

曲線橋模型の動的応答に関する解析的研究

THEORETICAL INVESTIGATION ON DYNAMIC BEHAVIOR OF A CURVED MODEL BRIDGE STRUCTURE

川 島 一 彦*・ジョセフ ペンゼン**

By Kazuhiko KAWASHIMA and Joseph PENZIEN

1. はじめに

1971 年、米国ロスアンジェルス市郊外のサンフェルナンド地区を中心とした地震により、州際道路 5 号と 14 号の取付高架道路橋 (5/14 Overcrossing) の一部が落橋した。この橋は、橋長 410 m で、曲率半径 208 m のコンクリート製ボックス・ガーダー曲線橋³⁾で、カリフォルニア州道路局により設計され、地震直前に竣工したばかりであったことから、地震後入念な調査が行われた。その結果によれば、従来の大方の地震による橋の被害は、支持地盤の沈下、滑動あるいは支持力の低下によってもたらされた下部構造の傾斜や転倒によって生じた場合が多かったのに対して、本橋では橋桁自身の振動により支承から桁がはずれて落橋したらしいことが特徴として指摘されている^{1), 2)}。

こうした高架曲線道路橋の地震応答特性を明らかにするために、W.S. Tseng, J. Penzien^{3), 4)} は橋脚基部の弾塑性曲げ変形特性、継手における隣接桁どうしの衝突とすべり、桁間連結棒の効果などを取り入れた解析手法を提示するとともに、上記の 5/14 曲線高架橋に適用した。その結果、解析面から継手の特性の重要性を示すとともに、橋脚の塑性変形が一方向にのみ蓄積され、落橋をよび起こす可能性のあることを示した。また、D. Williams, W.G. Godden⁵⁾ は 5/14 曲線高架橋の構造的特徴を備えた模型橋を振動台上に製作し、各種の加振実験を行って実験面から曲線高架橋の動特性を検討した。この結果、実験面からも継手の特性が模型橋の応答に大きな影響を与えることが確認されるとともに、継手部は桁どう

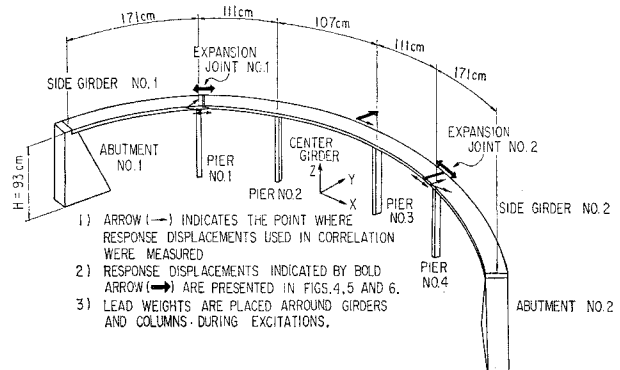
しの衝突によって被害を蒙りやすいことが示された。このような実験から得られる成果を耐震設計に取り入れていくためには、実験結果を十分な精度で再現できる解析モデルおよび解析方法を開発する必要がある。これにより、実験だけでは検討しつくせない事項を明らかにすることにより、総合的な曲線高架橋の動的特性の把握が可能となり、同種の曲線高架橋の耐震設計の高度化に資することができる。

本研究はこのような観点から上記の D. Williams, W.G. Godden による模型橋を用いた実験的研究の成果を素材とし、これを解析計算で再現するための解析モデルおよび解析方法を提示するとともに、実験により得られた模型橋の動的特性 (応答変位) を計算結果と比較することにより、計算の精度を検討したものである。

2. 解析の対象とした模型振動実験

(1) 模型橋の概要

D. Williams, W.G. Godden が用いた模型橋を図 1 に示す。この模型橋はサンフェルナンド地震で落橋した 5/14 曲線高架橋を原型として、曲線桁、継手、高橋



図一 模型橋と相対変位の測定箇所

* 正会員 工修 建設省土木研究所地震防災部振動研究室研究員

** Sc. D. カリフォルニア大学教授 地震工学研究センター所長

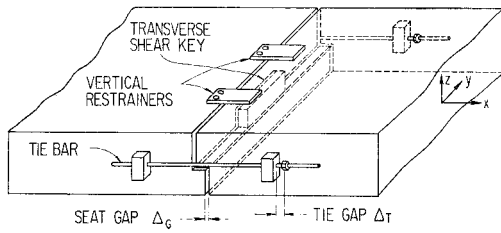


図-2 模型橋の継手

脚など原型橋のもつ構造的な特徴を再現するよう入念に製作されたものである。模型の相似律は長さ、力および時間に対してそれぞれ、30, 900, 1/5.5 とされており、この相似律を満足させるために総量約 3t の鉛のおもりが桁および橋脚のまわりに取付けられている。

桁は幅 21.6 cm, 高さ 6.4 cm の中実断面で高強度のマイクロコンクリートで製作されている。橋脚も桁と同質のコンクリートでできており、その頭部は桁に、基部は振動台にそれぞれ剛結されている。

継手は図-2に示す構造になっており、受け台、せん断キ、タイ・バーから構成されている。受け台の表面には実橋におけるベアリング・パッドをモデル化した厚さ 1.6 mm のゴム・パッドが敷かれている。せん断キは隣接桁どうしに過大な橋軸直交方向の相対変位が生じないように設けられたものである。タイ・バーは焼入れされた長さ 14 cm の鋼棒でできており、桁の両側面に一組ずつ取付けられている。タイ・バーは隣接桁どうしが開き、引張方向にある値（以下、これをタイ・ギャップ $4t$ とよぶ）以上となった場合にだけ抵抗し、圧縮側には抵抗しない構造となっている。

(2) 部材の剛性ならびに強度

模型橋の部材の剛性ならびに強度を定めるために個々の部材ごとに予備実験が行われた。このうち、桁および橋脚の剛性は静的な載荷試験、自由振動実験もしくは断面諸定数に基づき表-1に示すように算定されたが、このようにして求められた剛性は実験値のばらつきの少なさや断面定数が確定していることから比較的精度の高い値であると考えられた。

一方、継手はいろいろな要素の集合体としてできているため、どの要素が抵抗するかによってみかけ上の剛性

表-1 桁および橋脚の剛性

部 材	剛 性	強軸まわり	弱軸まわり	伸び剛性	ねじり剛性
		曲げ剛性 (kg・cm ²)	曲げ剛性 (kg・cm ²)		
桁		1.46×10^9	5.27×10^8	5.63×10^6	1.15×10^9
橋脚	No. 1	5.57×10^7	9.93×10^6	1.38×10^7	1.76×10^7
	No. 2	1.64×10^7	4.07×10^6	6.45×10^6	4.28×10^6
	No. 3	1.58×10^7	4.63×10^6	6.45×10^6	4.28×10^6
	No. 4	5.57×10^7	1.03×10^7	1.38×10^7	1.76×10^7

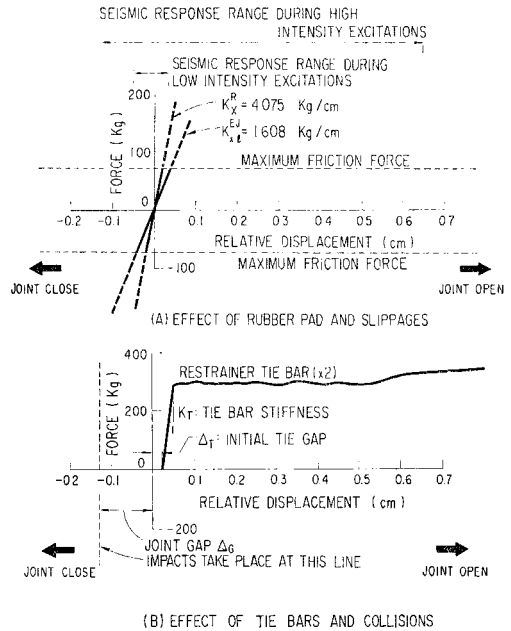


図-3 継手の作用力と継手間の相対変位の関係

は図-3に示すように変化する。すなわち、いま、中立の位置から相隣る桁どうしが互いに遠ざかる方向（図中でプラスの相対変位の方向）に運動したとすればまず最初に抵抗するのはゴム・パッドであろう。桁がこの力に抗してさらにプラス方向の相対変位を続けるとすれば、やがて桁と桁の間に滑りが生じるであろう。さらに相対変位が続き、その大きさがタイ・ギャップ $4t$ に達したとすれば、その瞬間からタイ・バーが抵抗し始め、その後の運動によっては弾性の状態から塑性の状態へと移り変わっていくであろう。これに対して中立の位置から相隣る桁どうしが互いに接近する方向（図中でマイナスの相対変位の方向）に運動したとすれば、まず最初にゴム・パッドが抵抗し始めついで桁間に滑りが生じる。さらにマイナス方向の相対変位が進むとやがて隣接桁どうしが接触し衝突が生じる（以下桁の中立位置から接触するまでの余裕長をジョイント・ギャップ $4G$ とよぶ）。

以上のような継手の特性を定めるため、ゴム・パッドのせん断ばね定数、タイ・バーの弾性係数と強度および桁間の摩擦係数に関して予備的な実験が行われた。その結果、ゴム・パッドの動的なせん断ばね定数 k_x^R は 4075 kg/cm、タイ・バーの降伏荷重（降伏ひずみ）および最終荷重（最終ひずみ）はそれぞれ 295 kg(0.2%) および 340 kg(20%) と求められた。また、摩擦係数 ν^{EJ} については実験値のばらつきが大きい、 $0.3 < \nu^{EJ} < 0.6$ 程度の値をもつことがわかった。したがって、以下の解析は摩擦係数 ν^{EJ} を 0.4 と仮定して進めることとし、このような摩擦係数の仮定が数値計算の結果に与え

る影響は 6. で論じることとした。

以上のようにして定められた継手の構成要素の諸元、剛性および強度に基づけば、図-3 に示した継手の力学的特性はおおむね次のように推定される。すなわち、継手の接触圧は 170 kg であるから、 $0.4 \times 170 = 68 \text{ kg}$ の摩擦力が桁の相対変位にともなって生じ、滑りが生じる直前にはゴム・パッドはおおよそ 0.17 mm ($0.4 \times 170 / 4075$) のせん断変形をする。タイ・バーの弾性変形量はおおよそ 0.25 mm であり、抵抗力の最大値はおおよそ $2 \times 295 \text{ kg}$ である。

(3) 模型橋の微小振動特性

模型橋の基本的な振動特性をつかむため、自由振動実験および正弦波による加振実験が行われた。

自由振動実験は模型橋を手で加振し、固有振動数およびその振動モードを観察したものであり、これにより 1 次の振動モードは桁の軸に沿う方向 (図-1 に示した X 方向、以下橋軸方向とよぶ) の振動で、その振動数 F_L はおおむね 5 Hz であることが認められた。2 次の振動モードは手で加振しただけでははっきりとらえることができなかったが、振動台に微小な振幅の正弦波を作用させた加振実験から、桁の軸に直交する水平面内 (図-1 に示した Y 方向、以下橋軸直交方向とよぶ) の振動であり、その振動数 F_T およびこの時の減衰定数はそれぞれ 6.6 Hz および 6% と求められた。鉛直方向の基本固有振動数は同じく正弦波加振実験から 9~10 Hz の間にあり、両側桁の上下方向振動が卓越するモードであることが認められた。

(4) 加振実験の結果

加振実験では模型橋は橋軸方向と鉛直方向の組合せもしくは橋軸直交方向と鉛直方向の組合せにより加振された。両者を比較すると、後者の方が前者よりも継手部を中心としてより過大な応力が集中することが観察されたため、本研究では後者の場合を取り上げた。後者の実験では前後 6 回の加振が行われているが、これらの中から表-2 に示す 3 種類の実験 (実験 H1, H3 および HV2) を解析計算との比較のために取り上げた。この理由は、実験 H1 は模型橋の微小振幅時の振動特性を、実

表-2 解析の対象とした加振実験

実験番号	入力地震動の最大加速度振幅 [G]		橋中央点における加振方向の最大応答変位振幅 [cm]	実験の観察結果		
	水平方向	鉛直方向		タイ・バー	桁どうしの衝突	せん断キイの壊
H 1	0.11	—	0.15	作動した (降伏しない)	生じない	生じない
H 3	0.50	—	1.02	作動した (降伏した)	生じた	生じた
HV 2	0.47	0.27	0.71	作動した (降伏した)	生じた	生じない

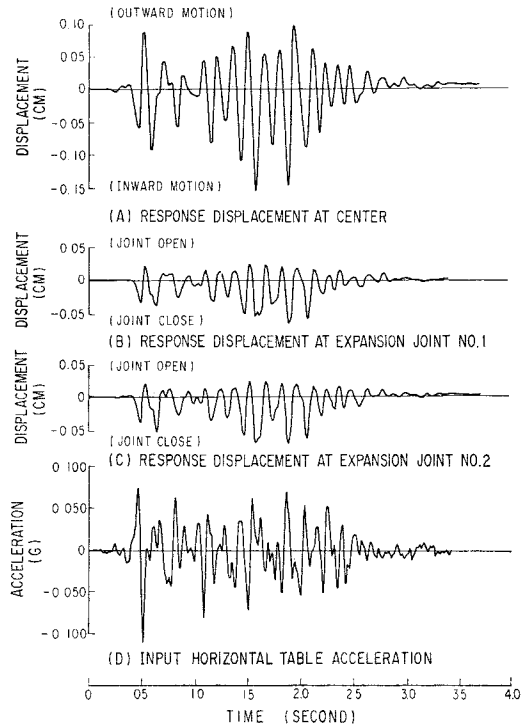


図-4 相対変位応答と入力地震動加速度 (実験 H1)

験 H3 および HV2 は大振幅時の振動特性をそれぞれ代表していると考えたためである。加振に用いた水平方向および鉛直方向の入力地震動はともに 10 Hz 付近で卓越した人工地震波形状である。鉛直方向地震動の最大加速度は水平方向地震動の最大加速度のおおむね半分にとられている。3 回の加振実験の概要は以下のとおりである 実験 H1:

入力地震動加速度および模型橋の代表点における応答変位記録 (橋の中央点における加振方向の相対変位応答、継手における隣接桁間の相対変位応答) を図-4 に示す。本実験では桁どうしの衝突は生じなかったが、タイ・バーは作動した。したがって、継手における隣接桁間の相対変位はプラス側 (桁どうしが開く方向) の変位振幅がマイナス側 (桁どうしが閉じる方向) の変位振幅よりも小さくなっており、このようなタイ・バーの影響を受けて橋の中央点においても桁が外向きに運動する場合の方が内向きに運動する場合よりも応答変位は小さくなっている。また、継手 No.1 と No.2 の応答は振幅および位相とも似かよっており、両側桁はおおむね同じように振動したことが伺える。

実験 H3:

入力地震動および模型橋の代表点における応答変位記録を図-5に示す。本実験ではタイ・パーが作動するとともに桁どうしの衝突も生じた。継手における隣接桁間の相対変位応答は上述の実験 H1 の場合とは反対にプラス側の変位振幅の方がマイナス側の変位振幅よりも大きくなっている。これはマイナス方向の運動によって桁どうしが衝突した瞬間に両橋台で固定された模型橋がアーチとして抵抗するのに対して、プラス方向の運動に対しては主としてタイ・パーしか抵抗しないため、タイ・パーの降伏とともにより大きな相対変位が生じ得たためである。このような継手の影響を受けて橋の中央点においても外向きの応答変位の方が内向きの応答変位よりも大きくなっている。実験 H1 の場合とは異なり、継手 No. 1 および No. 2 の応答は互いに異なっており、本実験においては両側桁がばらばらに振動したことを示している。また、継手 No. 2 においては加振後2秒あたりから応答波形がプラス側にドリフトしているのが認められるが、これはせん断キイが圧潰したために生じたものである。

実験 HV2:

入力地震動および模型橋の代表点における応答変位記

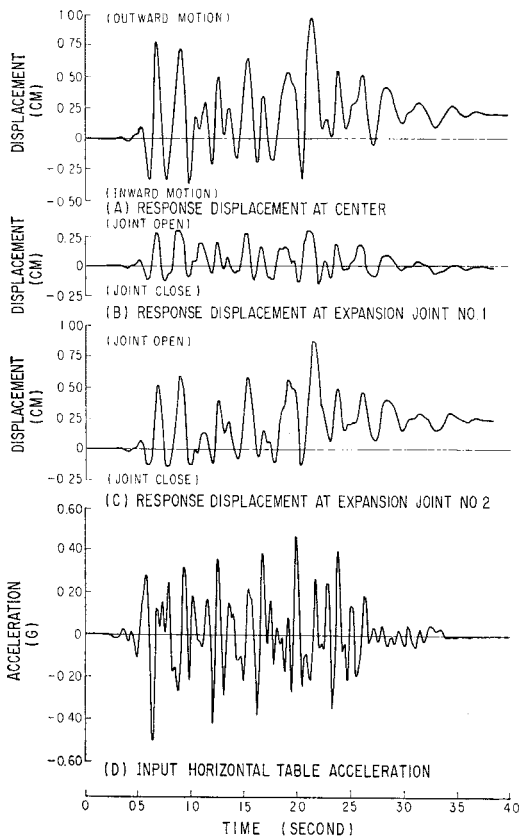


図-5 相対変位応答と入力地震動加速度 (実験 H3)

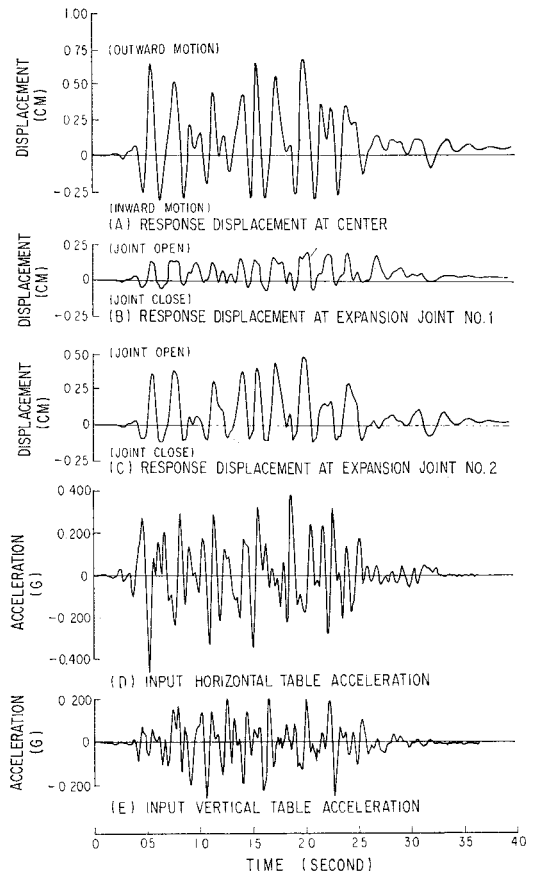


図-6 相対変位応答と入力地震動加速度 (実験 HV2)

録を図-6に示す。本実験では実験 H3 と同程度の振幅の水平方向地震動と同時に鉛直方向地震動を模型橋に作用させた。実験中にせん断キイが破損しなかったために継手には著しい永久変位が生じなかった点を除けば、模型橋の振動応答は実験 H3 の場合とおおむね同じである。なお、以上3回の加振を通して、橋脚にはなんら被害は生じなかった。

3. 継手の力学モデル

(1) 継手の特性

模型橋の振動応答には、継手における桁どうしの衝突やタイ・パーの影響が顕著に表われている。継手が桁の橋軸方向の運動に与える拘束効果は図-3に示したとおりであるが、他方向の運動も含めて継手の特性をまとめると以下のとおりとなる。

(i) 桁間の橋軸直交方向相対変位にはせん断キイが抵抗する。ただし、せん断キイと桁にはわずかな遊びがあるため、両者間の微小な相対変位は許容される。

(ii) 桁間の上下方向相対変位および橋軸まわりの相

対回転変位には鉛直方向レストレイナーがわずかに抵抗する。

(iii) 桁間の橋軸方向相対変位および鉛直軸まわりの相対回転変位には、引張方向にだけタイ・バーが抵抗する。ただし、圧縮方向には桁どうしの衝突が生じる。

(iv) 桁間の橋軸方向相対変位ならびに鉛直軸まわりの相対回転変位に対しては、摩擦力を超過しない範囲内でゴム・パットのせん断抵抗力が作用する。ゴム・パットのせん断抵抗力が摩擦力に達すると桁と桁の間にすべりが生じる。

このような継手の特性を解析計算に取入れるため、以下に示す2種類の継手の力学モデルを用いた。

(2) 線形継手モデル

継手の拘束効果を全体として評価する最も簡単なモデルが線形継手モデルである。このモデルは桁間の相対変位もしくは相対回転角に比例した抵抗力を発揮する線形ばね（以下、継手ばねとよぶ）により表示したものである。ここで継手ばねは3つの併進ばね k_x^{EJ} , k_y^{EJ} , k_z^{EJ} および3つの回転ばね $k_{\theta x}^{EJ}$, $k_{\theta y}^{EJ}$, $k_{\theta z}^{EJ}$ から構成される。

(3) 非線形継手モデル

継手を図-7に示す力学モデルで表わしたものが非線形モデルである。このモデルは W.S. Tseng, J. Penzien^{3),4)} が長径間鉄筋コンクリート橋の地震応答解析に使用した力学モデルに、今回後述のような摩擦力および衝突のモデル化に対する改良を加えたものである。

a) 継手座標系の定義

継手における桁端に作用する変位 $d\bar{r}$ およびこれに対応する力 $d\bar{S}$ の関係を増分形で表わすと次式のような（図-7(b)参照）。

$$d\bar{S} = \begin{Bmatrix} d\bar{S}_I \\ d\bar{S}_J \end{Bmatrix} = \bar{k}_i^{EJ} \begin{Bmatrix} d\bar{r}_I \\ d\bar{r}_J \end{Bmatrix} = \bar{k}_i^{EJ} d\bar{r} \dots\dots(1)$$

ここに、

$$d\bar{S}_K = \{dS_{Ax}, dS_y, dS_{Az}, dS_{Bx}, dM_s, dS_{Bz}\}_K^T \\ d\bar{r}_K = \{dr_{Ax}, dr_y, dr_{Az}, dr_{Bx}, d\theta_s, dr_{Bz}\}_K^T \\ (K=I, J) \dots\dots(2)$$

であり、 \bar{k}_i^{EJ} は継手の接線剛性行列である。添字 I, J は図-7に示すようにそれぞれ継手の左端および右端での値を示している。上式で定義した座標系は次式で定義する局所座標系（図-7(b)参照）、

$$S = \begin{Bmatrix} S_I \\ S_J \end{Bmatrix}, r = \begin{Bmatrix} r_I \\ r_J \end{Bmatrix} \dots\dots(3)$$

ここで、

$$S_K = \{S_x, S_y, S_z, M_x, M_y, M_z\}_K^T \\ r_K = \{r_x, r_y, r_z, \theta_x, \theta_y, \theta_z\}_K^T$$

$$(K=I, J) \dots\dots(4)$$

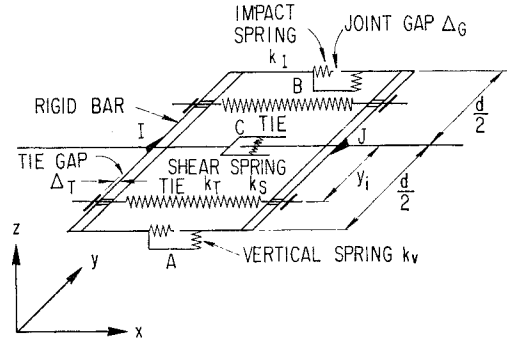
と次のように変換することができる。

$$S = \begin{Bmatrix} S_I \\ S_J \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} a^T & 0 \\ 0 & a^T \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{S}_I \\ \bar{S}_J \end{Bmatrix} \\ r = \begin{Bmatrix} r_I \\ r_J \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} a & 0 \\ 0 & a \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{r}_I \\ \bar{r}_J \end{Bmatrix} \dots\dots(5)$$

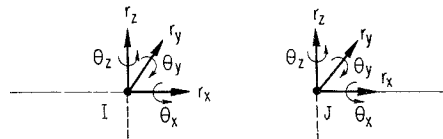
ここに、 a は変換行列で次式となる。

$$a = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & d/2 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -d/2 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & -d/2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & d/2 & 0 & 0 \end{bmatrix} \dots\dots(6)$$

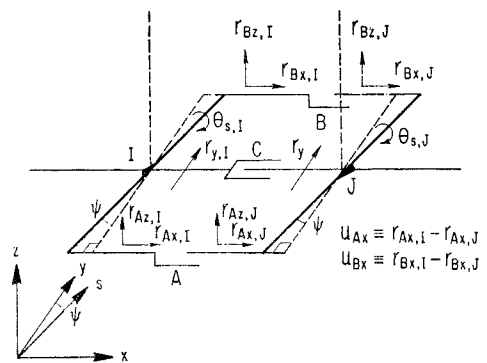
したがって、式(5)を用いて式(1)で定義した継手の剛性行列 \bar{k}_i^{EJ} を局所座標系に変換することができる。



(A) EXPANSION JOINT MODEL



LOCAL NODAL COORDINATE SYSTEM \bar{i}



EXPANSION JOINT COORDINATE SYSTEM \bar{I}

(B) DEFINITION OF COORDINATES

図-7 継手のモデル化

ここで、新しく継手座標系を次式のように定義し、

$$\left. \begin{aligned} \bar{u} &\equiv \{u_{Ax}, u_y, u_{Az}, u_{Bx}, u_S, u_{Bz}\}^T \equiv \bar{r}_J - \bar{r}_I \\ \bar{F} &\equiv \{F_{Ax}, F_y, F_{Az}, F_{Bx}, M_S, F_{Bz}\}^T = \bar{S}_J = -\bar{S}_I \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

この座標系で表わした継手の接線剛性行列を \bar{k} とすると、

$$\Delta \bar{F} = \bar{k} \Delta \bar{u} \dots\dots\dots (8)$$

となる。式(1)に式(7)、(8)を代入すると、 \bar{k}_i^{EJ} と \bar{k} の関係は、

$$\bar{k}_i^{EJ} = \begin{bmatrix} \bar{k} & -\bar{k} \\ -\bar{k} & \bar{k} \end{bmatrix} \dots\dots\dots (9)$$

となる。したがって、以下においては式(8)で定義した継手座標系で表わした接線剛性行列 \bar{k} の誘導を示す。

b) タイ・バー

図-7に示した第 i 番目のタイ・バーに作用する力の増分 ΔF_{Ti} および変位の増分 Δu_{Ti} の関係を次式で仮定する。

$$\Delta F_{Ti} = k_{Ti} \Delta u_{Ti} \quad (i=1 \sim N_T) \dots\dots\dots (10)$$

ここで、

$$k_{Ti} = \begin{cases} k_T \dots \Delta_T + u_{Ti}^P < u_{Ti} \leq \Delta_T + u_{Ti}^P + u_T^E \\ 0 \dots u_{Ti} \leq \Delta_T + u_{Ti}^P \text{ もしくは} \\ u_{Ti} > \Delta_T + u_{Ti}^P + u_T^E \end{cases} \dots\dots\dots (11)$$

ここに、 u_{Ti}^P および $u_T^E \geq 0$ は第 i 番目のタイ・バーの塑性変位および弾性限界変位であり、 N_T はタイ・バーの本数である。いま、ダイヤフラムの剛性が大きいと仮定すると、第 i 番目のタイ・バーの変形 u_{Ti} は式(7)で定義した u_{Ax} および u_{Bx} により次のように表わすことができる。

$$u_{Ti} = \left\{ \frac{1}{2} - \frac{y_i}{d}, \frac{1}{2} + \frac{y_i}{d} \right\} \begin{Bmatrix} u_{Ax} \\ u_{Bx} \end{Bmatrix} \quad (i=1, 2, \dots, N_T) \dots\dots (12)$$

式(10)、(12)より、継手の力 F_{Ax} および F_{Bx} の増分は、

$$\begin{aligned} \begin{Bmatrix} \Delta F_{Ax} \\ \Delta F_{Bx} \end{Bmatrix} &= \sum_{i=1}^{N_T} \begin{Bmatrix} \frac{1}{2} - \frac{y_i}{d} \\ \frac{1}{2} + \frac{y_i}{d} \end{Bmatrix} \Delta F_{Ti} \\ &= \begin{bmatrix} k_{AA} & k_{AB} \\ k_{AB} & k_{BB} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_{Ax} \\ \Delta u_{Bx} \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (13) \end{aligned}$$

となる。ここに、

$$\left. \begin{aligned} k_{AA} &= \sum_{i=1}^{N_T} k_{Ti} \left(\frac{1}{2} - \frac{y_i}{d} \right)^2 \\ k_{BB} &= \sum_{i=1}^{N_T} k_{Ti} \left(\frac{1}{2} + \frac{y_i}{d} \right)^2 \\ k_{AB} &= \sum_{i=1}^{N_T} k_{Ti} \left(\frac{1}{2} - \frac{y_i}{d} \right) \left(\frac{1}{2} + \frac{y_i}{d} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots (14)$$

c) 摩擦力に対する仮定

摩擦力は隣接する桁どうしが相対運動をした場合に常

に相対運動の方向とは反対方向に作用する自己つり合い力である。いま、これをクローン型の摩擦力であり、かつ、静的摩擦力と動的摩擦力の違いは考慮しないと仮定すれば、摩擦力と相対変位の関係は図-8(a)のように表わすことができる。ここで ν^{EJ} は摩擦係数である。しかしながら、このような剛塑性型の力学モデルでは継手における桁間の相対速度が変化の際に摩擦力の急な変化が生じるため数値計算に取り入れにくい。このような摩擦力の変化を緩和するためにここでは図-8(b)に示すような弾塑性型の力学モデルを使用することとした。この力学モデルは弾性域の剛性 k^C を大きくとれば、図-8(a)に示したモデルと実用上同じと考えられる。いま、継手の接触面全体に作用する摩擦力を図-7に示した継手の両端の A, B の2点にまとめて作用させるものとすれば、摩擦力の増分 ΔF_{Ax} , ΔF_{Bx} と相対変位の増分 Δu_{Ax} , Δu_{Bx} の関係は次式で表わすことができる。

$$\begin{Bmatrix} \Delta F_{Ax} \\ \Delta F_{Bx} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_A^C & 0 \\ 0 & k_B^C \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_{Ax} \\ \Delta u_{Bx} \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (15)$$

ここに、

$$k_A^C = \begin{cases} k^C \langle F_{Az} \rangle \dots u_{Ax}^S - u_{Ax}^E < u_{Ax} < u_{Ax}^S + u_{Ax}^E \\ 0 \dots u_{Ax} \leq u_{Ax}^S - u_{Ax}^E \text{ もしくは} \\ u_{Ax} \geq u_{Ax}^S + u_{Ax}^E \end{cases} \dots\dots\dots (16)$$

$$k_B^C = \begin{cases} k^C \langle F_{Bz} \rangle \dots u_{Bx}^S - u_{Bx}^E < u_{Bx} < u_{Bx}^S + u_{Bx}^E \\ 0 \dots u_{Bx} \leq u_{Bx}^S - u_{Bx}^E \text{ もしくは} \\ u_{Bx} \geq u_{Bx}^S + u_{Bx}^E \end{cases}$$

$$u_{Ax}^E = \nu^{EJ} |F_{Az}| / k^C, \quad u_{Bx}^E = \nu^{EJ} |F_{Bz}| / k^C$$

$$\langle F_{Az} \rangle = \begin{cases} 1 & F_{Az} < 0 \\ 0 & F_{Az} \geq 0 \end{cases}$$

$$\langle F_{Bz} \rangle = \begin{cases} 1 & F_{Bz} < 0 \\ 0 & F_{Bz} \geq 0 \end{cases}$$

であり、 u_{Ax}^S , u_{Bx}^S および F_{Az} , F_{Bz} はそれぞれ A 点, B 点における滑り量および鉛直方向の接触圧である。

d) 衝突に対する仮定

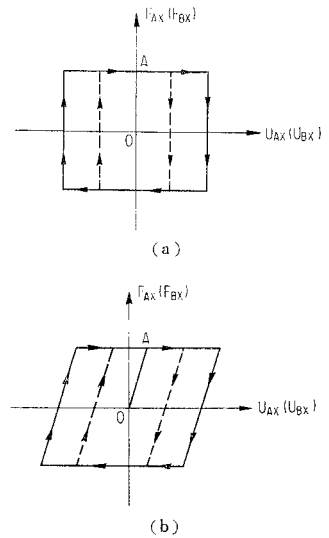


図-8 摩擦力のモデル化

隣接する桁どうしの衝突は継手の相対変位が非零の相対速度であらかじめ定められたジョイント・ギャップ ΔG と等しくなった瞬間に生じ、反対に ΔG よりも大きくなった瞬間に終了する。このような衝突の影響をここでは衝突が起っている間だけ作動し、衝突が起っていないときには作動しないばね（以下、衝突ばねとよぶ）を桁と桁の間に設けることにより表示することにした。この場合には継手に作用する衝撃力の増分 ΔF_{Ax} , ΔF_{Bx} は次式となる。

$$\begin{Bmatrix} \Delta F_{Ax} \\ \Delta F_{Bx} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_A^I & 0 \\ 0 & k_B^I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_{Ax} \\ \Delta u_{Bx} \end{Bmatrix} \dots\dots\dots(17)$$

ここで、

$$\left. \begin{aligned} k_A^I &= \begin{cases} k^I \dots\dots\dots u_{Ax} + \Delta G < 0 \\ 0 \dots\dots\dots u_{Ax} + \Delta G \geq 0 \end{cases} \\ k_B^I &= \begin{cases} k^I \dots\dots\dots u_{Bx} + \Delta G < 0 \\ 0 \dots\dots\dots u_{Bx} + \Delta G \geq 0 \end{cases} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(18)$$

このような衝突のモデル化では衝突ばねの剛性をどのように選ぶかが重要となる。そのために、2本の等断面、等長の棒が互いに等速度で接近し、衝突後再び離反していくという簡単な問題を式(17)により解き、衝突時間および衝突中の2本の棒の間の相対変位、相対速度を厳密解と比較することにより衝突ばねの剛性が試算結果に与える影響を検討した⁹⁾。その結果、衝突ばねの剛性が小さすぎると棒の運動がゆるやかにしか変化しないため、衝突という現象を近似し得ないこと、反対に、衝突ばねの剛性を大きくしていくとやがて棒と棒の間の相対速度応答が振動しだし、やがて厳密解で与えられる衝突時間内で局所的な接触と離反が何回も繰り返される場合のあることがわかった。こうした点から、衝突ばねの剛性を離散型モデルで表示した棒要素の伸縮剛性におおむね等しく選ばば衝突現象を比較的正確に近似できることがわかった。

以上のようにしてタイ・バー、摩擦力および衝突の影響が定式化された。これに隣接桁間の橋軸直交方向および上下方向の相対変位にそれぞれ弾性的に抵抗する線形のはね（剛性 k_S および k_V ）を見込むと、式(8)で定義した継手座標系の剛性行列 \bar{k} は最終的に次式で与えられる。

$$\bar{k} = \begin{bmatrix} k_{AA} + k_A^C + k_A^I & 0 & 0 & k_{AB} & 0 & 0 \\ 0 & k_S & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_V & 0 & 0 & 0 \\ k_{AB} & 0 & 0 & k_{BB} + k_B^C + k_B^I & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_V \end{bmatrix} \dots\dots\dots(19)$$

4. 運動方程式の数値積分

(1) 基本式

一様な入力地震動加速度 \ddot{u}_g を橋脚基部に受けた場合の運動方程式は増分形で表示すると次式で与えられる。

$$M\Delta\ddot{u}_t + C\Delta\dot{u}_t + K_t\Delta u_t = R_{t+\Delta t} - M\ddot{u}_t - C\dot{u}_t - F_t^S \dots\dots\dots(20)$$

ここで、

$$\left. \begin{aligned} R_{t+\Delta t} &= -M\ddot{u}_g(t+\Delta t) \\ \Delta\ddot{u}_t &= \ddot{u}_{t+\Delta t} - \ddot{u}_t \\ \Delta\dot{u}_t &= \dot{u}_{t+\Delta t} - \dot{u}_t \\ \Delta u_t &= u_{t+\Delta t} - u_t \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(21)$$

である。 M , C , K_t , F_t^S はそれぞれ、質量行列、減衰行列、時刻 t における接線剛性行列、時刻 t における復元力ベクトルであり、 \ddot{u}_t , \dot{u}_t , u_t はそれぞれ時刻 t における加速度ベクトル、速度ベクトル、変位ベクトルである。

接線剛性行列 K_t を時間によって変化しない部分 K^L と時間ごとに変化する部分 K_t^N に分けると、

$$K_t = K^L + K_t^N \dots\dots\dots(22)$$

となる。したがって、時刻 t における復元力 F_t^S は、

$$F_t^S = F_t^{SL} + F_t^{SN} = K^L u_t + \sum_{j=1}^{NEL} f_t^{SN}(j) \dots\dots\dots(23)$$

と求めることができる。ここで、 NEL は非線形要素の個数であり、 $f_t^{SN}(j)$ は第 j 非線形要素の時刻 t における復元力である。

減衰行列 C は質量分布に比例する部分と剛性分布に比例する部分の一次結合で表わされると仮定し、次式で与えた。

$$C = \alpha M + \beta K^L \dots\dots\dots(24)$$

ここに、 α , β は任意に定めることのできる定数である。

式(20)はニューマークの β 法⁷⁾ によって数値積分することができる。この際、一定加速度法を用いれば、積分間隔 Δt に無関係に安定した解が得られるといわれている^{8), 9)}。

(2) 数値積分の精度

式(20)を解いて求められる応答値 $\ddot{u}_{t+\Delta t}$, $\dot{u}_{t+\Delta t}$, $u_{t+\Delta t}$ は力と変形の関係を区分的に線形化して求めた近似解であるため、運動方程式の非線形性によっては大きな累積誤差を生じる場合がある。いま、運動方程式がどの程度の精度で解かれているかを推し測る尺度として、ある時刻における不釣り合い力 $\delta R_{t+\Delta t}$ を取り上げ、解の精度をこの不釣り合い力 $\delta R_{t+\Delta t}$ および外力 $R_{t+\Delta t}$ のユークリッド・ノルムの比 Δp で次式のように定義した。

$$d\rho = \frac{\|\delta \mathbf{R}_{t+\Delta t}\|}{\|\mathbf{R}_{t+\Delta t}\| + \|\mathbf{R}_{t+\Delta t} - \delta \mathbf{R}_{t+\Delta t}\|} \dots\dots\dots (25)$$

ここで,

$$\delta \mathbf{R}_{t+\Delta t} \equiv \mathbf{R}_{t+\Delta t} - \mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} - \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} - \mathbf{K}^L \mathbf{u}_{t+\Delta t} - \mathbf{F}_{t+\Delta t}^S \dots\dots\dots (26)$$

もし、式(25)で定義した解の精度が十分でない場合には、積分時間間隔をさらに小さく細分し、この細分した積分時間間隔を用いて精度の悪い部分だけを計算し直すか、もしくはイテレーション法¹⁰⁾によりつり合い式を満足させるように解の精度を向上させることが考えられる。後述の計算では式(25)で定義した解の精度 $d\rho$ に応じて積分時間間隔 Δt を細分するかもしれない。積分時間間隔を細分するとともにイテレーションを併用した。

5. 解析計算および実験値との比較

(1) 基本モデル

模型橋の振動応答を計算するための最初のステップとして、自由振動実験および正弦波加振実験により求められた微小振動時の模型橋の動的特性を近似できる解析モデル(以下、基本モデルとよぶ)を作成しようとした。微小振動時には桁どうしの衝突は生じておらず、タイ・バーの影響も比較的小さいと考えられる。このため、模型橋を直線および曲線のより要素ならびに線形継手要素から成る節点数 55、自由度 296 の3次元骨組構造物としてモデル化した。

桁、橋脚、橋台の剛性は予備実験から求めた値を使用した。継手に関しては2.で述べたようにその剛性が種々のパラメーターに支配され、一義的に高い精度で定めることができないため、計算値が実測値をもっともうまく説明するよう測定値もしくは推定値の近傍でパラメーターを変化させた計算により、以下のように推算した。

まず、継手の相対変位が微小な間はタイ・バーの影響は著しくないと考えると、継手における抵抗は主としてゴム・パッドによる橋軸方向変位および鉛直軸まわりの回転変位に対して生じると考えられる。橋軸直交方向および鉛直方向の相対変位がせん断キイおよび鉛直レストレイナーによってそれぞれ拘束されているとすれば、線形継手モデルによって継手をモデル化する場合には次の橋軸方向ばね k_x^{EJ} および鉛直軸まわりの回転ばね $k_{\theta z}^{EJ}$ を見込めばよい。

$$k_x^{EJ} \simeq k_x^R, \quad k_{\theta z}^{EJ} \simeq \frac{d^2}{12} k_x^R \dots\dots\dots (27)$$

ここで、 k_x^R はゴム・パッドのせん断ばね定数、 d は桁の幅である。このような条件下で模型橋の橋軸方向、

橋軸直交方向および上下方向の基本固有振動数 f_L, f_T, f_V を計算するとそれぞれ、4.1, 7.0, 9.2 Hz と求められた。これに対して実測値は前述のようにそれぞれ、 $F_L \simeq 5$ Hz, $F_T \simeq 6.6$ Hz, $F_V \simeq 9 \sim 10$ Hz であるから、式(27)のようになりに粗い継手ばねの近似でも計算値は実測値と比較的によく一致するといえる。両者の差は、主としてタイ・バーの効果を計算上無視したことにより生じたと考えられる。

そこで、継手ばねの剛さを変化させた試算により、継手ばねが計算上求められる基本固有振動数に及ぼす影響を検討した。その結果、基本固有振動は主として橋軸方向ばね k_x^{EJ} 、橋軸直交方向ばね k_y^{EJ} 、および鉛直軸まわりの回転ばね $k_{\theta z}^{EJ}$ によって影響され、その間には次のような関係が認められた。

$$\left. \begin{aligned} f_L &\propto k_{\theta z}^{EJ}, \quad f_T \propto k_x^{EJ} \quad \text{および} \quad k_y^{EJ} \\ f_V &\simeq \text{constant} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (28)$$

したがって、式(28)の関係をもとに実験により得られた模型橋の基本固有振動特性をもっともよく再現する継手ばねの組合せとして以下の値を選定した。

$$\left. \begin{aligned} k_x^{EJ} &\simeq 3400 \text{ kg/cm} \\ k_y^{EJ} &\simeq 8937 \text{ kg/cm} \\ k_{\theta z}^{EJ} &\simeq 1.15 \times 10^7 \text{ kg}\cdot\text{cm/rad.} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (29)$$

ここで、新たに継手ばね k_y^{EJ} を導入した理由は計算上求められる基本固有振動数を実測値とよく一致させると同時に、実験 H3 あるいは HV2 のように大振幅の加振実験時にはせん断キイの遊びのため橋軸直交方向の桁間相対変位が観察されたため、この影響を計算に取り入れようとしたものである。このときの基本固有振動数は $f_L = 5.0$ Hz, $f_T = 6.7$ Hz, $f_V = 9.3$ Hz となり、振動モードは図-9に示すとおりとなった。これより、式(29)で与えられる継手ばねを用いれば、基本固有振動数および振動モードとも2.に述べた微小振幅時の実験結果をよく説明し得るのがわかる。

(2) 実験 H1

a) 線形解析

前節で求めた基本モデルを用いて、実験 H1 に対する模型橋の応答を計算した。計算はモーダルアナリシスにより行い、全振動モードに対して6%の減衰定数を見込んだ。これは、本実験時の模型橋の振動応答が正弦波加振実験時とおおむね同程度あり、正弦波加振実験から求められた基本モードに対して6%という減衰定数は本実験に対して適用しうるとの判断によるものである。

しかしながら、このようにして求めた変位応答を実測結果と比較すると、計算値の方が実測値よりも高い振動数の成分を含み、両者の一致度は必ずしも良好ではなかった。この原因は、模型橋のみかけの剛性が応答振幅の

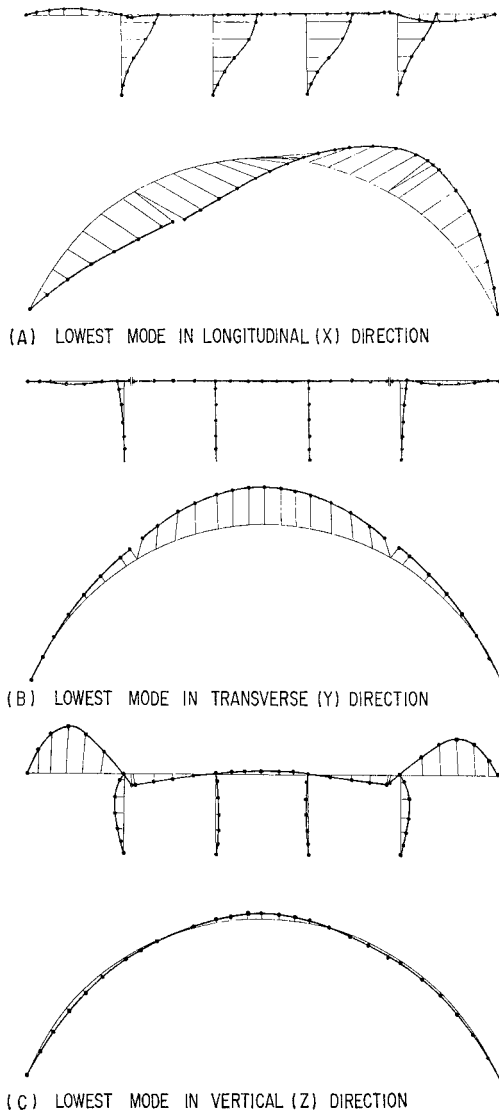


図-9 計算により求めた基本振動モード

増加に伴って低下したためではないかと考えられた。したがって、できるだけ計算値と実測値の振動数の違いを小さくするよう基本モデルを修正することとし、模型橋の中では継手をもっとも剛性の不確かな要素であることを考慮して式(28)に基づき式(29)で与えられた継手ばね k_x^{EJ} を3%程度小さくした。この結果、模型橋の計算上の基本固有振動数は $f_L=4.9\text{ Hz}$, $f_T=6.6\text{ Hz}$, $f_V=9.3\text{ Hz}$ となった。

以上のように修正した基本モデルを用いて計算した応答値を実測値と比較して図-10に示す。両者は全体としてよく一致していると考えられる。しかしながら、詳しく比較すると、実測値はタイ・パーの効果から、継手においては隣接する桁どうしが遠ざかる方向(プラス方

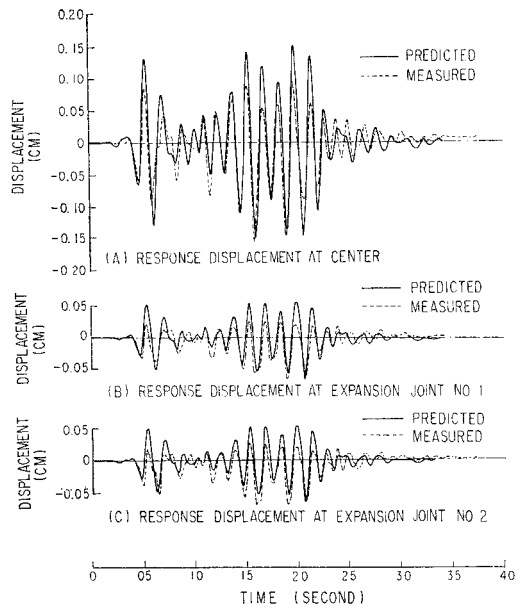


図-10 線形応答解析結果(実験 H1)

向)の方が接近する方向(マイナス方向)よりも、また、橋中央点においては外向きの方向(プラス方向)の方が内向きの方向(マイナス方向)よりもそれぞれ応答変位振幅が小さい。これに対して計算値は、タイ・パーの効果が入り入れられていないため、どちらの方向にもおおむね同程度の振幅となっており、計算値はこの点において実測値と一致していない。

b) 非線形解析

継手の効果をより正しく計算に取り入れるため、線形継手モデルを非線形継手モデルに置きかえた。

本実験では、継手での隣接桁間の相対変位の最大値は桁どうしが互いに遠ざかる方向には約 0.25 mm、桁どうしが接近する方向には約 -0.63 mm である。2. で述べたように桁間で滑りが生じるまでにはゴム・パッドはせん断変形により 0.17 mm の相対変位を吸収することができるから、本実験中に生じた滑り量はたかだか 0.46 mm 程度と考えることができる。桁間の滑り量がこのように小さいため、非線形継手モデルに含まれる図-8(b)に示した摩擦に対する力学モデルのかわりに、ここでは線形解析で用いた継手ばねのばね定数 k_x^{EJ} および $k_{\theta z}^{EJ}$ をみかけ上低減させることによって近似的に滑りの影響を計算に取り入れることとし、図-3に示した関係を参考にして試算した結果、低減させた継手ばね定数 $k_{x,t}^{EJ}$ および $k_{\theta z,t}^{EJ}$ を以下のように選定した。

$$\left. \begin{aligned} k_{x,t}^{EJ} &\approx 1787 \text{ kg/cm} \\ k_{\theta z,t}^{EJ} &\approx 6.9 \times 10^6 \text{ kg}\cdot\text{cm/rad.} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (30)$$

一方、タイ・パーについては 2. に示した断面諸元、剛性、強度をそのまま用いた。タイ・ギャップ 4_T は本

実験前にタイ・バーをセットしていることから、最初は 0 としたが、その後試算に基づき、0.127 mm (継手 No. 1 および No. 2) とした。

減衰定数は前述の線形解析の場合と同様に 6% とした。ただし、本解析では減衰行列は式 (24) のように定義されているため、1 次および 2 次の振動モードに対して 6% の減衰定数が与えられるよう係数 α および β を定めた。

以上のようにして非線形モデルを用いて計算した結果を実測値と対比して 図-11 に示す。線形解析結果に認められたような差異はなくなり、両者はよく一致しているといえよう。図-11 には、計算上求められたタイ・バーに作用する力も示されている (ただし、実測値はない)。この場合のタイ・バーの作用力の最大値は約 180 kg であり、降伏荷重 295 kg に達していないため計算上タイ・バーは降伏していない。これは実験の観察結果とも符号するものである。

(3) 実験 HV 2

a) 線形解析

実験 H1 の線形解析に用いた修正基本モデルによって模型橋の応答を計算し、実測値と比較した。この結果を図-12 に示す。ここで、減衰定数は前と同様 6% と

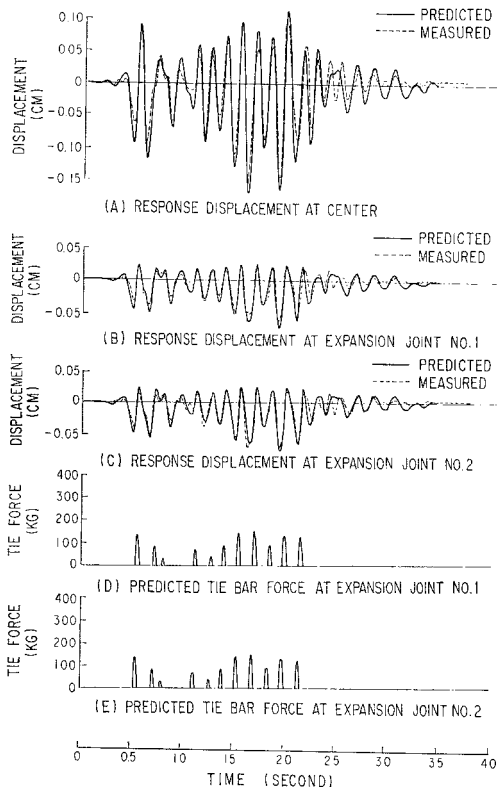


図-11 非線形応答解析結果 (実験 H1)

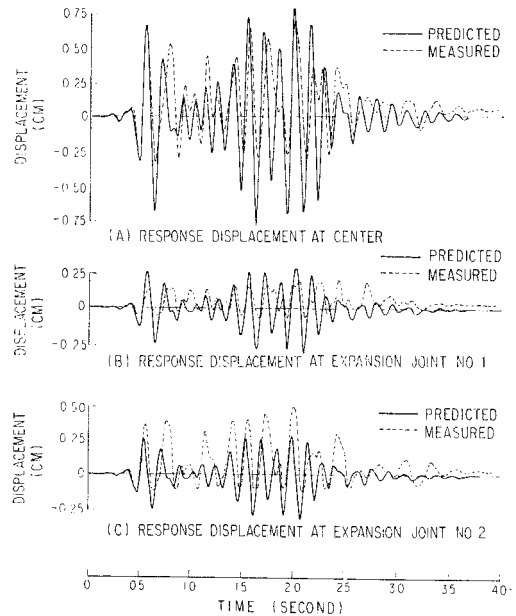


図-12 線形応答解析結果 (実験 HV 2)

している。両者を比較すると、線形解析結果と実測値はいろいろな点で違っており、この違いは模型橋のみかけの剛性を調整することによって埋められる種類のものではない。明らかに桁どうしの衝突やタイ・バーの効果を取り入れられていない線形解析では本実験を再現することはできない。

b) 非線形解析

本実験に対して用いた解析モデルは前節の実験 H1 に用いた非線形解析モデルに以下のような修正を加えたものである。

本実験では継手における隣接桁間の相対変位の最大値は、開く方向には 5.1 mm、閉じる方向には -1.3 mm であり、実験 H1 の場合に比較して約 10 倍の値となっており、図-3 から明らかなように継手には大きな滑りが生じた。したがって、実験 H1 で行ったように継手ばねを低減させて滑り効果を近似させるかわりに、図-8 (b) に示した弾塑性型の力学モデルを用いた。ここで、初期弾性剛性 k^C をゴム・パッドのせん断ばね定数 k^R に等しくとることにより、図-3 に示したゴム・パッドのせん断変形とそれに続く滑りの効果を正確に解析計算に取り入れるよう図った。

次に、衝突の効果を表わすために衝突ばねを取り入れた。ばね定数 k^I は桁の伸び剛性に近い値である 1.79×10^6 kg/cm とした。

ジョイント・ギャップ 4_C およびタイ・ギャップ 4_T は試算結果に基づきそれぞれ、継手 No. 1 に対して 0.64 mm、0.76 mm および継手 No. 2 に対して 1.02 mm、1.14 mm とした。

一方、減衰定数は実験 H1 の場合と同様 6% としたが、これでは計算上減衰力を大きく見積りすぎることになることがわかった。この理由は、模型橋はマイクロコンクリートでできており、コンクリートの内部減衰は一般に小さいことを考えれば、模型橋の減衰は主として継手および橋台との取付部の構造減衰に起因していると考えられる。これに対し、計算上の減衰力を応答速度に比例する粘性減衰でモデル化すると、桁どうしの衝突で高次振動が励起された場合に減衰力を大きく評価しすぎることになるためではないかと考えられる。このような理由により、減衰定数を 2% に低減させて計算した結果を実測値と比較して 図-13 に示す。非線形モデルによる計算値は線形モデルの場合より優れ、模型橋の振動応答をよく再現していると考えられる。図-13 には計算上求められたタイ・バーに働く力、タイ・バーの塑性変形および衝突に伴う衝撃力も示されている(ただし、ともに実測値はない)。タイ・バーのダクティリティ・ファクターは継手 No. 1 および No. 2 に対してそれぞれ、

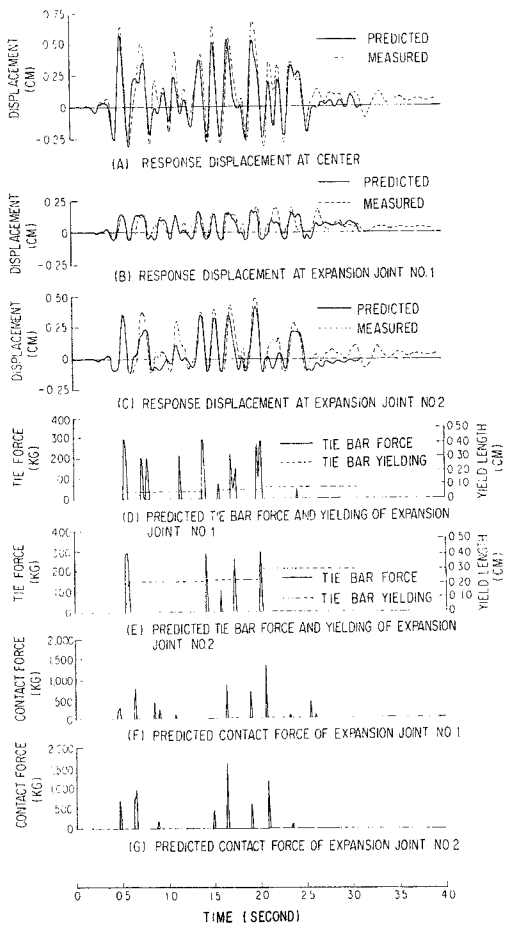


図-13 非線形応答解析結果(実験 HV 2)

4 および 12 となった。

(4) 実験 H3

a) 線形解析

実験 HV 2 に対する解析結果より、線形モデルは大振幅時の模型橋の振動応答を再現し得ないことは始めから明らかであったが、非線形解析結果と比較する目的で線形解析を行った。この結果を実測値と比較して 図-14 に示す。

b) 非線形解析

本実験での模型橋の振動応答は実験 HV 2 の場合とおおむね同じである。したがって、実験 HV 2 に用いたと同じ非線形モデルを本実験に対しても用いた。ただし、タイ・ギャップ 4_T およびジョイント・ギャップ 4_G はそれぞれ継手 No. 1 に対しては 1.27 mm および 1.02 mm、継手 No. 2 に対しては 2.54 mm および 1.27 mm とした。

このようにして求めた計算値と実測値の比較を 図-15 に示す。実験 HV 2 の場合と同様、非線形解析の結果は線形解析の結果より優れ、模型橋の振動応答をよく再現している。ただ実測値では 2.1 秒あたりから後で、永久変位が生じている点が計算値と異なっているが、これを再現することは本解析の目的ではない。図-15 には計算上求められたタイ・バーに作用する力とその塑性変形、および、衝突に伴う衝撃力も示されている。この場合にはタイ・バーのダクティリティ・ファクターは継

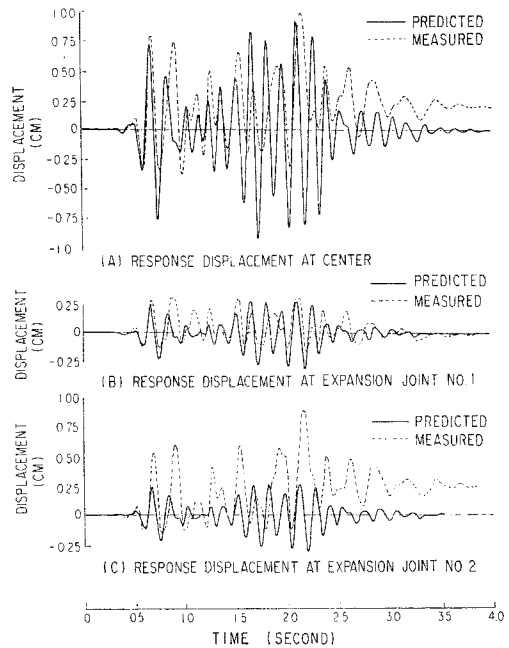
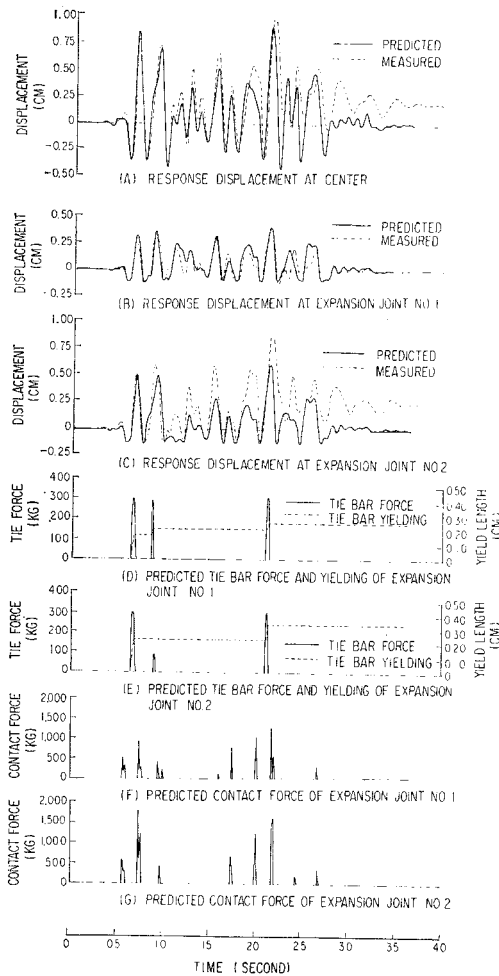


図-14 線形応答解析結果(実験 H3)



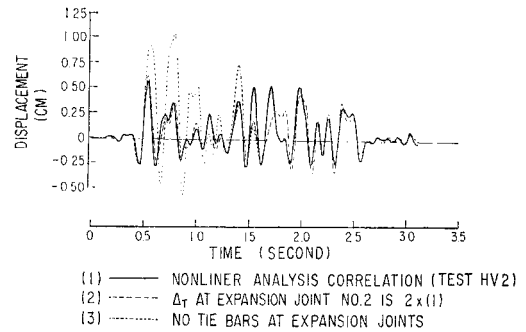
図一五 非線形応答解析結果 (実験 H3)

手 No. 1 では 10, 継手 No. 2 では 13 にも達しており, 衝撃力は継手 No. 2 では 3600 kg にもおよんでいる。

6. 数値計算による模型橋の動的特性

(1) タイ・バーの効果

模型橋は互いに異なった振動特性をもつ中央桁および側桁から構成されており, これらを相互に結びつけているのはタイ・バーだけである。したがって, タイ・バーの存在およびその特性は模型橋の振動応答に大きな影響を及ぼす。図一16 は実験 HV2 に対し, 異なったタイ・バーの条件下で非線形解析を行った橋中央点の応答変位を示したものである。すなわち, 一つは継手 No. 2 のタイ・ギャップ Δ_T を実験 HV2 に用いた値の2倍とした場合であり, もう一つは両継手にタイ・バーがな

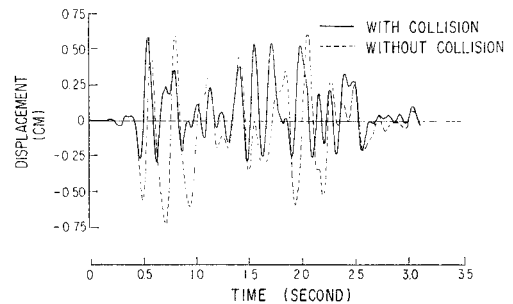


図一16 タイ・バーの効果 (実験 HV2, 橋中央点の応答)

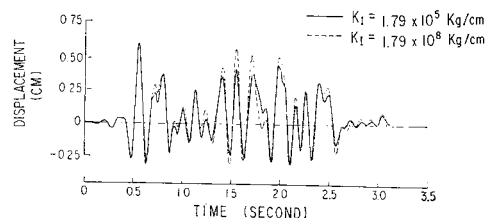
いとした場合の結果である。これらの結果より, タイ・バーは模型橋の振動応答を減少させるために有効であること, また, そのためには初期のタイ・ギャップ Δ_T が小さいことが必要であることがわかる。

(2) 衝突の影響

桁どうしの衝突の影響は実験 H1 と実験 HV2 もしくは H3 の応答を比較すれば知ることができるが, これらの比較には衝突以外の要素も含まれている。したがって, 衝突の効果だけを取り出すために実験 HV2 に用いた非線形解析モデルを用いて, 衝突が生じるとした場合および生じないとした場合の橋中央点の応答変位を比較した。この結果は図一17 のようになり, 桁どうしの衝突は模型橋の振動応答に対して支配的な要因であることがわかる。また, 詳しく両者を比較すると, 衝突によって一方向の運動の変位振幅が抑えられても, これがすぐ後の反対方向の運動の変位振幅を増大させる結果と



図一17 桁どうしの衝突の影響 (実験 HV2, 橋中央点の応答)



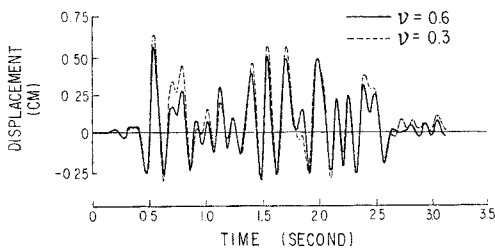
図一18 衝突ばねの剛性の影響 (実験 HV2, 橋中央点の応答)

なる場合があることが認められる。

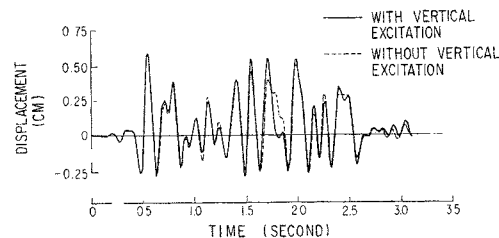
次に、衝突ばねの剛性 k^I を変えると応答値にどのような変化が生じるかを調べた。図一18 は実験 HV 2 に対して用いられた衝突ばねのばね定数の値を任意に 1/10 倍および 100 倍とした場合の応答値の比較を示したものである。この比較より、衝突ばねは 1.79×10^6 kg/cm の近傍で安定しており、実験 HV 2 および H 3 の非線形解析で使用した衝突ばねの値は適切であったと考えられる。

(3) 摩擦の影響

前章の非線形解析では継手における桁と桁の間の摩擦係数は 0.4 と仮定した。しかしながら、2. で述べたように摩擦係数は予備実験で最も確定しにくかったパラメーターであり、その値は 0.3 から 0.6 の間に分散していた。このような摩擦力の推定誤差が、計算結果に与える影響を調べるために、実験 HV 2 に対して用いた非線形解析モデルを使って摩擦係数を 0.3 とした場合および 0.6 とした場合の比較を行った。この結果求められた橋中央点の応答変化は 図一19 に示すとおりとなり、両者の差は小さいものであった。この原因は摩擦力の影響がタイ・バーや衝突の影響に比較して相対的に小さいことにあると思われる。すなわち、仮に摩擦係数を 0.6 とみなしても、桁の接触圧は 170 kg であるから摩擦力はたかだか 100 kg にしかならない。これに対して、タイ・バーの抵抗力は 2 本一組で 590 kg あり、さらに、衝撃力にいたっては 3600 kg となっている。こうした点からみて、継手の摩擦力は模型橋の振動応答に対して主たるパラメーターではないことがわかる。



図一19 継手における摩擦力の影響 (実験 HV 2, 橋中央点の応答)



図一20 鉛直方向加振の影響 (実験 HV 2, 橋中央点の応答)

(4) 鉛直方向加振の影響

鉛直方向の加振は模型橋の鉛直方向応答を生じさせるのみならず、水平方向の応答にも影響を与える。この理由は、1 つには桁が曲がっていることに伴う鉛直方向と水平方向の振動モードの重なり合いのためであり、もう 1 つは、鉛直方向の振動応答が継手における桁間の接触圧を変化させ、これが摩擦力の変化をよび起こすためである。このような影響を調べるために、実験 HV 2 に対して用いた非線形解析モデルにより、鉛直方向に加振した場合と加振しない場合の両者の応答を比較した。この結果 (橋中央点の応答変位) を示すと 図一20 のようになり、両者には著しい差異は認められない。この理由は、水平方向と鉛直方向の振動モードの重なり合いが 図一9 に示したように著しいものではないこと、および、前述のように摩擦力の影響が相対的に小さいことによると考えられる。

7. 結 論

以上に示した曲線模型橋の橋軸直交方向の振動応答と計算結果の比較ならびに解析モデルを用いた数値計算の結果に基づき、以下の結論が得られた。

(1) 継手の特性は模型橋の橋軸直交方向の振動応答に支配的な影響を与える。すなわち、模型橋の振動応答は、桁が外向きの運動をする場合にはタイ・バーにより、内向きの運動をする場合には衝突によりそれぞれ大きく影響され、こうした継手の拘束効果がない場合に比較し、著しく異なった振動応答となる。

(2) タイ・バーは模型橋の振動応答を減少させるために有効であり、そのためにはタイ・ギャップは小さい方が効果的である。この理由はタイ・バーは桁が一度振動し始めた後において、これを抑えるに十分な剛性ならびに強度がないため、加振の初期の段階からできるだけ桁の運動を抑制することが効果的であるためである。

(3) 継手における桁どうしの相対運動に伴う摩擦力が模型橋の振動応答に与える影響は衝突あるいはタイ・バーの効果に比較すると相対的に小さい。

(4) 鉛直方向の加振は模型橋の鉛直方向の振動応答とともに水平方向の振動応答にも影響を与える。しかしながら、水平方向振動に対する鉛直方向加振の影響は上記 (3) の理由および鉛直方向と水平方向の間の振動モードの重なり合いが大きいものでないことから著しいものではない。

(5) 模型橋の振動応答が小さく、継手における桁どおしの衝突やタイ・バーの効果が著しくない場合には継手の拘束効果を線形のばねによって置きかえても比較的

よく模型橋の振動応答を計算によって再現することができる。しかしながら、このような線形解析法は大振幅時の模型橋の振動応答を算定することはできない。このような場合には継手の特性を応答計算に正しく取り入れることが必要であり、この目的のためには本文中に示した継手の力学モデルおよび解析手法は有効である。

8. あとがき

本論文は第1著者がカリフォルニア大学地震工学研究センターに在外研究する機会を与えられた際に第2著者の指導のもとに行った研究成果をまとめたものである。本研究の遂行にあたり、多くの方々の御指導と御支援を賜った。カリフォルニア大学の D. Williams 博士および W.G. Godden 教授には実験データを提供していただくと同時に必要な追試験に御協力いただいた。ベクトル電力会社の W.S. Tseng 博士には計算機プログラムの修正に御助力いただいた。建設省土木研究所の大久保忠良企画部長、大橋昭光地震防災部長、栗林栄一耐震研究室長、岩崎敏男振動研究室長には本研究の遂行中終始御支援を賜わるとともに本論文をまとめるにあたって貴重な御助言をいただいた。本論文はこうした方々の御協力を得てはじめて完成したものであることを記して深甚の謝意を表わすものである。

参考文献

- 1) Iwasaki, T., Penzien, J. and Clough, R.W. : Literature Survey-Seismic Effects on Highway Bridges, Report No. EERC 71-11, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, November 1972.
- 2) Jennings, P.C. : Engineering Features of the San Fernando Earthquake, February 9, 1971, EERL 71-20, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, June 1971.
- 3) Tseng, W.S. and Penzien, J. : Analytical Investigations of the Seismic Response of Long Multiple Span Highway Bridges, Report No. EERC 73-12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, June 1973.
- 4) Tseng, W.S. and Penzien, J. : Seismic Response of Highway Overcrossings, Proc. 5th World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Italy, 1973.
- 5) Williams, D. and Godden, W.G. : Experimental Model Studies on the Seismic Response of High Curved Overcrossings, Report No. EERC 76-18, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, June 1976.
- 6) Kawashima, K. and Penzien, J. : Correlative Investigations on Theoretical and Experimental Dynamic Behavior of A Model Bridge Structure, Report No. EERC 76-26, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, July 1976.
- 7) Newmark, N.M. : A Method of Computation for Structural Dynamics, Proc. ASCE, Vol. 85, No. EM 3, pp. 67-94, July 1959.
- 8) Bathe, K.J. and Wilson, E.L. : Stability and Accuracy Analysis of Direct Integration Methods, International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 1, pp. 282-291, 1973.
- 9) Nickell, R.E. : Direct Integration Methods in Structural Dynamics, Proc. ASCE, Vol. 99, No. EM 2, pp. 303-317, April 1973.
- 10) Bathe, K.J., Wilson, E.L. and Iding, R.H. : NONSAP-A Structural Analysis Program for Static and Dynamic Response of Nonlinear System, Report No. UC SESM 74-3, Structural Engineering Laboratory, University of California, Berkeley, 1974.

(1978.2.2・受付)