

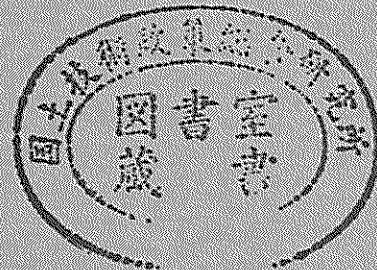
# 港湾技研資料

TECHNICAL NOTE OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 889 Dec. 1997

兵庫県南部地震での第二摩耶大橋の被害状況と地震応答解析

横	田	弘	
清	宮	理	
田	中	祐	人
中	島	由	貴
岡	下	勝	彦



運輸省港湾技術研究所

## 目 次

要 旨 .....	3
1. はじめに .....	4
2. 橋梁構造の概要 .....	4
3. 地震被害の概要 .....	8
4. 地盤の地震応答解析 .....	8
4.1 解析の目的 .....	8
4.2 解析方法 .....	8
4.3 解析結果と考察 .....	8
5. 全体構造系の地震応答解析 .....	18
5.1 耐力評価 .....	18
5.2 解析手法の概要 .....	20
5.3 基本モデルの解析結果 .....	24
5.4 解析モデルの相違の評価 .....	29
5.5 破壊形態および原因の推定 .....	36
6. 橋脚の静的非線形解析 .....	37
6.1 解析の目的 .....	37
6.2 解析方法 .....	37
6.3 解析結果 .....	46
6.4 まとめ .....	52
7. 破壊過程の推定 .....	53
8. まとめ .....	55
9. あとがき .....	55
参考文献 .....	55

# Earthquake Response Analysis of Dai-ni Maya Bridge with Hyogo-ken Nambu Earthquake in 1995

Hiroshi YOKOTA\*<sup>1</sup>  
Osamu KIYOMIYA\*<sup>2</sup>  
Sachito TANAKA\*<sup>3</sup>  
Yoshitaka NAKAJIMA\*<sup>4</sup>  
Katsuhiko OKASHITA\*<sup>5</sup>

## Synopsis

Dai-ni Maya Bridge in Kobe Port was seriously damaged due to Hyogo-ken Nambu Earthquake in 1995. Shear failure of two reinforced concrete main piers together with tensile fracture of reinforcing bars were observed. Earthquake response analysis to the overall bridge structure and static nonlinear finite element analysis to the main piers have been conducted to identify the reason and the process of those damages. Diagonal tension failure and shear failure of the main piers have been approximately presumed through the comparison of the analyzed results with the observed damage. Furthermore, the analytical techniques regarding discrete models of a caisson foundation and nonlinear rules of reinforced concrete members have been discussed with parametric studies.

**Key Words:** Reinforced concrete pier, Earthquake damage, Dynamic response analysis, Nonlinear structural analysis

---

\*1 Ex-Chief of Design and Construction Technology Laboratory, Planning and Design Standard Division  
(Present Chief of Structural Mechanics Laboratory, Structural Engineering Division)

1-1 Nagase 3-chome, Yokosuka 239, Tel 0468(44)5031 Fax 0468(44)0255 E-mail hiroy@cc.phri.go.jp

\*2 Ex-Chief of Structural Mechanics Laboratory, Structural Engineering Division

\*3 Ex-Senior Research Engineer of Structural Engineering Division

\*4 Ex-Chief of Research and Development Section, Kobe Investigation and Design Office, The Third District Port Construction Bureau, Ministry of Transport

\*5 Ex-Manager of Port Construction Division, Engineering Department, Port and Harbor Bureau, Kobe City Government

# 兵庫県南部地震での第二摩耶大橋の被害状況と地震応答解析

横田 弘<sup>\*1</sup>  
清宮 理<sup>\*2</sup>  
田中 祐人<sup>\*3</sup>  
中島 由貴<sup>\*4</sup>  
岡下 勝彦<sup>\*5</sup>

## 要 旨

第二摩耶大橋は、兵庫県南部地震でコンクリート製の主橋脚に大きな被害が生じた。この破壊原因と破壊過程の推定を行うため、橋梁全体系の地震応答解析と主橋脚躯体の静的非線形FEM解析を実施した。解析結果と実際の破壊状況の対比により、主橋脚の斜めせん断破壊や段落し部でのせん断破壊が生ずる原因を詳細に究明するには至らなかったが、破壊原因および破壊に至った過程をほぼ推定できた。また、動的解析における基礎のモデル化の手法、鉄筋コンクリートの非線形構成則が計算結果に与える影響を考察した。

キーワード：RC橋脚，地震被害，地震応答解析，非線形解析

- 
- \*1 前 計画設計基準部設計技術研究室長（現 構造部構造強度研究室長）  
239 横須賀市長瀬3丁目1番1号 Tel 0468(44)5031 Fax 0468(44)0255 E-mail hiroy@cc.phri.go.jp
- \*2 前 構造部構造強度研究室長（現 早稲田大学理工学部土木工学科教授）
- \*3 前 構造部主任研究官（現 川崎製鉄株式会社 橋梁・鉄構事業部橋梁・鋼構造技術部企画開発室）
- \*4 前 第三港湾建設局神戸調査設計事務所技術開発課長（現 国土庁大都市圏整備局計画課専門調査官）
- \*5 前 神戸市港湾整備局技術部主幹（現 財団法人神戸港埠頭公社工務部計画課長）

## 1. はじめに

第二摩耶大橋は、神戸港の六甲アイランドとポートアイランドを結ぶ港湾幹線道路ハーバーハイウェイ上に位置する橋梁で、1975年8月に完成した。神戸港新港第八突堤と摩耶埠頭とを航路をまたいで東西に結ぶ役割を有している。この橋梁は、1995年1月17日未明に発生した兵庫県南部地震によって鉄筋コンクリート（RC）製の主橋脚がせん断破壊するなどの甚大な被害を受けた。被害は主に橋脚および支承に集中し、特に新港第八突堤側の主橋脚（P69）では支承の下端から斜め方向にせん断破壊が生じ、摩耶埠頭側の主橋脚（P70）は主鉄筋の段落とし部に水平方向のひび割れが入って上下に分離した。

この主橋脚が破壊に至った過程と破壊原因を推定するために数値解析を実施した。数値解析は、橋梁構造全体系を対象とする地震応答解析ならびに主橋脚・基礎のみを対象とする静的非線形FEM解析の2段階にわけて実施した。全体系を対象とする地震応答解析では、各種損傷の発生順序について考察した。全体系の解析では橋脚に発生する応力などの詳細がわからないため、静的非線形FEM解析をさらに行って、RC橋脚躯体に発生した斜めひび割れおよびせん断ひび割れの発生原因をより詳細に検討した。

また、全体系の地震応答解析における解析モデル化の手法の計算結果への影響を調べるために、基礎をI質点に置換してモデル化した場合と多質点に置換してモデル化した場合の計算結果の相違について考察した。さらに、橋脚の鉄筋コンクリートのモデル化についても、線形材料とした場合と非線形材料とした場合、および異なる非線形構成則を採用した場合についても同様に計算結果への影響を考察した。

## 2. 橋梁構造の概要

第二摩耶大橋は、神戸港新港第八突堤（八突）と摩耶埠頭とを東西に結ぶ橋梁である。既設の摩耶大橋の南側に隣接して架設され、1975年8月に完成した。構造諸元などを表-1に、構造一般図を図-1に示す。本橋は、中央スパン210mの3径間連続鋼床版箱桁橋としてはわが国最大規模であるとともに、フローティングクレーンを用いた大ブロッカー一括架設工法が採用された<sup>1)</sup>という特徴を有している。

本橋梁は4本の橋脚を有しており、合計18基の支承

がある。端支点（P68およびP71）ではペンデル沓が4基と可動沓（ピンローラー可動沓）が6基、八突側中間支点（P69）では固定沓（ピボット固定沓）が4基、摩耶側支点（P70）では可動沓（ピボットローラー可動沓）が4基である。ペンデル沓は鉛直負反力のみを抵抗し、鉛直正反力および橋軸直角水平反力に対しては端支点沓が抵抗する。なお、橋脚の番号としてはハーバーハイウェイにポートアイランド側から連続して付与された通し番号があり、本資料でもそれを用いている。

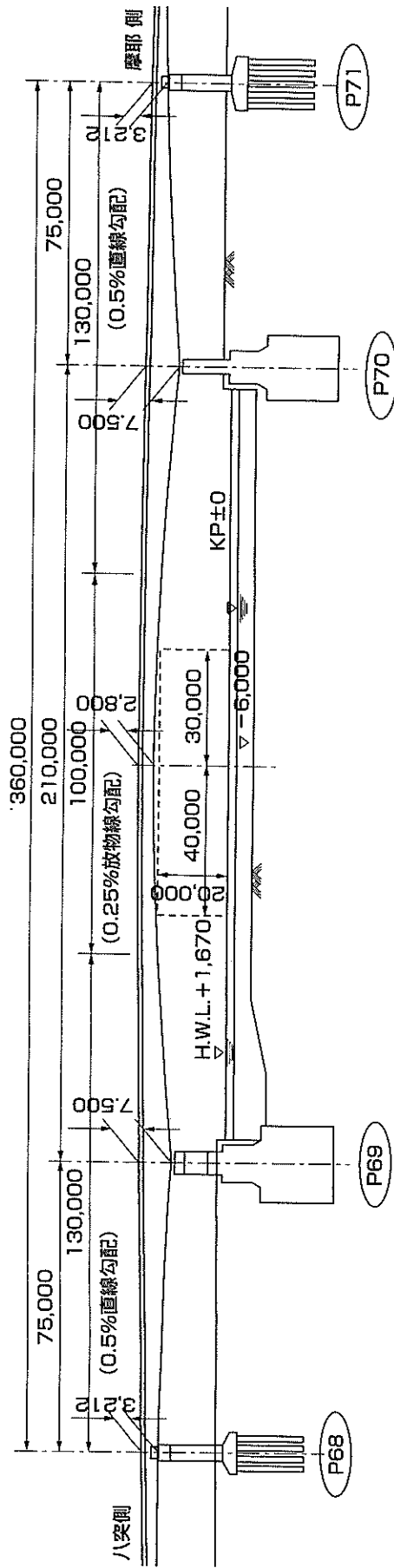
主橋脚（P69およびP70）は幅が15.5m、厚さがP69で5m、P70で4mの台形壁式構造である。そのため、壁構造としての配筋計算がされている。P70での配筋図を図-2に示す。P69でもほぼ同様の配筋状況である。主鉄筋の配筋はD22-100mmピッチであるが、中間部で段落としが行われており、橋脚の上方ではD22-200mmピッチとなっている。

主橋脚は、既設の摩耶大橋と4.5mの距離しか離れておらず、近接施工が必要とされたとともに、護岸も兼用する構造となっている。そのため、主橋脚の基礎には鉄筋コンクリート製ニューマチックケーソンが採用され、護岸に隣接して設置されている。護岸背後の埋め立ては、図-3に示すように、KP+3.3m（摩耶側ではKP+4.0m）からKP-9.0mまで軟弱なレキ混じり細砂が用いられている。この下方は砂層と砂レキ層とがほぼ水平に互層となっており、比較的締まった地盤となっている。ケーソンはKP-26.0mに存在する洪積砂レキ層に設置されている。地盤性状の詳細は4.で述べる。側橋脚の基礎は場所打ちコンクリート杭あるいは鋼管杭である。

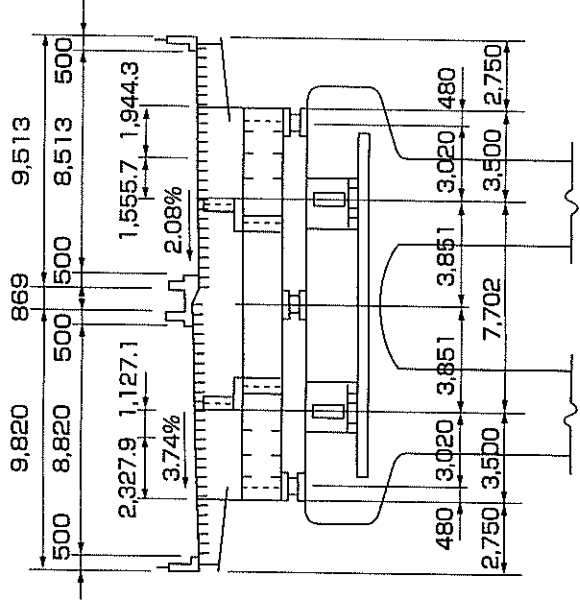
表-1 第二摩耶大橋の構造概要

上部工	
形式	3径間連続鋼床版箱桁橋
橋長	360m
支間	75m+210m+75m
幅員	18~19.2m(車道・4車線)
鋼重	4645t
下部工	
橋脚形式	主橋脚：RC壁式構造 側橋脚：RC門型ラーメン
基礎形式	主橋脚 ニューマチックケーソン基礎 P69：14m×20m×28(18.8)m P70：13m×16m×28(18.8)m 側橋脚 P68：場所打ちRC杭φ1000mm×24本 P71：鋼管杭φ1016mm×25本
桁下空間	H. W. L+18m
地震荷重	水平震度0.22

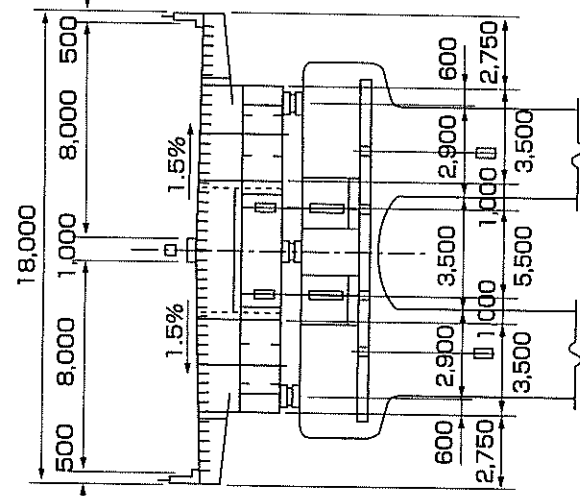
側面図



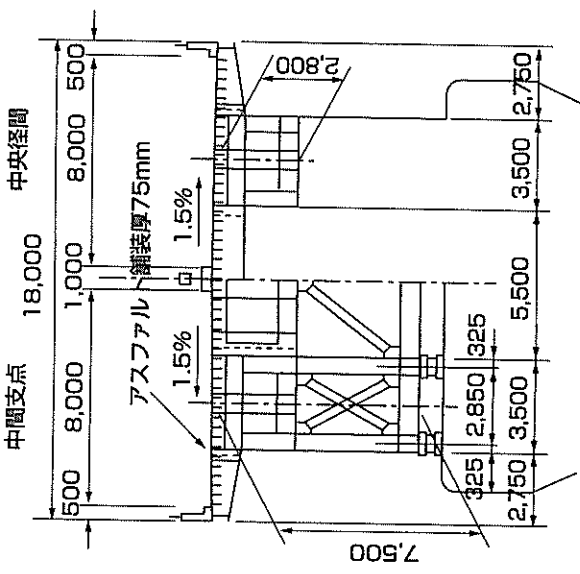
P68支点断面



P71支点断面



断面図



(単位: mm)

図-1 第二摩耶大橋一般図



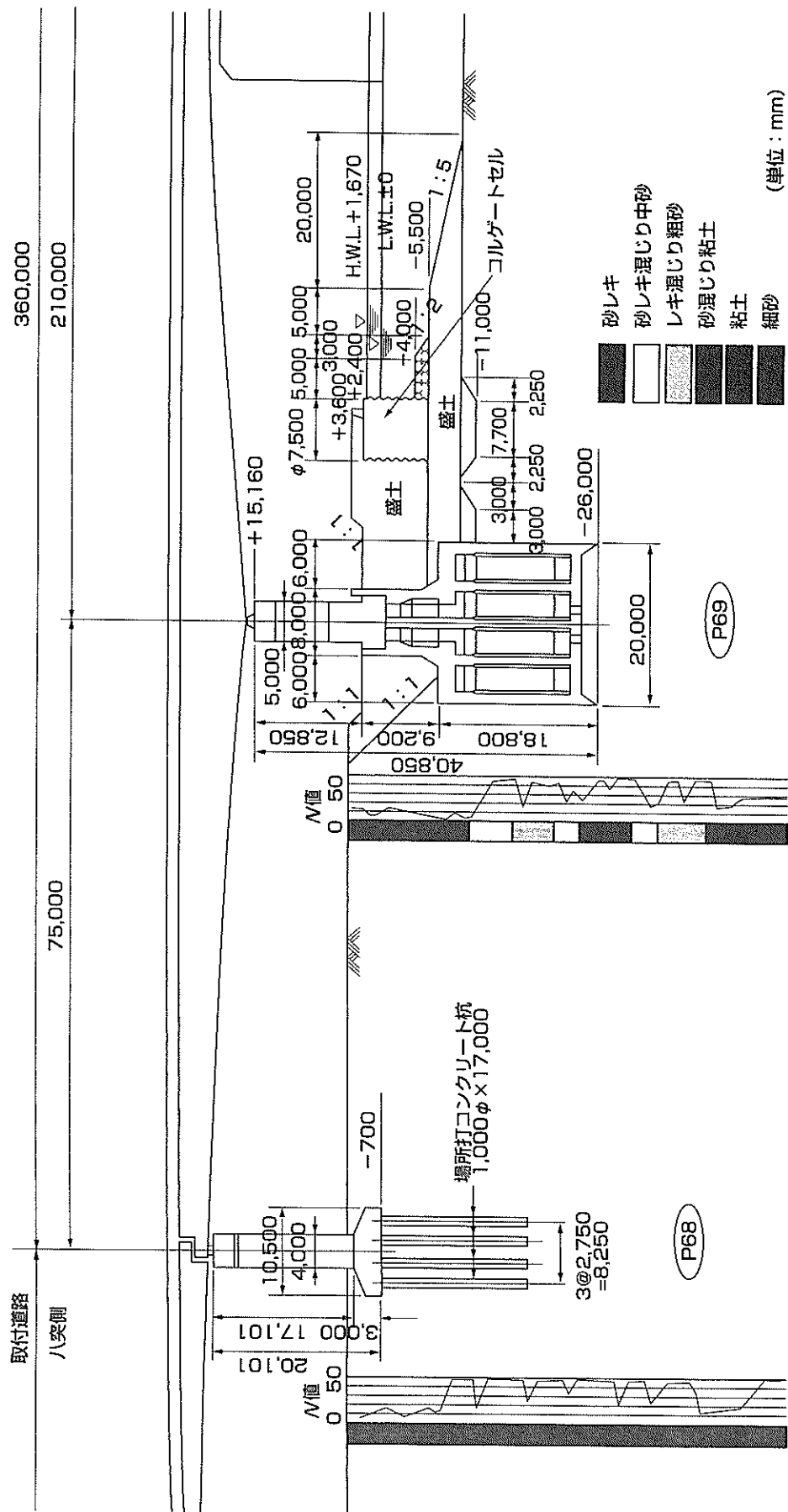


図-3 八突側での基礎構造の詳細および土質柱状図



### 3. 地震被害の概要

第二摩耶大橋ではハーバーハイウェイの構造物の中で最も大きな被害が生じた。被害は支承および主橋脚に集中し、上部工や側橋脚躯体には損傷が認められなかった。被害の詳細は既に報告<sup>23)</sup>したとおりであるので、ここでは解析の主たる着眼点であるP69およびP70の主橋脚および支承について述べる。

橋脚および支承の被害の概要を図-4に示す。支承については、すべての沓が全損となったように、被害の程度が大きかった。P68上およびP71上の可動沓は、いずれも下部工の橋軸直角方向の移動量が大きかった箇所に位置し、写真-1に示すように、橋軸直角方向に上沓と下沓がずれるような損傷の形態を示した。P69上の固定沓の損傷状況を写真-2に示す。上沓と下沓を連結するリングプレートが完全に破断したとともに、上沓上端部が破損した。また、P70上の可動沓の損傷状況を写真-3に示す。ここでは、下部工が橋軸方向に266mm移動しており、そのため下沓のストッパーが破損した。

主橋脚の損傷は、図-4に示したとおり、大規模に及んだ。P69では、写真-4に示すように、北側（山側）支承基部のコンクリートが圧縮破壊したとともに、この圧縮破壊部よりせん断ひび割れが進展し、斜めせん断破壊に至った。P70では、写真-5および写真-6に見られるように、鉄筋コンクリートの橋脚躯体が完全に崩壊した。特に、橋脚基部より上方3m付近のコンクリート打継ぎ面および鉄筋の段落とし位置で水平にひび割れが発生し、上下のコンクリートが完全に分離した。この破壊面において、ほとんどの鉄筋が破断した。また、橋脚下側両端では圧縮力により大規模な破壊が生じた。これらのことは、橋軸直角方向の曲げあるいはせん断により段落とし部の断面が欠損したことを示唆しているものといえる。

P70のニューマチックケーソン基礎では、コンクリート橋脚の撤去後に実施した被災調査によると、頂版からの相対傾斜量が25mm以下（傾斜1.4/1000）であり、地震による影響は小さかった。また、目視観察の結果からも異常は認められなかった。

### 4. 地盤の地震応答解析

#### 4.1 解析の目的

橋梁の地震応答解析を行うためには、橋梁に入力したと考えられる地震動を推定する必要がある。ここでは、第二摩耶大橋近傍にあるポートアイランドの基盤面（KP

-79m）において兵庫県南部地震の際に観測された加速度波形を用いて検討した。この加速度波形を基盤入力地震としてSHAKE<sup>1)</sup>による地盤の地震応答解析を行い、地盤の深度ごとの応答変位を求め、入力地震動を設定した。

入力地震波設定の手順は以下のとおりである。

- ① 地盤モデルの設定
- ② 地盤の地震応答解析（SHAKE）
- ③ 地盤の液状化の判定
- ④ 橋梁の地震応答解析に用いる地盤定数の設定
- ⑤ 橋梁の地震応答解析に用いる入力地震波の設定

#### 4.2 解析方法

解析の際の第二摩耶大橋架設地点での地盤条件としては図-5に示すものとした。各地盤層における地盤定数を図-6にとりまとめる。これは、隣接する摩耶大橋のP4橋脚近傍で、兵庫県南部地震後に神戸市港湾局が実施したPS検層の結果である。

地盤の非線形特性は、近傍の第六突堤において兵庫県南部地震前の平成2年度に実施された振動三軸試験結果より設定された関係を用いた。図-7にひずみ依存曲線を示す。なお、この地盤の非線形特性は神戸港港島トンネルの設計にも用いられている。

入力地震動には、前述のように、兵庫県南部地震の際にポートアイランドの基盤面（KP-79m）で観測された加速度波形を用いた。図-8に加速度波形を示す。

図-5に示したように、橋梁全長にわたって地盤の層構成がほぼ同一であるため、地盤モデルはI断面で代表させることとした。すなわち、解析では図-6で示した地盤定数が測定された摩耶埠頭側の地盤構成を用いた。

地震加速度の観測地点と橋梁位置が近く、地盤条件も類似しているため、解析においては上述の基盤加速度記録を基盤波E+Fとして与えた。また、SHAKEの計算で用いる有効ひずみは最大ひずみの40%とした。

#### 4.3 解析結果と考察

最大加速度方向における地盤の最大せん断ひずみ、最大せん断応力度、最大加速度、最大変位の深度方向の分布に関する解析結果を図-9に示す。合わせて、同図には収束後のせん断弾性係数と減衰定数も示す。また、一例として地表面でのN-S方向の加速度波形を図-10に示す。ここでは、ポートアイランドの観測地点と本橋梁の架設地点で両者の地盤条件がおおむね同じであるので、ポートアイランド地表面での観測記録との比較も行い、計算の精度を検証した。

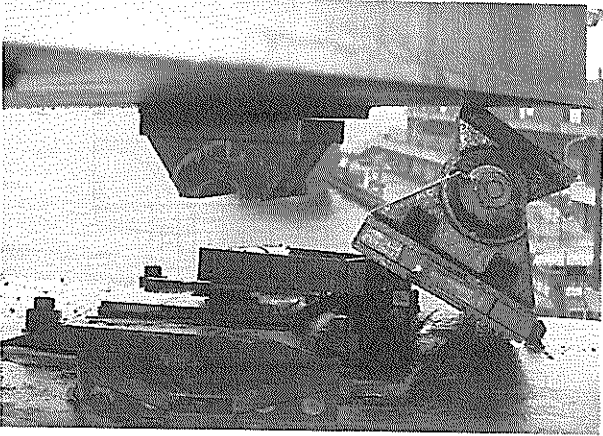


写真-1 P71 上可動沓の損傷

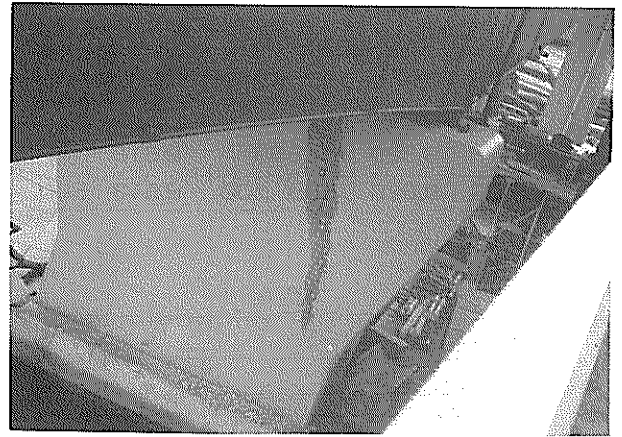


写真-4 P69 橋脚躯体コンクリートのせん断破壊

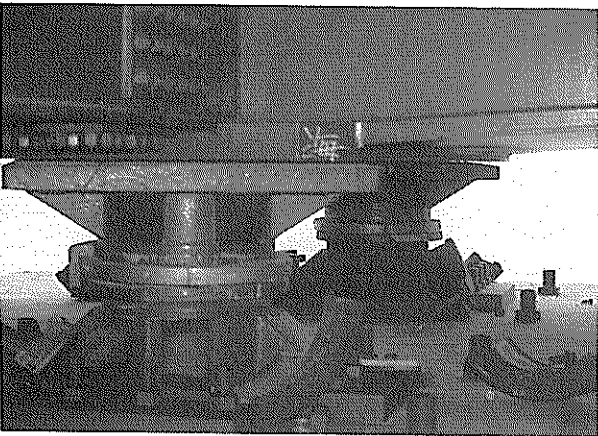


写真-2 P69 上可動沓の損傷

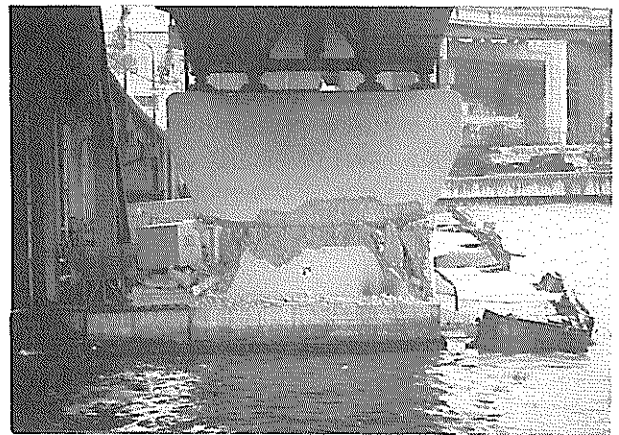


写真-5 P70 橋脚の破壊（西面）



写真-3 P70 上可動沓の損傷

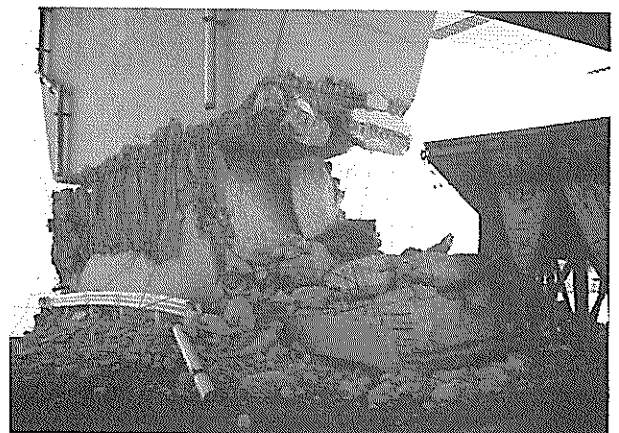
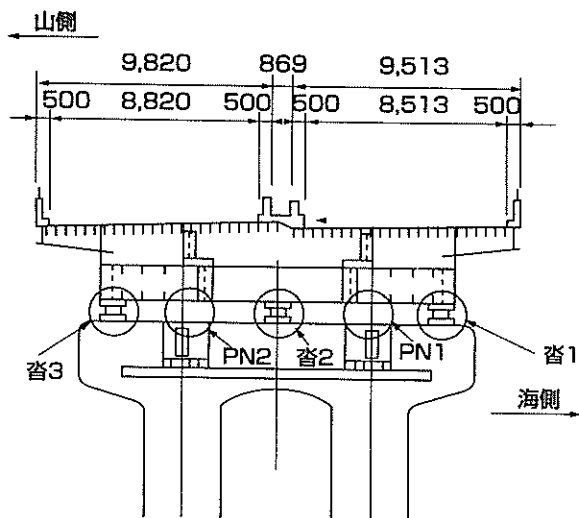
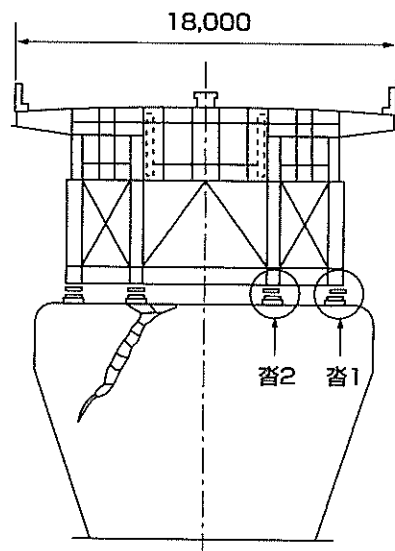


写真-6 P70 橋脚の破壊（北東面）



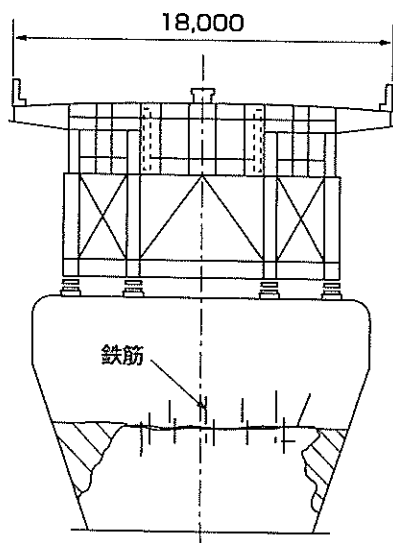
- <支承>・沓1：破壊・脱落（桁は浮いた状態）  
 ・沓2：破壊（桁は山側へ200mm移動）  
 ・沓3：破壊（桁は山側へ移動）  
 <ペンデル>・PN1,PN2は山側へねじり変形  
 ・ピン、アンカーボルトは健全

P68橋脚の損傷



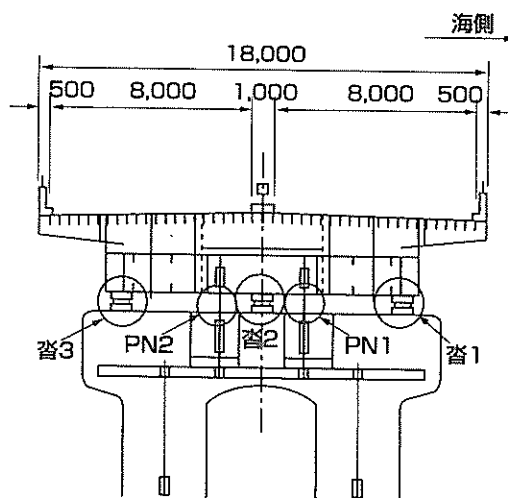
- <支承>・沓1、2：ピボット部リング破壊・脱落  
 <橋脚>・山側沓座部圧壊  
 ・圧壊部より下方にひびわれ伸展

P69橋脚の損傷



- <支承>・橋軸方向のストッパー損傷  
 <橋脚>・段落とし部にて水平にせん断損傷  
 ・損傷面からハの字型にひびわれ発生、  
 コンクリート崩落

P70橋脚の損傷



- <支承>・沓1：破壊・崩落  
 ・沓2、3：破壊

P71橋脚の損傷

(単位：mm)

図-4 橋脚および支承の被害

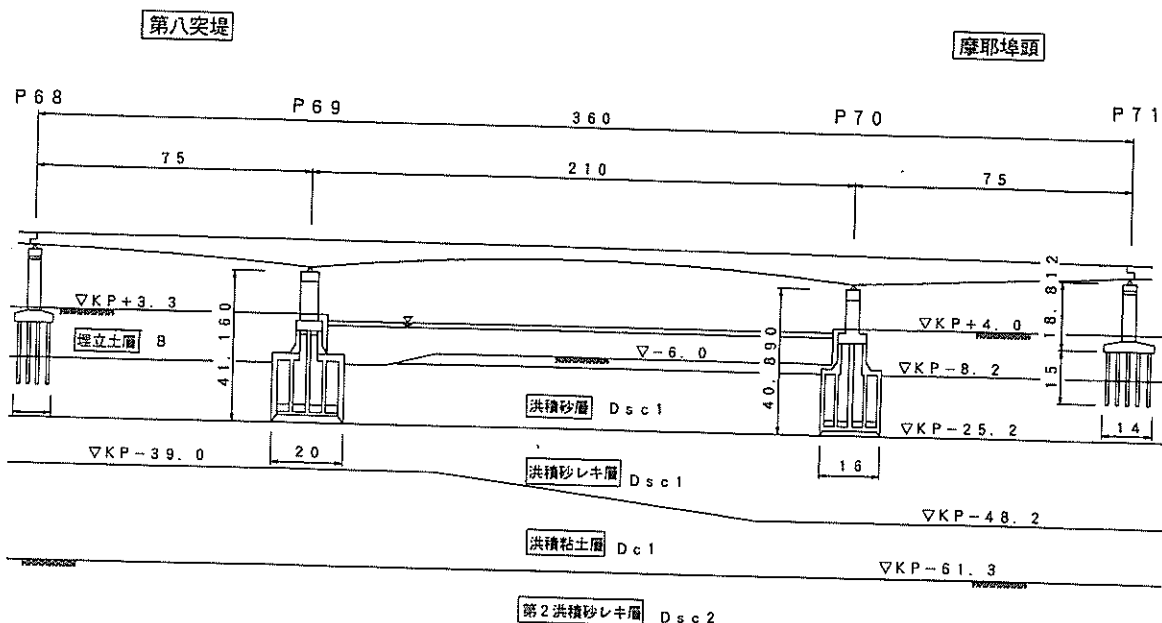


図-5 橋梁架設地点の地盤概要

洪積砂層直上の埋立土層（B層）に10%を越える大きなせん断ひずみが計算され、地盤のせん断剛性が大幅に低下した。このため、この層を境に加速度は半減し、地表での最大加速度が250Gal程度（観測結果では340Gal）となった。しかし、変位は2倍以上に増加した。

地表面に限らず解析結果の応答加速度は観測された加速度に比べて小さくなった。これは、橋梁架設地点での地盤剛性が観測地点のそれと比べて全体的に小さ目であったためである。また、図-11に示す地表面N-S方向の加速度波形のフーリエスペクトルに見られるように、地表面加速度の解析結果には、橋梁の卓越周期であると考えられる0.5~1.0Hzの加速度成分が非常に少ないことがわかる。これは、図-9に示したB層下部の地盤剛性が著しく低下したために、高周波成分が減衰したためであると考えられる。比較のために、B層下部でのN-S方向の加速度波形のフーリエスペクトルを図-12に示す。同図より、B層下では0.5~1.0Hzの成分が比較的多く含まれていることが分かる。したがって、周波数成分に着目して解析結果と観測結果の整合性を図ろうとすると、B層下部の地盤剛性を上げればよいことになる。しかし、B層下部の剛性を高めると当該周波数領域の成分は高くなるものの、地盤全体としての加速度応答の分布が観測記録と異なってくることや、加速度の値そのものも大きくなることになる。そこで、今回の解析では、B層下部の地盤剛性を修正することは行わなかった。一方、逆に変位は解析結果の方が大きな値を示しており、この

ようなことを総合的に判断すると、今回の地盤の地震応答解析はほぼ妥当な解析結果を与えたといえる。

SHAKEの計算結果を用いて、液状化ハンドブック<sup>9)</sup>および道路橋示方書<sup>10)</sup>に示される方法により液状化の判定を行った。判定結果をそれぞれ表-2および表-3にとりまとめる。地表面より深さ20m程度までの地層はすべて液状化するという判定結果となった。表-3によればB層の下部には剛性が0となる層も存在する。

前述の地盤の地震応答解析結果から、B層下部では液状化を考慮しなくても地盤の剛性が初期値の5%程度にまで低下したので、B層下部についてはこのままで、その他の液状化対象層については表-3の $D_{e0}$ 値に応じて地盤の剛性を低下させ、さらに地盤の地震応答解析を行った。解析結果の一例を図-13に示す。液状化を考慮しない場合に比べて、約30%地表面変位が増加する結果となった。

これらの解析結果に基づき、橋梁全体解析の際に用いる地盤モデルの地震時の等価地盤定数を設定する。液状化する地層は、地盤の剛性を低減させることが精緻な解析のために必要であるが、地震の主要動と液状化が同時に生じないと考えられることから、今回の解析では液状化を考慮しないこととした。その根拠の一つとして、井合らが行った有効応力解析結果の報告があり<sup>11)</sup>、それによれば、橋梁架設地点と同様の埋立土は地震の主要動以降の7秒頃に液状化を起こしていた。したがって、構造全体系の地震応答解析で用いる地震時の地盤定数は、

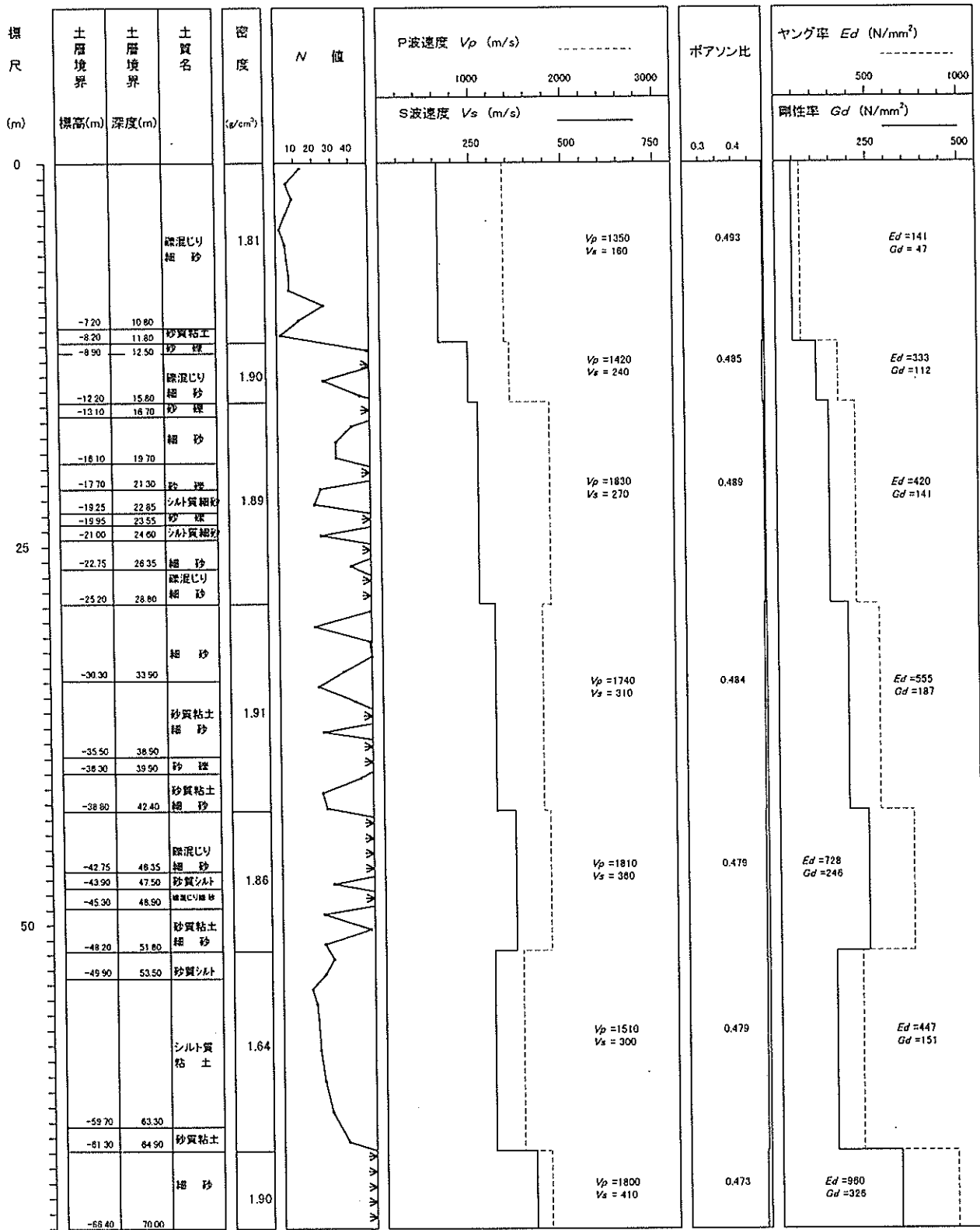


図-6 地盤定数

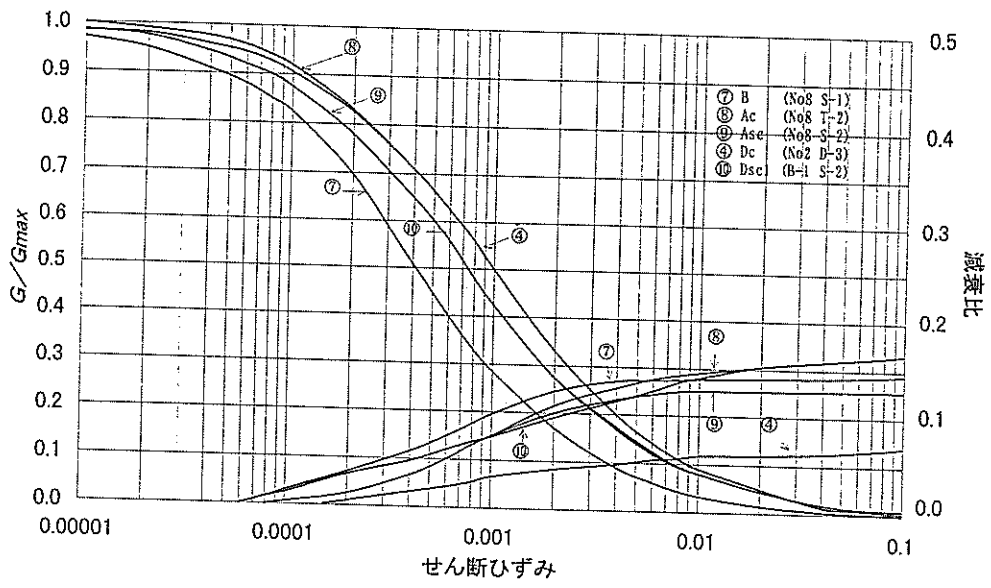


図-7 地盤のひずみ依存曲線 ( $G/G_{max} \sim \gamma \sim h$  曲線)

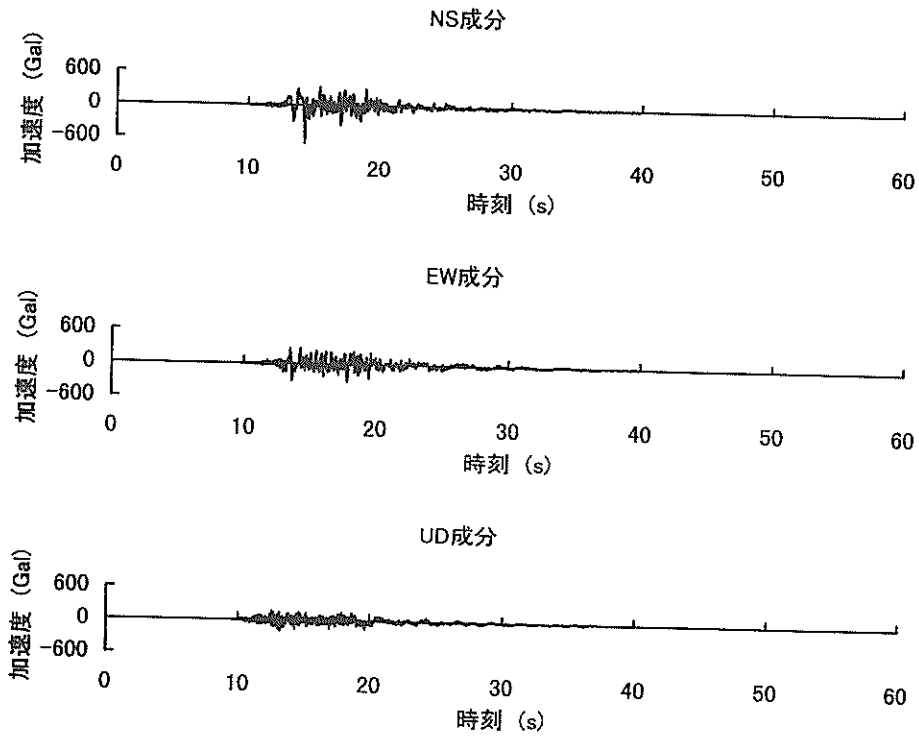


図-8 基盤の加速度波形 (観測値)

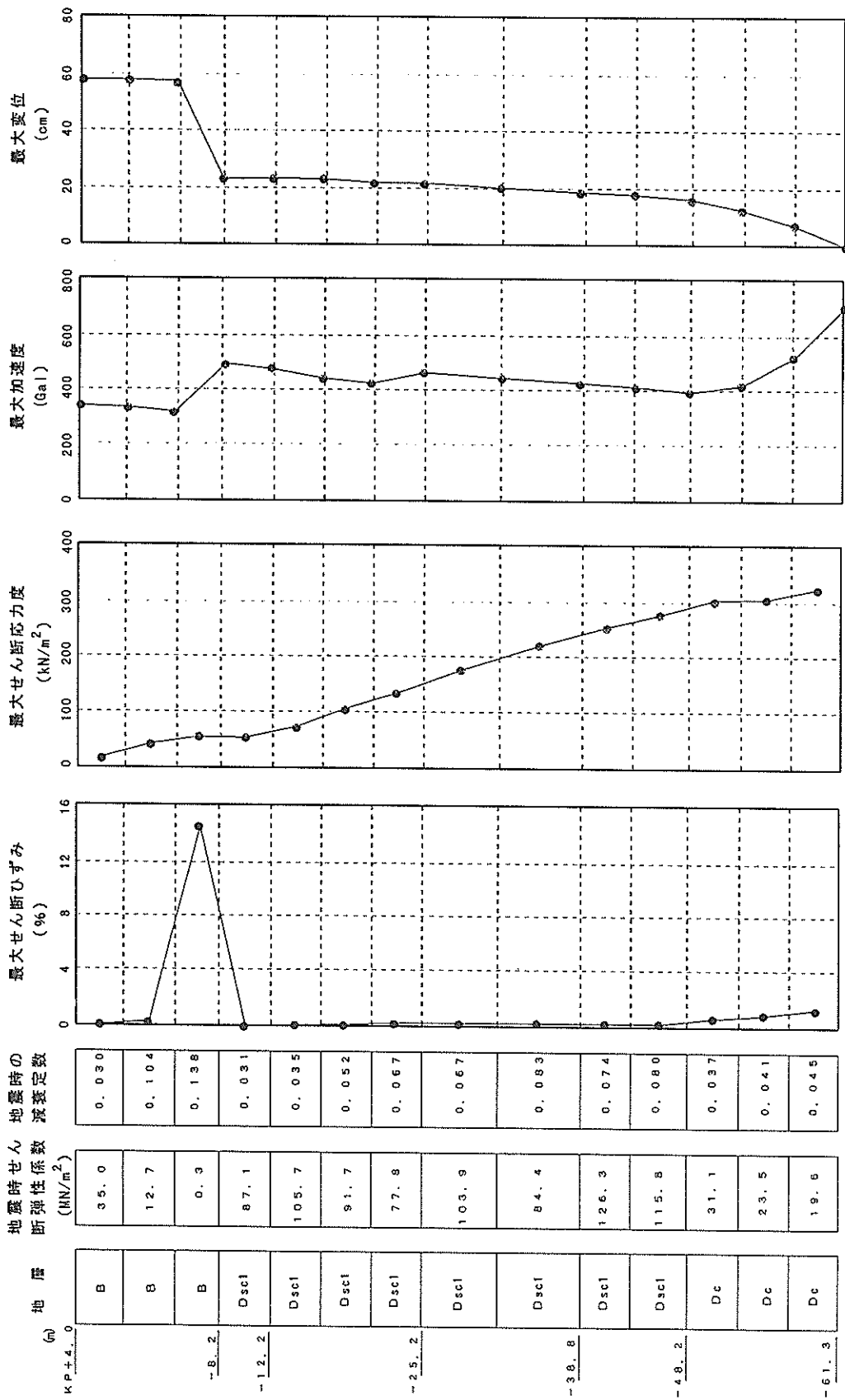


図-9 地震応答解析結果 (最大加速度方向)

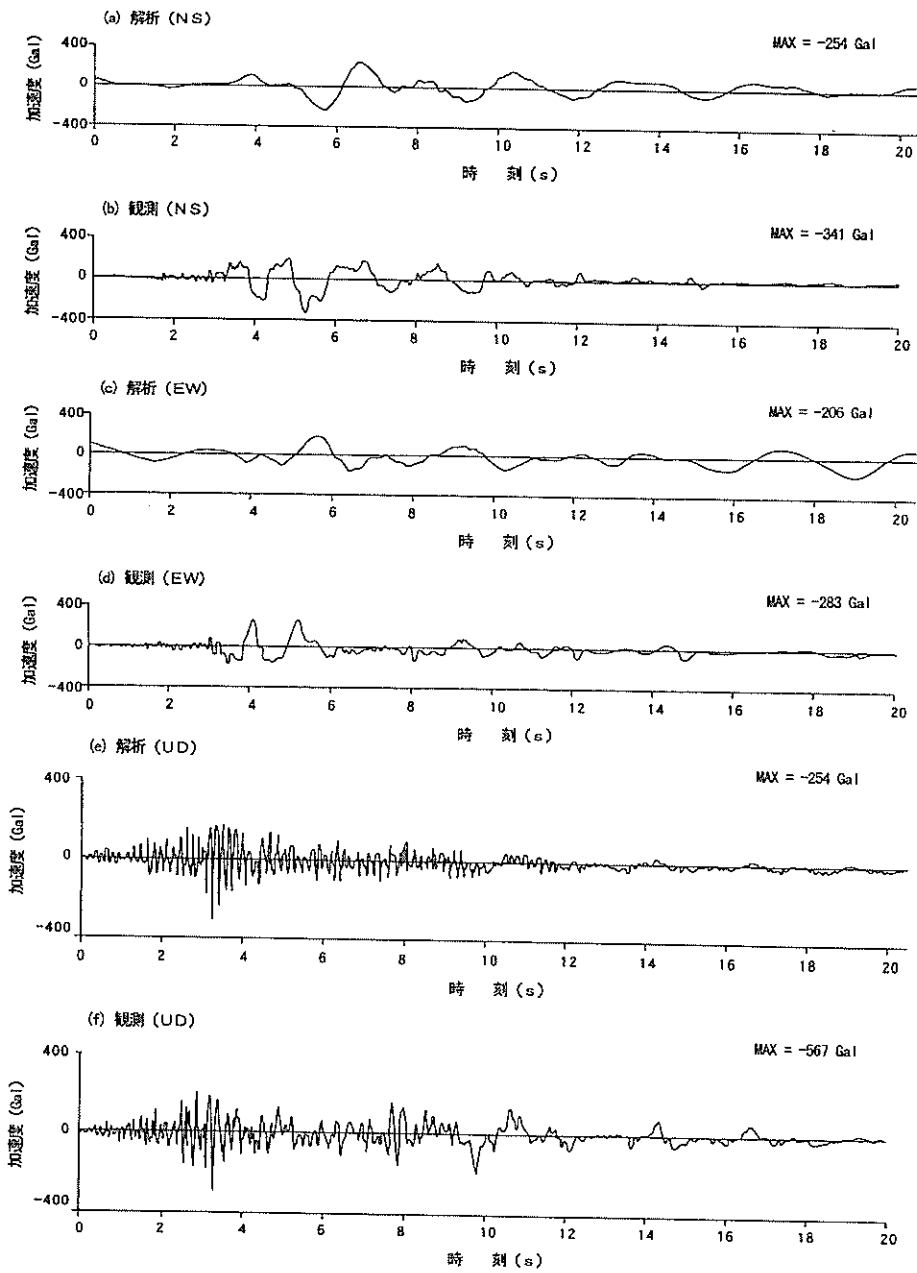


図-10 地表面での加速度波形の計算値と観測値

表-2 液状化対策ハンドブックによる液状化判定結果

地層	KP (m)	厚さ (m)	深度 (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$N$ 値	$\sigma'_{v_0}$ (MPa)	$N_{0.66}$	$\tau_{max}$ (MPa)	$a_{eq}$ (gal)	粒度範囲	FC (%)	$N$ 値低減係数	土層分類
B	+4.0	3.00		18						A			
B		1.07	3.53	18	10	0.058	10	0.012	146	A	16	0.5	I
B		4.07	6.10	18	5	0.079	5	0.039	341	A	19	0.5	I
B	-8.2	4.07	10.17	18	15	0.111	12	0.054	335	A	19	0.5	I
D <sub>set</sub>	-12.2	4.00	14.20	19	40	0.146	33	0.051	241	A	20	0.5	III
D <sub>set</sub>		4.33	18.37	19	40	0.183	26	0.072	268	A	29	0.5	II



表-3 道路橋示方書による液状化判定結果

地層	KP (m)	厚さ (m)	深度 (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	N値	R	L	$F_L$	$D_E$
B	+4.0	3.00		18					
B		1.07	3.53	18	10	0.283	0.346	0.82	2/3
B		4.07	6.10	18	5	0.156	0.419	0.37	0.0
B	-8.2	4.07	10.17	18	15	0.248	0.443	0.56	0.0~1/3
D <sub>sat</sub>	-12.2	4.00	14.20	19	40	0.354	0.703	0.50	1/3
D <sub>sat</sub>		4.33	18.37	19	40	0.373	0.651	0.57	1/3

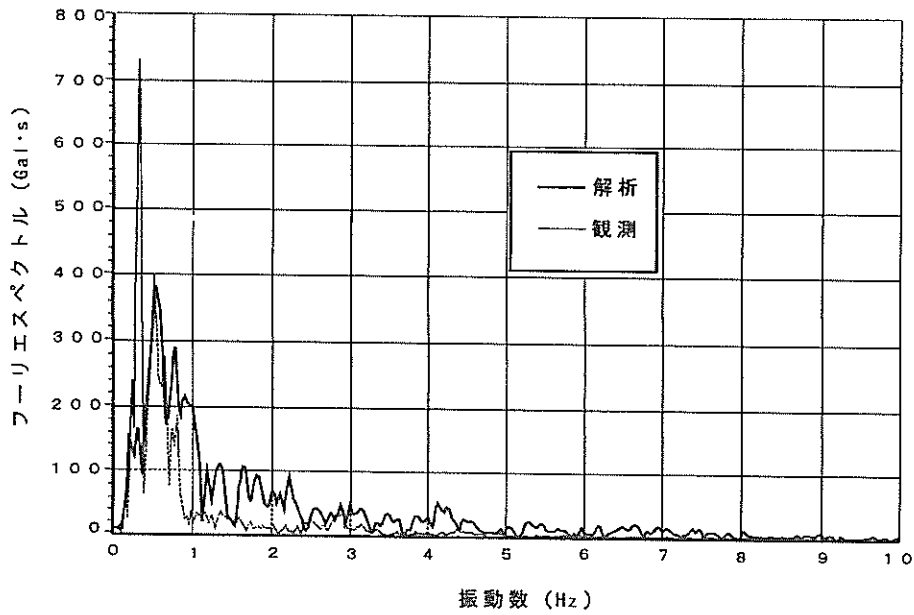


図-11 地表面加速度波形 (N-S成分) のフーリエスペクトル

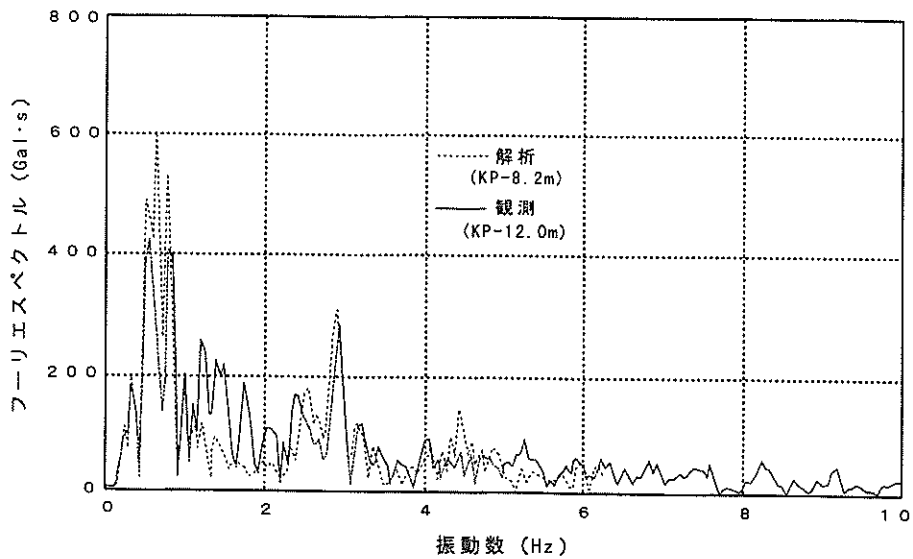


図-12 B層直下での加速度波形 (N-S成分) のフーリエスペクトル

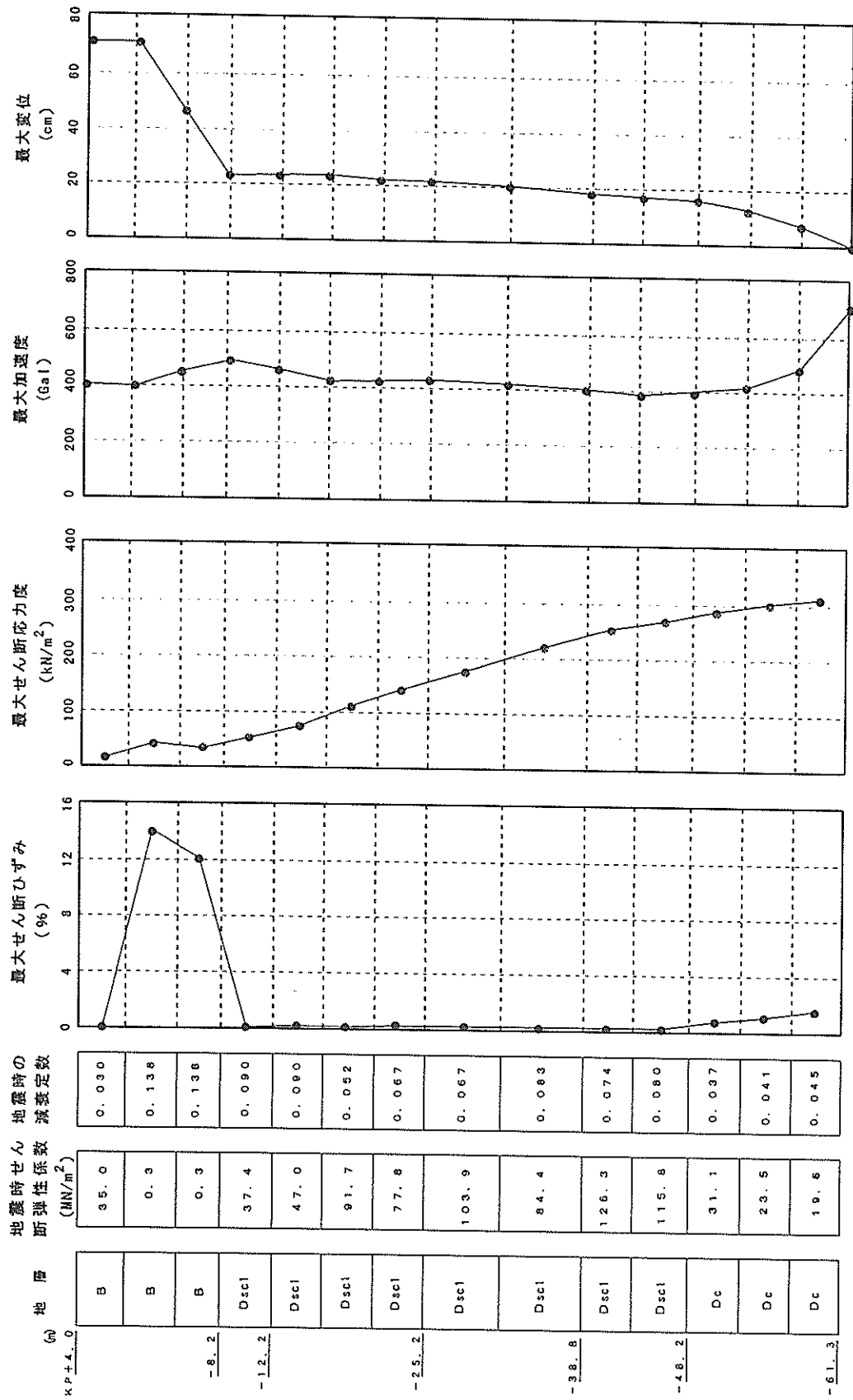


図-13 液状化を考慮した地盤の地震応答解析結果 (最大加速度方向)

表-4 支承の終局耐力

(単位：kN)

		鉛直方向		橋軸方向	橋軸直角方向
		引張	圧縮		
P69	1 沓当たりの耐力	1700	19400	2200	2200
	合計耐力 (3 沓)	5200	58200	6700	6500
	決定部位	上沓セットボルト	下沓	サイドブロック	上沓セットボルト
P70	1 沓当たりの耐力	2500	42200	6400	6400
	合計耐力 (4 沓)	10100	168800	25700	25700
	決定部位	上沓セットボルト	下沓	下沓セットボルト	下沓セットボルト
P71	1 沓当たりの耐力	2500	45300	4200	4900
	合計耐力 (4 沓)	10100	181200	16600	19600
	決定部位	上沓セットボルト	下沓	下沓スッパ	下沓セットボルト
P72	1 沓当たりの耐力	1300	12700	1700	2000
	合計耐力 (3 沓)	3800	38100	5200	6100
	決定部位	上沓セットボルト	下沓	下沓スッパ	上ビソツパ部

図-9に示した値をそのまま用いることになる。その場合、地表面の加速度波形中で橋梁の卓越周期と合致する成分がわずかとなるために共振現象は見られなくなるが、長周期成分による大きな慣性力は作用すると考えられる。なお、後述するように、液状化を考慮しなくても本橋梁の地震被害を説明することは可能であった。

全体構造系の地震応答解析に用いる入力地震波は、ここで述べたSHAKEの計算結果を基に設定する。当該橋梁は橋軸方向がほぼE-W方向であるので、解析結果のE-W成分を橋軸方向に、N-S成分を橋軸直角方向に、U-D成分を鉛直方向に入力することとなる。詳細については5.2で述べる。

## 5. 全体構造系の地震応答解析

### 5.1 耐力評価

地震応答解析の際に必要な支承および橋脚の耐力をまず算定する。その後、算定された耐力および材料構成則を検討する。

#### (1) 支承の耐力

支承の実際の終局耐力は明らかではないため、ここでは設計資料およびメーカーからの提供資料に基づき表-4に示すように設定した。

#### (2) 橋脚の終局耐力

コンクリート標準示方書の方法<sup>9)</sup>に基づき鉄筋コンクリート橋脚の曲げ耐力とせん断耐力の算定を行った。道路橋示方書では帯鉄筋の拘束効果を曲げ耐力の算定に考慮しているが、本橋脚では帯鉄筋が十分に配置されていないため、拘束の程度が低いと考えてこの方法は用いなかった。

橋脚の曲げ耐力は終局曲げモーメントで評価し、その際以下の材料強度を用いた。

- ① コンクリートの圧縮強度はコア抜き試験結果を参考にして $26.5\text{N/mm}^2$ とする。また、コンクリートの弾性係数は、耐力算定に直接関係しないが、同様に試験結果から $26.0\text{kN/mm}^2$ とする。
- ② 鉄筋の降伏強度は測定されていないので、設計時の規格値である $295\text{N/mm}^2$ とする。また、鉄筋のヤング係数も同様に $206\text{kN/mm}^2$ とする。

表-5 橋脚の耐力の計算結果

			P69			P70		
			段落とし部	基 部	基 礎	段落とし部	基 部	基 礎
橋 軸 方 向	曲げモーメント (kN・m)	降伏	217000	315000	560000	105000	134000	417400
		終局	252000	360000	665000	121000	152000	493000
	せん断スパン(m)		8.8	13.2	20.2	8.1	12.9	20.0
	曲げ耐力 (kN)	降伏	24700	23900	27700	13000	10400	20900
		終局	28600	27300	32900	14900	11800	24700
	せん断耐力 (kN)		14500	17300	30100	10400	10400	24200
破 壊 形 態		せん断先行	せん断先行	せん断先行	せん断先行	せん断先行	せん断先行	
橋 軸 直 角 方 向	曲げモーメント (kN・m)	降伏	432000	554000	888000	283000	332000	667000
		終局	552000	765000	1221000	333000	413000	825000
	せん断スパン(m)		8.8	13.2	20.2	8.1	12.9	20.0
	曲げ耐力 (kN)	降伏	49100	42000	44000	34900	25700	33400
		終局	62700	58000	60400	41100	32000	41300
	せん断耐力 (kN)		34400	23100	39500	24600	16000	29900
破 壊 形 態		せん断先行	せん断先行	せん断先行	せん断先行	せん断先行	せん断先行	

(3)せん断耐力

せん断耐力は次式に基づいて計算した。

$$V_{sd} = V_{cd} + V_{sd} \quad \dots (1)$$

ここで、

$V_{sd}$  : せん断耐力

$V_{cd}$  : コンクリートの負担するせん断耐力

$V_{sd}$  : 帯鉄筋の負担するせん断耐力

$V_{cd}$  と  $V_{sd}$  はそれぞれ式(2)および式(3)により計算した。

$$V_{cd} = \beta_a \beta_p \beta_n f_{cd} b_w d \quad \dots (2)$$

ここで、

$$f_{cd} = 0.2 \sqrt[3]{f'_{cd}} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\beta_a = \sqrt[4]{1/d} \quad (d : \text{m})$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 \rho_m}$$

$$\beta_n = 1 + M_o/M_d \quad (N_d \geq 0 \text{ の場合})$$

$$= 1 + 2M_o/M_d \quad (N_d < 0 \text{ の場合})$$

$N_d$  : 設計軸方向圧縮力

$M_d$  : 設計曲げモーメント

$M_o$  :  $M_d$  に対する引張縁において、軸方向によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント

$b_w$  : 腹部の幅

$d$  : 有効高さ

$$\rho_m = A_s / (b_w d)$$

$A_s$  : 引張鉄筋断面積

$f'_{cd}$  : コンクリート圧縮強度

$$V_{sd} = (A_w f_{yk} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s) z \quad \dots (3)$$

ここで、

$A_w$  : 区間  $s$  における帯鉄筋の断面積

$f_{yk}$  : 帯鉄筋の降伏強度

$\alpha$  : 帯鉄筋が部材軸となす角度

$s$  : 帯鉄筋の配置間隔

$z$  : 圧縮合力の作用位置から引張鉄筋図心位置までの距離 ( $= d / 1.15$ )

表-6 段落とし部でのせん断伝達耐力

摩擦係数	せん断伝達耐力
1.0	41400 kN
0.6	24800 kN

ただし、P69およびP70の橋軸直角方向では、せん断スパン比が1.2以下と小さいため、橋軸直角方向でのせん断耐力の算定にはディープビームとしての評価を行った。その際、式(2)における $f_{cd}$ および $\beta_n$ については次式により算定した。

$$f_{cd} = 0.19 \sqrt{f'_{cd}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \dots (4)$$

$$\beta_n = 5 / (1 + (a_r / d)^2) \quad \dots (5)$$

ここで、

$a_r$  : 荷重作用点から支点前面までの距離

表-7 全体構造系の解析ケース一覧

解析ケース名称		基本モデル	詳細モデル	非線形モデル	
				武藤モデル	武田モデル
材料 特性	上部工	弾 性			
	基礎	弾 性	弾 性	非線形/武藤	非線形/武田
	橋脚	弾 性	弾 性	非線形/武藤	非線形/武田
	支承	弾 塑 性			
	地盤	等 価 剛 性			
ケーソン基礎 モデル	地盤ばね	1点集中	多点分布	1点集中	1点集中
	基礎質量	1点集中	多点分布	1点集中	1点集中
	地震入力方法	1点入力	多点入力	1点入力	1点入力
杭基礎 モデル	地盤ばね	多 点 分 布			
	基礎質量	多 点 分 布			
	地震入力方法	多 点 入 力			

このようにして求めたP69およびP70の曲げ耐力およびせん断耐力の計算結果を表-5に示す。両橋脚の橋軸方向および橋軸直角方向の耐力を比較すると、橋軸方向の方が橋軸直角方向よりも曲げ耐力、せん断耐力とも半分程度と小さくなっている。また、耐力の観点から見ると、橋脚は曲げ破壊よりもせん断破壊の方が先行することと判定された。

(4) せん断伝達耐力

P70の段落とし部に生じたずれを評価するために、ずれ耐力、すなわちせん断伝達耐力を算定した。ずれせん断耐力はせん断摩擦力をコンクリート標準示方書のせん断伝達耐力の算定式<sup>10)</sup>に準拠して求めた。ただし、コンクリート標準示方書ではひび割れ面の摩擦係数を用いるため、P70の破壊の現象と一致しない。そこで、ここではACIのせん断摩擦の値<sup>10)</sup>を摩擦係数として用いた。これは、硬化したコンクリート面を目荒らした後にコンクリートを打設した場合の摩擦係数を1.0、目荒らしせずに打設した場合の摩擦係数を0.6とするものである。コンクリート示方書では接合面を貫通する鉄筋のせん断伝達効果を考慮しているが、本橋脚の配筋状況では接合面が開くのを拘束する効果は小さいと考慮して無視した。また、地震時の軸力の変動は常時軸力の3割程度と小さいため、せん断面に作用する応力は常時軸力を基本に求めた。

計算結果を表-6に示す。摩擦係数が1.0の場合は、せん断伝達耐力は段落とし部のせん断耐力より大きく、摩擦係数が0.6の場合は橋軸直角方向が段落とし部のせん断耐力と同程度となった。

P69では、支取付部からコンクリートに斜めにひび

割れが発生したので、せん断面の角度を45度と仮定して斜めひび割れ耐力を算定した。その際、斜めひび割れ強度はコンクリートのせん断強度を圧縮強度の1/5とした。計算結果は、199000kNとなり、かなり大きな耐力が確保されていたものと考えられる。

5.2 解析手法の概要

(1) 解析モデル

橋梁全体系の地震応答解析は3次元の時刻歴応答解析により第二摩耶大橋の3径間連続部を対象として実施した。上部構造および橋脚を骨組構造（はり要素）でモデル化し、支承と地盤はばねでモデル化した。基礎は、解析ケースにより骨組構造あるいはばねでモデル化した。解析には、地盤-構造系動的解析汎用プログラムのTDAP-Ⅲを用いた。

解析ケースの一覧を表-7に示す。基本モデルは、解析の最も基本となる条件を用いて行った解析で、弾性（線形）解析を基本とするが、支承のみ破壊を表現するために弾塑性（非線形）でモデル化した。橋梁の各部材は全断面有効の初期剛性を用いたが、その際材料特性は5.1で示した値を用いた。また、地盤は4.の地震応答解析で得られた収束時のせん断剛性を用いた等価剛性弾性ばねとした。ケーソン基礎はその重心位置に質量が集中した1質点に置換し、杭基礎は深さ方向の地震入力特性を考慮した多質点系に置換した。基礎と地盤間のばね定数の設定については後述する。このような方針のもとで作成した基本モデルの構造モデルを図-14に示す。

基本モデルは簡便な解析を目的として種々のモデル化をしたものであるが、実際の橋梁では、たとえばコンク

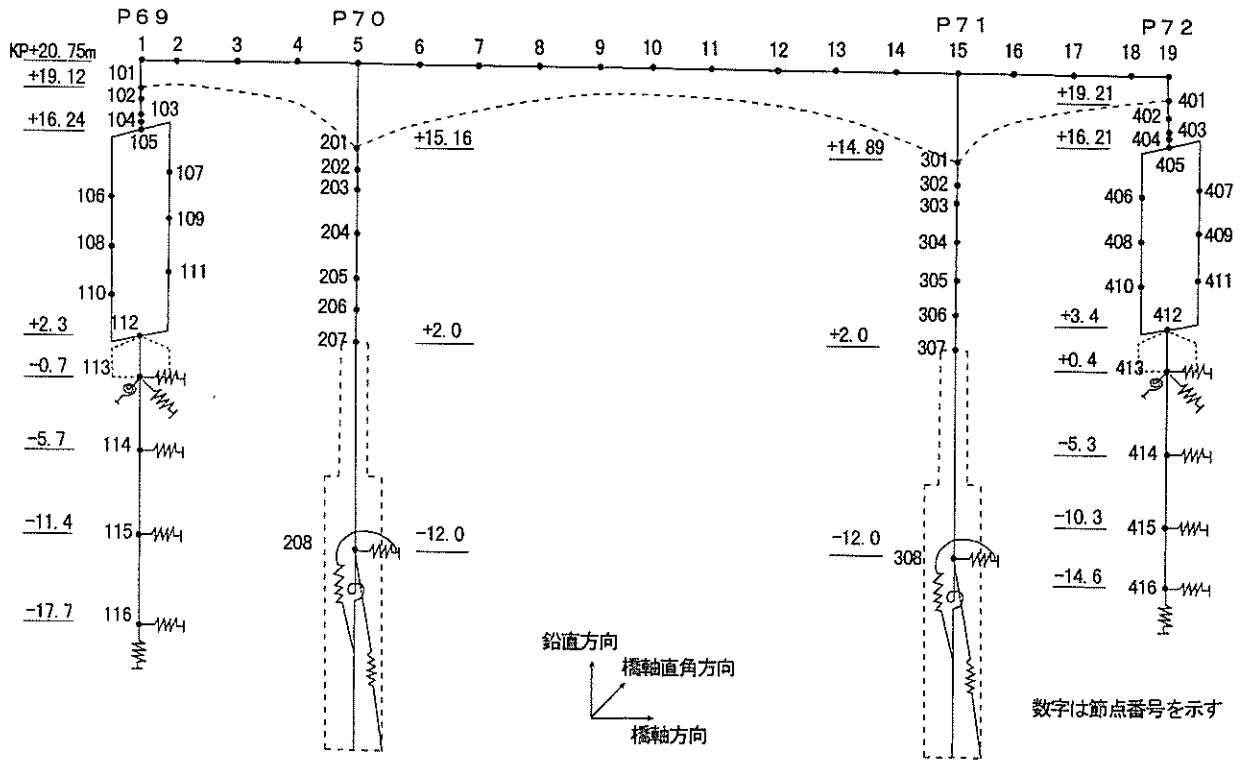


図-14 基本ケースの解析モデル

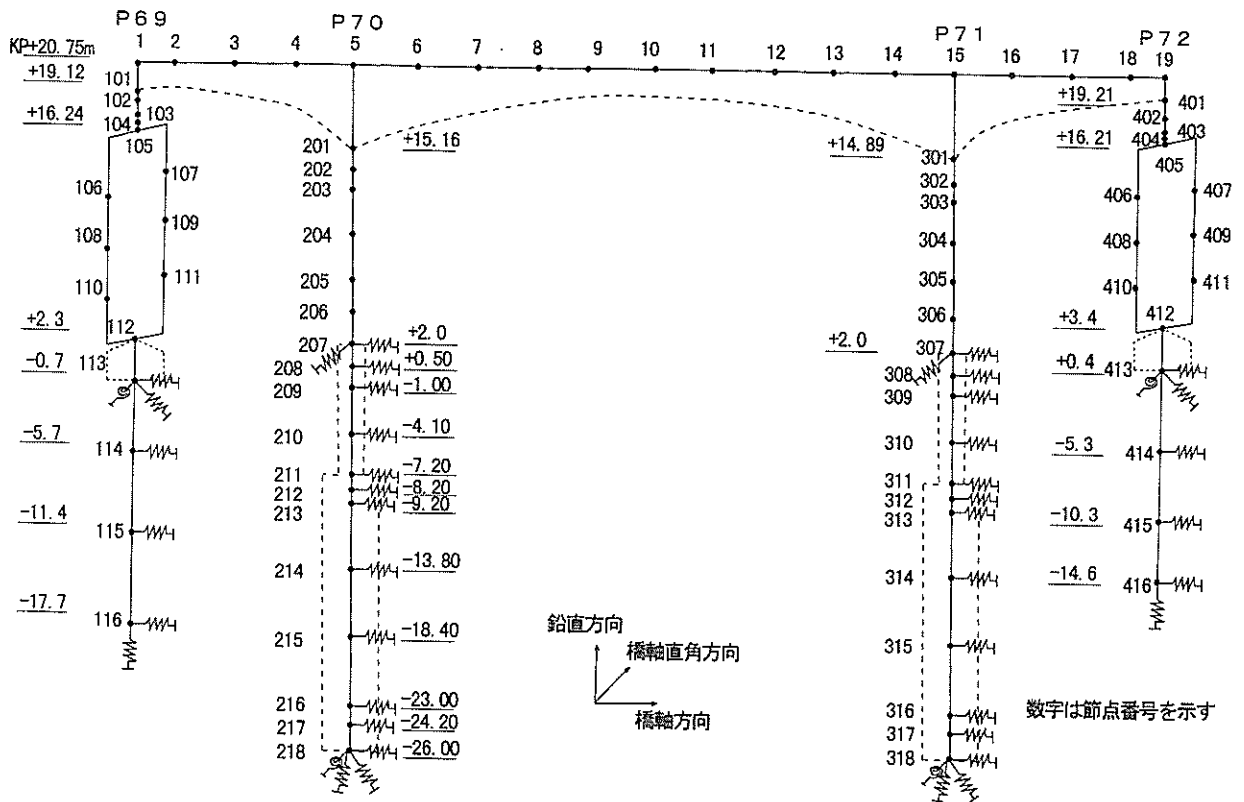


図-15 詳細ケースの解析モデル

リート部材にはひび割れが生じるなどの非線形特性が現れる。そこで、これらを詳細に表現したモデルを対象としての地震応答解析も行い、モデル化の相違による解析結果への影響を考察するとともに、すべての解析結果を総合的に判断することで、橋梁の破壊過程や原因の考察を行った。これらの解析ケースは基本モデルをベースとして表-7に示したとおりのモデル化を行った。

a) 基礎のモデル化の相違

基本モデルではケーソン基礎を1質点、それを結ぶ3自由度のばねで表現した。これを多質点を有するはりにモデル化して複数のばねを用いることで、周辺地盤の深さ方向の入力地震動および応答の違いを考慮した解析を行うことができる。この解析ケースを詳細モデルとよぶ。詳細モデルの構造モデルを図-15に示す。

b) コンクリート部材の非線形特性の差異

鉄筋コンクリート橋脚および基礎の非線形性を表現する非線形モデルによる地震応答解析を行った。非線形性を表現するものとして、武藤モデルおよび武田モデルを用いた<sup>10)</sup>。両モデルを図-16に示す。両モデルは除荷時の戻り方が異なり、武田モデルは武藤モデルに比べてエネルギー吸収が大きい。しかし、いずれのモデルもコンクリートのひび割れ、鉄筋の降伏などを表現することができ、変形の進行に伴う剛性の低下などの実構造物に近い破壊現象を再現できる。

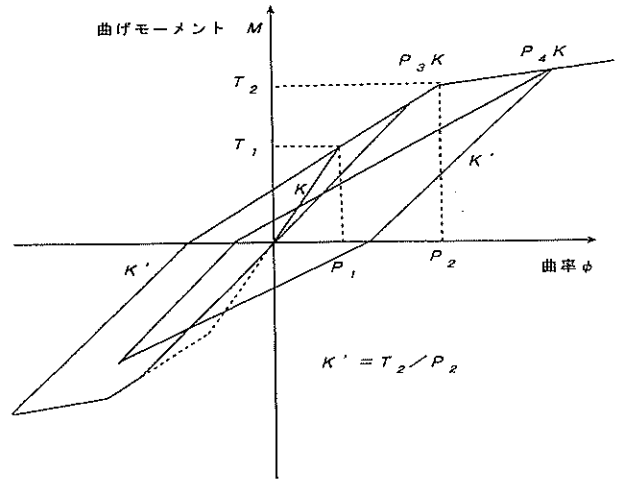
ただし、非線形性を考慮したのは曲げ挙動についてのみであり、せん断挙動については、精度の高い非線形モデルが提案されていないこともあり、今回の解析では、初期せん断弾性係数による線形モデルとした。

(2) 支承のモデル化

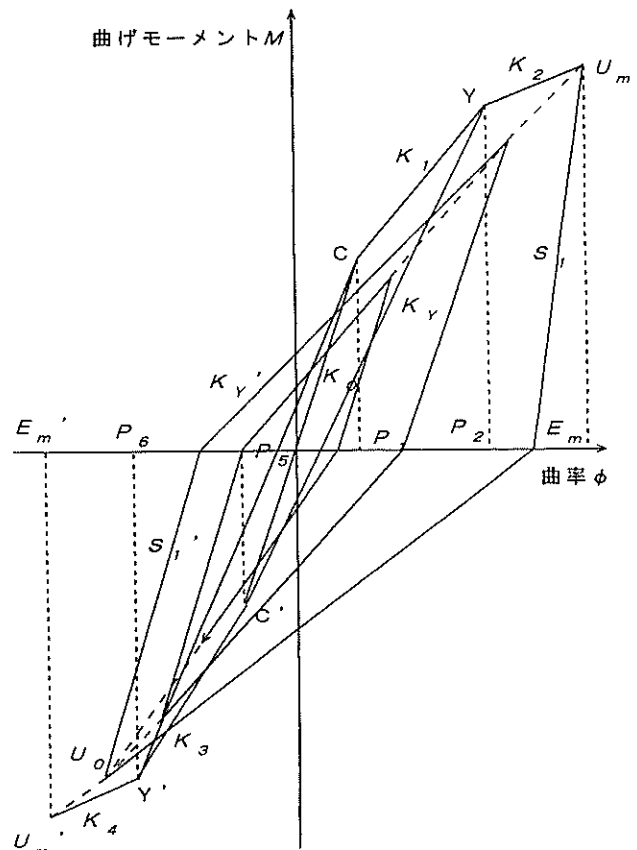
支承は、既に述べたように、すべてが損傷したため、破壊を考慮したモデルを用いた。すなわち、最大耐力を抵抗力とする剛塑性型の非線形関係を与えた。図-17に支承の荷重-変位関係を示す。

可動支承の橋軸方向は、可能移動量までは沓の摩擦抵抗をもち、それ以上の変位に対しては終局耐力を最大抵抗力とするトリリニアモデルとした。沓の可能移動量は、P68が±80mm、P70が±160mm、P71が±200mmである。摩擦抵抗算出時の鉛直反力は常時反力とし、摩擦係数は0.125に設定した。固定支承は、各並進方向とも終局耐力を最大抵抗力とするバイリニアモデルとした。

可動支承の橋軸直角方向および鉛直方向は固定支承と同様のモデルとした。また、回転については、すべての支承において橋軸直角回りを自由、橋軸回りおよび鉛直回りを拘束とした。



(a) 武藤モデル



(b) 武田モデル

図-16 鉄筋コンクリートの非線形モデル

(3) 基礎と地盤間ばねのモデル化

P69およびP70のケーソン基礎と地盤間ばねでモデル化した。ただし、使用プログラムの制約から連成ばねを考慮することができなかった。その影響は、予備計算の結果によると、曲げモーメントおよびせん断力の応答値に対して10~20%程度の増減となる。このようにして設定したばねを、前述のように、基本モデルでは1点に

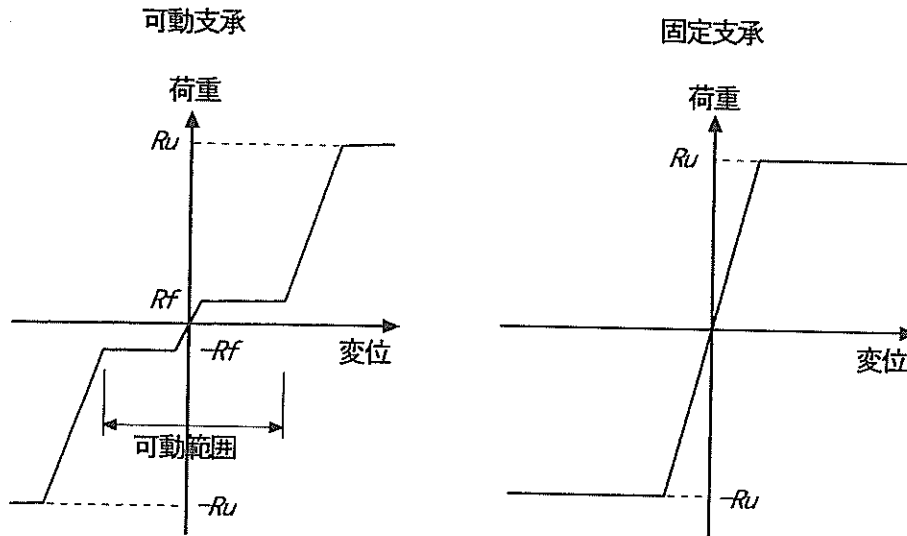


図-17 支承の荷重-変形関係

集約して配置したが、詳細モデルでは深さ方向に分散させて配置した。

ばね定数の設定方法<sup>13)</sup>を概説する。まず、ケーソン基礎のモデル化は、基礎を円形断面を有する剛体基礎として、その質量と慣性モーメントが等価になるように定める。この場合、並進と回転に対する等価な基礎の半径は次式で求められる。

$$a_h = \sqrt{A/\pi} \quad \dots (6)$$

$$a_r = \sqrt{4I/\pi} \quad \dots (7)$$

ここで、

$a_h$  : 基礎底面の並進に対する等価半径

$a_r$  : 基礎底面の回転に対する等価半径

$A$  : 基礎の底面積

$I$  : 基礎底面の断面二次モーメント

ケーソン基礎の接する地盤のモデルは、基礎底面の接する地盤と基礎側面の接する地盤から成る2層系の地盤として評価する。

ケーソン基礎に適用する振動数に依存しない動的ばね係数と減衰定数は、基礎底面と側面に接する地盤の抵抗を重ね合わせて基礎の任意の高さの点に集約した値として以下の方法で定める。

$$K_H = K_{HB} + K_{HS} \quad \dots (8)$$

$$K_R = K_{RB} + K_{RS} \quad \dots (9)$$

$$K_{HR} = K_{HB} Z_c + K_{HS} (H_s/2 - Z_c) \quad \dots (10)$$

$$C_H = C_{HB} + C_{HS} \quad \dots (11)$$

$$C_R = C_{RB} + C_{RS} \quad \dots (12)$$

$$C_{HR} = C_{HB} Z_c + C_{HS} (H_s/2 - Z_c) \quad \dots (13)$$

ここで、

$K$  : 動的ばね係数

$C$  : 減衰係数

$H_s$  : 基礎側面が地盤に接する部分の長さ

$Z_c$  : 基礎底面から動的ばね係数と減衰係数の集約点までの高さ

添え字は次の意味を示している。

$H$  : 基礎の並進に対する成分

$R$  : 基礎の回転に対する成分

$HR$  : 基礎の並進と回転の連成に対する成分

$HB$  : 基礎底面の並進に対する成分

$HS$  : 基礎側面の並進に対する成分

$RB$  : 基礎底面の回転に対する成分

$RS$  : 基礎側面の回転に対する成分

基礎底面の並進および回転に対する動的ばね係数および減衰係数は以下の式で求める。

$$K_{HB} = \frac{8G_{Bq} a_h}{2 - \nu_{Bq}} \quad \dots (14)$$

$$K_{RB} = \frac{8G_{Bq} a_r^3}{3(1 - \nu_{Bq})} \quad \dots (15)$$

$$C_{HB} = \frac{0.55 a_h}{V_{SBq}} K_{HB} \quad \dots (16)$$

$$C_{RB} = \frac{0.30 a_r}{V_{SBq}} K_{RB} \quad \dots (17)$$



ここで、

$G_{Seq}$  : 基礎底面下方の地盤の等価せん断弾性係数

$\nu_{Seq}$  : 基礎底面下方の地盤の等価ポアソン比

基礎側面の並進および回転に対する動的ばね係数および減衰係数は以下の式で求める。

$$K_{HS} = G_{Seq} H_s S_{H1} \quad \dots (18)$$

$$K_{RS} = K_{HS} (H_s^2/3 - H_s Z_c + Z_c^2) \quad \dots (19)$$

$$C_{HS} = G_{Seq} H_s S_{H2} \quad \dots (20)$$

$$C_{RS} = C_{HS} (H_s^2/3 - H_s Z_c + Z_c^2) \quad \dots (21)$$

$$S_{H1} = \left(11 - \frac{1.2}{\nu_{Seq} - 0.59}\right) \left(\frac{a_s}{H_s} + \frac{0.002}{\nu_{Seq} - 0.53}\right) + 0.19 \quad \dots (22)$$

$$S_{H2} = 0.24 D_{Seq}^{0.2} \frac{2 H_s}{\pi V_{SSeq}} S_{H1} \quad \dots (23)$$

ここで、

$\nu_{Seq}$  : 基礎側面地盤の等価ポアソン比

$D_{Seq}$  : 基礎側面地盤の等価材料減衰定数

$V_{SSeq}$  : 基礎側面地盤の等価せん断弾性波速度

P68およびP71の杭基礎に関しては、道路橋示方書<sup>13)</sup>に準拠して地盤ばね定数を求めた。

#### (4) 入力地震動

入力地震動としては、地盤ばねの深度に対応した位置で得られたSHAKEの計算結果(4.参照)による応答変位波形ををそのまま用いた。既に述べたように、本橋梁は橋軸がほぼ東西方向にあるので、橋軸方向にE-W、橋軸直角方向にN-S、鉛直方向にU-Dの各成分をそれぞれ用いた。

解析では、これらの変位波形の中から、橋軸面内の解析では橋軸方向と鉛直方向を、橋軸直角面内では橋軸直角方向と鉛直方向を組み合わせ、それぞれを地盤ばね端に入力した。基本モデルにおけるケーソン基礎への入力変位波形を図-18に示す。

#### (5) 減衰定数

解析で用いた減衰定数は、標準的な値を用い、上部構造で0.06、橋脚およびケーソン基礎で0.1、地盤バネで0.3とした。

### 5.3 基本モデルの解析結果

#### (1) 固有値解析

本橋梁の振動モードを調べるために、まず固有値解析を行った。固有値解析より得られた10次までの振動モードを図-19に示す。1~3次モードは上部工の変形が卓越するモードで、固有周期は約2.03~0.90秒であった。橋脚は有効質量が大きいため、卓越周期は5次モード以降

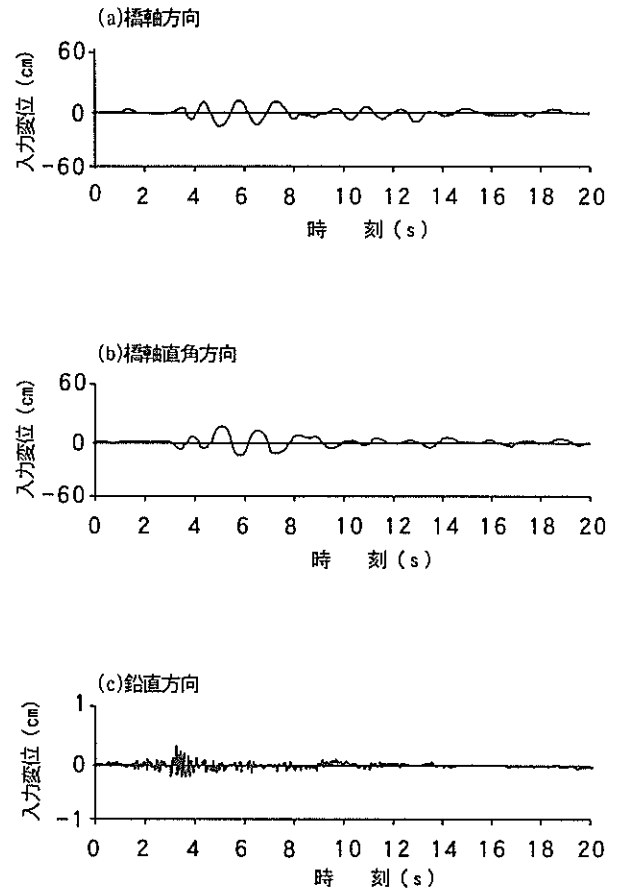


図-18 入力変位波形(基本モデル)

で出現した。P69の橋軸方向は5次モードに現れ、固有周期は約0.76秒であった。一方、P70の橋軸方向は12次モードに現れ、固有周期は約0.41秒であった。P69およびP70の橋軸直角方向は9次と10次モードに現れ、固有周期は約0.46秒程度であった。P69とP70で橋軸方向で卓越周期が異なるのは、支承の固定条件によるものと考えられる。

#### (2) 地震応答

上部工、橋脚天端、橋脚段落とし部(P69およびP70)および橋脚基部における最大応答加速度および最大応答変位の分布を図-20に示す。P69およびP70位置の上部工の橋軸方向の最大加速度は1250Galおよび1300Galで、橋軸直角方向最大加速度の約2倍となった。また、P69の橋軸方向の加速度と変位は、P70のこれらに比べて5割程度大きくなった。これは、支承の固定条件の相違によるものと考えられる。一方、橋軸直角方向の加速度と変位はP69とP70でほぼ同程度であった。

支承反力の時刻歴を図-21に示す。P69およびP70の橋軸方向は、主要動が始まる4秒前後で耐力に達しており、この時点で支承が破壊した結果となっている。また、

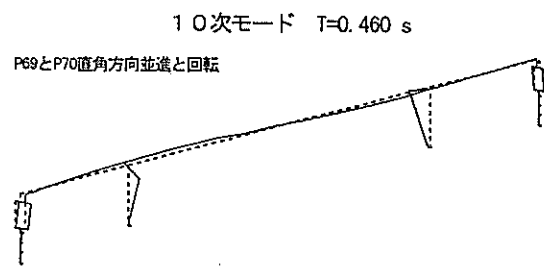
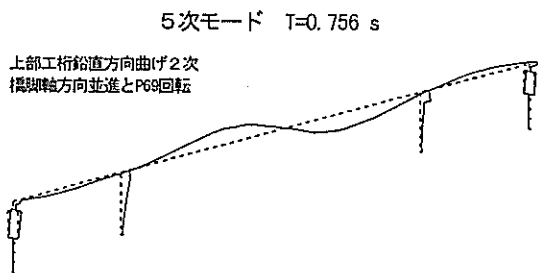
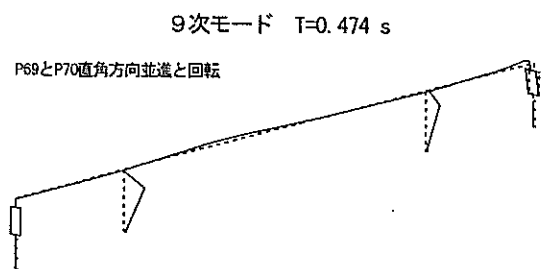
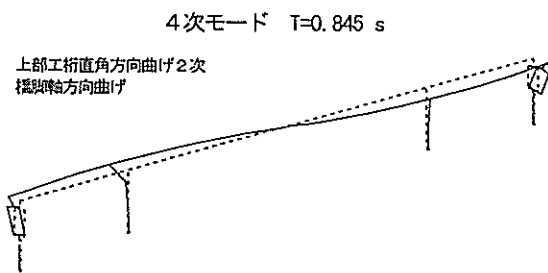
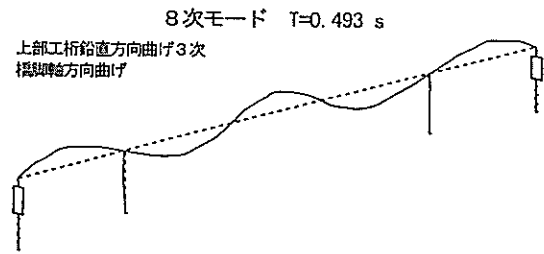
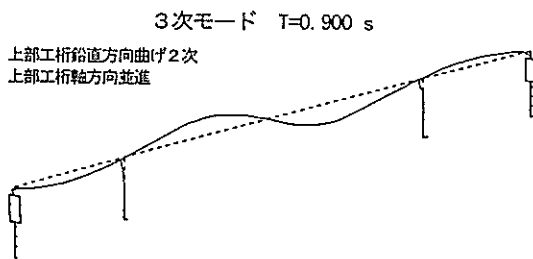
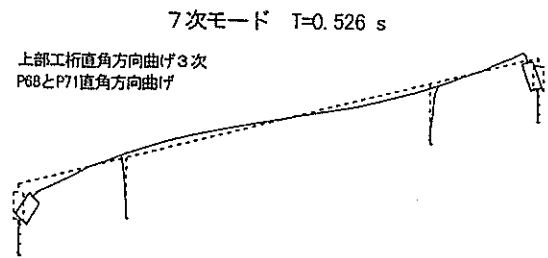
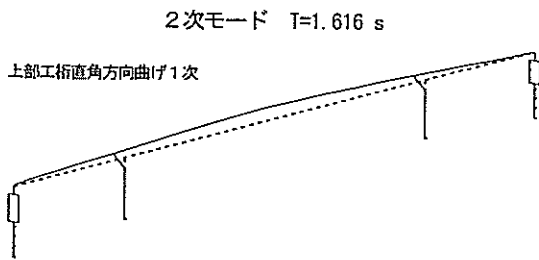
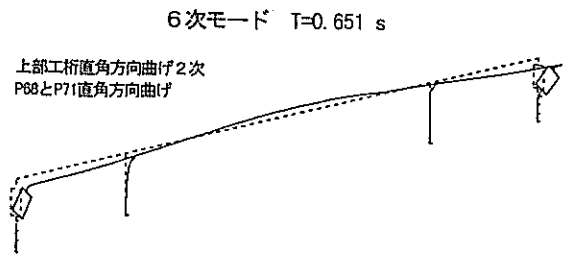
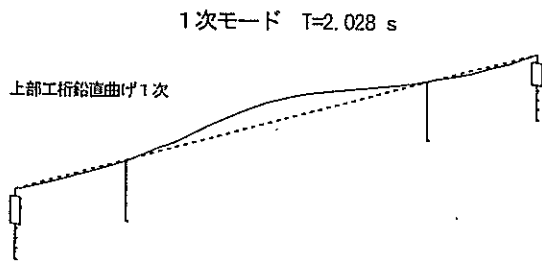


図-19 固有値解析結果 (基本モデル)

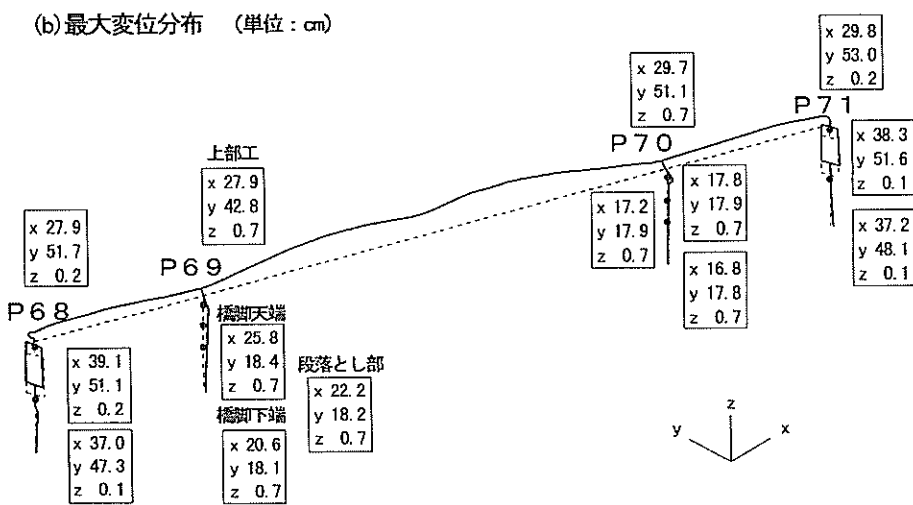
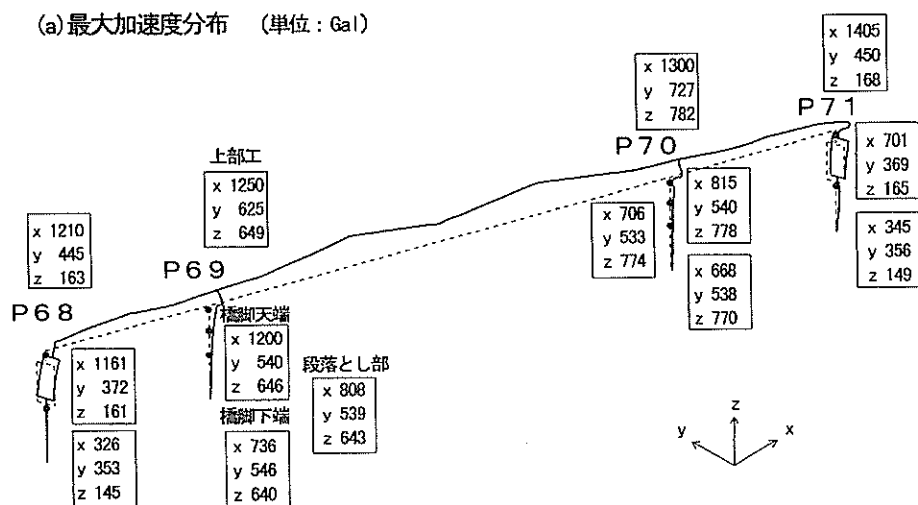


図-20 最大応答加速度と変位の分布 (基本モデル)

固定支承であるP69の支承の破壊がわずかではあるが先行することになる。他の支承についても、橋軸方向はいずれも終局耐力に達する応答が得られた。一方、橋軸直角方向では、いずれの支承も破壊には至らなかった。

P69およびP70の橋脚天端の応答加速度の時刻歴を図-22に、応答曲げモーメントの時刻歴を図-23に、応答せん断力の時刻歴を図-24にそれぞれ示す。図中に●印が付されているのは、最初に耐力を越える時点を示している。P69とP70の応答波形を比較すると、支承の固定条件の違いのために橋軸方向の加速度波形に差異が見られ、P70に比べてP69では短周期成分が少ない応答を示した。断面力の時刻歴からは、橋軸方向の破壊が先行す

る結果となった。主要動が始まる4秒前後でP69およびP70の橋軸方向の基部と段落とし部がせん断破壊を示した。やや遅れて同位置で橋軸方向の曲げモーメントが終局値に達していた。橋軸直角方向については、約8秒の時点でP70の基部でせん断耐力に達するせん断力が計算された以外には破壊に至る応答は得られなかった。

橋軸方向では支承の拘束条件が異なるため、このような応答の違いが生じたことになり、P69ではP70の約4倍の断面力を算定した。しかし、橋軸直角方向については、支承条件がほぼ同じであり、結果的に両橋脚の断面力はほぼ等しかった。

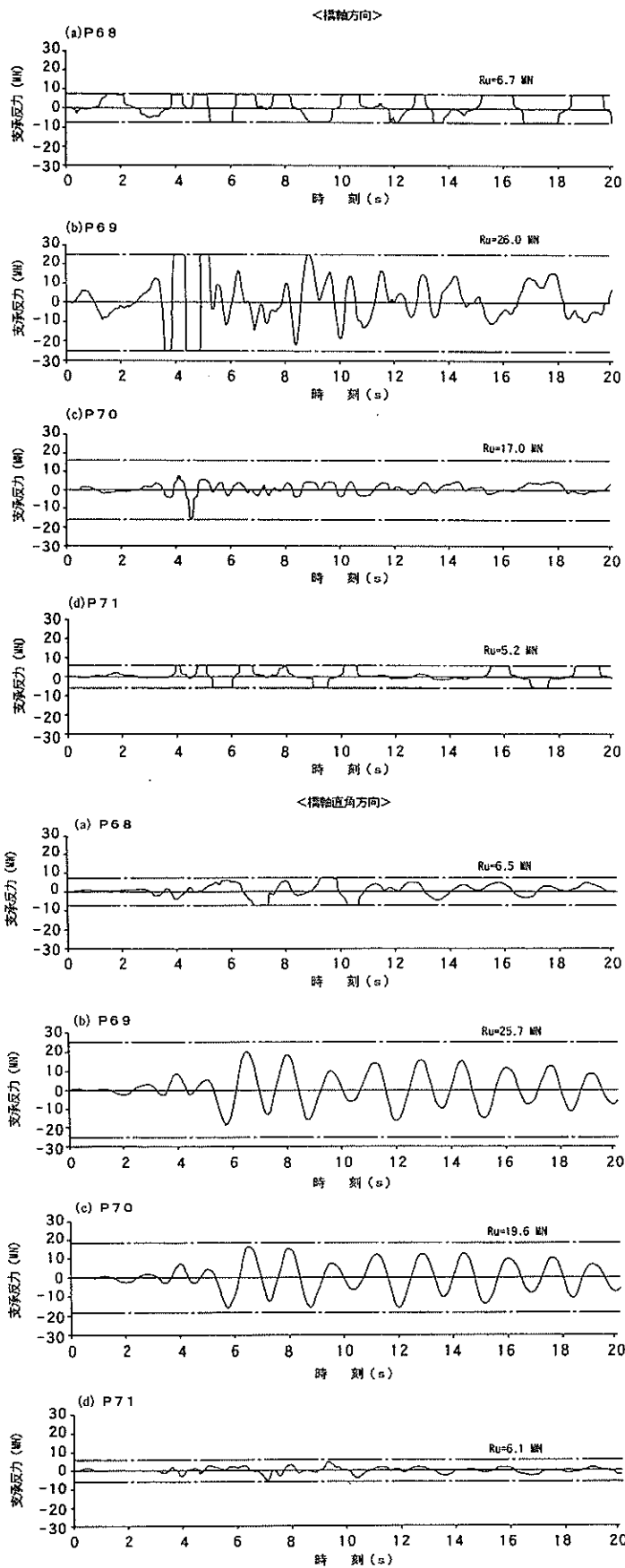


図-21 支承反力の時刻歴 (基本モデル)

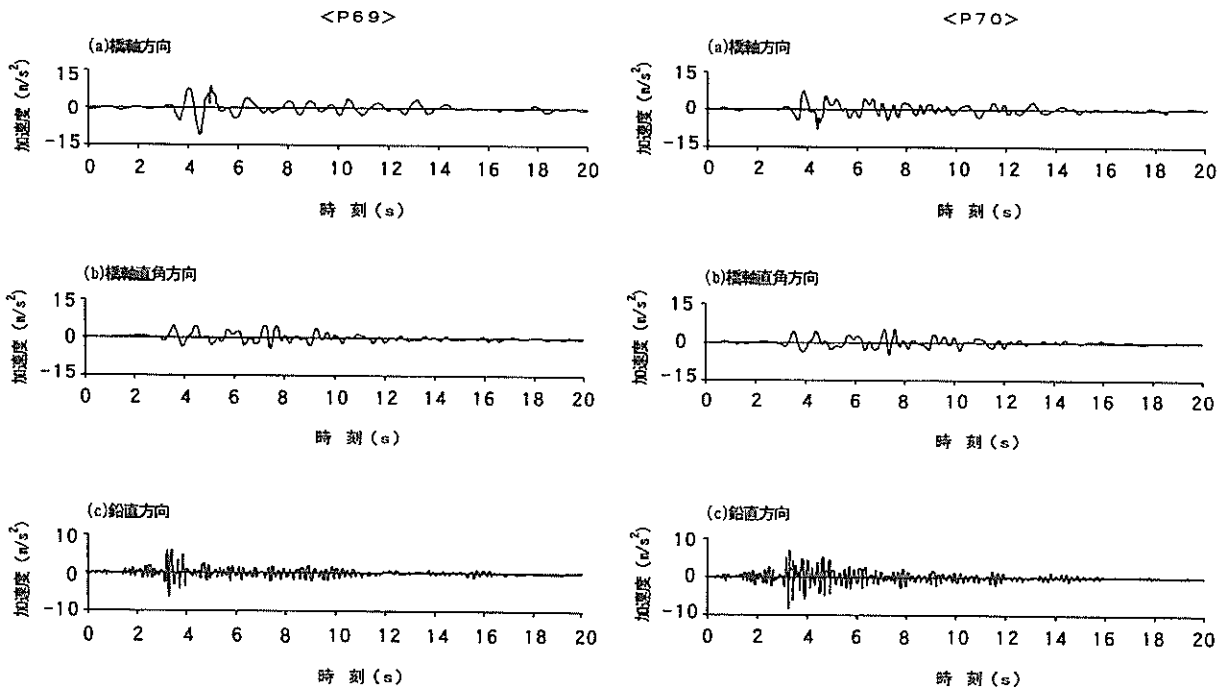


図-22 橋脚天端での応答加速度の時刻歴（基本モデル）

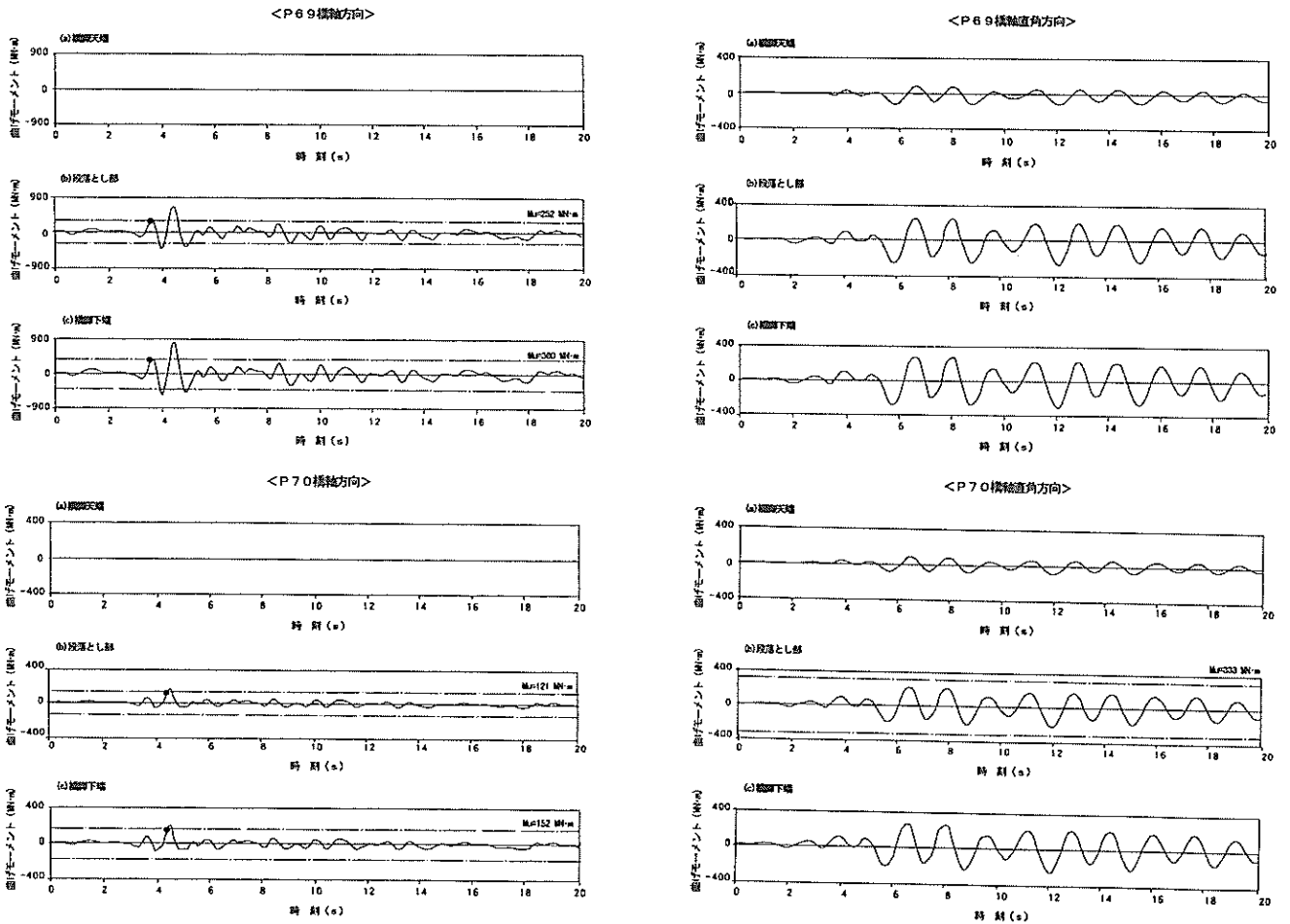


図-23 応答曲げモーメントの時刻歴（基本モデル）

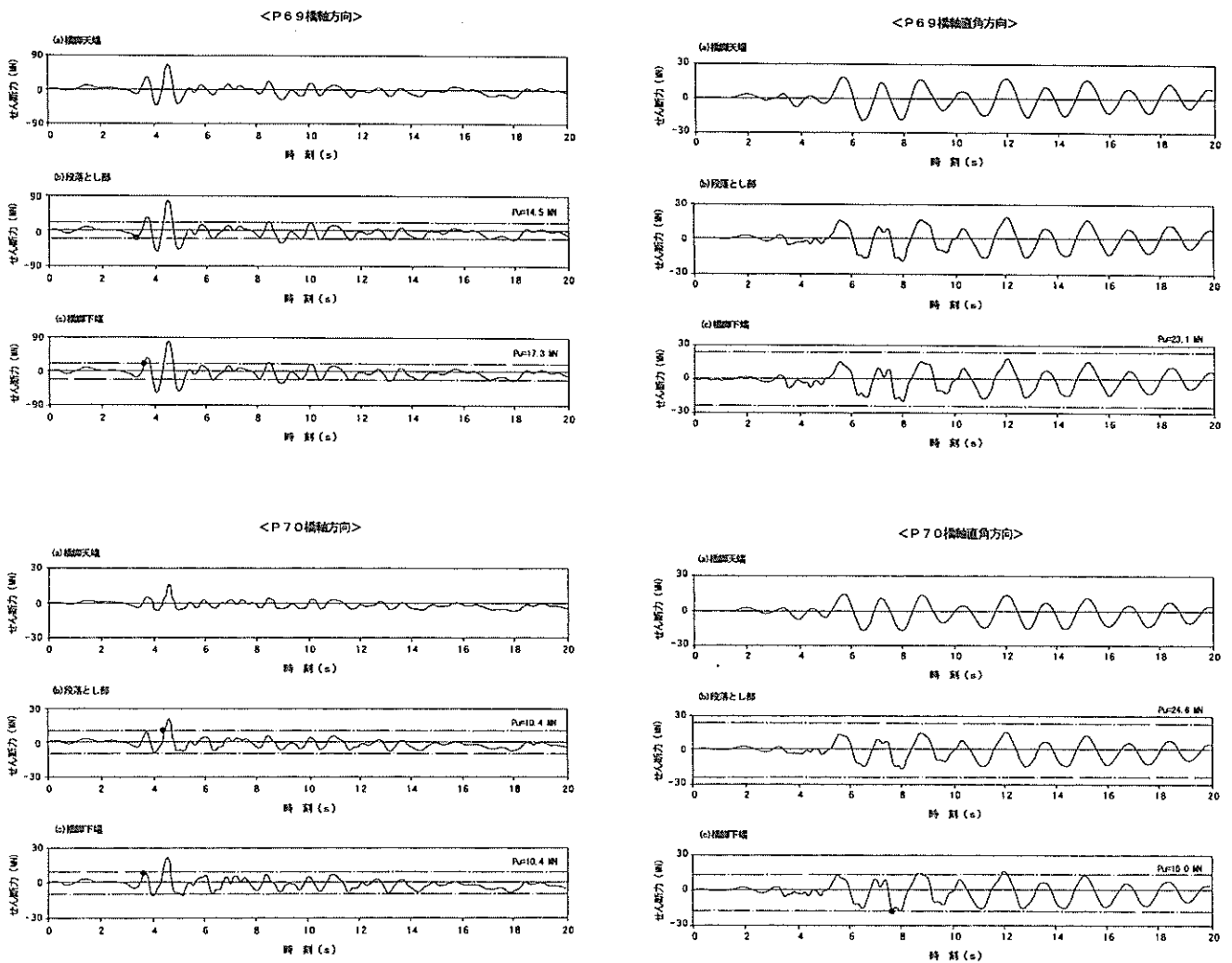


図-24 応答せん断力の時刻歴（基本モデル）

#### 5.4 解析モデルの相違の評価

詳細モデルおよび非線形モデルによる解析結果を、振動特性に関して表-8に、P69の応答断面力に関して表-9に、さらにP70の応答断面力に関して表-10にそれぞれとりまとめる。

##### (1) 基礎のモデル化の相違

固有値解析結果は、表-8に示したとおりであるが、基本モデルに比べて橋脚の卓越周期はいずれも0.1秒程度短くなった。また、P70の橋軸方向は16次モード以降に現れる結果となった。同様に、橋軸直角方向に関しては、P69、P70とも12～14次モードで現れ、固有周期は約0.35秒であった。

P69およびP70の橋軸方向の支承反力の時刻歴を図-25に示す。P69支承の方が破壊が先行し、応答せん断力は約3.6秒の時点で耐力に達した。一方、P70では約4.5秒に破壊に至ったという計算結果になった。他の支承については、基本モデルによる結果と同様である。

P69およびP70での加速度および断面力の時刻歴を図-26～28に示す。橋脚間の比較あるいは方向成分間の比較では、ほぼ基本モデルと同じ傾向が見られた。しかし、P70の橋軸方向の加速度はP69より大きいものの、変位は逆にP69の方が約30%大きくなった。これは、P70の加速度の最大値が高周波成分で決まったことによるものと考えられる。橋軸直角方向の破壊は、約6秒の時点でP70の基部で発生し、その後約8秒の時点でP69の基部に発生する結果となった。

基本モデルとの比較では、P69の橋軸方向以外では、加速度および変位とも詳細モデルの方が1.1～2.2倍程度大きく、特に橋脚天端での応答が大きくなった。これは、橋軸方向の支承が終局耐力を越えたため、上部工の慣性力がこの耐力以上に大きくならなかったためであると考えられる。P69の橋軸方向で差があまり見られなかったのは、上部工の質量の影響を大きく受けた結果であると考えられる。

表-8 解析モデルによる振動特性の比較

				基本モデル	詳細モデル	武藤モデル	武田モデル
固有周期 (s)	上 部 工			2.0 ~ 0.9			
	P69 橋軸方向			0.75	0.65	0.75	0.75
	P70 橋軸方向			0.40	0.30	0.40	0.40
	P69橋軸直角方向			0.45	0.35	0.45	0.45
	P70橋軸直角方向			0.45	0.35	0.45	0.45
橋軸 方向	最大加速度 (Gal)	P69	天端	1200	1110	880	850
			基部	740	740	600	610
		P70	天端	820	1310	800	800
			基部	670	890	620	620
	最大変位 (cm)	P69	天端	25.8	24.2	23.7	23.1
			基部	20.6	17.3	18.6	18.6
		P70	天端	17.8	19.0	18.5	17.9
			基部	16.8	15.6	17.0	17.0
橋軸 直角 方向	最大加速度 (Gal)	P69	天端	540	1090	540	540
			基部	550	700	550	550
		P70	天端	540	1200	540	540
			基部	540	740	540	540
	最大変位 (cm)	P69	天端	18.4	23.4	18.4	18.4
			基部	18.1	19.8	18.1	18.1
		P70	天端	17.9	22.1	18.0	18.0
			基部	17.8	19.5	17.9	17.9

表-9 P69での応答断面力の解析結果の比較

			基本 モデル	詳細 モデル	武藤 モデル	武田 モデル
橋軸 方向	せん断力 (kN)	支 承	25800	25800	25700	25700
		段落とし部	78600	73000	55900	55700
		基 部	82700	76900	58600	58800
		基 礎	85600	161700	61400	61100
	曲げモーメント (kN・m)	段落とし部	636000	592000	211000	214000
		基 礎	808000	752000	313000	316000
橋軸 直角 方向	せん断力 (kN)	支 承	19400	18500	20000	20000
		段落とし部	20200	23700	21700	21700
		基 部	20900	27100	22400	22400
		基 礎	21300	187900	22900	22900
	曲げモーメント (kN・m)	段落とし部	262000	261000	282000	282000
		基 部	306000	305000	367000	367000
		基 礎	482000	977200	518600	518600
		鉛 直 方 向	軸 力 (kN)	支 承	39400	40200
段落とし部	57100			58200	57600	57600
基 部	64400			65500	65100	65100
基 礎	70500			113000	71600	71600

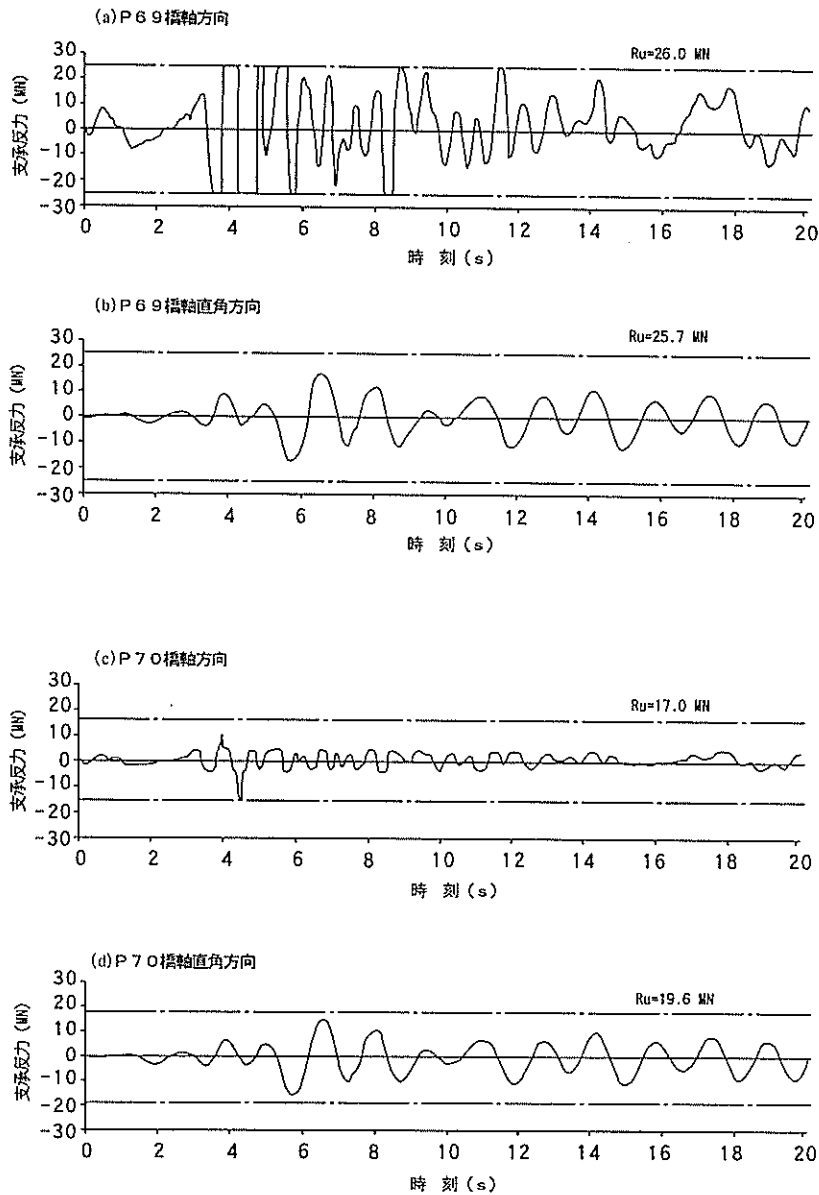


図-25 P69およびP70での支承反力の時刻歴（詳細モデル）

橋軸方向の曲げモーメントおよびせん断力は、振動応答特性が基本モデルの結果とほぼ同じであったことにより、基本モデルに比べてほぼ同程度か20%程度小さめの値となった。特にP70では、基礎のモデル化の相違により、応答の変化点が橋脚から基礎の方に移動した（橋脚天端での応答加速度と応答変位が基本モデルより大きかったことによる）ために応答断面力が低下することとなった。しかし、基礎のせん断力は基本モデルよりも2~5倍程度大きくなった。一方、橋軸直角方向では、橋脚基部のせん断力が基本モデルに比べて30%程度大きくなった。さらに、基礎のせん断力が基本モデルの約9倍も大きくなった。

このように基礎のモデル化の相違により解析結果に差が生じた原因の1つとして、ロッキングの影響が考えら

れる。ケーソンを1質点モデルに置換した場合、水平および鉛直方向の地震入力だけではロッキング振動を再現できない。しかし、詳細モデルにおいては、十分ではないにしても多質点への地震入力によるロッキング振動を再現できることになる。したがって、本橋梁のようにケーソン基礎が高い場合には、詳細モデルのような基礎を多質点に置換する方が望ましいといえる。また、基礎の挙動により破壊の形態が決まる本橋梁のような場合には、基礎の状況をより精緻にモデル化できる詳細モデルの方が優れているとも考えられる。

#### (2) 橋脚材料の非線形特性の差異

コンクリート材料に非線形性を導入したモデルでは、両モデルとも固有値解析の結果は、表-8に示したとおり、基本モデルとほとんど同じであった。



表-10 P70での応答断面力の解析結果の比較

			基本 モデル	詳細 モデル	武藤 モデル	武田 モデル
橋 軸 方 向	せん断力 (kN)	支 承	16600	16600	16600	16600
		段落とし部	21300	17900	17000	17900
		基 部	23000	22500	19100	18800
		基 礎	24200	130200	19900	19300
	曲げモーメント (kN・m)	段落とし部	155000	122000	115000	115000
		基 部	207000	155000	132000	132000
基 礎		408200	496300	356300	349200	
橋 軸 直 角 方 向	せん断力 (kN)	支 承	16900	16000	17400	17400
		段落とし部	17900	21100	19400	19400
		基 部	18600	24500	20100	20100
		基 礎	19100	171200	20600	20600
	曲げモーメント (kN・m)	段落とし部	224000	228000	242000	242000
		基 部	267000	273000	325000	325000
基 礎		427600	879900	462400	462400	
鉛 直 方 向	軸 力 (kN)	支 承	39800	39300	37200	38600
		段落とし部	52200	51300	53200	53200
		基 部	60100	58700	62000	62000
		基 礎	66500	103700	68600	68600

P69およびP70での支承の橋軸方向反力の時刻歴を図-29および図-30に示す。約4秒前後で支承の終局耐力に達しており、基本モデルとほとんど同様の結果となった。また、後述するように、橋軸直角方向ではほとんど塑性域に達しなかったために、線形を仮定している基本モデルと同じ結果となったのは当然のことである。

橋脚の応答解析の結果を図-31～36に示す。曲げモーメントの時刻歴図で、○印は鉄筋の降伏時点を示している。武藤モデルでは、P69の橋軸方向の断面力がP70の2～3倍程度となったが、橋軸直角方向では両者はほぼ等しかった。橋軸方向では、これも4秒前後でP69およびP70の基部と段落とし部でせん断破壊が生じる結果となった。曲げモーメントに関しては、いずれも降伏はするものの、終局耐力には達していなかった。橋軸直角方向では、約12秒の時点でP70の基部でせん断破壊する結果となったが、P69では破壊に至っていなかった。武田モデルでもほぼ同様の結果が得られた。相違点はわずかに橋軸方向のせん断破壊がP70の基部で約8秒の時点で生じる結果となったことだけである。この理由は、図-37および図-38に示すように、曲げモーメント-曲率の関係が非線形領域に入るものの、曲率が大きく増加するには

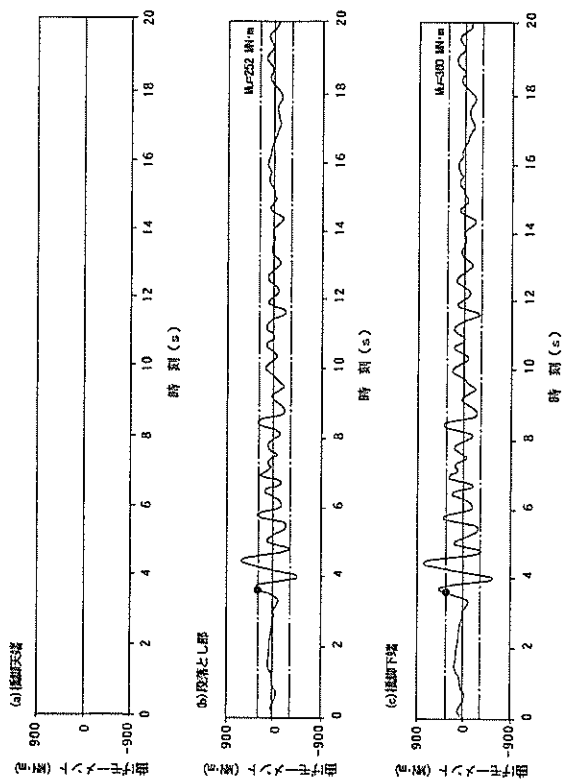
至らず、両モデルの特性が顕著に出ることがなかったためである。

基本モデルとの比較では、橋軸方向の加速度が基本モデルに比べてほぼ同じか、最大でも70%程度の低下を示した。しかし、変位はほとんど変わらなかった。これは、図-37および図-38に示したように、曲げ剛性が非線形領域に入ることと、非線形領域に入るものの曲率が増加しないことによる。また、加速度応答では、主要動が始まる約4秒以降は武藤・武田モデルとも波形がなめらかになっている。これも非線形領域に入った影響である。橋軸直角方向では、非線形領域に入らないために、基本モデルと同一の結果となっている。

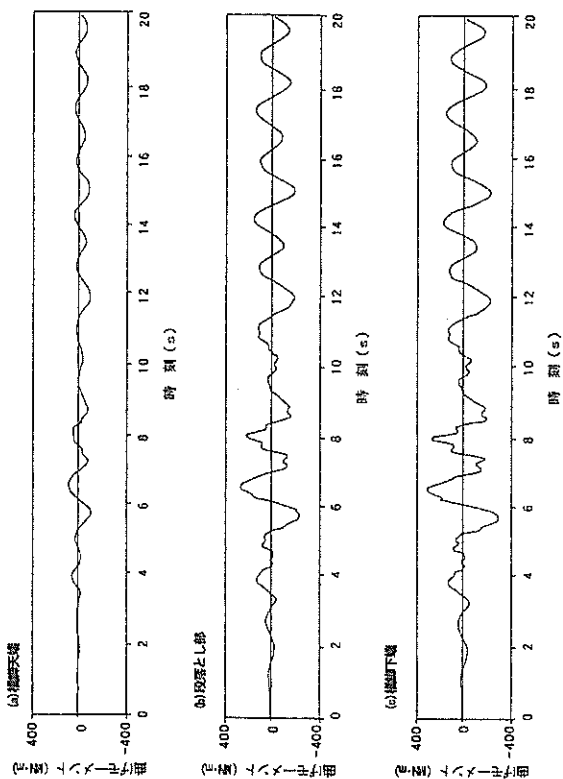
橋脚の曲げモーメントおよびせん断力は、両モデルとも橋軸方向については、基本モデルに比べてかなり小さくなった。これも、非線形領域に入ったためである。ただし、両ケースとも、応答は前述の理由によりほぼ同程度となっている。橋軸直角方向では、せん断力が基本ケースに比べて10%程度大きくなった。これは、橋脚天端の加速度と変位の増加が軸方向に比べて大きくなっていったことから、モデル化の相違により振幅の相違が現れたものと考えられる。



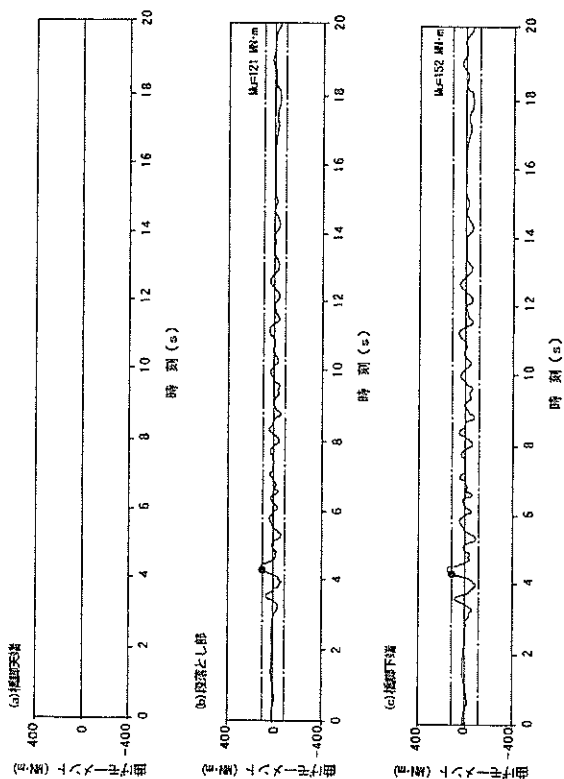
<P69橋軸方向>



<P69橋軸垂直方向>



<P70橋軸方向>



<P70橋軸垂直方向>

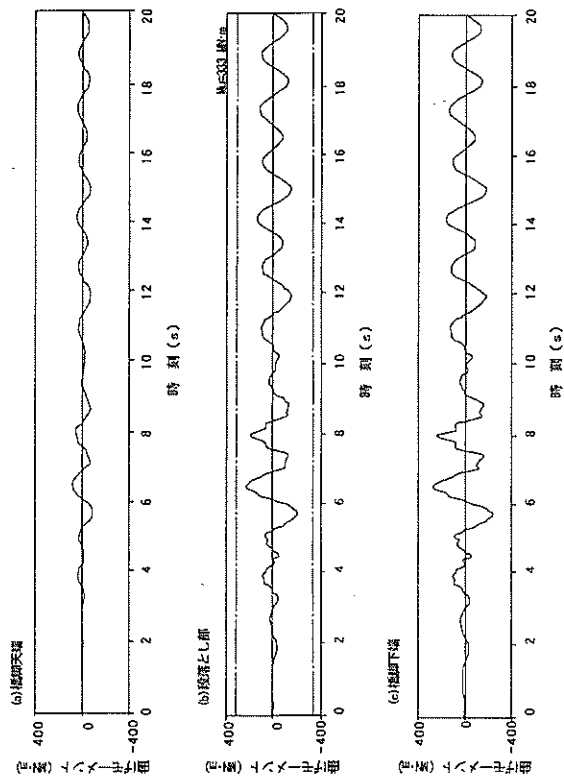
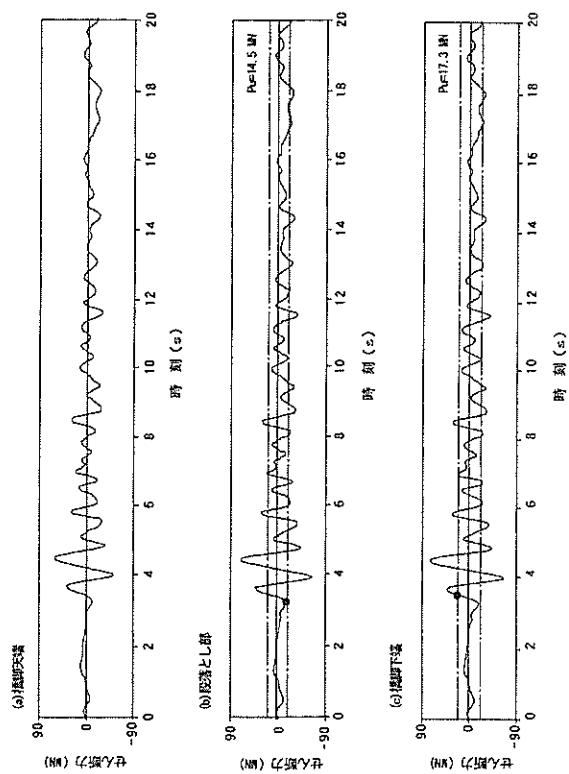
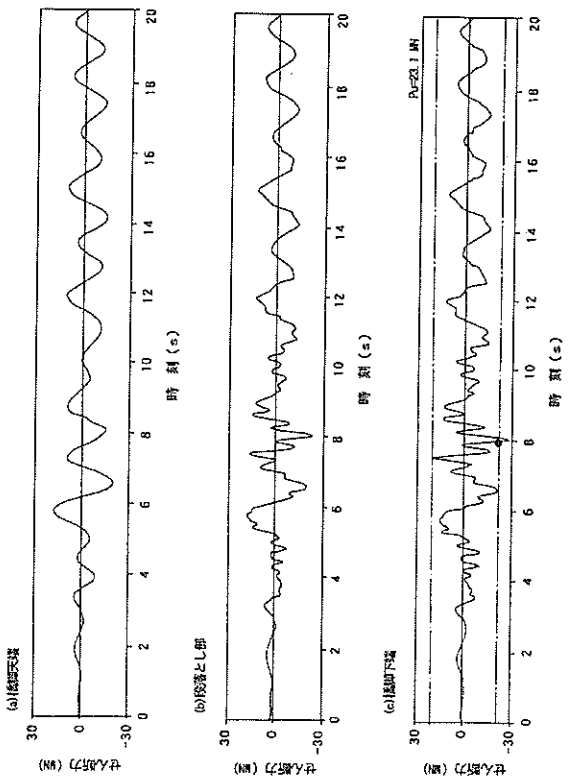


図-27 応答曲げモーメントの時刻歴 (詳細モデル)

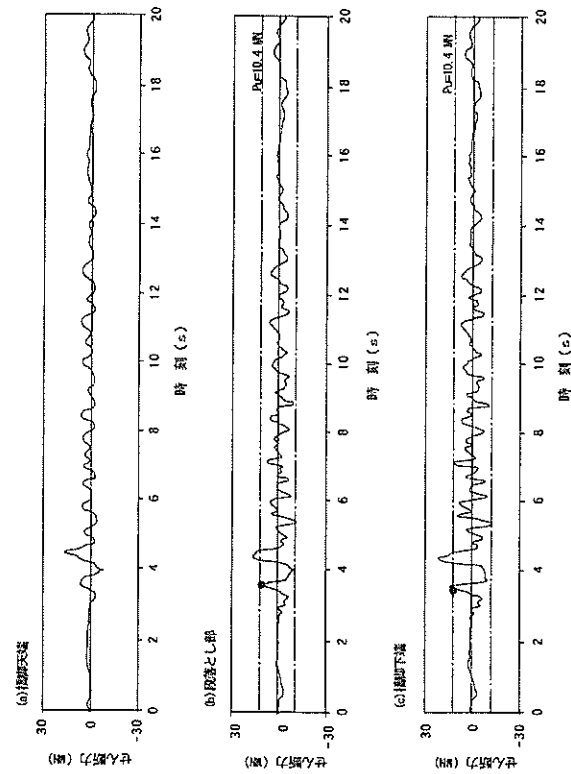
<P69振動方向>



<P69振動直交方向>



<P70振動方向>



<P70振動直交方向>

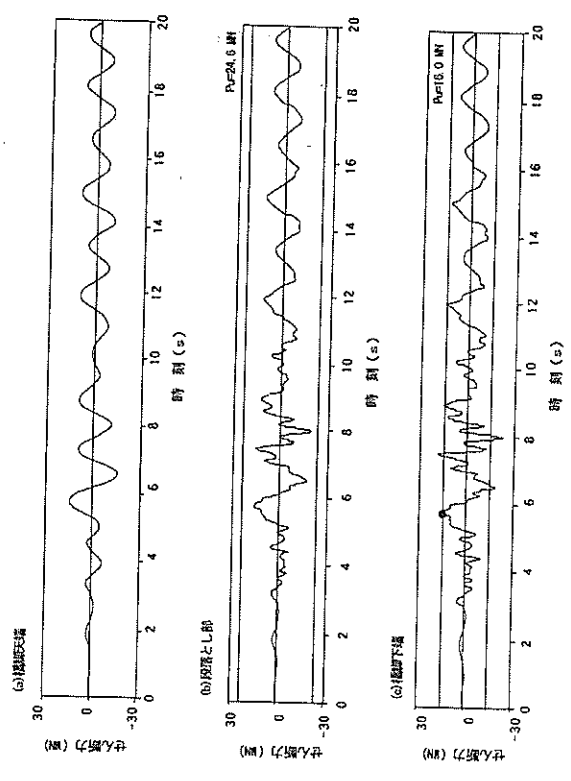


図-28 応答せん断力の時刻歴 (詳細モデル)

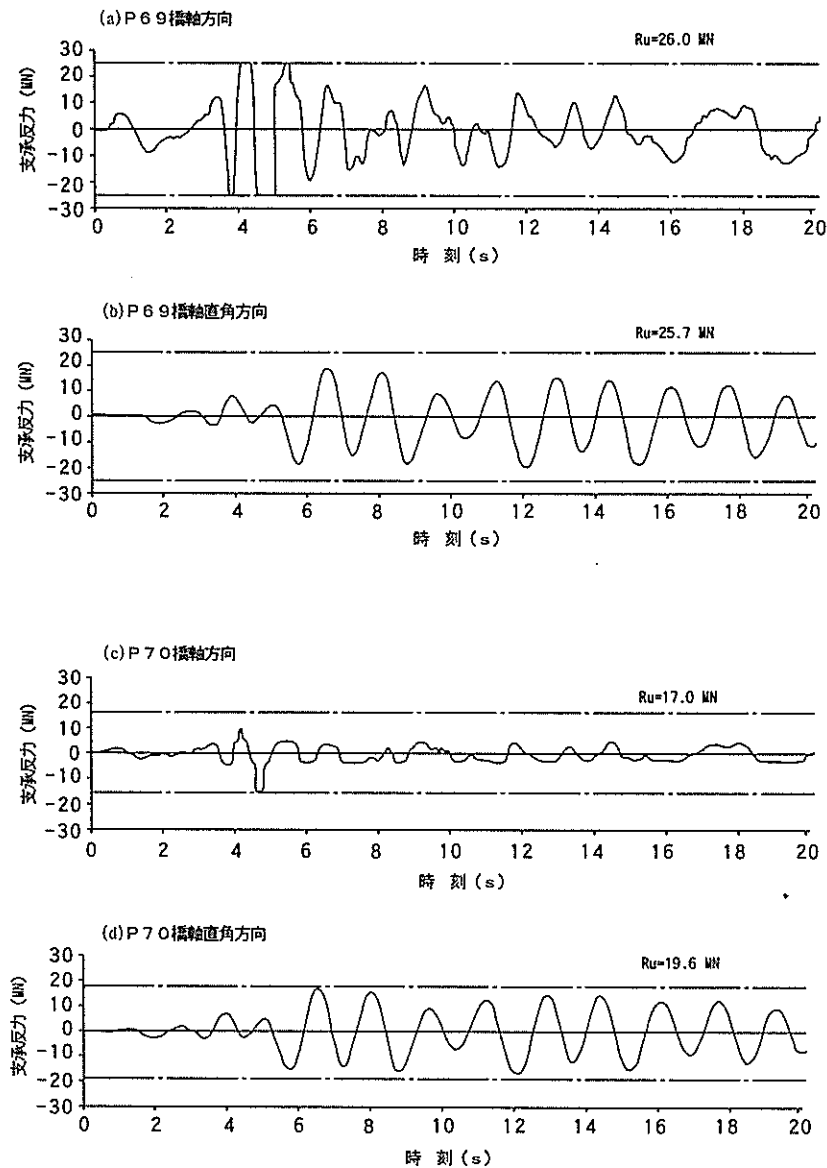


図-29 支承反力の時刻歴（武藤モデル）

### 5.5 破壊形態および原因の推定

4モデルによる構造全体系の地震応答解析の結果を総括して、本橋梁が破壊に至った過程および原因について考察する。各解析モデルによる破壊想定時刻と順序を表-11にとりまとめる。

#### (1) P69

橋軸方向に関しては、基本モデルの解析結果から、支承と橋脚の段落とし部、基部および基礎が、主要動の開始する約4秒の時点で破壊する。詳細モデルでは、基礎のせん断破壊が先行する。非線形解析では、両モデルとも曲げ破壊が生じない。したがって、基本モデルとの相違は、橋脚と基礎が曲げ破壊するか、降伏で留まるかの違いである。

橋軸直角方向では、詳細モデルのみに基礎のせん断破壊が生じる。ただし、これは橋軸方向の破壊よりもあとであると推察される。

#### (2) P70

橋軸方向では、基本モデルの解析結果から、支承と橋脚段落とし部、基部および基礎が、主要動の開始する約4秒の時点で破壊する。詳細モデルでは、基礎のせん断破壊が先行する。非線形解析では、両モデルともP69と同様に曲げ破壊が生じない。

橋軸直角方向では、基本モデルおよび非線形モデルとも約8秒の時点で橋脚基部がせん断破壊する。一方、詳細モデルでは基部の破壊よりも前に基礎が約4秒の時点でせん断破壊する。

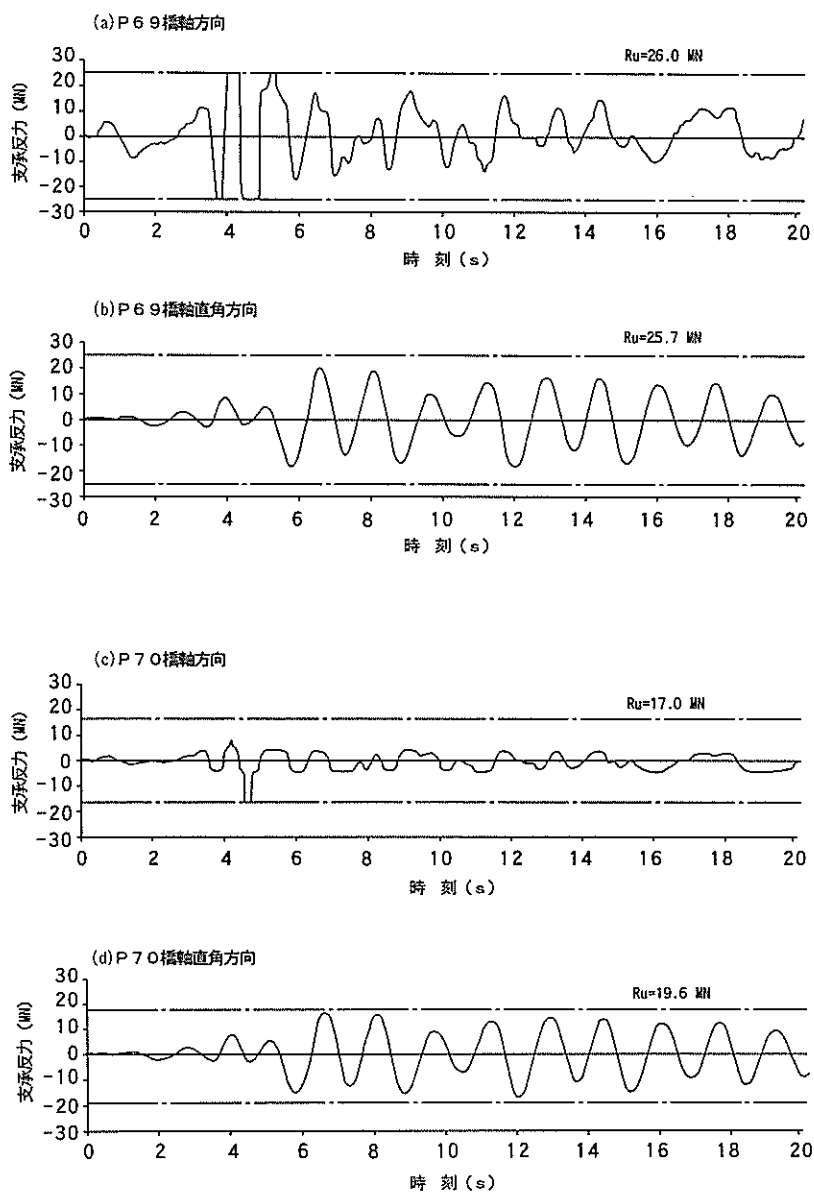


図-30 支承反力の時刻歴（武田モデル）

### (3) まとめ

線形解析では曲げとせん断の破壊が生じるが、非線形解析を行うことにより、橋脚、基礎ともせん断破壊が先行し、曲げについては降伏が生じるに留まる。基礎のモデル化詳細に行った場合には、基礎に大きなせん断力が発生し、橋脚に先行して基礎がせん断破壊した可能性があることがわかる。

## 6. 橋脚の静的非線形解析

### 6.1 解析の目的

5. で述べた構造全体系の地震応答解析では、P69に発生した支承からの斜めひび割れ、およびP70での段落と

し部から基部にかけてのせん断破壊を十分に再現することができなかった。そこで橋脚-基礎構造のみを抽出して、静的非線形FEM解析によりこれら被害の発生原因などを検討した。

### 6.2 解析方法

解析はP69とP70の橋脚およびケーソン基礎の一部を2次元でモデル化して行った。解析に用いた有限要素分割図を図-39~42に示す。ここで、モデル下端は完全固定とした。コンクリートはひび割れを考慮した平面応力要素で、鉄筋はトラス要素で、段落とし部は接触要素でモデル化した。

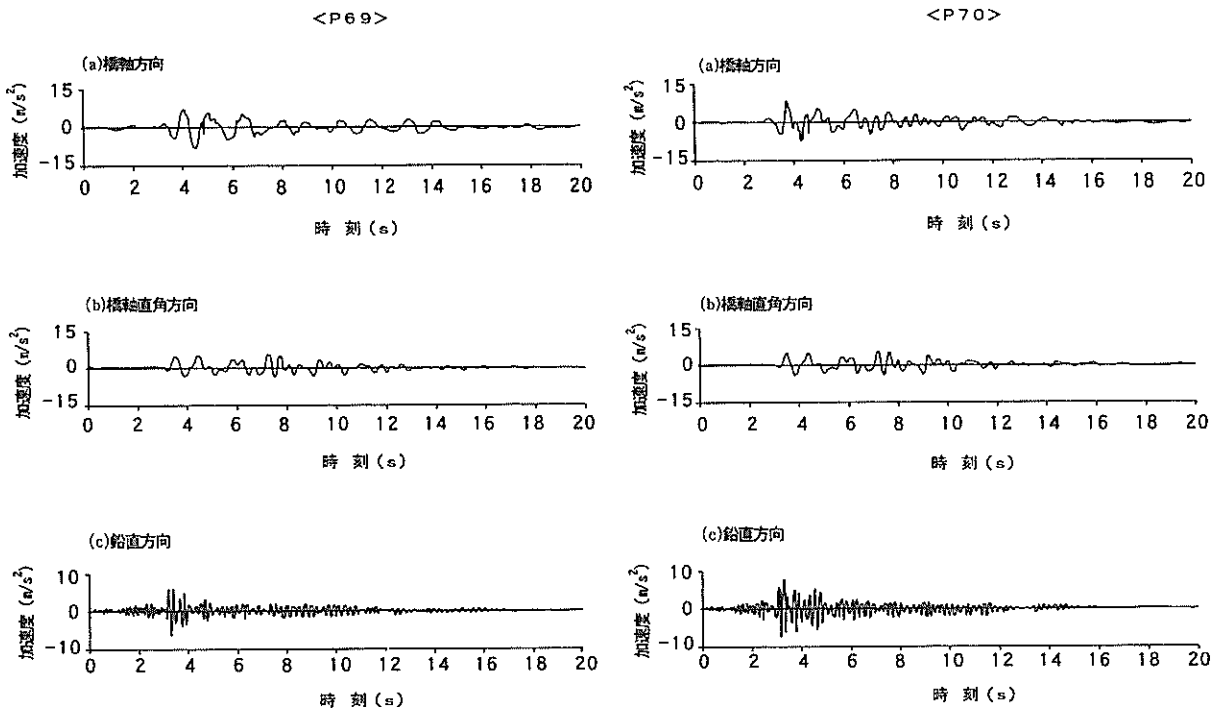


図-31 橋脚天端での応答加速度の時刻歴（武藤モデル）

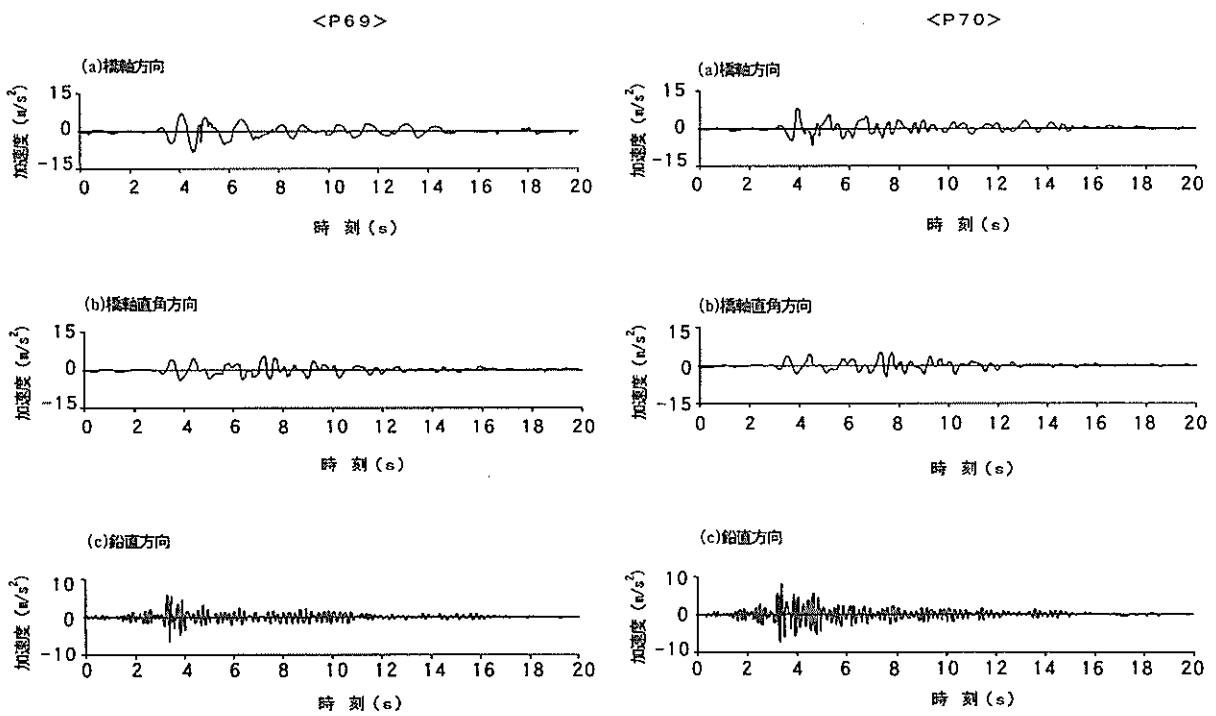
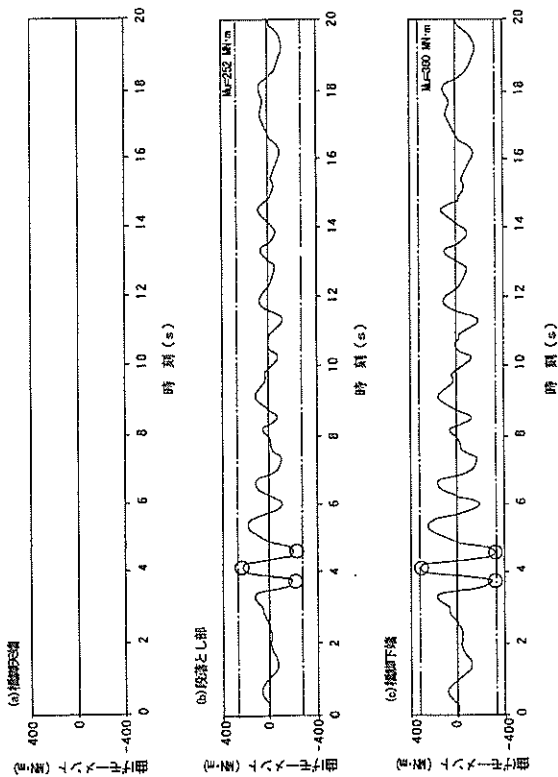
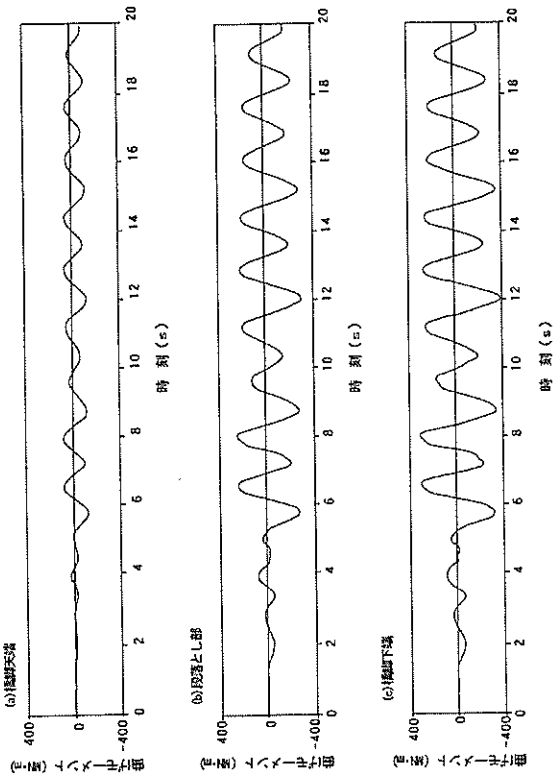


図-32 橋脚天端での応答加速度の時刻歴（武田モデル）

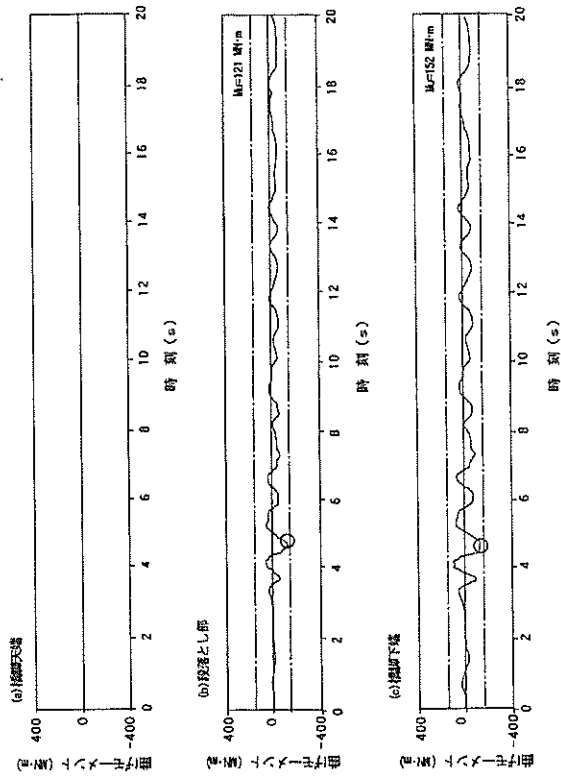
<P69横軸方向>



<P69横軸直角方向>



<P70横軸方向>



<P70横軸直角方向>

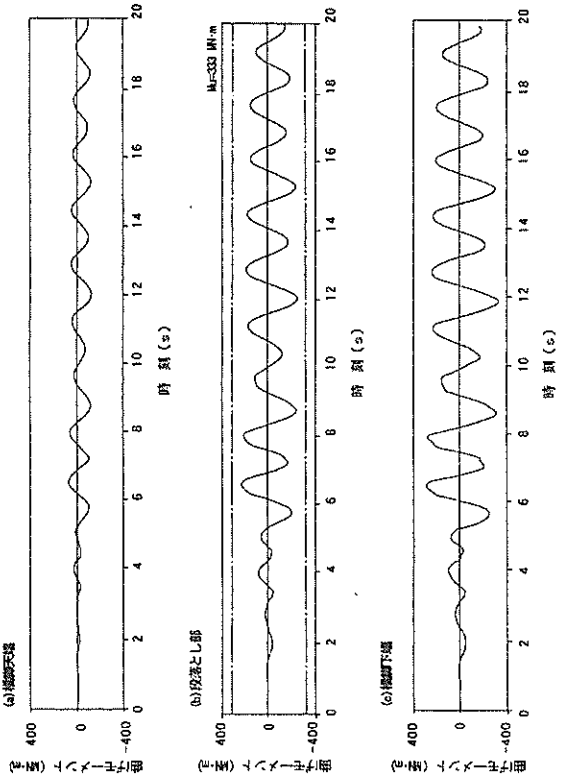
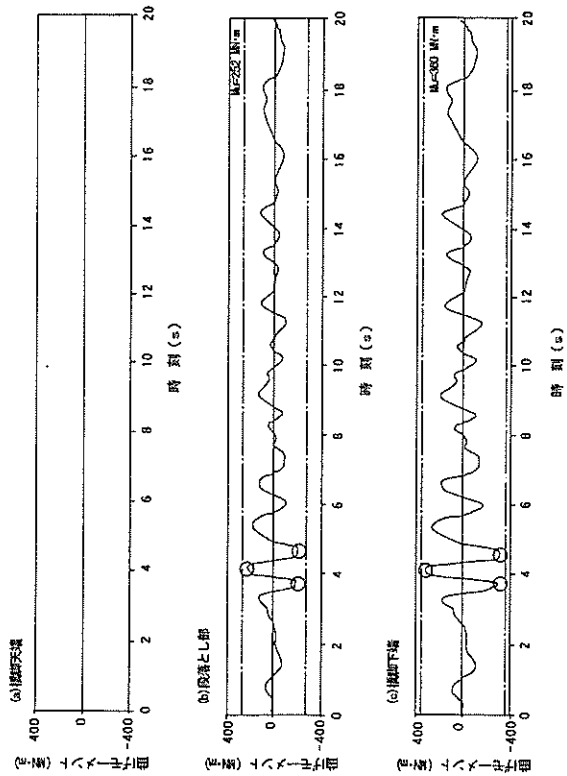


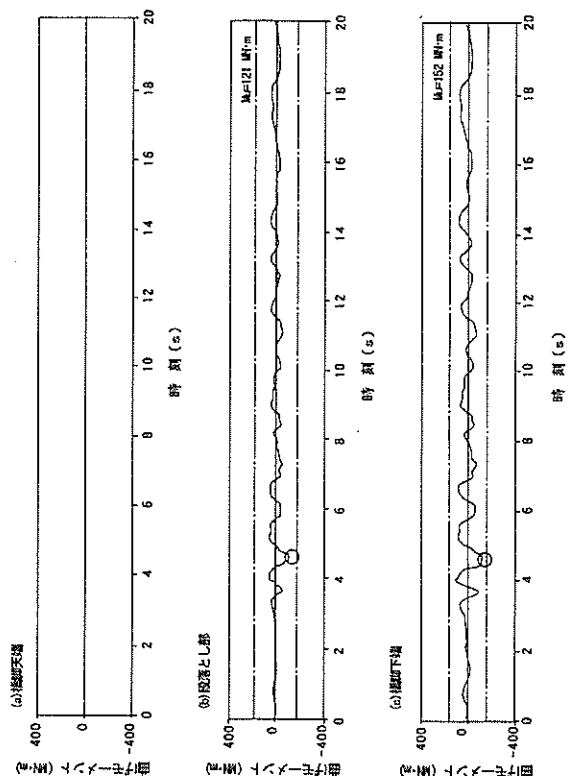
図-33 応答曲げモーメントの時刻歴 (武藤モデル)



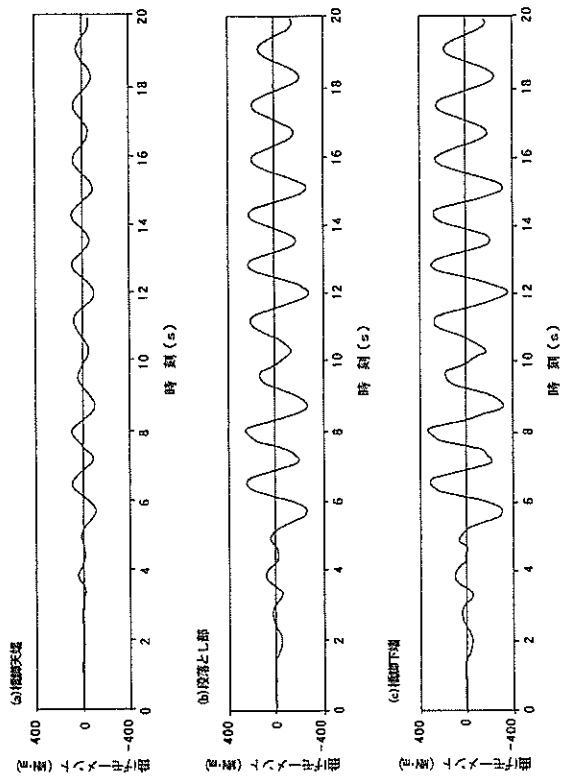
<P69:横軸方向>



<P70:横軸方向>



<P69:横軸直方向>



<P70:横軸直方向>

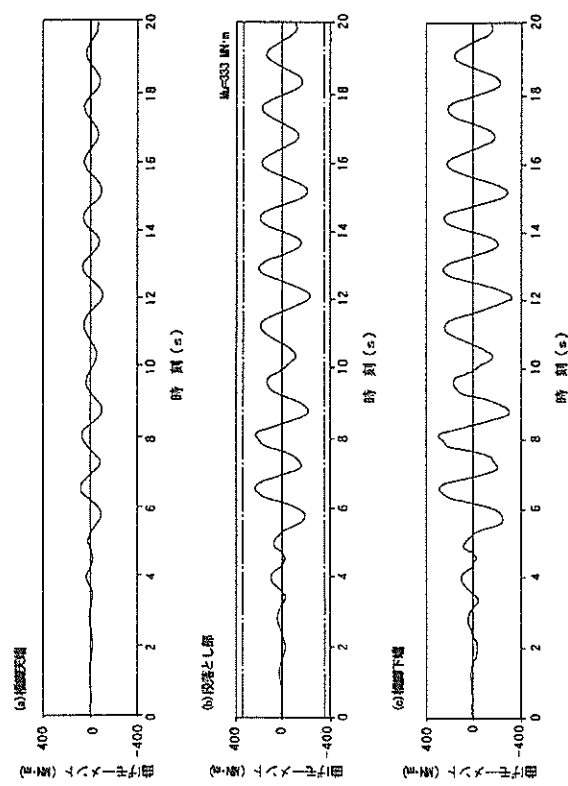
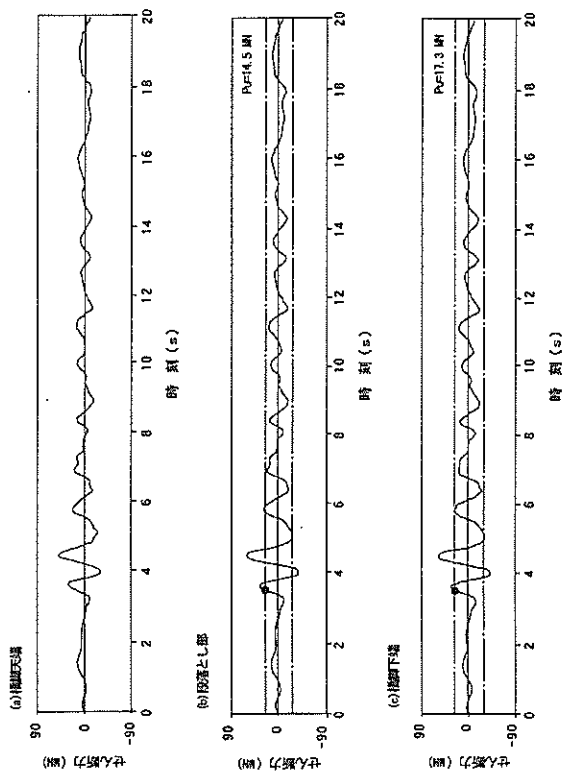
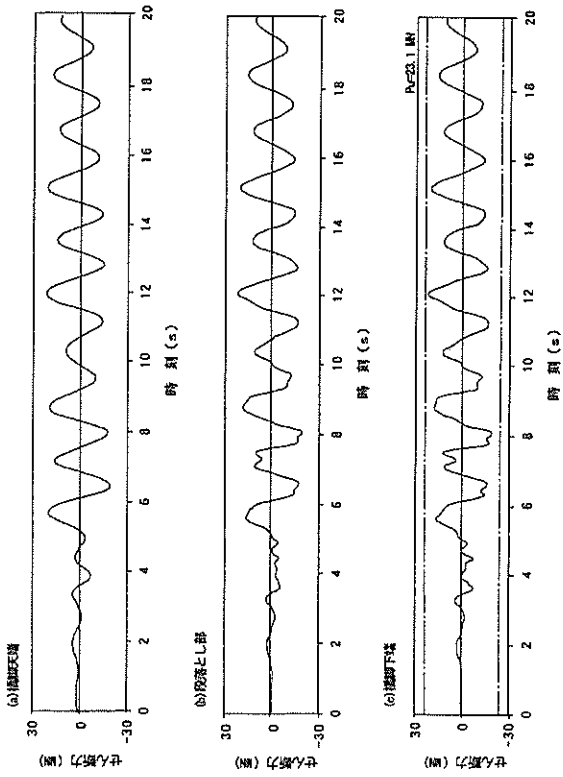


図-34 応答曲げモーメントの時刻歴 (武田モデル)

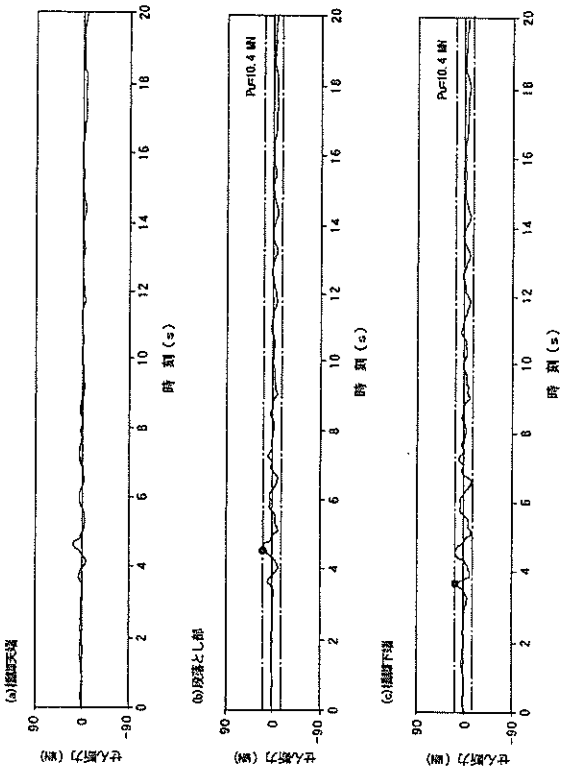
<P69横軸方向>



<P69横軸垂直方向>



<P70横軸方向>



<P70横軸垂直方向>

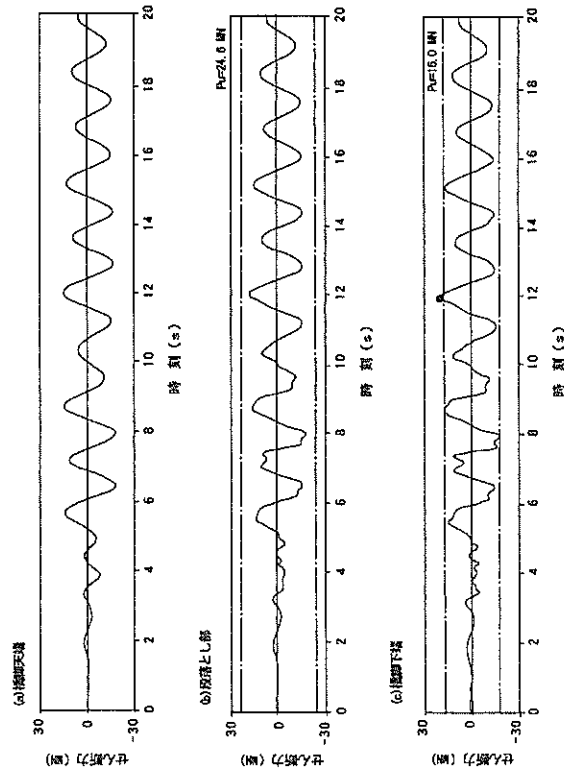
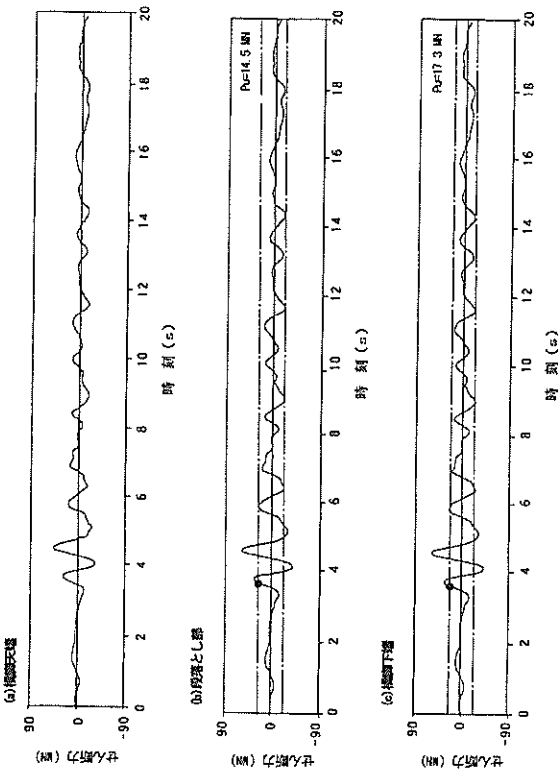
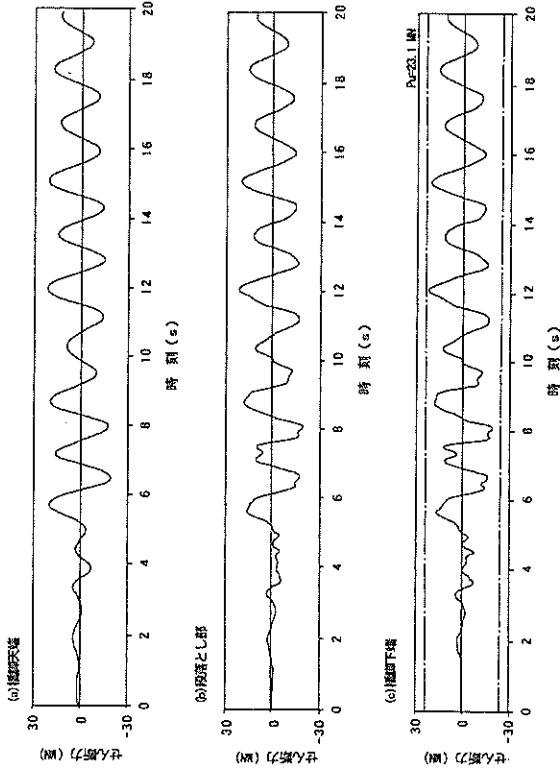


図-35 応答せん断力の時刻歴 (武藤モデル)

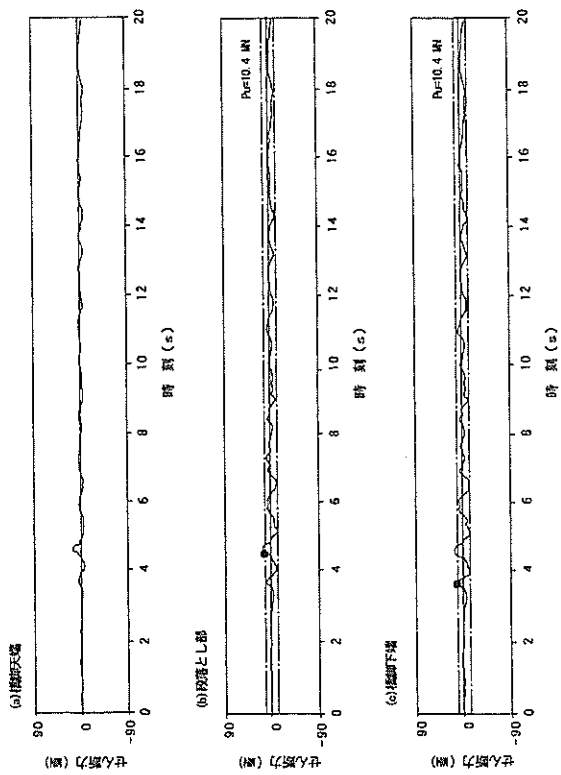
<P69構軸直方向>



<P69構軸直方向>



<P70構軸直方向>



<P70構軸直方向>

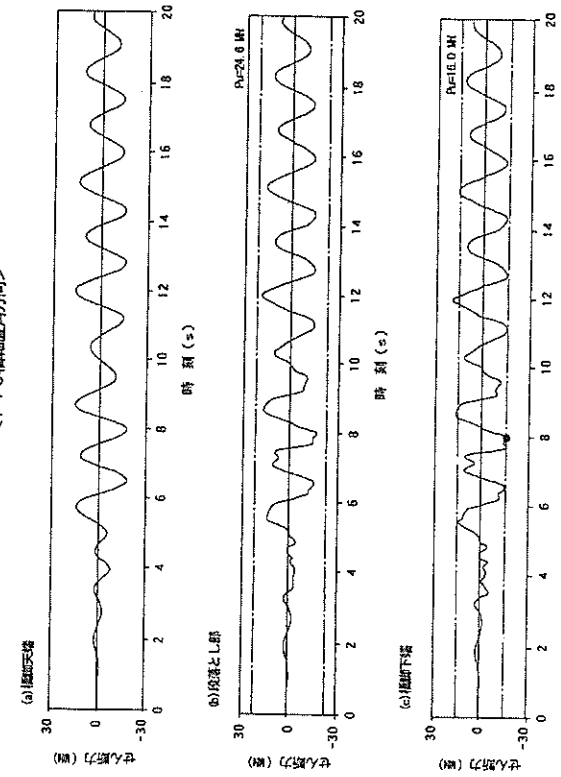
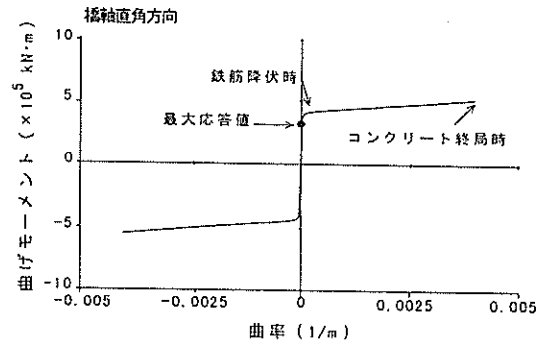
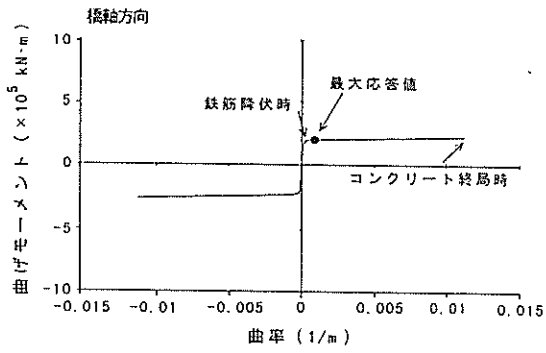
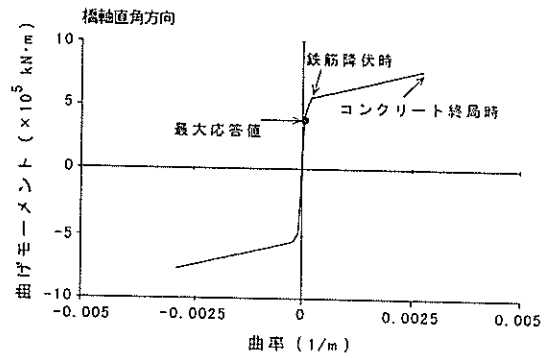
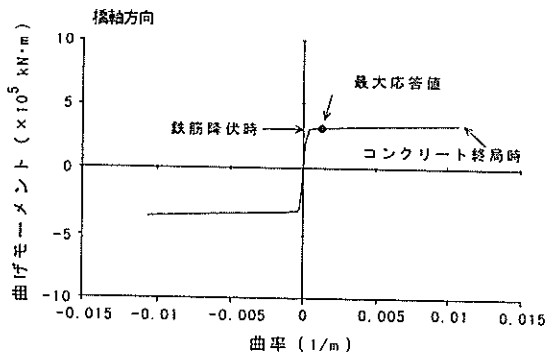


図-36 応答せん断力の時刻歴 (武田モデル)

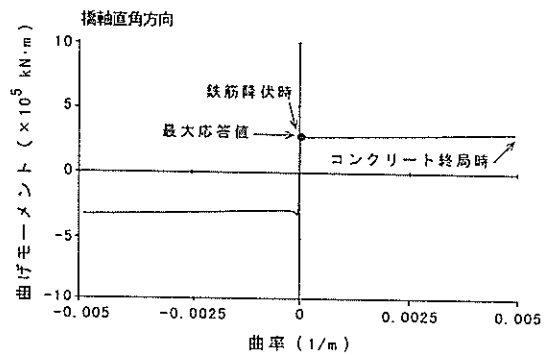
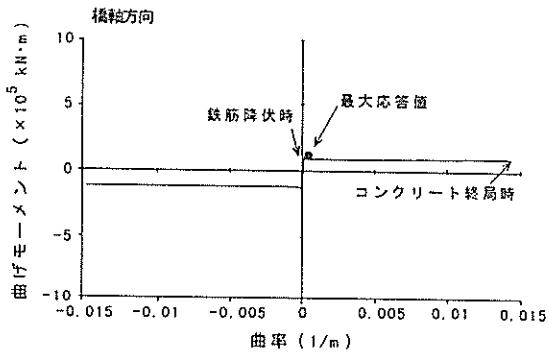
(a) P69 段落とし部



(b) P69 橋脚下端



(c) P70 段落とし部



(d) P70 橋脚下端

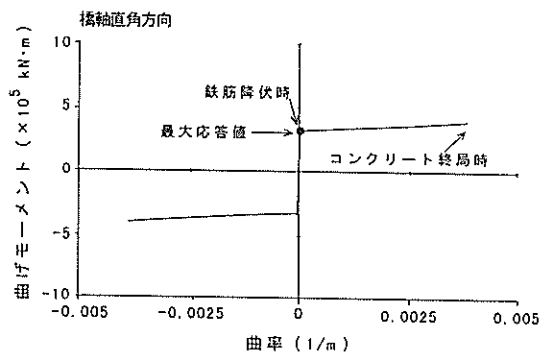
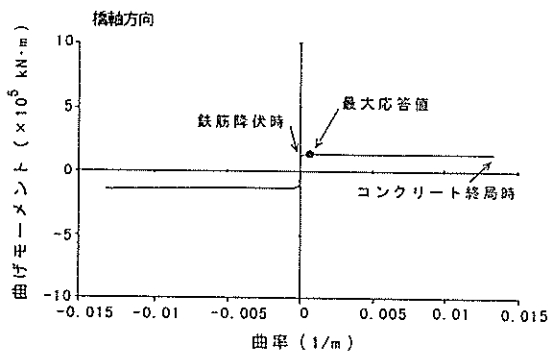
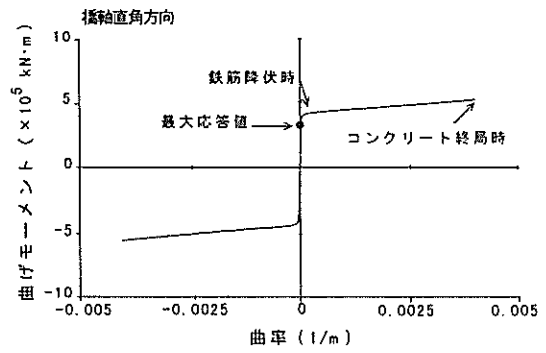
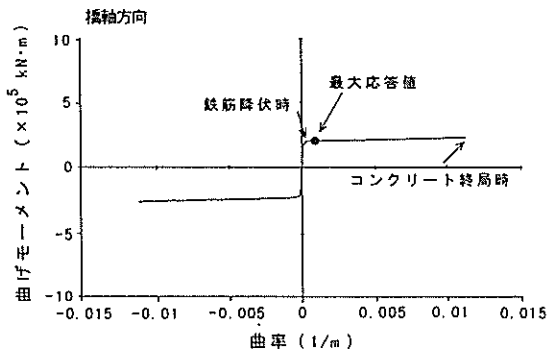
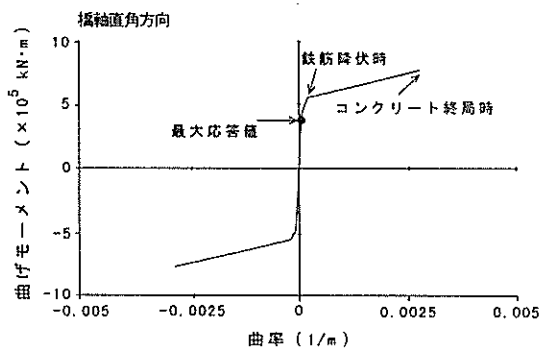
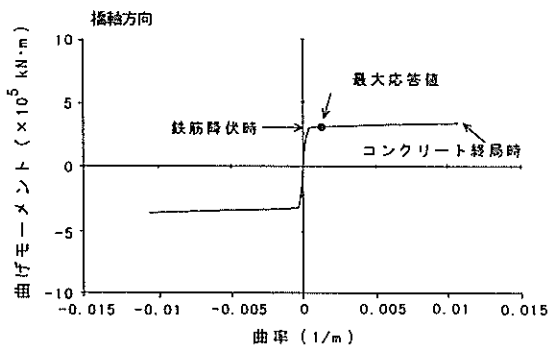


図-37 応答曲げモーメントと曲率の関係 (武藤モデル)

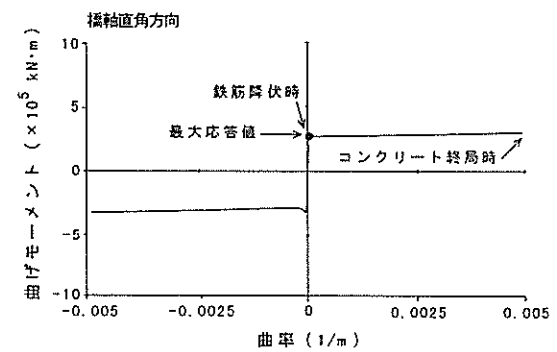
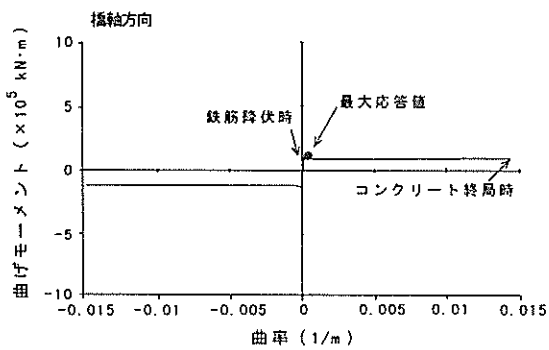
(a) P 69 段落とし部



(b) P 69 橋脚下端



(c) P 70 段落とし部



(d) P 70 橋脚下端

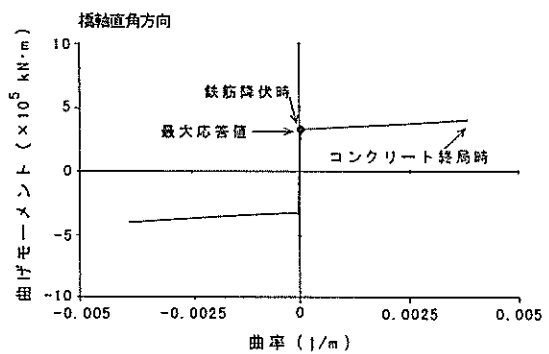
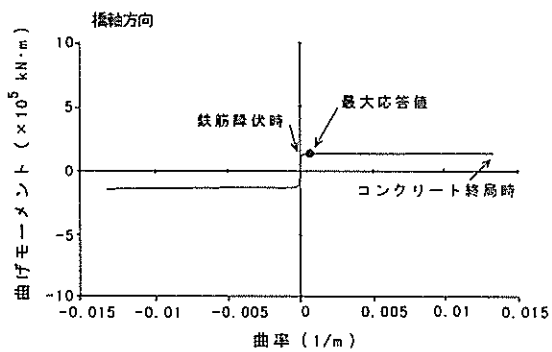


図-38 応答曲げモーメントと曲率の関係 (武田モデル)

表-11 各イベント発生時刻と発生順序の解析結果

橋脚	部位	位置	方向	破壊形態	基本モデル		詳細モデル		武藤モデル		武田モデル	
					時刻 (s)	順	時刻 (s)	順	時刻 (s)	順	時刻 (s)	順
P69	支承		橋軸	せん断	3.64	①	3.60	③	3.64	①	3.64	①
			直角	せん断								
			鉛直	圧壊								
	橋脚	段落とし部	橋軸	せん断	3.37	①	3.22	③	3.60	①	3.60	①
				曲げ	3.65	①	3.60	③				
				ずれ								
			直角	せん断								
				曲げ								
				ずれ								
	基 部		橋軸	せん断	3.56	①	3.55	③	3.79	①	3.79	①
				曲げ	3.69	①	3.65	③				
			直角	せん断								
				曲げ								
	基礎	中間部	橋軸	せん断	3.61	①	0.47	①	3.61	①	3.62	①
曲げ				3.67	①	3.61	③					
直角			せん断			3.52	③					
			曲げ									
P70	支承		橋軸	せん断	4.51	②	4.50	④	4.52	②	4.52	②
			直角	せん断								
			鉛直	圧壊								
	橋脚	段落とし部	橋軸	せん断	4.36	②	3.60	③	4.21	②	4.21	②
				曲げ	4.48	②	4.52	④				
				ずれ								
			直角	せん断								
				曲げ								
				ずれ								
	基 部		橋軸	せん断	3.60	①	3.60	③	3.79	①	3.79	①
				曲げ	4.47	②	4.52	④				
			直角	せん断	7.95	③	5.78	⑤	7.95	③	7.94	③
				曲げ								
	基礎	中間部	橋軸	せん断			1.24	②				
曲げ						5.42	⑤					
直角			せん断			3.52	③					
			曲げ			5.71	⑤					

注) 表中の空欄はそのイベントが発生しなかったことを示す。

コンクリートおよび鉄筋の基本材料特性は、構造全体系を対象とした地震応答解析で用いたものと同じとした(5.1参照)。コンクリートの圧縮域における降伏規準にはDrucker-Prager則を用い、降伏以降は完全塑性体とした。その際、降伏に達する強度を $0.85 f'_{cc} = 23\text{N/mm}^2$

( $f'_{cc}$ : コンクリートの圧縮強度)に、ポアソン比を0.167に設定した。コンクリートのひび割れは Smeared Crackモデルにより取り扱った。ひび割れ発生後は、ひび割れ面でのせん断伝達や応力-ひずみ関係での塑性軟化は考慮しなかった。なお、ひび割れ発生強度(引張強

度)は $0.23 f'_{cd} = 2.0 \text{N/mm}^2$ とした。鉄筋は、von Mises 則による完全弾塑性体とした。なお、鉄筋とコンクリートとは完全付着を仮定した。

段落とし部のモデル化は、接合面の方向およびこれに垂直方向の挙動を相対変位と伝達力の関係で定義できる接触要素を用いてモデル化した。その際、圧縮力は伝えるが引張力を伝えないものとし、せん断は鉄筋の影響を無視してコンクリートの摩擦抵抗のみを考慮した。この場合のコンクリート接合面の摩擦係数は、ACIで規定されている打継目を目荒らしした場合の値である1.0を用いた。

入力荷重は、全体構造系の地震応答解析結果から得られた最大の支承反力と橋脚の慣性力を組み合わせた値とした。ただし、橋軸方向では支承反力と橋脚の慣性力は同時に最大となるが橋軸直角方向では最大となる時刻が異なるため、P70では最大値とおしを重ね合わせたケースも解析の対象とした。

解析ケースを表-12に総括する。

### 6.3 解析結果

#### (1) P69

解析により得られた変位、コンクリートのひび割れ状況、コンクリートの主応力およびコンクリートのせん断応力を図-43および図-44に示す。

橋軸方向に関しては、最大荷重の約93%の時点で基部コンクリートが圧縮破壊に至る結果となった。段落とし部におけるずれせん断力は圧縮応力の0.2倍程度であり、滑動するには至らなかった(滑動するには摩擦係数が0.2以下である必要がある)。また、基部から段落とし部にかけて $11 \text{N/mm}^2$ 程度のせん断応力が算定された。コンクリートのせん断強度が $26.5/5 = 5.3 \text{N/mm}^2$ 程度であると推定されるため、せん断ひび割れが発生することが推察された。

橋軸直角方向では、支承からの斜めひび割れよりも基部のせん断ひび割れが先行する結果となり、被害状況をうまく再現できなかった。そこで、基部や段落とし部が破壊する以前に、実際の被害で見られたような斜めひび割れが発生する荷重条件を見出すため、追加ケース①および②による検討を行った。この結果、橋軸直角方向の荷重を無くし、鉛直荷重を山側の支承部のみに作用させた場合(追加ケース②)であれば、基部のせん断破壊に先行して支承部が破壊することが判明した。さらに、ひび割れが発生するためには、常時作用する支承反力の3倍

程度の荷重が作用する必要がある。このような大きな荷重が発生しうる原因として、地震時の上下動による影響、あるいは他の橋脚の支承が破壊したことによって桁が山側に傾きP69の片側に集中的に桁自重が作用したことなどが考えられるが、実体は現在のところ不明である。

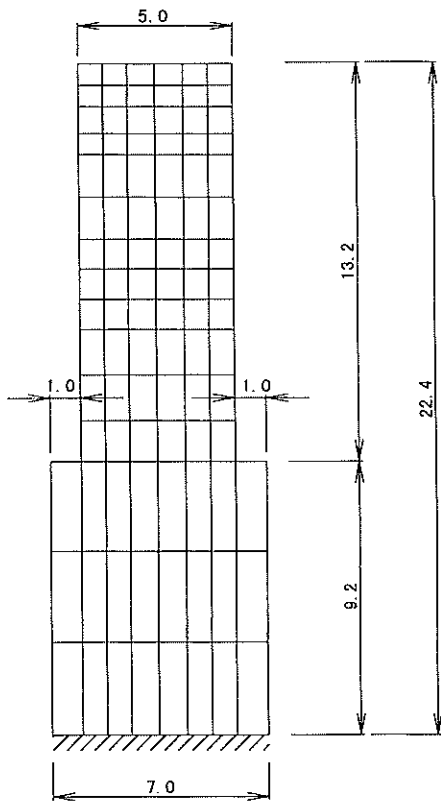
#### (2) P70

P70での解析結果を図-45および図-46に示す。橋軸方向では、最大荷重の約80%で基部コンクリートが圧縮破壊に至った。段落とし部のせん断応力の状況から、橋脚は段落とし部を境に滑動しないものの基部から段落し部にかけてせん断ひび割れが発生することになった。もし被害状況と同じように滑動するとすれば、摩擦係数は0.3以下の条件が必要であったが、この条件は段落とし部でのかなり悪い施工状況(相当悪くても一般に0.6ぐらいはあると思われる)を表すものであり、段落とし部での破断面の観察などからこのような状況は起こりにくかったと考えられる。

一方、橋軸直角方向では、橋脚はせん断破壊しない結果となった。そこで、P69と同様に追加ケースにより実際の被害状況を再現するための条件を検討した。この結果、橋軸方向の破壊が先行したと仮定して橋脚断面を1割程度欠損させた条件で解析する(追加ケース②)と、橋軸直角方向で段落し部から基部にかけて曲げに先行してせん断破壊することが判明した。

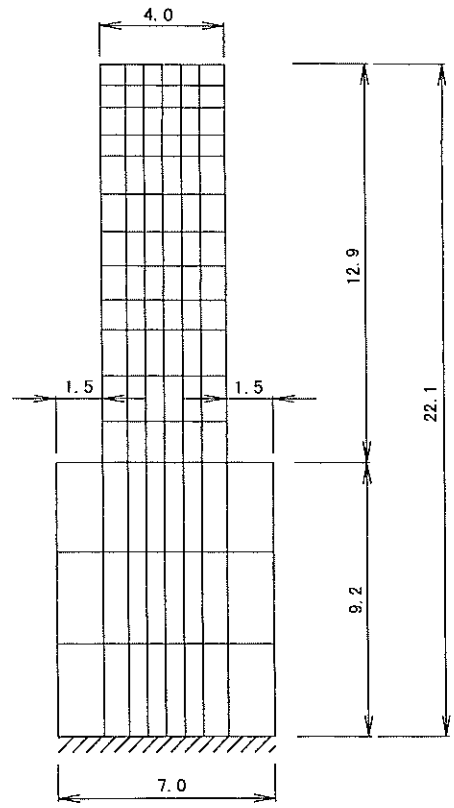
表-12 非線形解析ケース一覧

着目部位	ケース	荷 重
P69	橋軸 基 本	最大荷重 (4.5秒時)
	橋軸 基 本	支承反力最大時荷重 (6.5秒時) (支承の引張破壊時を想定)
	橋軸 直角 追加①	最大支承反力を片側に集中 (支承の引張破壊時を想定)
	橋軸 直角 追加②	常時鉛直反力を片側に集中 (支承の引張破壊時を想定)
P70	橋軸 基 本	最大荷重 (4.5秒時)
	橋軸 基 本	支承反力最大時荷重 (6.5秒時) (支承の引張破壊時を想定)
	橋軸 直角 追加①	最大荷重(支承反力と慣性力の 最大値を合成)
	橋軸 直角 追加②	支承反力最大時荷重、軸方向コ ンクリートの一部が欠損



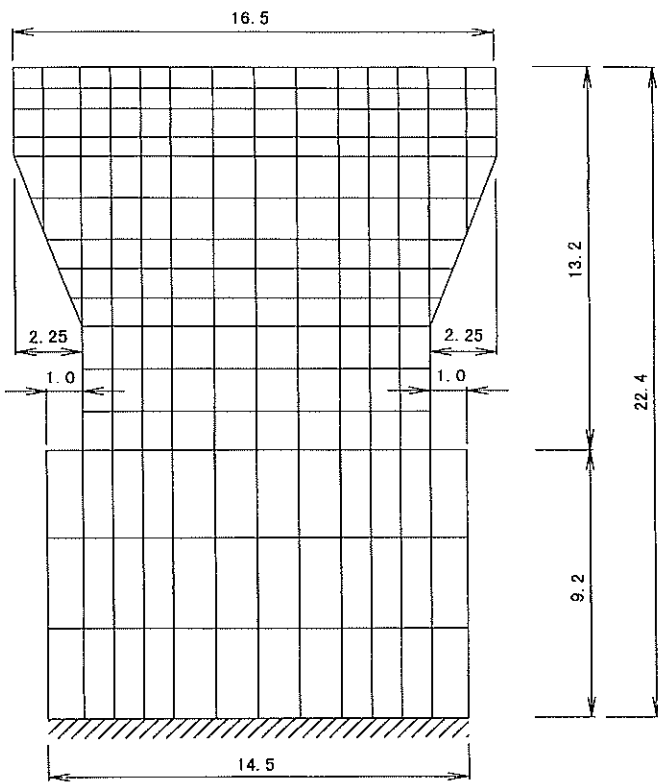
(單位：m)

圖-39 P69橋軸方向有限要素分割圖



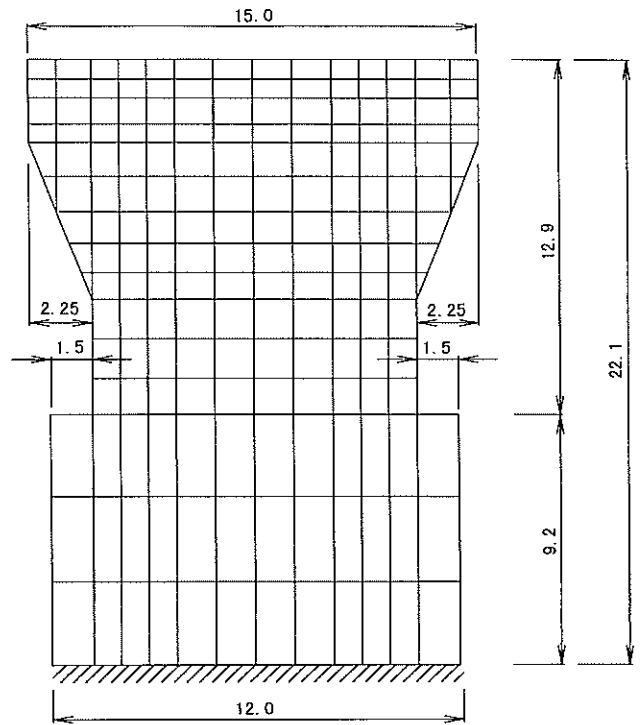
(單位：m)

圖-41 P70橋軸方向有限要素分割圖



(單位：m)

圖-40 P69橋軸直角方向有限要素分割圖



(單位：m)

圖-42 P70橋軸直角方向有限要素分割圖



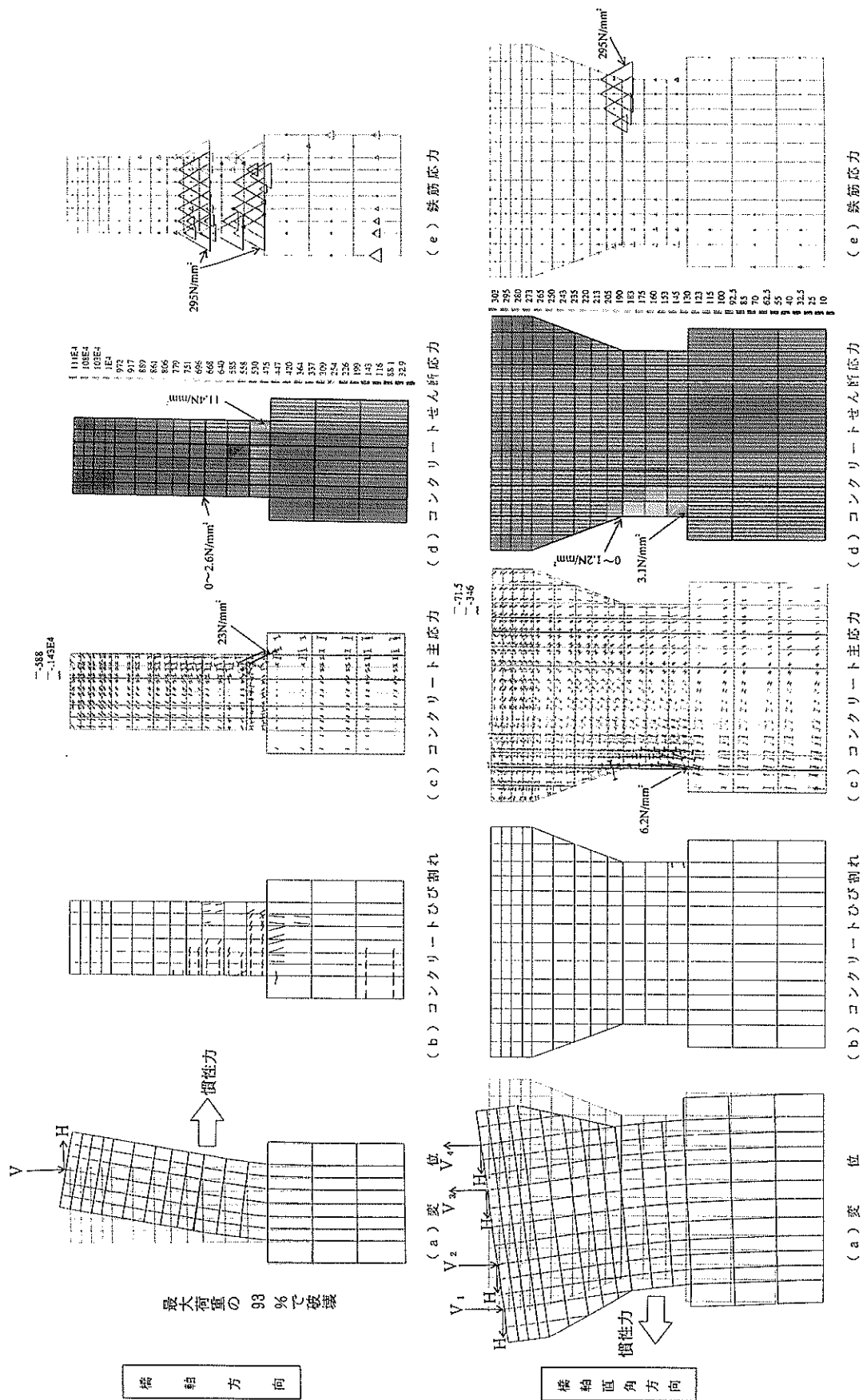


図-43 P69の非線形FEM解析結果 (基本ケース)

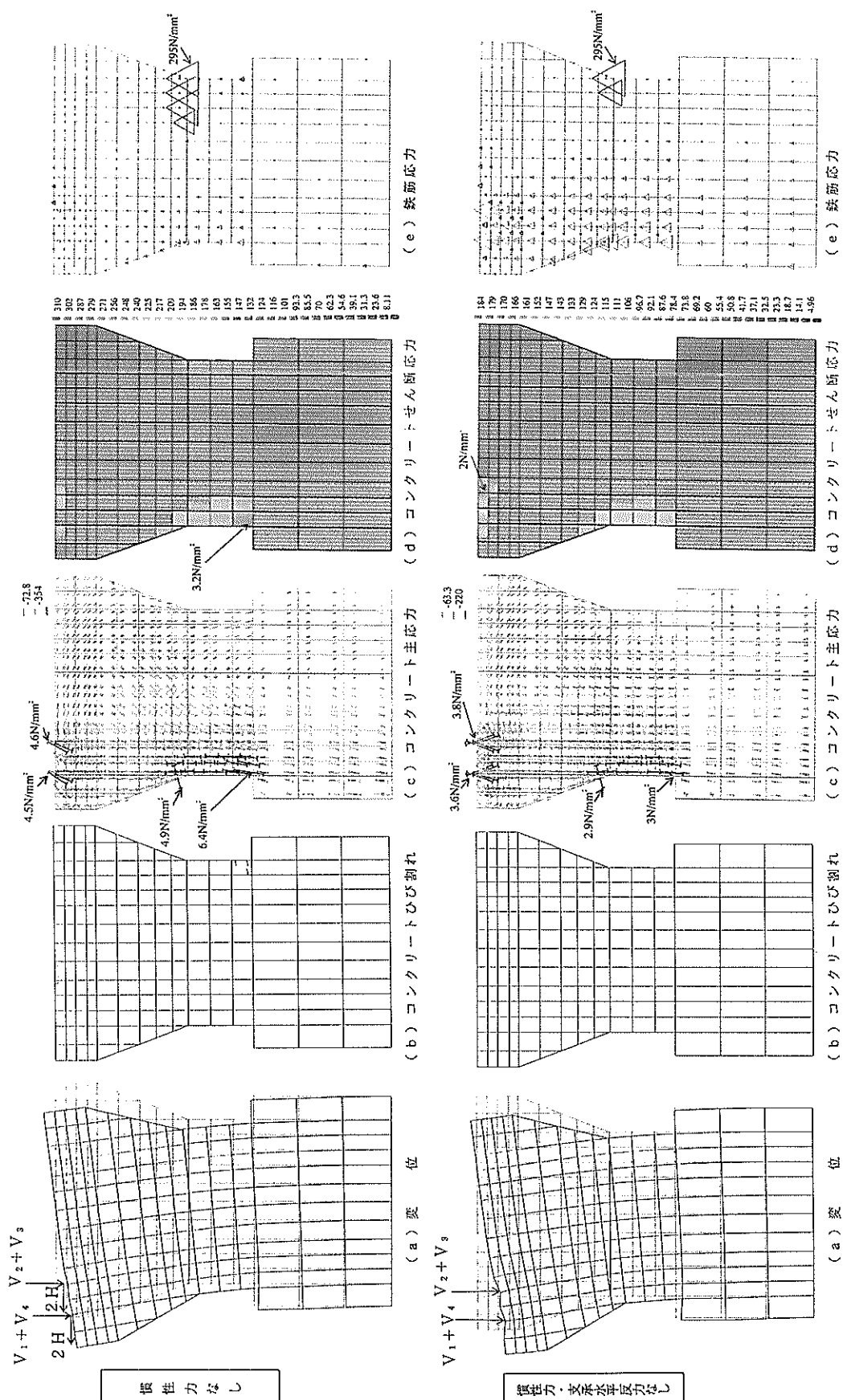


図-44 P69の非線形FEM解析結果(追加ケース①②)



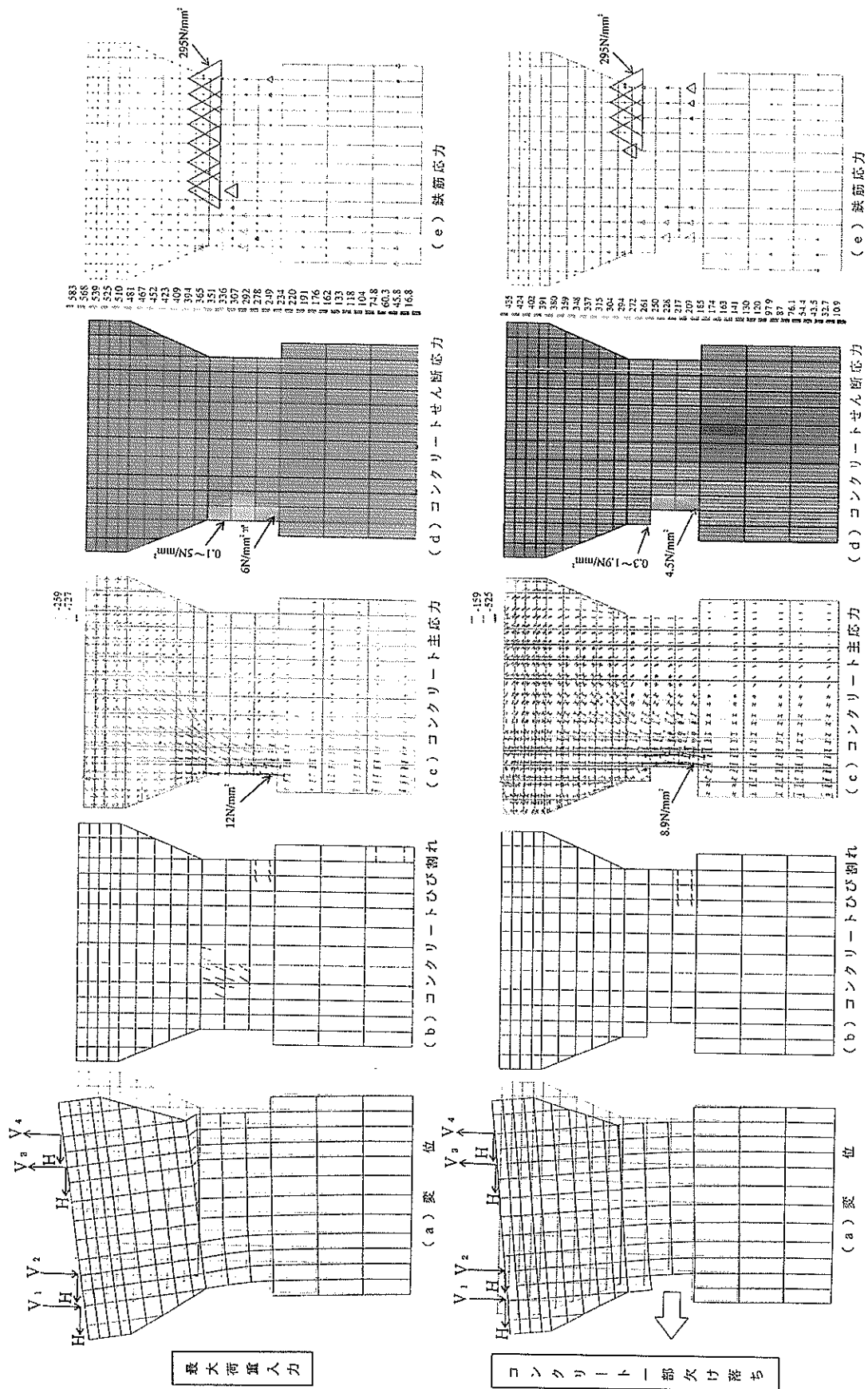


図-46 F70の非線形FEM解析結果 (追加ケース①②)

#### 6.4 まとめ

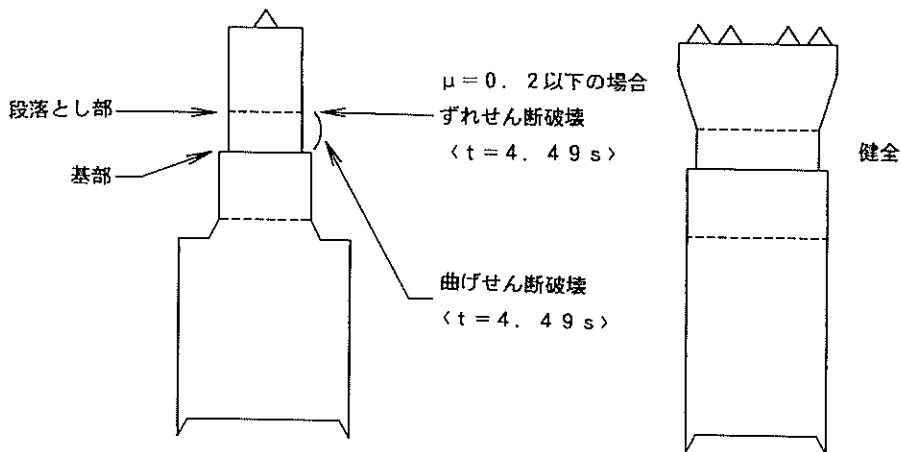
静的非線形FEM解析より得られた結果から推定された橋脚の破壊過程を図-47および図-48に示す。

P69およびP70とも主要動が始まる4秒前後の時点で、段落とし部から基部にかけて橋軸方向に曲げせん断破壊が生じた可能性がある。また、P69の橋軸直角方向の破

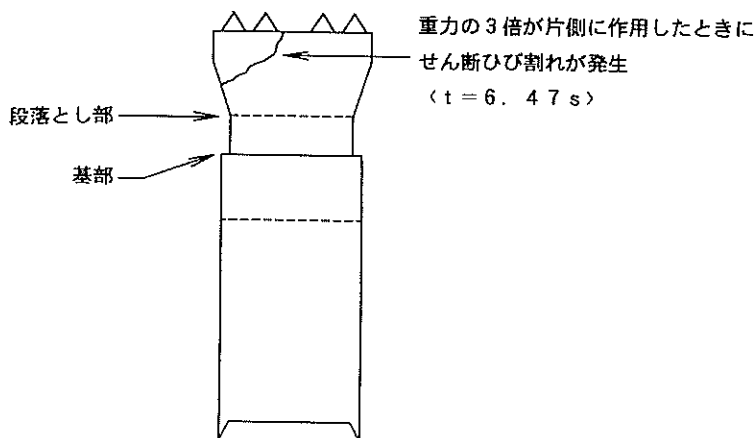
壊は、何らかの影響で山側の支承のみに重力の3倍程度の非常に大きな鉛直力が作用したと考えなければ説明できない。一方、P70の橋軸直角方向は、最大荷重が作用すれば基部から段落とし部にかけてせん断破壊することになるが、その際橋軸方向が先に壊れていれば、この破壊がより発生しやすいと考えられる。

#### 解析結果

##### <基本ケース（軸方向、直角方向）>

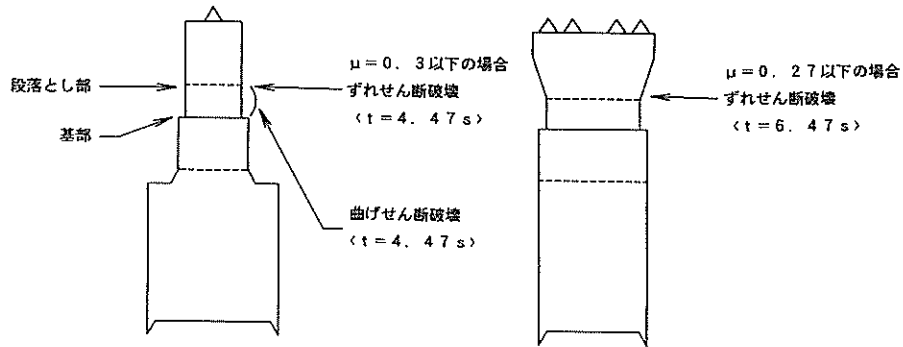


##### <追加ケース（直角方向②（鉛直力のみ））>



解析結果

<基本ケース（軸方向、直角方向）>



<追加ケース>

直角方向①（最大荷重入力）

直角方向②（コンクリート一部欠損）

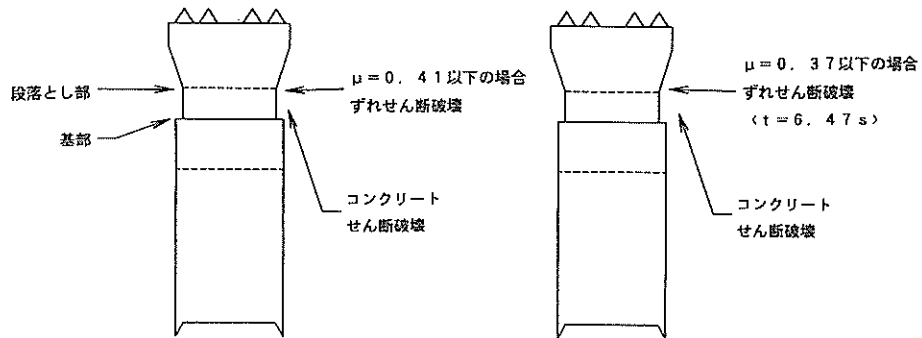


図-48 P70のひび割れおよび破壊過程の推定

## 7. 破壊過程の推定

5. で述べた構造全体系の地震応答解析結果および6. で述べた橋脚-基礎構造系の非線形FEM解析結果から、実際の破壊の状況と対比させて本橋の破壊の進展状況を推定する。その際、以下の仮定を行った。

- ① 基本モデルは非線形モデルの簡易手法であると位置づけられるので、全体系の解析結果としては、詳細モデルと非線形モデルにより考察する。
- ② 武藤モデルと武田モデルでは、応答結果にほとんど差異が見られないため、両者共通の結果を非線形モデルの結果とする。
- ③ 非線形解析によると、橋脚は曲げ破壊を生じず、せん断破壊が先行することになったため、線形で行った詳細モデルの結果もせん断破壊が先行するものとして考察する。

推定した破壊の進展状況を図-49および図-50に示す。P69では、基礎の挙動により破壊の形態が異なったた

め、信頼性の高いと考えられる詳細モデルをベースにして、破壊の過程を以下のように推定した。

- ① 基礎が橋軸方向にせん断破壊する。基礎のせん断破壊により、橋脚の段落とし部、基部と支承の破壊が免れることとなった。
- ② 基礎が直角方向にせん断破壊した。
- ③ 支承が基礎のせん断破壊後の水平変位か、橋脚回りの回転と鉛直動により破壊した。
- ④ 何らかの影響による山側支承への鉛直荷重により、支承から斜めひび割れが発生した。

P70でも同様に詳細モデルをベースとして推測した。

- ① 解析によれば基礎が橋軸方向と橋軸直角方向にせん断破壊するが、何らかの理由で破壊を免れ、橋脚の段落とし部が先にせん断破壊した。これにより、橋脚基部および基礎の破壊を免れた。
- ② ①の基礎の破壊により、支承の加速度は低下する可能性があるが、逆に橋軸方向の変位の発生が予想される。これにより、支承が橋軸方向にせん断破壊

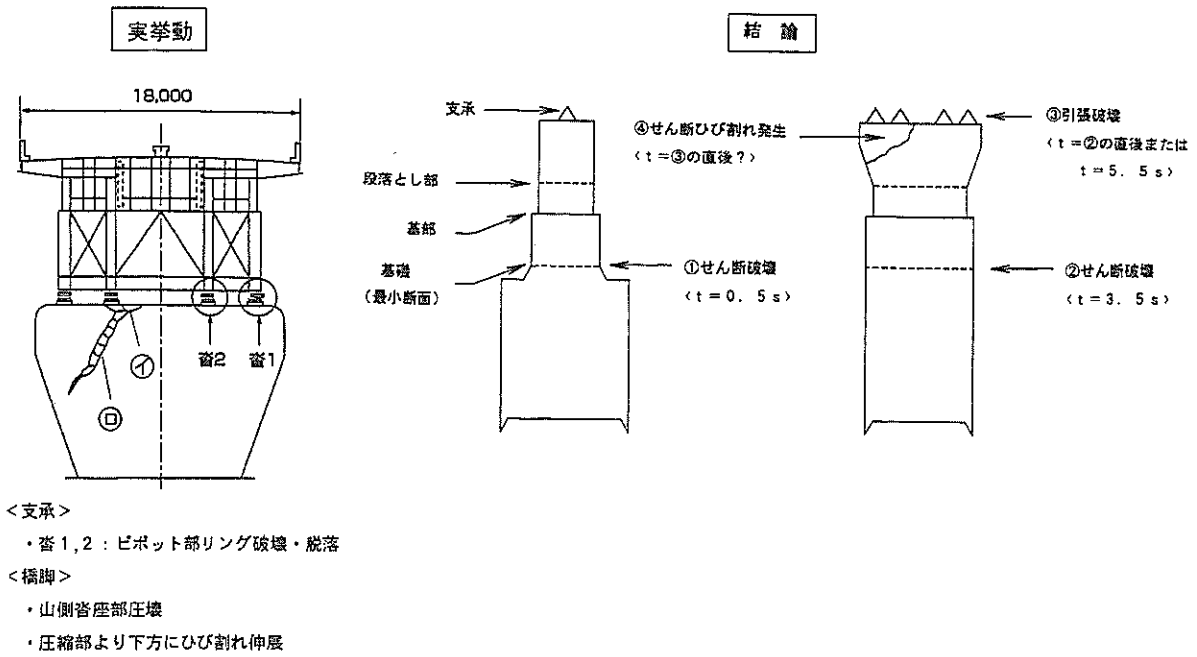


図-49 P69の破壊過程・原因の推定結果

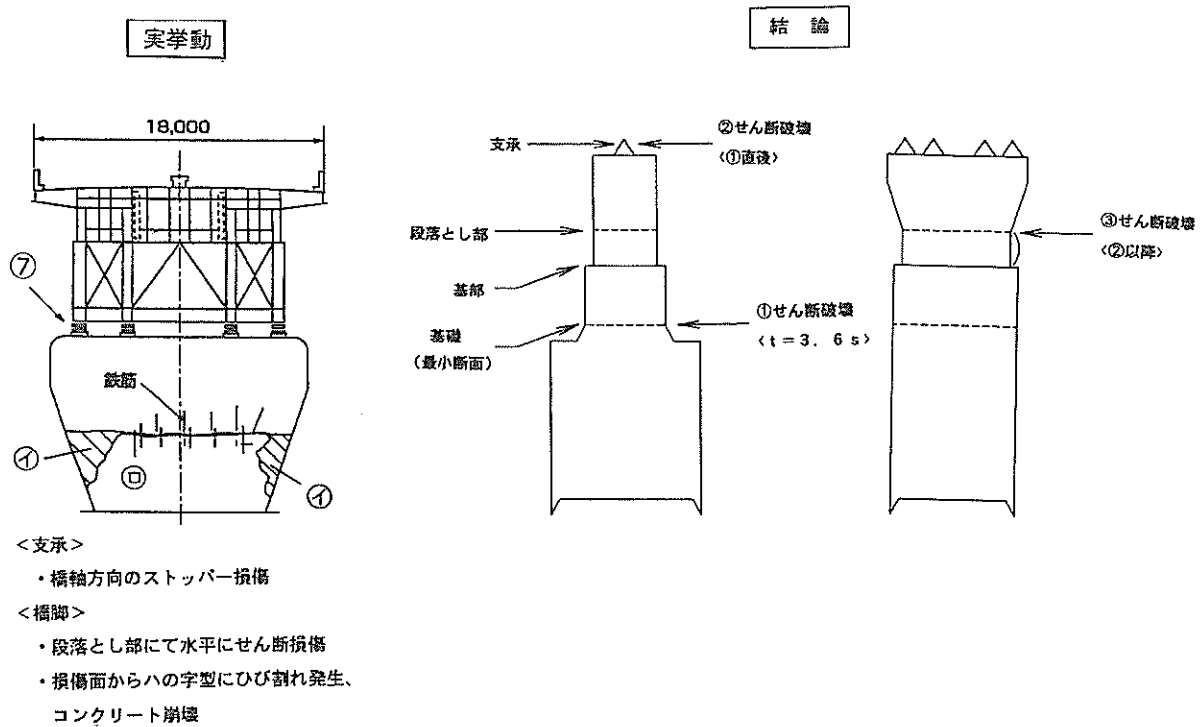


図-50 P70の破壊過程・原因の推定結果

した。

③ 橋軸直角方向の応答が増加し、段落とし部がせん断破壊した。

④ ①で破壊し弱点となった基部から段落とし部にかけてせん断破壊が集中した。

## 8. まとめ

本研究により得られた主要な結論は以下のとおりである。

- (1) 地震応答解析結果より、地震動の第1波で鉄筋コンクリート主橋脚はせん断破壊し、支承も破壊することが推定できた。橋脚のせん断耐力と支承の耐力が兵庫県南部地震に対して不足していたことにより、被害が生じたことが確認できた。
- (2) 橋梁構造全体系による地震応答解析では、2基の主橋脚が被害を受けることは再現できたが、橋脚躯体に発生したひび割れなどの破壊状況を詳細に再現するには至らなかった。
- (3) 橋脚-基礎構造系のみを対象とした静的非線形FEM解析の結果、P69の支承部からの斜め方向のせん断ひび割れは、常時の3倍以上の上部工自重が集中的に作用しないと生じないことが判明した。P70では段落し部（打継目でもある）の耐力が不足していたが、破壊過程は橋軸方向のせん断破壊がまず生じ、その後橋軸直角方向に橋脚がせん断破壊したものと推定された。
- (4) 基礎のモデル化の手法については、基礎を多質点系で詳細にモデル化し、深さ方向のばねの違いや入力地震動の違いを考慮できるようにすると、基礎の応答が大きくなることがわかった。基礎が先に壊れるような場合には、詳細なモデル化を行う必要がある。
- (5) 材料の非線形モデル化では、曲げ破壊とせん断破壊の耐力が均衡する場合などで、破壊のメカニズムをより確実に検討する場合に有効である。

## 9. あとがき

第二摩耶大橋は橋梁の復旧仕様に基づいて復旧され、既に供用を開始している。P69の橋脚部は増厚工法で、P70の橋脚部は新設で復旧された。支承は同型式で耐力の大きいものに交換された。今回の解析結果だけでは橋梁の被災原因や過程を十分解明しているとは言い難く、今後も検討を継続していきたい。なお、護岸付近の地盤に液状化が見られ、側方流動により橋脚が被害を受けた可能性もあったが、解析ではこれらの地盤変状だけでは橋脚の破壊を説明できなかった。

橋梁全体系の地震応答解析の実施にあたり、清水建設株式会社土木本部設計第一部の前 孝一氏および設計第二部の出羽克之氏からご助言をいただいたことに感謝い

たします。また、図面の作成にあたっては、当所構造強度研究室および設計技術研究室の方々のご協力をいただいたことに感謝いたします。

(1997年9月30日受付)

## 参考文献

- 1) 脇 茂行, 池田貞夫: 第二摩耶大橋の設計と架設, 橋梁と基礎, Vol. 76, No. 1, 1976年1月, pp. 12~17
- 2) 横田 弘: 兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察 (その2) 被災状況, -臨港交通施設-, 港湾技研資料, No. 813, 1995年9月, pp. 95~126
- 3) 稲富隆昌他: 1995年兵庫県南部地震による港湾施設等被害状況, 港湾技研資料, No. 857, 1997年3月, pp. 1518~1617
- 4) Shnabel, P. B., Lysmer, J. and Seed, H. B.: SHAKE, A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Report No. EERC 72-12, University of California at Berkeley, 1975.
- 5) 運輸省港湾局監修: 埋立地の液状化対策ハンドブック, 沿岸開発技術研究センター, 1993年3月, pp. 96~104
- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, 1989年2月, pp. 38~45
- 7) 井合 進, 一井康二, 森田年一: 兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察 (その7) ケーソン式岸壁の有効応力解析, 港湾技研資料, No. 813, 1995年9月, pp. 253~279
- 8) 土木学会: コンクリート標準示方書 (平成8年制定), 設計編, 1996年, pp. 51~71
- 9) 土木学会: コンクリート標準示方書 (平成3年版), 設計編, 1991年, pp. 67~68
- 10) ACI Committee 318: Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89) (Revised 1992) and Commentary - ACI 318R-89 (Revised 1992), American Concrete Institute, 1995
- 11) 梅村 魁: 鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法, 技報堂出版, 1973年, pp. 292~322
- 12) 土木学会耐震工学委員会動的相互作用小委員会: 基礎・地盤・構造物系の動的相互作用-相互作用効果の耐震設計への導入-, 1992年, pp. II-28~48
- 13) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, IV下部構造編, 1994年2月



港湾技研資料 No. 889

1997. 12

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所  
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 株式会社 あんざい

Published by the Port and Harbour Research Institute  
Nagase, Yokosuka, Japan

Copyright © (1997) by P.H.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 General of P.H.R.I.

この資料は、港湾技術研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本資料の全部又は一部の転載、複写は、港湾技術研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。