

土 木 研 究 所 資 料

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

昭和55年 3 月

建設省土木研究所
地震防災部振動研究室

Copyright © 1980 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ってはならない。

ま え が き

1978年宮城県沖地震に際し、新飯野川橋は上、下部構造には被害を受けなかったが、 P_4 橋脚上の固定支承が上、下流側とも破損し、桁が橋軸直角方向に約40cm移動した。本橋では昭和47年度以来、電磁式の強震計を設置して観測が継続されている。本調査は、支承に作用した地震力を推定することを目的として、既往の強震記録の整理、支承の材質調査、地盤と構造物の動的相互作用を考慮した地震応答解析により新飯野川橋橋脚の地震応答特性を検討するとともに、1970年宮城県沖地震による被害原因の検討を行なった結果をとりまとめたものである。

本資料のとりまとめに際しては、東北大学佐武研究室による強震記録の解析結果を3章に、また、日本道路協会宮城県沖地震道路橋被害調査分科会による P_4 橋脚の地震時変形性能の照査結果を巻末付属資料に、それぞれ、引用させていただいた。ここに記して厚く御礼申し上げる次第である。

なお、本調査は昭和54年度の地方建設局依頼調査（一般国道45号新飯野川橋橋脚動的特性解析）として土木研究所において実施したものである。

昭和55年3月

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

1. 概 説	1
1.1 新飯野川橋の概要	1
1.2 1978年宮城県沖地震による被害概要	1
2. 地形, 地盤条件	12
3. 強震記録の解析	16
3.1 概 説	16
3.2 既往の観測および解析結果の概要	16
3.3 1976年10月6日 福島県沖の地震による強震記録の解析	19
4. 破損した支承の設計照査	38
4.1 準拠示方書	38
4.2 P_4 固定支承の反力条件	38
4.3 材料および許容応力度	38
4.4 支承部の設計計算の検討	39
4.5 ピン中央部の引張応力および上下沓のピンかみ合せ部の応力の検討	39
5. 支承部の材質, 強度および破損状況の検討	44
5.1 実験調査結果	44
5.2 実験調査結果に対する考察	46
5.3 地震時橋軸直角方向の水平力の推定	48
6. 地盤と構造物の動的相互作用の効果を考慮した橋脚～上部構造系の地震応答解析法	63
6.1 概 説	63
6.2 自然地盤の地震応答解析	63
6.3 地盤と構造物の動的相互作用を考慮した地震応答解析	66
7. 地震応答解析による支承作用力の推定	72
7.1 解析対象ケース	72
7.2 入力地震動	72
7.3 解析のモデル化	72
7.4 解析に用いた定数	73
7.5 表層地盤の地震応答解析結果	74
7.6 下部構造～上部構造系の固有振動解析結果	75

7.7 地震応答解析結果	75
8 支承部の破損原因の検討	100
8.1 支承作用力の特徴	100
8.2 支承作用力と許容耐力の比較	100
8.3 橋軸直角方向地震力がP ₄ 固定支承に集中する傾向について	103
9 結 論	108
参考文献	110
付属資料 P ₄ 橋脚の地震時変形性能の検討	113

1. 概 説

1.1 新飯野川橋の概要

新飯野川橋は、図-1.1に示すように宮城県桃生郡河北町において、国道45号線と北上川の交差部に架設された3径間連続鋼床鈑桁2連の道路橋である。一般図は図-1.2(a),図-1.2(b)に示す通りであり、下部構造は、 $P_1 \sim P_5$ がニューマチック・ケーソン、 A_L, A_R が鋼管杭基礎である。また、上部構造は、橋長441.5 m(径間長73.2 m@6), 総幅員10.8 mの一等橋である。

写真-1.1は左岸側から撮影した新飯野川橋である。本橋周辺の地盤は軟質であり(地盤条件の詳細は2章を参照)、下部構造の沈下が設計段階から予想されたため、写真-1.2に示すように支承のアンカーボルトを通常より長く出し、沈下した際には橋脚天端を打ち足して下沓をジャッキ・アップできるように工夫が凝らしてある。また、このため、写真-1.2に示したようにアンカーボルトには保護用のケーシングが取付られている。

1.2 1978年宮城県沖地震による被害概要

1978年宮城県沖地震に際して、新飯野川橋は上・下部構造には被害を受けなかったが、 P_4 橋脚上の固定支承が図-1.3に示すように上下流とも破損し、桁が橋軸直角方向(下流側)に38mm(上流側支承)~48mm(下流側支承)移動した。写真-1.2および1.3は地震直後に撮影された支承の被害状況を示したものであり、また、図-1.4は P_4 橋脚固定沓の竣工図を示したものである。これらの結果をもとに、上、下流の被害状況をまとめると以下のようになる。

(i) 上流側支承

ピンの切欠部とかみ合う上沓の凸部(半円のドーナツ形、現存)が完全に上沓からとれ、上沓が下沓に対して橋軸直角方向に約38mm移動した。また、同時に左右のキャップ・ボルトが破断してピンキャップが抜け落ちた。地震後には、上沓およびピン・ボルトを取替え、その他の部材はそのまま用いて補修された。

(ii) 下流側支承

ピンが切欠部の一方のコーナーから切断され、上沓が下沓に対して橋軸直角方向に約48mm移動した。同時に切断したピンの一方がピン・キャップとキャップ・ボルトを伴って橋脚コンクリート上に落下した。地震後には、ピンを取替え、その他の部材はそのまま用いて補修した。

写真-1.4および1.5はそれぞれ地震後に補修された上流側および下流側の P_4 橋脚上固定沓であり、これからもわかるように、下沓下のモルタル、アンカーボルト、セットボルトには全く被害が生じていない。なお、地震時に橋軸直角方向下流側に生じた桁の残留移動は、ジャッキによりもと通りに復旧されている。

写真-1.6~1.10は、このようにして取替えられた上流側固定沓の上沓および下流側固定沓のピンである。これらの写真は、いずれも地震後約1年を経過した昭和54年5月に撮影されたものであり、腐蝕しているのはこのためである。写真-1.8は、上沓中央部のピン切欠部とかみ合うドーナツ状の凸部のあった位置を示したものである。また、写真-1.9および1.10はそれぞれ切損したピンの凹部および凸部を示したものである。

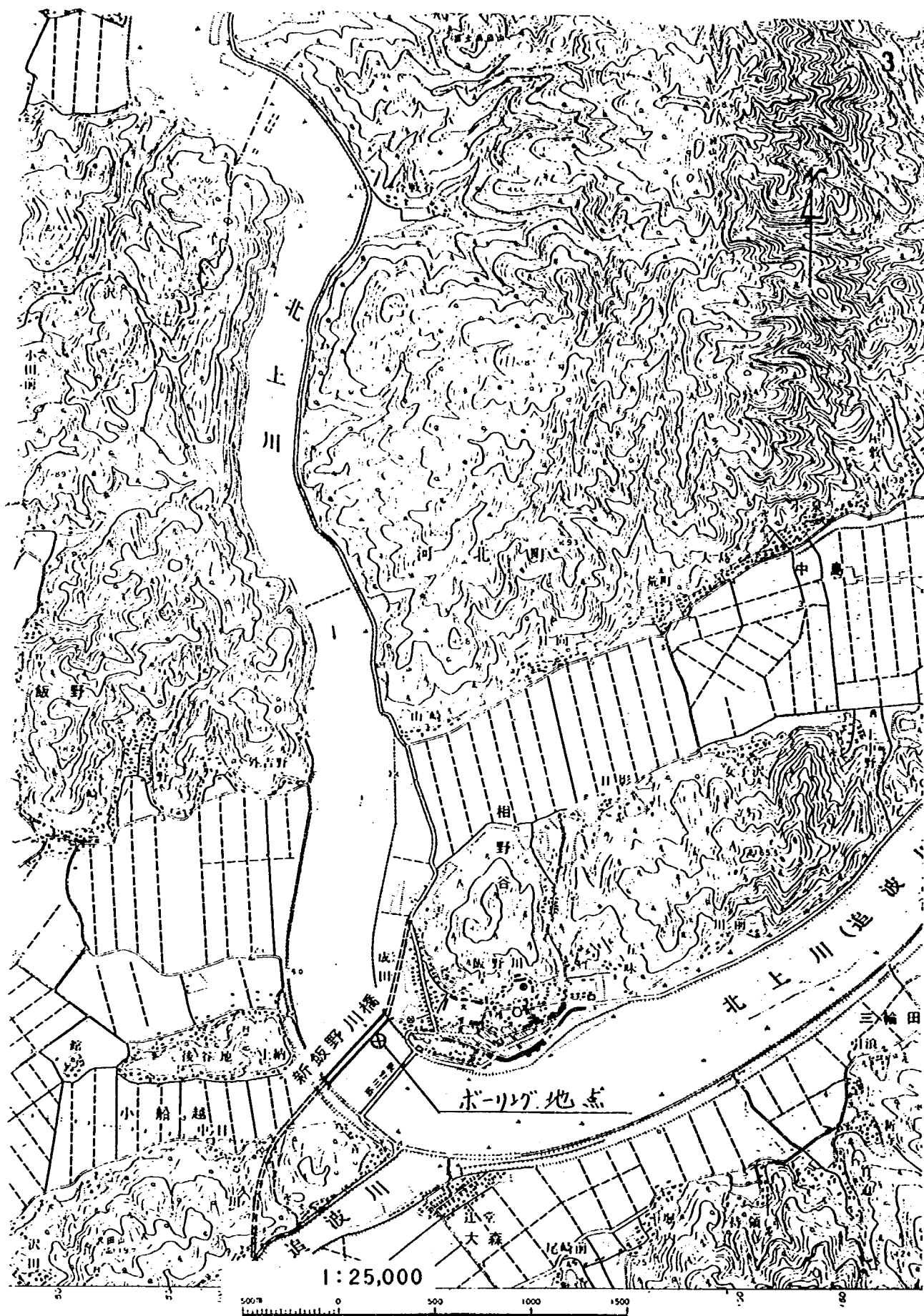


図-1.1 新飯野川橋位置図

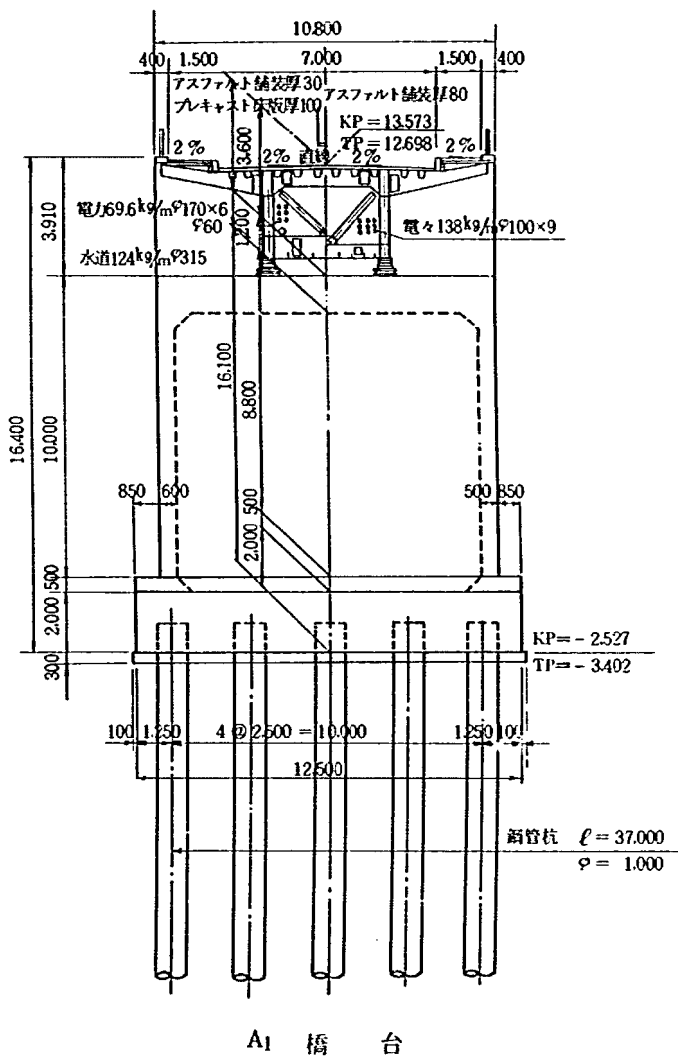
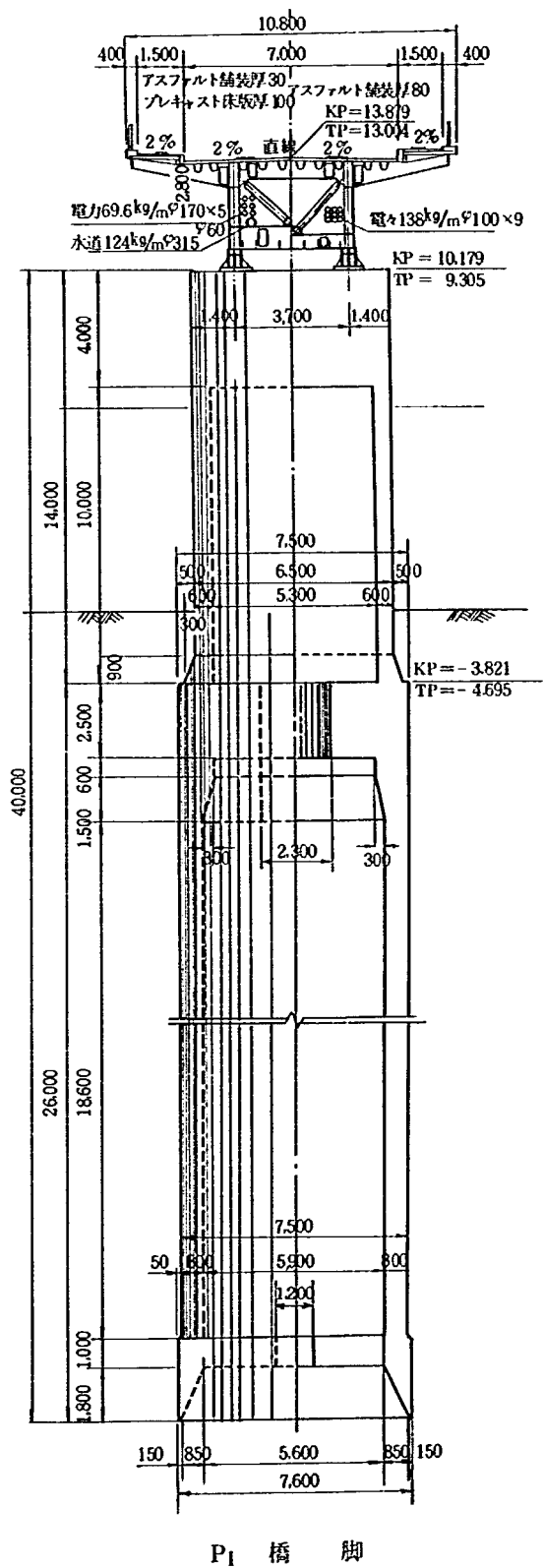


図 - 1.2 (b) 橋脚および橋台の一般図

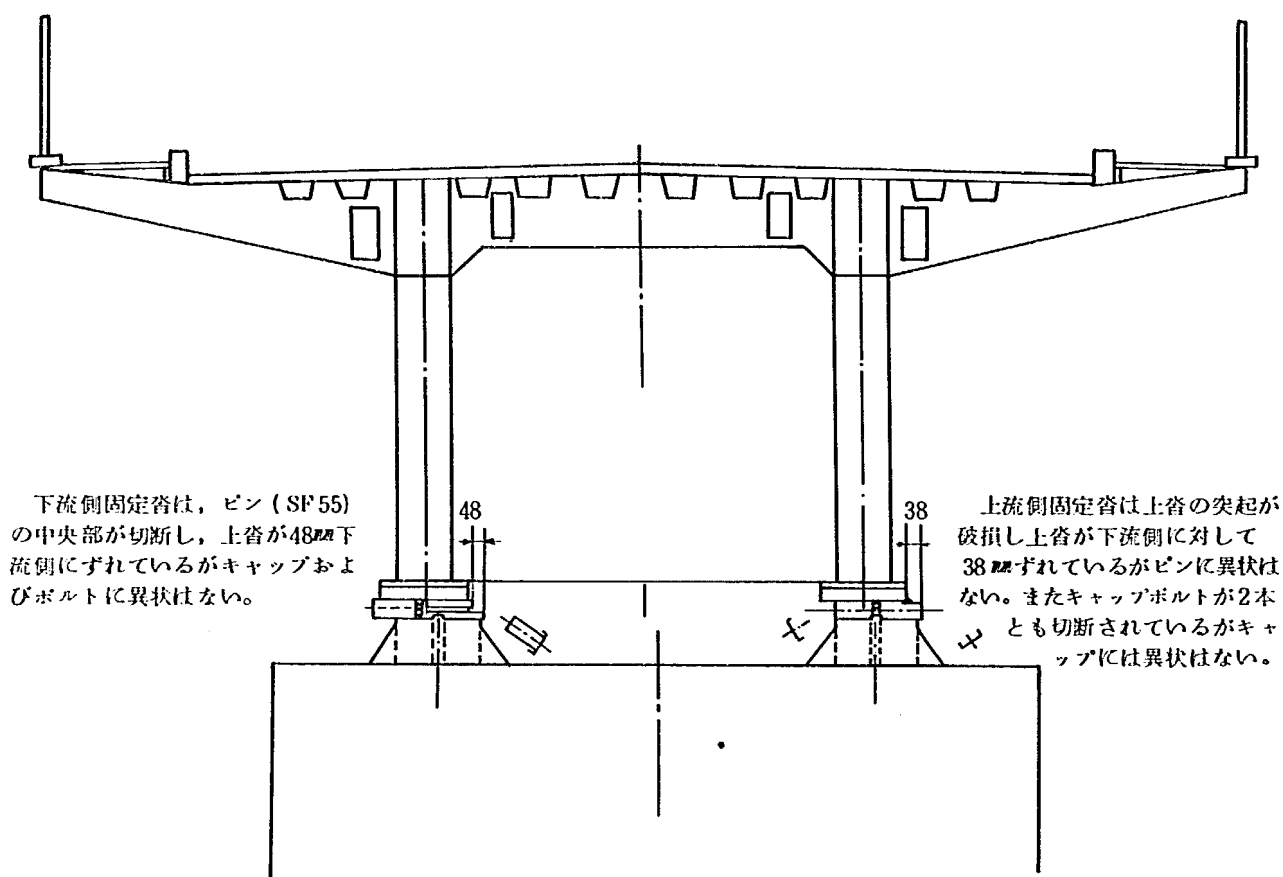


図 - 1. 3 P₄ 橋脚における支承の被害状況

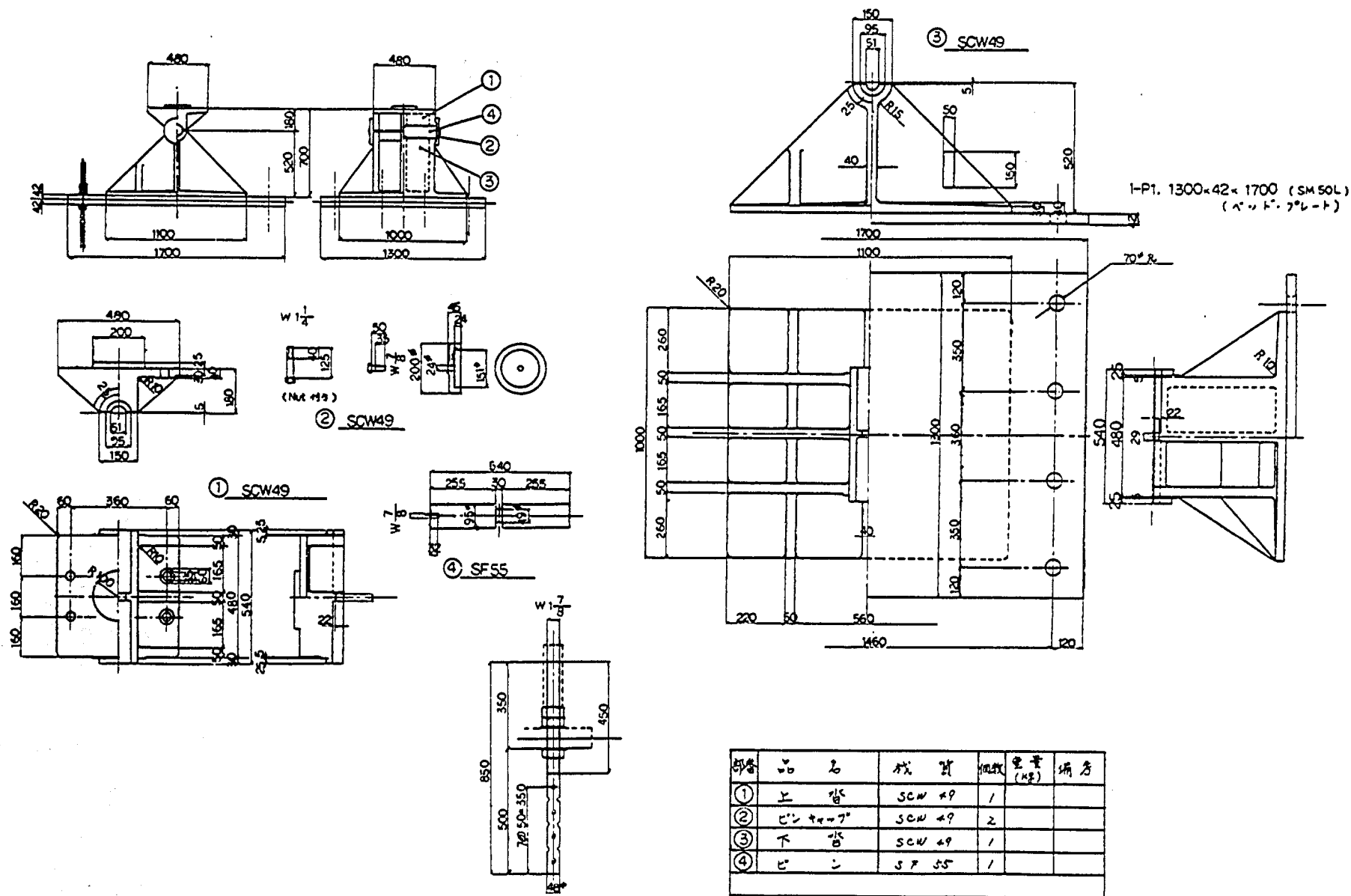
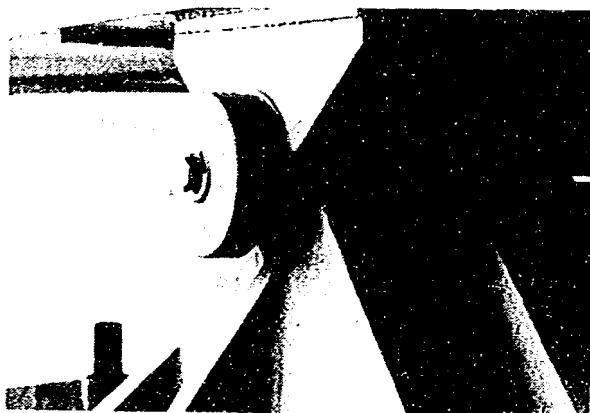


図 - 1. 4 P₄ 橋脚上固定支承の竣工図



写真-1.1 新飯野川橋（左岸側堤防から撮影、手前は地中地震計用ケーシング）

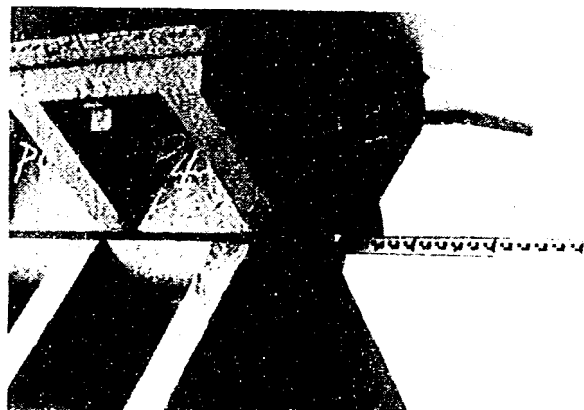


(a) 桁 外 側



(b) 桁 内 側

写真-1.3 P₄ 橋脚下流側支承の地震直後の被災状況（仙台工事事務所による）

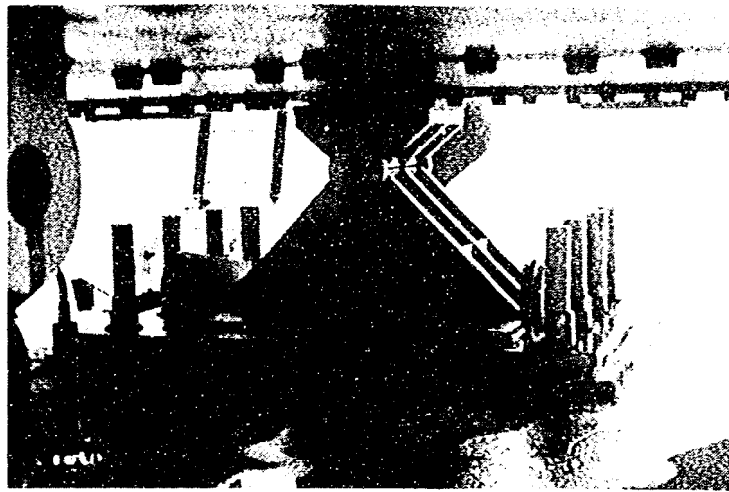


(a) 桁 外 側

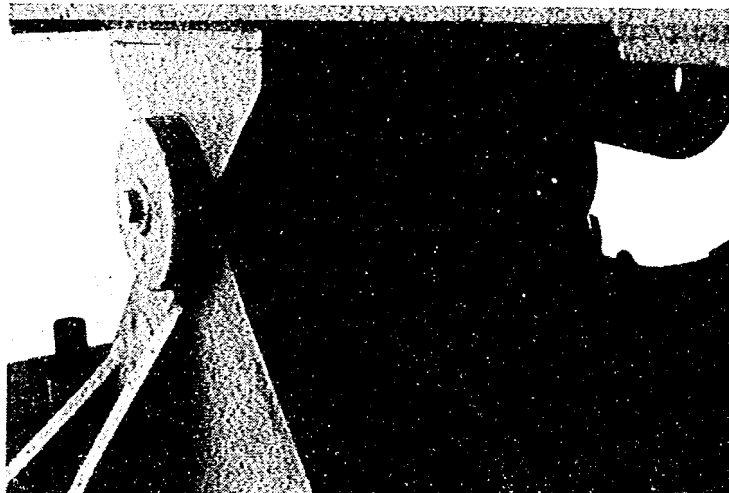


(b) 桁 内 側

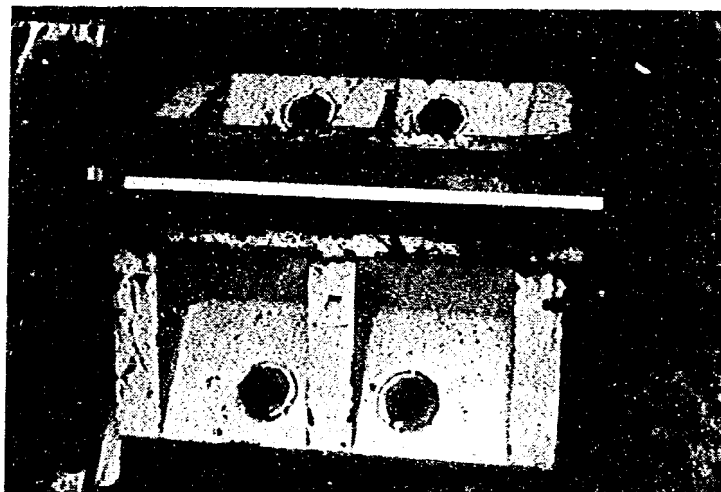
写真-1.2 P₄ 橋脚上流側支承の地震直後の被災状況（仙台工事事務所による）



写真－1.4 P_4 橋脚上上流側固定支承（アンカーボルトには保護用ケーシングがかぶせてある）



写真－1.5 P_4 橋脚上下流側固定支承



写真－1.6 地震後取換えた P_4 橋脚上固定支承の上沓およびピン（上沓は上流側支承，ピンは下流側支承のもの）

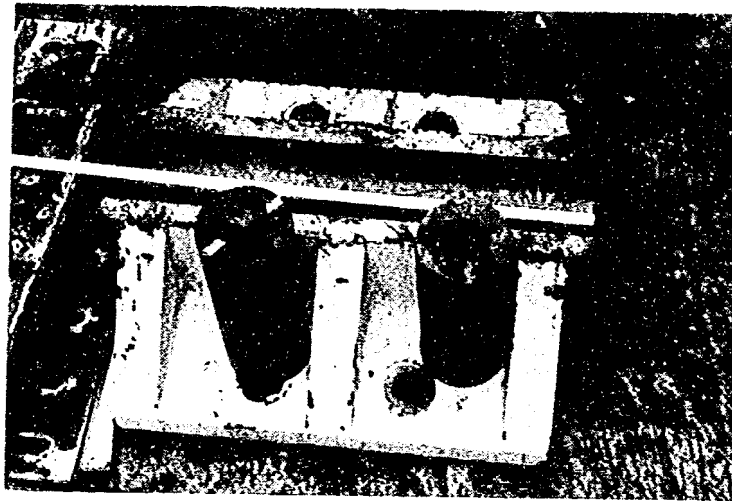


写真-1.7 写真-1.6と同じ，ただし，切損したピンを取りはずした所



写真-1.8 写真-1.7の拡大



写真-1.9 切損したピン（ P_4 橋脚下流側固定沓）の凹部



写真－ 1. 10 切損したピン (P_4 橋脚下
流側固定沓) の凸部

2. 地形，地盤条件

新飯野川橋は，石巻平野の北東端部の追汲川と北上川の合流点に位置している。付近の丘陵地は，三疊紀の稲井層群に分類されており，砂岩，粘板岩等から構成されている。

本地点では，架設計画時に合計7箇所においてボーリング調査が実施されており，土質柱状図，N値等の情報が得られている。これらをもとに，新飯野川に沿う地質縦断図を求めると図-2.1のようになる。

今回，上記地盤条件の確認とせん断波速度の測定等を目的として，左岸側橋台から約50m上流の堤防表法小段上においてボーリングを行ない，PS検層を実施した。この結果は図-2.2および表-2.1に示す通りであり，本地点は，地表面下約77mまで，第4系沖積世および洪積世に属する砂と粘土の互層状態が続いており，77m以下は比較的良好に締った砂礫層となっている。せん断波速度は，地表付近の5m程度を除けば，地表面下約77m以深に存在する砂礫層に至るまでおおむね200 m/sec程度である。77m以深の砂礫層ではせん断波速度は360 m/secと比較的大きい値を示していることから，後述の地震応答解析では，この地層の上面を，耐震計算上の基盤面としている。

表 - 2.1 地盤条件の概要

地 質 代	記 号	土 質 名	層 厚 (m)	N 値 (回/300 m)	記 事	
第 四 紀	沖 積 世	B	盛 土 (砂質粘土)	—	3	◦堤防の盛土で砂質粘土である。 ◦岩レキが若干混入する。
		Am1	有機質粘土 、 砂質シルト	3.6	2 ~ 4	◦1.50 ~ 4.00 m間は有機質の粘土で有機物の分解度は大である。また、砂分も多く、砂は微 ~ 細砂である。 ◦4.00 ~ 5.10 m間は砂質シルトとなり微砂状を呈す。
		As1	砂	8.2	10 ~ 35	◦部分的に粘性土を挟在する砂質土層である。 ◦5.10 ~ 12.0 m間は細砂で12.0 ~ 13.3 m間は中砂となる。 ◦12.0 ~ 13.3 m間には貝ガラ片や径 2 ~ 5 m/mの円レキを混入する。
		Am2	砂質粘土	8.4	3 ~ 5	◦全体に砂質土と粘性土の互層からなり粘性土を主体とする。 ◦貝ガラ片 (カキ貝) を多量に混入する。
		As2	シルト混り砂 、 細 砂	13.3	16 ~ 50	◦21.7 ~ 28.0 m間は細粒分が多くN値が 20 前後の値を示す。また、28.0 ~ 35.0 m間は細粒分が少なくなりN値も30以上の値を示す。 ◦全体に貝ガラ片を含む。
		Am3	砂質シルト	12.2	10 ~ 16	◦砂質な粘性土で、砂は細砂 ~ 微砂である。 ◦所々に砂質土が 5 ~ 10cmの厚さで挟在する。 ◦37.9 ~ 39.0 m間は砂質土を主体とし、N値も20回と大きくなっている。
		As3	シルト質砂	6.7	18 ~ 28	◦砂は微 ~ 細砂である。 ◦所々に粘性土の薄層を挟在する。
	洪 積 世	Dm1	粘性土 砂質土 互 層	7.4	7 ~ 30	◦沖積層と洪積層の境界部分と思われ、ここでは一応洪積層に分類している。 ◦砂は細砂で粘性土は砂質シルトである。
		DS1	細 砂	7.7	50以上	◦細粒分の非常に少ない細砂で径 2 ~ 15 m/mのレキを混入する。 ◦崩壊性が激しい。
		Dm1	砂質シルト	2.9	40	◦全体に砂質土と粘性土の互層からなる。
		DS2	細 砂	1.9	50以上	◦若干粘性土を挟在する。
		Dg	砂レキ			◦標準貫入試験が実施不可能だったので直線試料観察しえなかったが、第三紀層の可能性もある。

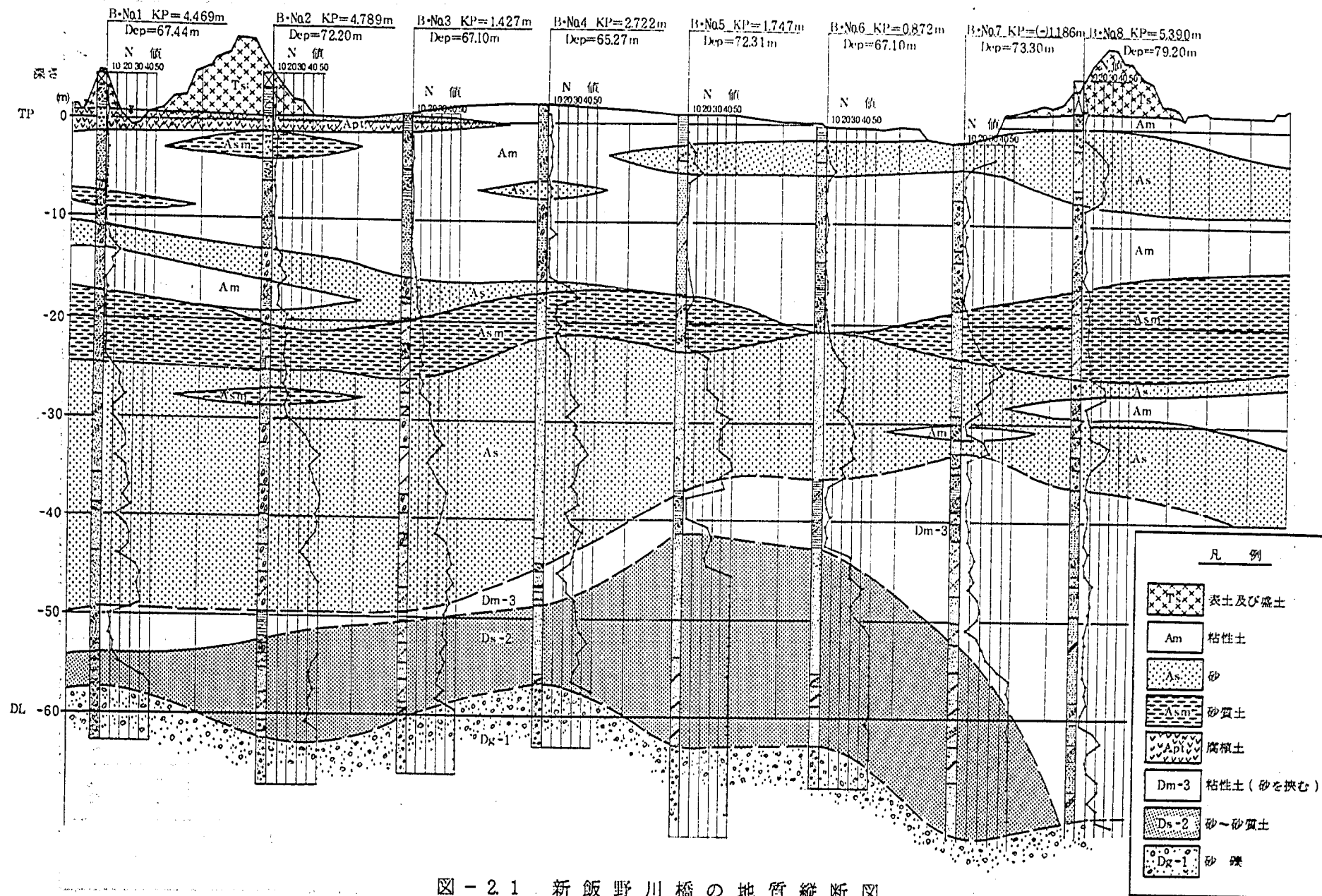


図 - 2.1 新飯野川橋の地質縦断図

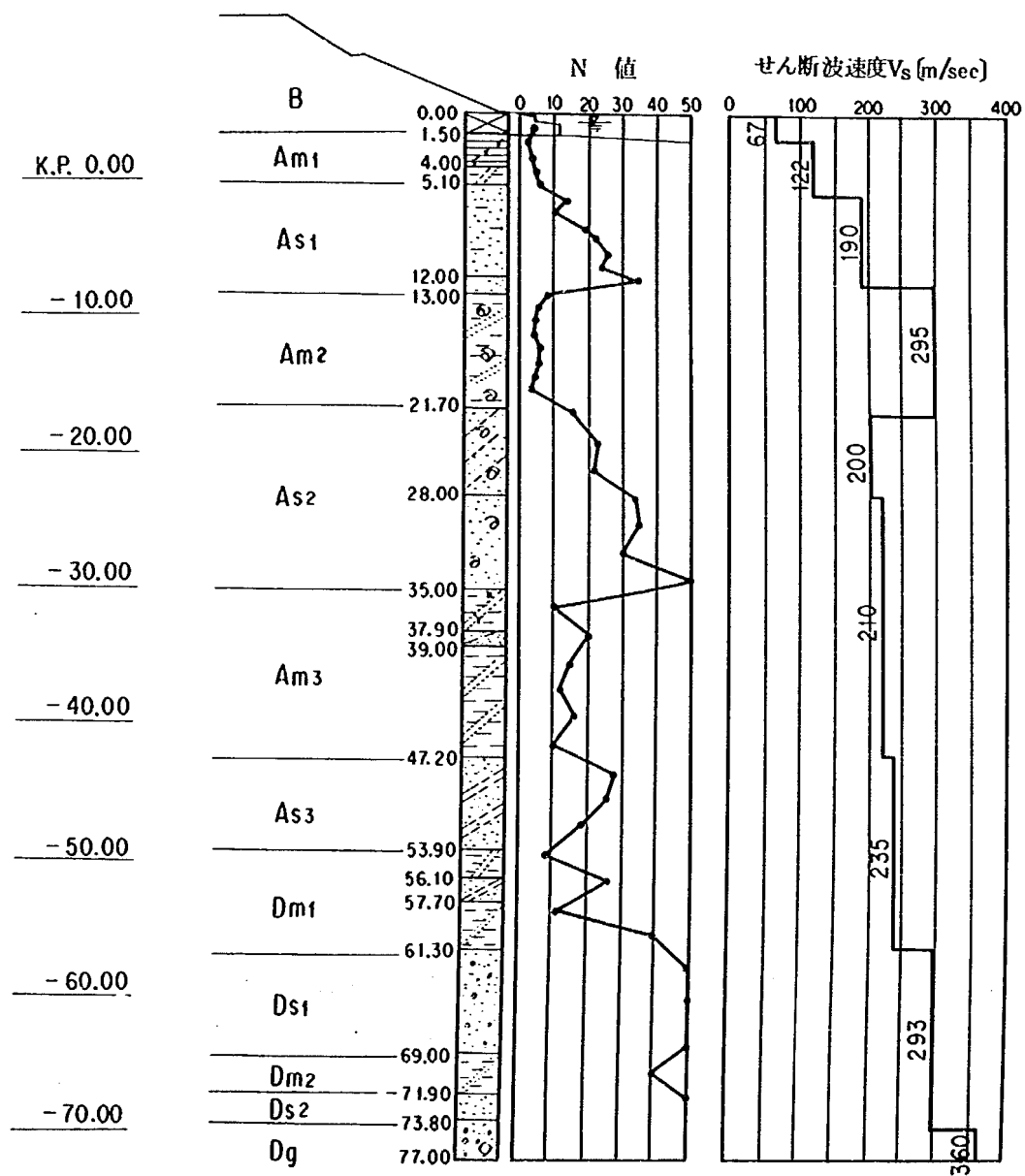


図-2.2 せん断波速度の分布（左岸堤防止）

3. 強震記録の解析

3.1 概 説

新飯野川橋では、ケーソン橋脚の地震応答特性を調査するため、図-3.1に示すように地中2箇所(P_5 ケーソン近傍)、ケーソン底面2箇所(P_2 , P_5)、橋脚天端1箇所(P_5 橋脚)、橋桁1箇所($P_4 \sim P_5$ 間の桁中央)の合計6箇所において強震観測が実施されている。観測は、仙台工事事務所から財団法人建設工学研究振興会に年度毎に委託して実施されており、観測および調査解析の経緯は以下の通りである。

- (i) 昭和47年度： P_2 ケーソン底面と橋脚天端に地震計を設置し、観測を行うとともに、観測結果の解析を行う。
- (ii) 昭和48年度：上部工架設前の P_2 ケーソン底面、 P_2 橋脚天端、 P_5 ケーソン底面、 P_5 橋脚天端の4点に地震計を設置し観測を行うとともに、観測結果の解析を行う。
- (iii) 昭和49年度：上部工架設後の P_2 および P_5 ケーソン橋脚の観測ならびに結果の解析を行う。
- (iv) 昭和50年度～52年度： P_2 ケーソン底面、 P_5 ケーソン橋脚、 $P_4 \sim P_5$ 支間中央、地中(-25m, -59m)の観測を行なう。
- (v) 昭和53年度以降：必要があれば、上記と同様の観測解析を行う。

観測に用いられている地震計は、電磁式の換振器、増幅器、電磁オシログラフより構成されており、無停電電源装置は設けられていない。したがって、小さな地震動に対応する記録は非常に多数得られているが、今回の地震を含め、震度Ⅳ以上に相当する強震記録は得られていない。写真-3.1および写真-3.2はそれぞれ P_5 橋脚天端の換振器および増幅器、記録器の格納されている観測小屋を示したものである。

3.2 既往の観測および解析結果の概要

昭和47年以来、建設工学研究振興会において観測、解析された結果の概要を示すと以下の通りとなる。なお、結果の解釈に関しては佐武らの解析結果をもととし、著者らの独自の判断を交えていることをおことわりしておく。

(1) ケーソン底面および橋脚の卓越周期(上部工架設前および架設後の比較)

上部構造架設前に採取された6回、上部構造架設後に採取された7回の地震記録(気象庁震度Ⅰ、Ⅱ程度の微弱な振動)のフーリエスペクトルから P_2 橋脚および P_5 橋脚の卓越周期を求めると表-3.1のようになる。この結果によれば、ケーソン底面および橋脚天端において最も卓越する周期〔秒〕は、上部工架設前の状態から上部工架設により次のように変化している。

P_2 橋脚 (固定)	橋脚天端	橋軸方向	0.18～0.2秒	→	0.4～0.46秒
		橋軸直角方向	0.18～0.2秒	→	0.4～0.46秒
		上下方向	0.46秒	→	0.4～0.45秒
	ケーソン底面	橋軸方向	0.18～0.2秒	→	0.18～0.2秒
		橋軸直角方向	0.18～0.2秒	→	0.16～0.2秒
		上下方向	0.46秒	→	0.45秒
P_5 橋脚 (可動)	橋脚天端	橋軸方向	0.3秒	→	0.4～0.46秒
		橋軸直角方向	0.3秒	→	0.35～0.42秒
		上下方向	0.46秒	→	0.45～0.5秒
	ケーソン底面	橋軸方向	0.2秒	→	0.17～0.2秒
		橋軸直角方向	0.2秒	→	0.16～0.2秒
		上下方向	0.46秒	→	0.50秒

いま、上部工架設前および架設後に採取された強震記録を相互に比較する際に、両者のグループ間の地震動特性に平均としてそれ程大きな差がなかったものとの仮定が許されるならば、上記の結果は以下のよう

に解釈することができよう。

(i) 上部工を架設することにより、橋脚天端の水平 2 成分の卓越周期は P_2 橋脚、 P_5 橋脚ともに伸びている。これは、上部工重量が橋脚天端に付加される結果からみて妥当である。なお、上下方向の卓越周期に関しては上部工架設前後ではほとんど変化していない。

(ii) 上部工を架設することにより、ケーソン底面の水平 2 成分の卓越周期は、 P_2 橋脚、 P_5 橋脚ともにほとんど変化していない。したがって、ケーソン底面の運動に対しては上部工重量の影響がそれ程著しくないことを示している。なお、上下方向の卓越周期に関してはケーソン天端の場合と同様、上部工架設前後ではほとんど変化していない。これは微動のレベルでは、上部工の影響はケーソン底面までは届きにくいことを示しているものと解釈される。

(2) ケーソン底面から橋脚天端に至る最大加速度の増幅率

上部工架設前および架設後のケーソン底面と橋脚天端の最大加速度（両振幅の 1/2）を示すと図 - 3. 2 のようになる。これより、ケーソン底面から橋脚天端に至る最大加速度の増幅率を求め、これが上部工架設前から架設後にどのように変化したかをまとめると次のようになる。

P_2 橋脚	橋軸方向	3	→ 2.4
	橋軸直角方向	3 ~ 6	→ 2.7
P_5 橋脚	橋軸方向	6	→ 4.4
	橋軸直角方向	?	→ 6.0

これより、上部工を架設することにより、 P_2 橋脚、 P_5 橋脚いずれの場合も増幅率が低下する傾向にあることがわかる。

(3) ケーソン底面および橋脚の卓越周期～震央距離の関係

上部工架設後において、 P_5 橋脚のケーソン底面および橋脚天端の卓越周期（ T_c および T_p (sec)）が震央距離（ d (km)）によってどのように変化するかを示したのが、図 - 3. 3 である。この結果によれば、 T_c および T_p は全体として d の増大にともない大きくなっており、 P_5 橋脚に対しては両者の関係はおおよそ次のように模式化される。

(i) 橋軸方向の場合

$$T_c \approx \begin{cases} 0.1 \sim 0.2 & \dots\dots\dots d < 120 \text{ km} \\ 0.5 \sim 1.0 & \dots\dots\dots d \geq 120 \text{ km} \end{cases}$$

$$T_p \approx \begin{cases} 0.1 \sim 0.2 & \dots\dots\dots d < 120 \text{ km} \\ 0.2 \sim 0.4 & \dots\dots\dots d \geq 120 \text{ km} \end{cases}$$

(ii) 橋軸直角方向の場合

$$T_c \approx \begin{cases} 0.08 \sim 2.0 & \dots\dots\dots d < 200 \text{ km} \\ 0.8 \sim 1.2 & \dots\dots\dots d \geq 200 \text{ km} \end{cases}$$

$$T_p \approx \begin{cases} 0.12 \sim 0.3 & \dots\dots\dots d < 120 \text{ km} \\ 0.3 \sim 0.5 & \dots\dots\dots d \geq 120 \text{ km} \end{cases}$$

(4) ケーソン底面から橋脚天端に至る最大加速度の増幅率～震央距離の関係

上部工架設後において、 P_2 橋脚の底面から橋脚天端に至る最大加速度の増幅率、 P_5 橋脚の底面から橋脚天端に至る最大加速度の増幅率、 P_5 橋脚底面から $P_4 \sim P_5$ 間の桁中央点に至る最大加速度の増幅率の三者が震央距離 L によってどのように変化するかを示したのが表 - 3.2 である。

(5) ケーソン底面から橋脚天端に至る加速度増幅率がピークとなる振動数～震央距離の関係

上部工架設後の状態において、ケーソン底面および橋脚天端の強震記録のフーリエスペクトル比から、増幅率がピークをとる振動数を求め、これと震央距離の関係を示すと P_5 橋脚に対しては図 - 3.4 のようになる。この結果によれば、橋軸方向にはピーク振動数は $2 \sim 7 \text{ Hz}$ の範囲でばらついており、これが震央距離によって有意に変化する傾向は認められない。また、橋軸方向にはピーク振動数が $1.5 \sim 2.5 \text{ Hz}$ のグループと $4 \sim 7 \text{ Hz}$ のグループの 2 つに分かれているが、両者とも震央距離によって有意に変化する傾向は認められない。

(6) ケーソン橋脚、周辺地盤および桁の卓越周期の時間的变化

上部工架設後の P_5 橋脚において、ケーソン底面、橋脚天端、周辺の地下 25 m の地盤、 $P_4 \sim P_5$ 間の桁中央点の 4 箇所における卓越振動数およびフーリエスペクトルの変化の様子を 1976 年 10 月 6 日の地震に対して図 - 3.5 に示す。この結果からは、次のような点が指摘される。

(i) 橋軸方向に対しては、橋脚天端の卓越周期の値およびその変動と、フーリエスペクトルの変動の様子はケーソン底面の場合とおおむね同じである。ただし、フーリエスペクトルの値は前者の方が後者よりも大きくなっている。また、ケーソン底面における卓越周期およびフーリエスペクトルの両者の値およびその変動の様子は、周辺の地下 25 m における結果とほとんど同じである。これに対して、 $P_4 \sim P_5$ 間の桁中央点の場合には、卓越周期およびフーリエスペクトルの値とその変動の様子は、上記 3 箇所における値とは一致しない。したがって、橋軸方向に対しては次のような点を指摘できる。

⑨ ケーソン橋脚（ケーソン底面および橋脚天端）の運動に対して、上部工の拘束の影響はそれ程顕著には現われていない。すなわち、 $P_4 \sim P_5$ 間の桁重量は P_5 ケーソン橋脚の固有周期に影響を与えていると考えられるが、基本的には $P_4 \sim P_5$ 間の桁は独立に振動し、その振動の影響がケーソン橋脚にはそれ程著しく伝わっていない。ここで、橋軸方向に現われている桁の卓越周期は $P_4 \sim P_5$ 間の桁の固有周期というよりも、一般には橋軸方向の桁の剛性が非常に大きいことを考えれば、 $P_3 \sim P_4 \sim P_5 \sim A_2$ 間の桁とこれを支持する下部構造および地盤系で形成される全体系の一次固有周期を反映していると考えられる。

⑩ ケーソン橋脚はその周辺地盤と同じ周期で運動しているが、その振幅はケーソン底面ではこれと同深度にある地下 25 m の位置での地盤とおおむね同じであるのに対し、橋脚天端ではこの値よりも大きな振幅で運動している。したがって、ケーソン橋脚は基本的には周辺地盤の運動に従って運動し、地盤の変形の影響（一般には、表面部の方が地中部よりも振幅が大きい）および上部工の影響を受けロッキング振動をしていると考えられる。

(ii) 橋軸直角方向に対しては、橋脚天端の卓越周期の値およびその変動の様子と、フーリエスペクトルの変動の様子は、 $P_4 \sim P_5$ 間の桁中央点の結果とおおむね同じである。ただし、フーリエスペクトルの値は後者の方が前者よりも 2 倍程度大きい。また、ケーソン底面における卓越周期およびフーリエスペクトルの両者の値およびその変動の様子は、周辺の地下 25 m における結果とほとんど同じである。しかしなが

ら、橋脚天端および $P_4 \sim P_5$ 間の桁中央点のグループと、ケーソン底面および地下25 mの地盤のグループの間では、卓越周期およびフーリエスペクトルの値ならびに変動の様子が異なっている。このような点から、橋軸直角方向の振動に対しては次のような点を指摘できる。

- ④ ケーソン橋脚は、橋軸方向の場合と同様に基本的には周辺地盤の運動に従って運動しているが、上部工の影響が橋軸方向よりも強く橋脚に伝わっているため、橋脚天端の運動は上部工の運動と一体となっている。しかしながら、上部工の影響はケーソン底面にまでは及んでおらず、ケーソン底面はこれと同深度にある地下25 mの位置での地盤の運動に従って運動している。
- ⑤ $P_4 \sim P_5$ 間の桁中央点ならびに橋脚天端の振動に卓越する周期成分についても、前述の橋軸方向の場合と同様 $P_3 \sim A_2$ 間の上部工と下部工および周辺地盤で構成される全体系の一次固有周期を反映していると考えられる。

3.3 1976年10月6日福島県沖の地震による強震記録の解析

新飯野川橋における強震記録の中から比較的加速度値の大きい記録として、1976年10月6日に福島県沖の東経 $141^\circ 25'$ 、北緯 $37^\circ 4'$ の深さ70kmを震源として発生したマグニチュード $M = 5.9$ の地震による強震記録をとり出し、土木研究所の標準数値化システムにより記録の数値化を行った。これに記録紙のゆがみと数値化の誤差を考慮して1.0～30 Hzのバンドパス・フィルターをかけて求めた加速度記録を、図-3.6に示す。電磁式強震計では、増幅時もしくは記録時のチャンネル、および感度切替が自由にできる。したがって、多数成分の記録がある場合には、互いにチャンネルが入れ換っていたり、あるいは較正値が間違っていたりすることが時にはある。したがって、図-3.6の記録についてもこのような不安が一部に残るが、一応これが正しいものとして以下の解析を進める。

図-3.6より各部の最大加速度を求めると表-3.3に示す通りとなり、 P_3 ケーソン近傍の地下25 mの地盤中での最大加速度は16.1 gal（橋軸方向）、19.3 gal（橋軸直角方向）、 P_5 橋脚天端では85.5 gal（橋軸方向）、38.7 gal（橋軸直角方向）である。また、 $P_4 \sim P_5$ 間の桁中央点においては、最大加速度は21.0 gal（橋軸方向）、103.2 gal（橋軸直角方向）である。したがって、最大加速度に着目すれば、 P_5 ケーソン近傍の地中では橋軸方向および橋軸直角方向の最大加速度がおおむね同程度であるのに対して、 P_5 橋脚天端では橋軸方向の方が橋軸直角方向よりも約2倍程度大きくなり、また、 $P_4 \sim P_5$ 間の桁中央点においては、橋軸直角方向の方が橋軸方向よりも約5倍程度大きくなっていることがわかる。

図-3.7は図-3.6に示した加速度記録から計算によって求めた変位波形であり、これより各部の最大変位をまとめると表-3.4のようになる。加速度記録から変位波形を算出するに際しては、次式で与えられるバンドパス・フィルターを用いている。

$$H(T) = \begin{cases} 0 & T < 1/30 \text{ 秒} \\ 1 & 1/30 \leq T < 1 \text{ 秒} \\ 0 & T \geq 1 \text{ 秒} \end{cases}$$

ここで、遮断周期 T は、SMAC-B2型強震計記録の数値化精度の検討結果からは5秒程度までが精度上の限界であること、本橋の観測のように電磁式オシログラフの場合には現像過程における記録用紙のゆがみのために長周期成分の精度は上記のSMAC-B2型強震計記録の場合よりも低下すると考えられること、実際に種々の遮断周期 T で変位波形を計算し、ドリフトの著しく生じないこと、の3点から総合的

に定めた値である。この結果からは、次のような点を指摘することができる。

(i) $P_4 \sim P_5$ 間の桁中央点の振動振幅(変位)は、橋軸方向、橋軸直角方向、上下方向に対して、それぞれ、約 0.08 cm, 0.39 cm, 0.14 cm程度と推定される。

(ii) 観測点間相互の波形を比較すると相互に関連のつくものと、必ずしも明確にはつきにくいものがある。たとえば、 P_5 橋脚天端と $P_4 \sim P_5$ 間の桁中央点における橋軸直角方向の変位波形は互いに特性がよく似ているのに対して、 P_5 橋脚の天端とケーソン底面における変位波形は特性が全く異なっている。後者の場合には、両点間の相対変位の最大値を 0.04 cm程度と見込めば、ケーソン橋脚底面から天端までの高さが約 49 mであるから、平均して $0.04/4900 \approx 8 \times 10^{-6}$ 程度の伸縮ひずみがケーソン橋脚に生じたことを意味している。

次に、図-3.6に示した加速度記録のパワースペクトルを計算すると図-3.8のようになり、これより、強震記録に含まれる卓越振動数成分を求めると表-3.5のようになる。また、各観測点相互間の伝達関数(増幅率)および、増幅率がピークとなる振動数を求めると図-3.9および表-3.6のようになる。これらの結果をまとめる、次のような特徴が認められる。

(i) P_5 近傍の地下 59 m および地下 25 m においては、水平成分に対してはいずれも 4~5 Hz および 6~7 Hz において加速度パワーの卓越するのが認められる。この間の増幅率は図-3.9(d)のように 0~4 Hz の間は比較的フラットで、かつ、1 程度の値をとる。4 Hz 以上では、上記のパワースペクトルに対応して 4~5 Hz および 6~7 Hz において増幅率のピークが生じている。

(ii) 地下 25 m の地盤の振動特性をほぼ同深度における P_5 ケーソン底部の振動特性と比較することにより、両所の違いをみることができる。すなわち、上述したように、地下 25 m においては水平成分が卓越するのは 4~5 Hz および 6~7 Hz であったものが、 P_5 ケーソン底面においては卓越振動数は次のように変化している。(表-3.5 参照)

橋 軸 方 向 :	① 2.0 Hz	② 4.5 Hz	③ 3.5 Hz	④ 6.7 Hz
橋軸直角方向 :	① 3.4 Hz	② 2.4 Hz	③ 6.6 Hz	
上 下 方 向 :	① 4.5 Hz	② 3.5 Hz		

したがって、これより増幅率が最も大きくなる振動数は表-3.6より次のようになる。

橋 軸 方 向 : 3.3 Hz

橋軸直角方向 : 0.7 Hz

上 下 方 向 : 5.5 Hz

(iii) P_5 橋脚天端は水平方向には単一の振動数で振動する傾向が強く現われている。卓越振動数は、橋軸方向には 4.6 Hz, 橋軸直角方向には 2.2 Hz である。上下方向には 2.0 Hz, 3~4 Hz, 6.7 Hz と比較的幅広い範囲で卓越するパワーを含んでいる。

(iv) $P_4 \sim P_5$ 間の桁中央点においては、水平方向にはいずれも 2つの卓越した振動数を持っている。最も卓越する振動数とその次に卓越する振動数の関係は次の通りである。

橋 軸 方 向 : ① 2.4 Hz ② 4.6 Hz

橋軸直角方向 : ① 2.5 Hz ② 4.7 Hz

上 下 方 向 : ① 2.2 Hz

一方、 P_5 橋脚天端と $P_4 \sim P_5$ 間桁中央点の間の増幅率を調べると、増幅率がピーク値を持つのは次の

場合である。

橋 軸 方 向 : ① 1.6 Hz

橋軸直角方向 : ① 4.6 Hz ② 2.7 Hz

上 下 方 向 : ① 1.2 Hz

このうち、橋軸方向については、 P_5 は可動支承であり、摩擦力を別とすれば、 P_3 ～左岸側橋台までの3径間の桁が P_4 の固定支承で水平力を支持されていること、また、一般に桁の伸縮変形はこのような形式の橋では顕著ではないことから、 P_5 橋脚天端と P_4 ～ P_5 間桁中央点の増幅率が最も大きくなる 1.6 Hz という値は地盤～ P_4 ケーソン橋脚～上部構造を含めた基本固有振動数を表わしている可能性が大きい。これに対して、橋軸直角方向の場合には桁と橋脚もしくは橋台の固定が P_3 , P_4 , P_5 , A_2 (左岸側橋台) の4点で行われており、橋軸方向ほど単純ではないが、上記のいずれかが桁の橋軸直角方向の基本固有振動数を表わしている可能性が大きい。

表 - 3.1 強震記録（震度Ⅰ，Ⅱ程度の地震による）から求めた上部工架設前および架設後のP₂およびP₅橋脚の卓越周期〔秒〕
（佐武，田野，浅野，本間による）

橋脚 No	上部工架設状態	方 向	ケーソン底部	橋脚天端
P ₂ 橋脚	架設前	橋軸方向	0.18 ~ 0.20, 0.4 ~ 0.5	0.18 ~ 0.2, 0.4 ~ 0.5
		橋軸直角方向	0.18 ~ 0.2, 0.4 ~ 0.5	0.16 ~ 0.2, 0.4 ~ 0.5
		上下方向	0.46	0.46
	架設後	橋軸方向	0.18 ~ 0.2, 0.4, 0.95 ~ 1.0	0.18 ~ 0.2, 0.4 ~ 0.46, 0.95 ~ 1.0
		橋軸直角方向	0.16 ~ 0.2, 0.4 ~ 0.45	0.15 ~ 0.2, 0.4 ~ 0.46
		上下方向	0.2, 0.45	0.16 ~ 0.2, 0.4 ~ 0.45
P ₅ 橋脚	架設前	橋軸方向	0.2, 1.0	0.15, 0.3, 1.0
		橋軸直角方向	0.2, 0.9	0.17, 0.3, 1.1
		上下方向	0.46	0.46
	架設後	橋軸方向	0.17 ~ 0.2, 0.4 ~ 0.46, 0.95 ~ 1.0	0.16 ~ 0.2, 0.4 ~ 0.46, 0.95 ~ 1.0
		橋軸直角方向	0.16 ~ 0.2, 1.0	0.16 ~ 0.2, 0.35 ~ 0.42, 1.0
		上下方向	0.2, 0.5	0.2, 0.45 ~ 0.5

表 - 3.2 上部工架設後における最大加速度の増幅率に及ぼす震央距離の影響
（佐武，浅野による）

	方 向	Δ < 120 km の場合		Δ > 120 km の場合	
		回 数	増 幅 率	回 数	増 幅 率
P ₂ 橋脚天端	橋軸方向	3	2.01	4	2.48
P ₂ ケーソン底面	橋軸直角方向	3	2.80	4	2.99
	上下方向	2	0.97	2	1.40
P ₅ 橋脚天端	橋軸方向	16	5.55	22	4.49
P ₅ ケーソン底面	橋軸直角方向	19	4.02	24	5.12
	上下方向	21	1.46	20	1.41
P ₄ ~ P ₅ 間の桁中央	橋軸方向	10	2.81	11	5.33
P ₅ ケーソン底面	橋軸直角方向	10	7.05	12	11.93
	上下方向	10	6.62	12	13.90

表 - 3.3 福島県沖の地震（1976.10.6 22:38）による最大加速度（gal）

測定箇所 \ 測定方向	橋軸直角方向	橋軸方向	上下方向
P ₄ ~ P ₅ 間桁中央点	103.2	21.0	35.5
P ₅ 橋脚天端中央点	38.7	85.5	10.0
P ₅ ケーソン底面中央点	9.2	13.5	7.8
P ₅ 近傍地中 - 25 m	19.3	16.1	12.7
P ₅ 近傍地中 - 59 m	16.3	19.8	8.4
P ₂ ケーソン底面中央点	10.7	11.0	6.9

表-3.4 強震記録から計算で求めた変位の最大値 (cm) (1976. 10. 6 福島県沖の地震)

測定方向 測定箇所	橋軸直角方向	橋 軸 方 向	上 下 方 向
P ₄ ~ P ₅ 間 桁 中 央 点	0.386	0.084	0.141
P ₅ 橋 脚 天 端 中 央 点	0.146	0.112	0.029
P ₅ ケーソン底部中央点	0.015	0.036	0.014
P ₅ 近 傍 地 中 - 25 m	0.028	0.018	0.017
P ₅ 近 傍 地 中 - 59 m	0.025	0.031	0.018
P ₂ ケーソン底部中央点	0.025	0.027	0.013

表-3.5 強震記録 (1976. 10. 6 福島県沖の地震) から求めた卓越振動数 (Hz)

測定方向 測定箇所	橋軸直角方向	橋 軸 方 向	上 下 方 向
P ₄ ~ P ₅ 間 桁 中 央 点	<u>2.5</u> , 4.7	<u>2.4</u> , 3.5, 4.6	<u>2.2</u>
P ₅ 橋 脚 天 端 中 央 点	<u>2.2</u> , 3.6 ~ 7.0	<u>4.6</u>	<u>2.0</u> , 3.0 ~ 4.0, 6.7
P ₅ ケーソン底部中央点	2.4, <u>3.4</u> , 6.6	<u>2.0</u> , 3.5, 4.5, 6.7	<u>4.5</u>
P ₅ 近 傍 地 中 - 25 m	4.4, 6.2, <u>6.6</u>	<u>6.6</u>	4.4, 6.7, 6.1, 2.6
P ₅ 近 傍 地 中 - 59 m	2.1 ~ 3.6, <u>4.4</u> , 6.7	4.4, <u>6.6</u> , 7.2	<u>2.7</u> ~ 3.6
P ₂ ケーソン底部中央点	2.2, <u>4.7</u> , 5.2	<u>2.5</u> , 4.4	<u>2.2</u> , 3.1, 4.7, 5.8

併 — は最も卓越した振動数を表わす。

表-3.6 強震記録 (1976. 10. 6 福島県沖の地震) から求めた伝達関数のピーク振動数 (Hz)

測定方向 測定箇所	橋軸直角方向	橋 軸 方 向	上 下 方 向
P ₄ ~ P ₅ 間 桁 中 央 点	2.7, <u>4.6</u>	<u>1.6</u>	<u>0.1</u> , 1.2, 2.2, 7.2
P ₅ 橋 脚 天 端 中 央 点			
P ₅ ケーソン底部中央点	<u>2.1</u> , 4.4, 6.1	4.3, 5.4, <u>7.2</u>	<u>2.3</u> , 6.3 ~ 9.4
P ₅ 近 傍 地 中 - 25 m	<u>0.7</u> , 1.0, 2.4	<u>3.3</u> , 1.9, 4.7	<u>5.5</u> , 1.1, 4.7
P ₅ 近 傍 地 中 - 59 m	1.8, <u>6.3</u>	<u>0.1</u> ~ 0.8, 2.1 ~ 2.8 6.4, 8.4, 9.8	4.7, <u>6.7</u>

併 — は最も高い増幅数を示す振動数を表わす。

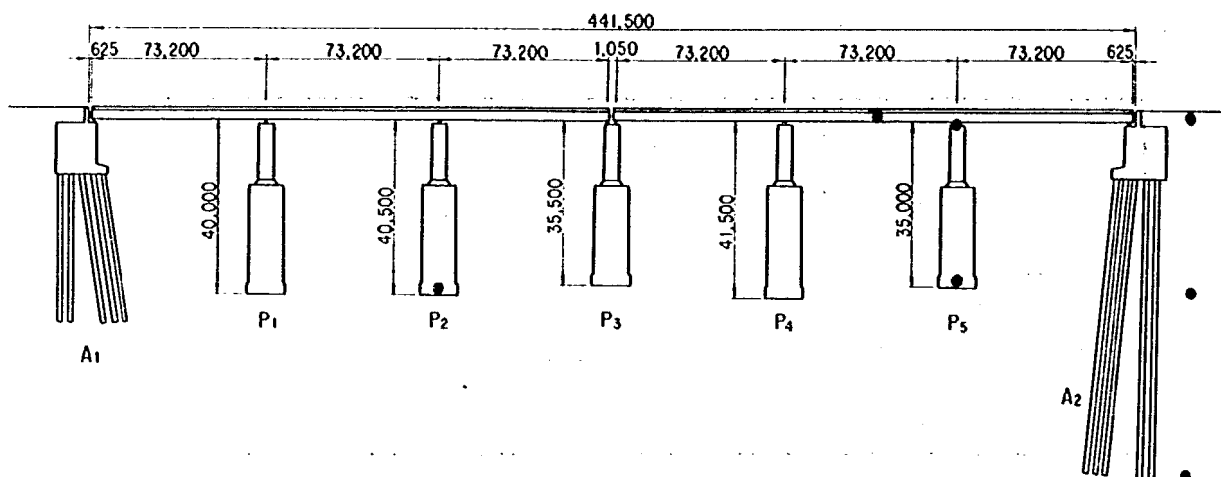


図-3.1 新飯野川橋の強震観測システム（佐武らによる）

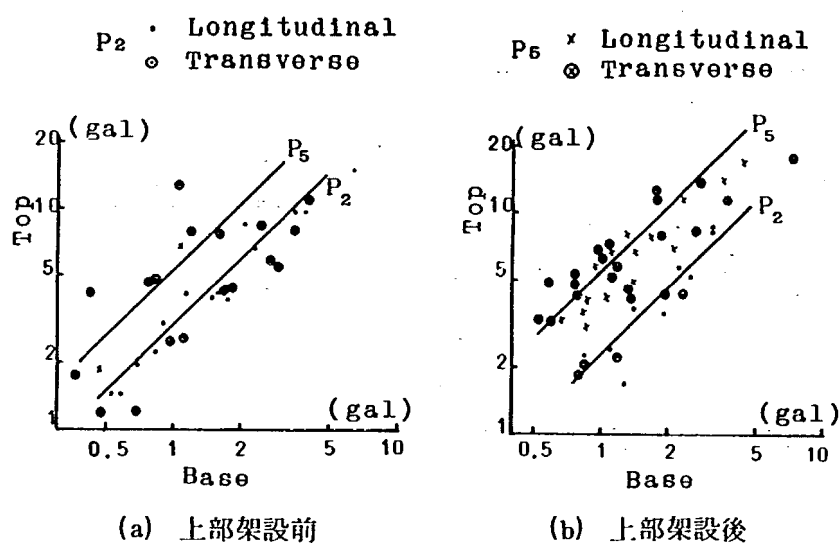


図-3.2 上部架設前および架設後におけるケーソン底面～橋脚天端の最大加速度（佐武らによる）

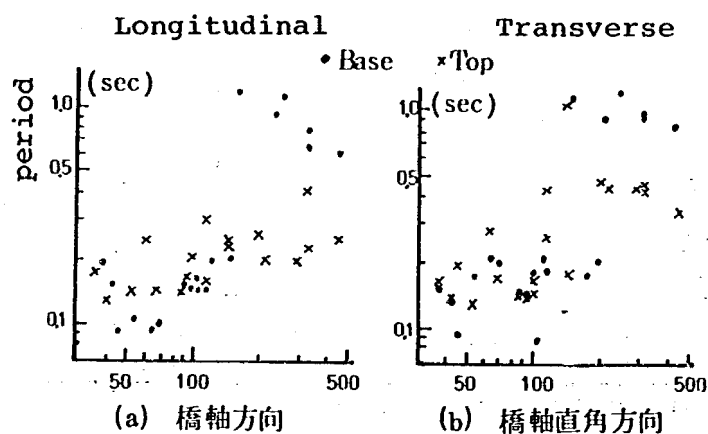


図-3.3 ケーソン底面および橋脚天端の卓越周期～震央距離の関係（佐武らによる）

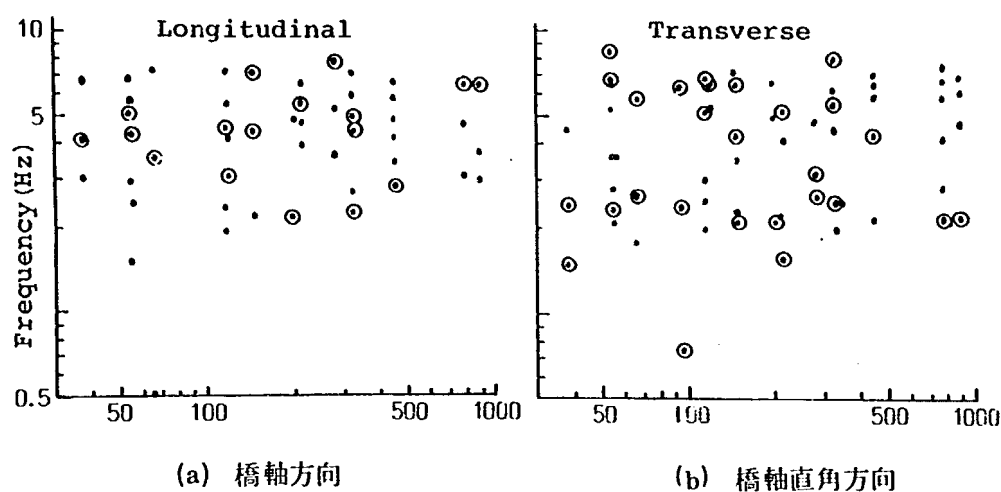


図-3.4 ケーソン底面から橋脚天端に至る加速度増幅率がピークとなる振動数～震央距離の関係(佐武らによる)

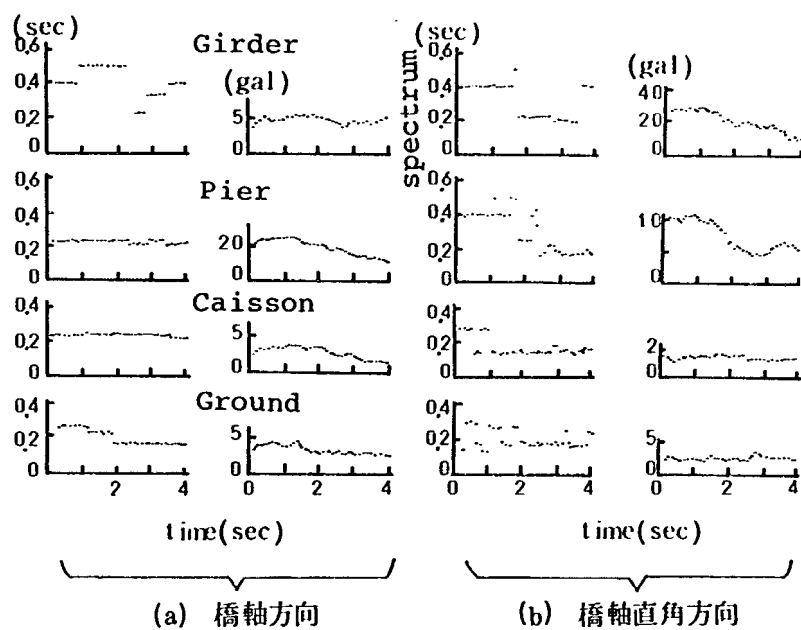


図-3.5 1976年10月6日の地震に対するケーソン橋脚、周辺地盤および桁の卓越周期の時期的変化(佐武らによる)

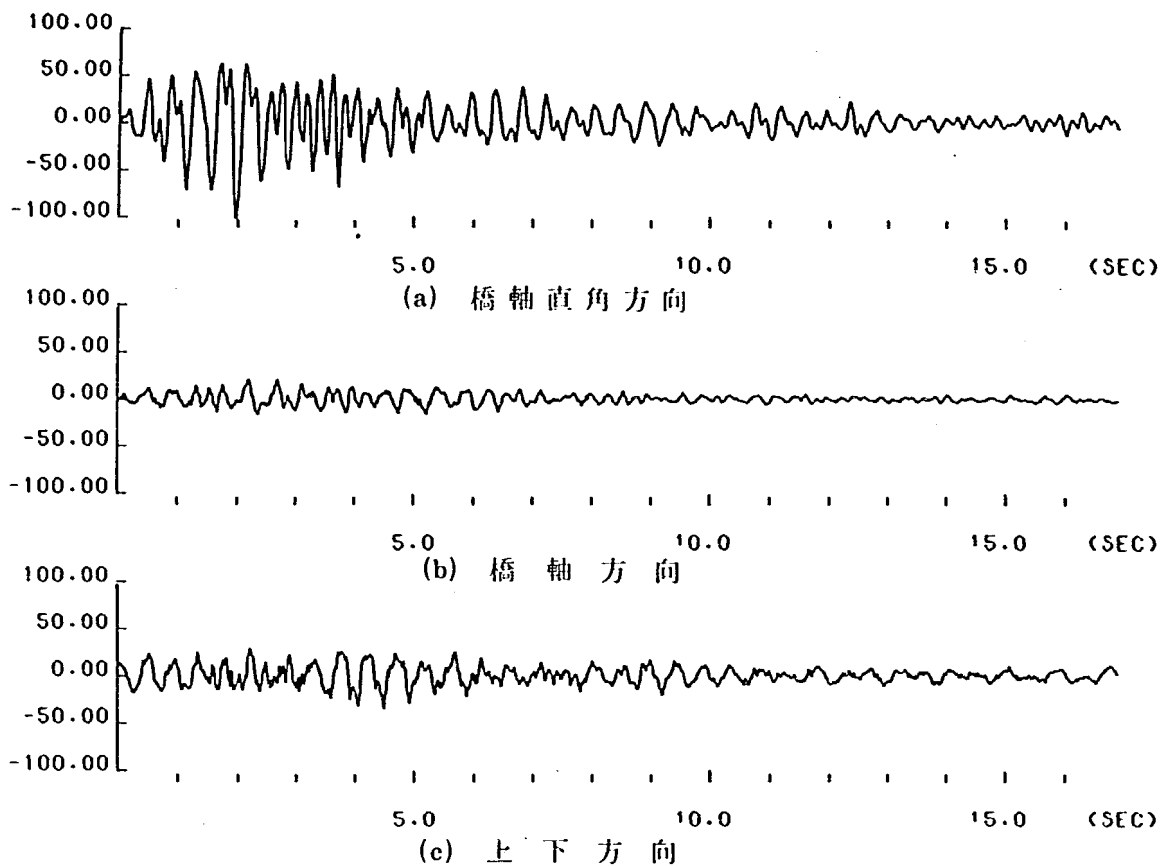


図-3.6(1) $P_4 \sim P_5$ 間の桁中央点 (gal)

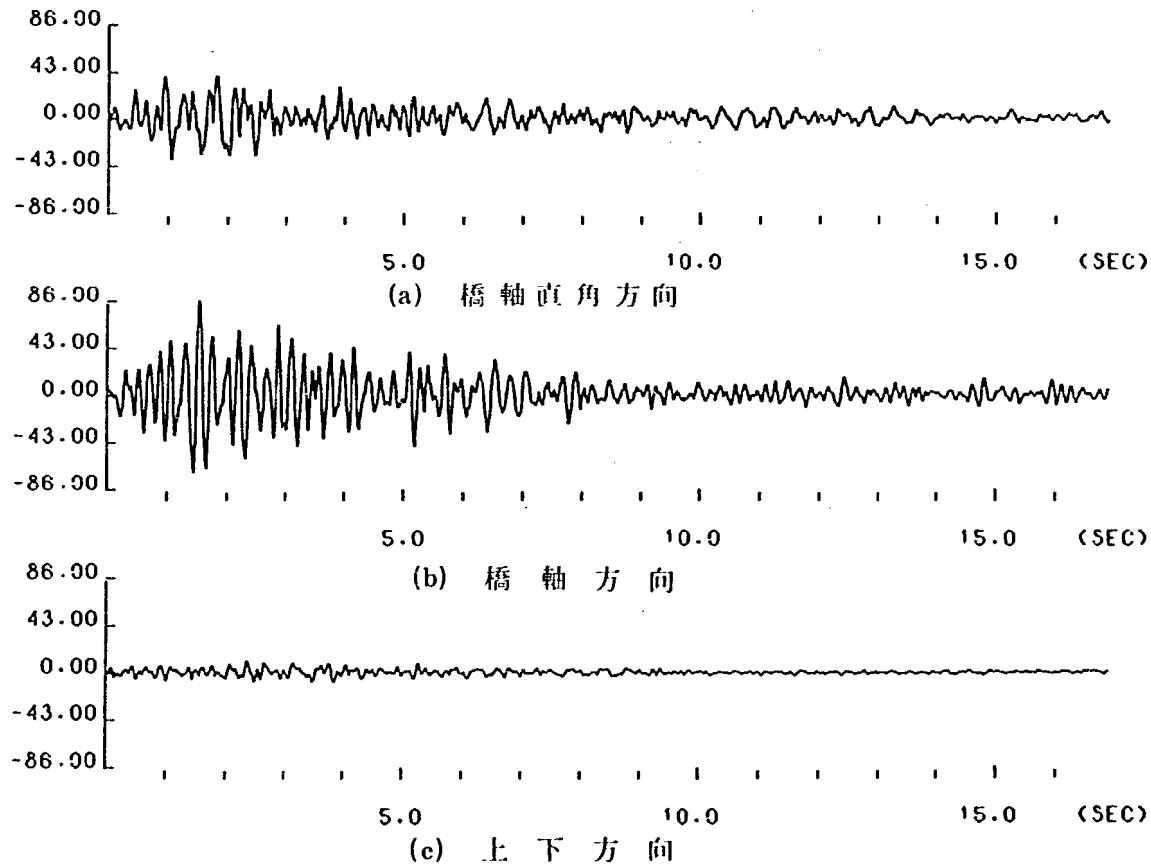


図-3.6(2) P_5 橋脚天端中央点 (gal)

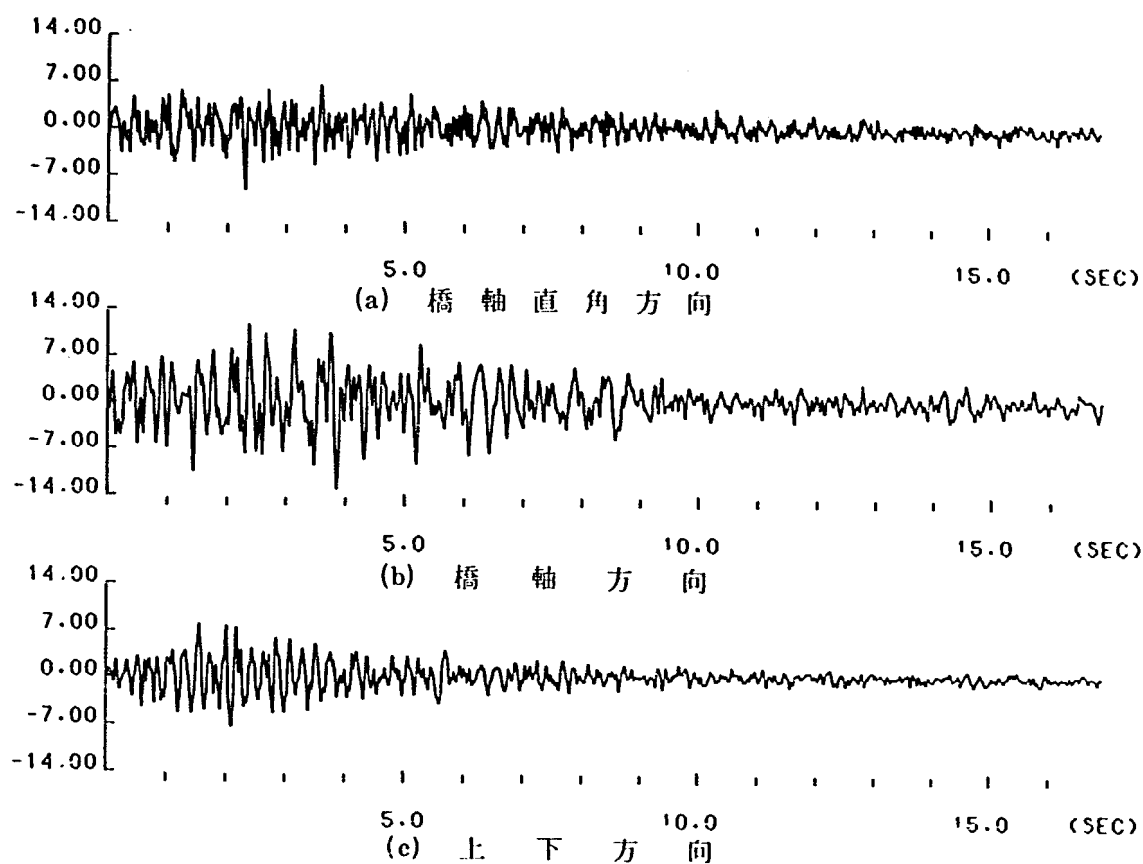


図-3.6(3) P_5 ケーソン底部中央点 (gal)

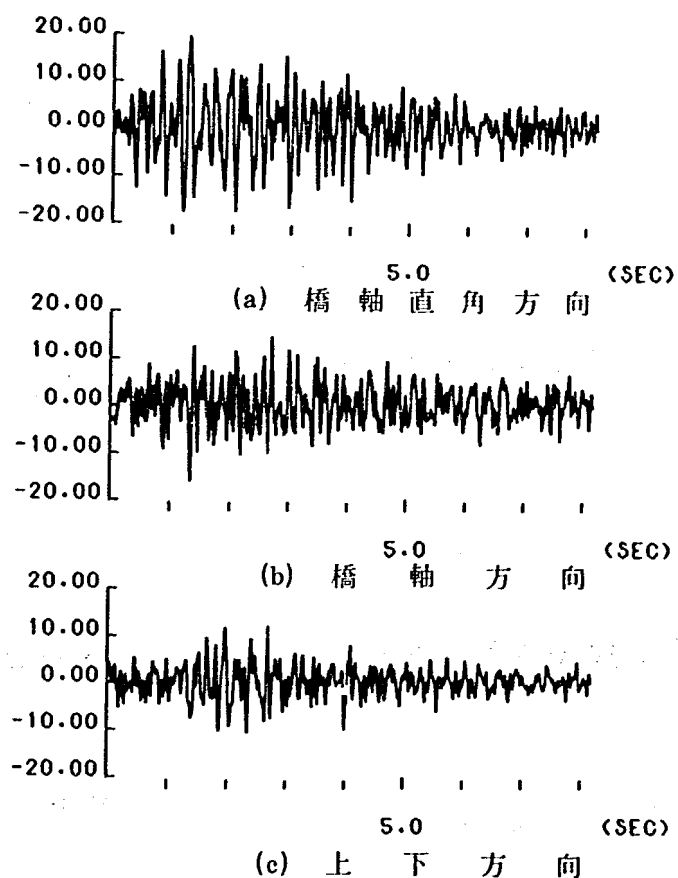


図-3.6(4) P_5 近傍地中 -25m (gal)

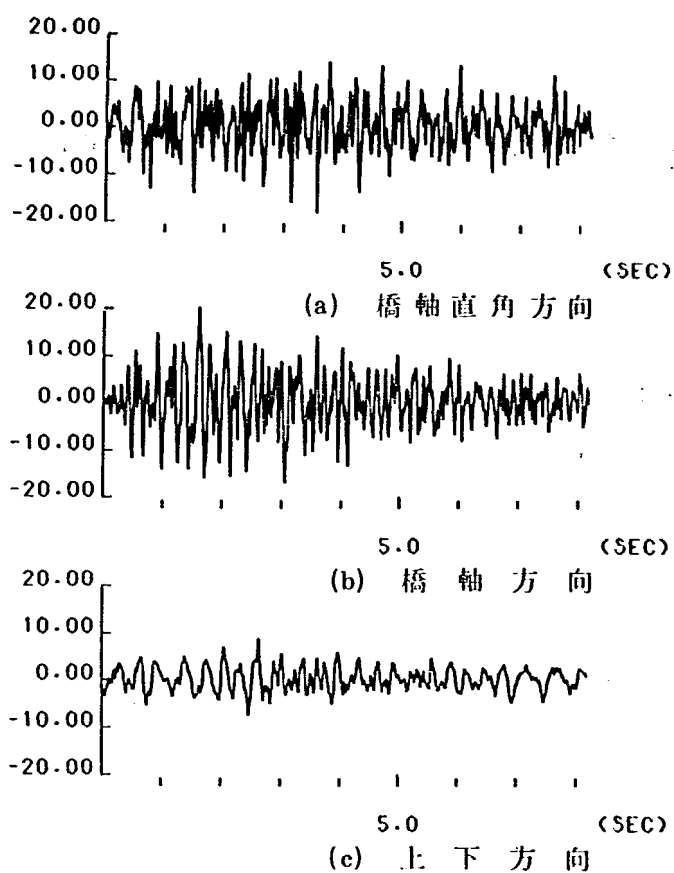


図-3.6(5) P_5 近傍地中 -59 m (gal)

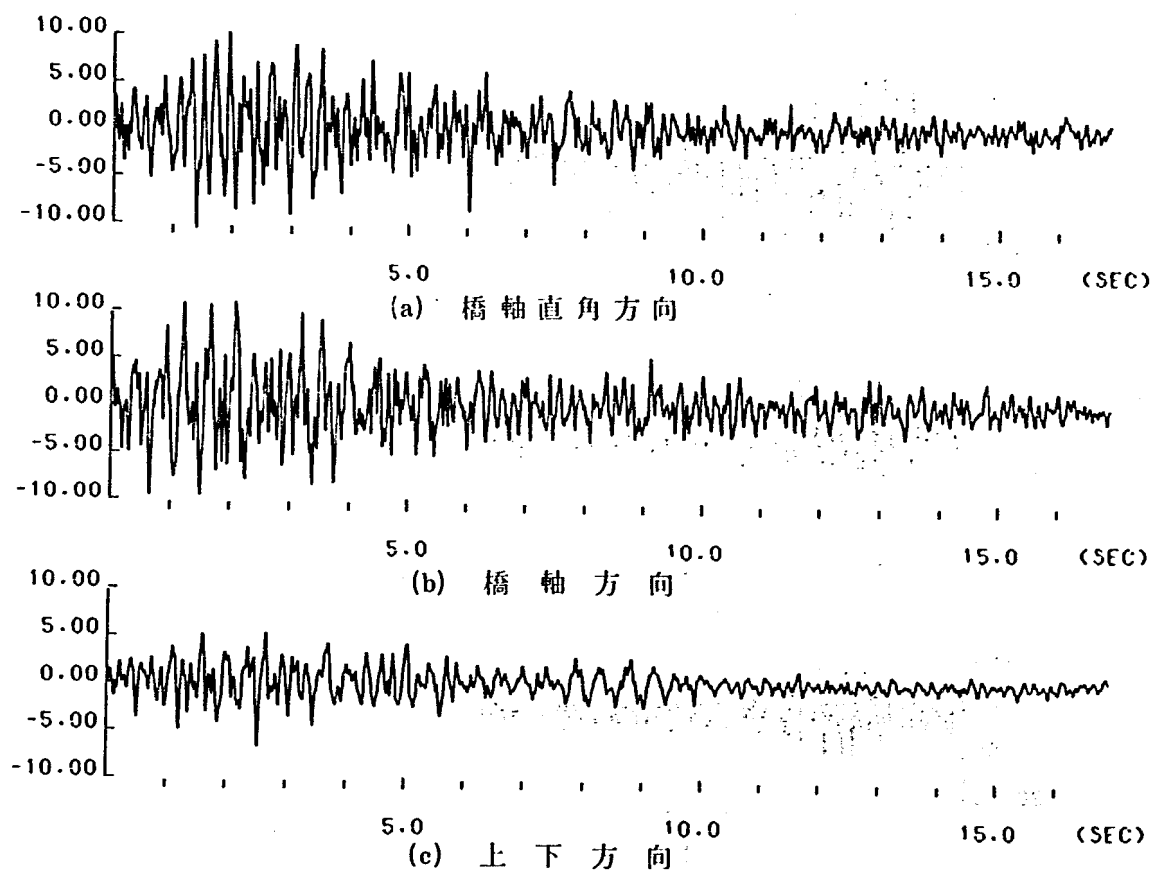
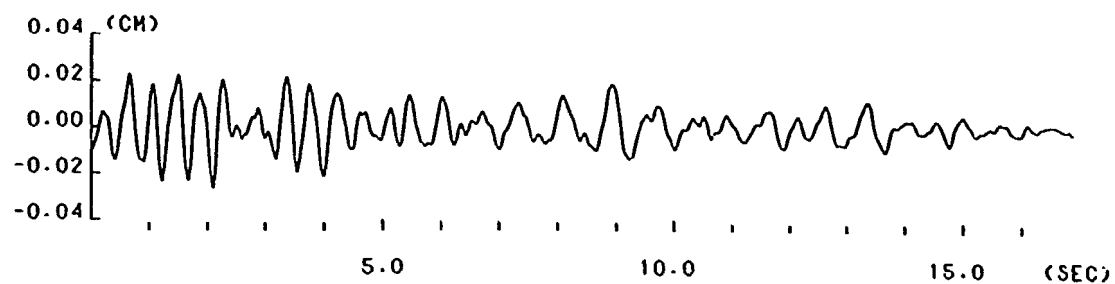
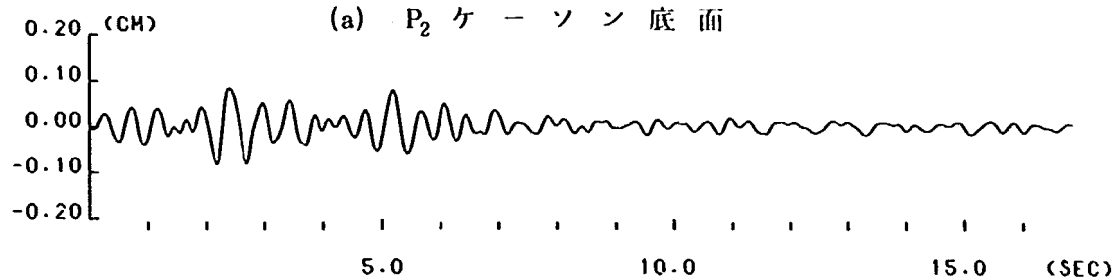


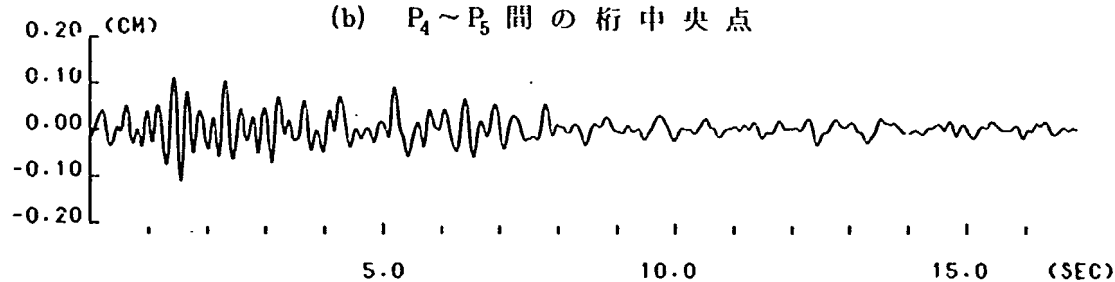
図-3.6(6) P_2 ケーソン底部中央点 (gal)



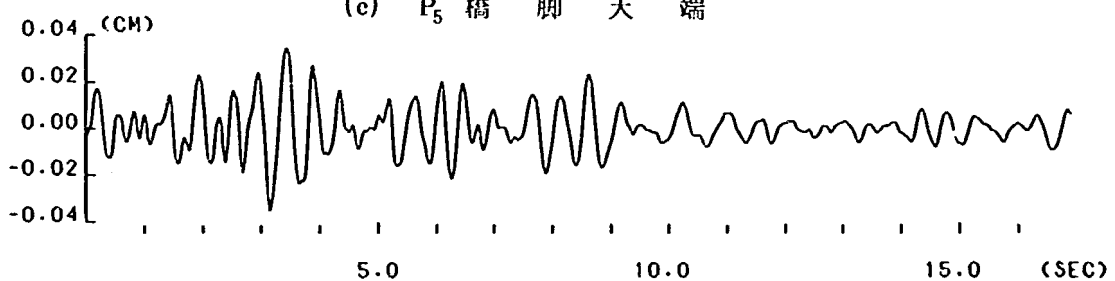
(a) P_2 ケーソン底面



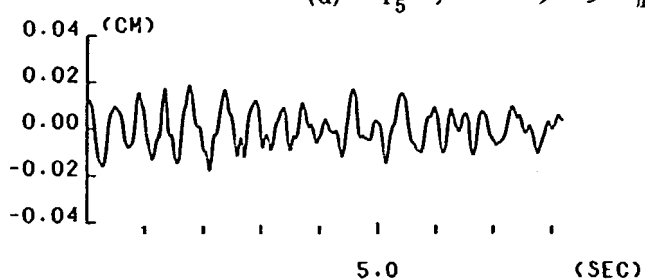
(b) $P_4 \sim P_5$ 間の桁中央点



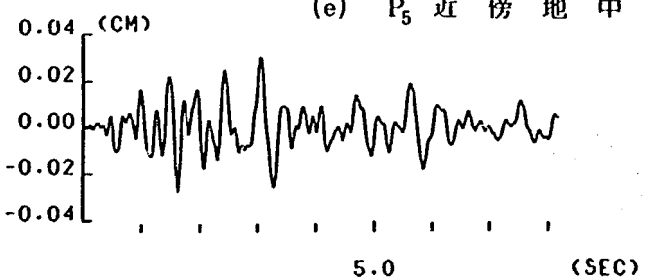
(c) P_5 橋脚天端



(d) P_5 ケーソン底面



(e) P_5 近傍地中 - 25 m



(f) P_5 近傍地中 - 59 m

図-3.7(1) 強震記録より計算した応答変位(橋軸方向)

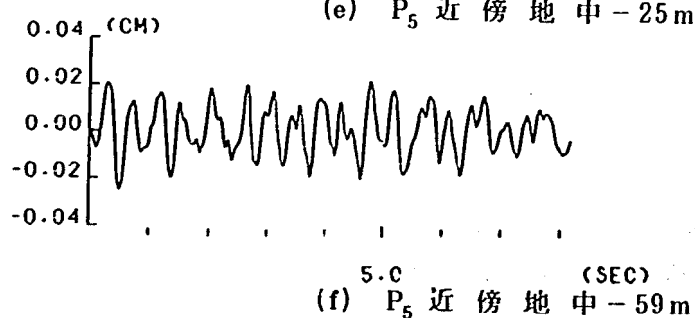
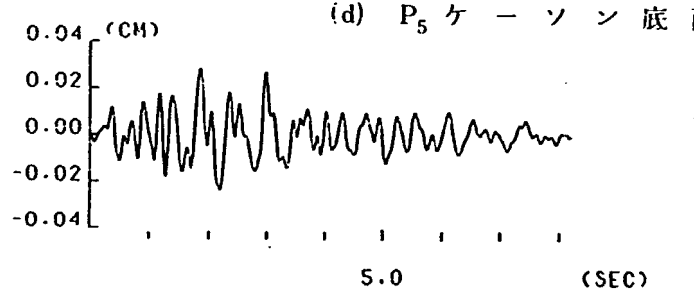
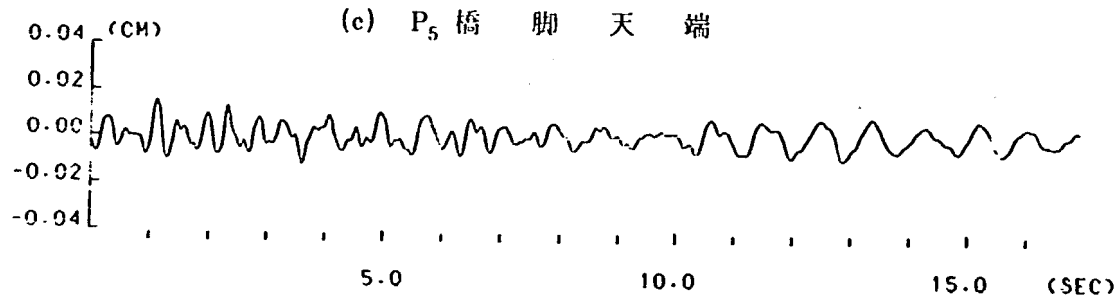
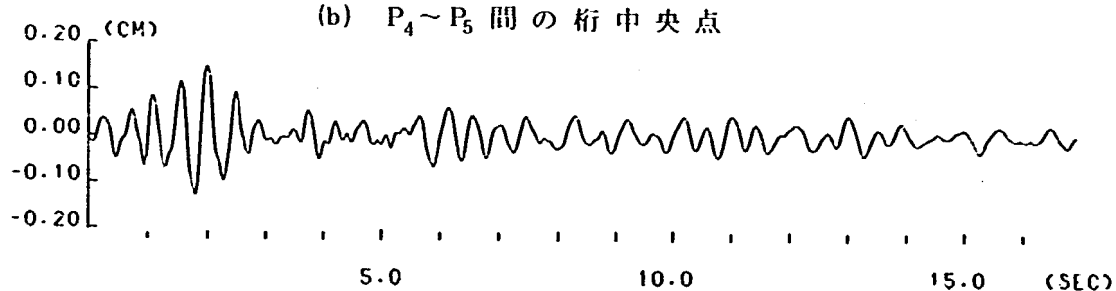
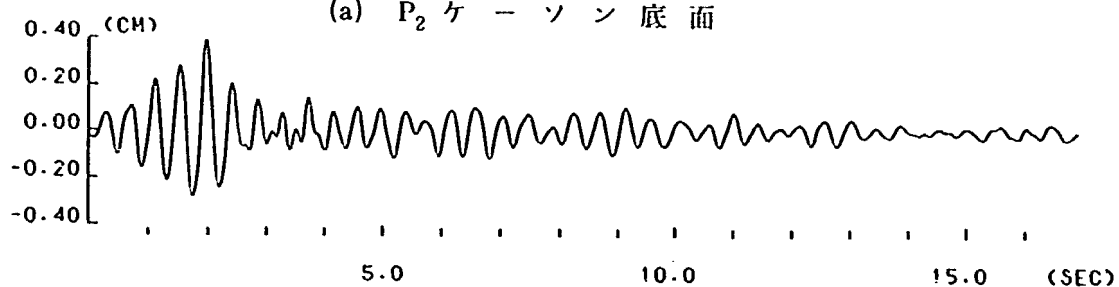
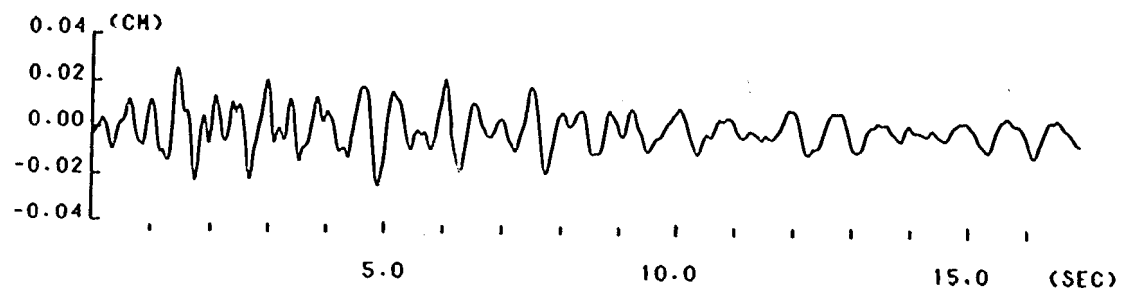


図-3.7(2) 強震記録より計算した応答変位(橋軸直角方向)

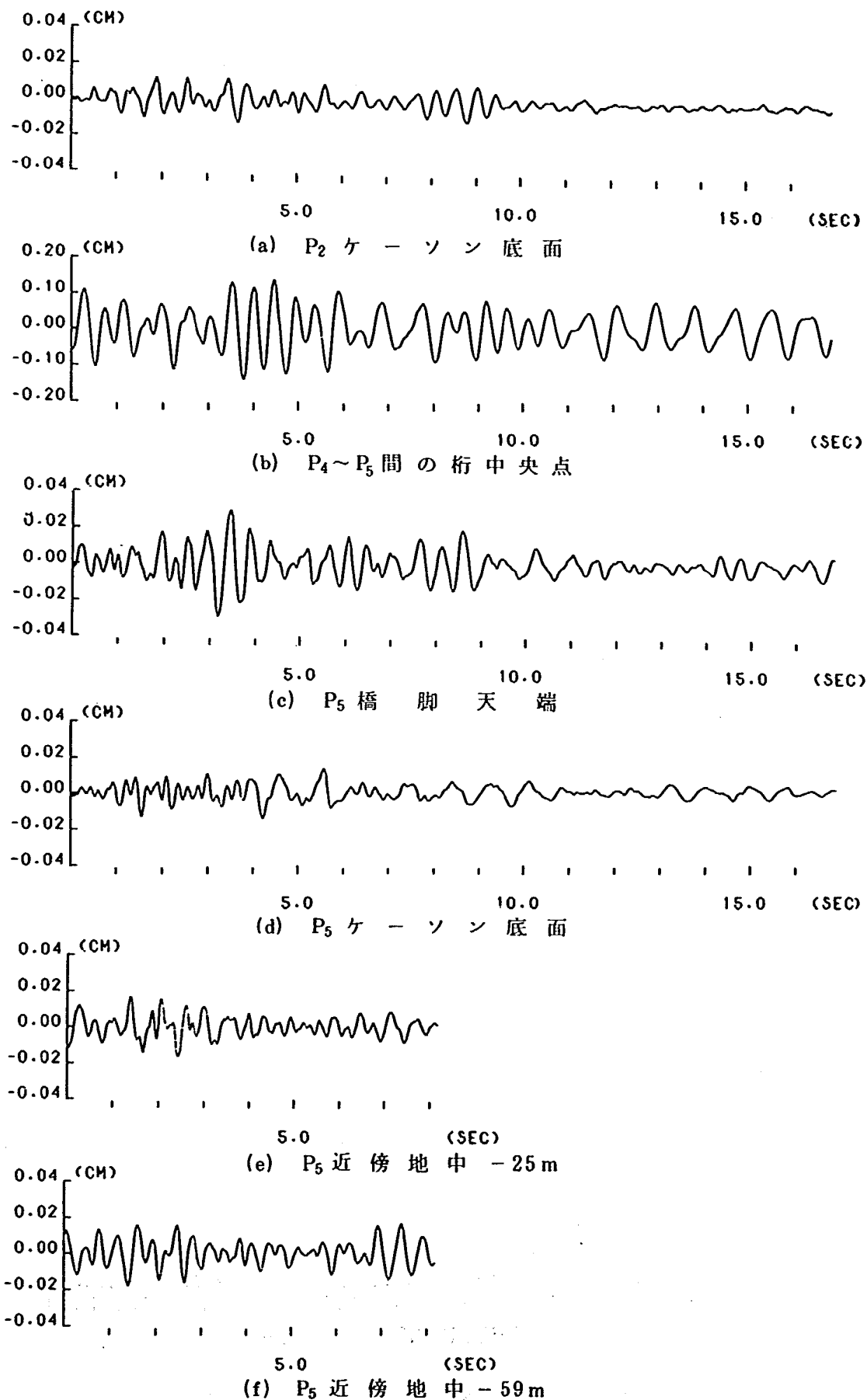


図-3.7(3) 強震記録より計算した応答変位(上下方向)

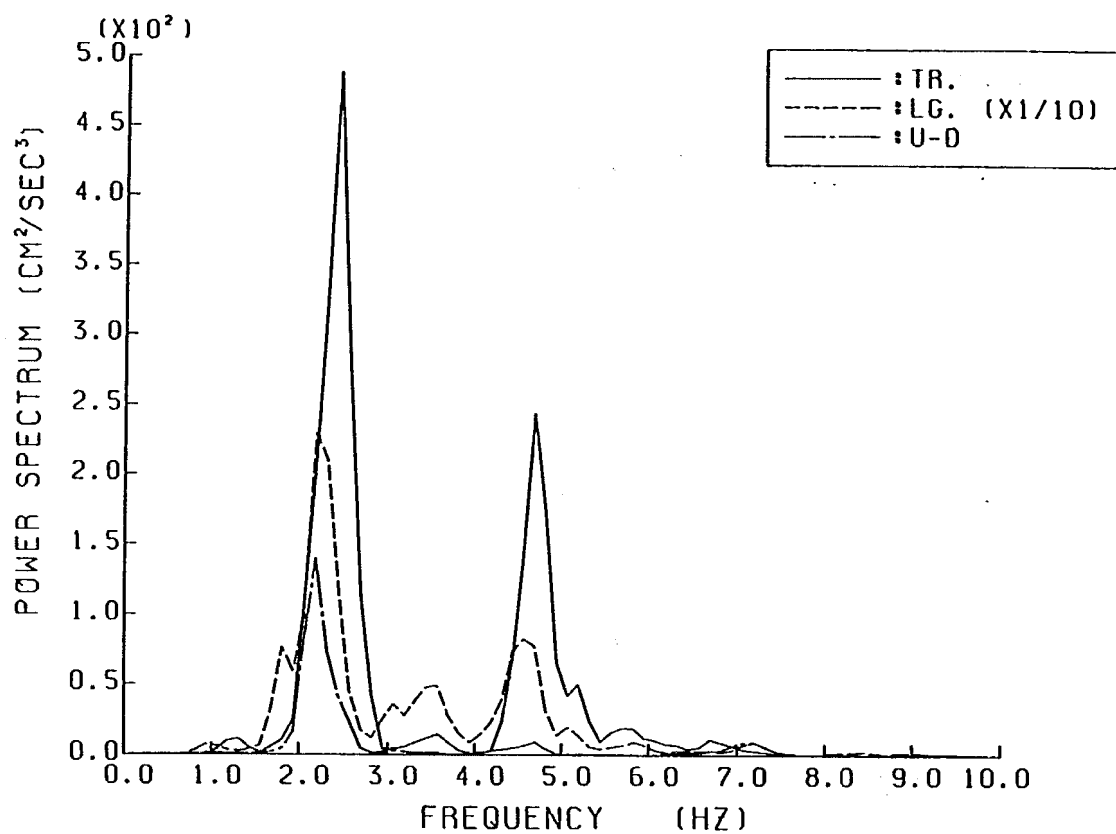


図-3.8(a) $P_4 \sim P_5$ 間桁中央点のパワースペクトル

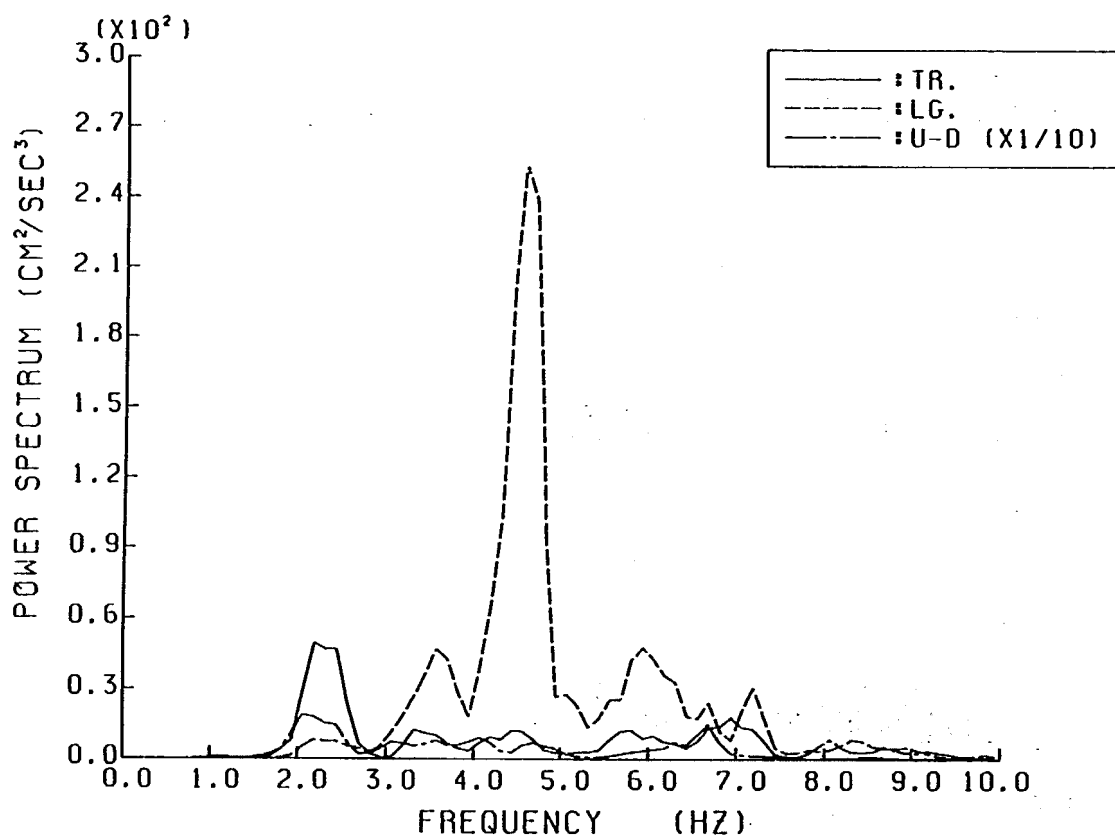


図-3.8(b) P_5 橋脚天端中央点のパワースペクトル

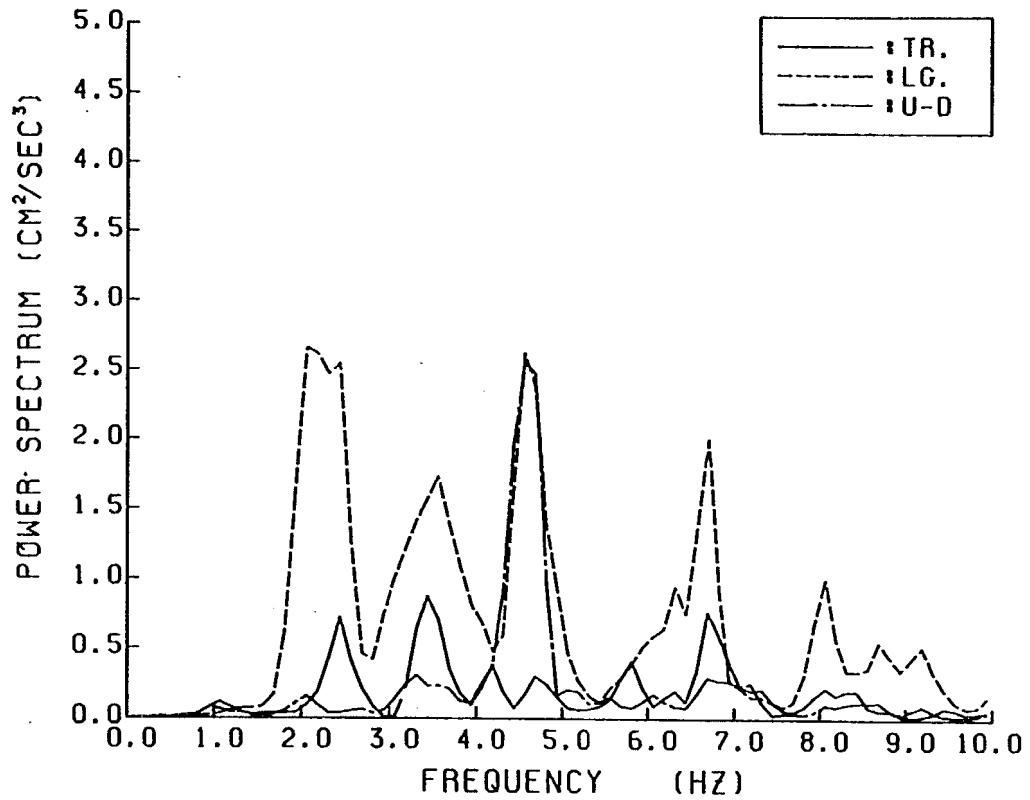


図-3.8(c) P_5 ケーソン底部中央点のパワースペクトル

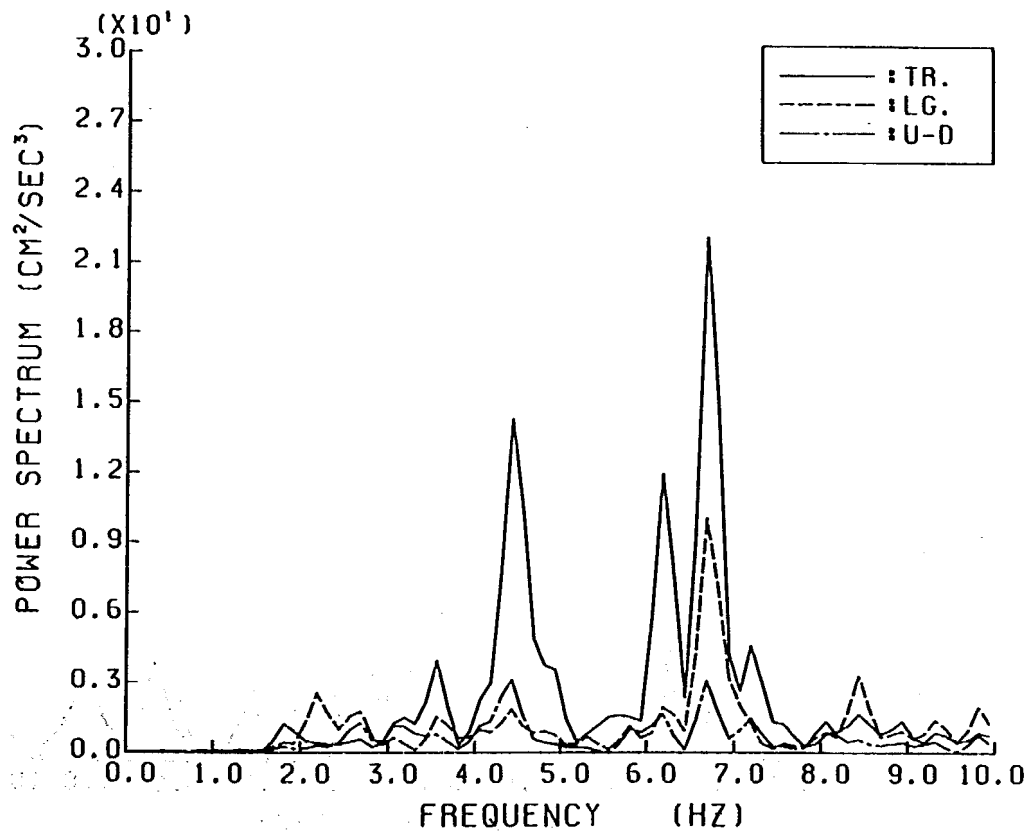


図-3.8(d) P_5 近傍地中-25 mのパワースペクトル

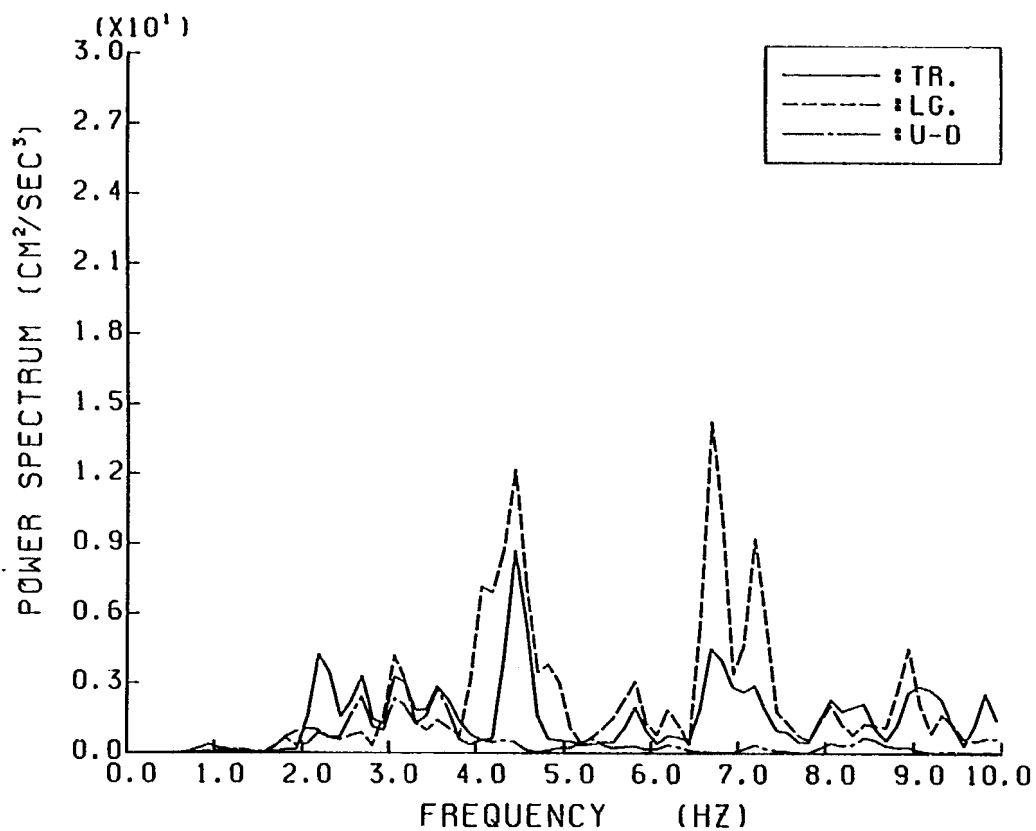


図- 3. 8(e) P_5 近傍地中 -59 m のパワースペクトル

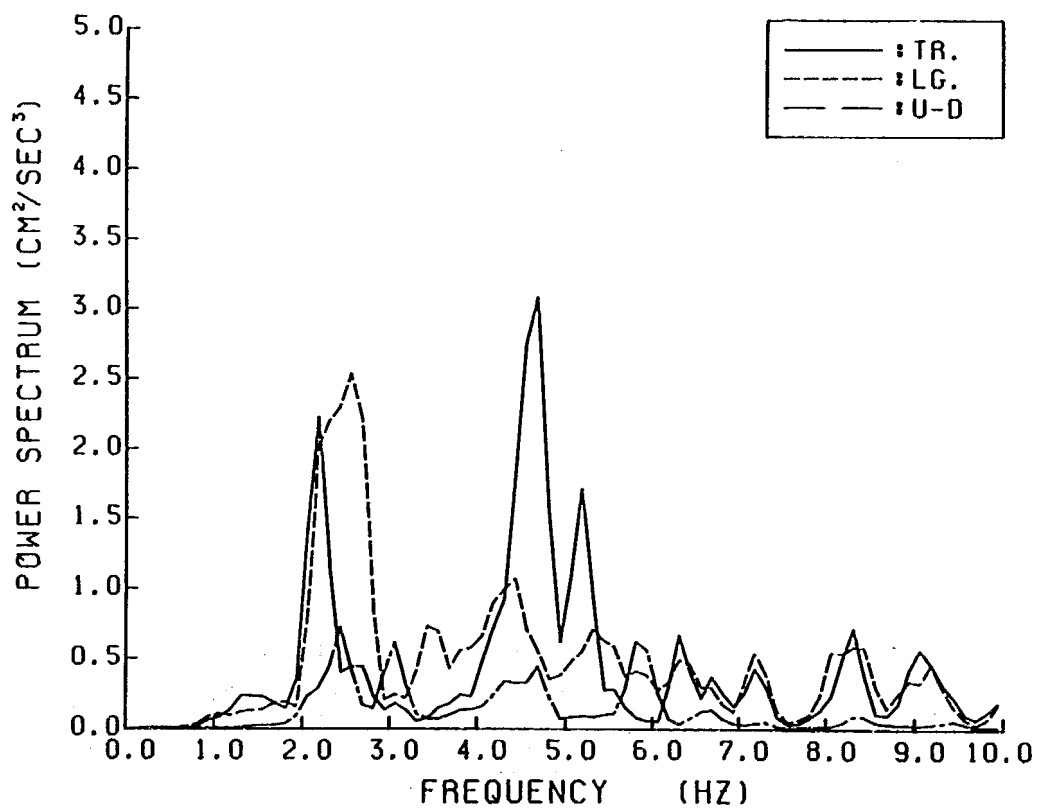


図- 3. 8(f) P_2 ケーソン底部中央点のパワースペクトル

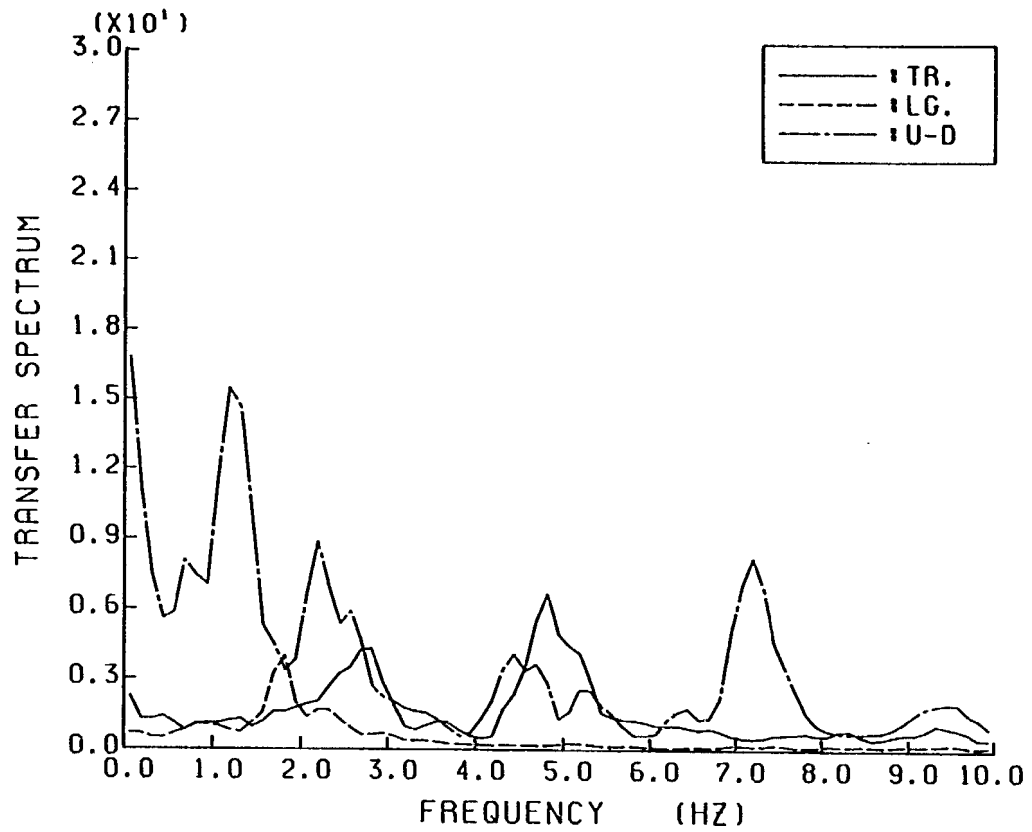


図-3.9(a) P_5 橋脚天端中央点から $P_4 \sim P_5$ 間桁中央点への伝達関数 (増幅率)

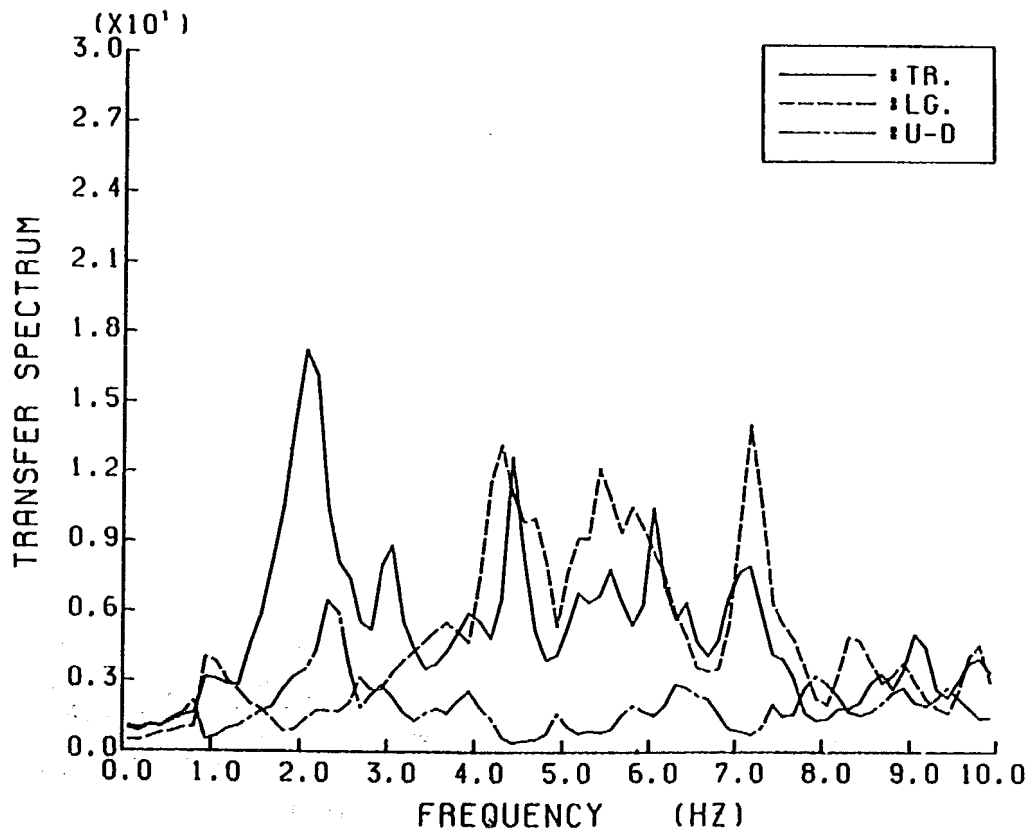


図-3.9(b) P_5 ケーソン底部中央点から P_5 橋脚天端中央点への伝達関数 (増幅率)

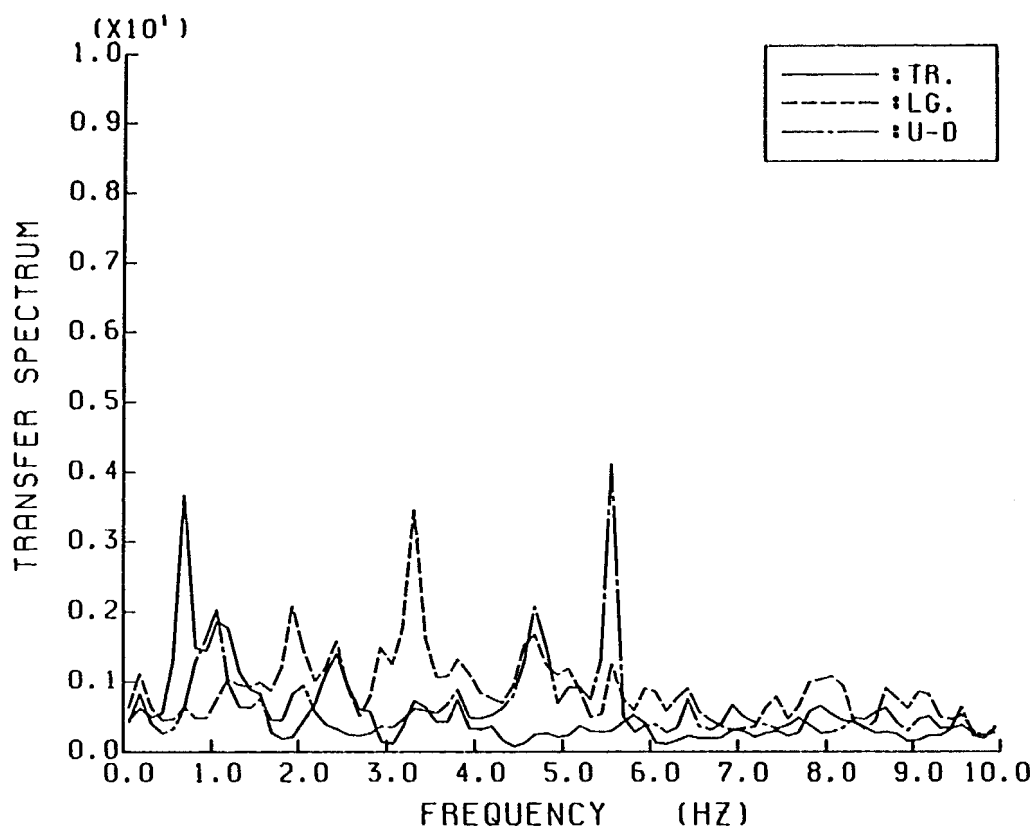


図-3.9(c) P_5 近傍地中-25mから P_5 ケーソン底部中央点への伝達関数(増幅率)

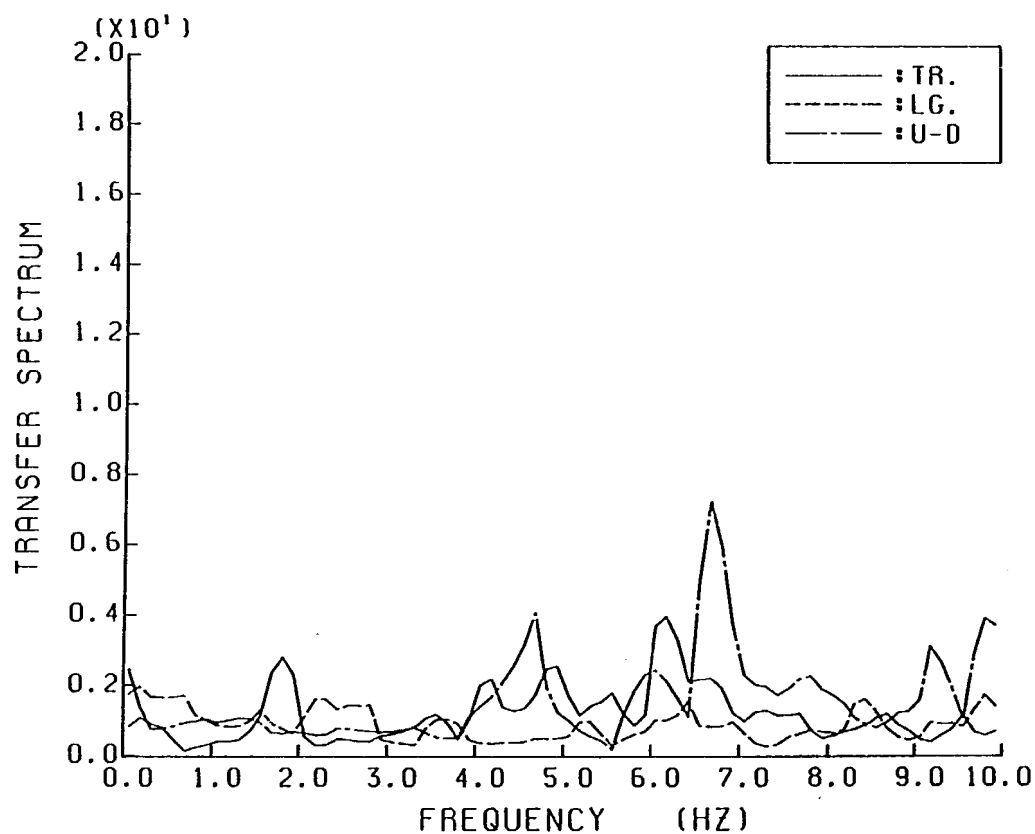


図-3.9(d) P_5 近傍地中-59mから P_5 近傍地中-25mへの伝達関数(増幅率)



写真－3.1 P_4 橋脚上の地震観測用換振器



写真－3.2 観測小屋（小屋の中には、増幅器
記録器，スタータが格納されてい
る）

4. 破損した支承の設計照査

4.1 準拠示方書

新飯野川橋の設計は以下の技術指針に準拠して行なわれている。

「鋼道路橋設計示方書」 昭和 39 年 6 月

「溶接鋼道路橋示方書」 昭和 39 年 5 月（昭和 43 年 5 月増補）

「道路橋示方書」

I. 共 通 篇
II. 鋼 橋 篇 } 昭和 48 年 2 月

「道路橋耐震設計指針・同解説」 昭和 47 年 4 月（設計震度のみ）

道路橋耐震設計指針・同解説では、設計水平震度を次式で与えている。

$$K_h = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot K_0$$

ここで、

K_h : 設計水平震度

K_0 : 標準設計水平震度（0.2 とする）

ν_1 : 地域別補正係数

ν_2 : 地盤別補正係数

ν_3 : 重要度別補正係数

本橋においては、

$$\nu_1 = 1.0 \quad (\text{区分 A})$$

$$\nu_2 = 1.1 \quad (\text{区分 第3種})$$

$$\nu_3 = 1.0 \quad (\text{区分 1級})$$

であるから

$$K_h = 1.0 \times 1.1 \times 1.0 \times 0.2 = 0.22$$

となり、この値が耐震計算に用いられている。

4.2 P₄ 固定支承の反力条件

設計計算書の反力計算は正確に行なわれており、これによれば1沓当りの反力条件は表-4.1の通りである。

4.3 材料および許容応力度

P₄ 固定支承の材質は、竣工図より以下の通りである。なお、材質に関する検討は5章に後述する。

ピン	S F 55
上下沓	S C W 49
上沓セットボルト	S S 41
アンカーボルト	S 35 C

上下沓については原設計計算書では S C M n 1 B となっている。

準拠示方書および原設計計算書におけるピン、上下沓、上沓セットボルト、アンカーボルト、の許容応

力度はそれぞれ表－4.2，4.3，4.4，4.5に示す通りである。なお，下沓底面のコンクリートの許容応力度は原設計では $\sigma_{ca} = 70 \text{ kg/cm}^2$ としている。

4.4 支承部の設計計算の検討

4.3に示した道路橋示方書（昭48）に規定されている許容応力度と原設計計算書で計算されている応力度をピン，上沓，上沓セットボルト，下沓，アンカーボルト，下沓底面，の支圧応力度に対して比較検討すると，表－4.6～表－4.11のようになる。これらの結果によれば，設計計算書で検討されている項目については全て現行の昭和48年道路橋示方書の規定を満足している。

4.5 ピン中央部の引張応力および上下沓のピンかみ合わせ部の応力の検討

橋軸直角方向の地震時荷重に対して，(i)ピン中央部の引張応力度，(ii)上，下沓のピンかみ合わせ部の応力度を日本道路公団標準設計（昭和45年）および支承便覧（昭和48年）等の方式に従って検討すると以下のようなになる。なお，表－4.1（ケース⑤）に示したように，橋軸直角方向の水平荷重は地震時に2沓当り112 ton，したがって，1沓当り56 tonとして以下の検討を行っている。

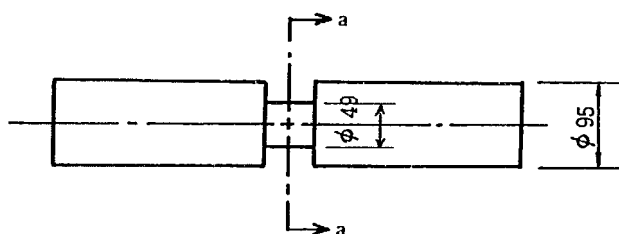
i) ピンに対する検討（a－a断面）

断面積

$$A = \frac{\pi}{4} \times 4.9^2 = 18.8 \text{ cm}^2$$

引張応力度

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{56 \times 10^3}{18.8} \\ &= 2979 \text{ kg/cm}^2 > 1700 \times 1.7 \\ &= 2890 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$



図－4.1 ピンの応力度の検討

したがってa－a断面ではわずかではあるが，引張応力度は許容応力度を超過している。

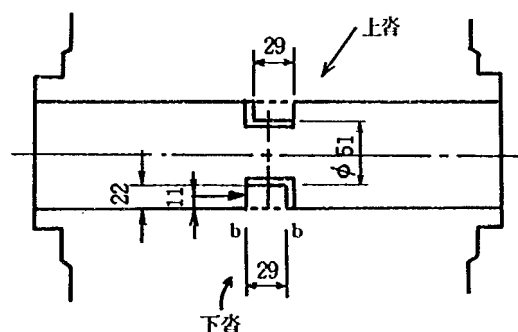
ii) 上沓，下沓に対する検討（b－b断面）

断面積

$$A = \frac{1}{2} \times \pi \times 9.5 \times 2.9 = 43.3 \text{ cm}^2$$

せん断応力度

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{56 \times 10^3}{43.3} = 1293 \text{ kg/cm}^2 < 1000 \times 1.7 \\ &= 1700 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$



図－4.2 上沓，下沓の応力度の検討

したがって，b－b断面ではせん断応力度は許容応力度内に収まっている。

なお，せん断力以外にb－b断面に作用する曲げモーメントについては，風荷重が大きい場合等に検討されているので，この点を考慮すると次のようになる。

曲げモーメントは次のようになる。

$$M = 56 \times 10^3 \times 1.1 = 62 \times 10^3 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

これに対して、断面係数 Z は

$$Z = \frac{1}{2} \times \frac{1}{6} \times \pi \times 9.5 \times 2.9^2 = 20.9 \text{ cm}^3$$

であるから、曲げ応力度 σ は次式となる。

$$\sigma = \frac{62 \times 10^3}{20.9} = 2967 \text{ kg/cm}^2 > 1.700 \times 1.7 = 2890 \text{ kg/cm}^2$$

したがって、この場合には、 $b - b$ 断面に作用する曲げ応力度は許容応力度をわずかではあるが超過する。なお、参考までに、上記せん断応力度と曲げ応力度を合成すると次のようになり、許容応力度を超過する。

$$U = \left(\frac{1293}{1700} \right)^2 + \left(\frac{2967}{2890} \right)^2 = 1.6 > 1.2$$

表 - 4.1 一支承当りの反力条件 (ton)

CASE	荷 重 の 組 合 せ	鉛直荷重 N	水平荷重 H
①	死 荷 重	256	0
②	(死 + 活) 荷重	457	0
③	(死 + 風) 荷重	320	66
④	(死 + 活 + 風) 荷重	515	40
⑤	(死 + 橋軸直角方向地震) 荷重	320	56
⑥	(死 + 橋軸方向地震) 荷重	256	153

表 - 4.2 ピン (S F 55) の許容応力度 (kg/cm²)

	支 圧	軸 方 向 引 張	ヘルツの支圧
原 設 計	2700		
鋼 道 示 昭39	規定なし	規定なし	7000
道 示 昭48	2500 (1250)	1700	7000

表 - 4.3 上下沓 (S C W 49) の許容応力度 (kg/cm²)

	支 圧	せ ん 断	曲 げ 応 力
原設計 SCMn 1 B	2700	1400	引 張 1900 圧 縮 1800
鋼道示 SCMn 1 B SCW49 昭39	*	*	*
道 示 SCW49 昭48	2500 (1250)	1000	1700

表 - 4.4 上沓セットボルト (S S 41) の許容応力度 (kg/cm²)

	軸 方 向 引 張
原 設 計	1400
鋼 道 示 昭39	1400
道 示 昭48	1400

表 - 4.5 アンカーボルト (S 35 C) の許容応力度 (kg/cm²)

	せ ん 断	軸 方 向 引 張
原 設 計	800	1900
鋼 道 示 昭39	規定なし	規定なし
道 示 昭48	800	1900

表 - 4.6 ピンの応力度の検討

項 目	CASE	応 力 度	許 容 応 力 度		
		原 計 算	原 設 計	道 示 昭48	
鉛直力に対する支圧応力度	②	1510	2700	2500	O.K
	④	1700	2700×1.25	2500×1.25	
水平力に対する支圧応力度	③	2660	2700×1.2	2500×1.2 = 3000	O.K

表 - 4.7 上沓の応力度 (kg/cm²) の検討

項 目	CASE	応 力 度	許 容 応 力 度		
		原 計 算	原 設 計	道 示 昭48	
上 面 の 支 圧 応 力 度	②	198	2700	2500	O.K
	④	224	2700×1.25	2500×1.25	
曲 げ 応 力 度	②	1580	1800	1700	O.K
	④	1790	1800×1.25	1700×1.25 = 2125	
上面の突起の 支 圧 せん断	⑥	3060	2700×1.7 = 4590	2500×1.7 = 4250	O.K
		487	1400×1.7	1000×1.7	

表 - 4.8 上沓セットボルトの応力度 (kg/cm²) の検討

項 目	応 力 度	許 容 応 力 度		
	原 計 算	原 設 計	道 示 昭48	
0.1R _d の上揚力に対する引張応力度	1110	1400×1.7	1400×1.7	O.K

表 - 4.9 下沓の応力度 (kg/cm²) の検討

項 目	CASE	計算応力度	許 容 応 力 度		
			原 設 計	道 示 昭48	
曲 げ 応 力 度	②	744	1900	1700	O.K

表 - 4. 10 アンカーボルトの応力度 (kg/cm²) の検討

項 目	CASE	計算応力度	許 容 応 力 度		
			原 設 計	道 示 昭48	
せん断 応 力 度	⑥	1060	800×1.7=1360	800 × 1.7	O . K
引 張 応 力 度	⑥	988* (1255)	1900 × 1.7	1900 × 1.7	O . K

* M48谷径 42.587 mm $A_n = 14.24 \text{ cm}^2$ で計算すれば
 $8 \times A_n = 114.0 \text{ cm}^2$
 $\sigma_t = \frac{143100}{114.0} = 1255 \text{ kg/cm}^2$

表 - 4. 11 下沓底面の支圧応力度 (kg/cm²) の検討

CASE	計 算 応 力 度	許 容 応 力 度	
②	42	70	O . K
④	47	70 × 1.25	O . K
⑥	75	70 × 1.5 = 105	O . K
③	48	70 × 1.2	O . K

5. 支承部の材質、強度および破損状況の検討

5.1 実験調査結果

5.1.1 寸法測定

(1) 上 沓

上流側支承の上沓に対して図-5.1に示す合計33箇所の寸法を測定し、この結果を竣工図と照合した所、上沓の鋳物部については、JIS B0412に定められた鋳鋼品普通許容差の範囲内に適合しているが、機械加工部分については上沓のピン座（ピン受け部）の寸法に多少のばらつきが認められた。すなわち、上沓のピン座では、図-5.2に示すようにピン突起部の左右において最大で0.45mm程度の差異が認められた。ただし、この値は多少大きいものの許容誤差の ± 0.3 mmの範囲には収まっている。

(2) ピ ン

下流側支承のピンに対して図-5.3に示す8箇所の寸法を測定し、これを竣工図と照合した。ピンの全長は図面寸法と比較して全体で2mm程度長いがこれは地震時に水平力がキャップボルトに作用しないようにするために一般に行なわれていることであり、この程度長いことは問題ではない。

一方、切欠部を境にしてピンの左右で直径に多少のばらつきが認められたため、これを軸方向に詳細に測定した。この結果を図-5.4に示す。ここでは、ピンに対する鉛直方向荷重の作用方向をYとし、これに直交するXとYの2方向に対する直径を測定した。この結果によれば、X方向とY方向の直径には、ほとんど差がなく、鉛直荷重によるピンの永久変形は特に認められなかった。しかしながら、切欠部を境にしてピンの右側の部分と左側の部分の直径には最大で約1.4mm程度の差が認められた。この値は一般的な許容値（0.1mm）を上廻る値である。なお、測定位置6では直径が極端に増加しているが、これは、ピン端部にハンマー等によって打撃した形跡があることから、支承の修復工事に関係あると推定される。

次にピン切欠部の直径を軸方向に詳細に測定した。この結果は図-5.5に示す通りであり、ピンの切欠部分には塑性変形による明瞭な絞り現象を認めることができる。

5.1.2 破損箇所の外観調査

図-5.6は上流側上沓の破損状態、および下流側ピンの破損状態を模式的に示したものである。各部の特徴は以下の通りである。

(1) 上 沓

上沓には、写真-5.1に示すようにピン座部分に摩擦によって生じたと思われる著しいカジリが認められる。また、ピン座の中央部には、写真-5.2に示すようにもともと上沓凸部が存在した形跡が認められる。この破面は比較的平滑で橋軸直角方向への摩擦痕を含んでいる。

上沓凸部の破片は、写真-5.3に示すように相当の錆が発生しているが、その破面は上述した上沓の破面とかなり似ている。また、上沓凸部の断面形状には、写真-5.4に示すように著しい塑性変形が認められる。写真右側には、ピンから水平力を受けた平面部があり、均一な支圧が加わったことを示している。

(2) ピ ン

写真-5.5はピンの破断面を示したものである。破断面Bでは、 Z_1 、 Z_2 の部分と、 Z_3 の部分では互いに異なった破面を有しているのが認められる。破断面(B)の破面中央には、ドリル穴が認められるが、これは新しいものであり、支承交換時もしくは、交換後に加工されたものと思われる。

5.1.3 各部材の成分分析

上沓と上沓凸部破片およびピンの各部材について成分分析を行ない、それぞれの成分組成を表-5.1、表-5.2に示した。ここで、分析用の供試体は、図-5.7に示す位置から採取した。

(1) 上 沓

上沓と上沓凸部破片の化学成分組成は、Ci, Si, Mn ともにほとんど同じ値を示している。また、これらの分析結果とSCW49の規格値を比較すると炭素量が若干高くなっている。ただし、炭素当量は0.41%で許容値の0.43%以下を満足するほか、SCW49の規格内に入っている。なお、原設計計算書では、ScMn1Bとなっているが、ScMn1Bの化学組成と比較すると、Mn量が低く、ScMn1Bとは考えにくい。

(2) ピ ン

ピンの材質については、支承の図面、計算書等にSF55材と記載されている。本橋設計当時のJIS規格(1964年)においては、P, Sだけが規定されているにすぎないが、表-5.2に示したピン材の分析値と最近のJIS規格(1977年)におけるSF55の成分組成値を比較すると、本橋のピン材はSF55の成分規定に適合している。

5.1.4 各部材の顕微鏡組織観察

(1) 金属組織

上沓と上沓凸部破片の顕微鏡でみた組織を比べると両者は非常によく一致している。また、パーライトの形状および、結晶粒の大きさ、均一性などから判断するとJISに定められた焼なましの熱処理が行なわれていると考えられる。ピンの金属組織についても上沓よりは、パーライト部分が多いが、0.4%C相当の標準的な組織を示している。また、熱処理についても上沓同様に十分な熱処理が行なわれている。

(2) 破断面におけるクラックの伝播状況

各部材の破断面から破断面と直角方向に顕微鏡観察用の供試体を切り出し、破断状況を検討した。その結果は以下のようにまとめられる。

(a) 上沓と上沓突起部の破断面

上沓のピン座中央部にある、突起部破断部分の表面付近には、表面から深さ方向に約1mm程度の大きな塑性流動が認められる。この深さは、ピン座のほかの部分の塑性流動層(これは摩擦によって生じたと考えられる)の深さとは、著しく異なっている。また、このような大きな塑性流動層は、上沓突起部の破片側にも認めることができる。

今、破断面の形状と塑性流動の状態から上沓突起部の破断時の状態を想定して組合せると、図-5.8のようになる。ここで、図中の(A)(B)部分は、塑性流動層から判断すると、ともに、せん断破損の起点になっているものと考えられる。これらの起点付近の断面組織は、写真-5.6に示す通りであり、この断面組織は、次の点を特徴として指摘することができる。

(i) 上沓側(A)部分には、内部に向う亀裂が一ヶ所に確認される。

(ii) 上沓側では、正常な組織と塑性域との区別がはっきり判断することができ、上沓および、上沓突起部の破断部の塑性域は、図-5.9のようになる。ここで、図中の矢印は、塑性流動方向を示すもので、剪断破壊的な塑性流動を示している。

(b) ピン切欠部の破断面

ピン切欠部の破断面の場合には、クラックが粒内を貫通しており、また、一部には、塑性変形の認められる場合がある。さらに、数ヶ所に破面に平行な割れ（ボイド）が認められることが特徴的である。

5.1.5 各部材の機械的強度

飯野川橋の架設時点で適用されていた JIS 規格に基き、引張試験には JIS Z 2201 の 4 号引張試験片を、また、衝撃試験には、上沓に対しては 4 号、ピンに対しては 3 号試験片をそれぞれ用いて試験を行なった。試料は図 - 5.7 に示した位置より採取した。

機械的強度の試験結果は、表 - 5.1, 5.2 に示した通りであり、各試験片の応力 - 歪曲線の関係は、図 - 5.10（上沓）および図 - 5.11（ピン）に示す通りである。これより上沓材および、ピン材は明確な降伏応力を示す材料であることがわかる。

表 - 5.1 および、表 - 5.2 に示した結果から上沓の材質は、S C W 49 と比較して降伏点応力が規格値より低いことを除けば、その他の機械的性質は全て規格値を満足している。また、ピン材については、S F 55 の機械的性質の規格値に対して引張強度が、やや高めである他は全て規格値を満足している。

5.1.6 破断面の顕微鏡観察

破壊の様式を明らかにするためにピンの破断面を直接電子顕微鏡で観察した。上沓の破断は前述の検討から明らかに延性破壊であることから電子顕微鏡を用いた破面観察は行なわなかった。

ピンの破断面では、比較的錯の少ない写真 - 5.5 に示した破面を対象とした。反射電子像を写真 - 5.5 に示した Z₁ および Z₃ の 2 箇所に分けて写真 - 5.7 に示す。これによれば、Z₁ および Z₃ のいずれの位置でも一様に葉状の破面と、それをとりまくように白い細い葉状に延ばされた状態が認められる。この帯状の破面は、パーライトの部分で白く細い帯状の部分は、フェライトが引き延ばされて破断している（デンプル破面である）ことを示している。Z₃ の破面は、Z₁ あるいは Z₂ と比較してデンプル破面が比較的多く認められ、より延性的な破壊をしたことを示している。

5.1.7 高速引張試験

前項で述べたように、ピンの切欠部の破面が多少ぜい性を有していることから、上沓およびピン材をひずみ速度を変えて引張試験を行ない、機械的強度のひずみ速度依存性について検討した。

供試体は図 - 5.7 とほぼ同様の位置から採取し、変形速度は一般に引張試験で用いられる 1 mm/min と、試験機能力の最大の 100 mm/min の 2 種類で行なった。この結果を図 - 5.12（上沓）および図 - 5.13（ピン）に示す。ここで、ひずみ速度は次式で示されるように単位時間のひずみ率として定義している。

$$\text{ひずみ速度} [\text{sec}^{-1}] \equiv \text{試験変形速度} [\text{mm/sec}] / \text{標点距離} [\text{mm}]$$

これらの結果から、上沓およびピン材ともに、機械的性質は 1 mm/min から 100 mm/min にひずみ速度を変えても、著しい変化は認められなかった。

5.2 実験調査結果に対する考察

(1) ピンの直径について

破損したピンの直径には切欠部の左右で約 1.4 mm の相異が認められた。このことは、ピンに作用した鉛直荷重がピンの左右いずれか一方で受け持たれていた可能性が強いことを示している。原設計においては、

この部分の支圧応力度は 1700 kg/cm^2 (表-4.6 の case ④) であるが、いま仮りに、ピンの片側のみで荷重を受持ったとすると、支圧応力度は 3400 kg/cm^2 になり、許容支圧応力度の 3125 kg/cm^2 をやや上廻る。しかしながら、許容支圧応力度には安全率が見込まれていること、また、実際のピンには摩擦痕が若干あるだけで支圧による塑性変形などは認められなかったことから、支承の機能上は問題はなかったものと考えられる。

(2) 上沓の材質について

上沓の材質は、竣工図面には、S C W49と記載されている。元素分析結果では、炭素量が規格値より $0.03 \sim 0.04$ 高目に測定され、また、降伏点がやや低目に表われているが、溶接性構造用鋼材として重要な炭素当量が規格値に収まっていること、および、引張強度と衝撃値が規格に適合していたことを考え合せると、上沓の材質は、S C W49相当であると考えられる。

(3) 上沓と上沓突起部破片について

上沓の突起部破壊面が外観上、非常に平滑であったために、当初、上沓と上沓突起部の破片の一体性が疑問視された。しかしながら、上沓とその突起部破片の成分組成、金属組織が同一であることから、両者は、本来一体であったことに疑問をさしはさむ余地はない。また、上沓突起部が存在したと考えられる位置の表面付近の断面組織と上沓突起部破片の断面組織の塑性流動層に対称性がある点、および、上沓側の断面組織のせん断破壊の起点と考えられる位置に、せん断破壊特有の亀裂が認められる点は、いずれも突起部破片が地震時の水平力によって上沓からせん断破壊したことを示している。

(4) ピン切欠部の破壊形式について

金属材料の破壊形式には、延性破壊とせん断破壊がある。ピン切欠部の破壊は、切欠部分に絞り現象が認められること、破面にデンプルパターンが認められることから一応、延性破壊と考えられる。しかしこの破面には、パーライト部分のヘキ開部分も認められ、一見ぜい性的破面と思われる部分も含んでいる。この破面は引張試験片の破面とは明らかに異なり、また、衝撃試験片の破面とも異なっている。

一般に延性破壊を示す金属材料でも切欠効果、ひずみ（または荷重）速度、温度などの外的要因によっては、せん断的な破壊を生じることがある。温度については、地震発生時が6月であったことから、ぜい性を示すほどの低温になったとは考えられない。次に、鉄鋼材料の機械的性質は、ひずみ速度が1000倍上がると、引張強度については10%程度、降伏点については50%それぞれ増加するとされている。今回行った高速引張試験では、ひずみ速度を100倍変えて行なったが、この範囲では、試験結果に有意差が認められなかった。しかしながら、ひずみ速度の増加により引張強度および伸びが、ともに著しく低下するのは軟鋼の場合では、数10m/secの速度とされている。一般に、地震時における橋桁の速度は速くとも数10cm/sec程度と考えられる。したがって、地震時の上沓に作用する水平力が橋桁の速度とおおむね同じと考えると、地震時に上沓に生じるひずみ速度程度では、鋼材にぜい性的な破壊が生じるとは考え難い。

一般に、切欠き部材に応力が作用すると、応力集中が生じて塑性変形の拡大が拘束されるために、材料はぜい性的破壊を生じやすくなる。本橋では、ピン切欠部のコーナー仕上り半径は約0.3mm程度であり、このような場合には、相当大きな応力集中が生じるものと考えられる。従って、上述したように温度および、ひずみ速度の影響が小さいと考えられることとも併せ考えると、ピン切欠部がせん断的な破壊をした最大の原因は、応力集中によると考えられる。

5.3 地震時橋軸直角方向の水平力の推定

上述した機械的強度試験の結果からピン切欠部および、上沓突起部の耐荷力を算出すると次のようになる。

(1) ピン切欠部の耐荷力

ピン材料 (S F 55) の引張強さは、表 - 5. 2 から 73.9 kg/mm^2 である。従って図 - 4. 1 の a - a 断面の引張耐荷力は次のようになる。

$$\text{引張耐荷力} = 18.8 \text{ cm}^2 \times 7.39 \text{ ton/cm}^2 = 139 \text{ ton}$$

(2) 上沓突起部の耐荷力

上沓材料 (S C W 49) の引張強さは、表 - 5. 1 から 50.9 kg/mm^2 である。従って、せん断強さは、 $\frac{50.9}{\sqrt{3}} \text{ kg/mm}^2$ と考えられる。図 - 4. 2 の b - b 断面の、せん断耐荷力は次のようになる。

$$\text{せん断耐荷力} = 43.3 \text{ cm}^2 \times \frac{50.9 \text{ ton/cm}^2}{\sqrt{3}} = 127 \text{ ton}$$

上沓突起部が、せん断破壊する場合には、同時にキップボルトが引張破壊するので、ボルトの耐荷力が加算される。ボルトの材質を S S 41 と仮定するとボルトの谷径が、 18.6 mm であるので、ボルトの引張耐荷力は、次のようになる。

$$\text{ボルトの引張耐荷力} = 2.7 \text{ cm}^2 \times 4.1 \text{ ton/cm}^2 = 11 \text{ ton}$$

従って上沓突起部の破壊時の耐荷力は 138 ton となり、前述のピン切欠部の荷力と、ほとんど同じ値になる。ピン切欠部および、上沓突起部の耐荷力と、地震時に作用した橋軸直角方向の力の関係を考える際には、各個撃破の影響、ピンと上下沓の摩擦の影響、ピン切欠部分のコーナー部の応力集中の影響などについて、検討する必要があるが、本調査結果の範囲内では、地震時に橋軸直角方向に作用した水平力はピン切欠部および上沓突起部の耐荷力から一応 1 支承当り約 140 ton (以上) と考えられる。

表 - 5.1 上沓および上沓凸部の材料試験結果

項目 規格	材 質	試 験 片		引 張 試 験								硬 ブリネル H _B	衝 撃 試 験				
		標 点 距 離 mm	断面積 mm ²	降 伏 点		引 張 強 さ		伸 び		絞 り			切 断 位 置	シャルピー吸収 エネルギー(kgfm)(0℃)			
				荷 重 kg	kgf/ mm ²	荷 重 kg	kgf/ mm ²	実 際 mm	%	最小径 mm	%			1	2	3	平均値
	SCW49	50	154		≥ 28		≥ 49		≥ 23		≥		≥	≥ 2.8			
上 沓				3760	24.4	7840	50.9	13.6	27.1		34.4		143	3.7	3.3	3.1	(3.4)
上 沓 凸 部																	
参考値 *1	SCW49				≥ 28		≥ 49		≥ 20		≥		≥	≥ 28			
参考値 *2	SC 46				≥ 23		≥ 46		≥ 19		≥ 30						

規格	材質	化 学 組 成 (%)							炭素当量 %
		C	Si	Mn	P	S	Ni	Cr	
		≤ 0.22			≤ 0.040	≤ 0.040			
上 沓		0.25	0.62	0.67	0.012	0.001	0.05	0.10	0.41
上 沓 凸 部		0.26	0.57	0.74	0.013	0.004			
参考値 *1	SCW49	≤ 0.22			≤ 0.040	≤ 0.040			
参考値 *2	SC 46				≤ 0.040	≤ 0.040			

規 格 : JIS G 5102 (1969)

参考値 *1 : JIS G 5102 (1978)

参考値 *2 : JIS G 5101 (1978)

表-5.2 ピンの材料試験結果

項目 規格	材 質	試 験 片		引 張 試 験									硬 さ ブリネル HB	衝 撃 試 験			
		標 距 mm	断面積 mm ²	降 伏 点		引 張 強 さ		伸 び		絞 り		切 断 位 置		シャルピー吸収 エネルギー (kgfm)(0℃)			
				荷 重 kg	kgf / mm ²	荷 重 kg	kgf / mm ²	実 際 mm	%	最小径 mm	%			1	2	3	平均値
S F55	50	154		≥ 28		55~65		≥ 23		≥		≥					
ピ ン				6100	39.6	11380	73.9	12.0	24.0		43.4		217	4.8	4.2	4.9	(4.6)
参 考 値	S F55A				≥ 28		55~65		≥ 20		≥ 35		≥ 152				

規格	材質	化学組成(%)						
		C	Si	Mn	P	S		
	S F 55				≤ 0.035	≤ 0.040		
ピン		0.47	0.19	0.71	0.014	0.024		
参考値	S F 55A	≤ 0.60	0.15~0.50	0.30~1.20	≤ 0.030	≤ 0.035		

規格 : JIS G 3201 (1964)

参考値 : JIS G 3201 (1977)

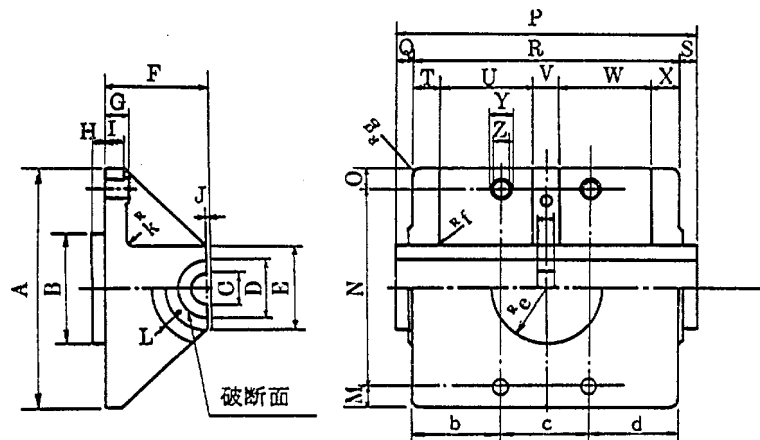


図-5.1 上沓寸法の確認位置 (A~Z, a~gの合計33箇所)

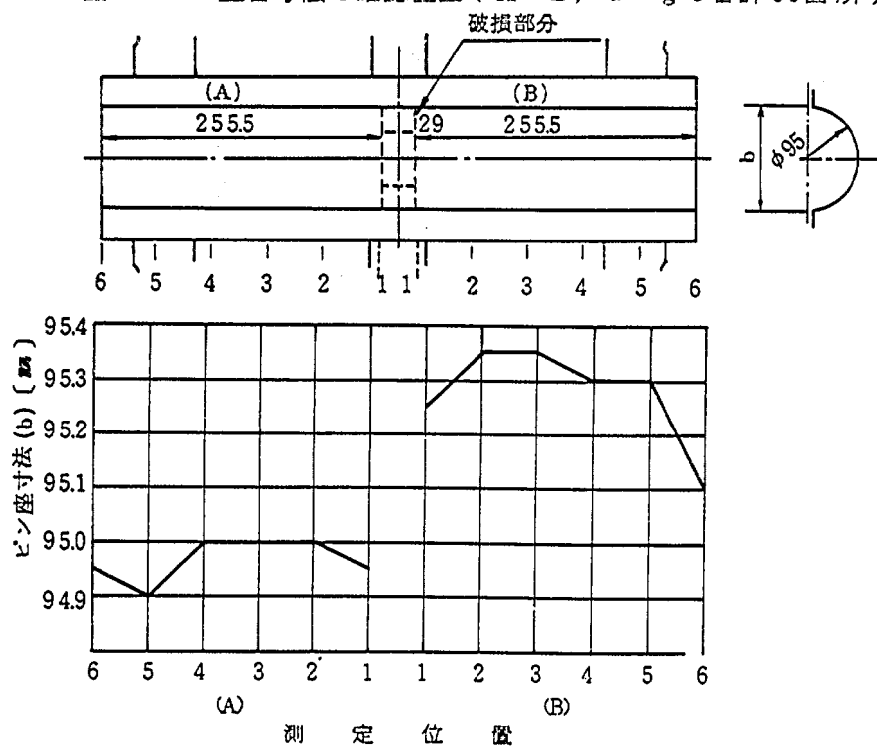


図-5.2 ピン座寸法のばらつき (上流側上沓)

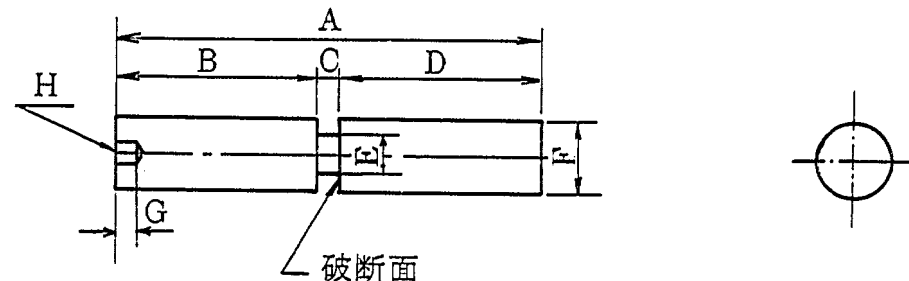


図-5.3 ピン寸法の確認位置 (A~Hの8箇所)

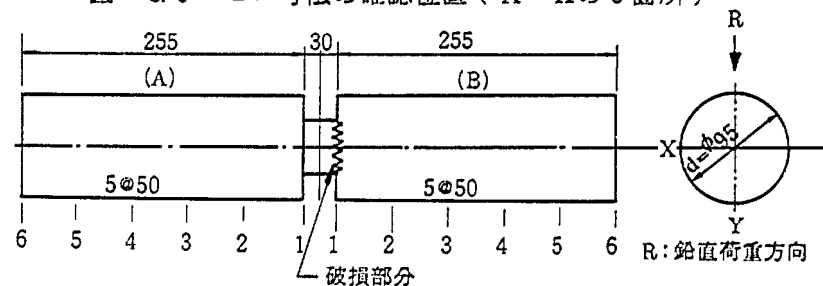


図-5.4 ピン直径のばらつき (下流側の支承のピン)

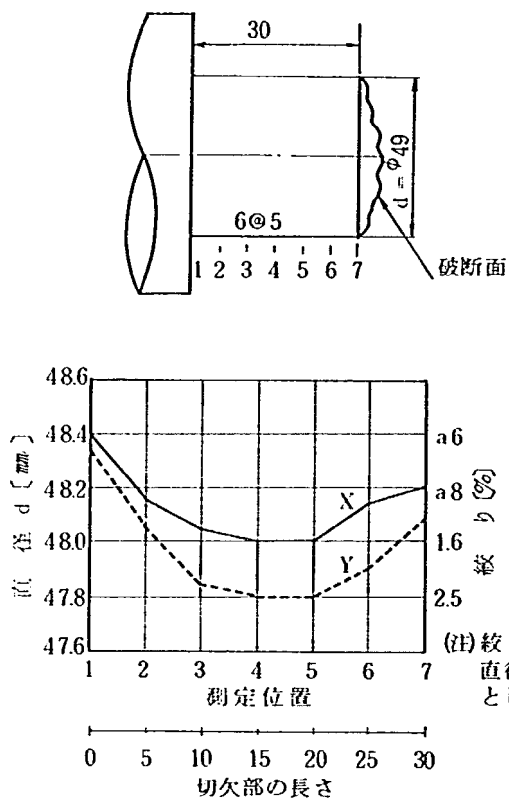


図- 5. 5 ピン切欠部の直径の変化

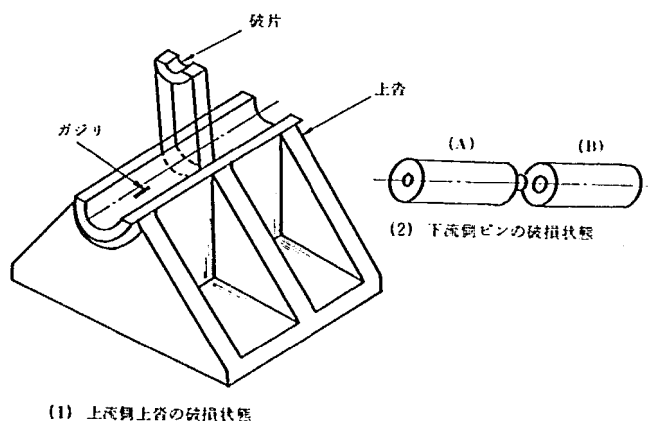


図- 5. 6 支承の破損状況の模式図

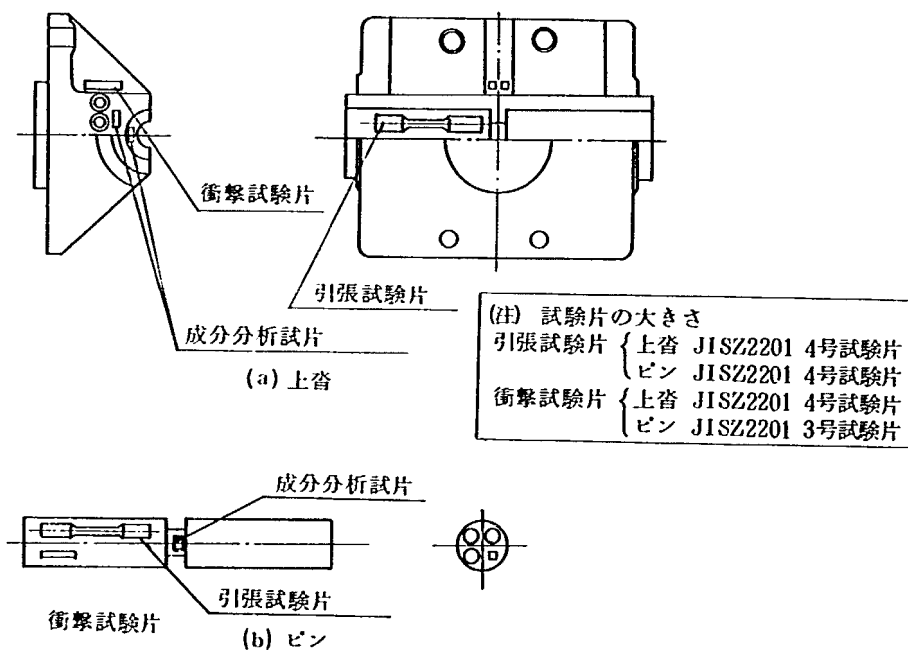


図- 5. 7 上支およびピンからの試験片の採取位置

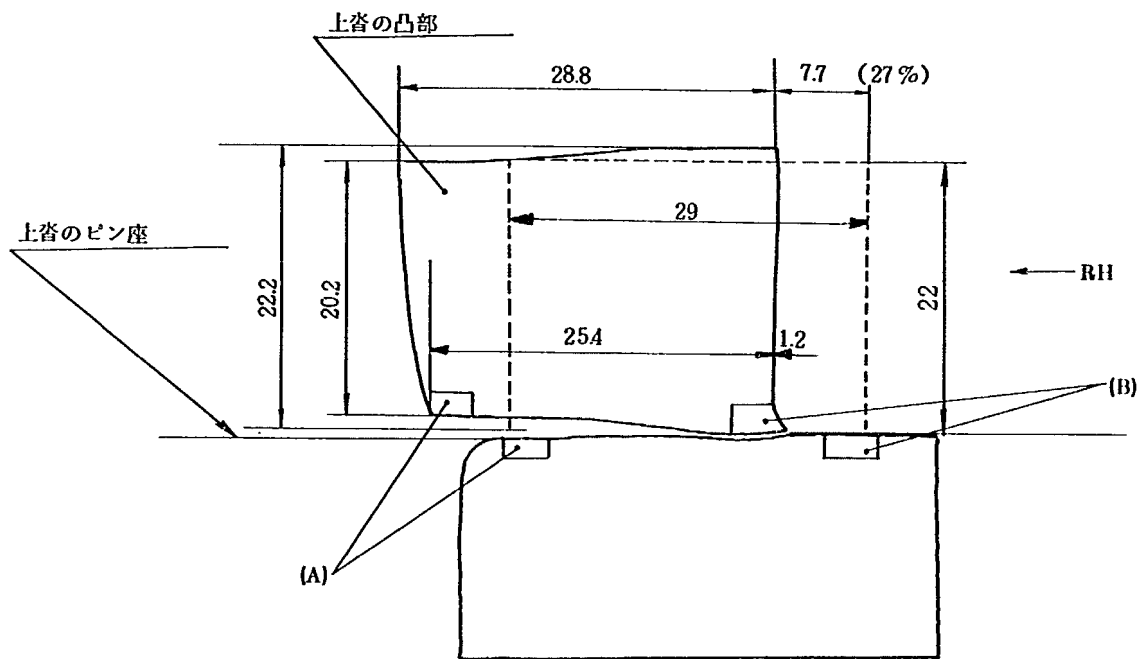
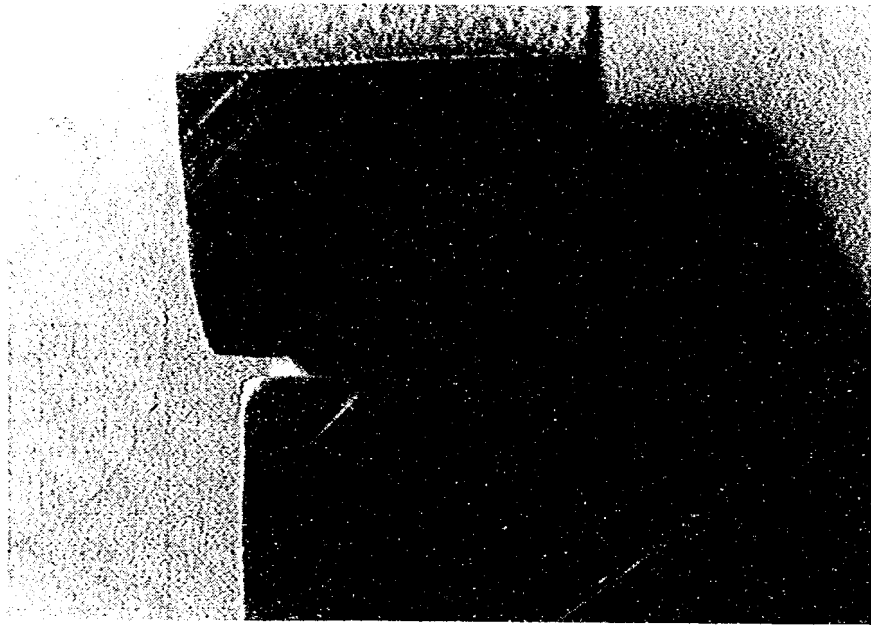


図-5.8 上沓凸部の破断面の状態

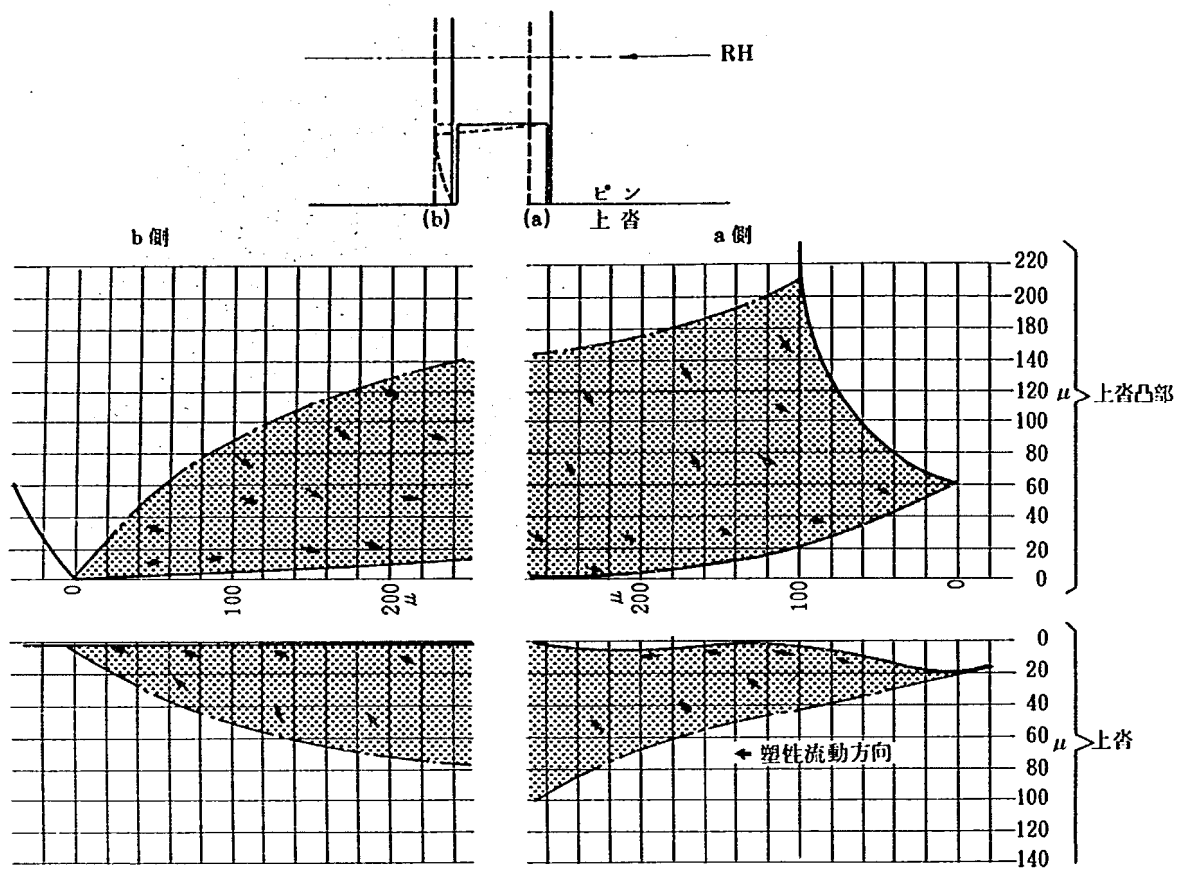


図-5.9 上脊凸部およびこれと一体となっていた上脊部の塑性流動

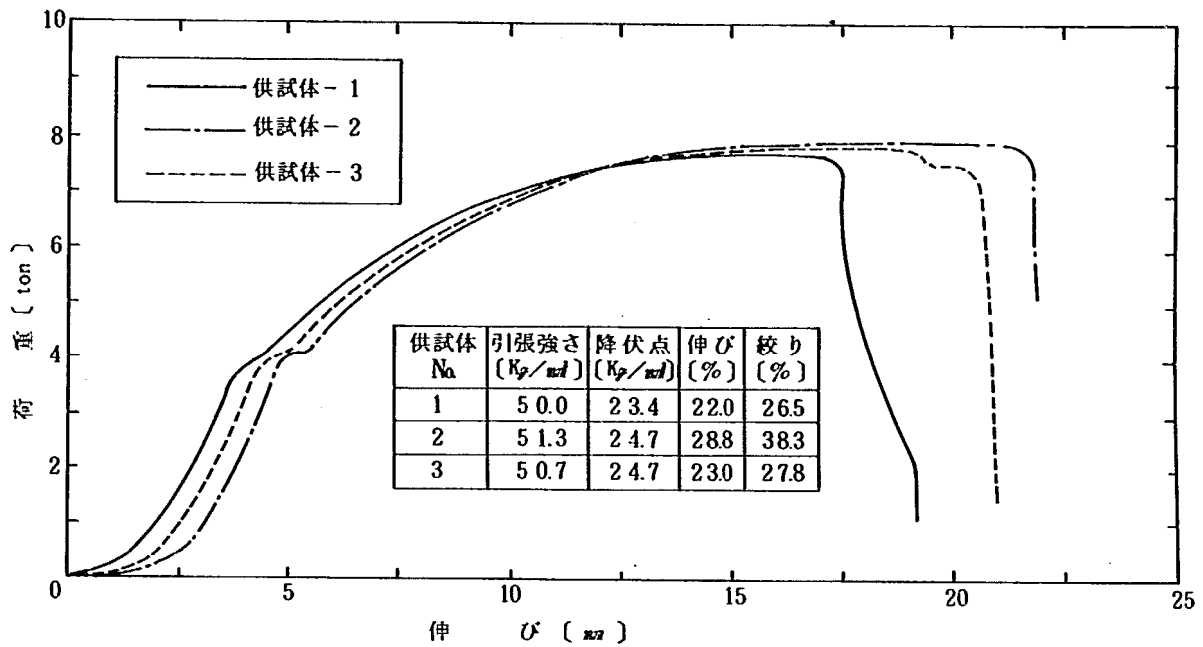


図-5.10 上沓試験片の引張試験結果

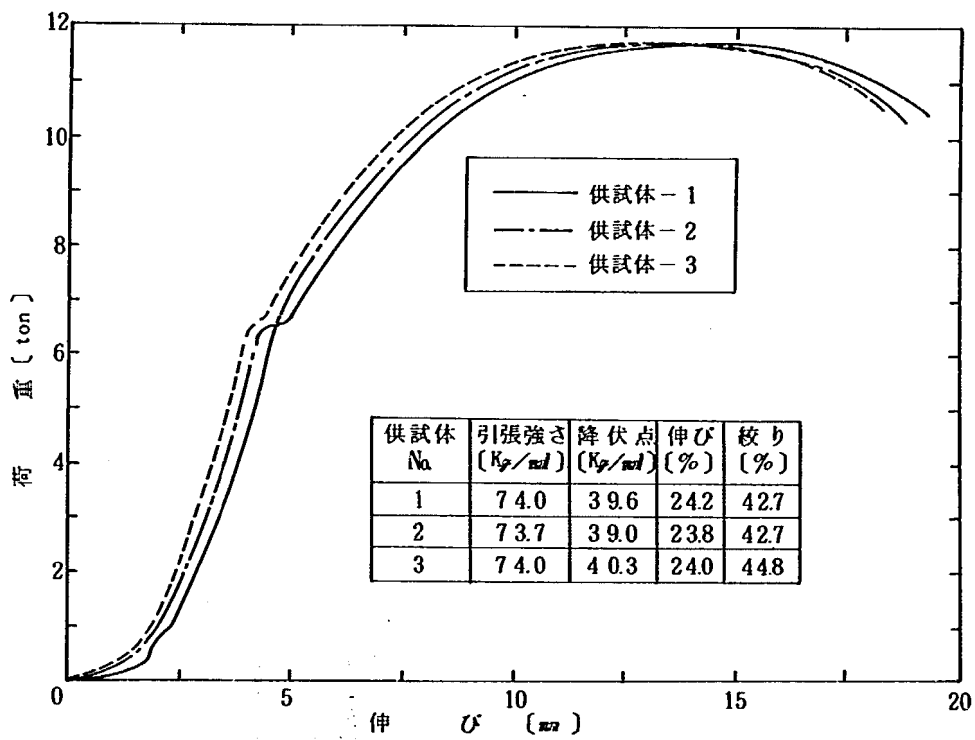


図-5.11 ピン試験片の引張試験結果

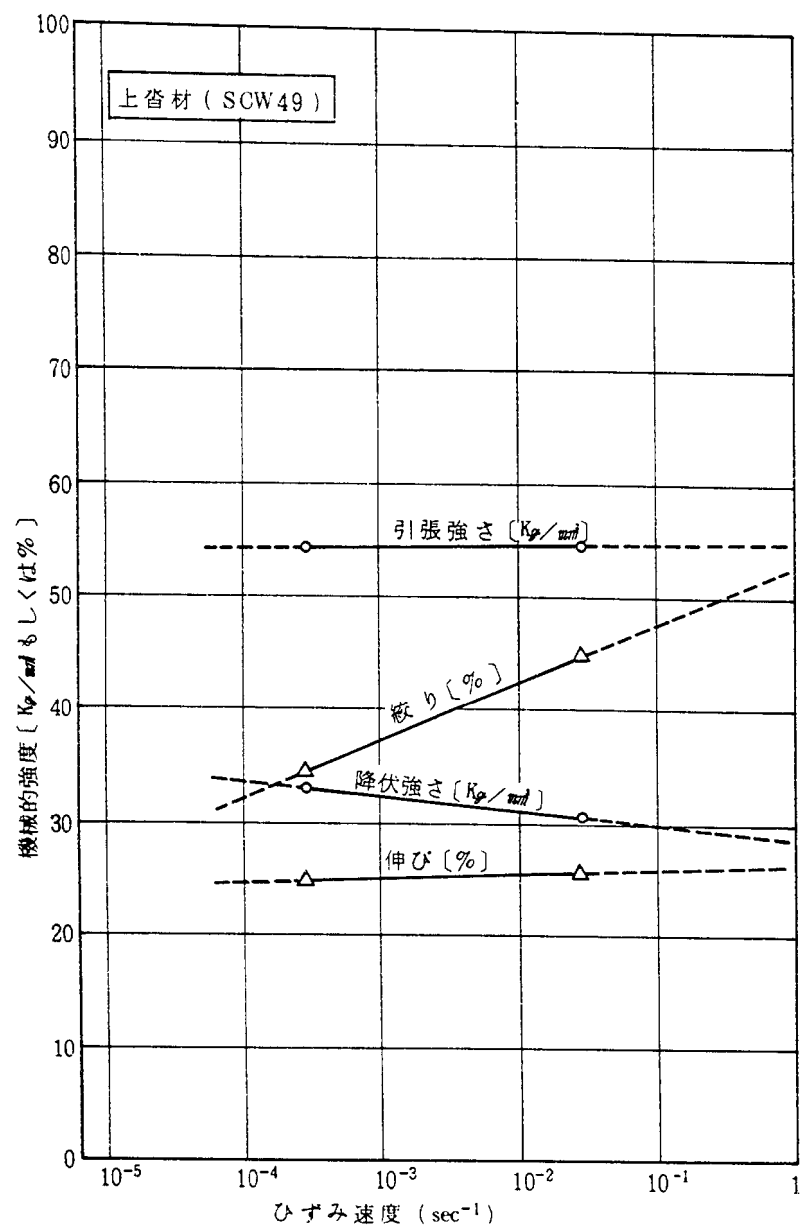


図- 5.12 ひずみ速度を変化させた場合の引張試験結果 (上巻)

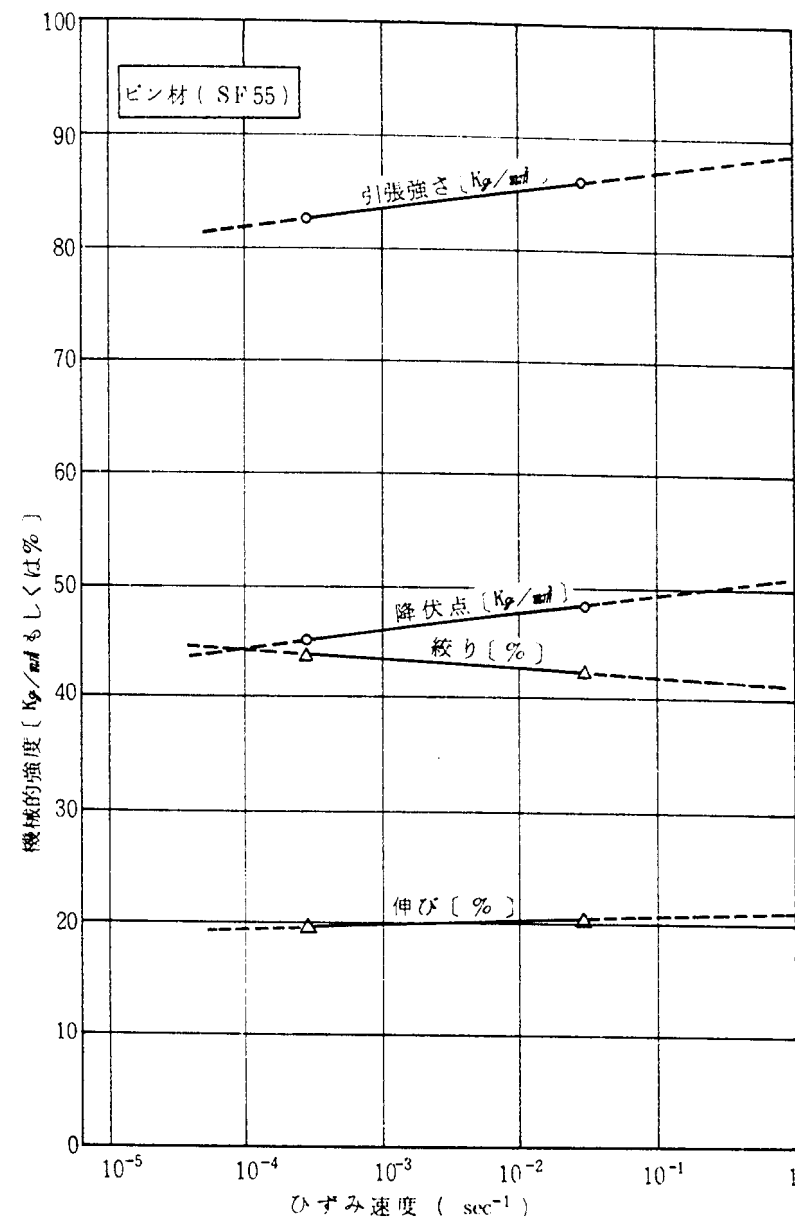
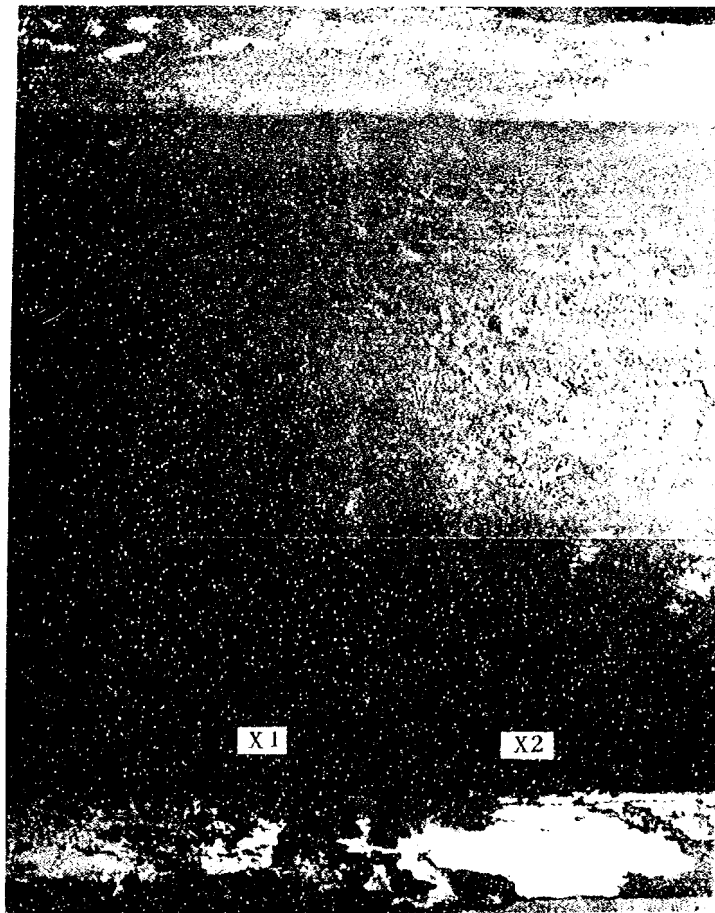


図- 5.13 ひずみ速度を変化させた場合の引張試験結果 (ピン材)



写真－ 5. 1 上流側上沓のピン座部
摩擦によって生じたと思われるカジリが認められる。



写真－ 5. 2 上流側上沓ピン座の中央部の拡大図
中央部に、もともと上沓凸部が存在した形跡が認められる。



(a) 表 面



(b) 裏 面

写真 - 5.3 上沓凸部 (上流側上沓)

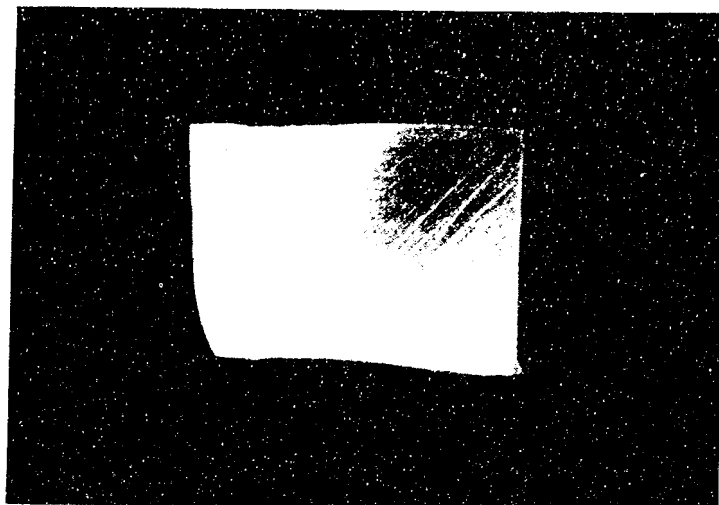
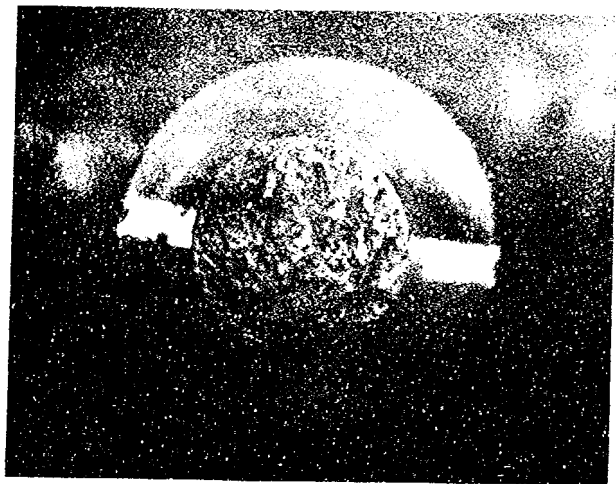
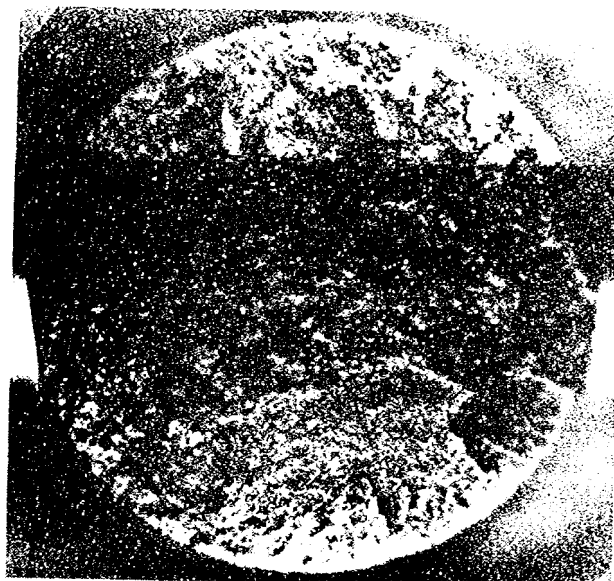


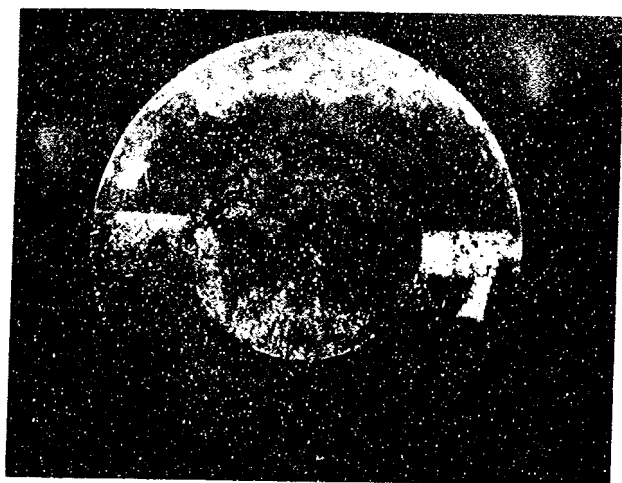
写真 - 5.4 上沓凸部の断面形状 (破断面は写真の下側で、右から左へ向かうせん断力によって破断したと考えられる)



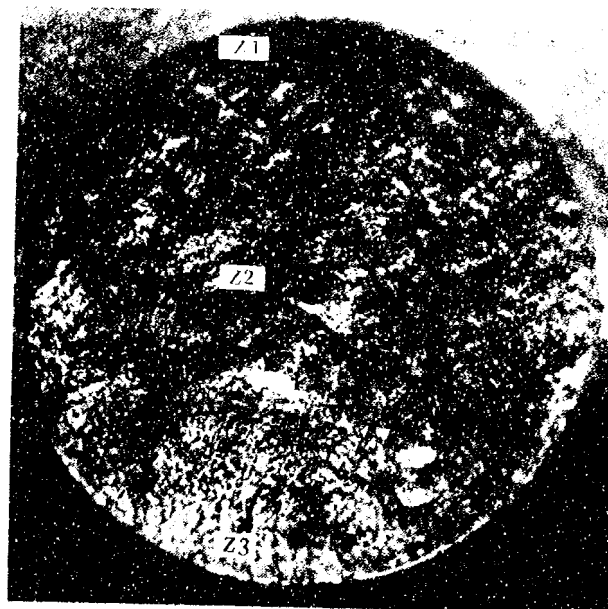
(a) 凸側の破断面



(b) (a)の拡大図



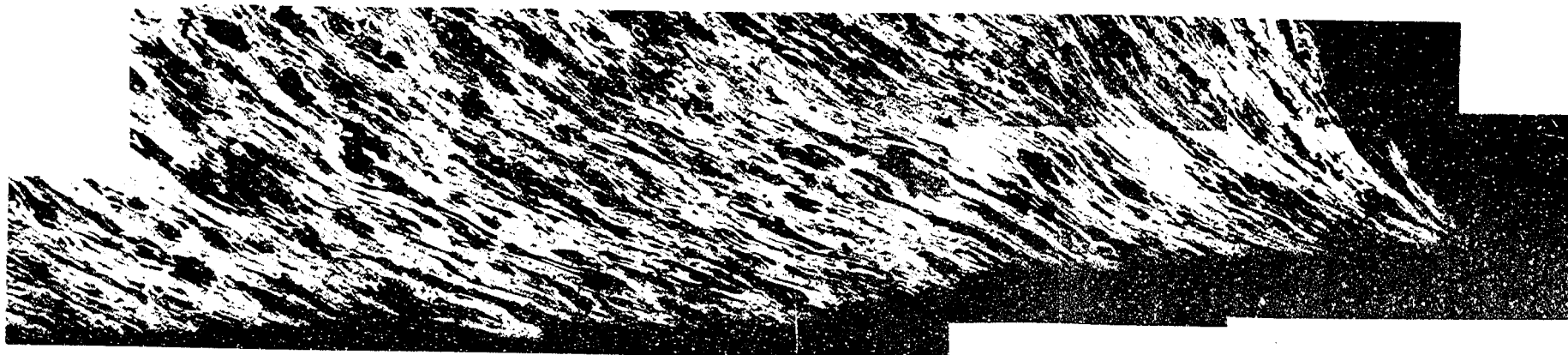
(c) 凹側の破断面



(d) (c)の拡大図

写真－5.5 ピン切欠部の破断面

上脊凸部破面（位置 a）



上脊破面（位置 b）

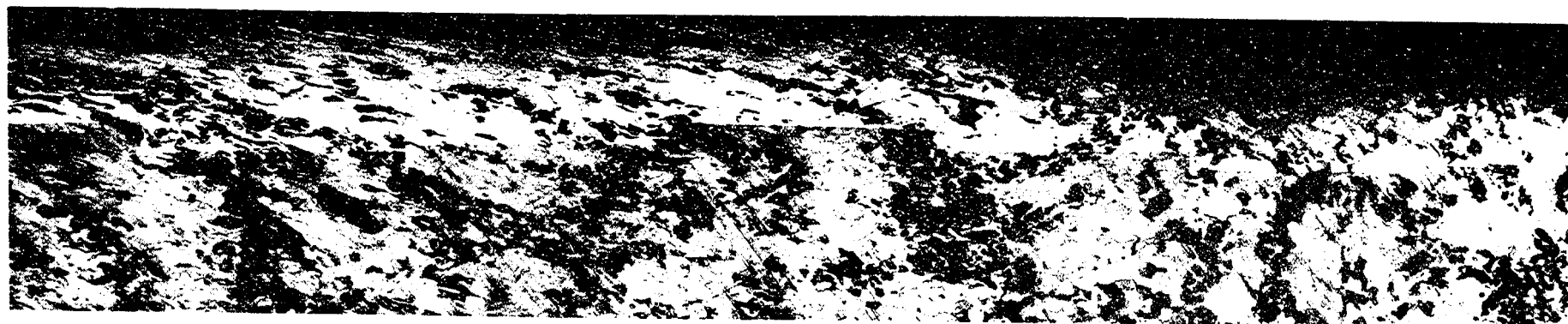
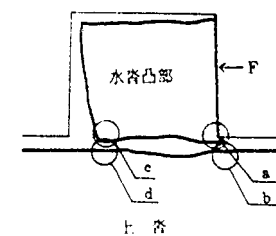


写真 - 5. 6(a) 上脊凸部の破断面における断面組織



上 脊 凸 部 破 面 (位 置 c)



上 脊 破 面 (位 置 d)

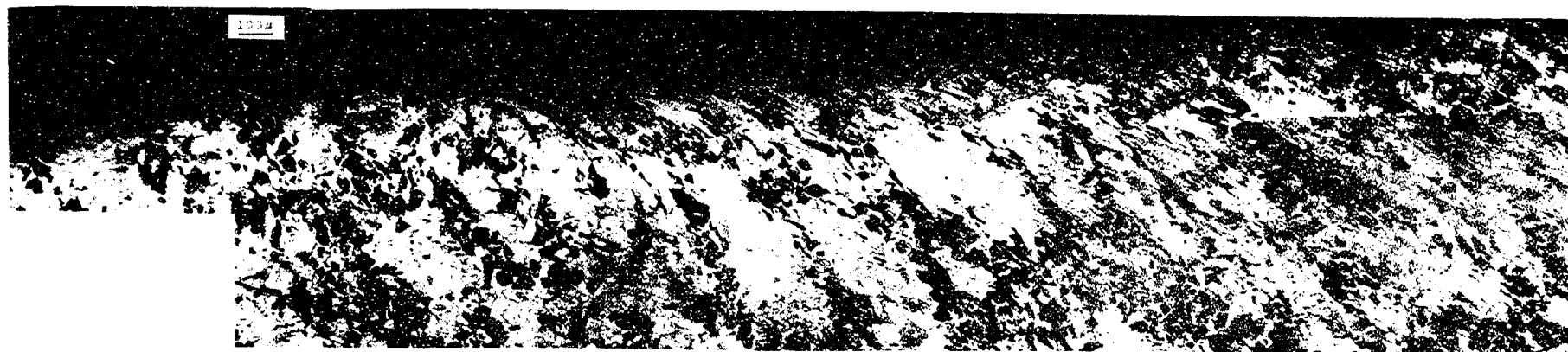
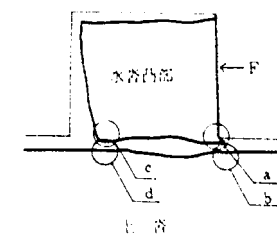
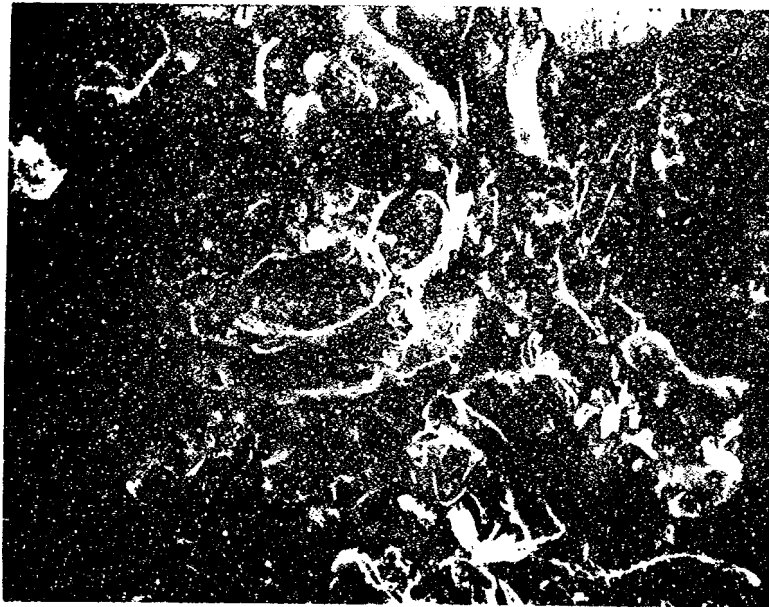
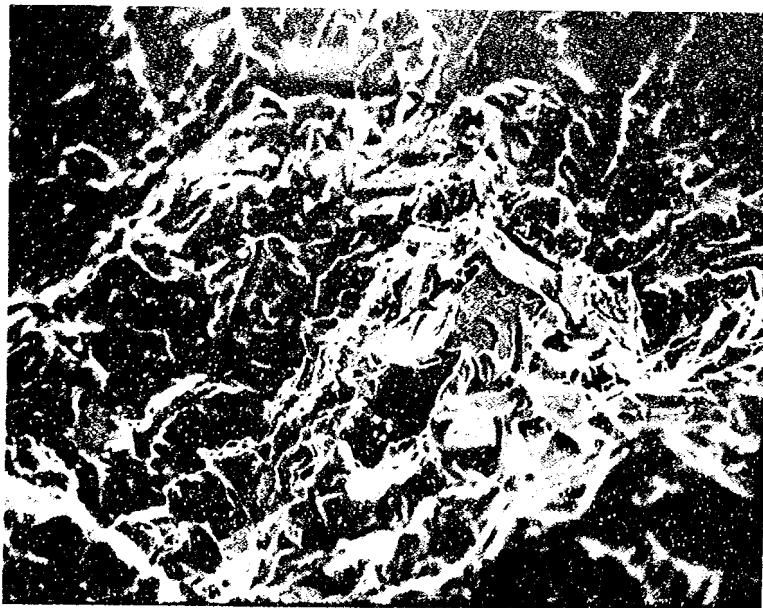


写真 - 5. 6 (b) 上脊凸部の破断面における断面組織





(a) 写真 - 5. 5 に示す Z_1 の破断



(b) 写真 - 5. 5 に示す Z_3 の破断

写真 - 5. 7 ピンの破断面の電子顕微鏡写真 ($\times 357$ 倍)

6. 地盤と構造物の動的相互作用の効果を考慮した橋脚～上部構造系の地震応答解析法

6.1 概 説

新飯野川橋のように軟質な地盤中に深く根入れされたケーソン橋脚に支持された構造系の地震応答特性を解析するためには、周辺地盤と基礎構造系の動的相互作用を考慮する必要がある。ここでは、周辺地盤の剛性ならびに履歴減衰特性をランベルグーオズグット・モデルにより表示し、動的相互作用の効果を取り入れた地震応答解析プログラムNONINTにより新飯野川橋の解析を行った。解析手法の概要は以下に示す通りである〔21〕。

6.2 自然地盤の地震応答解析

6.2.1 解析法の概要

地盤の地震応答解析に変形法を始めて導入したのはPenzienらである。彼らは、基盤上に一様な厚さで半無限に水平に堆積した表層地盤が基盤に一様な地震入力を受けた場合には、単位奥行、単位幅の土柱モデルをせん断変形するばね～質点系モデルに置換すればよいことに着目し、構造解析の分野で広く用いられている骨組系の地震応答解析手法を地盤に初めて適用し、表層地盤の地震応答解析の途を切り開いた。次に、SeedらはPenzienらの開発した土柱の地震応答解析を実際の地盤の解析に適用するに際して、土の剛性および履歴減衰定数の歪依存性を取り入れるため、等価線形化法を提案した。この方法は、土のように応力～歪の関係が非線形の材料に線形の地震応答解析法を適用するための近似的な解析方法であり、一想定したひずみレベルのもとで土が1サイクルの履歴を行う際の割線弾性係数および履歴減衰定数をそれぞれ線形の剛性（等価剛性）および粘性減衰（等価粘性減衰）により置き換えようとするものである。Seedらは、その後、重複反射理論をフーリエ変換により周波数領域で実行し、任意のランダム振動に対して地盤の地震応答解析を行う手法を提案し、これに等価線形化法を組み合わせ、種々の地盤の地震応答解析に用いている。

この手法では、計算に必要な情報は土のせん断剛性率 G の歪依存性と履歴減衰定数 h の歪依存性のみである。実際の計算では、まず、ある小さな歪 γ に対する G と h を用いて地震応答計算を行なう。この計算中では G と γ は時間領域内で一定（等価せん断剛性率、等価粘性減衰定数）と仮定する。次に、計算の結果求められた時間領域内の代表的な歪に相当する G と h を前もって与えた G 、 h の歪依存性の関係から求める。ここで、時間領域内の代表的な歪としては、歪の最大値、実効値等いろいろな考え方がされるが、一般には最大歪の60～75%にとられることが多い。このようにして計算を繰り返し、計算の前に仮定した G および h の値と、計算の結果求められた γ に対応する G および h の間がある程度以下になった時点で計算を打ち切る。この計算方法は計算時間が非常に短かくて済む割には、土の非線形性をおおよそ近似的に表現しており、最大応力等の計算に対しては大体正しい結果を与えるとされている。しかしながら、この方法では、 G および h の時間的な変化を正しく計算に取り入れていないため、ごく軟質な地盤を解析する場合、入力地震動の大きさが時間領域で大きく変化している場合等の解析にはこの方法を用いることは適切ではない。

一方、土の応力～歪履歴を時間的に時々刻々追跡していくためには、ランダムな繰返し応力履歴が与え

られた場合に、それに応じたランダムな歪の履歴を正しく与えることのできる土の応力～歪の力学モデルを与える必要がある。これに応じた土質実験は非常に煩雑になり一般には行なわれていないが、ここでは既往の等価線形化法のために実施された土質実験結果を用い、龍岡らによって提案された Ramberg-Osgood モデル（以下、R-Oモデルと呼ぶ）を用いた解析手法を用いた。

6.2.2 修正 Ramberg - Osgood モデル〔26〕

ランダム繰返し入力に対する土の応力～歪モデルは一般に図-6.1に示すように骨格曲線（Skelton Curve）と履歴曲線（Hysteresis Curve）で構成される。ここで、履歴曲線は骨格曲線を τ , γ 両軸に対して2倍に引き伸ばした曲線である。図-6.1の履歴曲線I, IIは原点に対して対称であり、折り返し点 (τ_0, γ_0) と $(-\tau_0, -\gamma_0)$ の位置によって、その大きさが異なる。このため、ランダムなせん断応力履歴に対して、 τ - γ の履歴曲線を確定するためには、個々の履歴曲線を乗り移る法則が必要となる。

修正R-Oモデルでは、骨格曲線の一般式は次式で与えられる。

$$\gamma = C_1 \tau (1 + C_2 |\tau|^\beta) \dots\dots\dots (6.1)$$

ここで、 β は奇数である必要はなく、このようにもとのR-Oモデルを修正していることことから、このようなモデル化を修正R-Oモデルと呼ぶことにする。図-6.2で定義する割線剛性率 G は図-6.1の点 (τ_0, γ_0) に対しては(6.1)式から次のように与えられる。

$$G = \frac{\tau_0}{\gamma_0} = \frac{1}{G_{\max} \{1 + C_2 |\tau_0|^\beta\}} \dots\dots\dots (6.2)$$

$\tau_0 = 0$ の時の G を $G_{\max}$ と定義すれば、(6.2)式から $C_1 = 1/G_{\max}$ となる。従って、(6.1)式は次式のようにになる。

$$\gamma = \frac{\tau}{G_{\max}} (1 + C_2 |\tau|^\beta) \dots\dots\dots (6.3)$$

一方、任意の点 (τ^*, γ^*) を通過する履歴曲線は(6.3)式の骨格曲線の原点を (τ^*, γ^*) に移動し、かつ、 τ , γ 両軸方向に曲線を2倍に引き伸ばして得られるから次式で表わされる。

$$\frac{\gamma - \gamma^*}{2} = \frac{\tau - \tau^*}{2 G_{\max}} (1 + C_2 \left| \frac{\tau - \tau^*}{2} \right|^\beta) \dots\dots\dots (6.4)$$

図-6.1のIおよびIIの履歴曲線は、(6.4)式においてそれぞれ $(\tau^* = \tau_0, \gamma^* = \gamma_0)$ および $(\tau^* = -\tau_0, \gamma^* = -\gamma_0)$ とすることによって得られる。図-6.1の履歴曲線から図-6.2で定義する履歴減衰定数 h を求めると次のようになる。

$$h = \frac{dW}{2\pi W} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{\beta}{\beta + 2} \cdot \frac{C_2 \tau_0^\beta}{1 + C_2 \tau_0^\beta} \dots\dots\dots (6.5)$$

一方、(6.3)式から

$$C_2 \tau_0^\beta = \frac{G_{\max}}{G} - 1 \dots\dots\dots (6.6)$$

であるから、これを(6.5)式に代入すると次式が得られる。

$$h = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{\beta}{\beta + 2} \left(1 - \frac{G}{G_{\max}}\right) \dots\dots\dots (6.7)$$

ここで、 $G = 0$ の時、すなわち、 $r_0 \rightarrow \infty$ の時の h の値を $h_{\max}$ とすれば、

$$h_{\max} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{\beta}{\beta + 2} \quad \text{あるいは} \quad \beta = \frac{2\pi h_{\max}}{2 - \pi h_{\max}} \quad \dots\dots\dots (6.8)$$

となる。従って、(6.8)式を(6.7)式に代入すると次式が得られる。

$$h = h_{\max} \left(1 - \frac{G}{G_{\max}} \right) \quad \dots\dots\dots (6.9)$$

図-6.3は、 $G/\{G\}_{r=10^{-6}}$ と h の関係の実測例を示したものであり、これによると、 h と $G/G_{\max}$ の間にはほぼ直線関係が認められる。また、この関係は拘束圧、砂の間隙比等によらない普遍的なものである。このような点から、(6.9)式は砂の減衰特性をおおむね近似すると考えることができる。

ここで、 β は $h_{\max}$ を定めることにより(6.8)式から求めることができる。龍岡らによると、砂の平均主応力 p の時の G と、 $r = 10^{-6}$ の時の $G = \{G\}_{r=10^{-6}} \approx G_{\max}$ の比 $\{G/\{G\}_{r=10^{-6}}\}_p$ は図-6.4に示す方法で求めることができる。ここで、図中の曲線は多数の砂に対する実験から求められた関係式である。 $G/\{G\}_{r=10^{-6}}$ が $1/2$ になる時の $r \equiv r_{0.5}$ はこの図に示す関係から次のように求めることができる。

$$r_{0.5} = \begin{cases} 4.2 \times p^{0.45} \times 10^{-4} & (p \leq 1.0 \text{ kgf/cm}^2) \\ 5.0 \times p^{0.6} \times 10^{-4} & (p \geq 1.0 \text{ kgf/cm}^2) \end{cases} \quad \dots\dots\dots (6.10)$$

また、(6.3)式に $\tau = G r$ を代入すると、

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + C_2 |\tau G|^\beta} \quad \dots\dots\dots (6.11)$$

となり、これに $r = r_{0.5}$ 、 $G/G_{\max} = 0.5$ を代入すると次式が得られる。

$$C_2 = \left(\frac{2}{r_{0.5} G_{\max}} \right)^\beta \quad \dots\dots\dots (6.12)$$

$r_{0.5}$ を(6.10)式から求めると修正R-Oモデルによる割線剛性率 G は $G/G_{\max} = 0.5$ の場合に実測値と完全に一致する。

以上の方法により、R-Oモデルのパラメータ C_1 、 C_2 、 β の全てを決定することができる。すなわち、 $G_{\max} = 1/C_2$ はPS検層によるせん断波速度 V_s の値から $G_{\max} \approx \rho V_s^2$ によって求めることができる。また、共振法土質試験機によっても求めることができる。 $r_{0.5}$ は(6.10)式あるいは他の室内実験から求めることができる。 β は(6.9)式および図-6.3のような室内実験から $h_{\max}$ を定めることによって求めることができる。図-6.4には $h_{\max} = 0.3$ 、 $\beta = 1.29$ 、 $r_{0.5} = 4.2 \times 10^{-4}$ とした場合の修正R-Oモデルによる $G/G_{\max} \sim r(r_0)$ の関係が示されている。このモデルでは、実際には曲線関係にある $h \sim G/G_{\max}$ の関係を直線で近似しているため、両者は完全には一致していないことに注意しなければならない。また、このモデルでは(6.1)式から $r \rightarrow \infty$ の場合に $\tau \rightarrow \infty$ となる点に注意しなければならない。

次に、骨格曲線と履歴曲線、あるいは、履歴曲線どうしを乗り移る法則を次のように定義すると、既往の土質試験結果と矛盾しない(図-6.5、図-6.6参照)。

- (i) 最初は骨格曲線を通る。(A→B)
- (ii) 最初に反転する点(τ_0, r_0)から履歴曲線に移る。(B→C)
- (iii) 履歴曲線上で反転した場合には、反転した点を(τ^*, r^*)とする(6.4)式の履歴曲線の方程式に従う。(B→C, C→D, D→E, E→F, F→G)

(iv) 2つ前の反転の点を越えた場合(F)には、履歴曲線はFを通る別の履歴曲線(図ではEでの座標を(6.4)式に代入した式)に移る($F \rightarrow D$)。D $\rightarrow$ Bについても同様である。

(v) $|\tau| > |\tau_0|$ となった場合には、再び骨格曲線に移る。(B $\rightarrow$ H)

このような反転、乗り移りの法則を用いれば、たとえば図-6.6のFとEの間の割線剛性率Gとhはこのヒステリシスループの位置によらず歪の片振幅(この場合には $(\gamma_F - \gamma_E)/2$)のみに定まることになる。これは、ヒステリシスループがどの位置にあっても、同一の履歴曲線の平行移動によって作られるようになっているためである。図-6.7は中空供試体をねじった場合に、図-6.8に定義するGとhに対するヒステリシスループの位置(図-6.7では、これは τ_i で表されている)の影響を調べた結果を示すものである。この結果によると実際の場合も上述の修正R-Oモデルの場合と同様に、Gとhは履歴曲線の位置にはほとんどよらない。従って、図-6.5、図-6.6に示す乗り移り、反転の法則は妥当と考えられる。

6.3 地盤と構造物の動的相互作用を考慮した地震応答解析

地盤と構造物の動的相互作用の効果を取り入れて解析するために、以下の仮定のもとに新飯野川橋をモデル化する。

- (i) 周辺地盤の地震応答は上述の自然地盤の地震応答解析によりすでに求められている。
- (ii) 基礎構造物は図-6.9に示すように周辺地盤に弾性的に支持された離散型のばね～質点系骨組構造物としてモデル化する。また、地震時には上部構造物、下部構造物ともに局所的には非弾性域に達することがあるとしても、全体としては弾性的な挙動を示すと考えられることから、線形弾性体と仮定する。
- (iii) 基礎構造物と地盤を結ぶばねは弾性領域内にあると仮定する。一般には周辺地盤と基礎構造物間の相対変位は小さいため、この仮定はおおむね妥当と考えられる。

このような場合には、上部構造、下部構造を含めた構造系の運動方程式は次式で与えられる。

$$(\underline{M}_p + \underline{M}_e) \ddot{\underline{u}}_p + \underline{C}_p \dot{\underline{u}}_p + \underline{K}_p \underline{u}_p + \underline{C}_e (\dot{\underline{u}}_p - \dot{\underline{u}}_g) + \underline{K}_e (\underline{u}_p - \underline{u}_g) = 0 \quad \dots\dots\dots (6.13)$$

ここで、

- $\underline{M}_p, \underline{C}_p, \underline{K}_p$: 構造系の質量、内部減衰および剛性行列
- $\underline{M}_e$: 下部構造周辺地盤の付加質量
- $\underline{C}_e, \underline{K}_e$: 下部構造と周辺地盤との間の減衰および剛性行列
- $\underline{u}_p, \dot{\underline{u}}_p, \ddot{\underline{u}}_p$: 構造系の絶対応答変位、絶対応答速度、絶対応答加速度
- $\underline{u}_g, \dot{\underline{u}}_g$: 表層地盤の絶対応答変位、絶対応答速度

ここで、 $\underline{u}_g$ および $\dot{\underline{u}}_g$ は表層地盤の応答計算により前もって与えられている。いま、

$$\underline{M} = \underline{M}_p + \underline{M}_e, \quad \underline{C} = \underline{C}_p + \underline{C}_e, \quad \underline{K} = \underline{K}_p + \underline{K}_e \quad \dots\dots\dots (6.14)$$

とおけば、(6.13)式は次のようになる。

$$\underline{M} \ddot{\underline{u}}_p + \underline{C} \dot{\underline{u}}_p + \underline{K} \underline{u}_p = \underline{C}_e \dot{\underline{u}}_g + \underline{K}_e \underline{u}_g \quad \dots\dots\dots (6.15)$$

ここで、 $\underline{u}_p$ を擬似静的な応答 $\underline{u}_{ps}$ と動的な応答 $\underline{u}_{pd}$ に分けるものとすれば、

$$\underline{u}_p = \underline{u}_{ps} + \underline{u}_{pd} \quad \dots\dots\dots (6.16)$$

となり、ここで、 $\underline{u}_{ps}$ は定義から、

$$\underline{K} \underline{u}_{ps} - \underline{K}_e \underline{u}_g = 0 \quad \dots\dots\dots (6.17)$$

であるから、次式で与えられる。

$$\underline{u}_{ps} = \underline{K}_s^{-1} \underline{u}_g \quad \dots\dots\dots (6.18)$$

ここで、

$$\underline{K}_s \equiv \underline{K}^{-1} \underline{K}_e \quad \dots\dots\dots (6.19)$$

(6.16)式および(6.18)式を(6.15)式に代入すると、次のようになる。

$$\underline{M} \ddot{\underline{u}}_{pd} + \underline{C} \dot{\underline{u}}_{pd} + \underline{K} \underline{u}_{pd} = -\underline{M} \ddot{\underline{u}}_{ps} + (\underline{C}_e - \underline{C} \underline{K}_s) \dot{\underline{u}}_g \quad \dots\dots\dots (6.20)$$

(6.20)式は、 $\underline{M}$ および $\underline{K}$ の直交条件および、 $\underline{C}$ 、 $\underline{C}_e$ の直交性を仮定することによりモーダルアナリシスの手法により解析することができる。すなわち、系の非減衰固有円振動数 ω_i および固有ベクトル $\underline{\phi}_i$ は次の特性方程式を解くことによって求められる。

$$\underline{K} \underline{\phi}_i = \omega_i^2 \underline{M} \underline{\phi}_i \quad \dots\dots\dots (6.21)$$

ここで、モーダル行列 $\underline{\Phi} = < \underline{\phi}_1, \underline{\phi}_2, \dots\dots, \underline{\phi}_n >$ は次の直交条件を満足する。

$$\underline{\Phi}^T \underline{M} \underline{\Phi} = \underline{I} \quad \dots\dots\dots (6.22)$$

$$\underline{\Phi}^T \underline{K} \underline{\Phi} = \underline{\Omega}^2 \quad \dots\dots\dots (6.23)$$

ここで、

$$\underline{I} = \text{diag}(1) : \text{単位行列}$$

$$\underline{\Omega}^2 = \text{diag}(\omega_i^2) \quad \dots\dots\dots (6.24)$$

いま、(6.14)式で定義した減衰行列 $\underline{C}$ 、 $\underline{C}_p$ 、 $\underline{C}_e$ も次式のように直交条件により対角化できると仮定する。

$$\underline{\Phi}^T \underline{C} \underline{\Phi} = \underline{A} \quad \dots\dots\dots (6.25)$$

$$\underline{\Phi}^T \underline{C}_p \underline{\Phi} = \underline{A}_p \quad \dots\dots\dots (6.26)$$

$$\underline{\Phi}^T \underline{C}_e \underline{\Phi} = \underline{A}_e \quad \dots\dots\dots (6.27)$$

ここで、

$$\underline{A} = \text{diag}(2 h_i \omega_i) \quad \dots\dots\dots (6.28)$$

$$\underline{A}_p = \text{diag}(2 h_{pi} \omega_i) \quad \dots\dots\dots (6.29)$$

$$\underline{A}_e = \text{diag}(2 h_{ei} \omega_i) \quad \dots\dots\dots (6.30)$$

h_{pi} : 第*i*次の構造系の減衰定数

h_{ei} : 第*i*次の逸散減衰定数

$$h_i = h_{pi} + h_{ei} \quad \dots\dots\dots (6.31)$$

構造系の動的応答 $\underline{u}_{pd}$ 、 $\dot{\underline{u}}_{pd}$ 、 $\ddot{\underline{u}}_{pd}$ は次式のようにモーダル行列 $\underline{\Phi}$ と規準座標 $\underline{x}$ によって表わすことができる。

$$\underline{u}_{pd} = \underline{\Phi} \underline{x}, \quad \dot{\underline{u}}_{pd} = \underline{\Phi} \dot{\underline{x}}, \quad \ddot{\underline{u}}_{pd} = \underline{\Phi} \ddot{\underline{x}} \quad \dots\dots\dots (6.32)$$

(6.32)式を(6.20)式に代入し、 $\underline{\Phi}$ の転置行列を前からかけ合わせて(6.22)~(6.27)式によって整理すると次式が得られる。

$$\ddot{\underline{x}} + \underline{A} \dot{\underline{x}} + \underline{\Omega}^2 \underline{x} = \underline{R} \quad \dots\dots\dots (6.33)$$

ここで、

$$\underline{R} = -\underline{\Phi}^T \underline{M} \ddot{\underline{u}}_{ps} + \underline{A}_e \underline{\Phi}^T \dot{\underline{u}}_g - \underline{A} \underline{\Phi}^T \dot{\underline{u}}_{ps} \quad \dots\dots\dots (6.34)$$

(6.33)式はDuhamel積分により次のように求めることができる。

$$x_i = \frac{1}{\omega_i \sqrt{1-h_i^2}} \int_0^t R_i(\tau) \exp(-h_i \omega_i(t-\tau)) \sin(\sqrt{1-h_i^2} \omega_i(t-\tau)) d\tau \quad \dots\dots\dots(6.35)$$

このようにして、 $\underline{x} = (x_1, x_2, \dots, x_n)^T$ が求まれば、(6.32)式および(6.13)式に代入することにより、構造系の地震応答 $\underline{u}_p$, $\underline{\dot{u}}_p$, $\underline{\ddot{u}}_p$ を求めることができる。

なお、(6.20)式において、右辺第2項の減衰項は第1項の減衰項に比較して一般に影響が小さいため、これを無視することができる。この場合には、(6.34)式の $\underline{R}$ は次のように簡略化することができる。

$$\underline{R} = -\underline{\phi}^T \underline{M} \underline{\ddot{u}}_{ps} \quad \dots\dots\dots(6.36)$$

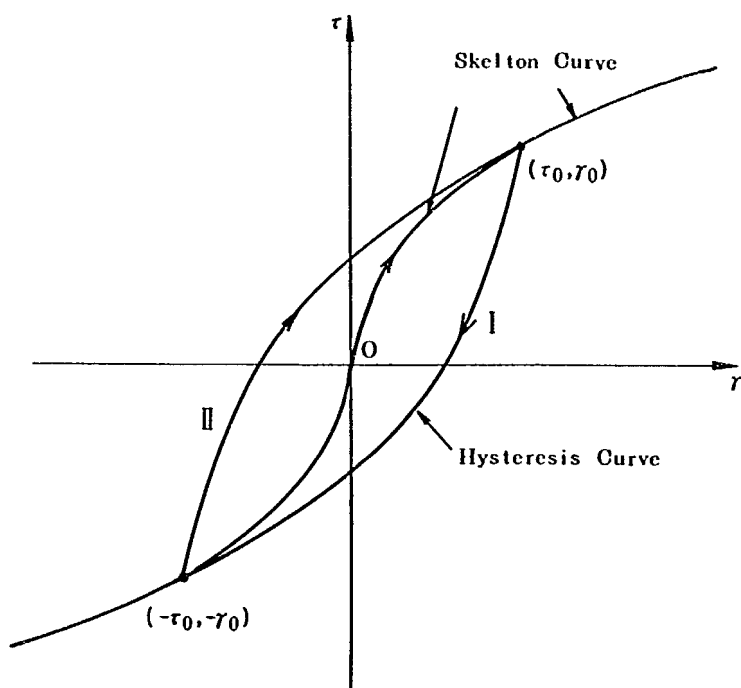


図-6.1 骨格曲線と履歴曲線の定義（龍岡らによる）

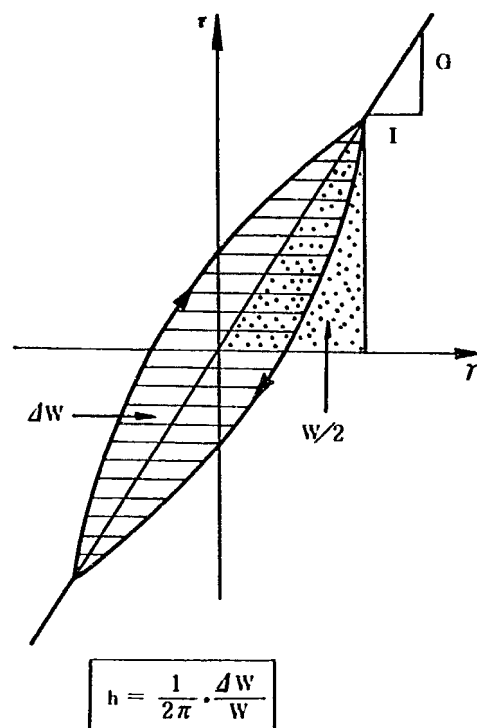


図-6.2 等価せん断剛性率 G と履歴減衰係数 h の定義（龍岡らによる）

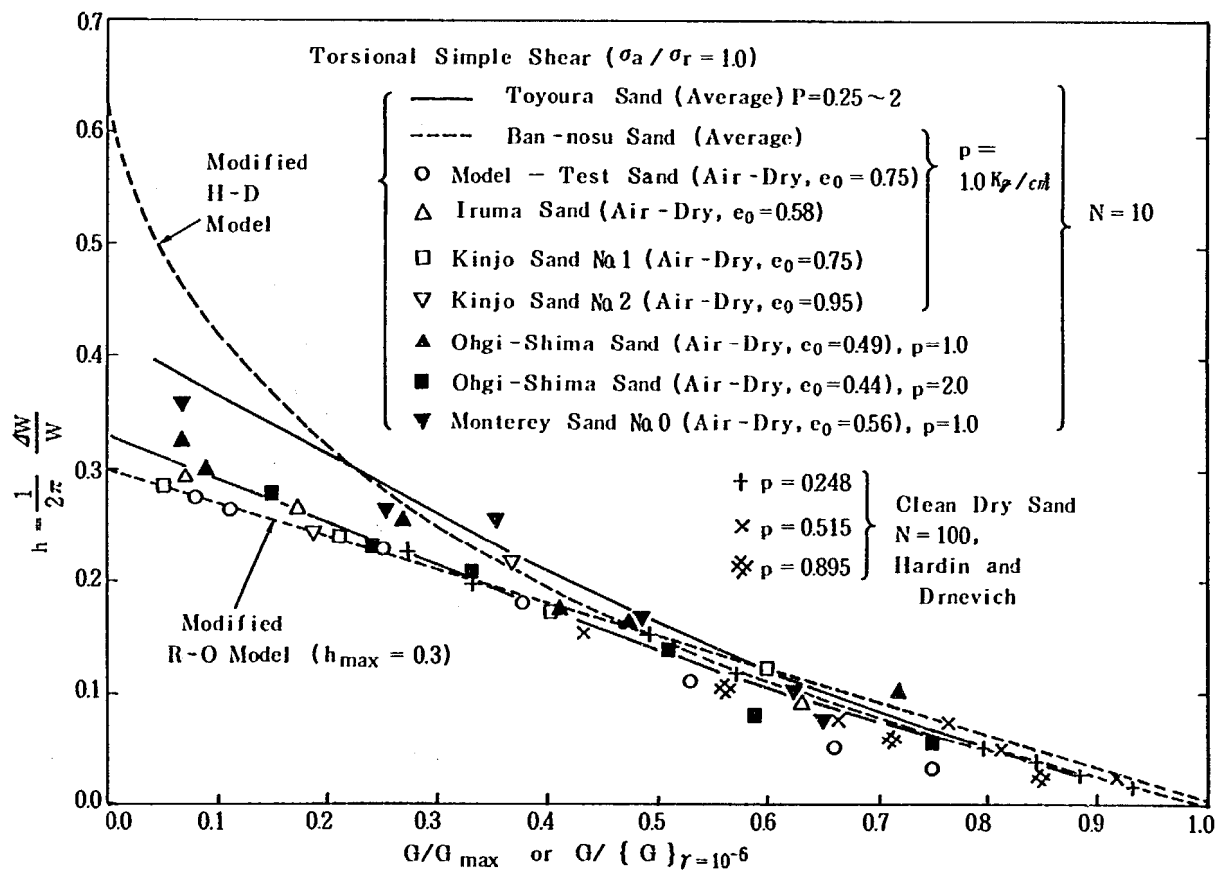


図-6.3 モデルによる理論曲線と、実測値の比較（ N ：くりかえし回数）（龍岡らによる）

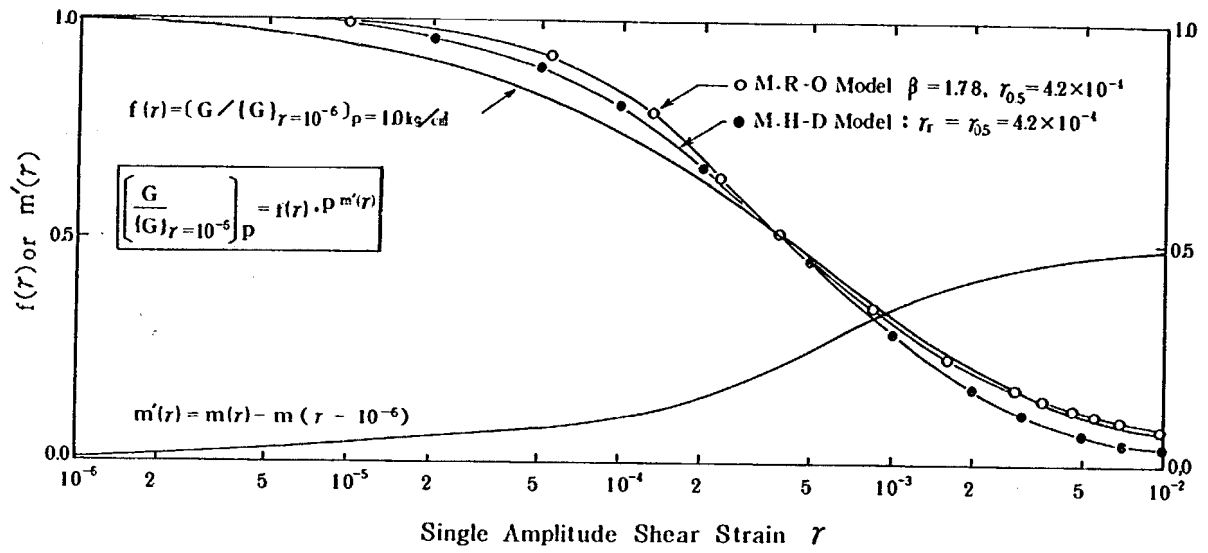


図-6.4 モデルによる理論曲線と実測値の比較（龍岡らによる）

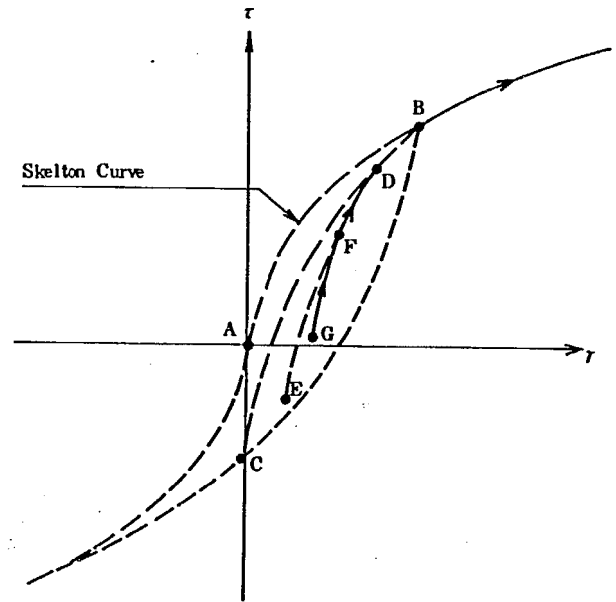
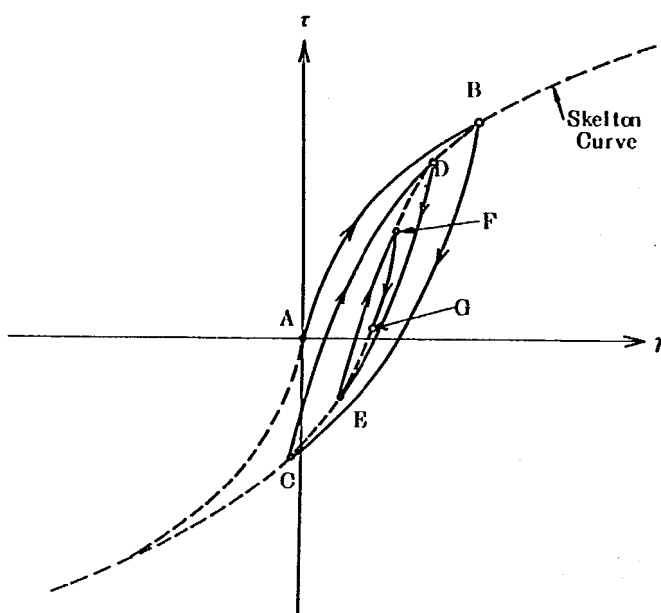


図-6.5 反転・乗り移り法則(1)（龍岡らによる） 図-6.6 反転・乗り移り法則(2)（龍岡らによる）

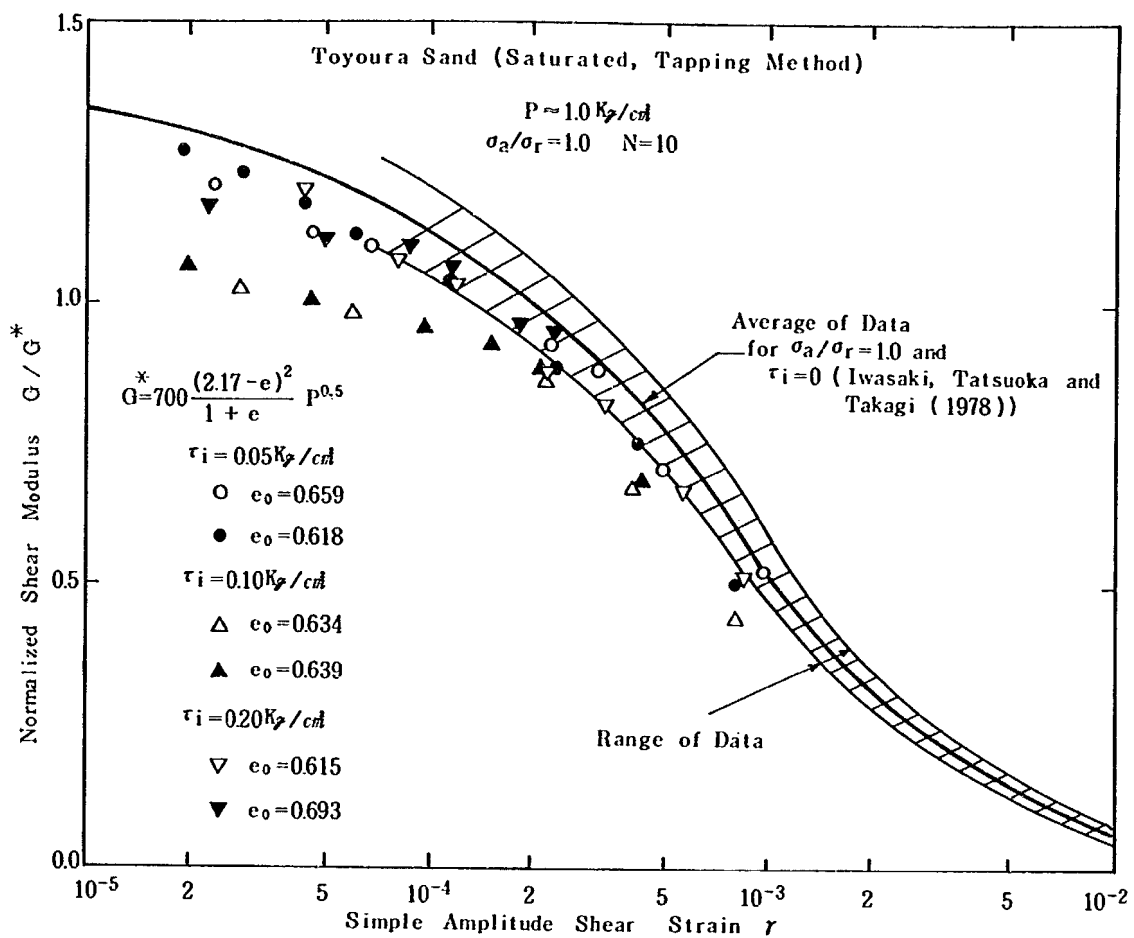


図-6.7 初期せん断応力 τ_i の G の値に与える影響

(龍岡らによる)

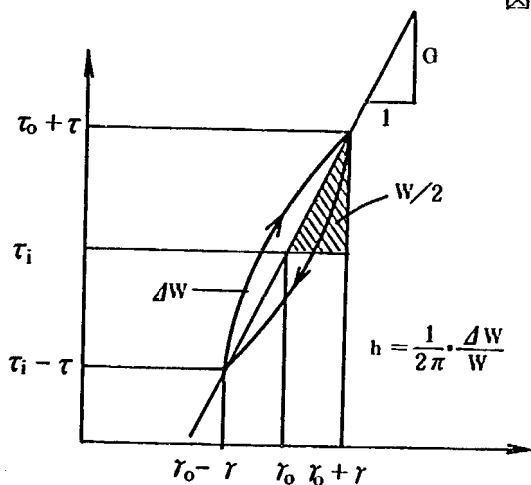


図-6.8 τ_i の作用時の G, η の定義 (龍岡らによる)

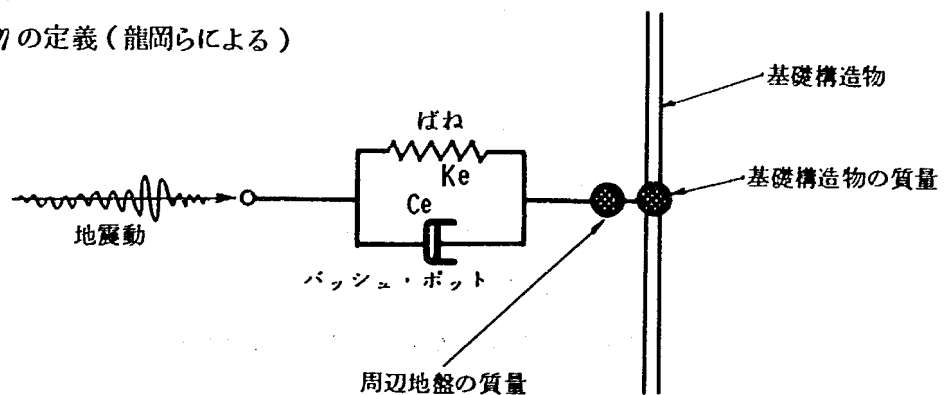


図-6.9 基礎構造物のモデル化

7. 地震応答解析による支承作用力の推定

7.1 解析対象ケース

前章に示した解析手法により 1978 年宮城県沖地震時の新飯野川橋の地震応答を推定することを目的として地震応答解析を行なった。解析の対象としたのは支承に被害を生じた青森側の 3 径間連続桁 ($P_3 \sim A_2$) であり、一部のケースについては比較のために仙台側の 3 径間連続桁 ($A_1 \sim P_3$) についても解析を実施した。

7.2 入力地震動

宮城県沖地震による地震応答を推算するという観点から、表-7.1、図-7.1 に示すように同地震により得られた開北橋近傍地盤上の強震記録および樽水ダム監査廊内の強震記録を基盤入力地震動として選定した。図-7.2 はこれらの加速度応答スペクトル倍率 β を示したものである。このうち開北橋の記録は表面が風化したシルト岩～砂岩上 (せん断波速度 $V_s \approx 1.3 \text{ km/sec}$) で採取されたものである。開北橋と新飯野川橋との直線距離は約 8 km と両者は互いに非常に近くに位置しており、新飯野川橋地点における地震動特性を表わすものとして開北橋の記録は最も有効と考えられた。図-7.3 は図-7.1 に示した加速度記録を 2 回数値積分して求めた地震動の絶対変位である。

解析対象ごとの入力地震動の相合せは表-7.2 に示す通りである。

7.3 解析のモデル化

新飯野川橋の解析モデルを設定するに際して以下の仮定を設けた。

(i) 表層地盤はせん断振動する一次元のばね～質点系モデルに置換し、ばねの復元力特性および履歴減衰特性は Ramberg-Osgood モデルにより表示して解析する。基礎構造～上部構造は表層地盤に弾性的に支持されたはり部材としてモデル化し、前章に示した手法により地盤と構造物を結ぶばねの効果および逸散減衰定数を考慮して地震応答を計算する。

(ii) 新飯野川橋は、 P_3 橋脚を介して青森側の 3 径間 ($P_3 \sim A_2$) と仙台側の 3 径間 ($A_1 \sim P_3$) から構成されている。いずれの側に対しても P_3 橋脚は可動支承で桁を支持しているが、いま、一方の桁の振動を解析する際には、他方の桁の振動の影響は無視するものとし、 $A_1 \sim P_3$ と $P_3 \sim A_2$ は独立して解析する。

(iii) 橋軸直角方向の解析では、桁は固定支承もしくは可動支承により橋脚天端に固定されているものとし、3 径間全体の下部～上部構造をモデル化 (以下、これを全体系モデルと呼ぶ) する。ただし、解析上の桁の位置は桁の重心位置とする。

(iv) 橋軸方向の解析では、この方向の桁の伸縮変形の影響および可動支承における摩擦の影響をともに無視し、固定橋脚 ($P_3 \sim A_2$ の場合には P_4 橋脚、 $A_1 \sim P_3$ の場合には P_2 橋脚) とその頭部に桁質量を付加することによって下部～上部構造をモデル化 (以下、これを部分系モデルと呼ぶ) することとする。ただし解析上の桁の位置は支承底面とする。なお、このようなモデル化によっても、固定支承に作用する地震力を精度よく計算できることを示すため、一ケースについては全体系モデルによる橋軸方向の解析を行ない、部分系モデルとの比較を行う。

(v) 橋軸方向の全体系モデルでは、可動支承の作用力 (主として、ローラーのころがり抵抗力) を図-

7.4のようにモデル化する。一般にローラーのところがり摩擦係数は0.05程度とされているから、各可動支承ごとに摩擦抵抗力を求めると約9 ton (P₃, A₂) から 25 ton (P₅) 程度となり、慣性力に比較して小さいため地震応答に及ぼす影響は小さいと考えられる。そこで図-7.4に示すように、可動支承に生じる相対変位(沓と橋脚天端間の変位量の差)に線形に比例するばねにより、可動支承のところがり抵抗力をモデル化することとし、相対変位は等価線形の考え方により定めることとした。後述する橋軸方向の全体系モデルでは、このようにしてP₃, P₅, A₂上の可動支承の等価ばね定数を5.47 t/cm (相対変位 $d = 1.7$ cm), 7.84 t/cm ($d = 3.3$ cm), 1.81 t/cm ($d = 5.1$ cm)とした。

以上の仮定のもとに、P₃~A₂(青森側の3径間)およびA₁~P₃(仙台側の3径間)に対する表層地盤~下部構造~上部構造をそれぞれ図-7.5および図-7.6のようにモデル化した。

7.4 解析に用いた定数

(1) 地盤定数

地盤の初期せん断剛性 $G_{\max}$ (t/m²)は土質調査結果に基づき、せん断波速度 V_s (m/sec) から次式によって求めた。

$$G_{\max} = \frac{\gamma_t}{g} V_s^2 \quad \dots\dots\dots (7.1)$$

ここに、

$G_{\max}$: 地盤の初期せん断剛性 (t/m²)

γ_t : 単位体積重量 (t/m³)

V_s : せん断波速度 (m/sec)

g : 重力の加速度 (m/sec²)

また、(6.8)式で定義する最大の減衰定数 $h_{\max}$ は既往の実験結果を参考にして、砂質土に対しては0.30、粘性土に対しては、沖積粘土の場合には0.35、洪積粘土の場合には0.26とした。せん断剛性の低下率が0.5となる場合のせん断ひずみ $\gamma_{0.5}$ は砂質土に対しては拘束圧に応じて(6.10)式から、また、沖積粘土に対しては、図-7.7の実験結果から拘束圧に応じてそれぞれ定めた。洪積粘性土に対しては、このような実験の例が乏しいため、ここでは一応拘束圧に無関係に $\gamma_{0.5}$ を 8.6×10^{-4} とした。

(2) 上~下部構造の質量剛性

上部および下部構造の質量および剛性は設計図より算出した。

(3) 地盤と下部構造を結ぶばね定数

地盤と下部構造を結ぶばね定数は、ケーソンについては道路橋下部工指針ケーソン設計編、矢板式基礎については矢板式基礎の設計と施工指針に従い、地盤反力係数から求めるものとする。その際に地盤の変形係数としては表層地盤の地震応答解析の結果から求めた地盤のせん断ひずみ(ここでは計算結果に基づき、最終的に 2×10^{-3} とした)に適合する地盤の等価弾性係数を用いる。たとえば、ケーソン基礎の場合には、K値は次式で与えられる。

$$K_H = 12.8 K_{H0} B_H^{-\frac{3}{4}} \dots\dots\dots (7.2)$$

ここで

K_H : 水平方向の地盤反力係数 (kg/cm)

K_{H0} : 直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向の地盤反力係数 (kg/cm) で、側面の分担分 20 %を含めて次式で求められる。

$$K_{H0} = 0.04 \alpha E_0 \dots\dots\dots (7.3)$$

B_H : 基礎の換算載荷幅 (cm) で次式により求められる。

$$B_H = \sqrt{A_H} \dots\dots\dots (7.4)$$

A_H : ケーソン前面の面積 (cm²)

E_0 : 指針に規定する方法で測定もしくは推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kg/cm)

α : 常時の設計、地震時の設計に用いる係数

ここで α は試験方法により常時と地震時に分けてそれぞれの値が示されているが、いま、(7.3) 式の αE_0 が地震時の地盤の剛性を表わしていると考えと、

$$\alpha E_0 = E_s \approx 3 G_s \dots\dots\dots (7.5)$$

ここで、

E_s : 地震を等価線形な弾性体と仮定した場合の弾性係数

G_s : 地震を等価線形な弾性体と仮定した場合のせん断弾性係数

となる。ここでは、試算に基づき地震時に地盤に生じるひずみのレベルを 2×10^{-3} 程度とし既往の地盤の剛性のひずみ依存性に関する室内土質試験結果に基づいて G_s を定めた。なお、砂質土の場合には、拘束圧による G_s の変化を考慮することとし、各層の中心における剛性をその層の代表値として解析に用いている。

7.5 表層地盤の地震応答解析結果

表-7.1の基盤入力加速度に対する表層地盤の地震応答を計算した。解析では表層地盤を一次元の土柱としてモデル化しているため表層地盤自身の応答は橋軸方向、橋軸直角方向とも同じ結果となる。計算上求められた表層地盤の最小および最大の周期を示すと表-7.3のようになる。ここで表層地盤の周期は各層ごとに求めた地盤のひずみレベルに応じ次式で求めている。

$$T_{\min} = \sum_i \frac{4 H_i}{V_{s, \max, i}} \dots\dots\dots (7.6)$$

$$T_{\max} = \left| \sum_i \frac{4 H_i}{V_{s, i}} \right|_{\max}$$

ここで

$T_{\min}$: 微小ひずみ時の表層地盤の固有周期 (最小の周期)

$T_{\max}$: 表層地盤の最大の周期

$V_{s, \max, i}$: 第 i 層の地盤の微小ひずみ時のせん断波速度

$V_{s, i}$: 第 i 層の地盤のせん断波速度

H_i : 第 i 層の厚さ

図 - 7.8 は応答値の最大値 (最大加速度, 最大変位, 最大ひずみ, 最大応力) の分布を示したものである。また図 - 7.9 は時刻歴応答の一例として, $A_1, P_1 \sim P_5, A_2$ 位置における地表面の加速度および変位の波形を示したものである。図 - 7.8 (a) によれば地盤表面における最大加速度値は, 一般に基盤に作用させた最大加速度 150 gal よりも小さく, 本地点では表層地盤内における加速度の増幅率はそれ程大きくないことがわかる。これに対して, 図 - 7.8 (b) に示した最大変位の分布図では, 地表面の最大変位は一般に 5 cm 程度となっており, ことに軟質な地盤の厚い両橋台位置においては 8 cm 近くになっている。このような特性は図 - 7.9 に示した変位および加速度の時刻歴応答においてもよく現われている。入力地震動ごとの応答変位を比較すると, 開北橋 T_r 成分と樽水ダム T_r 成分はいずれもおおむね同程度となっており, 開北橋 L_g 成分はこれらの場合の半分程度の応答変位を与えている。

7.6 下部構造～上部構造系の固有振動解析結果

下部構造～上部構造系の固有振動解析結果を求めると次のようになる。

	橋 軸 方 向		橋 軸 直 角 方 向	
	固有振動数	主要振動モード	固有振動数	主要振動モード
$A_1 \sim P_3$ (仙台側)	表 - 7.4	図 - 7.10	表 - 7.6	図 - 7.11
$P_3 \sim A_2$ (青森側)	表 - 7.5	図 - 7.12	表 - 7.7	図 - 7.13

ここで橋軸方向は部分系モデルによる結果を, 橋軸直角方向は全体系モデルによる結果をそれぞれ示している。

7.7 地震応答解析結果

(1) 橋 軸 方 向

部分系モデルによる計算精度を検討するために, 開北橋 T_r 成分を作用させた場合につき, 部分系モデルによる P_4 ケーソン橋脚の最大応答値の分布を全体系モデルの結果と比較した一例を図 - 7.14 に示す。これによれば, 加速度, 変位, 曲げモーメント, せん断力のいずれに対しても, 部分系モデルは全体系モデルとほぼ同一の結果を与えており, P_4 固定支承に作用する地震力を推定するためには部分系モデルが実用上問題ないことを示している。従って前述したように橋軸方向の解析には, 以下部分系モデルを用いることにする。

部分系モデルを用いて, 表 - 7.1 に示した 3 種の入力地震動に対する P_4 橋脚の最大応答値の分布を求めると図 - 7.15 のようになる。ここで桁と橋脚天端間に作用するせん断力が固定支承 (2 個当り) に作用する橋軸方向の地震力を表わしている。図 - 7.16 に開北橋 T_r 成分を作用させた場合の P_4 橋脚の主要な箇所における時刻歴応答を示したものであり, (e) が固定支承 (2 個当り) に働く水平方向せん断力を示している。

このようにして, 青森側の P_4 橋脚および仙台側の P_2 橋脚に対する応答解析の結果求められた主要箇所の最大応答値の一覧を表 - 7.8 に示す。

(2) 橋軸直角方向

全体モデルを用いて表 - 7.1 に示した 3 種の入力地震動に対する P_3, P_4, P_5 の各橋脚および A_2 橋台

の最大応答値の分布を求めると図-7.17 のようになる。ここで桁と橋脚天端間のせん断力が上記の橋軸方向の場合と同様にそれぞれの位置における支承（2 個当り）に作用する橋軸直角方向の地震力を表わしている。上部構造に作用する最大応答値の分布は図-7.18 に示す通りである。3 種類の入力地震動ごとに著しい応答量の違いは現われておらず、いずれも同程度の結果を与えている。図-7.19 は時刻歴応答の一例として開北橋 T_r 成分を作用させた場合の P_4 橋脚の主要箇所（A1, B1, C1, D1, E1, F1, G1, H1, I1, J1, K1, L1, M1, N1, O1, P1, Q1, R1, S1, T1, U1, V1, W1, X1, Y1, Z1）の応答値および P_3, P_4, P_5, A_2 の各支承に作用する橋軸直角方向のせん断力の時刻歴応答を示したものである。

このようにして、青森側の $P_3 \sim A_2$ および仙台側の $A_1 \sim P_3$ に対する応答解析の結果、求められた主要箇所の最大応答値の一覧を表-7.9 に示す。

表-7.1 基盤入力地震動

地 震	発生年月日	記録地点	震央距離	成 分	最大加速度
宮城県沖地震	1978. 6. 12	開北橋近傍地盤	83 km	橋 軸 方 向	193 gal
				橋軸直角方向	287 gal
宮城県沖地震	1978. 6. 12	樽水ダム監査廊	119 km	上下流方向	177 gal

表-7.2 解析ケース

解 析 対 象	解 析 方 向	入 力 地 震 動
青森側3径間 ($P_3 \sim A_2$ モデル)	橋 軸 方 向	開北橋 L_g , 開北橋 T_r , 樽水ダム T_r
	橋 軸 直 角 方 向	
仙台側3径間 ($A_1 \sim P_3$ モデル)	橋 軸 方 向	開北橋 L_g
	橋 軸 直 角 方 向	

表-7.3 表層地盤の最小周期 T_{min} および最長周期 T_{max}

(単位:秒)

	開北橋 T_r 成分		開北橋 L_g 成分		樽水ダム T_r 成分	
	最小周期 T_{min}	最長周期 T_{max}	最小周期 T_{min}	最長周期 T_{max}	最小周期 T_{min}	最長周期 T_{max}
A_1 橋脚周辺地盤	1.7	3.3	-	-	-	-
P_1 橋脚周辺地盤	1.1	1.9	-	-	-	-
P_2 橋脚周辺地盤	0.91	1.6	-	-	-	-
P_3 橋脚周辺地盤	0.93	1.6	0.93	1.3	0.93	1.6
P_4 橋脚周辺地盤	0.90	1.4	0.90	1.2	0.90	1.5
P_5 橋脚周辺地盤	1.2	2.0	1.2	1.6	1.2	1.8
A_2 橋脚周辺地盤	1.7	3.5	1.7	2.5	1.7	3.5

表7-4 仙台側 $A_1 \sim P_3$ の固有値解析結果(橋軸方向, 部分系モデルによる)

次数	固有周期(秒)	モードの最大値	刺激係数	有効質量(%)
1	0.554	-0.6776	-1.5110	43.4
2	0.116	-0.6882	-2.1676	45.0
3	0.088	-0.4819	1.6113	11.6
計				100%

表-7.5 青森側 $P_3 \sim A_2$ の固有値解析結果(橋軸方向, 部分系モデルによる)

次数	固有周期(秒)	モードの最大値	刺激係数	有効質量(%)
1	0.549	-0.6799	-1.5145	43.2
2	0.110	-0.7442	-1.9831	43.3
3	0.089	0.5602	1.4839	13.5
計				100.0%

表-7.6 仙台側A₁~P₃の固有値解析結果(橋軸直角方向, 全体系モデルによる)

次数	固有周期(秒)	モード最大値	刺激係数	有効質量(%)
1	0.613	0.4400	1.2423	0.9
2	0.509	0.4931	-0.2559	0.0
3	0.390	0.5561	3.5902	7.6
4	0.248	-0.5814	-1.5673	5.8
5	0.243	-0.5447	-0.3651	0.1
6	0.206	0.3828	0.5453	0.2
7	0.180	0.4150	-1.7481	2.3
8	0.176	-0.3380	-4.3083	44.8
9	0.148	0.3949	0.5106	0.1
10	0.121	-0.3873	2.7963	10.5
11	0.119	0.3934	0.9067	0.9
12	0.1134	0.5333	2.5536	4.2
13	0.1133	-0.4875	-2.2703	7.5
14	0.107	0.4588	3.3350	13.1
計				98.0 %

表-7.7 青森側P₃~A₂固有値解析結果(橋軸直角方向, 全体系モデルによる)

次数	固有周期(秒)	モード最大値	刺激係数	有効質量(%)
1	0.613	-0.4378	-1.3332	0.7
2	0.514	-0.4598	0.2136	0.0
3	0.403	-0.5498	-3.9508	6.1
4	0.286	0.5748	2.7583	12.0
5	0.242	-0.5161	-0.6436	0.1
6	0.221	-0.3607	0.7415	0.2
7	0.189	0.3453	2.5987	2.6
8	0.148	-0.4008	-1.0919	0.4
9	0.137	0.4014	-2.6038	23.4
10	0.121	-0.4092	-0.7267	0.2
11	0.108	-0.6204	-2.4313	7.3
12	0.103	0.5337	2.5558	2.8
13	0.0994	0.3022	-0.5348	0.1
14	0.0981	0.3517	-1.9041	15.3
15	0.0951	-0.3813	-0.1668	0.1
16	0.0950	0.5047	2.6441	5.7
17	0.0917	-0.3164	1.0451	16.8
18	0.0715	-0.4089	0.0537	0.0
19	0.0711	0.4801	0.6991	0.2
20	0.0665	0.4609	0.5033	0.1
21	0.0601	-0.4583	0.1783	0.1
22	0.0577	0.3795	-0.2253	0.0
23	0.0534	-0.3030	-0.3359	0.0
24	0.0439	0.3997	-0.1733	0.1
25	0.0438	0.7933	1.6341	5.6
計				99.9 %

表-7.8 橋軸方向に加振した場合の主要部の最大応答値

径 間	応 答	箇 所	入 力 地 震 動 記 録		
			開 北 橋 (T _r)	開 北 橋 (L _g)	樽水ダム (T _r)
仙台側(A ₁ ~P ₃)	加 速 度(gal)	P ₂ 天 端	251 gal		
		P ₂ ケーソン天端	93 gal		
	変 位 (cm)	P ₂ 天 端	4.86 cm		
		P ₂ ケーソン天端	3.96 cm		
	曲げモーメント(t・m)	P ₂ 橋 脚 下 端	5122 t・m		
	せ ん 断 力 (t)	支沓(2ヶ当り)	329 t		
		P ₂ 橋 脚 下 端	233 t		
青森側(P ₃ ~A ₂)	加 速 度(gal)	P ₄ 天 端	257 gal	187 gal	274 gal
		P ₄ ケーソン天端	121 gal	97 gal	115 gal
	変 位 (cm)	P ₄ 天 端	4.74 cm	2.67 cm	5.22 cm
		P ₄ ケーソン天端	3.76 cm	1.81 cm	3.59 cm
	曲げモーメント(t・m)	P ₄ 橋 脚 下 端	5664 t・m	3921 t・m	6301 t・m
	せ ん 断 力 (t)	支沓(2ヶ当り)	330 t	232 t	364 t
		P ₄ 橋 脚 下 端	381 t	261 t	426 t

表-7.9 橋軸直角方向に加振した場合の主要部の最大応答値

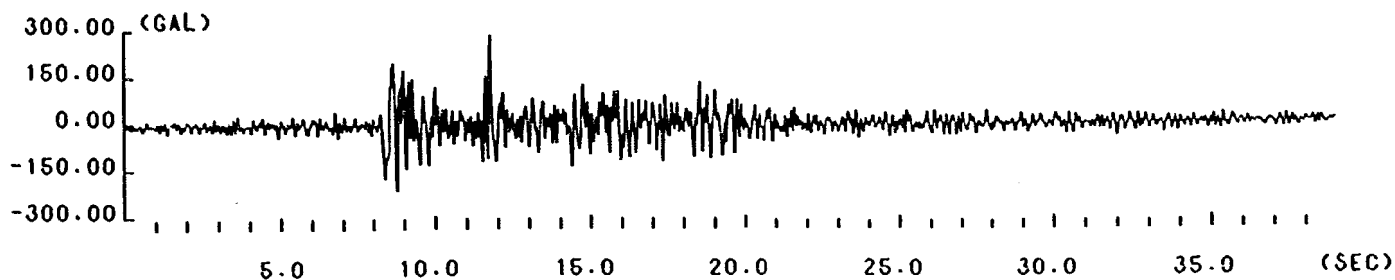
(a) 仙台側 A₁~P₃

径 間	応 答	箇 所	入 力 地 震 動 記 録		
			開 北 橋 (T _r)	開 北 橋 (L _g)	樽水ダム (T _r)
仙台側(A ₁ ~P ₃)	加 速 度(gal)	A ₁ 天 端	149 gal		
		P ₁ "	211 gal		
		P ₂ "	228 gal		
		P ₃ "	256 gal		
	変 位 (cm)	A ₁ 天 端	6.00 cm		
		P ₁ "	5.06 cm		
		P ₂ "	4.89 cm		
		P ₃ "	4.64 cm		
	曲げモーメント(t・m)	A ₁ 下 端	1484 t・m		
		P ₁ "	1090 t・m		
		P ₂ "	2885 t・m		
		P ₃ "	1302 t・m		
	せ ん 断 力 (t)	A ₁ 上 支 承	26 t		
		P ₁ 上 支 承	119 t		
		P ₁ 橋 脚 下 端	150 t		
		P ₂ 上 支 承	162 t		
		P ₂ 橋 脚 下 端	201 t		
		P ₃ 上 支 承	57 t		
		P ₃ 橋 脚 下 端	83 t		

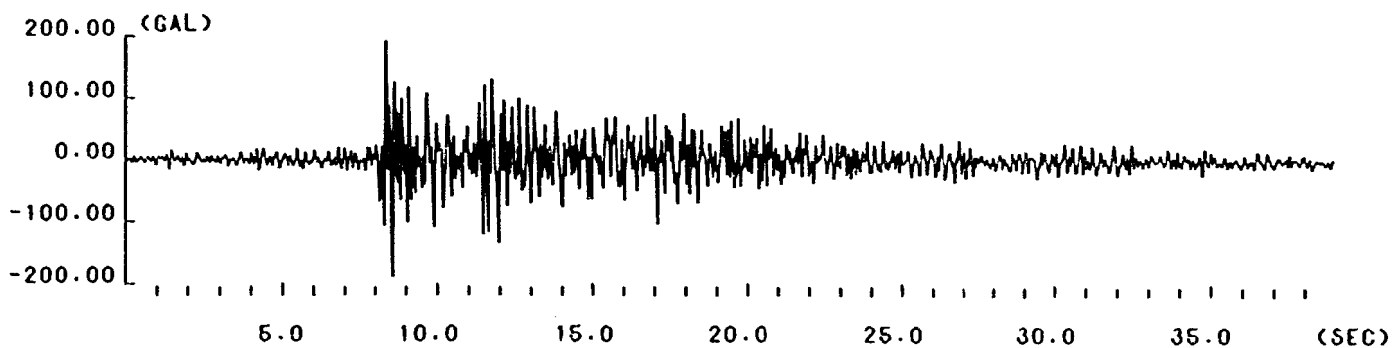
表-7.9 橋軸直角方向に加振した場合の主要部の最大応答値(続き)

(b) 青森側 $P_3 \sim A_2$

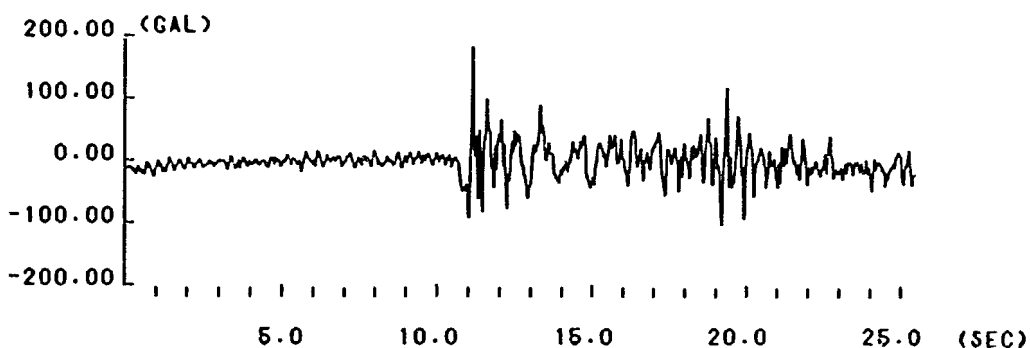
経 間	応 答	箇 所	入 力 地 震 動 記 録		
			開 北 橋 (T_r)	開 北 橋 (L_g)	樽水ダム (T_r)
青森側($P_3 \sim A_2$)	加 速 度 (gal)	P_3 天 端	259 gal	296 gal	322 gal
		P_4 "	282 gal	325 gal	303 gal
		P_5 "	235 gal	243 gal	217 gal
		A_2 "	223 gal	229 gal	186 gal
	変 位 (cm)	P_3 天 端	4.61 cm	2.25 cm	4.09 cm
		P_4 "	4.68 cm	2.30 cm	4.36 cm
		P_5 "	5.51 cm	2.22 cm	4.85 cm
		A_2 "	6.48 cm	2.32 cm	6.15 cm
	曲げモーメント (t・m)	P_3 下 端	1383 t・m	1239 t・m	1364 t・m
		P_4 "	3755 t・m	3070 t・m	3235 t・m
		P_5 "	2641 t・m	2666 t・m	2360 t・m
		A_2 "	1798 t・m	1683 t・m	1662 t・m
	せん断力 (t)	P_3 上 支 承	60 t	52 t	54 t
		P_3 橋 脚 下 端	89 t	81 t	90 t
		P_4 上 支 承	174 t	150 t	160 t
		P_4 橋 脚 下 端	231 t	187 t	198 t
		P_5 上 支 承	126 t	125 t	123 t
		P_5 橋 脚 下 端	160 t	168 t	151 t
		A_2 上 支 承	33 t	31 t	27 t



(a) 開北橋近傍地盤上の記録（橋軸直角方向の成分）



(b) 開北橋近傍地盤上の記録（橋軸方向の成分）



(c) 樽水ダム監査廊内の記録（上下流成分）

図-7.1 解析に用いた入力地震動記録

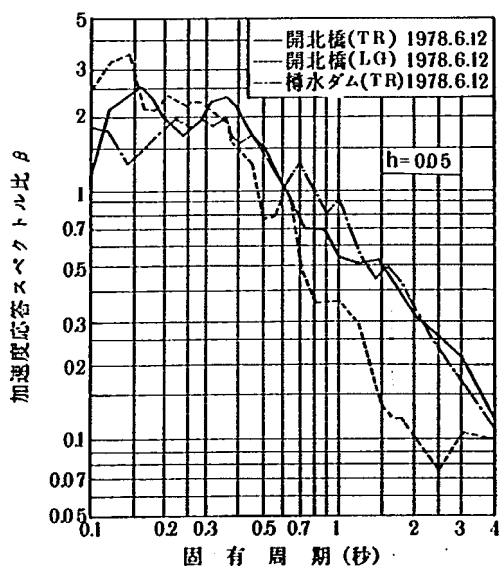


図-7.2 入力地震動記録の加速度応答
スペクトル倍率 β

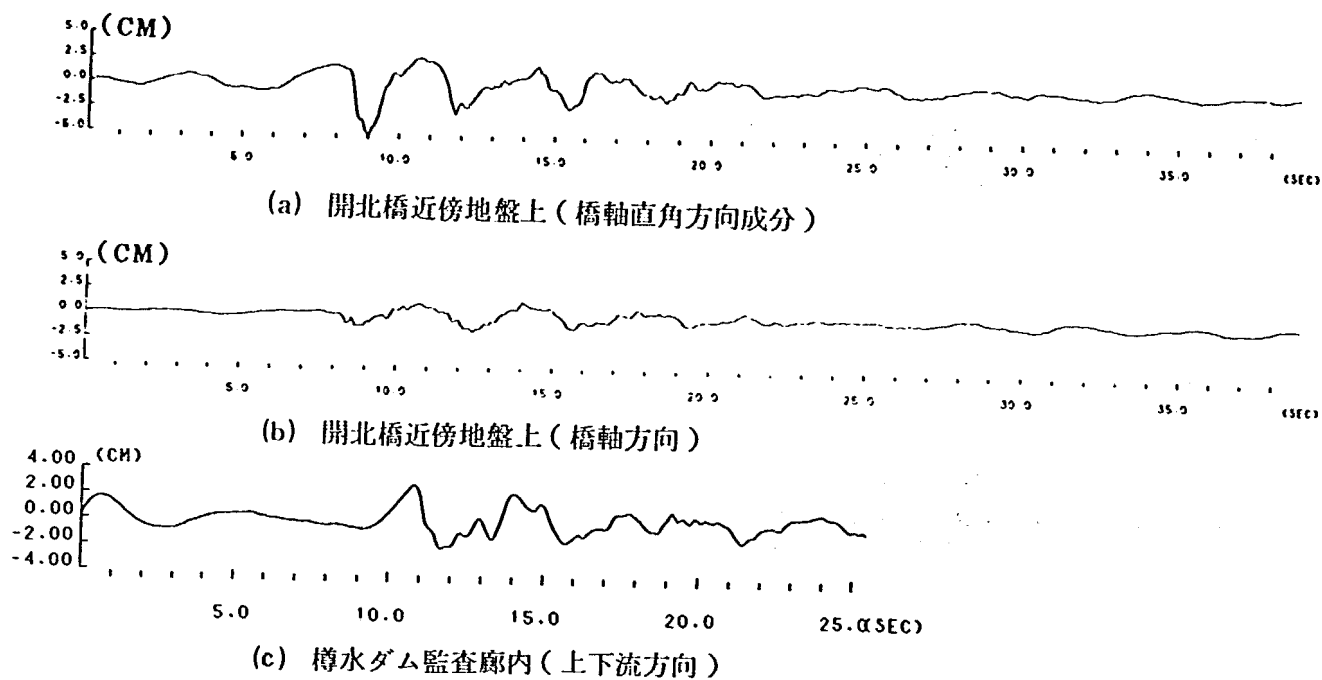
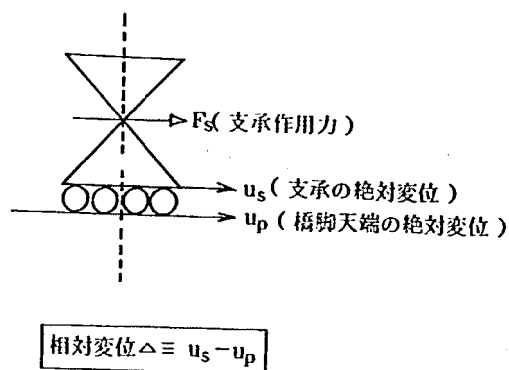
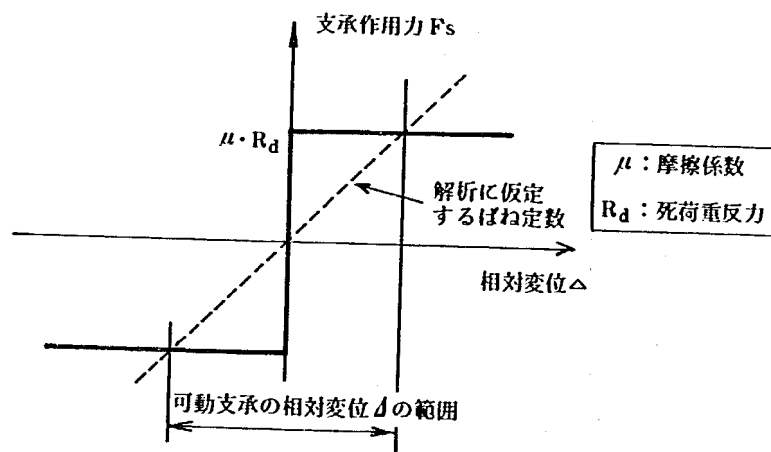


図-7.3 解析に用いた入力地震動加速度記録の2回積分より求めた変位波形

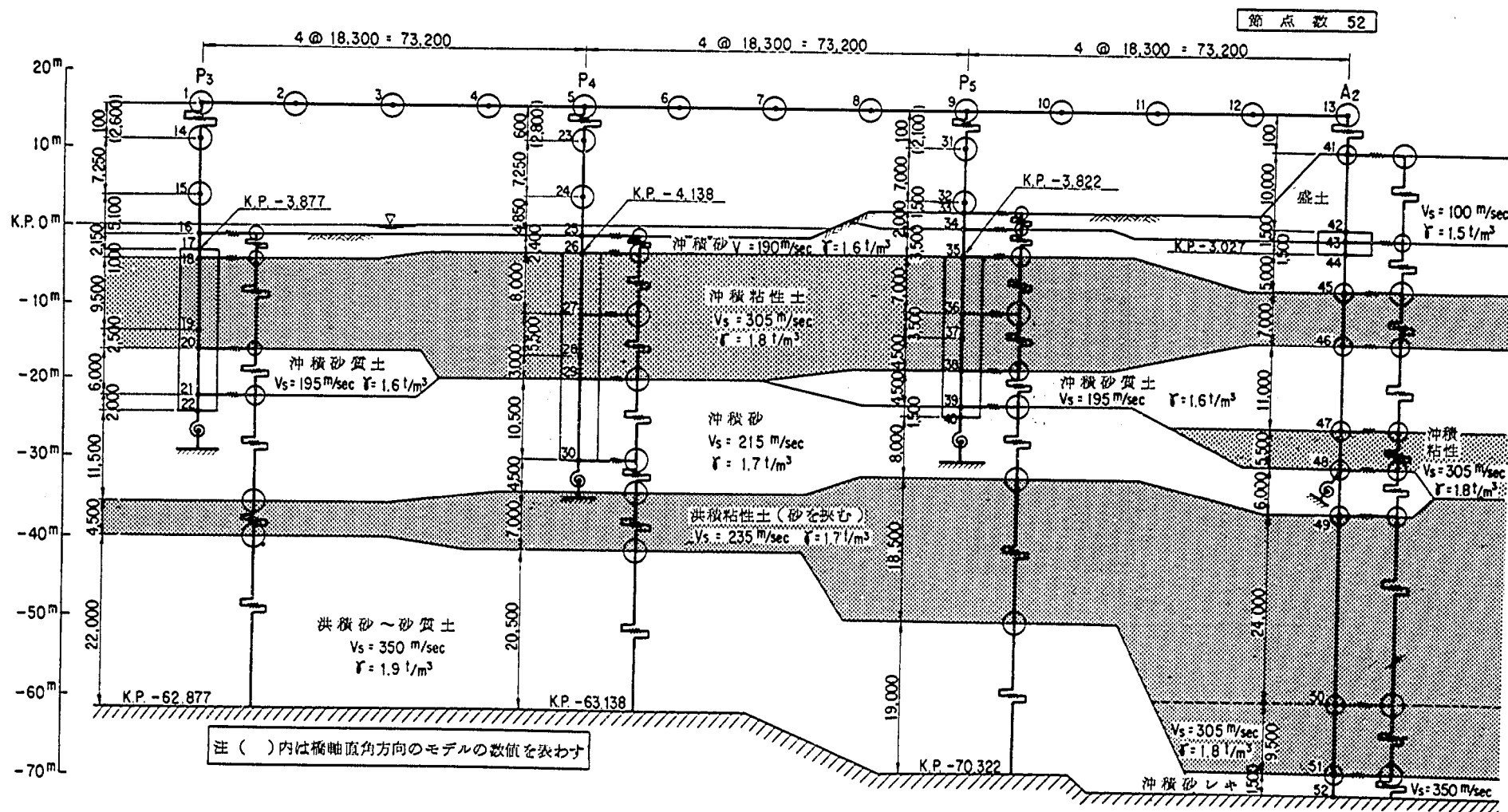


(a) 可動支承の相対変位



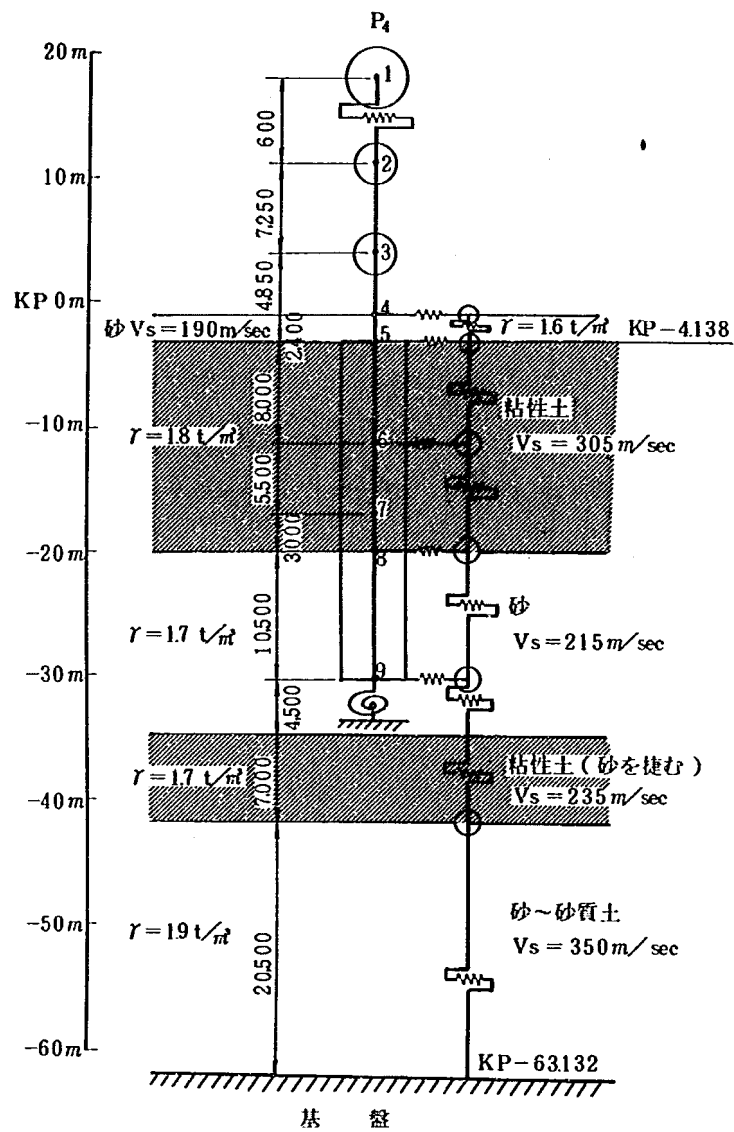
(b) 可動支承作用力の等価線形化

図-7.4 可動支承のモデル化



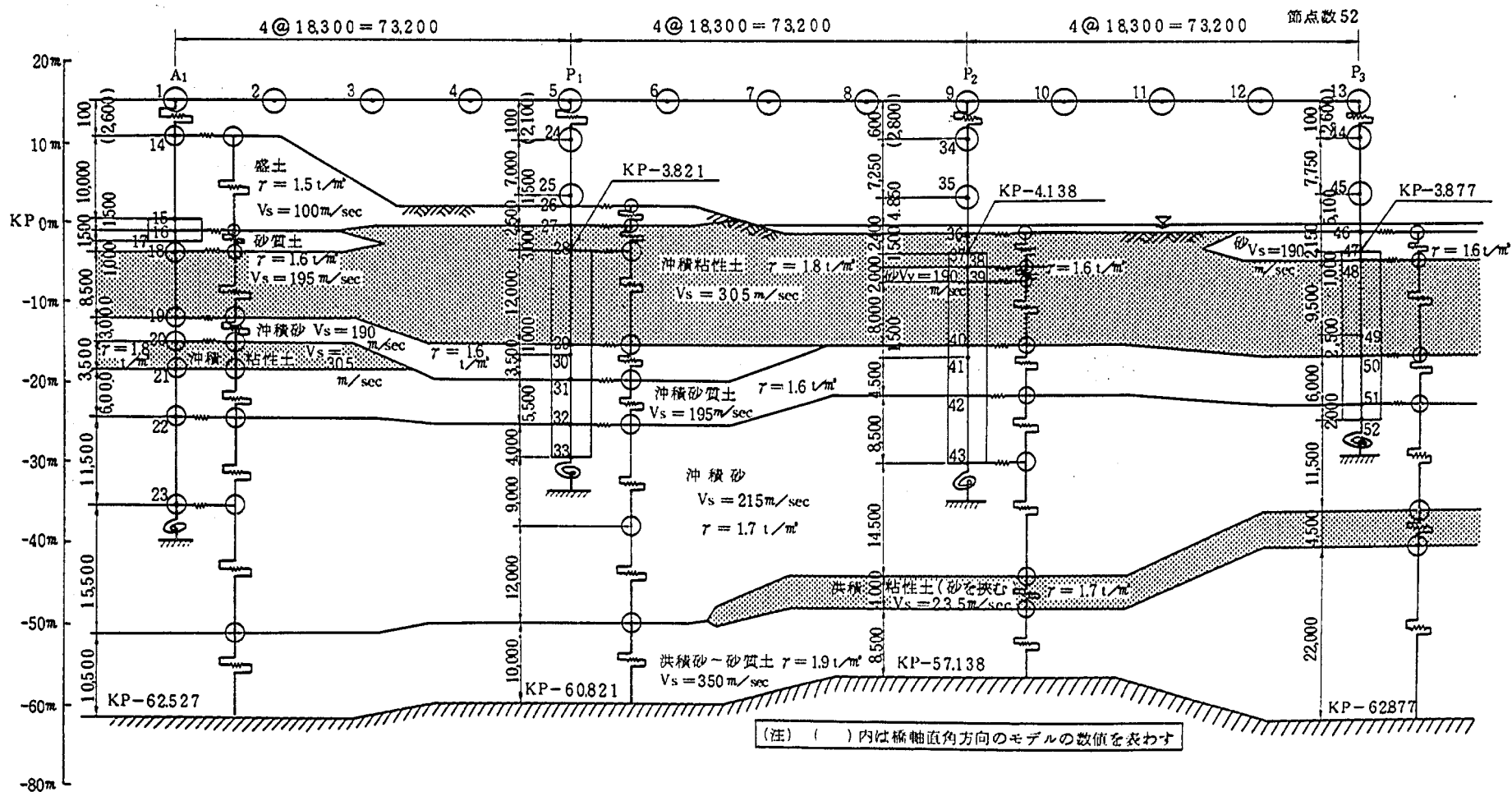
(a) 全体系モデル (橋軸方向および橋軸直角方向)

図 - 7.5 (1) $P_3 \sim A_2$ の解析モデル



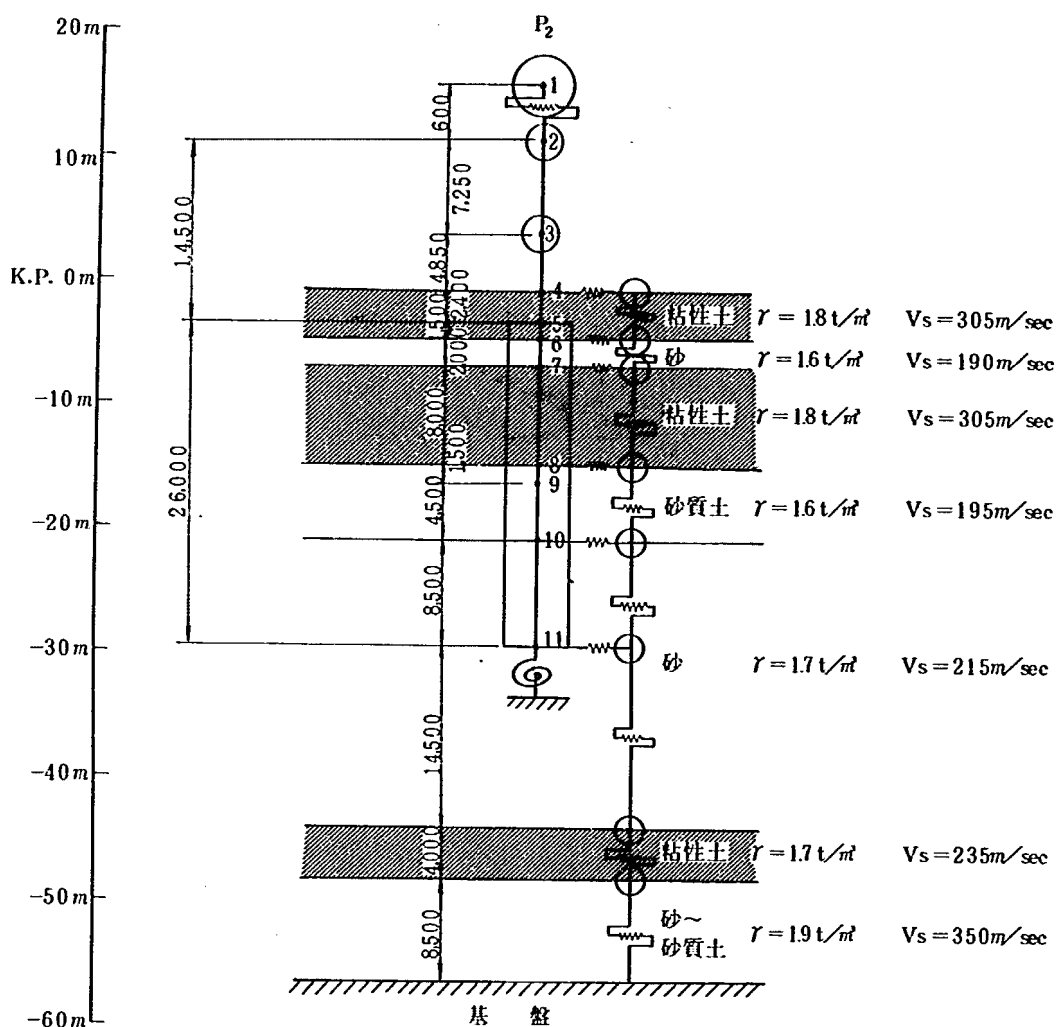
(b) 部分系モデル (橋軸方向)

図-7.5(2) $P_3 \sim A_2$ の解析モデル



(a) 全体系モデル (橋軸直角方向)

図-7.6(1) A₁ ~ P₃ の 解 析 モ デ ル



(b) 部分系モデル (橋軸方向)

図-7.6(2) $A_1 \sim P_3$ の解析モデル

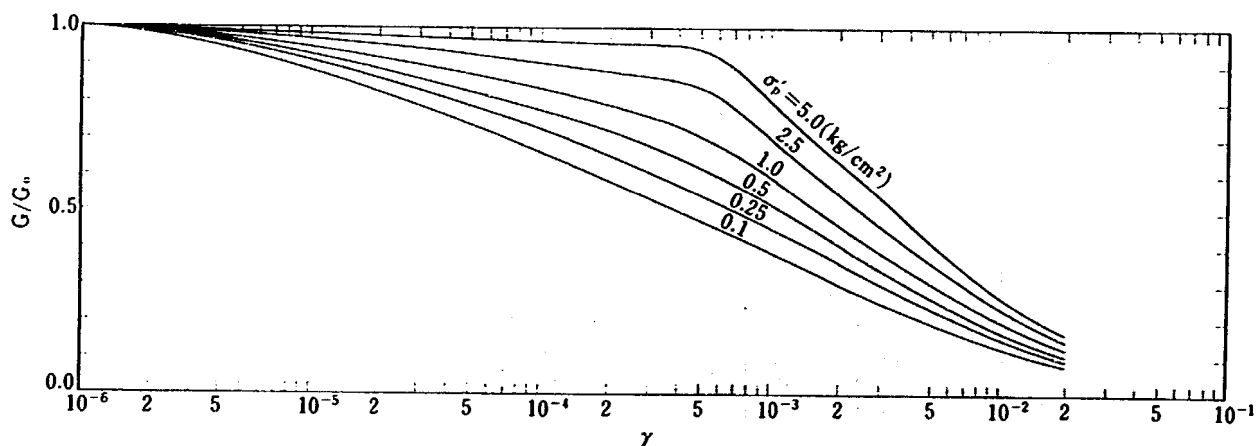


図-7.7 沖積粘性土に対する σ'_p を考慮した $G/G_0 \sim \gamma$ の関係 (岩崎, 常田, 吉田による)

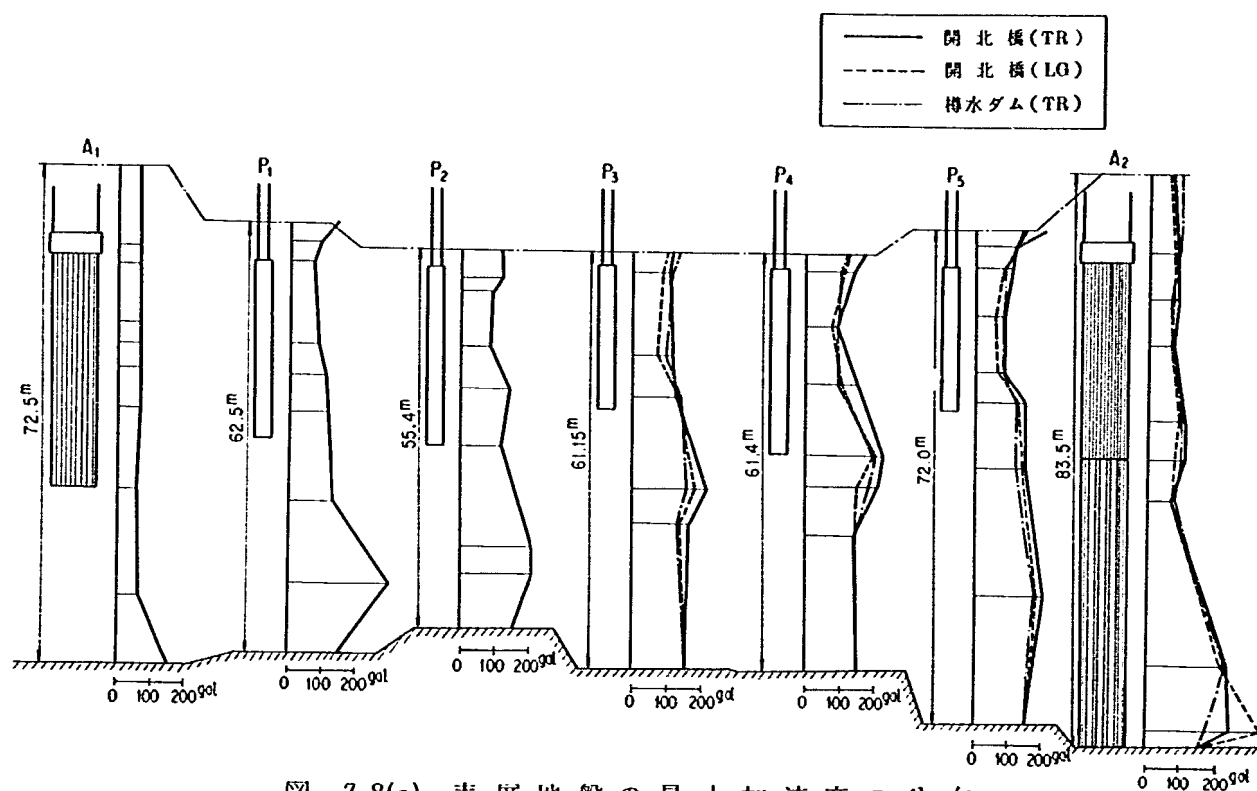


図-7.8(a) 表層地盤の最大加速度の分布

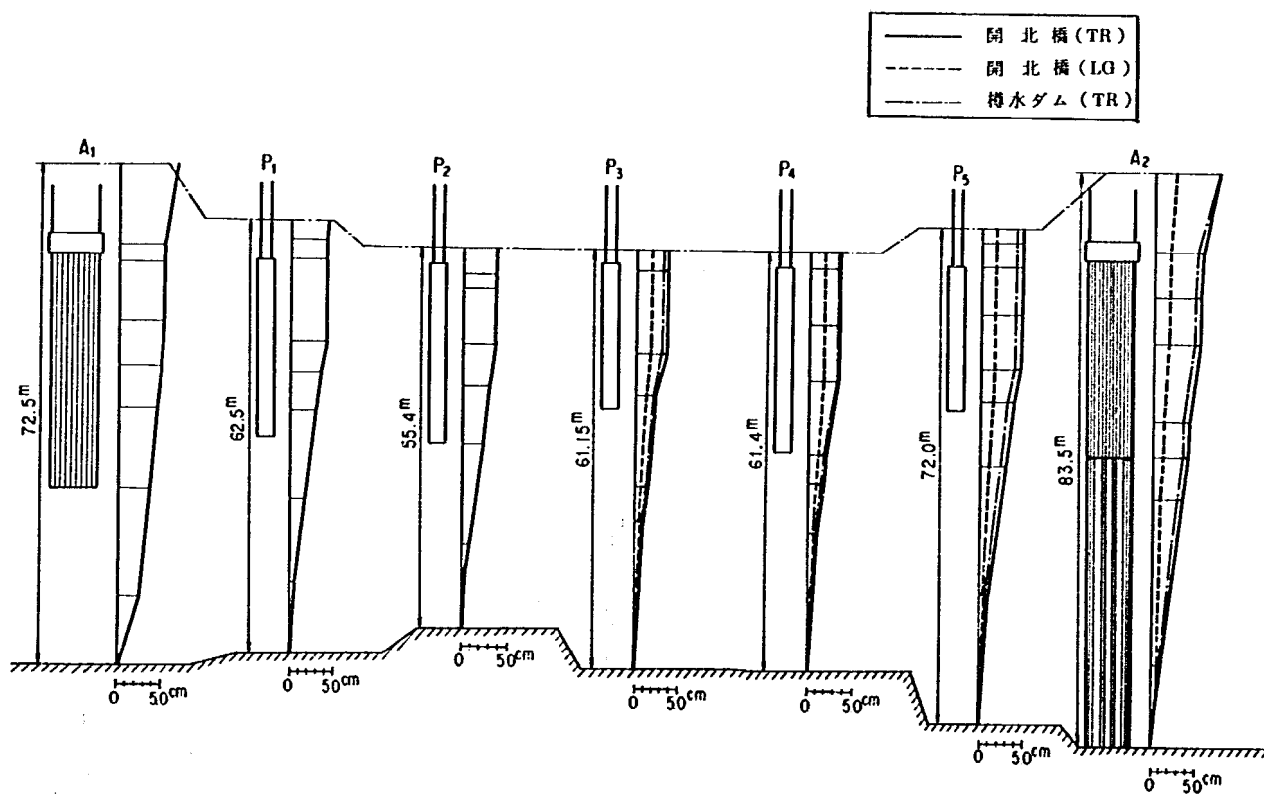


図-7.8(b) 表層地盤の最大変位の分布

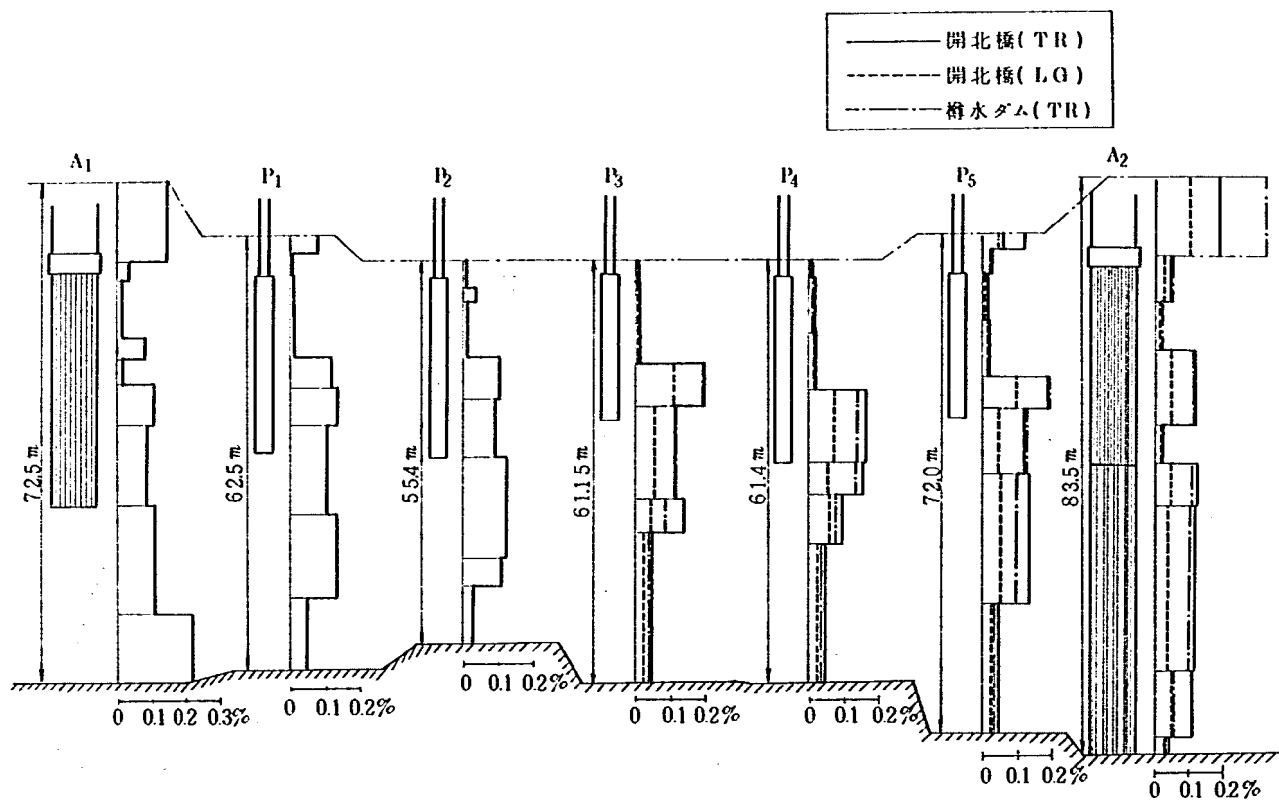


図-7.8(c) 表層地盤の最大せん断ひずみの分布

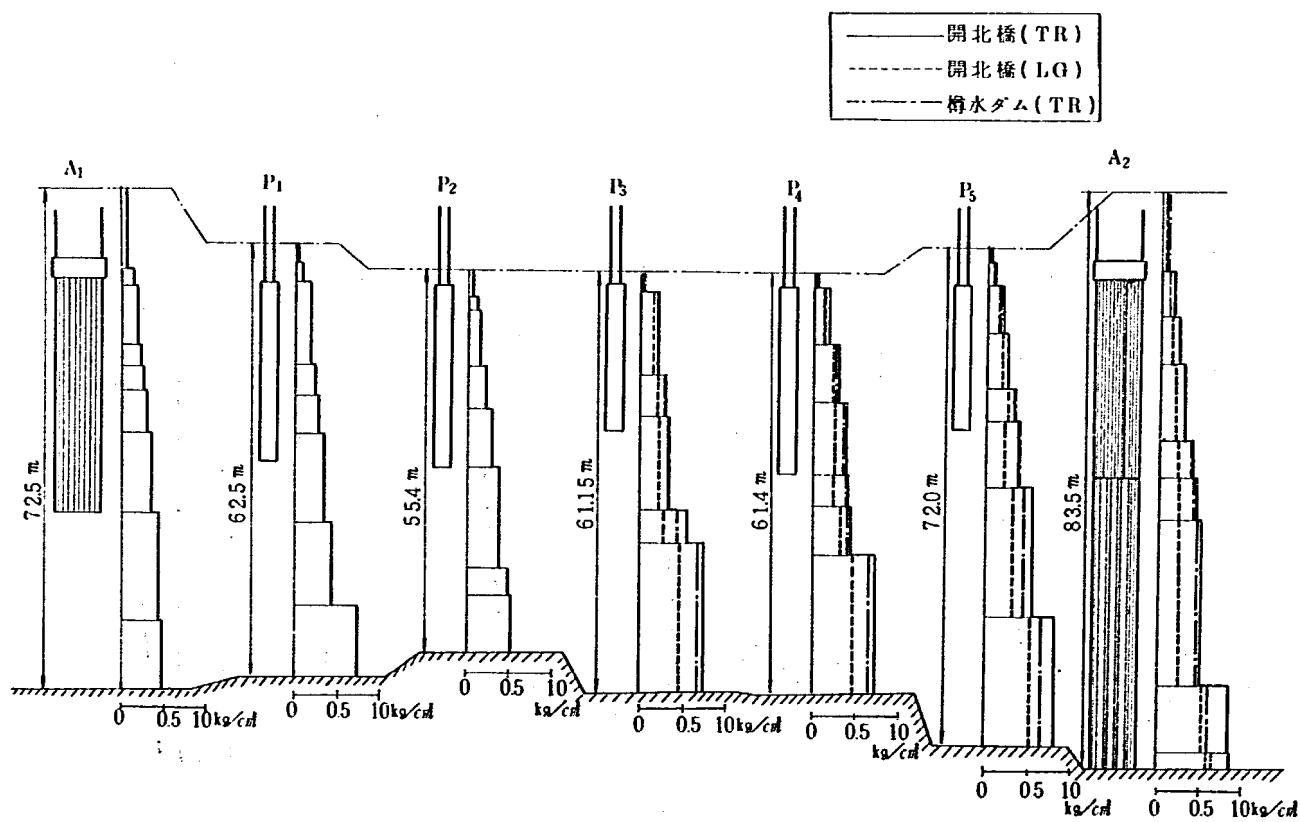


図-7.8(d) 表層地盤の最大せん断応力の分布

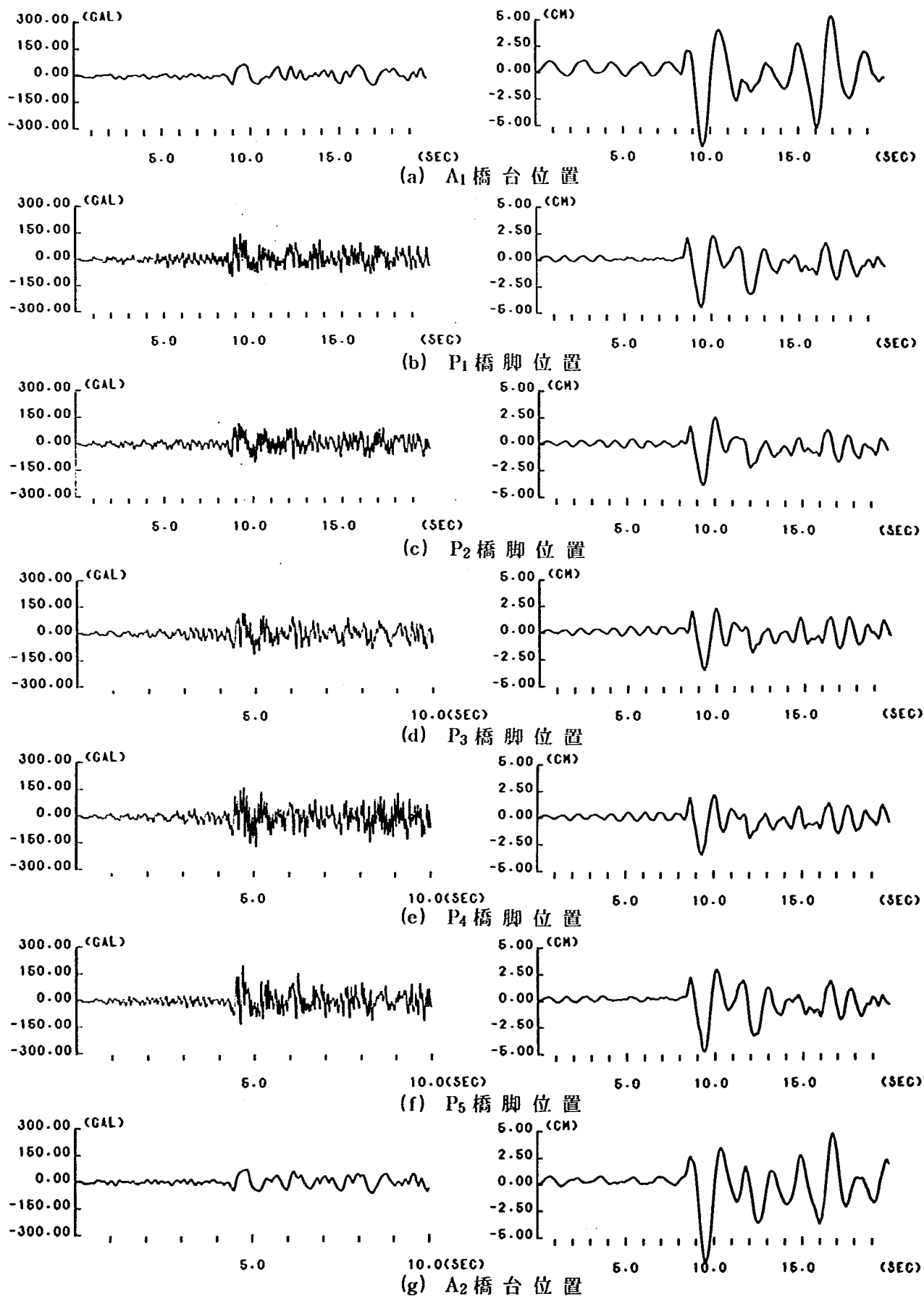


図-7.9 地盤表面の地震応答加速度(左例)および応答変位(右例)
(開北橋 Tr 成分を作用させた場合)

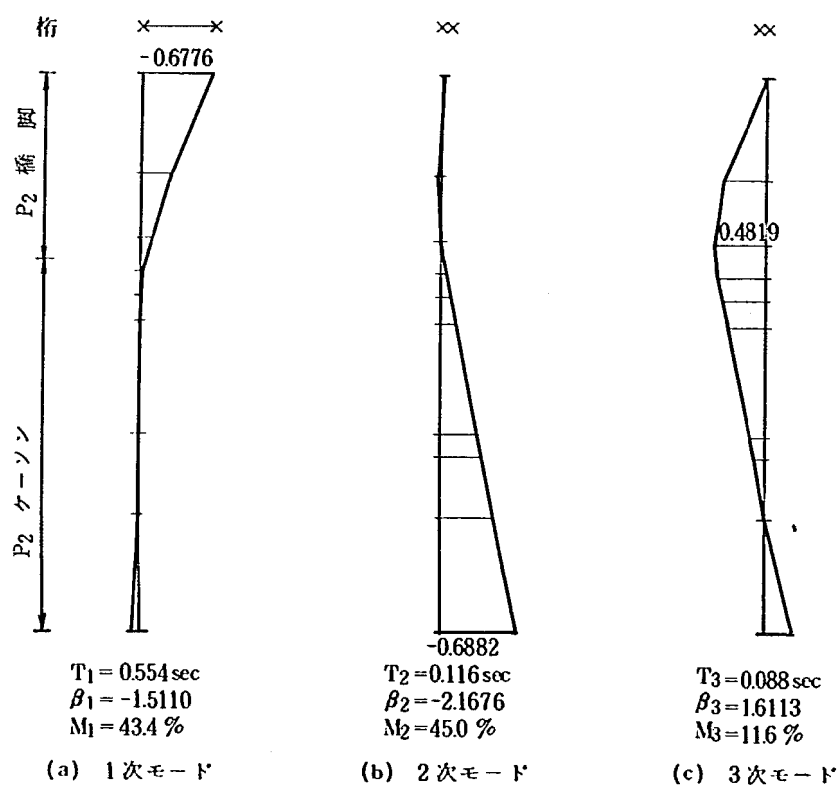


図-7.10. 部分系モデルによる $A_1 \sim P_3$ の橋軸方向主要振動モード (1次, 2次, 2次)

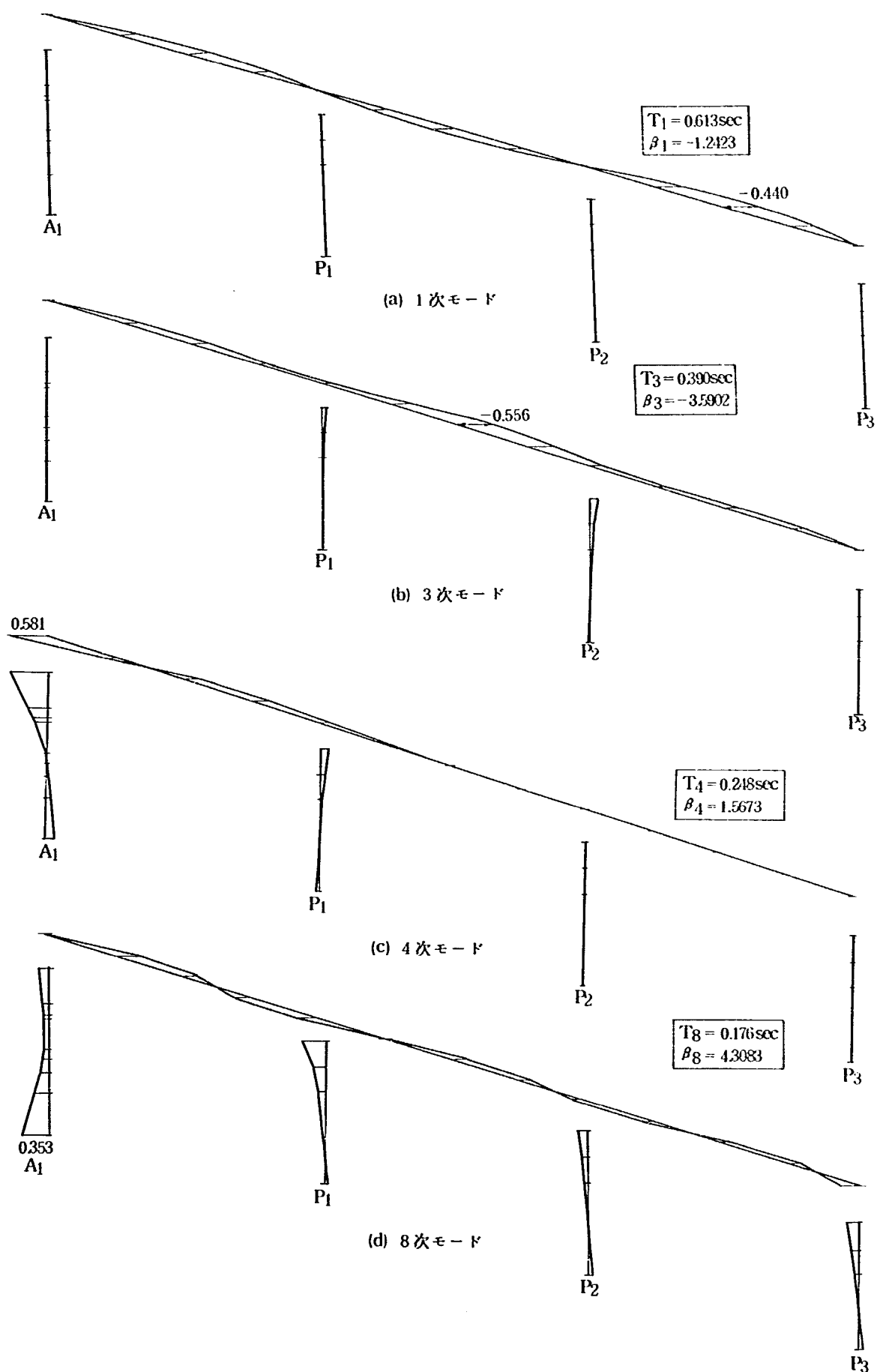


図-7.11 全体系モデルによる $A_1 \sim P_3$ の橋軸直角方向主要振動モード(1次, 3次, 4次, 8次)

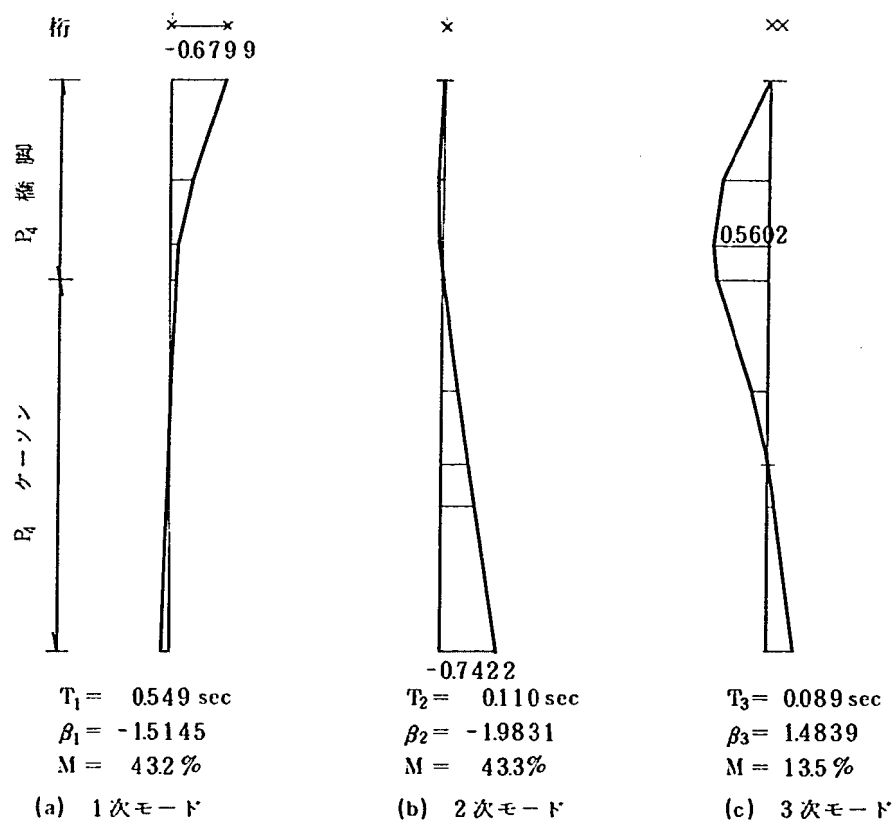


図-7.12 部分系モデルによる $P_3 \sim A_2$ の橋軸方向主要振動モード
(1次, 2次, 3次)

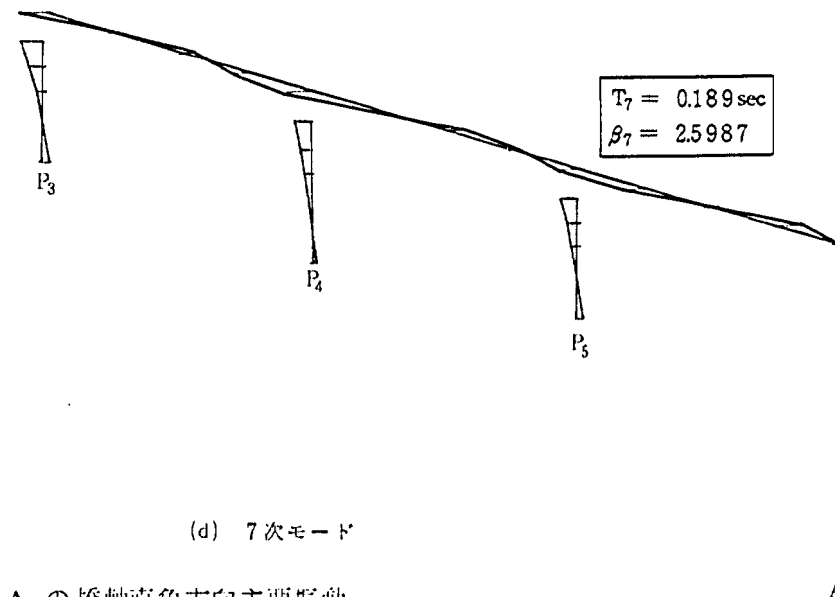
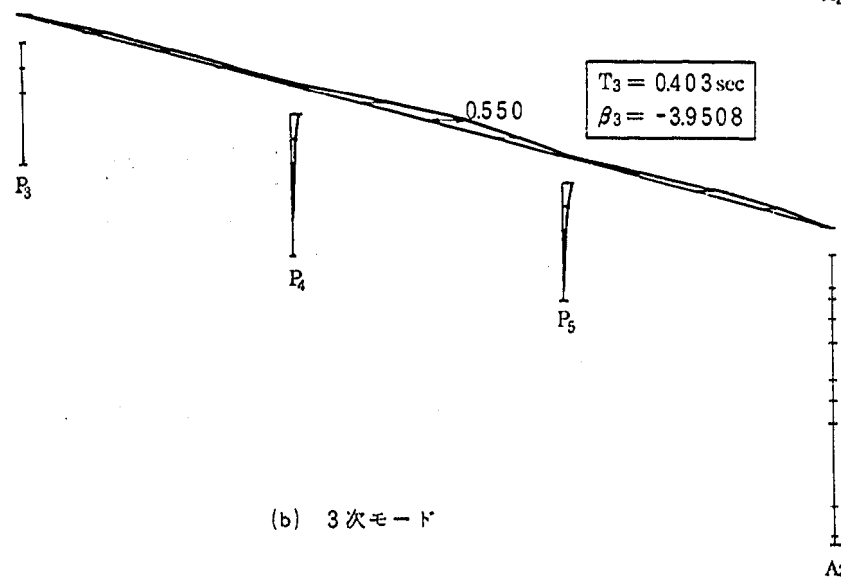
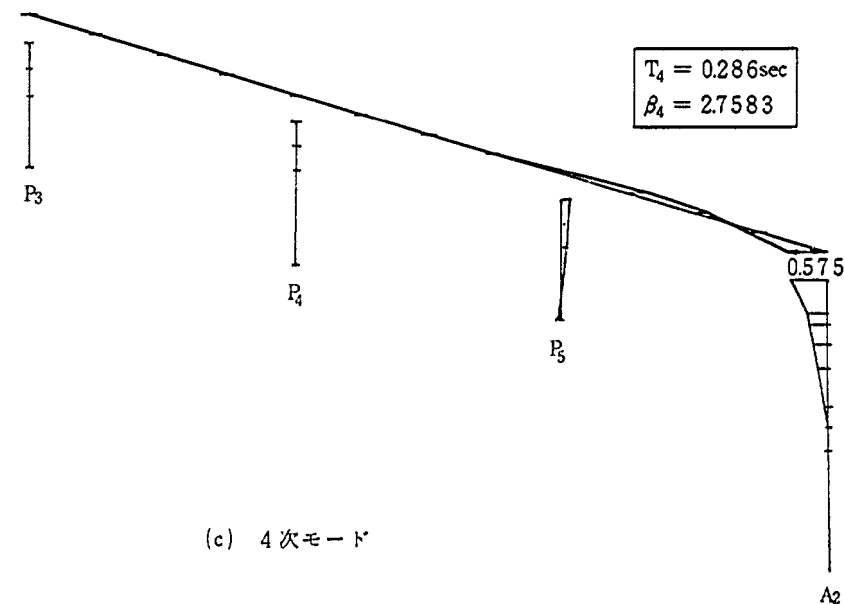
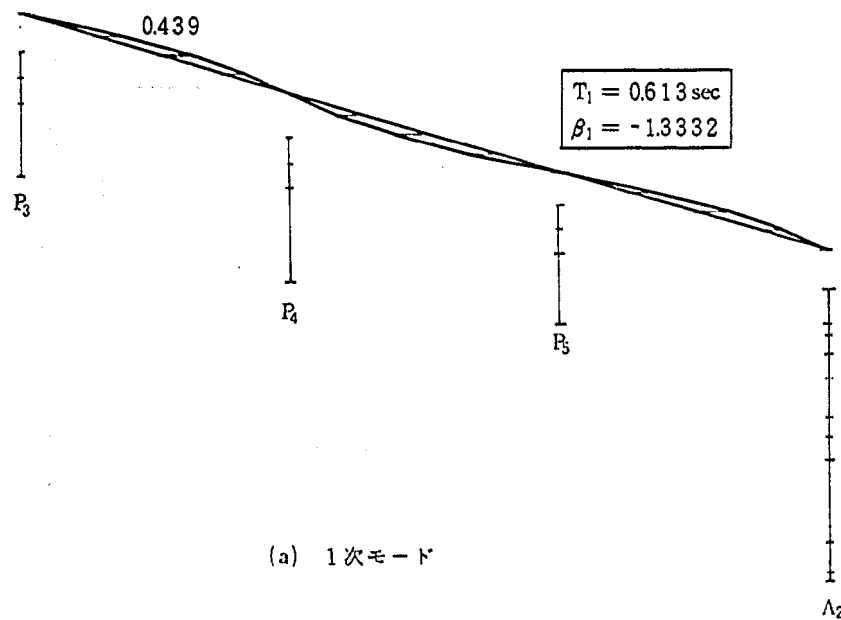


図-7.13 全体系モデルによる $P_3 \sim A_2$ の橋軸直角方向主要振動モード (1次, 3次, 4次, 7次)

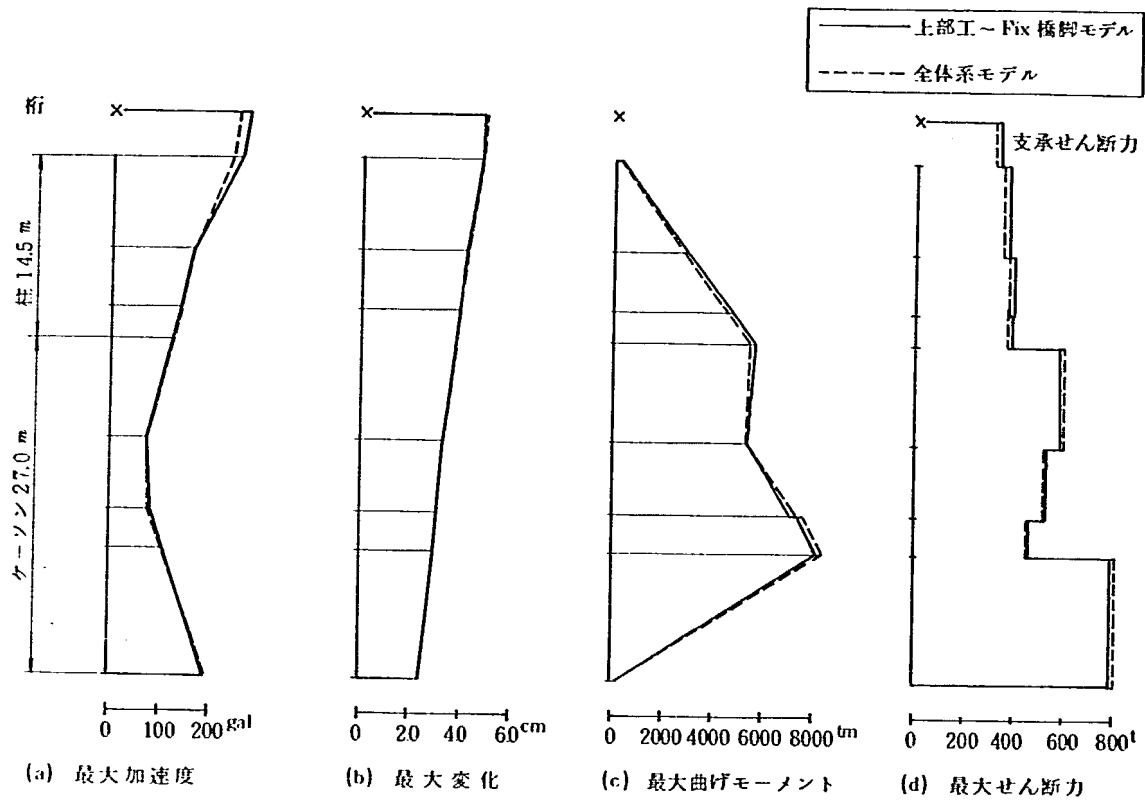


図-7.14 全体系モデルと部分系モデルによる P_4 ケーソン橋脚に生じる最大応答値の比較
(橋軸方向加振, 開北橋 Tr 成分を作用させた場合)

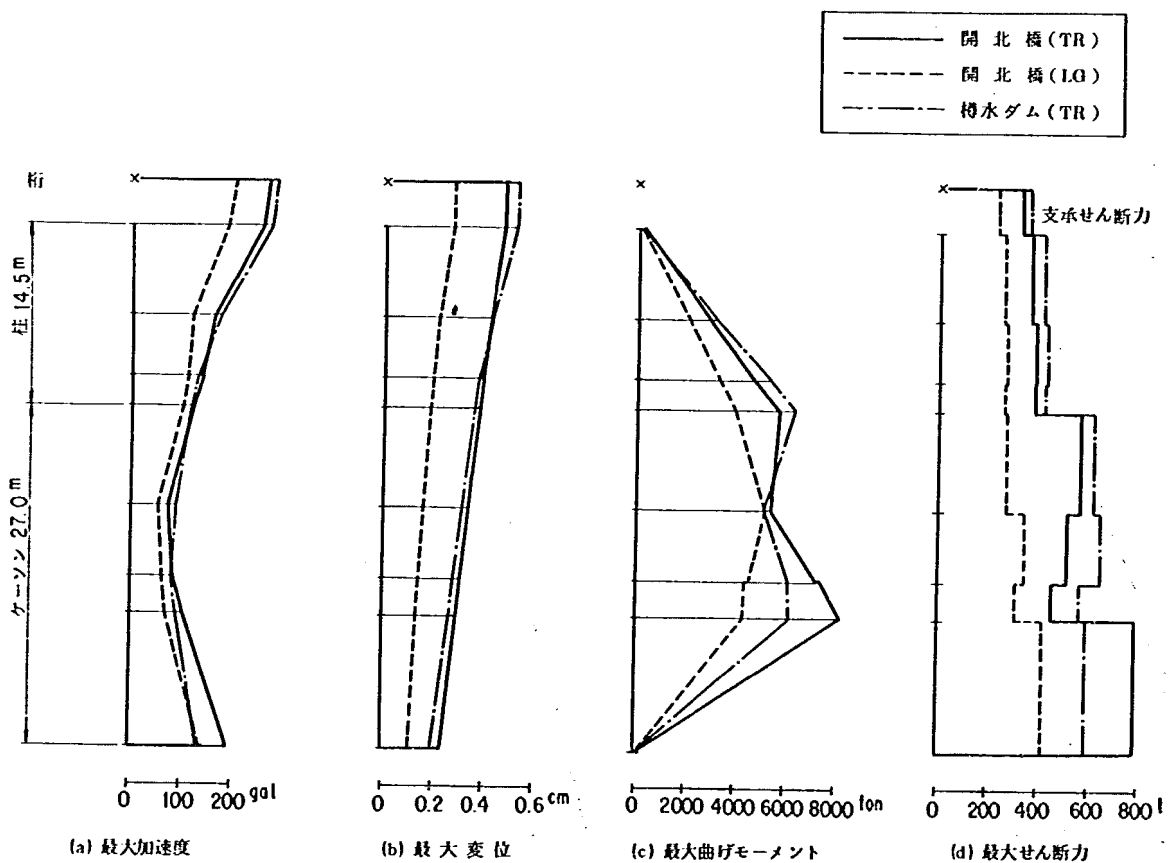
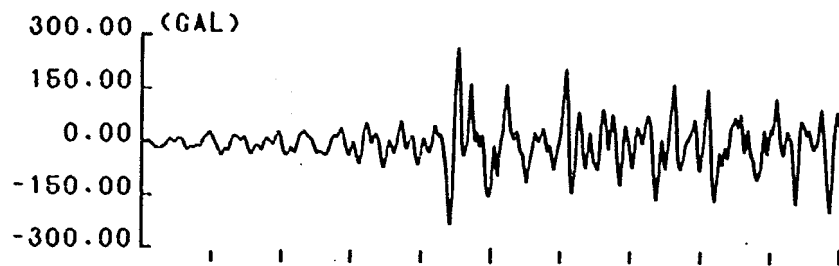
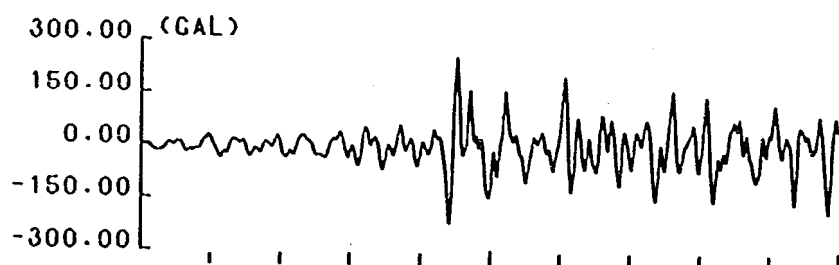


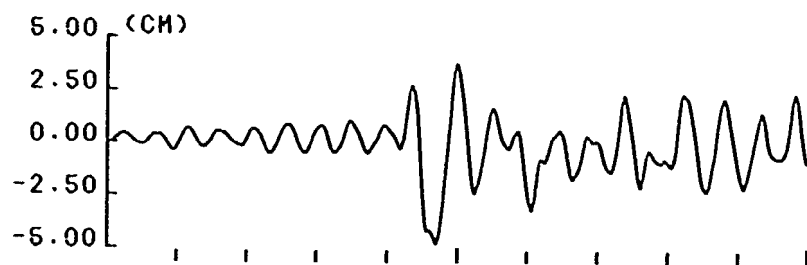
図-7.15 橋軸方向に加振した場合の P_4 ケーソン橋脚の最大応答値 (部分系モデルによる)



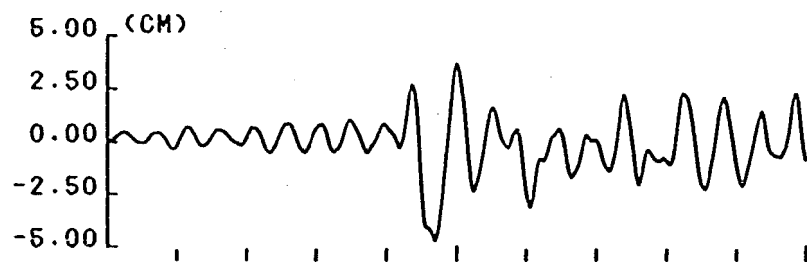
(a) 上部構造の加速度応答



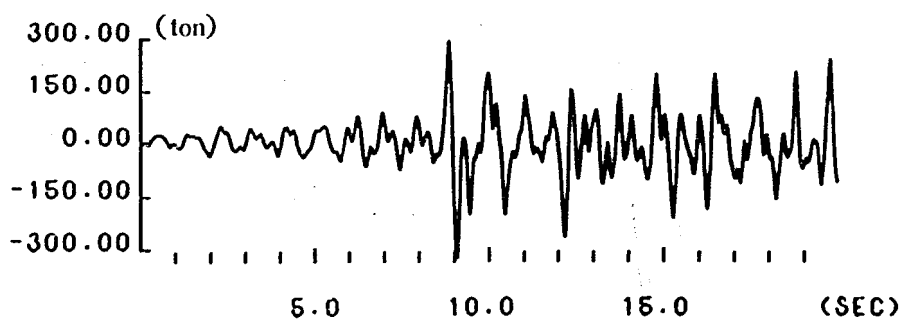
(b) P₄ 橋脚天端の加速度応答



(c) 上部構造の変位応答

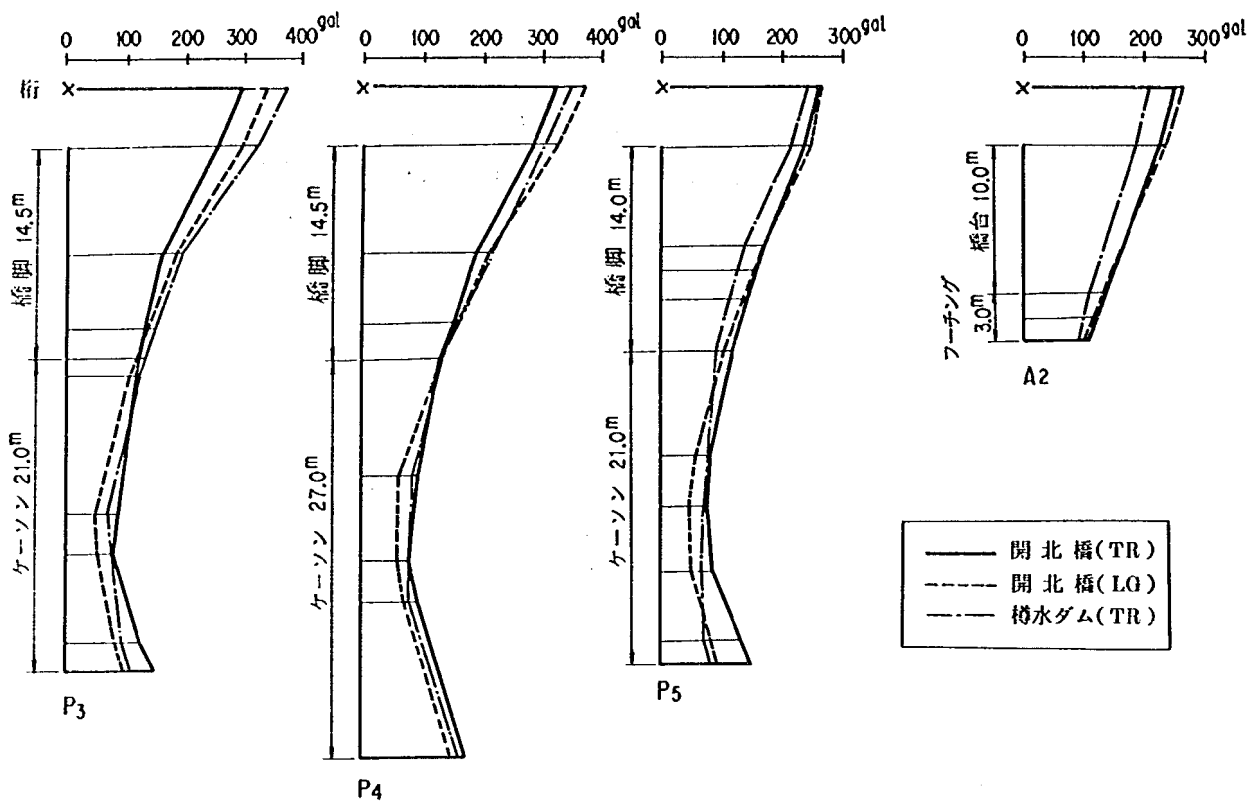


(d) P₄ 橋脚天端の変位応答

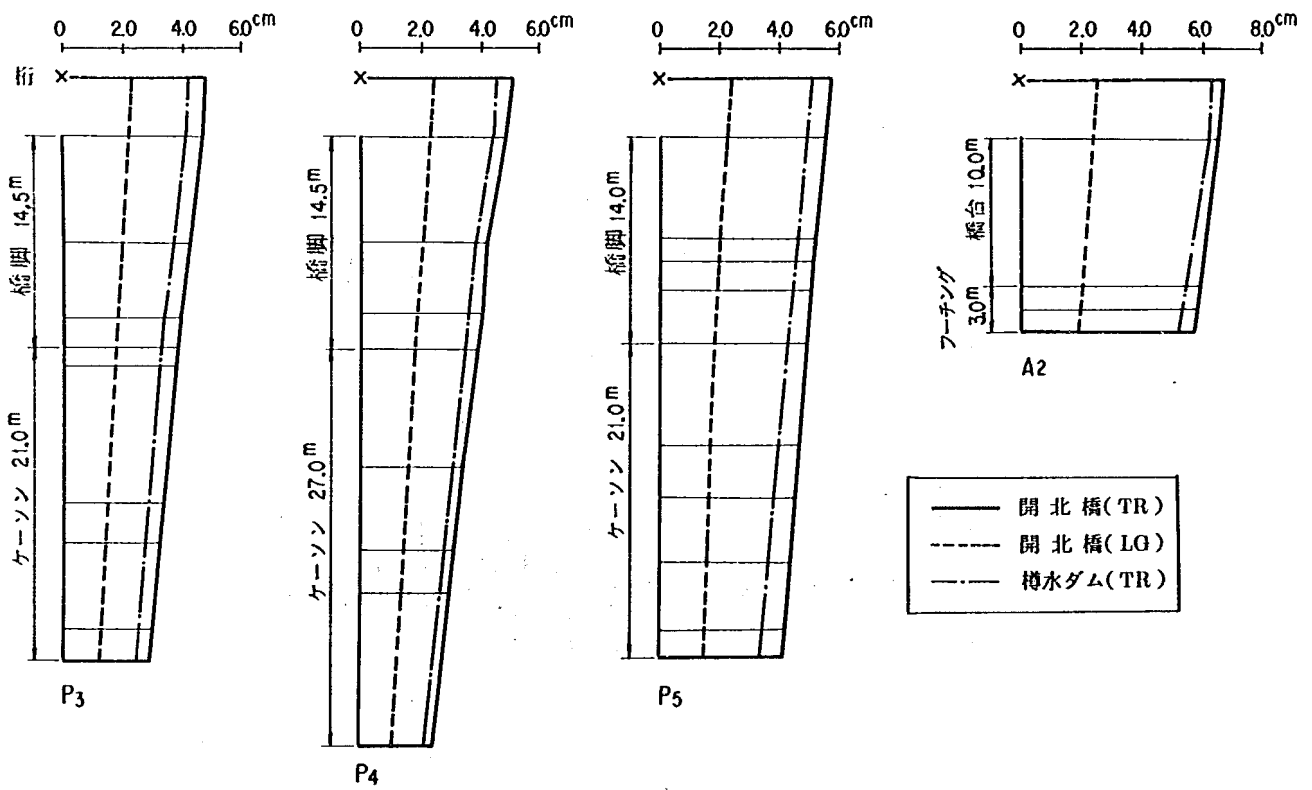


(e) P₄ 橋脚上固定支承 (2 箇当り) に作用する
水平せん断力

図-7.16 開北橋 Tr 成分を作用させた場合の橋軸方向の時刻歴応答
(部分系モデル, P₄ 橋脚)

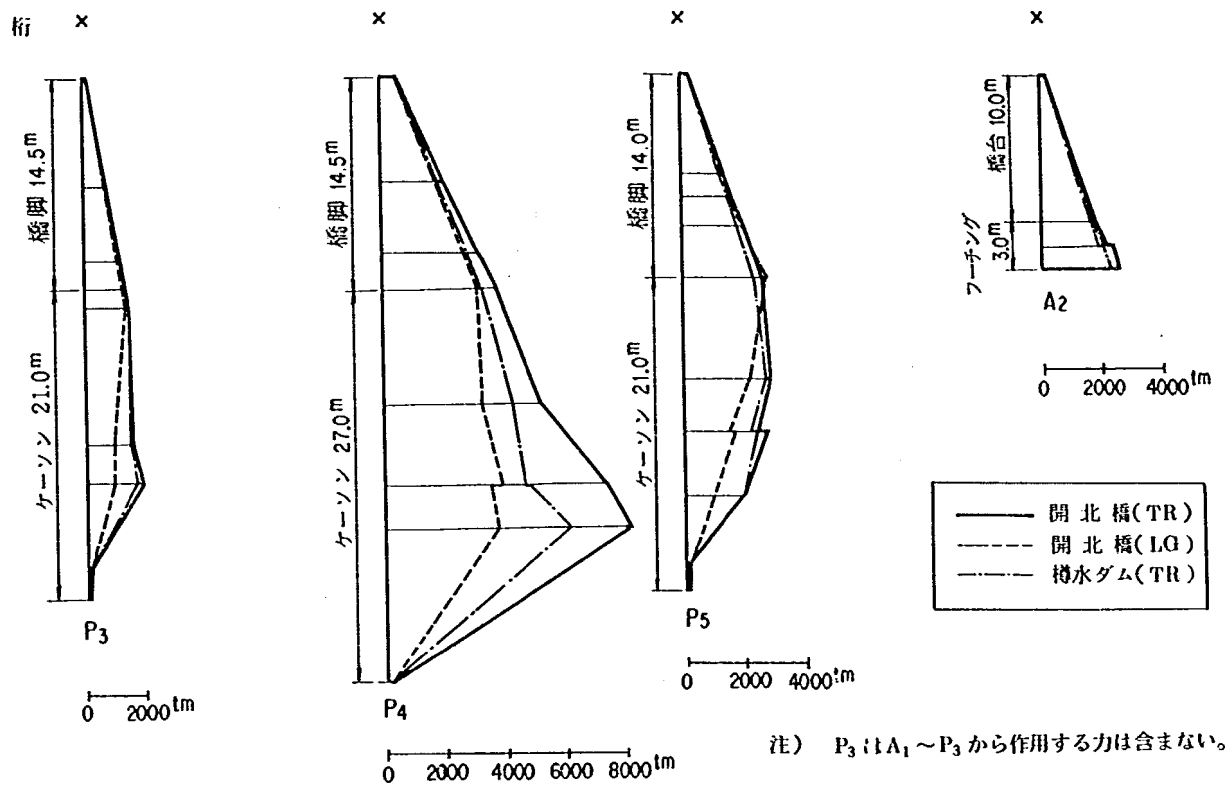


(a) 最大加速度の分布

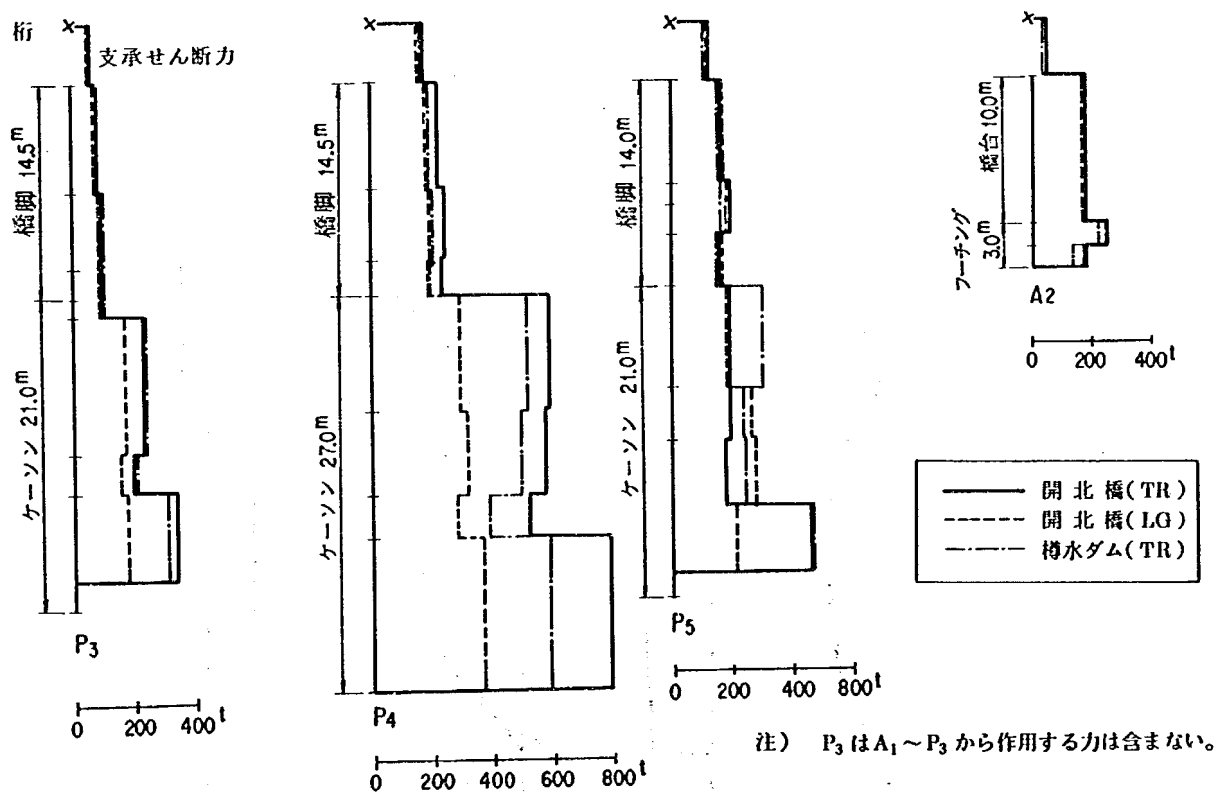


(b) 最大変位の分布

図-7.17(1) 橋軸直角方向に加振した場合の橋脚ケーソン(P₃~A₂)に生じる最大応答値



(c) 最大曲げモーメントの分布



(d) 最大せん断力の分布

図-7.17(2) 橋軸直角方向に加振した場合の橋脚ケーソン ($P_3 \sim A_2$) に生じる最大応答値

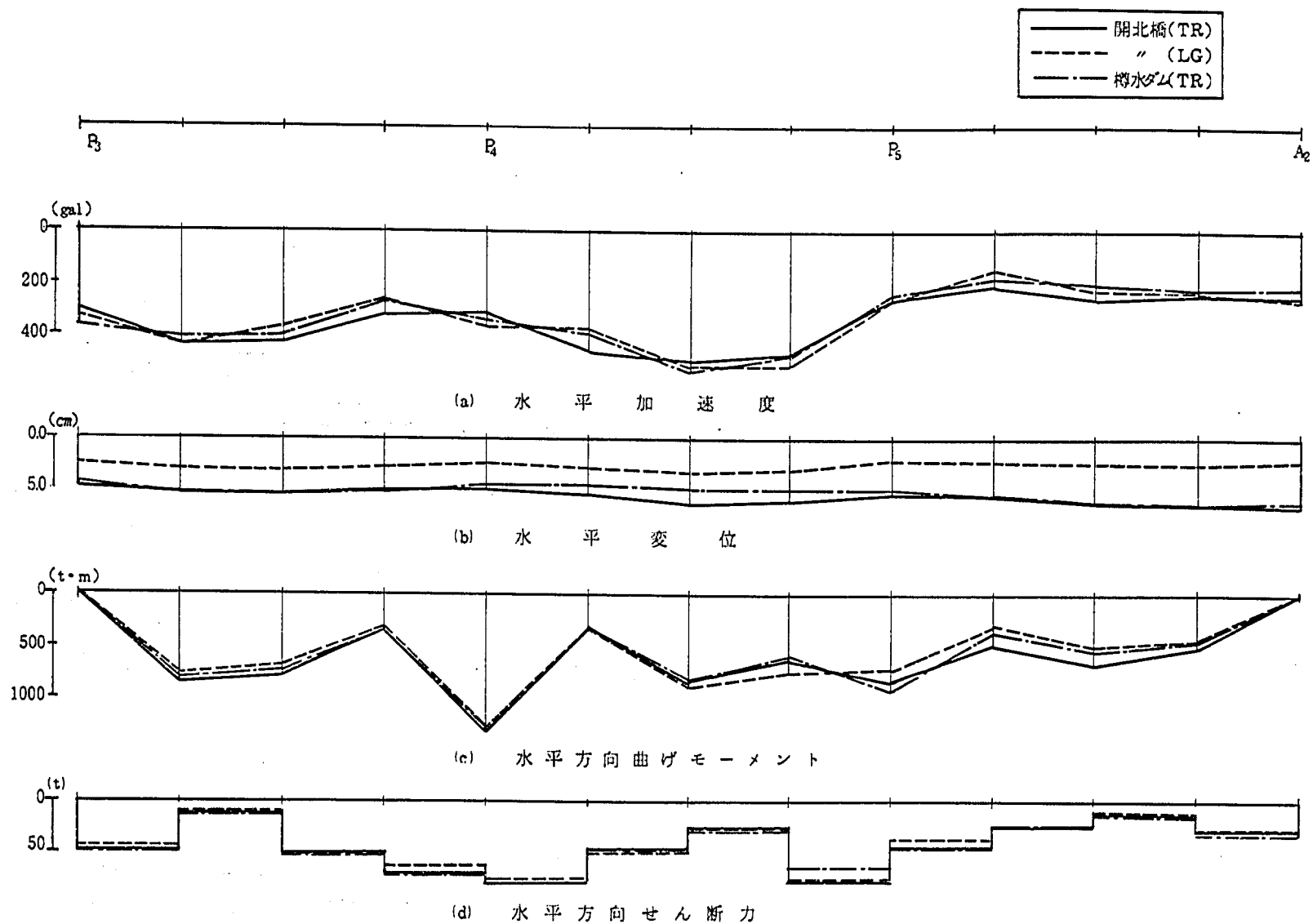


図-7.18 橋軸直角方向に加振した場合の上部桁に生じる最大断面力の分布

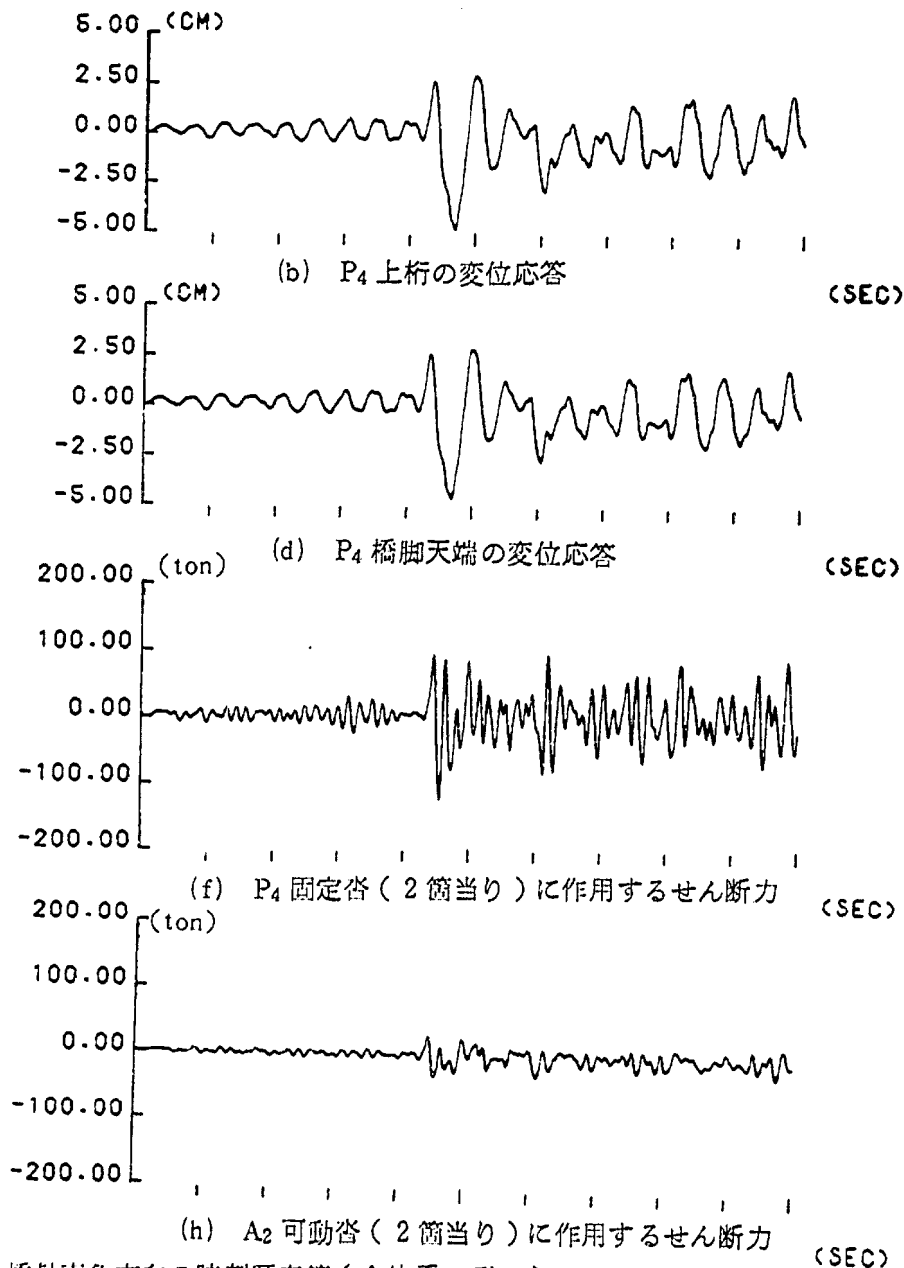
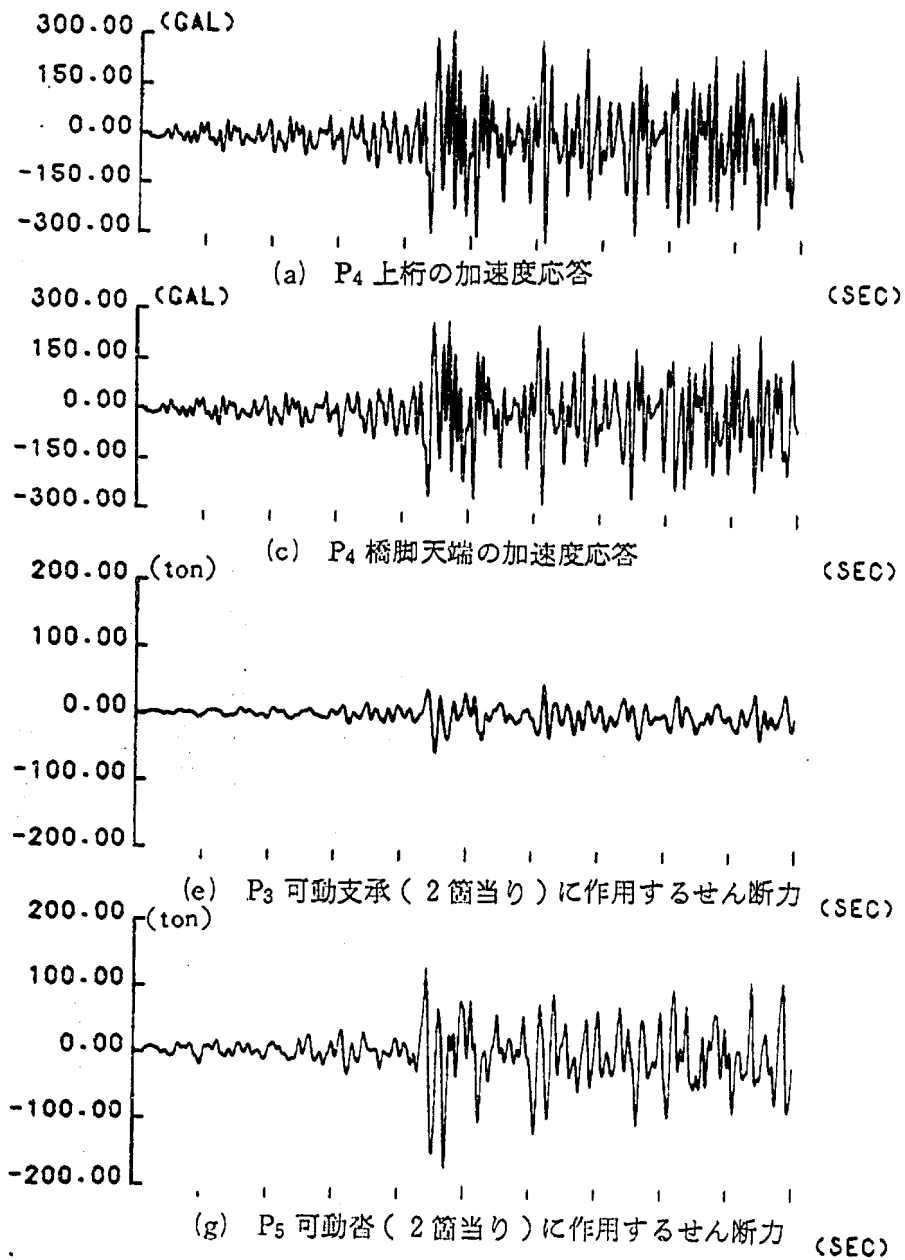


図-7.19 開北橋 Tr 成分を作用させた場合の橋軸直角方向の時刻歴応答 (全体系モデル)

8. 支承部の破損原因の検討

8.1 支承作用力の特徴

地震応答解析から求めた支承に作用する水平方向地震力の最大値を、橋軸方向および橋軸直角方向に分けて表-8.1に示す。この結果によれば、支承作用力に関し、以下の点が指摘される。

(i) 支承に作用する橋軸方向地震力は、 P_2 固定支承では 329 ton, P_4 固定支承で 320 ton (ともに開北橋 T_r 成分を作用させた場合)であり、両者は、ほぼ同一の値である。また、この値は、橋軸方向地震力の設計値 306 ton (P_2, P_4)をいずれも 8 %程度上回っている。全体系モデルにより計算した可動支承に作用する橋軸方向地震力はいずれも 25 ton 以下であり、被害原因の検討上は問題にはならない。

(ii) 支承に作用する橋軸直角方向地震力は、青森側 $P_3 \sim A_2$ に対しては、3種類のいずれの入力地震動の場合でも P_4 固定支承で最も大きく、入力地震動に応じて 150 ton ~ 174 ton となる。これらの値は、 P_4 固定沓の橋軸直角方向に対する設計値 132 ton を 14 %から 32 %程度上廻っている。

(iii) 支承に被害を生じた青森側 $P_3 \sim A_2$ の各支承に作用する橋軸直角方向の地震力を相互に比較すると、たとえば、開北橋 T_r 成分を作用させた場合には、被害を生じた P_4 固定沓では、174 ton であるのに対して P_3, P_5, A_2 の各可動支承ではそれぞれ、60 ton, 126 ton, 33 ton となっており、いずれの場合も P_4 固定沓の作用力がその他の支承の作用力を上廻っている。このような傾向は他の入力地震動の場合も同じであり、支承作用力からみると、 P_4 固定支承に地震力が集中する傾向が認められる。

(iv) 3種類の入力地震動それぞれに対して応答計算を行なった青森側 $P_3 \sim A_2$ の橋軸直角方向の支承作用力を入力地震動ごとに比較すると、いずれの入力地震動の結果も互いに同程度の支承地震力を与えている。3種類の入力地震動がともに、今回の地震により採取された記録であること、また、このうちの2種類は、本橋からわずか 8 kmの距離の地点で採取された記録であることを考え合わせると、ここでの応答計算により求めた支承地震力の推定の幅は比較的小さいものであることを示していると考えることができる。

(v) 今回の地震により被害の生じなかった仙台側 $A_1 \sim P_3$ に対しては支承に作用する橋軸直角方向地震力は、 P_2 固定支承では 162 ton, その他の可動支承では 26 ton ~ 119 ton (いずれも開北橋 T_r 成分の場合)であり、上記(iii)と同様に、固定支承に地震力が集中する傾向が認められる。 P_2 固定支承の地震力 162 tonは、 P_4 固定支承の地震力 174 ton(開北橋 T_r 成分の場合)に比較するとやや小さい値となっている。

8.2 支承作用力と許容耐力との比較

震度法による設計地震力と許容耐力の関係は4章に示した通りであるが、地震応答解析から推定した今回の地震による支承作用力と許容耐力の関係を検討すると以下ようになる。

(1) 橋軸方向の許容耐力(P_2 固定沓, P_4 固定沓)

(i) 上沓突起のせん断耐力

$$\tau_a = 1000 \times 1.7 = 1700 \text{ kg/cm}^2 \text{ (S C W 49)}$$

$$A = \frac{1}{4} \times \pi \times 20^2 = 314 \text{ cm}^2$$

$$H_a = \tau_a \cdot A = 1700 \times 314 = 533800 \text{ kg}$$

(ii) アンカーボルトのせん断耐力

$$\tau_a = 800 \times 1.7 = 1360 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{1}{4} \times \pi \times 4.8^2 \times 8 \text{ 本} = 144.8 \text{ cm}^2$$

$$H_a = \tau_a \cdot A = 1360 \times 144.8 = 196900 \text{ kg}$$

以上より、橋軸方向の支承許容耐力と支承作用力を比較すると表-8.2のようになる。この結果によれば、地震応答解析により求めた支承作用力は、 P_2 , P_4 固定沓のいずれの場合も許容耐力以下となっており、計算上支承には被害を生じない。これは、 P_4 固定沓の被害が橋軸直角方向地震力により生じたと考えられることと矛盾していない。

(2) 橋軸直角方向の許容耐力

(i) 上沓突起のせん断力

① A_1 , P_3 , A_2

$$\tau_a = 800 \times 1.7 = 1360 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SC 46)}$$

$$A = \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 = 201 \text{ cm}^2$$

$$H_a = \tau_a \cdot A = 1360 \times 201 = 273400 \text{ kg}$$

② P_1 , P_2 , P_4 , P_5

$$\text{橋軸方向の場合と同様 } H_a = 533800 \text{ kg}$$

(ii) アンカーボルトのせん断力

① A_1 , P_3 , A_2

$$\tau_a = 600 \times 1.7 = 1020 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SS 41)}$$

$$A = \frac{1}{4} \times \pi \times 3.8^2 \times 4 \text{ 本} = 45.36 \text{ cm}^2$$

$$H_a = \tau_a \cdot A = 1020 \times 45.36 = 46300 \text{ kg}$$

② P_2 , P_4

$$\text{橋軸方向の場合と同様 } H_a = 196900 \text{ kg}$$

③ P_1 , P_5

$$\tau_a = 800 \times 1.7 = 1360 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{1}{4} \times \pi \times 4.8^2 \times 4 \text{ 本} = 72.4 \text{ cm}^2$$

$$H_a = \tau_a \cdot A = 1360 \times 72.4 = 98500 \text{ kg}$$

(iii) ピン切欠部の引張耐力

① A_1 , P_3 , A_2

$$\sigma_a = 1400 \times 1.7 = 2380 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SS 41)}$$

$$A = \frac{1}{4} \times \pi \times 4.9^2 = 18.86 \text{ cm}^2$$

$$H_a = \sigma_a \cdot A = 2380 \times 18.86 = 44900 \text{ kg}$$

② P_1 , P_2 , P_4 , P_5

$$\sigma_a = 1700 \times 1.7 = 2890 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SF 55)}$$

$$A = \frac{1}{4} \times \pi \times 4.9^2 = 18.86 \text{ cm}^2$$

$$H_a = \sigma_a \cdot A = 2890 \times 18.86 = 54500 \text{ kg}$$

(iv) ピン切欠部にかみ合う上下沓の突起のせん断耐力

① A_1 , P_3 , A_2

$$\tau_a = 800 \times 1.7 = 1360 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SC 46)}$$

$$A = \frac{1}{2} \times \pi \times 7.5 \times 2.9 = 34.16 \text{ cm}^2$$

$$H_a = \tau_a \cdot A = 1360 \times 34.16 = 46500 \text{ kg}$$

⑤ P_1, P_2, P_4, P_5

$$\tau_a = 1000 \times 1.7 = 1700 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SC W 49)}$$

$$A = \frac{1}{2} \times \pi \times 9.5 \times 29 = 43.28 \text{ cm}^2$$

$$H_a = \tau_a \cdot A = 1700 \times 43.28 = 73600 \text{ kg}$$

以上より、橋軸直角方向の支承許容耐力と支承作用力を比較すると表-8.3および図-8.1のようになる。表中には、5章に示した実験結果から推定した最終耐力値も示している。これより以下の点が指摘できる。

(i) 地震応答解析により求めた今回の地震に対する橋軸直角方向の地震力が許容耐力を上廻るのは、ピン切欠部の引張耐力の面からは P_1, P_2, P_4, P_5 の各沓、ピン切欠部にかみ合う上下沓の突起のせん断耐力の面からは、 P_2, P_4 の各沓である。

(ii) 地震により被害を生じた P_4 固定沓では、ピン切欠部の許容引張力およびこれにかみ合う上下沓の突起の許容せん断力は、それぞれ、109 ton および 147.2 ton であり、地震応答解析による作用力 174 ton (開北橋 Tr 成分の場合) はこれらの値をそれぞれ約 60 % および 18 % 上廻っている。

(iii) 新飯野川橋の設計時点では、ピン切欠部の引張に対する応力度の検討は行なわれていない。従ってピン切欠部に関しては、設計水平力に対しても引張耐力が下廻っている。

(iv) P_4 固定支承の橋軸直角方向の最終耐力は、支承部材の実験結果から、1 支承当り 140 ton (以上) と求められている。従って、上下流の 2 支承当りでは 280 ton (以上) となり、この値は、地震応答解析により求めた橋軸直角方向の地震力 174 ton (開北橋 Tr 成分を作用させた場合) を上廻っている。したがって、この結果から判断する限りでは、 P_4 固定沓には計算上被害が生じないことになる。

(v) (iv) の条件下で、現実には P_4 固定沓に被害を生じた原因には、次の 2 つの可能性が考えられる。

(a) 上、下流側の支承が、別々に破損した場合

図-1.3 に示した支承被害状況によれば、下流側固定沓では、上沓が下沓に対して約 48 mm 下流側にずれているのに対し、上流側固定沓では、上沓が下沓に対して 38 mm 下流側にずれている。支承にはある程度のガタがあり、ある一瞬には、片方が働き、もう片方が遊ぶ状況があり得ること、また、上記のように、被害後の状況からも、上下流側の移動量に差があること等から、各個撃破により、上下流側の沓のいずれかが先行して被災し、この結果もう一方にも被害を生じた可能性が考えられる。このように考えると、 P_4 固定沓の 1 沓当りの最終耐力は約 140 ton (以上) であるのに対し、動的作用力の最大値は 174 ton であるから、この場合には、被害を説明付けることができる。

(b) 基盤入力地震動が計算に想定したより大きい場合

地震応答解析では、基盤における最大加速度を 150 gal としている。一方、今回の地震による地震動の距離減衰特性は、図-8.2 に示す通りである。本橋から約 8 km の地点にある開北橋近傍地盤上の最大加速度が 287 gal (Tr 成分) であること、また、図-8.3 に示す墓石転倒率から推定した本橋周辺の地震動最大加速度が 200 gal ~ 300 gal の範囲にあることから、本橋周辺の基盤最大加速度が 150 gal 以上であったとみることできる。この場合、上記の計算結果をもとにすれば、基盤最大速度を 240 gal 程度と見込むと P 固定支承に作用する橋軸直角方向の地震力はおおよそ $170 \times 240 / 150$

≒ 280 ton となり、実験から求めた 2 支承当りの最終耐力 280 ton (以上)に達することになる。

以上のように(a)(b) 2つの考え方をとることができ、また、(a)(b)が同時に重なり合ったとすることもできる。いずれの考え方が、より真の被害原因に近いかを断定することはむずかしいが、両者がある程度複合して被害に結びついたとするのが最も妥当のように考えられる。

(v) 被害の生じた P_4 固定沓と被害の生じなかった P_2 固定沓は、構造、材質ともに同じである。動的解析により求めた橋軸直角方向の地震力は、前者が 174 ton に対して後者が 162 ton とわずかに P_4 固定沓の方が P_2 固定沓を上廻っている。この違いは必ずしも大きいものではないが、ある程度、両者の被害の有無を説明付けることができる。

8.3 橋軸直角方向地震力が P_4 固定支承に集中する傾向について

青森側 3 径間 ($P_3 \sim A_2$) についてみると、表層地盤の固有周期は、表 - 7.3 に示したように、微小ひずみ時の値として、 P_3 , P_4 , P_5 , A_2 のそれぞれ周辺地盤で 0.93 秒, 0.90 秒, 1.2 秒, 1.7 秒である。地震時には、同表中にあるように、これよりもさらに周期が長くなるが、いずれにしても、 P_4 の周辺地盤が他と比較して、周期が短い。一方、今回の宮城県沖地震による地震動記録は、図 - 7.2 に示したように短周期において応答の大きい、いわゆる短周期型の地震動であり、卓越する周期成分は、0.4 秒以下の成分である。従って、このような入力地震動に対して、最も振動しやすいのは、周期の短い地盤であり、たとえば、図 - 7.2 に示した開北橋 T_1 成分の加速度応答スペクトル倍率曲線を用いれば、上記各橋脚周辺の地盤のもつ、固有周期に対応する応答倍率 β は、 P_3 , P_4 , P_5 , A_2 に対して、それぞれ約 0.6, 0.7, 0.5, 0.4 となり、 P_4 が一番増幅度が高いことがわかる。

さらに、図 - 7.13 に示したように、上部工～下部工の振動モードにおいて刺激係数の大きい、1 次、3 次、4 次、7 次の固有周期はそれぞれ 0.6 秒, 0.4 秒, 0.3 秒, 0.2 秒と、いずれも表層地盤の固有周期よりも短い。したがって、このような上部工～下部工の固有振動周期に表層地盤の固有周期が最も小さい P_4 が振動しやすいという点が P_4 固定沓に地震力が集中する原因と考えることができる。

表-8.1 支承(2個当り)に作用する水平方向地震力

支 承		橋 軸 方 向				橋 軸 直 角 方 向				
位置	種別	計 算 値			設計値	計 算 値			設計値	実験から求めた耐力
		開北橋 Tr	開北橋 Lg	樽水ダム		開北橋 Tr	開北橋 Lg	樽水ダム		
A ₁	可動	-			-	26	-	-	49.5	
P ₁	可動					119			132	
P ₂	固定	329			306	162			132	
P ₃	可動	(9)				57			49.5	
						60	52	54		
P ₄	固定	330 (316)	232	364	306	174	150	160	132	1 支承当り 140(以上)
P ₅	可動	(25)				126	125	123	132	
A ₂	可動	(9)				33	31	27	49.5	

但 (i) 橋軸方向は部分系モデルを用いた。()内は比較のため、全体系モデルで解析した結果を示す。

(ii) P₃の上段,下段は,それぞれ,仙台側3径間(A₁~P₃)として解いた場合の結果,および,青森側3径間(P₃~A₂)として解いた場合の結果を示す。

(iii) 実験より求めた耐力は1支承当り(P₄固定沓)の値である。

(iv) 計算値はすべて,基盤入力最大加速度150 gal 当りの結果である。

表-8.2 橋軸方向の支承作用力と許容耐力の比較(沓2個当り,P₂,P₄固定支承)

	設 計 値	解 析 結 果			許 容 耐 力	
		開 北 橋 (Tr)	開 北 橋 (Lg)	樽 水 ダ ム (Tr)	上沓突起の せん断力	アンカーボルト のせん断力
P ₂	306 t	329 t			1068 t	394 t
P ₄	306 t	330 t	232 t	364 t	1068 t	394 t

表 8.3 橋軸直角方向の支承作用力と許容耐力の比較(沓2個当り)

	設計値	解 析 結 果			許 容 耐 力				実 験 耐 力	
		開北橋 (Tr)	開北橋 (Lg)	樽水ダム (Tr)	上沓突起 のせん断 力	アンカー ボルトの せん断力	ピン切欠 部の引張 耐力	上下沓リ ブのせん 断耐力	ピン切欠 部の引張 力	上下沓リ ブのせん 断力
A ₁	49.5t	26 t			546.8t	92.6t	89.8t	93.0t		
P ₁	132.0	119			1067.6	197.0	109.0	147.2		
P ₂	132.0	162			1067.6	393.8	109.0	147.2		
P ₃ (A ₁ 側)	49.5	57			546.8	92.6	89.8	93.0		
P ₃ (A ₂ 側)	49.5	60	52 t	54 t	546.8	92.6	89.8	93.0		
P ₄	132.0	174	150	160	1067.6	393.8	109.0	147.2	約 280 t	約 280 t
P ₅	132.0	126	125	123	1067.6	197.0	109.0	147.2		
A ₂	49.5	33	31	27	546.8	92.6	89.8	93.0		

但  は地震応答解析により推定した今回の地震による支承作用力が許容耐力を上回る箇所を示している。

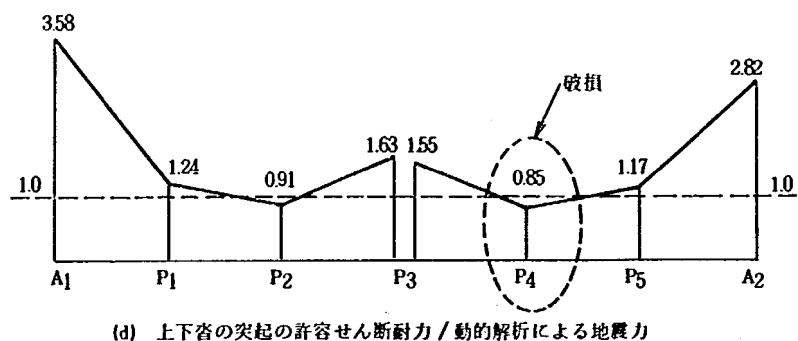
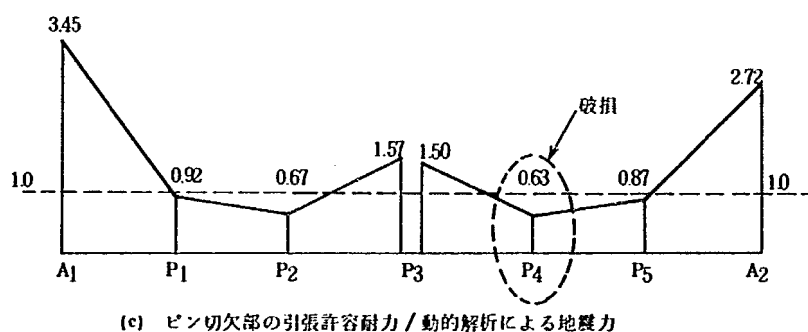
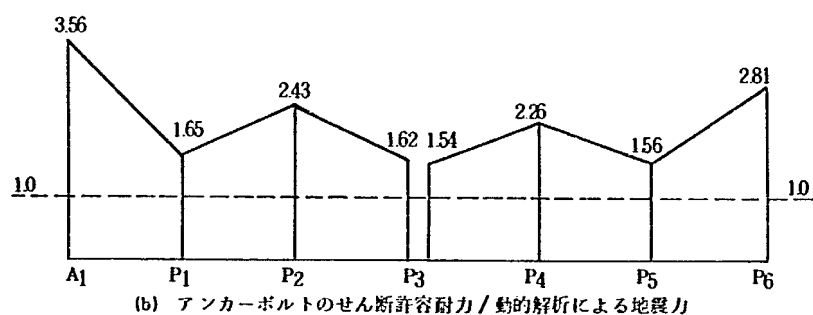
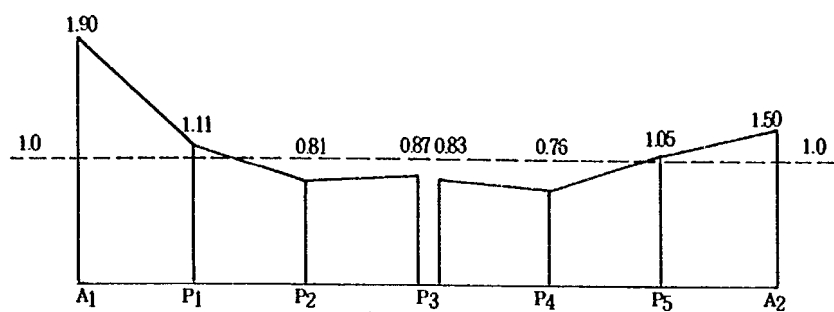


図-8.1 動的解析により求めた橋軸直角方向の支承作用力（開北橋 Tr 成分を作用させた場合）をもとにした震度法による設計地震力，アンカーボルトの許容せん断耐力，ピン切欠部の許容引張耐力，上下沓の突起の許容せん断力（2 支承当り）

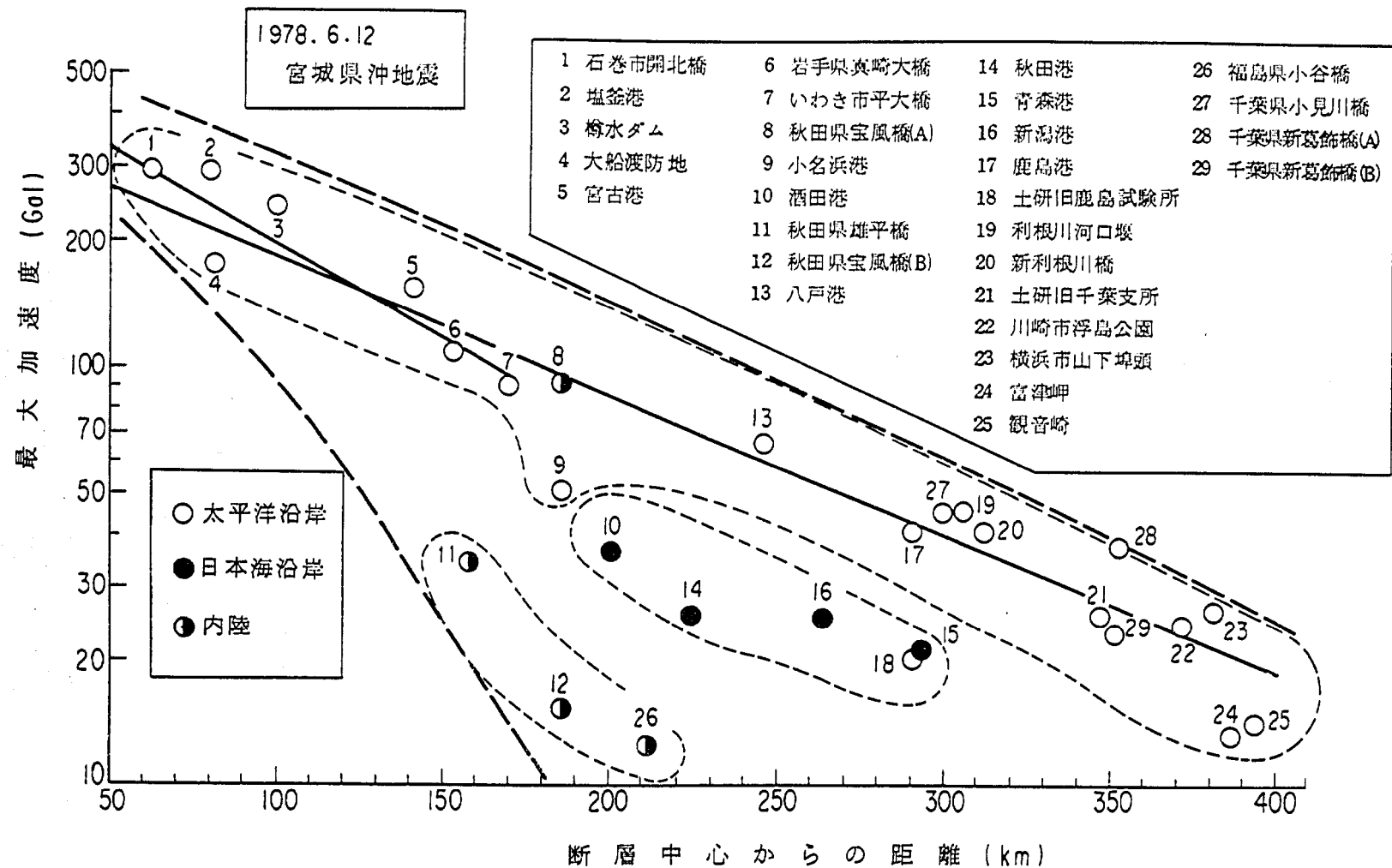


図- 8. 2 地域別に分類した最大加速度 $A_{\max}$ ~断層中心からの距離 L の関係(1978年6月宮城県沖地震)

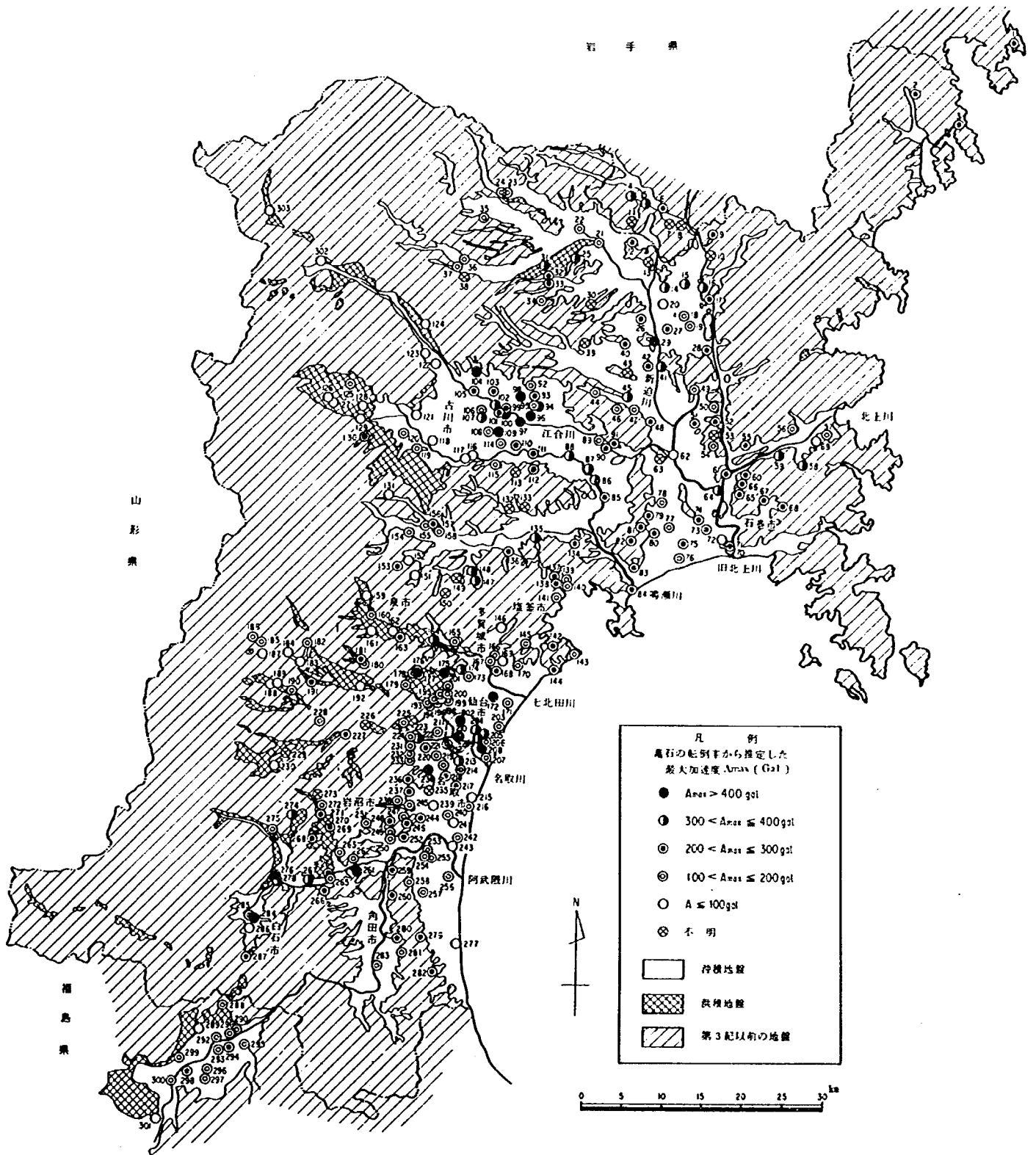


図-8.3 墓石の転倒から推定した地震動最大加速度の分布(漸定分布)

9. 結 論

1978年宮城県沖地震によりP₄固定支承のピン切欠部およびこれにかみ合う上下沓の突起に被害を受けた新飯野川橋の地震応答特性を検討し、あわせて支承に作用した地震力を推定するとともに、支承部の被害原因を究明することを目的として、即往の強震観測結果の整理、被害支承の材質、強度実験、地震応答解析による支承作用力の推定等を実施した。この結果以下の結論を得た。

(i) 上沓凸部の破断は、上沓凸部が存在したと考えられる位置の表面付近の断面組織と上沓凸部破片の断面組織の塑性流動層に対称性がある点、および、上沓側の断面組織のせん断破壊の起点と考えられる位置にせん断破壊特有の亀裂が認められる点から、地震時の水平力によるせん断により生じたと考えられる。

(ii) ローラ切欠部の破壊は、切欠部に絞り現象があること、破面にデンプル現象が認められることから延性破壊と考えられるが、一部にはぜい性的な破面も見られる。このようにぜい性的な破壊を生じた原因としては、温度の影響および速度の影響がともに小さいことから、ピン切欠部の応力集中によって生じたと考えられる。

(iii) P₄固定沓の1沓当りの橋軸直角方向の耐荷力は、ピンの耐荷力および上沓凸部の耐荷力のいずれの面からもおおむね140 ton 程度(以上)と考えられる。

(iv) 微小な地震に対する強震記録の解析結果によれば、P₅ケーソン橋脚は橋軸方向、橋軸直角方向ともに基本的には周辺の地盤の運動に従って運動している。すなわちP₅ケーソン橋脚は、その周辺地盤と同じ周期で運動しており、その振幅は、ケーソン底面では、これと同深度にある地盤とおおむね同じであるのに対し、橋脚天端ではこの値よりも大きな振幅で運動している。したがって、ケーソン橋脚は、地震時に生じる地盤の変形の影響および上部工の影響を受けロッキング振動をしている。これに対して、橋軸直角方向の場合には、上部工の影響が橋軸方向よりも強く橋脚に伝わっているため、橋脚天端の運動は上部工の運動と一体となっている。しかしながら、上部工の影響はケーソン底面までは及んでおらず、ケーソン底面はこれと同じ深度にある地盤の運動に従って運動している。

(v) 周辺地盤の非線形挙動および地盤と構造物の動的相互作用を考慮した上下部構造の地震応答解析結果によれば、今回の地震により被害を生じたP₄固定支承に橋軸直角方向の地震時水平力が集中する傾向が認められる。

(vi) 基盤の最大加速度を150 gal として地震応答解析により推定した今回の地震によるP₄固定支承の橋軸直角方向の作用力は2支承当り174 ton となる。この値はピン切欠部の許容引張耐力109 ton およびこれにかみ合う上下沓の突起の許容せん断耐力147.2 ton をそれぞれ60%および18%上廻っている。しかしながら、(iii)に示した1支承当りの橋軸直角方向耐力140 ton (以上)から求められる2支承当り280 ton (以上)の耐力に比較すると、計算上の作用力はこれよりも小さい。このような条件下でP₄固定支承に被害を生じた原因としては、(i)各個撃破により上下流側の支承のいずれか一方が先に破損し、これに伴ってもう一方の支承も被害を生じた、(ii)基盤の最大加速度が240 gal 程度以上あった、の2つが考えられる。いずれの考え方も他の条件との整合性を損なっていないが、両者がある程度複合して被害に結びついたとするのが最も妥当と考えられる。

(vii) 本橋の設計当時には、ピンの切欠部およびこれにかみ合う上下沓の突起の応力照査は規定されていなかったが、現行の規準では支承便覧に、このような箇所に対する応力照査の必要性および(ii)の応力集中

を避けるためにコーナーに面取りをすることが指示されている。したがって、現行の示方書により設計した場合にはピンまわりの耐力は、本橋の設計によるよりもさらに大きくなり、地震時の安全性を増すように図られている。

参 考 文 献

- 1) 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.
- 2) 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.
- 3) 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) 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），土木研究所彙報第33号，1978.
- 5) 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.
- 6) 文部省：1978年宮城県沖地震による被害の総合的調査研究，文部省科学研究費自然災害特別研究（研究代表者：佐武正雄），1978.
- 7) 建設省東北地方建設局：1978年宮城県沖地震災害報告書，1979.
- 8) 建設省東北地方建設局仙台工事事務所：1978年6月12日宮城県沖地震管内橋梁緊急点検調査報告書，1978.
- 9) 納 宏：直轄国道の被害と復旧，橋梁と基礎，Vol. 12, No. 12, 1978.
- 10) 吉越治雄：宮城県沖地震後に計画された新阿武隈橋の設計計画について，建設省東北地方建設局技術研究会，1979.
- 11) 吉越治雄，矢口慶二：コンクリート道路橋における補修・補強の実施例，コンクリート工学，Vol. 18, No. 3, 1980.
- 12) 斉木三郎：支承の耐震性について，カラム，No. 73, 1979.
- 13) 斉木三郎：支承，橋梁と基礎，1977.
- 14) 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.
- 15) 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. 22-6, 1980.
- 16) 建設省東北地方建設局仙台工事事務所：新飯野川橋地震測定，その1(1972)，その2(1973)，その3(1974)，その4(1975)，その5(1976)，その6(1977)，その7(1978)，その8(1979)，財団法人建設工学研究振興会
- 17) 佐武正雄，田野久貴，浅野照雄，本間邦夫：橋桁架設前後におけるケーソン基礎の地震時性状について，第4回日本地震工学シンポジウム，1973.
- 18) 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.
- 19) 佐武正雄，田野久貴：新飯野川橋におけるケーソン基礎の地震測定とその解析，東北地域災害科学研究，Vol. 10, 1974.
- 20) 佐武正雄，田野久貴：新飯野川橋におけるケーソン基礎の地震測定とその解析（その2），東北地域災害科学研究，Vol. 11, 1975.
- 21) 建設省土木研究所：地盤と構造物の動的相互作用解析プログラムNONINTの概要，土木研究所資

- 料, 第 1530 号, 1980.
- 22) 岩崎敏男, 川島一彦, 高木義和: 道路橋井筒ケーソン橋脚の地震応答に及ぼす周辺地盤の影響, 土木研究所所報, 第 154 号, 1980.
 - 23) 岩崎敏男, 川島一彦, 高木義和: 強震記録を用いた道路橋井筒ケーソン橋脚の地震応答解析, 土木学会論文報告集, 第 293 号, 1980.
 - 24) 建設省土木研究所: 土の非線形性が地盤の地震応答に及ぼす影響に関する解析的検討, 土木研究所資料, 第 1582 号, 1980.
 - 25) 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, 日本道路協会宮城県沖地震道路橋被害調査分科会, 1980.
 - 26) 龍岡文夫, 福島伸二: 砂のランダム繰返し入力に対する応力～歪関係のモデル化について, 生産研究, Vol. 30, No 9, 1978, pp. 356-359.

付属資料 P₄ 橋脚の地震時変形性能の検討

1. 概 要

P₄ 橋脚がぜい性的な破壊を生じることなく、変形し得るじん性を有しているかどうかを、橋軸方向および橋軸直角方向に対して検討した。なお、本調査は日本道路協会宮城県沖地震道路橋被害調査分科会において実施されたものである。

2. 解析方法および解析結果

コンクリートの引張強度を $\sigma_t = 1.8 \sqrt{\sigma_{ck}} = 1.8 \times \sqrt{210} = 26 \text{ kg/cm}^2$ 、鉄筋の降伏点応力度を $\sigma_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ (SD 30)、コンクリートの終局ひずみを 0.0035 と仮定して、付図-1 に示す P₄ 橋脚断面に対して、橋軸方向および橋軸直角方向のひびわれ時、鉄筋降伏時、終局時の水平荷重および曲げモーメントを求めると、付図-2 および 3 のようになる。図中には表-7.8 および表-7.9 に示した地震応答解析により求めた橋脚の曲げモーメントを示している。この結果によれば、次の点が指摘される。

(i) 橋軸方向の曲げモーメントは橋脚の下半分についてはひび割れモーメント M_c を超えているが、降伏モーメントは超えていない。したがって、この場合には計算上求められた宮城県沖地震時の作用力によっては橋脚の下半分についてはひび割れが生じる程度で実質的な被害を生じないことになり、これは、実際の状況（被害なし）と一致している。

(ii) 橋軸直角方向の曲げモーメントは、ひび割れモーメント M_c に達していない。したがって、この場合にも、橋脚には被害を生じないことになり計算結果は、実際の状況と一致している。

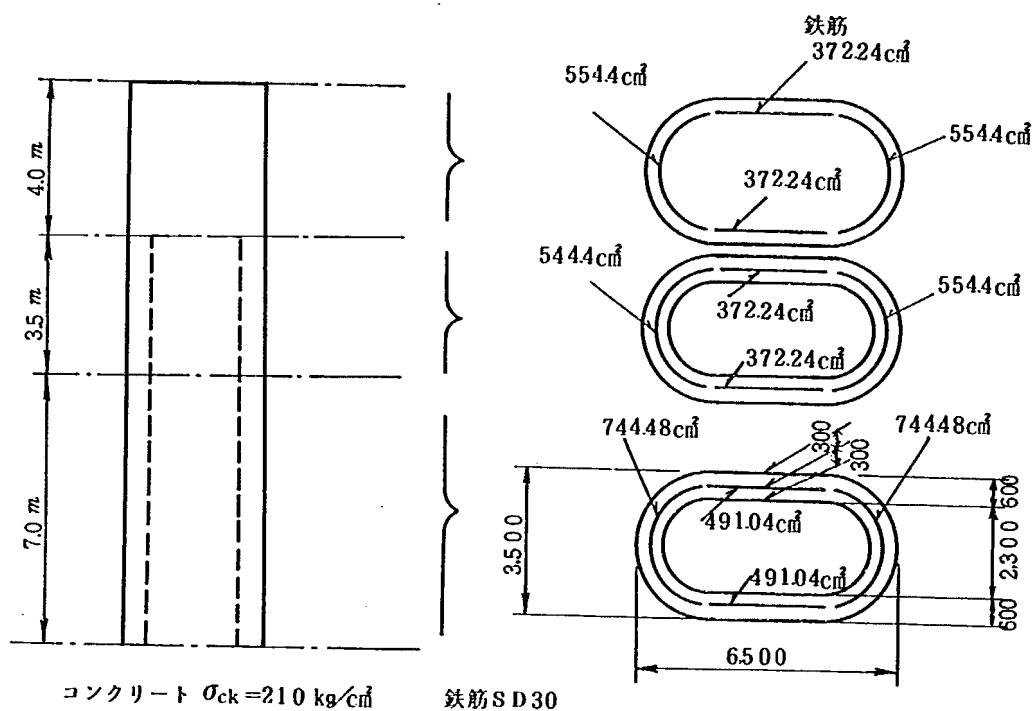
(iii) 8 章に示したように、基盤地震動を 240 gal 程度とみなした場合には、橋軸方向に対しては橋脚の基部でわずかに降伏モーメント M_y を起こすが、終局モーメント M_u には、まだ、相当の余裕を持っている。また、橋軸直角方向には、降伏モーメント M_y に達していない。

3. ま と め

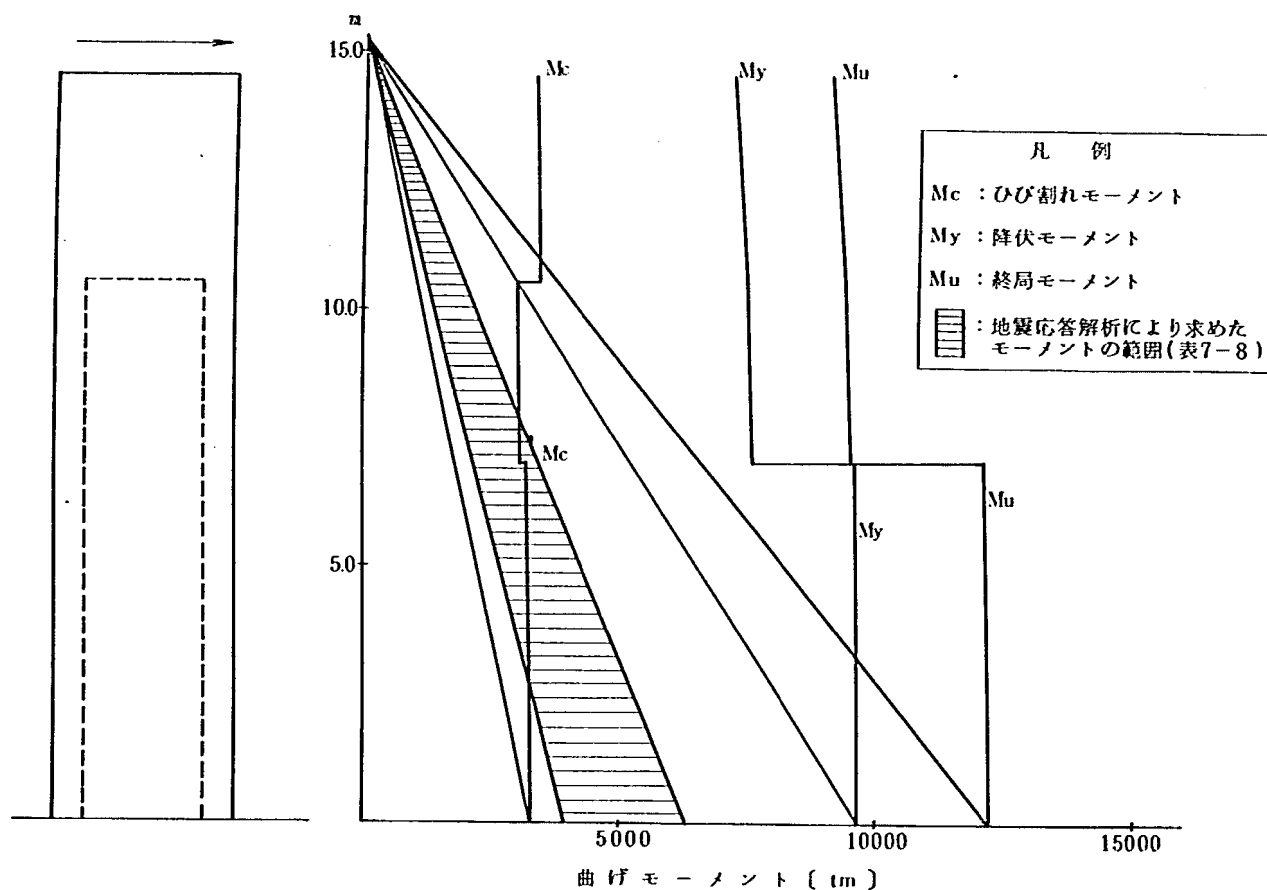
以上より、地震応答解析により求めた宮城県沖地震時の新飯野川橋橋脚の曲げモーメントは、いずれの方向も降伏モーメント M_y を下廻っており、実質的被害は生じない。これは、実際の状況と矛盾しない。

参 考 文 献

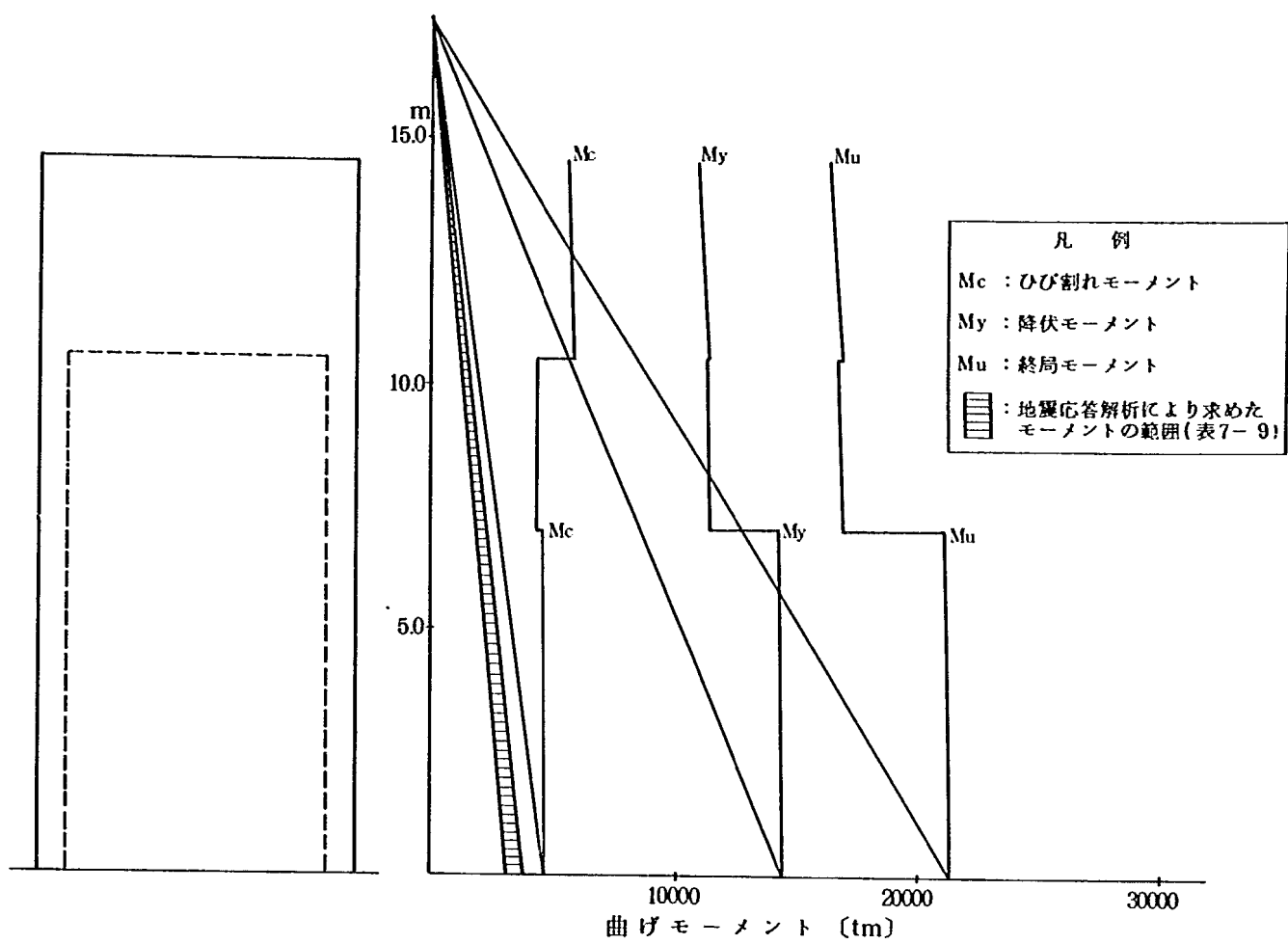
- 1) 日本道路協会：橋脚の地震時性状の検討，日本道路協会宮城県沖地震道路橋被害調査分科会，1980. 3.



付図-1 P₄橋脚断面



付図-2 P₄橋脚の橋軸方向のひび割れモーメント M_c 、降伏モーメント M_y 、終局モーメント M_u と地震応答解析により求めたモーメントの比較



付図-3 P_4 橋脚の橋軸直角方向のひび割れモーメント M_c ,降伏モーメント M_y , 終局モーメント M_u と地震応答解析により求めたモーメントの比較

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

土研資料第1581号
昭和55年3月(1980)

岩崎敏男・川島一彦
高木義和・相沢 興

キーワード 新飯野川橋，強震観測，地盤と構造物の動的相互作用

要旨 本資料は，支承に作用した地震力を推定することを目的として，既往の強震記録の整理，支承の材質調査，地盤と構造物の動的相互作用を考慮した地震応答解析により新飯野川橋橋脚の地震応答特性を検討するとともに，1978年宮城県沖地震による被害原因の検討を行なった結果をとりまとめたものである。



郵便はがき

二十円切手
をはいて
さしこめ

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. 147

No. 147

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第 1581 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属(住所)

氏 名

印