴として認められ、免震構造の橋の1次の固有振動は振り子の固有振動に、2次の固有振動は橋脚のみの固有振動にほぼ対応していることが分かる。換言すれば、免震構造の橋の固有振動は(比較的求め易い)振り子のみ、及び橋脚のみの構造系の解を利用して概算推定できると言える。後者については振り子のケーブル長さを $L_1=1m, 2m, 4m$ 、橋桁と橋脚の重量比を $\zeta=1, 2, 4, 7$ に変えて2次固有周期まで計算比較した結果を表-1, 2にまとめた。このように、式(6)の関係は種々の構造条件に対して近似的に成立つことが認められる。また表-1より、ケーブル長さ $L_1=2m$ 程度で固有周期3秒が得られ、免振効果の向上が期待できると思われる。

以上は水平振動に関する検討であるが、阪神大震災では鉛直地震動にも大きな値が観測されたので、その影響を免震の観点から以下に補足したい。鉛直振動では、橋桁の重量とその慣性力によって橋脚は収縮し、ケーブルは伸びて鉛直に振動する(橋脚自体に働く慣性力は橋桁のそれに比べて小さいと考えてよい)。いま、橋桁に相当する質量 M に鉛直力 F

表-1 1次固有振動周期

ζ	1	2	4	7	T^0
$L_1=1m$	2.026	2.044	2.082	2.136	2.003
$L_1=2m$	2.855	2.870	2.903	2.953	2.926
$L_1=4m$	4.030	4.046	4.077	4.131	4.012

表-2 2次固有振動周期

ζ	1	2	4	7	T''
$L_1=1m$	0.114	0.113	0.111	0.108	0.116
$L_1=2m$	0.114	0.113	0.112	0.110	0.116
$L_1=4m$	0.114	0.114	0.112	0.111	0.116

が作用すると、その変位とケーブル剛性は

$$\text{変位: } \delta = F \left[\frac{L_1}{E_1 A_1} + \frac{L}{EA} \right] \quad \text{剛性: } k = F/\delta$$

となるから、ケーブルには添字“1”を付けて

$$M = 9 \times 10^5 \text{ kg}, L_1 = 200 \text{ cm}, L = 1200 \text{ cm}$$

$$E_1 = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2, E = 2.1 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$A_1 = 510 \text{ cm}^2, A = 75500 \text{ cm}^2$$

と置くと、固有振動数 ω と固有周期 T として

$$\omega = \sqrt{kg/M} = 64.5/s, T = 0.097s \dots (7)$$

を得る。このように鉛直振動の固有周期は短いから、橋桁の揺れにあまり影響しないと考えられる。

3. 懸垂型免震構造の地震時応答解析

高架橋のように背の高い建造物の地震時応答は、通称“串ダンゴモデル”と呼ばれる図-6に示したような1次元のバネ-質量系を用いて検討することができる。串ダンゴは柱のせん断変形のみ着目する

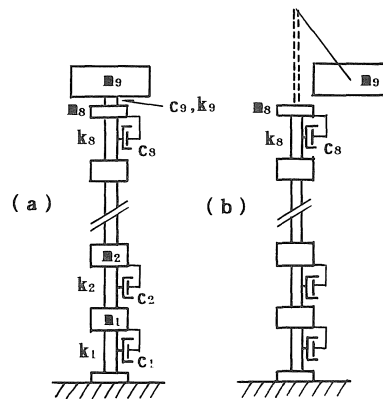


図-6 串ダンゴモデル

近似模型であるから、曲げ振動理論から導いた前節の式(1)とは解の性質や計算結果が当然異なる。他方、柱状の構造系は一般に曲げ振動が卓越するので、式(1)の解は実際の高架橋の挙動に近いものと考えられる。そこで以下では、串ダンゴの剛性定数の設定に際して、橋脚だけの固有周期が式(4)、表-2に得た $T^* = 0.116s$ に等しくなるように決定した。

図-7は串ダンゴの分割数の影響を調べるために、高さ $L=12m$ 、直径 $d=3m$ の橋脚に対して、串ダンゴ要素の個数を 4~12 に変えて共振曲線を比較したものである。分割数が 8, 12 では曲線に殆ど相違が見られないが、4, 6 ではピーク以降の応答に若干大きな変動が見られる。図を参考に計算量と精度を考えて、以下の計算では分割数を 8 に設定した。

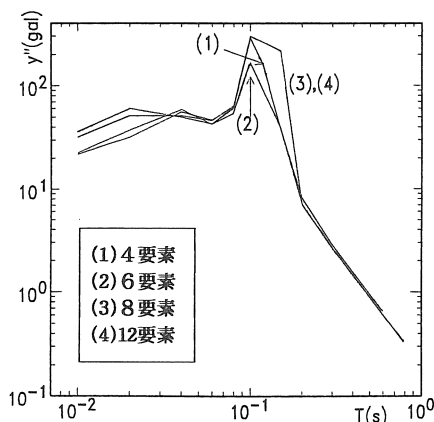


図-7 串ダンゴ分割数の影響

柱を串ダンゴ要素に分割する場合、各質量を要素の中心に置く方法と、半分ずつ上下の節点に振り分ける方法があり、本文では後者を採用した。この場合、一番下の地面上の質量は橋脚の運動に影響しないので、省略できる。残りの8つの質量は下から順に $m_1=m_2=\dots=m_7=25t$, $m_8=12.5t$ である(橋脚の全質量: $wAL=226.4tf$)。図-6(a)の非免震の橋では、橋桁が幾ばくかの剛性をもって橋脚頂部に接合されているので、串ダンゴ最上端の m_8 の上には、橋桁の質量を9番目の質量 $m_9=M=900t$ として考える。 m_8 と m_9 の間の剛性定数 k_9 はかなり大きいと想像されるが推定が難しい。 $k_9=\infty$ と仮定すれば、 m_8 と m_9 が一緒に運動するので、その和 m_8+m_9 を8番のダンゴと見なしてよいであろう。図-8に $k_9=9 \times 10^9 \text{kgf/m}$ 及び $k_9=\infty$ とした場合の共振曲線を比較した。 k_9 が

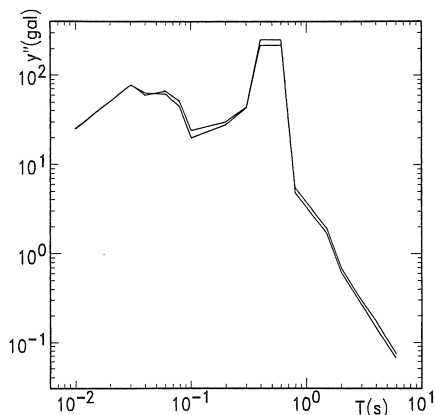


図-8 橋脚と橋桁の接合剛性の影響

大きい場合と無限の場合は共振曲線がほとんど同じになるから、本文では以下で $k_9=\infty$ と取り扱うことにする。

懸垂型免震橋の串ダンゴモデルは、図-6(b)に示すように、橋脚部の串ダンゴ ($m_1 \sim m_8$) と橋桁に相当する振り子 (m_9) で表される。地表面の水平加速度(入力地震加速度)を z 、構造系の地表面に対する相対水平変位、速度及び加速度をそれぞれ y , y' , y'' とし、橋脚の水平剛性を k 、減衰定数を c と置くと、橋脚部の串ダンゴモデルの行列運動方程式は形式的に以下のように表される。

$$M \cdot Y'' + C \cdot Y' + K \cdot Y = -M \cdot Z'' \quad \dots (8)$$

ここで、 $Z=\{z\}$, $Y=\{y\}$, $M=[m]$, $C=[c]$, $K=[k]$ 等は多自由度系の変数や係数の行列を意味する。

応答計算は時刻 $t=t_0$ から始めて $t_0+\Delta t$, $t_0+2\Delta t$ のように Δt 間隔で行うとして、時刻 $t=t_0+m\Delta t$ の状態を y_i^{m} , $y_i'^m$, $y_i''^m$ ($i=1 \sim 8$) と置くと、等変加速度法では以下の積分式を得る。

$$\begin{aligned} y_i^{m+1} &= y_i^m + 0.5 \Delta t \cdot y_i'^m + 0.5 \Delta t^2 \cdot y_i''^{m+1} \\ y_i'^{m+1} &= y_i'^m + \Delta t \cdot y_i''^m + (\Delta t)^2 y_i'''^m / 3 \\ &\quad + (\Delta t) y_i''^{m+1} / 6 \end{aligned} \quad \dots (9)$$

式(8), (9) の未知量は24個で、方程式も24個有るから連立方程式として解ける。解の安定性を考えると Wilson の θ 法の適用が有効である。

次に、振り子(橋桁)部分については、図-9を参考に仮想支点の変位を考慮した非線形運動方程式を導くと、振り子の質量を M 、長さを L_1 、減衰定数を c とし、揺れ角 θ を変数として次式が得られる。

$$ML_1^2 \theta'' + c\theta' + ML_1 g \sin \theta + ML_1(z'' + y_8'') \cos \theta = 0 \dots (10)$$

等変加速度法を用いて積分すると

$$\begin{aligned} \theta^{m+1} &= \theta^m + 0.5 \Delta t (\theta'^m + \theta'^{m+1}) \\ \theta^{m+1} &= \theta^m + \Delta t \theta'^m + (\Delta t)^2 (\theta''^m + \theta''^{m+1})/6 \end{aligned}$$

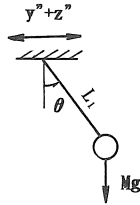


図-9 振り子の運動

数値計算は、橋脚と振り子(橋桁)の式を交互に解き、収束するまで反復計算する方法で行う。まず、初期値に θ', θ の近似値を与えて式(8), (9)を解き、橋脚部の y, y', y'' を求める。次に、得られた橋脚頂部の y_8'' を式(10), (11)に代入して $\theta'', \theta', \theta$ を求める。これらを再度式(8), (9)に代入して求めた y_8'' は、前回の値より精度が向上している。2回の θ の差を計算精度の指標とし、反復計算を繰り返して、この値が 10^{-6} より小さくなったとき計算を終了する。図-10は以上のモデル化とプログラムの妥当性を検証するために、1自由度のバネ-質量系について串ダンゴ計算と理論解の加速度共振曲線を比較したものである。図から、両解は殆どの範囲でよく対応することが知れる。

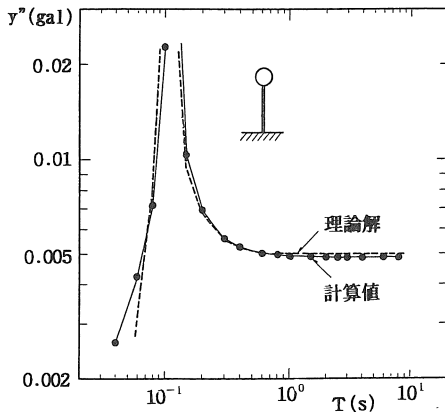


図-10 串ダンゴ計算と理論解の比較

4. 懸垂型免震構造の共振曲線

図-3に示した寸法に基づいて、8個の串ダンゴの質量 $m_1, m_2 \dots m_8$ を前節で決定した。振り子ケーブルの長さを $L_1=2m$ とし、橋脚の固有周期が理論解の $T''=0.116s$ に一致する条件から、バネ剛性を $k_1=k_2=\dots=k_8=2.43 \times 10^8 \text{kgf/m}$ と決定した。また、橋脚の減衰定数を $c_1=c_2=\dots=c_8=0$ と仮定する。

図-11(a)~(c)は、加速度振幅を 20, 200, 800gal とした調和振動に対して橋脚頂部の応答加速度 y'' 、速度 y' 、変位 y の共振曲線を計算した結果である。入力の異なる3つ曲線は殆ど平行した挙動を示すが、 $L_1=2m$ の単純振り子の周期 $T^0=2.9s$ 付近では、振り子の非線形性の影響で応答値の逆転も見られる。これら共振曲線の平行性と、20gal の計算が速いこと等を理由として、以後は入力加速度を 20gal とした共振曲線のみについて検討する。

注目すべきは共振曲線に見られる多数のピークである。これらは式(6)で結論したように、橋脚と振り子(橋桁)の個々の共振特性の影響の相乗作用によるものと思われる。図-12は試みに橋脚だけの計算と比較したものである。免震橋の共振曲線は、固有周期が小さい左半分では橋脚だけの共振曲線と殆ど一致するが、右半分では $T=3s$ 付近に振り子によるピークが顕著に見られる。また、 $T=6s$ 付近から共振曲線が再び急上昇するが、これは入力加速度振幅 $\alpha=20\text{gal}$ 一定に対して、変位振幅は $\alpha(T/2\pi)^2$ と T の自乗で増大するため、非線形性が急激に大きくなるためと考えられる。実際の地震動では長周期成分が少ないので、応答には殆ど影響ないと思われる。

図-13(a)~(c)は免震橋の共振曲線と非免震橋及び橋脚だけの共振曲線を加速度、速度、変位について比較したものである。 $T=0.1s \sim 2.0s$ の範囲で免震橋の応答が非免震橋に比べてかなり小さくなっており、この周期範囲において懸垂型免震の効果はかなり期待できると考えられる。

橋脚頂部と振り子(橋桁)の質量の和 m_8+m_9 を以上と同量の 912.5t 一定とし、振り子の質量だけを $m_9=0, 300, 600, 900t$ に変化させて、橋桁質量の影響を調べたのが図-14である。橋桁の質量が大きくなるほど共振曲線の短周期部分のピークが左方に移動するとともに、後半のピークに挟まれた谷部の応答が小さくなる、つまり免震が効果的な範囲が広がる特性が見られる。

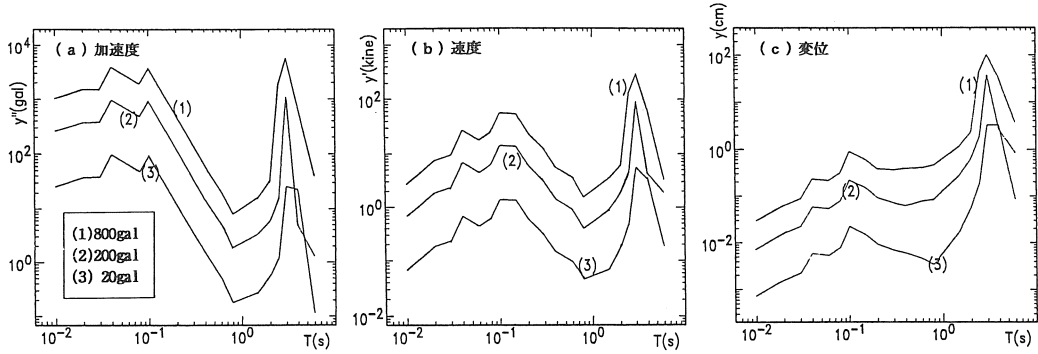


図-11 共振曲線の非線形性

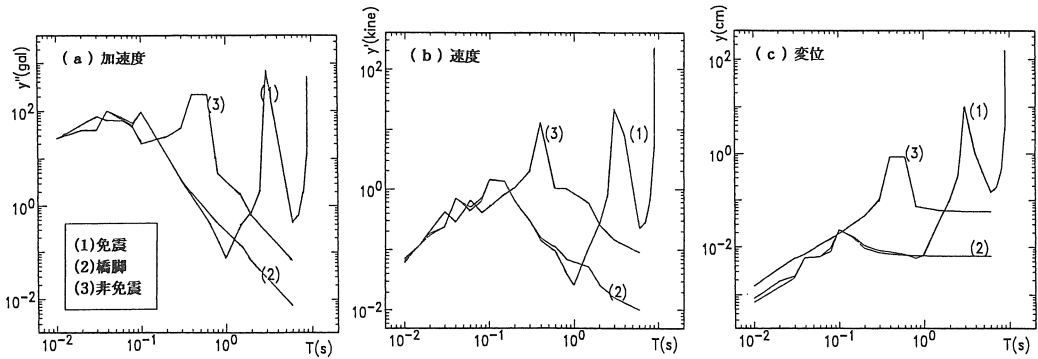


図-13 免震と非免震の共振曲線

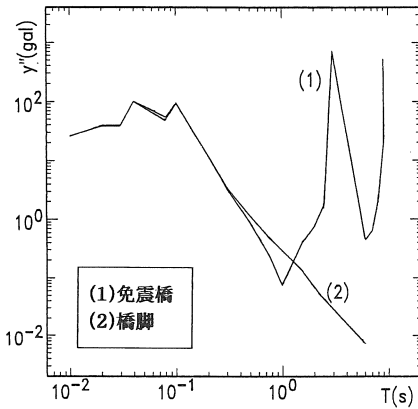


図-12 免震橋と橋脚

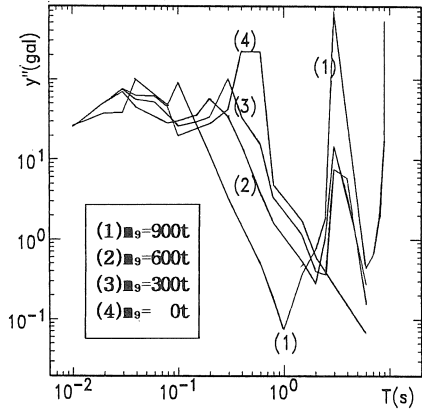


図-14 橋桁質量の影響

振り子ケーブルの長さ L_1 も免震効果の重要な要素であり、その影響を調べるために $L_1=1m, 2m, 3m$ と変えて計算した結果を図-15に示す。図から、振り子に対応する固有周期は L_1 によって大きく変化するが、柱に対応する周期範囲の特性は殆ど一定であることが分かる。また、ケーブルが長いほど免震範囲

が拡大し、かつ範囲内の応答値も低くなるので、 L_1 大なるほど免震効果が助長される傾向は見られている。ただし、橋梁としての造形美や構造的な寸法制約の関係から、実際のケーブル長さには必ずから限界が生じるものと考えられる。

橋桁と橋脚の間にダンパーを設置する効果は、串

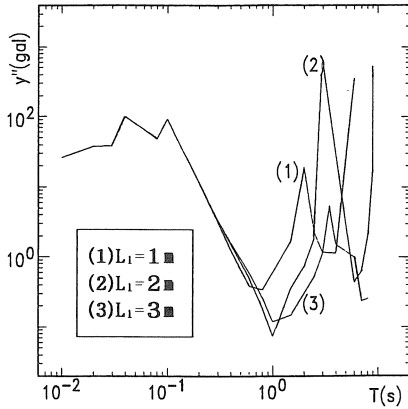


図-15 ケーブル長さの影響

ダンゴ模型では頂部の減衰定数 c_9 で表現されるので、この値を変えてダンパーの影響を調べた結果を図-16に示す。振り子に相当する共振部のピークがダンパーの増加に伴い低減する特性が見られる。

懸垂型免震構造の橋の応答特性は、短周期成分に対するものと長周期成分に対するもので振動パターンが大きく異なる(図-17)。短周期振動では橋脚の振幅より振り子の振幅が小さく、かつ両者の位相が180度ずれる。つまり振り子質量(橋桁)が殆ど動かないので、免震効果が現れる。逆に長周期振動の場合は、振り子質量と橋脚の位相が等しくなるだけではなく、振り子質量の振幅もより大きくなる。応答加速度はあまり大きくないが、水平のせん断力が大きいから免震効果も小さいと考えられる。この点に関しては、ダンパーを設置することで長周期振動の振幅を低減する可能性を含んでいる。

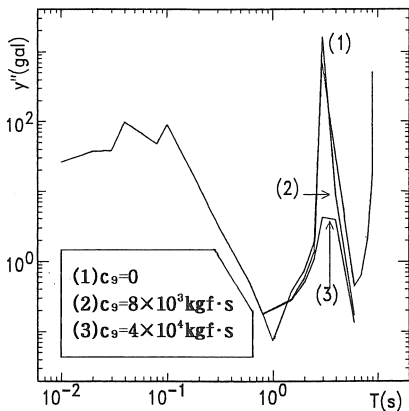


図-16 ダンパーの効果

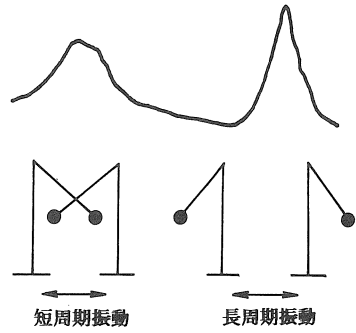


図-17 短周期・長周期振動

次に、通常よく用いられる積層ゴムの免震構造と本提案の懸垂型免震との比較計算を試みた。用いた手法は同じ串ダンゴ計算であるが、橋桁の質量 m_9 と橋脚頂部の間にバネ k_9 とダンパー c_9 を付加して積層ゴムを表現した。積層ゴムの免震では固有周期が常に2秒程度になるように設計するので²⁾、橋桁質量 $m_9=900t$ に対して $k_9=900tf/m$ を設定すれば、 $T=2\pi/n=2.006s$ ($n^2=k_9/m_9$) となる。また、構造系の減衰比を $h=0.05, 0.005$ に仮定して、それぞれ $c_9=2.8 \times 10^4, 2.8 \times 10^3 kg \cdot s/m$ とした。図-18に共振曲線を描いたが、積層ゴムと比較して懸垂型免震では、振り子(橋桁)部分に相当するピーク値がかなり大きくなる反面、それより低い周期範囲では逆に応答が小さ目に出ることが分かる。いずれが免震として有効かは地震動の特性によって異なるが、一般には長周期成分を多く含む強い地震は希であるので、懸垂型免震構造の利点が生かされる場合が多いと判断される。

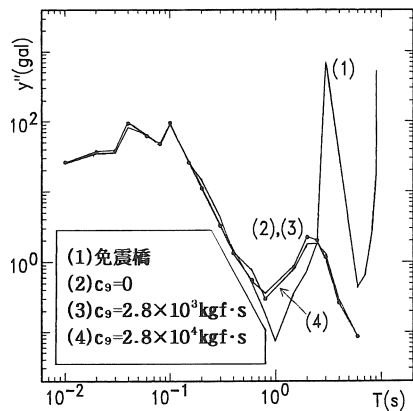


図-18 積層ゴムと懸垂型の比較

以上の共振特性を背景に、実地震波による応答と免震効果を調べるために、El Centro 地震のNS成分（最大加速度 321gal）を入力値として応答計算を行った結果を表-3にまとめた。計算は非免震橋、橋脚のみ、及び懸垂型免震橋に対して行い、応答加速度 y'' 、速度 y' 、変位 y 、更にせん断力 S について最大値を示すとともに、最下欄に免震効果を表す指数として（免震橋/非免震橋）応答比を記した。また、図-19には最大応答加速度について対比図を示した。表-3によると、免震効果は加速度について約20%、せん断力について約10%であり、顕著に現れていることが知れる。

これまでに示した共振曲線は橋脚頂部の最大相対加速度、相対速度、相対変位である。橋の使用部分であり橋脚上部に位置する橋桁の応答については免震の影響を考慮する必要があり、これは基礎地盤に入力される地震動成分を加えた絶対量 $y''+z''$ 、 $y'+z'$ 、 $y+z$ で検討される。図-20(a)~(c)

表-3 免震効果

	y'' (gal)	y' (kine)	y (cm)	S (Pa)
非免震橋	1430	83.0	4.70	2.51×10^6
橋脚のみ	321	5.25	0.095	8.02×10^4
免震橋	318	5.47	0.471	2.73×10^5
免震効果	0.22	0.066	0.10	0.11

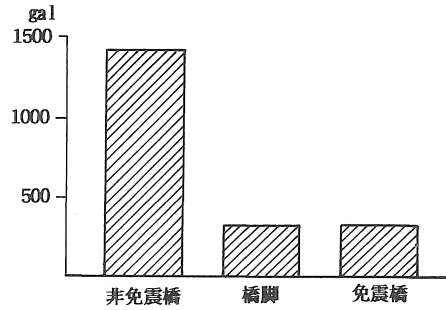


図-19 応答加速度の比較

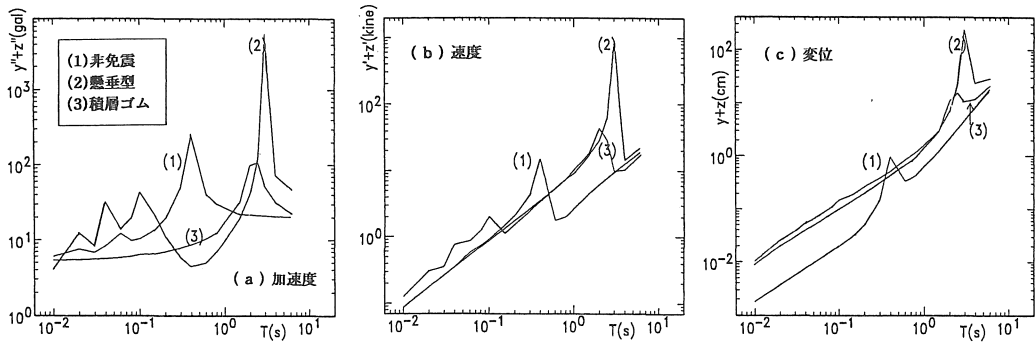


図-20 絶対量の共振曲線

は非免震橋と、懸垂型及び積層ゴムの2つの免震橋について絶対量の共振曲線を描いて比較したものである。免震橋の橋桁は約0.2~1.4sの周期範囲で非免震橋の橋桁より加速度応答が小さいが、速度と変位の応答は非免震橋より大きくなるので、不安定な印象を与えることが考えられる。また、常時免震する方法は橋梁の機能を考えるとあまり好ましいことではなく、地震発生時にのみ免震状態に達する方がよいと思われる。積層ゴムと懸垂型では免震の状態がほぼ接近しているから、これは両者について言えることである。

5. 結論

懸垂型の免震構造が有効であり、この免震橋で橋脚が受ける水平加速度は、橋桁のない橋脚だけの振動にほぼ対応する。懸垂型免震の利点を列挙すると

- ①強い地震に対しても破壊しにくい
- ②地震時に自動的にケーブルの懸架位置に戻る
- ③転倒・倒壊する心配がない
- ④特殊な材料が不要で、寿命が長い
- ⑤修理し易く、また管理し易い
- ⑥設計の考え方が単純である（固有周期は橋の質量に無関係で、ケーブルの長さで決まる）

などである。逆に欠点を挙げると

- ①地震時の揺れの減衰が小さい
- ②力の伝達経路が長い
- ③地震時の揺れに対し空間的余裕が必要

となり、総合的には実用化が可能と思われる。

この他、本研究で得られた特徴的な成果を挙げると、以下のようにまとめられる。

1)懸垂型免震では、振り子(橋桁)の質量が増えるほど免震効果が大きくなる。従来使用されている振り子を使用した調和免震では、構造物の1/10程度の質量が付加されるだけであるから、効果が小さい。

2)ダンパーを付加すると振り子(橋桁)に対応する共振曲線のピークが低減され、制震として有効である。このダンパーは地震時の揺れに伴う衝突を防止する装置として使用できる。

3)阪神地震で見られたような大きな鉛直地震動の卓越周期は、水平地震動に比べて非常に小さいから、影響は小さいと考えてよい。

本研究では、1スパンの1つの橋脚を対象に解析を行ったので、橋梁としての方向性は全く考慮されていない。高速道路は延長が長いから、地震時には隣同士の橋脚の間に振動の位相差が生じ、複雑な挙動により地震力の相互作用の影響が考えられる。また、道路の軸方向と横断方向では振動の特性が大き

く異なるので、一部の橋脚が免震状態でも他の橋脚は常時の状態という複雑な状況も想定される。これらは三次元的な問題として今後の検討課題であろう。加えて、本研究では解析的手法だけで議論を行ったが、免震橋の実現に当たっては模型実験を加味した検討が不可欠であり、今後の研究目標にしたい。

【参考文献】

- 1) 小高昭夫：耐震工学の動向，1990.
- 2) 大崎順彦：わかりやすい免震建築，清水建設(株)免震開発グループ，1995.
- 3) 小堀沢二：制震構造，鹿島出版，1995.
- 4) 清水建設(株)技術研究所：1995年兵庫県南部地震調査報告書，1995.
- 5) 土木学会：阪神大震災・震災調査第二次報告会資料，1995.
- 6) 小坪清真：土木振動学，森北出版，1977.
- 7) 戸川隼人：振動解析，サイエンス社，1975.
- 8) 青木徹彦：高架高速道路の耐震設計の考え方ー主に鋼構造物を対象として，土木学会鋼構造委員会・耐震小委員会資料，1995.

(受理 平成8年3月19日)