

土木研究所資料

開北橋における強震記録の解析

昭和54年10月

建設省土木研究所

地震防災部・振動研究室

Copyright © 54年度 by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be
reproduced by any means, nor transmitted, nor
translated into a machine language without the
written permission of the Director of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

ま え が き

宮城県石巻市の開北橋（一般県道河北～北上線、5径間連続鋼ボックスガーダー橋）は、1978年6月12日の宮城県沖地震（ $M=7.4$ ）に際し、地盤上の最大加速度191gal（橋軸方向）、291gal（橋軸直角方向）、橋脚上の最大加速度500gal以上（橋軸方向、約800gal程度と推定される）、338gal（橋軸直角方向）と非常に大きな地震力を受けたにもかかわらず、上部構造、下部構造ともに被害を蒙らず、わずかに支承部の敷きモルタルが剥離し、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、吊桁が落橋した錦桜橋を始め、著しい被害を蒙った橋も多く、これらに対する被害原因の調査は各所で詳細に行なわれているが、同時に被害を受けなかった橋に対しても、どのような条件で被害に結びつかなかったかを解析することは、今後の耐震設計法の向上を図るうえで非常に有効であると考えられる。

開北橋では下部構造の竣工以来、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合計9回の強震記録が得られている。本報告では、これら9回の強震記録に対する一次解析結果ならびに地震後に実施した地盤調査および通過車輛による振動測定より求めた固有振動特性の検討結果についてとりまとめたものである。

なお、本調査に関しては、宮城県土木部道路建設課橋梁係ならびに同石巻土木事務所の御関係の皆様非常に世話になった。ここに記して厚くお礼申し上げる次第である。

昭和54年10月

建設省土木研究所地震防災部振動研究室

室 長	岩 崎 敏 男
主任研究員	川 島 一 彦
	高 木 義 和
	相 沢 興

目 次

ま え が き

1. 開北橋の概要	1
2. 地形および地盤条件の調査	13
2-1 開北橋周辺の地形および地盤条件の概要	13
2-2 ボーリング調査結果	13
2-3 PS 検層結果	13
2-4 弾性波探査結果	14
3. 通過車輛による微小振動特性	23
3-1 調査目的	23
3-2 測定計器	23
3-3 測定方法	23
3-4 測定結果	24
4. 強震記録およびその解析	59
4-1 開北橋の強震記録	59
4-2 強震記録の周波数特性	60
4-3 強震記録から求めた伝達特性	62
5. 結 論	80
参 考 文 献	82
附属資料-1 P_2 橋脚の固有振動数の試算	84

1. 開北橋の概要

開北橋は宮城県石巻市の一般県道河北～北上線と旧北上川の交差部に架かる橋長285mの5径間連続の鋼ボックスガーダー橋である。一般図は図1-1に示すとおりであり、 P_1 が固定沓、その他(AB_L 、 P_2 、 P_3 、 P_4 、 AB_R)は可動沓となっている。ただし、可動沓には P_4 、 AB_R を除きダンパー(KSB制動器、最大支持力40ton、最大変位±50mm)が取り付けられている。地盤条件は図1-1に示したように左岸側では風化岩が露頭しており、 P_1 、 P_2 はそれぞれ直接基礎、ケーソン井筒基礎により岩着している。風化岩層は右岸側へは徐々に傾斜して沈み込んでおり、右岸側橋台位置では約37mの沖積堆積層が存在している(地盤条件の詳細については2章を参照)。

強震計(SMAC-B2型)は P_2 の天端に一台、 P_2 から約30m離れた左岸上流側の河川敷に一台それぞれ設置されている。写真1-1、1-2はそれぞれ開北橋の全景および地盤上の強震計と P_2 上の強震計の位置関係を示したものであり、写真1-3、1-4、1-5はそれぞれ強震計の設置状況の詳細を示したものである。

図1-2は強震記録を示したもので、地盤上の最大加速度は橋軸方向には191gal、橋軸直角方向には291galであり、このうち50gal以上の地震動の継続時間は約13秒である。一方、橋脚天端での最大加速度は橋軸直角方向には338galであり、橋軸方向には強震計の許容限界加速度500galを超えたため写真1-6に示すように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。

このように強い地震力を受けたにもかかわらず、開北橋は上部構造、下部構造ともに著しい被害を蒙っていない。すなわち、写真1-7は左岸側橋台上の可動支承およびダンパーであり、被害は生じていない。写真1-8～1-10は P_1 橋脚上の固定支承であり、モルタルが剥離し、支承下のライナー・プレートが顔を出しているのがわかる。 P_1 橋脚ではアンカーボルト(直径32mm)の抜出しおよびせん断変形はともにほとんど生じていない。写真1-11～1-14は P_2 橋脚上のダンパーおよびその支承下モルタルの破損状況を示したものである。写真1-13では、ダンパー支承下のモルタルがほぼ完全に破損し、アンカーボルトが左岸側に2cm程度せん断変形しているのがわかる。なお、これに関しては1978年2月20日の宮城県沖の地震に際しても多少の被害が報告されている。³⁰⁾ また、写真1-14はダンパーのロッドを示したものであり、この部分が相当腐蝕しているとともに、地震後にオイルが漏れ出た形跡が認められないことを示している。ダンパー支承が破損していることから、地震時にダンパーがある程度固定沓として機能したのではないかと考えられる。写真1-15は P_3 橋脚上の可動支承およびダンパーを示したものであり、ダンパーの固定用支承の敷モルタルが、 P_2 橋脚の場合と同じように破損していることから、 P_3 橋脚においてもダンパーがある程度固定沓のような役目を果たしたと推定される。写真1-16、1-17は右岸側橋台上の可動支承を示したものである。右岸側橋台上にはダンパーは設けられていない。

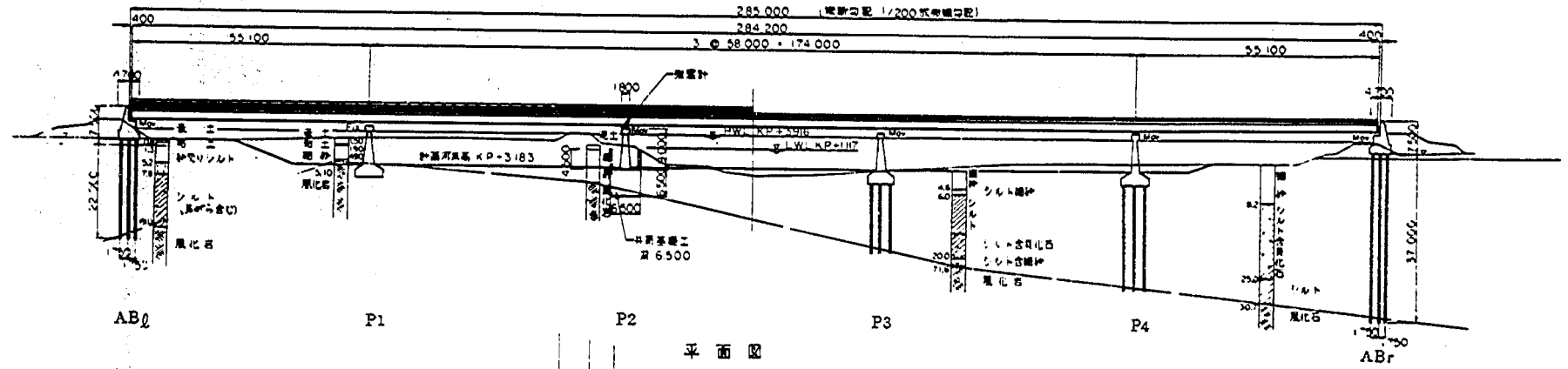
以上のように、開北橋では AB_L 、 P_2 、 P_3 のダンパーがいずれも相当腐蝕しており、今回の地震ではダンパーが設計上想定した機能を発揮したとは考えられないが、ダンパーそのものが動かなくなっていたため、

あたかも固定咎として機能し、地震力をある程度各ピアーに分散させたことが、結果として良好に作用したのではないかと考えられる。

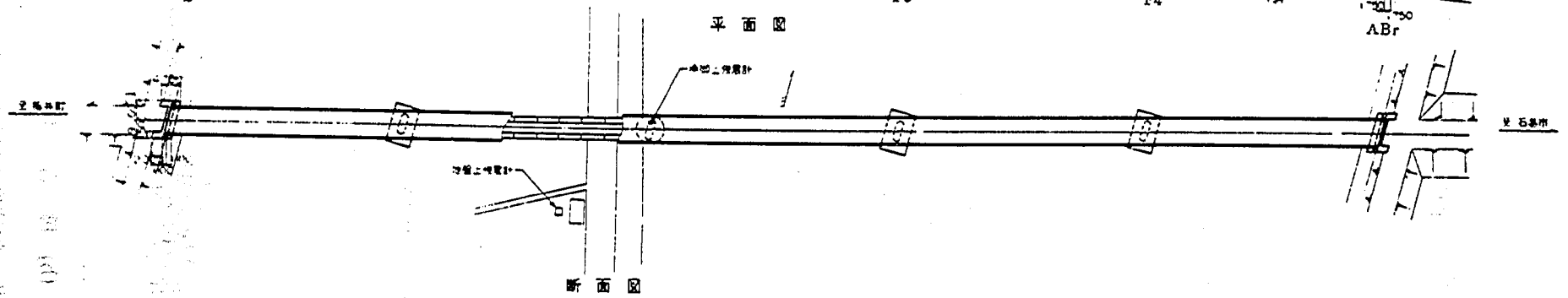
図1-3および図1-4はそれぞれ橋脚上および地盤上の強震記録の加速度応答スペクトル比曲線 β を示したものである。また、図1-5は図1-2に示した地盤上の加速度記録を4秒ごとに区分し、それぞれの時間間隔内で振動数成分がどのように変化しているかをパワースペクトルで表わしたものである。これより、橋軸方向、橋軸直角方向とも初動の4秒間では約3 Hzの地震動が卓越していること、この初動の4秒間がその後に続く地震動に比較して加速度レベルでは非常に優勢なパワーをもっていたことがわかる。

なお、図1-2に示した強震記録はSMAC-B2型強震計により観測したものである。SMAC-B2型強震計は短周期成分に対する感度が低下しており、これを補正すると(附属資料-2参照)、最大加速度は補正前の値に比較して60%程度増加する。

断面図 (5径間連続橋桁橋)



平面図



断面図

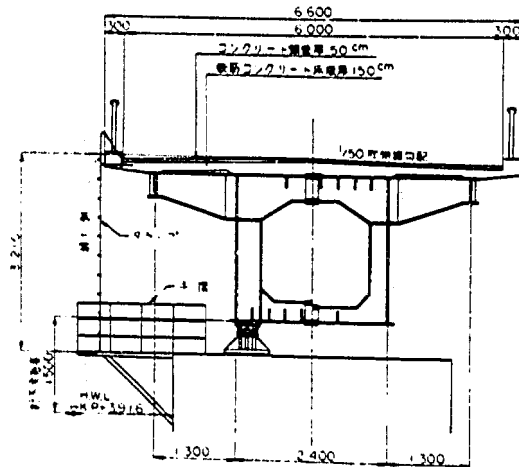
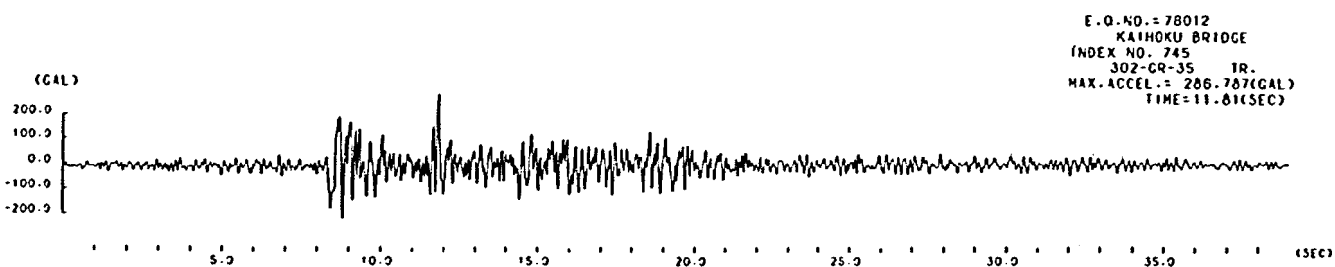
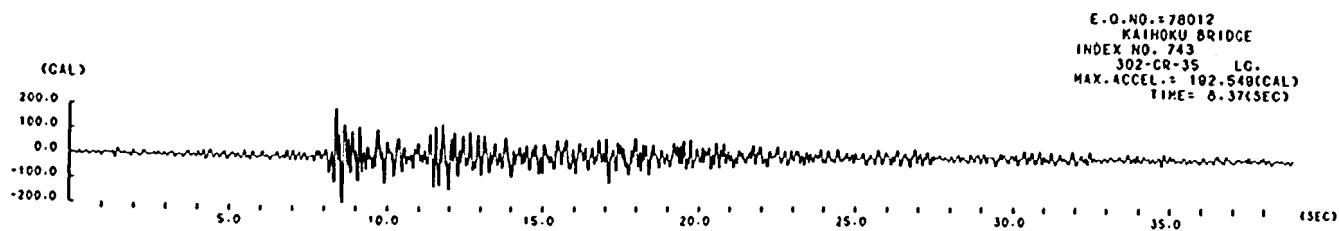
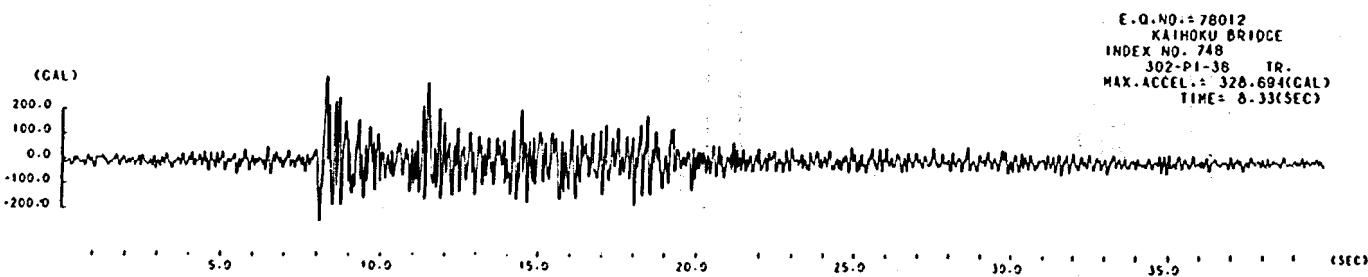
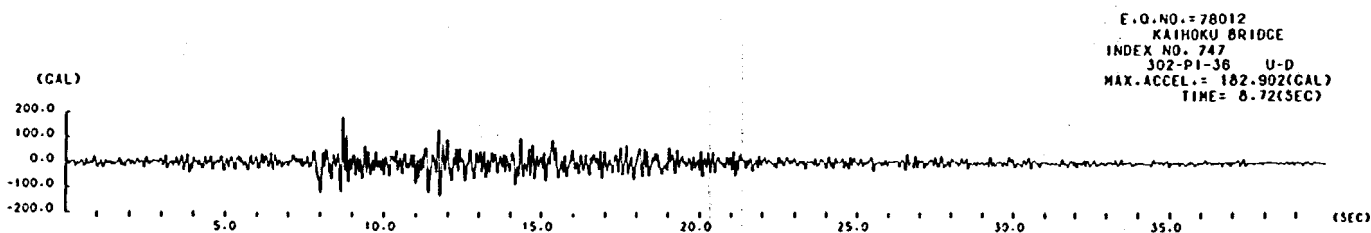
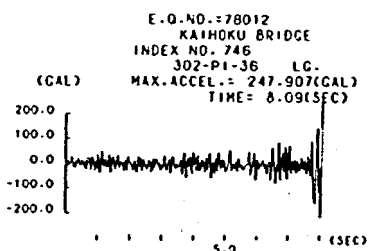


図 1-1 開北橋の強震観測システム

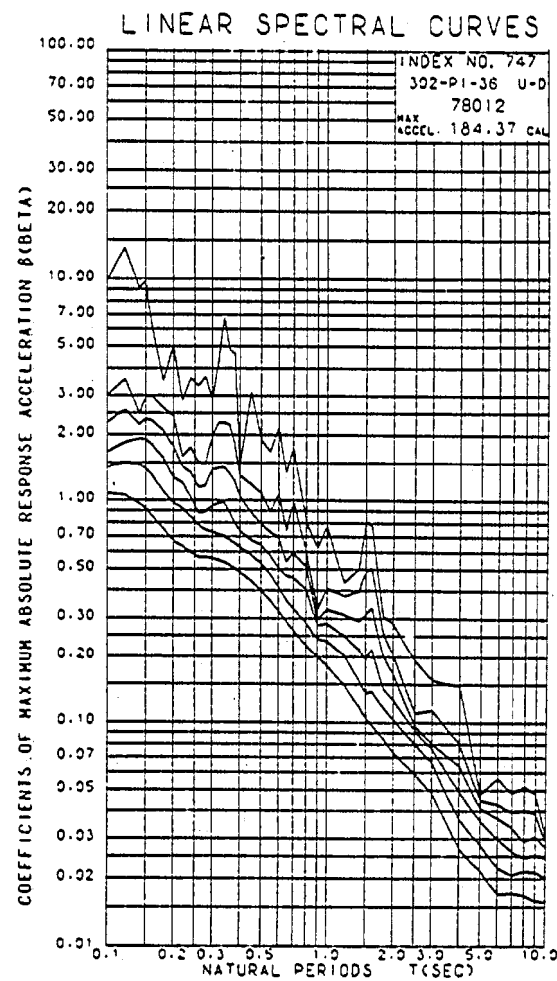


(a) 近傍地盤上

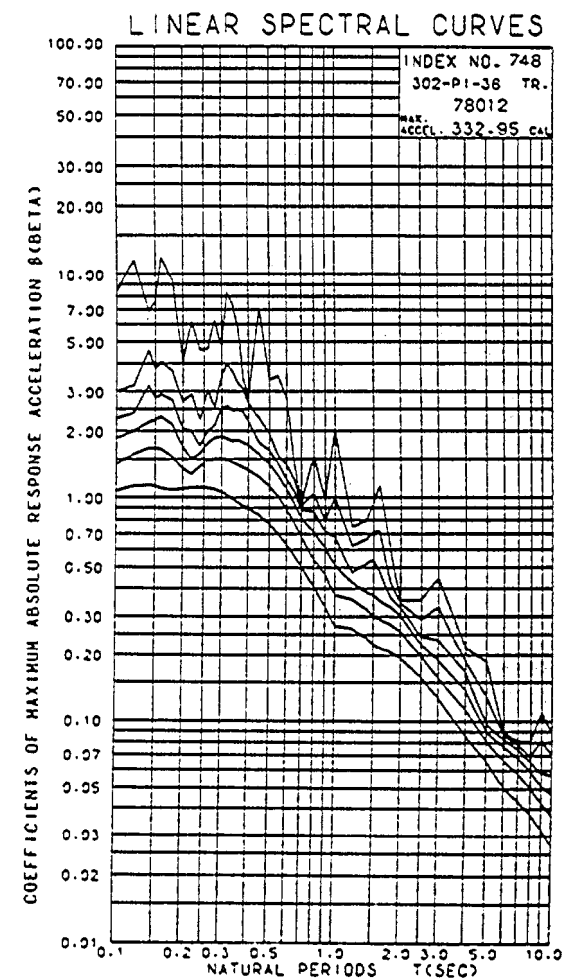


(b) 橋脚上

図 1 - 2 開北橋の加速度強震記録 (1978.6.12)

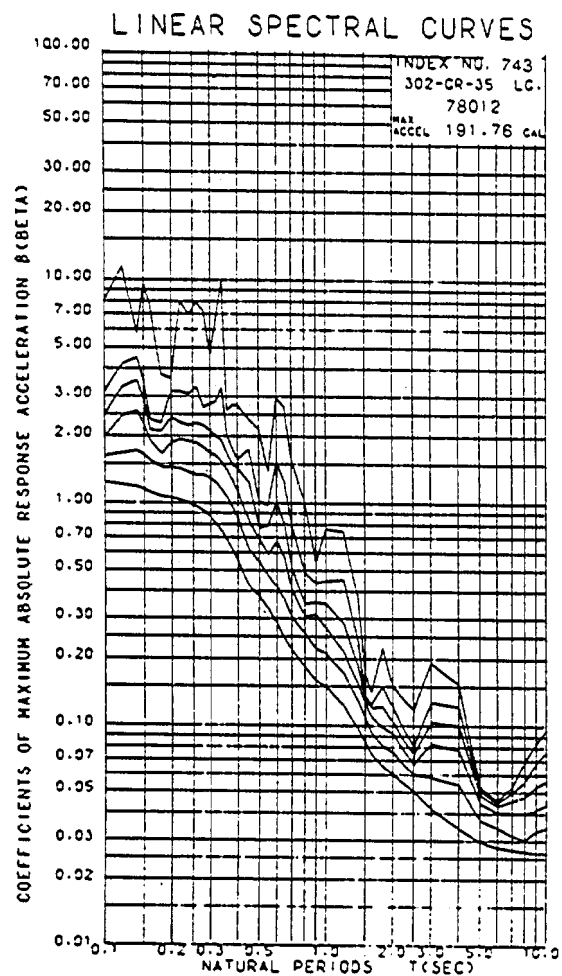


(a) 上下方向成分

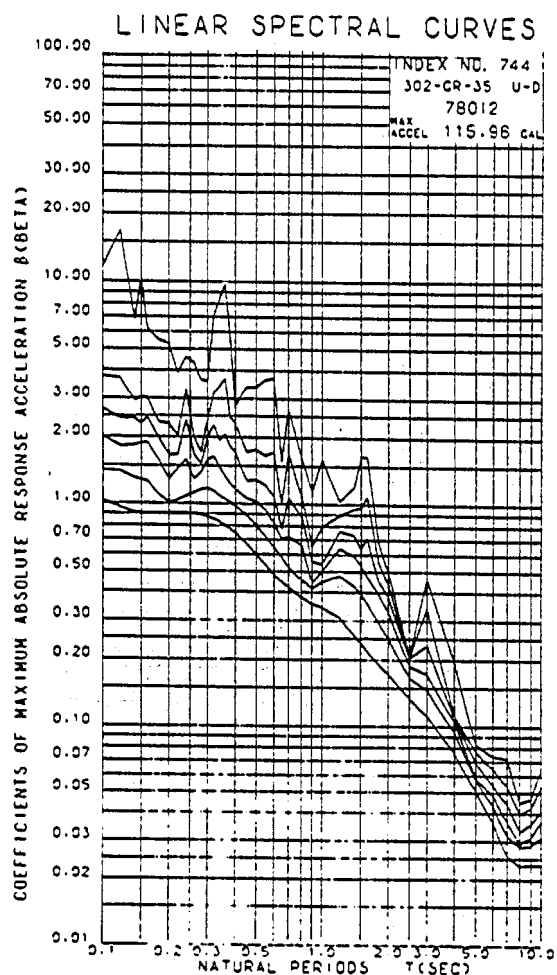


(b) 橋軸直角方向成分

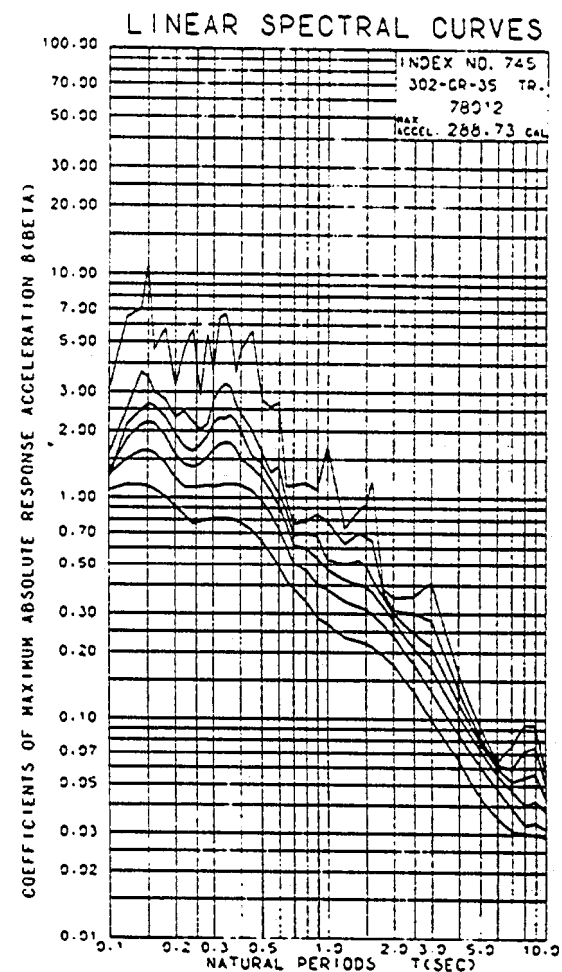
図 1 - 3 加速度応答スペクトル β (開北橋, 橋脚上,
 $h = 0, 0.02, 0.05, 0.1, 0.2, 0.4$)



(a) 橋軸方向



(b) 上下方向



(c) 橋軸直角方向

図 1-4 加速度応答スペクトル β (開北橋, 近傍地盤上, $h=0.0, 0.02, 0.05, 0.1, 0.2, 0.4$)

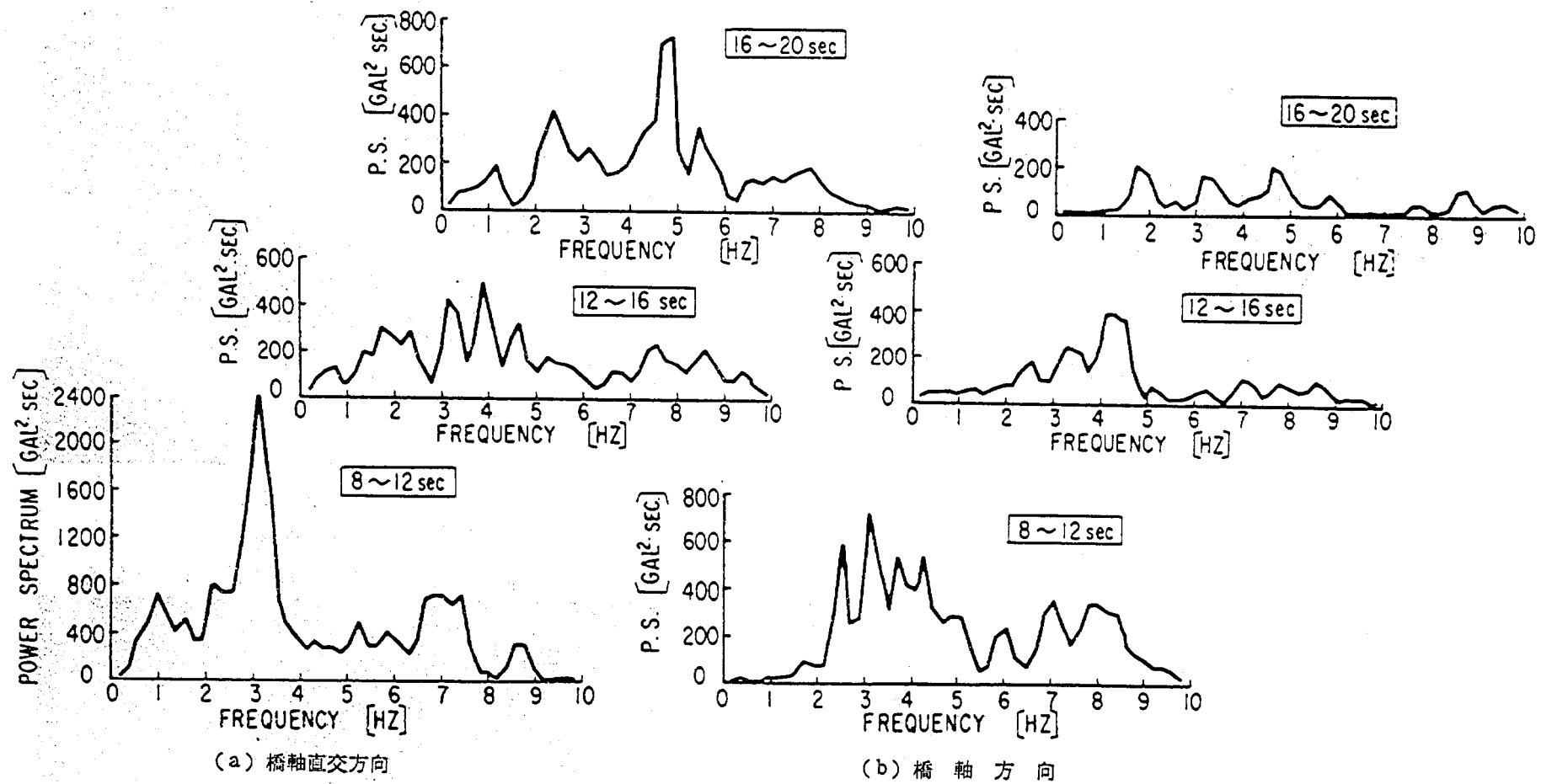


図1-5 開北橋近傍地盤上の加速度強震記録のパワースペクトル

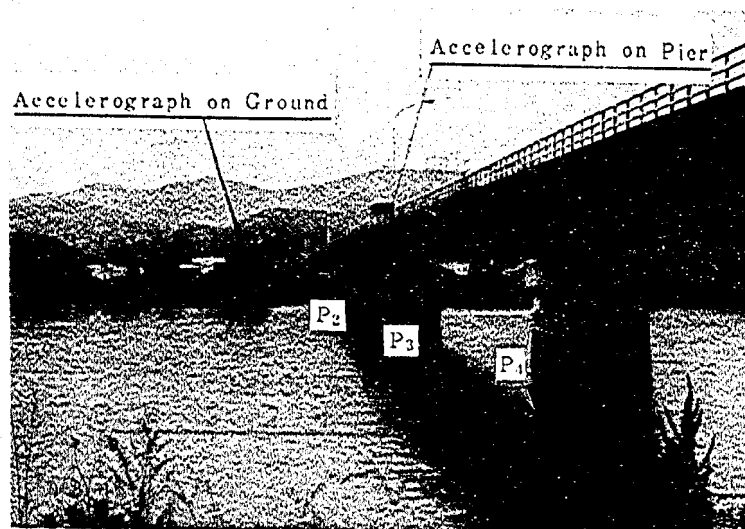


写真1-1 開北橋（右岸上流側から左岸方向を撮影，強震計は P_2 天端に設置されている。）

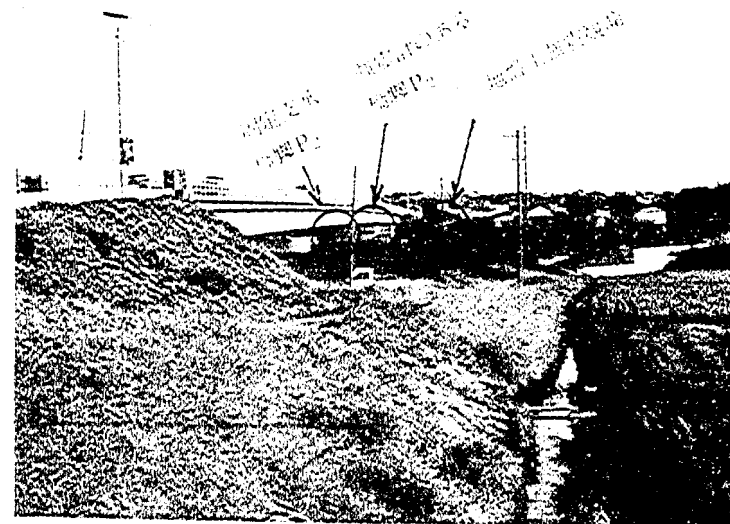


写真1-2 P_2 橋脚と地盤上の観測点の位置関係（左岸上流側より右岸方向を撮影）

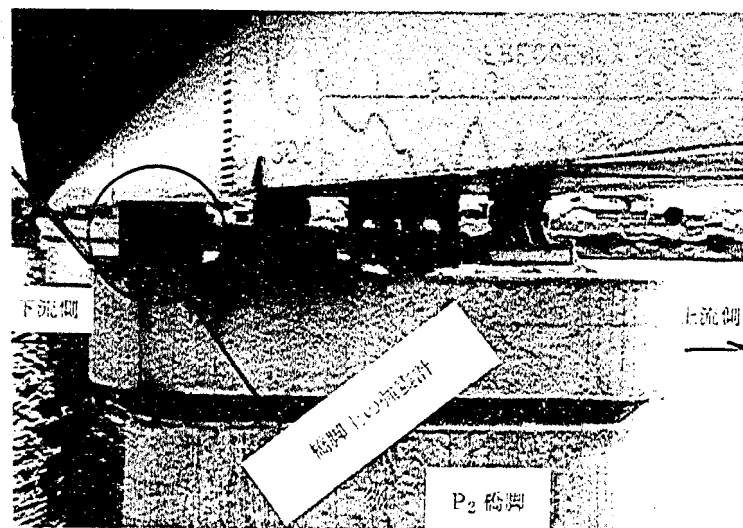


写真1-3 P_2 橋脚天端上の強震計（スチール製カバーをかけてある）

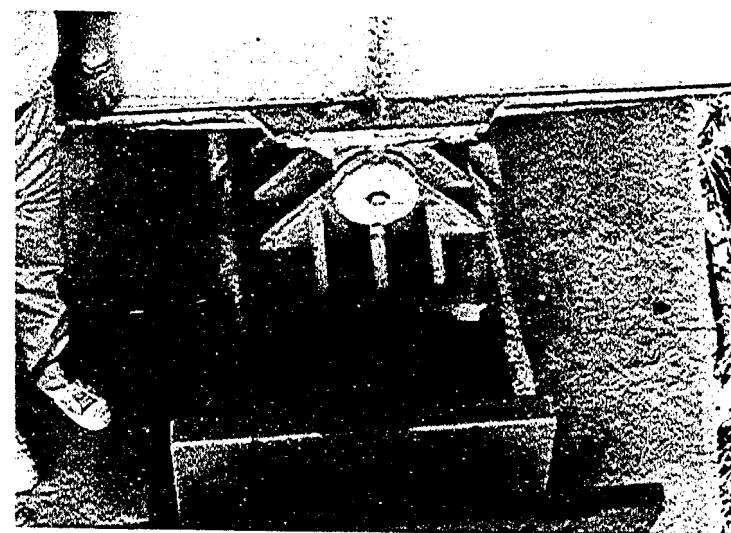


写真1-4 P_2 橋脚上の強震計近影



写真 1 - 5 地盤上の観測小屋

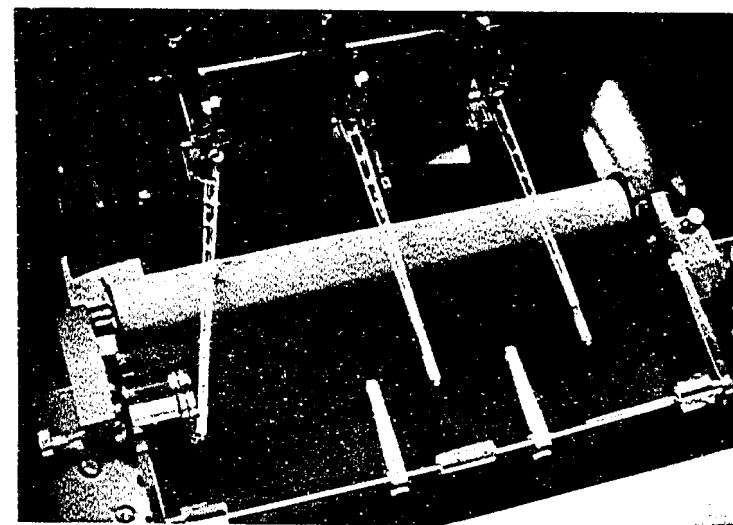


写真 1 - 6 P_2 橋脚上の強震計 (左から Lg 方向, Ud 方向, Tr 方向を記録する記録ペン, Lg 方向の記録ペンがはずれているのがわかる。)



写真 1 - 7 左岸側橋台上の可動支承およびダンパー

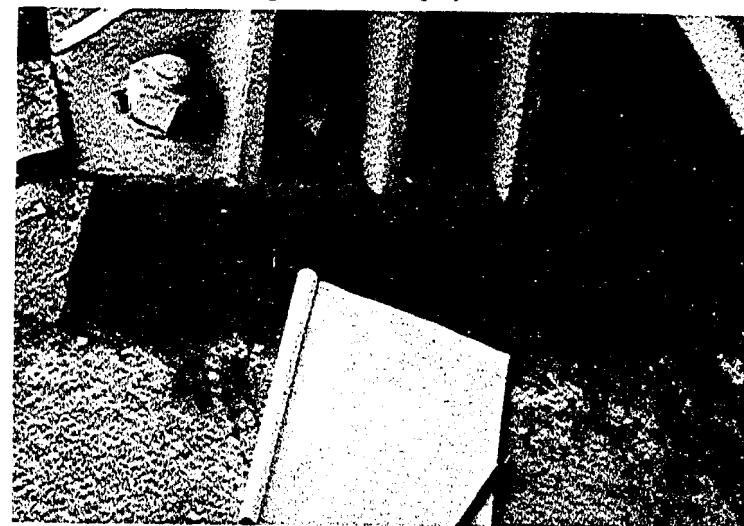


写真 1 - 8 P_1 橋脚上固定支承 (下流側支承)

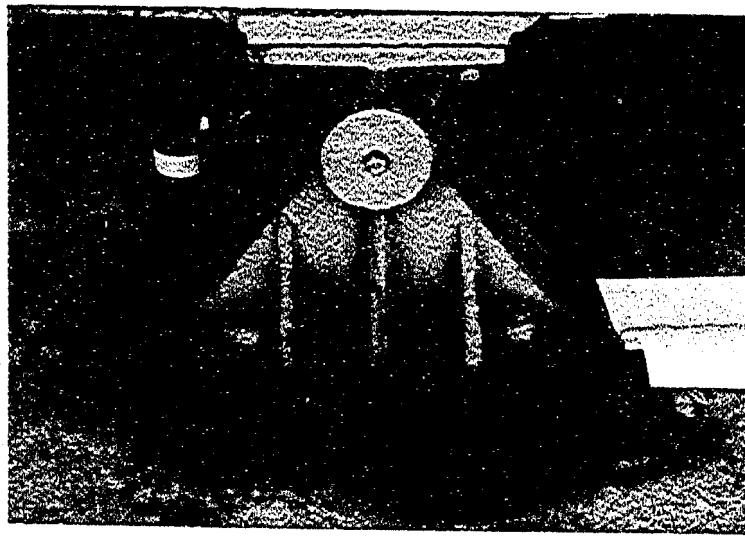


写真 1 - 9 P_1 橋脚上固定支承

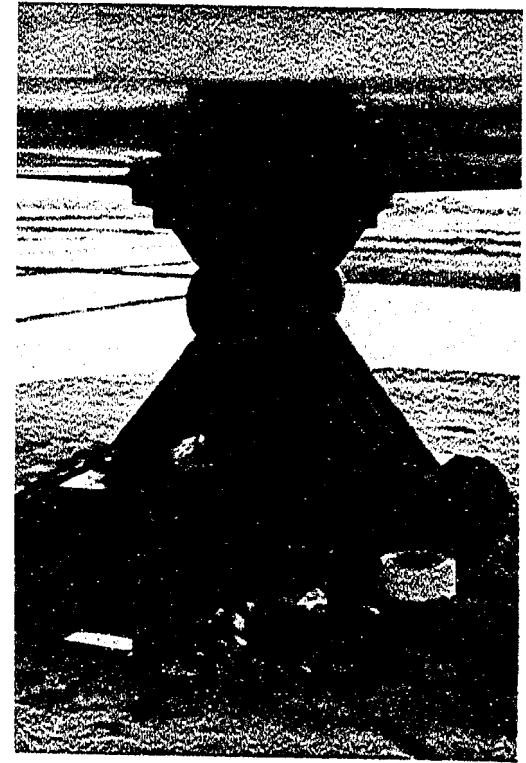


写真 1 - 10 P_1 橋脚上固定支承（手前は交通車輛による振動測定に用いた加速度計）



写真 1 - 11 P_2 橋脚上ダンパー支承（下流側の敷モルタルの破壊）



写真1-12 P₂ 橋脚上のダンパー
(下流側)

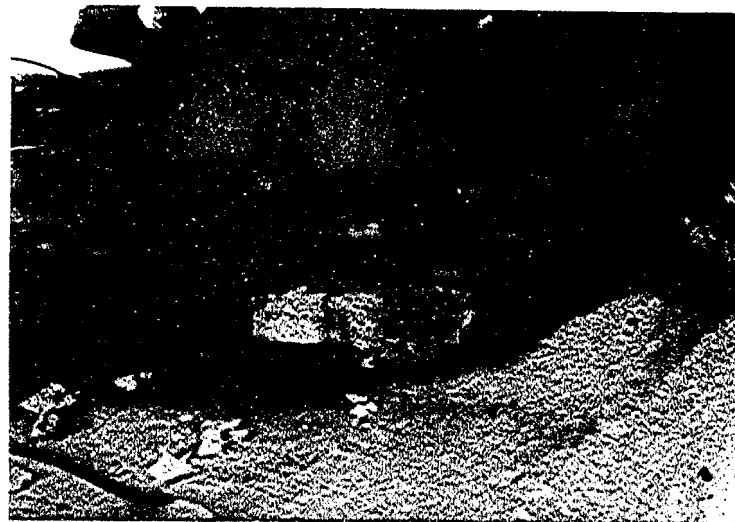


写真1-13 P₂ 橋脚上ダンパー支承下モルタル
の破損、アンカーボルトが左岸側に
20 mm 程せん断変形している。



写真1-14 P₂ 橋脚上ダンパー、ダンパー
はさびておりダンパーからオイ
ルが漏れた形跡にない。



写真1-15 P₂ 橋脚上可動支承およびダン
パー (ダンパーの固定用のモル
タルが破損している。)

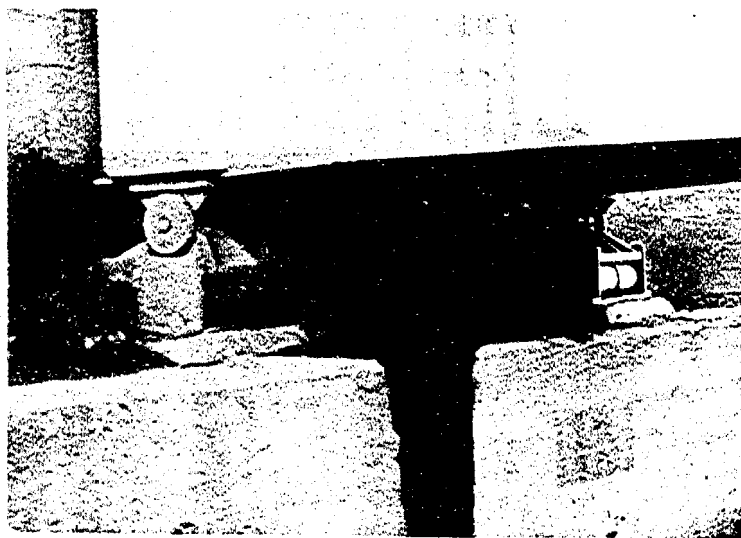


写真 1 - 1 6 右岸側橋台上の可動支承

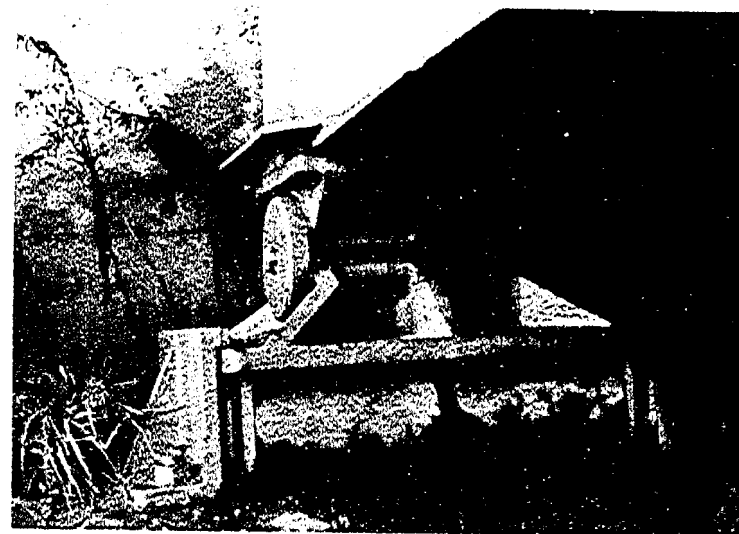


写真 1 - 1 7 右岸側橋台上の可動支承

2. 地形および地盤条件の調査

2-1 開北橋周辺の地形および地質の概要

開北橋は図1-1に示したように、石巻市の北方に位置し、旧北上川が北上山地南端部をその西縁に沿って蛇行する地点にあたっている。この付近においては沖積層が堆積しており平坦な地形を成しているが、これより北に約700～800mいくと比高差200～300m程度の山地形となる。

また本地点周辺の山地は、古生代二畳系の地層、いわゆる古生層と、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。旧北上川の兩岸には、沖積層が堆積しているが、その基盤は周辺山地を構成する地層と同一と考えられる。中生代二畳系の地層は砂岩～シルト岩を主体とし岩質は硬質である。また沖積層は砂層・シルト層を主体としており、礫径の大きな砂礫層は発達していない。

地盤上の強震計が設置されている旧北上川左岸では、近くに砂岩の露岩が見られ一部基盤が盛り上がっている。このような状況を考えると、沖積層の底面となる基盤面は開北橋周辺においては比較的起伏に富んだ分布をしているものと推定される。

2-2 ボーリング調査結果

ボーリングは図2-1に示すように次の2箇所において実施した。

B - No. 1 掘進長 1 2.0 m

B - No. 2 掘進長 3 3.0 m

このうちB - No. 2は水深約4m弱の水上ボーリングである。

ボーリングは口径76mmφとし、泥水掘りで行った。また標準貫入試験を1m毎に基盤層に至るまで実施した。この結果得られたボーリング柱状図は図2-2に示す通りであり、これと開北橋の建設時に実施された5本のボーリング資料をあわせて推定した地質断面図を図2-3に示す。

この結果によれば、風化岩盤は特徴的な分布をしており、左岸部の P_1 、 P_2 橋脚付近においては、風化シルト岩～砂岩が極めて浅く分布しているのに対し、右岸部および左岸部ではこれよりも風化シルト岩～砂岩の深度は深くなっている。この風化シルト岩～砂岩はせん断波速度 V_s が、680m/sec程度あり、一応この地点における耐震設計上の基盤とみなしてもよいであろう。

基盤上の沖積層の堆積状況は、 P_1 、 P_2 付近の基盤岩の尾根を境に旧北上川側と北側では多少異っている。すなわち、旧北上川側では、中粒砂～粗粒砂からなる砂質土層が標高-8～-10m位まで分布しており、その下にはシルトからなる均質な粘性土層が基盤まで堆積しているのに対して、基盤岩の尾根となる箇所から北側では標高-11～-16mにかけて砂質土層が分布している。基盤岩の尾根に当る部分では地表に一部砂岩の露頭が見られる。

2-3 PS検層結果

ボーリングNo. 1地点は板たたき法により、また、ボーリングNo. 2地点では電気雷管による起震で、そ

それぞれPS 検層を実施した。ボーリング No. 1 およびボーリング No. 2 に対する走時曲線はそれぞれ図 2-4 および図 2-5 のようになり、この結果に基づき、ボーリング柱状図、N 値と P 波・S 波速度分布を対応させて求めた地盤調査の結果を図 2-6 に示す。なお、P 波および S 波の速度分布をまとめると表 2-1 のようになる。

表 2-1 ボーリング No. 1、No. 2 地点での P 波、S 波の速度

(a) ボーリング No. 1 地点

地 質	深 度 (m)	P 波速度 (km/s)	S 波速度 (m/s)	備 考
シルト混り 細砂	0 ~ 2.0	0.4	1 0 0	
	2.0 ~ 5.9	0.9		
シルト岩~ 砂岩	5.9 ~ 9.0	1.5	6 5 0	上部強風化部
	9.0 ~ 12.0	3.4	1 3 0 0	

(b) ボーリング No. 2 地点

地 質	深 度 (m)	P 波速度 (km/s)	S 波速度 (m/s)	備 考
中砂 粗砂	0 ~ 7.1	1.9	2 2 0	P 波速度にややケーシングの影響
シ ル ト	7.1 ~ 14.0	1.0	9 4	ミラージュ層現象 (深度と共に速度増加) 三層に分離
	14.0 ~ 25.0	1.3	1 4 0	
	25.0 ~ 29.6	1.5	1 8 0	
シルト岩~ 砂岩	29.6 ~ 31.0	1.5	6 8 0	上部強風化部
	31.0 ~ 33.0	3.4	1 3 0 0	

ここでボーリング No. 2 のシルト層は深度と共に連続的に速度が増加するミラージュ層的傾向を示すため、直線性の保持されると考えられる範囲で速度分布を 3 層に分けて表わしている。また、風化シルト岩~砂岩の上部 1.0 ~ 3.0 m 程度は強く風化されており、この部分では著しいせん断波速度の低下が見られる。しかしながら、全体としての風化岩層の P 波速度は 3.4 km/s、S 波速度は 1,300 m/s 程度であり、この値は後述する弾性波探査の結果ともおおむね符合するものである。

2-4 弾性波探査結果

地盤上の観測地点においては図 2-7 に示す配置で測線を地表上に置き弾性波探査を実施した。弾性波探査では、P 波屈折法とともに S 波屈折法を実施した。P 波の起震はカケヤによって地面を上から強打することにより、また S 波の起震は板たたき法による左右からの打撃によってそれぞれ行った。

この結果求められた P 波および S 波の走時曲線は図 2-8 のようになり、これによれば、P 波速度分布はおおむね三層に区分することができる。すなわち表層は 0.3 km/s の速度値を示し、層厚は最大 80 cm 程度で、表土等に対応するものと考えられる。次に、第 2 層は P 波速度 1.2 km/s を示し、層厚は 1.0 ~ 2.0 m 前

後となっている。この層は、基盤層表面の強く風化された部分に対応すると考えられる。さらに、この下の基盤の速度は 3.4 km/s 程度を示している。このような状況から判断して調査地点周辺においては基盤岩がきわめて浅く分布し、特に地盤上の強震計の設置位置においては多少の強風化部を伴った基盤岩に直接達していると考えられる。

次に、S波については、表層付近では 120 m/s 程度であり、基盤では 1.3 km/s 程度となっている。P波の速度分布との対応を考えれば、これら両者の中間の層があると考えられる。走時曲線上からは明確に判別しにくい、一応 $600 \text{ m/s} \sim 700 \text{ m/s}$ 程度のS波速度を持つと考えることができる。

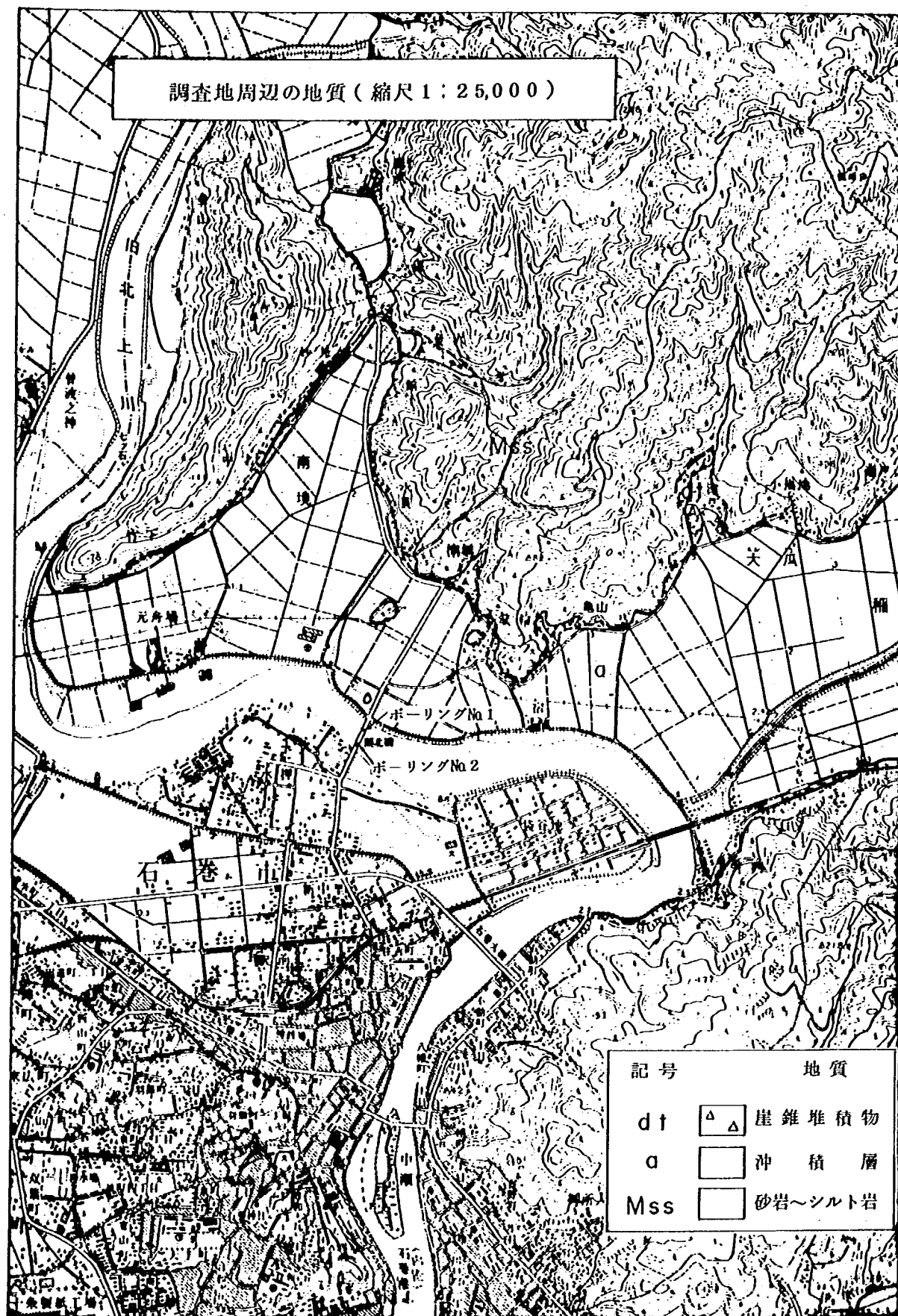


図 2 - 1 開北橋周辺の地質

標準 尺 m	標高 m	深 度 m	層 厚 m	柱 状 図	色 調	地 質 名	観 察	相 対 密 度	相 対 稠 度	標準貫入試験											
										深 度 m	N 値	10・30・50 打撃回数			N 値						
												10	20	30	0	10	20	30	40	50	
1							中砂を主体とするが、若干シルトが混入する。 200 付近に、僅約 40cm の砂混入する。 シルト分は下層につれてやよくなる。	硬 硬 硬		2.15 1.43 2.00	4/30 50/0	2	2	2							
2											2.15 1.43	6/30	2	2		2					
3											2.15 1.43	7/30	2	2		3					
4											2.15 1.43	5/30	1	2		2					
5											2.15 1.43	50/15	25	45		1					
6	3.97	5.90	5.90																		
7					黄 褐 色		砂岩～粘板岩で、風化が進んでいる。														
8					薄 茶 色		コアは、礫状にて採取され、亀裂が多い。														
9							深度が深くなるにつれて、短棒状のコアとなる。														
10					黒 灰 色	凡 化 岩															
11																					
12	10.07	12.00																			
13																					
14																					
15																					
16																					
17																					
18																					
19																					
20																					

(a) ボーリング版 1
図 2-2 ボーリング柱状図

深 度 m	層 厚 m	柱 状 図	色 調	地 質 名	観 察	相 対 密 度	相 対 稠 度	標準貫入試験									
								深度 m	N 値 回/cm	10cm毎の 打撃回数 回/cm	10	20	30	40	50	N 値	
1			暗黄灰色		上部の砂は粗粒 ～中粒であるが、 300mm以下では 中粒砂が主体と なる。		中	1.15 1.45	18/30	2	4	6					
2							中	1.15 1.45	11/30	3	3	5					
3			暗黄灰色	中 粒 砂	上部には木片の 混入が見られた。		中	1.15 1.45	30/30	10	9	11					
4				粗 粒 砂	下部になるにつれて 細砂、シルト の混入が見られ る所がある。		中	1.15 1.45	15/30	4	5	6					
5							中	1.15 1.45	10/30	4	3	3					
6			暗黄灰色				中	1.15 1.45	19/30	5	6	9					
7	7.02	7.10					中	1.15 1.45	2/30	1/18	1/12						
8					全層にはほぼ均質 なシルト砂。 含水量に富み非 常に軟かいシルト である。		軟	1.15 1.45	2/30	1/17	1/13						
9					所々に貝ガラ 片が混入する。		軟	1.15 1.45	3/40	1/13	1/12						
10					若干の粘着性も 有する。		軟	1.15 1.45	2/30	1/16	1/4						
11					深度15m程度 から孔壁の押し 出しが著しい。		軟	1.15 1.45	2/30	1/13	1/13						
12							軟	1.15 1.45	4/30	1	1	2					
13							軟	1.15 1.45	3/30	1	1	1					
14							軟	1.15 1.45	3/30	1	1	1					
15							軟	1.15 1.45	3/30	1	1	1					
16							軟	1.15 1.45	4/30	1	1	2					
17							軟	1.15 1.45	3/30	1	1	1					
18							軟	1.15 1.45	4/30	1	1	2					
19							軟	1.15 1.45	4/30	1	1	2					
20							軟	1.15 1.45	3/30	1	1	1					
21							軟	1.15 1.45	3/30	1	1	1					
22							軟	1.15 1.45	5/30	1	2	2					
23							軟	1.15 1.45	4/30	1	2	1					
24							軟	1.15 1.45	3/30	1	1	1					
25							軟	1.15 1.45	4/30	1	2	1					
26							軟	1.15 1.45	3/30	1	1	1					
27			暗灰色	シルト			軟	1.15 1.45	4/30	1	1	2					
28							軟	1.15 1.45	4/30	1	1	2					
29							軟	1.15 1.45	6/30	1	2	3					
30	31.52	29.60	22.50	薄黄色	風化の進んだ砂 岩～粘板岩。		軟	1.15 1.45	50/18	21	18						
31					亀裂多くて礫状 コアとなる		軟	1.15 1.45									
32				黄灰色	風化岩		軟										
33	34.92	33.00					軟										

(b) ボーリング版2
図2-2 ボーリング柱状図

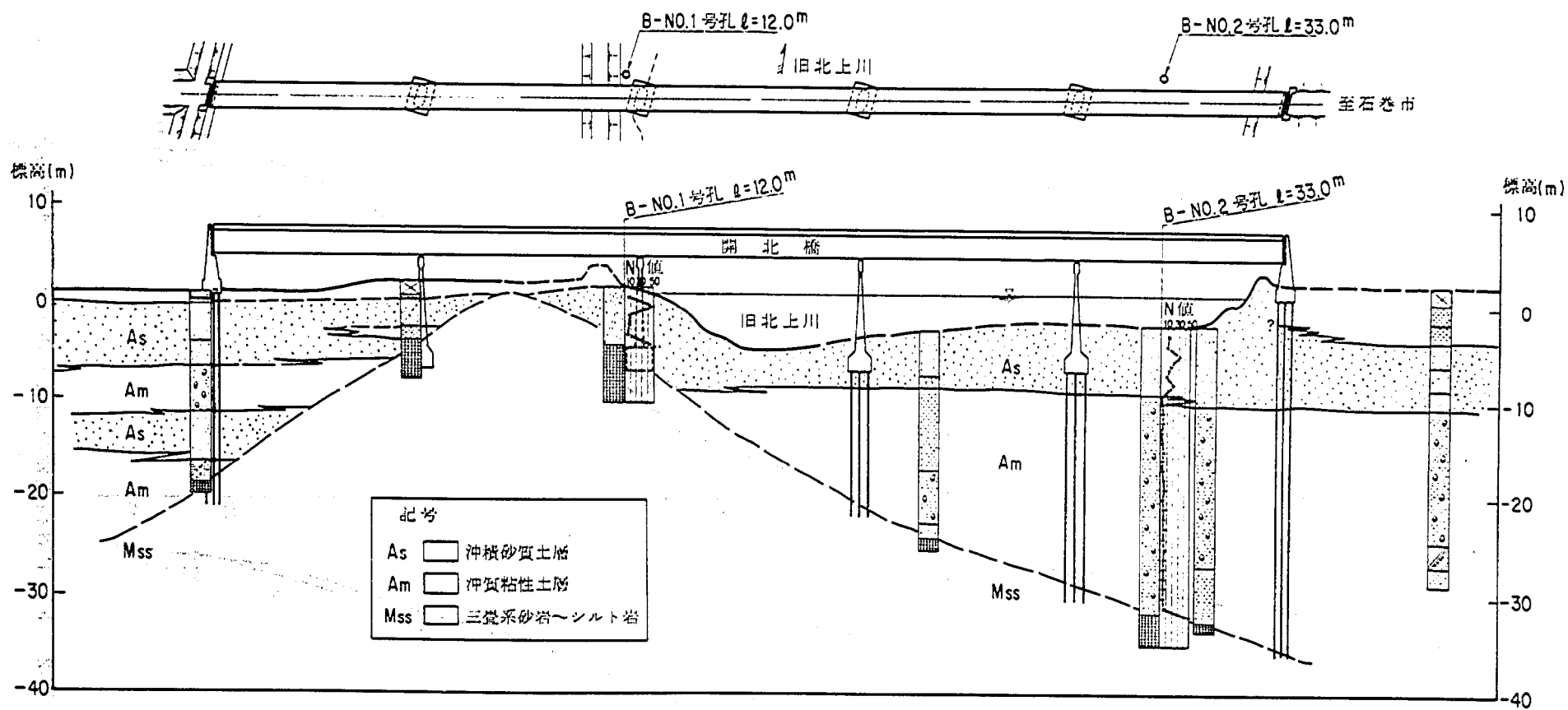


図 2 : 3 開北橋地盤構成 (縦横比率 $H : V = 2 : 5$)

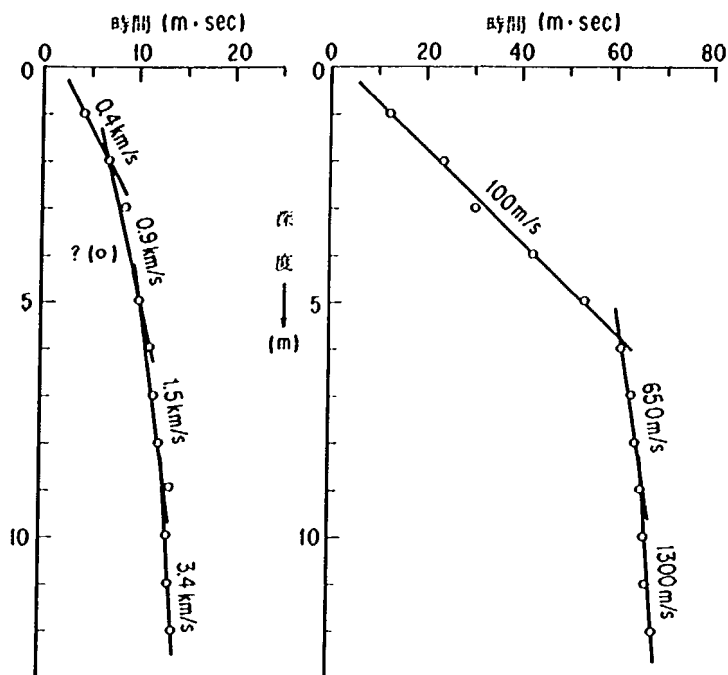


図 2-4 P S 検層走時曲線 (ボーリング № 1 号孔)

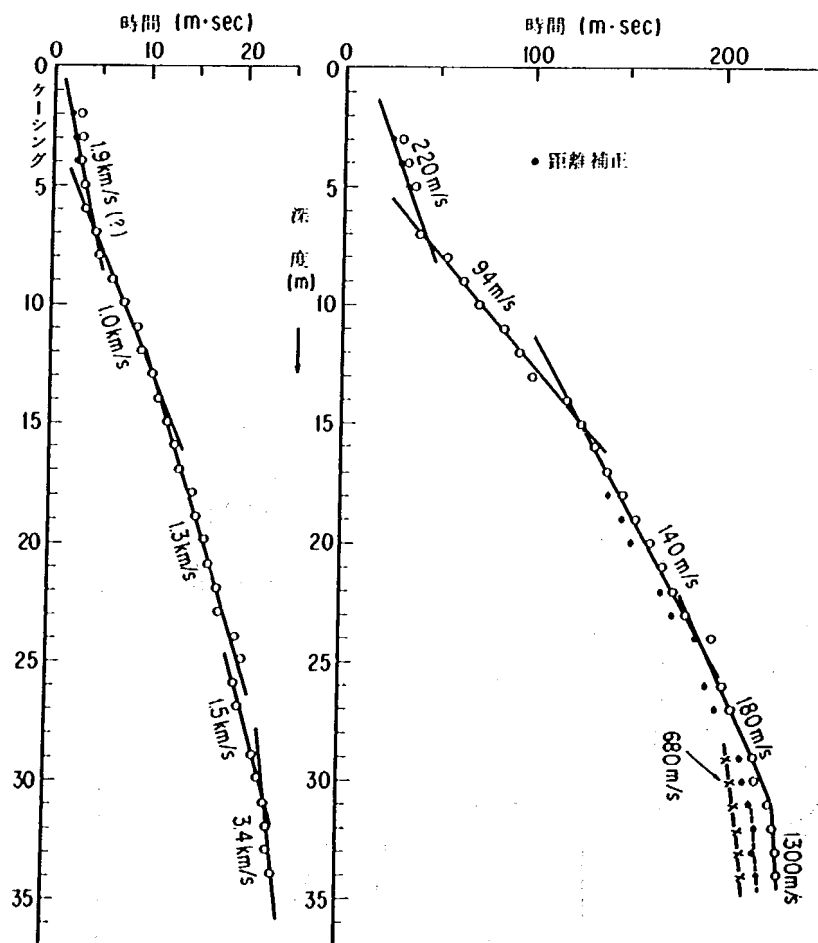


図 2-5 P S 検層走時曲線 (ボーリング № 2 号孔)

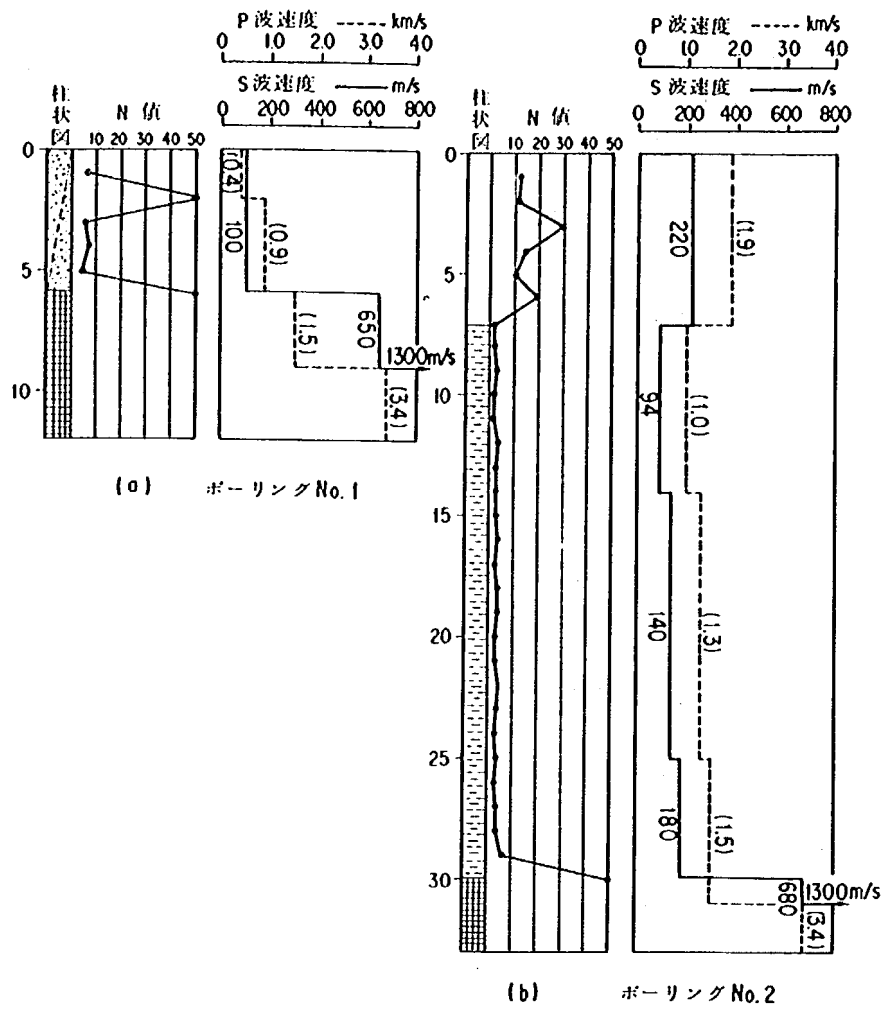


図 2 - 6 ボーリング No. 1 および No. 2 の地盤柱状図

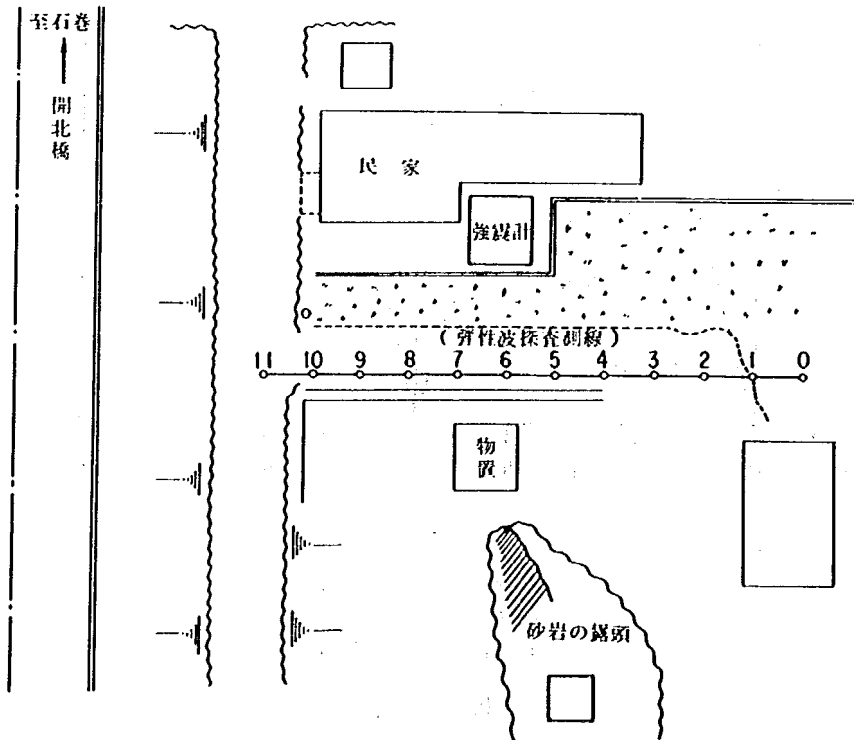
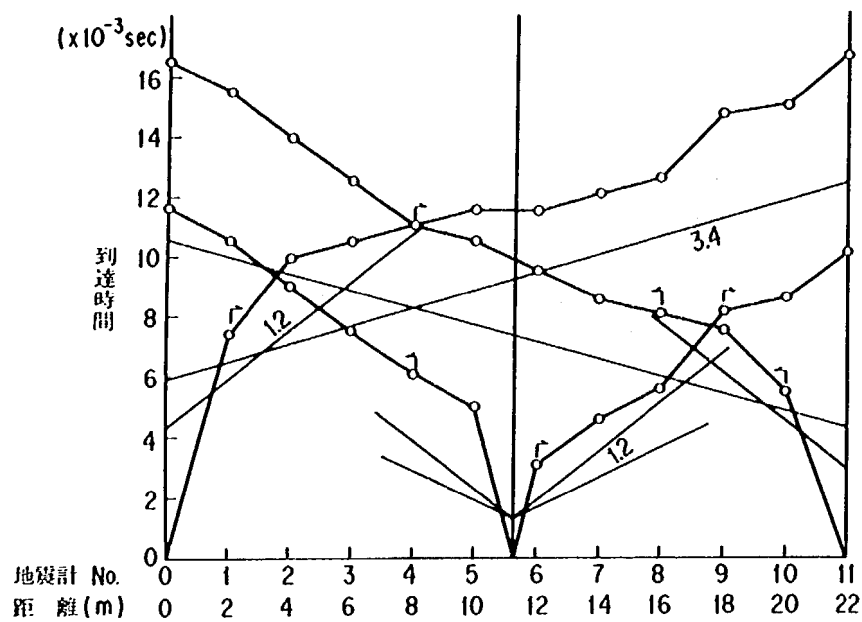
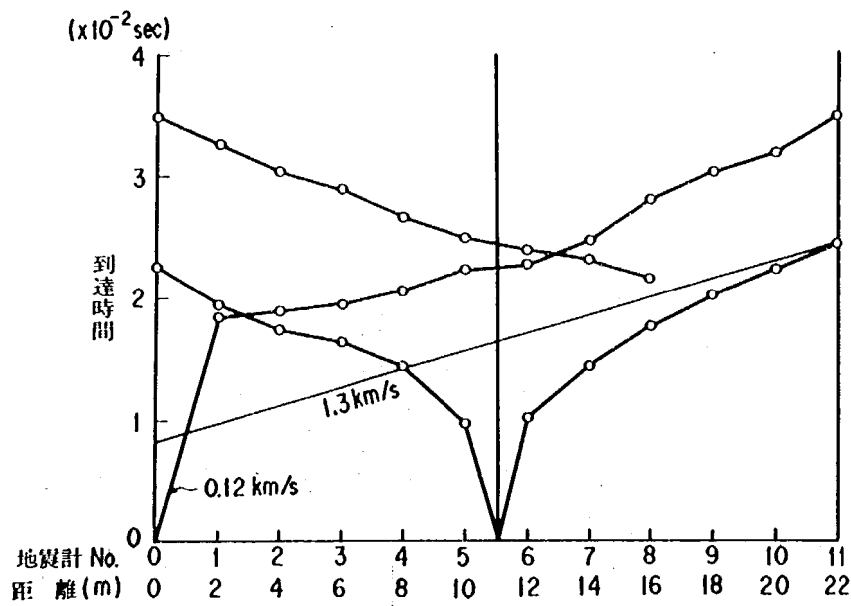


図 2 - 7 弾性波探査の測線配置図



(a) P波図



表層 S波速度 0.12 km/s
 中間層 " ?
 基層 " 1.3 km/s

(b) S波図

図 2-8 弾性波探査による走時曲線

3. 通過車輛による振動を利用した微小振動特性の解析

3-1 調査目的

固有振動数等の基本的な振動特性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査するために、通過車輛による橋の振動測定を行った。車輛が通過する際に橋に加えられる振動は、主として床版の凹凸、あるいは継手等の不整合によって引起された車輛のばね下系、および、ばね上系の振動によると考えられるが、車輛が通過し去った後には、こうした外乱によって引起された振動が徐々に測定部における橋の自由振動に移行していくと考えられる。したがって、車輛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を目的として、本測定を行った。

3-2 測定計器

測定に使用した計器は、表 3-1 に示す通りである。

表 3-1 測定に使用した計器

測定機名	メーカー	型式	用途
サーボ型 加速度計	明石	V401-AR	振動測定
加速度計用 増幅器	明石	TELEVIBROMETER AVN-24S	加速度計の微電圧を記録計用に増幅
データレコーダ	TEAC	R-280	計測結果収録（テープスピー 3 1/2 インチ/秒）
オシロスコープ	ソニー	TYPE 323	振動測定時のモニター
発動機型発電器	ホンダ	GENERATOR E-1200	計測器への電源供給 (100V、12.5A、50Hz)

3-3 測定方法

測定は、昭和 54 年 5 月 15 日午前 10 時～午後 3 時（天候：雨）の間に実施した。測定は、3～4 個の加速度系換振器（以下、加速度計と呼ぶ）を用いて、表 3-2 および図 3-1 に示すように、(I)左岸側橋台（AB₁）、(II)P₁ 橋脚（固定支承）天端、(III)AB₁～P₁ 間の桁の中間点、(IV)P₂ 橋脚（可動支承、強震計が設置されている）天端、(V)P₂ 橋脚上可動支承上、の 5 箇所において行った。測定方向はいずれの場合にも橋軸、橋軸直角および上下の 3 方向である。なお、以下では表 3-2 に示した測定番号を用いて実験結果を示す。

計測は、表 3-2 に示したそれぞれの着目地点に主としてダンブカー等の重車輛が接近した瞬間から開始し、車輛が完全に通過し去るまでの間実施した。加速度計からの出力は、シンクロ・スコープでモニターしながらテープレコーダに収録し、土木研究所に持帰った後、A/D 変換機によりデジタルのオープンテープに移し変え以後の解析を行った。

表 3-2 実験 No. および測定箇所

実験 No.	測定番号 ¹⁾	測定方向	位置
1	測定 No. 1-1	橋軸方向	(A) AB_e 上可動支承、下流側 (B) AB_e 上可動支承、上流側 (C) $AB_e \sim P_1$ 間桁中央、上流側
	測定 No. 1-2		
2	測定 No. 2-1	橋軸直角方向	
	測定 No. 2-2		
3	測定 No. 3-1	上下方向	
	測定 No. 3-2		
4	測定 No. 4-1	橋軸方向	(A) P_1 橋脚天端、中央部
	測定 No. 4-2	橋軸直角方向	(B) " "
		上下方向	(C) " "
5	測定 No. 5-1	橋軸方向	(A) $P_1 \sim P_2$ 間桁中央、下流側
	測定 No. 5-2	橋軸直角方向	(B) " "
		上下方向	(C) " "
6	測定 No. 6-1	橋軸方向	(A) P_2 橋脚天端、上流側 (B) P_2 橋脚上可動支承、上流側 (C) P_2 橋脚上可動支承、下流側 (D) P_2 橋脚天端、下流側
	測定 No. 6-2		
7	測定 No. 7-1	橋軸直角方向	
	測定 No. 7-2		
8	測定 No. 8-1	上下方向	
	測定 No. 8-2		

(注) 1) 以下では、すべて測定番号によって結果を表示する。

3-4 測定結果

(1) 固有振動特性

測定 No. 1-1～測定 No. 8-2 (測定番号に関しては表 3-2 参照) に対する測定結果 (加速度波形) を図 3-2(1)～図 3-2(10) に示す。これより、加速度波形のパワースペクトルを計算すると図 3-3(1)～図 3-3(5) のようになる。図 3-3(1)～図 3-3(5) は、左岸橋台上可動支承 (下流側)、左岸橋台～ P_1 間の桁中央点、 P_1 橋脚天端中央、 $P_1 \sim P_2$ 間の桁中央点、 P_2 橋脚天端 (上流側) の 5 箇所における振動測定結果のパワースペクトルを示したもので、それぞれ第 1 回目の測定および第 2 回目の測定結果を示している。

次に、 P_2 橋脚において天端コンクリート面上とローラ可動支承の中脊上の振動をそれぞれ、上流側支承位置および下流側支承位置に対して比較した結果が図 3-4(1)～図 3-4(6) である。

以上の結果をまとめると次のような点が指摘できる。

- (a) 図 3-3 および図 3-4 から、図 3-1 に示した各振動測定点における卓越振動数成分を求めると表 3-3 のようになる。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

表 3-3 通過車輛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	備 考 (測定No.)
左岸側橋台上の可動 支承上(下流側)	1.8~2.1, <u>6.5~6.9</u>	2.5~3.2, <u>5.3~5.8</u> 9~10	2.1, 2.9, <u>6~6.6</u>	No. 1~No. 3
P ₁ 橋脚(固定支承) 天端中央	<u>5.1~5.6</u>	3.1, 4.1, <u>5.5~5.9</u>	4.1, 5.4, <u>6.6</u>	No. 4
P ₂ 橋脚(可動支承) 天端(上流側)	<u>5.5</u> , 9.5 以上	<u>5.3~5.4</u>	2.8, <u>5.5</u> , <u>9.4</u>	No. 6~No. 8
P ₂ 橋脚(可動支承) 天端(下流側)	5.0, <u>5.5</u> , 9.4	<u>5.3</u>	<u>2.6</u> , 6.1, 6.8	〃
P ₂ 橋脚上の可動支 承上(上流側)	<u>5.0</u> , 5.5	<u>5.3</u>	<u>2.8</u> , <u>9.5</u>	〃
P ₂ 橋脚上の可動支 承上(下流側)	<u>5.0</u> , 5.6	<u>5.3</u>	2.6, <u>6.0</u> , <u>6.8</u>	〃
左岸橋台~P ₁ 間の 桁中央点(上流側)	<u>5~6.1</u>	2.9, <u>5.5~5.6</u>	<u>2.9</u> , 5.5~6.5	No. 1~No. 3
P ₁ ~P ₂ 間の桁中央 点(下流側)	2.0, 2.9, <u>4.1</u> , 5.1, 8.3, 9.4	<u>2.4</u> , 3.0	2.4, <u>2.8</u>	No. 5

(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表われる
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

側橋台、P₁ 橋脚、P₂ 橋脚の各部は、5~5.5 Hz の卓越振動数で振動していることがわかる。開北橋は5径間連続であり、橋軸方向にはP₁ で固定、その他では可動(ただし、腐蝕したダンパーが一部についている)という条件を考慮すれば、5~5.5 Hz の振動数は、微小振動時の橋軸方向に固有な一つの卓越振動数と考えてもよいであろう。しかしながら、この値は微小な振動から求めた値であること、および、後述するように振動源となった重車輛自身が持つ固有振動数が一般に3~5 Hz と言われていることから、この振動数が橋脚~上部構造系の基本固有振動数であるかどうかは、更に検討する余地が残されている。

次に、橋軸直角方向の振動であるが、これ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、橋軸直角方向の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のが普通である。また、可動支承上での振動は沓と桁との固定が完全であれば、桁の振動と原理的にはほとんど同じはずであるが、図3-3の結果をみると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に比較して一般に1/8程度と非常に小さい。こうした点から、P₂ 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みかけ上現われてきたのではないかと考えられる。また、左岸側橋台~P₁ 間の桁中央点およびP₁~P₂ 間の桁中央点においては、橋軸直角方向の卓越振動数はそれぞれ5.2~5.7 Hz および2.4 Hz である。これについても、前者の場合には、P₂ 橋脚と

同様に桁の橋軸方向の振動の影響により、また後者の場合には、後述する桁の上下方向の振動の影響により、それぞれ、みかけ上現われたのではないかと考えられる。

上下方向に対しては、左岸側橋台～ P_1 間の桁中央点および $P_1 \sim P_2$ 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、一応、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てもよいであろう。

なお、図3-3および図3-4に示したパワースペクトルは、ダンプカー等の重車輛が測定着目点付近に接近した瞬間から、完全に通過し去るまでの間の全過程の振動をもとに計算したものであり、同時に同一方向もしくは対向方向から複数の車輛が進んでくるケースも含まれている。したがって、車輛通過後の自由振動を測定するという理想的な場合は必ずしも多くないが、いま、小型車は橋に対して大きな振動を与えないため、振動の発生源としては主として貨物を満載した大型車と考えることができる。通過車輛により励起される振動は、図3-5に示す状態から図3-6のようにモデル化することができる²⁰⁾。ここで、車軸、タイヤ、懸架バネで構成されるバネ下系の固有振動数は、重車輛に対しては一般に10 Hz以上と高く、また、車体、積荷、懸架バネで構成されるバネ上系の固有振動数は一般に3～5 Hz程度と言われている。従って、測定結果のパワースペクトルの中でこの付近に卓越する振動数に対しては振動源の影響を考慮する必要がある。

- (2) P_2 橋脚において、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、橋軸方向の振動に対しては、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持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の範囲ではほとんど一致している。したがって、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て、橋軸直角方向には、両者は0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。

次に、図3-7に示すように P_2 橋脚天端の上流端および下流端における振動加速度を橋軸方向、橋軸直角方向、上下方向のそれぞれに対してヒステリシス・ループとして描いた結果を図3-8(1)～図3-8(6)に示す。この結果では、橋脚天端の上・下流端における橋軸方向加速度および橋軸直角方向加速度はともに第Ⅰ、Ⅲ象限上に分布しており、 Lg^1 と Lg^2 間、 Tr^1 と Tr^2 間の大きさもほとんど同じであることがわかる。したがって、橋軸直角方向に対しては当然ながら橋脚天端は同位相の振動（併進あるいはロッキング運動）を、また、橋軸方向に対してもほとんど鉛直軸まわりの回転を伴わない併進運動あるいはロッキングをしていることがわかる。これに対して、上下方向加速度の場合は、原点を中心としてどの象限にもヒステリシス・ループが分布しており、橋脚が上下方向の併進運動とともに橋軸まわりのロッキングをしていることを示している。

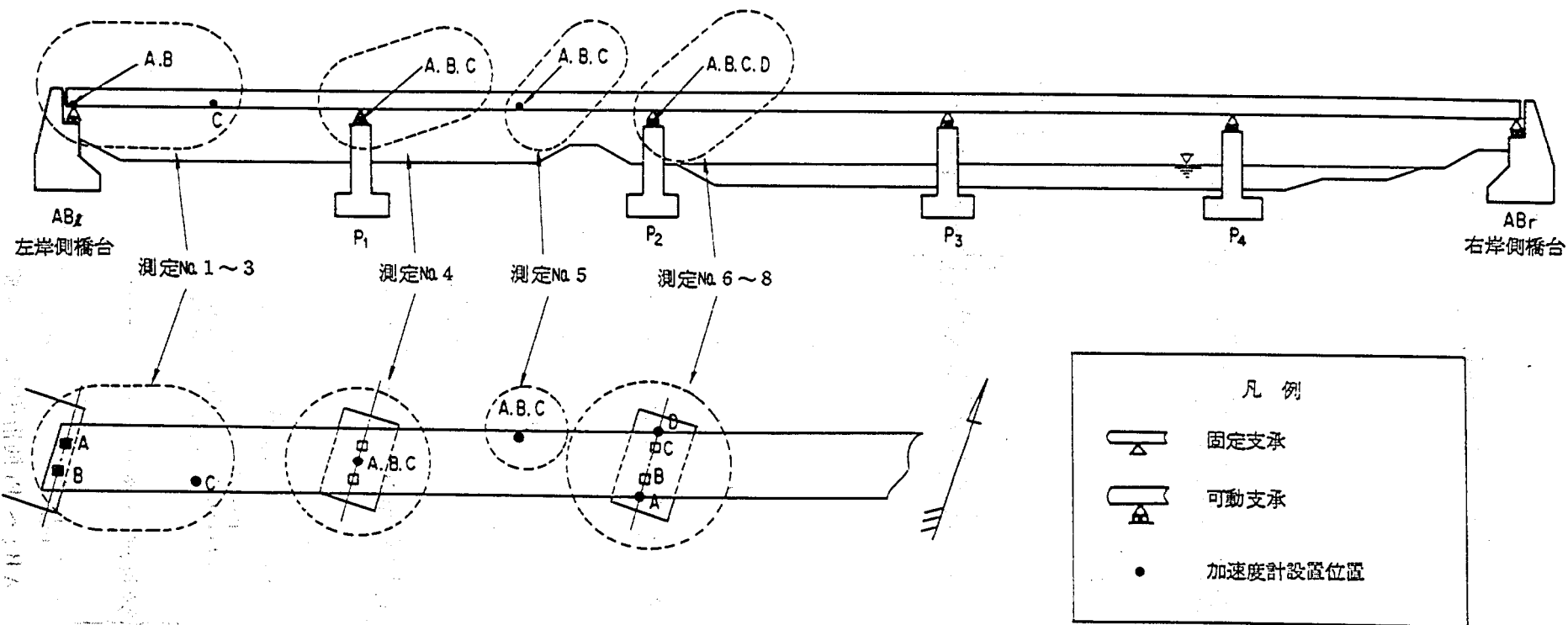


図 3 - 1 実験番号 (実験No. 1 ~ 実験No. 8) および測定箇所
(実験番号については表 3 - 2 参照)

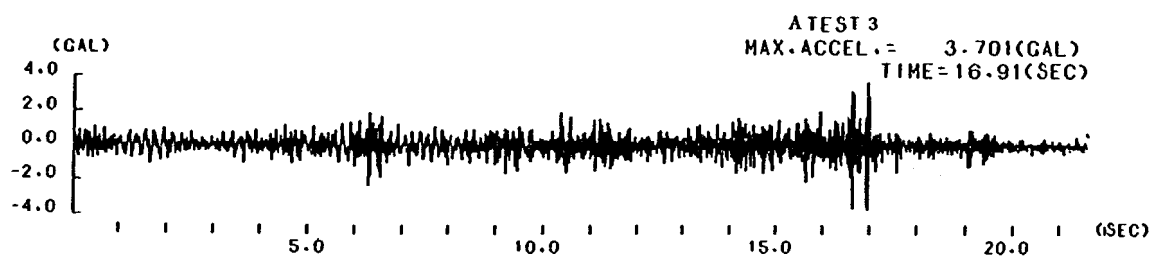
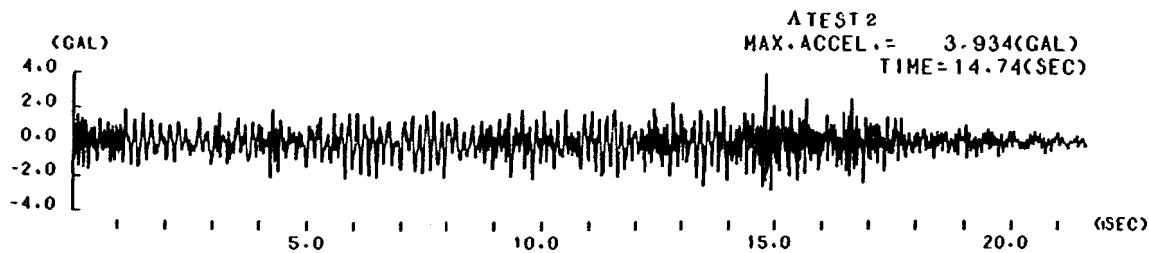
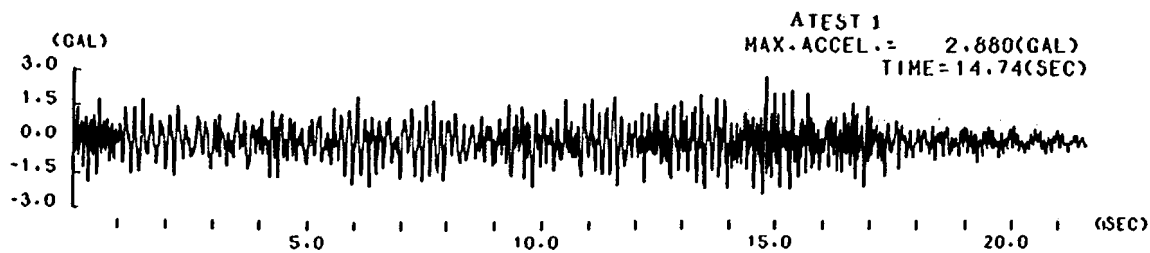


図 3-2 (1) 測定 1-1

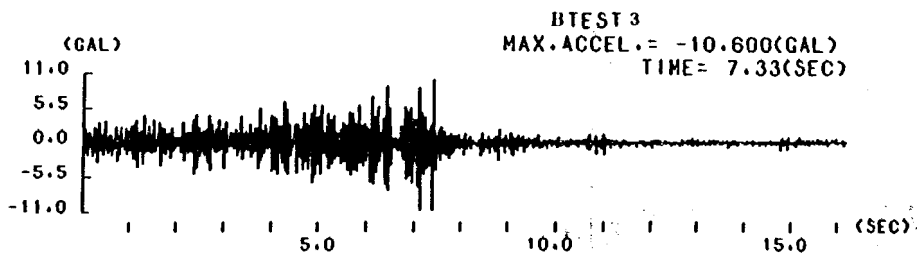
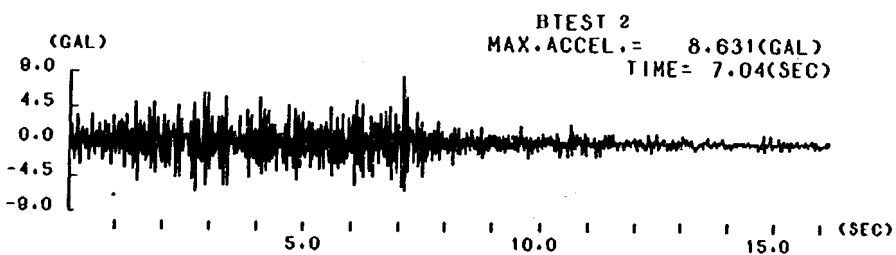
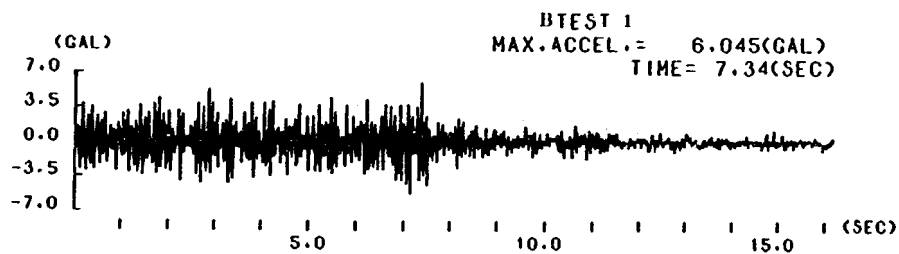
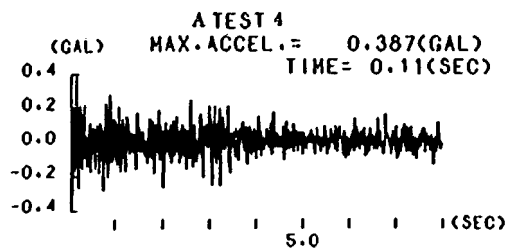
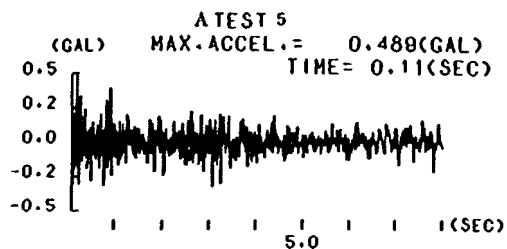


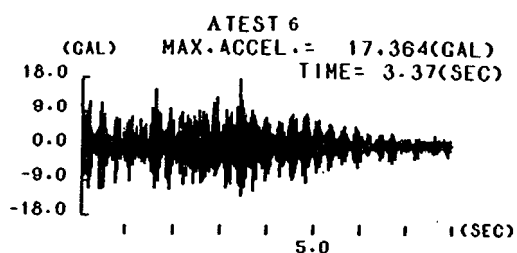
図 3-2 (2) 測定 1-2



(A) AB_ℓ 上可動支承, 下流側

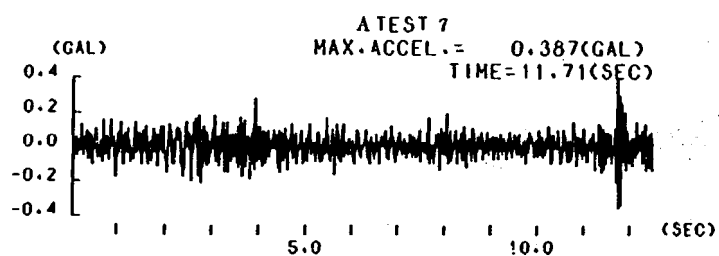


(B) AB_ℓ 上可動支承, 上流側

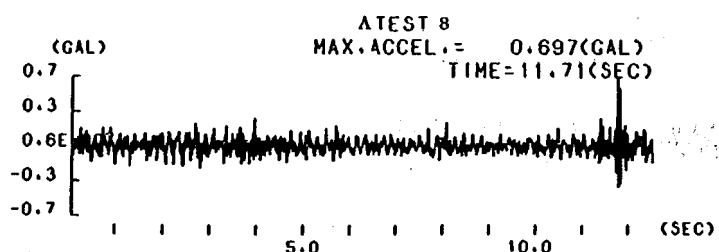


(C) AB_ℓ ~ P₁ 間桁中央, 上流側

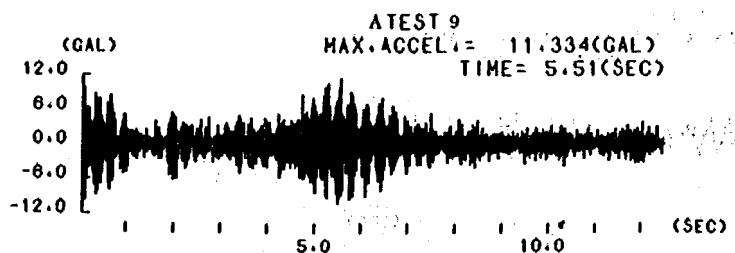
図 3-2 (3) 測定 № 2-1



(A) AB_ℓ 上可動支承, 下流側

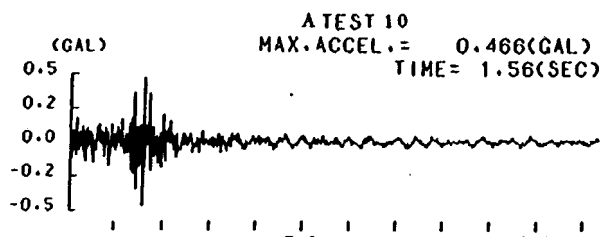


(B) AB_ℓ 上可動支承, 上流側

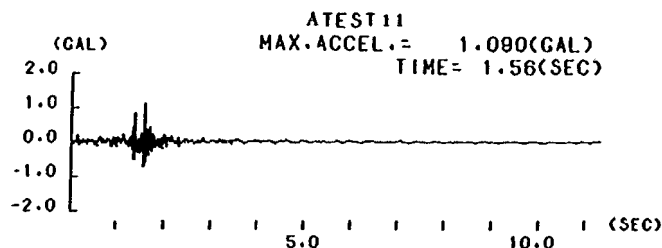


(C) AB_ℓ ~ P₁ 間桁中央, 上流側

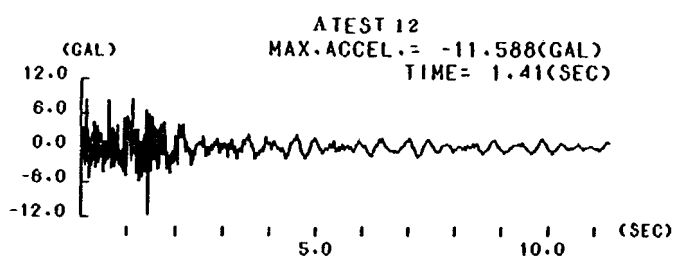
図 3-2 (4) 測定 № 2-2



(A) AB₂ 上可動支承, 下流側

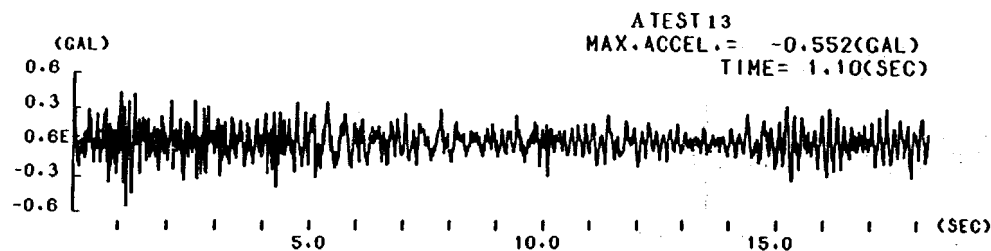


(B) AB₂ 上可動支承, 上流側

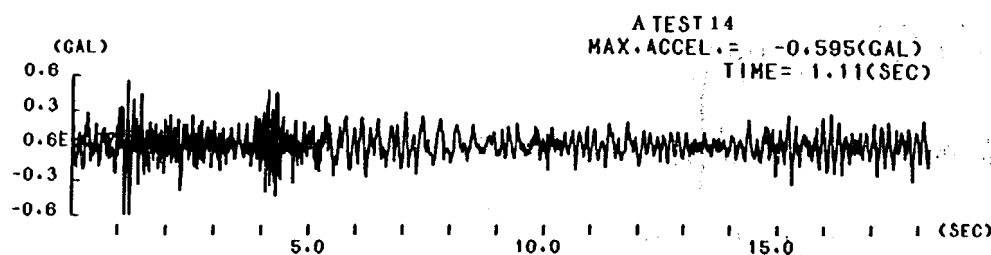


(C) AB₂ ~ P₁ 間桁中央, 上流側

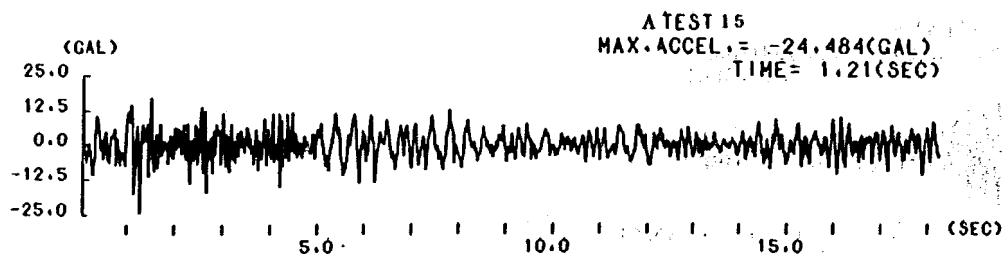
図 3-2(5) 測定 No 3-1



(A) AB₂ 上可動支承, 下流側



(B) AB₂ 上可動支承, 上流側



(C) AB₂ ~ P₁ 間桁中央, 上流側

図 3-2(6) 測定 No 3-2

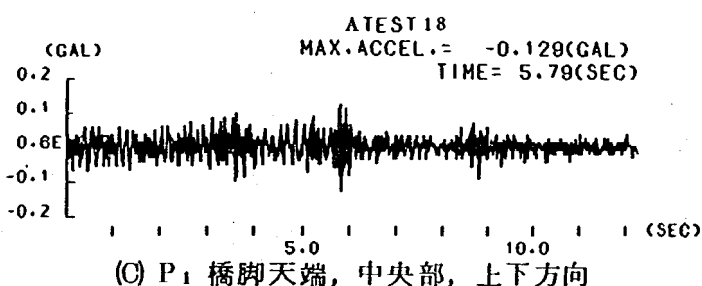
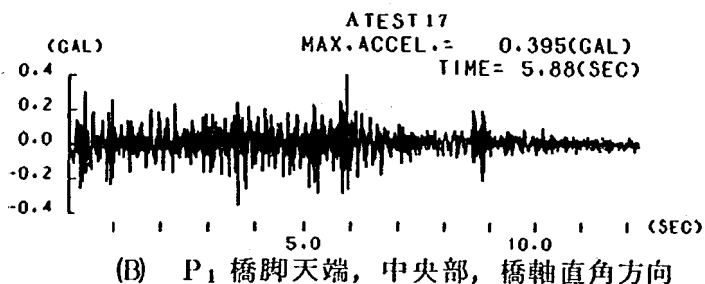
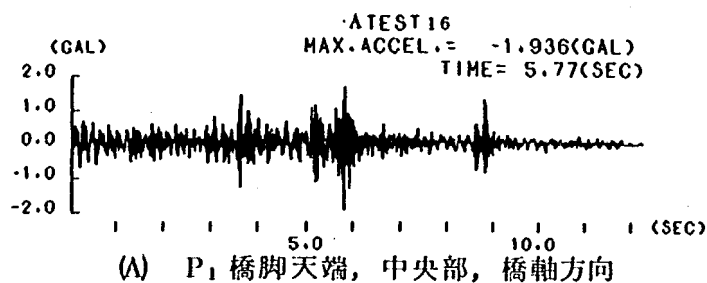


図 3-2 (7) 測定 № 4-1

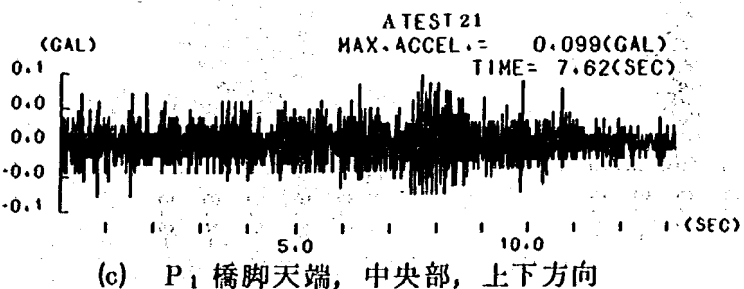
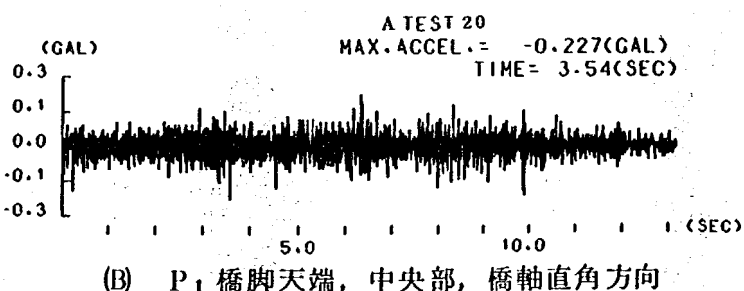
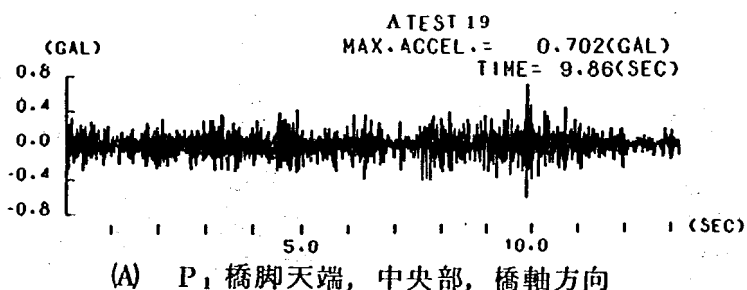


図 3-2 (8) 測定 № 4-2

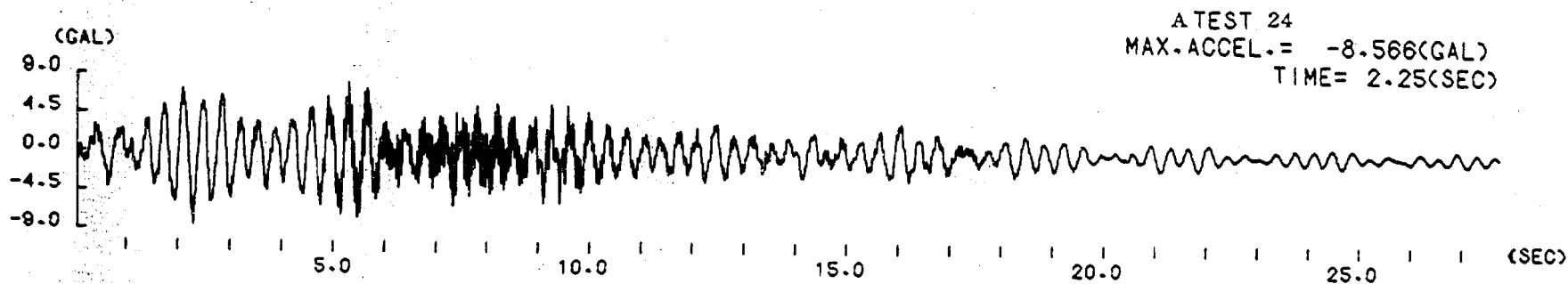
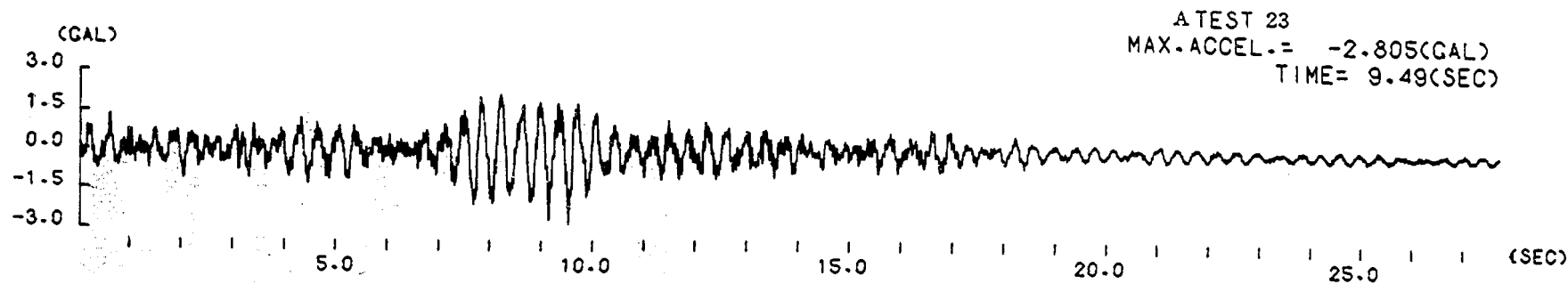
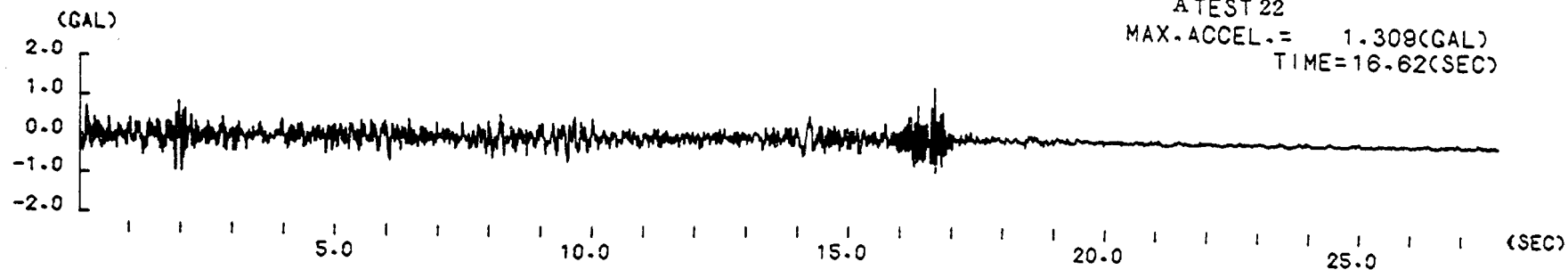


図 3-2(9) 測定 No. 5-1

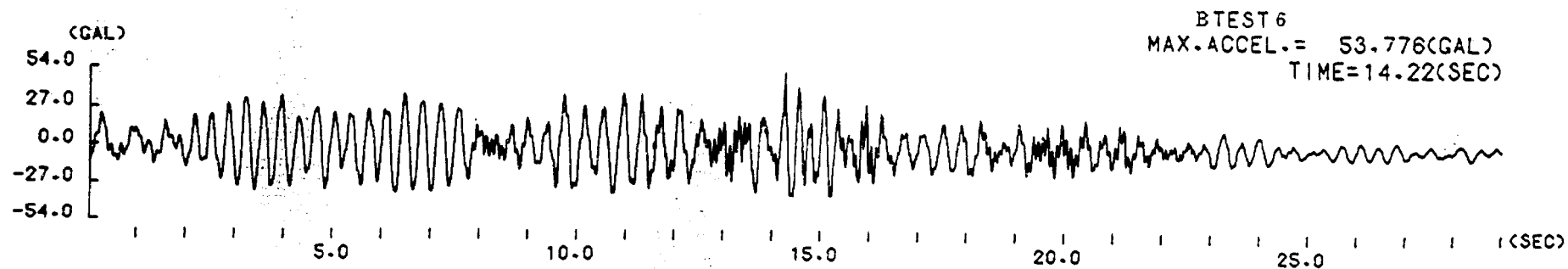
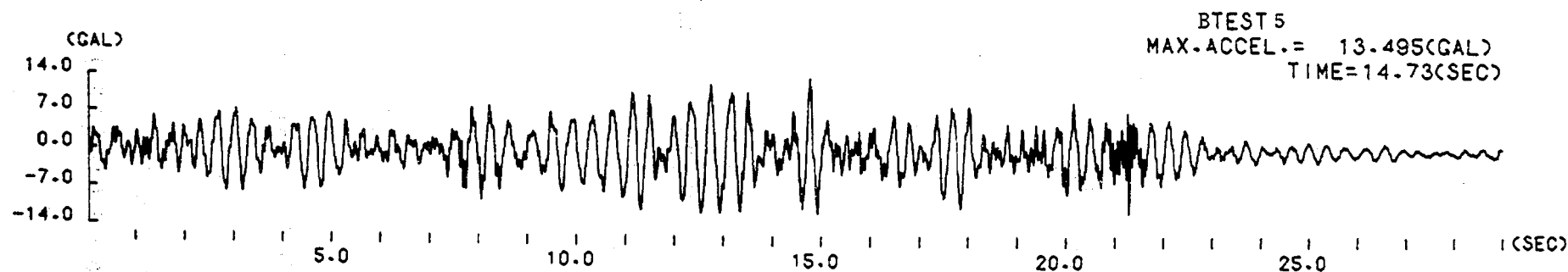
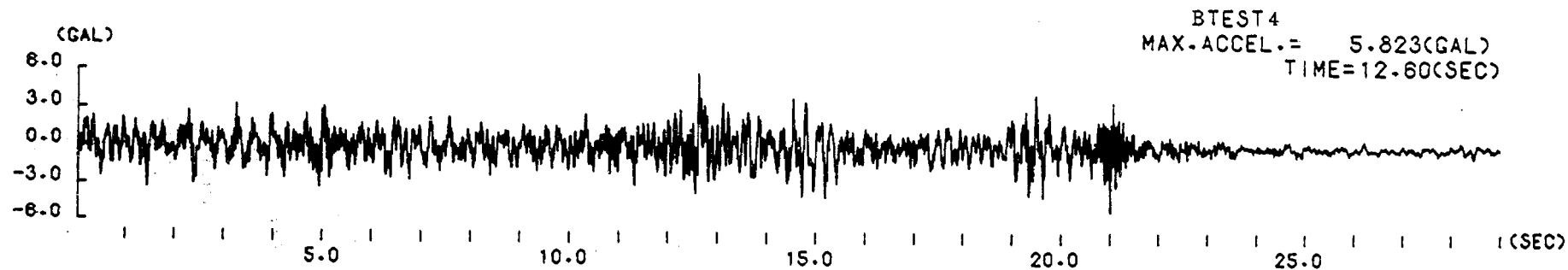
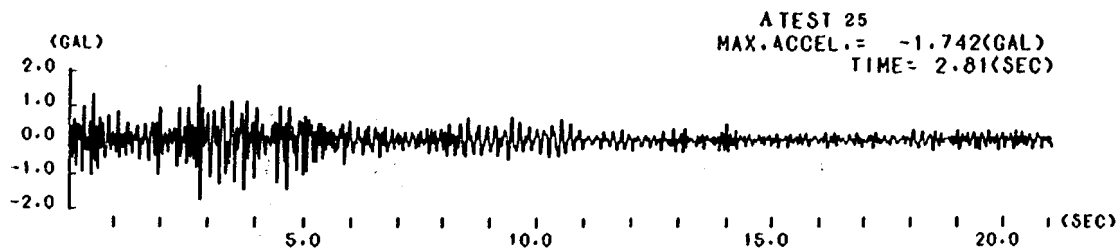
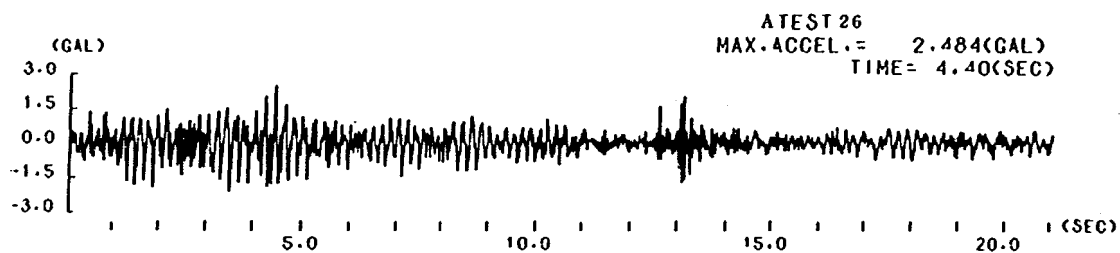


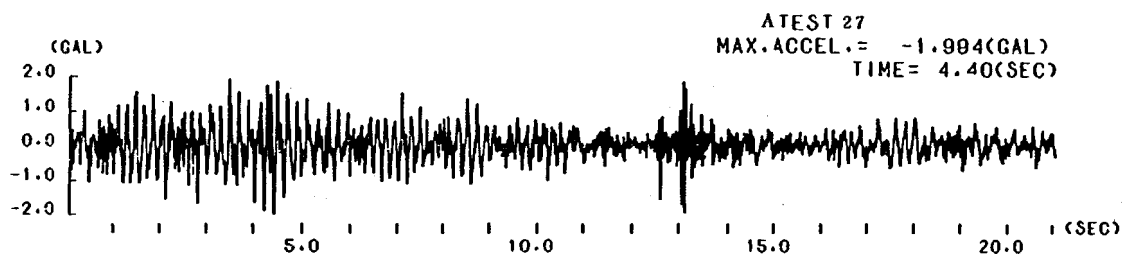
図 3-2 (10) 測定 No. 5-2



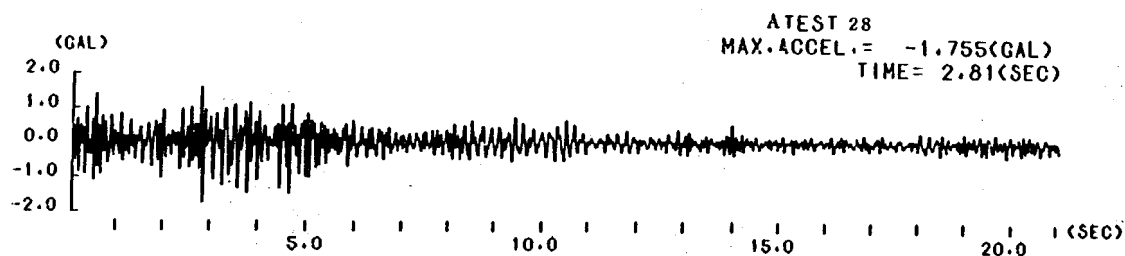
(A) P_2 橋脚天端, 上流側



(B) P_2 橋脚上可動支承, 上流側



(C) P_2 橋脚上可動支承, 下流側



(D) P_2 橋脚天端, 下流側

図 3-2 (II) 測定 16-1 (橋軸方向)

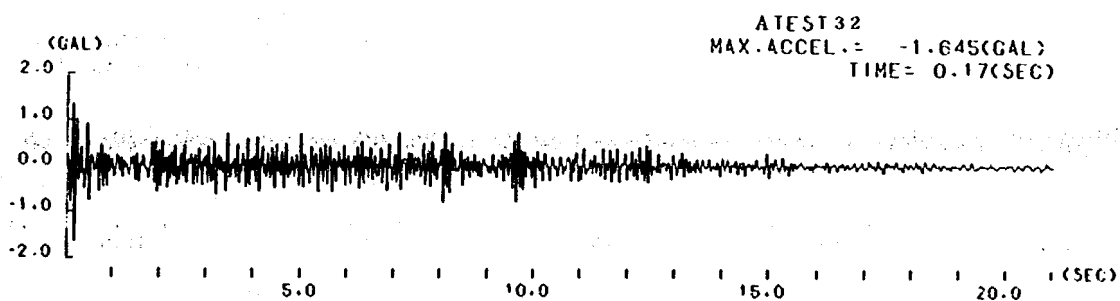
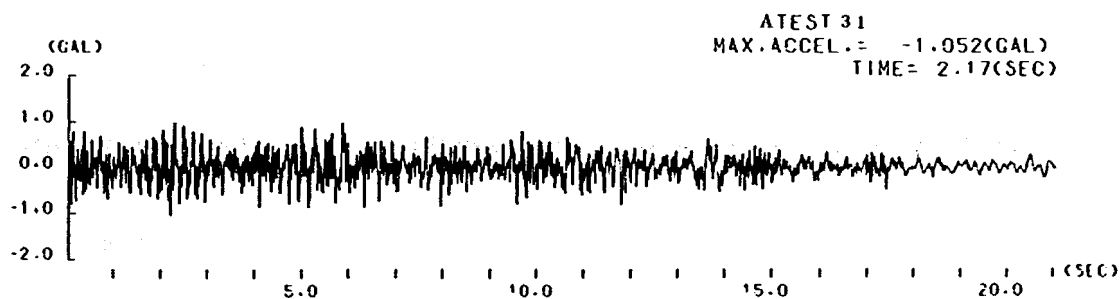
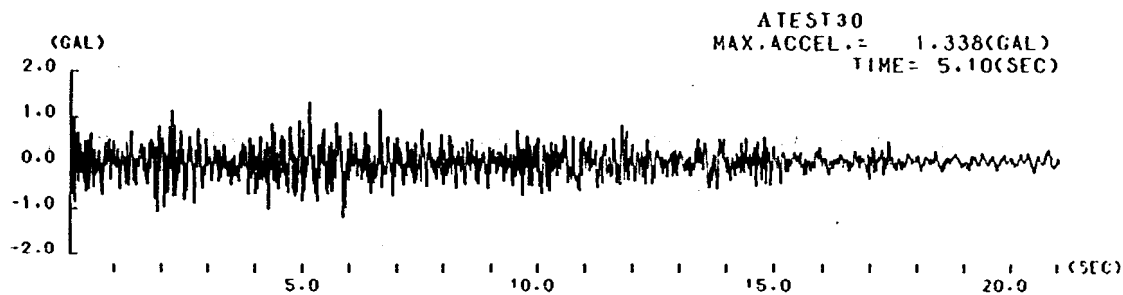
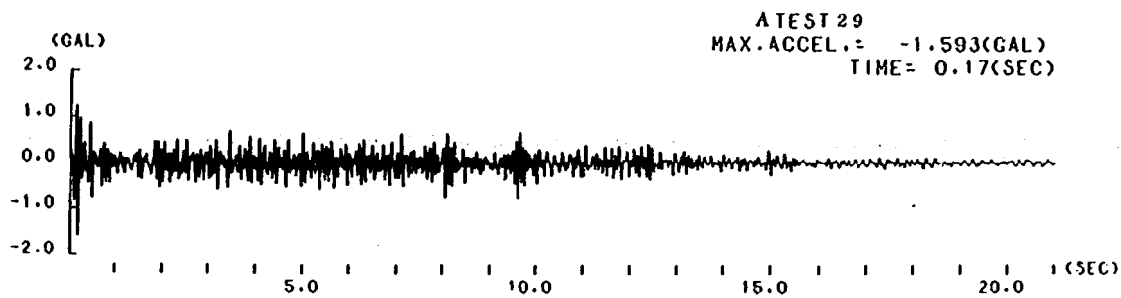
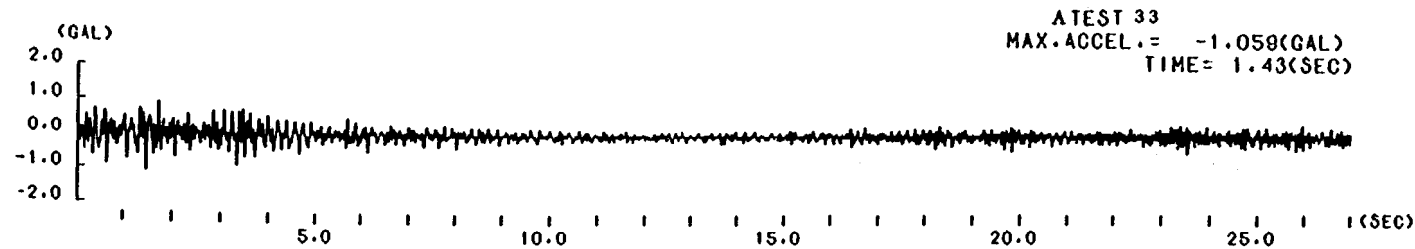
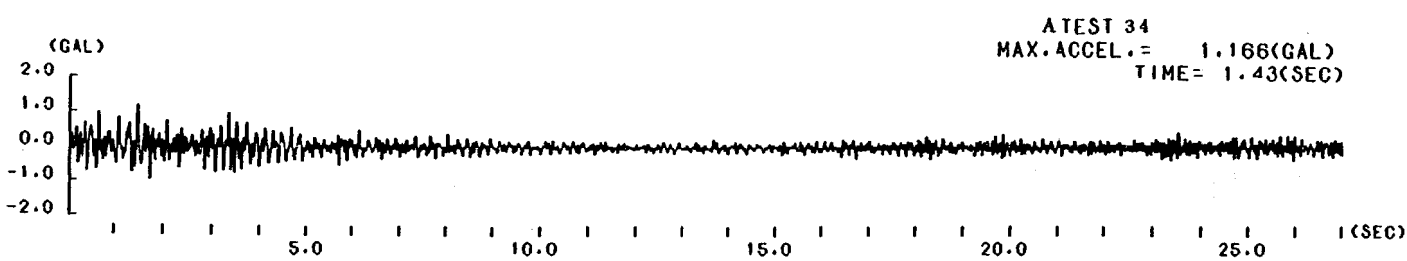


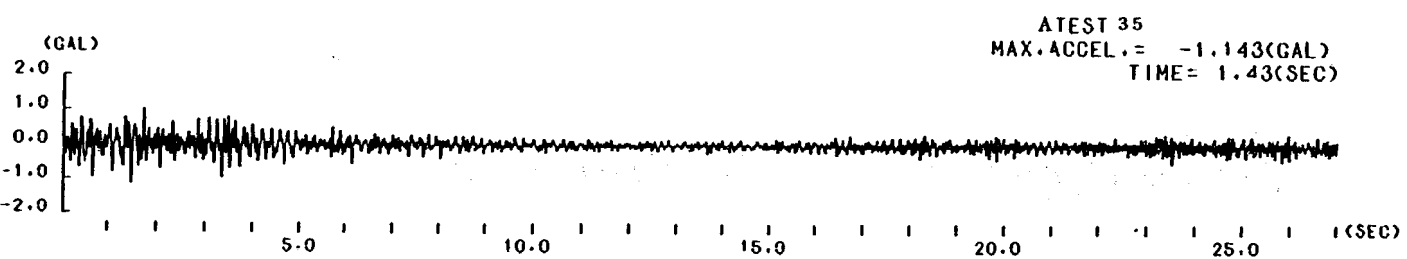
図 3-2 (12) 測定 No. 6-2 (橋軸方向)



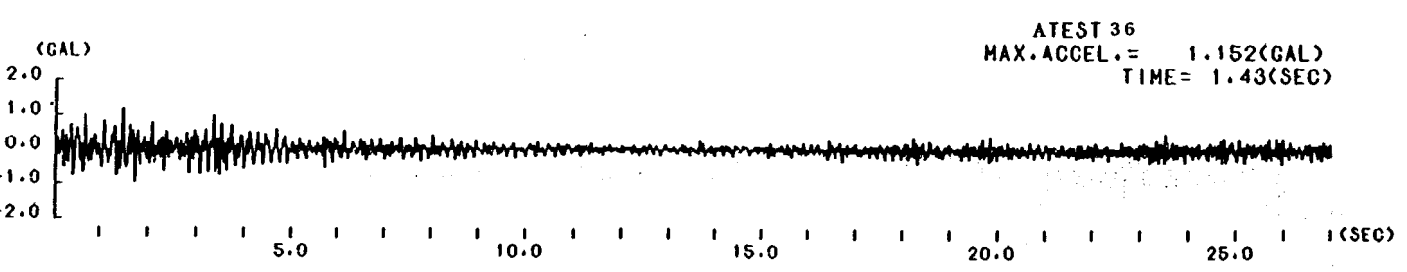
(A) P_2 橋脚天端, 上流側



(B) P_2 橋脚上可動支承, 上流側



(C) P_2 橋脚上可動支承, 下流側



(D) P_2 橋脚天端, 下流側

図 3-2 (13) 測定 No. 7-1 (橋軸直角方向)

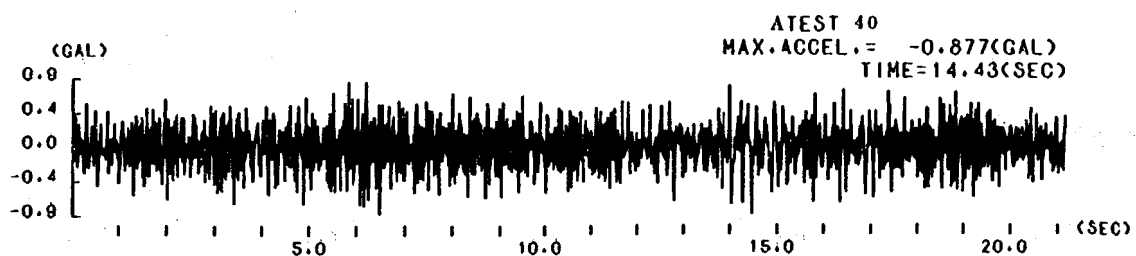
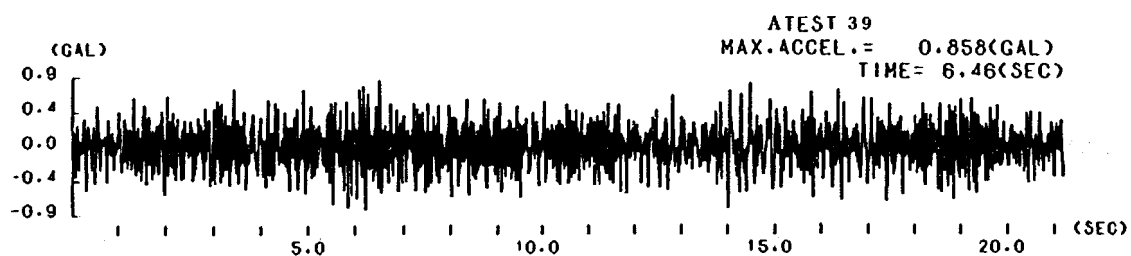
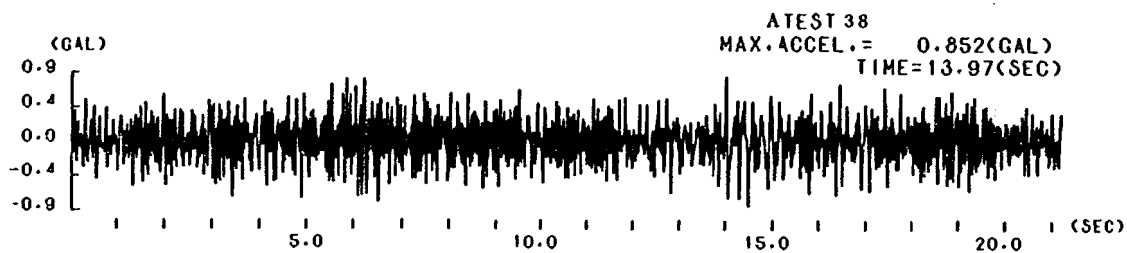
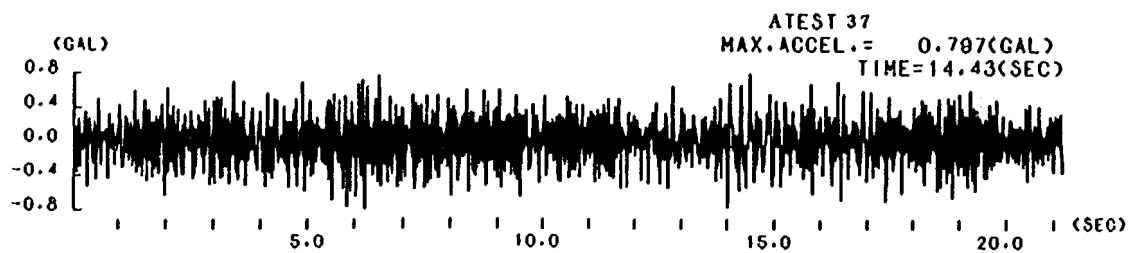
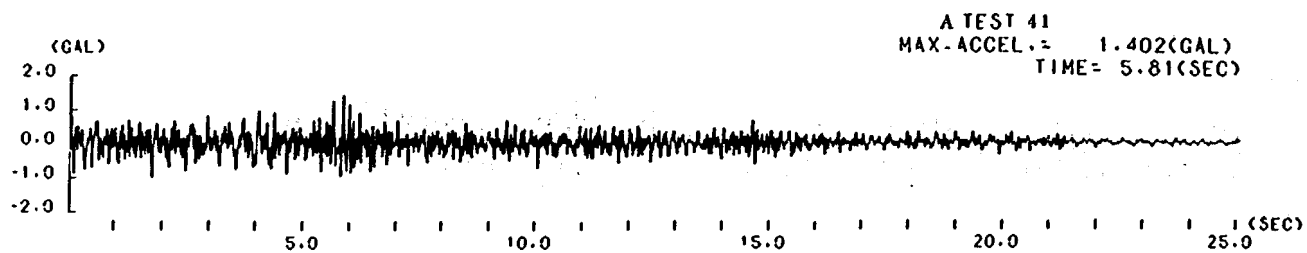
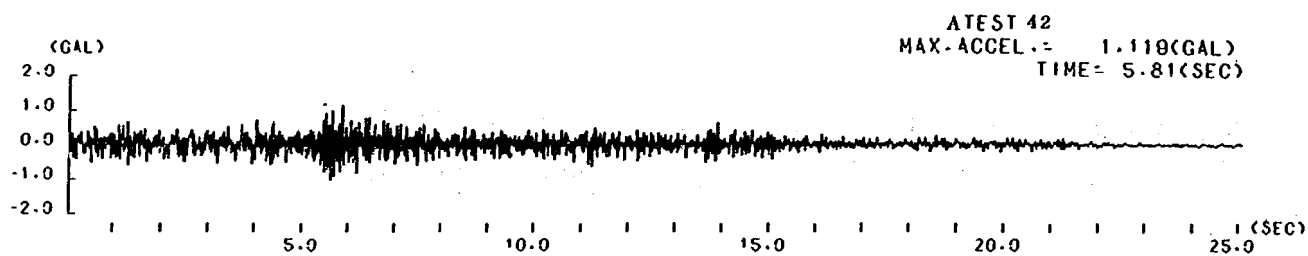


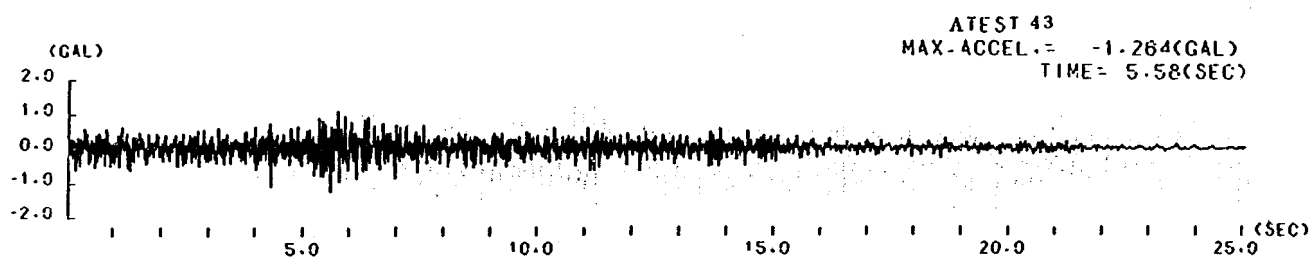
図3-2 (14) 測定467-2 (橋軸直角方向)



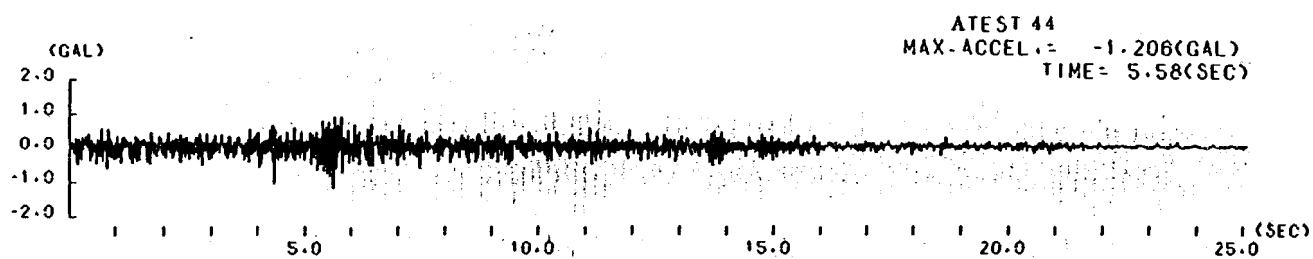
(A) P₂ 橋脚天端, 上流側



(B) P₂ 橋脚上可動支承, 上流側

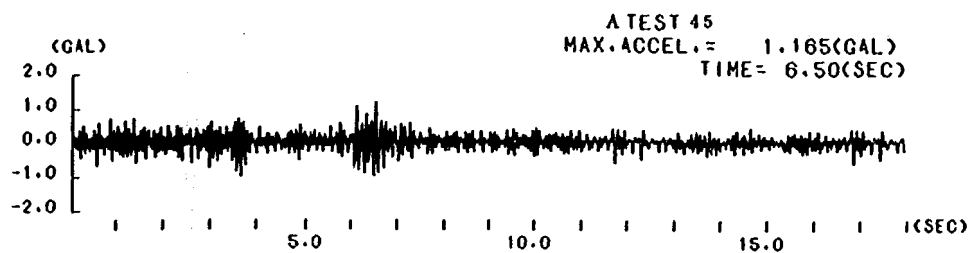


(C) P₂ 橋脚上可動支承, 下流側

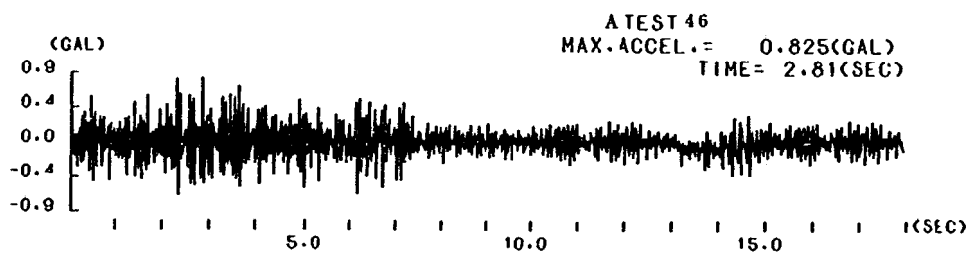


(D) P₂ 橋脚天端, 下流側

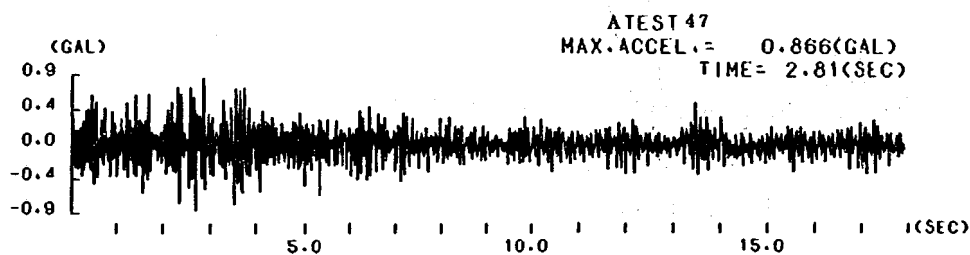
図 3-2 (15) 測定 168-1 (上下方向)



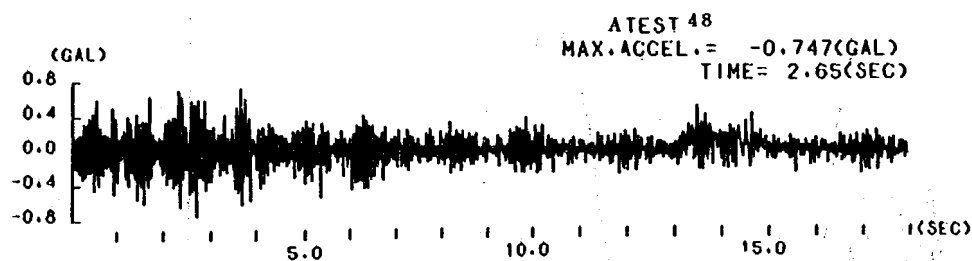
(A) P₂ 橋脚天端, 上流側



(B) P₂ 橋脚上可動支承, 上流側

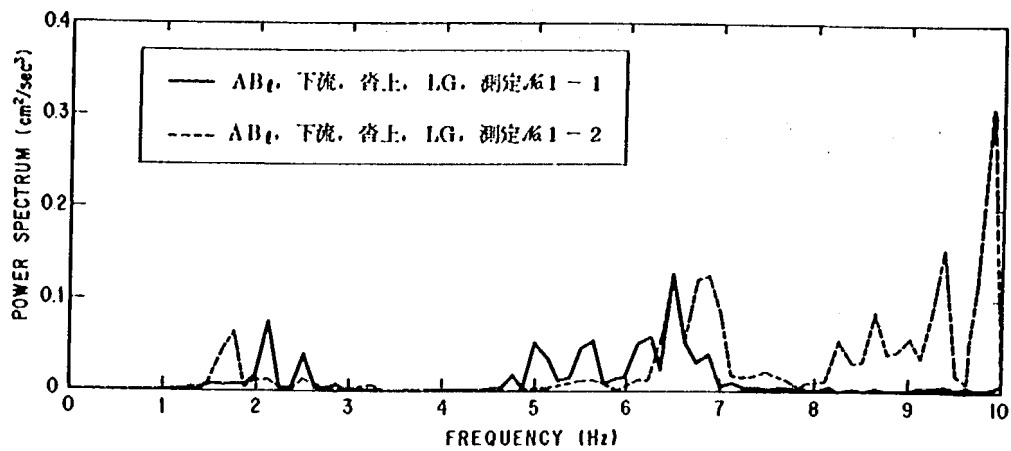


(C) P₂ 橋脚上可動支承, 下流側

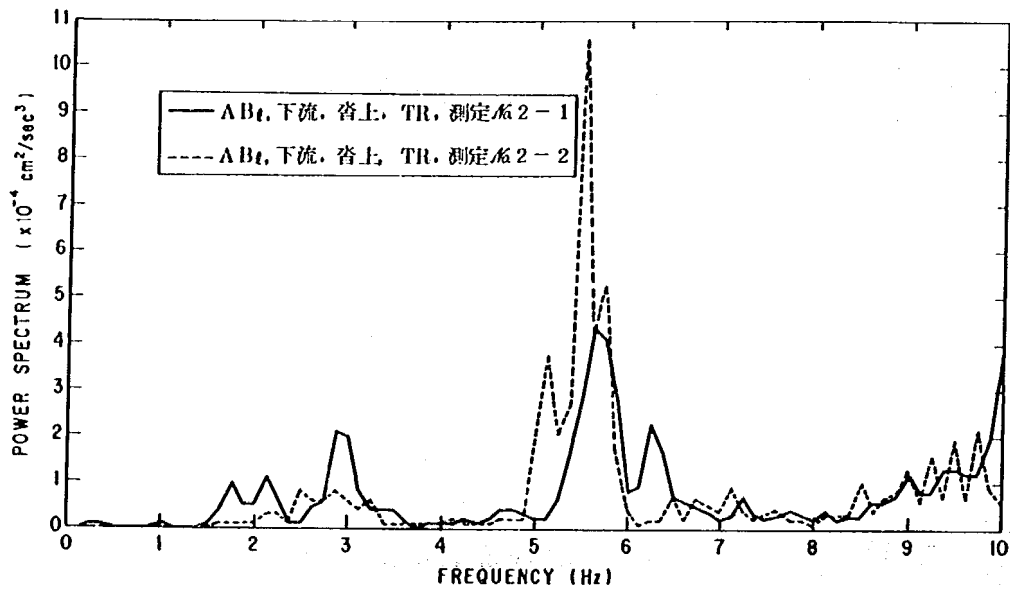


(D) P₂ 橋脚天端, 下流側

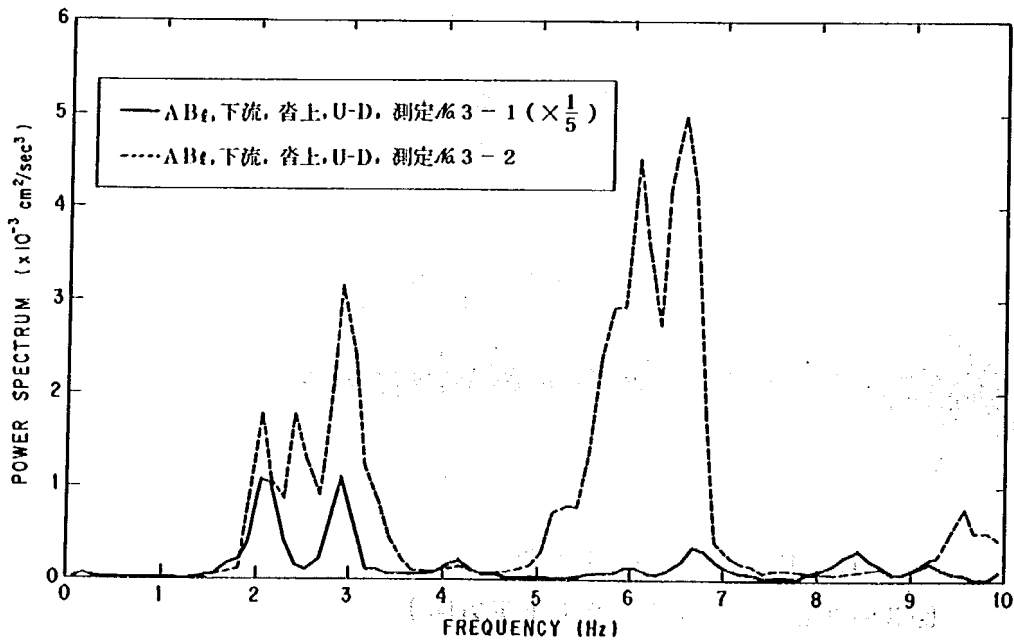
図 3-2 (16) 測定 No 8-2 (上下方向)



(a) 橋軸方向

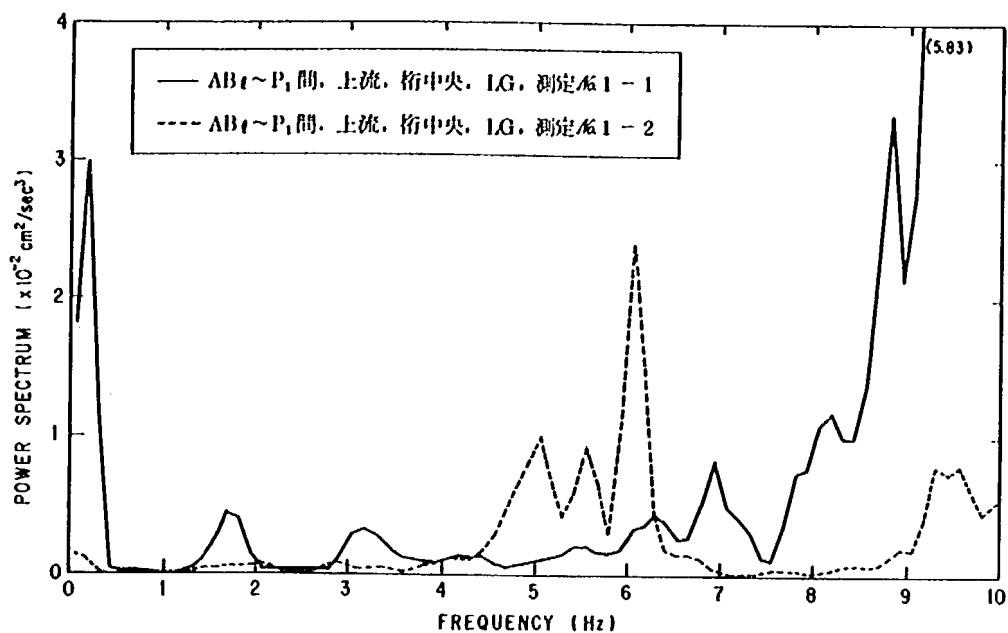


(b) 橋軸直角方向

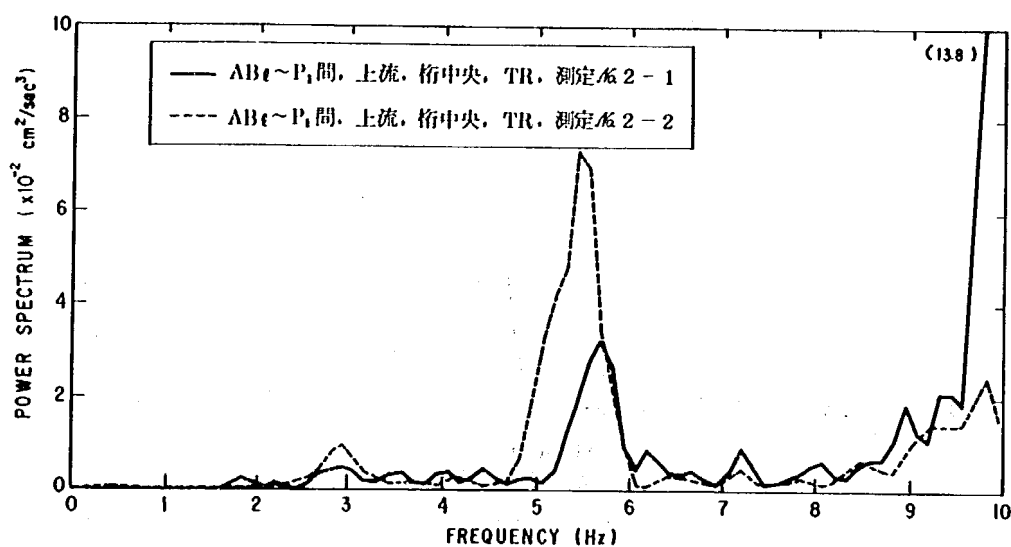


(c) 上下方向

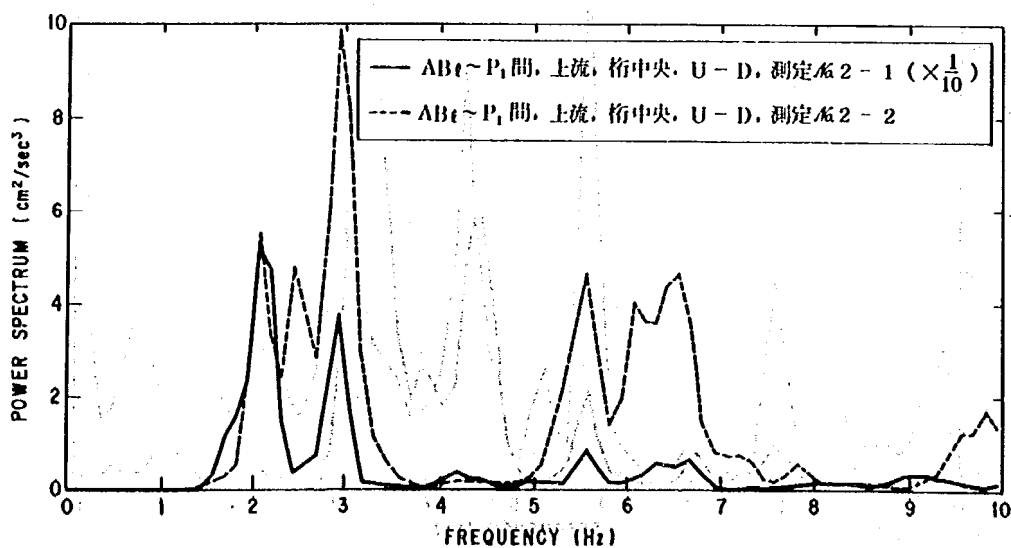
図 3-3(1) 左岸側橋台上可動支承(下流側)
の振動のパワースペクトル



(a) 橋軸方向

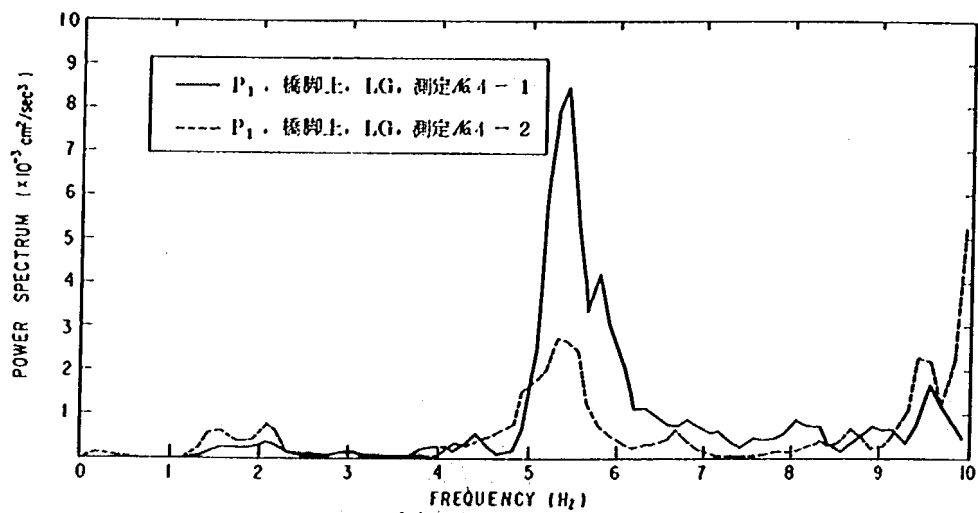


(b) 橋軸直角方向

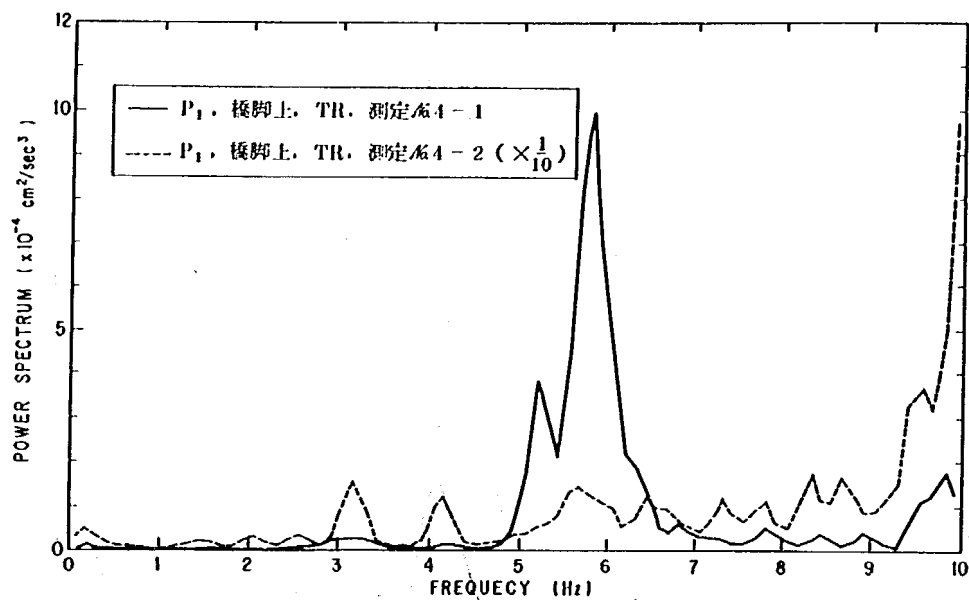


(c) 上下方向

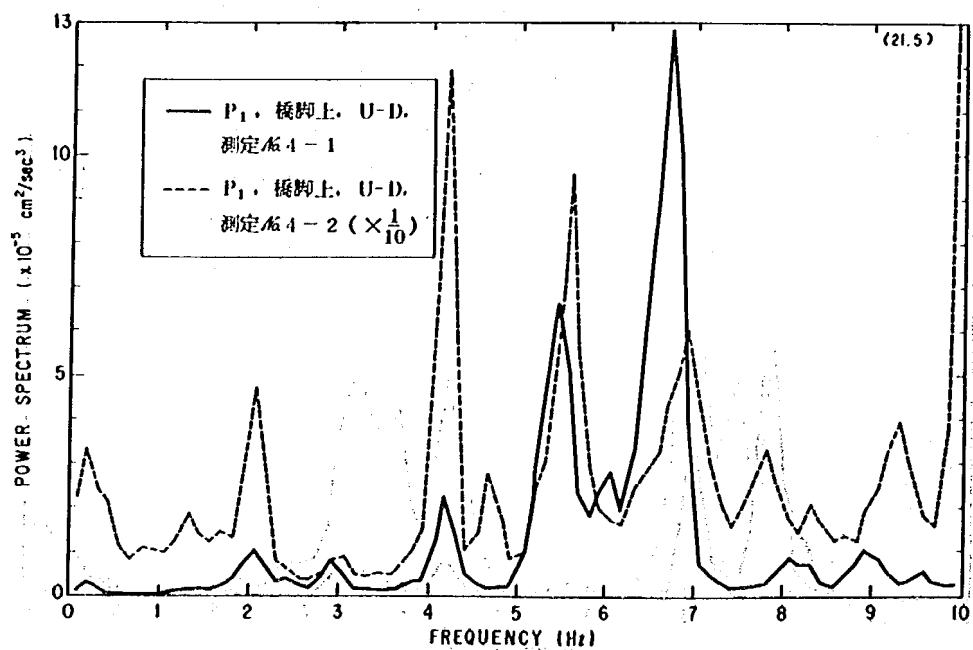
図 3-3(2) $AB_t \sim P_1$ 間上流側桁中央部の振動のパワースペクトル



(a) 橋軸方向

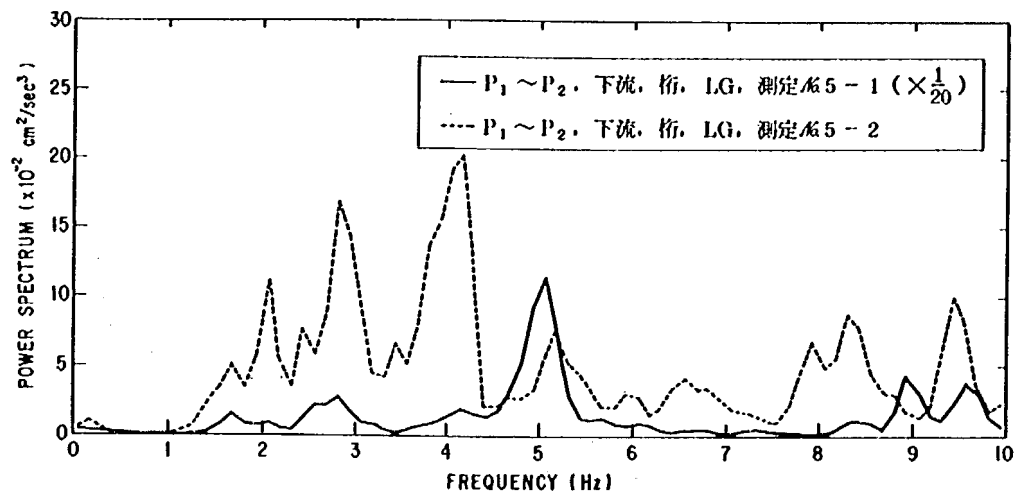


(b) 橋軸直角方向

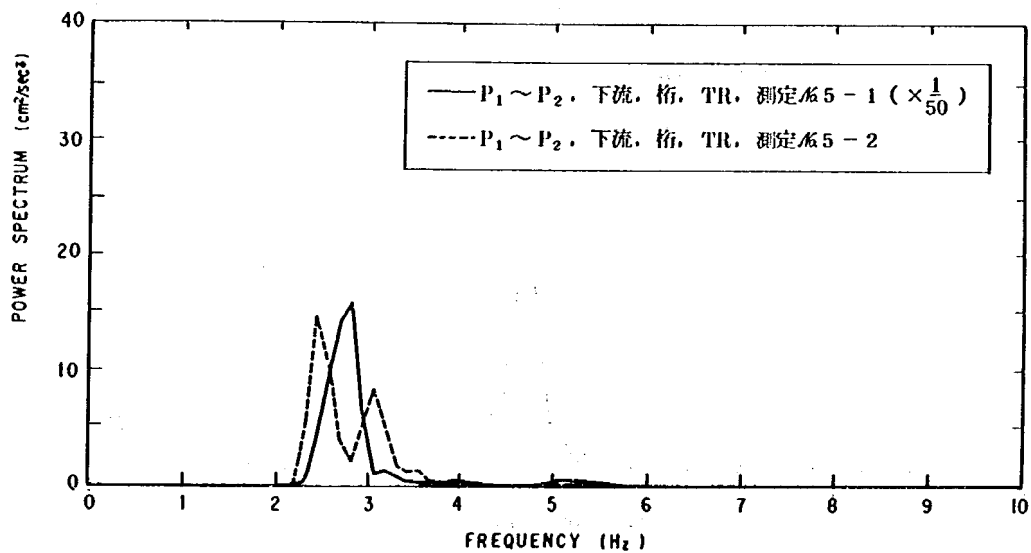


(c) 上下方向

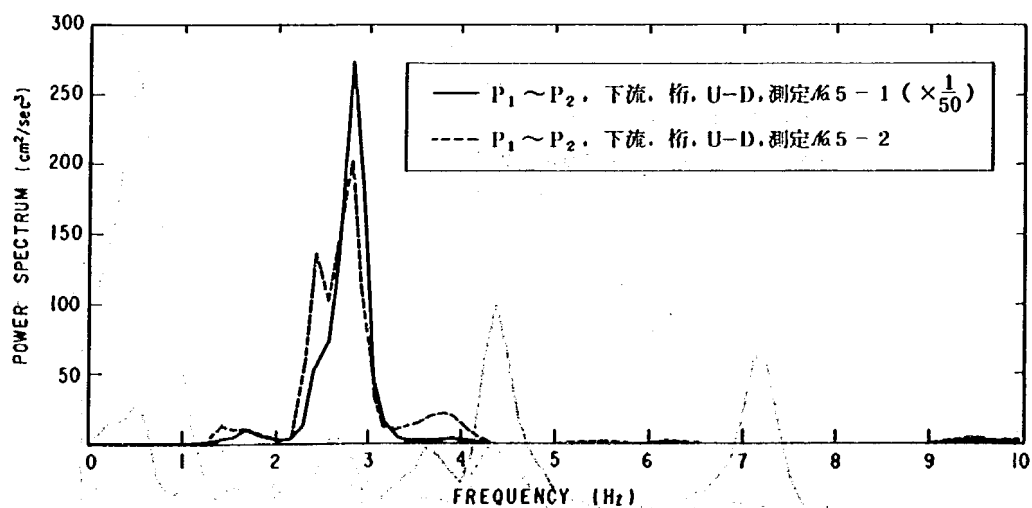
図 3-3(3) P₁ 橋脚天端の振動のパワースペクトル



(a) 橋軸方向

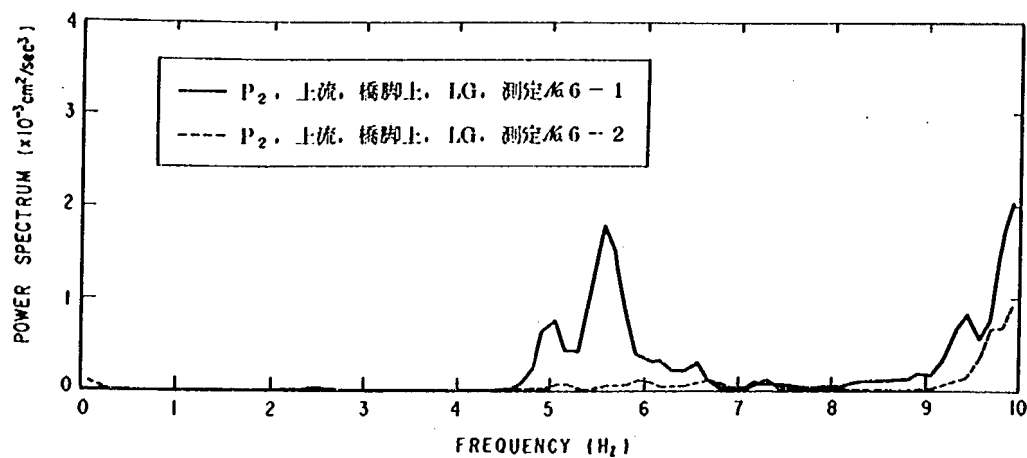


(b) 橋軸直角方向

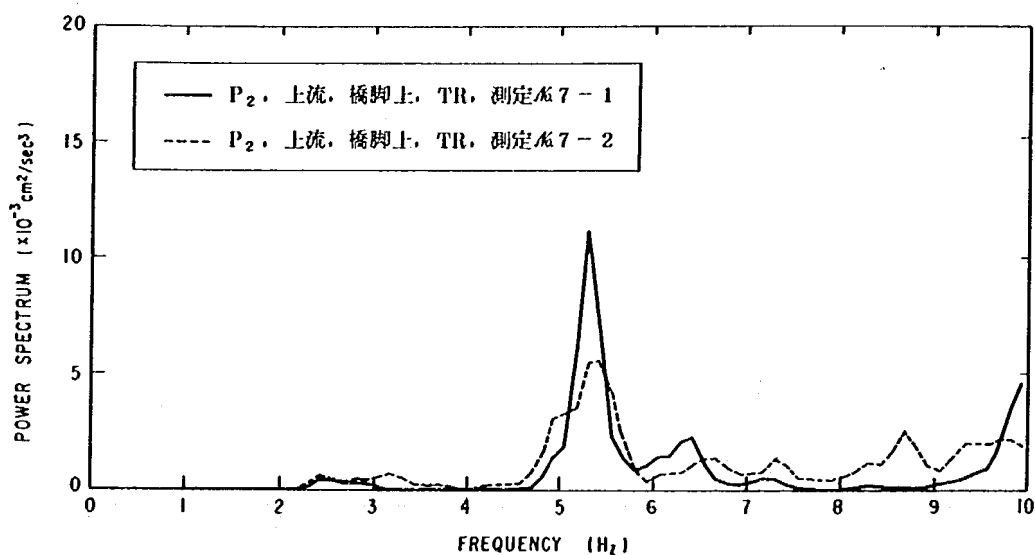


(c) 上下方向

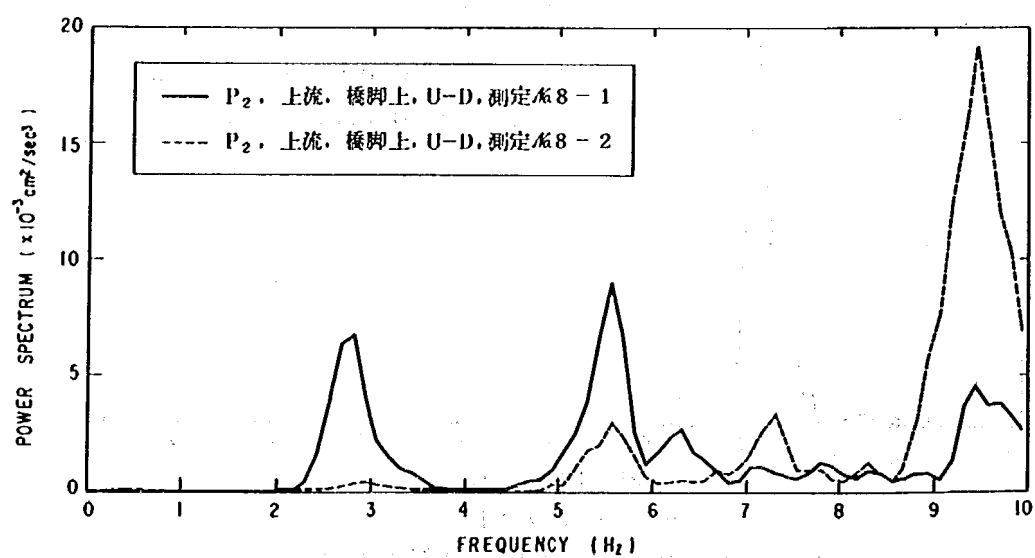
図 3 - 3(4) $P_1 \sim P_2$ 間桁中央部の振動の
パワースペクトル



(a) 橋 軸 方 向

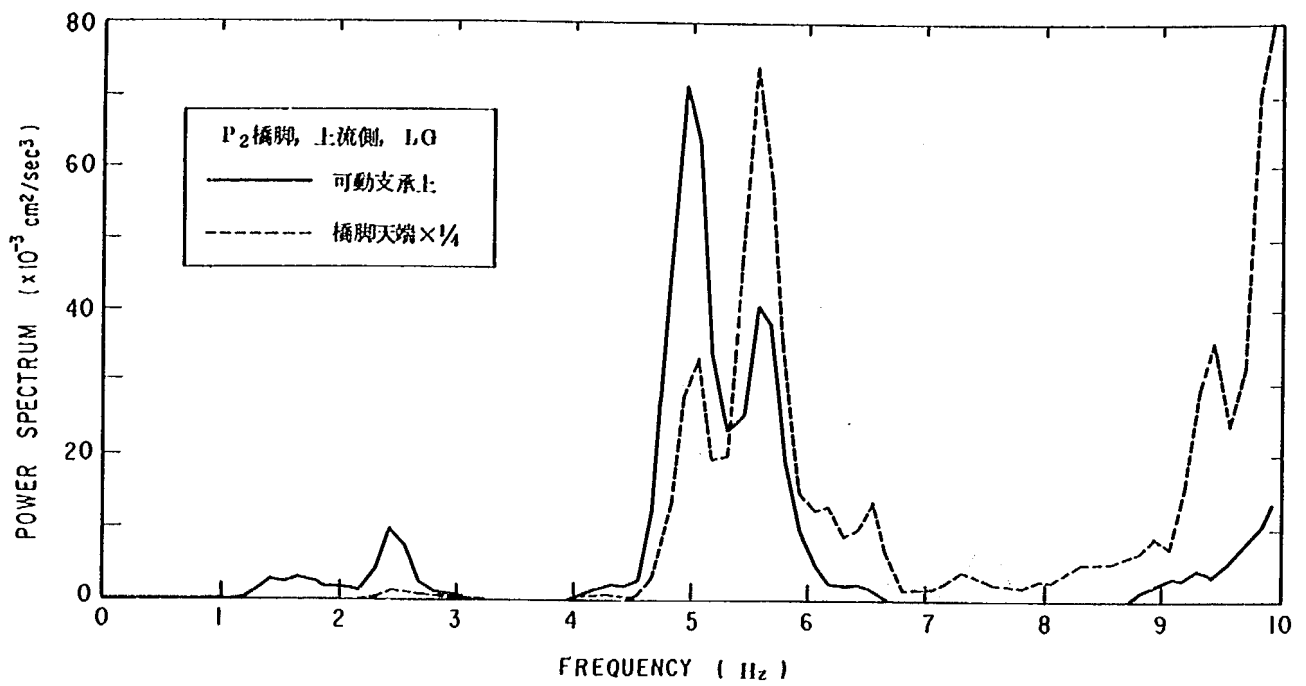


(b) 橋 軸 直 角 方 向

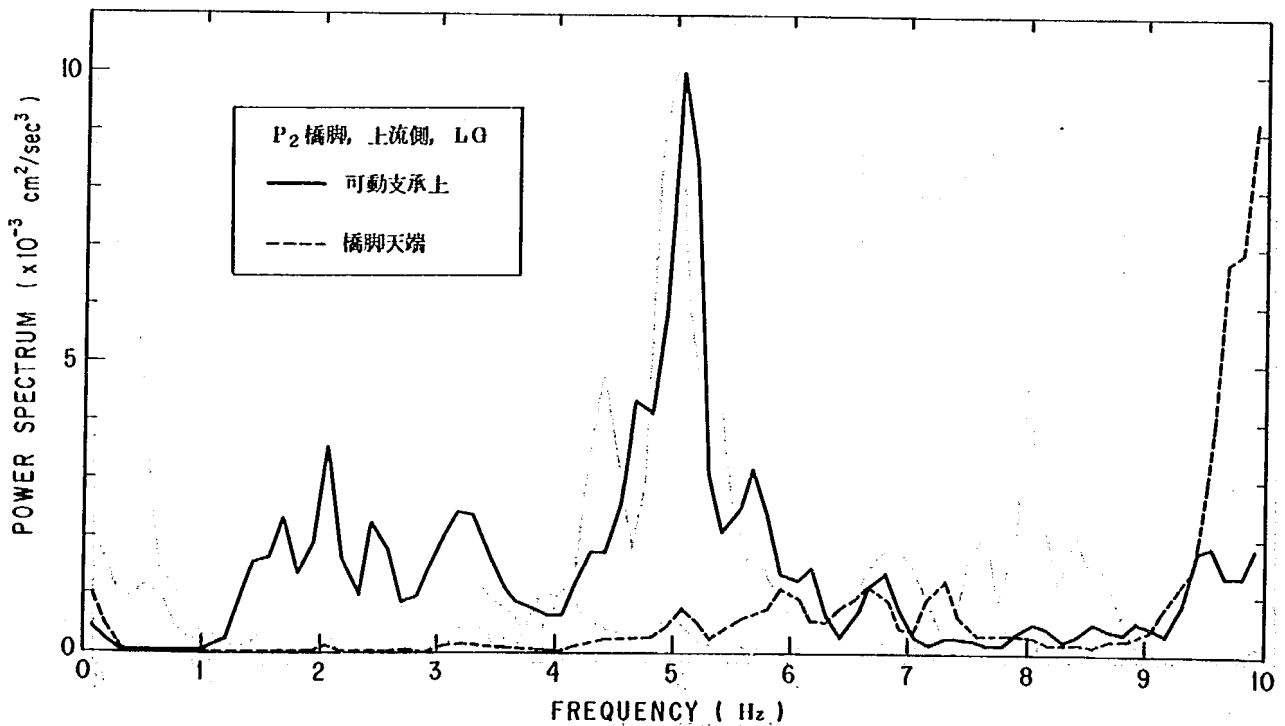


(c) 上 下 方 向

図 3 - 3 (5) P_2 橋脚天端の振動のパワースペクトル

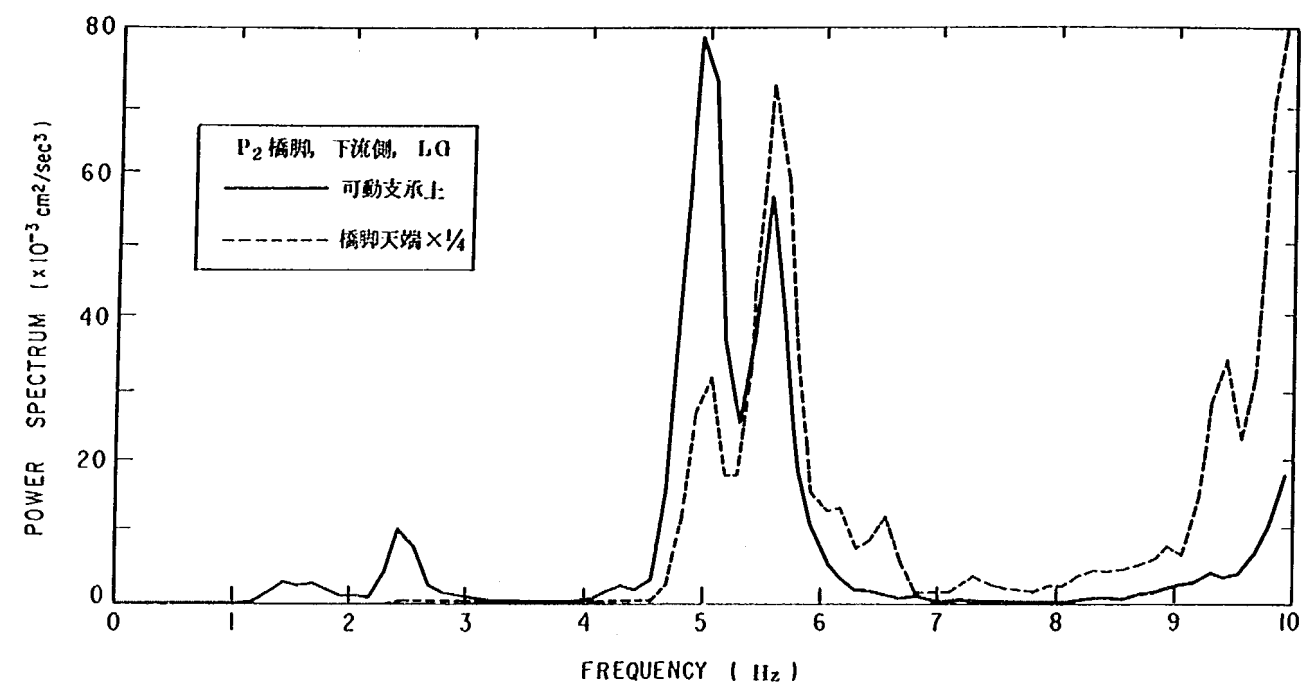


(a) 測定 No 6 - 1

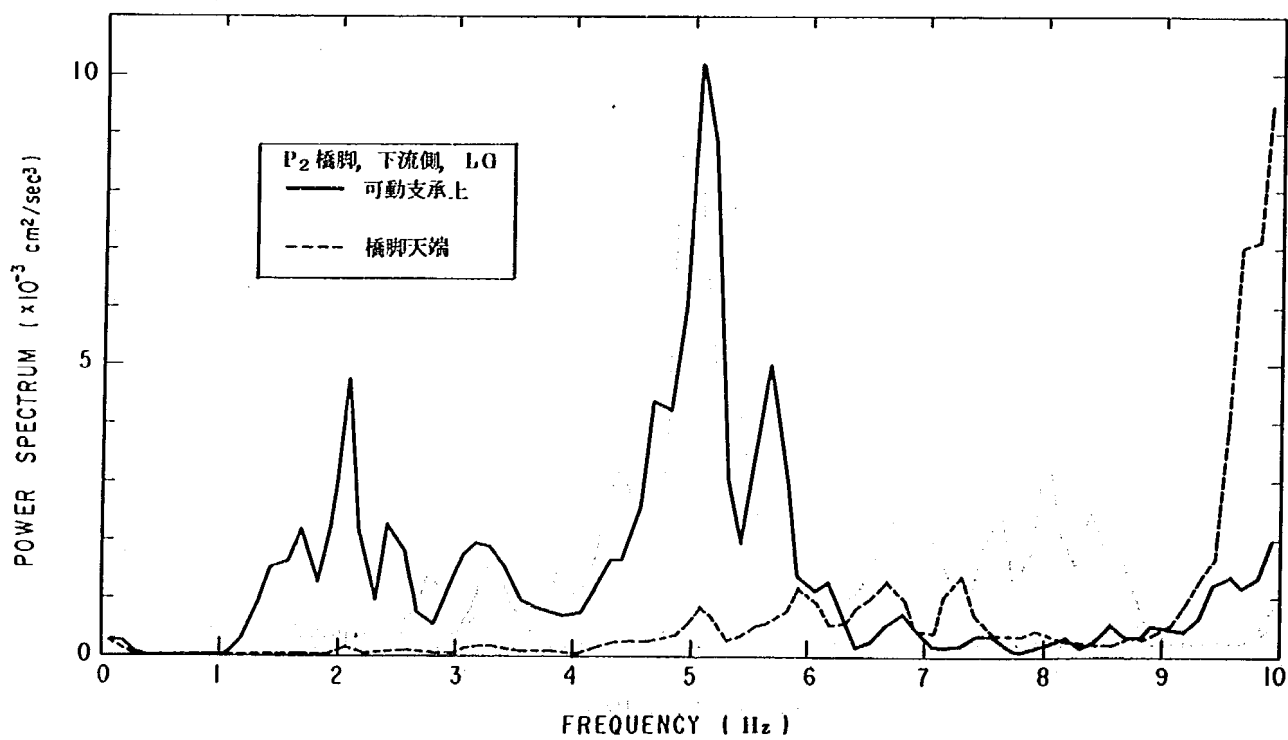


(b) 測定 No 6 - 2

図 3 - 4(1) P_2 橋脚上(上流側)、橋軸方向の振動の
パワースペクトル

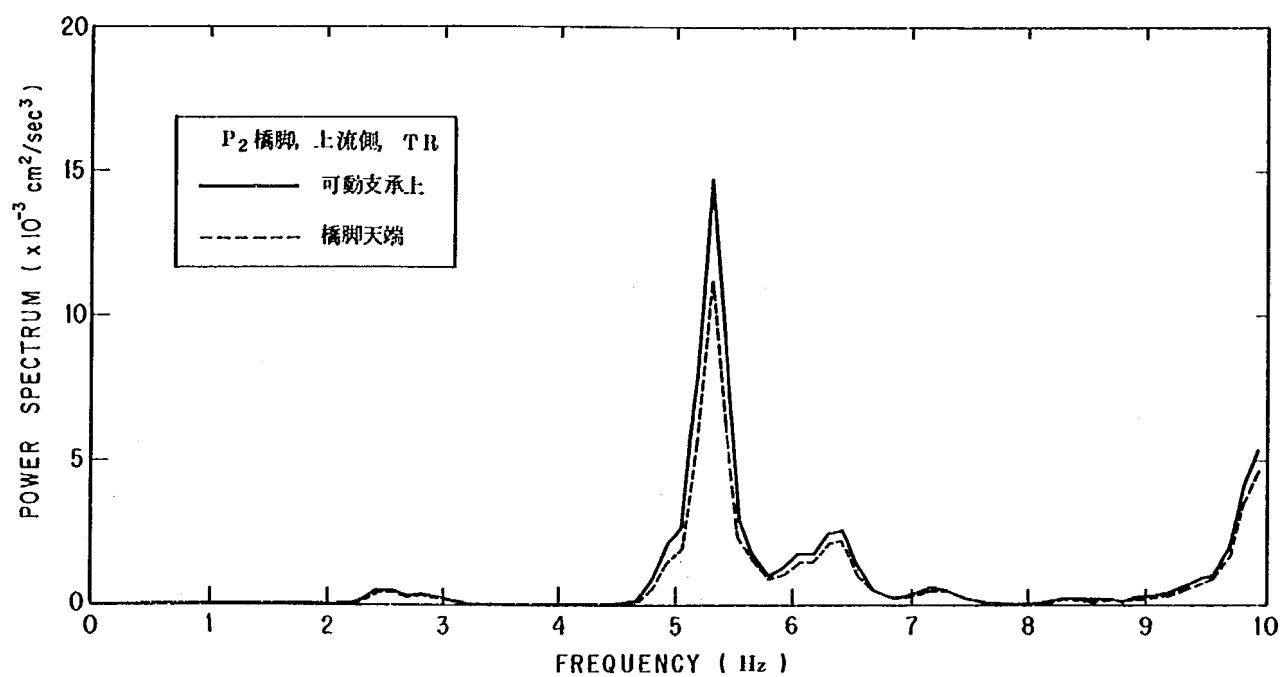


(a) 測定 No 6 - 1

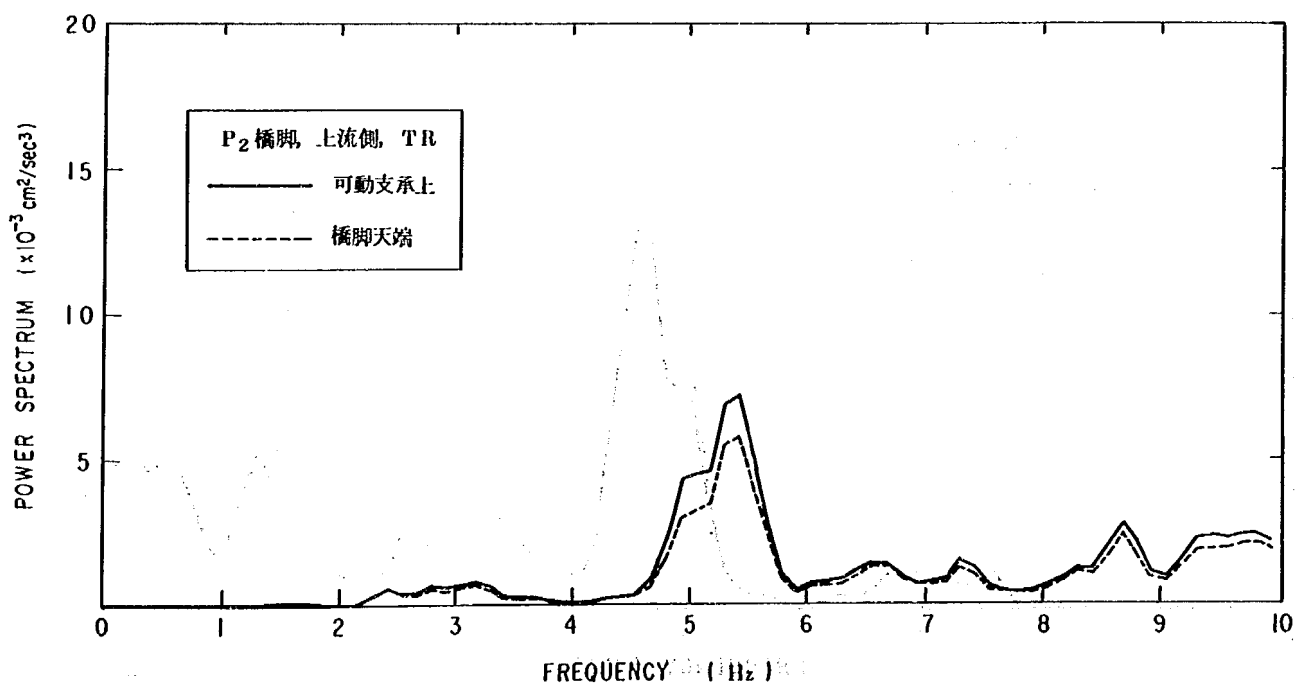


(b) 測定 No 6 - 2

図 3 - 4 (2) P₂ 橋脚上 (下流側)、橋軸方向の振動の
パワースペクトル

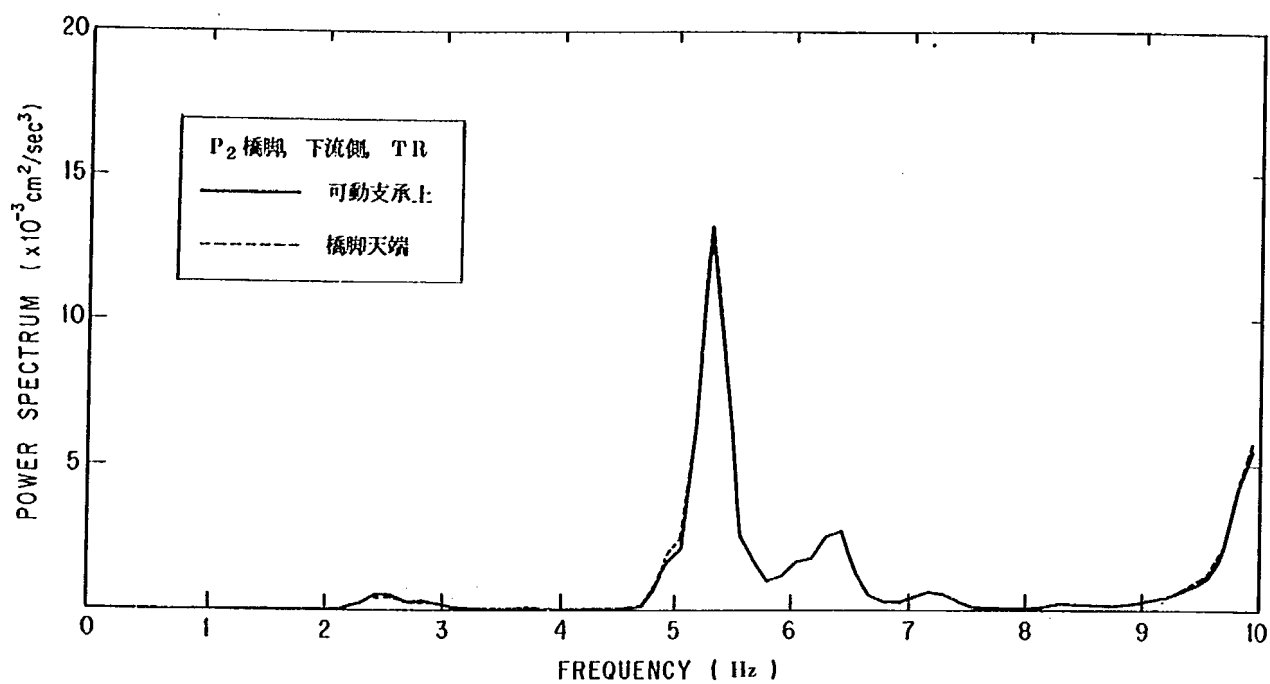


(a) 測定 № 7 - 1

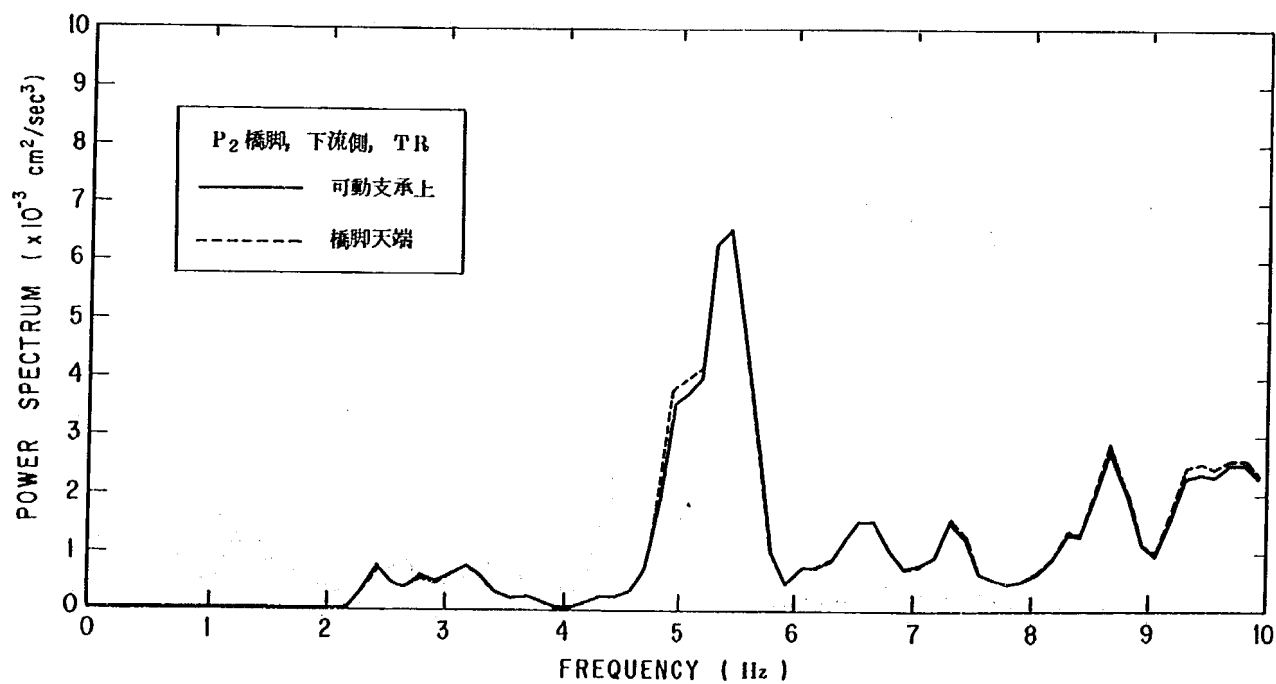


(b) 測定 № 7 - 2

図 3 - 4 (3) P_2 橋脚上 (上流側)、橋軸直角方向の振動の
パワースペクトル

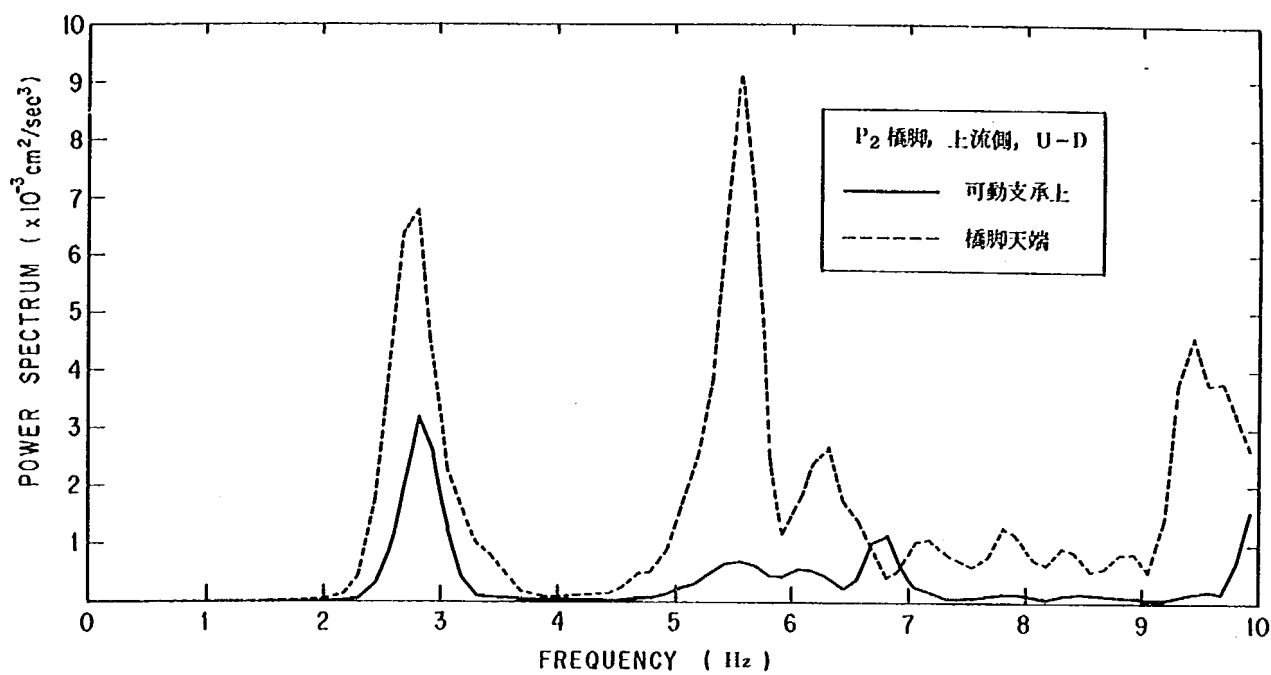


(a) 測定 No 7 - 1

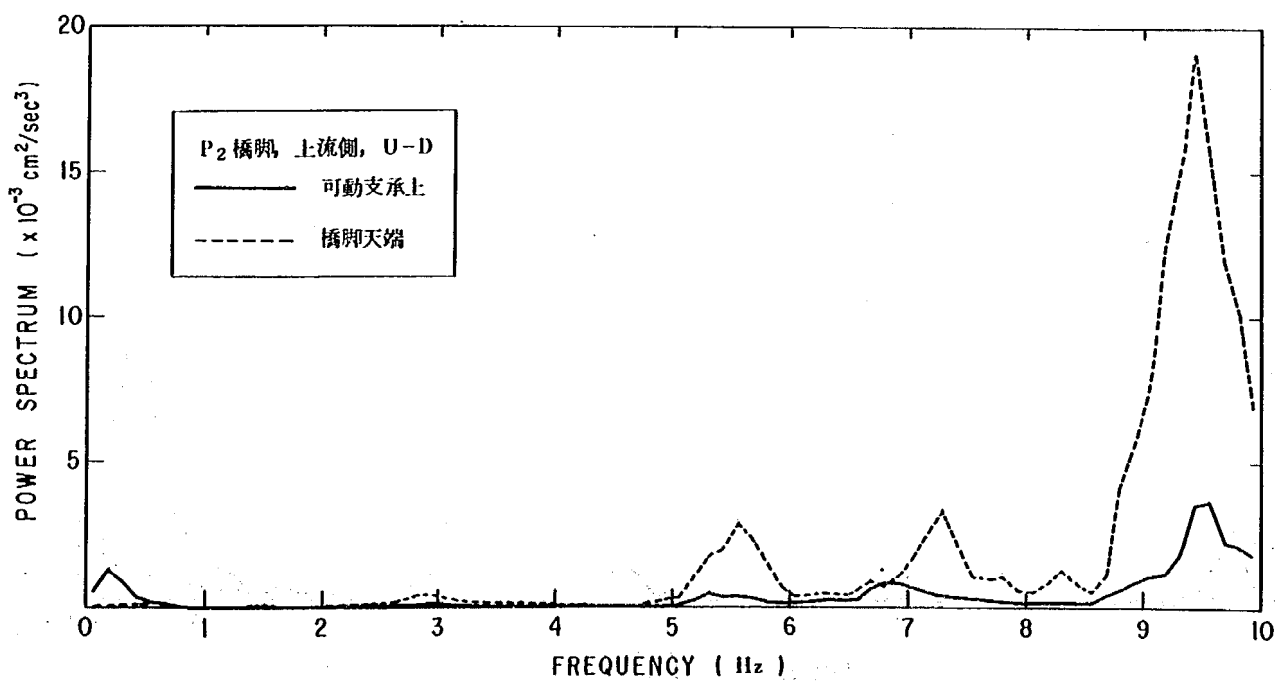


(b) 測定 No 7 - 2

図 3 - 4 (4) P₂ 橋脚上 (下流側)、橋軸直角方向の振動の
パワースペクトル

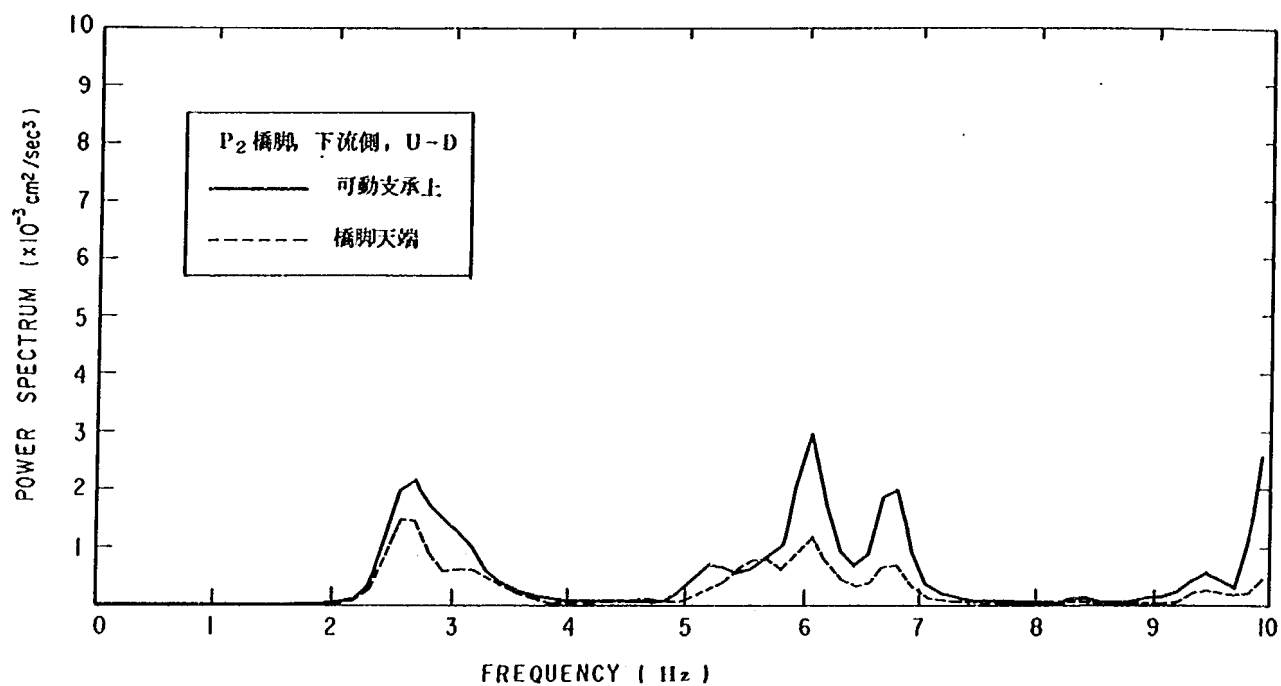


(a) 測定 № 8 - 1

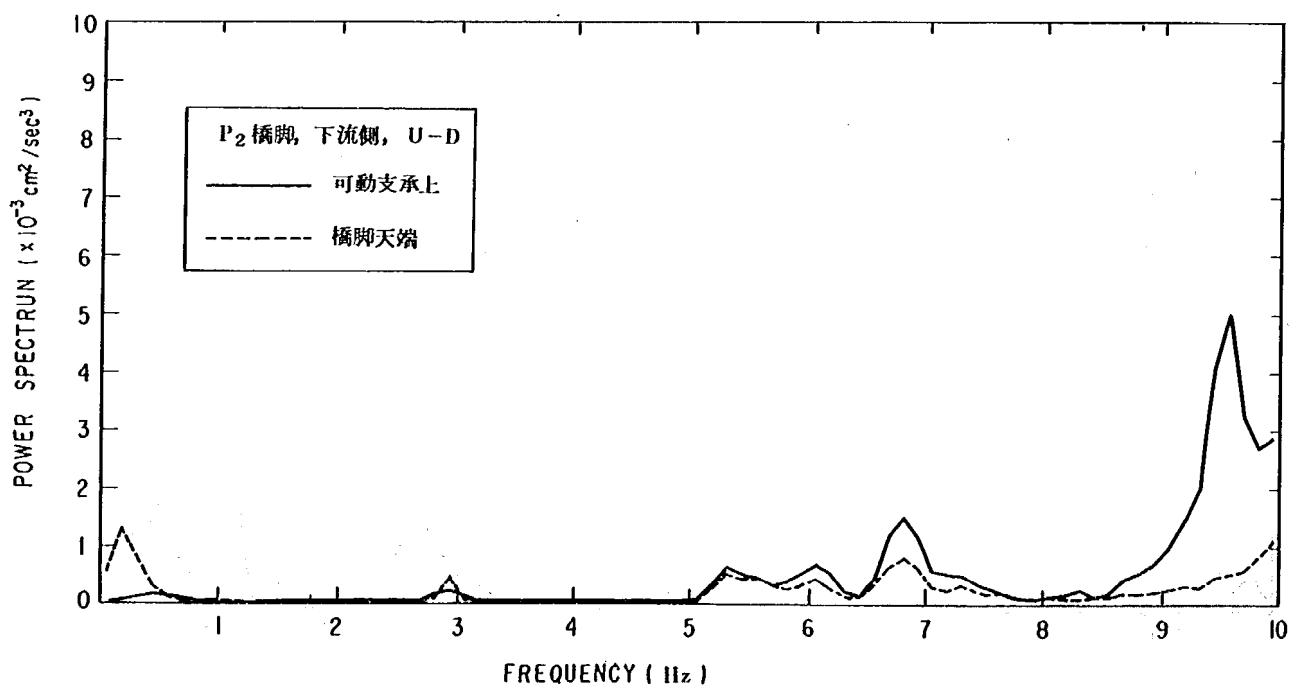


(b) 測定 № 8 - 2

図 3 - 4 (5) P_2 橋脚上 (上流側)、上下方向の振動の
パワースペクトル



(a) 測定 № 8 - 1



(b) 測定 № 8 - 2

図 3 - 4(6) P₂ 橋脚上(下流側)、上下方向の振動の
パワースペクトル

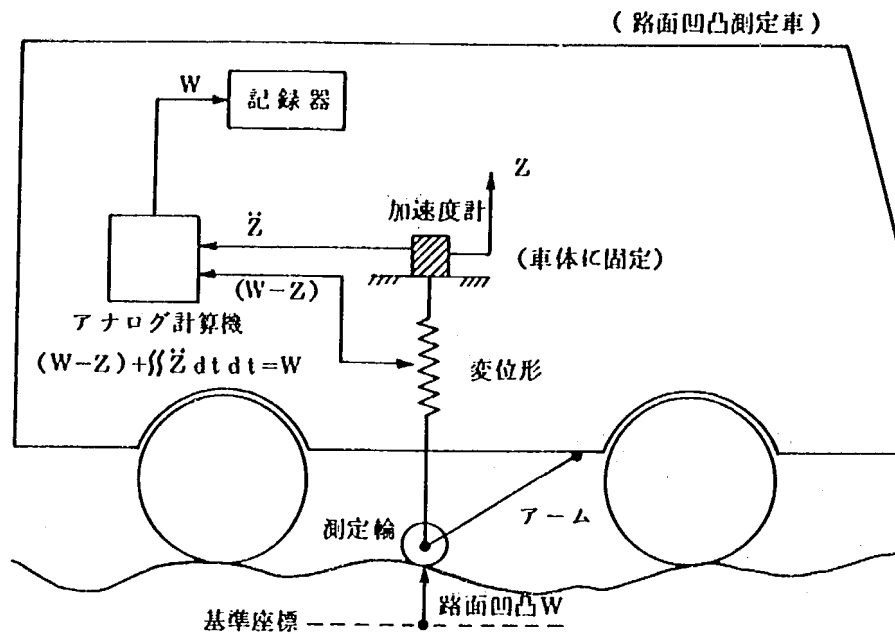
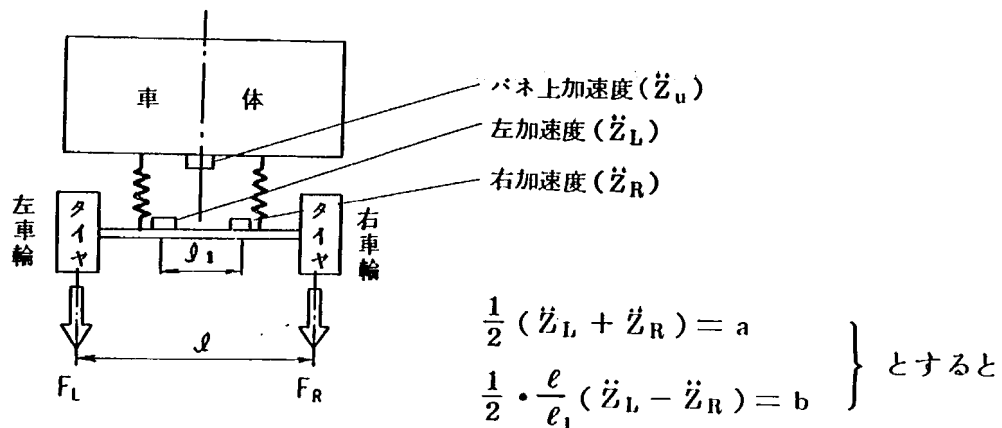


図 3-5 通過車輛により励起される振動 (高速プロフィールメーター計測原理) (成田らによる)



$$F_L = \frac{m\ell}{2} (a + b) + \frac{1}{2} (m_u \cdot \ddot{Z}_u)$$

$$F_R = \frac{m\ell}{2} (a - b) + \frac{1}{2} (m_u \cdot \ddot{Z}_u)$$

$$F = F_L + F_R$$

m_u : リヤーバネ上質量

m_ℓ : 下

ℓ, ℓ_1 : タイヤ間および加速度計間距離

図 3-6 通過車輛により励起される振動のモデル化 (大型トラックの場合) (成田らによる)

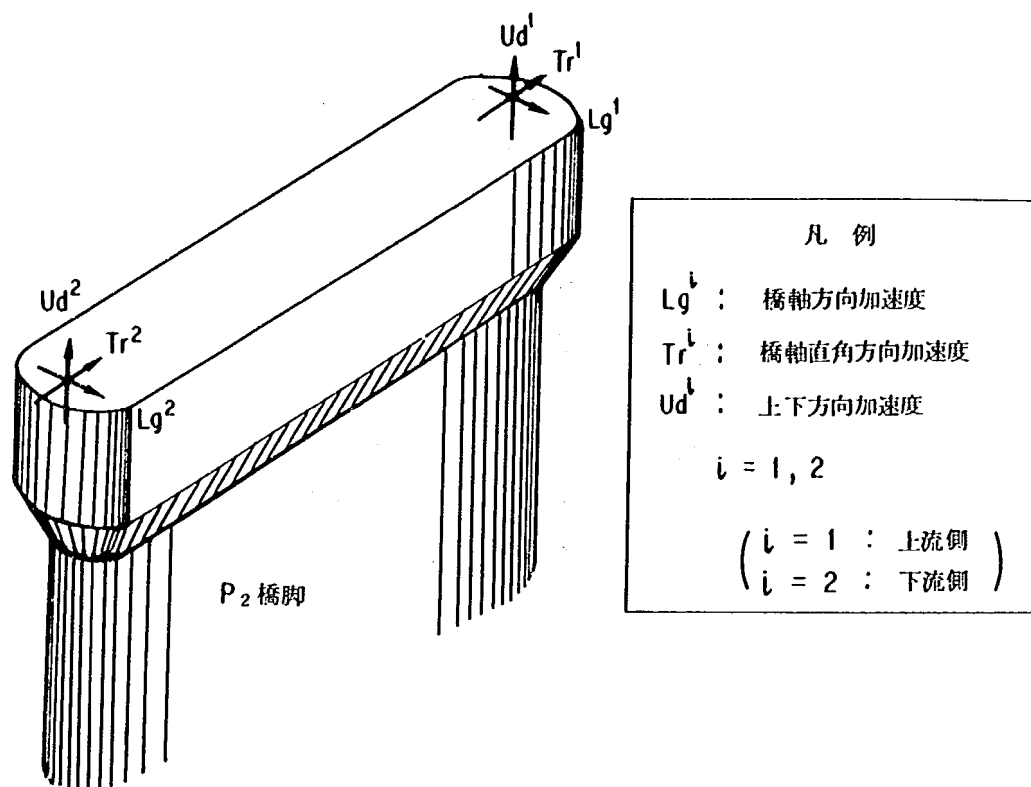
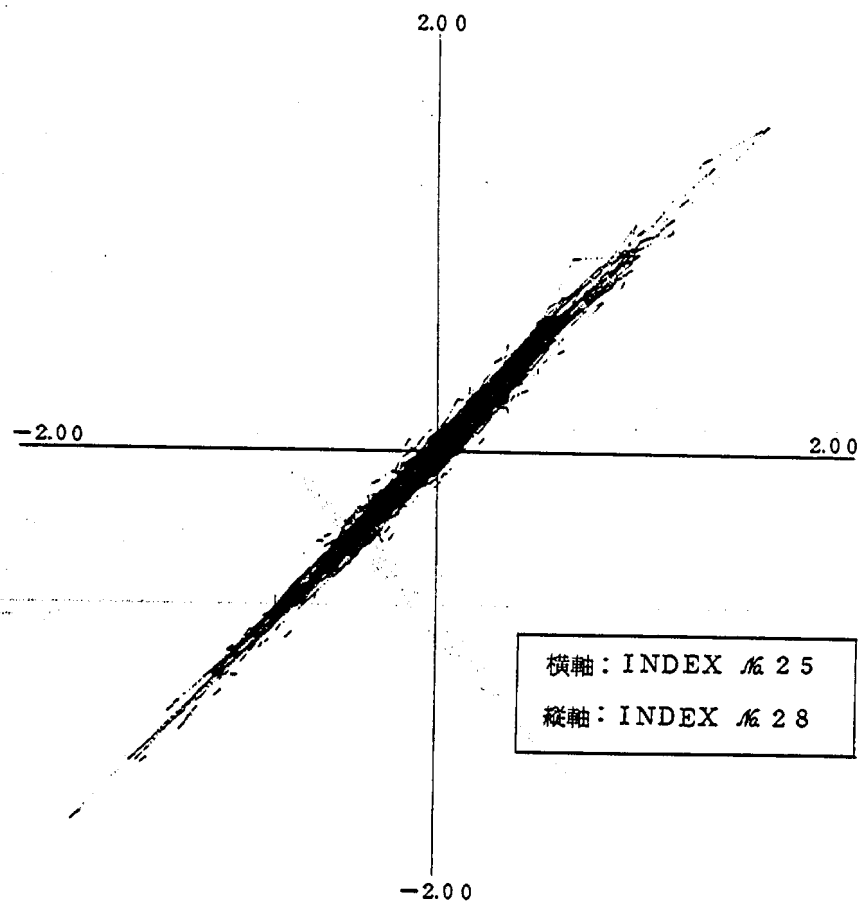
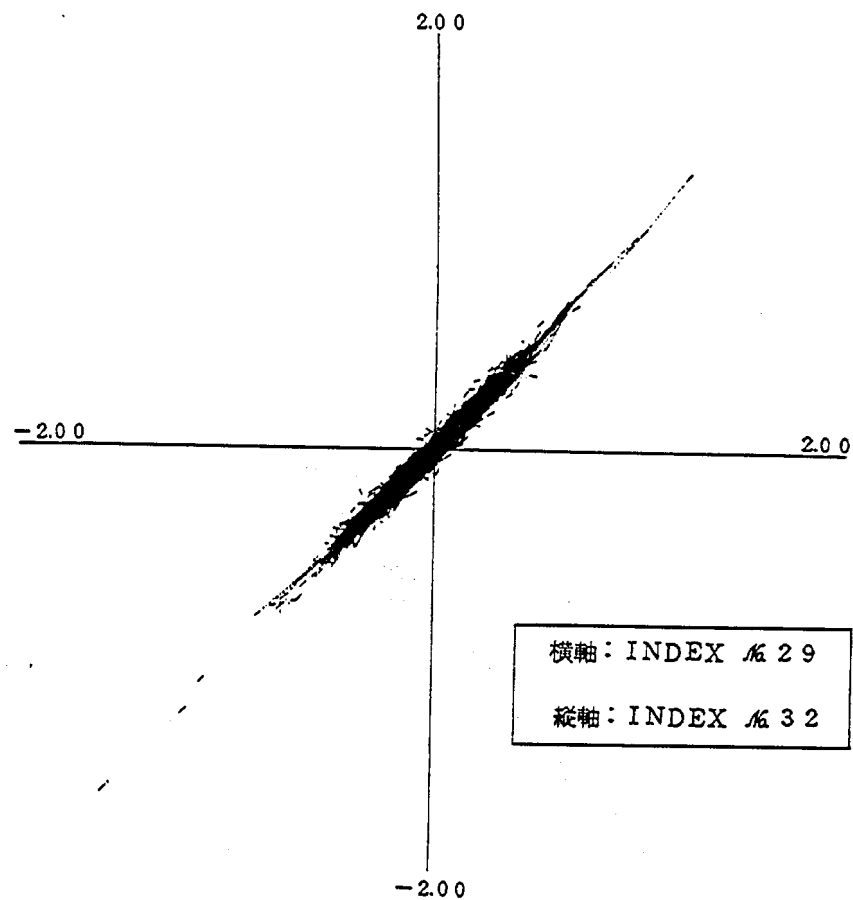


図 3 - 7 P_2 橋脚天端の上・下流端における加速度の測定

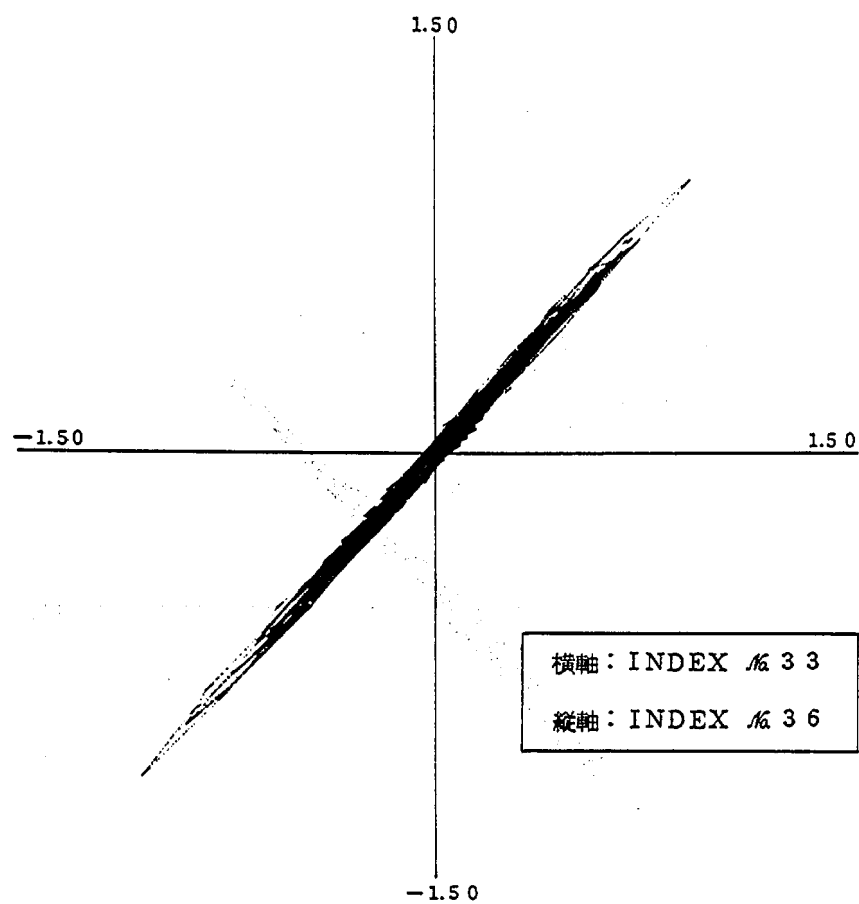


(a) 測定 № 6 - 1

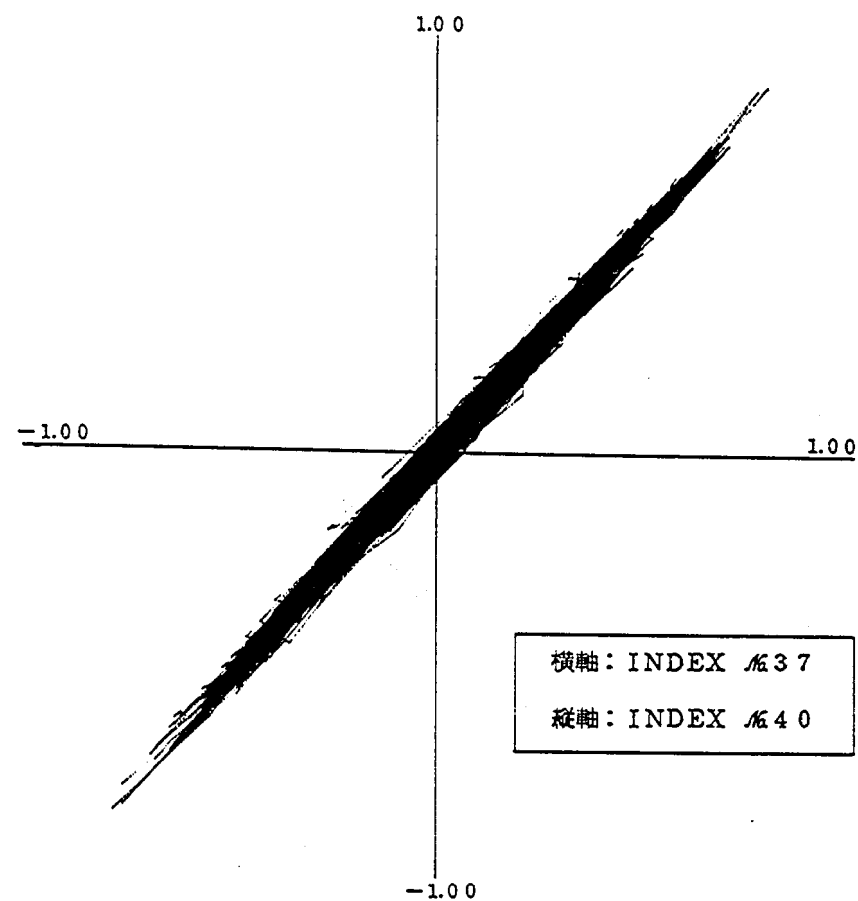


(b) 測定 № 6 - 2

図 3 - 8 (1) P_2 橋脚天端, 橋軸方向

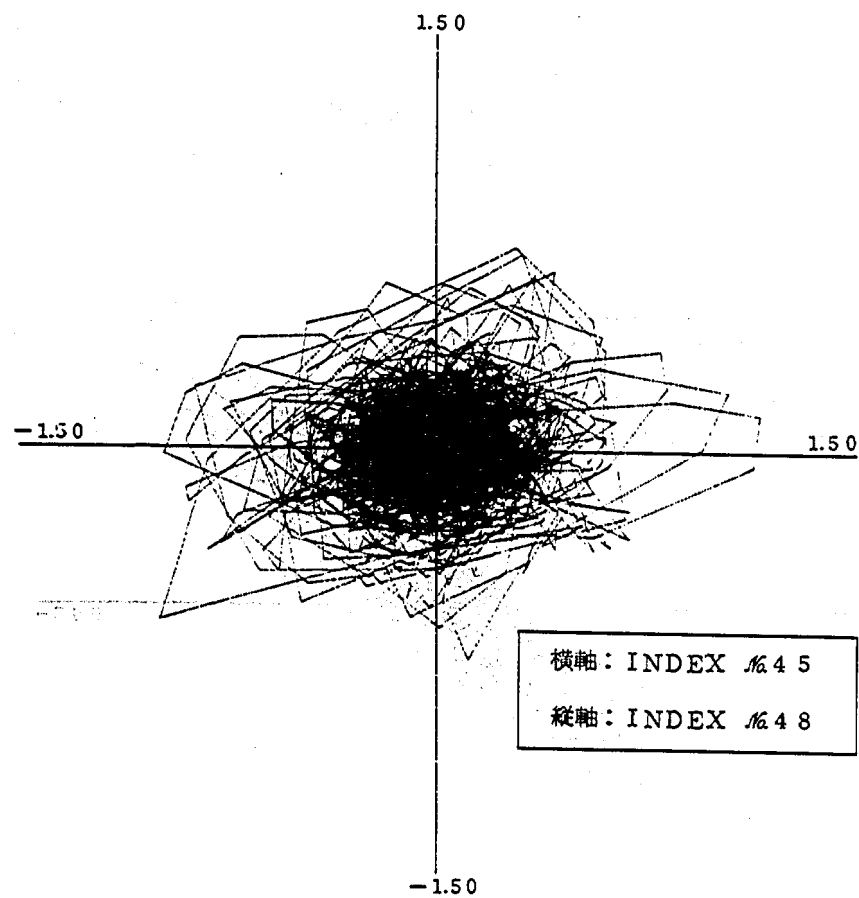


(a) 測定 № 7 - 1

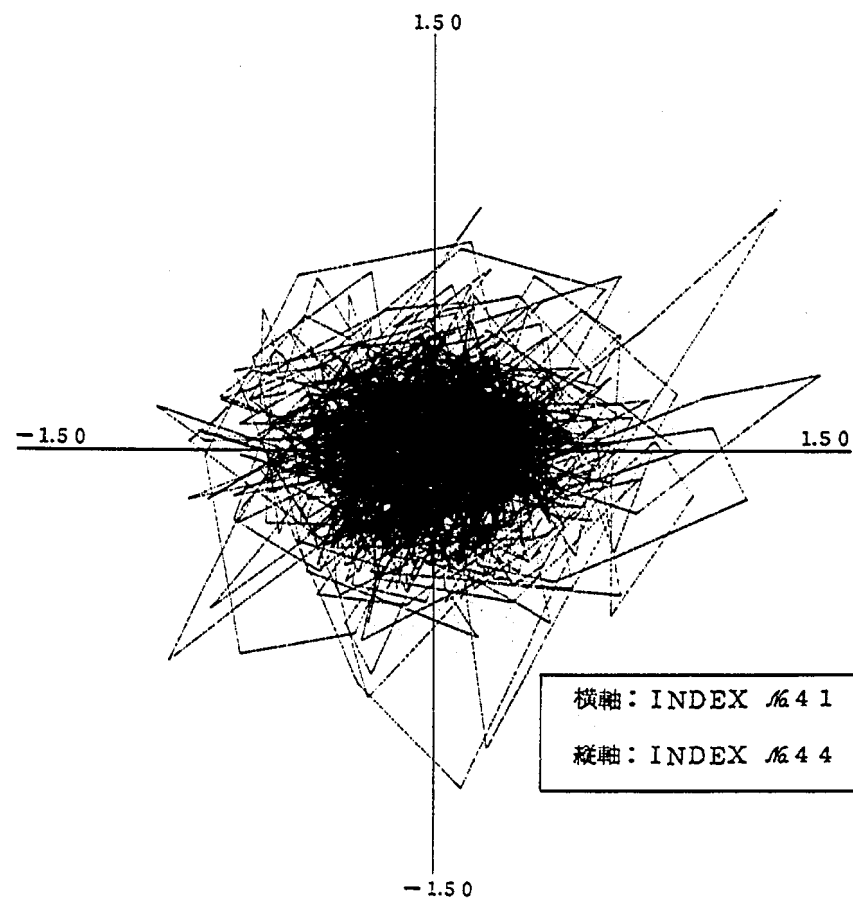


(b) 測定 № 7 - 2

図 3 - 8 (2) P_2 橋脚天端, 橋軸直角方向

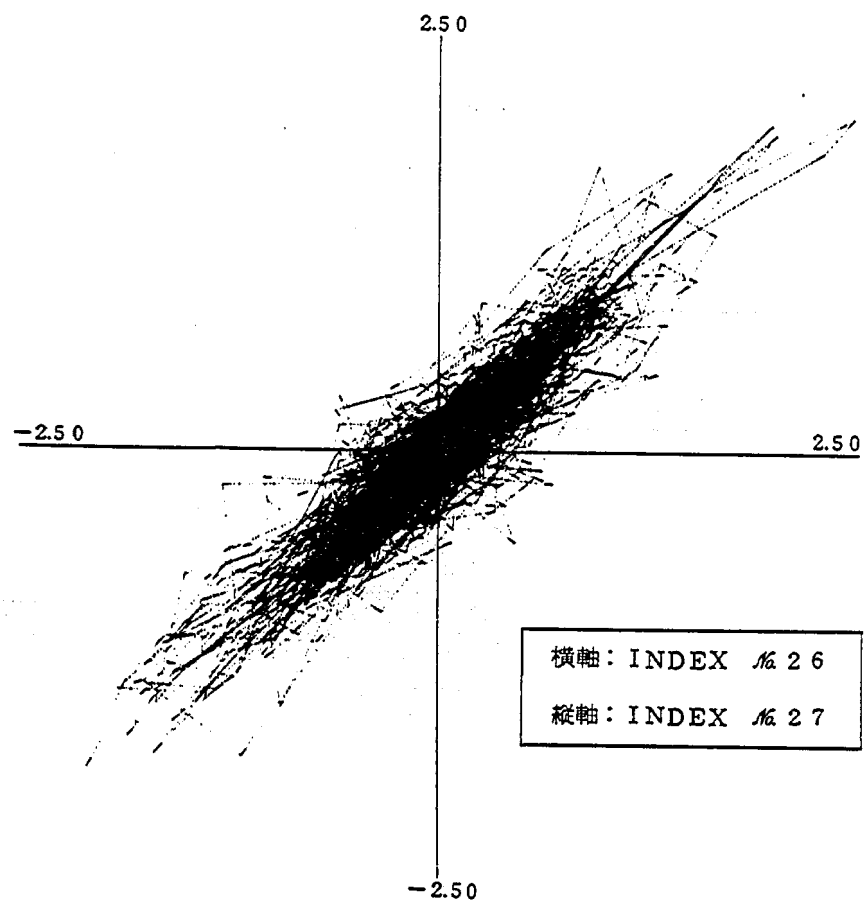


(a) 測定 № 8 - 1

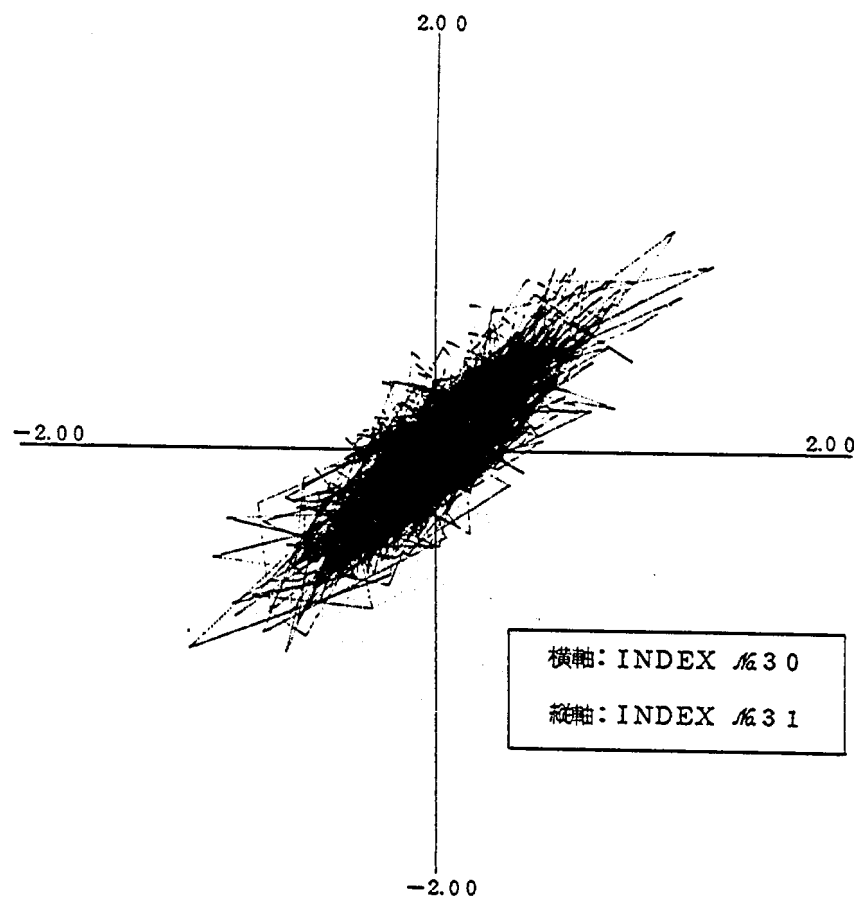


(b) 測定 № 8 - 2

図 3 - 8 (3) P_2 橋脚天端, 上下方向

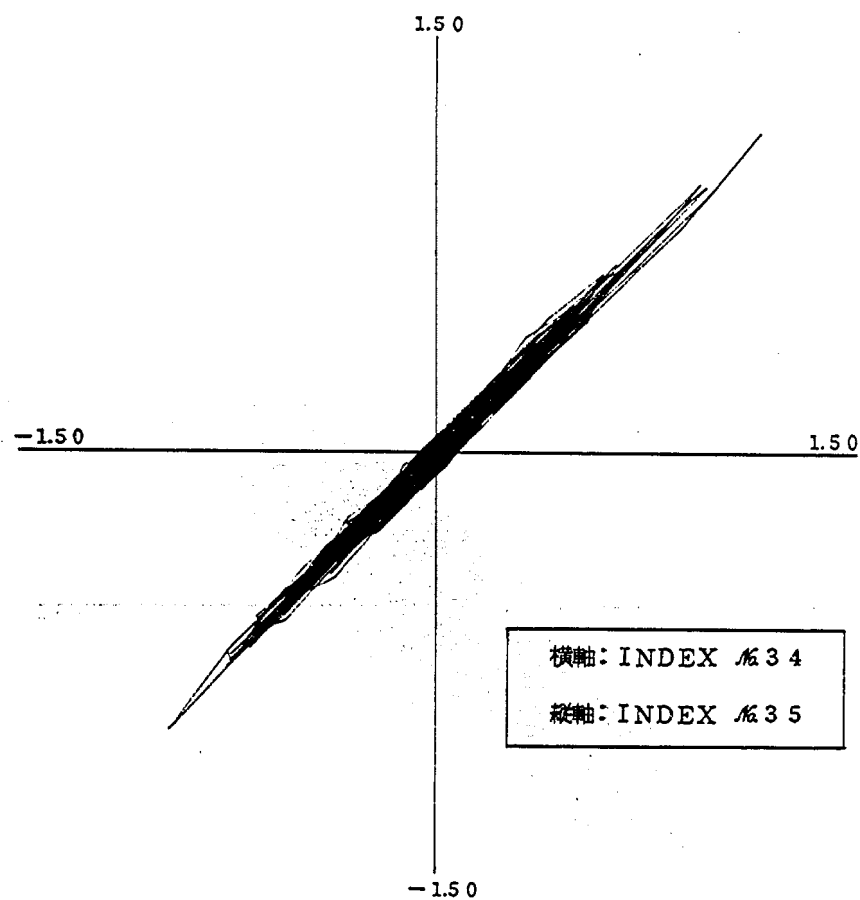


(a) 測定 № 6 - 1

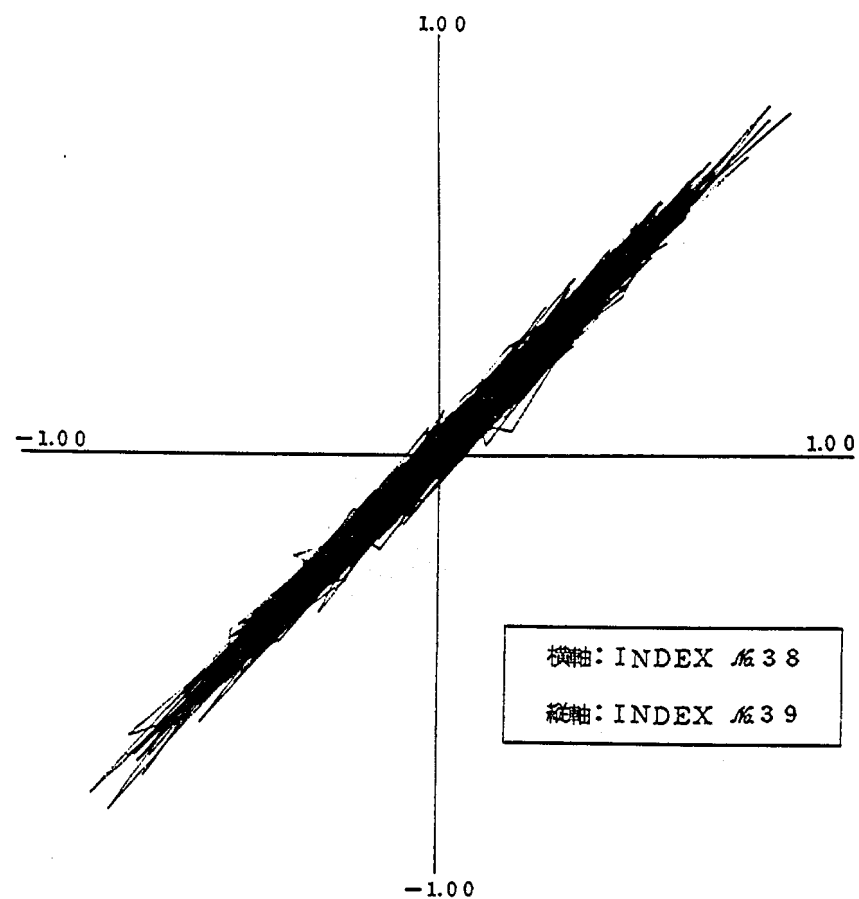


(b) 測定 № 6 - 2

図 3 - 8(4) P_2 橋脚上可動支承, 橋軸方向

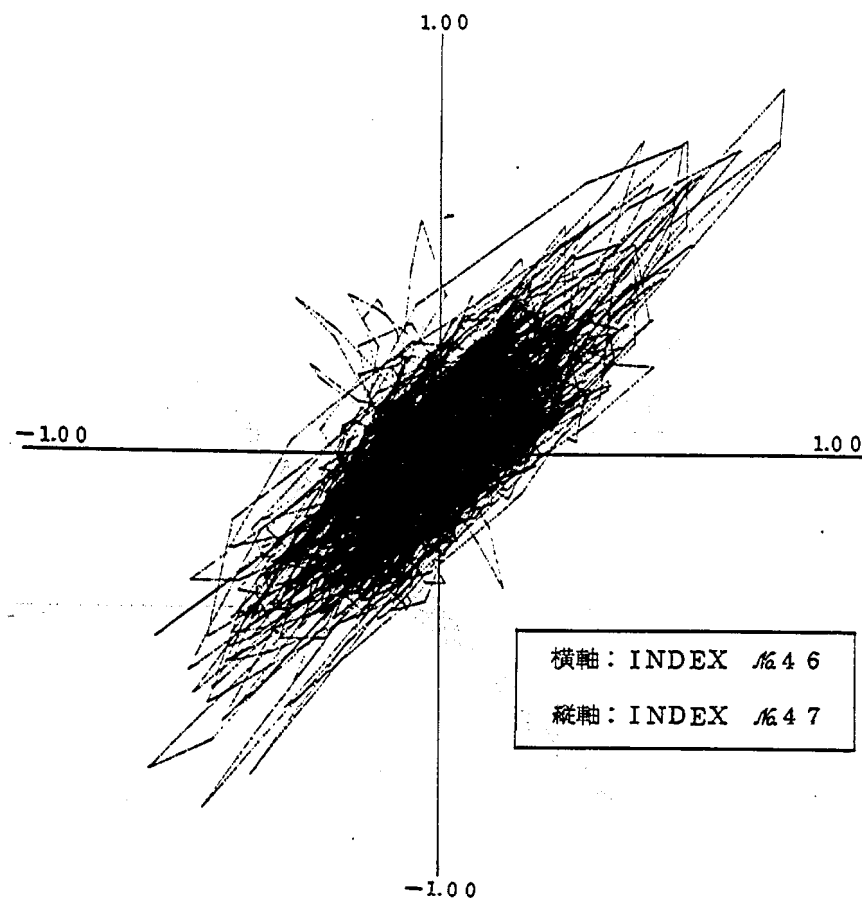


(a) 測定 № 7 - 1

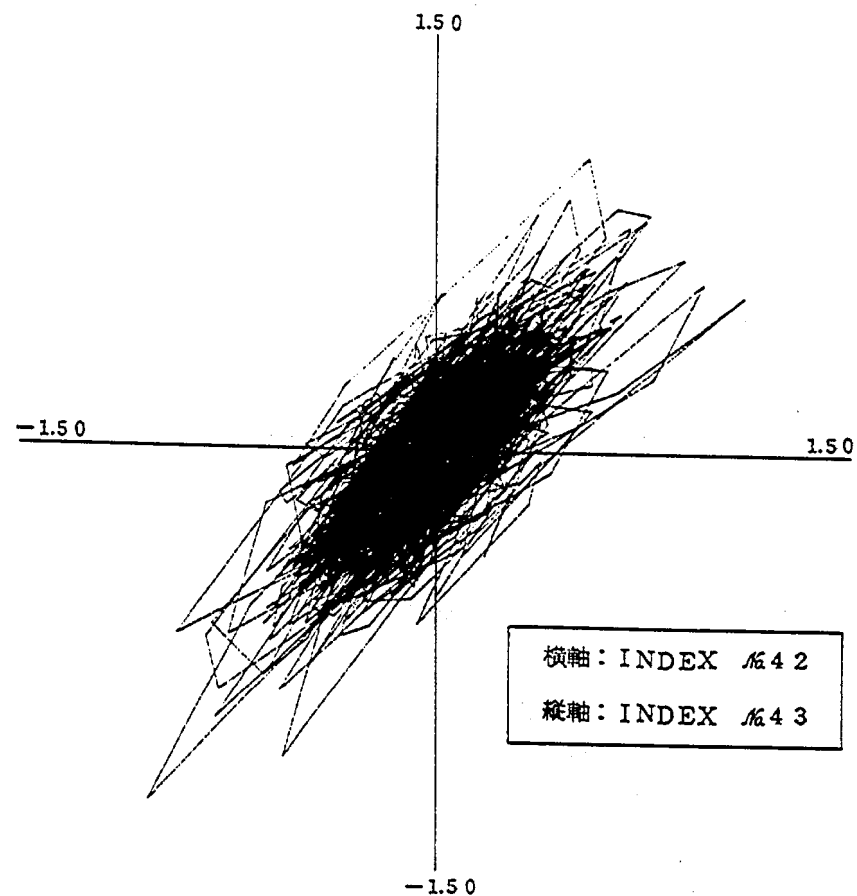


(b) 測定 № 7 - 2

図 3 - 8(5) P_2 橋脚上可動支承, 橋軸直角方向



(a) 測定 № 8 - 1



(b) 測定 № 8 - 2

図 3 - 8 (6) P_2 橋脚上可動支承, 上下方向

4. 強震記録およびその解析

4-1 開北橋の強震記録

開北橋では、P2橋脚が完成した段階から強震観測が実施されてきている。地盤上および橋脚上の2箇所の観測点のいずれか一方において数値化の可能な記録が得られたのは1966年6月24日の宮城県東方沖地震以後、現在までに表4-1に示す9回の地震である。観測点とこれら9回の地震の震央位置との関

表 4-1 開北橋強震記録

番号	地震発生年月日	マグニチュード 震央距離	記録番号	成分	時間長 (sec)	データ 個 数	最大加速度 (gal)	解析時間長 (sec)	サンプリングタ イム(msec)
1	1966. 6. 24	5.1 (63km)	Gr - 1	LG	5.97	160	25.10	5.11	10
				TR	5.85	130	12.78	5.11	10
			Pi - 1	LG	9.97	219	58.41	5.11	10
				TR	9.97	274	37.33	5.11	10
2	1967. 1. 17	6.3 (72km)	Gr - 3	LG	11.91	404	17.43	10.23	10
				TR	11.77	408	20.58	10.23	10
			Pi - 3	LG	19.97	710	58.87	10.23	10
				TR	19.97	564	29.85	10.23	10
3	1968. 6. 12	7.2 (195km)	Gr - 9	LG	25.83	457	11.51	20.47	10
				TR	25.93	531	15.15	20.47	10
			Pi - 14	LG	30.76	680	35.37	20.47	10
				TR	30.26	850	26.04	20.47	10
4	1968. 7. 5	6.4 (81km)	Gr - 11	LG	14.79	407	18.14	10.23	10
				TR	14.43	347	27.50	10.23	10
			Pi - 16	LG	19.99	580	86.20	10.23	10
				TR	19.95	608	40.47	10.23	10
5	1970. 9. 14	6.2 (95km)	Gr - 22	LG	14.92	318	19.66	10.23	10
				TR	14.96	318	31.85	10.23	10
			Pi - 27	LG	19.96	647	59.03	10.23	10
				TR	19.97	509	43.73	10.23	10
6	1977. 6. 8	5.8 (45km)	Gr - 33	LG	9.91	284	46.62	10.23	10
			Pi - 34	LG	19.63	500	14.89	10.23	10
7	1977. 6. 14	—	Gr - 36	LG	9.92	200	15.67	10.23	10
			Pi - 37	LG	9.87	233	46.58	10.23	10
8	1978. 2. 20	6.7 (80km)	Gr - 34	LG	28.98	1020	76.24	10.23	10
				TR	28.99	808	14.13	10.23	10
			Pi - 35	LG	30.92	801	32.64	10.23	10
				TR	30.95	1225	19.70	10.23	10
9	1978. 6. 12 (宮城県沖地震)	7.4 (90km)	Gr - 35	LG	38.89	1054	19.22	20.47	10
				TR	38.93	859	28.87	20.47	10
			Pi - 36	LG	8.09	275	—	—	—
				TR	39.92	1050	33.12	20.47	10

係は図4-1に示す通りであり、また、地震の諸元は表4-2に示す通りである。ここで、No. 8 および No. 9 の地震は、それぞれ、1978年2月20日の宮城県沖の地震および1978年6月12日の宮城県沖地震である。図4-1からわかるように、9回の記録のうちの8回は、いわゆる金華山沖に生じた地震による記録であり、No. 3 だけが三陸沖に生じた地震である。また、震央距離とマグニチュードの関係をプロットすると図4-2のようになり、マグニチュード6~7、震央距離4が70~100kmの記録が多いことがわかる。

開北橋の上部構造の架設および床版打設等の工事は、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、架設作業に伴って昭和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し、観測を中断している。(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、2、3、4)は橋脚単独(上部工架設前)の地震、昭和43年10月5日以後の記録(地震No. 5、6、7、8、9)は上部工架設後の記録である。

表4-1に示した強震記録から、地盤上の最大加速度と橋脚上の最大加速度の関係を求めると図4-3のようになる。今、両者の関係を最小二乗法により求めると橋軸方向および橋軸直角方向に対して次式が得られる。

$$\left. \begin{aligned} \alpha_p &= 2.41 \times \alpha_g^{1.10} && \text{(橋軸方向)} \\ \alpha_p &= 2.03 \times \alpha_g^{0.91} && \text{(橋軸直角方向)} \end{aligned} \right\} (4-1)$$

これからわかるように、開北橋では同一の地盤加速度に対する橋脚天端の増幅率は、20%程度橋軸方向の方が大きい。橋軸方向の場合には、増幅率のべき乗項が1.10と1.0よりも大きくなっているが、これは図4-2よりわかるように、加速度の大きいデータが少ないために(4-1)式が、一部の地震の影響を強く受けているためと考えられる。したがって、全体としての傾向は地盤上の最大加速度と橋脚上の最大加速度はおおむね比例関係にあるといってもよいであろう。このような点は、橋軸直角方向についても同様である。

なお、地盤上の最大加速度と橋脚上の最大加速度が比例するとして、両者の関係を近似すると次式のようにになる。

$$\left. \begin{aligned} \alpha_p &\simeq 3.5 \times \alpha_g && \text{(橋軸方向)} \\ \alpha_p &\simeq 1.3 \times \alpha_g && \text{(橋軸直角方向)} \end{aligned} \right\} (4-2)$$

4-2 強震記録の周波数特性

表4-1に示した強震記録をもとにこれらのパワースペクトル、相互相関関数、伝達関数を計算すると図4-4~図4-11のように求められる。ここで、図中の強震記録の波形は、デジタル化した記録を円弧補正および最小二乗法による中心軸補正を施した後に、自動図化機により書かせた結果である。また、図4-4~図4-11に示した結果のうち、記録のパワースペクトルおよび伝達関数に着目し一覧表として整理した結果が図4-12(橋軸方向)および図4-13(橋軸直角方向)である。

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1.0 gal以上の最大加速度を感知した場合にスタートするようになっている。したがって、橋脚上の記録と地盤上の記録の両方が得られた場合には、時間軸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(橋軸方向もしくは橋軸直角方向)の橋脚上および地盤上の加速度記録について

最も適当と考えられる時間軸の移動を行い、その後に相互相関関数を求めた（図 4-4～図 4-11）。この結果によれば、地震 No. 6 の橋軸直角方向の場合を除くその他のケースについては、相互相関関数は時間差 $\tau = 0$ の付近で明瞭なピークを持ち、橋脚上の加速度記録および地盤上の加速度記録の間の相関が、図 4-4～図 4-11 に示した時間軸で高いことを示している。しかしながら、地震 No. 6 の橋軸直角方向の場合には相互相関関数は、はっきりしたピークを示さず、どの時間差 τ においても橋脚上の加速度記録と地盤上の加速度記録の相関が低いことがわかる。この原因ははっきりしないが、図 4-9 に示すように、橋脚上の加速度記録については前半部が強震計のスタートの遅れのせいでうまく採取されていないことが考えられる。一般に、SMAC 型強震計がスタートし、一定速度で安定して記録紙を送るまでにはある時間を要し、このため、記録の初期では時間軸が正しく記録されない場合がある。このような点から、地震 No. 6 の橋軸直角方向の橋脚上の記録については信頼性が乏しいものと判断し、以後の解析には用いないものとした。

図 4-12 および図 4-13 から強震記録に最も卓越する振動数成分を求めると表 4-3 のようになる。この結果をもとに、強震記録の卓越振動数成分の特徴を以下のように検討した。

表 4-3 強震記録から求めた卓越振動数〔Hz〕

地震 No.	発生年月日	マグニ チュード M	震央距 離(km)	深さ (km)	卓 越 振 動 数 (Hz)			
					地 盤		橋 脚 天 端	
					Lg 方向	Tr 方向	Lg 方向	Tr 方向
1	1966. 6. 24	5.1	63	60	<u>6.5</u>	<u>7.4</u>	<u>6.5</u> , 9.2	<u>7.4</u>
2	1967. 1. 17	6.3	72	30	3.4, <u>5.0</u>	<u>5.0</u> , 7.2	<u>8.0</u>	5.0, 8.0, <u>7.2</u>
3	1968. 6. 12	7.2	195	0	1.4, <u>2.5</u> , 3.2	2.2, 2.8, 4.7, <u>5.8</u>	2.5, 3.4, 5.8, <u>6.8</u> , 7.8	2.8, 4.6, <u>5.8</u> , 6.8
4	1968. 7. 5	6.4	81	50	<u>3.6</u> , 5.0	4.8, <u>7.0</u>	<u>8.5</u> , 10.0	<u>7.0</u> , 7.9
5	1970. 9. 14	6.2	95	40	<u>1.8</u> , 2.8, 3.4, 4.0	3.0, <u>5.0</u> , 6.6	<u>7.8</u> , <u>9.8</u> , 10.4	<u>2.8</u> , 5.0, 7.0
6	1977. 6. 8	5.8	30	70	3.0, 4.0, <u>6.0</u>	<u>2.0</u> , 4.3	<u>6.1</u> , 10.0	6.0, 8.0, <u>9.8</u>
7	1977. 6. 14	—	—	—	—	—	—	—
8	1978. 2. 20	6.7	85	50	<u>2.4</u> , 8.9	<u>3.4</u> , 4.2	<u>8.2</u> , 8.7, 9.3	<u>3.4</u> , 4.4, 8.9
9	1978. 6. 12	7.4	90	30	<u>2.4</u> , 2.8, 3.8, 4.8, 7.9	2.2, <u>2.8</u> , 7.2	—	<u>2.2</u> , 3.1, 3.8, 7.2

（注） — は最も卓越した振動数を表わす。

(1) 地盤上の加速度記録に最も卓越する振動数成分～マグニチュードの関係

地盤上の加速度記録（橋軸方向および橋軸直角方向）に最も卓越する振動数成分と当該記録を生じさせた地震の規模（マグニチュード）の関係を図 4-14 に示す。卓越振動数成分は地震ごとに相当変動しているが、全体としては、マグニチュードが大きくなるにつれて、低い振動数の成分が地震動に卓越する傾向が現われている。

(2) 橋脚上の加速度記録に最も卓越する振動数成分～マグニチュードの関係

橋脚上の加速度記録（橋軸方向および橋軸直角方向）に最も卓越する振動数成分と当該記録を生じさせた地震の規模（マグニチュード）の関係を図4-15に示す。この場合には上述した地盤上の加速度記録の場合と異なり、橋脚に最も卓越する振動数は、マグニチュードによって変化するというよりも、むしろ常に6～8 Hzの振動数成分が橋脚天端に卓越して現われているように考えられる。ここで、地震No. 5、8、9（いずれも橋軸直角方向、上部構造架設後）の場合は、最も卓越する振動数成分が、2～3.5 Hzに現われており、他とは異なった傾向を示している。

(3) 地盤上および橋脚上の加速度記録に最も卓越する振動数成分の関係

地盤上の加速度記録に最も卓越する振動数成分と橋脚上の加速度記録に最も卓越する振動数成分の関係を図4-16に示す。これによれば、両者の関係は大きく次の2種類のグループに分類することができる。

(i) 地盤の卓越振動数≒橋脚の卓越振動数となるグループ

(ii) 橋脚の卓越振動数が地盤の卓越振動数に無関係に7～10 Hzとなるグループ

ここで、(ii)のグループに属する地震記録としては地震No. 2、3、4、5、8に属する6個であるが、このうち、地震No. 2を除く5個が橋軸方向の成分であり、(ii)のグループは橋軸方向成分に多いことがわかる。なお、地震No. 2は上部構造の架設前の記録である。

4-3 強震記録から求めた伝達関数

地盤上の観測点から橋脚天端に至る伝達関数は、図4-12および図4-13に示した通りであるが、これは次のような特徴を持っている。

(1) 橋軸方向の伝達関数

- (a) 一般に0～5 Hz程度の範囲では、伝達関数はおおむねフラットであり、かつ、増幅率も小さい。
- (b) 5 Hz以上では増幅率は大きくなる。増幅率の大きい振動数の範囲は表4-4に示す通りであり、

表4-4 強震記録から求めた伝達関数のピーク振動数〔Hz〕

地震 No.	発生年月日	マグニ チュード	震央距 離(km)	深さ (km)	伝達関数のピーク振動数(Hz)	
					橋 軸 方 向	橋 軸 直 角 方 向
1	1966. 6. 24	5.1	63	60	5.7, <u>10.0</u> , 14.7	6.9, 8.9, <u>13.9</u> , 14.7
2	1967. 1. 17	6.3	72	30	7.9, 9.8, <u>14.5</u>	10.0, 12.2, <u>13.2</u> , 14.2
3	1968. 6. 12	7.2	195	0	7.7, <u>9.2</u> , 12.9	6.1, 7.7, <u>9.4</u>
4	1968. 7. 5	6.4	81	50	8.5, <u>10.5</u> , 11.4	5.9, 8.9, <u>12.3</u> , 14.8
5	1970. 9. 14	6.2	95	40	9.4, <u>10.7</u> , 14.4	<u>0.3</u> , 6.8, 10.4, 11.7
6	1977. 6. 8	5.8	30	70	<u>10.9</u> , 12.4, 13.5	—
7	1968. 6. 14	—	—	—	—	—
8	1978. 2. 20	6.7	85	50	9.0, <u>11.3</u> , 14.3	0.6, <u>6.0</u> , 10.6
9	1978. 6. 12	7.4	90	30	—	5.8, 9.8, <u>14.2</u>

(注) — は最も高い増幅率を示す振動数を表わす。

最も増幅率の高い振動数は地震 No. 1、2、3、4、5、6、8 に対してそれぞれ 10.0 Hz、14.5 Hz、9.2 Hz、10.5 Hz、10.7 Hz、10.9 Hz、11.3 Hz とおおむね 9～11 Hz の範囲にある。

(c) 上部工架設前の地震 No. 1、2、3、4 に対する伝達関数を上部工架設後の地震 No. 5、6、8 に対する伝達関数と比較すると、両者の間には著しい違いは認められない。

(2) 橋軸直角方向の伝達関数

(a) 一般に 0～10 Hz 程度の範囲では伝達関数はおおむねフラットであり、かつ、増幅率も小さい。

(b) 増幅率の最も大きい振動数は地震 No. 1、2、3、4、5、8、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、14.2 Hz である。

(c) 上部工架設前の地震 No. 1、2、3、4 に対する伝達関数を上部工架設後の地震 No. 5、6、8、9 に対する伝達関数と比較すると、両者の間には著しい違いは認められない。

(3) 伝達関数のアンサンブル平均

上述した強震記録のパワースペクトルおよび伝達関数のアンサンブル平均を各記録波形の振幅の二乗和が一定値となるように基準化して求めると図 4-17 のようになる。図中には、パワースペクトルおよびクロススペクトルのアンサンブル平均から求めたコヒーレンス関数も同時に示してある。この結果によれば、開北橋 P_2 橋脚の伝達関数は概念的には、次のようにモデル化することができると考えられる。

$$H_{LG}(f) \simeq \begin{cases} 1 & 0 \leq f \leq 6 \text{ Hz} \\ 3 & 6 \leq f \leq 12 \text{ Hz} \\ 2 & 12 \leq f \leq 15 \text{ Hz} \end{cases} \quad \dots\dots (4-2)$$

$$H_{TR}(f) \simeq \begin{cases} 1 & 0 \leq f \leq 11 \text{ Hz} \\ 0.5 & 11 \leq f \leq 15 \text{ Hz} \end{cases} \quad \dots\dots (4-3)$$

ここで、 $H_{LG}(f)$ 、 $H_{TR}(f)$ は、それぞれ、橋軸方向および橋軸直角方向の伝達関数の絶対値（増幅率）である。

(4-2) 式、(4-3) 式とコヒーレンス関数の両者から開北橋 P_2 橋脚の振動特性を振動数ごとに分類すると次のようなモデルが考えられる（図 4-18）。

(I) 橋軸方向…………… $0 \leq f \leq 6 \text{ Hz}$ の間は、 P_2 橋脚は周辺地盤とほとんど同じように運動している。

6 Hz 程度以上（ただし、15 Hz まで）となると、 P_2 橋脚と周辺地盤間の振動のコヒーレンスは低くなり、 P_2 橋脚が周辺地盤と独立して振動していることを示している。 $6 \leq f \leq 12 \text{ Hz}$ の間は増幅率が大きく、 P_2 橋脚～地盤～上部構造系の基本振動数がこの範囲にあると推定される。

(II) 橋軸直角方向…………… $0 \leq f \leq 11 \text{ Hz}$ の間は、 P_2 橋脚は周辺地盤とほとんど同じように運動している。11 Hz 程度以上（ただし、15 Hz まで）になると、 P_2 橋脚と周辺地盤間の振動のコヒーレンスは低くなり、 P_2 橋脚が周辺地盤と独立して振動していることを示している。

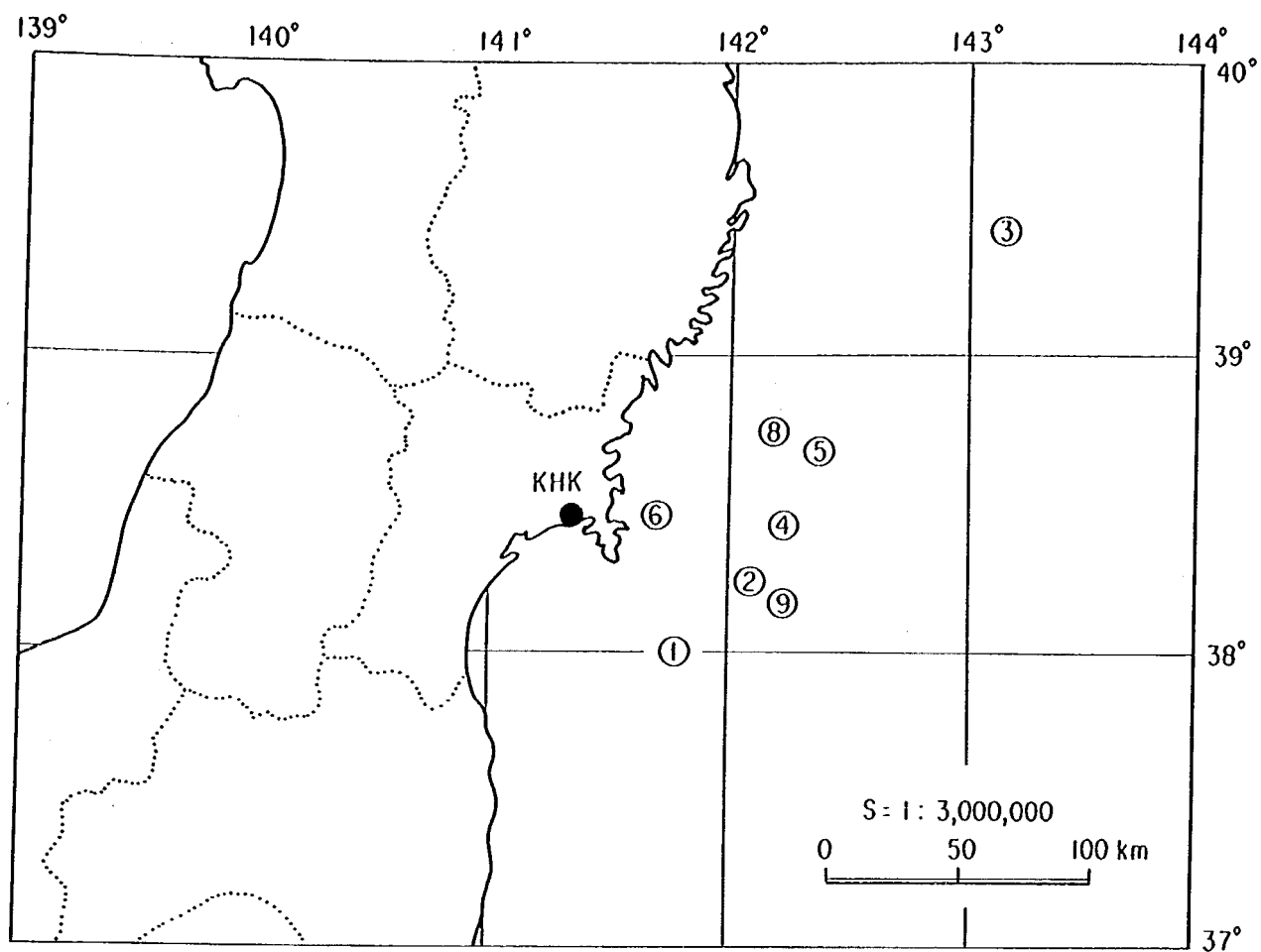


図4-1 観測地点および震源との関係 ※)●KHK；観測点（開北橋）

表4-2 地震の諸元

No.	地震発生			震央地名	マグニ チュード	深さ (km)	震央距離 (km)
	年	月	日				
1	1966	6	24	宮城県東方沖	5.1	60	63
2	1967	1	17	金華山沖	6.3	30	72
3	1968	6	12	岩手県沖	7.2	0	195
4	1968	7	5	宮城県東方沖	6.4	50	81
5	1970	9	14	宮城県沖	6.2	40	95
6	1977	6	8	宮城県沖	5.8	70	30
7	1977	6	14	——	—	—	—
8	1978	2	20	宮城県沖	6.7	50	85
9	1978	6	12	宮城県沖	7.4	30	90

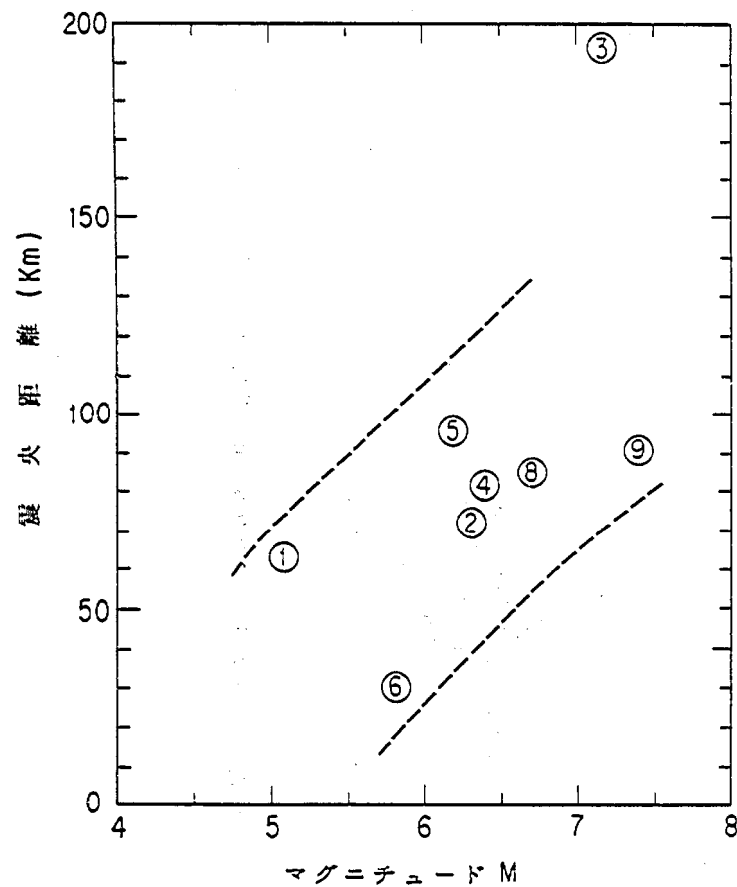


図 4-2 マグニチュード～震央距離の関係

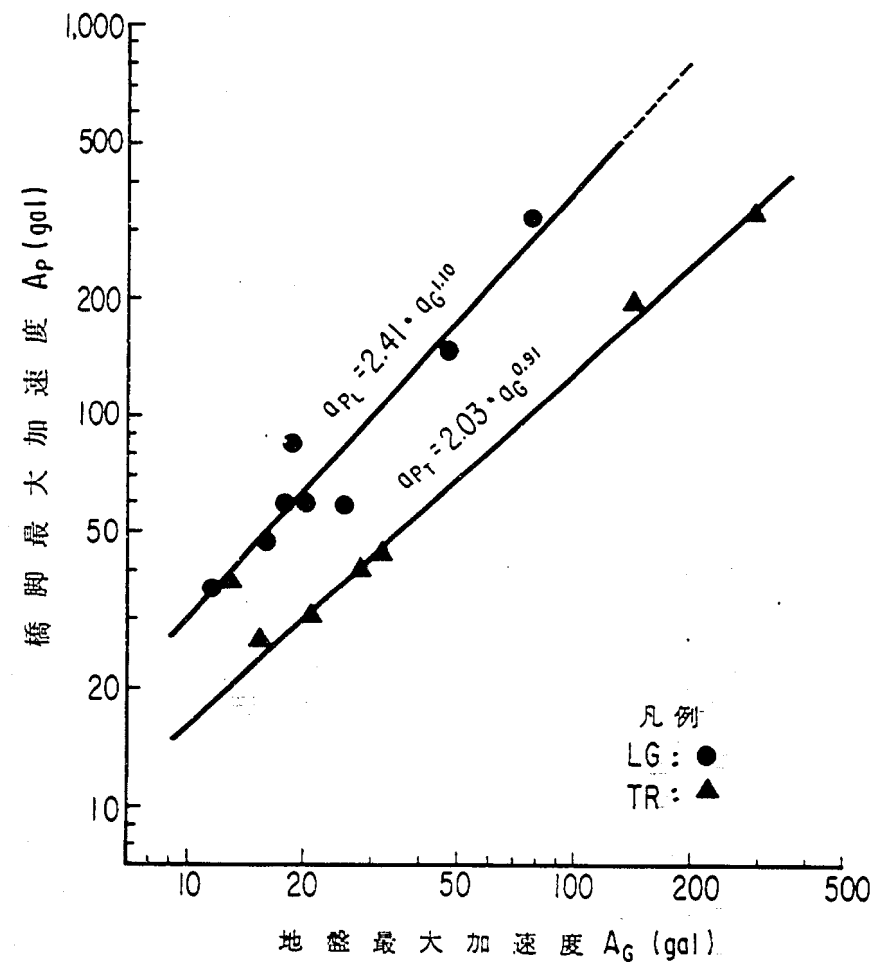


図 4-3 橋脚上の最大加速度と地盤上の最大加速度の関係 (開北橋)

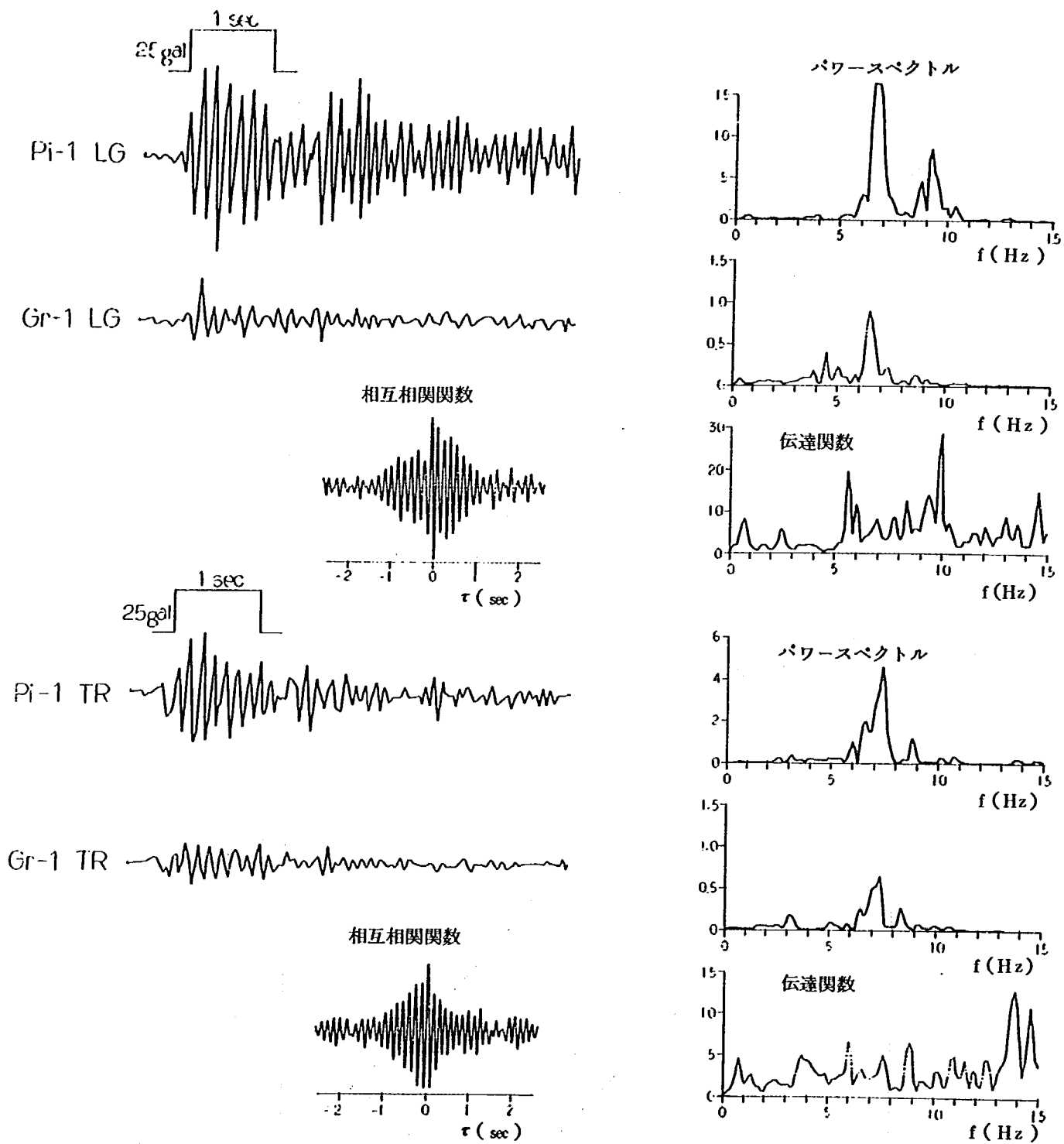


図 4 - 4 開北橋地震 No. 1 (1966. 6. 24, M=5.1, Δ=63km)

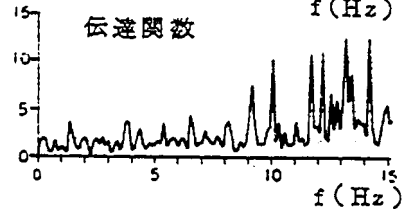
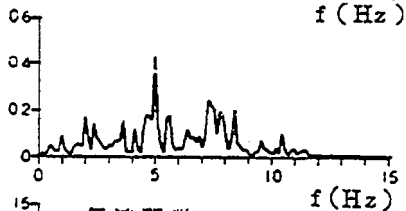
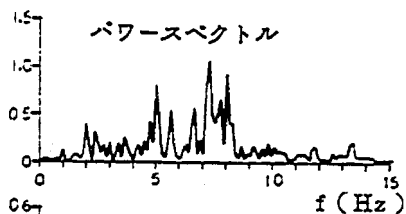
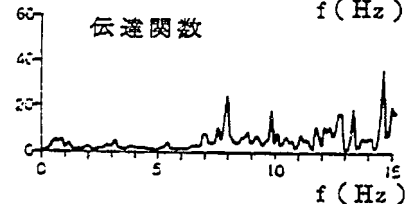
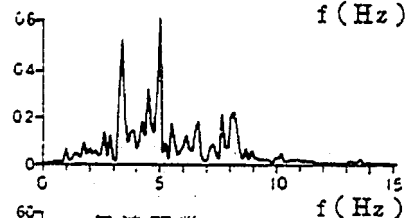
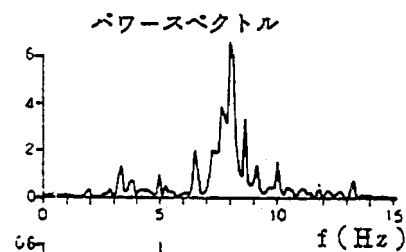
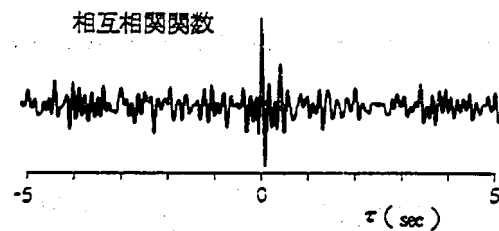
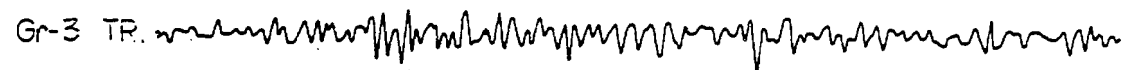
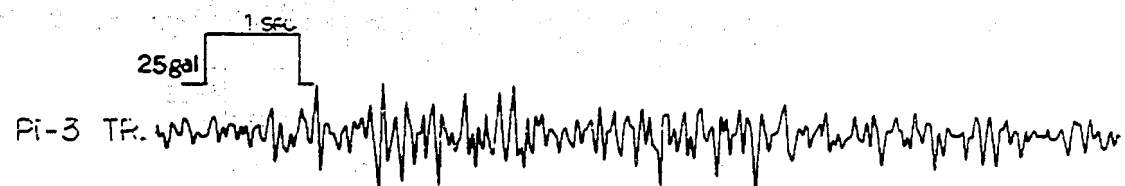
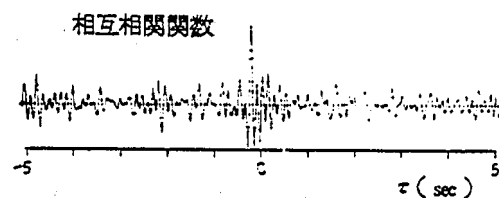
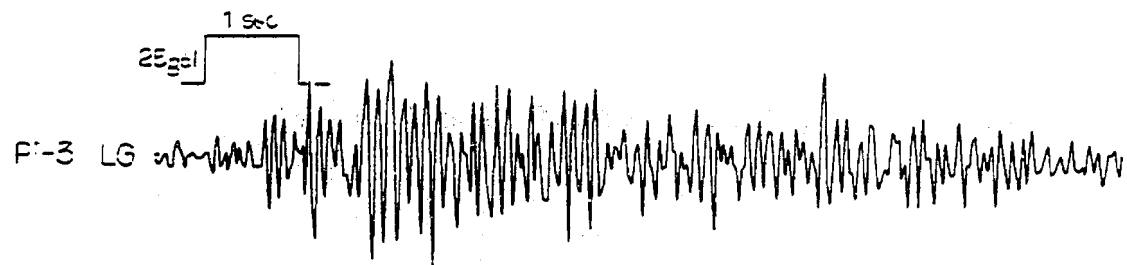
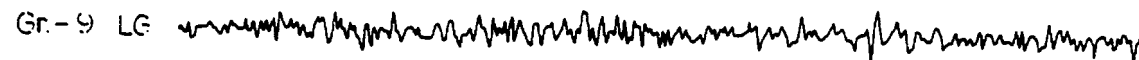
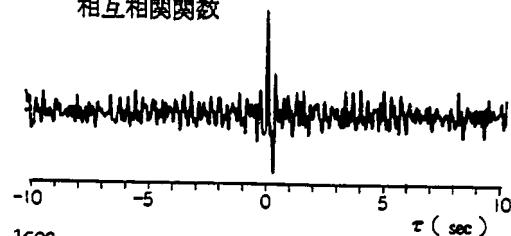


図 4-5 開北橋 地震 No. 2 (1967. 1. 17, $M=6.3$, $d=72$ km)



相互相関関数



相互相関関数

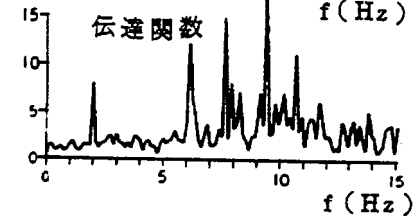
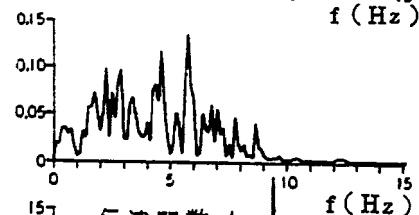
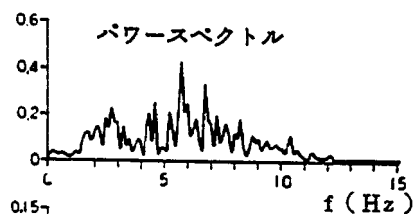
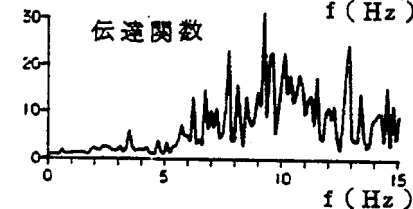
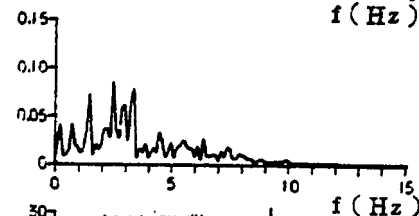
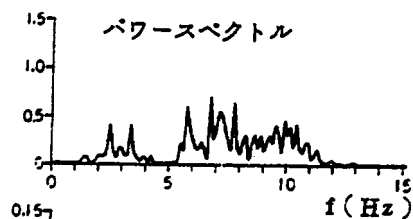
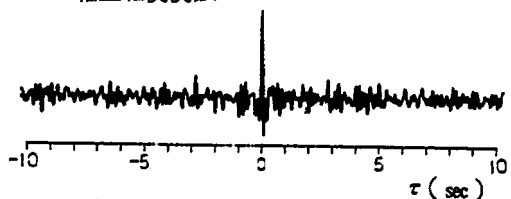


図 4 - 6 開北橋 地震 No. 3 (1968. 6. 12, $M=7.2$, $L=195$ km)

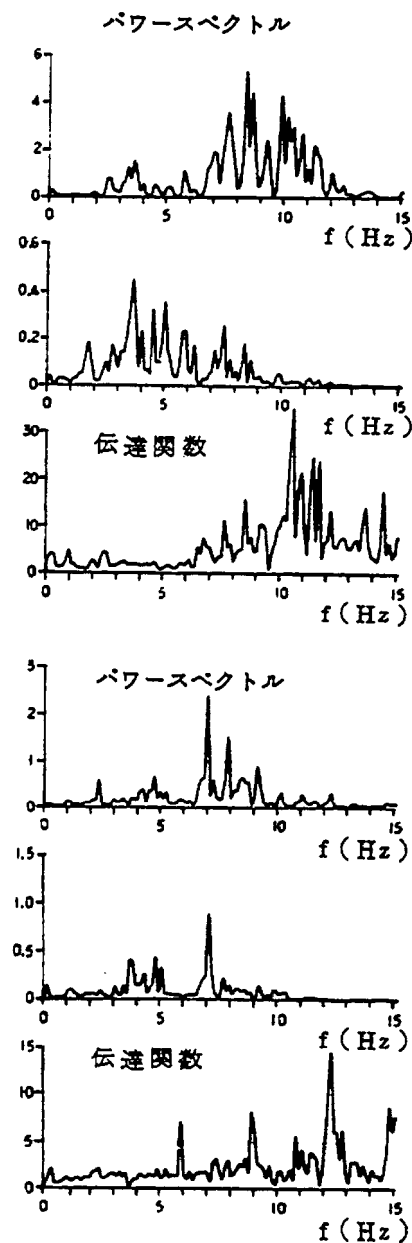
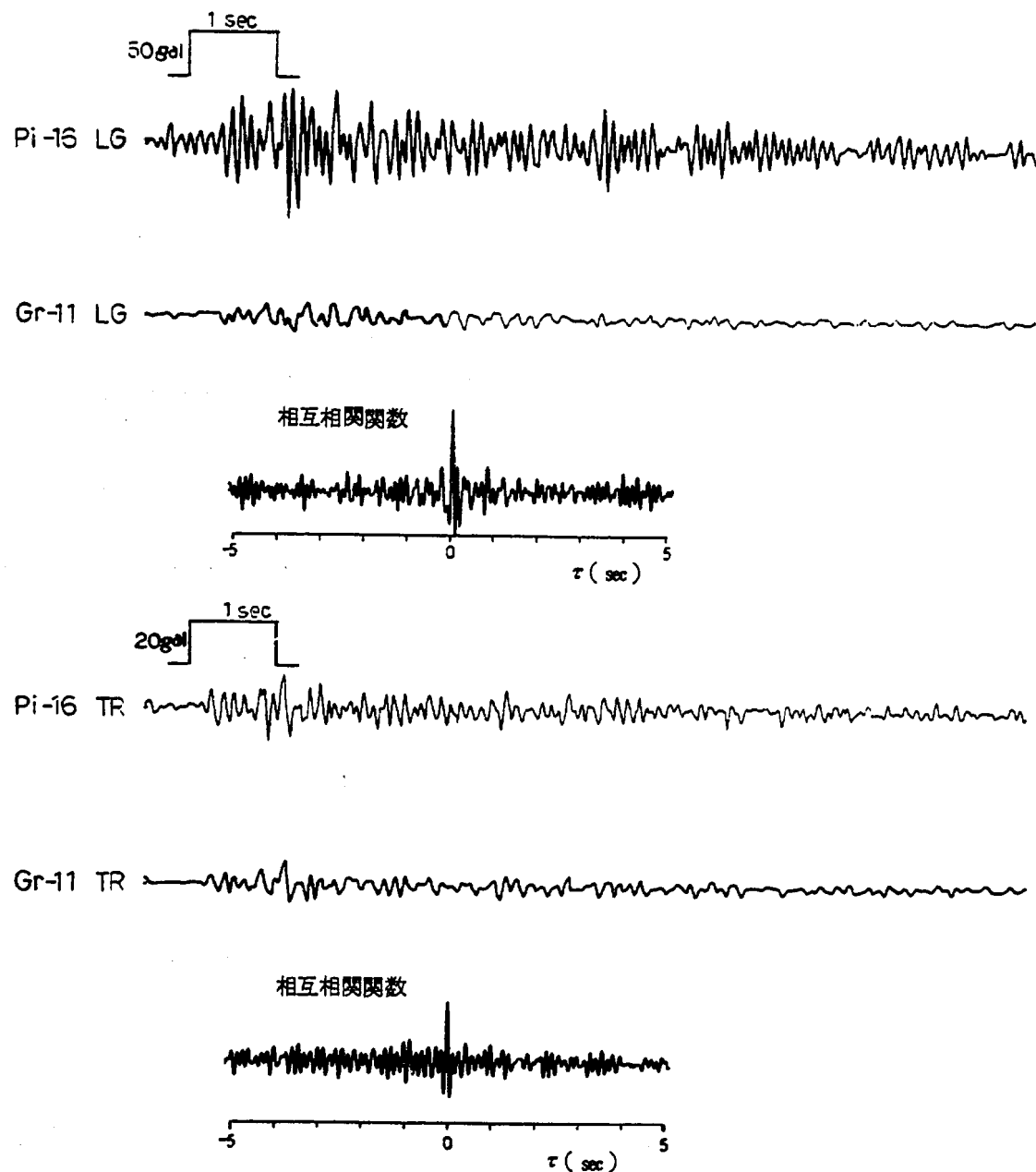


図 4-7 開北橋 地震 №4 (1968. 7. 5, $M=6.4$, $\Delta=81$ km)

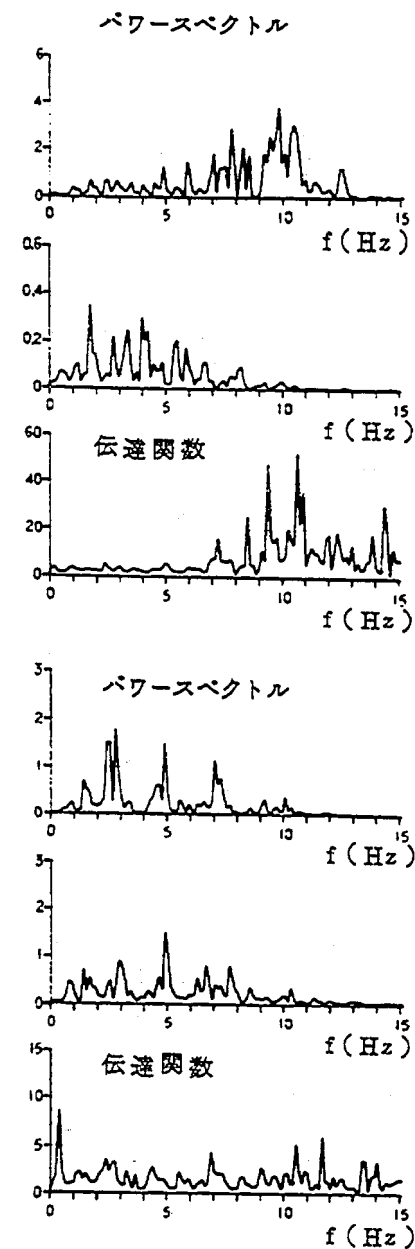
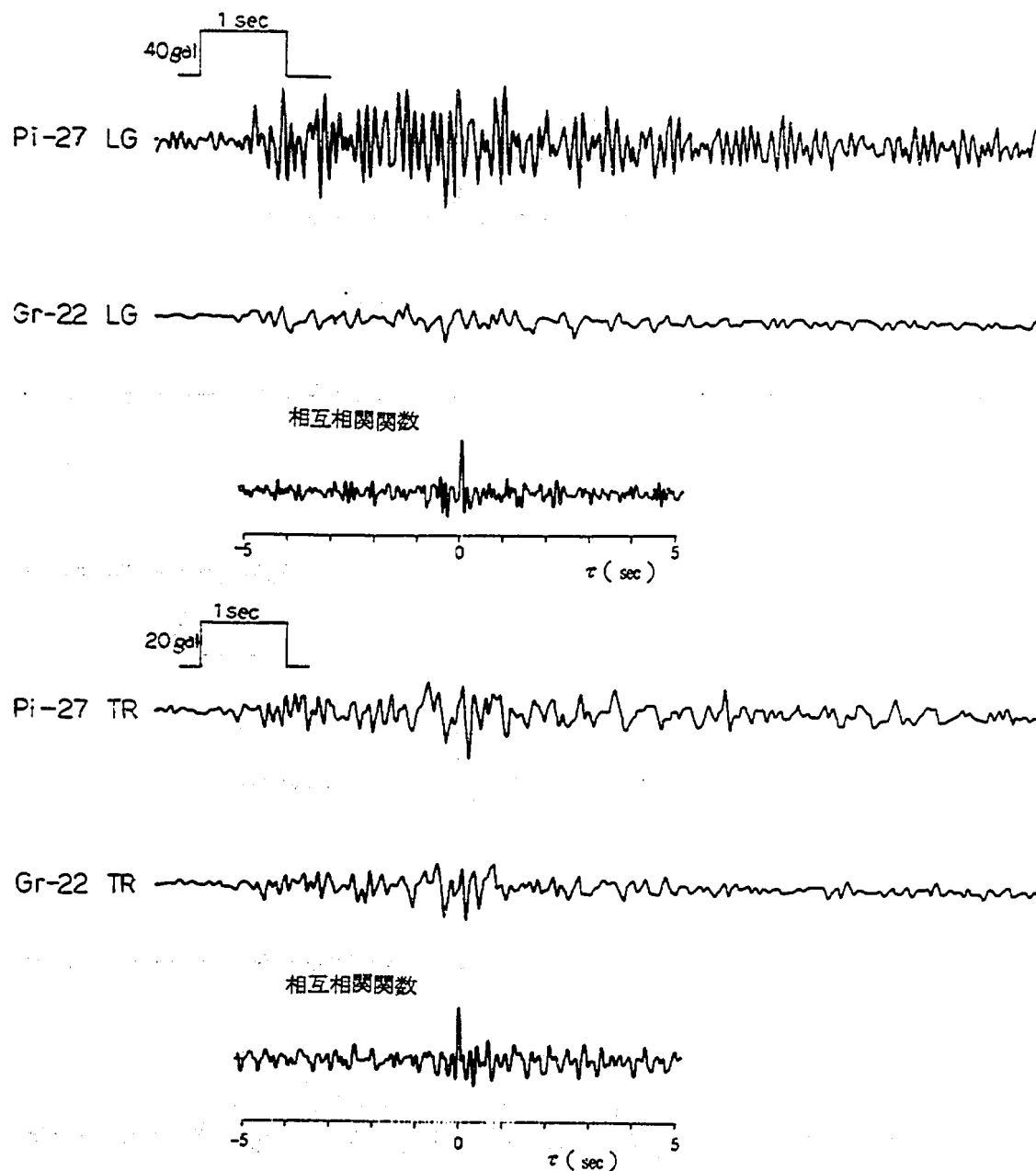
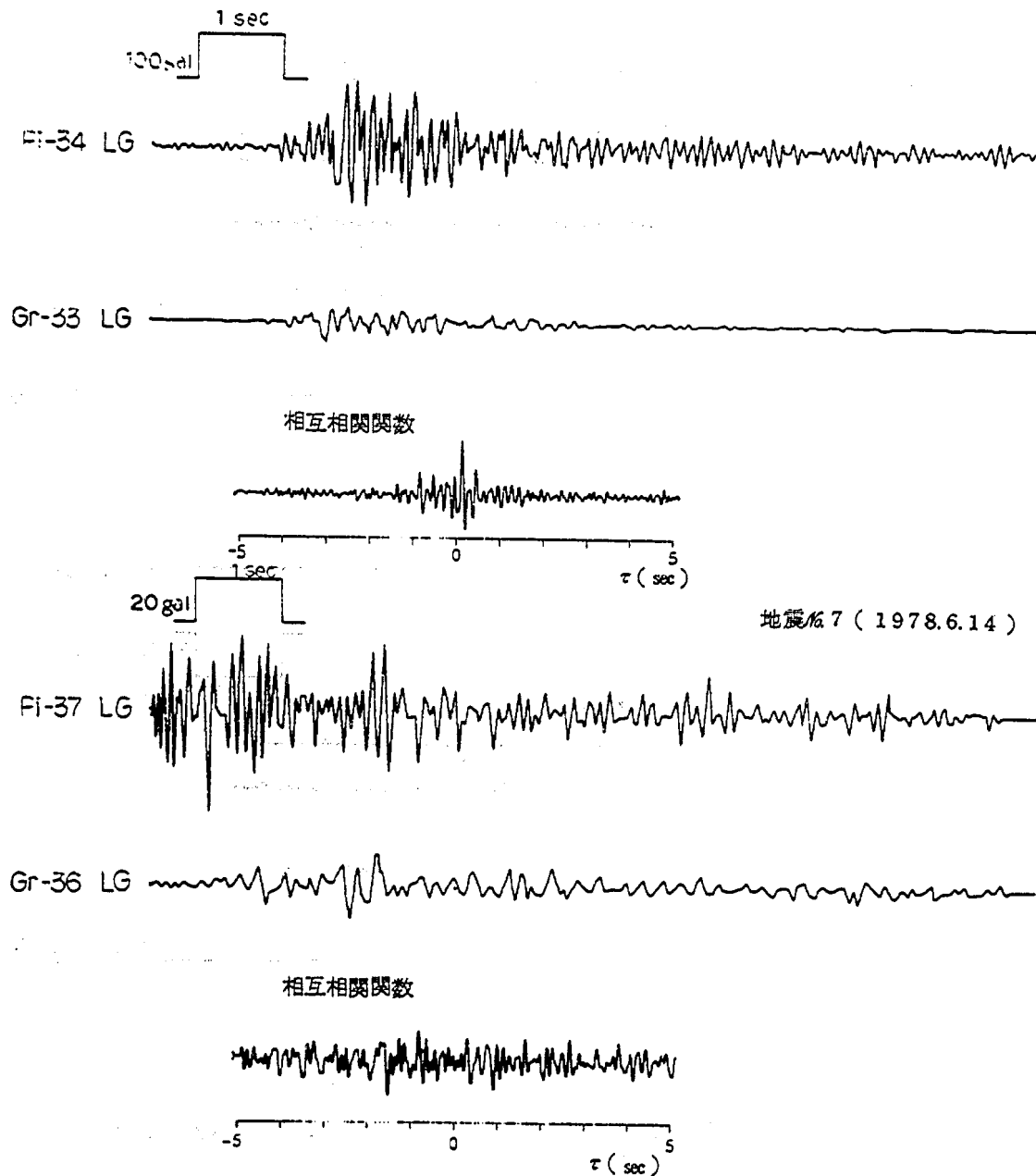


図 4-8 開北橋 地震 №5 (1970. 9. 14, M=6.2, Δ=95 km)



地震 No. 7 (1978.6.14)

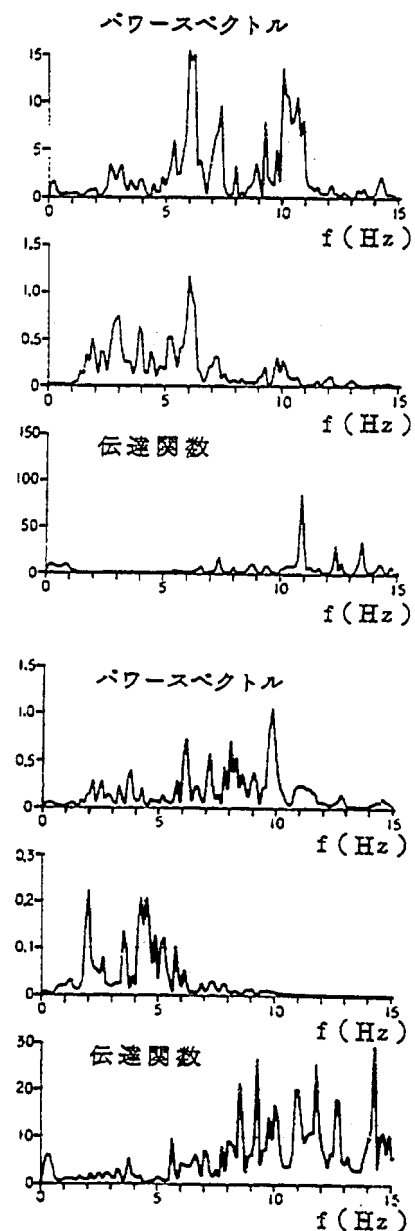
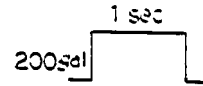
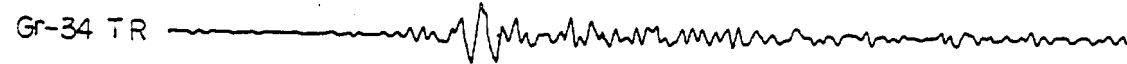
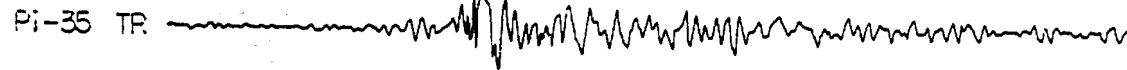
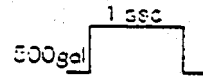


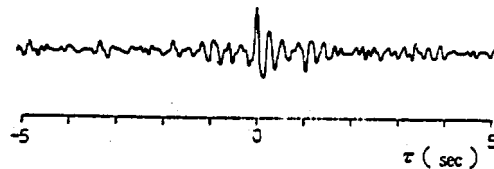
図 4-9 開北橋 地震 No. 6 (1977. 6. 8, $M=5.8$, $\Delta=45$ km)



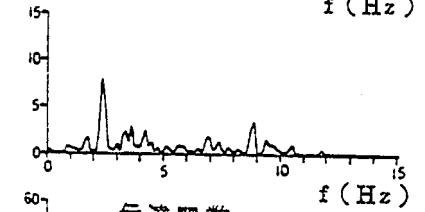
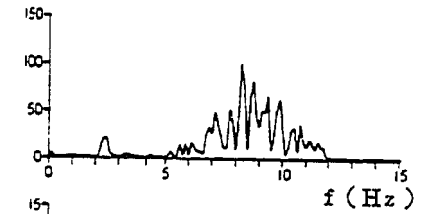
相互相関関数



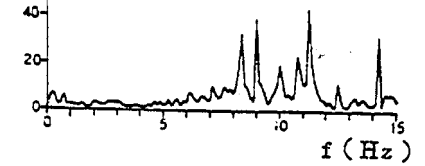
相互相関関数



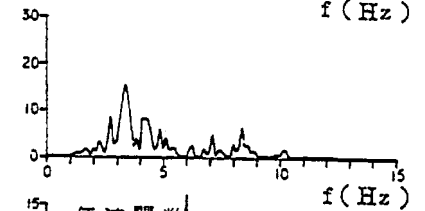
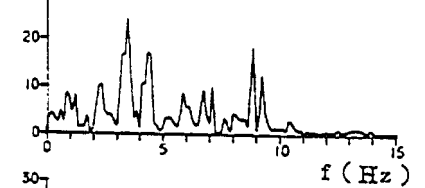
パワースペクトル



伝達関数



パワースペクトル



伝達関数

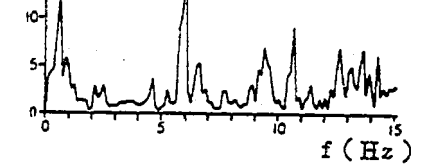


図 4 - 1 0 開北橋 地震 № 8 (1978. 2. 20, M = 6.7, Δ = 80 km)

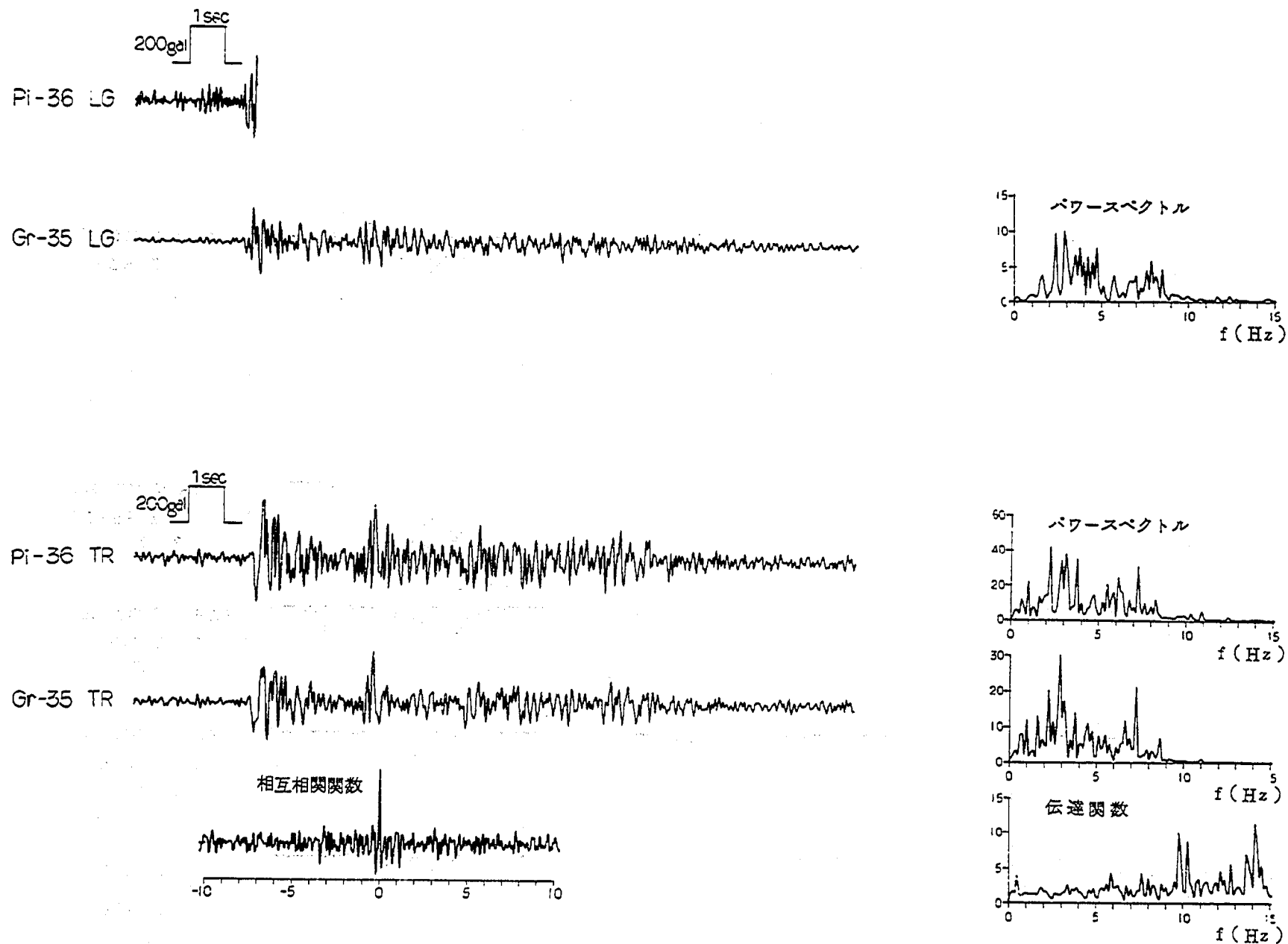


図 4-11 開北橋 地震 №9 (1978. 6. 12, M=7.4, Δ=90 km)

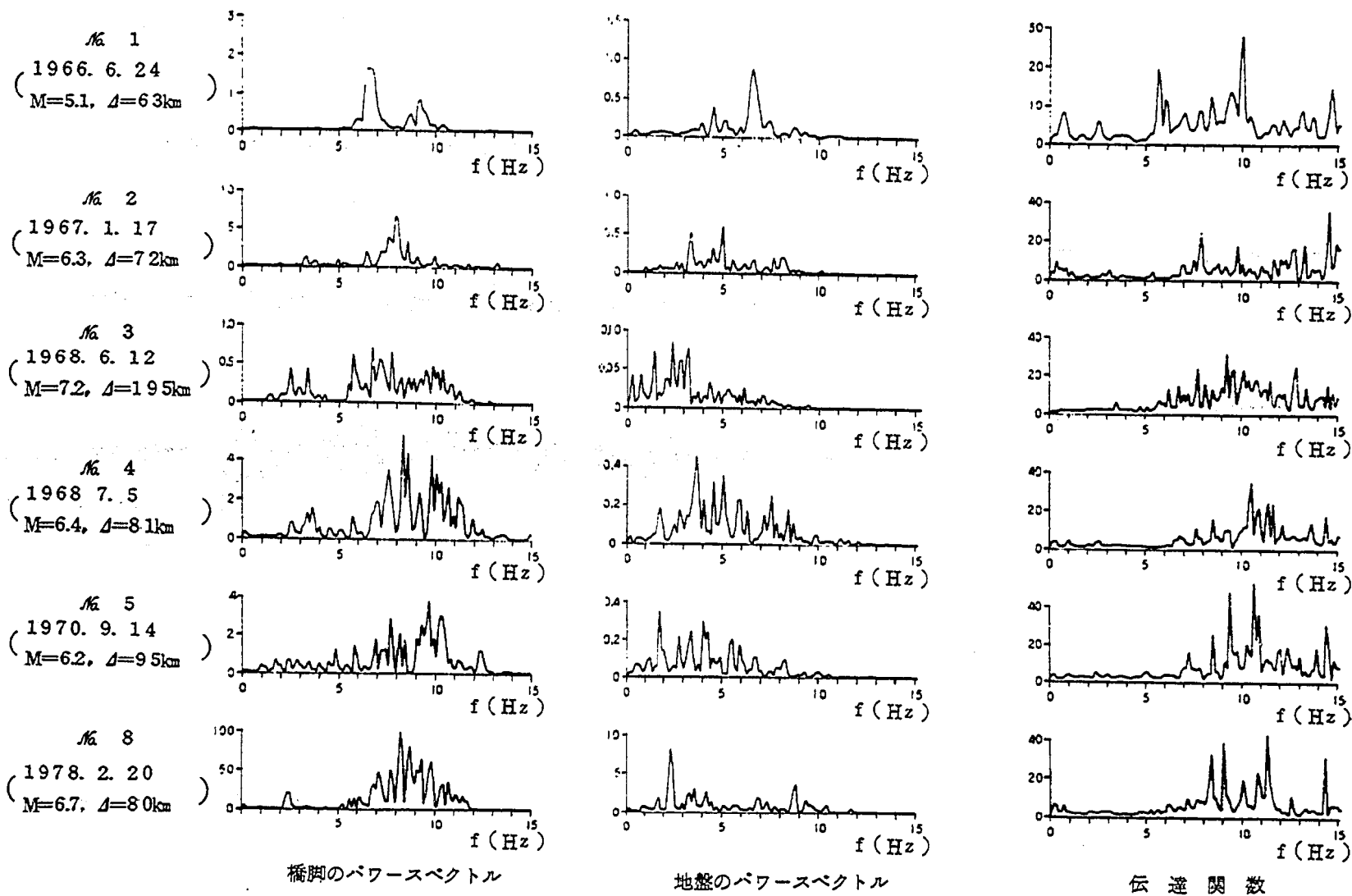


図 4 - 1 2 パワースペクトルおよび伝達関数の一覧 (橋軸方向)

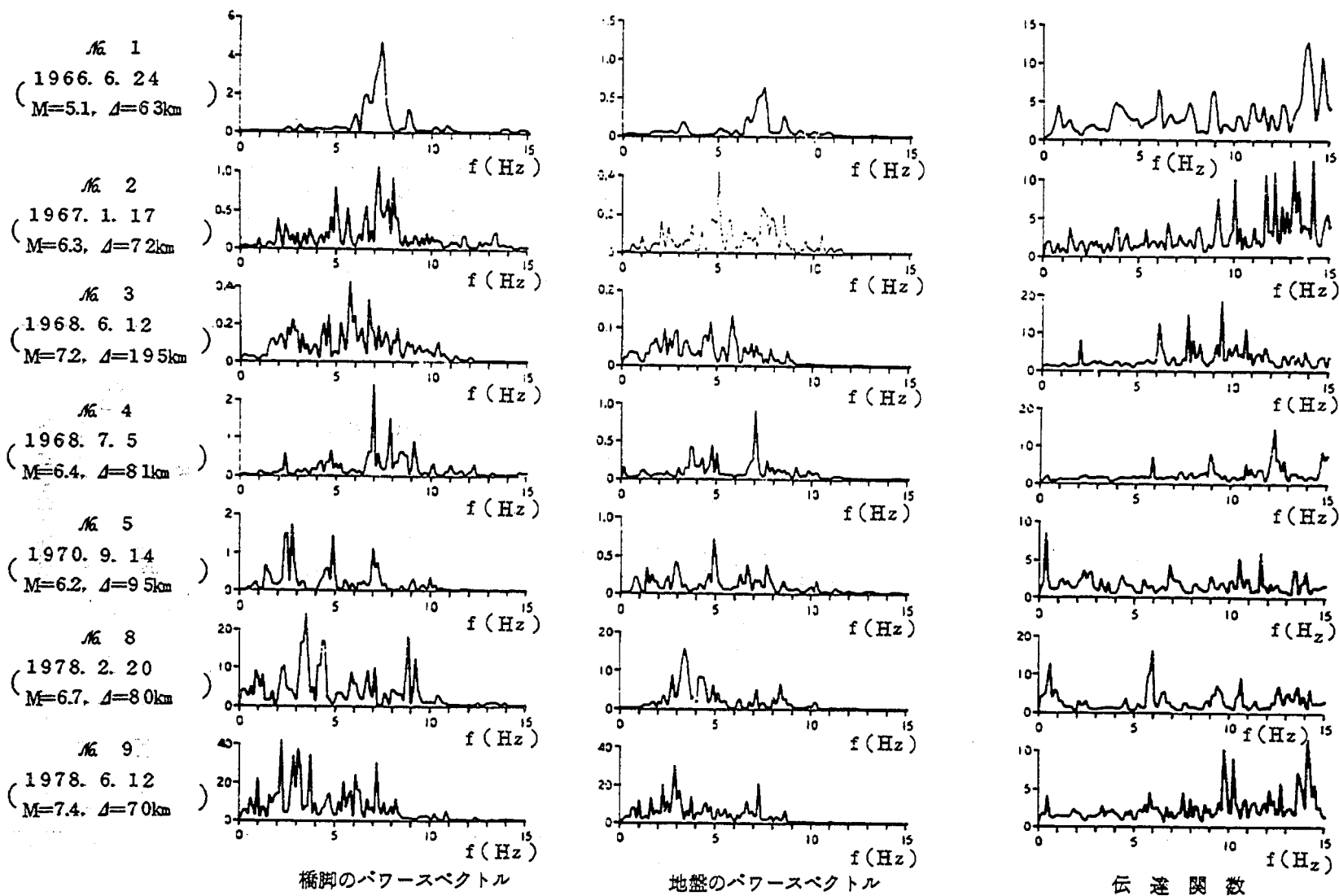


図 4-13 パワースペクトルおよび伝達関数の一覧（橋軸直角方向）

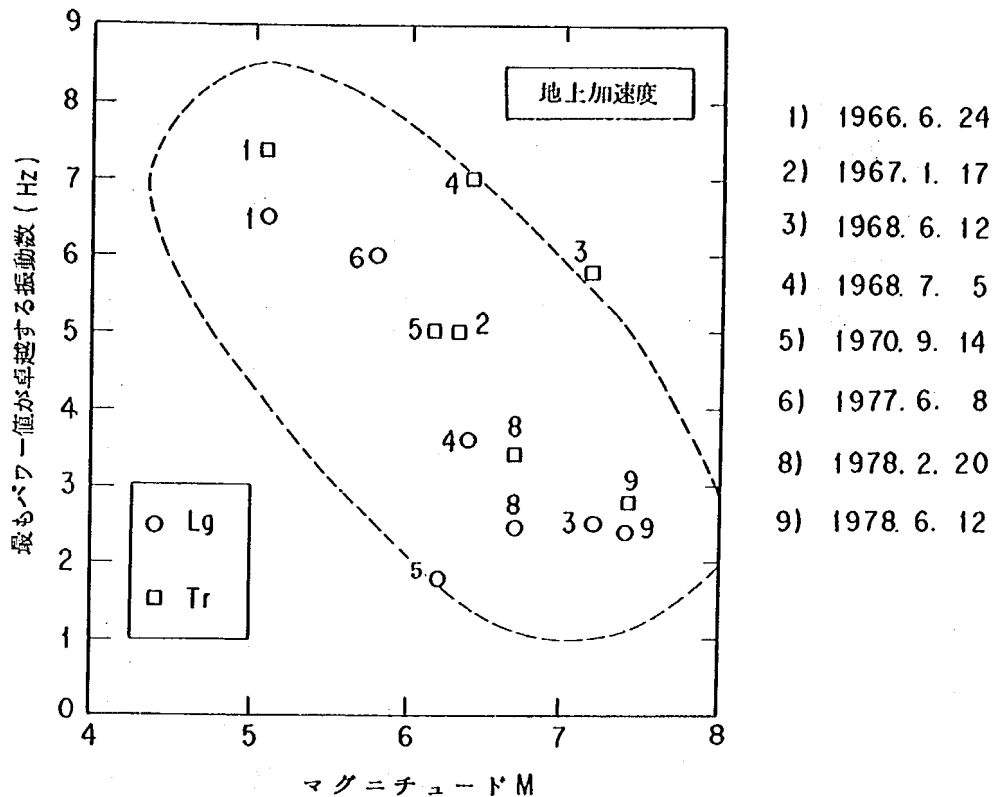


図 4 - 1 4 地盤上の加速度記録に最も卓越する振動数成分とマグニチュードの関係

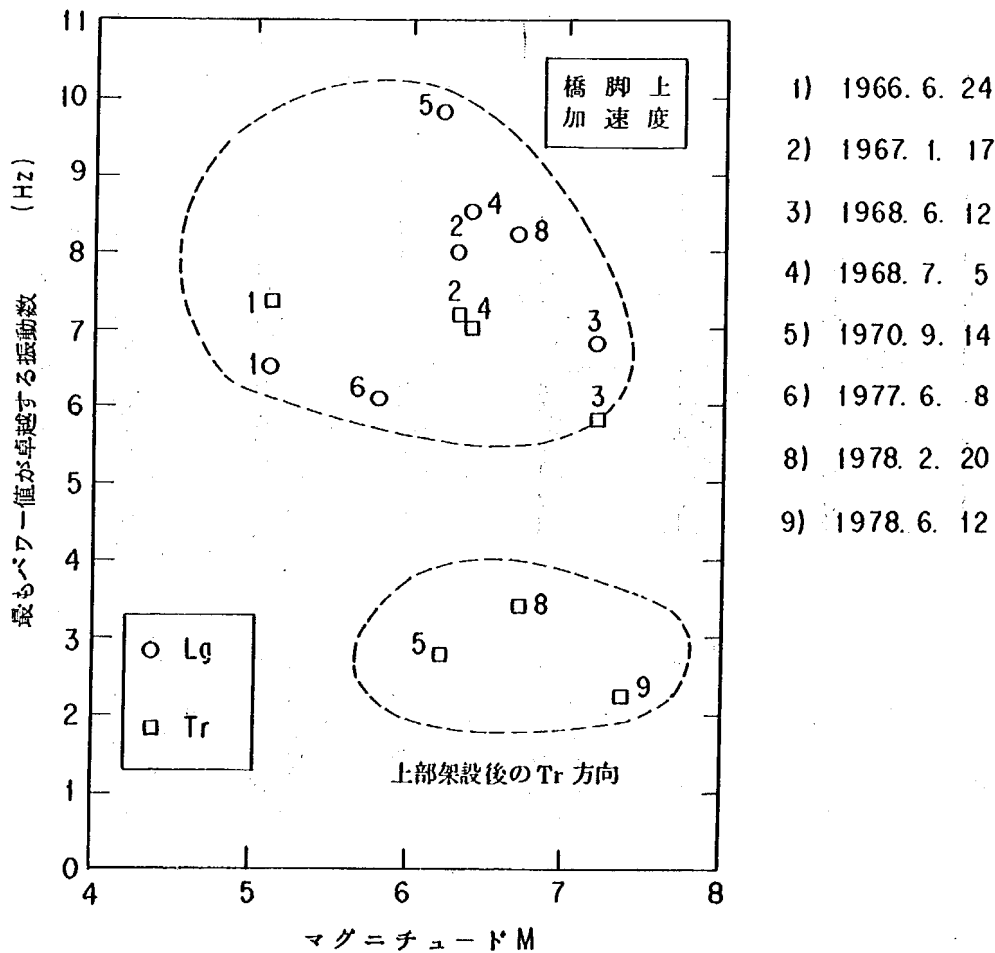


図 4 - 1 5 橋脚天端の加速度記録に最も卓越する振動数成分とマグニチュードの関係

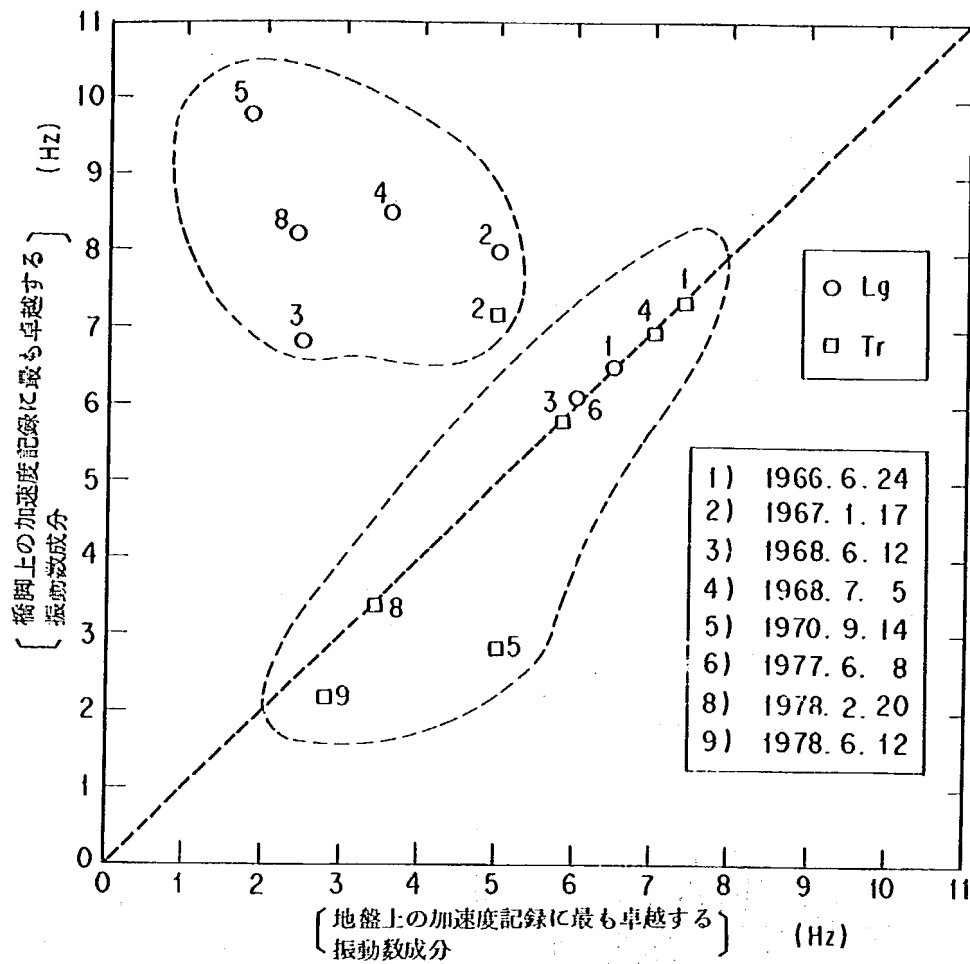
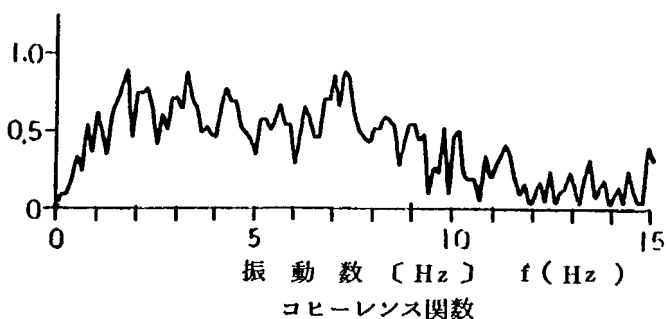
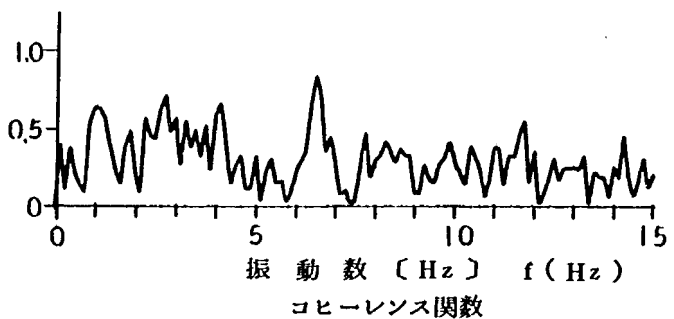
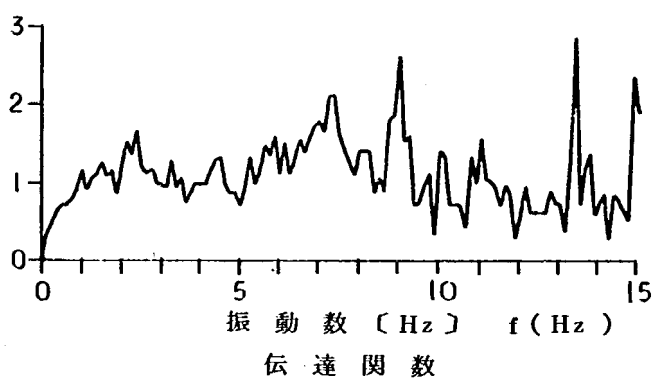
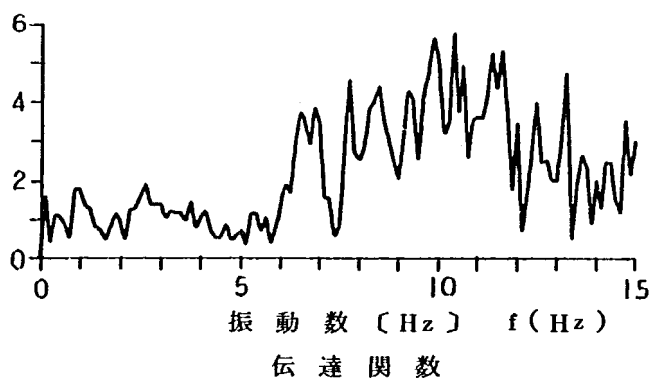
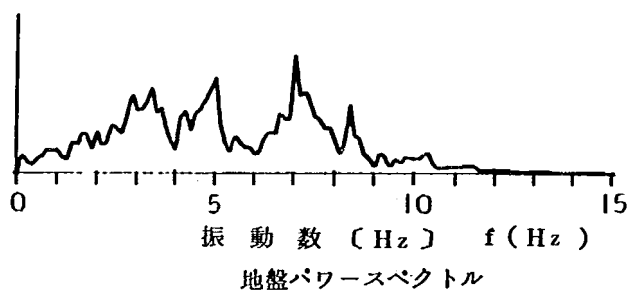
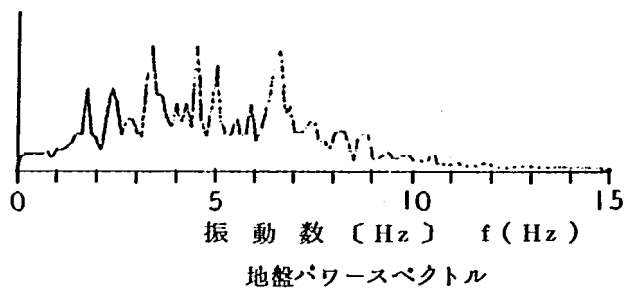
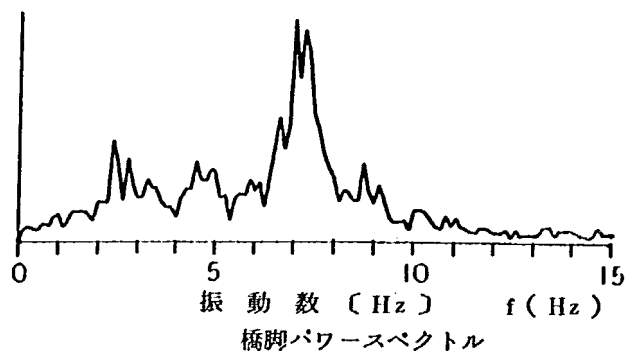
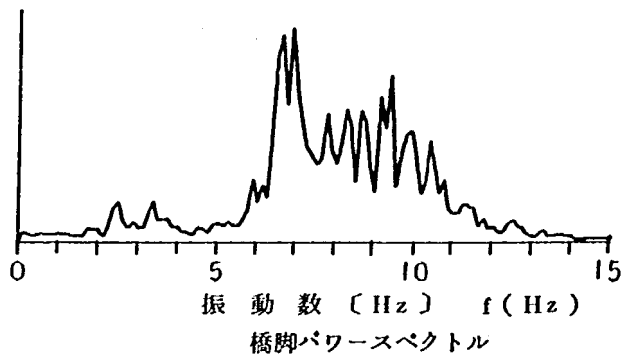


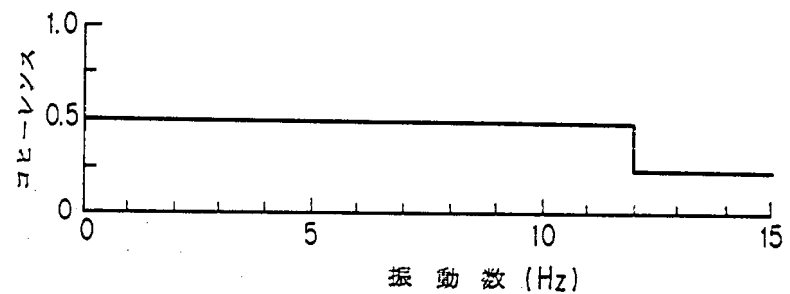
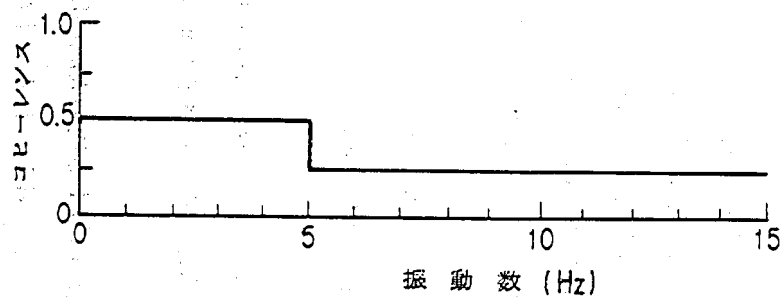
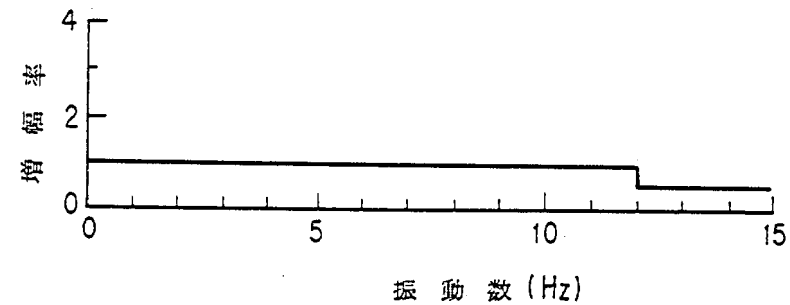
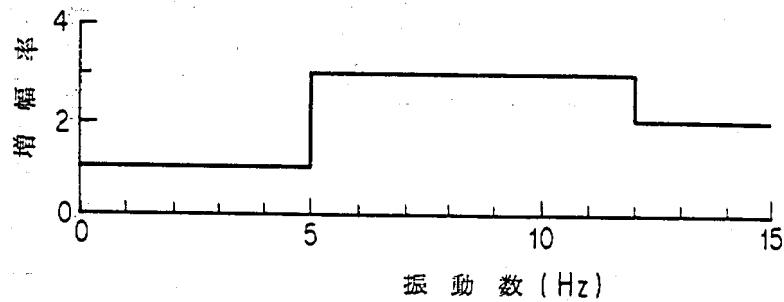
図 4 - 1 6 地盤上および橋脚天端の加速度記録に最も卓越する振動数成分の関係



(a) 橋軸方向

(b) 橋軸直角方向

図 4-17 アンサンブル平均値 パワースペクトル, 伝達関数, コヒーレンス関数



(a) 橋軸方向

(b) 橋軸直角方向

図 4-18 地盤上の観測点から P_2 橋脚天端に至る伝達関数 (増幅率) およびコヒーレンス関係

5. 結 論

1978年宮城県沖地震により橋脚天端で500 gal以上の加速度を生じた開北橋に対して、地形、地盤調査、通過車輛による振動測定を実施するとともに、当所で現在までに観測されている9回の強震記録の解析を行った。本調査の結果は以下のようにまとめることができる。

- (1) 通過車輛による振動測定から桁に最も卓越する振動数を求めると、橋軸方向および上下方向に対してそれぞれ5～5.5 Hz および2～3 Hz となる。また、橋軸直角方向にも見掛け上5～5.5 Hz もしくは2～3 Hz の振動が卓越しているが、これはそれぞれ橋軸方向の振動および上下方向の振動の影響を受けて現われたものであり、桁自身の固有振動数はこれよりもはるかに高いと考えられる。なお、上下方向の振動に卓越する2～3 Hz の振動数は桁の当該スパンに対する基本固有振動数と考えられるが、橋軸方向の振動に卓越する5～5.5 Hz の振動数が桁～ P_1 橋脚系の基本固有振動数か、あるいは単に通過車輛の懸架バネから上の振動系の持つ外乱としての振動数かは、今後検討する余地がある。
- (2) 強震計の設置されている P_2 橋脚上の可動沓の機能を通過車輛による振動測定結果から検討すると、通過車輛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）は、橋軸直角方向に対しては少なくとも0～10 Hz 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（≡ 桁）は独立の振動をしており、通過車輛による振動は可動支承を經由して橋脚天端にはそれ程伝わっていない。
- (3) 通過車輛による振動測定結果によれば、強震計の設置されている P_2 橋脚は橋軸方向および橋軸直角方向に対しては単純な併進もしくはロッキング運動をしていると考えられる。これに対して上下方向に対しては上下方向の併進運動と同時に橋軸線まわりのロッキング運動をしている。
- (4) 1978年6月12日宮城県沖地震による最大加速度は、地盤上では橋軸方向193 gal、橋軸直角方向287 gal、上下方向116 gal、また、橋脚天端では橋軸方向500 gal以上（振り切れ）、橋軸直角方向394 gal、上下方向183 gal である。これはSMAC-B2型強震計による測定値であり、強震計の高振動数域における計器感度の低下を補正すると、最大加速度は、地盤上では橋軸方向342 gal、橋軸直角方向394 gal、上下方向183 gal、橋脚天端では橋軸直角方向527 gal、上下方向301 gal となる。
- (5) 開北橋近傍地盤上の水平成分加速度記録のパワースペクトルに最も卓越する振動数の成分は相当な幅でばらつきが、全体としては当該地震記録を生じさせた地震の規模（マグニチュード）が大きくなるにつれて低くなる傾向にある。
- (6) 強震記録から求めた地盤上の観測点に対する橋脚天端の伝達関数の絶対値（増幅率）は概念的に図4-18に示すように表わすことができると考えられる。すなわち、橋軸方向の場合には約5 Hz 以下の振動数領域では橋脚は周辺地盤とおおむね同様に振動をし（周辺地盤の影響を受けて振動する）、5 Hz 以上少なくとも15 Hz までは橋脚は周辺地盤とはある程度無関係に独自に振動している。ここで、5～12 Hz の間の増幅率が約3程度であり、この間に可動支承により上部構造の影響を受けた橋脚～地盤

系の基本固有振動数がある可能性が高い。ここで、上記(2)から類似すると P_2 橋脚の橋軸方向振動に対する上部構造の影響（拘束）はそれ程著しいものではなく、強震時には P_2 橋脚は上部構造とは独立に振動したのではないかと考えられる。いずれにしても 5 Hz 以上の増幅率が大きいことが図 4-3 に示した関係において橋脚上の最大加速度が地盤上の最大加速度に比較して 3～4 倍大きい原因とすることができる。

これに対して橋軸直角方向の場合には 0～12 Hz の比較的広い振動数範囲において増幅率は 1.0 程度の値をとり、この範囲では P_2 橋脚は周辺地盤とおおむね同じ振動をしていると考えられる。さらに、12 Hz 以上少なくとも 15 Hz の範囲では増幅率は 1.0 以下となっている。このような点が図 4-3 に示した関係において、橋脚上の最大加速度が地盤上の最大加速度の 20～40% 増にとどまっている原因とすることができる。

参 考 文 献

- 1) 宮城県：1978年宮城県沖地震災害の概況 — 応急措置と復興対策 —、1978. 12.
- 2) 建設省東北地方建設局：1978年宮城県沖地震被害の概要、1978. 7.
- 3) 宮城県土木部：1978年宮城県沖地震、公共土木施設被災報告書（中間報告）、1979. 1.
- 4) 気象庁：1978年宮城県沖地震調査報告、気象庁技術報告第95号、1978. 12.
- 5) 増田徹也：1978年宮城県沖地震の余震観測、地震学会秋期大会講演予稿集、1978. 10.
- 6) 海野徳仁：1978年6月12日宮城県沖地震（速報）、地震学会秋期大会講演予稿集、1978. 10.
- 7) 瀬野、須藤、江口：1978年6月12日宮城県沖地震の発生機構、地震学会秋季大会講演予稿集、1978. 10.
- 8) 大塚、須藤、石橋：地震源での破壊過程の研究 — 宮城県沖地震、伊豆大島近海地震の場合 —、第7回建築学会地震振動シンポジウム、1979. 3.
- 9) 柴田、高橋：1978年2月20日及び6月12日の宮城県沖地震による仙台市内の強震記録、第7回建築学会地盤振動シンポジウム、1979. 3.
- 10) 渡辺丹：強震地動と地盤、第7回建築学会地盤振動シンポジウム、1979. 3.
- 11) 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. 12.
- 12) 納 宏：直轄国道の被害と復旧、橋梁と基礎、Vol. 12, No. 12, 1978. 12.
- 13) 岩崎敏男、川島一彦、常田賢一：地震の概要、橋梁と基礎、Vol. 12, No. 12, 1978. 12.
- 14) 岩崎敏男、川島一彦、常田賢一：1978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、建設省土木研究所、1978. 10.
- 15) 岩崎敏男、川島一彦、高木義和：1978年宮城県沖地震による地域別地震動強度の分布に関する調査報告、土木研究所資料、第1512号、建設省土木研究所、1979. 6.
- 16) 岩崎敏男、川島一彦、高木義和：土木構造物における加速度強震記録（No. 2）、土木研究所彙報、Vol. 33, 1978. 11.
- 17) 岩崎敏男、川島一彦、高木義和：1978年宮城県沖地震による地震動記録とその特性、土木技術資料；Vol. 21, No. 4, 1979. 4.
- 18) 川島、坂山：墓石の転倒から推定した1978年宮城県沖地震による地震動強度の分布、土木学会年次学術講演会、1979. 10.
- 19) 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. 10.
- 20) 成田信之、桂樹正隆、江本 勝、藤城 隆：橋梁の設計動荷重に関する試験調査報告書〔Ⅱ—1978〕、土木研究所資料、第1466号、建設省土木研究所、1979. 2.
- 21) 萩原尊礼：振動測定、宝文館、昭和26年、第4版
- 22) Newmark, N. M., Hall, W. J. and Morgan, J. R. : Comparison of Building Response

and Free Field Motion in Earthquake, 6th WCEE, 1977.

- 23) 後藤尚男、北浦 勝、宮脇幸治郎：砂層中に根入れされた構造物基礎の動的挙動に関する実験的研究、土木学会論文報告集、第219号、1973.
- 24) 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.
- 25) 佐武正雄、浅野照雄：地震記録に基づいたケーソン橋脚の地震応答特性、第5回日本地震工学シンポジウム、1978.
- 26) 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.
- 27) 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 号、1980.
- 28) 川島一彦、ジョセフ・ペンゼン：曲線橋模型の動的応答に関する解析的研究、土木学会論文報告集、第284号、1979.
- 29) 岩崎敏男、若林 進、川島一彦、高木義和：SMAC 型強震計の短周期成分特性に関する実験的研究、土木研究所資料、第1505号、1979.
- 30) 川島一彦、高木義和：宮城県沖の地震（1978年2月）被害概報、土木技術資料20-8、1978.

附属資料－１ 計器特性の補正を施した場合の１９７８年宮城県沖地震記録

開北橋における強震記録は、地盤上、橋脚上ともにSMAC-B2型強震計によって採取されたものである。SMAC-B2型強震計は振子の固有周期 $f_n = 7.14 \text{ Hz}$ 、減衰定数 $h \approx 1.0$ にセットされており、図A-1に示すような振幅特性を有している。したがって、高振動数領域において感度の低下が著しく、振幅特性値は 1 Hz に対応する値を図A-1に示すように 1.0 とすれば、 7 Hz では約 0.5 、 10 Hz では約 0.3 となる。このようなSMAC-B2型強震計の特性を、土木研究所で開発した強震記録の読取精度を考慮した補正方法の試算例として、 1978 年宮城県沖地震（本文中の表4-1に示す地震No.9）の場合を図A-2（加速度）、図A-3（速度）、図A-4（変位）に示す。これらは、 $f_H = 12 \text{ Hz}$ までの位相および振幅特性をSMAC-B2型強震計に対する定常加振実験結果に基づいて補正するとともに、 6 秒以上の成分をフィルターアウトして求めた結果である。表A-1は加速度、速度、変位の最大値を示したものである。また、図A-5（橋脚上）および図A-6（地盤上）は図A-2をもとにして計算した加速度応答スペクトル倍率 β である。

表A-1 1978年宮城県沖地震による開北橋強震記録から求めた最大加速度、最大速度
および最大変位

	地 盤 上			橋 脚 上		
	橋軸方向	橋軸直角 方 向	上下方向	橋軸方向	橋軸直角 方 向	上下方向
最大加速度〔gal〕	341.75 (192.55)	393.89 (286.79)	183.31 (116.18)	—	526.52 (328.69)	300.95 (182.9)
最大速度〔kine〕	11.02	27.31	8.75	—	31.46	9.50
最大変位〔cm〕	1.57	5.30	2.24	—	6.59	1.72

（注）（ ）内の最大加速度は計器補正を施す前の値

補正前の記録の最大加速度は橋脚上では 329 gal （Tr方向）、 183 gal （U-D方向）、地盤上では 193 gal （Lg方向）、 116 gal （U-D方向）、 287 gal （Tr方向）であるのに対し、補正後にはそれぞれ 527 gal 、 301 gal 、 342 gal 、 183 gal 、 394 gal である。したがって、両者の比はそれぞれ 1.60 、 1.64 、 1.77 、 1.58 、 1.37 であり、平均して補正後の最大加速度は補正前に比較して 60% 程度高くなる。

なお、ここで用いた強震記録の読取精度に関連した計器補正の方法については以下に詳しい。

- 1) 岩崎敏男、若林 進、川島一彦、高木義和：SMAC型強震計の短周期成分特性に関する実験的研究、土木研究所資料、第1505号、1979。
- 2) 川島一彦、高木義和：ディジタイザーによるSMAC型強震計記録読取の精度、土木学会関東支部年次学術講演会、1979。
- 3) 川島一彦、高木義和：SMAC型強震計の特性が地震応答スペクトルに与える影響、第15回土木学会

地震工学研究発表会、1979.

- 4) 川島一彦、高木義和：SMAC型強震計の短周期成分補正、第34回土木学会年次学術講演会、1979.
- 5) 川島一彦、高木義和、相沢 興：SMAC型強震計記録の数字化精度に関する一検討、土木学会関東支部年次学術講演会、1980.
- 6) 川島一彦、高木義和、相沢 興：SMAC型強震計記録の短周期成分の補正、同上、1980.
- 7) 川島一彦、高木義和、相沢 興：SMAC型強震計記録の長周期成分の補正、同上、1980.

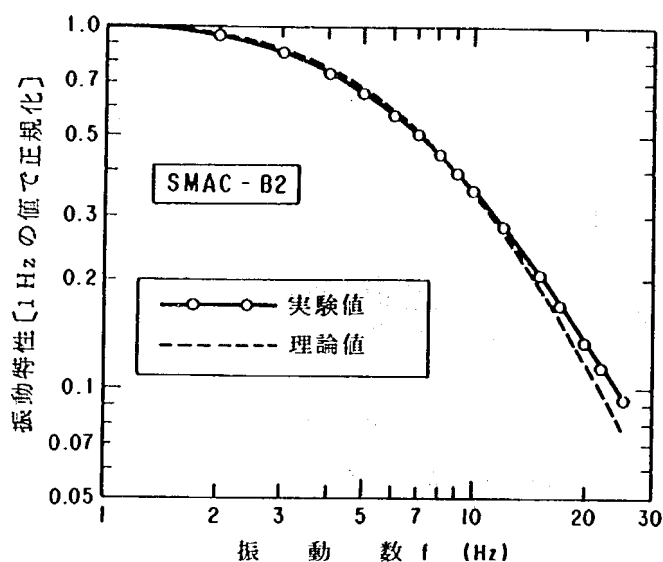
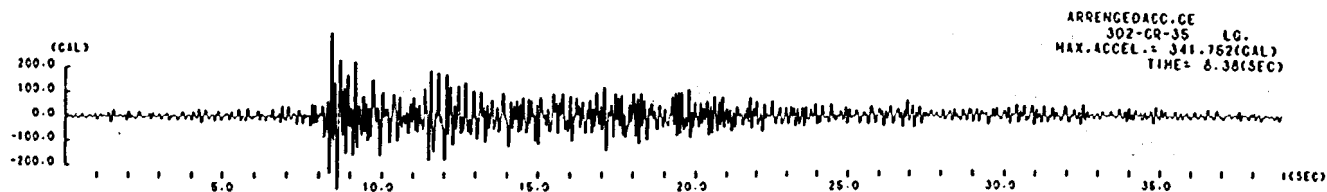


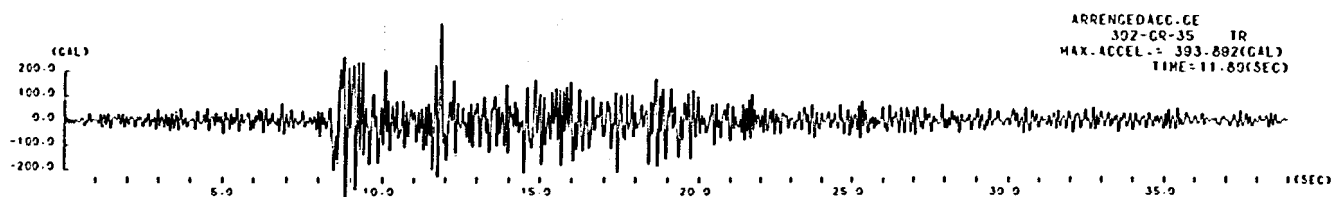
図 A - 1 SMAC-B2型強震計の振幅特性



橋 軸 方 向

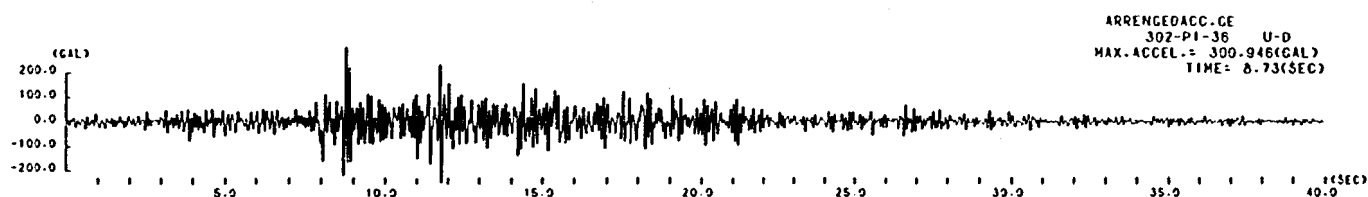


上 下 方 向

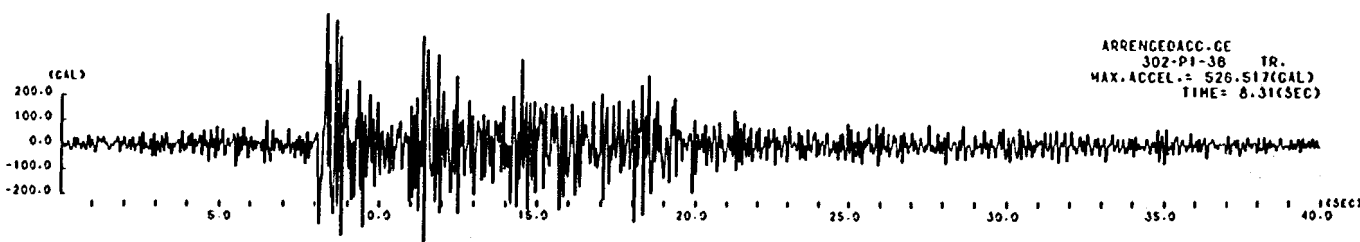


橋 動 直 角 方 向

(a) 近 傍 地 盤 上



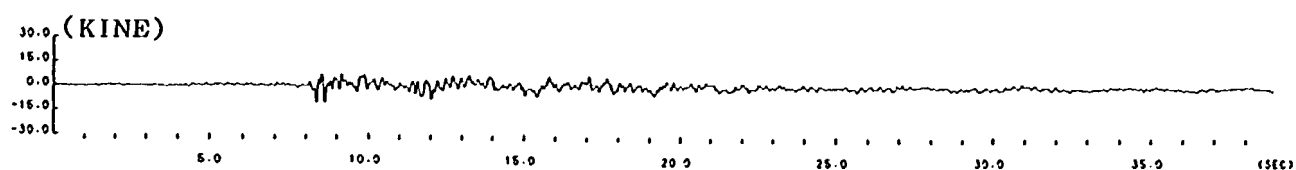
上 下 方 向



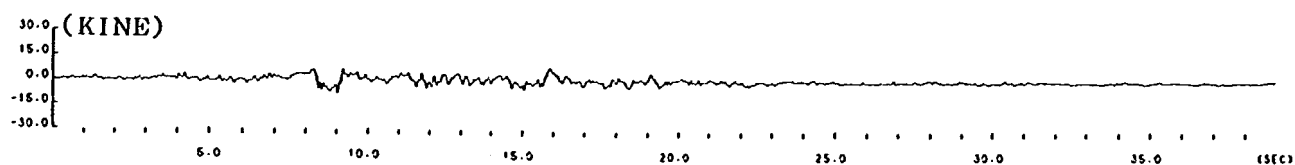
橋 軸 直 角 方 向

(b) 橋 脚 上

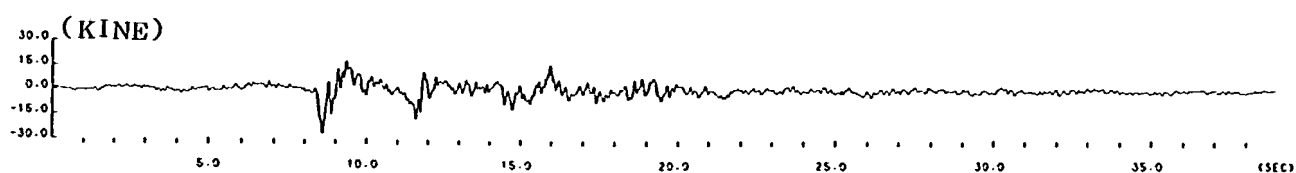
圖 A—2 加速度波形 (1978. 6. 12 宮城県沖地震, 開北橋)



(I) 橋軸方向

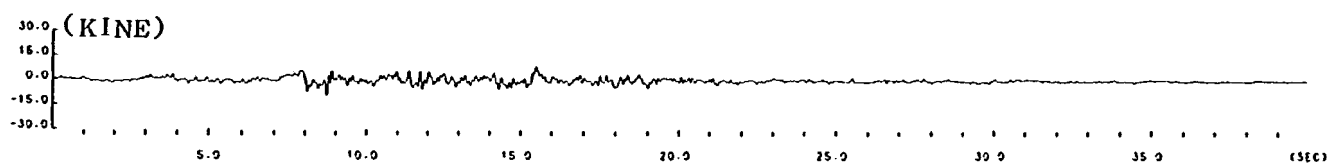


(ii) 上下方向

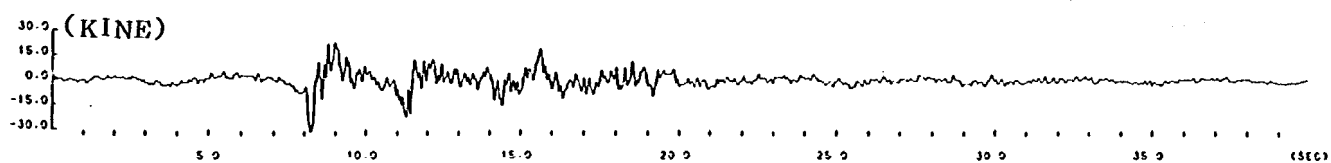


(iii) 橋軸直角方向

(a) 近傍地盤上



(i) 上下方向



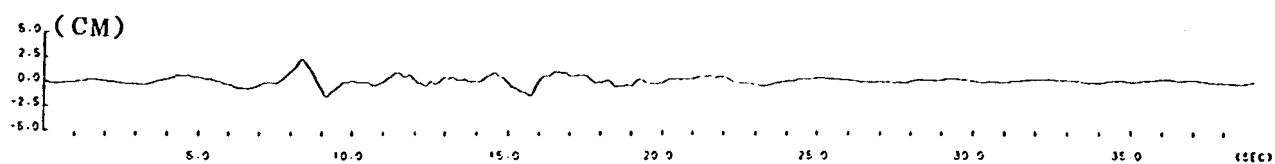
(iii) 橋軸直角方向

(b) 橋脚上

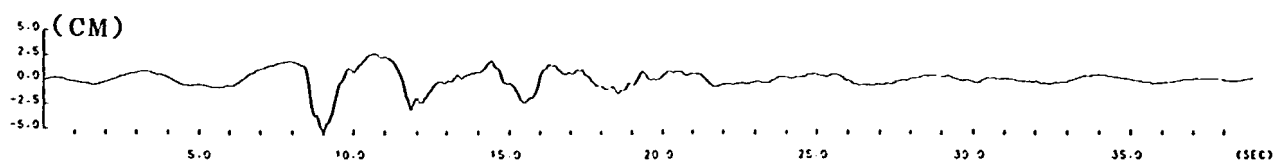
図A-3 速度波形



(i) 橋 軸 方 向

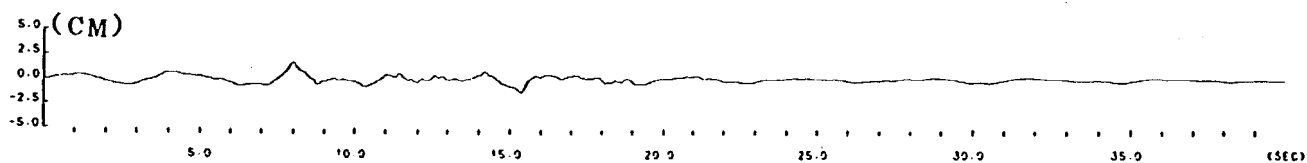


(ii) 上 下 方 向



(iii) 橋軸直角方向

(a) 近 傍 地 盤 上



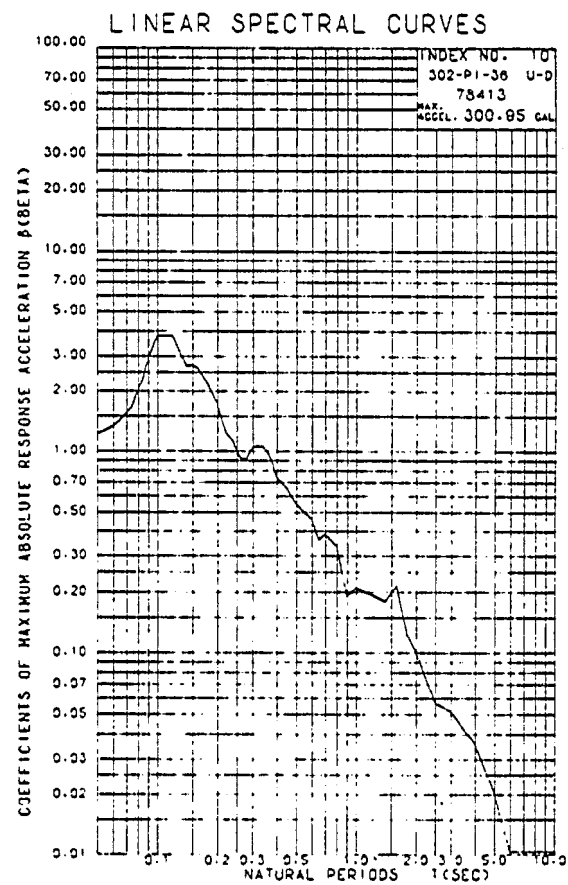
(i) 上 下 方 向



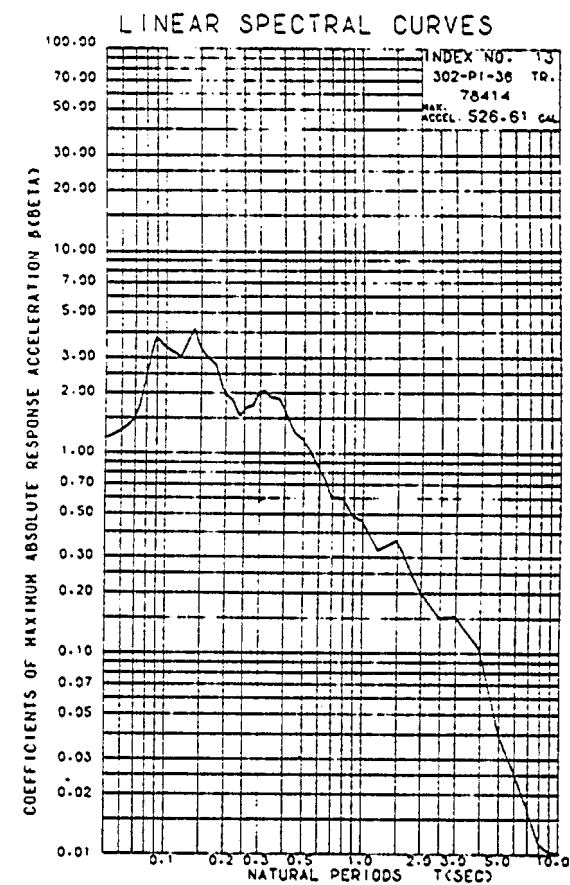
(ii) 橋軸直角方向

(b) 橋 脚 上

圖 A-4 變 位 波 形

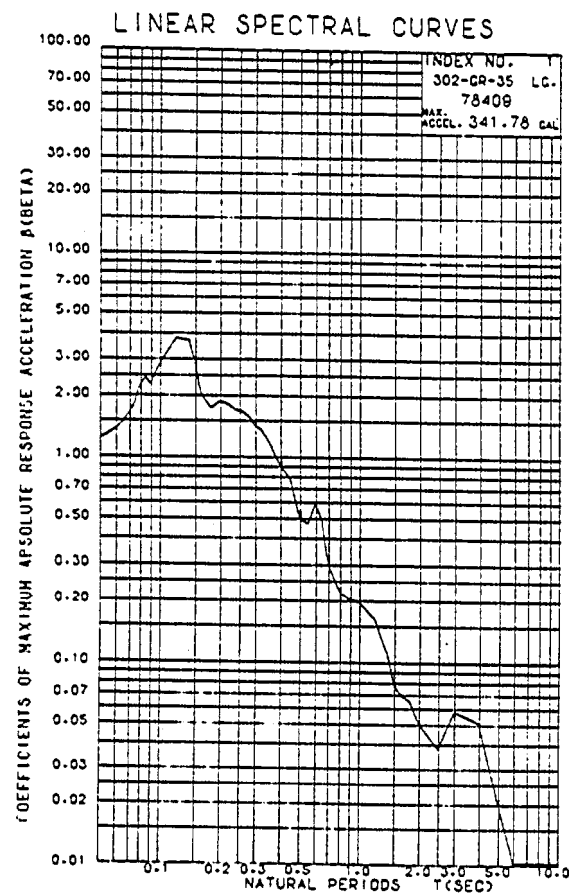


(a) 上下方向

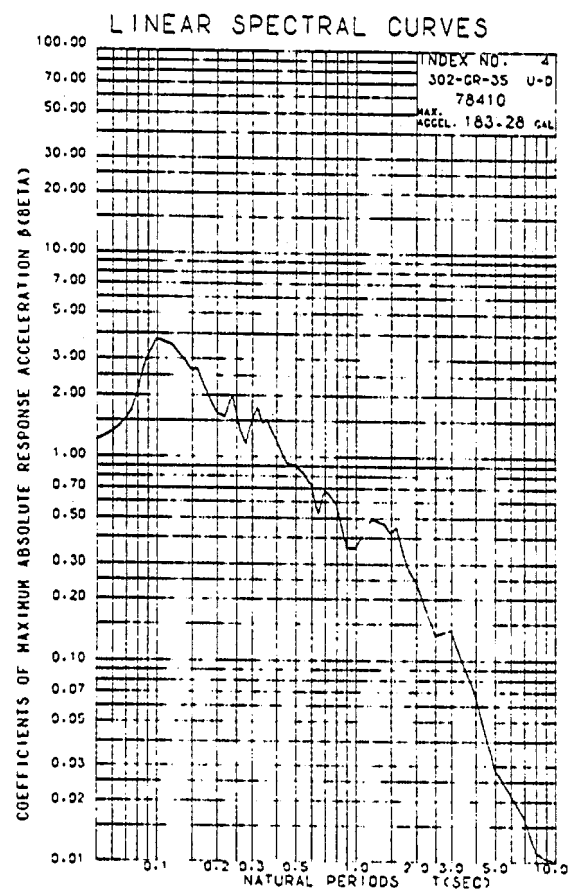


(b) 橋軸直角方向

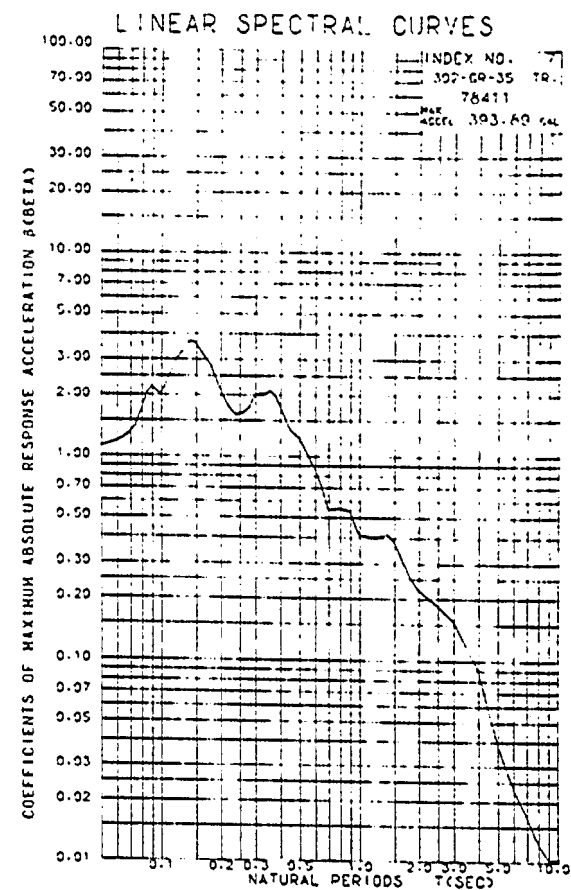
図 A - 5 橋脚上の強震記録の加速度応答スペクトル倍率 β
(計器特性補正, $h = 0.05$)



(a) 上下方向



(b) 上下方向



(c) 橋軸直角方向

図 A-6 地盤上の強震記録の加速度応答スペクトル倍率 β
(計器特性補正, $h = 0.05$)

キーワード 開北橋, 強震記録, 微動測定

要 旨 宮城県石巻市の開北橋では下部構造の竣工以来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合計9回の強震記録が得られている。本報告では, これら9回の強震記録に対する一次解析結果ならびに地震後に実施した地盤調査および通過車両による振動測定より求めた固有振動特性の検討結果についてとりまとめたものである。



郵便はがき

20円切手
をはいて
下を

305-□□

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

地震防災部・振動研究室
御中

No. 57

No. 57

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第 1532 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

