

土 木 研 究 所 資 料

伊達橋強震記録の解析(第1報)

昭 和 56 年 7 月

建 設 省 土 木 研 究 所
地 震 防 災 部 振 動 研 究 室

Copyright © 56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

福島県伊達郡伊達町の伊達橋（一般県道伊達～霊山線，4径間連続鋼ワーレントラス橋）は，昭和53年6月12日の宮城県沖地震に際し，橋脚天端において橋軸方向には735 gal，橋軸直角方向には404 gal，上下方向には114 gal と大きな地震力を受け，この結果可動支承（ローラー支承）のピンの破断，固定支承上のトラス下弦材の局部座屈等の被害が生じた。土木構造物に対する強震観測は昭和39年の新潟地震を契機として実施されてきたが，地震により実際に被害を生じた土木構造物上で強震記録が得られたのは，伊達橋が最初である。福島県土木部では，上記強震記録を参考として地震後に被害原因の究明を行い，復旧工事を実施している。

伊達橋では昭和40年以後強震観測が実施されており，宮城県沖地震を含めて現在までに合計15回の記録が得られている。これらの記録を解析することにより，宮城県沖地震などの大規模地震時における橋等の構造物に対する設計地震力の設定法を解明することができる。本報告はこのような観点から伊達橋を解析した第1報であり，同橋の被害状況および既往の強震記録の波形解析結果をとりまとめたものである。なお，被害状況調査およびボーリング調査は，福島県土木部道路建設課および同県福島建設事務所により実施されたものをここに引用させていただいた。関係の皆様に厚くお礼申し上げる次第である。

昭和56年7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

相 沢 興

高 橋 和 之

目 次

まえがき

1. 伊達橋の概要	1
2. 1978年宮城県沖地震による被害概要	7
3. 強震記録の解析	17
3-1 伊達橋における強震観測と強震記録	17
3-2 最大加速度の増幅率	18
3-3 伝達関数およびその特徴	18
3-4 1978年宮城県沖地震による記録の特徴	19
参考文献	53

1 伊達橋の概要

伊達橋は昭和40年に竣工した福島県伊達郡伊達町の一般県道伊達～霊山線と阿武隈川の交差部に架かる橋長 288 m, 幅員 7 m の 4 径間連続鋼ワーレントラス橋 (71.68 m@4) である。一般図は図 1-1 に示す通りであり, 中央の P₂ 橋脚が固定支承, その他が可動支承となっている。下部構造は図 1-2 に示すように全て井筒基礎であり, P₁, P₂, P₃ は 1 柱式橋脚, A_L, A_R は壁式橋台である。写真 1-1 は本橋の側面からの状況を示したものである。

設計条件は表 1-1 に示す通りである。

伊達橋では昭和40年から強震観測が実施されており, P₂ 橋脚天端中央に 1 台, 橋から約 400 m 離れた伊達中学校校庭に 1 台, それぞれ SMAC-B 2 型強震計が設置されている。現在までに 1978 年 宮城県沖地震を含めて合計15回の地震により記録が得られている。これらの解析結果は 3 章に示す。写真 1-2 は強震計の設置されている P₂ 橋脚を示したものである。

宮城県沖地震後に, 福島県により P₂ 橋脚地点および伊達中学校校庭においてそれぞれボーリング調査および P S 検層が実施され, 図 1-3 の結果が得られている。両地点とも, 地盤条件は礫を基本とした砂, シルトの互層であり, P₂ 橋脚地点では河床下 62 m まで掘進しても基岩に到達しなかった。せん断波速度は, P₂ 橋脚地点では河床下 10 m 程度までが約 300 m/sec, それ以後徐々に大きくなり, 井筒ケーソンの根付けされている河床面下 24 m 程度から下では, 700 ~ 800 m/sec となっている。一方伊達中学校地点では, 表層の 1 ~ 2 m を除き, 地表面下 8 m 程度までが, $V_s = 380 \sim 420$ m/sec, それ以下徐々に大きくなり 15 m 程度以深少なくとも 30 m 程度までは 540 ~ 680 m/sec 程度となっている。

表 1-1 設計条件

型 式	4 径間連続ワーレントラス	許 容 応 力 度	コンクリート	$\sigma_{ca} = 60$	kg / cm ²
橋 長	288 m		鉄 筋	$\sigma_{sa} = 1400$	kg / cm ²
支 間	0.64 ^m + 4 × 71.68 ^m + 0.64 ^m		鋼 S S 41	$\sigma_{sua} = 1300$	kg / cm ²
巾 員	7.0 m			$\sigma_{sla} = 1400$	kg / cm ²
橋 格	1 等橋 TL. 20		材 SM 50	$\sigma_{sua} = 1800$	kg / cm ²
橋面勾配	横断 $\frac{1}{50}$ Para. 縦断 $\frac{1}{400}$ Para			$\sigma_{sla} = 1900$	kg / cm ²
水 位	計画高水位 53.833 ^m	示 方 書	鋼道路橋設計示方書及び改定案		
床 版	鉄筋コンクリート床版 t = 15 cm		溶接鋼道路橋示方書及び改定案		
舗 装	アスファルトコンクリート舗装 t = 5 cm		コンクリート標準示方書		
地震荷重	K _H = 0.2 K _V = 0.1		道路構造令		

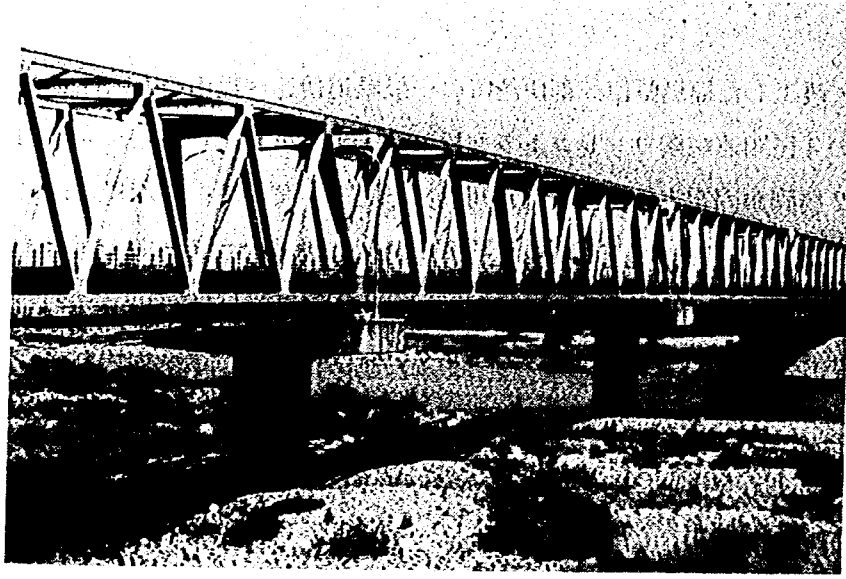
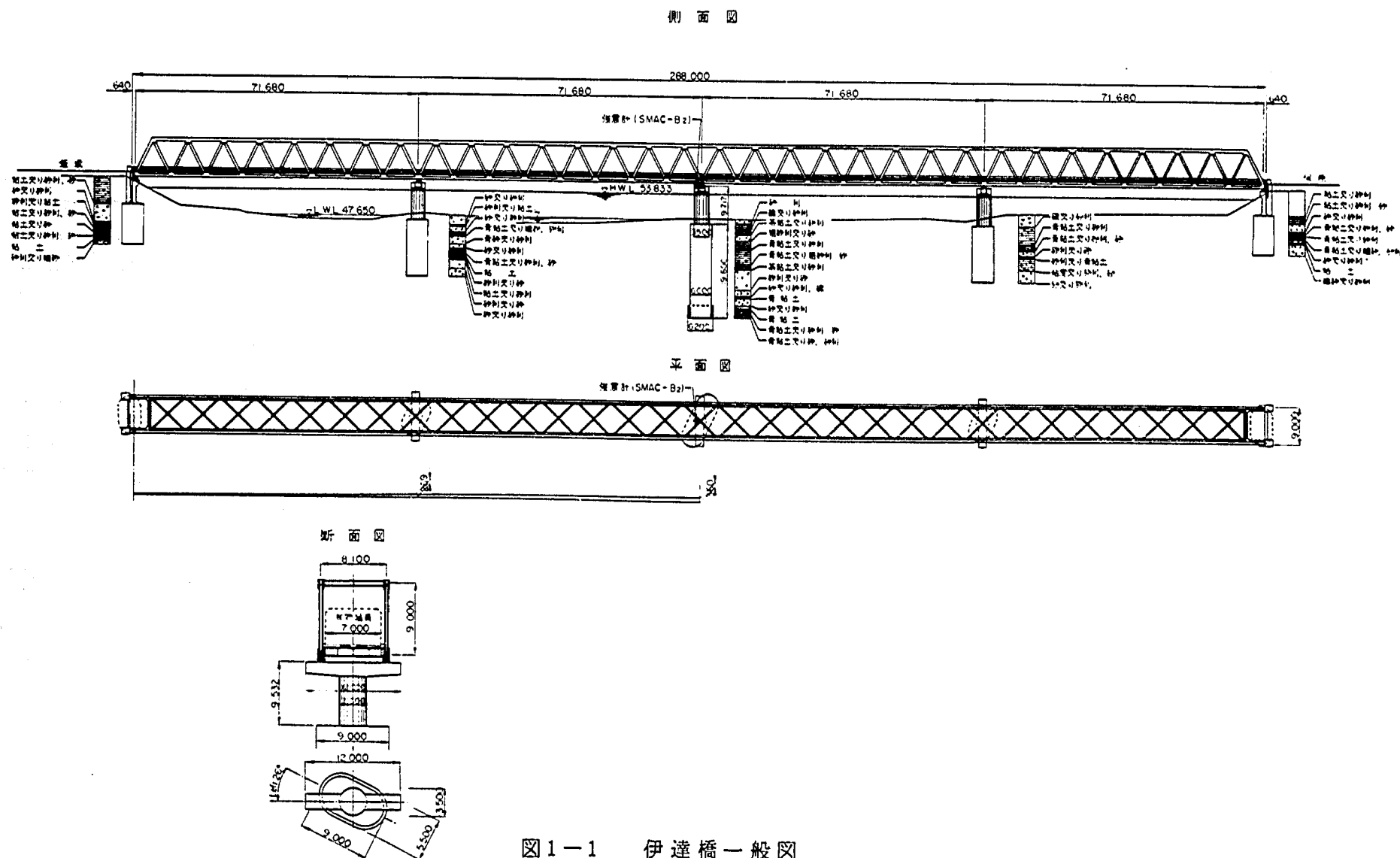
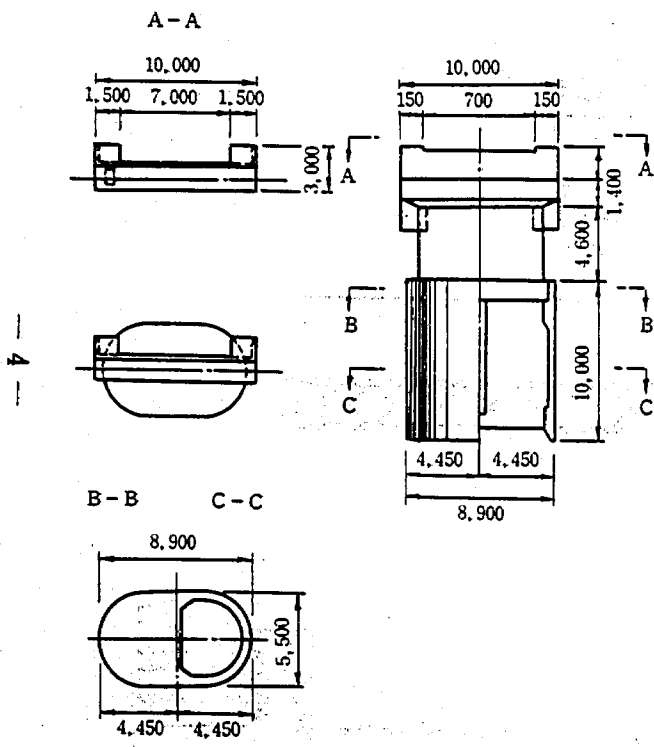


写真1-1 伊達橋

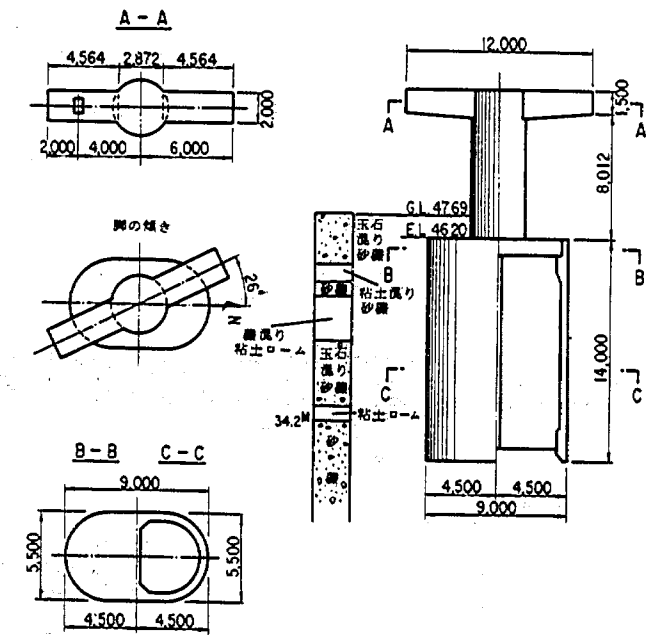


写真1-2 伊達橋 P₂ 橋脚（強震計は橋脚中央に設置されている）

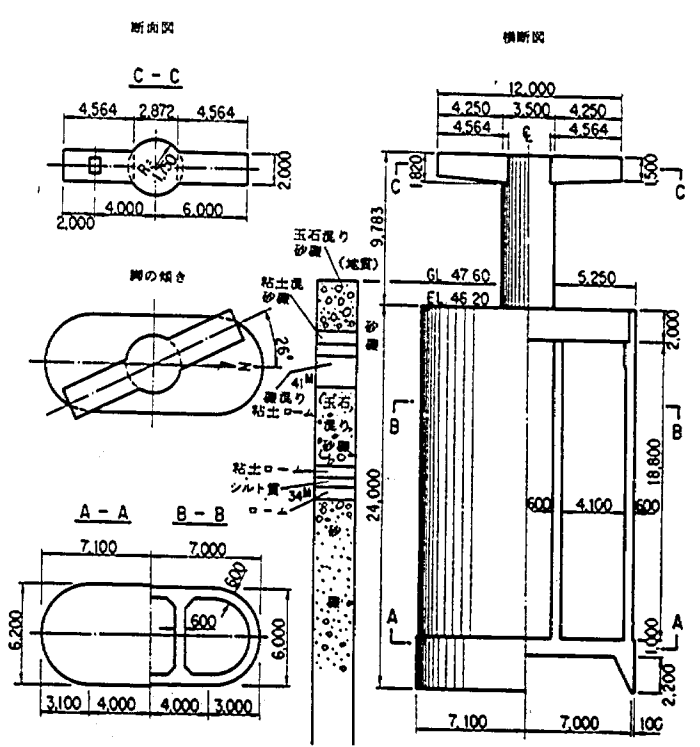




(a) A_L, A_R 橋台



(b) P₁ 橋脚, P₃ 橋脚
(柱状図は P₁ 橋脚のもの)



(c) P₂ 橋脚

図 1-2 伊達橋橋脚および橋台の一般図

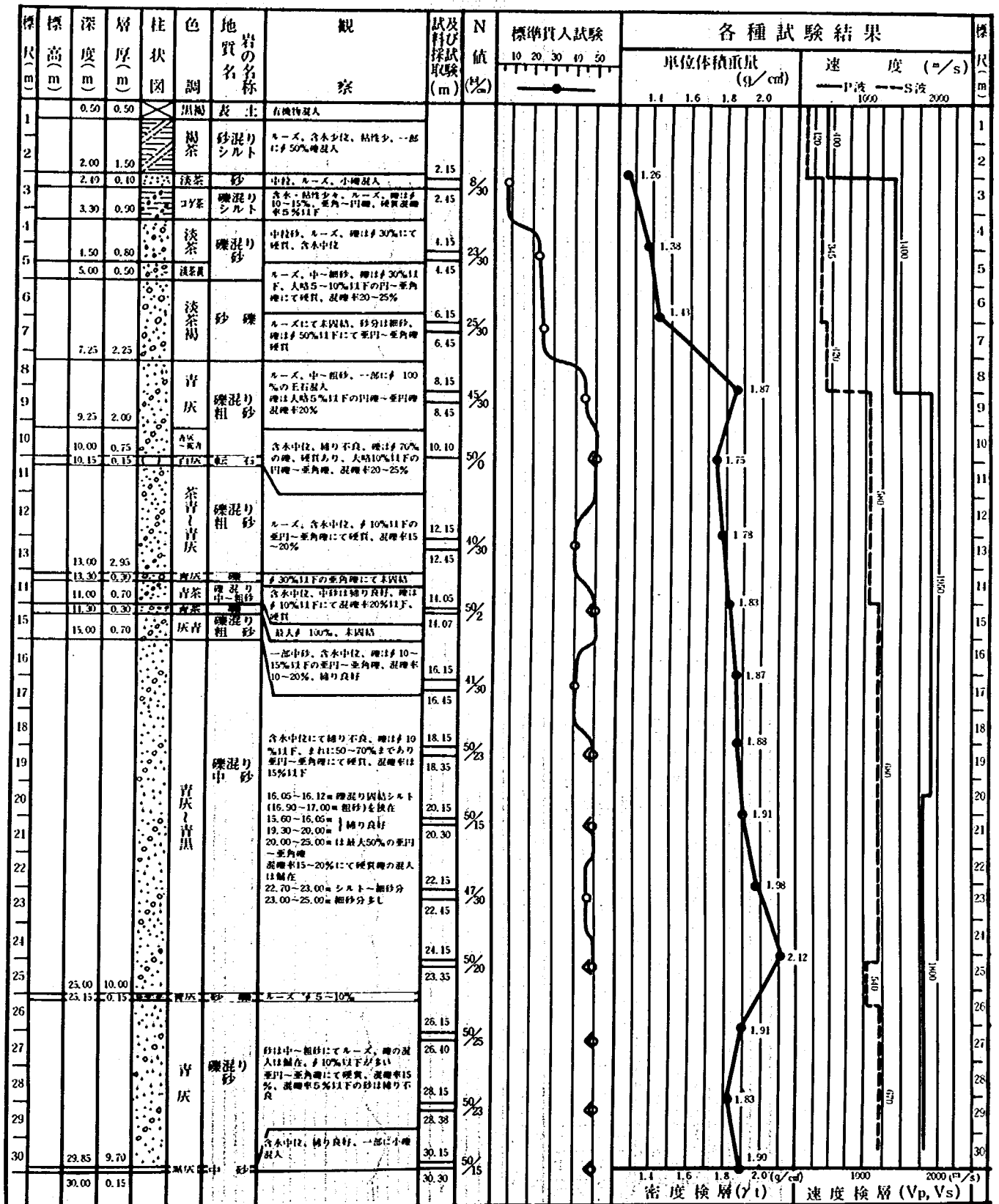


図1-3(a) 地盤上の観測点(伊達中学校)における地盤柱状図(福島県による)

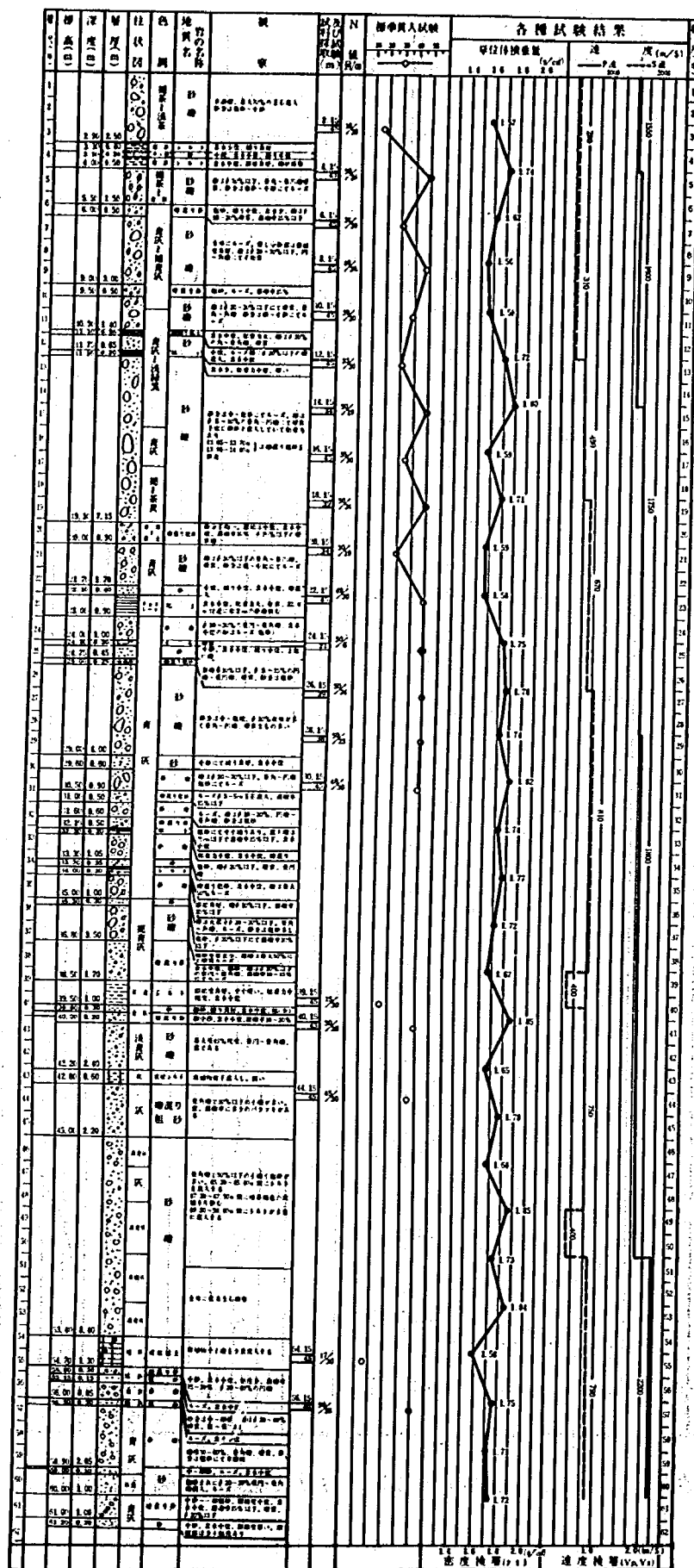


図1-3(b) P₂橋脚位置の地盤柱状図(福島県による)

2 1978年宮城県沖地震による被害概要〔福島県による〕

宮城県沖地震による伊達橋の損傷部分を修理するに当たり、福島県では地震後以下の7項目に対する細部調査を実施している。

- (1) 上沓と下沓の間の橋軸方向、および、橋軸直角方向のずれ量の測定
- (2) 橋軸線の通り測定（両端の橋台に対する中間の各橋脚下沓のずれ量の測定）
- (3) 各支点部のソールプレートの高低差測量（各橋台、橋脚の高低差）
- (4) 伸縮継手の開き量計測
- (5) P_2 橋脚（固定支承）付近の下弦材の座屈変形量計測
- (6) P_2 橋脚（固定支承）溶接ビートのカラーチェック
- (7) P_2 橋脚（固定支承）現場リベットのゆるみチェック

表2-1は上記の調査結果から求められた支承部および上部構造の被害状況の一覧を示したものである。下沓に対する上沓の相対残留移動量は P_2 固定支承を節として、 P_1 橋脚では上流側に20～25mm、 P_3 橋脚では下流側に約30mmとなっている。また、 P_2 橋脚の固定支承上のトラス下弦材は上下流側ともボトムプレートと腹板を結合している隅肉溶接が剥離している。また、腹板は局部的に座屈し、面外への変形量は25～35mm程度となっている。ボトムプレートはベースプレートと接する部分で湾曲し、とくに下流側のボトムプレートはそこにおいて切断されている。写真2-1～2-13はこうした各部の被害状況について示したものである。

図2-1は(1)(2)の調査結果から、両橋台に対する中間橋脚の残留移動量および上沓と下沓の相対的なずれ量を示したものである。ただし、このような測定値には測定誤差、施工誤差、地震には関係のない施工後の沈下や変形などが含まれている可能性があり、測定値がそのまま宮城県地震による残留変形とは断定できない。しかしながら図2-1に示したように、橋脚天端の移動量は、上沓と下沓のずれ量とおおむね一致しており、上述したように、 P_2 橋脚位置を節として、 P_1 および P_2 位置の上部構造がそれぞれ上流側および下流側に移動していることを示している。

図2-2は、 P_2 橋脚の固定支承上の下弦材の変形状況を示したものである。下弦材の腹板が局部座屈し上下流側とも最大で25～35mm程度くぼむかもしくははらみ出しており、このような座屈は橋軸方向に30～40cmの長さにわたって生じている。下弦材の腹板の座屈は、上流側下弦材においてはいずれの腹板も下流側に変形しているのに対し、下流側下弦材においては2枚の腹板が下弦材の軸芯に対して対称形にくぼむ形で変形している。また、上下流側とも最も変形が大きい箇所はボトムプレートに近い位置となっている。

図2-3は地震によると考えられる床版下面のクラックの状況を示したものである。これによると、クラックは中間橋脚の支点付近に集中しており、端部の橋台の支点付近には生じていない。写真2-4、2-5および写真2-12、2-13はそれぞれ P_1 橋脚上および P_3 橋脚上の可動支承の破損したピンを示したものである。これらのピン（SF45材）には橋軸直角方向に対する移動を拘束するために、ピン中央部に切欠きが設けられているが、この切欠きのほぼ中央が破断している。破断部分には明瞭な先細りが認められることおよび破断面の様子等から引張破壊と考えられる。

表2-2は破断したピンの各部の直径および切欠部の高さなどをノギスで測定した結果を示したものである。これによると破断した2つのピン（以下ピンAおよびピンBとよぶ。ただし、いずれが上、下流側かは不明）の諸量はおおむね同じであるが、ピンBの方が中央部に近づくにつれて変形が大きくなっており、大きな支圧を受けたと推察されている。また、切欠き部の長さ h は設計値に比べて著しく伸びている。すなわち、ピンAおよびピンBを合体させたときの切欠き部の長さ L' は約59 mm（ただし、隙間があるため精度は必ずしもよくない）であり、これを設計値の40mmと比較すると伸びは以下のとおりとなる。

$$\epsilon = \frac{L' - L}{L} \times 100 = \frac{59 - 40}{40} \times 100 = 47.5 \%$$

なおこの他に、P₂ 橋脚固定支承上の下弦材部、横桁取付部の溶接ビートのカラーチェックおよびその付近の現場打ちリベットの弛みのチェック等が行われているがこれらについては異常は認められていない。

表 2 - 1 伊達橋の被害の一覧

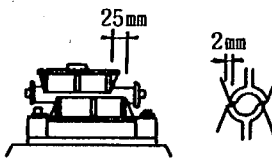
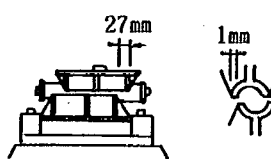
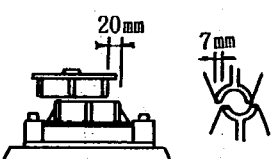
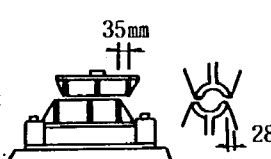
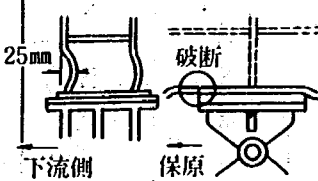
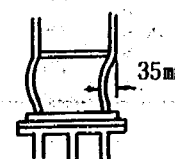
		A _L (可動)	P ₁ (可動)	P ₂ (固定)	P ₃ (可動)	A _R (可動)
支 承 部	下 流 側	被害なし	1) ピンのかみ合せ部 破断 (ピンは沓内 に残留) 2) 上沓と下沓の間に 残留変位発生 3) セットボルト, アンカ ーボルトには被害な し 	被害なし	1) ピンのかみ合せ部 破断 (ピンは沓内 に残留) 2) 上沓と下沓の間に 残留変位発生 3) セットボルト, アンカ ーボルトには被害な し 	被害なし
	上 流 側	被害なし	1) ピンのかみ合せ部 破断 (ピンは脱落) 2) 上沓と下沓の間に 残留変位発生 3) セットボルト, アンカ ーボルトには被害な し 	被害なし	1) ピンのかみ合わせ 部破断 (ピンは脱 落) 2) 上沓と下沓の間に 残留変位発生 3) セットボルト, アンカ ーボルトには被害な し 	被害なし
上 部 構 造	下 流 側	被害なし	被害なし	1) 下弦材ガセットプ レートとボトムプ レートとの隅内溶 接の破断 2) ガセットプレートの 座屈 3) ボトムプレートの 一部破断 	被害なし	被害なし
	上 流 側	被害なし	被害なし	1) 同 上 2) 同 上 3) 同 上 	被害なし	被害なし

表 2-2 破断したピンの形状寸法測定結果 (福島県による)

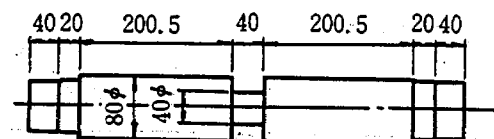


測点 2 (最大径側)

測点 1 (最小径側)

測定位置 ピン種 及び測定断面		記 号 は 右 図 参 照									備 考
		上から0mm	上から30mm	上から100mm	下から0mm	ピン高さ	純破断面	ピン切欠き部径		切欠部高	
		D ₁	D ₂	D ₃	D ₄	H	d ₀	d ₁	d ₂	h	
損傷ピン (A) 16.7 K _g	測点 1	78.85	80.00	80.00	80.05	202.2	17.0	27.95	39.70	30.5	
	測点 2	80.10	80.05	80.05	80.10	201.7	17.8	28.45	40.45	30.0	
	平均値	79.48	80.03	80.03	80.08	202.0	17.4	28.20	40.08	30.3	
損傷ピン (B) 16.7 K _g	測点 1	75.40	77.40	79.40	79.90	205.1	16.6	27.65	38.80	27.9	
	測点 2	81.00	80.40	80.05	80.05	203.2	17.8	27.85	39.80	28.5	
	平均値	78.20	78.90	79.73	80.00	204.2	17.2	27.75	39.30	28.2	

注) 設計図上の扱いは以下の通り



$$L_1 = 58.2 \quad L_2 = 60.0$$

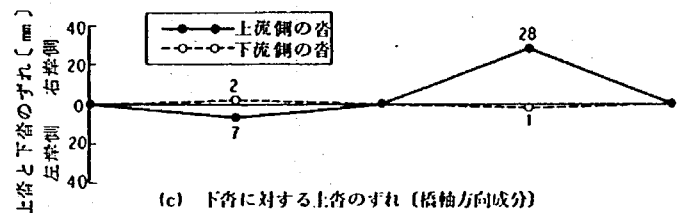
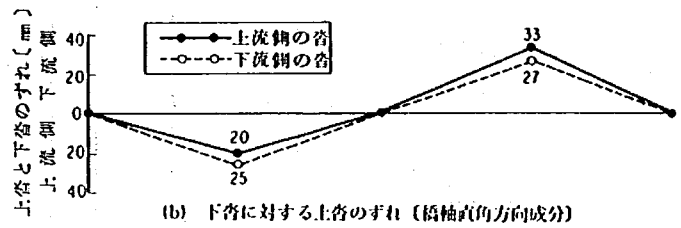
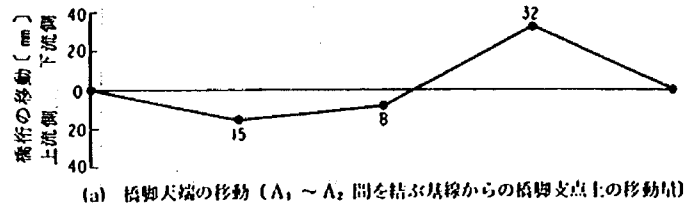
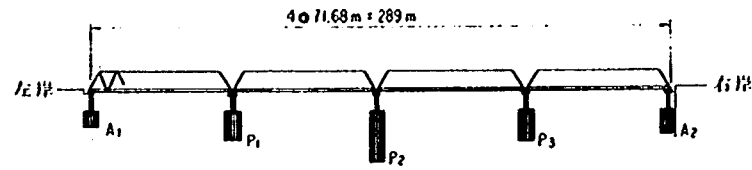


図 2 - 1 橋行の移動および上弦と下弦のずれ量 (伊達橋)

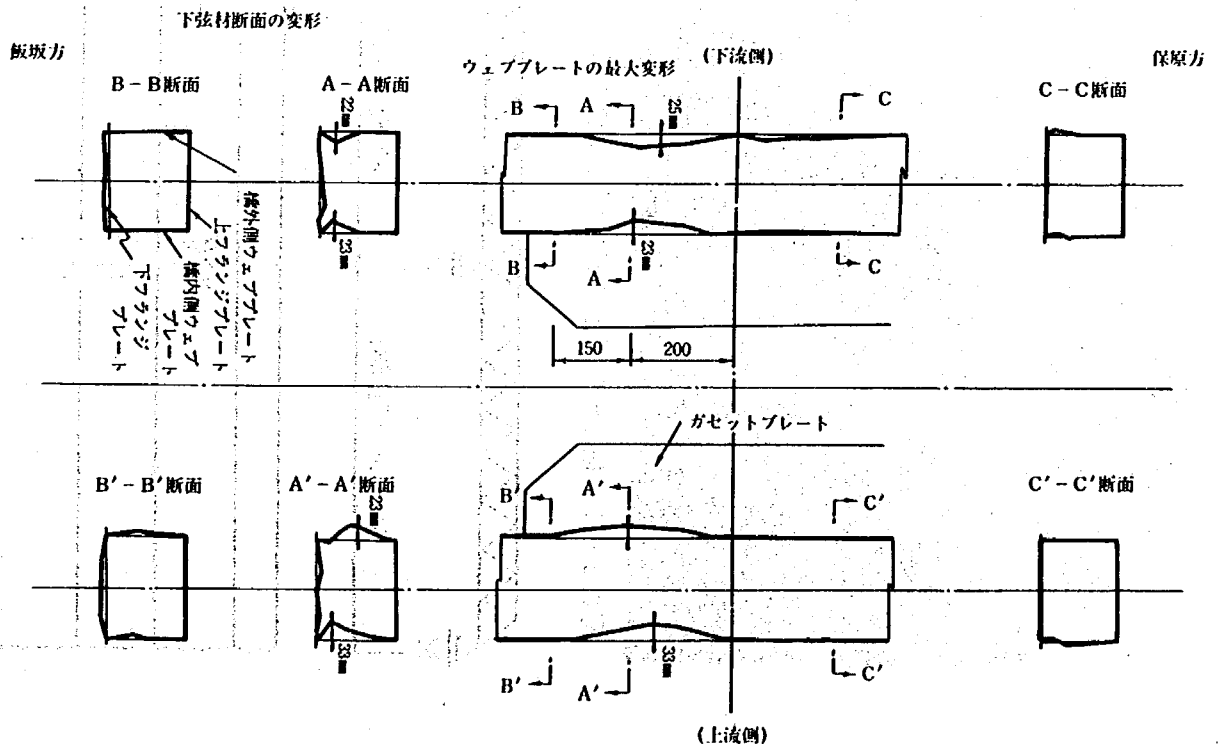


図 2 - 2 P₂ 橋脚上の下弦材の変形状況



写真 2 - 1 抜け出し寸前のピン (P1 橋脚下流側支承の外側)

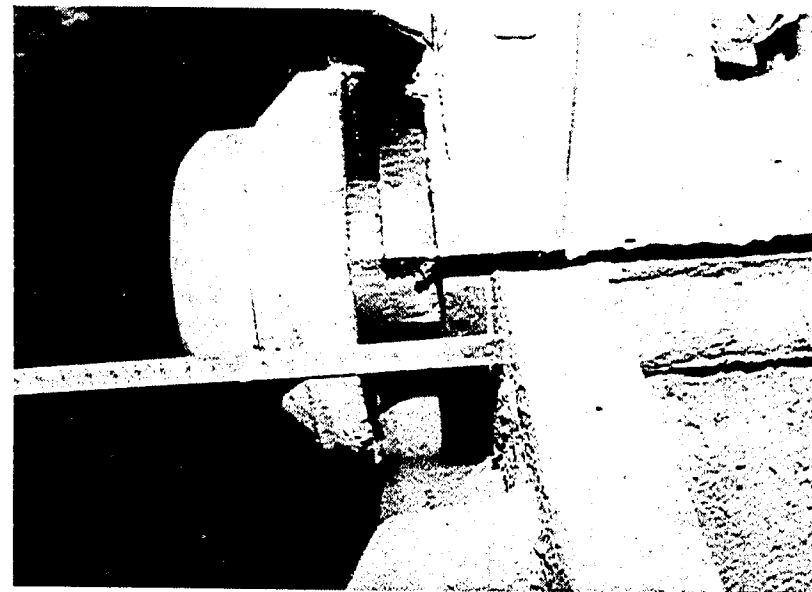


写真 2 - 2 脱落寸前のピン (P1 橋脚下流側支承の内側)

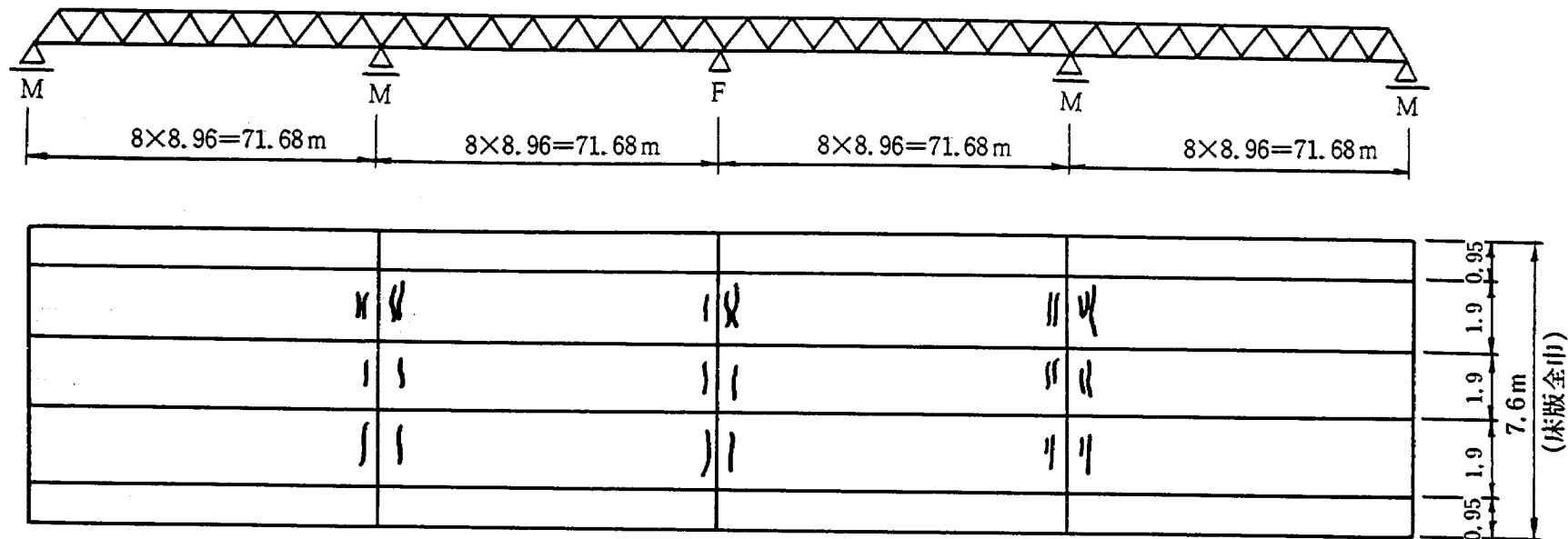


図 2 - 3 床版下面のクラック状況



写真 2 - 3 破断したピンを引き抜いた状況
(P_1 橋脚上流側支承の外側)

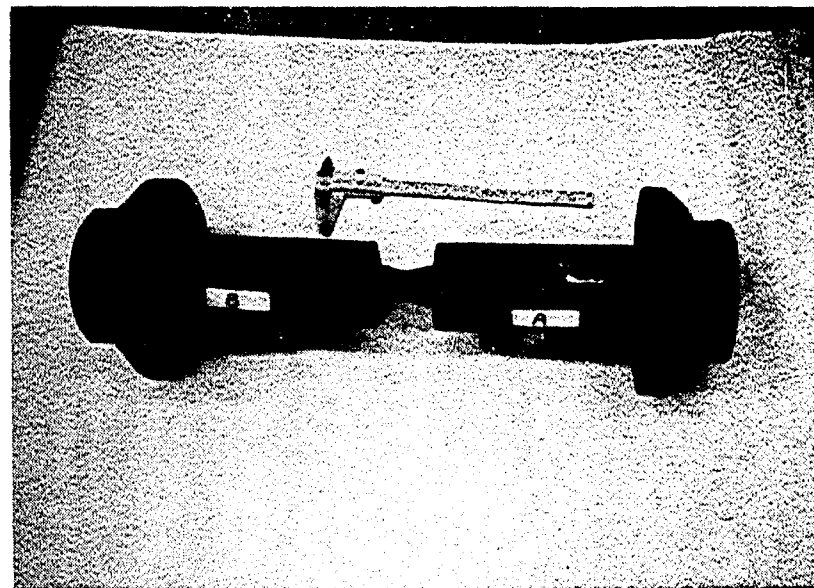


写真 2 - 4 破断した P_1 可動支承のピン

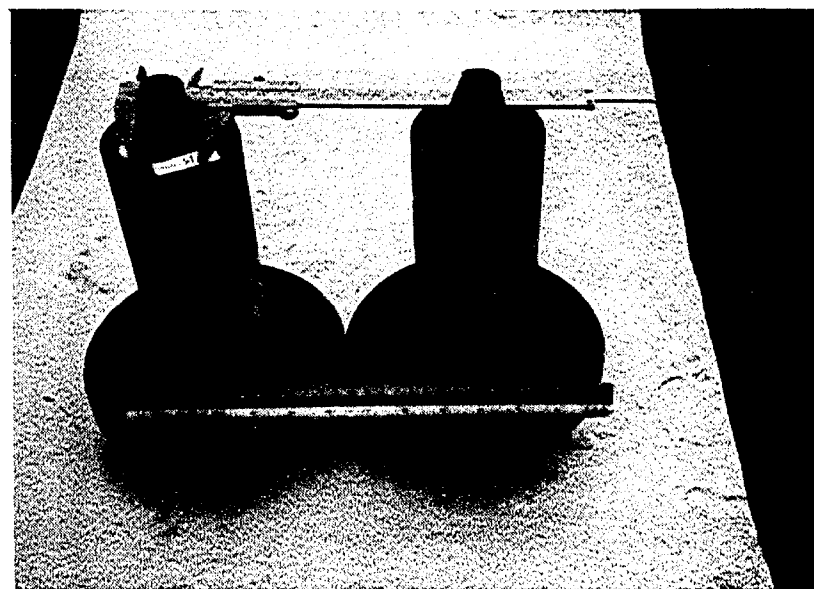


写真 2 - 5 破断した P_1 可動支承のピン

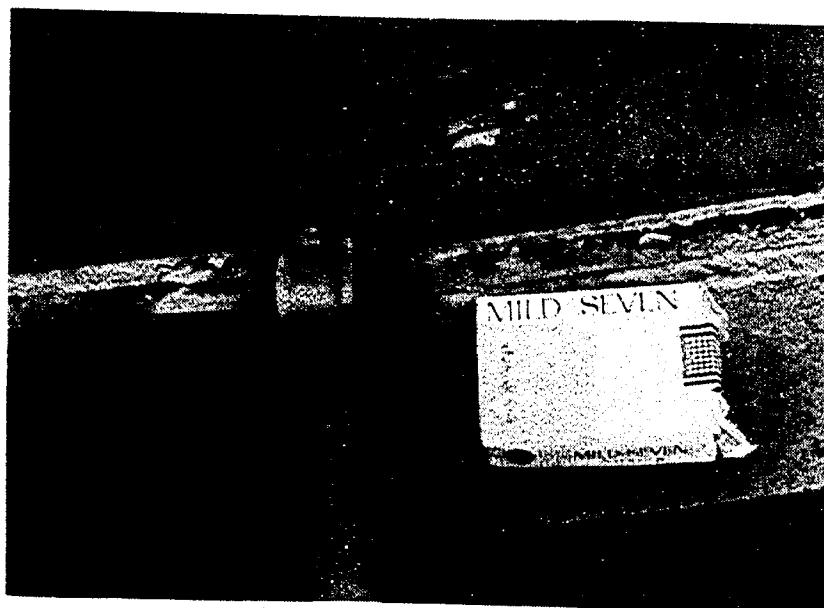


写真 2 - 6 ボトムプレートの破断 (P₂ 橋脚下流側支承上
ボトムプレートの外側)

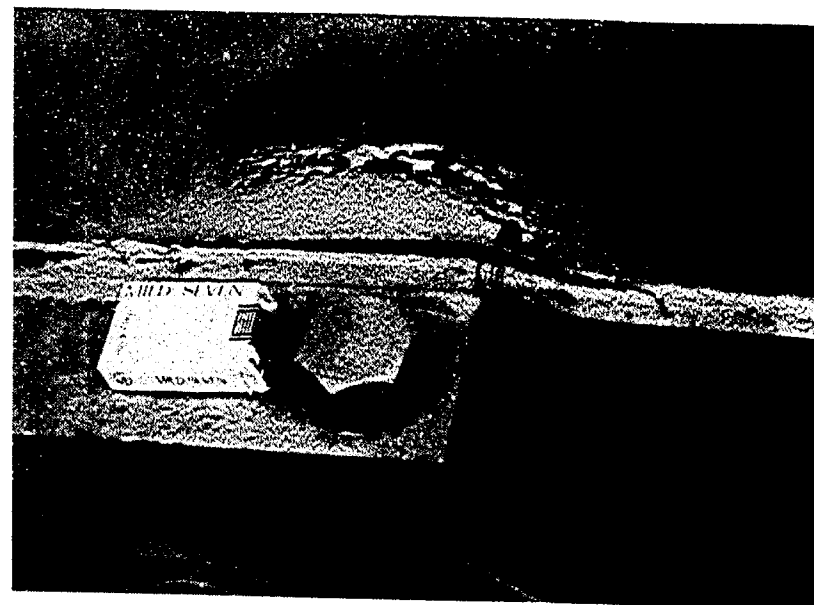


写真 2 - 7 ボトムプレートの破断 (P₂ 橋脚下流側
支承上ボトムプレートの外側)

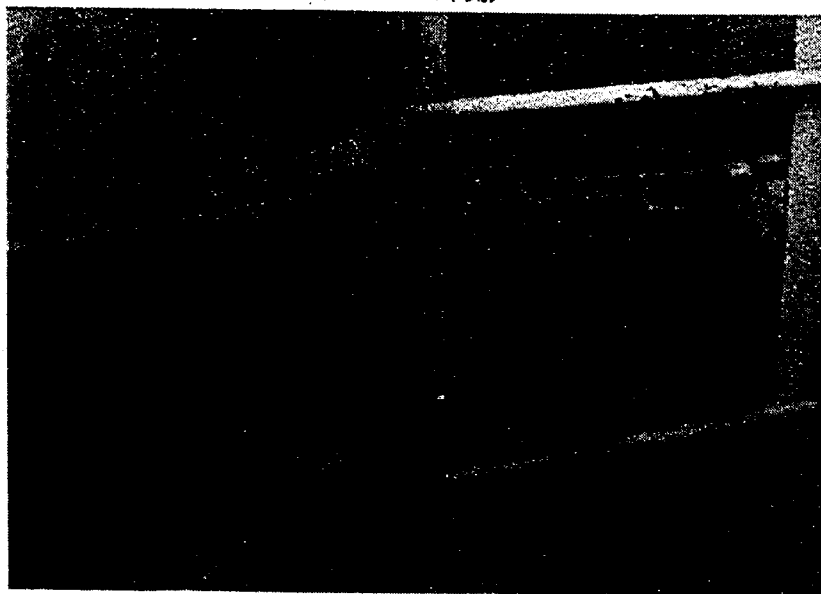


写真 2 - 8 ボトムプレートの破断 (P₂ 橋脚上流側支承上ボトムプレートの外側)



写真 2 - 9 抜け出し寸前のピン (P₃ 橋脚上流側可動沓の外側)



写真 2 - 10 P₃ 橋脚 (上流側) 可動沓のピンを引き抜いた所 (福島県による)



写真2-11 抜け出し寸前のピン（P₃ 橋脚下流側可動沓の外側）

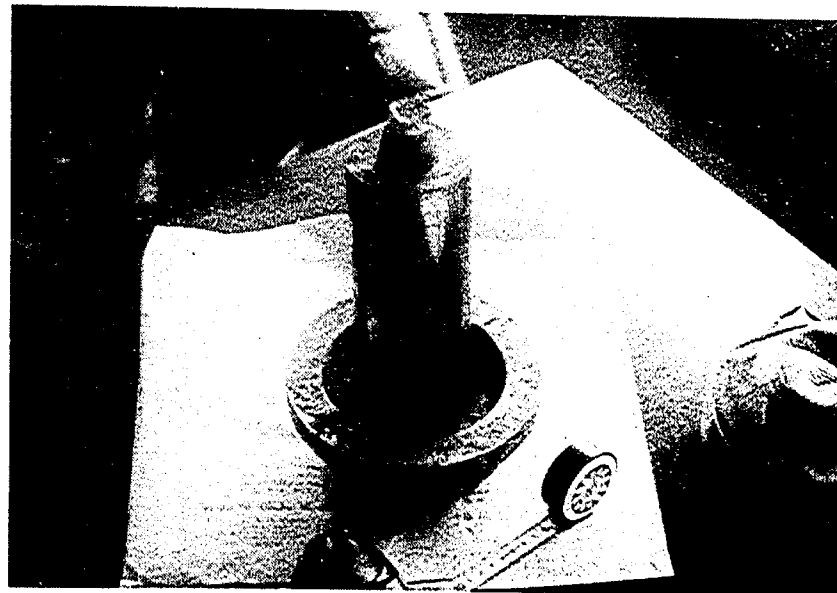


写真2-12 P₃ 橋脚支承から抜落ちたピン

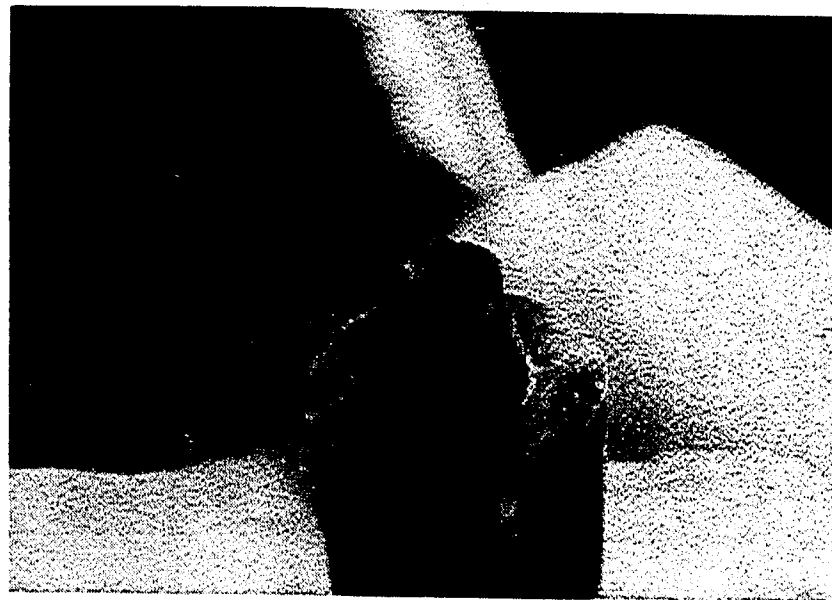


写真2-13 ピンの破断面

3 強震記録の解析

3-1 伊達橋における強震観測と強震記録

伊達橋においては、昭和40年以来強震観測が実施されている。強震計はSMAC-B₂型が用いられ、P₂橋脚天端中央およびこれから約400m離れた伊達中学校校庭上にそれぞれ1台ずつ設置されている。強震計の向きは、両所とも、橋軸に平行方向、直角方向、上下方向としてある。

現在までに観測された記録は、表3-1に示す通りであり、合計15回の地震により橋脚上および地盤上の両方もしくはいずれか一方で数値化可能な記録が得られている。図3-1は、これらの地震の震源と観測点との位置関係を示したものである。

SMAC-B₂型強震計は短周期領域における感度が低下しているため、記録の利用に際しては計器特性の補正を施す必要がある。この際、強震記録の精度は、数値化精度に支配されることを考慮して、フィルタ特性は次のようにした。

$$F_c(f) = \begin{cases} 0 & 0 \leq f \leq f_{ll} \\ (f-f_{ll})/(f_{lu}-f_{ll}) \cdot \exp[i\phi(f)]/R(f) & f_{ll} < f \leq f_{lu} \\ \exp[i\phi(f)]/R(f) & f_{lu} \leq f \leq f_{ul} \\ (f_{uu}-f)/(f_{uu}-f_{ul}) \cdot \exp[i\phi(f)]/R(f) & f_{ul} \leq f < f_{uu} \\ 0 & f \leq f_{uu} \end{cases} \quad (3-1)$$

ここで、 f_{lu} と f_{ul} は、それぞれ低振動数側および高振動数側の遮断振動数であり、 f_{ll} と f_{uu} は、それぞれ f_{lu} 、 f_{ul} に対応する補正フィルタ倍率が0となる振動数である。 f_{ll} 、 f_{lu} 、 f_{ul} 、 f_{uu} は、数値化精度の検討結果に基づき、それぞれ、 $\frac{1}{4}$ 、 $\frac{1}{3}$ 、12、13 Hz としている。また式(3-1)の $R(f)$ および $\phi(f)$ は、空気減衰器内の空気がばねとして作用する効果を考慮して次式とした。

$$R(f) = \sqrt{\frac{1 + (U/N)^2}{(1-U^2)^2 + \{(1-U^2)U/N + 2hU\}^2}}, \quad \phi(f) = \tan^{-1} \left\{ \frac{2hU}{(1-U^2)\{1+(U/N)^2\} + 2hU \cdot U/N} \right\} \quad (3-2)$$

ここで、 $U = f/f_n$ (f_n は振子の固有振動数) $N \equiv f_a/f_n$ (f_a は減衰器の抵抗と空気バネのインピーダンスが等しくなる振動数) である。式(3-1)による計器特性の補正を施した場合と、このような補正を加えないで強震計で記録されたままの場合の最大加速度の比較を図3-2に示す。この結果によれば、計器特性を施すことにより伊達橋における強震記録の最大加速度は、強震計で記録されたオリジナルな最大加速度に比較し、平均して40%程度大きくなること、このような傾向は地盤上の記録の方が橋脚天端の記録よりも著しいことがわかる。

このようにして求めた記録波形を図3-3～図3-17に示す。なお、これらの図には、橋脚上の記録と地盤上の記録の相互相関係数 $R_{gp} = C_{gp} / \sqrt{C_{gg}(0) \cdot C_{pp}(0)}$ 、パワースペクトル S_{gg} 、 S_{pp} 、伝

伝達関数の絶対値 $|H_{gp}| = |S_{gg} / S_{gg}|$ も示されている。地盤上の記録と橋脚上の記録の長さが一般に異なるため、これらの計算に際しては表 3-2 に示す記録長（データ個数）を用いた。また、パワースペクトルには Hanning のウィンドウを 1 回かけてある。表 3-3 は地盤上の記録と橋脚上の記録の相互相関係数 R_{gp} を示したものである。相互相関係数 R_{gp} は一般に 0.2 ~ 0.3 程度が多く、やや低い値となっている。この理由としては伊達中学校位置の地盤の振動と P_2 橋脚直近位置の地盤の振動との違い等が挙げられる。

3-2 最大加速度の増幅率

表 3-2 の結果をもとに、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] の関係を橋軸、橋軸直角、上下の 3 方向について示すと図 3-18 のようになる。各方向とも $a_g \sim a_p$ の関係はおおむねそろっており、いま、これを最小 2 乗法で近似すると次式が得られる。

$$a_p = \begin{cases} 1.04 \times a_g^{0.91} & \text{橋軸方向} \\ 3.68 \times a_g^{0.76} & \text{橋軸直角方向} \\ 1.83 \times a_g^{0.69} & \text{上下方向} \end{cases} \quad (3-3)$$

a_g のべき乗項は、橋軸方向 (0.91)、橋軸直角方向 (0.76)、上下方向 (0.69) の順に小さくなっている。

なお、参考までに、式 (3-1) による計器特性の補正を施さない場合の記録を用いて a_g と a_p の関係を求めると図 3-19 のようになり、この場合の関係は次式で与えられる。

$$a_p = \begin{cases} 1.01 \times a_g^{0.95} & \text{橋軸方向} \\ 3.71 \times a_g^{0.76} & \text{橋軸直角方向} \\ 1.45 \times a_g^{0.84} & \text{上下方向} \end{cases} \quad (3-4)$$

3-3 伝達関数およびその特徴

地震ごとに橋脚上の記録のパワースペクトル、地盤上の記録のパワースペクトル、地盤から橋脚天端への伝達関数（絶対値）を示すと、橋軸方向、橋軸直角方向、上下方向に対してそれぞれ図 3-20、3-21、3-22 となる。これより、伝達関数がピークをとる振動数を示すと表 3-4 のようになる。

次に、図 3-20 ~ 図 3-22 に示したそれぞれの地震ごとの波形のパワースペクトルおよび伝達関数をアンサンブル平均（単純平均）すると図 3-23 となる。これより伝達関数に関しては以下の特徴を指摘できる。

(1) 橋軸方向の伝達関数

1 ~ 2.3 Hz の範囲では増幅率は 2.3 程度をとる。また、6.5 ~ 7.2 Hz の範囲では増幅率が 1.7 程度となる。これらを除く 0 ~ 9 Hz の範囲では、増幅率はおおむね 1.0 である。ただし、9 Hz 程度以上になると増幅率は 1 よりもやや小さくなる傾向が認められる。

(2) 橋軸直角方向の伝達関数

伝達関数には、2.2 Hz 付近、3.5 ~ 4.5 Hz、6 Hz 付近にはっきりした増幅率のピーク（4 ~ 6 程度）がある。6.5 Hz 以上では増幅率はおおむね 1.0 もしくはこれよりやや小さい程度となる。

(3) 上下方向の伝達関数

1.5 ～ 4 Hz 程度の範囲では増幅率は 1.5 程度となる。4 Hz 程度以上では増幅率はおおむね 1.0 であり、10 Hz 程度から高い領域では 1.0 を下廻るようになる。

3-4 1978 年宮城県沖地震による記録

1978 年宮城県沖地震 ($M=7.4$) による P_2 橋脚天端の記録は図 3-17 に示した通りである。これをもう一度図 3-24 に示す。地盤上の記録は記録紙が無かったため採取することができなかった。 P_2 橋脚上の最大加速度は表 3-1 に示したように、橋軸方向、橋軸直角方向、上下方向のそれぞれに対して 735 gal, 404 gal, 114 gal である。このうち、橋軸方向の 735 gal という最大加速度は主要動の開始後約 8.5 秒の単一のスパイク状の波形によるものであり、これを除けば 400 gal 程度の最大加速度と見ることができる。

橋軸方向の記録に特徴的なことは、主要動の開始後 8.5 秒付近の単一のスパイクを境として、その前と後では卓越振動数成分が違っている点である。このような傾向は変化点をはっきりしないが橋軸直角方向成分にも現われており、いずれの成分も前半に比較して後半の方が一見して振動数が高くなっている。これは、 P_1 , P_3 橋脚上の可動支承のピンの破断に伴う上沓と下沓の接触条件の変化によると考えられる。このような点を示すために、ガウスタイプのフィルターを用いたランニングフーリエスペクトルを図 3-25 に示す。これより、記録の振動数成分に関しては以下の事項が指摘される。

(i) 橋軸方向成分

主要動を含んで 2 ～ 23 秒の範囲では基本的には、1.4 Hz の振動数が最も卓越している。しかしながら、スパイク状の波形が生じる 14.2 秒の前後、すなわち、10 秒～22 秒程度の範囲では、6 Hz, および 8.5 ～ 9.8 Hz の 2 つの振動数成分が一時的に比較的卓越して現われている。6 Hz および 8.5 ～ 9.8 Hz の成分が最もはっきり現われ時間とスパイク状の波形の生じる時間とは、ほぼ同じである。

(ii) 橋軸直角方向成分

主要動を含んで 1 ～ 25 秒の範囲では、基本的に 1.3 Hz の振動数が最も卓越している。しかしながら、6 秒～20 秒程度の範囲では約 5 Hz の振動数成分が一時的に卓越して現われている。約 5 Hz の成分が最もはっきり現われる時間と上述した橋軸方向の記録にスパイク状の波形の生じる時間とはほぼ同じである。

(iii) 上下方向成分

主要動を含んで 1 ～ 30 秒の範囲では、1.3 Hz および 3.7 Hz の振動数成分が卓越している。しかし、10 秒～20 秒程度の範囲では、5.2 Hz, 7 Hz, 8.3 Hz, 9.8 Hz の各成分も卓越して現われている。またこれらの成分が最もはっきり現われる時間は、橋軸方向の記録にスパイク状の波形が生じる時間とほぼ同じである。

以上の結果をまとめると、 P_2 橋脚天端の振動数特性の時間的な変化は以下のようにまとめることができる。

(i) P_2 橋脚天端に最も卓越する振動数成分は橋軸方向、橋軸直角方向、上下方向に対して、それぞれ 1.4 Hz, 1.3 Hz, 1.3 ～ 3.7 Hz である。

(ii) 橋軸方向、橋軸直角方向、上下方向とも 14 秒付近において一時的に(i)に示したよりも高い成分が混入

入している。これは橋軸方向成分に 735 gal のパルス状の波形が生じた時間と一致している。

ここで 14 秒付近に現われるパルス状の波形であるが、宮城県沖地震で採取された開北橋や樽水ダムの記録（図 3-27、3-28 参照）をみると、主要動部に加速度振幅が大きい箇所が 2 回現われている。すなわち、開北橋近傍地盤上の記録では、8 秒付近から主要動部が始まり、8.5 秒付近で最初のピーク加速度を持った後、11.8 秒付近で 2 回目のピーク値を持っている。この場合には、最初のピーク加速度の生じる時間と 2 回目のピーク加速度の生じる時間の差は約 3.3 秒である。一方、樽水ダムギャラリーの記録では、10.5 秒付近から主要動部が始まり、11 秒付近で最初のピーク加速度を持った後、19 秒付近で 2 回目のピーク値を持っている。この場合には、最初と 2 回目のピーク加速度の生じる時間の差は約 8.5 秒である。このように、主要動部において加速度振幅が大きい箇所が 2 回現われたのは、宮城県沖地震の本震に際しては 2 つ、もしくは、3 つ（ただし、1 つは比較的小さい）の断層が破壊したことに対応していると考えられる。主要動部に最初のピークが現われる時間と 2 回目のピークが現われる時間との差は、開北橋と樽水ダムでは異なるが、これは震央距離等で変化すると考えられるので、伊達橋に近い樽水ダムの場合の結果を採用すると、時間差は、一応 8 秒程度と考えられる。

伊達橋では残念ながら地盤上の記録は得られていないが、主要動開始後 6 秒程度に最初の最大加速度が生じており、（橋軸直角方向の記録では、主要動開始後、加速度が順次大きくなり、9 秒付近で最大となっているが、これには橋脚の応答の影響が入っていると考えられる）、上記の点を考えると、2 回目の加速度が大きくなるのは $6 + 8.5 = 14.5$ 秒前後のはずである。これは、上述した橋軸方向の記録にスパイク状の波形が生じた 14.2 秒とおおむね一致している。したがってこのような考え方が正しいとすれば 2 回目のピーク加速度を迎えた 14.2 秒付近において、支承の接触条件に大きな違いが生じたと考えることができる。これだけの条件では、 P_1 、 P_3 上の支承および P_2 上の下弦材ボトムプレートの破断がどの時点で生じたかを判断することはできないが、樽水ダム記録から 2 回目のピーク加速度の方が最初のピーク加速度よりも小さかったと考えられることから、最初のピークで、まず、ピンの破断等が生じ、これが 2 回目のピークによりピンの脱落等被害の拡大を促し、接触条件の大きな変化を生じたと考えるのが妥当と考えられる。

最後に、 P_2 橋脚天端の加速度記録を 2 回数値積分して求めた絶対変位を図 3-29 に示す。最大変位は橋軸、橋軸直角、上下の各方向に対してそれぞれ、3.7 cm、6.5 cm、0.9 cm である。

表 3 - 1 伊達橋における強震記録

No	地震No	地 震 名	地震発生年月日、時分			震 源 位 置			マグニ チュード	震源距離 (km)	地盤上最大加速度(gal)			橋脚上最大加速度(gal)		
			年	月日	時分	経度	緯度	深さ(km)			LG	TR	UD	LG	TR	UD
1	67004	金 華 山 沖	1967	1.17	20:59	142°05'	38°15'	30	6.3	155	41.2	32.9	10.0	31.6	58.1	10.6
2	68057	埼玉県中央部	1968	7. 1	19:45	139°26'	35°59'	50	6.1	230	14.4	7.8	3.6	11.9	18.9	6.4
3	68062	宮 城 県 沖	"	7. 5	20:28	142°13'	38°26'	50	6.4	155	43.2	36.5	16.8	41.1	44.4	10.0
4	68065	宮 城 県 沖	"	7.27	17:23	142°20'	38°24'	40	4.6	180	43.6	38.7	14.4	41.6	51.8	11.3
5	69039	岩手県南部	1969	10.18	10:14	141°39'	39°13'	130	5.8	230	17.5	11.2	3.8	12.0	25.4	4.3
6	70008	福 島 県 沖	1970	2.15	13:01	141°28'	37°21'	50	5.1	110	37.3	24.0	8.7	-	-	-
7	70031	秋田県南東部	"	10.16	14:26	140°45'	39°12'	0	6.2	155	45.9	21.8	8.6	30.1	45.2	9.2
8	71018	福 島 県 沖	1971	3.22	19:40	142°03'	37°17'	10	5.4	100	12.4	9.9	5.2	8.3	17.3	3.0
9	71021	宮 城 県 沖	"	4. 5	3:39	142°12'	38°21'	50	6.0	155	34.8	18.4	5.0	24.1	38.6	5.6
10	71038	福 島 県 沖	"	9. 8	16:25	141°35'	37°07'	40	5.5	135	16.1	11.2	4.4	12.5	25.6	5.4
11	72006	八 丈 島 沖	1972	2.29	18:23	141°16'	33°11'	70	7.1	485	43.2	32.3	8.0	40.6	-	11.4
12	72019	宮 城 県 沖	"	9.25	18:27	142°04'	38°21'	50	5.5	150	27.5	22.1	5.4	14.2	32.3	5.3
13	72029	八丈島東方沖	"	12. 4	19:16	141°05'	33°12'	50	7.2	485	28.5	20.6	8.3	33.5	35.4	6.5
14	78002	宮 城 県 沖	1978	2.20	13:37	142°12'	38°45'	50	6.7	86	143.6	121.5	23.9	67.3	163.4	18.5
15	78012	宮 城 県 沖	"	6.12	17:14	142°10'	38°09'	40	7.4	140	-	-	-	73.47	403.8	113.5

表 3 - 2 解析に用いた記録長

No	地震 No	記録 No	データ長 (sec)			解析時間表 (sec)	備 考
			L G	T R	U D		
1	67004	304-GR-6	31.65	31.93	31.76	20.47	
		304-PI-6	25.96	25.95	25.94		
2	68057	304-GR-13	15.92	15.96	15.80	20.47	
		304-PI-22	27.94	27.95	27.91		
3	68062	304-GR-14	27.96	27.96	27.97	40.95	
		304-PI-23	36.96	36.97	36.93		
4	68065	304-GR-17	15.96	15.96	15.94	20.47	
		304-PI-24	21.96	21.92	21.97		
5	69039	304-GR-20	9.95	9.95	9.92	10.23	
		304-PI-27	13.96	13.97	13.96		
6	70008	304-GR-21	12.96	12.94	12.96	20.47	GRの記録のみ
7	70031	304-GR-23	20.07	19.96	19.94	20.47	
		304-PI-28	24.97	24.96	24.97		
8	71018	304-GR-26	12.98	12.96	12.94	20.47	
		304-PI-31	17.98	17.96	17.96		
9	71021	304-GR-28	20.97	20.98	20.98	40.95	
		304-PI-32	32.98	32.97	32.96		
10	71038	304-GR-30	25.97	25.97	25.95	40.95	
		304-PI-35	35.97	28.13	35.95		
11	72006	304-GR-31	29.97	29.97	29.95	40.95	304-PI-36の TR 成分はない
		304-PI-36	36.96	-	36.96		
12	72019	304-GR-32	14.99	14.99	14.97	20.47	
		304-PI-37	18.97	18.97	18.92		
13	72029	304-GR-33	21.95	21.97	21.96	20.47	
		304-PI-38	31.99	31.99	31.95		
14	78002	304-GR-34	22.98	22.80	22.96	20.47	
		304-PI-40	23.96	23.96	23.88		
15	78012	304-PI-43	40.94	40.90	40.90	40.95	PIの記録のみ

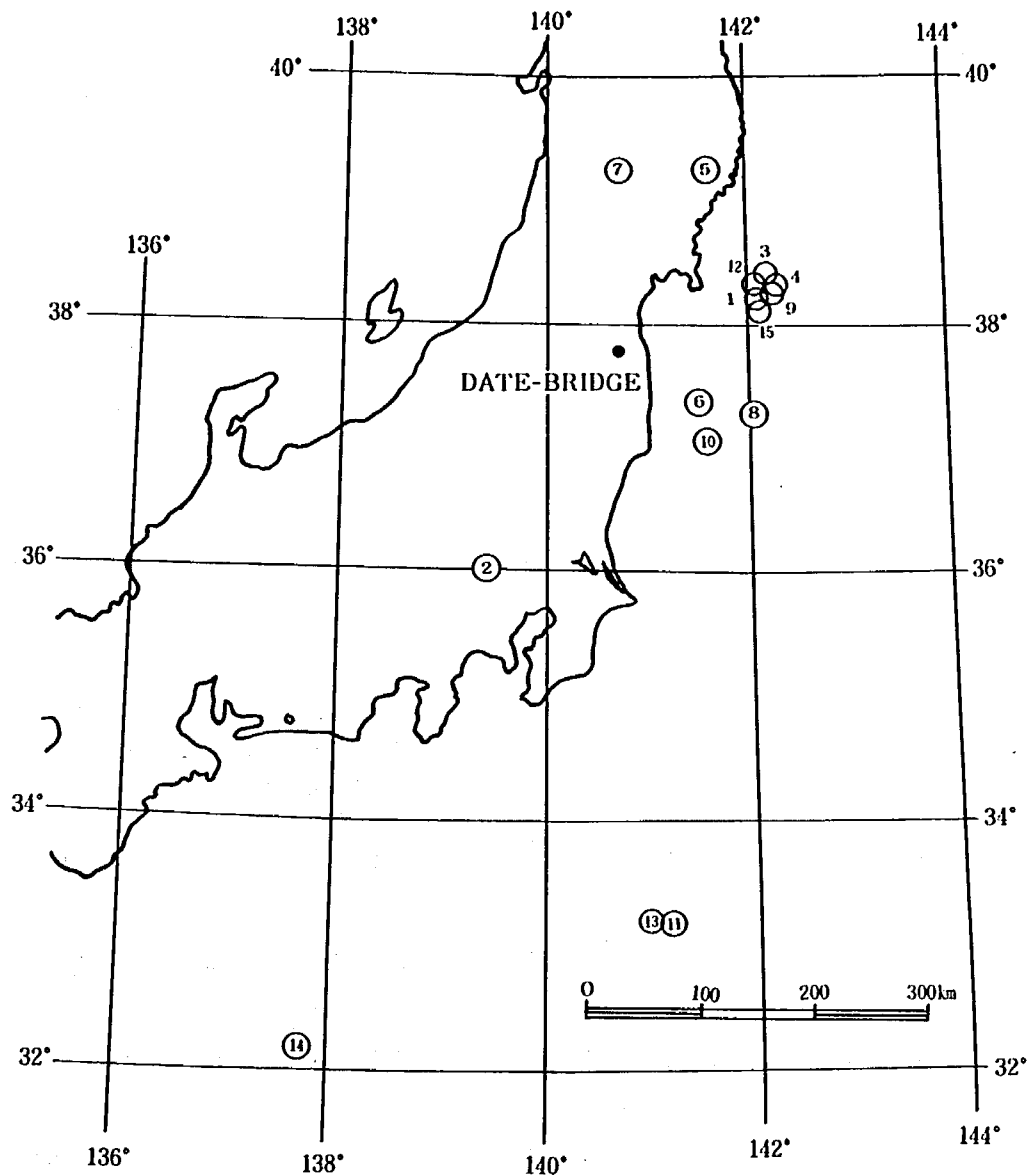


図 3 - 1 伊達橋と震源との関係

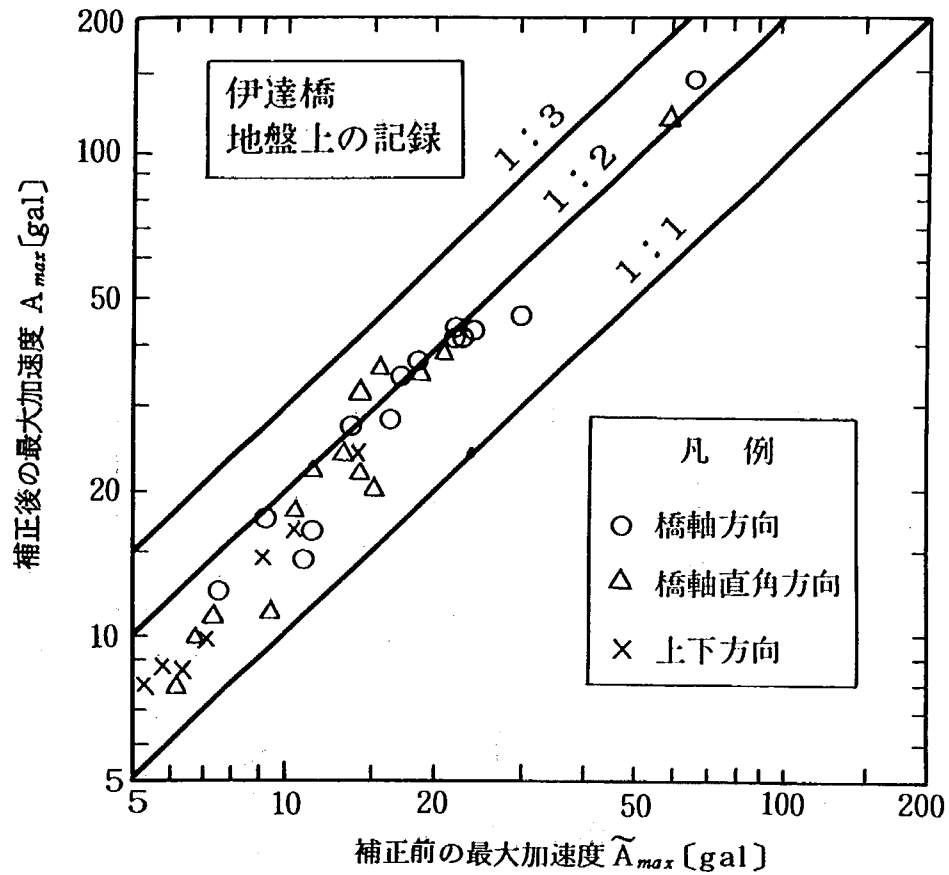
表 3 - 3 橋脚上の記録と地盤上の記録間の相互相関係数

No	地震 No	相互相関係数			No	地震 No	相互相関係数		
		LG	TR	UD			LG	TR	UD
1	67004	0.266	0.223	0.421	9	71021	0.173	0.137	0.244
2	68057	0.315	0.154	0.194	10	71038	0.195	0.287	0.218
3	68062	0.189	0.176	0.192	11	72006	0.152	—	0.210
4	68065	0.224	0.205	0.276	12	72019	0.203	0.240	0.244
5	69039	0.211	0.217	0.193	13	72029	0.183	0.289	0.181
6	70008	—	—	—	14	78002	0.175	0.221	0.207
7	70031	0.228	0.256	0.183	15	78012	—	—	—
8	71018	0.179	0.147	0.232					

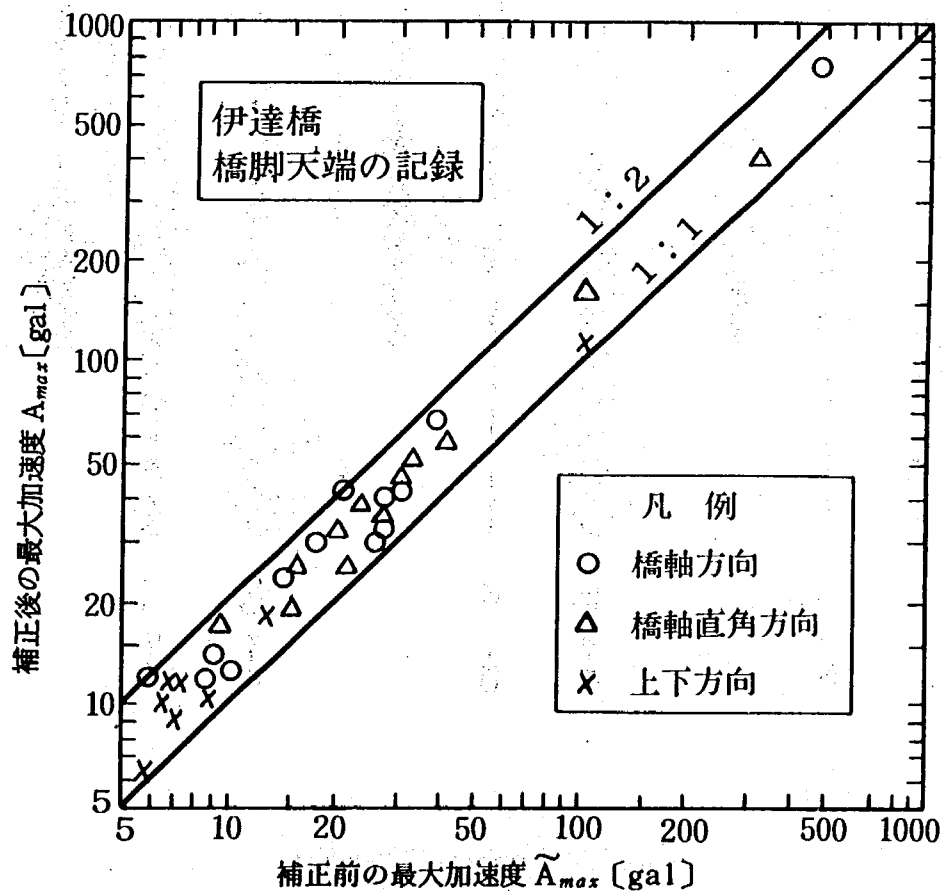
表3-4 強震記録から求めた伝達関数のピーク振動数 (Hz)

地震 No	発生年月日	マグニ チュード	震央距 離(km)	深さ (m)	伝達関数のピーク振動数 (Hz)		
					橋 軸 方 向	橋軸直角方向	上 下 方 向
1	1967. 1. 17	6.3	155	30	1.1, <u>2.3</u> , 6.8, 7.3	<u>2.6</u> , 4.1, 5.9	<u>1.6</u> , 2.8, 3.9,
2	1968. 7. 1	6.1	230	50	1.8, <u>4.2</u> , 6.6~6.9	2.0, 4.4, <u>6.0</u>	<u>2.2</u> , 3.0, 3.8~4.4
3	1968. 7. 5	6.4	155	50	1.2, 2.7, 3.8, 6.8, <u>8.8</u>	1.3, 2.2, 3.5, <u>5.7</u>	0.8~2.1, 2.6, 3.4, <u>9.6</u>
4	1968. 7. 27	4.6	180	40	<u>2.7</u> , 7.1	2.2, 3.4, <u>4.5</u> , 5.2	<u>1.2~2.4</u> , 3.2, <u>3.6~4.2</u>
5	1969. 10. 18	5.8	230	130	2.0, 3.6, 4.3, <u>6.3</u> , 7.2	2.0, <u>3.6</u> , 4.2, 6.4	3.6, <u>4.2</u> , 6.2
6	1970. 2. 15	5.1	110	50	—	—	—
7	1970. 10. 16	6.2	155	0	<u>0.2</u> , 1.8~2.3, 8.0, 12.5	2.0, 3.6~4.2, <u>5.0~5.4</u>	1.6, 2.9, 3.8, 5.2, <u>8.8</u>
8	1971. 3. 22	5.4	100	10	1.0, 2.4, 6.4, <u>8.8~9.2</u>	2.0, <u>3.7</u> , 4.6	<u>2~3.6</u> , 5~5.5
9	1971. 4. 5	6.0	155	50	1.0, 2.2, 3.4, <u>6.5</u> , 11.8	2.3, <u>4.0</u> , 6.0, 8.8	<u>1~4</u>
10	1971. 9. 8	5.5	135	40	<u>1.2</u> , 4.8	1.4, <u>2.0</u> , 4.5, 5.7	1.7, <u>2.6~3.3</u>
11	1972. 2. 29	7.1	485	70	0.7, <u>1.8</u> , 6.1		<u>1.4~4.8</u>
12	1972. 9. 25	5.5	150	50	<u>1.8</u>	2.0~2.2, <u>4.4</u> , 5.0~5.2, 8.8	1.8~2.3, 3.7, <u>4.4</u>
13	1972. 12. 4	7.2	485	50	<u>1.6</u> , 3.8, 6.0	1.7, 2.2, 4.2, <u>5.4</u>	<u>1.9</u> , 2.8~3.0
14	1978. 2. 20	6.7	86	50	<u>2.3</u> , 6.8	1.0, <u>1.9</u> , 3.4, 5.0, 5.6	1.2, <u>1.9~2.2</u>
15	1978. 6. 12	7.4	140	40	—	—	—

(注) — は最も高い増幅率を示す振動数を表わす。



(a) 地盤上の記録



(b) 橋脚天端の記録

図 3 - 2 最大加速度に及ぼす計器特性補正の効果

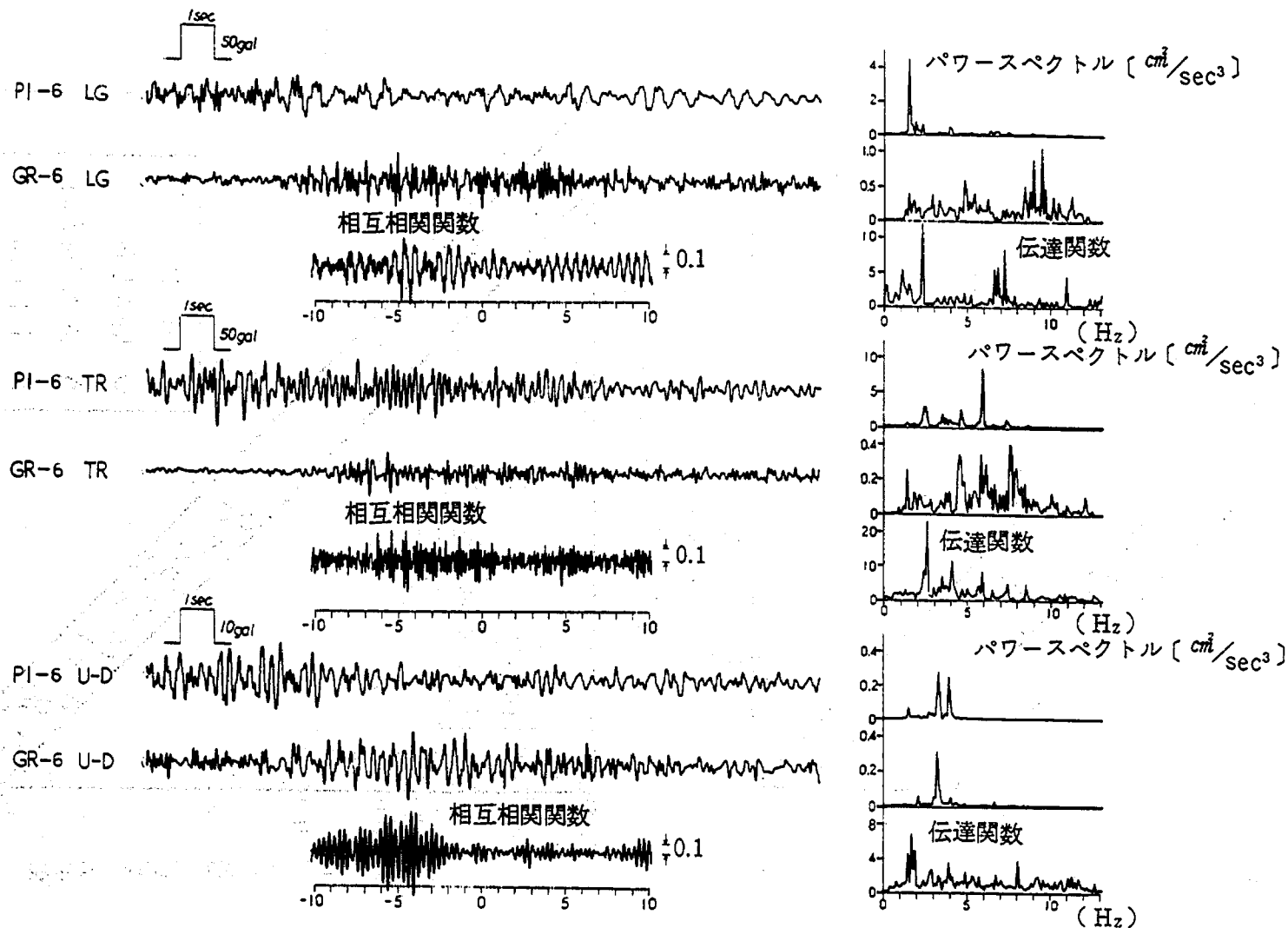


図3-3 強震記録および波形特性 (EQ. No. 67004)

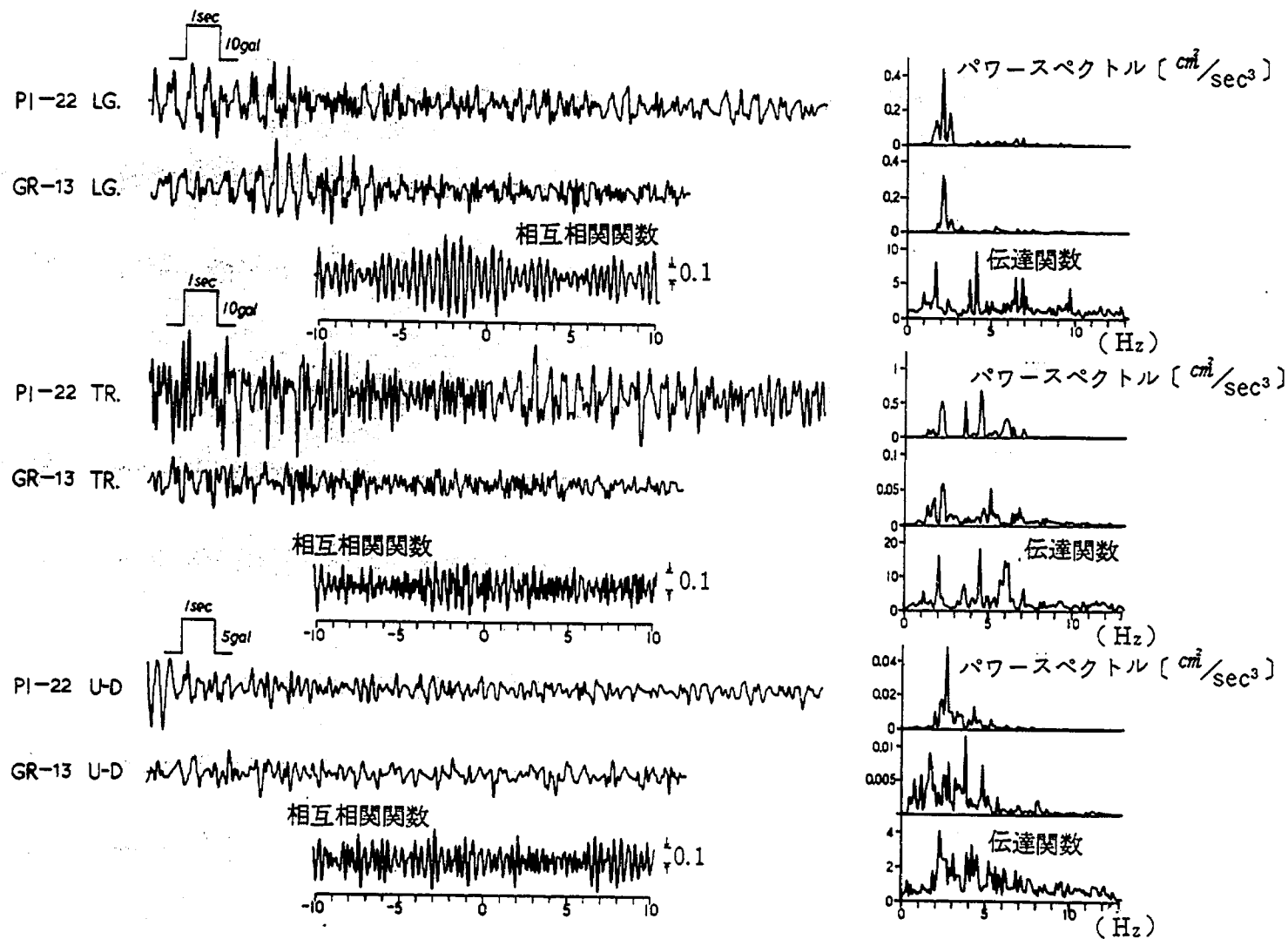


図 3 - 4 強震記録および波形特性 (EQ. No. 68057)

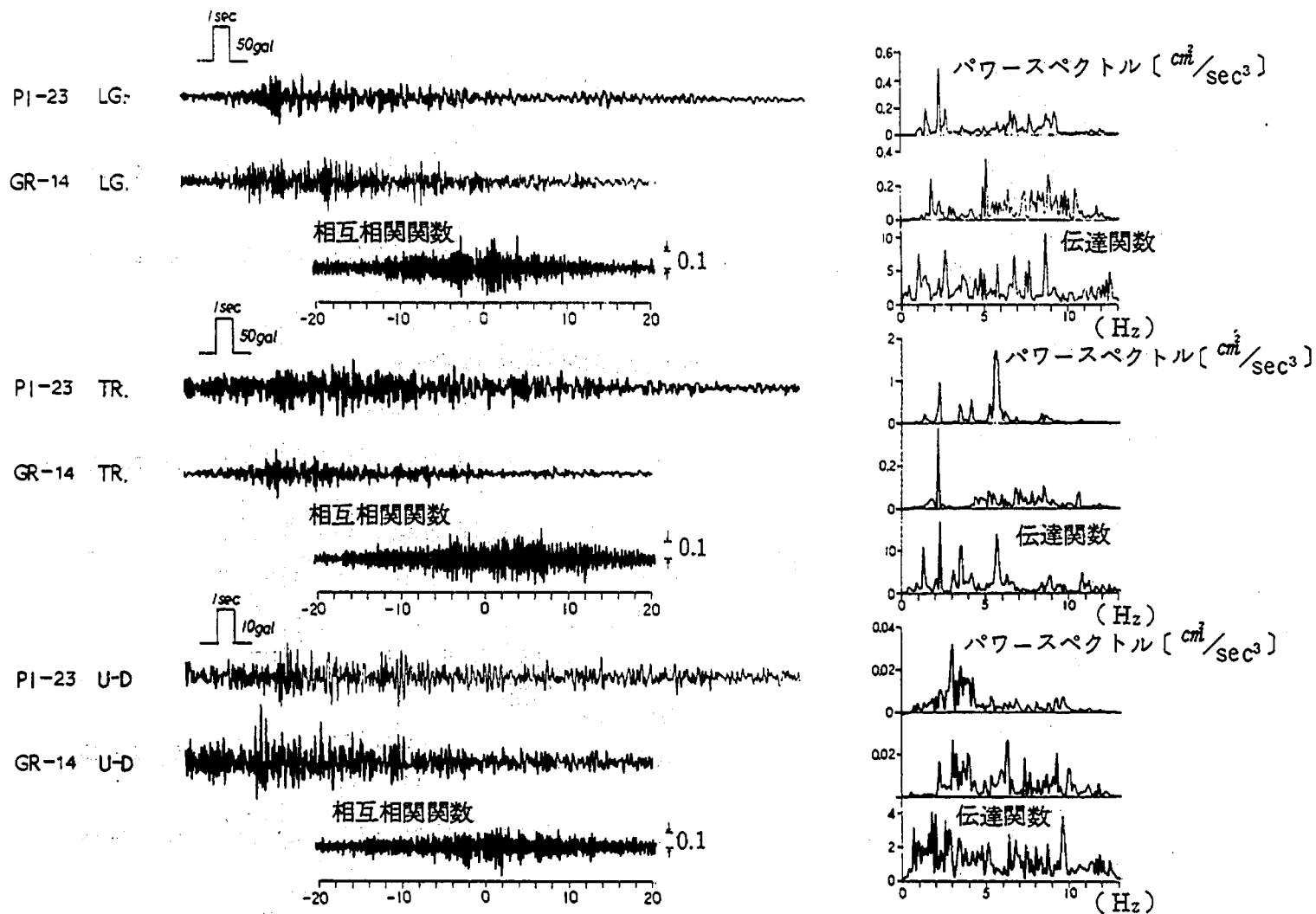


図 3-5 強震記録および波形特性 (EQ. No. 68062)

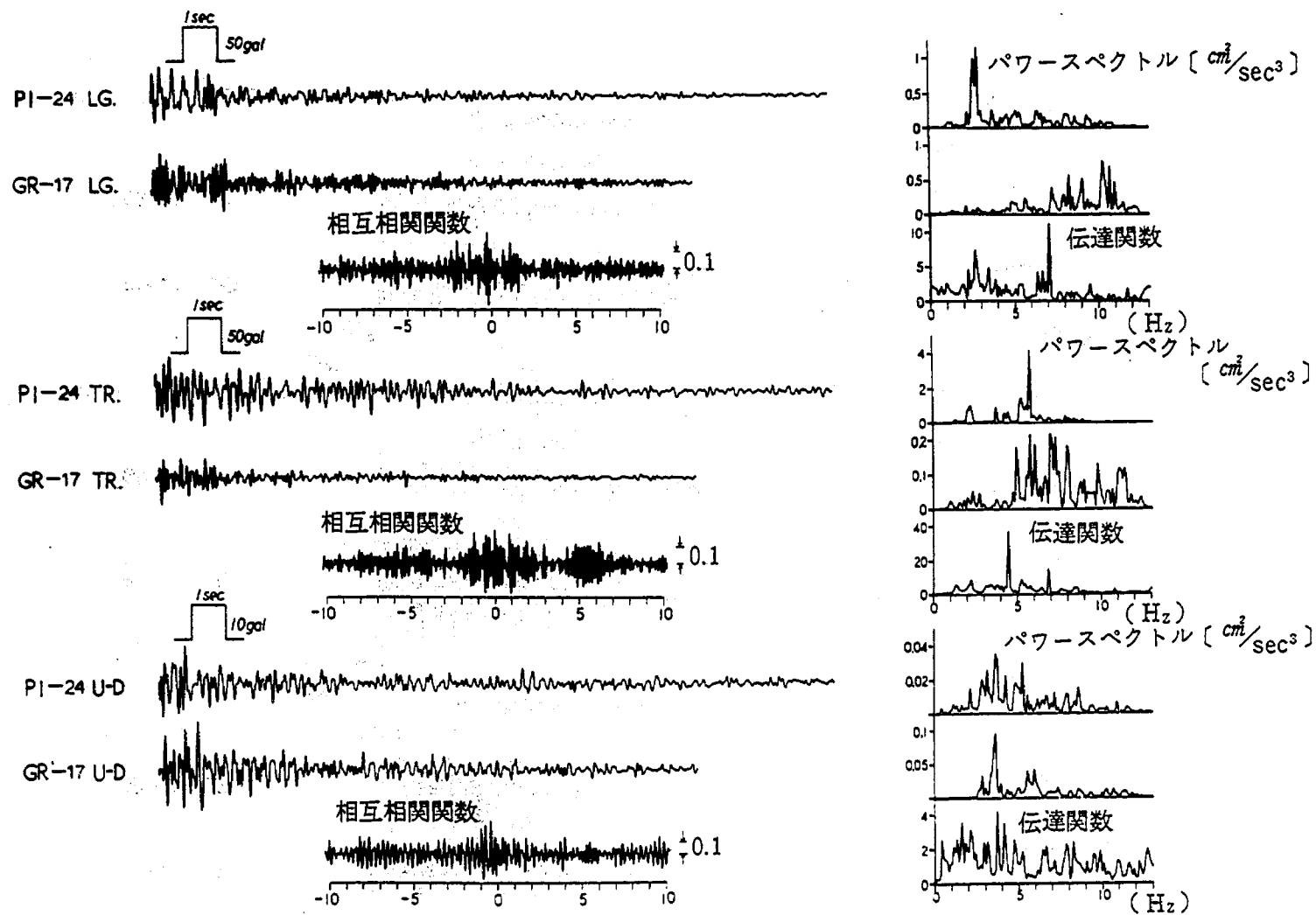


図3-6 強震記録および波形特性 (EQ. No. 68065)

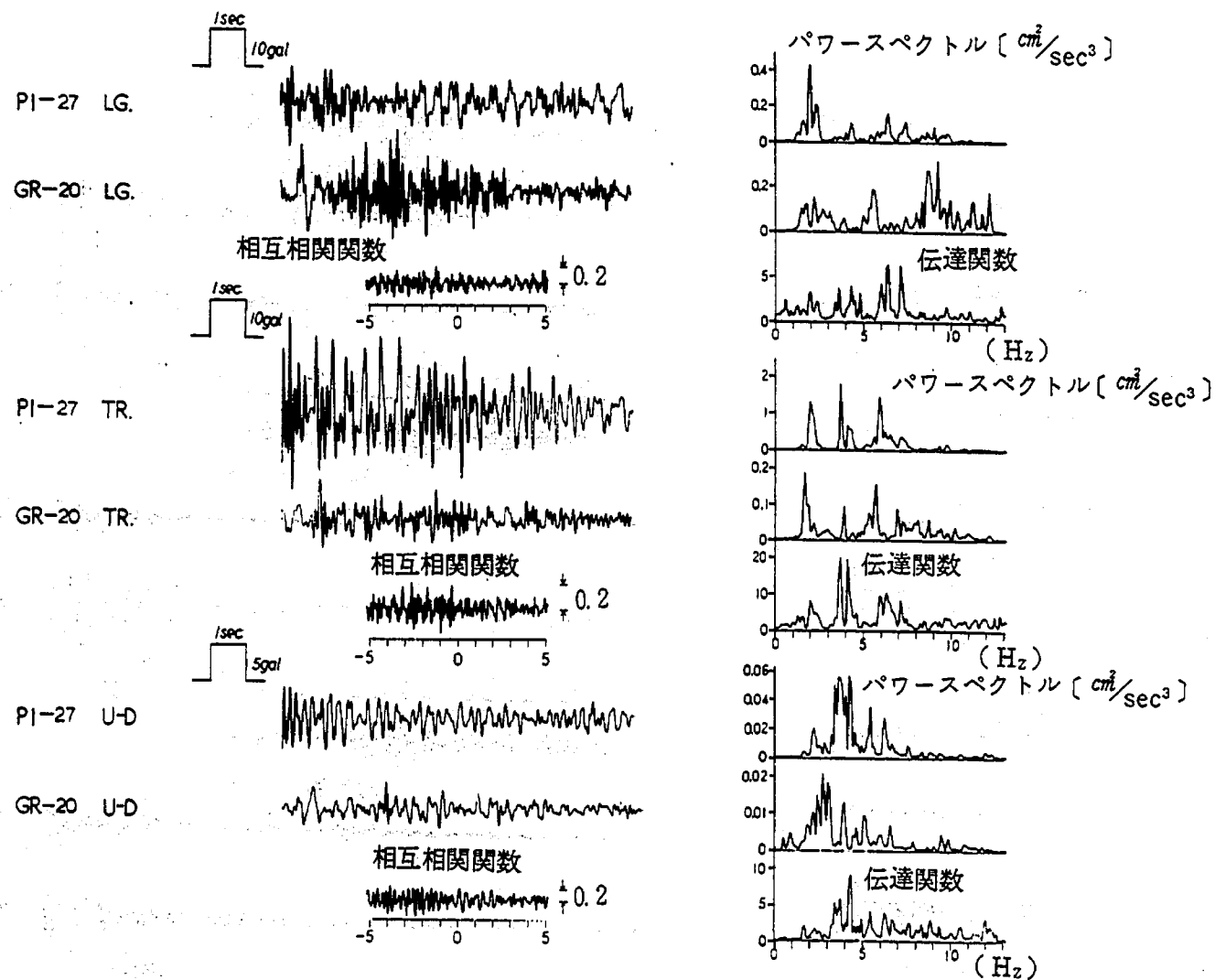


図 3 - 7 強震記録および波形特性 (EQ. No. 69039)

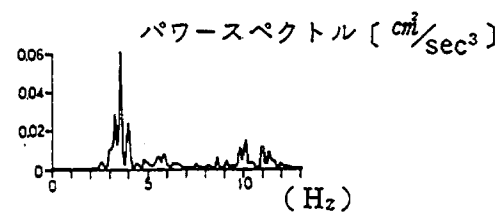
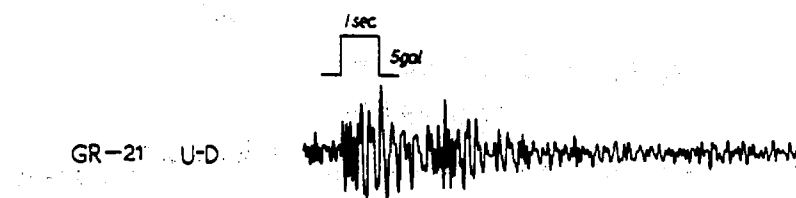
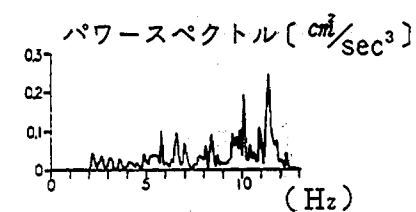
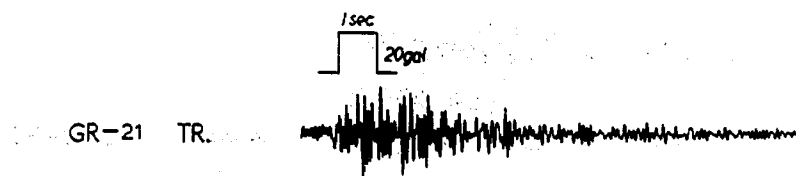
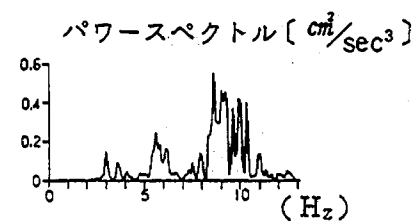
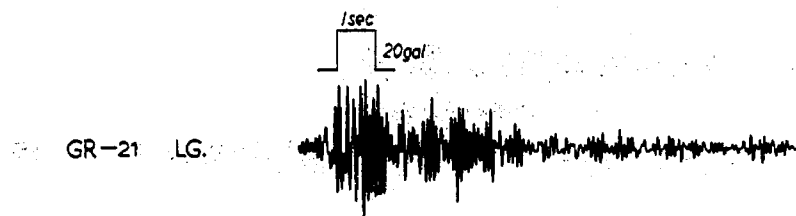


図3-8 強震記録および波形特性 (EQ. No.70008)

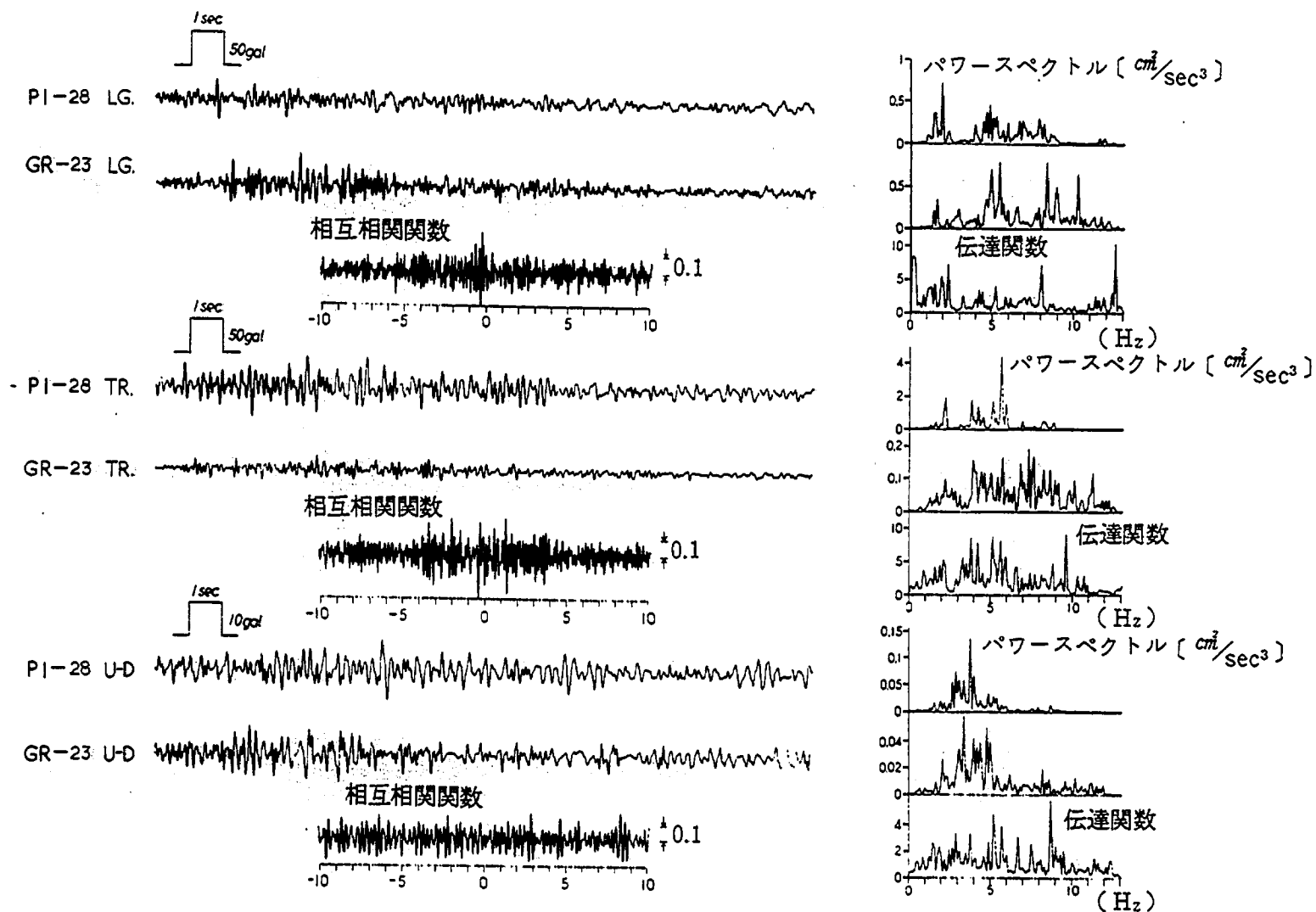


図 3 - 9 強震記録および波形特性 (EQ. No. 70031)

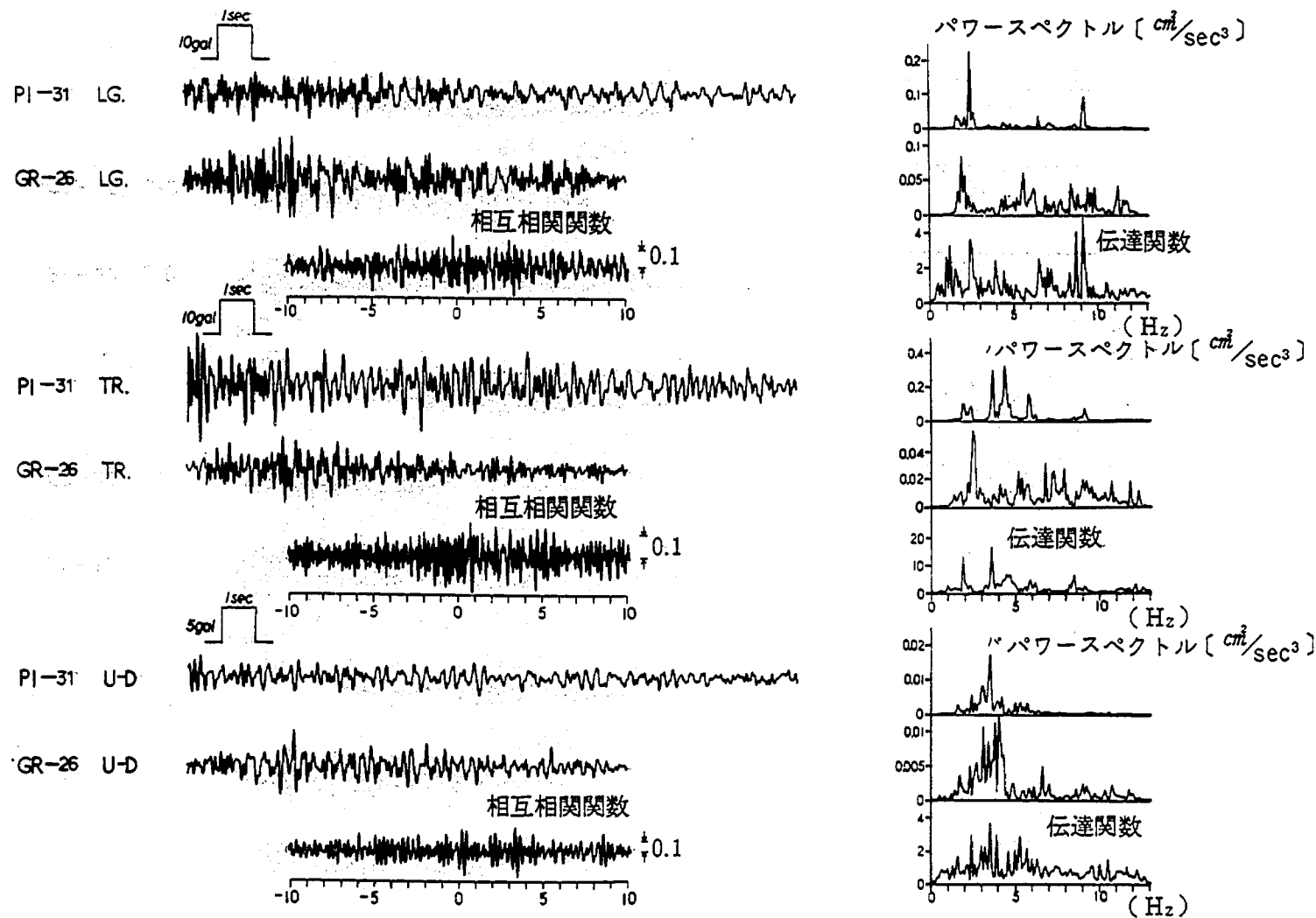


図3-10 強震記録および波形特性 (EQ. No. 71018)

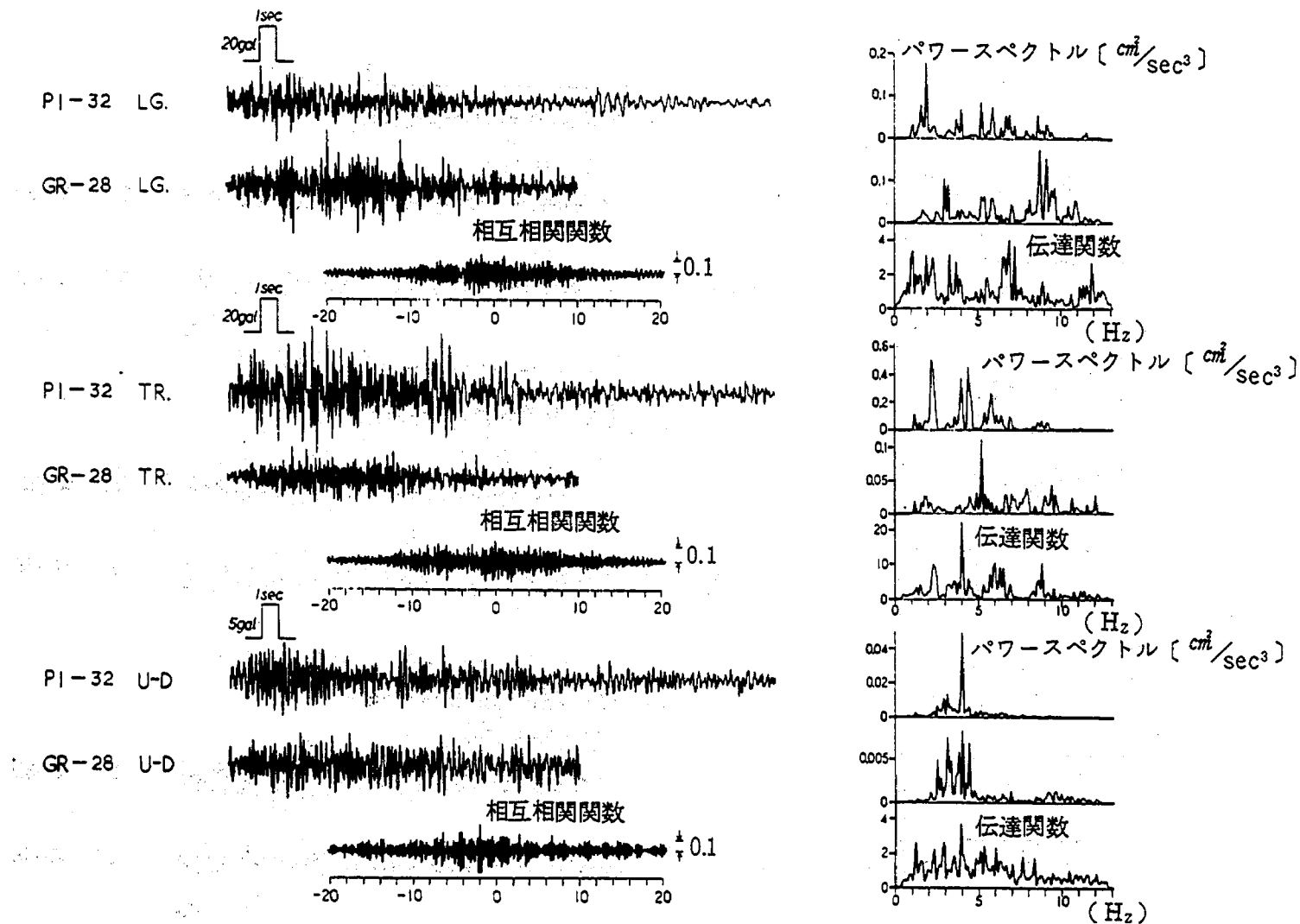


図3-11 強震記録および波形特性 (EQ. No. 71021)

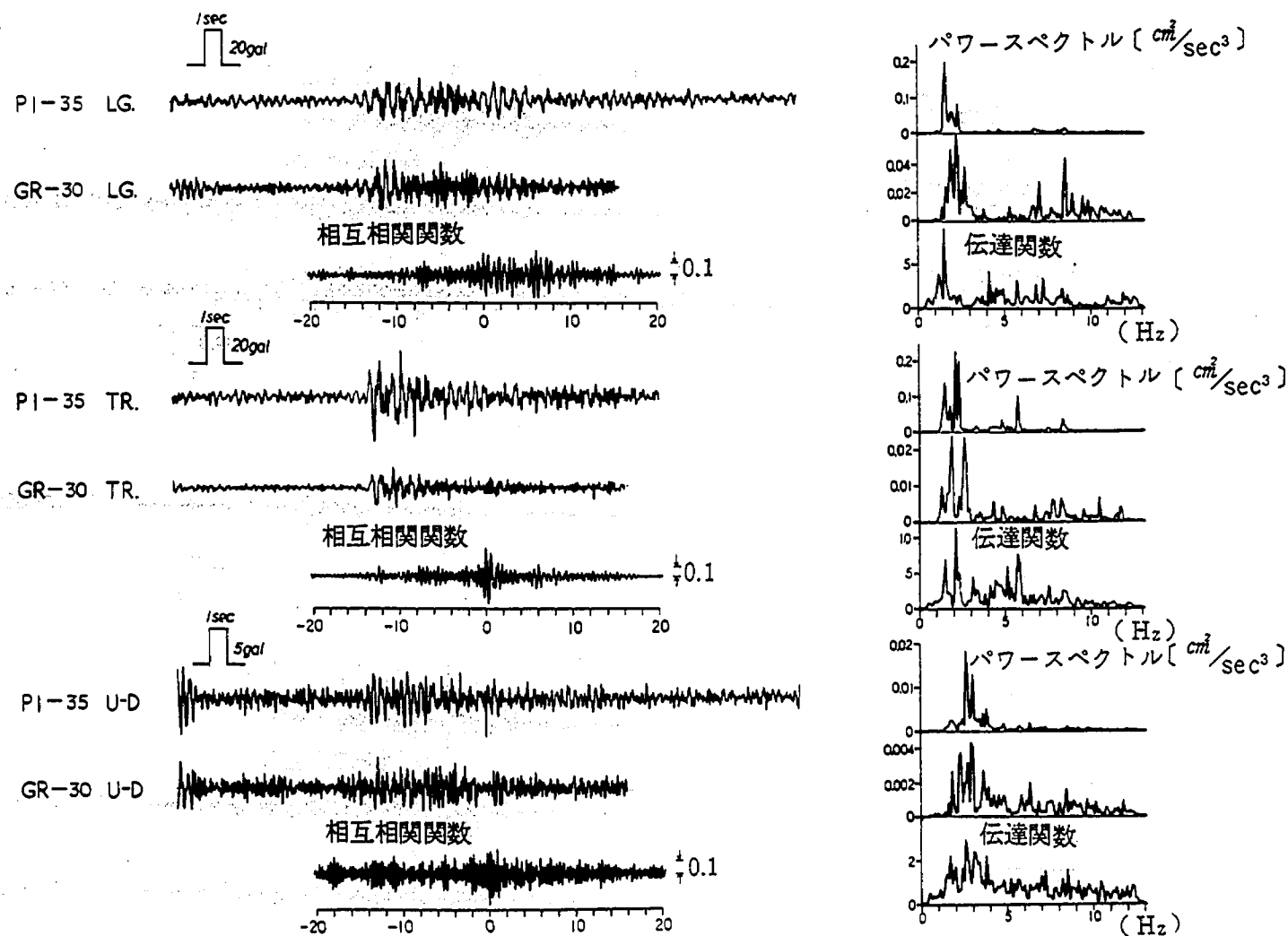


図 3-12 強震記録および波形特性 (EQ. No. 71038)

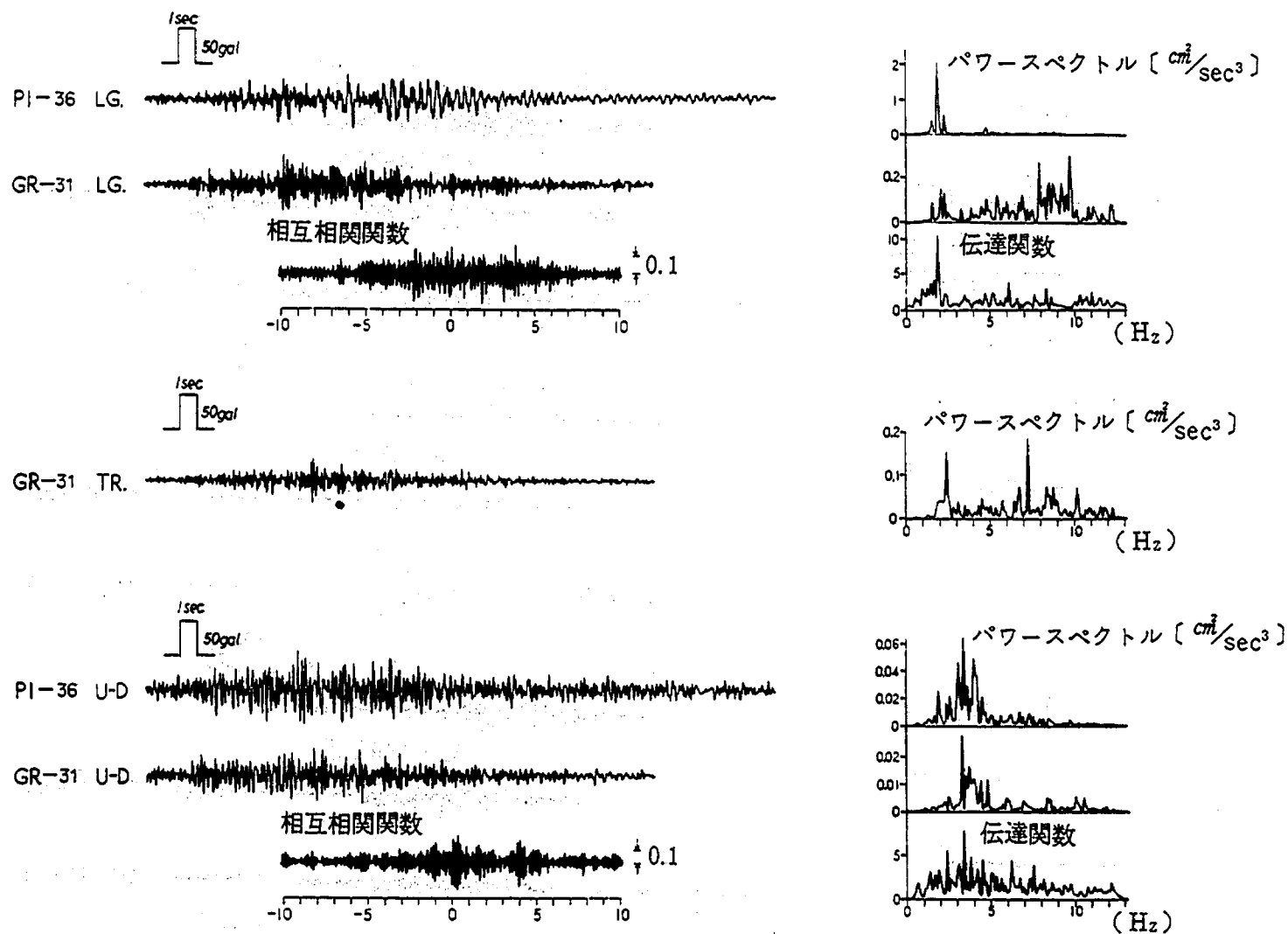


図3-13 強震記録および波形特性 (EQ. No. 72006)

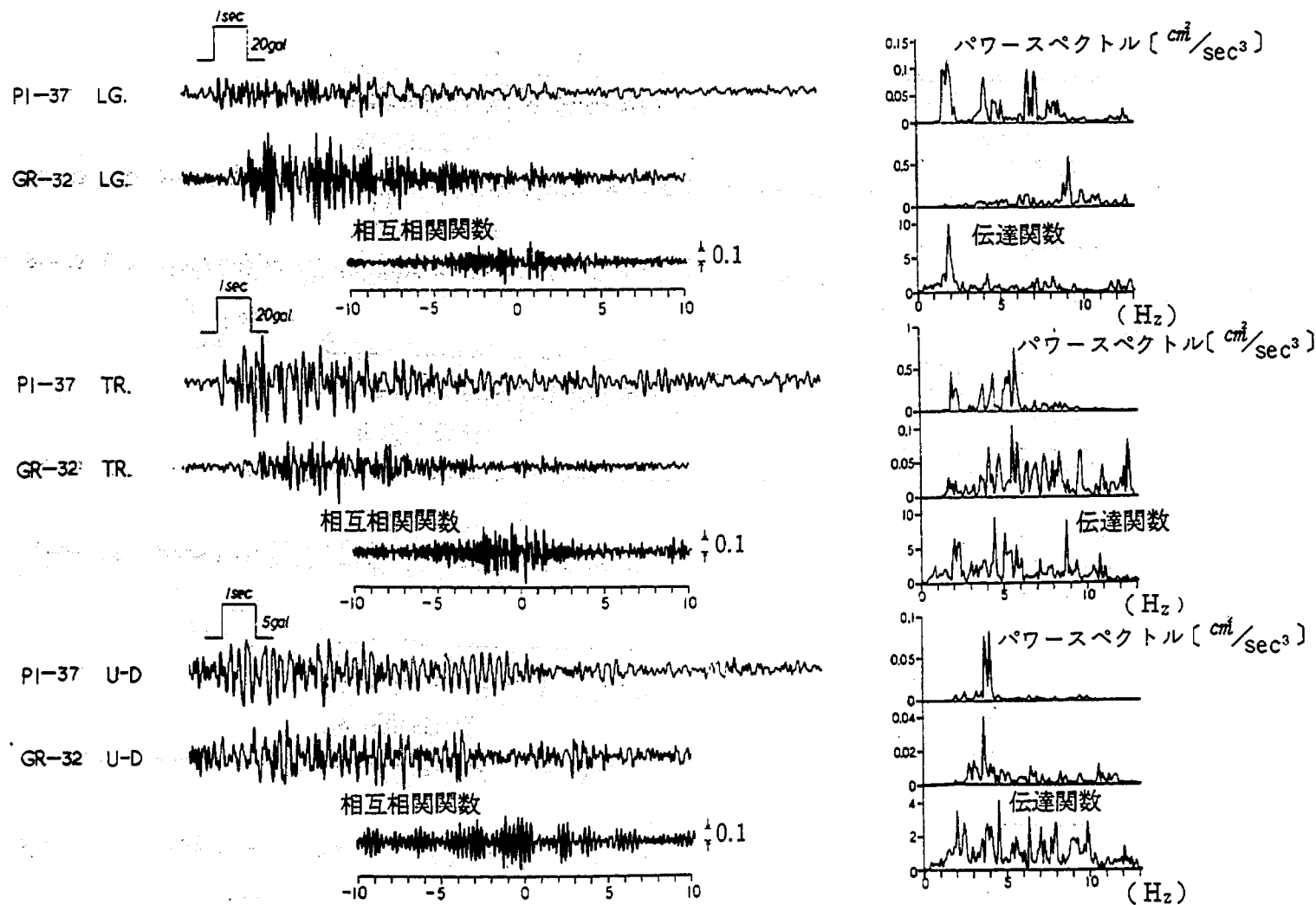


図3-14 強震記録および波形特性 (EQ. No. 72019)

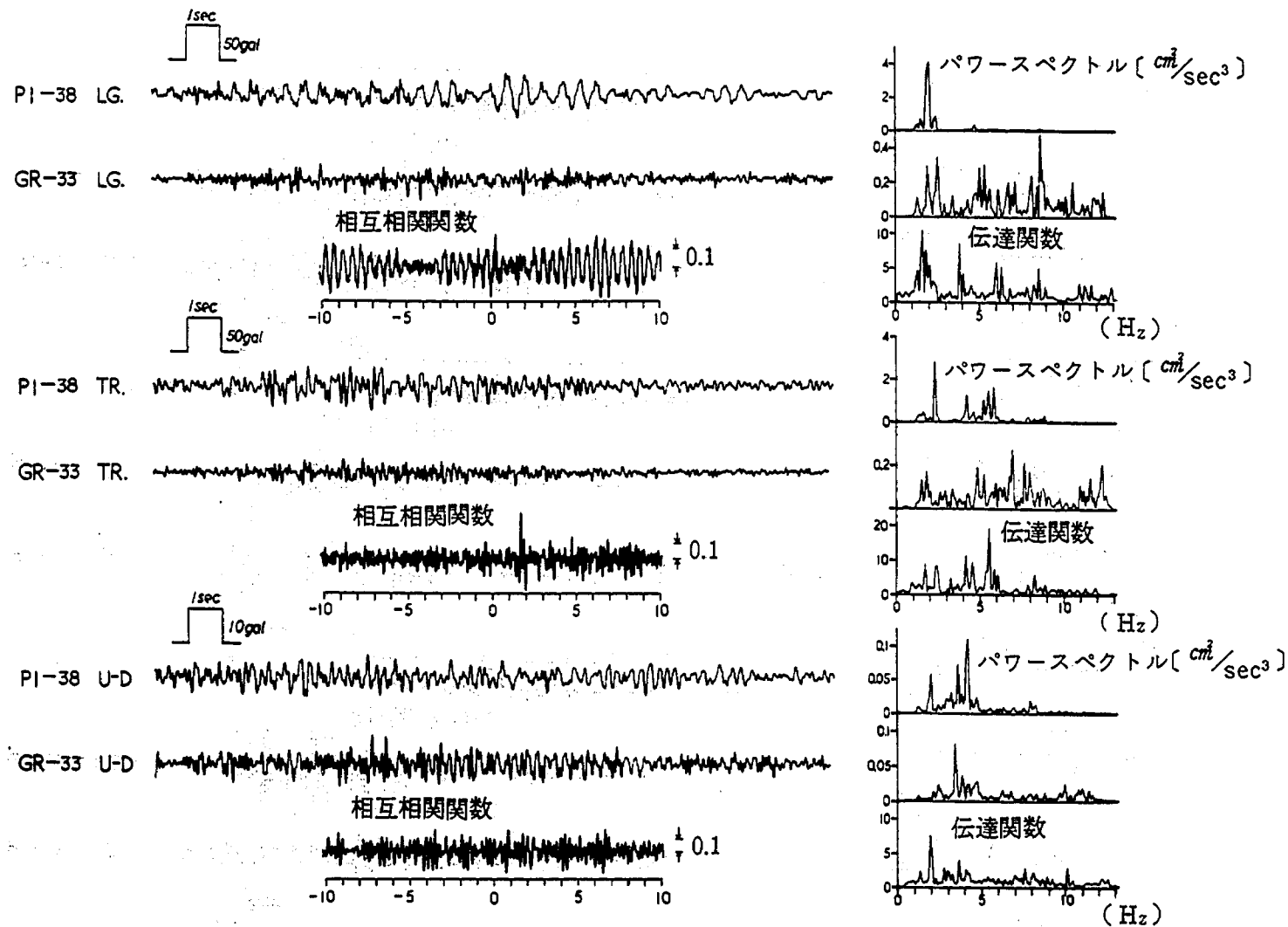


図 3-15 強震記録および波形特性 (EQ. No. 72029)

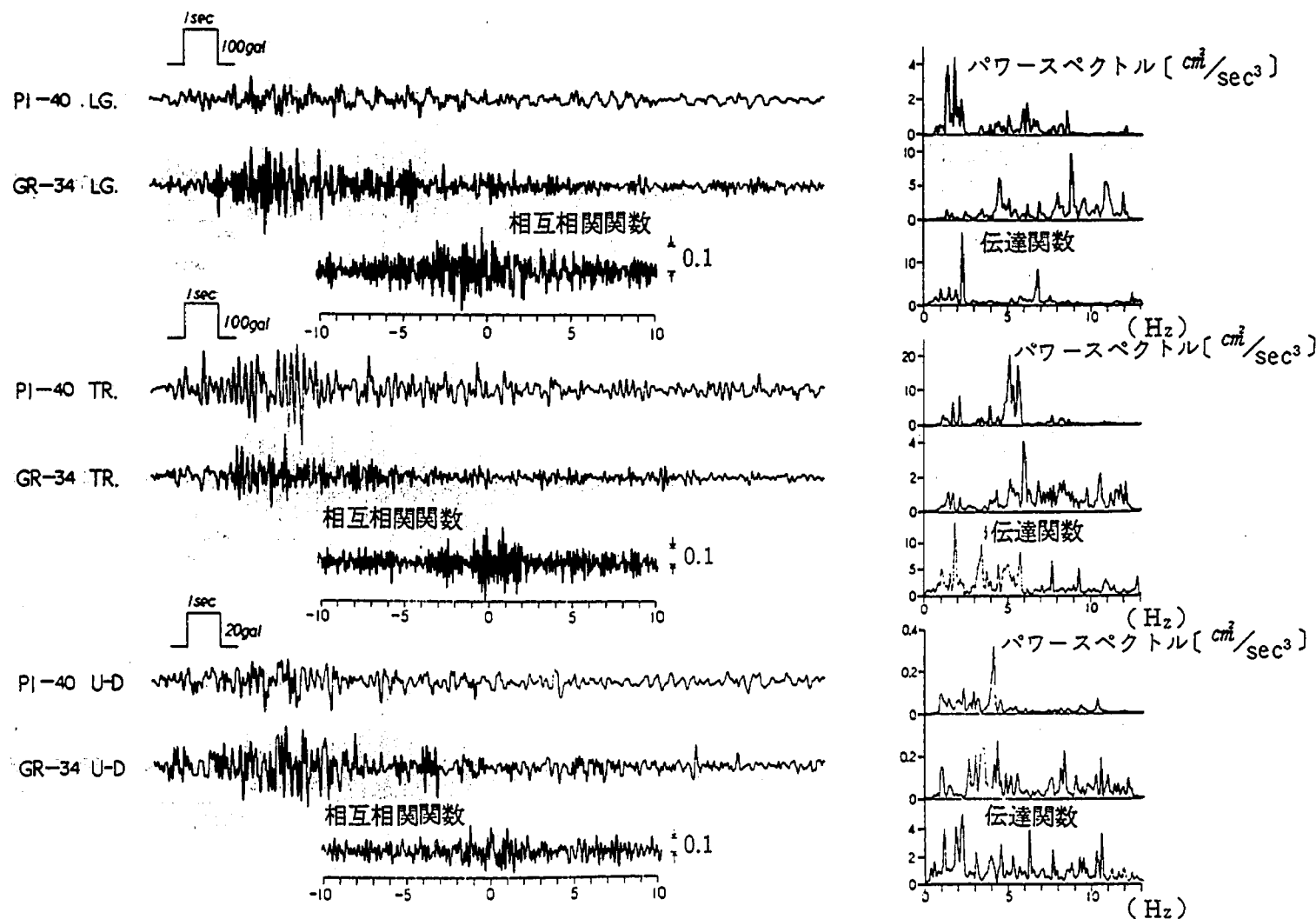


図 3-16 強震記録および波形特性 (EQ. No. 78003)

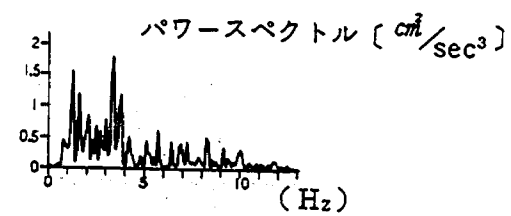
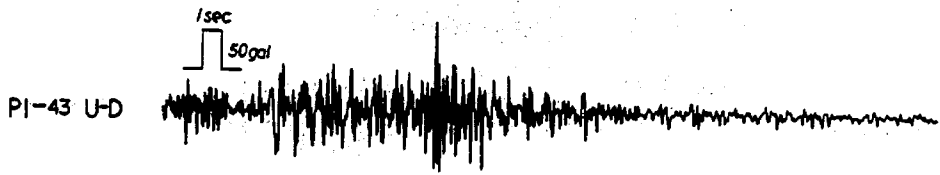
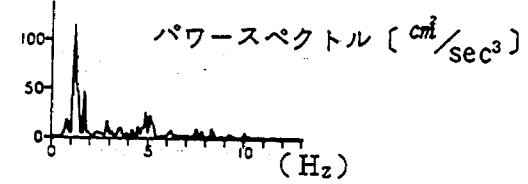
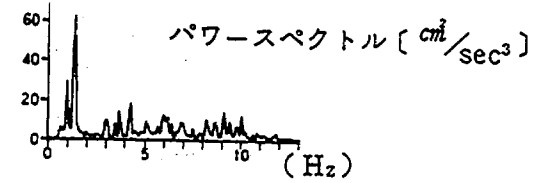
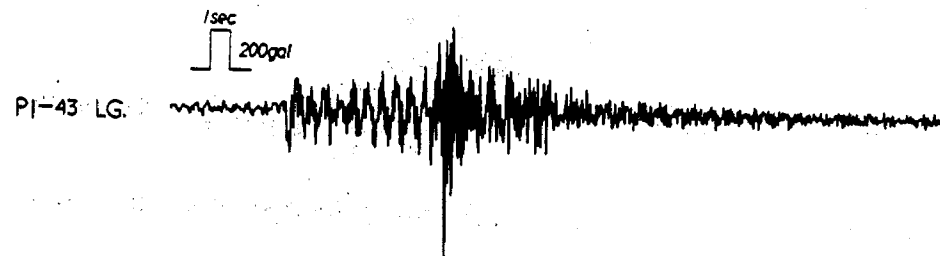


図3-17 強震記録および波形特性 (EQ. No. 78012)

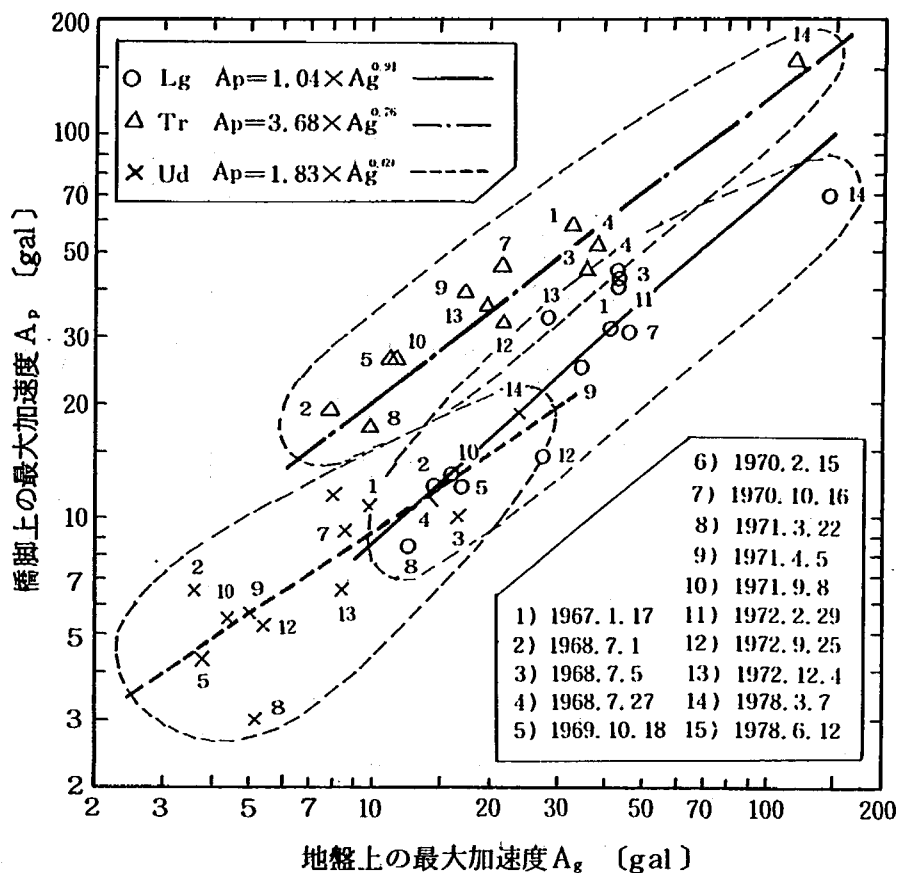


図3-18 地盤上の最大加速度 A_g [gal] と橋脚上の最大加速度 A_p [gal] の関係

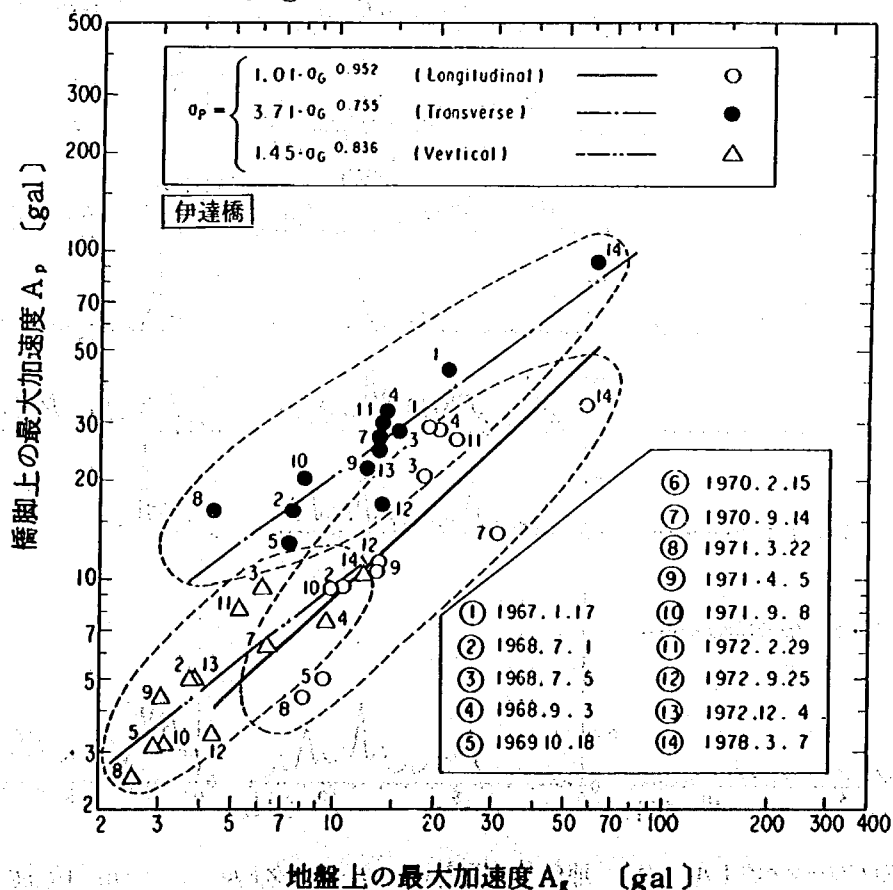


図3-19 橋脚上の最大加速度と地盤上の最大加速度の関係
(式(3-2)による計器特性の補正を施さない場合)

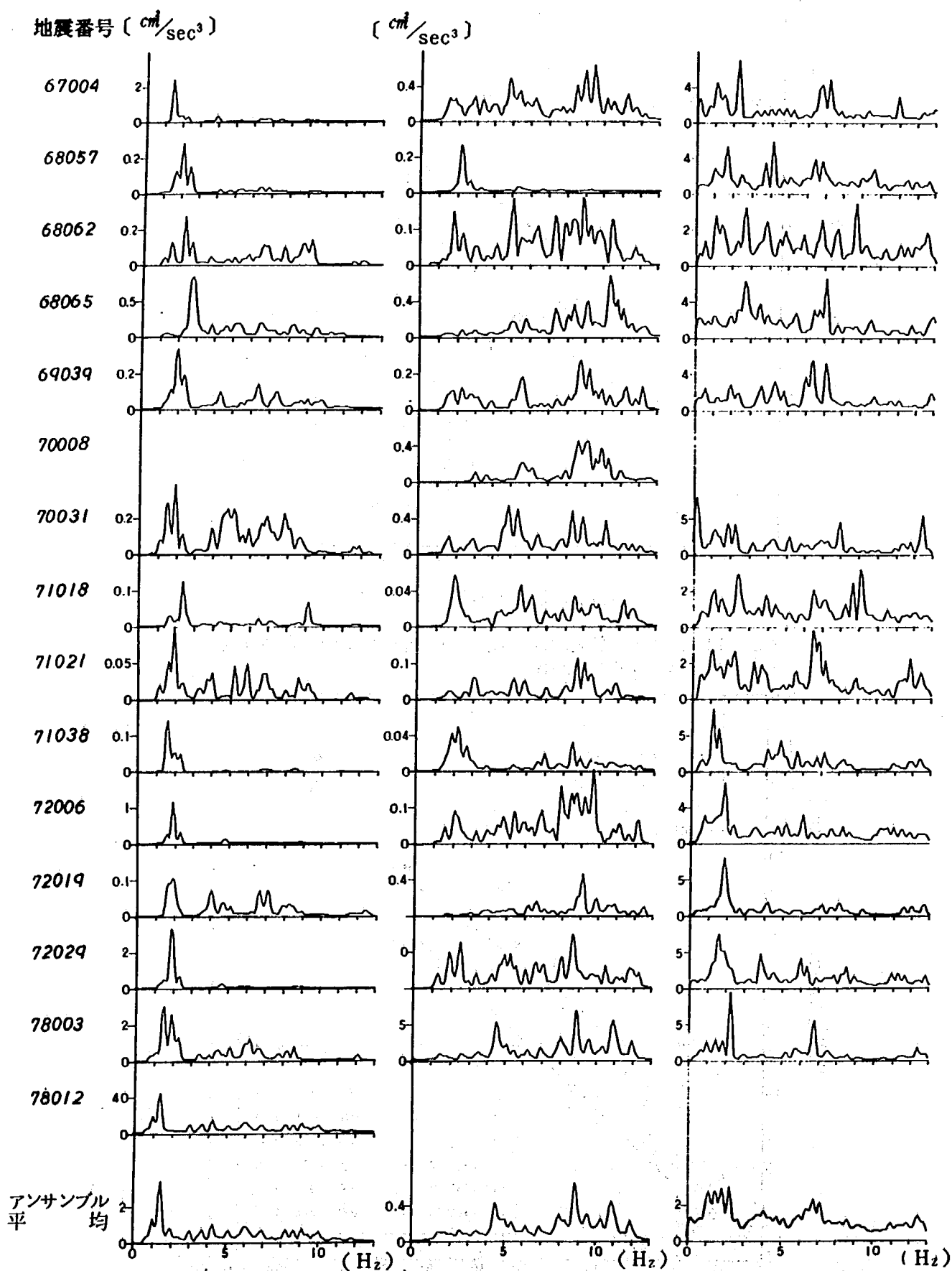


図 3-20 記録のパワースペクトルおよび伝達関数 (橋軸方向成分)

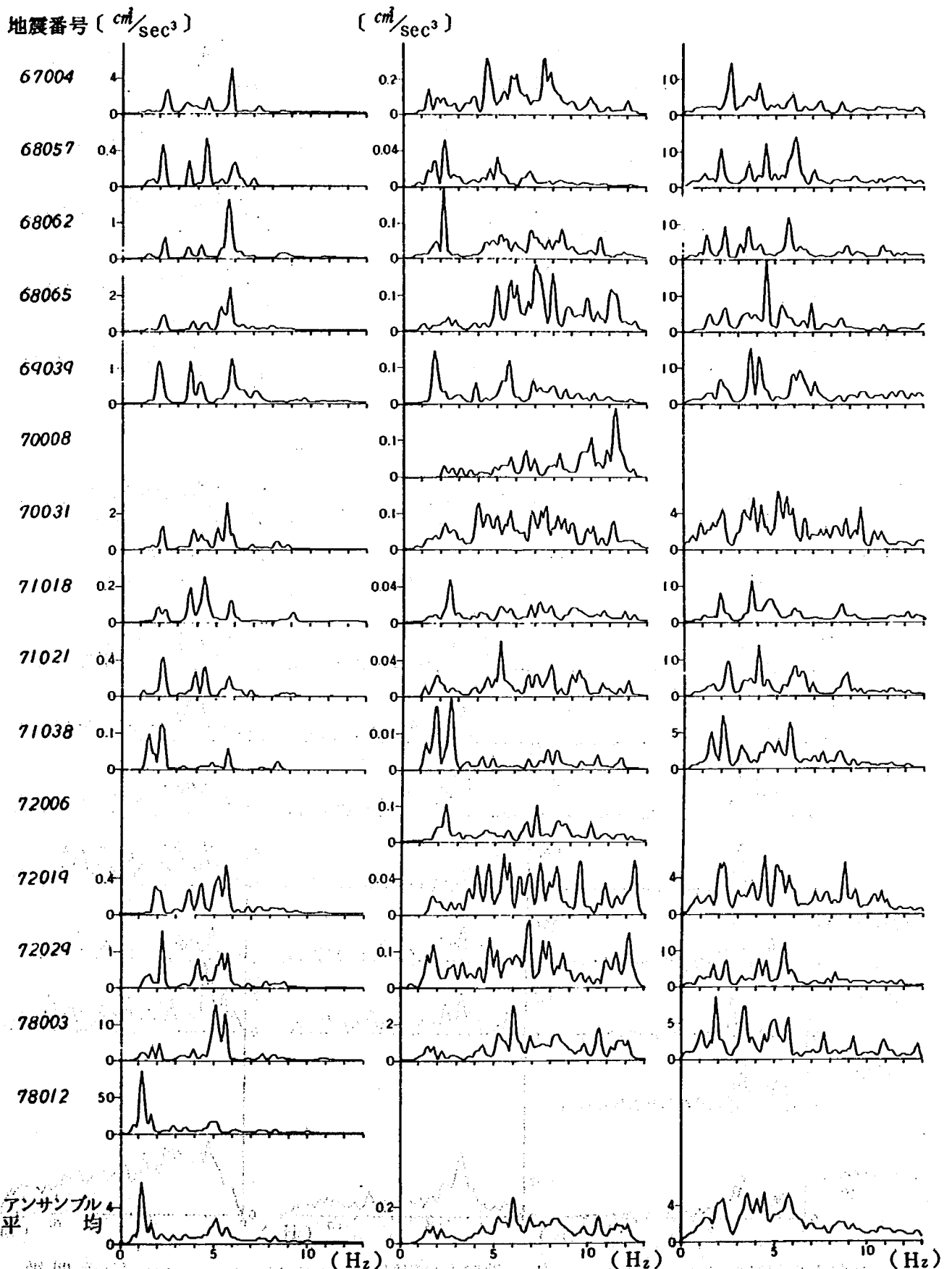
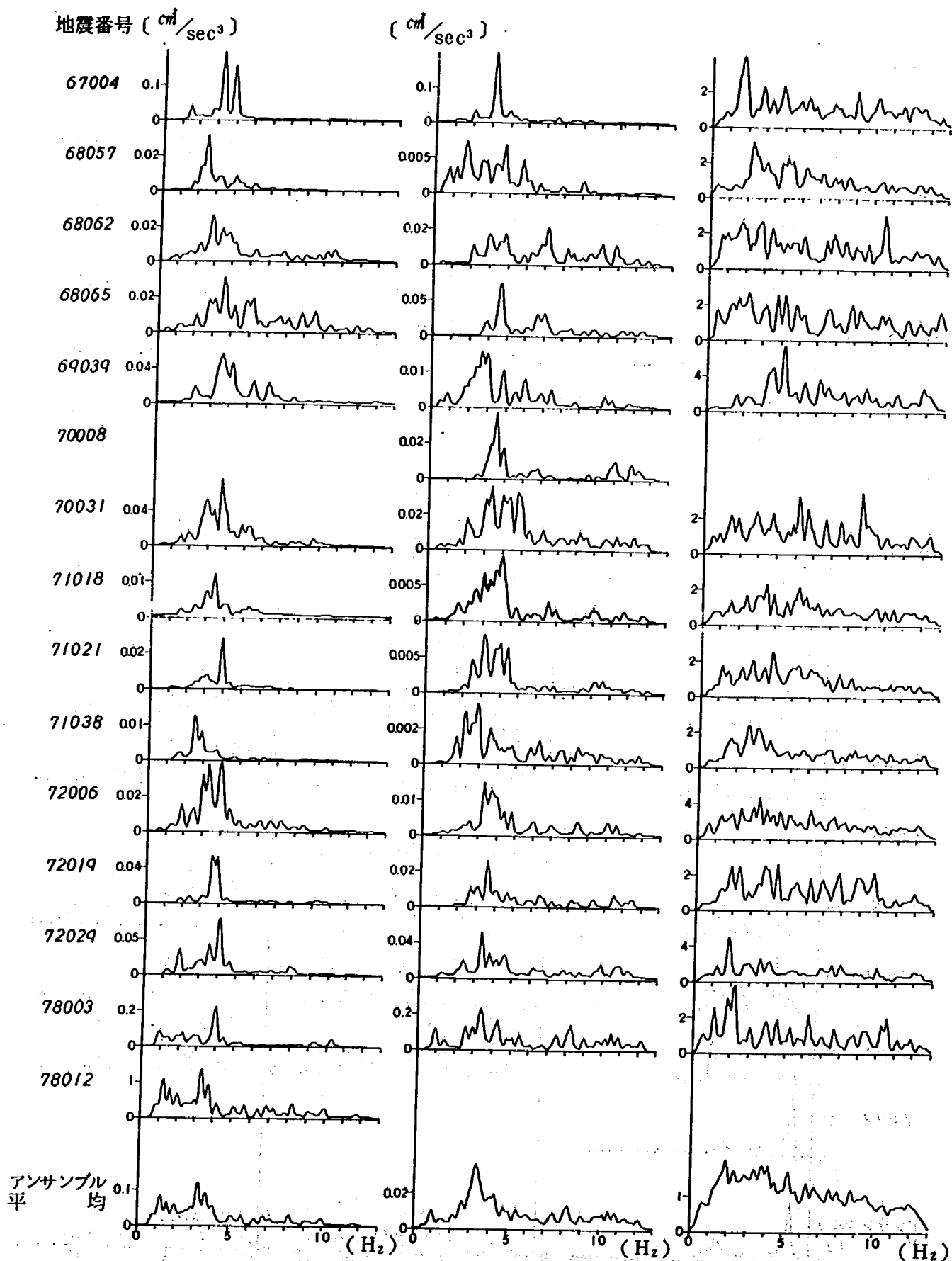


図3-21 記録のパワースペクトルおよび伝達関数（橋軸直角方向成分）



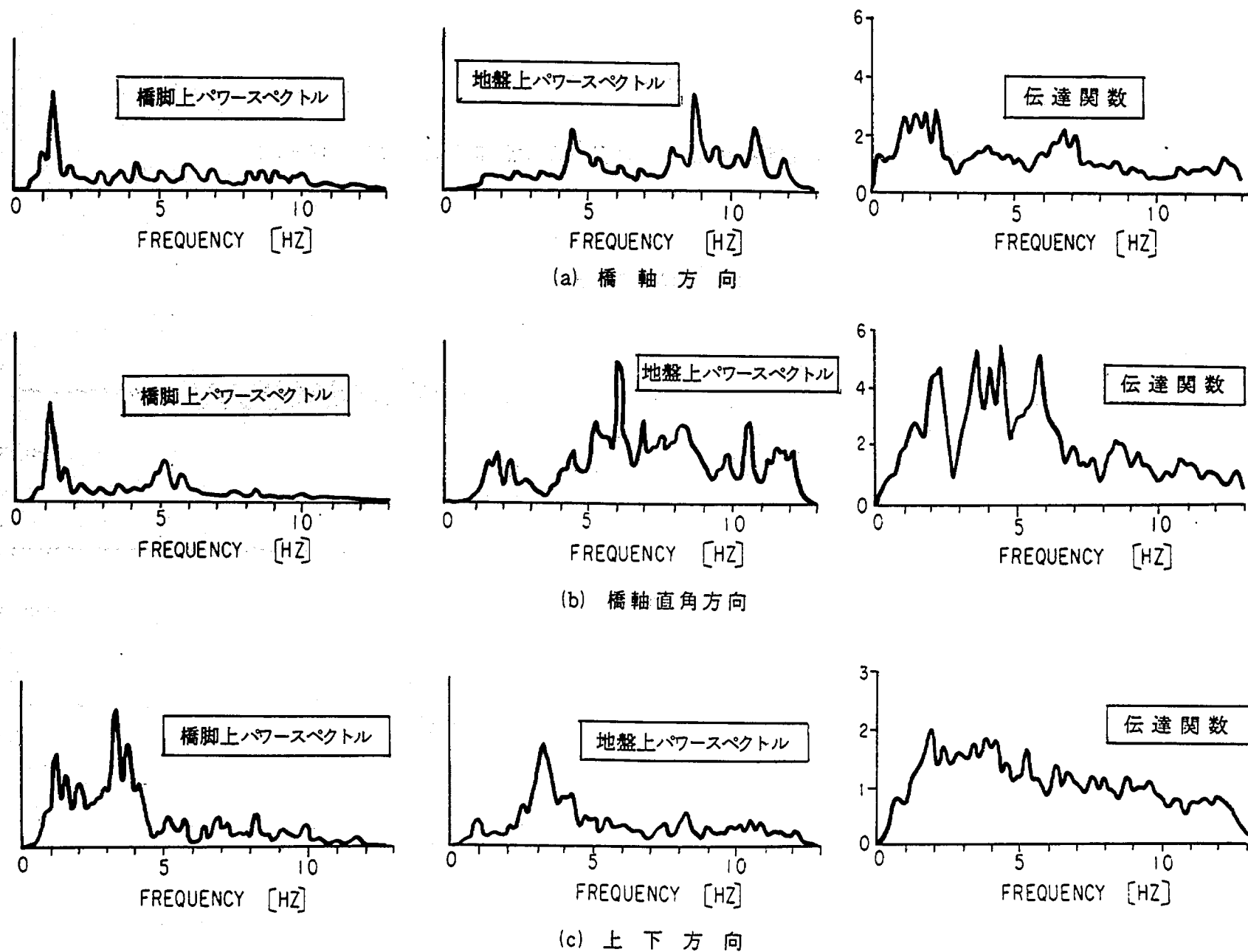


図 3-23 アンサンブル平均した記録のパワースペクトルおよび伝達関数

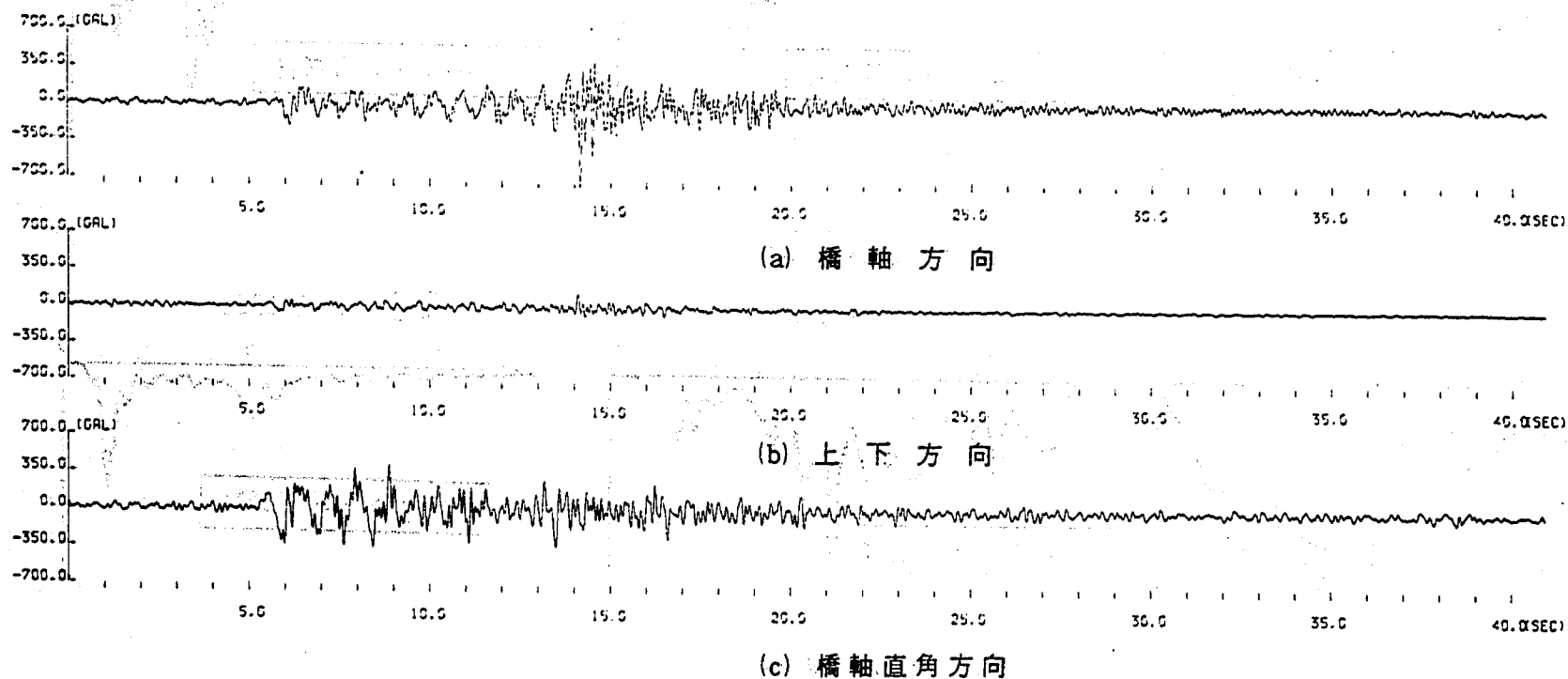
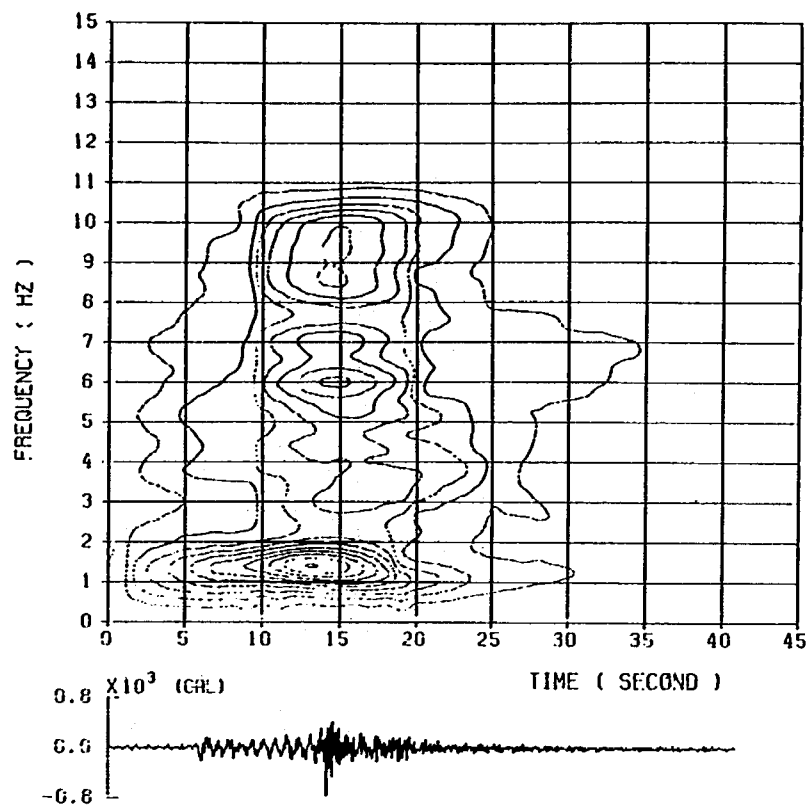
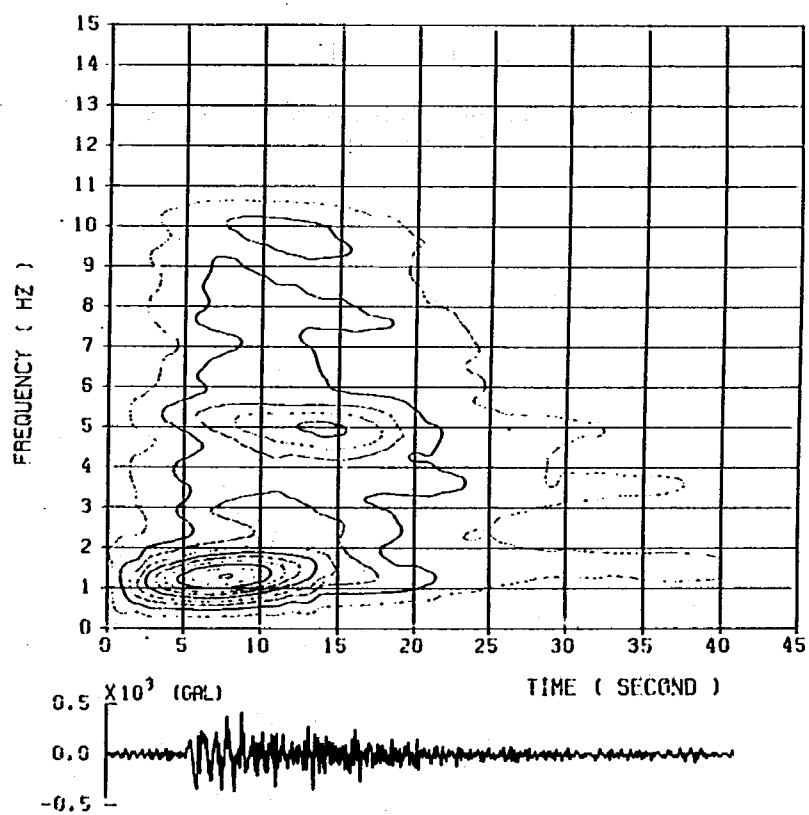


図3-24 1978年6月12日宮城県沖地震による伊達橋橋脚天端の記録(補正済み)

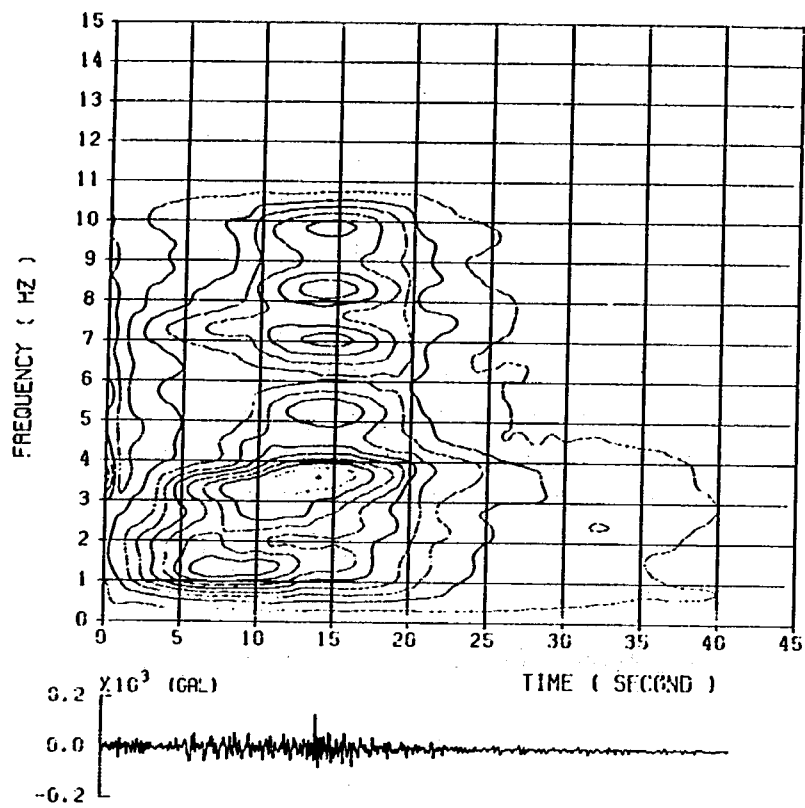


(a) 橋 軸 方 向



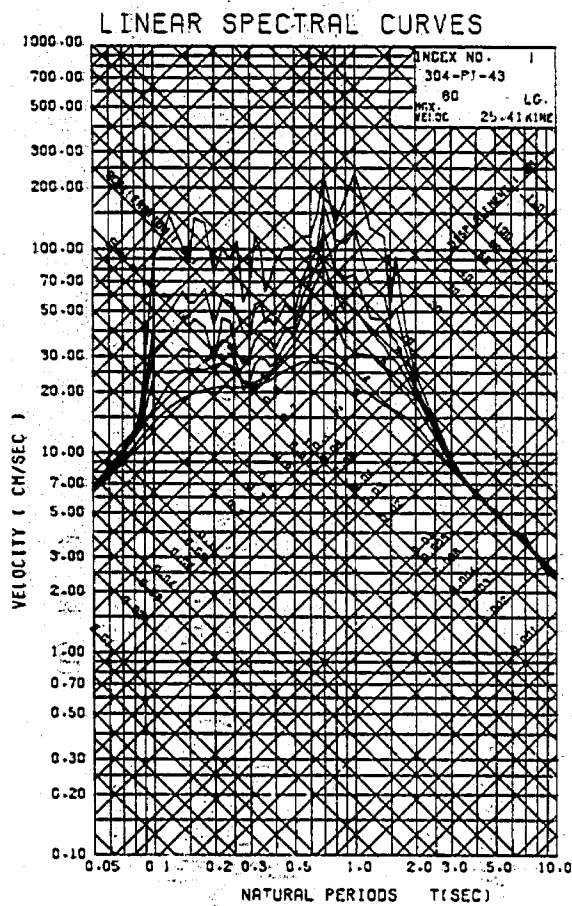
(b) 橋 軸 直 角 方 向

図 3 - 25 (1) 1978年宮城県沖地震による橋脚天端の加速度強震記録の
ランニングフーリエスペクトル

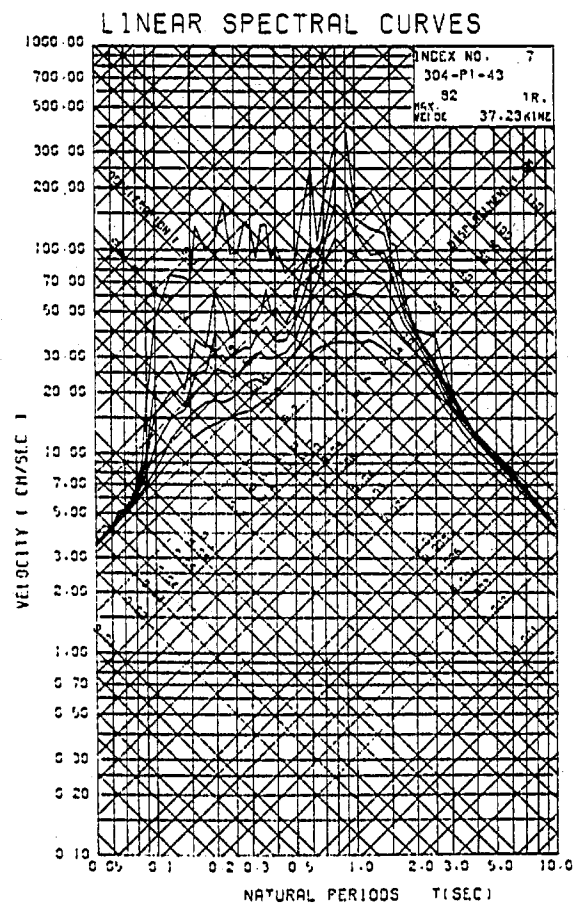


(c) 上 下 方 向

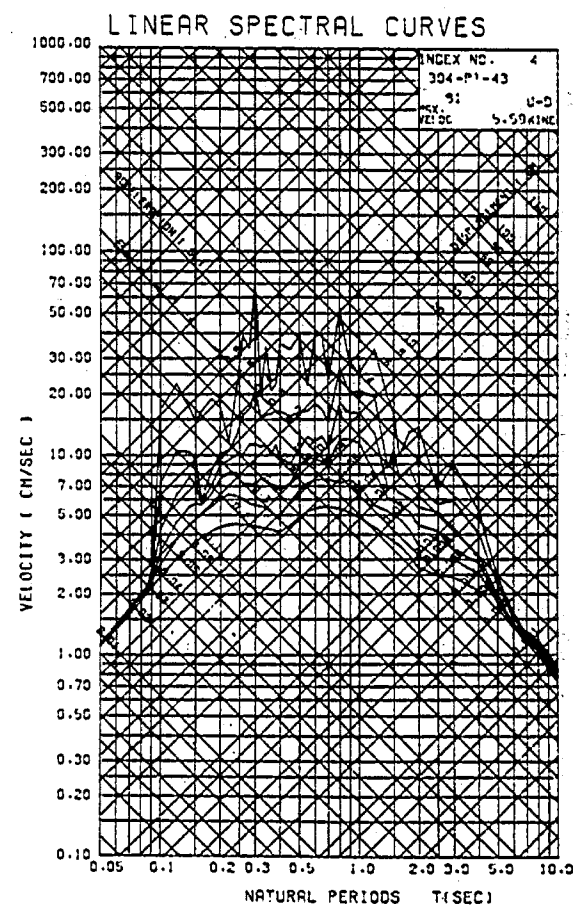
図 3 - 25 (2) 1978 年宮城県沖地震による橋脚天端の加速度強震記録の
ランニングフーリエスペクトル



(a) 橋軸方向

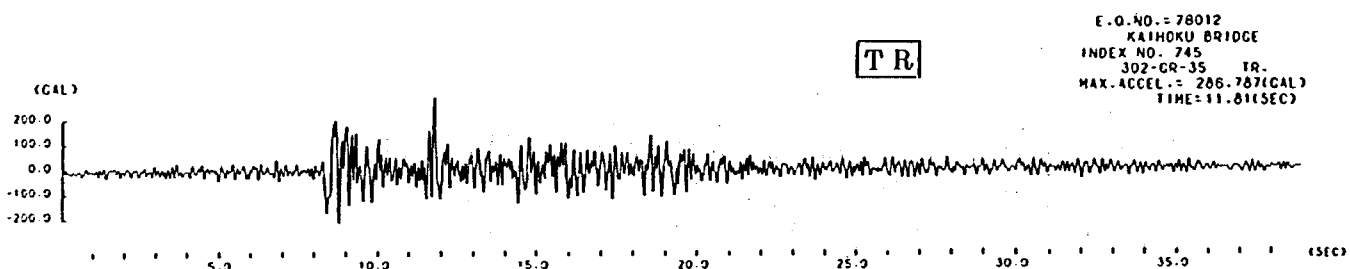
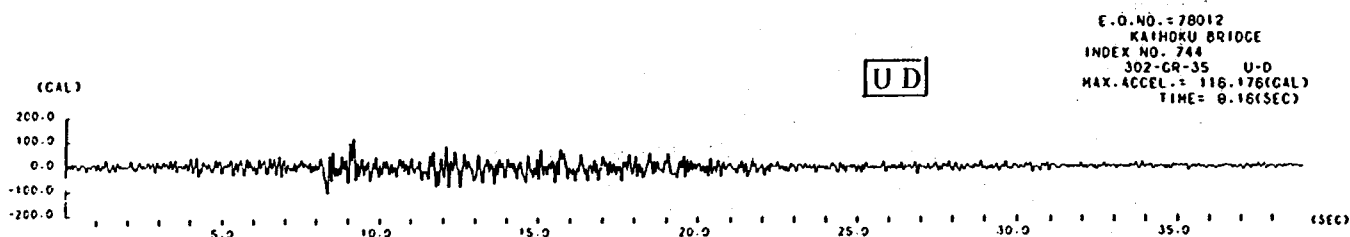
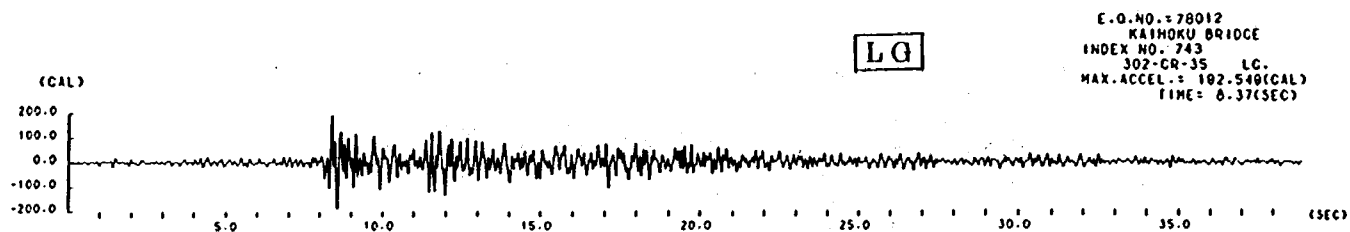


(b) 橋軸直角方向

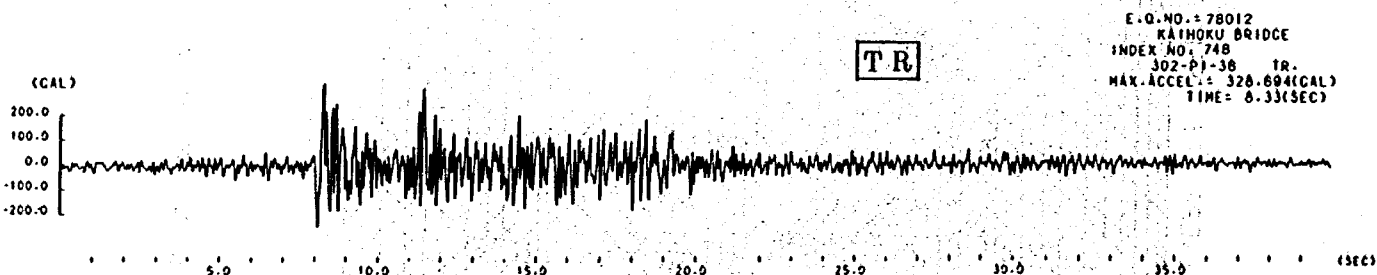
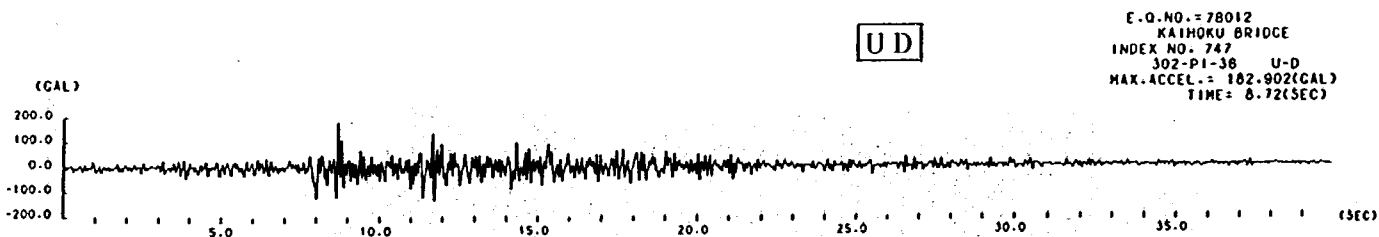
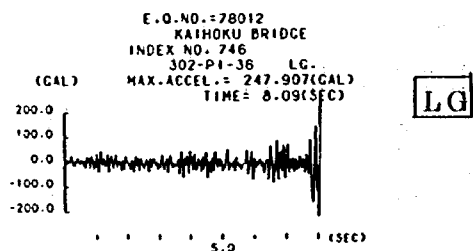


(c) 上下方向

図3-26 1978年宮城県沖地震による橋脚天端の加速度強震記録の応答スペクトル



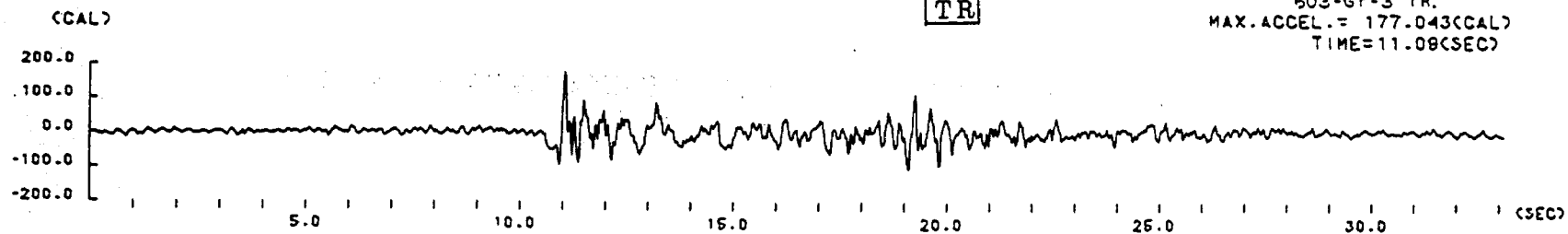
(a) 近傍地盤上



(b) 橋脚上

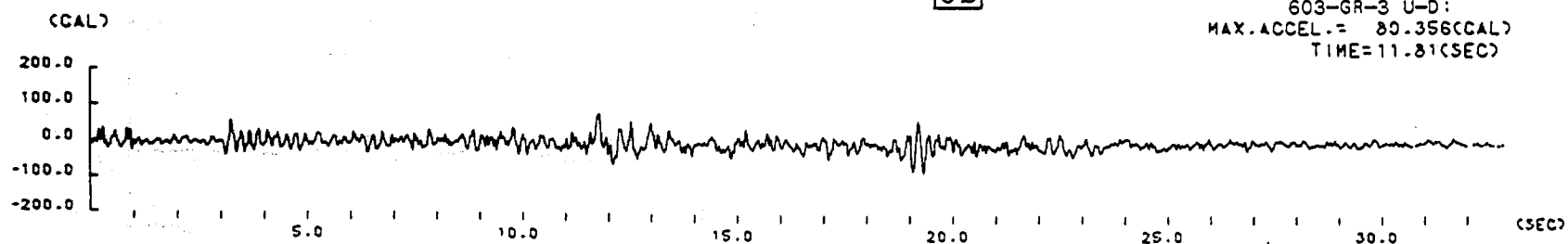
E.Q.NO.= 78012
 TARUMIZU DAM 1978
 INDEX NO. 754
 603-Gr-3 TR.
 MAX.ACCEL.= 177.043(CAL)
 TIME=11.09(SEC)

TR



E.Q.NO.= 78012
 TARUMIZU DAM 1978
 INDEX NO. 753
 603-GR-3 U-D:
 MAX.ACCEL.= 80.356(CAL)
 TIME=11.81(SEC)

UD



E.Q.NO.= 78012
 TARUMIZU DAM 1978
 INDEX NO. 752
 607-GR-3 LG.
 MAX.ACCEL.= -237.324(CAL)
 TIME=11.14(SEC)

LG

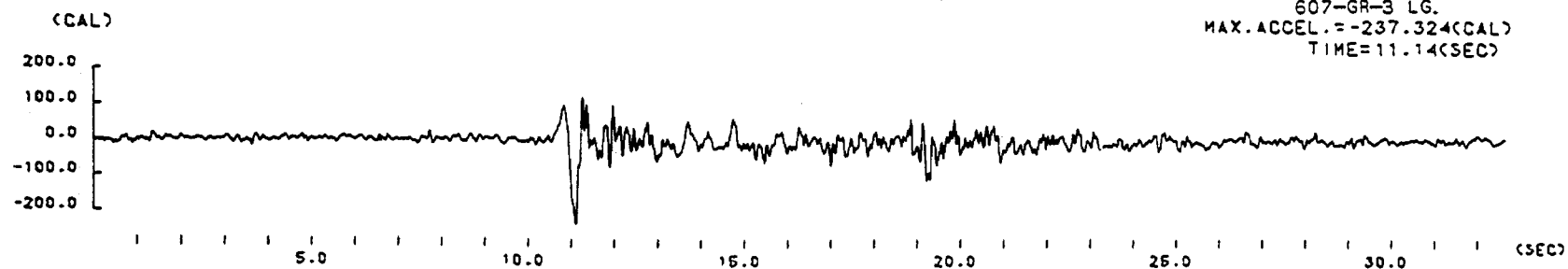


図3-28 樽水ダムギャラリーにおける加速度強震記録 (1978. 6. 12)

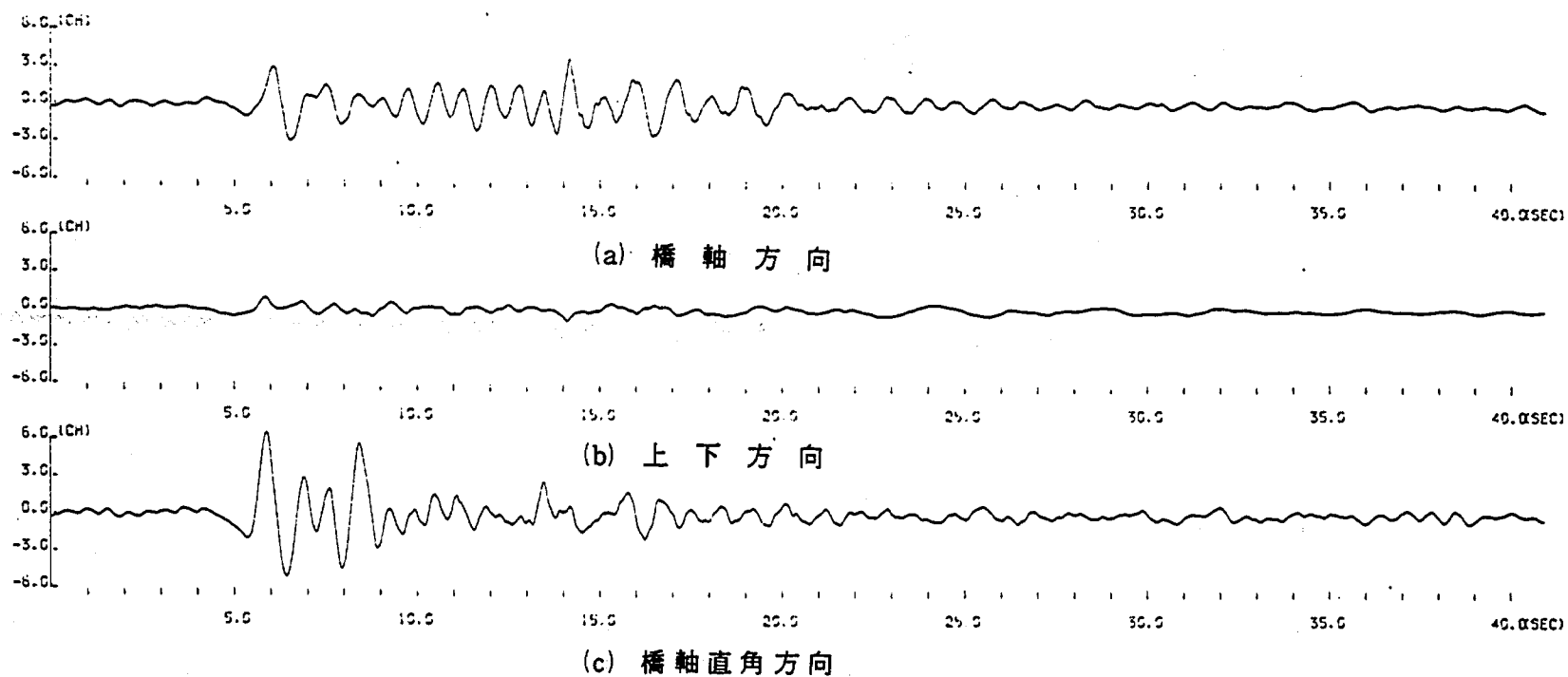


図 3-29 加速度記録の 2 回積分により求めた伊達橋 P₂ 橋脚天端の変位 (1978 年宮城県沖地震)

参 考 文 献

- 1) 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，橋梁委員会総括小委員会宮城県沖地震道路橋被害調査分科会，昭和55年3月
- 2) 土木学会：1978年宮城県沖地震報告，土木学会東北支部，1978年宮城県沖地震調査委員会，土木学会誌，1978年
- 3) 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年10月
- 4) 福島県：伊達橋震害解析調査報告書，福島県福島建設事務所，1980年
- 5) 福島県福島建設事務所：一般県道伊達・霊山線伊達橋震害解析調査報告書，昭和55年3月
- 6) 山本茂樹：宮城県沖地震による橋梁の被害と復旧（道路），橋梁 Vol.14, No.10
- 7) 倉西茂，小沢建作，川村友見：橋梁の被害，日本鋼構造協会，Vol.14, No.153, 1978年
- 8) 倉西茂：橋梁等の被害の特徴，53年度文部省科学研究費報告
- 9) 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年
- 10) 建設省土木研究所：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年
- 11) 建設省土木研究所：新飯野川橋橋脚の地震応答特性ならびに1978年宮城県沖地震による被害原因の検討，土木研究所資料第1581号，建設省土木研究所，1980年
- 12) 岩崎敏男，川島一彦，高木義和：開北橋における地震動入力と動的相互作用の解析，土木技術資料 Vol.22, 1980年
- 13) 建設省：昭和51年総合技術開発プロジェクト耐震技術に関する研究開発総合報告書，土木研究所資料第1250号，建設省土木研究所，1977年3月
- 14) 建設省土木研究所：土木構造物における加速度強震記録（No.2），土木研究所集報第33号，1978年10月（宮城県沖地震による強震記録を含む）
- 15) 建設省土木研究所：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，1978年
- 16) 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年
- 17) 岩崎敏男，川島一彦：基石の転倒状況からみた1978年宮城県沖地震の地震動強度分布，地震学会春期大会概要集，1979年
- 18) 斉木三郎：支承の耐震性について，カラム，No.73, 1979年
- 19) 日本支承協会：宮城県沖地震による支承部の被害，プレストレスコンクリート，Vol.21, 1979年
- 20) 土木研究所第一次調査団：1978年6月宮城県沖地震被害調査速報，土木技術資料，Vol.20, No.8, 1978年8月

- 21) 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, Vol. 20, No 8, 1978 年 8 月
- 22) 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, Vol. 293, 昭和 55 年 1 月

伊達橋強震記録の解析(第1報)

ISSN 0386-5878
土研資料第1695号
昭和56年7月(1981年)

岩崎敏男
川島一彦
相沢興之
高橋和

キーワード 強震記録, 動的相互作用, 地震被害

要 旨 伊達橋では昭和40年以後強震観測が実施されており、宮城県沖地震を含めて現在までに合計15回の記録が得られている。これらの記録を解析することにより、宮城県沖地震などの大規模地震時における橋等の構造物に対する設計地震力の設定法を解明することができる。本報告はこのような観点から伊達橋を解析した第1報であり、同橋の被害状況および既往の強震記録の波形解析結果をとりまとめたものである。

○

郵便はがき

下を40
さは円
いっ切
て手

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所
振動研究室 御中

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. 128

No. 128

配布先氏名

配布先住所

○

土木研究所資料第1695号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印