

# 開北橋における地盤とケーソン橋脚の動的相互作用の解析

## DYNAMIC SOIL-STRUCTURE INTERACTION ANALYSIS OF KAIHOKU BRIDGE

岩崎敏男\*・川島一彦\*\*・高木義和\*\*\*・相沢 興\*\*\*\*

By Toshio IWASAKI, Kazuhiko KAWASHIMA, Yoshikazu TAKAGI  
and Koh AIZAWA

### 1. まえがき

宮城県石巻市の旧北上川に架かる開北橋では、1978 年 6 月 12 日の宮城県沖地震 ( $M=7.4$ ) に際し、橋脚上の最大加速度が橋軸方向には 500 gal 以上 (約 700 gal と推定される)、橋軸直角方向には 331 gal と非常に大きな地震応答を示した。しかし、上下部構造とも実質的な被害は発生しておらず、わずかに支承部の敷きモルタルがはく離し、アンカーボルトがせん断変形したにとどまった。宮城県沖地震では著しい被害を被った橋も少なくないが、被害を受けなかった橋に対して、どのような地震入力のもとで被害に結びつかなかったかを解析することは、今後の耐震設計の向上を図るうえで有効と考えられる。

開北橋では下部構造の竣工以来、上部構造架設前から強震観測が実施されており、宮城県沖地震を含め現在までに 9 回の地震に際して強震記録が得られている。本論文は、これらの記録に対する解析結果をもとに、開北橋の地震応答特性を地盤との相互作用に重点を置いて検討したものである。

### 2. 開北橋の概要と周辺の地形・地盤条件

開北橋は宮城県石巻市にあり、主要地方道石巻～河北線と旧北上川の交差点に架かる橋長 285 m の 5 径間連続鋼箱桁橋である。竣工は昭和

\* 正会員 工修 建設省土木研究所地震防災部振動研究室長

\*\* 正会員 工博 建設省土木研究所地震防災部振動研究室主任研究員

\*\*\* 正会員 建設省土木研究所地震防災部振動研究室

\*\*\*\* 正会員 建設省土木研究所地震防災部振動研究室

44 年であり、昭和 39 年の鋼道路橋設計示方書に準拠して設計されている。耐震設計に際しては 0.2 および 0.1 の設計水平および鉛直震度が見込まれている。一般図は図-1 に示すとおりであり、 $P_1$  橋脚が固定、その他は可動となっている。ただし、可動柵には  $P_1$  橋脚と右岸側  $A_2$  橋台の支承を除きダンパー (最大変位  $\pm 50$  mm) が取り付けられている。

強震計 (SMAC-B<sub>2</sub> 型) は  $P_2$  橋脚の天端 (下流端) に 1 台、 $P_2$  橋脚から約 60 m 離れた左岸上流側の河川敷に 1 台の合計 2 台が設置されている。上部構造への入力地震動を把握する目的から、橋脚上の強震計は固定支承を有する橋脚上に設置するのが一般的であるが、本橋の場合には、可動支承 (ローラー支承) を有する  $P_2$  上に設置されている点に注意する必要がある。

宮城県沖地震に際して、開北橋は上下部構造ともほとんど被害を被っていない。 $P_1$  橋脚上の固定支承で支承まわりのモルタルがはく離し、ライナープレートが顔を出したが、アンカーボルトの抜出しはほとんどなかった。強震計の設置してある  $P_2$  橋脚上においてもダンパーを固定している支承まわりのモルタルがはく離し、アンカーボルトが左岸側に 2 cm 程度せん断変形した程度で、可動支承にはなんら被害がなかった。また、他の橋脚の可動支承の被害もこの程度の範囲にとどまった。な

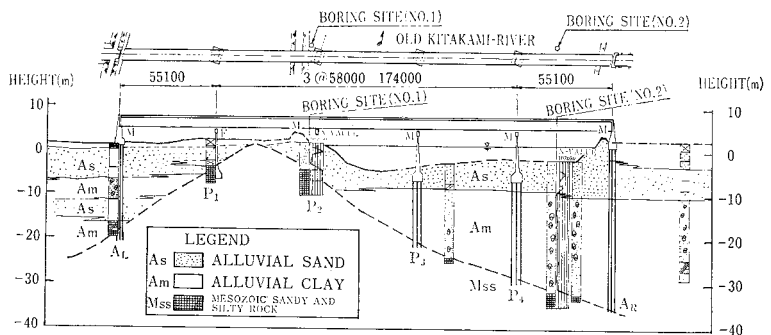


図-1 開北橋一般図

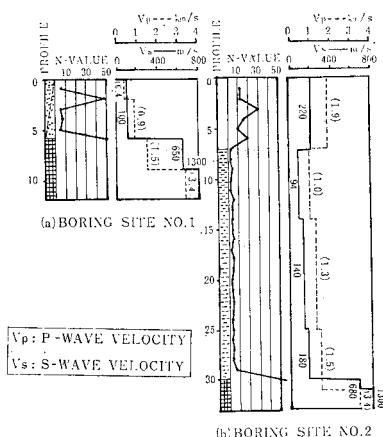


図-2 ボーリング No. 1 および No. 2 の柱状図

お、ダンパーは相当腐食しており、宮城県沖地震に際して設計上想定した機能を果たしたかどうかは疑問である。

開北橋は旧北上川が北上山地南端部を蛇行する地点にあり、周辺は古生代二畳系の地層とこれを不整合に覆う中生代三畳系の地層から成っている。中生代三畳系の地層は、砂岩～シルト岩を主体とし岩質は硬い。沖積層は砂およびシルトを主体としており、砂礫は含まれていない。地盤上の強震計が設置されている旧北上川左岸では、表土が非常に薄く、ごく近くで砂岩の露頭がみられる。

地震後に  $P_2$  橋脚近傍、および、 $P_4$  橋脚と右岸側橋台の中間部でボーリング調査を実施した。この結果と建設時に実施されたボーリング資料をあわせると本橋周辺の地質縦断面図は図-1のように推定される。また、上記2か所のボーリング孔で実施したPS検層より求めたP波およびS波の速度分布を図-2に示す。この結果によれば、三畳系の砂岩～シルト岩（表面は風化）は左岸側の  $P_1$ 、 $P_2$  橋脚付近においては浅く分布している（地盤上の強震計の基礎はこのような箇所に直接岩着して設置されている）のに対し、右岸側および左岸側ではこれよりも深くなっており、このように地盤条件の変化の激しい点の本橋の特徴の1つに挙げられる。ただし、直接基礎をもつ固定橋脚  $P_1$  は砂岩～シルト岩上に設置されている。このシルト岩～砂岩のせん断波（S波）速度  $V_s$  は表面の1～2mの風化部は680 m/sec程度であるが、それ以下は1300 m/sec程度であり、この地点における基盤とみなし得る。

### 3. 通過車両を利用した開北橋の振動特性の解析

開北橋の固有振動数を把握するとともに、支承の固定度が桁と橋脚の微小振動時の相対運動に与える影響を調

表-1 通過車両による振動から求めた各部の卓越振動数成分 (Hz)

	橋軸方向	橋軸直角方向	上下方向
左岸側橋台上の可動支承上(下流側)	1.8~2.1, 6.5~6.9	2.5~3.20, 5.3~5.8,9~10	2.1, 2.9, 6~6.6
$P_1$ 橋脚(固定支承) 天端中央	5.1~5.6	3.1, 4.1, 5.5~5.9	4.1, 5.4, 6.6
$P_2$ 橋脚(可動支承) 天端(上流側)	5.5, 9.5 以上	5.3~5.4	2.8, 5.5, 9.4
$P_2$ 橋脚(可動支承) 天端(下流側)	5.0, 5.5, 9.4	5.3	2.6, 6.1, 6.8
$P_2$ 橋脚上の可動支承上(上流側)	5.0, 5.5	5.3	2.8, 9.5
$P_2$ 橋脚上の可動支承上(下流側)	5.0, 5.6	5.3	2.6, 6.0, 6.8
左岸橋台～ $P_1$ 間の桁中央点(上流側)	5~6.1	2.9, 5.5~5.6	2.9, 5.5~6.5
$P_1$ ～ $P_2$ 間の桁中央点(下流側)	2.0, 2.9, 4.1 5.1, 8.3, 9.4	2.4, 3.0	2.4, 2.8

(注) 1) — は同一地点における2回の繰返し測定において、いずれにも明瞭なピークが現われる場合の振動数。

2) - - - は同一地点における2回の繰返し実験において、ある1回の測定では明瞭なピークが現われて、もう1回の測定では明瞭なピークが現われない場合の振動数。

査するために、橋上の通過車両による同橋の振動測定を行った。車両通過後の橋の自由振動を測定することにより各部の固有振動数を推定することができる。

測定は、左岸橋台上の可動支承上、 $P_1$  橋脚(固定)天端中央、 $P_2$  橋脚(可動)天端の上流端および下流端、同じく  $P_2$  橋脚上の上流側および下流側可動支承(上沓)上、左岸橋台～ $P_1$  間の桁中央点、 $P_1$ ～ $P_2$  間の桁中央点の合計8か所において行った。これら8か所における振動測定から求めた各部の卓越振動数は表-1に示すとおりである。この結果によれば、橋軸方向および橋軸直角方向のいずれに対しても、左岸側橋台、 $P_1$ 、 $P_2$  の各橋脚は5～5.5 Hzの卓越振動数で振動していることがわかる。いま、 $P_1$  固定橋脚が全上部構造の質量を支持しているとの条件のもとに、橋軸方向の基本固有振動数を求めると5.8 Hz程度となる。したがって5～5.5 Hzの振動数は微小振動時の橋軸方向の固有振動数と考えられる。これに対して、橋軸直角方向の振動数は橋脚～上部構造系もしくは桁の曲げ振動に伴う固有振動数とは考えにくい。この理由は、桁の橋軸直角方向の曲げ剛性は一般に非常に高く、曲げによる固有振動数を求めると5～5.5 Hzよりもはるかに高くなること、また、橋脚～上部構造系の固有振動数も後述するように5～5.5 Hzよりかなり高いためである。また、5 Hz付近における上沓上での橋軸直角方向の振動パワーは橋軸方向の振動パワーの1/8程度と非常に小さい。こうした点から、 $P_2$  橋脚上で橋軸直角方向に現われている5～5.5 Hzの卓越振動数成分は上述した橋軸方向の桁の振動の影響を受けて現

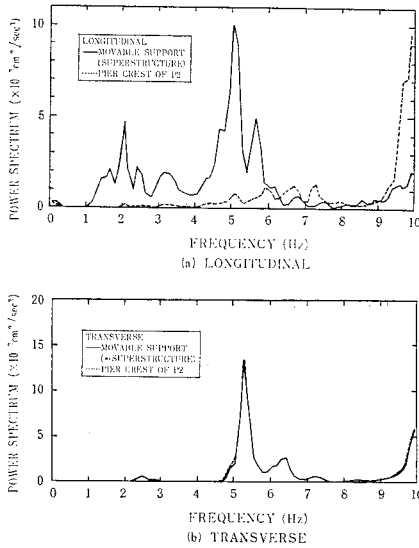


図-3 通過車両による振動から求めた P<sub>2</sub> 橋脚天端上および可動支承(上沓)上のパワースペクトル

われたものとするのが妥当と考えられる。

上下方向に対しては、左岸側橋台~P<sub>1</sub>間の桁中央点および P<sub>1</sub>~P<sub>2</sub>間の桁中央点のいずれにおいても 2~3 Hz の振動が卓越していることから、これが当該スパンにおける連続橋としての桁の上下方向の基本固有振動数と考えられる。

次に、P<sub>2</sub> 橋脚上において橋脚天端と可動支承(上沓)上のパワースペクトルを比較したのが図-3である。ここで、上沓と桁は相互に固定されているため、両者の振動は同一と考えることができる。図-3について可動支承上の振動(=桁の振動)と橋脚天端の振動を比較すると、橋軸方向では、両者は互いに対応する振動数にパワースペクトルのピークをもっているものの、パワーのレベルは橋脚天端の方が可動支承上よりもかなり小さい。これに対して、橋軸直角方向では、両者のパワーレベルは振動数 0~10 Hz の範囲でほとんど一致している。このような点から、橋軸方向には橋脚天端と可動支承上(あるいは、これに固定されている桁)は比較的独立な運動をしているのに対し、橋軸直角方向には、両者は 0 Hz から少なくとも 10 Hz の範囲ではほとんど同一の運動をしていることがわかる。

以上は通過車両による振動測定の結果であるが、可動支承の動きは地震時にも変わらないと考えられるため、P<sub>2</sub> 橋脚は橋軸方向には桁の拘束をほとんど受けず、独立に振動したと考えることができる。

#### 4. 強震記録およびその解析

##### (1) 開北橋の強震記録

開北橋では、P<sub>2</sub> 橋脚が完成した段階から強震観測が実施されており、1966年6月24日の宮城県東方沖地震以来、現在までに表-2に示す9回の地震に際して、地盤上および橋脚上のいずれか一方または両方において数値化可能な記録が得られている。ここで、No. 8 および No. 9 は、それぞれ1978年2月20日の宮城県沖の地震(M=6.7)および1978年6月12日の宮城県沖地震(M=7.4)である。これらの地震による記録はそれぞれ図-4および図-5に示すとおりである。6月の宮城県沖地震では、地盤上の最大加速度は橋軸方向 192 gal、橋軸直角方向 289 gal であり、このうち 50 gal 以上の地

表-2 開北橋における強震記録

番号	地震発 生年月日	マグニ チュード	震央距離 (km)	地 盤 上		橋 脚 上	
				橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向
1	1966.6.24	5.1	63	25.1	12.8	58.4	37.3
2	1967.1.17	6.3	72	17.4	20.6	58.9	29.9
3	1968.6.12	7.2	195	11.5	15.2	35.4	26.0
4	1968.7.5	6.4	81	18.1	27.5	86.2	40.5
5	1970.9.14	6.2	95	19.7	31.9	59.0	43.7
6	1977.6.8	5.8	45	46.6	—	148.9	—
7	1977.6.14	—	—	15.7	—	46.6	—
8	1978.2.20	6.7	80	76.2	141.3	326.4	197.0
9	1978.6.12	7.4	90	192.2	288.7	500以上	331.2

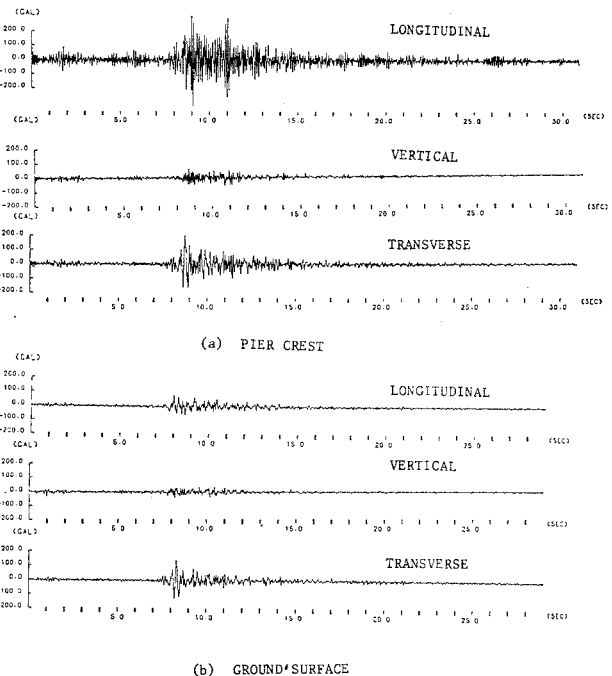
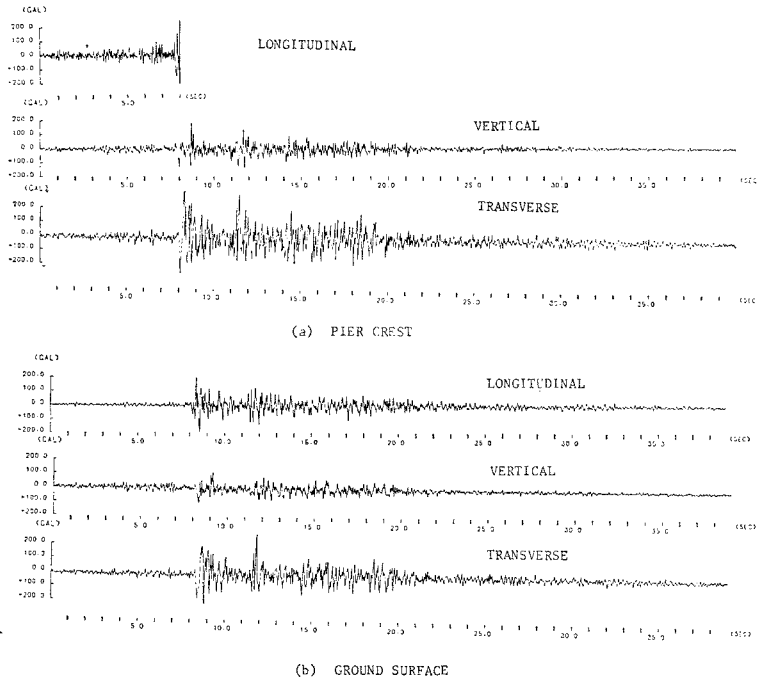
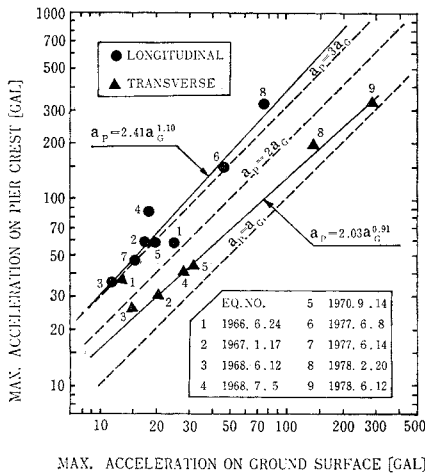


図-4 1978年2月20日宮城県沖の地震による記録



図—5 1978年6月12日宮城県沖地震による記録



図—6 地盤上の最大加速度  $a_g$  と橋脚端の最大加速度  $a_p$  の関係

震動の継続時間は約 13 秒である。一方、橋脚末端での最大加速度は橋軸直角方向では 331 gal であったが、橋軸方向には SMAC-B<sub>2</sub> 型強震計の限界加速度 500 gal を超えたため、記録ペンが支持機構からはずれ、橋脚の振動応答の全容を記録することができなかった。

開北橋の上部構造の架設工事は、昭和 42 年 5 月 1 日から昭和 44 年 3 月 21 日にかけて行われており、これに伴って昭和 43 年 8 月 5 日から同年 10 月 5 日にかけては橋脚上の強震計は一時撤去され、観測が中断されている

(この間、地盤上の強震計は観測を継続)。したがって、昭和 43 年 8 月 5 日以前の記録(地震 No. 1~4)は橋脚単独(上部工架設前)のもの、昭和 43 年 10 月 5 日以後の記録(地震 No. 5~9)は上部工架設後のものである。

表—2 の強震記録から、地盤上の最大加速度  $a_g$  [gal] と橋脚上の最大加速度  $a_p$  [gal] の関係を求めると図—6 のようになる。この図をみると、上述した上部工架設前と架設後の間で  $a_p$  と  $a_g$  の関係にははっきりした違いが認められない。

上部構造の架設前後で応答倍率に著しい相違がないことを前提として、図—6 から  $a_p$  と  $a_g$  の関係を最小自乗法で求めると次式のようになる。

$$a_p = \begin{cases} 2.41 \times a_g^{1.10} & \dots\dots \text{橋軸方向} \\ 2.03 \times a_g^{0.91} & \dots\dots \text{橋軸直角方向} \end{cases} \quad (1)$$

上式から  $a_g$  と  $a_p$  は全体として比例関係にあるといえよう。橋軸方向の場合には、増幅率のべき乗項が 1.1 と 1.0 よりも大きくなっているが、これは図—6 からわかるように、加速度の大きいデータが少ないために、式(1)が地震 No. 8 の影響を強く受けているためと考えられる。なお、 $a_g$  と  $a_p$  が比例するものとして両者の関係を近似すると次のようになる。

$$a_p \approx \begin{cases} 3.5 \times a_g & \dots\dots \text{橋軸方向} \\ 1.3 \times a_g & \dots\dots \text{橋軸直角方向} \end{cases} \quad (2)$$

式(1)もしくは式(2)を用いて、1978年6月12日の宮城県沖地震による橋脚上の橋軸方向の加速度応答  $a_p$  を推定すると、地盤上の最大加速度  $a_g$  が 192 gal であるから 700 gal 程度と求められる。

(2) 強震記録の振動数特性およびこれより求めた伝達特性

開北橋では地盤上の強震計と橋脚上の強震計は連動されておらず、両所でそれぞれ独立に 192 gal 以上の上下方向加速度を感じた瞬間にスタートするようになっているため、橋脚上の記録と地盤上の記録の時間の同時性を直接求めることはできない。そこで、ここでは主要動部の加速度波形の特徴から同一方向の橋脚および地盤上の記録について適当な時間軸の移動を行い、その後相互相関係数を求めた。この結果、地震 No. 6 の橋軸方

向の場合を除くケースについては、相互相関係数は時間差  $\tau=0$  の付近で明瞭なピークをもち、橋脚上の記録と地盤上の記録との間に有意な相関が得られた。そこで、No. 6 の記録と、橋軸直角方向成分の得られていない No. 7 を除いた残りの記録に対し、橋脚上および地盤上の記録のパワースペクトル  $S_P(f)_i$ ,  $S_G(f)_i$  および、地盤上の観測点から橋脚天端に至る伝達関数の絶対値(増幅率)  $|H(f)|$  を求めると 図-7 (橋軸方向) および 図-8 (橋軸直角方向) のようになる。ここで、増幅率  $|H(f)|$  は地盤上の記録と橋脚天端の記録を1対の入力と出力の関係と考え、両者のクロススペクトル  $S_{GPi}(f)$  から  $|S_{GPi}(f)/S_{Gi}(f)|$  により求めたものである。これより橋軸方向および橋軸直角方向の伝達特性をまとめると次のようになる。

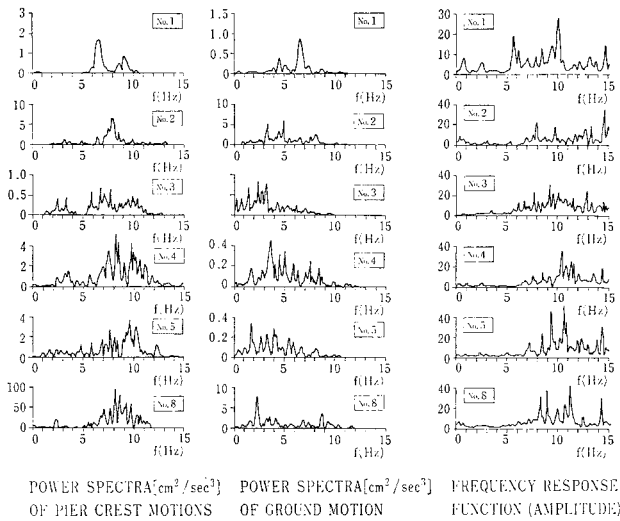


図-7 地盤上から橋脚天端に至る伝達関数 (橋軸方向)

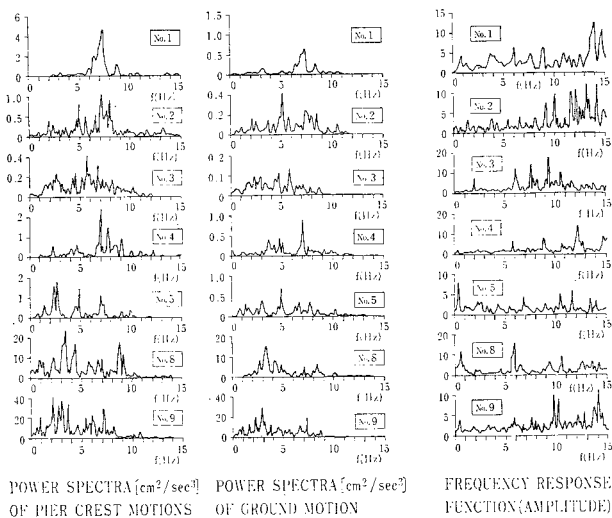


図-8 地盤上から橋脚天端に至る伝達関数 (橋軸直角方向)

(i) 橋軸方向の伝達特性

- a) 一般に 0~6 Hz 程度の範囲では伝達関数はおおむね平坦であり、かつ、増幅率も小さい。
- b) 6 Hz 以上では増幅率は大きくなる。最も増幅率の大きい振動数は地震 No. 1, 2, 3, 4, 5, 8 に対してそれぞれ 10.0 Hz, 14.5 Hz, 9.2 Hz, 10.5 Hz, 10.7 Hz, 11.3 Hz とおおむね 9~11 Hz の範囲にある。
- c) 上部工架設前 (地震 No. 1, 2, 3, 4) の伝達関数を上部工架設後 (地震 No. 5, 8) の伝達関数と比較すると、前述の加速度応答倍率  $a_P/a_G$  の場合と同様に、0~15 Hz の範囲においては両者の間には著しい違いは認められない。

(ii) 橋軸直角方向の伝達特性

- a) 一般に 0~10 Hz 程度の範囲では伝達関数はおおむね平坦であり、かつ、増幅率も小さい。
- b) 増幅率の最も高い振動数は地震 No. 1, 2, 3, 4, 5, 8 および 9 に対して、それぞれ 13.9 Hz, 13.2 Hz, 9.4 Hz, 12.3 Hz, 0.3 Hz (2 番目に増幅率の高い振動数は 11.7 Hz), 6.0 Hz, および 14.2 Hz である。
- c) 上部工架設前の伝達関数を上部工架設後の伝達関数と比較すると、橋軸方向の場合と同様に、0~15 Hz の範囲においては両者の間には著しい違いは認められない。

図-7 および 図-8 に示した伝達関数のアンサンブル平均およびコヒーレンス関数を以下のように求めた。すなわち、いま、地盤記録のパワースペクトル  $S_G(f)_i$  をこの全パワーが 1.0 となるように規準化する。

$$S_{Gi}'(f) = \alpha_i \cdot S_{Gi}(f) \dots\dots\dots (3)$$

ここで、

$$\alpha_i = 1 / \int_{-\infty}^{\infty} S_G(f)_i df \dots\dots\dots (4)$$

パワースペクトルは記録振幅の 2 乗に比例するから、地盤記録および橋脚記録をともに  $\sqrt{\alpha_i}$  倍するものとすれば、式 (3) に対応する規準化した橋脚記録のパワースペクトル  $S_{Pi}'(f)$  および地盤記録と橋脚記録のクロススペクトル  $S_{GPi}'(f)$  はそれぞれ次式となる。

$$S_{Pi}'(f) = \alpha_i S_{Pi}(f) \dots\dots\dots (5)$$

$$S_{GPi}'(f) = \alpha_i S_{GPi}(f) \dots\dots\dots (6)$$

これより、 $S_{Gi}'(f)$ ,  $S_{Pi}'(f)$ ,  $S_{GPi}'(f)$  のアンサンブル平均  $\bar{S}_G'$ ,  $\bar{S}_P'$ ,  $\bar{S}_{GP}'$  を次のように求め、

$$\bar{S}_G' = \sum_{i=1}^n S_{Gi}'(f) / n \dots\dots\dots (7)$$

$$\bar{S}_P' = \sum_{i=1}^n S_{Pi}'(f) / n \dots\dots\dots (8)$$

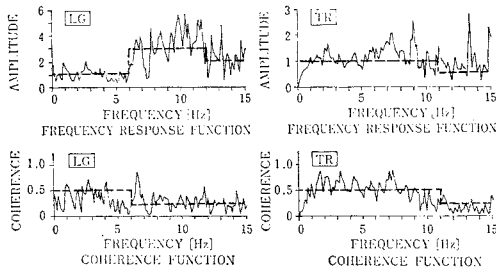


図-9 アンサンブル平均した伝達関数  $|H(f)|$  およびコヒーレンス関数  $COH^2(f)$

$$\bar{S}_{GP}' = \sum_{i=1}^n S_{GPI}'(f)/n \dots\dots\dots (9)$$

伝達関数  $H_{GP}(f)$  およびコヒーレンス関数  $C_{GP}(f)^2$  を次式で求めた。

$$H_{GP}(f) = \bar{S}_{GP}' / \bar{S}_G' \dots\dots\dots (10)$$

$$C_{GP}(f)^2 = |\bar{S}_{GP}'| / \bar{S}_G' \cdot \bar{S}_P' \dots\dots\dots (11)$$

このようにして求めた  $|H_{GP}(f)|$  および  $C_{GP}^2(f)$  は 図-9 のようになる。この結果を大胆に模式化すると、 $P_2$  橋脚の伝達特性は 図-9 中の破線のようにモデル化することができる。すなわち、

$$H_{LG}(f) \approx \begin{cases} 1 \dots\dots\dots & 0 < f < 6 \text{ Hz} \\ 3 \dots\dots\dots & 6 < f < 12 \text{ Hz} \dots\dots (12) \\ 2 \dots\dots\dots & 12 < f < 15 \text{ Hz} \end{cases}$$

$$H_{TR}(f) \approx \begin{cases} 1 \dots\dots\dots & 0 < f < 11 \text{ Hz} \\ 0.5 \dots\dots\dots & 11 < f < 15 \text{ Hz} \dots\dots (13) \end{cases}$$

ここで、 $H_{LG}(f)$  および  $H_{TR}(f)$  はそれぞれ橋軸方向および橋軸直角方向の増幅率である。式 (12) および (13) と 図-9 に示したコヒーレンス関数の両者から  $P_2$  橋脚の地震応答特性を振動数ごとに分類すると次のようなモデルとなる。

(i) 橋軸方向…… $0 < f < 6 \text{ Hz}$  の間は、 $P_2$  橋脚は周辺地盤とおおむね同じように運動している。6 Hz 程度以上（ただし、少なくとも 15 Hz まで）となると、コヒーレンスが低くなり、 $P_2$  橋脚が周辺地盤と独自に振動していることを示している。6 <  $f$  < 12 Hz の範囲では増幅率が大きく、 $P_2$  橋脚～地盤系の基本固有振動数は

この範囲にあると考えられる。

(ii) 橋軸直角方向…… $0 < f < 11 \text{ Hz}$  の間は、 $P_2$  橋脚は周辺地盤とおおむね同じように振動している。11 Hz 程度以上（ただし、少なくとも 15 Hz まで）になると、コヒーレンスが低くなり、 $P_2$  橋脚が周辺地盤と独自に振動していることを示している。

したがって、橋軸直角方向には、 $0 < f < 11 \text{ Hz}$  の比較的広い範囲にわたって増幅率が 1.0 程度であることが式 (2) においてこの方向の加速度応答倍率  $a_P/a_G$  が 1.3 程度に止まっている原因と考えることができる。これに対して、橋軸方向には、 $6 \text{ Hz} < f < 12 \text{ Hz}$  において増幅率が約 3 と高く、この結果、 $P_2$  橋脚天端における記録には 図-7 に示したように 6~12 Hz の振動数成分が卓越するとともに、式 (2) において加速度応答倍率  $a_P/a_G$  が約 3.5 と大きくなっていると考えられる。

(3) 橋脚天端および周辺地盤の絶対変位応答

1978 年 6 月 12 日の宮城県沖地震時に  $P_2$  橋脚天端および地盤上で得られた加速度記録を数値積分し、それぞれの絶対変位応答を求めると 図-10 のようになる。橋脚上の橋軸方向成分については前述したように記録が得られていないため変位応答は計算していない。ここで、数値積分に際しては強震記録の読取精度<sup>15)</sup>を考慮した補正を加えている。図-10 の結果によれば、橋脚天端の絶対変位は基本的には周辺地盤の絶対変位とほとんど同じであること、橋軸直角方向には橋脚天端の絶対変位振幅の最大値は約 6 cm 程度であることがわかる。

また、地盤上の変位振幅は橋軸直角方向の方が橋軸方向よりも 2 倍程度大きく、また、最大加速度も 表-2 に示したように橋軸直角方向の方が橋軸方向よりも 50% 程度大きい。本橋の橋軸線は N33°E であり、したがって、橋軸方向および橋軸直角方向成分はそれぞれおおむね南北方向および東西方向に対応している。墓石の転倒方向の調査結果等から、石巻市付近においては東西方向の地震動が卓越したとされている<sup>6)~8)</sup>が、上記の絶対変位および絶対加速度応答の結果はこのような地震動の卓越振動方向の調査結果と調和している点が興味深い。

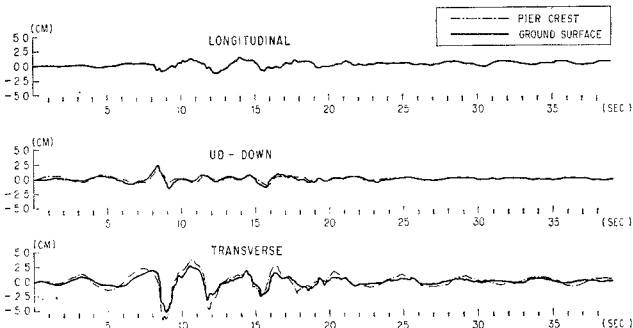


図-10 強震記録の 2 回積分により求めた絶対変位応答 (1978 年 6 月 12 日宮城県沖地震)

5. 橋脚の地震応答解析

(1) 橋脚のモデル化

地盤上の記録から  $P_2$  橋脚天端の地震応答を計算するために、以下の仮定を設けて橋脚、上部構造および周辺地盤をモデル化した。ここで解析の対象としたのは 表-2 に示したうち、最大加速度の大きい No. 4, No. 8, No. 9 の 3 地

震による水平方向成分の記録である。このうち、No. 4 は上部構造架設前、No. 8 および No. 9 は上部構造架設後の記録である。

(i) 表層地盤はそれぞれの橋脚位置においてせん断振動する一次元のばね～質点系モデルに置換し、ばねの復元力特性および履歴減衰特性は Ramberg-Osgood モデルにより表示する。ここで Ramberg-Osgood モデルに用いる地盤のパラメーターは、地盤調査結果を基本として龍岡らにより提案された方法により求めた<sup>16)~18)</sup>。

(ii) 橋脚および上部構造は周辺地盤に弾性的に支持された 3 次元の離散型線形骨組構造物としてモデル化し、地盤と構造物を結ぶばねの効果および逸散減衰の効果 considering して、地震応答を計算する<sup>12), 19)</sup>。

(iii) 橋軸直角方向の解析では、上部構造は固定支承もしくは可動支承により橋脚もしくは橋台に固定されているものとし、5 径間全体の上下部構造をモデル化する(図-11 参照)。また、橋軸方向の場合には、可動支承における摩擦力およびダンパーの影響は小さいため、 $P_2$  橋脚の地震応答に及ぼす上部構造の影響は無視できるものとした。

(iv) 地盤と下部構造を結ぶばねの剛性は、道路橋示方書に従い、地盤反力係数から求めるものとする<sup>12)</sup>。その際に、地盤の変形係数としては、上記周辺地盤の地震応答解析の結果求められた地盤のせん断ひずみに適合する地盤の等価弾性係数を用いる。

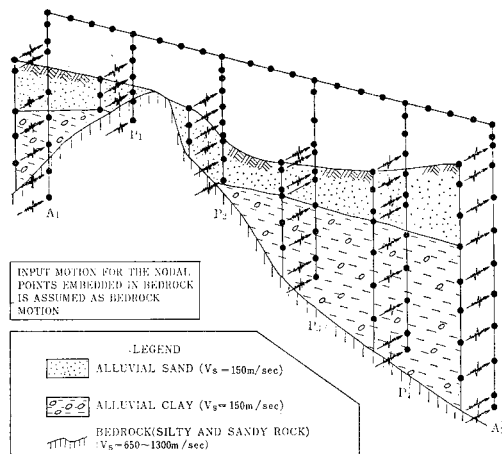


図-11 解析モデル (橋軸直角方向)

表-3 固有値解析より求めた  $P_2$  橋脚の基本固有振動数 (Hz)

上部構造	橋軸方向	橋軸直角方向	備考
架設前	9.7 (9.2)	19.6 (19.5)	( )内は沖積層の存在を無視した場合
架設後	9.7	7.8 (12次モード) 9.1 (15次モード)	$P_2$ 橋脚が振動するモード

(2)  $P_2$  橋脚の固有振動特性

上述した解析モデルによる固有値解析より求めた  $P_2$  橋脚の基本固有振動数は表-3 に示すとおりである。すなわち、上部構造架設前には橋軸方向に 9.7 Hz、橋軸直角方向には 19.6 Hz とともに高い値となっている。 $P_2$  橋脚はケーソンの全長 6.5 m のうちの約 90% が中生代三畳系の砂岩～シルト岩に根入れされている。したがって、表-3 中に示したように、表層の沖積砂質土が分担している地盤反力の影響を無視しても、基本固有振動数はほとんど変化せず、 $P_2$  橋脚が事実上砂岩～シルト岩層に固定支持されていることを示している。

一方、上部構造架設後には  $P_2$  橋脚部分のモードが卓越する低次の振動数は橋軸方向には 9.7 Hz ( $P_2$  橋脚は可動脊のため、この方向には計算上、上部構造の影響は生じない。したがって、上部構造架設前と同じ値となる)、橋軸直角方向には 7.8 Hz (12 次モード)、9.1 Hz (15 次モード) となる。ここで、橋軸直角方向の場合の主要な固有振動数および振動モードは図-12 に示すとおりであり、低次のモードは沖積層の厚い  $P_3$ 、 $P_4$  橋脚および  $A_2$  橋台付近がよく揺れるモードである。

この結果をもとに前章に示した強震記録から求めた  $P_2$  橋脚の伝達特性を検討すると以下のようになる。す

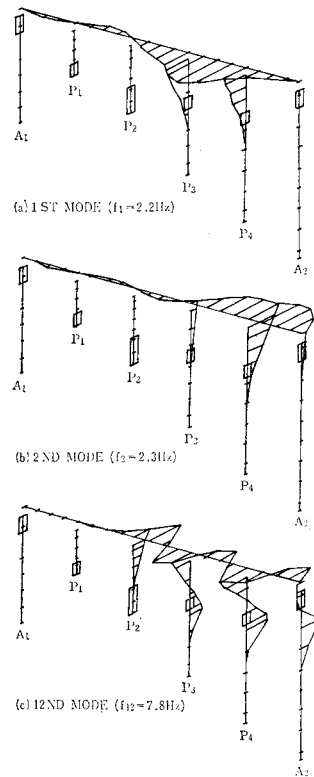


図-12 主要な固有振動モード (橋軸直角方向)

なわち、橋軸方向には、上部構造架設前および架設後ともに基本固有振動数は 9.7 Hz である。図-9 に示したように、この方向の伝達関数（増幅率）は 6 Hz 以上約 12 Hz までの範囲では平均すれば 3 程度の値となっているが、計算上求めた基本固有振動数がこの範囲に入っていることから、増幅率の増加は  $P_2$  橋脚の基本振動によると考えてもよいであろう。また、図-6, 7 に示したように、上部構造架設前・後で、応答倍率  $a_p/a_G$  および伝達特性に著しい違いが認められないが、これは、上部構造架設前・後で、基本固有振動数に本質的な違いが生じないためと考えられる。これに対して、橋軸直角方向の場合には、上部構造架設前には  $P_2$  橋脚の基本固有振動数は 19.6 Hz と非常に高いため、図-8 のパワースペクトルに示すように 3~7 Hz 程度で卓越する通常の地震入力のもとでは応答倍率は 1 に近いと考えられる。また、上部構造架設後にも  $P_2$  橋脚の振動が卓越する固有振動数は 7.8 Hz, 9.1 Hz と高く、橋軸方向の場合と同様に、図-8 に示した地震入力のもとでは、応答倍率は 1 を大きく上回らないと考えられる。以上の点から、橋軸直角方向には上部構造架設前および架設後ともに  $P_2$  橋脚の応答倍率は 1 を大幅に越すことはなく、このよう

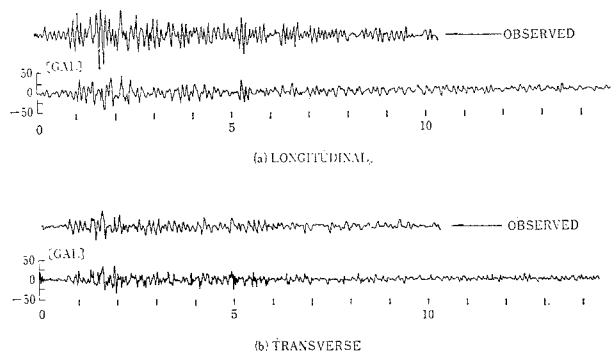


図-13 1968年宮城県東方沖地震（地震 No. 4）に対する  
実測値と計算値の比較（ $P_2$  橋脚天端）

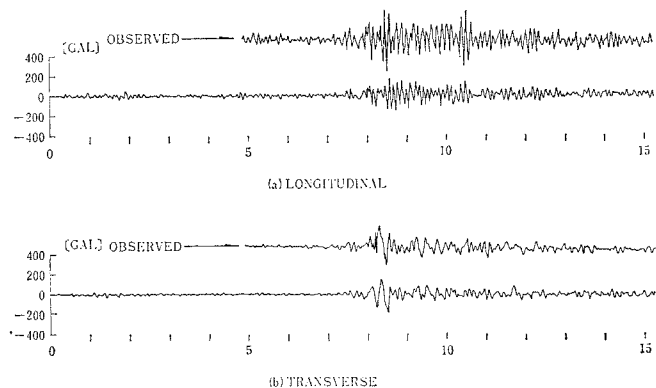


図-14 1978年2月20日宮城県沖の地震に対する実測値と  
計算値の比較（ $P_2$  橋脚天端）

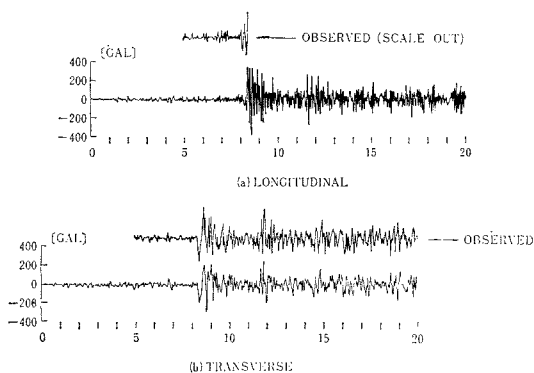


図-15 1978年6月12日宮城県沖地震に対する  
実測値と計算値の比較（ $P_2$  橋脚天端）

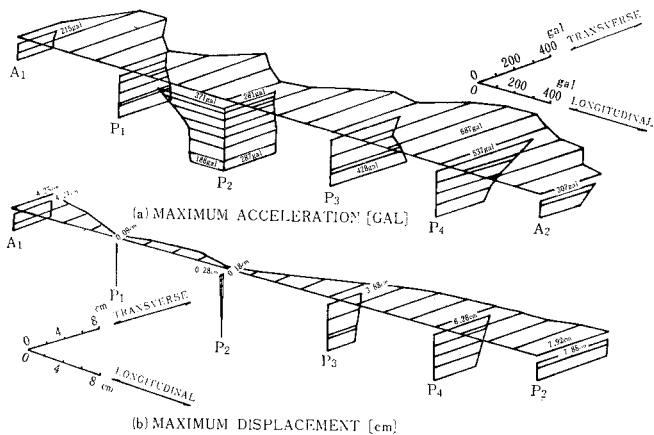
な点が図-9において増幅率が1に近いと同時に、上部構造架設前後で応答倍率に違いが生じない理由と考えられる。

### (3) $P_2$ 橋脚の応答計算および実測値との比較

上記の固有振動特性をもつ解析モデルに、地盤上で観測された記録を作用させ、 $P_2$  橋脚天端の絶対加速度応答を求め、これを  $P_2$  橋脚天端での実測加速度記録（計算値と同スケールでプロット）と比較した結果を図-13~15に、それぞれ示す。ここで、地盤上の観測点は前述したように、解析上の基盤としている砂岩〜シルト岩の露頭部分に相当しているため、ここでの観測記録を基盤地震動として直接地盤モデルの基部に作用させている。またこの計算では、起振機を用いた実物橋脚の振動実験の結果と同種の橋の解析結果等<sup>(10)~(12)</sup>を参考にして、構造物の内部減衰定数および逸散減衰定数をそれぞれ 2% および 10% としている。

図-13, 14, 15 に示した結果をみると、解析値は  $P_2$  橋脚天端の実測記録をよく再現しており、両者は初動の部分から主要動を含んで後半部に至るまで非常によく一致している。ただし、加速度振幅の大きさに関しては橋軸方向の場合に限っては、計算値は実測値の約 1/2 となっている。解析に仮定した減衰定数を上述した値よりも小さくとした場合の試算も行ったが、このようにしても約 2 倍の振幅の差はうまく説明できなかった。この原因としては、上部構造の影響、橋脚の鉛直軸まわりの回転運動（強震計は小判形橋脚の端（下流側）に設置されている）等が挙げられるが明確ではなく、これについては今後の検討課題としたい。また、橋軸直角方向には振





図一16 1978年6月12日宮城県沖地震に対する最大応答加速度および変位の分布(計算値)

幅、位相特性とも両者はよく一致しているが、これは前述したように、 $P_2$ 橋脚は独自にはあまり振動せず、加速度応答波形の大部分を地盤の入力加速度波形が占めていることが指摘される。

最後に、参考までに宮城県沖地震時の同橋各部の絶対応答加速度および相対応答変位の最大値の分布を図一16に示す。 $P_2$ 橋脚天端の応答加速度に対する試算結果は観測結果とおおむねよく一致している。ただし、 $P_2$ 橋脚は開北橋の中で最も自己応答しにくい条件にある。したがって、この橋脚での解析結果が観測値とよく一致したとしても、橋の他の部分が必ずしも同程度の一致度を示すという保証はないが、図一16の結果は宮城県沖地震時の開北橋の挙動を近似していると考え、各部の応答の検討をすることとした。これによれば、橋軸直角方向には上部構造の相対変位は砂岩～シルト岩に直接設置されている $P_1$ 、 $P_2$ 橋脚では非常に小さく、沖積層の厚い $P_3$ 、 $P_4$ 橋脚および $A_2$ 橋台で大きいことがわかる。なお、図一16に示した最大加速度の分布を用いて各部の断面力の照査を行うと、 $P_3$ 、 $P_4$ 橋脚の下端のモーメント、支承を中心として部分的には設計で想定した許容値を超えているが、全体としてはすべて破壊耐荷力以下に収まるという結果が得られた。これは開北橋が宮城県沖地震により主要構造部分に被害を被らなかったことと調和するものである。

## 6. 結 論

1978年宮城県沖地震に際し、橋脚天端で500gal以上の加速度を生じた開北橋に対して、地盤調査、通過車両による振動測定調査を実施するとともに、現在までに同所で観測された9回の強震記録の解析を行い、地震応答解析による検証を加えた。本解析の結果は以下のよう

にまとめることができる。

(1) 強震計の設置されている $P_2$ 橋脚上の可動支承の機能を通過車両による振動測定結果から検討すると、通過車両により誘起される程度の微小振動時には、橋脚天端の振動と可動支承上の振動(桁の振動と一致)は、橋軸直角方向に対しては少なくとも0~10Hzの範囲ではほとんど同じである。一方、橋軸方向には、橋脚天端と可動支承上は独立の振動をしており、通過車両による振動は可動支承を経由して橋脚天端にはそれほど伝わっていない。可動支承の機能は地震時にも変わらないと考えられることから、宮城県沖地震を含め、過去の地震時には、 $P_2$ 橋脚は橋軸方向には桁の拘束をほとんど受けず、独立

に振動したと考えることができる。

(2) 地盤上の最大加速度 $a_G$ と $P_2$ 橋脚上の最大加速度 $a_P$ は全体として比例関係にあり、加速度の応答倍率 $a_P/a_G$ は橋軸方向には約3.5、橋軸直角方向には約1.3である。なお、この関係には、上部構造架設前および架設後において顕著な違いは認められない。この関係を使って、スケールアウトした宮城県沖地震時の橋脚天端の橋軸方向の最大加速度を求めると約700galとなる。

(3) 地盤上の観測点に対する $P_2$ 橋脚天端の伝達関数(増幅率)を求めると、概念的に図一9の破線のようになる。すなわち、橋軸方向には、 $P_2$ 橋脚は約6Hz以下の振動数領域において周辺地盤の影響を受け、これとおおむね同様に振動をし、6Hz以上少なくとも15Hzまでは周辺地盤とは無関係に独自に振動している。これに対して橋軸直角方向には、0~11Hzと比較的広い振動数範囲にわたって $P_2$ 橋脚は周辺地盤とおおむね同じ振動をしている。ここで、増幅率が、橋軸方向には約6~12Hzの範囲において3程度であり、また、橋軸直角方向には約11Hz以下の範囲で1程度であることが、上記(2)において加速度応答倍率 $a_P/a_G$ が橋軸方向には約3.5、橋軸直角方向には約1.3となる原因と考えられる。なお、伝達関数(増幅率)の特性には、上記(2)と同様に、上部構造架設前および架設後において顕著な違いは認められない。

(4) (3)において、伝達関数(増幅率)が橋軸方向には約6~12Hzの範囲において3程度と高くなるのは、この範囲(計算によれば9.7Hz)に $P_2$ 橋脚の基本固有振動数があるためと考えられる。ここで、 $P_2$ 橋脚上の可動支承は(1)に示したように橋軸方向にはほとんど無拘束であるため、この方向の $P_2$ 橋脚の基本固有振動数は上部構造の影響をほとんど受けない。このことが、上

部構造架設前および架設後において、橋軸方向の伝達関数に顕著な差が現われない原因と考えられる。

一方、橋軸直角方向の固有振動数を計算により求めると、上部構造架設前には 19.6 Hz (1 次モード)、上部構造架設後には 7.8 Hz (12 次モード)~9.1 Hz (15 次モード)となる。したがって、上部構造架設前・後ともに  $P_2$  橋脚の卓越する振動モードに対する固有振動数が非常に高いことが、伝達関数 (増幅率) が 0~11 Hz の比較的広い振動数の範囲で 1 に近く、また結果として、上部構造架設前後で増幅率に顕著な違いがない理由と考えられる。

(5) 宮城県沖地震を含む 3 回の地震記録に対して、地盤上の観測点における実測記録を入力とし、 $P_2$  橋脚天端の絶対加速度応答を計算し、これを同所における実測記録と比較した結果、解析値は実測値の特徴をよく再現しており、初動部分から主要動を含んで後半部まで両者はよく一致することが示された。ただし、橋軸方向成分の解析では、解析上の加速度振幅が実測値の約 1/2 となっており、この点に関しては今後検討の余地を残している。

(6) 宮城県沖地震時には橋脚天端において、橋軸方向には約 700 gal、橋軸直角方向には約 330 gal の最大加速度が生じたが、上記の結論を総合すると、橋軸方向の振動は橋脚単独のもので上部構造に対する有効な入力地震動ではないことが、また、橋軸直角方向には、この程度の加速度に対しては現行の基準により耐震設計された道路橋は最終的な耐荷力に余裕を残していることが、それぞれ、上記地震により実質的被害を被らなかった原因といえる。

謝辞：本研究のもととなった開北橋の強震観測は宮城県石巻土木事務所により実施されたものであり、記録の利用ならびに地盤調査に際しては、宮城県土木部道路建設課ならびに石巻土木事務所の関係各位の多大なご協力を賜った。日本道路協会宮城県沖地震道路橋被害調査分科会 (大橋昭光分科会長) においては、本解析結果に対し、種々有益な指摘を賜った。また、応用地質調査事務所 殿内啓司氏ならびに八千代エンジニアリング 前原康夫氏、御園生静栄氏には解析計算に種々ご協力いただいた。ともに末尾ながら厚くお礼申し上げる

次第である。

#### 参考文献

- 1) 土木学会 東北支部：1978 年宮城県沖地震調査報告書，1980。
- 2) 文部省：1978 年宮城県沖地震による被害の総合的調査研究，文部省科学研究費自然災害特別研究，1978。
- 3) 藤本俊郎：宮城県における橋梁被害，橋梁と基礎，Vol. 12, No. 12, 1978。
- 4) 日本道路協会：宮城県沖地震による道路橋の被害ならびに支承部の耐震性に関する調査報告書，宮城県沖地震道路橋被害調査分科会，1980。
- 5) 建設省土木研究所：1978 年 6 月宮城県沖地震被害調査概報，土木研究所資料，第 1422 号，1978。
- 6) 岩崎敏男・川島一彦・高木義和：地震動の特性および強度に関する研究，1978 年宮城県沖地震に関する特別研究報告書 (昭和 53 年度特別研究促進調整費)，科学技術庁研究調整局，1980。
- 7) 岩崎敏男・川島一彦：墓石の転倒からみた 1978 年宮城県沖地震による地震動の卓越振動方向，地震学会秋季講演予稿集，1979。
- 8) 東北大学理学部地質学古生物学教室：1978 年宮城県沖地震に伴う地盤現象と災害について，地質学古生物学教室研究邦文報告第 80 号，1979。
- 9) 日野幹雄：スペクトル解析，朝倉書店，1979。
- 10) 田村浩一：橋梁井筒基礎の耐震設計に関する基礎的研究，鉄道技術研究所報告，No. 100, 1976。
- 11) 土岐憲三・小松昭雄：井筒基礎の地震応答解析に関する研究，土木学会論文報告集，第 281 号，1979。
- 12) 岩崎敏男・川島一彦・高木義和：強震記録を用いた道路橋井筒ケーソン橋脚の地震応答解析，土木学会論文報告集，第 293 号，1980。
- 13) 岩崎敏男・川島一彦・高木義和・相沢 興：開北橋における強震記録の解析，土木研究所資料，第 1532 号，建設省土木研究所，1979。
- 14) 川島一彦・殿内啓司：強震記録を用いた開北橋の動的特性，土木学会年次学術講演会，1979。
- 15) 川島一彦・高木義和・相沢 興：SMAC 型強震計記録の数値化精度に関する一検討，および，SMAC 型強震計記録の長周期成分の補正，土木学会関東支部年次学術講演会，1980。
- 16) 龍岡文夫・福島伸二：砂のランダム繰返し入力に対する応力～歪関係のモデル化について，生産研究，Vol. 30, No. 9, 1978。
- 17) 岩崎敏男・川島一彦・森本 巖：ランベルグオズグットモデルによる地盤の地震応答解析，第 15 回土質工学研究発表会，1980。
- 18) 岩崎敏男・龍岡文夫・川島一彦・森本 巖：土の非線形性が地盤の地震応答に及ぼす解析的検討，土木研究所資料，第 1582 号，建設省土木研究所，1980。
- 19) 岩崎敏男・川島一彦・高木義和：地盤と構造物の動的相互作用解析プログラム NONINT の概要，土木研究所資料，第 1530 号，建設省土木研究所，1980。

(1981.2.2・受付)