

上部工の拘束を考慮した多点入力高架橋の地震応答解析

後藤 尚男・亀田 弘行・浅村 忠文

MULTI-INPUT EARTHQUAKE RESPONSE OF ELEVATED HIGHWAY BRIDGES WITH CONSTRAINTS OF GIRDERS

By Hisao GOTO, Hiroyuki KAMEDA and Tadafumi ASAMURA

Synopsis

This paper deals with earthquake response of elevated highway bridges with an emphasis on the effects of differential earthquake motions at neighbouring pier sites on the seismic forces induced in girder supports and torsional moment induced in piers, as well as acceleration and displacement responses and bending moment. It is demonstrated that higher mode (4th mode) vibration caused by differential pier motions with constraints of girders whose effects are not considered in current design affects considerably seismic loads acting on girder-pier connecting supports.

1. 緒 論

高架橋は常時においては交通路線としての重要な役割をもち、また地震時には消火・避難・救援・復旧など果すべき大きな役割を有する。しかるに高架橋自身が過去の地震によって数多くの被害を受けてきたことは周知のとおりである。高架橋の被害は上・下部両構造物に生ずるが、特に支承部が高架橋の震害機構に重大な影響を及ぼす。したがって支承部に着目した耐震研究が実施されているが¹⁾²⁾³⁾、それらの多くは橋軸方向または同直角方向のみを対象として地震応答解析を行なっている。橋軸直角方向の地震動が橋脚地点によって異なる（異入力）ことが主原因となって、それによって生ずる上部構造が下部構造に及ぼす拘束作用については十分解明されておらず、この考えは現行の耐震設計指針では考慮されていない。

以上のことから、本研究では、高架単純桁橋について、上部構造が下部構造に及ぼす拘束効果ならびに支承が高架橋の動的挙動に及ぼす影響を明らかにすることを目的として、多点2方向水平入力による高架単純桁橋の非弾性地震応答解析を行ったものである。

はじめに高架単純桁橋の1径間分を詳細にモデル化した。橋脚はRC橋脚として剛性劣化型トリ・リニア履歴特性を持たせ、杭基礎はパイ・リニア型履歴特性を有するものとした。特に、橋脚の橋軸直角水平方向の相対運動による上部工の回転とねじり拘束、それによる水平支承反力や橋脚のねじりモーメントの発生などを考察しうるモデルとした。固有値解析により、こうした種々の振動効果が現れる振動モードを検討した。

入力地震動としては、プロトタイプの地盤条件に合わせてスペクトル特性を補正した水平2方向同時入力をを用い、さらに、橋軸方向の波動の伝播による位相遅れを考慮した。

以上のような地震応答モデルに対して応答計算を行い、計算結果の検討を行った。特に考察の対象とした項目は、高架橋各部の時刻歴応答の特性、最大応答に対する入力位相遅れの影響、支承の破壊による地震力の遮断などである。

2. 高架橋単純桁橋のモデル化

本研究においては、高架橋単純桁橋の1スパン分を詳細な力学モデルで表現し、これに対して種々の多点異入力の地震荷重が作用した場合の高架橋の力学的挙動を検討した。

想定したプロトタイプは、阪神高速道路堺線住吉第2工区の高架単純橋1スパン分の全橋を対象とした。

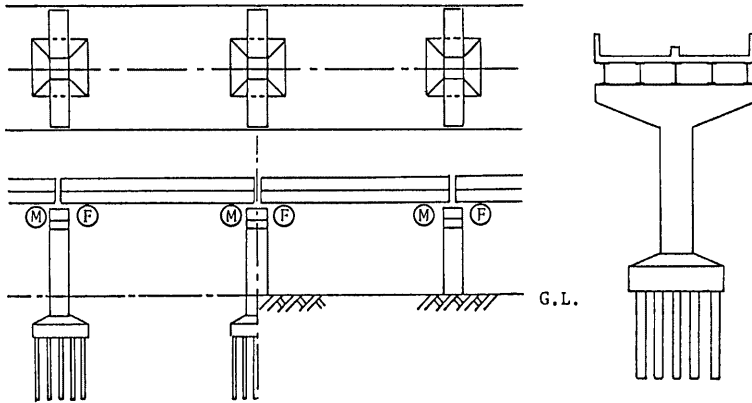


Fig. 1. General view of elevated highway bridges.

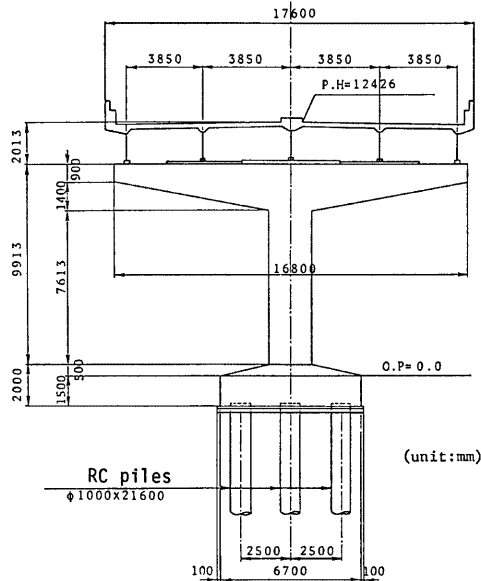


Fig. 2. Prototype pier. (Hanshin Expressway, Sumiyoshi Section 2, Pier No. 4)

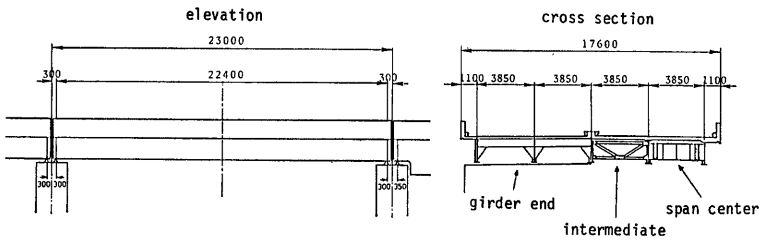


Fig. 3. Prototype girder. (Hanshin Expressway, Sumiyoshi Section 2, Girder No. 4)

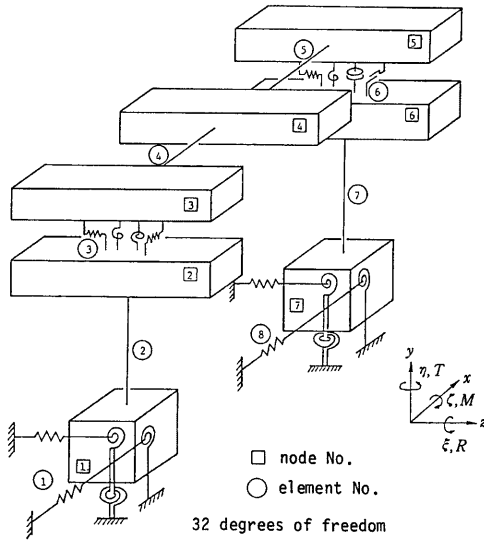


Fig. 4. Dynamic model.

Table 1. Mass of each node of the dynamic model.

node No. (model S)	weight (ton)	mass (ton sec ² /cm)
1	2.418×10^2	2.467×10^{-1}
2	1.915×10^2	1.954×10^{-1}
3	8.216×10	8.384×10^{-2}
4	1.614×10^2	1.646×10^{-1}
5	8.216×10	8.384×10^{-2}
6	1.915×10^2	1.954×10^{-1}
7	2.418×10^2	2.467×10^{-1}
total	1.192×10^3	1.216

Fig. 1 はその概念図である。モデル化を行ったのは橋脚 P04 (固定支承側) と P05 (可動支承側) に架設された合成桁 G04 である。力学モデルにおいては、両橋脚とも P04 と同じ諸元を持つものとした。Fig. 2, 3 に橋脚および合成桁の概略を示した。

地震応答解析に用いた振動モデルを Fig. 4 に示した。このモデルの自由度は32であり、上部工および支承の剛性を与えるエレメント③, ④, ⑤, ⑥は線形弾性、橋脚の剛性を与えるエレメント②, ⑦は剛性劣化型トリリニア履歴系、基礎の剛性を与えるエレメント①, ⑧はバイリニア型履歴系とした。

Table 1 に各節点の質量, Table 2 に各節点の寸法, Table 3 に基礎の履歴特性, Table 4 に橋脚の履

Table 2. Dimension of each node.

node No.	height of node H_i (cm)	height of center of gravity H_i (cm)	width D_i (cm)	depth B_i (cm)	radius of rotation		
					r_{xi} (cm)	r_{yi} (cm)	r_{zi} (cm)
1, 7	200.0	85.2	670.0	700.0	199.6	279.7	208.0
2, 6	230.0	145.6	1680.0	210.0	487.4	488.8	77.78
3, 5	169.3	152.7	1760.0	—	551.3	576.6	—
4	169.3	150.6	1760.0	—	541.7	641.2	—

Table 3. Hysteretic properties of pile foundation model.

direction	elastic spr. const. & 1st rigidity of inelastic spr.	2nd rigidity of inelastic spr.	yield deformation
horizontal (along x, z)	(ton/cm) 6.753×10^2	(ton/cm) 6.753×10^1	1.0 (cm)
rotational (about x, z)	(ton·cm) 1.475×10^8	(ton·cm) 1.475×10^7	9.898×10^{-4} (rad)
rotational (about y)	(ton·cm) 6.610×10^7	(ton·cm) 6.610×10^6	2.828×10^{-3} (rad)

Table 4. Hysteretic properties of pier model.

rigidities & hysteresis		bending about z (EI_z)	bending about x (EI_x)	torsion about y (CJ_y)
linear	rigidity (ton·cm ²)	8.105×10^9	1.004×10^{10}	2.927×10^{10}
Degrading Tri-linear	initial 1st rigidity (ton·cm ²)	1.392×10^{10}	1.483×10^{10}	
	initial 2nd rigidity (ton·cm ²)	4.108×10^9	5.326×10^9	
	initial 3rd rigidity (ton·cm ²)	1.392×10^9	1.483×10^9	
	curvature at point C (1/cm)	2.262×10^{-6}	2.167×10^{-6}	
	curvature at point Y (1/cm)	2.483×10^{-5}	2.381×10^{-5}	
	curvature at collapse (1/cm)	4.996×10^{-5}	4.762×10^{-5}	

歴特性を示した。また、Table 5 に支承の剛性、Table 6 に上部構造の剛性を示した。

本解析モデルでは、節点②と③、および節点④と⑤を結ぶ支承エレメント③、④を考慮することにより、支承に作用する地震力を詳細に検討できるようにした。橋脚に異入力地震動が作用する場合には、橋軸直角

Table 5. Rigidities of supports.

x -direction (F) k^{xF}	3420.0 (ton/cm)
x -direction (M) k^{xM}	1.954 (ton/cm)
z -direction (F, M) k^{zF}, k^{zM}	1710 (ton/cm)
y -direction (F, M) k^{yF}, k^{yM}	17100 (ton/cm)

F: fixed, M: movable

Table 6. Rigidities of girder.

rigidity (x -direction) EA	1.189×10^4 (ton)
rigidity (y -direction) EI y	4.060×10^{12} (ton·cm 2)
torsional (about x) GJ x	1.725×10^{12} (ton·cm 2)

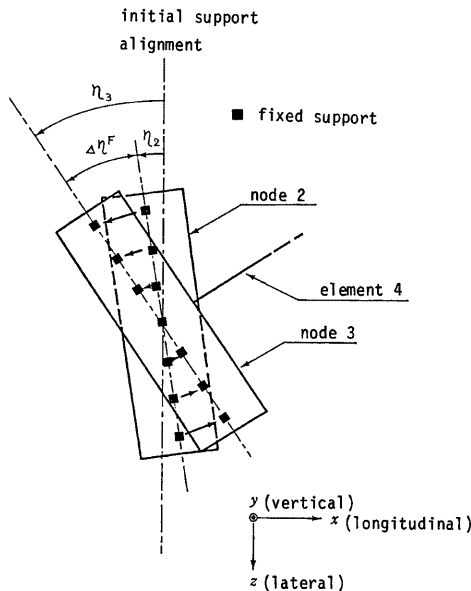


Fig. 5. Longitudinal support reaction at fixed supports caused by relative rotation of girder and pier about vertical axis.

Table 7. Natural periods for dominant vibration modes.

node (Fig. 6)	natural period (sec): equiv. linear model	natural period (sec): nonlinear model
1	0.9804	0.6748
2	0.8855	0.6513
3	0.4478	0.3618
4	0.3138	0.2684
5	0.2680	0.2182

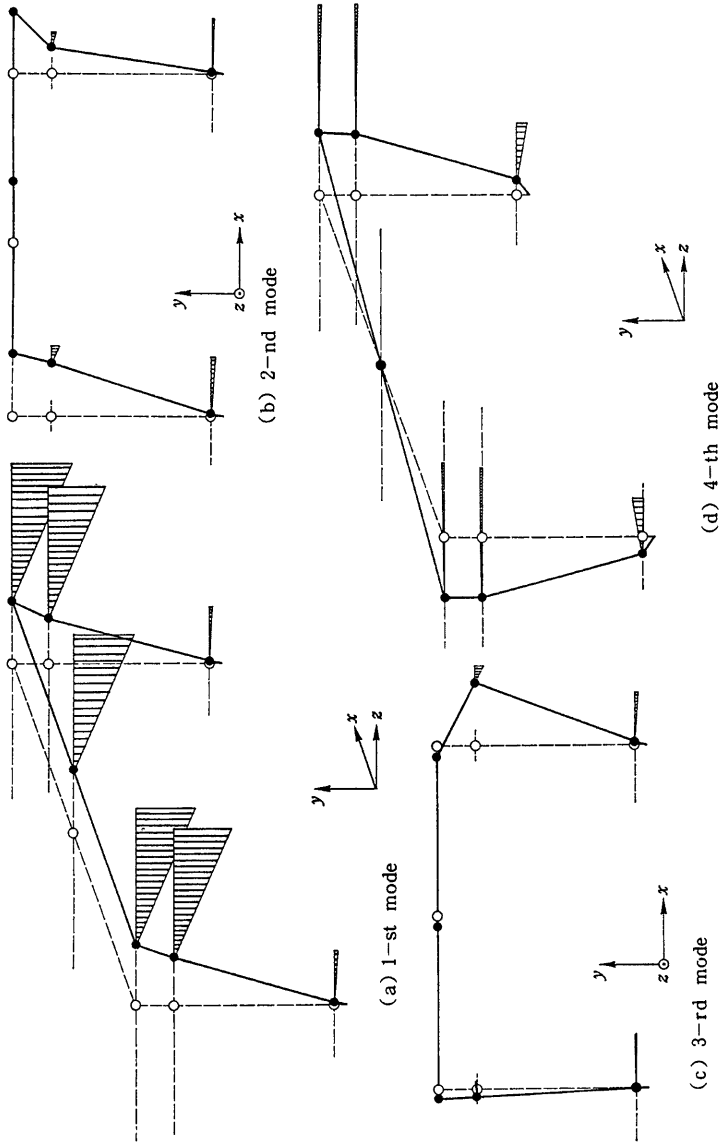


Fig. 6. Modes of vibration.

方向地震動によって Fig. 5 のように上部構造と橋脚横梁との間に水平面内で相対的な回転が生ずるため、固定支承において橋軸方向地震力が発生し、これが橋軸方向地震動による効果と重畳することになる。本モデルでは、支承エレメント③、⑥の変形を各支承の地震力に換算することにより支承に作用する地震力を詳細に検討した。

モデルの固有周期（5次まで）を Table 7 に、振動モード（4次まで）を Fig. 6 に示した。Table 7 には等価線形モデル以外に、非弾性系において降伏点（トリリニアモデルでは第二剛性から第三剛性に変化する点）と原点を結ぶ割線剛性を用いた固有周期を非弾性モデルの固有周期として示した。Fig. 6 の振動モードは等価線形モデルに対するものである。1次は橋軸直角方向の同位相モード、2次は橋軸方向の同位相モード、3次は橋軸方向の逆位相モード、4次は橋軸直角方向の逆位相モードである。両端の橋脚に異入力地震動が作用することによって励起される可能性がある3次、4次振動の影響が本研究の主要な検討項目の一つとなる。

3. 非弾性地震応答解析

3.1 入力地震動

非弾性地震応答解析における入力地震動には、1968年4月1日の日向灘地震による板島橋での地表の強震記録水平2成分を基本波形として用いた。Fig. 8 はその波形を示したもので、文献4)の方法により基線補正と計器補正を施してある。この波形に下のような処理を行って入力地震動を作成した。

3.1.1 強震記録の主軸2方向の算出

高架橋の地震応答は入力地震動の方向によって強い影響を受けるので、Fig. 8 の波形をもとにして地震動強度が最大・最小となる主軸方向を見出し、これらの方向の地震波形を算出した。

Fig. 8 の2方向地震動加速度を $\ddot{m}(t)$, $\ddot{n}(t)$ 、それらの主軸方向（反時計方向への回転角）を θ とすると、 θ は次式で与えられる。

$$\theta = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{2P_{mn}}{P_{mm} - P_{nn}} \right) \dots\dots\dots(1)$$

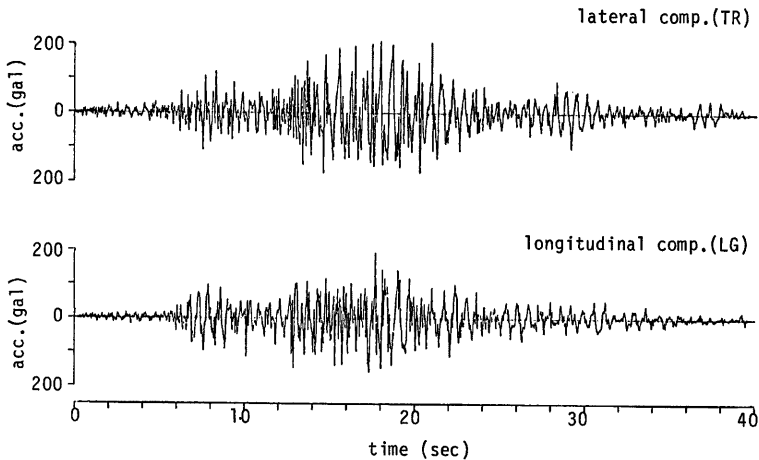


Fig. 7. Original accelerograms used for response analysis. (Recorded at Itajima Br. during 1968 Hyuganada Earthquake)

ただし、 P_{mm} , P_{nn} は $\dot{u}(t)$, $\dot{u}(t)$ の全パワー、 P_{mn} は相互パワーで、それぞれ次式で与えられる。

$$P_{mm} = \int_0^T \dot{u}^2(t) dt, \quad P_{nn} = \int_0^T \dot{u}^2(t) dt, \quad P_{mn} = \int_0^T \dot{u}(t)\dot{u}(t) dt \dots\dots\dots(2)$$

これより、主軸方向地震動は次式により算出される。

$$\left. \begin{aligned} \ddot{u}(t) &= \dot{u}(t) \cos \theta + \dot{u}(t) \sin \theta \\ \ddot{v}(t) &= -\dot{u}(t) \sin \theta + \dot{u}(t) \cos \theta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(3)$$

このようにして得られた主軸方向地震動の全パワーの比は次式で与えられる。

$$\gamma^P = \frac{P_{uu}}{P_{vv}} = \frac{P_{mm} \cos^2 \theta + 2P_{mn} \cos \theta \sin \theta + P_{nn} \sin^2 \theta}{P_{mm} \sin^2 \theta + 2P_{mn} \cos \theta \sin \theta + P_{nn} \cos^2 \theta} \dots\dots\dots(4)$$

3.1.2 スペクトル特性の補正

式(3)により得られた主軸方向の地震動に対し、さらに地盤条件によるスペクトル特性の補正を行った。重複反射理論から得られる注目する地盤の伝達関数を $A(\omega)$ とし強震観測地点(板島橋)については $A_F(\omega)$ 本研究のプロトタイプ高架橋の固定側橋脚地点(地点F)については $A_F(\omega)$ 、可動側橋脚地点(地点M)については $A_M(\omega)$ と表わす。 $\dot{u}(t)$, $\dot{v}(t)$ のフーリエ変換を $U(\omega)$, $V(\omega)$ とすると、地点Fにおける地震動の水平

Table 8. Ground model-I (Itajima Br.: Site R)

site	soil cond.	no. of layers	depth of basement layer			
Itajima Br.	type III	5	16.5 m			
layer No.	soil type	thickness (m)	density (g/cm ³)	mean blow counts (N)	shear wave velocity (m/sec)	damping factor
1	sandy clay with gravel	3.0	1.5	3.0	85	0.11
2	fine sand	1.0	1.7	3.0	69	0.18
3	fine sand	4.0	1.7	4.5	88	0.15
4	loam	5.0	1.3	10.2	151	0.13
5	sandy clay	3.5	1.8	6.8	107	0.08
base	gravel with clay		2.2	N ≥ 50	480	0.03

Table 9. Ground model-II (P04: Site F)

site	soil cond.	no. of layers	depth of basement layer			
2P04	type III	7	23.0 m			
layer No.	soil type	thickness (m)	density (g/cm ³)	mean blow counts (N)	shear wave velocity (m/sec)	damping factor
1	sandy silt	5.8	1.7	9.1	99	0.18
2	gravel	1.8	1.9	11.9	130	0.14
3	clayey silt	7.6	1.4	9.6	136	0.09
4	silty sand	1.5	1.7	18.8	181	0.11
5	clayey silt	2.4	1.4	6.5	115	0.08
6	gravel	1.2	1.9	50.5	303	0.10
7	silt	2.7	1.4	36.3	273	0.07
base	gravel		2.0	N ≥ 50	800	0.07

Table 10. Ground model-III (P04: Site M).

site	soil cond.	no. of layers	depth of basement layer			
2P05	type III	7	23.0 m			
layer No.	soil type	thickness (m)	density (g/cm ³)	mean blow counts (N)	shear wave velocity (m/sec)	damping factor
1	sandy silt	5.8	1.7	9.1	99	0.18
2	gravel	2.1	1.9	11.9	130	0.14
3	clayey silt	7.0	1.4	9.6	136	0.09
4	silty sand	1.5	1.7	18.8	181	0.11
5	clayey silt	3.0	1.4	6.5	115	0.08
6	gravel	0.9	1.9	50.0	303	0.10
7	silt	2.7	1.4	36.3	273	0.07
base	gravel		2.0	N ≥ 50	800	0.07

方向加速度 2 成分 $\ddot{u}_F(t), \ddot{v}_F(t)$, のフーリエ変換 $U_F(\omega), V_F(\omega)$ は次式から算出される。

$$\begin{Bmatrix} U_F(\omega) \\ V_F(\omega) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} A_F(\omega) \\ A_R(\omega) \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} U_R(\omega) \\ V_R(\omega) \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (5)$$

同様にして地点Mにおける地震動の水平方向加速度 $\ddot{u}_M(t), \ddot{v}_M(t)$ のフーリエ変換 $U_M(\omega), V_M(\omega)$ も次式から得られる。

$$\begin{Bmatrix} U_M(\omega) \\ V_M(\omega) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} A_M(\omega) \\ A_R(\omega) \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} U_R(\omega) \\ V_R(\omega) \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (6)$$

式 (5), 式 (6) を逆変換して, 橋脚地点の 2 方向地震動 $\ddot{u}_F(t), \ddot{v}_F(t)$ および $\ddot{u}_M(t), \ddot{v}_M(t)$ を得た。Table 8~10 に地点 R, F, M の地盤構成と仮定した S 波速度および減衰定数を示した。

3.1.3 位相特性の補正

両橋脚における地震動について, 次のような 2 通りの方法で位相差を与えた。

- (1) 一様位相遅れ

上に求めた地点Mにおける地震動 $\ddot{u}_M(t), \ddot{v}_M(t)$ に代わり, $\ddot{u}_M(t-\tau), \ddot{v}_M(t-\tau)$ を地点Mにおける入力地動とする。これにより, 地点Mの地震動の各調和成分は地点Fにおける地震動 $\ddot{u}_F(t), \ddot{v}_F(t)$ に対して一様に τ なる位相遅れを持つ。

- (2) 分散性を考慮する場合

地点Fにおける表面波の分散特性を考慮して両橋脚間の地震動の位相遅れを振動数ごとに評価した。すなわち, 高田・Wright⁹⁾ の方法によって地点Fにおける基本モード表面波の位相速度 $c(\omega)$ を次式から算出する。

$$c(\omega_n) = c(2\pi f_n) = 4f_n H_n \dots\dots\dots (7)$$

ただし, $f_n = V_{sn}/(4H_n)$ で, V_{sn} は地表から第 n 層までの平均せん断波速度, H_n は第 n 層下面までの深さである。式 (6) で得られた $U_M(\omega), V_M(\omega)$ の代りに, $U_M(\omega) \exp\{i\varphi(\omega)\}, V_M(\omega) \exp\{i\varphi(\omega)\}$ を求め, これを逆変換したものを地点Mの入力地震動 $\ddot{u}_M(t), \ddot{v}_M(t)$ とした。この場合, Table 9 に示した地盤構成のみでは低振動数域の $c(\omega)$ を求めるのに不十分であるので, Table 11 のように下層地盤を加えたモデルで計算を行った。

3.1.4 入力地震動の設定

以上のようにして得られた地点F, Mの地震動を用いて, Table 12 に示したような種々の入力地震動を設

Table 11. Ground model for surface wave propagation (P04: Site F).

layer No.		soil type	thickness (m)	density (g/cm ³)	mean blow counts (N)	shear wave velocity (m/sec)	damping factor
1	alluvial	sandy silt	5.8	1.7	9.1	157	0.15
2		gravel	1.8	1.9	11.9	179	0.15
3	upper diluvial	clayey silt	7.6	1.4	9.6	161	0.05
4		silty sand	1.5	1.7	18.8	225	0.08
5		clayey silt	2.4	1.4	6.5	133	0.05
6		gravel	1.2	1.9	50.0	368	0.07
7		silt	2.7	1.4	36.3	313	0.05
8		gravel	500	2.0	N \geq 50	450	0.03
9	lower diluvial	gravel	200	2.0	N \geq 50	600	0.03
10	Nijo layers	lava	700	2.0	N \geq 50	800	0.03
11	granites	granite	1000	2.7	N \geq 50	3000	0.01

定した。同表において、Aシリーズは2方向の地震動 $\dot{u}(t)$, $\dot{v}(t)$ のうち最大パワーを持つ地震動を x 軸 (橋軸方向) に、最大パワーを持つ地震動を z 軸 (橋軸直角方向) に作用させた場合であり、両者の関係を逆にしたのがBシリーズである。A, Bシリーズとも橋脚間の位相遅れは一律位相遅れであり、 $\tau=0\sim 0.32$ sec

Table 12. Case of input earthquake motions.

case	direction of max. power	amplitude modification		phase modification		modification of peak acc.
		site $R \rightarrow$ site F	site $F \rightarrow$ site M	dispersion	uniform delay τ (sec)	
A-1	x -axis	$* \frac{A_F(\omega)}{A_R(\omega)}$	$* \frac{A_M(\omega)}{A_F(\omega)}$	—	$\tau=0.0$	—
A-2					$\tau=0.04$	
A-3					$\tau=0.08$	
A-4					$\tau=0.12$	
A-5					$\tau=0.18$	
A-6					$\tau=0.25$	
A-7					$\tau=0.32$	
B-1	z -axis	$* \frac{A_F(\omega)}{A_R(\omega)}$	$* \frac{A_M(\omega)}{A_F(\omega)}$	—	$\tau=0.0$	—
B-2					$\tau=0.04$	
B-3					$\tau=0.08$	
B-4					$\tau=0.12$	
B-5					$\tau=0.18$	
B-6					$\tau=0.25$	
B-7					$\tau=0.32$	
C-1	x -axis	$* \frac{A_F(\omega)}{A_R(\omega)}$	$* \frac{A_M(\omega)}{A_F(\omega)}$	$* \exp(i\varphi(\omega))$	—	—
C-2						1.25 times
C-3						1.5 times
C-4						1.75 times
C-5						2.0 times

*: multiplication Fourier transforms

Table 13. Intensities of input earthquake motions.

case: A-1~7

acc. component	peak acc. (gal)	peak acc. ratio	total power (gal ² ·sec)	total power ratio
P04 z-direc. $z_P(t)$	185	0.920	4.320×10^4	0.580
P04 x-direc. $x_P(t)$	201	1.000	7.454×10^4	1.000
P05 z-direc. $z_M(t)$	179	0.890	4.039×10^4	0.542
P05 x-direc. $x_M(t)$	198	0.989	7.216×10^4	0.968

case: B-1~7

acc. component	peak acc. (gal)	peak acc. ratio	total power (gal ² ·sec)	total power ratio
P04 z-direc. $z_P(t)$	200	1.000	7.454×10^4	1.000
P04 x-direc. $x_P(t)$	185	0.920	4.320×10^4	0.580
P05 z-direc. $z_M(t)$	198	0.989	7.216×10^4	0.968
P05 x-direc. $x_M(t)$	179	0.890	4.039×10^4	0.542

case: C-5

acc. component	peak acc. (gal)	peak acc. ratio	total power (gal ² ·sec)	total power ratio
P04 z-direc. $z_P(t)$	368	0.837	1.717×10^5	0.580
P04 x-direc. $x_P(t)$	400	0.909	2.963×10^5	1.000
P05 z-direc. $z_M(t)$	362	0.824	1.605×10^5	0.542
P05 x-direc. $x_M(t)$	440	1.000	2.868×10^5	0.968

まで7種類の値を設定した。ここで扱うような小規模な単純桁で位相遅れ0.32secは過大な値と考えられるが(大きくとも0.2sec程度までであろう)、応答特性全般を把握するためにあえてこの範囲に値を設定した。Cシリーズは分散性を考慮した地震動であり、最大加速度に5種類の値を設定して終局性状に関する検討を行った。Table 13は各ケースにおける入力地震動の強度を示したものである。

3.2 運動方程式

時刻 t における、多自由度系の運動方程式は次式で表わされる。

$$[M]\{\ddot{X}_t\} + [C]\{\dot{X}_t\} + [K]\{X_t\} = \{R_t\} \dots\dots\dots(8)$$

ただし、[M]: 質量マトリックス

[C]: 減衰マトリックス

[K]: 剛性マトリックス

{X_t}: 時刻 t における節点の変位ベクトル

{R_t}: 時刻 t における外力ベクトル

本研究では、地震入力のみを考慮するため、

$$\{R_t\} \equiv \{O\}$$

基礎の地盤にS個の地震動入力を与えるので、式(8)の変位ベクトルにS個の成分よりなる入力方向の地盤の変位ベクトルを付加すると、次の式が得られる。

$$\{X_t^A\} = \begin{Bmatrix} X_t \\ X_t^G \end{Bmatrix} \dots\dots\dots(9)$$

ただし、 $\{X_t^A\}$: 時刻 t における、地盤変位を含めた全体の変位ベクトル
 $\{X_t^G\}$: 時刻 t における地盤の変位ベクトル

ここで、 $\{X_t^A\}$ は次式のように、強制変位による静的な応答と、それに付加される動的な応答とに分離して考えると便利である⁹⁾。

$$\begin{aligned} \{X_t^A\} &= \begin{Bmatrix} X_t \\ X_{t,G} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} X_s \\ X_{s,G} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} X \\ X_G \end{Bmatrix} \\ &= \{X_s^A\} + \{X^A\} \dots\dots\dots(10) \end{aligned}$$

ただし、 $\{X_s^A\} = \begin{Bmatrix} X_s \\ X_{s,G} \end{Bmatrix}$: 強制変位による静的な応答を表わす変位ベクトル

$\{X^A\} = \begin{Bmatrix} X \\ X_G \end{Bmatrix}$: 動的な応答を表わす変位ベクトル

S個の入力についての変位ベクトルを付加したので、式(8)の関係を地盤変位も含めた全体系について拡大する。

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} M & M^G \\ (M^G)^T & M^{GG} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{X}_t \\ \ddot{X}_{t,G} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C & C^G \\ (C^G)^T & C^{GG} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{X}_t \\ \dot{X}_{t,G} \end{Bmatrix} \\ + \begin{bmatrix} K & K^G \\ (K^G)^T & K^{GG} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_t \\ X_{t,G} \end{Bmatrix} &= \begin{Bmatrix} O \\ R_{t,G} \end{Bmatrix} \dots\dots\dots(11) \end{aligned}$$

よって、節点変位に関する運動方程式は次式となる。

$$[MM^G] \begin{Bmatrix} \ddot{X}_t \\ \ddot{X}_{t,G} \end{Bmatrix} + [CC^G] \begin{Bmatrix} \dot{X}_t \\ \dot{X}_{t,G} \end{Bmatrix} + [KK^G] \begin{Bmatrix} X_t \\ X_{t,G} \end{Bmatrix} = \{O\} \dots\dots\dots(12)$$

ここで、地盤も含めた全体系のつり合い条件は、次式で表わされる。

$$[K] \{X_s\} + [K^G] \{X_{s,G}\} = \{O\} \dots\dots\dots(13)$$

式(13)の関係にもとづき、式(10)を式(12)に代入して、

$$[M] \{\ddot{X}\} + [C] \{\dot{X}\} + [K] \{X\} = -[MM^G] \begin{Bmatrix} \ddot{X}_s \\ \ddot{X}_{s,G} \end{Bmatrix} - [CC^G] \begin{Bmatrix} \dot{X}_s \\ \dot{X}_{s,G} \end{Bmatrix} \dots\dots\dots(14)$$

また、式(13)より $\{X_s\}$ は次式となる。

$$\begin{aligned} \{X_s\} &= -[K]^{-1}[K^G] \{X_{s,G}\} \\ &= [D] \{X_{s,G}\} \dots\dots\dots(15) \end{aligned}$$

ただし、

$$[D] = -[K]^{-1}[K^G]$$

通常、式(14)の右辺の減衰に関する項は慣性項に較べて小さく無視してもさしつかえない。よって、運動方程式は次式のように表わされる。

$$[M] \{\ddot{X}\} + [C] \{\dot{X}\} + [K] \{X\} = -[M][D] \{\ddot{X}_{s,G}\} \dots\dots\dots(16)$$

本研究においては、両橋脚地点においてそれぞれ水平2方向の地震動入力を考えるので、式(16)は次のように表わされる。これが、解くべき運動方程式である。

$$[M] \{\ddot{X}\} + [C] \{\dot{X}\} + [K] \{X\} = -[M][D] \begin{Bmatrix} \ddot{x}_F \\ \ddot{z}_F \\ \ddot{x}_M \\ \ddot{z}_M \end{Bmatrix} \dots\dots\dots(17)$$

ただし、 \ddot{x}_F : 固定支承側橋脚地点の x 軸方向入力地震動加速度

\ddot{z}_F : 固定支承側橋脚地点の z 軸方向入力地震動加速度

\ddot{x}_M : 可動支側橋脚地点の x 軸方向入力地震動加速度

\ddot{z}_M : 可動支側橋脚地点の z 軸方向入力地震動加速度

また、非弾性応答を扱うときは、次式のように第 k 時間ステップにおいて区分線形とした増分型の運動方程式を用いる。

$$[M]\{\Delta \dot{\mathbf{X}}\}_k + [C]\{\Delta \dot{\mathbf{X}}\}_k + [K]\{\Delta \mathbf{X}\}_k = -[M][D]_k \begin{Bmatrix} \Delta \ddot{x}_F \\ \Delta \ddot{z}_F \\ \Delta \ddot{x}_M \\ \Delta \ddot{z}_M \end{Bmatrix}_k \dots\dots\dots(18)$$

ただし、 $\{\Delta \mathbf{X}\}_k$: 第 k 時間ステップにおける変位ベクトル $\{\mathbf{X}\}$ の増分

$[C]_k$: 第 k 時間ステップにおける減衰マトリックス $[C]$

$[K]_k$: 第 k 時間ステップにおける剛性マトリックス $[K]$

$[D]_k = -[K]_k^{-1}[K^G]_k$

$[K^G]_k$: 第 k 時間ステップにおける剛性マトリックス $[K^G]$

$$\begin{Bmatrix} \Delta \ddot{x}_F \\ \Delta \ddot{z}_F \\ \Delta \ddot{x}_M \\ \Delta \ddot{z}_M \end{Bmatrix}_k : \text{第 } k \text{ 時間ステップにおける入力地震動加速度, } \ddot{x}_F, \ddot{z}_F, \ddot{x}_M, \ddot{z}_M, \text{ の増分}$$

ここで、質量マトリックス $[M]$ は、離散系モデルを取り扱うので、非対角項はすべて 0 であり、対角項は変位ベクトル $\{\mathbf{X}\}$ に対応して、節点の質量および慣性モーメントより成る。すなわち、その対角要素のみを取り出すと、次式のように表わされる。

$$\{a_{ii}\} = \underbrace{(m_1, m_1 r_{z1}^2, m_1, m_1 r_{x1}^2, m_1 r_{y1}^2, m_2, \dots, m_j, m_j, m_j r_{xj}^2, m_j r_{yj}^2, \dots, m_n, m_n r_{zn}^2, m_n, m_n r_{xn}^2, m_n r_{yn}^2)}_{f \text{ 個}} \dots\dots\dots(19)$$

ただし、 a_{ii} : 質量マトリックスの対角要素, ($i=1, 2, \dots, f$)

m_j : 節点 j の質量

r_{xj} : 節点 j の x 軸まわりの慣性モーメントの回転半径

r_{yj} : 節点 j の y 軸まわりの慣性モーメントの回転半径

r_{zj} : 節点 j の z 軸まわりの慣性モーメントの回転半径

n : モデルの節点数

f : モデルの自由度

また、減衰マトリックス $[C]_k$ は、本研究では次のような Rayleigh 型減衰で与える。

$$[C]_k = C_e [M] + C_i [K]_0 \dots\dots\dots(20)$$

ただし、 C_e, C_i は定数、 $[K]_0$ は剛性マトリックス $[K]$ の初期値である。

これより、微小振動時の基準振動は非連成となり、 q 次振動モードの減衰定数 h_q は次式で与えられる。

$$h_q = \frac{T_q}{4\pi} C_e + \frac{\pi}{T_q} C_i \dots\dots\dots(21)$$

ただし、 T_q : q 次振動モードの周期 [sec]

4. 計算結果と考察

4.1 高架橋各部の時刻歴応答

Fig. 8~13 に高架橋各部の時刻歴応答の例を示した。これらは、入力地震動のケース C4 に対するもので、

両橋脚における水平2方向(合計4成分)の入力地震動の最大加速度は322~355galの範囲にあって、かなり強大な地震動が作用した場合に相当する。

Fig. 8, 9は橋脚の応答変位および加速度を示したものである。そのうちFig. 8は橋軸方向、Fig. 9は橋軸直角方向の応答である。また、いずれの図においても左半は固定支承側橋脚、右半は可動支承側橋脚であり、上半(節点3, 5)は桁端部、下半(節点1, 7)はフーチングの応答を示している。まず、Fig. 9の橋軸方向の変位応答では、桁の応答は2次振動が明確に卓越している。これに対し、フーチングの応答では変位はやはり2次振動が卓越するのに対し、加速度はより高次の振動が現われている。時刻7秒前徐で残留変形が発生しているのは主として基礎の降伏によるものであるが、後述のように固定支承側の橋脚射体の剛性も同時にかなり劣化する。次にFig. 9の橋脚直角応答では、桁の変位応答は1次振動が卓越しているが、Fig. 8の橋軸方向応答に比べてかなり小さい。これに対して加速度応答は両橋脚で逆位相の4次振動が卓越してかなり大きい応答を示している。これより、両橋脚で異なる入力地震動が作用することの影響は、ここで扱ったようなスパン23m程度の高架橋でも無視できないと言える。

Fig. 10, 11は橋脚基部における曲げ応答特性を示したもので、各図とも上から順に曲率、曲げモーメントおよび曲げ剛性(接線剛性)の変動を示している。Fig. 10は x 軸まわりの曲げで、橋軸方向の運動による曲げ特性、Fig. 11は y 軸まわりの曲げで、橋軸方向の運動による曲げ特性である。また、両図とも左半は固定支承側橋脚、右半は可動支承側橋脚に対する結果である。これらの図とFig. 8, 9を比較すると、曲げモーメントはほぼ橋脚頂部の変位応答に追従して発生していることがわかる。また、いずれの図においても曲げ剛性の低下がみられ、鉄筋の降伏領域に入っているが特にFig. 11の固定支承側橋脚ではその傾向が著しく、7sec以降では、トリリニア型履歴特性の特徴である剛性の全般的低下がみられる。

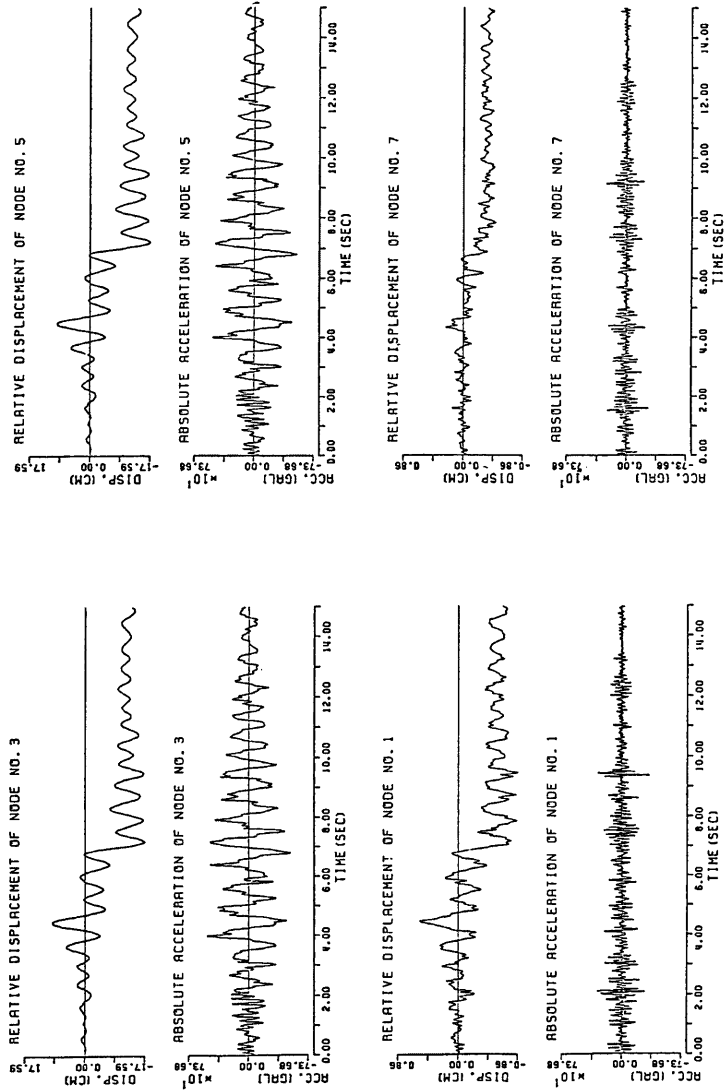
Fig. 12は橋脚に発生するねじりモーメントであり、通常の耐震規定では考慮されていないものであって、これがどの程度の大きさになるかは本研究の一つのポイントであった。このようなねじりモーメントは橋軸直角方向地震動が両橋脚で異なるために発生するものであるから、当然4次振動が卓越する。ねじりモーメントの大きさは、固定側橋脚で上記の曲げモーメントの10~20%、可動支承側橋脚ではさらにその1/2程度であって、絶対値としては大きくない。ただ、こうしたねじりモーメントが橋脚のせん断補強や杭基礎の水平力に対する設計に与える影響については、なお研究課題として残されるであろう。

Fig. 13は、支承に作用する地震力(支承反力)を示したもので、左半が橋軸方向(x 軸)の力である。また、支承No. 1は耳桁の固定支承、No. 3は中央桁の固定支承を示す。まず橋軸方向の支承反力では2次振動が卓越しているが、耳桁の支承(No. 1)では、これにさらに4次振動が重畳されて、中央桁の支承(No. 3)よりやや大きな反力が発生している。これはFig. 12でみた橋脚のねじりモーメントと同様の原因で発生するものであり、橋軸直角方向の地震動により橋軸方向の支承反力が発生するメカニズムを示している。一方橋軸直角方向の支承反力は耳桁・中央桁とほとんど同じ応答となっており、Fig. 9でみた桁の橋軸直角方向加速度(4次振動が卓越)による地震力を均等に分担しているといえる。

4.2 最大応答に対する入力位相遅れの影響

前節における時刻歴応答の検討により、ここで扱っているような比較的短スパンの単純桁橋でも、隣接橋脚への入力地震動が異なることにより、その応答特性が種々影響を受けることがわかった。両橋脚地点の地震動が異なる原因としては、(1)両橋脚間での地震動の位相遅れ、(2)両橋脚地点の地盤の振動性状が異なることによる波形の相違、の2つが考えられる。Table 9, 10.に示した地点F, Mの地盤構成は非常に似通っているから、本研究の場合には(2)の影響は小さく、(1)の位相遅れの影響が応答特性に表れたものと考えられる。そこで、本節では、一様位相遅れを用いたA, Bシリーズ(Table 12)の入力地震動に対する高架橋の応答値における位相遅れ時間 τ の影響を検討する。

入力地震動のAシリーズとBシリーズの相違は、上記のようにAシリーズは橋軸方向の地震動が橋軸直角方向の地震動より強く、Bシリーズではこの関係が逆になっている。この相違が以下の議論に種々の影響を持つので留意されたい。また、位相遅れ時間 τ と各次の振動周期との関連が議論されるが、この場合の振動



(a) nodes 1 and 3

(b) nodes 5 and 7

Fig. 8. Longitudinal (x-direction) displacement and acceleration response (input motion Cf).

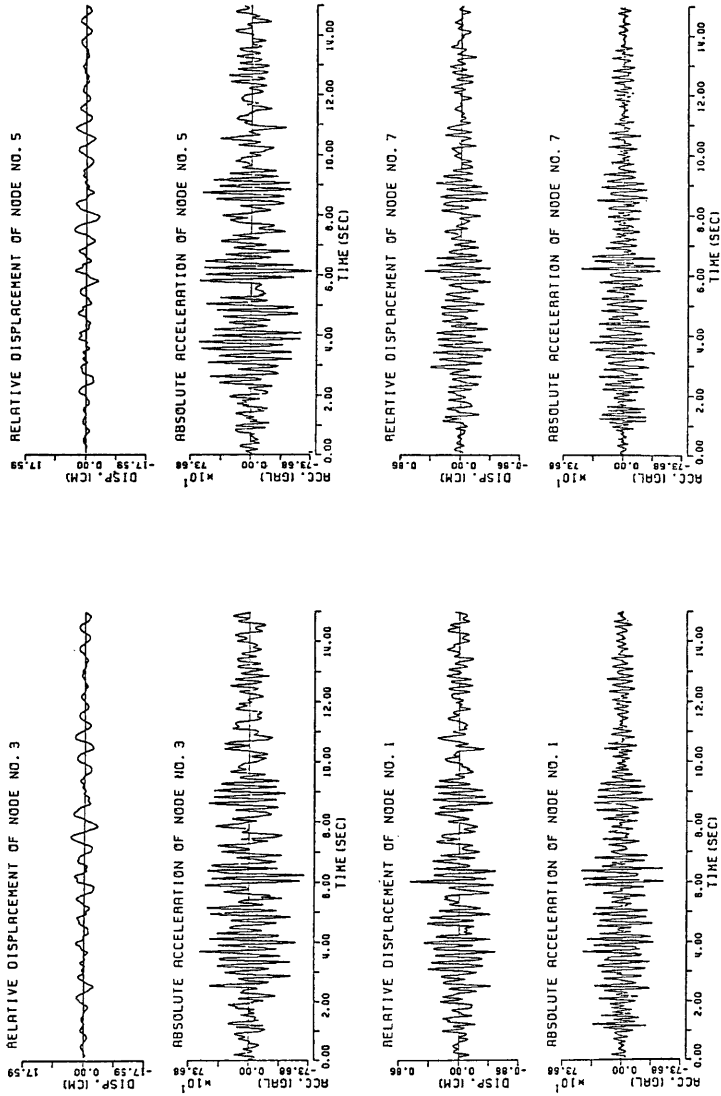


Fig. 9. Lateral (z-direction) displacement and acceleration response (input motion C4).

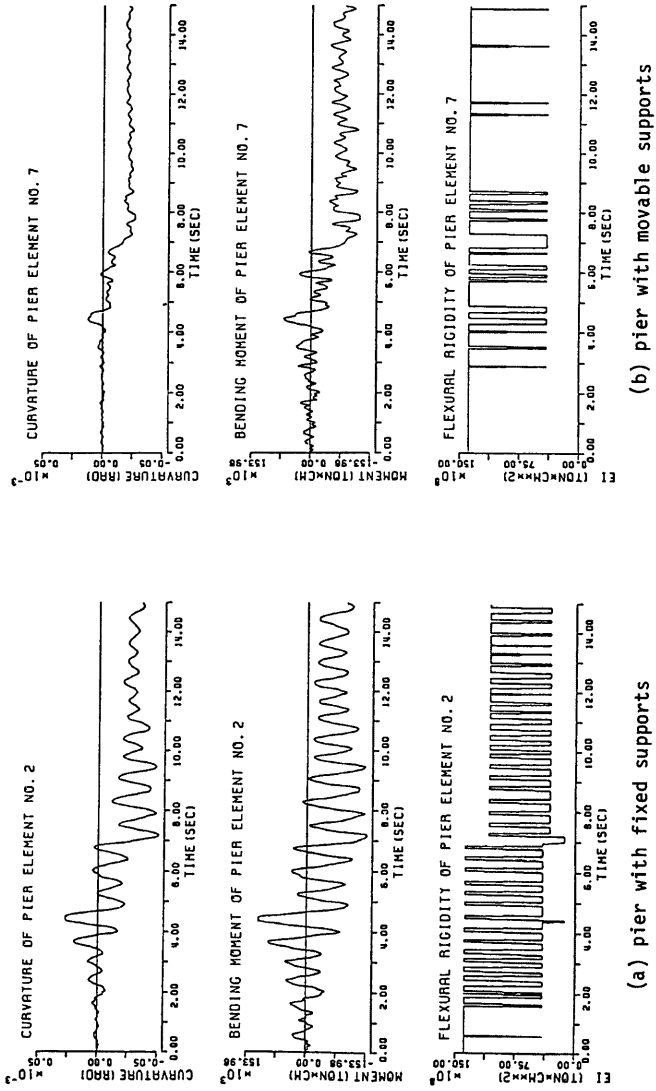
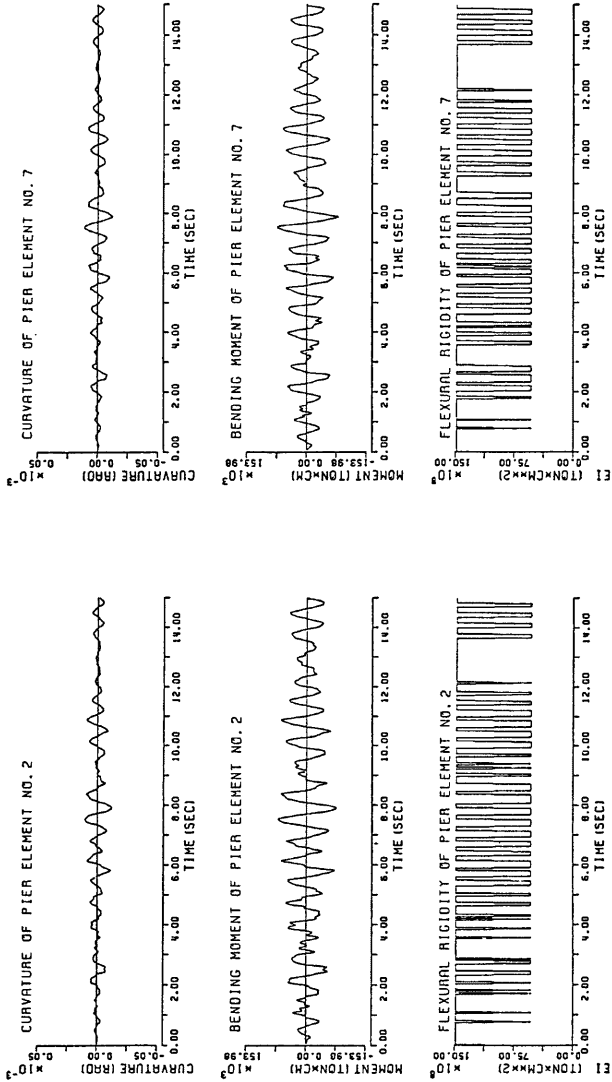


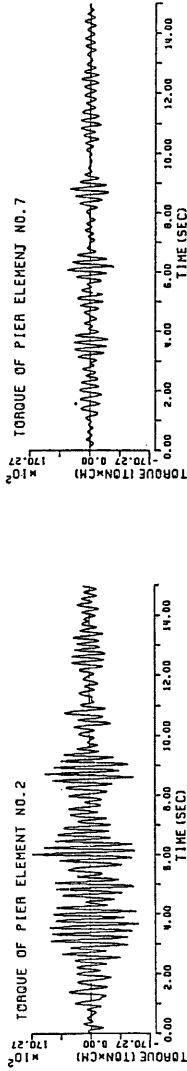
Fig. 10. Bending moment in piers about z (lateral) axis (input motion C4).



(b) pier with movable supports

(a) pier with fixed supports

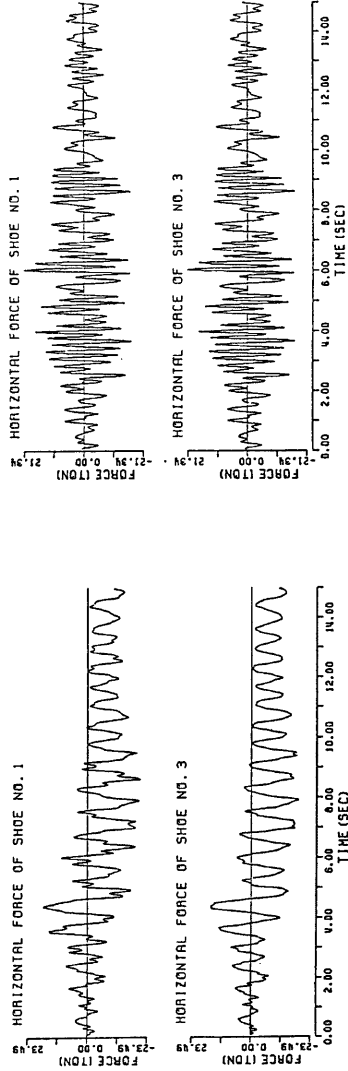
Fig. 11. Bending moment in piers about x (longitudinal) axis (input motion C4).



(a) pier with fixed supports

(b) pier with movable supports

Fig. 12. Torque in piers (input motion C4).



(a) x (longitudinal) direction

(b) z (lateral) direction

Fig. 13. Horizontal support reactions (input motion C4).

周期は、Table 7 のうちの非弾性モデル固有周期を基準として考えるべきことを指摘しておく。また、入力最大加速度は、Table 13 に示したように、成分により大略 180~200gal の範囲にある。

4.2.1 最大変位および最大加速度応答

Fig. 14 に各節点の橋軸方向最大変位応答を示した。同図 (a) (A シリーズ入力) では位相遅れ τ の増加とともに桁の変位応答 ($x_3 \sim x_5$) はほぼ単調に減少しているが、これは隣接橋脚での異入力によって桁が橋脚の振動を拘束するためと考えられる。これに対し、一方同図 (b) (B シリーズ入力) においては、(a) の場合と比べて全体に応答変位の値が小さい。これは、B シリーズ入力では地震動強度の低い主軸が橋軸方向に一致していることによる。また、Fig. 14 (b) では、変位応答は τ とともに減少せず、 $\tau = 0.12$ 付近でピークを持つ。これは、後に Fig. 17 で顕著に現れる 4 次振動の影響と考えられる。4 次の振動モードは Fig. 6 (d) にみるように橋軸直角方向成分が卓越するが、本研究のような非線形応答では水平 2 方向応答の干渉によってこのような結果が得られたとみられ、橋軸直角方向の入力強度が大きい B シリーズ入力に対する結果である。Fig. 14 (b) においてこのような複合効果が強く現れたと考えられる。

固定支承側橋脚の変位 x_2 は、桁の変位とほとんど同じ傾向を示すが、可動支承側橋脚の変位 x_6 は桁とは独立に生じ、位相遅れ τ によってもあまり影響されない。Fig. 15 に橋軸方向最大加速度応答を示したが、その傾向は大略変位応答と同様である。ただ、同図 (b) において、 $\tau = 0.12$ 付近にも変位応答でみられたようなピークが欠落しているが、その機構は不明である。

Fig. 16 に、橋軸直角方向の最大変位応答、Fig. 17 に同じく最大加速度応答を示した。両図において、橋軸方向応答とは逆に、当然 B シリーズ入力に対する結果である図 (b) の方が A シリーズに対する図 (a) より応答値が大きくなっている。また、固定支承、可動支承を問わず、橋軸直角方向には桁端と橋脚は一体となって運動するから、Fig. 16, 17 とともに、いずれの橋脚 (節点 2, 6) も桁端 (節点 3, 5) と同様の応答を示している。

Fig. 16 の変位応答では、位相遅れ τ とともに応答は単調に減少する。桁中央の変位 (x_4) も同様の傾向を示すところから、全体としては 1 次振動が卓越するとみられるが、両橋脚における入力の位相差によってその振幅の成長が妨げられたものと考えられる。これに対し、Fig. 17 の加速度応答では、位相遅れ $\tau = 0.12$ sec 付近に応答のピークが見られる。この τ の値は 4 次固有周期の約 1/2 に相当し、4 次振動が橋軸直角方向成分が卓越する逆位相モード (Fig. 6 (d)) を持つことから、この位相遅れにおいて桁端 (z_3, z_5)、橋脚 (z_2, z_6) とともに大きな加速度を示すものと考えられる。さらに、桁中央の加速度 (z_4) が τ とともに減少するのは 4 次振動による節となるためと考えられる。 $\tau > 3$ sec で再度加速度応答が増加するのは、位相遅れが 4 次固有周期の 1.5 倍に近づき、再び 4 次振動が励起されやすくなるためであろう。Fig. 114, 15 において、やはり $\tau > 3$ sec で橋軸方向応答が増加するのは同じ原因による 4 次振動の干渉の結果と推察される。

4.2.2 支承に作用する地震力 (支承反力)

Fig. 18 に、最外側の桁 (耳桁) の支承に作用する地震力 (以下支承反力という) を示した。同図 (a) (A シリーズ入力) で橋軸方向 (x 軸) 反力が大きく、同図 (b) (B シリーズ入力) で橋軸直角方向 (z 軸) 反力が大きいのはこれまでの応答と同様である。

Fig. 18 において、橋軸直角方向 (z 軸) 支承反力は位相遅れに対して Fig. 17 における桁端 (節点 3, 5) の橋軸直角方向加速度と同様の変動を示すところから、この方向の支承反力は桁の慣性力のみによって発生すると考えられる。一方橋軸方向 (x 軸) の支承反力は、固定支承と可動支承とでかなり異なる挙動を示す。まず、固定支承では、橋軸方向支承反力は Fig. 15 における桁の橋軸方向加速度 a_3 と Fig. 17 における桁端の橋軸直角方向加速度 a_5 を複合せたような性状を示す。これは、主として橋軸方向地震動による支承反力のみでなく、橋軸直角方向地震動に励起される 4 次振動によって、橋軸方向支承反力が上載せられることを意味する。すなわち、橋脚間の異入力により桁が水平面内で回転することにより、固定支承が橋軸方向の地震力を受けることになる。これに対して、可動支承側では橋軸方向の抵抗は少ないから、このような複合作用

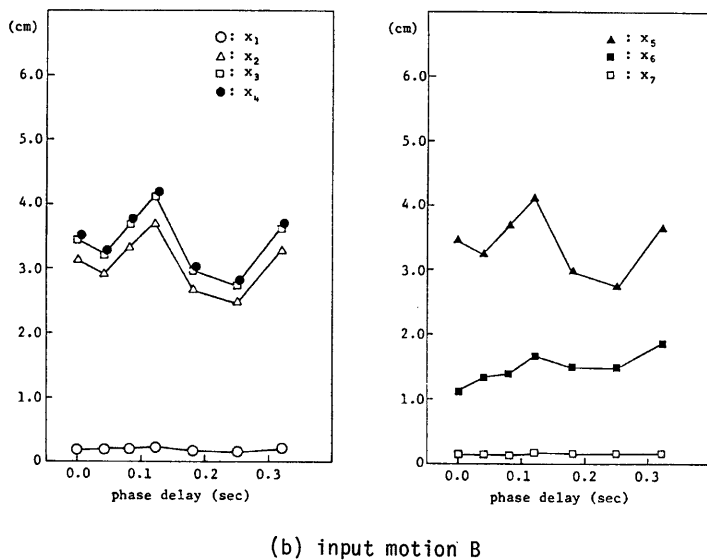
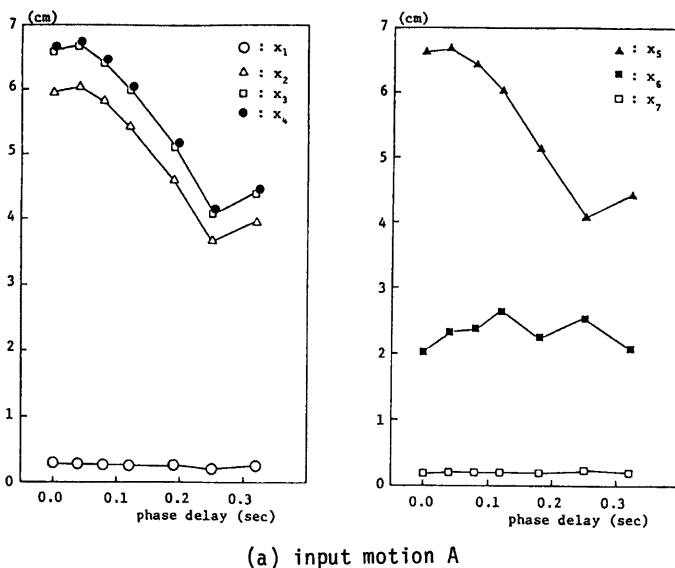
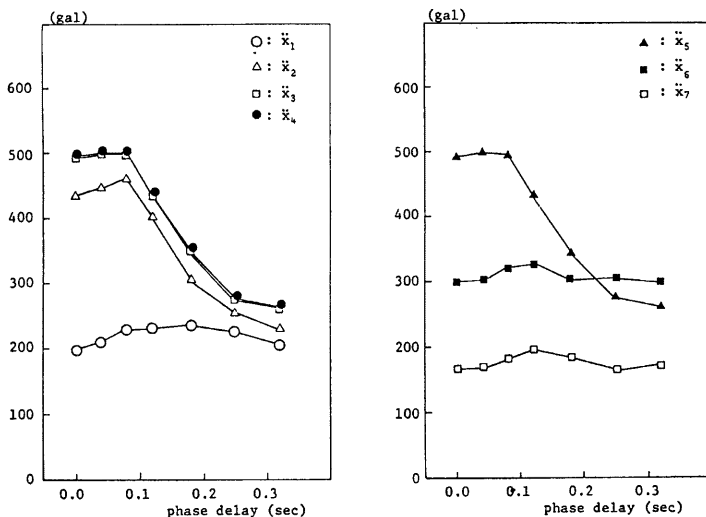
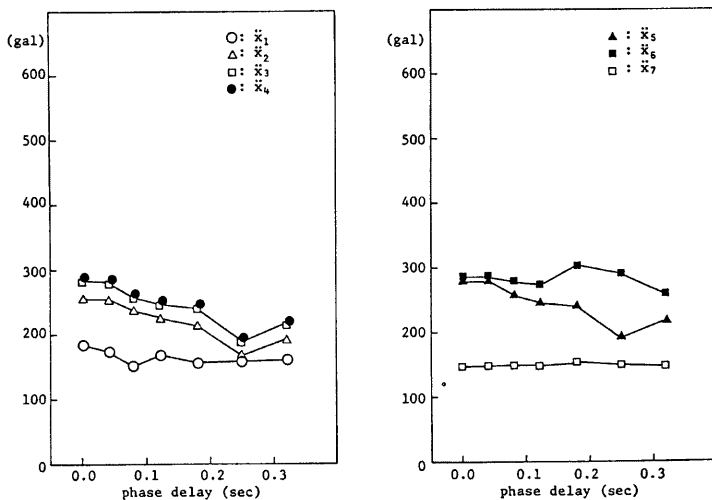


Fig. 14. Longitudinal (x-direction) peak displacement response.

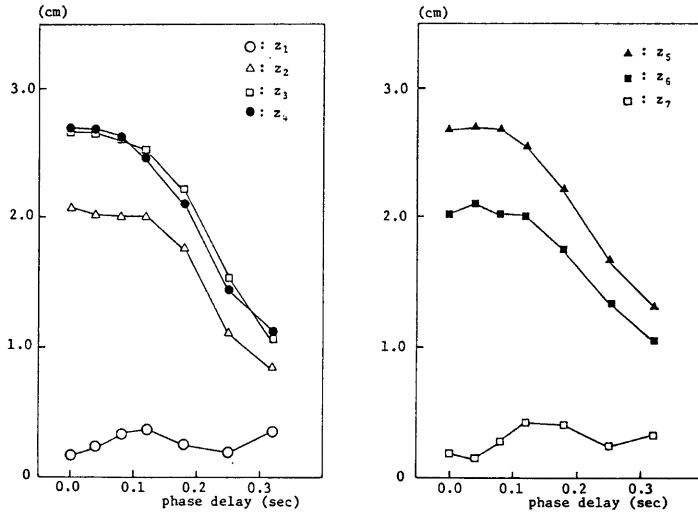


(a) input motion A

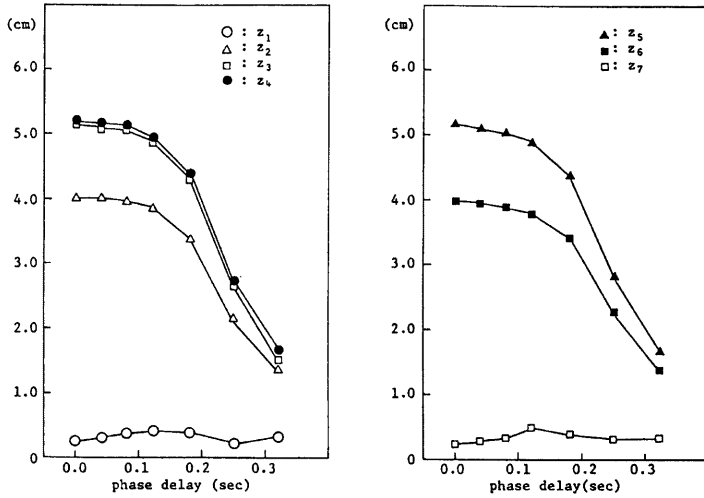


(b) input motion B

Fig. 15. Longitudinal (x-direction) peak acceleration response.

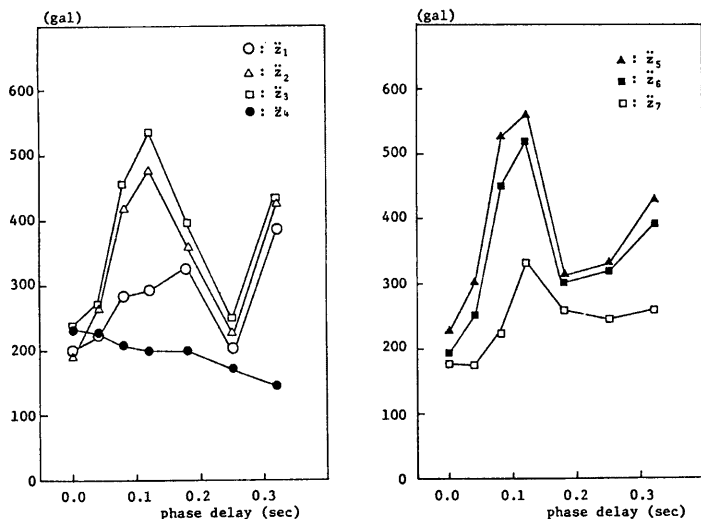


(a) input motion A

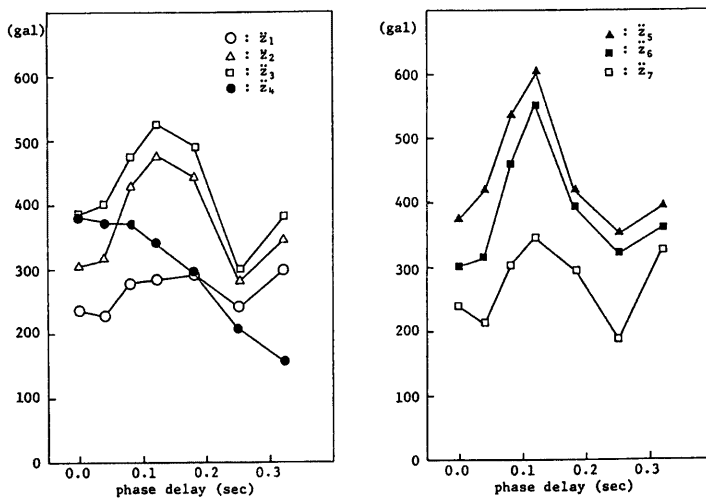


(b) input motion B

Fig. 16. Lateral (z -direction) peak displacement response.

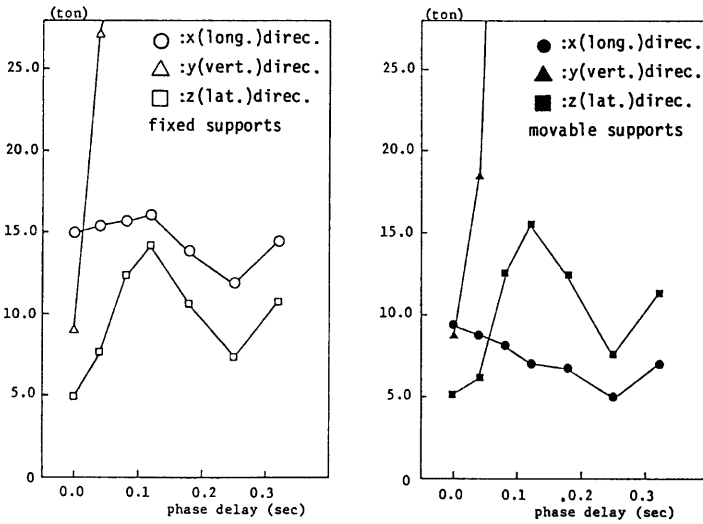


(a) input motion A

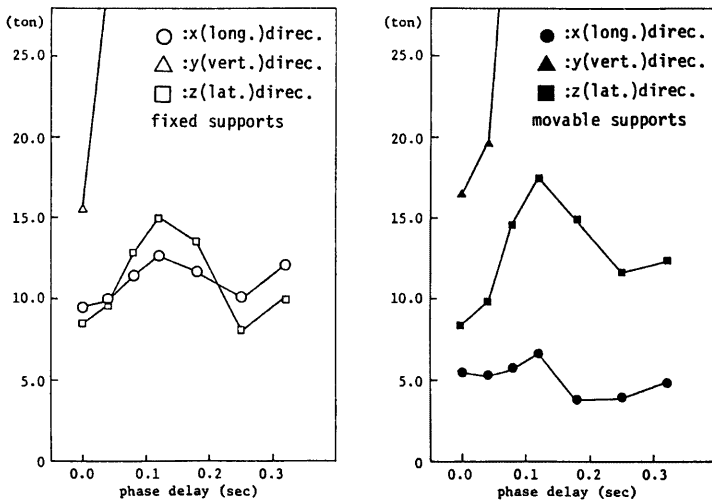


(b) input motion B

Fig. 17. Lateral (z-direction) peak acceleration response.



(a) input motion A



(b) input motion B

Fig. 18. Peak support reaction.

は起らず、 a_3 にほぼ比例する橋軸方向反力が生じている。橋軸方向の固定支承反力に関するこのような複合効果は、耳桁で最も著しく、中央の桁では発生しないはずである。そこで、耳桁と中央桁の支承における橋軸方向反力の傾向を Fig. 19 に示した。同図において、支承 1, 5 は耳桁の固定支承、支承 3 は中央桁の固定支承、支承 6, 10 は耳桁の可動支承、支承 8 は中央桁の可動支承である。同図からわかるように、固定支承では耳桁における支承反力が中央桁より大きく、両者の差が 4 次振動による桁の水平面内の回転の影響と言えよう。この差は、橋軸直角方向の地震動が強い B シリーズ入力において著しい。可動支承では耳桁と中央桁における反力にはほとんど差がない。

次に Fig. 18 では鉛直方向 (y 軸) 反力が非常に大きいので、これのみをプロットし直すと Fig. 20 のようになる。位相遅れに対する変動は橋軸直角方向地震力と同様に 4 次振動の影響を強く受けているが、その値がきわめて大きいのは桁のねじり拘束によるものと考えられる。プロトタイプにおける桁の重量は約 320 ton で、支承 1 基当たりの静的反力は 32 ton であるから、Fig. 20 の結果は、水平地震動が励起する 4 次振動によって、支点が浮き上がるような状態が比較的容易に発生することを示している。

4.2.3 橋脚下端の曲げモーメント

Fig. 21 に橋脚下端における曲げモーメントを示した。同図において、 σ 軸まわりの曲げモーメントは主として橋軸方向の運動によるものであり、 x 軸まわりの曲げモーメントは橋軸直角方向の運動による。この観点から Fig. 21 をみると、これらの曲げモーメントは Fig. 14, 16 における橋脚頂部の変位応答 (x_2, x_6, z_2, z_6) に支配されており Fig. 15, 17 の加速度応答と異なる傾向を示す。上にみたように、変位応答と加速度応答では卓越する振動次数が異なっており、橋脚下端の曲げには上部の変位応答が支配的であるというのがここで得られた結果である。

4.2.4 橋脚のねじりモーメント

Fig. 22 は橋脚のねじりモーメントを示したものである。両橋脚に等しい地震動が作用する場合にはこのようなねじりモーメントは全く発生せず、また Fig. 22 において位相遅れがゼロの場合は、入力の違いは両橋脚地点の振動数特性のみで、ねじりモーメントの値は非常に小さい。これに対して位相遅れ 0.1~0.2 sec において位相遅れは最大となるが、これは橋軸方向支承反力に影響を与えた 4 次振動による桁の水平面内回転による拘束力が、橋脚に伝達された結果と考えてよい。したがって、ねじりモーメントの値は固定支承側橋脚で大きく、可動支承側橋脚では小さい。Fig. 22 を Fig. 21 と比較するとわかるように、ねじりモーメントの大きさは曲げモーメントの 1/10~1/5 程度である。

4.3 支承の破壊による地震力の遮断について

橋梁構造において支承は耐震上の弱点とされるが、逆に支承が破壊することによって上部・下部間の地震力の伝達が遮断され、橋脚・基礎などの下部工に震害が及ぶのを防ぐ効果があることがよく議論される。この場合には落橋防止装置などを十分に備えるべきことは当然であるが、このように、支承の耐震強度は、橋梁全体の耐震性能との関連で定めるべきものである。このような観点から、支承の破壊により高架橋の応答がどのような影響を受けるかについて基礎的な検討を行う。

本研究の応答解析モデルでは支承は弾性ばねとしているから、支承破壊に伴なう複雑な挙動を応答計算によって追跡することはできない。支承のように弾性域における剛性が非常に大きく、しかも変形能力が小さい部材の非線形挙動を地震応答解析にとり入れるのは困難である。そこで、本研究においてはこの問題を以下のように扱う。まず、上部工に地震荷重が静的 (橋軸・橋軸直角方向それぞれ) に作用したときに、この地震荷重は支承に均等に分担されるとする。この静的地震荷重の震度が K_{lim} に達したときに支承が破壊するとし、これを支承の破壊震度とする。本研究の地震応答解析では、異入力 2 方向地震動を用いているから、支承が一様に破壊状態になることはないが、ここではいずれかの支承がいずれかの方向に破壊した時点をもって上・下部の力の伝達は遮断されると想定し、橋脚に伝達される地震力はそれまでの最大値を超えないものと想定する。

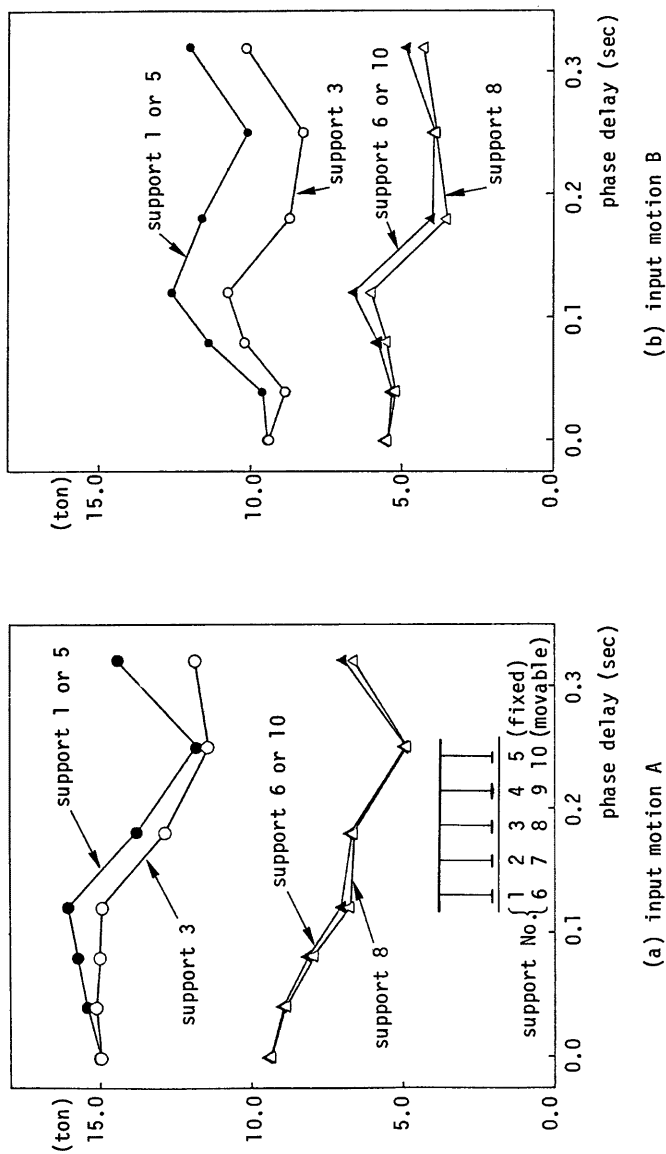
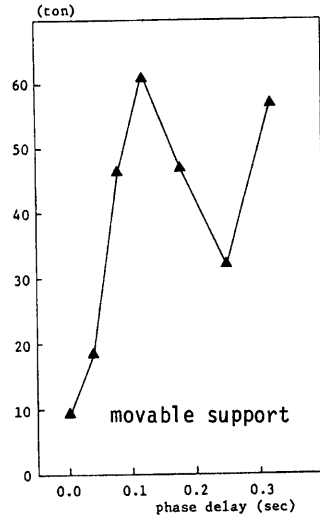
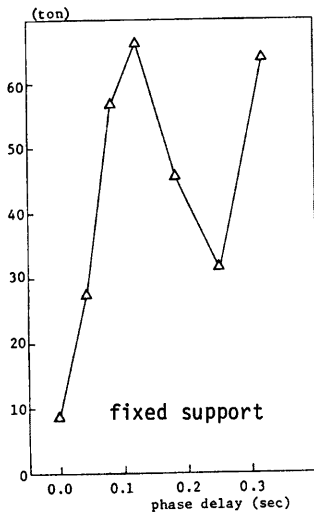
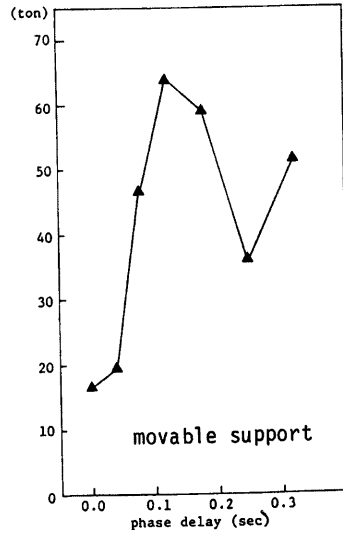
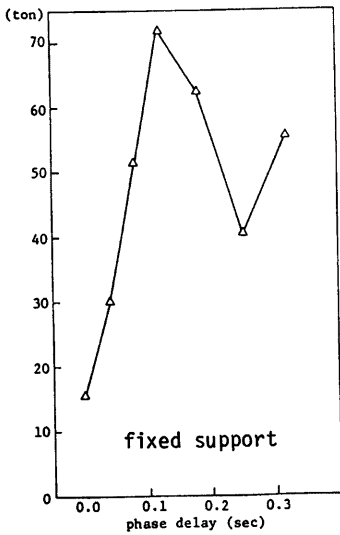


Fig. 19. Longitudinal peak support reaction.

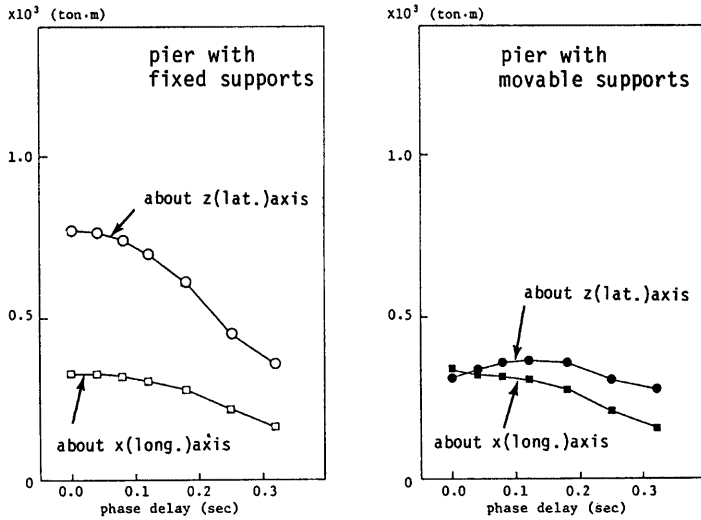


(a) input motion A

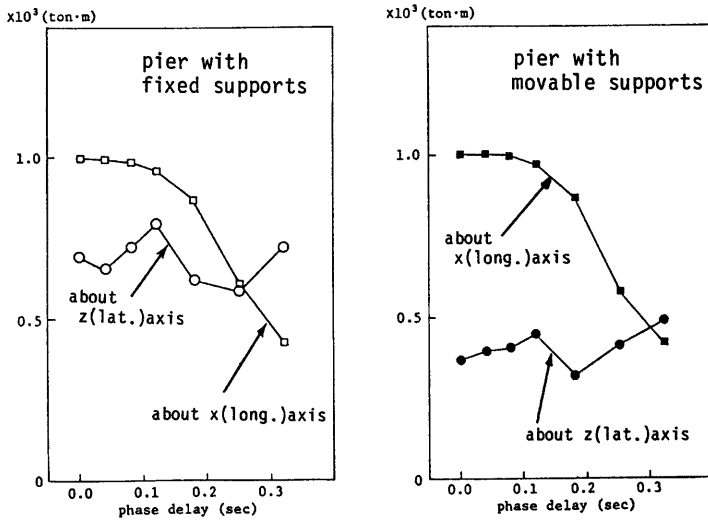


(b) input motion B

Fig. 20. Vertical peak support reaction.

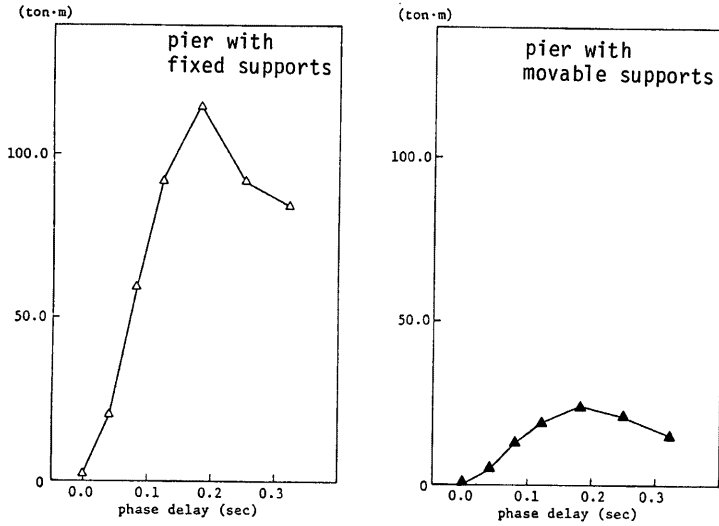


(a) input motion A

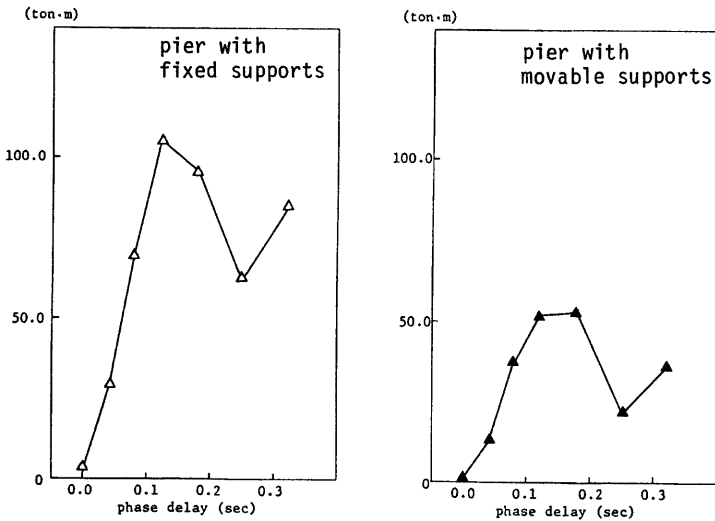


(b) input motion B

Fig. 21. Peak bending moment in piers.



(a) input motion A



(b) input motion B

Fig. 22. Peak torque in piers.

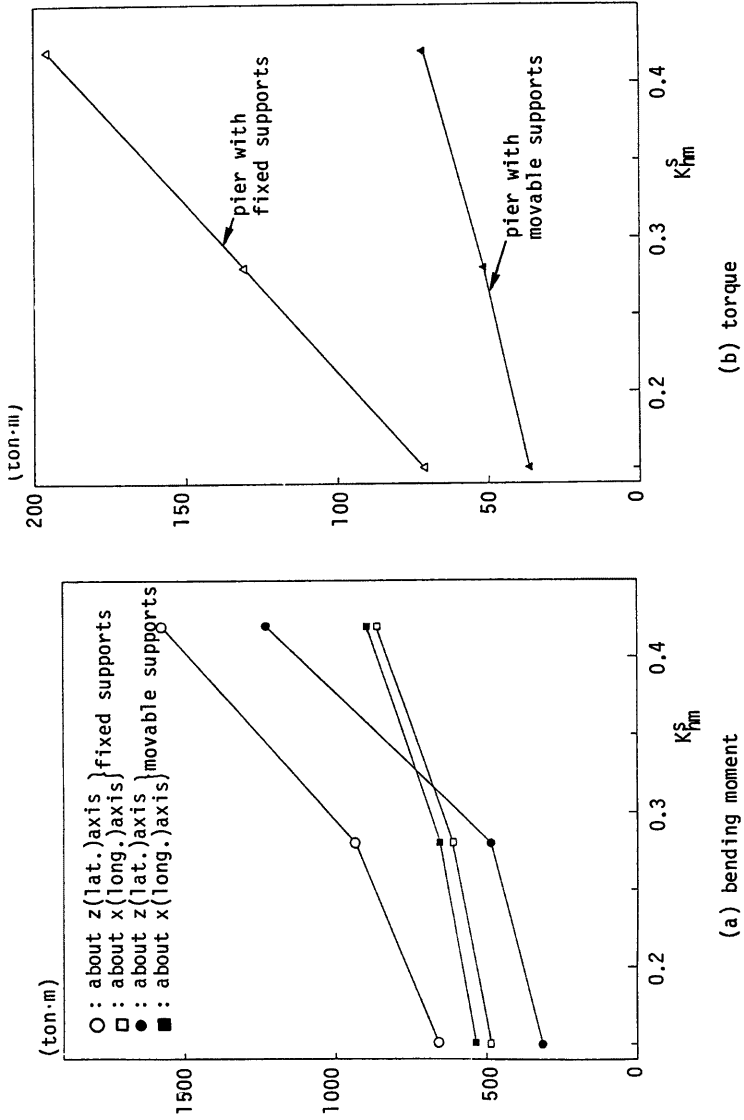


Fig. 23. Effect of support strength on the peak bending moment in piers.

Fig. 23 に、このような考え方で求めた橋脚の曲げモーメントおよびねじりモーメントと支承の破壊震度 K_{hm} との関係を示した。用いた入力地震動は C-5 であり、最大加速度 400gal と、強大な地震動を考えた。同図にみられるとおり、 K_{hm} が大きいほど橋脚の曲げモーメントとねじりモーメントが大きく、支承の強度が大きいほど、橋脚の負担が重くなっていることがわかる。

5. 結 論

本研究により得られた結論を以下のように要約することができる。

- (1) ここで扱ったような比較的小スパンの桁橋でも、両橋脚における異入力地震動によって逆位相振動が励起され、上部工が橋脚の振動を拘束することの影響がみられる。
- (2) 異入力地震動により、橋軸直角方向逆位相モードの振動（本研究のモデルでは 4 次振動）が励起され易くなり、これが以下(3)、(4)に示すような影響を持つ。
- (3) 固定側橋脚の支承反力は 4 次振動の影響を特に受けやすく、同波形入力の場合と比べてかなり大きな値を示す。特に、4 次振動による上部工の水平面内の回転によって、固定支承に橋軸方向反力を生じ、それが橋軸方向地震動による反力に重畳される。
- (4) 同様の理由により、固定側橋脚にはねじりモーメントが発生し、その大きさは曲げモーメントの 10～20% である。
- (5) 支承強度を種々変化させることにより、支承破壊による上・下部間の地震荷重遮断効果の傾向を調べた。

ここで対象としたような単純桁橋は、通常震動法または修正震度法による耐震設計が行われ、そこでは地震荷重についてかなり単純化した扱いがなされている。しかしながら、実際の地震時には、本解析結果に示されたような複雑な現象が発生するものと考えられる。それらをすべて耐震規定に取入れることが必ずしも得策でないことはいままでのないが、これまで見過されてきた現象の中に設計上クリティカルな問題があるとすれば、それはやはり入念な検討を必要としよう。支承の耐震強度をいかに定めるかについては、いまだ総合的な結論が得られていないようであるが、本研究で明かにされた支承反力の挙動は、このような問題に対する一つの示唆を与えるものと考えられる。

本研究は、直接耐震規定との比較をしようとしたものではなく、諸種の現象の生起の度合を確かめようとしたものであって、実際の設計との関連についてはさらに進んだ検討が必要である。さらに、本解析結果と震害ならびに強震記録との比較も入念に行う必要があろう。こうした検討のための基礎資料として本研究結果が役立てば幸である。

終りに、本研究の一部は昭和55年度に阪神高速道路公団から財団法人防災研究協会への委託研究費によったことを記し、深謝の意を表す次第である。

参 考 文 献

- 1) 後藤尚男・土岐憲三・家村浩和：高架路線構造物の震害想定と耐震化対策—都市内単純桁橋の地震応答に関する基礎的考察—、大阪市防災会議地震専門部会、昭50.11.
- 2) 後藤尚男・土岐憲三・家村浩和：高架構造物の耐震性に関する調査—都市内単純桁橋の地震応答—、大阪市防災会議地震専門部会、昭51.8.
- 3) 後藤尚男・亀田弘行・家村浩和：高架道路橋の耐震性に関する調査研究—単純桁橋支承部の地震時挙動—、阪神高速道路公団・防災研究協会、昭52.3.
- 4) 後藤尚男・亀田弘行・杉戸真太・今西直人：デジタルフィルターによる SMAC-B2 加速度計記録の補正について、土木学会論文報告集、277号、昭53.9.
- 5) 土木学会編：地震応答解析と実例、昭48.1.