

# 長大つり橋の地震応答と耐震設計法に関する研究

## RESPONSE OF LONG SPAN SUSPENSION BRIDGES SUBJECTED TO GROUND MOTION DUE TO EARTHQUAKES

小西一郎\*・山田善一\*\*・高岡宣善\*\*\*  
By Ichiro Konishi, Yoshikazu Yamada and Nobuyoshi Takaoka

**要 旨** 線型たわみ度理論によるつり橋の曲げ振動方程式を階差法で表示すれば線型二階運動微分方程式が得られる。これをモード分解法によって解き、種々の波形の地動および実際の地震動が作用する場合について、補剛桁、主塔およびケーブルの断面力および変形量を計算して、長大つり橋の地震応答の一般的性状を調べ、最後に地震応答スペクトル線図による長大つり橋の耐震設計算法を示した。

### 1. ま え が き

長大つり橋の地震応答および耐震設計法についてはこれまでに数々の研究がなされてきた<sup>1)~5)</sup>。しかしながら現在までのところ、合理的かつ簡便な長大つり橋耐震設計法が確立されるまでには至っていない。その理由の一つは、つり橋が複雑な構造力学系の一つであり、その数学的モデルの考案がむずかしいということであり、いま一つの理由は、外力であるところの地震動が、各地震ごとに千差万別の挙動を呈し、さらに各地震に共通する性格を抽出するのに十分なだけの地震動記録が得られていないということである。

この論文は、上述の問題を解決するためにわれわれがこれまでに行なってきた研究結果をまとめ、現在の耐震工学理論に基づく長大つり橋の上部構造（主塔・補剛桁・ケーブル）の耐震設計法について述べたものである。

第一の問題点、すなわちできるだけ原形に忠実な振動モデルを作り出すために、われわれは長大つり橋を主塔・補剛桁およびケーブルから成る連成振動系と考え、これを有限個の質点振動系で近似した。質点数（したがってまた自由度  $n$ ）をいくらにすべきかについてもいろいろと比較研究した結果、図-1 に示す  $n=29$  の質点系を採用すれば十分であるとの結論に達した。

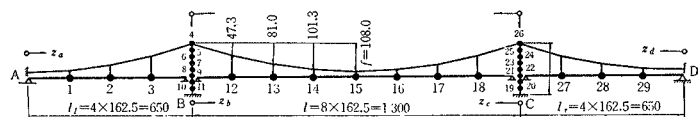
第二の問題点、すなわち地動の特性の吟味ということ

\* 正会員 工博 京都大学 教授 工学部土木工学教室

\*\* 正会員 工博 京都大学 助教授 工学部土木工学教室

\*\*\* 正会員 工修 関西大学 助教授 工学部土木工学教室（執筆当時京都大学助教授 工業教員養成所土木工学教室）

図-1 3 径間つり橋の振動モデルと分割点番号



も地震応答の評価にとって非常に重要である。地震動に対する構造物の応答を研究する場合に、ただ一つの地震動に対する応答結果のみから一般的な結論を引き出そうとすると大きな誤りを犯すことがある。たとえば、強震の例として 1940 年の El Centro 地震の加速度記録がよく用いられるが、構造物によっては、この地震によるよりもっとマグニチュードの小さい地震による応答の方が大になることがある。したがって構造物の耐震設計法を確立するためには、いろいろな性格を有する地震動に対する構造物の応答を比較検討してみる必要がある。とくに長大つり橋の耐震設計においては、地震動の特性に注意を払う必要がある。なぜなら、長大つり橋は小さな固有周期を有する主塔と、大きな固有周期を有する補剛桁、および可とう性のケーブルというそれぞれ剛性の異なる構成部分から成る連成振動系であり、かつそれらが細長い線上においてわずかに数個の地点で大地と接続しているという、他の土木構造物あるいは建築物ではみられないような構造特性を有する構造物だからである。このような長大つり橋が地震動の作用をうけると、その構成部分が当該地震の特性に対応して、それぞれ特異な応答を示すはずである。

入力の変数として従来から地震動の加速度記録が用いられているが、加速度記録は時間的変動が非常に激しいので、加速度記録のみから地震動の特性を判断することは不可能である。これに対して、加速度記録を積分して求めた速度-時間曲線あるいは変位-時間曲線<sup>6)</sup>——とくにその主要部分——は前者にくらべてはるかに緩やかな時間的変動を示すので、これによって地震動の性格を判定する方が容易である\*<sup>1)</sup>。地震応答を考察する場合には加速度の絶対値ばかりでなく、変位図や速度図の形状およびそれらの極値にも注意すべきである<sup>7)</sup>。

\*<sup>1)</sup> 加速度記録を積分して速度および変位を計算する場合には注意を要する。くわしくは文献 8), 9) を参照されたい。

第三の問題点、すなわち現在の耐震工学の方向にしたがって合理的かつ取扱いの容易な耐震設計法を確立するために、われわれは Benioff および Biot の提唱以来最近著しく発展してきた応答スペクトル手法を長大つり橋の耐震設計法に適用する方法を研究した。いわゆる  $S_v$  曲線を四軸対数座標上へプロットした応答スペクトル線図は、地震動の性格および構造物の振動特性の両者によって決定されるものであって、この線図をみれば地震動の特性ならびに構造物の応答の大略がただちに判断できる。

以下において、橋軸方向の水平地震動を受けるつり橋の動的応答について述べる。

### 2. 運動方程式

これまでにわれわれが発表してきた論文<sup>1),2)</sup>においては、つり橋をまず有限個の質点を有する質点振動系で置換し、この質点系について運動方程式を作るという方法を採用したが、この論文では、つり橋の補剛桁の曲げ微分方程式および主塔の曲げ微分方程式を階差法で表示して運動方程式を導くという方法を示す。もちろんいずれの方法によっても同じ結果に到達する。

運動方程式を作るために、まずつぎのような仮定をもうける。

- ① つり橋は、たわみ度理論による解析理論にしたがう。
- ② 地震動の作用方向は橋軸方向とする。3径間つり橋の場合、地震力がつり橋系に作用する点は、左右にあるケーブルのアンカー ブロック および 中間にある2基の主塔の基部の、合計4ヶ所である。
- ③ 主塔の基部は固定端とする。
- ④ 主塔は橋軸方向にのみ、また補剛桁は鉛直方向にのみ運動し、かつ両者は弾性的な挙動をするものとする。
- ⑤ さしあたりダンピングは考慮しない。
- ⑥ ケーブルおよびハンガーの質量は、補剛桁の質量の中に含まれているものとする。
- ⑦ 補剛桁に作用する死荷重の大きさは一定とする。

図-1 は、階差法表示のための各分割点の番号を示したものである。

#### (1) 補剛桁の運動方程式

たわみ度理論によるつり橋の補剛桁の第一基礎微分方程式は次式で表わされる<sup>10)</sup>。

$$[EI \cdot v''(x)]'' - H \cdot v''(x) = p(x) + H_p \cdot y'' \dots (1)$$

ここに、

$EI$ : 補剛桁の曲げこわさ ( $\text{tm}^2$ ),  $v(x)$ : 活荷重  $p(x)$  ( $\text{t/m}$ ) による補剛桁のたわみ ( $\text{m}$ ),  $H = H_g + H_p$ : ケーブルの水平張力 ( $\text{t}$ ),  $H_g$ : 死荷重  $q$  ( $\text{t/m}$ ) によるケーブルの水平張力 ( $\text{t}$ ),  $H_p$ : 活荷重  $p(x)$  に

よるケーブルの水平張力 ( $\text{t}$ ).

$$y'' = -q/H_g = \text{const} \dots (2)$$

第二の基礎方程式は

$$\frac{H_p L_k}{E_k F_k} + y'' \int v(x) dx = \delta \dots (3)$$

と与えられる。ここに  $\delta$  はケーブル両端の水平移動量の差であり、また

$$L_k = \int \frac{dx}{\cos^3 \varphi} \dots (4)$$

であり、 $\varphi$  は水平方向に対するケーブルの傾斜角である。さらに  $E_k$  および  $F_k$  はケーブルの弾性係数 ( $\text{t/m}^2$ ) および断面積 ( $\text{m}^2$ ) である。式 (3) および (4) の積分は、各スパンごとに行なう。

つり橋が振動を行なっている場合には、たわみ  $v$  は単に位置  $x$  だけの関数ではなくて、さらに時間  $t$  の関数でもある。したがって式 (1) および (3) はつぎのようになる。

$$[EI \cdot v''(x, t)]'' - H \cdot v''(x, t) = p(x, t) + H_p(t) \cdot y'' \dots (5)$$

$$\frac{H_p(t) \cdot L_k}{E_k F_k} + y'' \int v(x, t) dx = \delta(t) \dots (6)$$

さて、d'Alembert の原理によれば外力  $p(x, t)$  は慣性力を用いて

$$p(x, t) = -m(x) \cdot \frac{\partial^2 v(x, t)}{\partial t^2} = -m(x) \cdot \ddot{v}(x, t) \dots (7)$$

と表わせるから、これを式 (5) に代入すると

$$[EI \cdot v''(x, t)]'' - H \cdot v''(x, t) = -m(x) \cdot \ddot{v}(x, t) + H_p(t) \cdot y'' \dots (8)$$

上式において  $m(x)$  は補剛桁の単位長さ当りの質量である。

ここで、はりの曲げに関する周知の式

$$EI \cdot v''(x, t) = -M(x, t) \dots (9)$$

および式 (2) を用いれば、式 (8) および (6) はつぎのように書ける。

$$m(x) \cdot \ddot{v}(x, t) = M''(x, t) + H \cdot v''(x, t) - \frac{H_p}{H_g} \cdot q \dots (10)$$

$$\frac{H_p(t) \cdot L_k}{E_k F_k} - \frac{q}{H_g} \int v(x, t) dx = \delta(t) \dots (11)$$

式 (10) および (11) は、つり橋の補剛桁の曲げ振動に関する基礎方程式である。式 (10) を階差法で表示すれば、任意の分割点  $i$  についてつぎの運動方程式が得られる。

$$\begin{aligned} \frac{W_i}{\rho} \ddot{v}_i = & \frac{1}{a} (M_{i-1} - 2M_i + M_{i+1}) \\ & + \frac{H_g}{a} \left( 1 + \frac{H_p}{H_g} \right) (v_{i-1} - 2v_i + v_{i+1}) \\ & - \frac{H_p}{H_g} W_i \dots (12) \end{aligned}$$

ここに、

$W_i = qa = \text{const} = W$  : 分割点  $i$  に集中していると考ええる重量 (t),  $g = 9.8 \text{ m/sec}^2$  : 重力の加速度,  $v_i$  : 分割点  $i$  の鉛直方向変位 (m),  $a = \text{const}$  : 補剛桁の分割点間距離 (m).

つぎに、式 (11) の左辺第 2 項の積分を台形公式によって近似計算することにすれば、式 (11) はつぎのようになる。

$$\frac{H_p(t) \cdot L_k}{E_k F_k} - \frac{W}{H_g} \cdot \frac{1}{2} \{v_r + 2(v_{r+1} + v_{r+2} + \dots + v_{s-1}) + v_s\} = \delta(t) \dots \dots \dots (13)$$

3 径間つり橋においては、左・中央・右の各径間に対して式 (13) をそれぞれつぎのように書く。

$$\left. \begin{aligned} \delta_l(t) &= \frac{H_{pl}(t) \cdot L_{kl}}{E_k F_k} - \frac{W_l}{H_g} \sum_{(l)} v_{(l)}, \\ \delta_m(t) &= \frac{H_{pm}(t) \cdot L_{km}}{E_k F_k} - \frac{W_m}{H_g} \sum_{(m)} v_{(m)}, \\ \delta_r(t) &= \frac{H_{pr}(t) \cdot L_{kr}}{E_k F_k} - \frac{W_r}{H_g} \sum_{(r)} v_{(r)}. \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (14)$$

ここに

$$\left. \begin{aligned} L_{kl} &= \sum_{(l)} \frac{a}{\cos^3 \varphi_{(l)}}, \quad L_{km} = \sum_{(m)} \frac{a}{\cos^3 \varphi_{(m)}}, \\ L_{kr} &= \sum_{(r)} \frac{a}{\cos^3 \varphi_{(r)}}. \end{aligned} \right\} (15)$$

$$\left. \begin{aligned} \delta_l(t) &= v_{ll} - z_a, \\ \delta_m(t) &= -v_{lr} - v_{ll}, \\ \delta_r(t) &= v_{lr} - z_d. \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (16)$$

である。式 (16) において  $v_{ll}$  および  $v_{lr}$  は主塔 B および C の頂上の水平変位 (m) である。また  $z_a$  および  $z_d$  で左右のアンカー ブロック A および D の橋軸方向の地震動変位 (m),  $z_b$  および  $z_c$  で主塔 B および C の基部の橋軸方向の地震動変位 (m) を表わし、これらは図-1 に示すように主径間の中央部に向かうとき正符号を有するものとする。

(2) 主塔の運動方程式

主塔の基部は仮定により固定されており、またその頂点にはケーブルからの反力  $N = N_g + N_p$  が軸方向圧縮力として作用している。ところで軸方向力  $N$  と横荷重  $p(x)$  をうける圧縮部材の曲げの微分方程式は

$$-\frac{d^2 M(x)}{dx^2} + N \cdot v(x) = p(x) \dots \dots \dots (17)$$

であるから、式 (12) を得たのと同様な方法により、上式から任意の分割点  $i$  に対してつぎの運動方程式を得る。

$$\frac{W_i}{g} \ddot{v}_i = \frac{1}{b} (M_{i-1} - 2M_i + M_{i+1}) - \frac{N_g}{b} \left(1 + \frac{N_p}{N_g}\right) (v_{i-1} - 2v_i + v_{i+1}) \dots \dots (18)$$

ここに

$W_i$  : 任意の分割点  $i$  に集中していると考ええる主塔の重量 (t),  $v_i$  : 分割点  $i$  の水平方向絶対変位 (m),

$b = \text{const}$  : 主塔の分割点間距離 (m)

である。式 (18) は任意の内点  $i$  について成立する。主塔の頂上  $j$  においては、左右のケーブルの水平張力の差  $\Delta H$  が作用しており、かつそこでは  $M_j = 0$  であることを考慮すれば、点  $j$  の運動方程式はつぎのようになる。

$$\frac{W_j}{g} \ddot{v}_j = \frac{1}{b} M_{j+1} - \frac{N_g}{b} \left(1 + \frac{N_p}{N_g}\right) (v_{j+1} - v_j) + \Delta H \dots \dots \dots (19)$$

式 (19) の  $\Delta H$  は式 (14) から求められる。すなわち  
 主塔 B に対して  $\Delta H_B = H_{pm}(t) - H_{pl}(t)$ 、  
 主塔 C に対して  $\Delta H_C = H_{pm}(t) - H_{pr}(t)$ 、  
 …………… (20)

(3) つり橋系の運動方程式

2.(1) および 2.(2) で誘導した運動方程式は、たわみ度理論に基づいているために線型性を有していない。したがってこれを厳密に解くことは数学的に困難である。そこで解析を容易にするために、 $H_p$  は  $H_g$  にくらべて小さいものと仮定する。そうすると式 (12), (18), (19) において  $H_p/H_g$  および  $N_p/N_g$  の項は 1 にくらべて小さいのでこれらを式から抹消することができる。

この仮定のもとに、式 (12), (18), (19) を当該分割点において作り、 $M_i$  をたわみ  $v_i$  で表示し、さらに式 (14), (16) を用いて  $H_{pl}$ ,  $H_{pm}$  および  $H_{pr}$  を消去すれば、つぎのような線型二階常微分連立方程式が得られる。

$$M\ddot{v} + Av = P \dots \dots \dots (21)$$

ここに

$$\left. \begin{aligned} M &= \begin{pmatrix} m_1 & & 0 \\ & m_2 & \\ 0 & & \dots & m_n \end{pmatrix}, \quad m_i = \frac{W_i}{g}, \\ A &= \begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} & \dots & a_{1n} \\ a_{21} & a_{22} & \dots & a_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ a_{n1} & a_{n2} & \dots & a_{nn} \end{pmatrix}, \quad v = \begin{pmatrix} v_1 \\ v_2 \\ \vdots \\ v_n \end{pmatrix} \end{aligned} \right\} \dots \dots (22)$$

である。行列  $M$  の対角元素以外の元素はすべて 0 である。行列  $A$  は対称行列 ( $a_{ij} = a_{ji}$ ) であり、つり橋系の形状および断面諸量によってその元素が決定される。さらに右辺の強制力ベクトル  $P$  は、地震動変位  $z_a, z_b, z_c$  および  $z_d$  の一次関数を元素とする列ベクトルであって、いまその成分を  $P_i(t)$ , ( $i=1, 2, \dots, n$ ) で表わすことにする。

3. 固有振動数と振動モード

式 (22) の記号を用いると振動数方程式

$$|A - \lambda M| = 0 \dots \dots \dots (23)$$

から一般に  $n$  個の固有円振動数

$$\omega_k = \sqrt{\lambda_k}, \quad (k=1, 2, \dots, n) \dots \dots \dots (24)$$

および  $\lambda_k$  に属する点  $i$  の振動モードの振幅  $Y_i = Y_i^{(k)}$

を求めることができる。しかし周知のごとく  $Y_i^{(k)}$  の絶対値は定まらないので、いまこれを正規化して

$$\sum_{i=1}^n m_i [Y_i^{(k)}]^2 = 1, \quad (k=1, 2, \dots, n) \dots\dots(25)$$

なる関係が成立するようにしておくことと便利である。

以上のようにして求めた固有値  $\lambda_k$  および振幅  $Y_i^{(k)}$  を用いて運動方程式 (21) を解くために

$$v_i = \sum_{k=1}^n Y_i^{(k)} q_k(t), \quad (i=1, 2, \dots, n) \dots\dots(26)$$

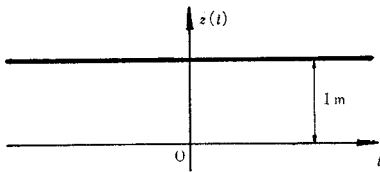
と置いてみる。ここに  $q_k(t)$  は時間  $t$  のみに依存する未知関数である。上式を式 (21) に代入し、 $Y_i^{(k)}$  の直交性および式 (25) を利用すると最後に

$$\ddot{q}_k(t) + \lambda_k q_k(t) = K_k(t), \quad (k=1, 2, \dots, n) \dots\dots(27)$$

が得られる。ここに

$$K_k(t) = \sum_{i=1}^n Y_i^{(k)} P_i(t), \quad (k=1, 2, \dots, n) \dots\dots(28)$$

図-2 静的単位地動



動的地動  $z(t)$  に対する動的応答  $q_k(t)$  を求めるために、まず図-2に示すような静的地動  $z(t) = 1m, -\infty < t < \infty$  に対する応答  $q_k = q_k^0$  を考える。この場合には、各質点は静止しているので  $\dot{v}_i = 0, (i=1, 2, \dots, n)$  であるから  $\dot{q}_k = 0$  である。したがって式 (27) から次式が得られる。

$$q_k^0 = \frac{K_k^0}{\lambda_k}, \quad (k=1, 2, \dots, n) \dots\dots(29)$$

ただし

$$K_k^0 = \sum_{i=1}^n Y_i^{(k)} P_i^0 \dots\dots(30)$$

であり、 $P_i^0$  は静的単位地動に対する  $P_i(t)$  を意味する。

$q_k^0$  を用いると、アンカーブロックないしは主塔基部の静的変位によるたわみ  $v_i^0$  を次式によって求めることができる。

$$v_i^0 = \sum_{k=1}^n Y_i^{(k)} q_k^0, \quad (i=1, 2, \dots, n) \dots\dots(31)$$

$v_i^0$  は式 (21) において  $\ddot{v} = 0$  とおいた連立一次方程式

$$A\mathbf{v} - \mathbf{P}^0 = 0 \dots\dots(32)$$

から求めてもよい。

静的地動による補剛桁の曲げモーメント  $M_i^0$  は

$$\begin{aligned} M_i^0 &= -\frac{B_i}{a} (v_{i-1}^0 - 2v_i^0 + v_{i+1}^0) \\ &= -\frac{B_i}{a} \sum_{k=1}^n A_i^{(k)} q_k^0 \dots\dots(33) \end{aligned}$$

となる。ここに

$$A_i^{(k)} = Y_{i-1}^{(k)} - 2Y_i^{(k)} + Y_{i+1}^{(k)} \dots\dots(34)$$

であり、また  $B_i$  は弾性定数である ( $B_i = EI_i/a$ )。

主塔の曲げモーメントは

$$M_i^0 = -\frac{B_i}{b} \sum_{k=1}^n A_i^{(k)} q_k^0 \dots\dots(35)$$

で与えられる。ただし  $B_i = EI_i/b$  である。式 (35) は主塔の一般の内点について成立するが、主塔の基部およびそれに隣接する内点、たとえば図-1の点Bおよび点11の曲げモーメントは次式

$$\left. \begin{aligned} M_B^0 &= -\frac{B_B}{b} \left\{ \sum_{k=1}^n A_B^{(k)} q_k^0 - 2z_b^0 \right\}, \\ \text{ここに } A_B^{(k)} &= 2Y^{(k)}, \\ M_{11}^0 &= -\frac{B_{11}}{b} \left\{ \sum_{k=1}^n A_{11}^{(k)} q_k^0 + z_b^0 \right\}, \\ \text{ここに } A_{11}^{(k)} &= Y_{10}^{(k)} - 2Y_{11}^{(k)} \end{aligned} \right\} \dots\dots(36)$$

によって計算しなければならない ( $z_b^0 = 1$ )。

式 (29) の  $q_k^0$  を用いると、一般に任意の地震動変位  $z(t)$  が作用する場合の  $K_k(t)$  はつぎのようになる。

$$K_k(t) = K_k^0 \cdot z(t) = \lambda_k \cdot q_k^0 \cdot z(t). \dots\dots(37)$$

#### 4. 動的応答の最大値

実際の設計計算にとって必要なのは、厳密な応答-時間曲線ではなくて、その最大値である。したがって本節においては、断面力および変形量の最大値を求めるための計算式を示す。

ところで、多自由度振動系においては、各振動モードの最大値は一般に同時には生起しない。したがって各振動モードの応答の絶対値を総和した量

$$(R) \equiv \sum |\max. \text{ modal response}| \dots\dots(38)$$

は真の最大応答  $R_{\max}$  より常に大きい。これに対して、 $R_{\max}$  に近い値を与える式としてしばしば二乗平均値

$$(\bar{R}) \equiv \sqrt{\sum (\max. \text{ modal response})^2} \dots\dots(39)$$

が用いられる<sup>11)~14)</sup>。本論文の数値計算例においては、以下の各式によって  $(R)$  および  $(\bar{R})$  を計算した。式中  $q_{k,\max}$  は各振動モードにおける絶対値の最大値である。 $R_{\max}$  と  $(R)$  および  $(\bar{R})$  の大小関係については6. および7. において述べる。

##### (1) たわみ

$$\left. \begin{aligned} v_{i,\max} \leq (v_i) &= \sum_{k=1}^n |Y_i^{(k)} q_{k,\max}|. \\ (\bar{v}_i) &= \sqrt{\sum_{k=1}^n [Y_i^{(k)} q_{k,\max}]^2}. \end{aligned} \right\} \dots\dots(40)$$

##### (2) 曲げモーメント

$$\left. \begin{aligned} M_{i,\max} \leq (M_i) &= \frac{B_i}{a} \sum_{k=1}^n |A_i^{(k)} q_{k,\max}|. \\ (\bar{M}_i) &= \frac{B_i}{a} \sqrt{\sum_{k=1}^n [A_i^{(k)} q_{k,\max}]^2}. \end{aligned} \right\} \dots\dots(41)$$

主塔の曲げモーメントに対しては、式 (41) の  $a$  のかわりに  $b$  を代入する。

##### (3) ケーブルの水平張力の増加量

地動による側径間と主径間のケーブルの水平張力の増加量  $H_p$  は、式 (14) と (16) からつぎのようになる。

左側径間に対しては

$$\left. \begin{aligned} H_{pl}(t) &= \frac{E_k F_k}{L_{kl}} \left[ \sum_{k=1}^n H_l^{(k)} q_k(t) - z_a(t) \right], \\ H_{pl, \max} \leq (H_{pl}) &= \frac{E_k F_k}{L_{kl}} \left[ \sum_{k=1}^n |H_l^{(k)} q_{k, \max}| + z_{a, \max} \right], \\ (\bar{H}_{pl}) &= \frac{E_k F_k}{L_{kl}} \sqrt{\sum_{k=1}^n [H_l^{(k)} q_{k, \max}]^2 + z_{a, \max}^2}, \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(42)$$

ただし、

$$H_l^{(k)} = Y_{tl}^{(k)} + \frac{W_l}{H_g} \sum (Y_l)^{(k)} \dots\dots\dots(43)$$

となり、主径間に対しては

$$\left. \begin{aligned} H_{pm}(t) &= \frac{E_k F_k}{L_{km}} \sum_{k=1}^n H_m^{(k)} q_k(t), \\ H_{pm, \max} \leq (H_{pm}) &= \frac{E_k F_k}{L_{km}} \sum_{k=1}^n |H_m^{(k)} q_{k, \max}|, \\ (\bar{H}_{pm}) &= \frac{E_k F_k}{L_{km}} \sqrt{\sum_{k=1}^n [H_m^{(k)} q_{k, \max}]^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(44)$$

ただし、

$$H_m^{(k)} = -Y_{tl}^{(k)} - Y_{tr}^{(k)} + \frac{W_m}{H_g} \sum (Y_m)^{(k)} \dots\dots\dots(45)$$

となる。

5. 数値計算例

図-1 に示す3径間単純補剛桁を有するつり橋について、つぎのような数値(ケーブル1本当たり)を用いて数値計算を行なう。

$$\begin{aligned} E_k &= E = 2.1 \times 10^7 \text{ t/m}^2, & F_k &= 0.412366 \text{ m}^2, & I &= 4 \text{ m}^4, \\ I_l &= I_r = 5 \text{ m}^4, & l &= 8a = 8 \times 162.5 = 1300 \text{ m}, \\ l_l &= l_r = 4a = 650 \text{ m}, & h_l &= 8b = 8 \times 25 = 200 \text{ m}, & f &= 108 \text{ m}, \\ q &= 10 \text{ t/m (補剛桁死荷重)}, & H_g &= 19560 \text{ t}, \\ L_{km} &= 2L_{kl} = 2L_{kr} = 1372 \text{ m}. \end{aligned}$$

つり橋系を 図-1 のように  $n=29$  の点に分割した。各分割点  $i$  における重量  $W_i$  および弾性定数  $B_i$  は表-1 のとおりである。表-2 および 図-3 に正規化した振動モードの振幅を示す。図-1 に示すつり橋は、点15に関して左右対称であるから、振動モードは対称モード ( $k=1\sim 15$ ) と逆

表-1 分割点重量と弾性定数

点 $i$	$W_i$ (t)	$B_i$ (tm)
1, 29	1625	646 154
2, 28	"	"
3, 27	"	"
4, 26	171	3 150 000
5, 25	455	5 586 000
6, 24	585	9 231 600
7, 23	731	14 406 000
8, 22	893	21 504 000
9, 21	1071	30 954 000
10, 20	1266	43 209 600
11, 19	1476	58 800 000
12, 18	1625	516 923
13, 17	"	"
14, 16	"	"
15	"	"
B, C	852	78 262 800

対称モード ( $k=16\sim 29$ ) に別れる。表-3 は 図-2 に示す静的単位地動が作用する場合の  $q_k^0$  の値を示す。

(1) 簡単な地動に対する応答

地動の変位の波形が長大つり橋の地震応答におよぼす影響を調べるために、図-4 に示すような

図-3 振動モード

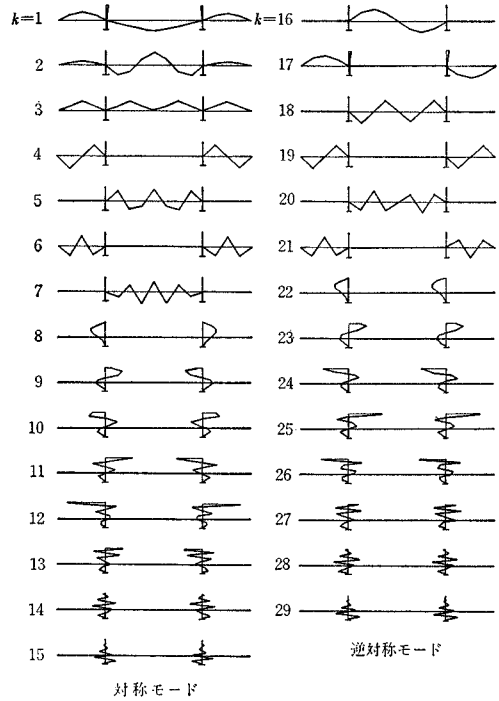
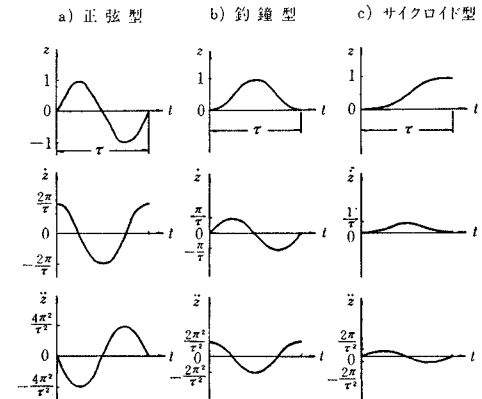


図-4 簡単な地動



3種類の地動(最大変位はいずれも1m)を考える。地動生起時間  $\tau$  をいろいろに変化させることによって種々の性格の地動を作り出すことができる。5.(2) で述べるように、実際の地震動の変位の主要部分はこのような単純な波形で近似できることがしばしばある。これによって 図-4 の波形が荒唐無稽なものではないことが了解されよう。

これらの地動の変位は次式で与えられる。

a) 正弦型地動

$$\left. \begin{aligned} z(t) &= \sin \frac{2\pi}{\tau} t, & 0 \leq t \leq \tau, \\ &= 0, & t < 0, \tau < t. \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(46)$$



表-3 静的単位地動に対する応答  $q_k^0$  の値

k	$z_a=1m$ の場合		k	$z_b=1m$ の場合	
	$z_a=1m$ の場合	$z_b=1m$ の場合		$z_a=1m$ の場合	$z_b=1m$ の場合
1	25.109 891	4.981 658	16	0	0
2	-10.725 641	0.492 322	17	-3.435 452	4.300 319
3	-34.248 832	-0.011 761	18	0	0
4	-0.005 671	0	19	0.000 042	-0.002 089
5	-6.031 013	-0.098 022	20	0	0
6	3.498 690	-0.093 800	21	-0.026 885	-0.198 900
7	0.844 487	0.021 825	22	-4.530 240	-10.580 115
8	-2.215 390	-10.669 723	23	2.712 169	-6.908 281
9	1.258 476	-7.015 065	24	-1.978 794	-4.935 787
10	-0.923 075	-5.077 886	25	1.269 481	-3.892 629
11	0.817 352	-3.818 245	26	-0.563 911	-3.293 670
12	-0.707 678	-2.697 694	27	0.150 297	-2.927 597
13	0.240 041	-2.731 554	28	-0.018 565	-2.758 112
14	-0.023 892	-2.752 897	29	-0.000 716	2.638 857
15	-0.000 815	2.636 935			

注 (1)  $z_c=1m$  の場合の  $q_k^0$  は、 $k=1\sim 15$  に対しては  $z_b=1$  の場合の  $q_k^0$  に等しく、 $k=16\sim 29$  に対しては絶対値は等しく異符号となる。  
 (2)  $z_d=1m$  の場合の  $q_k^0$  は、 $k=1\sim 15$  に対しては  $z_a=1$  の場合の  $q_k^0$  に等しく、 $k=16\sim 29$  に対しては絶対値は等しく異符号となる。

b) つり鐘型地動

$$z(t) = \begin{cases} \frac{1}{2} \left( 1 - \cos \frac{2\pi}{\tau} t \right), & 0 \leq t \leq \tau, \\ 0, & t < 0, \tau < t. \end{cases} \quad \dots (47)$$

c) サイクロイド型地動

$$z(t) = \begin{cases} \frac{1}{2\pi} \left( \frac{2\pi}{\tau} - \sin \frac{2\pi}{\tau} t \right), & 0 \leq t \leq \tau, \\ 1, & \tau < t, \\ 0, & t < 0. \end{cases} \quad \dots (48)$$

図-5 から 図-19 に、上記の地動が 図-1 の点 A ないしは点 B のみに作用する場合の計算結果を示す。

(2) 実在地震動に対する応答計算例

a) Eureka 地震に対する応答

図-20 は Eureka 地震の加速度記録およびそれを積分して求めた速度および変位を图示したものである<sup>15)</sup>。この地震の変位の主要部分は、図中に点線で記入したように  $z_{max}=0.254m$ 、 $\tau=4sec$  のつり鐘型変位と考えてよい。図-21, 22 はこの地震動を左側アンカーブロック A に作用させた場合の補剛桁のたわみおよび曲げモーメントの時間的变化を示したものである。図-22 から

表-4 (a) 点 A に作用する Eureka 地震による最大たわみ

点 i	実際の地震動に対する応答			つり鐘型地動に対する応答	
	$v_{max}$ (m)	( $v$ ) (m)	( $\bar{v}$ ) (m)	( $\hat{v}$ ) (m)	( $\bar{\hat{v}}$ ) (m)
1	0.326	0.479	0.280	0.477	0.279
2	0.506	0.769	0.479	0.766	0.478
12	0.318	0.526	0.287	0.526	0.286
13	0.569	0.738	0.480	0.735	0.481
14	0.423	0.616	0.336	0.577	0.329
15	0.423	0.564	0.301	0.559	0.297
28	0.579	0.769	0.478	0.766	0.478
29	0.314	0.479	0.280	0.477	0.279

表-4 (b) 点 A に作用する Eureka 地震による最大曲げモーメント

点 i	実際の地震動に対する応答			つり鐘型地動に対する応答	
	$M_{max}$ (tm)	( $M$ ) (tm)	( $\bar{M}$ ) (tm)	( $\hat{M}$ ) (tm)	( $\bar{\hat{M}}$ ) (tm)
1	873	1220	655	1213	642
2	2027	2998	1777	2991	1779
12	779	1141	715	1140	717
13	1777	2479	1510	2479	1512
14	450	913	464	907	461
15	2211	3109	1697	3105	1698
28	2176	2998	1777	2991	1779
29	817	1220	655	1213	642

図-5 正弦型地動による補剛桁のたわみ

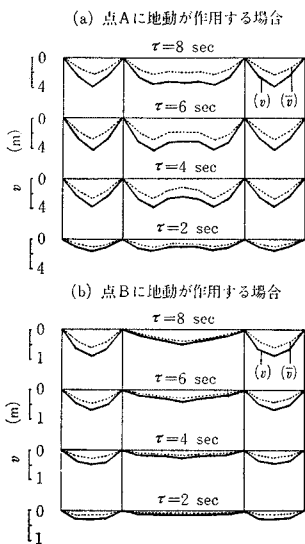


図-6 つり鐘型地動による補剛桁のたわみ

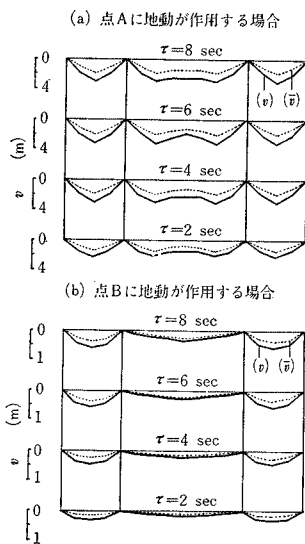


図-7 サイクロイド型地動による補剛桁のたわみ

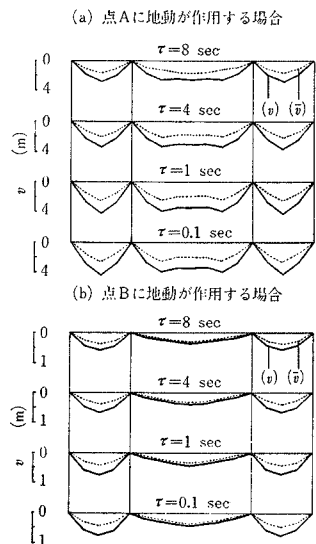


図-8 正弦型地動による補剛桁の曲げモーメント

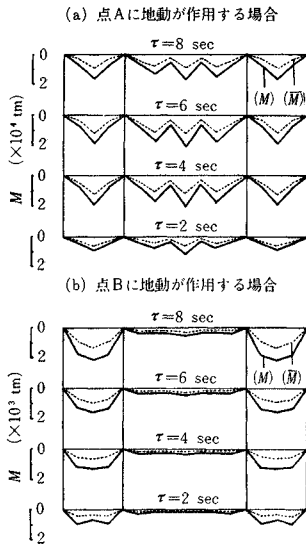


図-9 つり鐘型地動による補剛桁の曲げモーメント

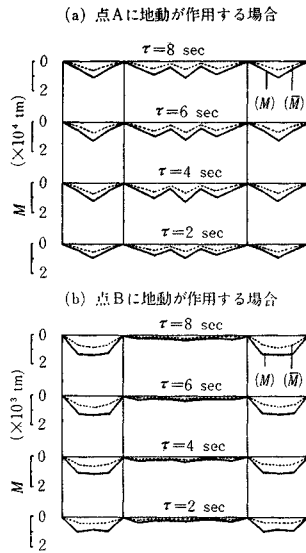


図-10 サイクロイド型地動による補剛桁の曲げモーメント

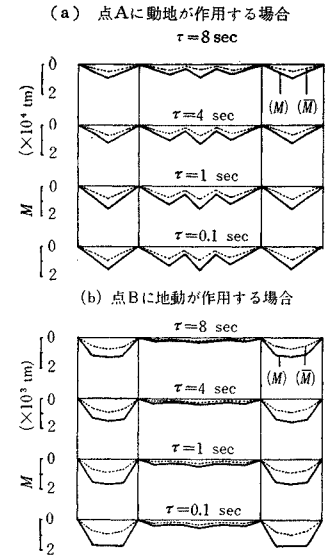


図-11 正弦型地動による主塔の曲げモーメント

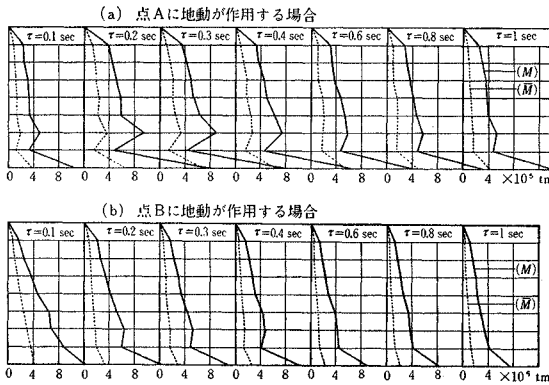


図-12 つり鐘型地動による主塔の曲げモーメント

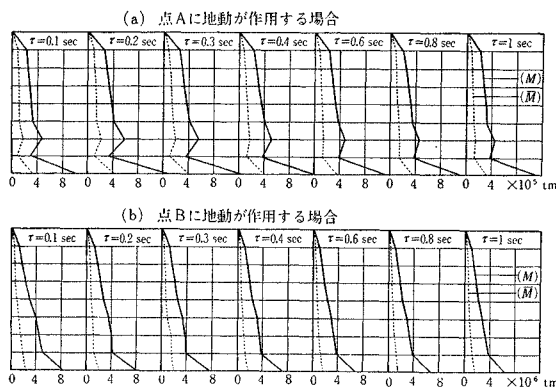


図-13 サイクロイド型地動による主塔の曲げモーメント

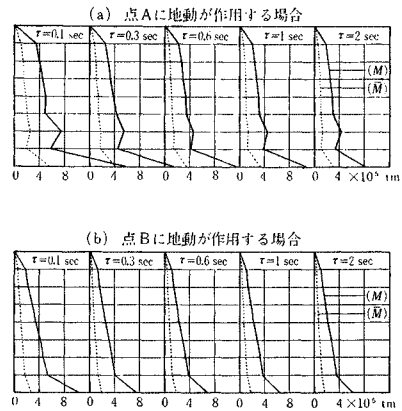
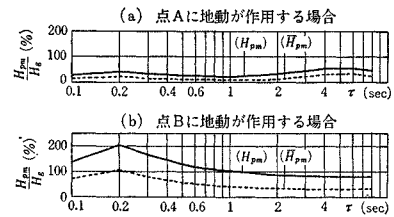


図-14 正弦型地動による主径間のケーブル張力の増加量



わかるように、主径間の曲げモーメントは側径間の曲げモーメントよりも遅れて増大しはじめ、またその遅れは支間の中央へ行くにしたがって大きくなっている。

図-23 および 表-4 は、補剛桁の最大たわみおよび

最大曲げモーメントを  $R_{max}$ ,  $(R)$  および  $(\bar{R})$  によって計算した結果を示したものである。図からたわみおよび曲げモーメントの真の最大値  $M_{max}$  は  $(M)$  と  $(\bar{M})$  の中間にあることがわかる。また表-4 は、実際の Eureka 地震に対する応答を、簡単なつり鐘型地動に対する応答によって十分正確に近似できることを示している。



図-15 正弦型地動による左側径間のケーブル張力の増加量

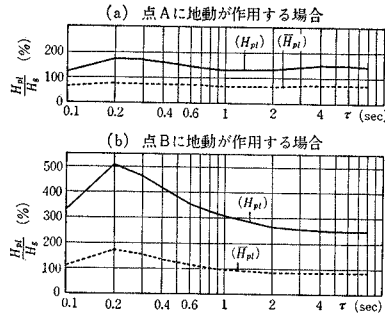


図-16 つり鐘型地動による主径間のケーブル張力の増加量

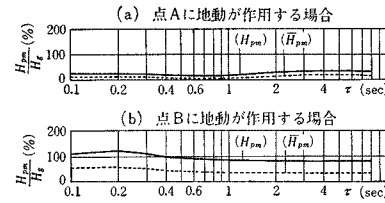


図-17 つり鐘型地動による左側径間のケーブル張力の増加量

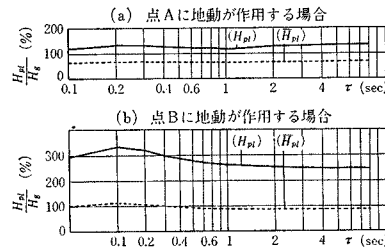


図-18 サイクロイド型地動による主径間のケーブル張力の増加量

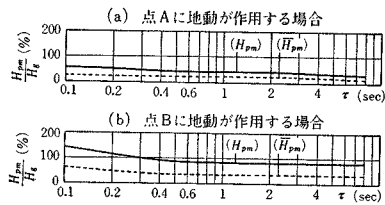


図-19 サイクロイド型地動による左側径間のケーブル張力の増加量

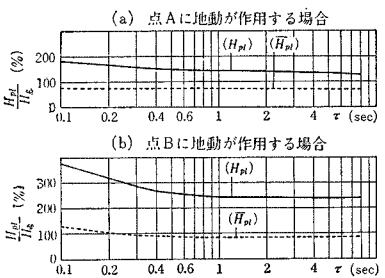


図-20 Eureka 54 地震の地動の加速度・速度・変位 (1954. 12. 21, S 11°E)

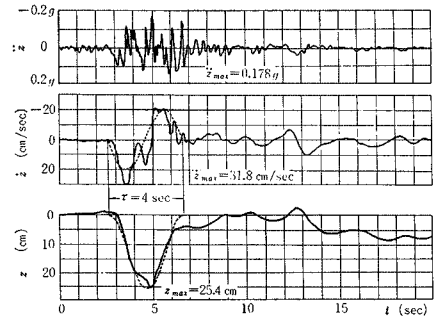


図-21 Eureka 54 地震が点 A に作用した場合の補剛桁のたわみ-時間曲線

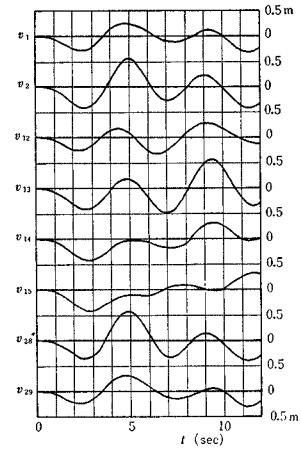


図-22 Eureka 54 地震が点 A に作用した場合の補剛桁の曲げモーメント-時間曲線

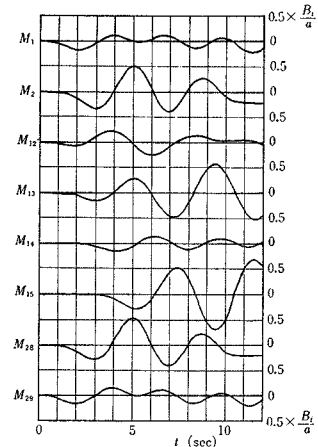


図-23 Eureka 54 地震が点 A に作用した場合の補剛桁の最大たわみと最大曲げモーメント

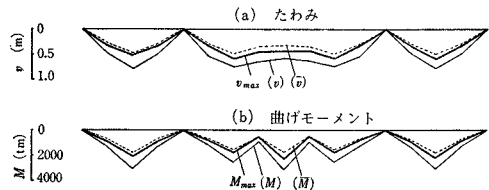


図-24 南カルフォルニア地震の変位記録

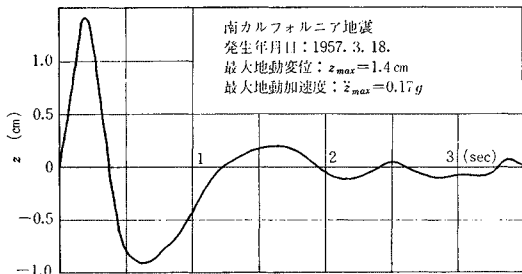


図-25 南カルフォルニア地震が点Aに作用する場合の主塔Bの曲げモーメント

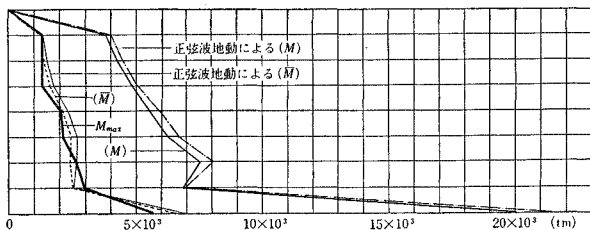
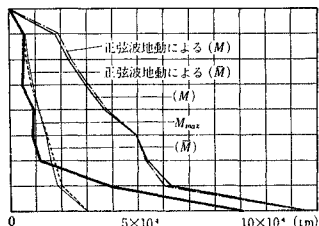


図-26 南カルフォルニア地震が点Bに作用する場合の主塔Bの曲げモーメント



**b) 南カリフォルニア地震に対する応答**

図-24 は、南カリフォルニアで発生した地震の変位を Port Hueneme で記録したものである<sup>16)</sup>。この地震を左側アンカー ブロック A および主塔 B の基部に別々に作用させた場合の主塔 B の最大曲げモーメント  $M_{max}$ 、 $(M)$  および  $(\bar{M})$  を 図-25, 26 に示す。これらの図から、南カリフォルニア地震に対しては、真の最大曲げモーメント  $M_{max}$  は、基部から測って主塔の高さの 1/4 以上においては  $(\bar{M})$  に近い値となるが、主塔基部およびその近傍においては、a) 地震動の作用地点が当該主塔の基部であれば  $(M)$  に、また b) 地震動の作用地点がそれ以外の箇所であれば  $(\bar{M})$  に、それぞれ接近していることがわかる。

ここでとくに注意すべきことは、この計算結果から、ただちに主塔の最大曲げモーメントは安全側をみてつねに  $(M)$  によって計算すべきである、という結論を下してはならないということである。まえがきで述べたように、計算結果を評価するに際しては、地震動の性格をも同時に考慮しないと、その評価が一般的妥当性をもたなくなるおそれがある。いまの場合、この地震の変位記

録をよくみれば、その主要部分は大雑把にみて、 $z_{max} = 0.014 \text{ m}$ ,  $\tau = 0.8 \text{ sec}$  の正弦型地動に近く、かつ  $z$  は地震発生直後 ( $t = 0.2 \text{ sec}$  頃) に  $z_{max}$  に達している。そしてそれとほぼ同時刻に各振動モードの  $q_k(t)$  もその極値に達し、したがってまた  $M(t)$  も  $M_{max}$  になっていることが、これらの量の時間的変化を調べることによってわかった。したがって主塔基部の真の最大曲げモーメントは、二乗平均値  $(\bar{M})$  ではなくて、各モードの最大値の総和  $(M)$  に近くなったのである。

二乗平均値  $(\bar{R})$  が、真の最大応答  $R_{max}$  に近い値を与えるということは、 $R$  の各モードの成分  $R_k$ 、 $(k=1, 2, \dots, n)$  が時間  $t$  に関してランダムに分布しているということにその根拠を有している<sup>17)</sup>。ところがいまの例のように、主塔の基部に地震動が作用する場合に、基部の曲げモーメント  $M_B$  の各モード成分  $M_{B,k}$  は、南カリフォルニア地震のように初一端に急激に変動する主要変位を有する地震に対しては、ほとんど同時刻にその極値に達し、したがって各成分の極値が時間  $t$  に関してランダムに分布するという前提がくずれる。

これに対して、基部から上方へ行くにしたがって各点の曲げモーメントの最大値は  $z_{max}$  が発生する時刻よりも順次遅れて発生することが、各分割点の  $M_i(t)$  曲線を描くことによりわかる\*2。すなわち主塔の基部から離れるにしたがって曲げモーメントの各モード成分の極値の分布のランダム性が現われてくる。したがって図-26 において、基部から測って 1/4 分点以上において  $M_{max}$  は  $(\bar{M})$  に近づいている。地震動が点 A に作用する場合には、いま述べたランダム性が有効にきくので、 $M_{max} \approx (\bar{M})$  となることは 図-25 の示すとおりである。

また、図-24 の変位の主要部分を正弦型地動で近似した場合の  $(M)$  および  $(\bar{M})$  を 図-25, 26 に同時に記入してある。この結果からも、単純な正弦型地動によって、実際の地震動による最大応答を十分正確に近似できることが認められる。

なお、各種の波形の地動による  $H_p(t)$  曲線を計算し、 $H_{p,max}$ 、 $(H_p)$  および  $(\bar{H}_p)$  の大小関係を調べたところ、地動の波形のいかんにかかわらず  $H_{p,max}$  は  $(\bar{H}_p)$  より小さいことがわかった。そして実際の地震動によるケーブル張力の増加量  $(H_p)$  および  $(\bar{H}_p)$  を、図-4 に示す簡単な地動による  $(H_p)$  および  $(\bar{H}_p)$  で十分正しく近似できることも判明した。

**6. 計算結果の考察**

前節の計算結果を考察することにより、つぎのような一般的結論が得られる。

\*2 図-22 および 図-33 の曲げモーメントの変化をみればこのことが類推されよう。

① アンカー ブロックの変位 ( $z_a$  ないしは  $z_d$ ) は、補剛桁のたわみおよび曲げモーメントに大きな影響をおよぼすが、主塔にはあまり影響をおよぼさない。反対に、主塔基部の変位 ( $z_b$  ないしは  $z_c$ ) は、主塔のたわみおよび曲げモーメントならびにケーブル張力の増加量の大きさを支配し、補剛桁のたわみおよび曲げモーメント——とくに主径間のそれら——にはあまり影響しない<sup>\*3</sup>。

② 地震動の形が正弦型であってもつり鐘型であっても、たわみおよび曲げモーメントを最大にする地震動生起時間  $\tau_{cr}$  の大きさは、表-5 のように同じ範囲にある。またわれわれの計算例の場合には、主塔の曲げモーメントは  $\tau$  が 1 sec より、また補剛桁の曲げモーメントは  $\tau$  が 8 sec より大になれば、それぞれある一定値に収束する。サイクロイド型地動の場合には、 $\tau=0$  のときの応答が最大になることは明らかである。

表-5 応答を最大にする地動生起時間  $\tau_{cr}$  (sec)

地 動 の 型	正 弦 型		釣 鐘 型	
	A	B	A	B
補 剛 桁 の た わ み	6~4	8~6	6~4	8~6
補剛桁の曲げモーメント	4~6	8~6	4~6	8~6
主塔の曲げモーメント	0.2~0.3	0.1~0.2	0.2~0.3	0.1~0.2

③ 主塔の中央区間から上においては、震度法で計算されるよりも大きな値の断面力が生ずる。

④ 地震動によるケーブル張力の増加量  $H_p, \max$  は、地動の型およびその生起時間  $\tau$  には無関係にほぼ一定値をとる。主径間の  $H_p = H_{pm}$  は側径間の  $H_p = H_{pl}$  ないしは  $H_{pr}$  よりずっと小さい。また同じ型の地震動であっても、それが主塔の基部に作用する方が、アンカーブロックに作用する場合よりも大きな  $H_p$  を与える。 $H_{p, \max} < (\bar{H}_p)$  であり、また実際の地震動では  $z_{\max} = 0.10 \sim 0.40$  m であることを考慮すれば  $H_{p, \max}/H_g$  の値は、大きく見積っても 10~20% 以下である。また、 $H_p$  の値を決定するのは、主塔の大きくゆれる高次振動モード ( $k=8 \sim 15$  および  $k=22 \sim 29$ ) である。

つぎに、 $R_{\max}$  と  $(R)$  および  $(\bar{R})$  の大小関係については以下の結論が得られる。

⑤ 補剛桁のたわみ  $v$  および曲げモーメント  $M$ :

$(\bar{v}) < v_{\max} < (v)$  で、 $v_{\max}$  は  $(\bar{v})$  と  $(v)$  の相加平均に近い。

$(\bar{M}) < M_{\max} < (M)$  で、 $M_{\max}$  は  $(\bar{M})$  と  $(M)$  の相加平均に近い。

⑥ ケーブルの水平張力の増加量  $H_p$ :

$H_{p, \max}$  は二乗平均値  $(\bar{H}_p)$  より小さい。

⑦ 主塔の曲げモーメント  $M$ :

主塔の曲げモーメントの計算に際しては、地震動の(変位)の形状および作用地点に注意をはらわなければならない。すなわち

a) 急激に変動する変位を有する地震動—— $\tau$ の小さい地動に対応——が、注目している主塔の基部に作用する場合には、その主塔基部の最大曲げモーメント  $M_{\max}$  は  $(M)$  に近い<sup>11)</sup>。しかし基部から上方へ離れて行くにしたがって  $M_{\max}$  は  $(\bar{M})$  に接近してくる。

b) ゆっくり変動する変位を有する地震動—— $\tau$ の大きい地動に対応——が作用する場合、あるいは a) で述べた地震動がアンカーブロックないしは他の主塔基部に作用する場合には、注目している主塔の各部分の最大曲げモーメントは  $(\bar{M})$  に近い。

### 7. 長大つり橋の実用的耐震設計計算法

いままで述べてきたことから明らかなように、動的応答の最大値を計算するためには、 $q_k, \max$  を求めることが必要である。そのためには電子計算機によって数値計算的に、あるいは位相面図法<sup>18)</sup>によって図式的に  $q_k, \max$  を求めてもよいが、実用的には以下に述べるように応答スペクトル線図を用いるのが一番簡便である。

式 (24), (27) および (36) から、 $q_k$  を定める微分方程式は

$$\ddot{q}_k + \omega_k^2 q_k = \omega_k^2 q_k^0 z(t) \dots\dots\dots (49)$$

となる。右辺の  $z(t)$  は、地動の変位である。もしも粘性減衰を考慮するのであれば、 $\zeta_k$  を減衰定数として、式 (49) のかわりに

$$\ddot{q}_k + 2\zeta_k \omega_k \dot{q}_k + \omega_k^2 q_k = \omega_k^2 q_k^0 z(t) \dots\dots\dots (50)$$

を解けばよい。式 (49) ないし (50) の解は、初期条件を  $q_k(0)=0, \dot{q}_k(0)=0$  とすれば

$$q_k(t) = \frac{\omega_k^2 q_k^0}{\omega_k'} \int_0^t z(\tau) \exp\{-\zeta_k' \omega_k'(t-\tau)\} \cdot \sin \omega_k'(t-\tau) d\tau, (k=1, 2, \dots, n) \dots\dots (51)$$

となる。ただし

$$\left. \begin{aligned} \omega_k' &= \omega_k \sqrt{1-\zeta_k^2}, \\ \zeta_k' &= \frac{\zeta_k}{\sqrt{1-\zeta_k^2}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (52)$$

である。非減衰 ( $\zeta_k=0$ ) の場合について式 (51) の右辺の積分を部分積分法によって変形すれば

$$\begin{aligned} J_k &\equiv \int_0^t z(\tau) \sin \omega_k(t-\tau) d\tau \\ &= \frac{1}{\omega_k} z(t) - \frac{1}{\omega_k^2} \int_0^t \ddot{z}(\tau) \sin \omega_k(t-\tau) d\tau \dots\dots (53) \end{aligned}$$

となるので

$$\begin{aligned} J_{k, \max} &= \left[ \frac{1}{\omega_k} z(t) - \frac{1}{\omega_k^2} \int_0^t \ddot{z}(\tau) \sin \omega_k(t-\tau) d\tau \right]_{\max} \\ &\leq \frac{1}{\omega_k} z_{\max} + \frac{1}{\omega_k^2} S_{V, k} \dots\dots\dots (54) \end{aligned}$$

という関係式が得られる。したがって

\*3 このことから、主塔の基部が水平移動のほかにさらに回転運動をしても、補剛桁はあまり影響をうけないということが推察される。

$$q_{k,max} \leq |q_k^0| \left( z_{max} + \frac{S_{V,k}}{\omega_k} \right) = |q_k^0| (z_{max} + S_{D,k}),$$

$$(k=1, 2, \dots, n) \dots \dots \dots (55)$$

となる。上式中  $S_{V,k}$  および  $S_{D,k}$  はそれぞれ擬速度スペクトルおよび変位スペクトルである。これらは四軸対数座標を使えば、一つのグラフ上に同時に表示され、かつ  $z_{max}$  も同図からただちに読み取れる<sup>7)</sup>。したがってすでに計算されている各地震動の応答スペクトル線図を用いて容易かつ迅速に長大つり橋の動的耐震設計を行なうことができる。

図-27~29 に 3 つの大地震の応答スペクトル線図を示す<sup>15), 19)~22)</sup>。Taft 52 地震の一点鎖線部分は変位図からの推定値である。これらの地震の加速度記録およびそれを積分して求めた速度および変位図は 図-20, 30 および 31 のとおりである<sup>15), 19), 23)</sup>。

式 (54) および (55) は、減衰がある場合でも  $k$  が小さければ成立する。

式 (55) によって計算した  $q_{k,max}$  は、一般に過大な応答を与える。これに対して

$$q_{k,max} = q_k^0 \sqrt{z_{max}^2 + S_{D,k}^2}, \quad (k=1, 2, \dots, n)$$

$$\dots \dots \dots (56)$$

によって  $q_{k,max}$  を求め、これから  $(\bar{v})$  および  $(\bar{M})$  を計算すれば補剛桁のたわみおよび曲げモーメントをほぼ正しく計算できる。主塔の曲げモーメントの計算に当っては 5. および 6. で述べたことを参照されたい。ケーブル張力の増加量  $H_p$  の最大値  $H_{p,max}$  は  $(\bar{H}_p)$  以下である。

計算例として、図-32, 33 に、El Centro 40 地震 (N-S 成分) が点 A に作用した場合の補剛桁のたわみおよび曲げモーメントの時間的変化を示す。図-34, 35 は、同じ地震に対する最大応答を式 (55), (56) によって計算し、真の  $v_{max}$  あるいは  $M_{max}$  と比較したものである。

Eureka 54 地震に対する応答は 図-36, 37 のようになる。

図-38, 39 は El Centro 40 地震 (N-S 成分), Eureka 54 地震 (S 11°E) および Taft 52 地震 (S 69°E) が点 A に作用した場合の補剛桁のたわみおよび曲げモーメントを比較したものである。この図から、補剛桁のたわみおよび曲げモーメントは、El Centro 40 地震の作用によって一番大きくなることがわかる。

これに対して、上と同じ各地震が点 B に作用した場合の主塔 B の曲げモーメントを比較すると 図-40 のようになり、El Centro 地震よりも Taft 地震や Eureka 地震による応答の方が大になる。その理由は、地震動の変位の形状およびその最大値  $z_{max}$  を吟味することによって説明される。上記の三地震による主塔の曲げモーメン

図-27 El Centro 40 (N-S) 地震の応答スペクトル

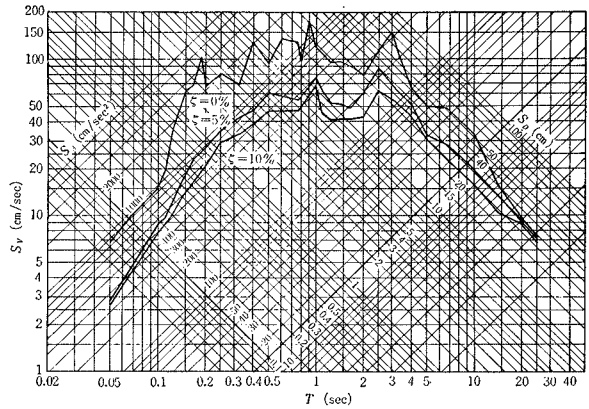


図-28 Eureka 54 地震の応答スペクトル

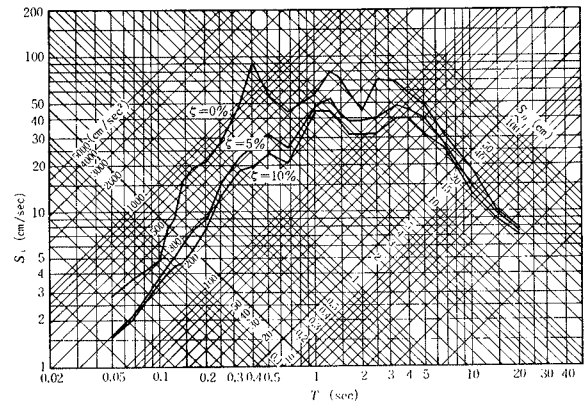
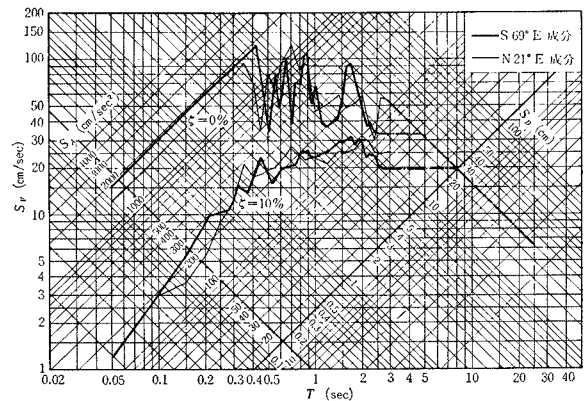


図-29 Taft 52 地震の応答スペクトル



ト図はほぼ相似形であって、各分割点において

$$\frac{\text{Eureka 地震による } (\bar{M})}{\text{El Centro 地震による } (\bar{M})} = \frac{\text{Eureka 地震の } z_{max}}{\text{El Centro 地震の } z_{max}}$$

$$= \frac{0.254}{0.211} = 1.20$$

$$\frac{\text{Taft 地震による } (\bar{M})}{\text{El Centro 地震による } (\bar{M})} = \frac{\text{Taft 地震の } z_{max}}{\text{El Centro 地震の } z_{max}}$$

$$= \frac{0.250}{0.211} = 1.18$$

図-30 El Centro 40 (N-S) 地震の地動の加速度・速度・変位

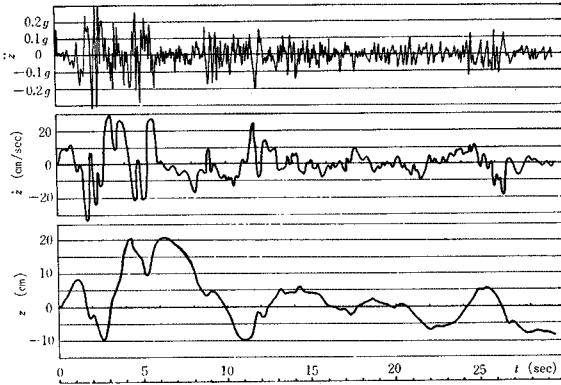


図-31 Taft 52 (S 69° E) 地震の地動の加速度・速度・変位

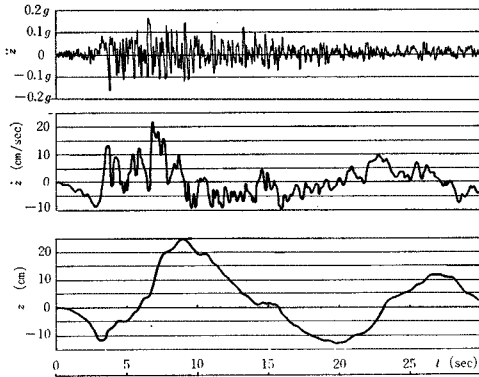


図-32 El Centro 40 (N-S) 地震が点 A に作用した場合の補剛桁のたわみ-時間曲線

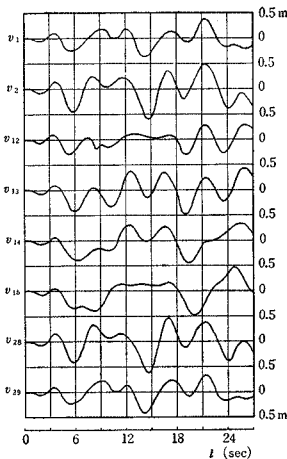


表-6 点Bに作用する地震によるケーブル張力の増加量

地震名	左側径間ケーブル		主径間ケーブル	
	$(\bar{H}_{pl})$	$(\bar{H}_{pl}/H_g)$	$(\bar{H}_{pm})$	$(\bar{H}_{pm}/H_g)$
El Centro 40 (N-S)	2437 t	12.5%	1477 t	7.6%
Eureka 54 (S 11°E)	2927 t	15.0%	1818 t	9.3%
Taft 52 (S 69°E)	2887 t	14.8%	1750 t	9.0%

図-33 El Centro 40 (N-S) 地震が点 A に作用した場合の補剛桁の曲げモーメント-時間曲線

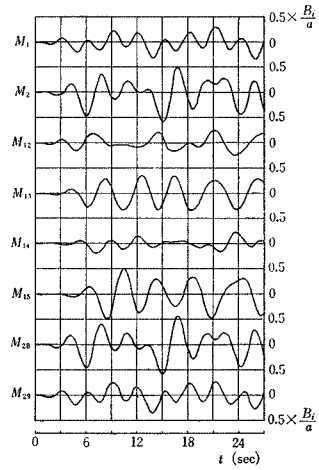


図-34 El Centro 40 (N-S) 地震が点 A に作用した場合の補剛桁の最大たわみ

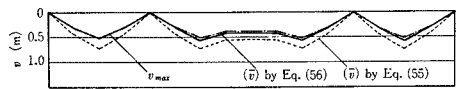


図-35 El Centro 40 (N-S) 地震が点 A に作用した場合の補剛桁の最大モーメント

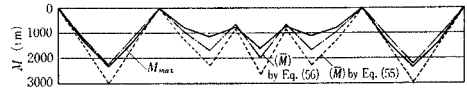


図-36 Eureka 54 地震が点 A に作用した場合の補剛桁の最大たわみ

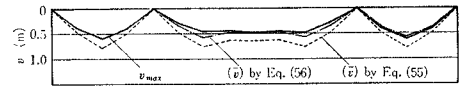


図-37 Eureka 54 地震が点 A に作用した場合の補剛桁の最大曲げモーメント

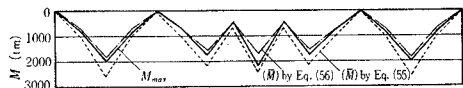


図-38 点 A に作用する地震による補剛桁の最大たわみ

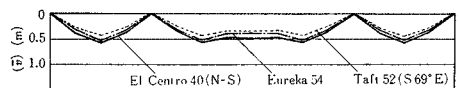


図-39 点 A に作用する地震による補剛桁の最大曲げモーメント

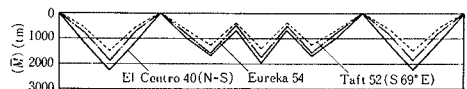
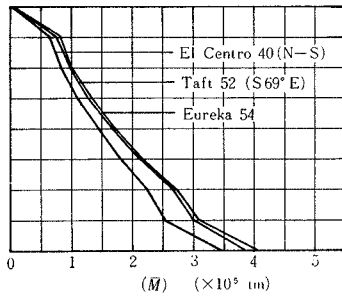


図-40 点Bに作用する地震による主塔B  
の最大曲げモーメント



となっている\*4。それは、主塔の固有周期  $T_k$  が短いために、その  $T_k$  に対応する  $S_{D,k}$  が小さくなりしたがって式 (55) あるいは (56) から  $q_{k,\max} = |q_k^0| z_{\max}$  となるからである。

最後に、3つの地震が点Bに作用する場合の主径間および左側径間のケーブル張力の増加量を二乗平均によって計算すると表-6 のようになる。

## 8. む す び

この論文は、長大つり橋の地震応答について論じ、地震応答スペクトル線図を用いて長大つり橋の耐震設計に必要な断面力および変形量を計算する方法について述べたものである。とくに注意した点は、耐震設計に当っては地震動の加速度の最大値のみならず、地動の変位や速度の波形およびそれらの最大値をも考慮すべきであるということである。

この論文では、主塔の下部構造の運動は考慮していない。しかし本文中で指摘しておいたように、この下部構造の運動が補剛桁におよぼす影響は小さい。したがって下部構造の影響を考慮する場合には、前の論文<sup>4)</sup>のように、主塔(+下部構造)だけを取り出して、その系について応答を調べる方が、取り扱いが容易である<sup>29)</sup>。

耐震設計の確立を遅らせている主な原因の一つは、強震記録のデータが現在までのところ十分には集積されていないということである。今後地震気象に関する多くのデータが得られたならば、標準的な地震応答スペクトル線図を作って、より合理的な耐震設計を行なうことができるであろう<sup>24), 25)</sup>。さらに、実際のデータばかりでなく、確率統計学的観点から電子計算機によって人工的に地震動を発生させて応答を調べることも今後の研究課題である<sup>26), 27)</sup>。

地震応答スペクトル線図は、従来は  $S_V$  曲線、 $S_A$  曲線あるいは  $S_D$  曲線としてそれぞれ別個に描かれている

場合が多いが、これらの3つの量の間には簡単な関係があり、四軸対数座標を使えばこれらを一枚の図上に同時にプロットでき、しかもこの図によって地震動の特性と、構造物の応答の大略をただちに知ることができる<sup>7)</sup>。したがって今後は四軸対数座標を使って地震応答スペクトル線図を表示することが希望される。

長大つり橋においては、アンカーブロック間隔および主塔間隔が大きいために、作用する地震動の地中伝播速度および位相差についても考慮しなければならない<sup>28)</sup>。この論文では、この点にも注意して式を作っているが、さらに極値統計学的手法でこの問題を調べる予定である。

この論文の一部は、著者の一人(高岡)によって京都大学工業教員養成所研究報告第4号および昭和43年度土木学会関西支部年次学術講演会において発表された。

## 参 考 文 献

- 1) I. Konishi and Y. Yamada: Earthquake Responses of a Long Span Suspension Bridge. Proc. of 2nd World Conference on Earthquake Engineering (II WCEE), Vol. II, pp. 863-878, Tokyo and Kyoto, 1960.
- 2) 同上著者: Fundamental Studies on Earthquake Response of a Long Span Suspension Bridge. Memoirs of the Faculty of Engineering, Kyoto University, Vol. 22, Part 3, pp. 277-291, July, 1960.
- 3) Y. Yamada: Elastic-Plastic Analysis of Suspension Bridge Towers Subjected to Earthquake Ground Motions. *ibid.*, Vol. 23, Part 3, July, 1961.
- 4) 小西一郎・山田善一・高岡宣善・国広昌史: 長大スパンつり橋タワーの耐震設計法に関する研究, 土木学会論文集, 第104号, pp. 9-17, 昭.39.4.
- 5) I. Konishi and Y. Yamada: Earthquake Response and Earthquake Resistant Design of Long Span Suspension Bridges. Proc. III WCEE, Vol. III, pp. IV-312~323, Auckland and Wellington, 1965.
- 6) G.V. Berg and G.W. Housner: Integrated Velocity and Displacement of Strong Earthquake Ground Motion. Bull. Seis. Soc. Am. (BSSA), Vol. 51, No. 2, pp. 175-189, April, 1961.
- 7) 高岡宣善: 地震動特性と構造物のレスポンス, 京都大学工業教員養成所研究報告, 第3号, pp. 51-62, 1966年10月.
- 8) J.H. Wiggins, Jr.: Note on the Effect of Record Balancing upon Strong Motion Earthquake Response Spectra. BSSA, Vol. 52, No. 4, pp. 963-970, Oct., 1962.
- 9) T.P. Tung and N.M. Newmark: Numerical Analysis of Earthquake Response of a Tall Building. BSSA, Vol. 45, No. 4, pp. 269-278, Oct., 1955.
- 10) A. Hawranek and O. Steinhart: Theorie und Berechnung der Stahlbrücken. S. 318, Springer-Verlag, 1958.
- 11) L. E. Goodman, E. Rosenblueth and N.M. Newmark: Aseismic Design of Firmly Founded Elastic Structures. Trans. ASCE, 120, pp. 782-802, 1958.
- 12) R.L. Jennings and N.M. Newmark: Elastic Response of Multistory Shear Beam Type Structures to Strong Ground Motion. Proc. II. WCEE, Vol. II, pp. 699-717, Tokyo and Kyoto, 1960.

\*4 6. の結論の②を参照されたい。なおこれらの三地震の地動変位は南カルフォルニア地震のそれにくらべてゆっくり変動している。したがって曲げモーメントは、二乗平均値( $\bar{M}$ )で計算した。

- 13) H.C. Merchant and D.E. Hudson : Mode Superposition in Multi-Degree of Freedom System Using Earthquake Response Spectrum Data. BSSA, Vol. 52, pp. 405-416, April, 1962.
  - 14) R.E. Clough : On the Importance of Higher Modes of Vibration in the Earthquake Response of a Tall Building. *ibid.*, Vol. 45, No. 4, pp. 289-300, Oct., 1955.
  - 15) A.S. Velesztos, N.M. Newmark and C.V. Chelapati : Deformation Spectra for Elastic and Plastic Systems Subjected to Ground Shock and Earthquake Motions. Proc. III WCEE, Vol. II, pp. II-663~680, Auckland and Wellington, 1965.
  - 16) U.S. Department of Commerce, Coast and Geodetic Survey : Tracing of Accelerograph and Displacement Records Obtained at Port Hueneme, California on March 18, 1957, p. 97.
  - 17) D.E. Hudson : Response Spectrum Techniques in Engineering Seismology. Proc. I WCEE, pp. 4-1~10, Berkeley, 1956.
  - 18) 後藤尚男・金多 潔 訳, ジェコブセン・エア著 : 振動工学, 丸善, 昭.36.
  - 19) N.M. Newmark : Current Trends in the Seismic Analysis and Design of High Rise Structures. Proc. of the Symposium on Earthquake Engineering, pp. VI-1~55, The University of British Columbia, Sept., 1965.
  - 20) 同上著者 : Notes on Shock Isolation Concepts. Vibration in Civil Engineering (Editor : B.O. Skipp), pp. 71-82, Butterworths, London, 1966.
  - 21) G.W. Housner : Behavior of Structures during Earthquakes. Proc. ASCE, No. EM 4, pp. 109-129, Oct., 1959.
  - 22) D.E. Hudson : Some Problems in the Application of Spectrum Techniques to Strong Motion Earthquake Analysis. BSSA, Vol. 52, No. 2, pp. 417-430, April, 1962.
  - 23) 同上著者 : Ground Motion Measurements Earthquake Engineering. Proc. of the Symposium on Earthquake Engineering, pp. II-13~48, The University of British Columbia, Sept., 1965.
  - 24) J.H. Wiggins, Jr. : Construction of Strong Motion Response Spectra from Magnitude and Distance Data. BSSA, Vol. 54, No. 5, pp. 1257-1269, Oct., 1964.
  - 25) J.A. Blume, N.M. Newmark and L.H. Corning : Design of Multistory Reinforced Concrete Building for Earthquake Motions. Portland Cement Association, Chicago, 1961. (邦訳 金多 潔 : 超高層鉄筋コンクリート 建築の耐震設計, 日本セメント技術協会, 昭.40.11.)
  - 26) J.L. Bogdanoff, J.E. Goldberg and M.C. Bernard : Response of a Simple Structure to a Random Earthquake-Type Disturbance. BSSA, Vol. 51, No. 2, pp. 293-310, April, 1961.
  - 27) J.E. Goldberg, J.L. Bogdanoff and D.R. Sharp : The Response of Simple Nonlinear Systems to a Random Disturbance of the Earthquake Type. *ibid.*, Vol. 54, No. 1, pp. 263-276, Feb., 1964.
  - 28) J.L. Bogdanoff, J.E. Goldberg and A.J. Schiff : The Effect of Transmission Time on the Response of Long Structures. *ibid.*, Vol. 55, No. 3, pp. 627-640, June, 1965.
  - 29) 山田・後藤 : 長大つり橋 タワーピア 系の耐震解析について, 土木学会第 22 回年次学術講演会概要, I-133, 1967. (1968.4.1・受付)
-