

**鋼橋技術研究会**  
**阪神・淡路大震災被害調査研究部会**  
**第3分科会 報告書**

[国道2号神戸浜手バイパス]

## 目次 [国道2号神戸浜手バイパス]

はじめに	1
第1章 被災状況	2
1.1 概要	2
1.2 損傷ヶ所	3
1.3 主要な損傷	11
(1) 上部構造	11
(2) 橋脚	13
(3) 基礎	14
1.4 損傷の特徴	15
(1) 橋梁形式と損傷	15
(2) 被害パターン	15
(3) 桁および橋脚の移動	16
第2章 動的解析による応答値の推定	18
2.1 一次検討	18
2.1.1 検討目的	18
2.1.2 検討方法	19
2.1.3 検討結果	22
(1) 固有値解析結果	22
(2) 応答スペクトル解析結果	29
2.2 詳細検討	33
2.2.1 解析の基本条件	33
(1) 基本方針	33
(2) 検討条件	34
2.2.2 解析結果	37
(1) 固有値解析	37
(2) 動的応答解析結果	39
(3) 解析結果に基づく応答比較	50
(4) 解析結果に基づく被災推定	52

第3章	橋脚の損傷推定	55
3.1	応力度の算定	55
3.1.1	最大応力	55
3.2	橋脚板パネルの座屈耐力の評価	56
3.2.1	補剛板の基準耐荷力との比較	56
3.2.2	橋脚の損傷推定	57
第4章	支承部の損傷推定	59
4.1	損傷原因の推定	59
	(1)設計地震力と作用地震力	59
	(2)支承構造	59
	(3)セットボルト・上沓中央断面の応力	59
4.2	鉛直地震動の影響	61
	(1)検討に使用する解析結果	61
	(2)橋軸方向	61
	(3)橋軸直角方向	61
	(4)3径間連続桁への影響	61
	(5)一般的な高架橋における影響	61
4.3	支承部の耐震設計	61
	(1)設計の基本	61
	(2)従来設計法	62
	(3)新道示による設計法	63
	(4)支承に接続する部材の設計	64
第5章	橋システムのあり方について	65
5.1	道路橋示方書に照らし合わせた考察	65
5.2	橋システムのあり方	66
	あとがき	67
付属資料	震災マップ（浜手バイパス他）	A1

## はじめに

兵庫県南部地震によって、道路橋は多くの被害を受けた。特に、阪神高速の被害は甚大であり、多くの調査報告がなされている。一方、国道2号神戸浜手バイパス（以下「浜手バイパス」と称す）は、名前が示すとおり国道2号線の一部として、重要路線の一つに挙げられる路線であるが、阪神高速等の被害に比べ、軽度な損傷にとどまったため注目度は低かった。しかし、実際には撤去復旧された構造物も多く存在し、地震被害を免れたわけではない。

本報告では、浜手バイパスの実被害状況の分析と数値解析によって、構造形式と損傷度合の相関を探ると共に、特に甚大な被害を受け、撤去改築されたP36～P39橋脚区間の3径間連続鋼床版箱桁について、動的応答解析により地震時の応答値を推定し、破壊に至った橋脚および支承部の損傷推定を行った結果を報告する。

第1章では、浜手バイパスの被害状況をまとめ、本路線の特徴的な被害について写真等を掲示し、報告する。

浜手バイパスの損傷箇所および被災状況は、上部構造では支承の破壊による二次的な損傷が多く、特にP36架け違い橋脚上では前後の橋梁間で橋軸直角方向の相対的なズレが360cm生じた。橋脚は、RC脚、鋼製橋脚ともに損傷を受けた。基礎の損傷は、掘削による調査の結果、ケーソン基礎は損傷が少なく、杭基礎はRC杭にひび割れがあった。

第2章では、撤去復旧されたP36～P39橋脚間の3径間連続鋼床版箱桁橋の損傷推定を行うために、動的解析を行った。

損傷を推定するため、一次検討として、本橋の基本的な動的特性を把握する目的で全体系骨組モデルによる固有値解析および応答スペクトル解析を行った。固有値解析結果に基づき、基礎構造が全体系に及ぼす影響、本橋の振動特性、橋軸方向と橋軸直角方向の連成について推定を行った。また、応答スペクトル解析により、変位量とケーソン基礎の質量の関係、橋軸・橋軸直角方向の地震動を同時に入力した場合の影響、支承部に作用する反力等の把握等、地震時の本橋の挙動推定を試みた。

詳細検討では、上下震動を考慮した時刻歴応答解析の結果を用い、橋脚の局部座屈の原因について損傷推定を行った。

第3章では、ラーメン橋脚基部に着目し、橋脚断面の座屈耐力の評価、補剛板の基準耐荷力と解析結果の比較、降伏耐力と解析結果との比較から橋脚の損傷推定を行った。

第4章では、支承部に着目した損傷推定を行うと共に、支承部の耐震設計における留意点等を示した。

P36～P39橋脚間の3径間連続鋼床版箱桁支承部の損傷原因は、建設時に想定した設計地震力を上回る地震力が作用したためと考えられ、動的解析結果は設計値の数倍にも達していた。

第5章では、浜手バイパスの被害と現道路橋示方書・耐震設計編とを照らし合せ、「橋システム」のあり方について考察を行った。

# 第1章 被災状況

## 1.1 概要

### (1) 橋梁位置

浜手バイパスは、中央区神戸商工貿易センタービルの約400m東からJR神戸駅の約200m西に位置する4車線のバイパスである。ルートは国道2号線および阪神高速神戸西宮線を越え、ポートアイランドから港湾幹線道路 JCT～メリケン波止場～中突堤～弁天埠頭に至る総延長約3kmの橋梁である(図1.1.1)。そのうち約2.8kmが自動車専用道路であり、取り付け部を除くP9橋脚からP51橋脚の中間部約1.9kmが上下2層に分離した構造となっている。

### (2) 橋梁形式

浜手バイパス全区間の橋梁数は87橋あり、その内訳はポストテンションPC単純T桁が10橋、単純合成鉄桁61橋、3径間連続非合成鉄桁4橋、鋼3径間連続非合成鉄桁1橋、2径間連続鋼床版箱桁2橋および3径間

連続鋼床版箱桁9橋となっている。

鉄桁には従来型の鋼製BP支承が使用され、連続箱桁には鋼製のピボット支承およびピボット・ローラー支承が使用されていた。なお、箱桁は1ボックス2沓タイプの構造となっている。

### (3) 橋脚および基礎形式

橋脚は72基あり、その内訳は鉄筋コンクリート(RC)橋脚35基と鋼製橋脚37基である。これらの橋脚形状は、T型19基、1層門型1基、2層門型31基、2層ラケット型13基、逆L型8基と様々である(図1.2.1)。

浜手バイパスは海岸線に位置するため、橋脚72基のうちP36、P37およびP40～P48橋脚の11基は海中にある。

ほとんどの基礎は杭基礎であり、海岸線に近いP34からP48橋脚の15基はケーソン基礎となっている。

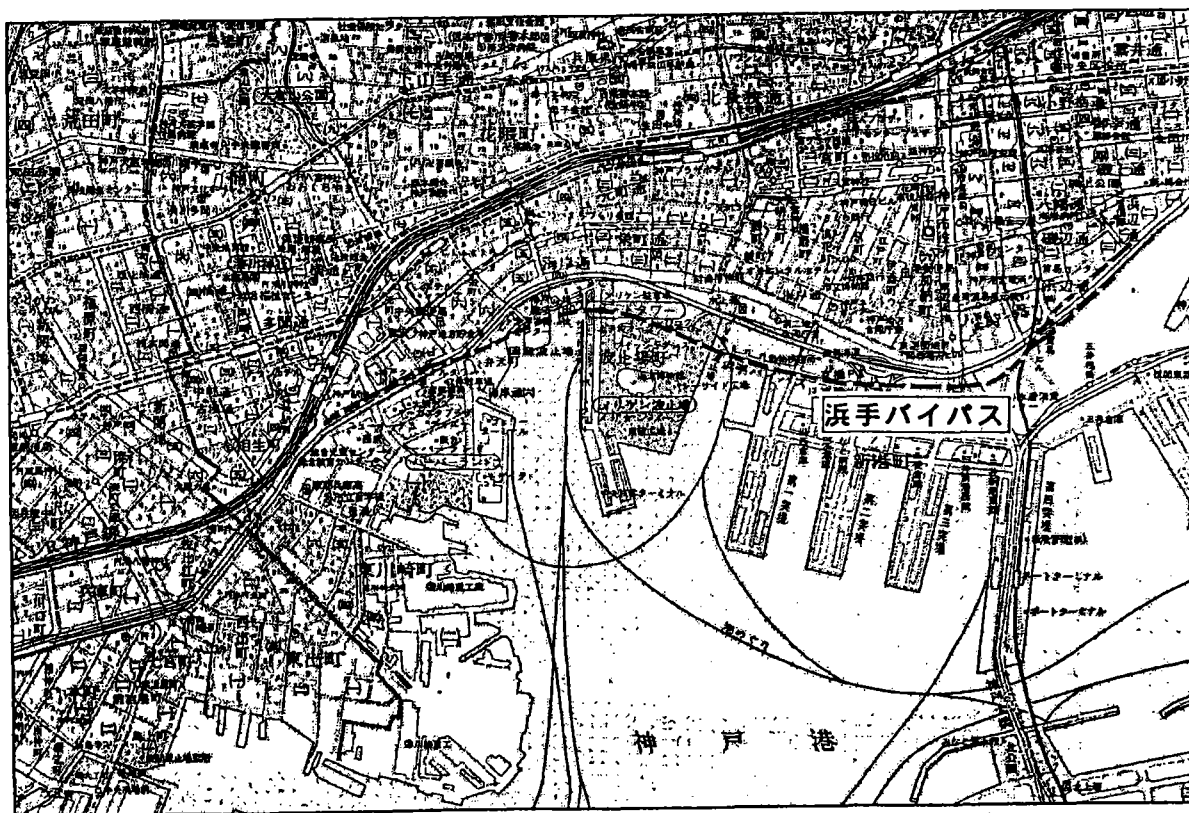


図 1.1.1 位置図

## 1.2 損傷ヶ所

### (1) 損傷着目箇所

損傷箇所は、「表 1.2.2 損傷一覧表」に示すとおりである。表中には橋梁・橋脚形式、基礎形式のほか、支間長、橋脚位置、橋脚高さ、鋼製・RC 製の別、また、桁の支持条件など橋梁諸元を記載した。

損傷の着目箇所は、上部構造では荷重が集中する支点近傍と被害の大きかった支承を中心とした。特に、支承については、セットボルト、ストッパー、サイドブロック、アンカーボルト等の部品別にまとめた。

また、地震後の桁の全体移動については、支点上の移動量を記載した。

橋脚に関しては、橋脚天端の倒れ量と基礎中心移動量について、また、梁・柱および隅角部の損傷についてまとめた。

基礎に関しては、杭のひび割れ幅に着目した。

### (2) 損傷度の判定区分

「表 1.2.2 損傷一覧表」の橋脚損傷の判定は、表 1.2.1 の判定区分に基づき決定した。

杭の損傷度の評価については、下記に示す杭 1 箇所あたりのひび割れ幅を点数で評価している。

1～2mm の時 1 点

3～5mm の時 2 点

6mm 以上の時 3 点

### (3) 損傷レベル

表 1.2.1 の損傷度判定区分に基づき損傷レベルを色分けしたものが、図 1.2.1 の損傷レベル図である。図中のピンク色は表 1.2.1 の損傷度レベル A、黄色はレベル B、水色はレベル C、黄緑色はレベル D を示している。

図 1.2.1 の桁、支承および橋脚の損傷レベルの着色は、最も損傷の大きい部位で決定した。なお、全体的な桁の移動や橋脚の倒れに関しては、耐荷力評価が難しいため損傷レベルによる着色に考慮しないこととした。

杭基礎およびケーソン基礎の損傷レベルの着色は調査対象箇所のみとし、杭基礎の場合は評価点 10 以下を黄緑色、11～15 を水色、16 以上を黄色とした。

また、調査したケーソン基礎は全て損傷なしであったが、調査箇所を識別するため黄緑色で着色した。

表 1.2.1 損傷度の判定区分

定義 損傷度	損 傷 度 の 定 義		
	下 部 工 (橋 脚)	支 承	上 部 工 (橋 桁)
As (赤色)	倒壊、崩壊または大きな損傷	—	落 橋
A (ピンク)	亀裂、座屈、鉄筋の破断	セットボルトやアンカーボルトの破断、 ソールプレート破断、 杓座コンクリートの破壊	鋼桁：下フランジの破断、 ウェアの大きな局部座屈 コンクリート桁：大きな剥離、脱落
B (黄色)	部分的な鋼材の座屈や変形、 鉄筋の一部の破断や はらみ出し、 部分的なコンクリートの剥離や亀裂	ピン切断、上杓ストップの破断、 ローラーやアンカーボルトの抜出し、 移動制限装置の破断、 杓座モルタルの破壊	鋼桁：下フランジの変形、 ウェアの局部座屈 コンクリート桁：剥離や 大きなひび割れ
C (水色)	局部的かつ軽微な鋼材の座屈 や変形、ひび割れの発生、 局部的なかぶりコンクリートの剥離 や亀裂	上杓や下杓の変形、セットボルトの ゆるみ、移動制限装置の変形、 または、亀裂、杓座コンクリートや 杓座モルタルの破壊	鋼桁：局部的 または 小規模の変形や座屈 コンクリート桁：ひび割れ
D (黄緑)	損傷なし、または、耐荷力に 影響のない軽微な損傷	損傷なし、または、耐荷力に 影響のない軽微な損傷	損傷なし、または、耐荷力に 影響のない軽微な損傷

※ 石塚・瀬戸口・西林・阪神高速道路の被災状況と復旧に向けての 取り組み (道路, 1995.6, pp36-44)



表 1.2.2 損傷一覧表(その1)

① 上層 橋脚 番号 (下層 " " )	A1	P1	P2	P3	P4 (A3)	P5 (P65)	P6 (P66)	P7 (P67)	P8 (P68)	P9 (P69)	P10 (")	P11 (")	P12 (")	P13 (")	P14 (")	P15 (")	P16 (")	
② 上層 橋脚 位置 (下層 " " )	陸	陸	陸	陸	陸	陸	陸	陸	陸	陸	陸	陸	陸	陸	陸	陸	陸	
③ 鋼製脚, RC脚の別	RC	RC	RC	RC	RC	RC	RC	RC	鋼製	鋼製	鋼製	鋼製	RC	鋼製	鋼製	鋼製	RC	
④ 上層 橋脚高(m) (下層 " " )	3.6	4.2	5.9	7.7	9.5 (4.2)	11.3 (4.2)	13.0 (5.2)	16.2 (6.2)	17.8 (7.2)	20.3 (8.1)			23.3	22.9	23.2	22.9	22.8	
⑤ 上層 桁形式 (■:上層桁撤去ヶ所)	単純PC	単純PC	単純PC	単純PC	単純PC	単純PC	単純I	単純I	単純I	単純I	3径間連続箱桁			単純I	単純I	単純I	単純I	
下層 " "	----	----	----	----	単純PC	単純PC	単純PC	単純PC	単純PC	単純I	単純I	単純I	単純I	単純I	単純I	単純I	単純I	
(■:下層桁撤去ヶ所)					■	■	■	■	■									
⑥ 上層 径間長 (m) 下層 " "	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	30.00	38.00	26.60	44.60	45.00	45.00	40.00	30.00	25.00	25.00	35.00		
⑦ 上層 支持 条件 下層 " "	F	M, F	M, F	M, F	M, F	M, F	M, F	M, F	M, F	M, M	M	F	M	F, M	F, M	F, F	M	
⑧ 橋脚 番号	A1	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	
⑨ 桁の移動 (cm)										S70	N60	N170	N130	N60	NS0			
⑩ 桁全体										全体変形	全体変形							
⑪ 桁端部 端部横桁	せん断破壊	せん断破壊	せん断破壊	側桁せん断クラック	側桁せん断クラック		Web面外変形	P8支点座屈	Web-PL変形	中間支点上Web座屈 支点上L-Flg大変形						補剛材変形	P15Web座屈	
⑫ 塗装剥離																		
⑬ 横構Guss																		
⑭ セットボルト																		
⑮ ストッパー							変形	変形	変形	変形			変形	変形			伸び変形	
⑯ サイドブロック							破断											
⑰ アンカーボルト																	ゆるみ	
⑱ 上 沓			山側破壊															
⑲ 下 沓										全壊	全壊	全壊	全壊	全壊	全壊	全壊		
⑳ 塗装剥離																		
① 橋脚 番号					(A3)	(P65)	(P66)	(P67)	(P68)	(P69)	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	
② 桁の移動 (cm)											NS0	S15						
③ 桁全体	注記 1) 移動方向は N:山側, S:海側を示す。 2) 倒れ方向は X:橋軸方向, Y:橋軸直角方向を示す。 3) 塗装の剥離で, ①は添接部のすべり によるもの, ②は支承ストッパー衝突 によるものを示す。また, △印は塗装 剥離が発見されたヶ所を示す。 4) 支承記入事項は単純桁の場合, 橋脚を 挟んで左右に記入する。 5) A3~P69橋脚は, (その5)参照の事。																	
④ 桁端部 端部横桁					A3側せん断 破壊	P65側 せん断クラック	P66側 せん断クラック	P67側 せん断クラック	P68側 せん断クラック		損傷 なし	変形 L-FLGねじ	変形			変形		
⑤ 塗装剥離												△	△	△	△	△	△	
⑥ 横構Guss																		
⑦ セットボルト																		
⑧ ストッパー												変形						
⑨ サイドブロック																		
⑩ アンカーボルト																		
⑪ 上 沓																		
⑫ 下 沓																		
⑬ 塗装剥離																		
⑭ 倒れ (X-cm)	0	3	3	6	6	4	4	2	0	9	2	4	6	4	2	0	3	
⑮ 倒れ (Y-cm)	0	0	2	11	4	1	5	1	8	6	0	1	6	8	2	0	1	
⑯ 移動 (δ cm)	S4	SE8	NE10	N8	NE9	N7	S33	NE9	S43	SE6	S16	0	SE11	SE10	SE17	0	SE14	
⑰ 梁部 上フランジ の 損傷									落下 △ミ	落下 △ミ	落下 △ミ							
⑱ 梁部 Web-PL の 損傷										衝突 △ミ							衝突 △ミ	
⑲ 隅角部 の 損傷									座屈 剥離					座屈 亀裂	座屈 剥離			
⑳ 柱部 の 損傷				亀裂 剥離	鉄筋 ハミ出し	ビ'ル	半周 ビ'ル	鉄筋 ハミ出し					鉄筋 脱落	亀裂	一部 亀裂			
㉑ ⑲ 塗装剥離											△	△		△	△	△	△	
㉒ 梁部 損傷度			D	A	A	C	D	A	B	B	B	B	A	B	B	C		
㉓ 柱部 損傷度	C		D	A	A	C	D	A	B	B	D	D	A	B	B	C		
(■:橋脚撤去ヶ所)				■	■			■					■					
① 杭の損傷度 (比割れ点数)	未調査	未調査	11 ~ 15	未調査	未調査	11 ~ 15	未調査	未調査	未調査	未調査	未調査	未調査	未調査	未調査	未調査	未調査	未調査	
② 杭本数 (n)	n6	n6	n6	n6	n8	n8	n12	n12	n25	n27	n38	n49	n30	n15	n15	n36	n24	



損傷一覧表(その2)

① 上層 橋脚 番号 (下層 " " )	P16 (#)	P17 (#)	P18 (#)	P19 (#)	P20 (#)	P21 (#)	P22 (#)	P23 (#)	P24 (#)	P25 (#)	P26 (#)	P27 (#)	P28 (#)	P29 (#)	P30 (#)	P31 (#)	P32 (#)	
② 上層 橋脚 位置 (下層 " " )	陸	陸	陸	陸	陸	陸	陸	陸	陸	陸	陸	陸	陸	陸	陸	陸	陸	
③ 鋼製脚, RC脚の別	RC	RC	RC	RC	RC	RC	RC	鋼製	鋼製	鋼製	RC	RC	RC	鋼製	鋼製	鋼製	鋼製	
④ 上層 橋脚高(m) (下層 " " )	22.8	22.4	21.6	21.2	20.6	19.9	20.0	19.9	19.4	19.3	19.8	19.9	20.2	20.8	21.8	22.5	23.9	
⑤ 上層 桁 形式 (■:上層桁撤去ヶ所)	単純I	単純I	単純I	3径間連続I桁				単純I	単純I	単純I	単純I	単純I	単純I	単純I	単純I	単純I	単純I	単純I
下層 " " (■:下層桁撤去ヶ所)	単純I	単純I	単純I	3径間連続I桁				単純I	単純I	単純I	単純I	単純I	単純I	単純I	単純I	単純I	単純I	単純I
⑥ 上層 径間長 (m) 下層 " " )	25.00	28.00	26.80	31.50	53.30	31.50	43.00	30.00	30.00	40.45	33.90	35.00	40.00	45.00	40.00	33.00		
⑦ 上層 支持 条件 下層 " " )	M	F, M	F, M	F, M	F	M	M, F	M, F	M, F	M, F	M, F	M, F	M, F	M, F	M, F	M, F	M, F	M
⑧ 橋脚 番号	P16	P17	P18	P19	P20	P21	P22	P23	P24	P25	P26	P27	P28	P29	P30	P31	P32	
⑨ 桁の移動 (cm)																		
上層 主構の 損傷 桁 支承の 損傷	⑩ 桁 全体																	
	⑩ 桁 端部 端部横桁			2次 変形													Web 変形	
	⑪ 塗装剥離	△	△	△			△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	
	⑫ 横構Guss				P21上 溶接部亀裂													
	⑬ セットボルト																	
	⑭ ストップ	破断	破断	変形			伸び 破断	変形				変形	変形	変形		変形	変形	
	⑮ サイドブロック																	
	⑯ アンカボルト																	
	⑰ 上 査																	
	⑱ 下 査																	
⑲ 塗装剥離	△	△	△△	△△	△	△	△△	△△	△△	△△	△△	△△	△△	△△	△△	△△	△	
⑩ 桁 全体																		
⑩ 桁 端部 端部横桁								損傷 なし	損傷 なし									
⑪ 塗装剥離	△	△	△		△					△	△	△	△	△	△	△	△	
⑫ 横構Guss																		
⑬ セットボルト				伸び														
⑭ ストップ																		
⑮ サイドブロック													変形		変形	変形		
⑯ アンカボルト																		
⑰ 上 査										変形								
⑱ 下 査																		
⑲ 塗装剥離	△	△△	△△	△△	△	△	△	△△	△△	△	△△	△△	△△	△△	△△	△	△	
倒れ (X-cm)	3	0	0	0	0	0	0	1	0	2	3	3	1	1	3	5	1	
倒れ (Y-cm)	1	0	2	3	1	3	2	0	4	5	6	9	4	3	6	10	11	
移動 (δ cm)	SE14	SE18	0	0	SE26	SE28	SE23	SE27	0	SE27	SE59	0	SE29	SE36	SE37	SE29	SE33	
梁部 上フランジ の 損傷																		
梁部 Web-PL の 損傷																		
隅角部 の 損傷									塗装 剥離				コンクリート 剥離				塗装 剥離	
柱 部 の 損傷								下端 剥離			全周 び'ル		び'ル		全周 び'ル			
⑲ 塗装剥離									△									
梁部 損傷度										C			C				C	
柱部 損傷度								C	C	C	C	C	B	C		C	C	
(■:橋脚撤去ヶ所)																		
基礎	杭の損傷度 (比'割れ点数)	未調査	6 ~ 10	未調査	未調査	未調査	未調査	11 ~ 15	16 ~ 20	未調査	未調査	未調査	16 ~ 20	未調査	未調査	未調査	未調査	16 ~ 20
	杭本数(n)	n24	n24	n28	n28	n42	n35	n42	n28	n24	n20	n16	n16	n16	n17	n14	n10	n10

損傷一覧表(その3)

① 上層 橋脚 番号 (下層 " " )	P32 (#)	P33 (#)	P34 (#)	P35 (#)	P36 (#)	P37 (#)	P38 (#)	P39 (#)	P40 (#)	P41 (#)	P42 (#)	P43 (#)	P44 (#)	P45 (#)	P46 (#)	P47 (#)	P48 (#)			
② 上層 橋脚 位置 (下層 " " )	陸	陸	陸	陸	海	海	陸	陸	海	海	海	海	海	海	海	海	海			
③ 鋼製脚, RC脚の別	鋼製	鋼製	鋼製	鋼製	鋼製	鋼製	鋼製	鋼製	鋼製	鋼製	鋼製	鋼製	鋼製	鋼製	鋼製	鋼製	鋼製			
④ 上層 橋脚高(m) (下層 " " )	23.9	23.9	25.6	25.9	24.7	23.7	31.1	32.7	23.0	21.7	22.1	28.4	30.4	22.6	29.4	29.8	33.3			
⑤ 上層 桁形式 (■:上層桁撤去ヶ所)	単純I	単純I	2径間連続鋼床版箱桁			3径間連続鋼床版箱桁			3径間連続鋼床版箱桁			3径間連続鋼床版箱桁			3径間連続鋼床版箱桁					
下層 " "	単純I	単純I	2径間連続鋼床版箱桁			3径間連続鋼床版箱桁			3径間連続鋼床版箱桁			3径間連続鋼床版箱桁			3径間連続鋼床版箱桁					
⑥ 上層 径間長 (m) (下層 " " )	33.00	36.80	63.00	63.00	62.80	85.00	66.90	68.00	60.00	65.95	60.00	87.70	60.00	58.65	64.65	60.00				
⑦ 上層 支持 条件 (下層 " " )	F	M, F	M, F	M	M, M	F	M	M, M	F	M	M, M	F	M	M, M	F	M	M			
⑧ 桁の移動(cm)		NS0	NS0	NS0	NS0	S190	P36~P39直線移動		N135	N135	P39~41移動		NS0	NS0	NS0	S35	S25	NS0		
⑨ 桁 全体			全体変形	全体変形			全体変形			全体変形			全体変形			損傷なし				
⑩ 桁 端部 端部横桁	Web 変形	リレ 座屈	支点上Web, L-Flg 変形, 破断			L-Flg 破断 支点上 Dia 座屈			桁端L-Flg 変形 桁端Dia-PL座屈			支点上L-Flgへこみ			損傷なし					
⑪ 塗装剥離	△																			
⑫ 横構Guss			桁端 Dia 座屈																	
⑬ セットボルト											破断	破断	破断	破断	破断			伸び	伸び	伸び
⑭ ストップ-	変形	破断	破断																	
⑮ サイドブロック																				
⑯ アンカボルト																				
⑰ 上 査			破壊	全壊	全壊	全壊	全壊	全壊	全壊	全壊	分離	分離			破壊	破壊	破壊			割れ
⑱ 下 査			破壊	全壊	全壊	全壊	全壊	全壊	全壊	全壊								破壊		
⑲ 塗装剥離	△																			
① 橋脚 番号	P32	P33	P34	P35	P36	P37	P38	P39	P40	P41	P42	P43	P44	P45	P46	P47	P48			
⑧ 桁の移動(cm)			NS0	NS0	S40	S40	P36~P39直線移動		N33											
⑨ 桁 全体																		損傷なし		
⑩ 桁 端部 端部横桁			2次 変形	支点上 L-Flg 変形			支点上 L-Flg変形 支点上Web-PL座屈			連結部 変形			連結部Web-PL変形			損傷なし				
⑪ 塗装剥離	△		△																	
⑫ 横構Guss																				
⑬ セットボルト																		伸び	伸び	伸び
⑭ ストップ-	変形		破壊	破壊							破断	破断								
⑮ サイドブロック																				
⑯ アンカボルト																				
⑰ 上 査					破壊	破壊	破壊	破壊	破壊	破壊	破壊	破壊	破壊	破壊	破壊	破壊	破壊			スパー破損
⑱ 下 査					破壊	破壊	破壊	破壊	破壊	破壊	破壊	破壊	破壊	破壊	破壊	破壊	破壊			
⑲ 塗装剥離		△		△														△	△	
倒れ (X-cm)	1	2	9	1	6	3	11	12	7	6	7	0	6	3	2	3	2			
倒れ (Y-cm)	11	2	10	0	1	3	6	4	1	4	5	1	3	7	9	0	0			
移動 (δ cm)	SE33	SEW24	SE18	SE22	SE31	SE31	SE36	SE27	SE30	SE29	SE23	SE18	SE18	SE19	SE21	S17	N28			
梁部 上フランジ の 損傷			落下 △ミ	落下 △ミ	落下 △ミ	落下 △ミ	落下 △ミ	衝突 △ミ										△ミ		
梁部 Web-PL の 損傷																		局部 座屈		衝突 △ミ
隅角部 の 損傷	塗装 剥離	塗装 剥離		局部 座屈			座屈 剥離	座屈 剥離	座屈 剥離	座屈 剥離	座屈 剥離	剥離	座屈 剥離	剥離	局部 座屈	座屈 剥離	剥離			
柱部 の 損傷			局部 座屈	全周 座屈	全周 座屈	局部 座屈	衝突 △ミ	局部 座屈	局部 座屈	局部 座屈	全周 座屈	基部 剥離		局部 座屈	基部 剥離	剥離				
⑲ 塗装剥離				△			△	△			△	△		△	△			△	△	△
梁部 損傷度	C	C	B	B	B	B	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C			
柱部 損傷度			C	A	A	C	B		C	B	D			C	D	D	D			
(■:橋脚撤去ヶ所)				■	■					■										
基礎																				
杭の損傷度 (比割れ点数)	16 ~ 20	未調査	未調査	未調査	未調査	未調査	未調査	未調査	未調査	未調査	未調査	未調査	未調査	未調査	未調査	未調査	未調査			
ケツ or 杭本数(n)	n10	n10	ケツ	ケツ	ケツ	ケツ	ケツ	ケツ	ケツ	ケツ	ケツ	ケツ	ケツ	ケツ	ケツ	ケツ	ケツ			

損傷一覧表(その4)

① 上層 橋脚 番号 (下層 " " )	P48 (#)	P49 (#)	P50 (#)	P51 (#)	P52 (#)	P53 (P70)	P54 (P71)	P55 (P72)	P56 (A4)	P57 ---	P58 ---	P59 ---	P60 ---	P61 ---	P62 ---	P63 ---	P64 ---	A2 ---	
② 上層 橋脚 位置 (下層 " " )	海 (#)	陸 (#)	陸 (#)	陸 (#)	陸 (#)	陸 (P70)	陸 (P71)	陸 (P72)	陸 (A4)	陸 ---	陸 ---	陸 ---	陸 ---	陸 ---	陸 ---	陸 ---	陸 ---	陸 ---	
③ 鋼製脚, RC脚の別	鋼製	鋼製	鋼製	鋼製	鋼製	鋼製	鋼製	鋼製	RC	RC	RC	RC	RC	RC	RC	RC	RC	RC	
④ 上層 橋脚高(m) (下層 " " )	33.3	25.5	24.6	23.6	21.9	19.3 (8.1)	18.0 (6.0)	16.8 (4.2)	15.6 (3.6)	14.4 ---	13.2 ---	12.0 ---	10.8 ---	9.2 ---	6.4 ---	4.8 ---	3.6 ---	3.6 ---	
⑤ 上層 桁 形式 (■:上層桁撤去ヶ所)	3 径間連続   桁				3 径間連続鋼床版箱桁				単純	単純	単純	単純	単純	単純	単純	単純	単純	単純	単純
下層 " " (■:下層桁撤去ヶ所)	3 径間連続   桁				単純	単純	単純	単純	単純	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
⑥ 上層 径間長 (m) 下層 " "		29.50	53.75	38.3 (38.4)	41.50	60.00	37.50	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	35.00	45.00	35.00	35.00	25.00
⑦ 上層 支持 条件 下層 " "	M	M	F	M, M	M, M	F	M, M	F, M	F, M	F, M	F, M	F, M	F, M	F, M	F, M	F, M	F, M	F, M	F
⑧ 橋脚 番号	P48	P49	P50	P51	P52	P53	P54	P55	P56	P57	P58	P59	P60	P61	P62	P63	P64	A2	
⑨ 桁の移動(cm)	N#5	NS0	NS0	NS0			NS0												
上層 主構の損傷 支承の損傷	⑩ 桁全体	損傷なし																	
	⑪ 桁端部 端部横桁	P48上 横倒れ座屈 溶接部破断																	
	⑫ 塗装剥離								△										
	⑬ 横構Guss																		
	⑭ セットボルト		伸び		伸び			破断											
	⑮ スタッパー								変形										
	⑯ サイドブロック								変形	Bolt破断				変形	変形	変形			
	⑰ アンカボルト				伸び														
	⑱ 上査	破壊																	
	⑲ 下査	破壊																	
⑳ 塗装剥離		△	△	△	△														
① 橋脚 番号	P48	P49	P50	P51	P52	(P70)	(P71)	(P72)	(A4)										
⑧ 桁の移動(cm)	ナシ																		
⑩ 桁全体	損傷なし																		
⑪ 桁端部 端部横桁										損傷なし									
⑫ 塗装剥離						△	△	△											
⑬ 横構Guss																			
⑭ セットボルト																			
⑮ スタッパー																			
⑯ サイドブロック																			
⑰ アンカボルト																			
⑱ 上査	ローラー																		
⑲ 下査	破壊																		
⑳ 塗装剥離							△	△											
橋脚 梁部 隅角部 柱部 ⑱ 塗装剥離 梁部損傷度 柱部損傷度 (■:橋脚撤去ヶ所)	倒れ (X-cm)	2	0	1	1	4	4	2	3	2	1	2	2	2	2	1	1	測定	
	倒れ (Y-cm)	0	7	4	1	2	5	2	27	38	26	26	26	20	13	0	1	測定	
	移動 (δ cm)	N28	SW10	NW10	S22	SW9	SW9	SW12	NW10	NW10	NW12	NW14	NW12	NW13	NW12	SW12	NW10	不能	
	梁部 上フランジ の損傷																		
	梁部 Web-PL の損傷	衝突 ハコミ																	
	隅角部 の損傷		局部 座屈	局部 座屈															
	柱部 の損傷		フランジ 座屈				剥離					半周 びびり	半周 びびり	半周 びびり	半周 びびり	半周 びびり	半周 びびり	鉄筋 ハコ出し	
⑱ 塗装剥離	△	△	△		△	△	△	△	△										
梁部損傷度	C	C	C			D	D	D	B	A	A	A	A	A	A	A			
柱部損傷度	D	B	D		D	D	D	D	B	A	A	A	A	A	A	A			
基礎 杭の損傷度 (比割れ点数)	未調査	未調査	未調査	1 ~ 5	未調査	未調査	未調査	未調査	21 ~ 25	未調査	11 ~ 15	未調査	未調査	未調査	21 ~ 25	未調査	未調査	未調査	
ケーソン or 杭本数(n)	ケーソン	n27	n32	n29	n22	n8	n4	n4	n5	n4	n4	n4	n4	n5	n4	n4	n4	n4	

注) P70 ~ A4橋脚は、(その5)参照の事。

損傷一覧表(その5)

① 下層 橋脚 番号		A3		P65		P66		P67		P68		P69		P10		P52		P70		P71		P72		A4	
② 下層 橋脚 位置		陸		陸		陸		陸		陸		陸					陸		陸		陸		陸		
③ 鋼製脚, RC脚の別		RC		RC		RC		RC		RC		RC					RC		RC		RC		RC		
④ 下層 橋脚高(m)		4.2		4.2		5.2		6.2		7.2		8.1					8.1		6.0		4.2		3.6		
⑤ 下層 桁 形式 (■:下層撤去ヶ所)			■	■		■		■		■		■					■		■		■		■		
⑥ 下層 径間長(m)			25.00		25.00		25.00		25.00		25.00		35.50				35.90		25.70		25.70		25.70		
⑦ 下層 支持 条件		F		M, F		M, F		M, F		M, F		M, F					F, M		F, M		F, M		F		
下層 桁	⑧ 桁の移動(cm)																								
	主 構 の 損 傷	⑨ 桁 全体																							
		⑩ 桁 端部 端部横桁		A3側 セン断 破壊		P65側 セン断 クラック		P66側 セン断 クラック		P67側 セン断 クラック		P68側 セン断 クラック										損傷 なし		損傷 なし	
		⑪ 塗装剥離																							
	支 承 の 損 傷	⑬ セットボルト																							
		⑭ ストップ																							
		⑮ サイドブロック																							
		⑯ アンカーボルト																							
		⑰ 上 沓																							
		⑱ 下 沓																							
⑲ 塗装剥離																									
橋 脚	倒れ (X-cm)		0		4		5		1		2		2				2		3		2		0		
	倒れ (Y-cm)		0		5		0		3		2		0				2		1		2		0		
	移動 (δ cm)		0		N15		S14		S17		S15		S14												
	梁 部 の 損 傷																								
	柱 部 の 損 傷			ビ'ル					鉄筋 ハミ出し		鉄筋 ハミ出し		鉄筋 ハミ出し					ビ'ル		ビ'ル					
	梁 部 損 傷 度								A		A		A												
	柱 部 損 傷 度																								
	(■:橋脚撤去ヶ所)								■		■		■												
基 礎	杭 の 損 傷 度 (比'割れ点数)		未 調 査		未 調 査		16 ~ 20		未 調 査		未 調 査		未 調 査				未 調 査		未 調 査		未 調 査		未 調 査		未 調 査
	杭 本 数 (n)		n5		n6		n6		n6		n6		n8				n6		n5		n5		n5		n5

### 1.3 主要な損傷

#### (1) 上部構造

A1 橋台から P5 橋脚および A3 橋台から P69 橋脚に架かる橋長 25m のポストテンション PC 単純 T 桁橋の損傷は、桁端部のせん断破壊によるものが多かった(写真 1.3.1, 2)。本形式の橋梁は、そのほとんどの端部下フランジ側コンクリートが剥離し、軸方向鉄筋とスタールップ鉄筋が露出していた。

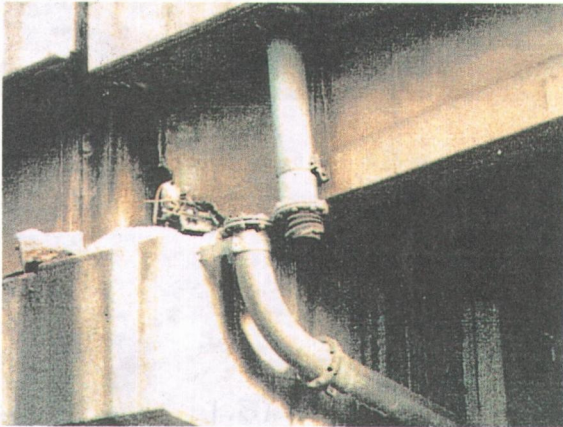


写真 1.3.1 桁端部の損傷

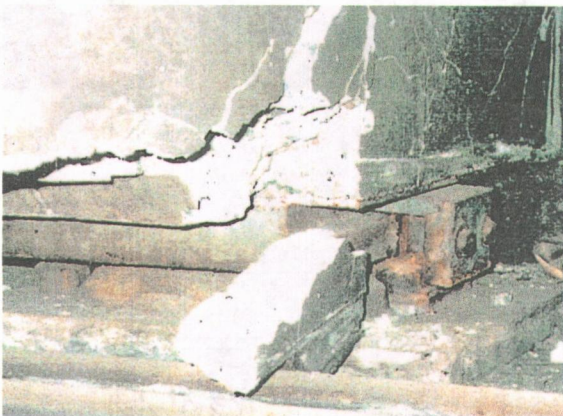


写真 1.3.2 支点上部の損傷

桁の全体移動はほとんどなかった。また、鋼製支承の損傷は少なく、部分的な塗膜の剥離程度であった。

P5~P9 橋脚間の単純合成鉄桁の損傷は、桁端部に集中していた。主桁端部の損傷は、地震による直接的な損傷だけでなく、支承の損壊に伴う二次的な損傷が見られた。例えば、下フランジの変形や支点上補剛材の座屈である。また、その他に支点上補剛材と横桁ウェブを連結する高力ボルトの破断や塗装の剥離が見受けられた(写真 1.3.3)。

この区間の上部構造の床版は、鉄筋コンクリート (RC)

床版であり、全反力に対する死荷重反力の占める割合が高い。このため支承に作用する地震時水平力は大きくなり、鋼製 BP 支承のほとんどが全壊に近い状態であった。



写真 1.3.3 端横桁取り付け部の損傷

P9 橋脚から上部構造は、上層桁と下層桁の上下 2 層に分離し、橋脚は高くなる。P9~P34 橋脚区間のうちで P9~P12 橋脚間の上層桁は 3 径間連続非合成箱桁であり、P19~P22 橋脚間の上層・下層桁とも 3 径間連続非合成鉄桁である。その他の区間は単純合成鉄桁である。

この区間の上部構造の損傷は、地震による直接的な支点近傍の損傷と支承の損壊に伴う二次的なものである。写真 1.3.4 は支承が逸脱し支点上の下フランジと腹板が変形した例であり、写真 1.3.5 は支承が破壊されたために箱桁内のダイヤフラムが座屈した例である。

P8~P11 橋脚間では、地震による桁の全体的な移動があった。P8 橋脚上の桁端部が、正規の位置から 70cm 海側へ、P9 橋脚上では 170cm 山側へ移動し、支承から完全に逸脱した。P8~P13 橋脚間の桁の全体的な移動を図 1.3.1 に示す。



写真 1.3.4 支点上フランジの損傷



写真 1. 3. 5 支点上ダイアフラムの損傷



写真 1. 3. 6 支承の損傷

P34~P54 橋脚間の上層桁および P34~P51 間の下層桁は、連続形式の橋梁である。2 径間連続鋼床版箱桁が 2 橋、3 径間連続鋼床版箱桁が 9 橋そして 3 径間連続非合成鉄桁が 2 橋である。この区間のうち P36~P48 橋脚は海岸線に位置し、ケーソン基礎となっている。

上部構造の損傷は、支承の破壊による二次的なものが多い。上層桁の支承は、ほぼ全壊の状況であった(写真 1. 3. 6, 7)。

また、この区間は下層桁の支承の被害も大きく、セットボルトやストッパーだけでなく上査・下査にも損傷があった。



写真 1. 3. 7 支承の損傷

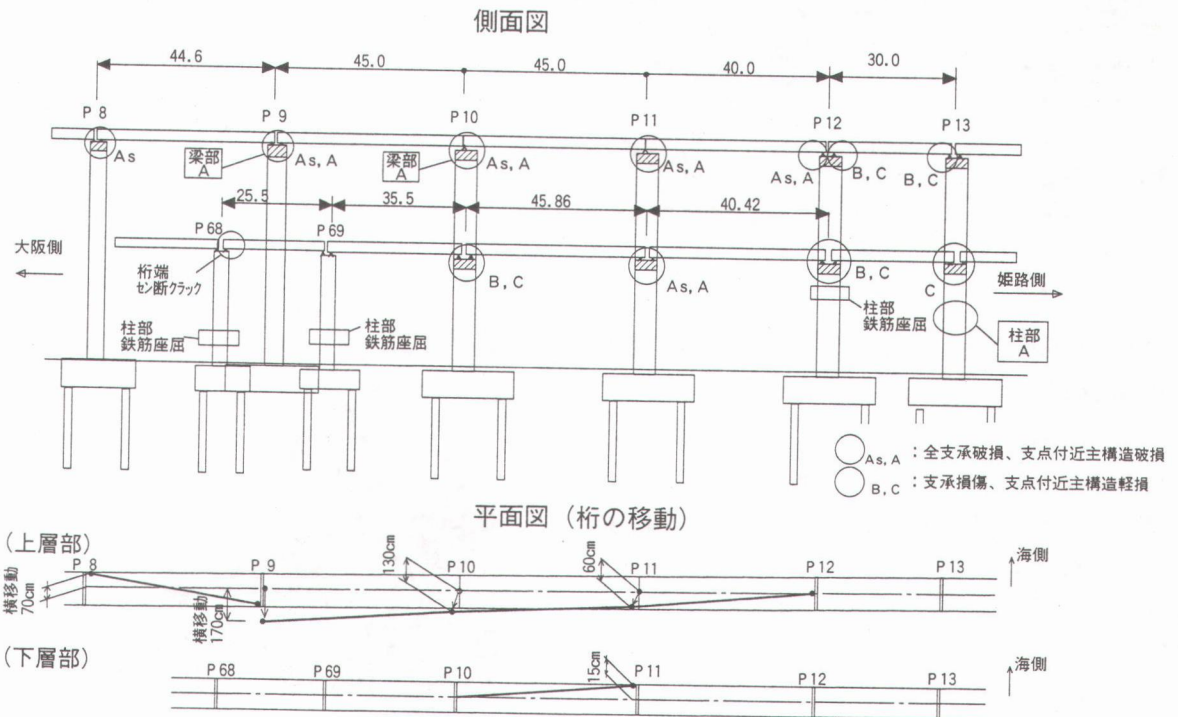


図 1. 3. 1 桁の全体移動

各橋脚上で桁が橋軸直角方向に全体移動した。特に、P36 橋脚上では隣接する前後の橋梁が、山側へ 170cm、海側へ 190cm 移動し相対的に 360cm のズレが生じた(写真 1.3.8)。このため、路面上の伸縮装置は写真 1.3.9 に示すように変形していた。



写真 1.3.8 桁端部の全体移動



写真 1.3.9 鋼製フィンガーの変形

P51 橋脚以降の単純合成鉄桁 16 橋については、上層および下層橋梁とも損傷レベルは低く、支点付近の変形と塗装の剥離程度であった。上層桁の支承に一部ストッパーの変形とサイドブロック取り付けボルトの破断があったが、下層桁の支承はほとんど被害を受けていなかった。

## (2) 橋脚

RC 橋脚および鋼製橋脚とも損傷を受けたが、橋脚の形状・位置・高さおよび上部工形式により損傷レベルに差があった。

P1～P7 橋脚および P66～P69 橋脚間の RC 橋脚は、図 1.2.1 の損傷レベル図に示すように橋脚が高くなるにつれて被害が大きくなっている。その損傷は、軸方向鉄筋のはらみ出しによるコンクリートの圧壊であった(写真 1.3.10)。



写真 1.3.10 RC 橋脚の損傷

この区間の上部構造形式は、ポストテンション PC 単純 T 桁と単純合成鉄桁であり、橋脚にとって比較的上部構造の死荷重が大きい区間である。

P10～P15 間の橋脚の損傷度は、レベル B が多い。ただし、この区間で唯一の RC 橋脚である P12 橋脚の損傷は、柱中央部の軸方向鉄筋が全周についてはらみ出し、かぶりコンクリートが剥離したレベル A であった(写真 1.3.11)。

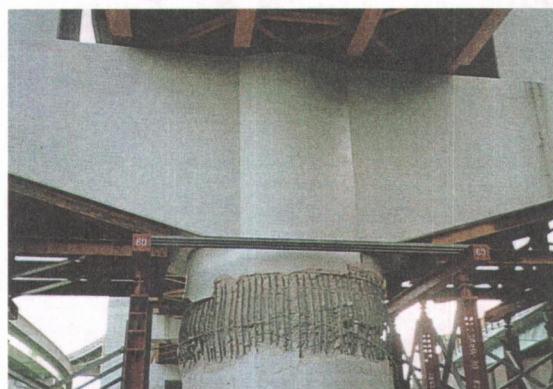


写真 1.3.11 RC 橋脚の損傷

P8～P11 の鋼製橋脚の梁上面フランジは、支承の損壊により橋桁が支承高さ分落下し、局所的な凹みや支承のめり込みによる損傷を受けた。

P15～P33 橋脚の損傷は比較的少なく、P27 の RC 橋脚がレベル B の損傷を受けた以外は、RC 橋脚の柱周方向のひび割れや鋼製橋脚隅角部の塗装剥離といったレベル C、D の損傷であった。

P34 から P50 間の連続桁を支持する鋼製橋脚は、レベル A から C までの損傷を受けた。特に、P35、P36 橋脚の損傷は、柱基部の全周に局部座屈が発生したレベル A であった(写真 1.3.12)。

また、P38 鋼製 2 層門型ラーメン橋脚の上層部柱に、

写真 1. 3. 13 に示す下層桁の衝突による凹みが発生した。

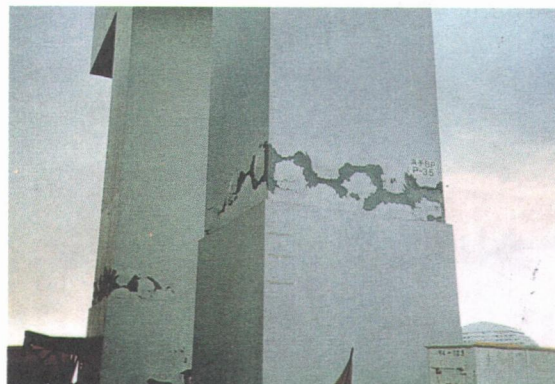


写真 1. 3. 12 鋼製ラーメン橋脚の局部座屈



写真 1. 3. 13 桁の衝突による橋脚柱の変形

P49 橋脚はラケット型の 1 本脚であり、下柱は鋼管構造である。この柱の中間部に全周方向にちょうちん座屈が発生した(写真 1. 3. 14)。

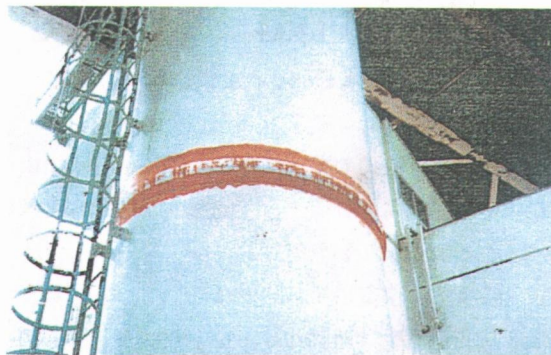


写真 1. 3. 14 鋼管単柱の局部座屈

P9 橋脚より上下に 2 層分離していた上部構造は、P52 橋脚から再び平面的に離れた 1 層構造となる。P53 橋脚から A2 橋台までの上層桁側の橋脚は、鋼製橋脚が 3 基、RC 橋脚が 9 基である。また、P70 橋脚から A4 橋台までの

下層桁側の橋脚は、RC 橋脚 3 基のみである。

この区間は柱基部に全周方向のひび割れが発生し、P62 橋脚は柱の主鉄筋がはらみ出し、かぶりコンクリートが剥離した。

図 1. 2. 1 の損傷レベル図でピンクに着色した P56~P62 橋脚は、柱基部のひび割れが著しく、かつ、橋脚天端が橋軸直角方向に 13~38cm 傾いた。

これらの橋脚は、常時に偏心曲げモーメントを受ける逆 L 型の構造であった(図 1. 3. 2)。

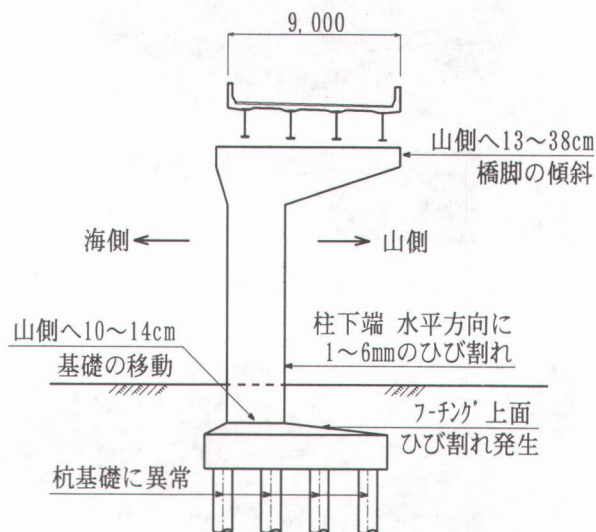


図 1. 3. 2 P56~P62 橋脚形状

### (3) 基礎

基礎の損傷調査として、①杭基礎およびフーチングの掘削によるひび割れ調査、②場所打ち杭およびケーソン基礎の非破壊(SIT)検査によるひび割れ調査、③杭およびケーソンのコアボーリングとボーリング孔からのポアホールカメラによるひび割れ調査が、ケーソン基礎 5 箇所および杭基礎 13 箇所について行われた。その結果は、ケーソン基礎の損傷は少なかったが、杭基礎の場所打ち杭にひび割れが発見された。杭のひび割れ度合いと上部構造の損傷レベルおよび橋脚の損傷レベルに関して、相関は見出されなかった。



## 1.4 損傷の特徴

### (1) 橋梁形式と損傷

#### (a) A1 橋台～P5 橋脚, A3 橋台～P69 橋脚区間

この区間の上部構造形式はポストテンション PC 単純 T 桁であり、他の区間と比べ上部構造の死荷重が卓越している。

桁部：支点部のほとんどがセン断破壊をしたが、桁中央部の損傷は少ない。

支承：鋼製支承に大きな損傷はない。

橋脚：高い RC 橋脚の柱部は、鉄筋が全周方向にはらみ出し大きな損傷を受けた。

桁－支承－橋脚－基礎の全体損傷度から判断して、ポストテンション PC 桁の端部が比較的早い時期に破壊されたため、支承の損傷が少なかったものと推測される。

また、高さ 10m 未満の比較的低い RC 橋脚において柱部鉄筋のはらみ出しが生じた原因は、上部構造の死荷重が大きかったこと、段落とし部の帯鉄筋不足などに起因するものと推測される。

#### (b) P8～P13 橋脚区間

この区間の上層部の橋梁形式は、単純合成鉄桁 1 橋と RC 床版 3 径間連続箱桁 1 橋である。下層部はポストテンション PC 単純 T 桁 1 橋と単純合成鉄桁 3 橋である。

桁部：上層桁支点付近のフランジおよびウェブに大きな座屈・変形が生じた。また、桁端部において橋軸直角方向へ最大 1.7m のズレが発生した。下層の単純合成鉄桁の損傷は、支点上端横桁に生じた若干の変形であった。

支承：上層側の支承は完全に破壊され、下層側の支承はストッパーの変形およびアンカーボルトの破断等であり崩壊までには至っていない。

橋脚：RC 橋脚である高さ 23.3m の P12 橋脚の柱部は、軸方向鉄筋が全周にはらみ出し、被害が大きい。他の鋼製橋脚の横梁には、局部変形がある。

桁－支承－橋脚－基礎の全体損傷度は、支承が最も大きい。桁および橋脚横梁の座屈・変形は、支承破壊時の桁落下に伴い生じた二次的な損傷である。

P12 橋脚は、鋼製橋脚群の中にラケット型の RC 単柱橋脚がただ 1 基あったため、大きな被害を受けた。

#### (c) P34～P42 橋脚区間

この区間の上層および下層の橋梁形式は、2 径間連続鋼床版箱桁 1 連と 3 径間連続鋼床版箱桁橋 2 連である。

桁部：上層支点付近のフランジおよびウェブに大きな座屈・変形が生じた。また、箱桁支点上ダイヤフラムが座屈した。P36 橋脚上の隣接する桁端が橋軸直角方向へ最大 1.9m ズレた。

下層支点上フランジに多少の変形があった。

支承：上層桁の支承は完全に破壊され、下層桁の支承はストッパーの変形およびアンカーボルトの破断等で支承の崩壊までには至っていない。

橋脚：2 本柱の 2 層ラーメン鋼製脚の柱基部に局部座屈が多発し、横梁天端には主桁の落下による大きな凹みが生じた。また、橋脚が傾斜し、脚天端で 30cm 程度移動した。

桁－支承－橋脚－基礎が全体的に被害を受けた。P36 橋脚上の上層桁端部で、桁端が橋軸直角方向に最大で 1.9m 移動したにも拘わらず落橋に至らなかったのは、梁幅が 2 層ラーメンであるため通常以上に広がったことによる(写真 1.3.8)。また、下層桁においても左右の中間柱がストッパーの役割を果たし落橋から免れている(写真 1.3.13)。

#### (d) P54～P63 橋脚区間

この区間の橋梁形式は、単純合成鉄桁である。

桁部：ほとんど損傷はなく、一部の端横桁が変形した程度である。

支承：一部の上巻ストッパーに変形が見られる程度であり、損傷は少ない。

橋脚：P54、P55 鋼製橋脚には損傷がない。

残りの RC 橋脚柱部の全周に斜め方向のひび割れがあり、橋脚は傾斜し天端で橋軸直角方向に 20～38cm 傾いている。

桁－支承－橋脚－基礎の全体的な損傷度は、桁および支承は小さく、RC 橋脚の柱部は大きい。また、杭方式の基礎もその損傷は大きい。

これは逆 L 型の RC 橋脚であるため大きな偏心曲げを受け、柱基部および基礎に被害をもたらしたものと推測される。

### (2) 被害パターン

浜手バイパスの平面線形は、図 1.2.1 に示すように全体的になめらかな逆 S 字カーブをしている。被災規模は、地震波の伝播方向と考えられる北東 (NE) と直角に近い P33～P42 の直線区間が著しく、半円弧上のカーブ区間にあ

る橋梁は軽微であった。

これらの被害は、構造形式と損傷箇所の違いにより以下の4パターンに要約できる。

パターン1：A1橋台～P5橋脚，A3橋台～P69橋脚区間  
死荷重の大きいポストテンションPC桁の  
桁端部およびRC橋脚柱部の損傷が著しい。

パターン2：P8～P13橋脚区間  
RC床版を有する上部構造は、支承部の損傷が著しい。鋼製橋脚の損傷は桁の落下による二次的なものである。

パターン3：P34～P42橋脚区間  
連続桁形式からなる2層ラーメン鋼製橋脚部は、桁-支承-橋脚-基礎の橋システム全体に損傷を受けている。

パターン4：P54～P63橋脚区間  
偏心曲げを受ける逆L型RC橋脚の柱部および基礎の損傷が著しい。

### (3) 桁および橋脚の移動

地震による桁および橋脚の移動量は、表 1.2.2 に示す

とおりである。これらの移動量を橋脚高さとの関係で示したものが図 1.4.1～図 1.4.2 である。

図 1.4.1 は橋脚高さと同軸直角方向の桁移動量の関係を、図 1.4.2 は橋脚高さと同軸中心移動量の関係をプロットしたものである。

プロット結果から移動量と橋脚高さとの相互関係は見

出されなかった。

図 1.4.3 は、P1 橋脚から P63 橋脚の基礎中心移動量を順次プロットしたものである。図中、移動量の+値は山(北)側へ移動したことを意味する。また、P1 から P15 橋脚の移動方向は、図 1.2.1 から橋軸方向への移動であることが分かる。

P20 から P44 橋脚は、浜手バイパスが海岸線に位置するため図から明らかなように基礎中心が全体的に海側(南)へ移動したことが分かる。なお、P55 から P61 橋脚が山側へ移動した理由は、図 1.3.2 に示す逆L型の橋脚が偏心曲げモーメントを受け、山側へ倒れ込み易い構造であったためと推測される。

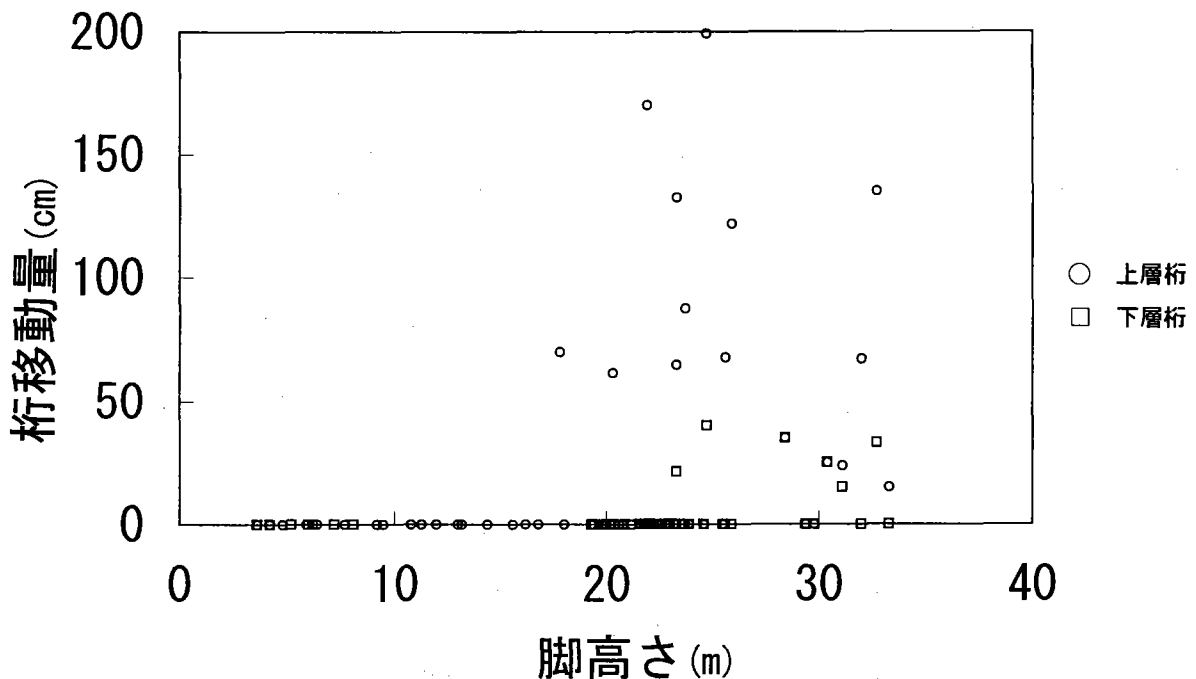


図 1.4.1 橋脚高さと同軸移動量(橋軸直角方向)

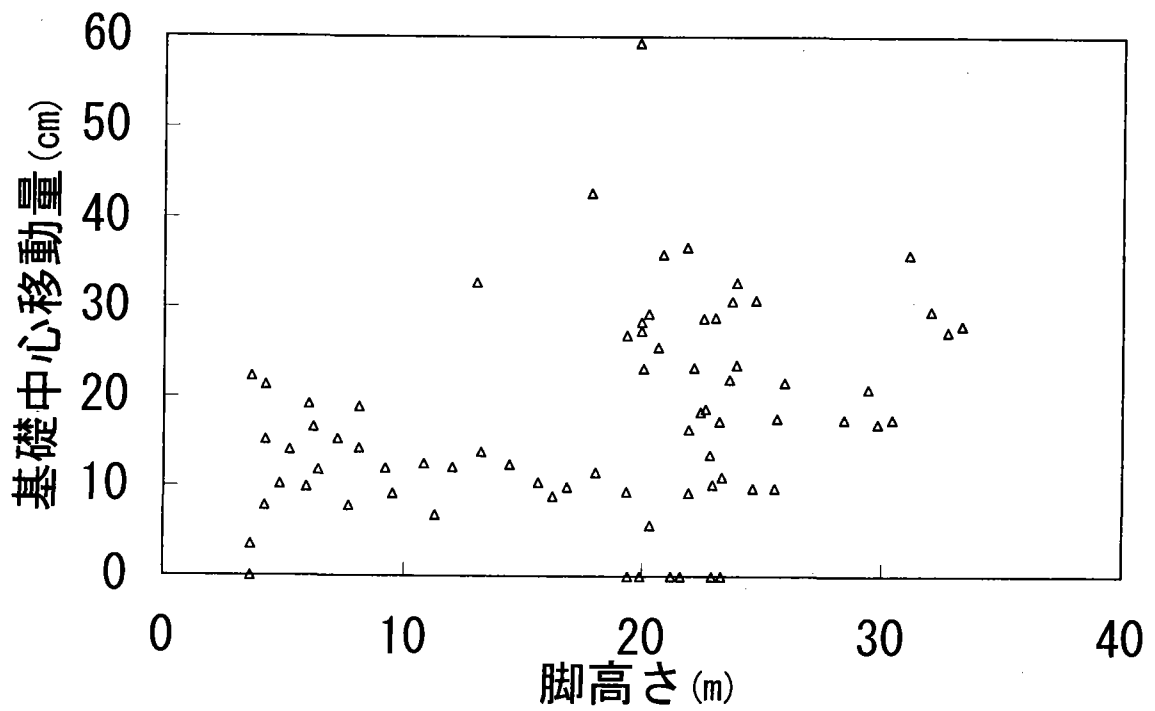


図 1. 4. 2 橋脚高さと基礎中心移動量

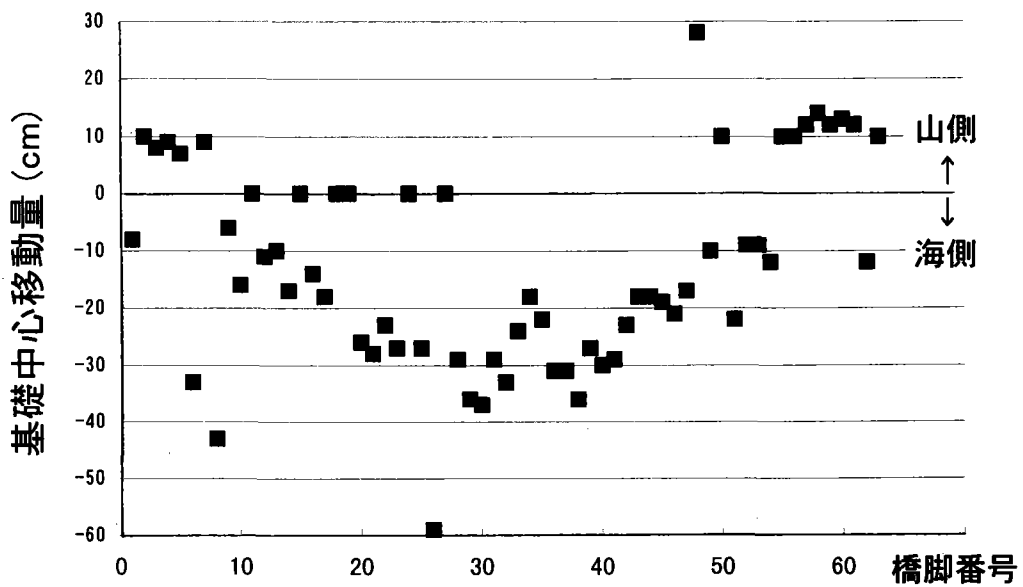


図 1. 4. 3 橋脚位置と基礎中心移動量

## 第2章 動的解析による応答値の推定

### 2.1 一次検討

#### 2.1.1 検討目的

大きな被害をうけた浜手バイパスのうち、橋軸直角方向への上部工残留変位が最大で1.9mも生じたP36～P39径間（3径間連続鋼床版箱桁、2層構造）を対象に、動的解析によりその損傷原因の推定を行うこととした。

ここでは、その一次検討として、本橋の基本的な動的特性の把握を目的に全体系骨組モデルによる固有値解析および応答スペクトル解析を行うものとした。

本橋の地形・地質条件や構造的な特徴はつぎのとおりである。（図2.1.1参照）

- ① P36、P37 橋脚は海上に位置し、橋軸直角方向（山側）には船溜りの防波堤が近接している。P38、P39 橋脚は陸上部に位置し、P38 橋脚は護岸に近接している。
- ② 地盤構成は海上部においてはヘドロ層、陸上部においては埋立土層の下に沖積砂層、沖積粘土層の互層が続き、DL-22～-16 m付近より洪積砂層、粘土層と続いている。
- ③ 各橋脚はいずれもケーソン基礎が採用されているが、その支持地盤は固定橋脚（P37、P38）において

はDL-30 m付近の洪積砂層とし、可動橋脚（P36、P39）においてはDL-22 m付近の洪積層上部の砂層としている。

- ④ 上部工は1-BOX形式の鋼床版箱桁であり、2層構造となっている。橋軸方向の支持条件は上層桁はP37を、下層桁はP38をそれぞれ固定脚とし、地震力の分散を図っている。
- ⑤ 橋脚はいずれも鋼製2層門型ラーメン橋脚であるが、基礎寸法の縮少のため下層の柱間隔は上層柱より狭くなっている。また、海上橋脚（P36、P37）はケーソン天端をHWL+1.2 mと高くしているため、鋼製橋脚高が陸上部橋脚（P38、P39）よりも低く、橋脚剛性や基礎（地盤）の剛性が大きく異なっている。

これらの条件より、橋軸方向については上層桁・下層桁がそれぞれ一点固定方式を採用していることから、橋脚や基礎の剛性差の影響は小さいと考えられる。しかし、橋軸直角方向については橋脚・基礎の剛性差が振動性状に大きな影響を与えていることが推測される。

ところで、本橋の主な損傷状況はつぎのとおりである。まず支承については、下層桁の固定支承（P38上）を除いて支承は全て破壊しており、下層桁の固定支承につい

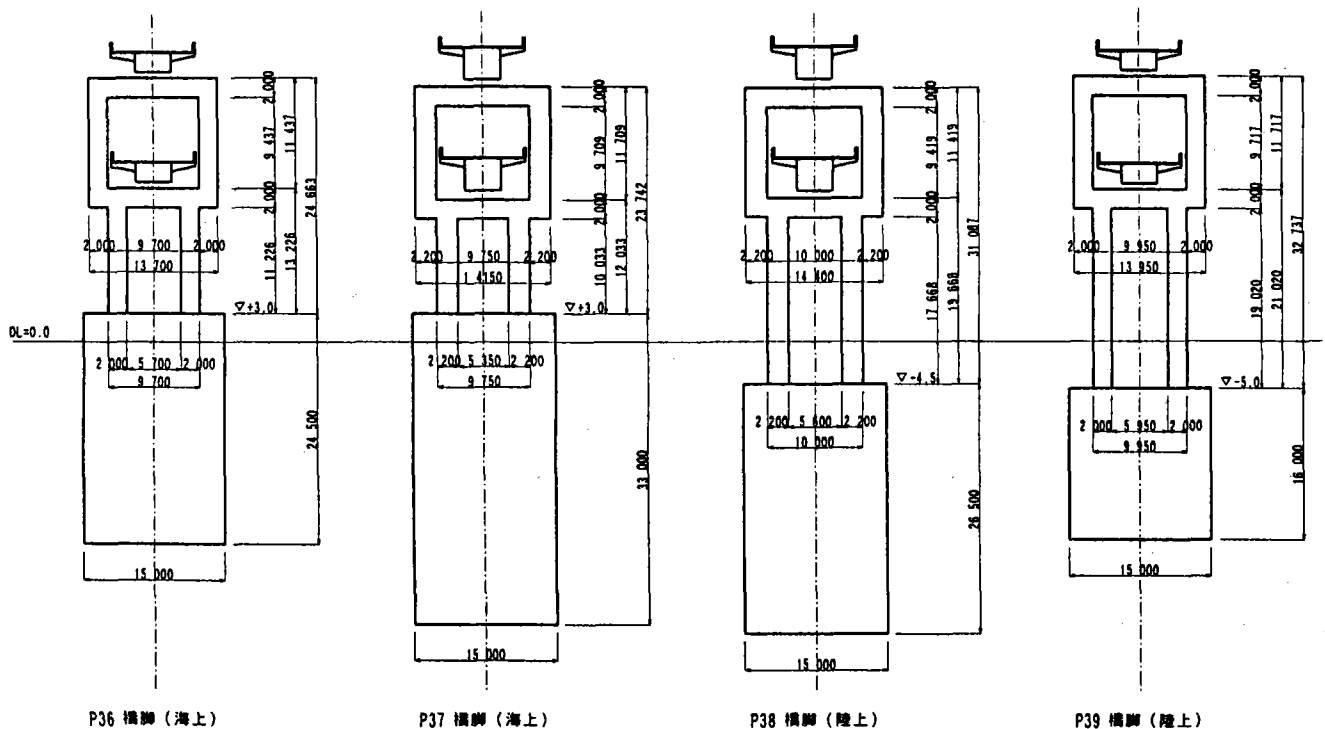


図 2.1.1 橋脚・基礎形状図

ても上脊が破壊している。主桁の残留変位は図 2.1.2 に示すとおりであり、上層・下層桁共、P36 上と P39 上とは逆方向の橋軸直角方向変位が残留している。

鋼製脚については橋脚高の低い P36、P37 橋脚の下段柱基部に局部座屈が、上段柱に下層桁の衝突による変形が生じている他、全橋脚の隅角部に塗装剥離や添接部のすべりが見られた。

また、ケーソン天端は、いずれの橋脚も海側—大阪側の約 45° 方向に 27~36cm の残留変位が生じていた。

このような損傷状況から、各部に作用した力や変位を追跡し損傷原因を推定するためには、大ひずみ時の地盤や基礎の挙動が無視できず、支承破壊後の挙動を追跡す

る必要がある。しかし、これらを十二分に評価、追跡することはきわめて困難である。

したがって、ここではあくまでも本橋の振動特性の把握と応答値の一次推定を目的として、「道路橋示方書」ベースの地盤バネ定数を用い、弾性モデルにより固有値解析と応答スペクトル解析を行うこととした。

なお、応答値のより正確な推定を行うためには時刻歴応答解析による必要がある。このため、「2.2 詳細検討」においてモード重ね合せ法による時刻歴応答解析を行っているが、この詳細解析における考慮すべき振動次数等解析条件設定のための資料とすることも本検討の目的のひとつである。

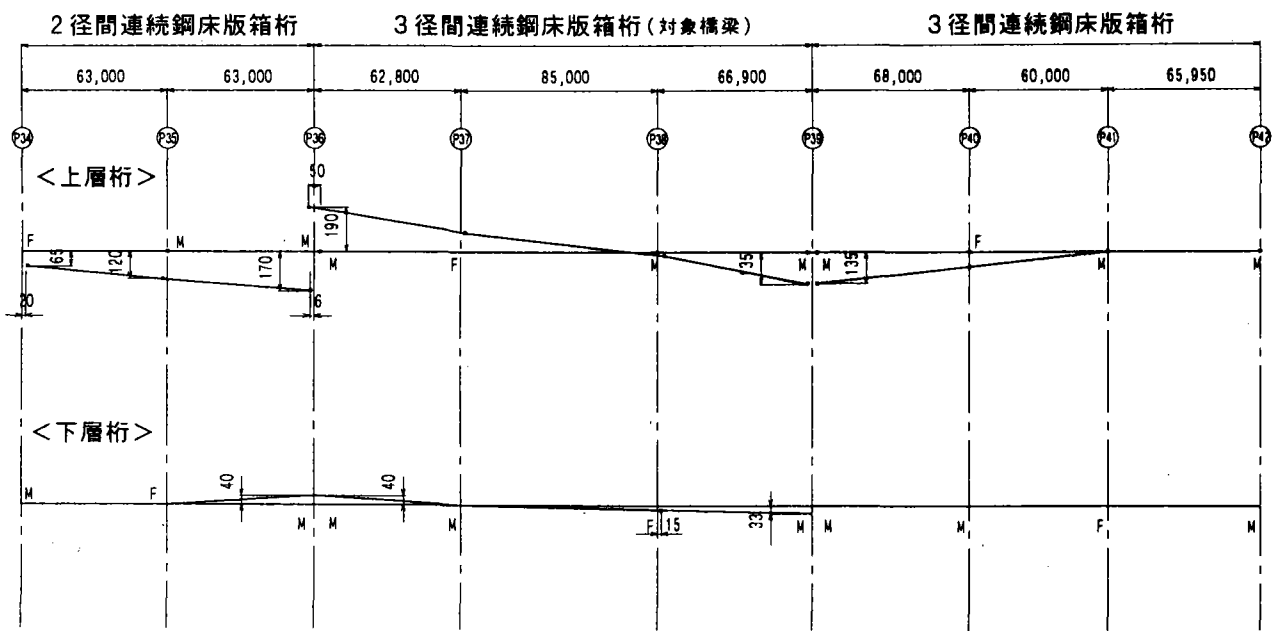


図 2.1.2 主桁の残留変位 (単位: cm)

### 2.1.2 検討方法

橋脚・基礎の設計においては、「道路橋示方書」にも示されているように、耐震設計上の地盤面から下の基礎構造物に作用する慣性力は無視されるのが一般である。しかしながら、ケーソン基礎の場合、杭基礎とは異なり、基礎と地盤との動的相互作用の影響は大きい。本橋の場合、地盤条件やケーソン天端の残留変位の大きさからも、その影響は無視できないと考えられる。

そこで、本検討においては、ケーソン基礎の質量(慣性力)を考慮することを基本としたが、まず、その影響度を把握しておくべきと考えられた。これは、応答スペクトル解析ならびに時刻歴応答解析において考慮すべき振動次数の設定にも利用するためでもある。

また、設計時には橋軸方向と橋軸直角方向の地震力はそれぞれ別々に評価されるが、残留変位などから両方向の地震力の作用が考えられ、その連成の有無も検証しておくべきと考えられた。

いま、図 2.1.3 に示す簡略なモデルにより、橋脚やケーソンの固有周期を算出すると表 2.1.1 のとおりとなる。これより各橋脚・基礎の橋軸直角方向の固有周期が大きく異なっていることに注目される。この他、ケーソンの回転において橋軸および橋軸直角方向の固有周期が比較的接近しており、両方向の振動の連成の影響も考えられる。

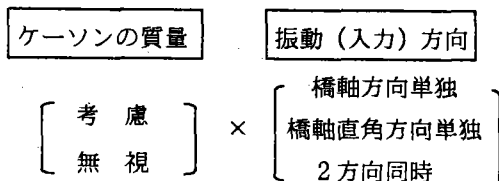
以上のとおり、本節においては、詳細検討において行う時刻歴応答解析のための予備検討として、つぎの 3 項をパラメータとして固有値解析および応答スペクトル

解析を行うこととした。

- ① ケーソンの慣性力（質量）の影響
- ② 橋軸方向と橋軸直角方向の振動の連成の有無
- ③ 振動次数の影響

解析モデルは2層門形ラーメン橋脚を有することから主桁-橋脚-基礎から成る全体系立体骨組モデルとし、橋軸方向、橋軸直角方向それぞれ単独入力を基本とした。

すなわち、つぎのような各パラメータの組合せを考えた。



振動次数については、有効質量比が95%以上となることを目標としたが、本検討の目的があくまでも上部工および鋼製橋脚の損傷に着目していることから、上部工の振動が評価できる次数の把握を主眼とした。

なお、主桁、橋脚および基礎の質量や剛性および境界条件については、後に実施する詳細検討と同じとしたが、曲線の影響を無視したことや格点数の低減を行ったことから、それに応じて若干の調整を行っている。

各構造要素の構造減衰についても「2.2 詳細検討」に示す値を用い、各次モード等価減衰定数は「道路橋示方書」に示されているひずみエネルギー比例により求めて

いる。

ところで、損傷状況を正確に追跡するためには基礎（地盤）のパネの正確な評価が必要となる。損傷状況から、ケーソン基礎の変位が大きく、したがって、ケーソン基礎の変形性状が残留変位相応の変位を示すようケーソンの質量や地盤のパネ定数を調整することも考えられたが、時間的な制約からそこまでの検討は行わず、あくまでも道路橋示方書ベースの地盤パネ定数を用いることとした。

また、隣接径間の振動の影響が考えられるが、橋軸方向については架け違い橋脚（P36、P39）上の隣接径間の支承条件が上・下層桁共、全て可動となっていることから無視している。

橋軸直角方向については、両隣接径間共、ほぼ同一スパンの連続鋼床版箱桁であり、橋脚や基礎の形式・形状も類似していることから、簡単のため、死荷重反力相当の質量を架け違い橋脚上に付与するものとした。P36 橋脚上の隣接径間上層桁の残留変位は対象橋梁と逆方向に生じているが、これは支承破壊後に生じた可能性が高いと判断している。

応答スペクトル解析に用いた入力地震動はⅢ種地盤であることから図2.1.4に示す東神戸大橋の観測記録を用いるものとした。また、最大応答値は2乗和平方根（RMS）法によった。

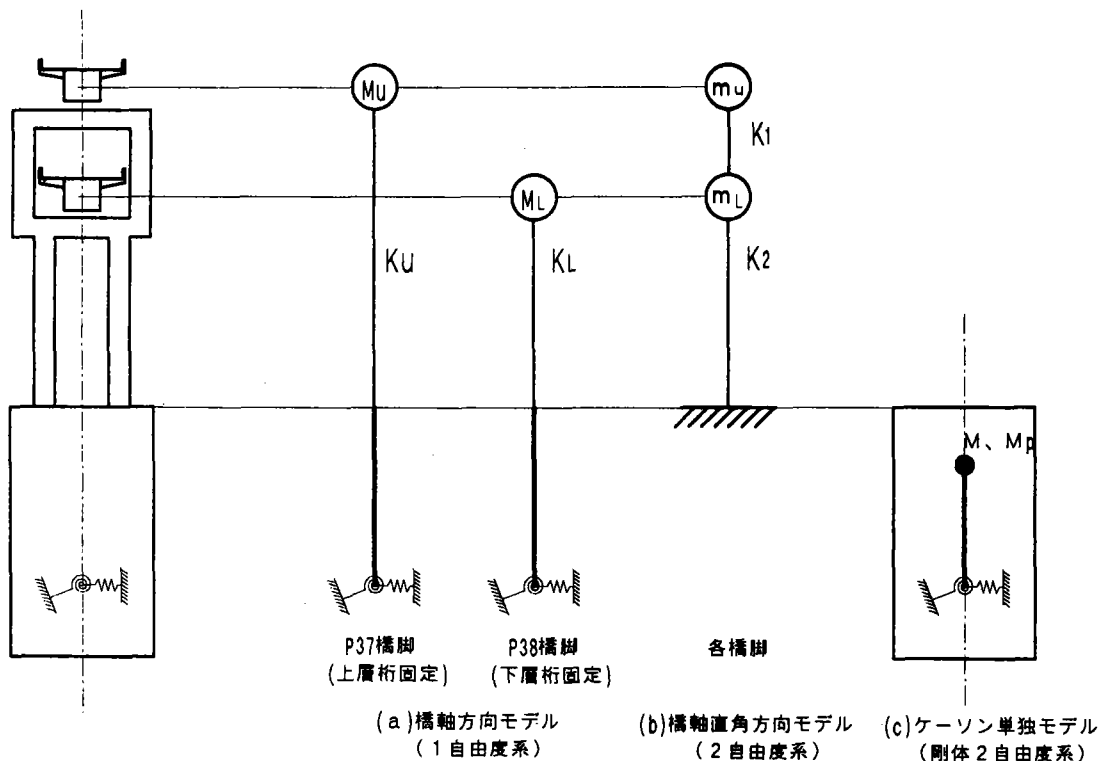


図 2.1.3 簡易モデル

表 2.1.1 簡易モデルによる固有周期の試算

単位 ; SEC

		P36	P37	P38	P39	備考	
橋軸方向	桁+脚+基礎	0.425	1.542	1.052	0.627	一自由度系モデル	
	ケーソン	回転	0.356	0.274	0.200	0.205	剛体二自由度系モデル (ケーソン単独)
		並進	0.070	0.062	0.062	0.053	
橋軸直角方向	桁+脚	上層	0.515	0.554	0.665	0.721	二自由度系モデル (地盤バネ無視)
		下層	0.205	0.235	0.241	0.256	
	ケーソン	回転	0.299	0.256	0.192	0.157	剛体二自由度系モデル (ケーソン単独)
		並進	0.087	0.070	0.068	0.058	
	主桁ねじり		0.238			中央径間単純バリモデル	

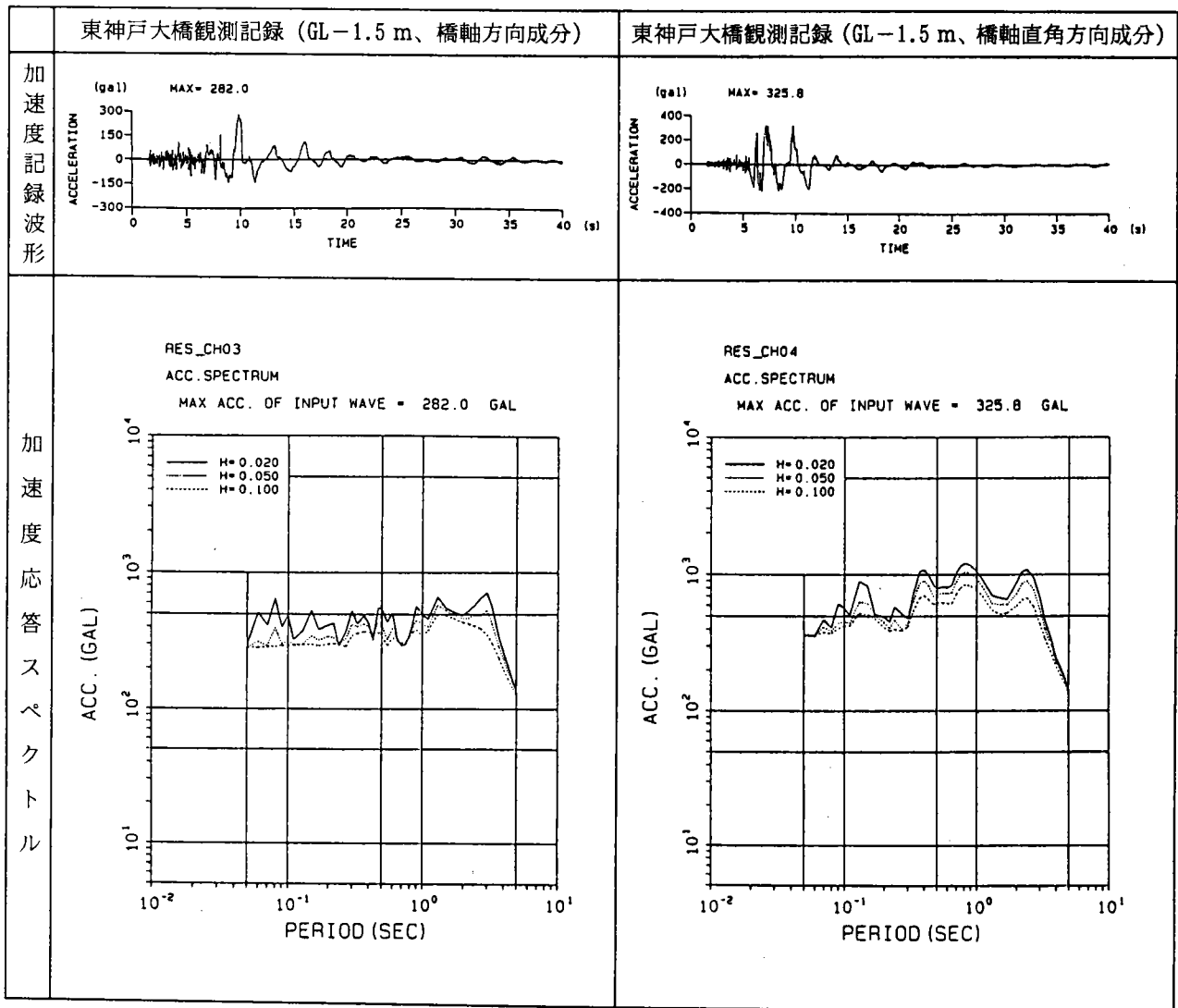


図 2.1.4 入力地震動 (加速度波形と加速度応答スペクトル)

### 2.1.3 検討結果

#### (1) 固有値解析結果

##### 1) ケーソン質量の影響

ケーソンの質量の有無をパラメータに行ったつぎに示す橋軸方向と橋軸直角方向の2方向の固有値解析結果について述べる。なお、各解析において考慮した振動次数を< >内に示す。

##### Case-1 橋軸方向固有値解析

(ケーソン質量無視) <50次>

##### Case-2 橋軸方向固有値解析

(ケーソン質量考慮) <80次>

##### Case-3 橋軸直角方向固有値解析

(ケーソン質量無視) <50次>

##### Case-4 橋軸直角方向固有値解析

(ケーソン質量考慮) <50次>

構造条件から橋軸方向と橋軸直角方向の振動の連成の可能性が小さいことと、基本的な振動特性の把握が容易となることから2方向それぞれ単独に解析している。これは、後に実施する応答スペクトル解析やモード重ね合せ法による時刻歴応答解析において考慮すべき振動次数の評価も容易となるからでもある。

一般に応答スペクトル解析において、考慮すべき振動次数は有効質量比が90~95%以上となる次数とされている。本解析においてもトライアル計算の上、有効質量比が95%以上となるよう上記の次数に設定している。

これらの解析結果より、主な振動モード、固有周期を表2.1.2~表2.1.5に示す。表2.1.2と表2.1.3、表2.1.4と表2.1.5をそれぞれ対比すれば明らかなように、上部工の振動が支配的な低次の振動領域においては、橋軸方向、橋軸直角方向共、ケーソン質量を考慮した場合、これを無視したケースに比して、その質量の影響によりごく僅か長周期側に変化しているものの、ケーソン質量の有無によって振動性状はほとんど変化していない。

これはケーソン質量の載荷位置(慣性力の作用位置)が低いところにあることと、主桁-橋脚系の固有周期とケーソン単独系の固有周期の差によっている。(表2.1.1参照)

たとえば、橋脚方向については、橋脚のみが単独に振動する可動橋脚; P36橋脚のたわみモード(10次)では橋脚の固有周期とケーソンのそれ(回転)とが近いため、ややケーソン質量の影響を大きくうけている。同じ可動脚であるP39橋脚においては橋脚高が高いため、橋脚とケーソンとの固有周期差が大きく、ケーソン質量の影響

が小さく現れるものと考えられる。

橋軸直角方向については、低次振動域においても橋脚の変形が支配的な振動モードについて、ややケーソン質量の影響が現れている。これも、門形ラーメン橋脚であることから橋軸方向に比して橋軸直角方向の橋脚の剛性が大きく、上部工+橋脚系の周期とケーソン単独系の固有周期が比較的近いことによると考えられる。

以上のことから、設定した基礎(地盤)のバネやケーソン質量の評価に本質的な問題を有するものの、用いたこれらの値を正とする限り、ケーソン質量の影響は特に直角方向について無視すべきでないと考えられた。

——生じたケーソンの残留変位から、土のひずみ依存性を考えたとき地盤バネ定数は本解析に用いた値よりも相当小さいことが推測される。——

##### 2) 主な振動特性

固有値解析結果より、代表的な振動モードを図2.1.5~図2.1.8に示す。前述したとおり、ケーソン質量の振動モードに与える影響が小さいことから、ケーソン質量を考慮したケースのみを示している。

これより、橋軸方向については、上層・下層桁がともに一点固定方式を採用していることから、各々の固定脚の一次モードが支配的であることがわかる。主桁の橋軸方向水平変位の振動モードには、主桁重心から支承ピン中心までの偏心の影響により主桁の鉛直たわみが連成する。これに対しては主桁重心位置における橋脚-基礎の等価水平バネ定数が大きく影響すると考えられる。モード図より、上層桁よりも下層桁において鉛直たわみモードが大きく現れており、このことを裏付けている。

主桁の橋軸方向水平変位モードは、上層桁においては1次と3次モードに、下層桁においては2次と4次モードにそれぞれ分かれている。これは“主桁+橋脚系”と“主桁+橋脚+基礎(地盤)系”の振動モードの差と考えられ、ケーソン基礎(地盤)のバネ値により後者のモードは変動することから地盤のバネ評価の重要性を示しているものとも考えることもできる。

すなわち、本橋は比較的柔な鋼製橋脚であるにもかかわらず、あるいは一自由度系への置換が妥当な“一点固定”系であるために、基礎(地盤)の影響を受け易い構造であることに注意する必要があるように思われる。

橋軸直角方向については1次モードと3次モードに注目すべきと思われる。先に示した図2.1.1や表2.1.1からも明らかなように橋軸直角方向の各橋脚の剛性差の影響が顕著に現れており、P36側とP39側とにおいて逆方向に生じた主桁の残留変位(図2.1.2参照)の原因を



明瞭に示しているように考えられる。

### 3) 橋軸方向と橋軸直角方向の連成

以上の解析においては、橋軸方向と橋軸直角方向の連成はないものとして、それぞれの方向の質量のみ（正しくは、橋軸方向については橋軸と鉛直方向、橋軸直角方向については直角と回転方向の質量を考慮している）を考慮して固有値解析を行ってきた。しかしながら、曲線桁や上部工重心と橋脚中心がズレている場合のように、橋軸方向の振動によって橋軸直角方向の振動が励起されることがある。偏心のない直線桁においても、たとえば橋軸直角方向の主桁水平たわみ振動において固定支承が支点上のたわみ角を拘束することから、門形ラーメン橋脚の左右の柱がツイストする場合など直角方向の振動によって橋軸方向の振動が励起されることがある。

このような両方向の振動の連成は当然考えられるが、本解析においては曲線の影響を無視し、橋軸に対して対称なモデルを用いていることから、あるいはケーソンの鉛直軸まわりの回転バネを無視していることから、その影響は小さいと考えられる。

そこで、この連成の有無を検証するため、全方向の質量を考慮してつぎのケースについて固有値解析を行った。考慮した振動次数は橋軸および橋軸直角方向の解析結果を参考に100次とした。

#### Case-5 全方向固有値解析（ケーソン質量考慮）

表2.1.2 橋軸方向の固有周期と振動モード  
(ケーソンの質量無視)

振動次数	固有周期(sec)	有効質量比(%)		振動モード
		mx	Σmx	
1次	1.578	41.20	41.20	上層桁橋軸方向変位 (P37橋脚のたわみ) 上層桁のたわみ小
2次	1.185	20.64	61.84	下層桁橋軸方向変位 (P38橋脚のたわみ) 下層桁のたわみ1次
3次	1.084	1.13	62.97	上層桁たわみ1次 (P37脚上部のたわみ)
4次	0.993	23.53	86.50	下層桁たわみ1次 (P38脚のたわみ)
5次	0.702	0.15	86.65	上層桁たわみ (中央径間2次、側径間逆相)
6次	0.698	0.33	86.97	下層桁たわみ (中央径間2次、側径間逆相)
7次	0.691	3.50	90.47	P39脚のたわみ
8次	0.553	0.00	90.47	上層桁鉛直たわみ (全径間同相)
9次	0.546	0.00	90.48	下層桁鉛直たわみ (全径間同相)
10次	0.485	2.59	93.07	P36脚のたわみ
11次	0.279	0.02	93.08	上層、下層桁たわみ (上層・下層同相) 脚上層・下層ハリのたわみ
12次	0.278	0.00	93.08	上層、下層桁たわみ (上層・下層逆相) 脚上層・下層ハリのたわみ
25次	0.168	0.42	93.52	P39脚上部のたわみ
26次	0.137	0.79	94.31	P39脚のたわみ2次
34次	0.107	0.84	95.50	
40次	0.099	1.51	97.12	
42次	0.094	0.40	97.59	
50次	0.074	0.00	97.60	

主な解析結果を表2.1.6に示す。これより、たとえば、橋軸直角方向の主桁水平たわみ振動である5次、6次の固有周期が直角方向単独モデル解よりも僅かではあるが短周期側に変化していることが見られる。

これは固定脚位置で主桁の回転変位を橋脚が拘束することによって生じる脚の左右の柱の橋軸方向振動の影響と考えられる。この場合、左右の柱は逆対称に振動するため橋軸方向の有効質量はゼロとなることに注意しておく必要がある。

しかしながら、これらの影響はわずかであり、全有効質量比から見たとき橋軸方向と橋軸直角方向の連成の影響はないといえる。

### 4) 振動次数

有効質量比が90%以上になる振動次数をケーソン質量の有無により対比したものを表2.1.7に示す。ケーソン質量を無視した場合、低次振動域のみを考えれば十分であるのに対し、これを考慮した場合、相当高次の振動まで考慮しなければならないことになる。

これは、ケーソンの固有周期が上部工-橋脚系のそれに比して相当短周期側にあることと、ケーソン重量の全重量に占める割合が大きいことによっている。(表2.1.8参照) このことは逆に、上部工に着目する限り、ケーソン質量を考慮した場合でも低次振動域のみを考えれば十分であることを示している。

表2.1.3 橋軸方向の固有周期と振動モード  
(ケーソンの質量考慮)

振動次数	固有周期(sec)	有効質量比(%)		振動モード
		mx	Σmx	
1次	1.580	7.36	7.36	上層桁橋軸方向変位 (P37脚のたわみ) 上層けたのたわみ小
2次	1.186	3.68	11.04	下層桁橋軸方向変位 (P38脚のたわみ) 下層けたのたわみ1次
3次	1.084	0.24	11.28	上層桁たわみ1次 P37脚上部のたわみ
4次	0.995	4.36	15.64	下層桁のたわみ/P37脚のたわみ 下層桁橋軸方向変位
5次	0.702	0.05	15.68	上層桁たわみ (中央径間2次、両側径間逆相)
6次	0.698	0.07	15.75	下層桁たわみ (中央径間2次、両側径間逆相)
7次	0.693	0.93	16.69	P39脚のたわみ
8次	0.553	0.00	16.69	上層桁鉛直たわみ (全径間同相)
9次	0.546	0.00	16.69	下層桁鉛直たわみ (全径間同相)
10次	0.508	4.30	20.99	P36脚のたわみ
11次	0.331	10.76	31.75	P36脚のたわみ/ケーソンの回転
12次	0.282	9.77	41.52	上層桁たわみ (各径間2次) P37ケーソンの回転
13次	0.278	0.09	41.61	下層桁たわみ (各径間2次) P38脚のたわみ
14次	0.276	7.86	49.48	上層桁たわみ (各径間2次) P37ケーソンの回転
18次	0.210	9.26	58.74	P39ケーソンの回転
24次	0.200	13.44	72.34	P38ケーソンの回転
53次	0.074	3.84	79.07	P37脚のたわみ、ケーソンの回転・並進
56次	0.071	5.55	84.82	P36脚のたわみ、ケーソンの回転・並進
64次	0.064	2.98	90.81	P37脚のたわみ、ケーソンの並進・回転
65次	0.063	5.61	96.42	P38ケーソンの並進・回転

表2.1.4 橋軸直角方向の固有周期と振動モード  
(ケーソンの質量無視)

振動 次数	固有周期 (sec)	有効質量比(%)		振動モード
		mz	Σmz	
1次	0.859	47.69	47.69	P39、P38脚のたわみ 上層・下層桁水平変位(P36~P37径間不動)
2次	0.763	7.57	55.27	主桁水平たわみとP37、P38、P39脚のたわみの連成(上層・下層桁同相)
3次	0.646	32.58	87.85	P36、P37脚のたわみ 上層・下層桁水平変位(P38~P39径間不動)
4次	0.515	0.01	87.87	主桁水平たわみとP36~P39脚のたわみ連成(上層・下層桁逆相)
5次	0.487	0.61	88.48	主桁水平たわみとP36~P39脚のたわみ連成 上層桁脚のたわみ、下層桁水平たわみ卓越
6次	0.381	0.00	88.48	主桁水平たわみとP36~P39脚のたわみ連成
7次	0.351	0.46	88.94	主桁水平たわみ(P36~P39径間卓越) P39脚のたわみ
8次	0.304	5.64	94.58	主桁水平たわみ(P36~P37径間卓越)
9次	0.246	0.06	94.65	主桁水平たわみとP36~P39脚のたわみ連成
10次	0.234	0.04	94.69	上層桁中央径間ねじり
11次	0.231	0.01	94.70	下層桁中央径間ねじり
16次	0.189	0.23	94.99	P38、P39脚のたわみ(P39卓越)
17次	0.174	0.24	95.23	P36~P39脚のたわみ(P38卓越)
18次	0.164	0.62	95.85	P36~P39脚のたわみ (P37卓越、P37-ツ回転)
19次	0.156	0.22	96.07	P36、P37脚のたわみ (P36卓越、P37-ツ回転)
20次	0.123	1.10	97.18	P36~P39脚のたわみ(P38卓越)
27次	0.104	0.49	98.03	
50次	0.055	0.00	98.14	

表2.1.5 橋軸直角方向の固有周期と振動モード  
(ケーソンの質量考慮)

振動 次数	固有周期 (sec)	有効質量比(%)		振動モード
		mz	Σmz	
1次	0.882	10.61	10.61	P39、P38脚のたわみ 上層・下層桁水平変位(P36~P37径間不動)
2次	0.768	2.12	12.73	主桁水平たわみとP37、P38、P39脚のたわみの連成(上層・下層桁同相)
3次	0.664	12.46	25.21	P36、P37脚のたわみ 上層・下層桁水平変位(P38~P39径間不動)
4次	0.518	0.00	25.21	主桁水平たわみとP36~P39脚のたわみ連成(上層・下層桁逆相)
5次	0.496	0.28	25.49	主桁水平たわみとP36~P39脚のたわみ連成 上層=脚のたわみ、下層=主桁水平たわみ卓越
6次	0.393	0.00	25.49	主桁水平たわみとP36~P39脚のたわみ連成
7次	0.353	0.01	25.50	主桁水平たわみ(P38~P39径間卓越) P39脚のたわみ
8次	0.314	8.24	33.74	主桁水平たわみ(P36~P37径間卓越) P37脚・ケーソンの回転
9次	0.261	4.58	38.31	主桁水平たわみとP36~P39脚のたわみ連成 P38脚・ケーソンの回転
10次	0.245	0.35	38.67	主桁水平たわみとP36~P39脚のたわみ連成 P36、P37ケーソンの回転
11次	0.234	0.02	38.69	上層桁中央径間のねじり
12次	0.231	0.06	38.75	下層桁中央径間のねじり
13次	0.220	10.73	49.48	主桁水平たわみとP36~P39脚のたわみ P37ケーソンの回転
18次	0.194	2.90	52.75	主桁水平たわみとP36~P39脚のたわみ P38ケーソンの回転
19次	0.186	8.69	61.43	主桁水平たわみとP36~P39脚のたわみ P38ケーソンの回転
20次	0.185	4.57	66.01	主桁水平たわみとP36~P39脚のたわみ P38ケーソンの回転
22次	0.146	7.70	74.20	P39脚のたわみ、ケーソンの並進・回転
33次	0.088	5.95	83.19	P36脚のたわみ、ケーソンの並進・回転
41次	0.074	5.97	90.09	P37脚のたわみ、ケーソンの並進・回転
43次	0.070	6.15	96.62	P38脚のたわみ、ケーソンの並進・回転

表2.1.6 2方向の固有周期と有効質量比(ケーソンの質量考慮)

振動次数	固有周期 (sec)	橋軸方向有効質量比		直角方向有効質量比		減衰定数 h (%)
		mx(%)	Σmx(%)	mz(%)	Σmz(%)	
1次	1.580	7.36	7.36	0.00	0.00	3.36
2次	1.186	3.68	11.04	0.00	0.00	2.81
3次	1.084	0.24	11.28	0.00	0.00	2.08
4次	0.995	4.36	15.64	0.00	0.00	3.31
5次	0.859	0.00	15.64	10.84	10.84	4.74
6次	0.767	0.00	15.64	11.97	12.80	4.73
7次	0.702	0.05	15.68	0.00	12.80	2.02
8次	0.698	0.07	15.75	0.00	12.80	2.05
9次	0.693	0.93	16.69	0.00	12.80	3.34
10次	0.661	0.00	16.69	12.47	25.27	7.93
11次	0.553	0.00	16.69	0.00	25.27	2.00
12次	0.546	0.00	16.69	0.00	25.27	2.00
13次	0.518	0.00	16.99	0.00	25.28	3.14
14次	0.508	4.30	20.99	0.00	25.28	7.59
15次	0.496	0.00	20.99	0.27	25.54	4.72
16次	0.393	0.00	20.99	0.00	25.54	4.99
17次	0.353	0.00	20.99	0.01	25.56	2.43
18次	0.331	10.76	31.75	0.00	25.56	14.30
19次	0.314	0.00	31.75	8.13	33.69	4.86
20次	0.282	9.77	41.51	0.00	33.69	10.73
22次	0.276	7.87	49.48	0.00	33.69	8.95
23次	0.261	0.00	49.48	4.41	38.10	7.89
28次	0.221	0.00	49.48	10.73	49.42	8.39
29次	0.210	9.26	58.74	0.00	49.42	17.96
35次	0.200	13.44	72.34	0.00	49.67	16.09
37次	0.194	0.00	72.34	3.04	52.83	7.82
39次	0.186	0.00	72.35	8.49	61.32	7.31
42次	0.165	0.00	72.35	4.61	65.93	5.88
45次	0.146	0.00	73.46	7.80	74.15	16.04
67次	0.088	0.00	75.12	5.95	83.31	17.94
76次	0.074	3.85	79.07	0.00	84.47	7.38
77次	0.074	0.00	79.07	5.67	90.13	12.94
80次	0.071	5.55	84.82	0.00	90.47	18.03
81次	0.070	0.00	84.82	4.82	95.29	16.08
82次	0.070	0.00	84.82	1.60	96.89	4.06
86次	0.066	1.63	86.68	0.00	97.00	4.80
89次	0.064	3.52	90.65	0.00	97.08	7.96
91次	0.064	5.76	96.42	0.00	97.11	17.20
99次	0.059	0.00	96.44	2.62	99.75	17.29

表2.1.7 ケーソン質量の有無と有効質量比

振動 次数	ケーソンの質量無視		ケーソンの質量考慮	
	有効質量比 Σme(%)	固有周期 T(sec)	有効質量比 Σme(%)	固有周期 T(sec)
橋軸方向	7次	90.47	0.691	0.693
	34次	95.50	0.107	0.122
	50次	97.60	0.074	0.078
	64次	—	—	0.064
	80次	—	—	0.054
橋軸直角方向	8次	94.58	0.304	0.314
	41次	97.19	0.097	0.074
	50次	98.14	0.055	0.061

表2.1.8 各部の重量比

	橋軸方向		橋軸直角方向	
	基礎無視	基礎考慮	基礎無視	基礎考慮
主桁	79.6%	12.1%	82.7%	14.4%
構脚	20.4%	3.3%	17.3%	3.0%
ケーソン	—	84.6%	—	82.6%
合計	100%	100%	100%	100%

注) 基礎無視、考慮はそれぞれケーソン重量を無視した場合と考慮した場合を示す。

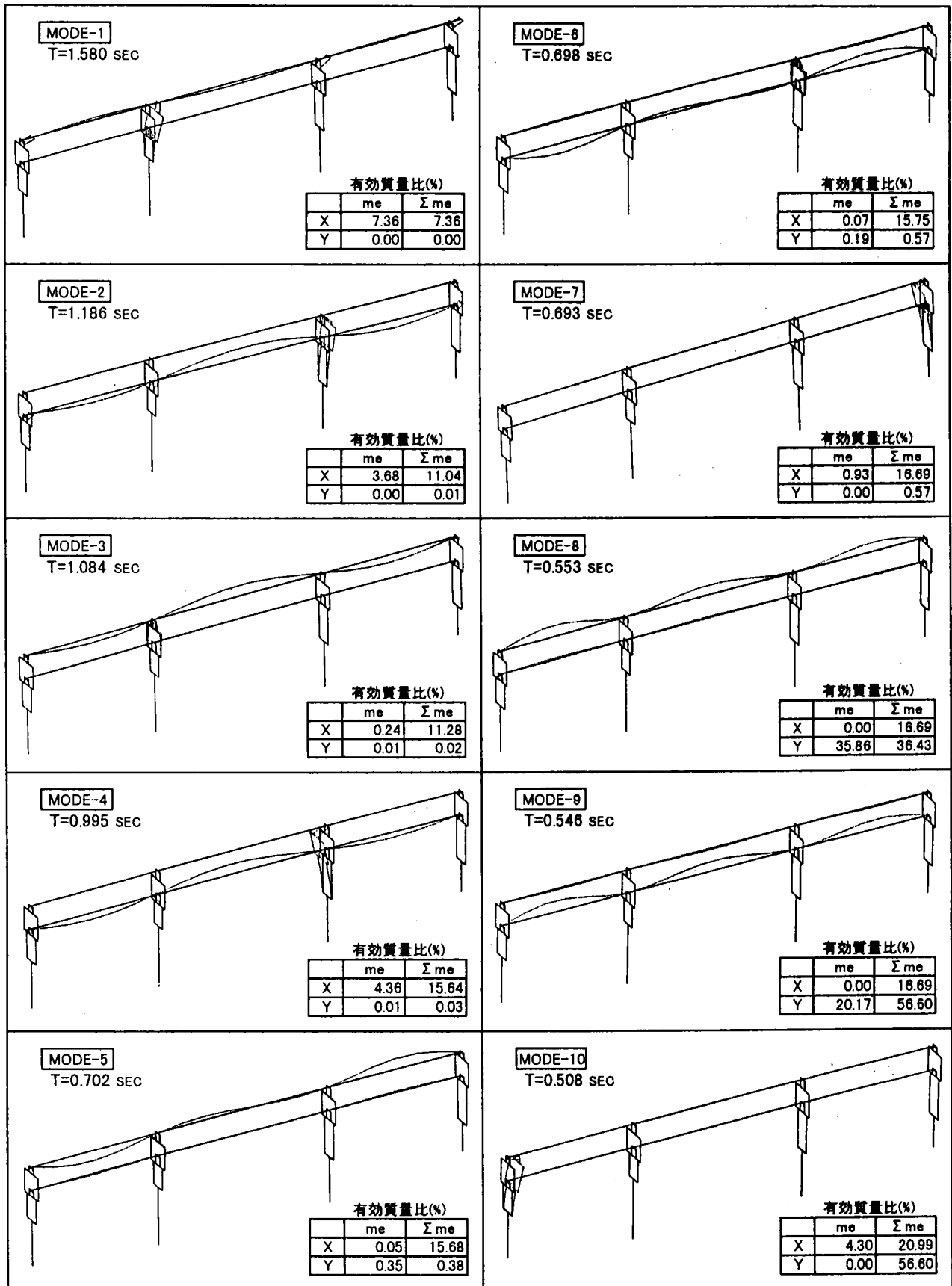


図 2.1.5 橋軸方向固有振動モード (ケーソンの質量考慮) <1/2>

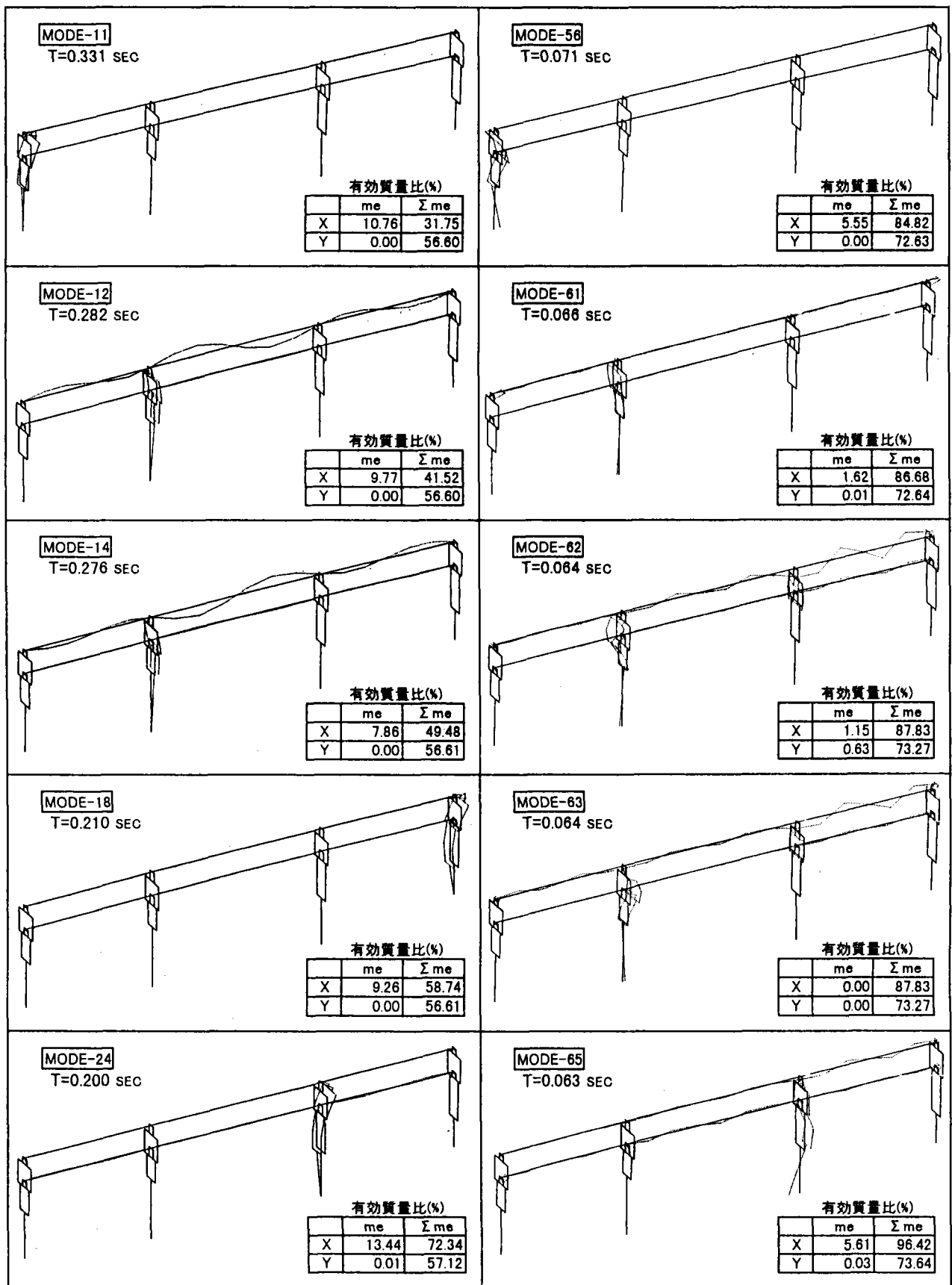


図 2.1.6 橋軸方向固有振動モード (ケーソンの質量考慮) <2/2>

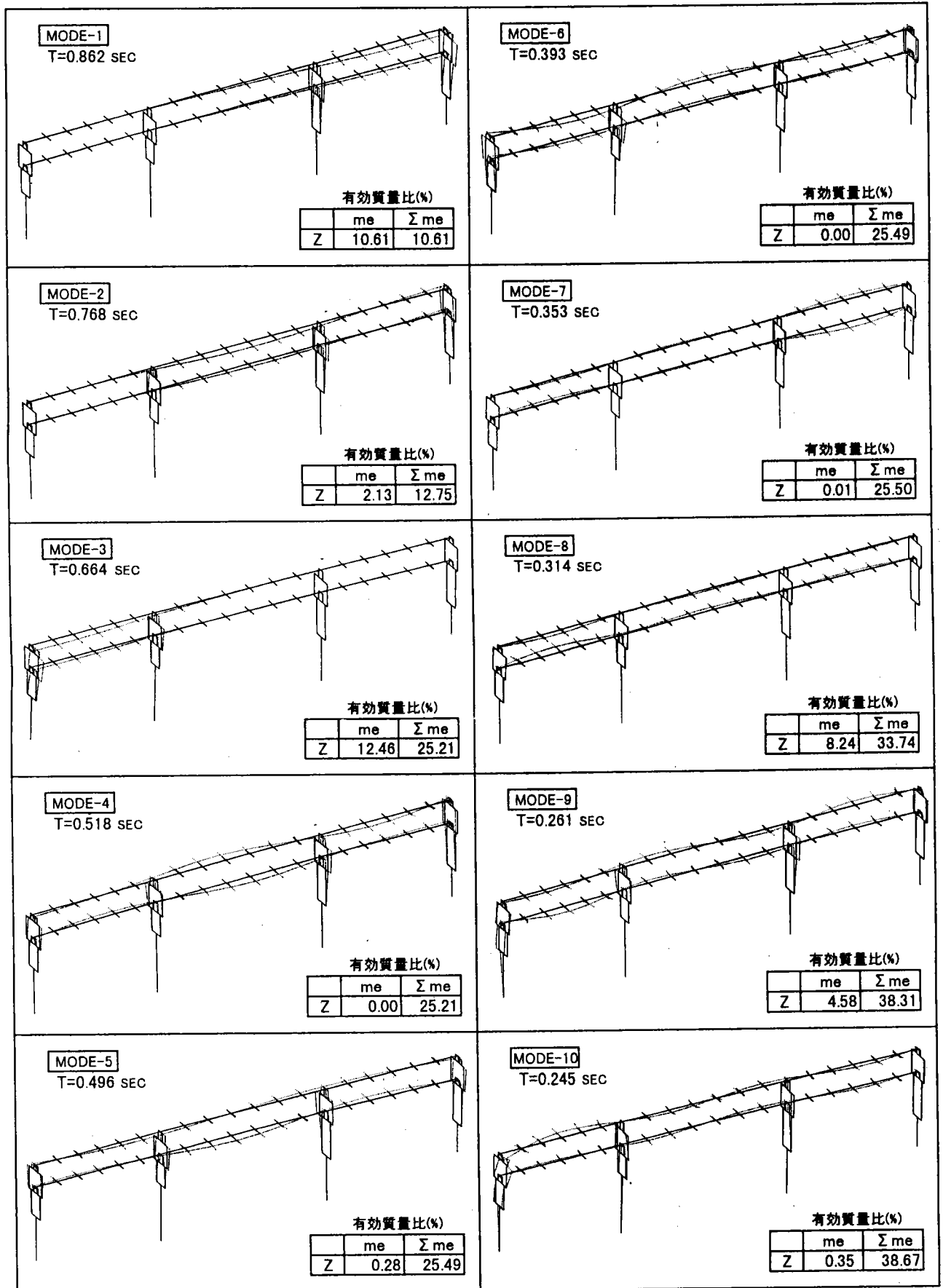


図 2.1.7 橋軸直角方向の固有振動モード (ケーソンの質量考慮) <1/2>

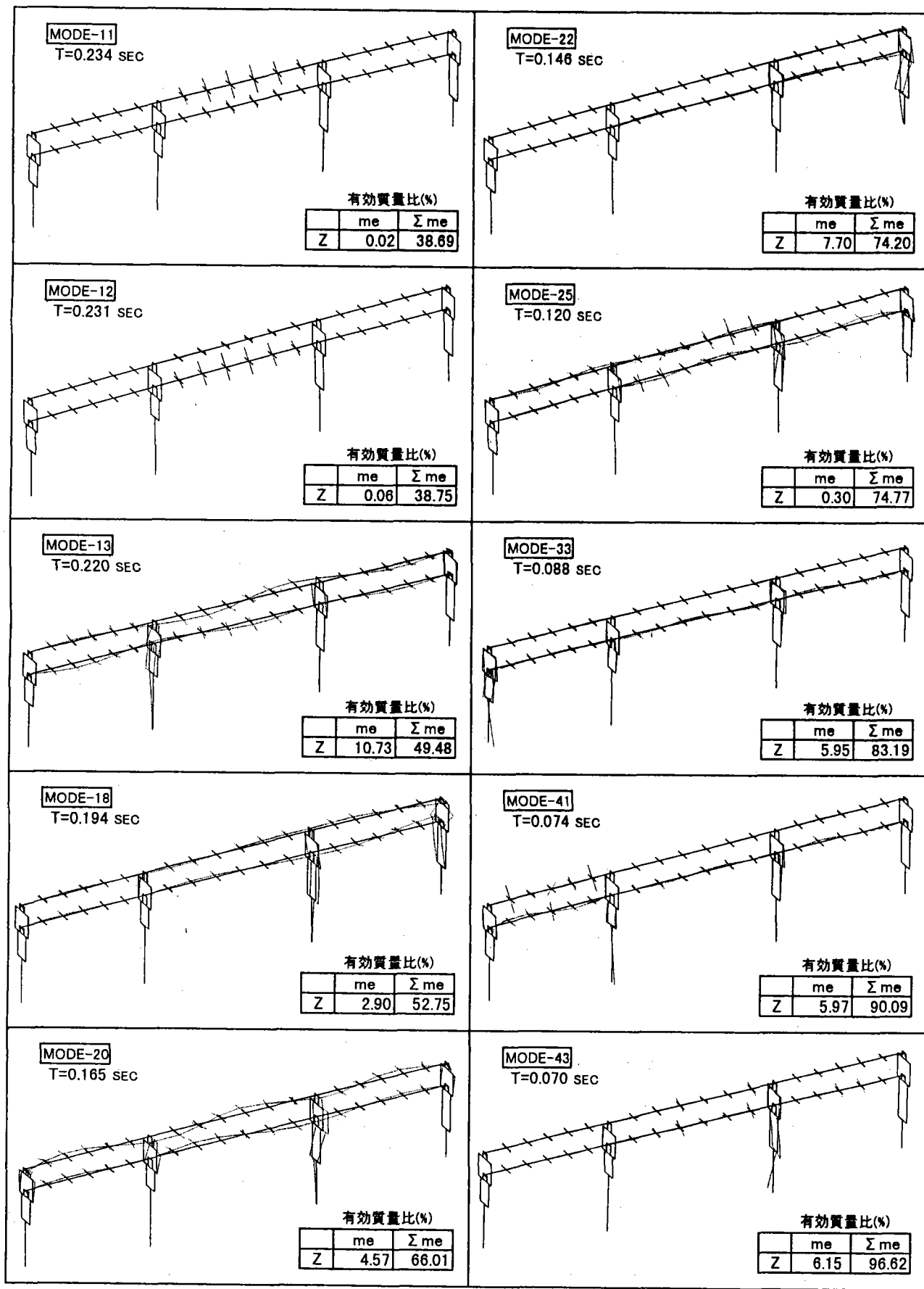


図 2.1.8 橋軸直角方向の固有振動モード (ケーソンの質量考慮) <2/2>

(2) 応答スペクトル解析結果

応答値の一次推定を目的として先に述べた固有値解析結果を踏まえ、つぎのケースについて応答スペクトル解析を行った。

Case-1 橋軸および橋軸直角方向単独入力

(ケーソン質量無視) <50次>

Case-2 橋軸および橋軸直角方向単独入力

(ケーソン質量考慮) <50次>

Case-3 橋軸および橋軸直角方向同時入力

(ケーソン質量考慮) <100次>

解析に考慮した振動次数は上記に示すとおりであるが、Case-3については100次までの他に、振動次数の影響を見るため50次までとしたケースについても解析している。

解析結果より、主要点の変位、支承反力および主要部の断面力を表2.1.9~表2.1.13に示す。これらより主な結果を示すとつぎのとおりである。

1) 主要点の変位

イ) 橋軸方向変位に対するケーソン質量の影響

- 主桁および固定橋脚 (P37、P38) についてはケーソン質量の影響は比較的小さく、約8%程度、ケーソン質量を考慮した場合の方が変位が大きい。これは、上層・下層桁共、一点固定方式を採用していることから、主桁-橋脚-基礎系の固有周期とケーソンの固有周期との差が大きく、かつ、主桁の慣性力の影響が大きいためである。
- 橋脚が単独に振動する可動橋脚 (P36、P37) については、ケーソン質量の影響が大きく、脚高の高いP39橋脚で約1.3倍、脚高の低いP36橋脚で約2.7倍に変位は増大している。これも、橋脚-基礎系とケーソンとの固有周期差によると考えられる。
- ケーソン天端の水平変位は、固定脚では1.2~1.3倍、可動脚では4~6.5倍、ケーソン質量を考慮した方が大きくなっている。ケーソンの回転変位につ

表2.1.9 主要点の変位

単位: cm, mrad

			上層桁		下層桁		上層梁天端(支承位置)		下層梁天端(支承位置)		ケーソン天端			
			橋軸方向 水平変位	直角方向 水平変位	橋軸方向 水平変位	直角方向 水平変位	橋軸方向 水平変位	直角方向 水平変位	橋軸方向 水平変位	直角方向 水平変位	橋軸方向 水平変位	橋軸方向 回転変位	直角方向 水平変位	直角方向 回転変位
P36	CASE-1	LL	32.8	0.0	10.6	0.0	4.2	0.0	1.6	0.0	0.2	0.07	0.0	0.00
		TT	0.0	10.9	0.0	5.5	0.0	10.6	0.0	5.3	0.0	0.00	1.3	0.56
	CASE-2	LL	35.5	0.0	11.5	0.0	11.3	0.0	4.4	0.0	1.3	0.54	0.0	0.00
		TT	0.0	16.4	0.0	8.6	0.0	15.9	0.0	8.3	0.0	0.00	2.3	0.99
	CASE-3		35.5 (35.5)	15.9 (15.9)	11.5 (11.5)	8.4 (8.4)	11.3 (11.3)	15.4 (15.4)	4.4 (4.4)	8.1 (8.1)	1.3 (1.3)	0.54 (0.54)	2.3 (2.3)	0.98 (0.98)
	P37	CASE-1	LL	32.8	0.0	10.6	0.0	31.1	0.0	8.4	0.0	1.4	0.51	0.0
TT			0.0	6.1	0.0	2.7	0.5	5.7	0.1	2.5	0.0	0.00	0.8	0.30
CASE-2		LL	35.4	0.0	11.5	0.0	33.6	0.0	9.1	0.0	1.7	0.60	0.0	0.00
		TT	0.0	8.4	0.0	3.9	0.7	7.9	0.2	3.6	0.0	0.00	1.4	0.47
CASE-3			35.4 (35.4)	8.4 (8.4)	11.5 (11.5)	3.8 (3.8)	33.6 (33.6)	7.9 (7.9)	9.1 (9.1)	3.6 (3.6)	1.7 (1.7)	0.60 (0.60)	1.3 (1.3)	0.47 (0.47)
P38		CASE-1	LL	33.2	0.0	10.3	0.0	16.6	0.0	9.2	0.0	0.6	0.28	0.0
	TT		0.0	18.4	0.0	11.3	0.4	17.4	0.3	10.8	0.0	0.00	1.2	0.54
	CASE-2	LL	35.9	0.0	11.2	0.0	18.1	0.0	10.1	0.0	0.8	0.34	0.0	0.00
		TT	0.0	21.2	0.0	13.0	0.4	19.9	0.4	12.4	0.0	0.00	1.5	0.65
	CASE-3		35.9 (35.9)	21.4 (21.4)	11.2 (11.2)	13.2 (13.2)	18.1 (18.1)	20.3 (20.3)	10.1 (10.1)	12.7 (12.7)	0.8 (0.8)	0.34 (0.34)	1.5 (1.5)	0.66 (0.66)
	P39	CASE-1	LL	33.3	0.0	10.3	0.0	5.5	0.0	2.8	0.0	0.1	0.06	0.0
TT			0.0	28.6	0.0	18.4	0.0	27.9	0.0	18.0	0.0	0.00	1.2	0.79
CASE-2		LL	36.0	0.0	11.2	0.0	7.3	0.0	3.7	0.0	0.4	0.25	0.0	0.00
		TT	0.0	32.1	0.0	20.7	0.0	31.4	0.0	20.3	0.0	0.00	1.5	0.92
CASE-3			36.0 (36.0)	31.5 (31.5)	11.2 (11.2)	20.4 (20.4)	7.3 (7.3)	30.8 (30.8)	3.7 (3.7)	19.9 (19.9)	0.4 (0.4)	0.25 (0.25)	1.5 (1.5)	0.92 (0.92)

注1) CASE-1 橋軸(LL)方向および橋軸直角(TT)方向 単独入力(ケーソン質量無視) <50次>  
CASE-2 橋軸(LL)方向および橋軸直角(TT)方向 単独入力(ケーソン質量考慮) <50次>  
CASE-3 橋軸(LL)方向および橋軸直角(TT)方向 同時入力(ケーソン質量考慮) <100次>  
( )内数値は振動次数を50次までとした場合を示す。

表2.1.10 支 承 反 力

単位: tf

		上 層 桁			下 層 桁			
		橋軸方向 水平反力	直角方向 水平反力	鉛直反力	橋軸方向 水平反力	直角方向 水平反力	鉛直反力	
P36	CASE-1	LL	0	1	17	0	0	29
		TT	0	81	67	0	49	42
	CASE-2	LL	0	1	22	0	0	32
		TT	0	118	98	0	86	79
	CASE-3		0	117	100	0	86	84
			(0)	(117)	(99)	(0)	(85)	(83)
P37	CASE-1	LL	346	15	11	0	26	39
		TT	173	160	269	0	90	162
	CASE-2	LL	373	49	36	0	37	43
		TT	225	226	380	0	175	310
	CASE-3		433	229	379	0	177	310
			(432)	(229)	(378)	(0)	(173)	(305)
P38	CASE-1	LL	0	34	22	223	27	30
		TT	0	262	434	217	165	265
	CASE-2	LL	0	58	38	244	37	34
		TT	0	301	501	254	204	331
	CASE-3		0	313	512	348	211	339
			(0)	(312)	(510)	(339)	(210)	(339)
P39	CASE-1	LL	0	1	11	0	0	33
		TT	0	130	112	0	78	66
	CASE-2	LL	0	1	18	0	0	37
		TT	0	147	127	0	92	80
	CASE-3		0	148	130	0	92	87
			(0)	(147)	(129)	(0)	(92)	(87)

表2.1.11 上段ハリ隅角部断面力

単位: tf, tf・m

		軸力	せん断力		ねじり モーメント	曲げモーメント		
			面内	面外		面内	面外	
			P36	CASE-1	LL	1	17	4
TT	154	244			0	0	978	0
CASE-2	LL	2		22	11	0	22	8
	TT	221		351	0	0	1405	0
CASE-3		218		345	12	0	1377	8
		(218)		(345)	(11)	(0)	(1377)	(8)
P37	CASE-1	LL	1	11	349	518	15	226
		TT	164	295	30	76	1009	150
	CASE-2	LL	4	36	377	559	51	243
		TT	232	416	39	99	1424	195
	CASE-3		229	413	379	569	1409	312
			(229)	(412)	(379)	(568)	(1407)	(312)
P38	CASE-1	LL	2	22	5	0	27	12
		TT	270	487	7	21	1757	42
	CASE-2	LL	4	38	10	0	47	16
		TT	311	561	8	25	2020	49
	CASE-3		316	572	14	48	2055	64
			(316)	(572)	(13)	(29)	(2055)	(54)
P39	CASE-1	LL	1	11	3	0	12	2
		TT	262	414	0	0	1700	0
	CASE-2	LL	2	18	6	0	19	3
		TT	299	472	0	0	1936	0
	CASE-3		298	468	6	0	1913	3
			(298)	(468)	(6)	(0)	(1913)	(3)

表2.1.12 上段柱下側隅角部断面力

単位: tf, tf・m

		軸力	せん断力		ねじり モーメント	曲げモーメント		
			面内	面外		面内	面外	
			P36	CASE-1	LL	17	1	14
TT	244	169			0	0	923	0
CASE-2	LL	22		2	40	8	6	386
	TT	351		243	0	0	1331	0
CASE-3		349		240	40	8	1321	390
		(348)		(240)	(40)	(8)	(1320)	(386)
P37	CASE-1	LL	11	1	357	226	6	4674
		TT	295	173	30	150	989	275
	CASE-2	LL	36	4	385	243	6	5042
		TT	416	245	39	195	1406	358
	CASE-3		415	242	387	312	1389	5055
			(415)	(241)	(387)	(312)	(1387)	(5055)
P38	CASE-1	LL	22	2	17	12	6	165
		TT	487	291	7	42	1498	99
	CASE-2	LL	38	4	32	16	8	314
		TT	561	335	8	49	1730	116
	CASE-3		576	340	36	64	1759	345
			(575)	(340)	(32)	(54)	(1758)	(330)
P39	CASE-1	LL	11	1	10	2	5	101
		TT	414	287	0	0	1583	0
	CASE-2	LL	18	2	17	3	6	176
		TT	472	327	0	0	1814	0
	CASE-3		471	326	17	3	1819	176
			(471)	(326)	(17)	(3)	(1819)	(176)

表2.1.13 下 段 柱 基 部

単位: tf, tf・m

		軸力	せん断力		ねじり モーメント	曲げモーメント		
			面内	面外		面内	面外	
			P36	CASE-1	LL	34	2	20
TT	984	259			0	0	1941	0
CASE-2	LL	38		2	52	4	8	1012
	TT	1397		370	0	0	2763	0
CASE-3		1393		365	53	4	2699	1015
		(1393)		(365)	(52)	(4)	(2698)	(1012)
P37	CASE-1	LL	40	3	361	67	11	8645
		TT	1067	258	44	162	1887	490
	CASE-2	LL	56	6	390	72	21	9320
		TT	1439	353	58	211	2557	639
	CASE-3		1431	349	395	226	2529	9346
			(1430)	(347)	(394)	(225)	(2522)	(9343)
P38	CASE-1	LL	37	2	253	24	10	5197
		TT	2251	482	43	246	5356	566
	CASE-2	LL	51	3	275	27	16	5642
		TT	2555	549	50	288	6090	662
	CASE-3		2611	559	279	284	6204	5680
			(2611)	(558)	(279)	(283)	(6203)	(5679)
P39	CASE-1	LL	35	1	18	1	5	433
		TT	2144	479	0	0	5514	0
	CASE-2	LL	41	1	26	1	7	573
		TT	2400	538	0	0	6181	0
	CASE-3		2410	536	26	1	6123	573
			(2410)	(536)	(26)	(1)	(6123)	(573)

凡例 CASE-1 橋軸(LL)方向および橋軸直角(TT)方向単独入力(ケーソン質量無視)<50次>  
CASE-2 橋軸(LL)方向および橋軸直角(TT)方向単独入力(ケーソン質量考慮)<50次>  
CASE-3 橋軸(LL)方向および橋軸直角(TT)方向同時入力(ケーソン質量考慮)<100次>  
( )内数値は振動次数を50次までとした場合を示す。



いても、ほぼ同様の傾向が見られる。これも、ケーソンとの固有周期差によるものと考えられる。

ロ) 橋軸直角方向変位に対するケーソン質量の影響

- 主桁および橋脚天端の水平変位は、ケーソン質量を考慮した場合、大きく増大しており、各橋脚ごとにその影響度は異なっている。すなわち、P36 で約 50%、P37 で約 40%、P38 で約 15%、P39 で約 12% 増大しており、橋脚の直角方向の剛性（固有周期）の影響が顕著に現れている。
- ケーソン天端の変位についても、ケーソン質量を考慮した場合、当然のことながら増大し、その増加率も主桁等よりもやや大きい。これは、固有周期が全体系のそれと大きく離れており、ケーソン応答値がほぼケーソン単独系の振動によっているためと考えられる。別の見方からはケーソン（地盤）のバネ定数の影響が大きく、そのバネ定数の評価の重要性を示しているといえる。

ハ) 2 方向同時入力の影響

- 橋軸および橋軸直角方向の 2 方向に地震動を同時入力した場合とそれぞれの方向に単独入力した場合とでは、橋軸方向の応答値は変化していないが、橋軸直角方向にはごく僅かではあるが差が生じている。これは、橋軸に対して対称な直線桁モデルとしたことと、上部工の橋軸直角方向の振動に対して固定支承が支点上の回転変位を拘束することの影響と考えられる。
- 2 方向同時入力時の振動次数の影響は 50 次と 100 次とでほとんど差がない。本モデル解析においては、ケーソンの変位を含めて、50 次まで考慮しておけば十分と考えられる。

二) 最大応答値

主桁や基礎の応答変位は残留変位から想定される変位に比して相当小さい。特に、ケーソン天端の応答変位は最大 2.3cm と、残留変位（30cm 前後）に比して非常に小さい。これは基礎（地盤）のバネ定数の評価によるものと考えられ、現象をシミュレートするためには基礎（地盤）の正確な評価が不可欠であることを示している。

2) 支承反力

1) 橋軸方向水平反力

特筆すべきは、橋軸直角方向地震により固定支承 (P37、P38) に生じている橋軸水平反力の大きさである。固定支承の橋軸方向水平反力は表 2.1.14 に示すような値となっている。

この橋軸直角方向地震による橋軸方向水平反力は図 2.1.9 に示すように、主桁の直角方向水平たわみに対して、支点上の主桁の回転変位を固定支承が拘束するために発生するものであり、門形ラーメン脚の場合、左右の柱の橋軸方向曲げ剛性や（ケーソン）基礎の鉛直軸まわりの回転バネ（ねじりバネ）の影響を大きくうけると考えられる。本解析においてはこのケーソンの鉛直軸まわりの回転を拘束したために大きく生じた可能性があるが、これを割引いたとしても全死荷重反力（上層・下層桁共、 $R_D=650tf$ ）に比して相当大きな反力が発生している。このような反力は、支間の大きい、あるいは直角方向の固定支承間隔の小さい橋梁において一般に生じるものであり、注意すべきと思われる。

表 2.1.14 橋軸方向水平反力の最大応答値  
(ケーソン質量考慮の場合) 単位: tf

	上層桁 (P37)	下層桁 (P38)
橋軸方向地震	373	244
直角方向地震	225	254
2 方向地震	433	348

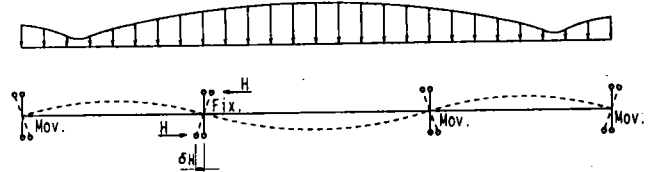


図 2.1.9 橋軸直角方向地震により生じる固定支承の橋軸方向水平力

ロ) 橋軸直角方向水平反力

各支点の橋軸直角方向水平反力の最大応答値を支点鉛直反力と対比したものを表 2.1.15 に示す。最大応答値からは中間支点 (P37、P38) 上に反力が集中しているように見えるが、死荷重反力との比（震度）に換算した値からは両端支点上 (P36、P39) の水平反力が設計値に比して非常に大きいことになる。逐次応答値を算出していないため、各振動モードの影響が不明であり、振動モードと応答値の相関を把握することはできない。しかしながら、想定される支承の設計反力との対比によれば、両端支点上の可動沓が橋軸直角方向地震により破壊した可能性を指摘できよう。

これらについては次に述べる橋軸直角方向地震による鉛直反力の影響と共に、詳細検討において時刻歴応答解析結果により検討されることになる。

表 2.1.15 橋軸直角方向水平反力の最大応答値  
(ケーソン質量考慮) 単位: tf

		P36	P37	P38	P39
直角方向 水平反力	上層桁	118 (1.69)	226 (0.90)	301 (1.20)	141 (1.96)
	下層桁	86 (1.23)	175 (0.70)	204 (0.82)	92 (1.23)
死荷重 鉛直反力	上層桁	70	250	250	75
	下層桁				

注) ( ) 内数値は各水平反力の死荷重鉛直反力との比(震度換算値)を示す。

#### ハ) 鉛直反力

橋軸および橋軸直角方向の水平動により生じる鉛直反力について考える。本解析においては鉛直地震動を入力していないため、あくまでも水平動に伴う鉛直反力のみが算出されている。(図 2.1.10 参照)

直角方向地震による鉛直反力のみをまとめると表 2.1.16 のとおりである。これより鉛直反力の大きさに注目させられる。死荷重による鉛直反力と対比すれば明らかかなように直角方向地震により大きな正反力の他に大きな負反力が発生しており、支承の破壊がまずこの大きな負反力と水平力によるセットボルトの破壊、上沓の主桁からの外れ等から生じる可能性を示唆している。

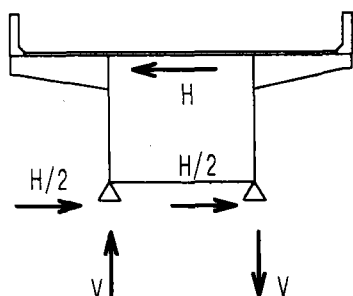


図 2.1.10 橋軸直角方向水平力による鉛直反力

#### ニ) ケーソン質量の影響その他

- ・ ケーソン質量の影響は主桁変位への影響とほぼ平行に生じている。

表 2.1.16 直角方向地震による最大鉛直反力

		P36	P37	P38	P39
鉛直反力	上層桁	98 (1.40)	380 (1.52)	501 (2.00)	127 (1.69)
	下層桁	79 (1.13)	310 (1.24)	339 (1.36)	80 (1.07)
死荷重 鉛直反力	上層桁	70	250	250	75
	下層桁				

(ケーソン質量考慮) 単位: tf

注) ( ) 内数値は各水平反力の死荷重鉛直反力との比(震度換算値)を示す。

- ・ 橋軸および橋軸直角方向の2方向入力とそれぞれの方向の単独入力の差は主桁変位等と同様小さい。ただし、橋軸方向水平反力についてはその差は大きい。固定支承に橋軸方向水平反力を生じさせる主な振動モードは、橋軸方向主桁水平変位と橋軸直角方向主桁水平たわみであるが、両者の固有周期の差は大きく、最大応答の同時性は小さいと考えられる。正しくは時刻歴応答解析による必要があるが、2方向同時入力による応答値はそれぞれの方向の単独入力の応答値の2乗和平方根(RMS)値にほぼ一致しており、このことを裏付けている。
- ・ 振動次数の影響も変位同様ほとんど見られない。

#### 3) 橋脚断面力

前述した支点反力の特徴が各部断面力に顕著に現われている。ケーソン質量等の影響も同様であるが、2方向同時入力と各方向単独入力との差はより鋭敏に現れている。以下に各部断面力の主な特徴について記す。

- ・ 橋軸直角方向地震による固定支承の橋軸方向水平反力の発生により、上段梁隅角部や柱部の面外せん断力や面外曲げモーメントが大きな値を示している。
- ・ 橋軸直角方向地震により生じる鉛直反力により、柱軸力や梁の面内せん断力の増大が見られる。
- ・ 橋軸方向地震によっても柱のねじりモーメントが生じている。これは梁の面外曲げを柱のねじりにより拘束するためと考えられる。



(2) 検討条件

(a) 橋梁の基本諸元

対象とした橋梁の基本諸元を表 2.2.1 に示す。

表 2.2.1 橋梁の基本諸元

上部構造形式	2層構造 3 径間連続鋼床版 1 箱桁橋
下部構造形式	鋼製 2 層ラーメン橋脚
基礎構造形式	ケーソン基礎
支間割	62.8+85.0+66.9 m
支承条件	図 2.2.2 参照

支承条件は図 2.2.2 に示すように、上層桁は P37 橋脚を固定支持、下層桁は P38 橋脚を固定支持とし残りの橋脚は全て可動支持としている。即ち、中間の二橋脚に水平力の荷重分散を図った構造である。

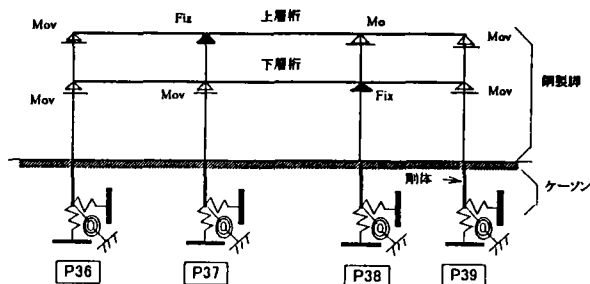


図 2.2.2 支承条件

(b) 解析モデル

解析モデルは 3 次元の立体骨組モデルとし、当該橋梁の平面形状を忠実に考慮した曲線骨組モデル (R=1000m) と、直線モデルに置換した 2 ケースについて解析を実施した。なお支承条件は図 2.2.2 である。

図 2.2.3 に直線モデルの概要を、図 2.2.6 に橋脚部の解析モデルを示す。

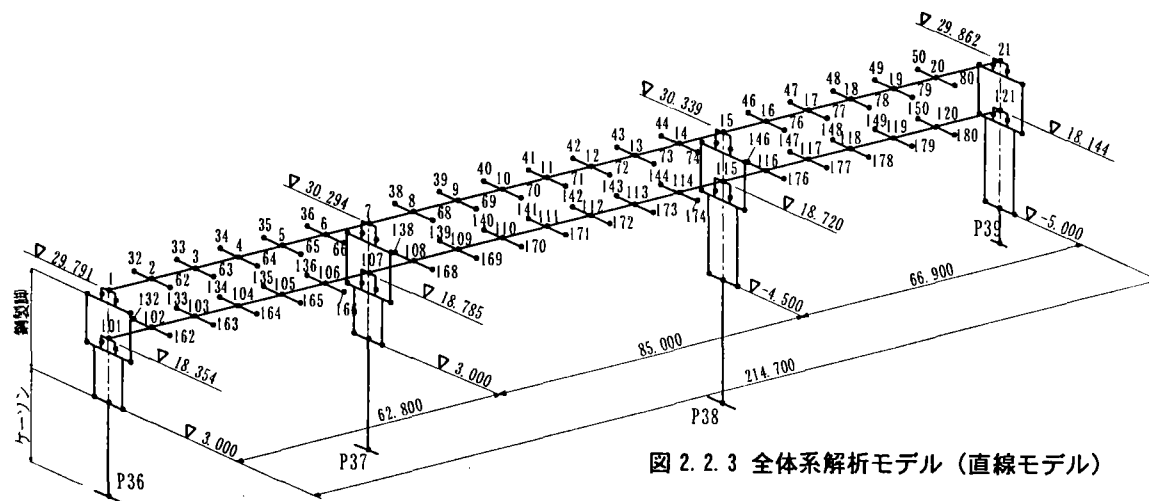


図 2.2.3 全体系解析モデル (直線モデル)

(c) 入力地震動

入力地震動は当該橋梁と同一の地盤種別 (Ⅲ種) である、東神戸大橋位置の地表面観測加速度波を使用し、時刻歴応答解析により応答値を求めた。

水平地震動の入力は橋軸方向が E-W 方向、橋軸直角方向が N-S 方向にほぼ一致するため、東神戸大橋位置の観測水平二方向加速度波 (N78W 方向, N168E 方向) をこの方向に入力した。(図 2.2.4 参照)

解析モデルに対する地震動の入力方向の組み合わせは表 2.2.2 の 6 ケースで検討した。

表 2.2.2 地震動の入力方向の組み合わせ

ケースNo.	項目	入力波	入力波方向		
			E-W (橋軸方向)	N-S (直角方向)	U-D (鉛直方向)
1	3次元・曲線骨組	2方向同時	○	○	
2	"	3方向同時	○	○	○
3	3次元・直線骨組	1方向	○		
4	"	"		○	
5	3次元・直線骨組	2方向同時	○		○
6	"	"		○	○

地震動の解析継続時間は 13 秒間とし、時間間隔 0.01 秒刻みで解析した。

図 2.2.5 に解析で使用した入力加速度波形を示す。

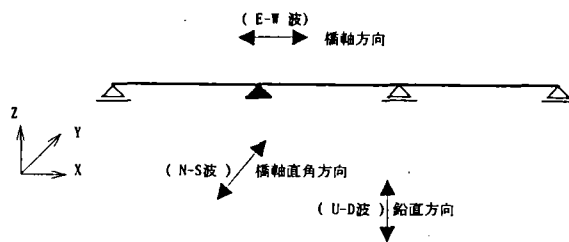
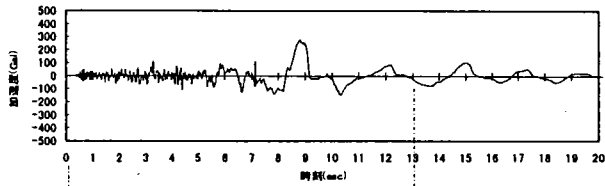
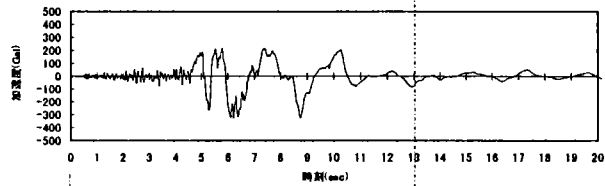


図 2.2.4 水平地震動の入力

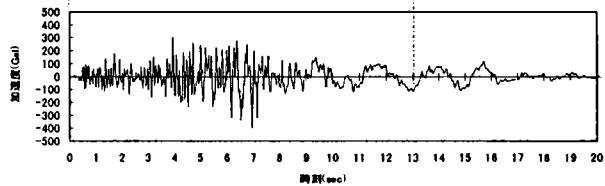
■橋軸方向



■橋軸直角方向



■鉛直方向



※土木研究所彙報 第64号、平成7年6月

図 2. 2. 5 入力地震動加速度波形

(d) 粘性減衰

粘性減衰はひずみエネルギー比例型で評価した。

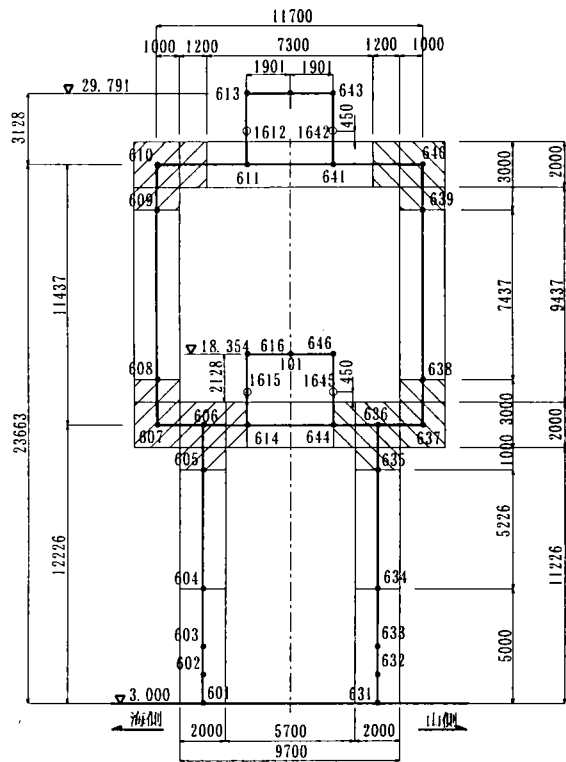
表 2. 2. 3 に採用した減衰定数を示す。

表 2. 2. 3 減衰定数

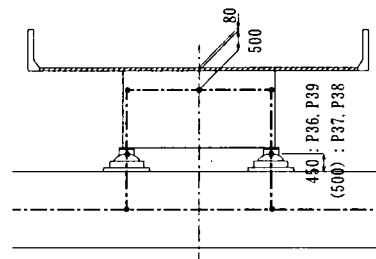
	鋼構造	コンクリート構造
上部構造	0.02	-----
下部構造	0.02	-----
基礎構造	-----	0.10
基礎パネ	0.20	

(e) 解析に使用したソフト

弾性地震応答解析は直接積分法による時刻歴応答解析にて行った。解析に際しては、(株)構造計画研究所開発ソフト RESP/3TB を使用し、数値計算はニューマークの  $\beta$  法 ( $=1/4$ ) を採用した。



(a) P36 橋脚のモデル



(b) 支承部のモデル化

図 2. 2. 6 橋脚部の解析モデル

(f) その他

・隣接径間の影響

当該橋梁に対する隣接橋梁の影響評価は以下とした。

橋軸方向 : 端支点部の支承条件が可動であるため

隣接径間の影響は特に考慮しない。

橋軸直角方向 : 着目橋梁に対して、隣接径間の剛性や慣性力の影響が生じる。本検討では解析の簡易化のため、隣接径間部の端支点死荷重反力のみを解析対象の橋梁の端部橋脚に慣性力として載荷させた。

・回転慣性

上部構造はモノボックス構造であり、橋軸方向に一本の梁要素としてモデル化した。

・基礎構造のモデル化

当該橋梁の基礎構造はケーソン基礎である。ここでは基礎構造を平成2年版道路橋示方書・耐震設計編参考資料に示される方法で並進と回転および鉛直バネに置き換えて解析した。図2.2.7にP36ケーソン基礎橋脚の計算結果を示す。

$$\begin{pmatrix} H_y \\ M_x \\ H_z \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} K_y & K_{y\theta_x} & 0 \\ K_{y\theta_x} & K_{\theta_x} & 0 \\ 0 & 0 & K_z \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \delta_y \\ \theta_x \\ \delta_z \end{pmatrix}$$

ここに、

$H_y, H_z$  : 基礎に作用するy方向およびz方向の力 (tf)

$M_x$  : 基礎に作用するx軸まわりのモーメント (tf・m)

$\delta_y, \delta_z$  : 基礎のy方向およびz方向の変位 (m)

$\theta_x$  : 基礎のx軸まわりの回転角 (rad)

$K_y, K_z$  : 基礎のy方向およびz方向のバネ定数 (tf/m)

$K_{\theta_x}$  : 基礎のx軸まわりの回転バネ定数 (tf・m)

$K_{y\theta_x}$  : 基礎のy方向変位とx軸まわりの回転に対する連成バネ定数 (tf)

$$K_y = 2b(1/2k_{H1}l_1 + k_{H2}l_2 + k_{H3}l_3) + k_{SB}A_B$$

$$K_z = k_v A_B$$

$$K_{\theta_x} = 2b \{ 1/4k_{H1}l_1^3 + 1/3k_{H2}l_2^3 + 1/3k_{H3}l_3^3 + k_{H2}(l_1+l_2)l_1l_2 + k_{H3}(l_1+l_2+l_3)(l_1+l_2)l_3 \} + k_{SB}A_B l_2 + k_v l_B$$

$$K_{y\theta_x} = -2b \{ 1/3k_{H1}l_1^2 + k_{H2}l_2(l_1+1/2l_2) + k_{H3}l_3(l_1+l_2+1/2l_3) \} - k_{SB}A_B l$$

ここに、

$l$  : ケーソンの耐震設計上の地盤面以下の根入れ長さ (m)

$l_1, l_2, l_3$  : 前地盤の各層の厚さ (m)

$2b$  : ケーソン前面幅 (m)

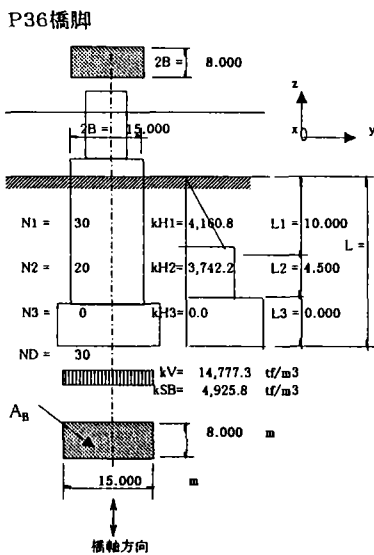
$A_B$  : ケーソン底面の面積 (m<sup>2</sup>)

$l_B$  : ケーソン底面の断面2次モーメント (m<sup>4</sup>)

$k_{H1}, k_{H2}, k_{H3}$  : 前面地盤の水平方向地盤反力係数 (tf/m<sup>3</sup>)

$k_v$  : 底面の鉛直方向地盤反力係数 (tf/m<sup>3</sup>)

$k_{SB}$  : 底面地盤の水平方向せん断地盤反力係数 (tf/m<sup>3</sup>)



No.	橋軸方向			橋軸直角方向		
	1層	2層	3層	1層	2層	3層
L (m)	14.500					
Li (m)	10.000	4.500	0.000	10.000	4.500	0.000
2B (m)	8.000					
AB (m <sup>2</sup> )	120.00					
IB (m <sup>4</sup> )	640.0					
k+li (tf/m <sup>3</sup> )	4,160.8	3,742.2	0.0	5,266.9	4,737.0	0.0
k <sub>v</sub> (tf/m <sup>3</sup> )	14,777					
k <sub>SB</sub> (tf/m <sup>3</sup> )	4,926					
K1	Ky (tf/m)			Kz (tf/m)		
	1.15575E+06			9.72300E+05		
	1.77328E+06			1.77328E+06		
K3	K <sub>θx</sub> (tf・m)			K <sub>yθx</sub> (tf)		
	1.87670E+08			1.93938E+08		
	-1.37456E+07			-1.20644E+07		
K2	L (m)			Arr (tf・m)		
	11.893			12.408		
	2.41907E+07			4.42427E+07		
Edi (kgf/cm <sup>2</sup> )	840.0	560.0	0.0	840.0	560.0	0.0
Abi (cm <sup>2</sup> )	1.50E+06	6.75E+05	0.00E+00	8.00E+05	3.60E+05	0.00E+00
Bhi (cm)	1224.74	821.58	0.00	894.43	600.00	0.00
khoi (kgf/cm <sup>3</sup> )	67.2	44.8	0.0	67.2	44.8	0.0
Khoi (kgf/cm <sup>3</sup> )	4.1608	3.7422	0.0000	5.2669	4.7370	0.0000
Edi (kgf/cm <sup>2</sup> )	840					
AV (cm <sup>2</sup> )	1,200,000					
BV (cm)	1095.45					
k <sub>v0</sub> (kgf/cm <sup>3</sup> )	56.0					
k <sub>v</sub> (kgf/cm <sup>3</sup> )	14.7773			14,777.3 (tf/m <sup>3</sup> )		
Ks (tf/m <sup>3</sup> )	4,925.8					

図 2.2.7 P36 ケーソン基礎橋脚

## 2.2.2 解析結果

### (1) 固有値解析

一次検討結果を参考として、50次までの固有値解析を実施した。ここでは図2.2.8、図2.2.9に、直線橋モデルの10次までの固有周期と振動モードを、表2.2.4に、各次の刺激係数と有効質量を示す。

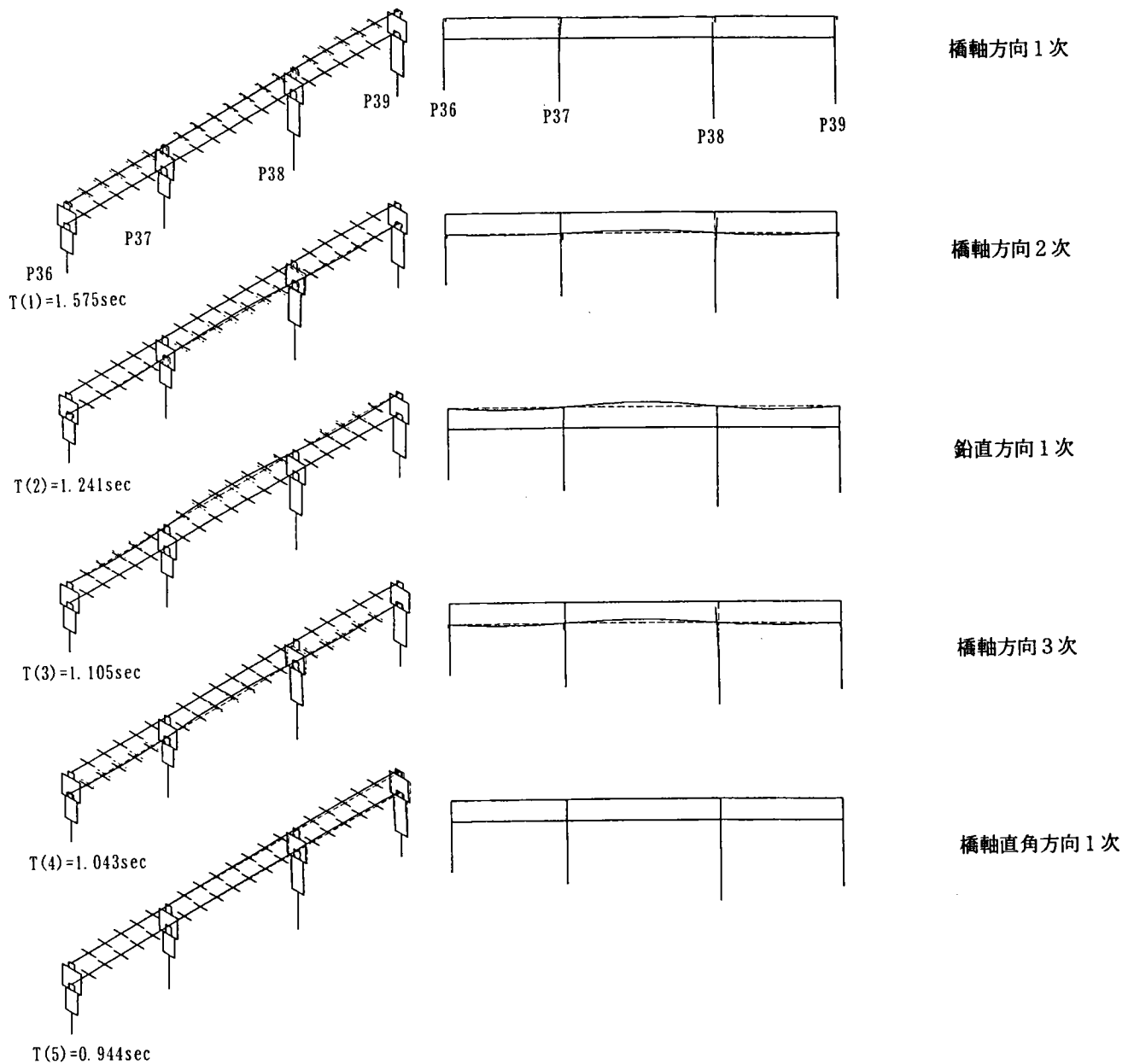


図 2.2.8 直線橋モデルの固有周期, 振動モード

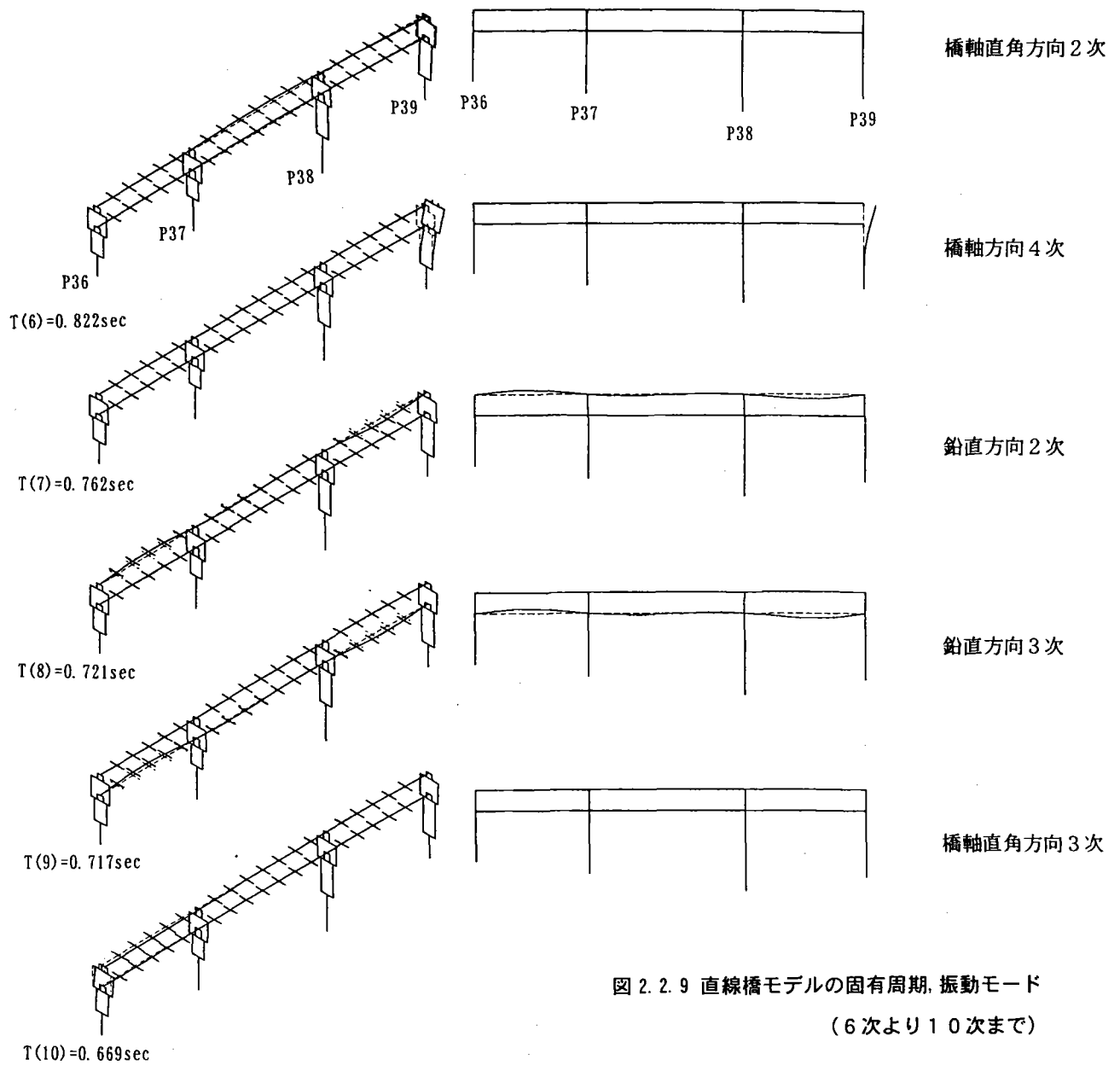


図 2.2.9 直線橋モデルの固有周期, 振動モード  
(6次より10次まで)

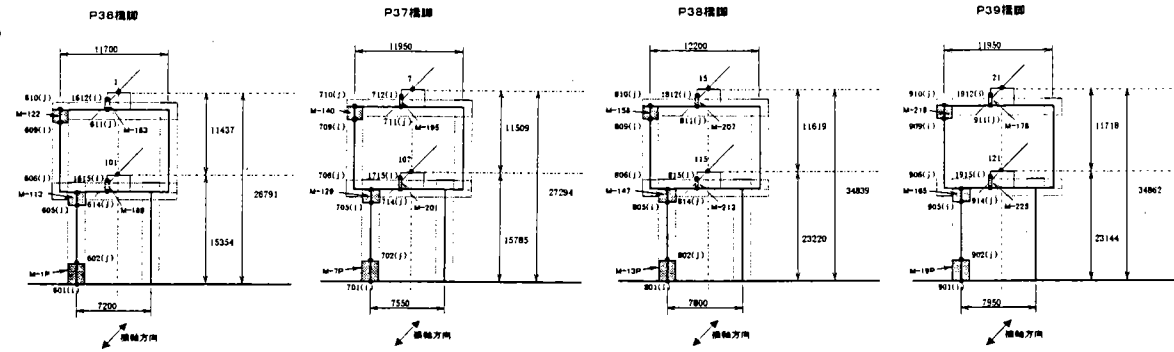
表 2.2.4 各次の固有周期、刺激係数および有効質量

次数	固有周期	橋軸方向			橋軸直角方向			備考
		刺激係数	有効質量	有効質量 全質量 (%)	刺激係数	有効質量	有効質量 全質量 (%)	
1	1.575	1.250	1.563	8.70	—	—	—	橋軸方向1次
2	1.241	0.861	0.741	4.12	—	—	—	橋軸方向2次
3	1.105	-0.228	0.052	0.29	—	—	—	鉛直方向1次
4	1.043	0.830	0.690	3.84	—	—	—	橋軸方向3次
5	0.944	—	—	—	1.609	2.588	13.95	橋軸直角方向1次
6	0.822	—	—	—	0.621	0.386	2.08	橋軸直角方向2次
7	0.762	0.555	0.308	1.71	—	—	—	橋軸方向4次
8	0.721	0.091	0.008	0.05	—	—	—	鉛直方向2次
9	0.717	0.118	0.014	0.08	—	—	—	鉛直方向3次
10	0.669	—	—	—	-1.482	2.198	11.84	橋軸直角方向3次



(2) 動的応答解析結果  
(a) 加速度および変位応答

■ 各モデルごとの応答加速度及び応答変位一覧表 (その1)

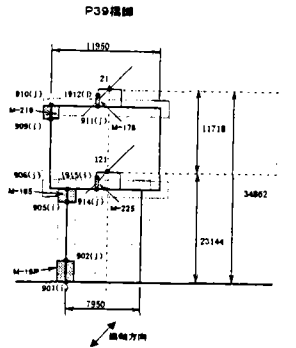
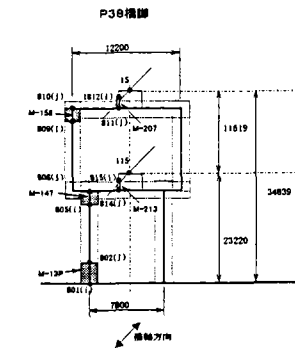
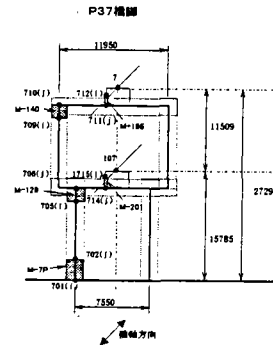
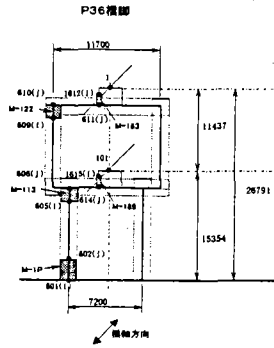


7-2 No.	項目	入力種	入力方向		
			E-W (橋軸方向)	N-S (直角方向)	U-D (鉛直方向)
1	3次元・直線骨組	2方向同時	○	○	
2	#	3方向同時	○	○	○
3	3次元・直線骨組	1方向	○		
4	#	#		○	
5	3次元・直線骨組	2方向同時	○		○
6	#	#		○	○

7-1 No.	項目	橋軸方向												橋軸直角方向																			
		応答加速度 (Gal)						応答変位 (cm)						応答加速度 (Gal)						応答変位 (cm)													
		橋脚		上部構造		変位		橋脚		上部構造		変位		橋脚		上部構造		変位		橋脚		上部構造		変位									
ケース 1 3次元・直線骨組	P36脚	節点番号	601 UX	606 UX	610 UX	101 UX	1 UX	1612 UX	1615 UX	節点番号	601 UX	606 UX	610 UX	101 UX	1 UX	1612 UX	1615 UX	節点番号	601 UY	606 UY	610 UY	101 UY	1 UY	1612 UY	1615 UY	節点番号	601 UY	606 UY	610 UY	101 UY	1 UY	1612 UY	1615 UY
		<+>	274	659	1,622	532	552	1,742	754	<+>	0	5	16	19	33	17	6	<+>	282	739	1,291	784	1,388	1,352	769	<+>	1	7	16	8	17	17	8
	<->	-168	-517	-1,497	-535	-549	-1,599	-600	<->	-1	-6	-16	-19	-35	-18	-7	<->	-364	-668	-1,280	-717	-1,344	-1,319	-701	<->	-1	-6	-14	-7	-15	-15	-7	
	P37脚	節点番号	701 UX	706 UX	710 UX	107 UX	7 UX	712 UX	1715 UX	節点番号	701 UX	706 UX	710 UX	107 UX	7 UX	712 UX	1715 UX	節点番号	701 UY	706 UY	710 UY	107 UY	7 UY	712 UY	1715 UY	節点番号	701 UY	706 UY	710 UY	107 UY	7 UY	712 UY	1715 UY
		<+>	293	309	436	518	565	526	313	<+>	1	7	27	19	32	31	9	<+>	326	450	668	504	748	699	466	<+>	2	6	12	7	14	13	6
	<->	-180	-183	-467	-544	-520	-502	-181	<->	-1	-8	-28	-19	-35	-33	-9	<->	-407	-526	-928	-570	-1,020	-961	-540	<->	-1	-4	-9	-5	-10	-9	-5	
	P38脚	節点番号	801 UX	806 UX	810 UX	115 UX	15 UX	1812 UX	1815 UX	節点番号	801 UX	806 UX	810 UX	115 UX	15 UX	1812 UX	1815 UX	節点番号	801 UY	806 UY	810 UY	115 UY	15 UY	1812 UY	1815 UY	節点番号	801 UY	806 UY	810 UY	115 UY	15 UY	1812 UY	1815 UY
		<+>	337	456	725	509	565	824	477	<+>	1	15	28	18	33	30	16	<+>	405	892	1,053	964	1,184	1,092	912	<+>	4	20	30	22	33	31	21
	<->	-180	-454	-806	-533	-522	-895	-498	<->	-2	-15	-28	-19	-35	-29	-17	<->	-462	-992	-1,412	-1,051	-1,528	-1,452	-1,016	<->	-2	-13	-20	-15	-22	-20	-14	
	P39脚	節点番号	901 UX	906 UX	910 UX	121 UX	21 UX	1912 UX	1915 UX	節点番号	901 UX	906 UX	910 UX	121 UX	21 UX	1912 UX	1915 UX	節点番号	901 UY	906 UY	910 UY	121 UY	21 UY	1912 UY	1915 UY	節点番号	901 UY	906 UY	910 UY	121 UY	21 UY	1912 UY	1915 UY
		<+>	295	763	1,395	530	538	1,489	829	<+>	1	11	24	18	33	26	13	<+>	368	1,059	1,221	1,096	1,296	1,268	1,079	<+>	2	20	30	21	31	30	21
	<->	-161	-678	-1,359	-520	-519	-1,443	-747	<->	-1	-14	-28	-19	-35	-29	-15	<->	-468	-1,038	-1,157	-1,079	-1,193	-1,174	-1,062	<->	-1	-17	-27	-18	-28	-28	-18	
ケース 3 3次元・直線骨組	P36脚	節点番号	601 UX	606 UX	610 UX	101 UX	1 UX	1612 UX	1615 UX	節点番号	601 UX	606 UX	610 UX	101 UX	1 UX	1612 UX	1615 UX	節点番号	601 UY	606 UY	610 UY	101 UY	1 UY	1612 UY	1615 UY	節点番号	601 UY	606 UY	610 UY	101 UY	1 UY	1612 UY	1615 UY
		<+>	272	407	856	496	550	938	438	<+>	0	2	6	18	32	6	1	<+>	284	670	1,360	711	1,440	1,402	695	<+>	1	6	14	7	15	14	7
	<->	-166	-333	-818	-495	-515	-889	-367	<->	-1	-3	-6	-19	-34	-7	-3	<->	-357	-625	-1,052	-655	-1,112	-1,083	-641	<->	-1	-6	-14	-7	-15	-15	-7	
	P37脚	節点番号	701 UX	706 UX	710 UX	107 UX	7 UX	712 UX	1715 UX	節点番号	701 UX	706 UX	710 UX	107 UX	7 UX	712 UX	1715 UX	節点番号	701 UY	706 UY	710 UY	107 UY	7 UY	712 UY	1715 UY	節点番号	701 UY	706 UY	710 UY	107 UY	7 UY	712 UY	1715 UY
		<+>	298	308	471	495	548	526	315	<+>	1	7	27	18	32	30	8	<+>	335	474	592	536	666	617	491	<+>	2	5	12	6	13	12	6
	<->	-179	-183	-416	-493	-512	-473	-180	<->	-1	-8	-29	-19	-34	-32	-9	<->	-412	-551	-943	-600	-1,037	-976	-569	<->	-2	-5	-9	-5	-10	-9	-5	
	P38脚	節点番号	801 UX	806 UX	810 UX	115 UX	15 UX	1812 UX	1815 UX	節点番号	801 UX	806 UX	810 UX	115 UX	15 UX	1812 UX	1815 UX	節点番号	801 UY	806 UY	810 UY	115 UY	15 UY	1812 UY	1815 UY	節点番号	801 UY	806 UY	810 UY	115 UY	15 UY	1812 UY	1815 UY
		<+>	325	412	637	486	558	686	433	<+>	1	14	26	18	33	28	16	<+>	433	812	1,046	888	1,166	1,084	836	<+>	4	21	32	23	35	33	22
	<->	-163	-399	-701	-482	-522	-741	-441	<->	-2	-15	-27	-19	-35	-29	-17	<->	-473	-1,058	-1,391	-1,138	-1,509	-1,428	-1,085	<->	-2	-14	-20	-15	-22	-21	-14	
	P39脚	節点番号	901 UX	906 UX	910 UX	121 UX	21 UX	1912 UX	1915 UX	節点番号	901 UX	906 UX	910 UX	121 UX	21 UX	1912 UX	1915 UX	節点番号	901 UY	906 UY	910 UY	121 UY	21 UY	1912 UY	1915 UY	節点番号	901 UY	906 UY	910 UY	121 UY	21 UY	1912 UY	1915 UY
		<+>	293	333	438	489	560	473	331	<+>	0	5	9	18	33	9	5	<+>	215	905	1,205	946	1,255	1,230	928	<+>	1	20	29	21	31	30	20
	<->	-163	-297	-543	-485	-523	-590	-313	<->	-1	-5	-9	-19	-35	-9	-6	<->	-347	-906	-1,121	-937	-1,159	-1,140	-923	<->	-1	-17	-27	-18	-28	-27	-18	

■ 各モデルごとの応答加速度及び応答変位一覧表（その2）

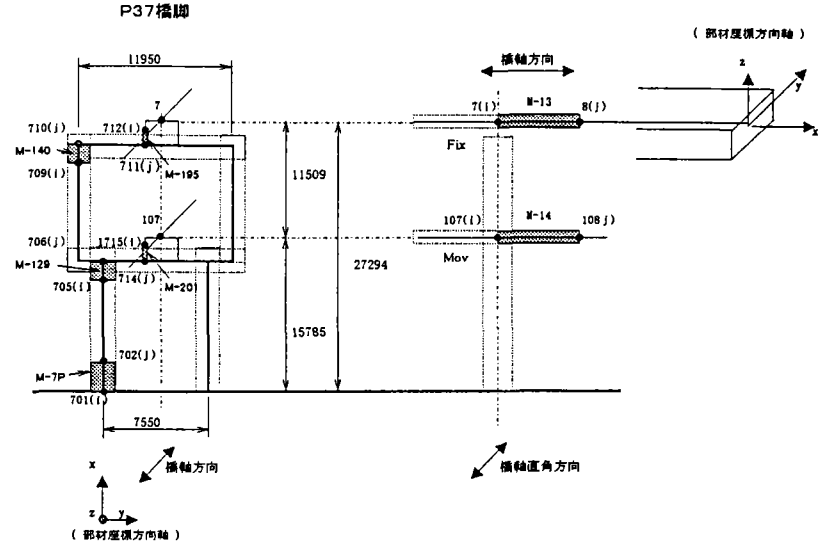
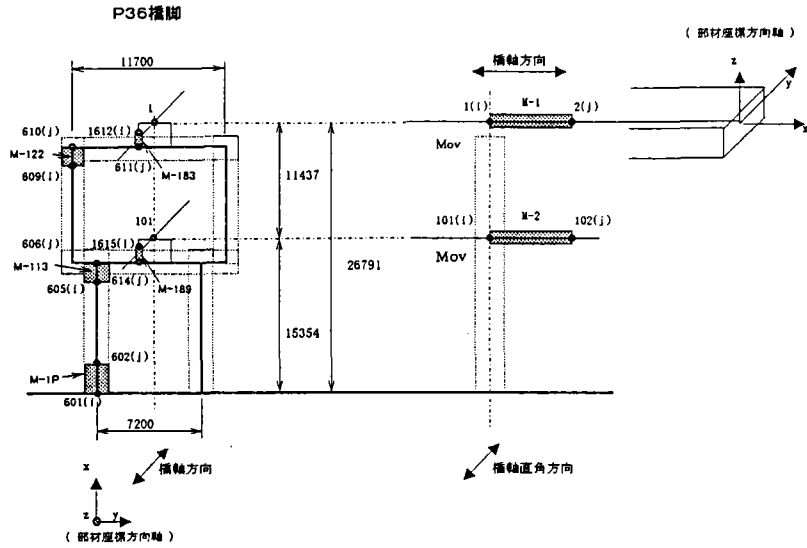
ケースNo.	項目	入力波	入力震方向		
			E-W (横軸方向)	N-S (直交方向)	U-D (鉛直方向)
1	3次元・曲線骨組	2方向同時	○	○	
2	#	3方向同時	○	○	○
3	3次元・直線骨組	1方向	○		
4	#	#		○	
5	3次元・直線骨組	2方向同時	○		○
6	#	#		○	○



ケースNo.	項目	横軸方向												横軸直角方向																			
		応答加速度 (Gal)						応答変位 (cm)						応答加速度 (Gal)						応答変位 (cm)													
		横脚		上部構造		寄位置		横脚		上部構造		寄位置		横脚		上部構造		寄位置		横脚		上部構造		寄位置									
ケース2 3次元・曲線骨組	P36脚	振点番号	601 UX	606 UX	610 UX	101 UX	1 UX	1612 UX	1615 UX	振点番号	601 UX	606 UX	610 UX	101 UX	1 UX	1612 UX	1615 UX	振点番号	601 UY	606 UY	610 UY	101 UY	1 UY	1612 UY	1615 UY	振点番号	601 UY	606 UY	610 UY	101 UY	1 UY	1612 UY	1615 UY
		<+>	275	669	1,667	553	587	1,757	756	<+>	0	5	16	19	33	17	6	<+>	285	744	1,293	778	1,399	1,361	771	<+>	1	7	16	8	17	17	8
	<->	-168	-588	-1,680	-547	-556	-1,677	-643	<->	-1	-6	-16	-19	-35	-18	-7	<->	-365	-662	-1,272	-720	-1,342	-1,312	-702	<->	-1	-6	-15	-7	-16	-15	-7	
	P37脚	振点番号	701 UX	706 UX	710 UX	107 UX	7 UX	712 UX	1715 UX	振点番号	701 UX	706 UX	710 UX	107 UX	7 UX	712 UX	1715 UX	振点番号	701 UY	706 UY	710 UY	107 UY	7 UY	712 UY	1715 UY	振点番号	701 UY	706 UY	710 UY	107 UY	7 UY	712 UY	1715 UY
		<+>	293	314	474	536	578	1,757	324	<+>	1	7	27	19	32	31	9	<+>	327	447	668	502	763	706	461	<+>	2	6	12	7	14	13	6
	<->	-180	-192	-504	-533	-523	-540	-192	<->	-1	-8	-28	-19	-35	-33	-9	<->	-408	-528	-940	-571	-1,021	-964	-542	<->	-1	-4	-9	-5	-10	-9	-5	
	P38脚	振点番号	801 UX	806 UX	810 UX	115 UX	15 UX	1812 UX	815 UX	振点番号	801 UX	806 UX	810 UX	115 UX	15 UX	1812 UX	815 UX	振点番号	801 UY	806 UY	810 UY	115 UY	15 UY	1812 UY	815 UY	振点番号	801 UY	806 UY	810 UY	115 UY	15 UY	1812 UY	815 UY
		<+>	337	472	783	514	581	899	501	<+>	1	15	28	18	33	30	16	<+>	405	895	1,052	964	1,179	1,094	915	<+>	4	20	30	22	33	31	21
<->	-184	-453	-843	-535	-528	-948	-494	<->	-2	-15	-28	-19	-35	-29	-17	<->	-464	-1,003	-1,400	-1,068	-1,528	-1,427	-1,030	<->	-2	-13	-20	-15	-22	-20	-14		
P39脚	振点番号	901 UX	906 UX	910 UX	121 UX	21 UX	1912 UX	1915 UX	振点番号	901 UX	906 UX	910 UX	121 UX	21 UX	1912 UX	1915 UX	振点番号	901 UY	906 UY	910 UY	121 UY	21 UY	1912 UY	1915 UY	振点番号	901 UY	906 UY	910 UY	121 UY	21 UY	1912 UY	1915 UY	
	<+>	296	778	1,424	542	568	1,496	837	<+>	1	11	24	18	33	26	13	<+>	370	1,063	1,224	1,102	1,307	1,288	1,084	<+>	2	20	30	21	31	30	21	
<->	-161	-695	-1,423	-522	-531	-1,464	-754	<->	-1	-14	-28	-19	-35	-29	-15	<->	-474	-1,049	-1,151	-1,084	-1,190	-1,167	-1,069	<->	-1	-17	-27	-18	-28	-28	-18		
ケース5 & 6 3次元・直線骨組	P36脚	振点番号	601 UX	606 UX	610 UX	101 UX	1 UX	1612 UX	1615 UX	振点番号	601 UX	606 UX	610 UX	101 UX	1 UX	1612 UX	1615 UX	振点番号	601 UY	606 UY	610 UY	101 UY	1 UY	1612 UY	1615 UY	振点番号	601 UY	606 UY	610 UY	101 UY	1 UY	1612 UY	1615 UY
		<+>	272	407	856	497	554	938	438	<+>	0	2	6	18	32	8	3	<+>	284	670	1,360	711	1,440	1,402	695	<+>	1	6	14	7	15	14	7
	<->	-166	-333	-818	-497	-515	-889	-367	<->	-1	-3	-6	-19	-34	-7	-3	<->	-357	-625	-1,052	-655	-1,112	-1,083	-641	<->	-1	-8	-14	-7	-15	-15	-7	
	P37脚	振点番号	701 UX	706 UX	710 UX	107 UX	7 UX	712 UX	1715 UX	振点番号	701 UX	706 UX	710 UX	107 UX	7 UX	712 UX	1715 UX	振点番号	701 UY	706 UY	710 UY	107 UY	7 UY	712 UY	1715 UY	振点番号	701 UY	706 UY	710 UY	107 UY	7 UY	712 UY	1715 UY
		<+>	297	311	470	499	549	517	320	<+>	1	7	27	18	32	30	8	<+>	335	474	592	536	666	617	491	<+>	2	5	12	8	13	12	6
	<->	-178	-183	-419	-496	-513	-476	-180	<->	-1	-8	-29	-19	-34	-32	-8	<->	-412	-551	-944	-600	-1,037	-975	-569	<->	-2	-5	-9	-5	-10	-9	-5	
	P38脚	振点番号	801 UX	806 UX	810 UX	115 UX	15 UX	1812 UX	815 UX	振点番号	801 UX	806 UX	810 UX	115 UX	15 UX	1812 UX	815 UX	振点番号	801 UY	806 UY	810 UY	115 UY	15 UY	1812 UY	815 UY	振点番号	801 UY	806 UY	810 UY	115 UY	15 UY	1812 UY	815 UY
		<+>	323	426	649	493	556	700	453	<+>	1	14	27	18	33	28	16	<+>	432	812	1,046	888	1,166	1,083	836	<+>	4	21	32	23	35	33	22
<->	-164	-406	-715	-485	-522	-756	-448	<->	-2	-15	-28	-19	-35	-29	-17	<->	-473	-1,058	-1,391	-1,138	-1,509	-1,429	-1,085	<->	-2	-14	-20	-15	-22	-21	-14		
P39脚	振点番号	901 UX	906 UX	910 UX	121 UX	21 UX	1912 UX	1915 UX	振点番号	901 UX	906 UX	910 UX	121 UX	21 UX	1912 UX	1915 UX	振点番号	901 UY	906 UY	910 UY	121 UY	21 UY	1912 UY	1915 UY	振点番号	901 UY	906 UY	910 UY	121 UY	21 UY	1912 UY	1915 UY	
	<+>	293	333	438	498	556	473	331	<+>	0	5	9	18	33	9	5	<+>	215	906	1,206	946	1,256	1,231	828	<+>	1	20	29	21	31	30	20	
<->	-163	-297	-543	-490	-524	-590	-313	<->	-1	-5	-9	-19	-35	-9	-6	<->	-347	-908	-1,121	-937	-1,159	-1,139	-923	<->	-1	-17	-27	-18	-28	-27	-18		

(b) 曲線橋モデルの断面力応答

■ 断面力一覧表 (上下動を考慮しない場合)



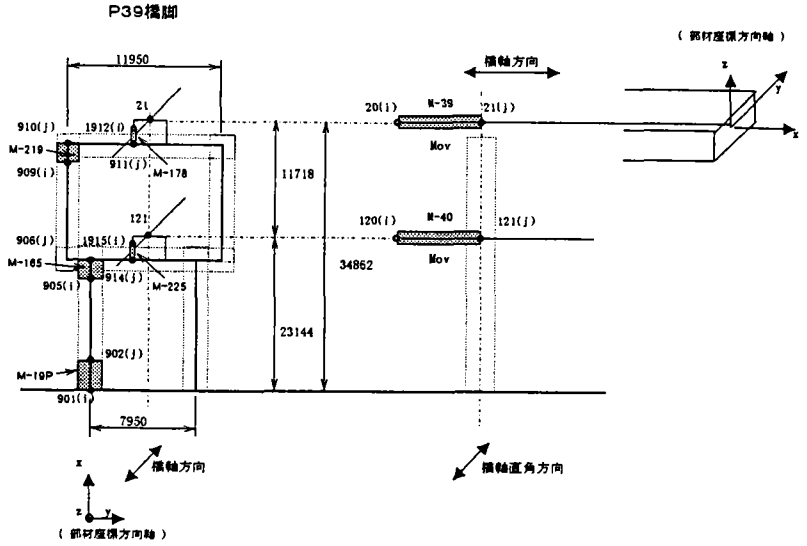
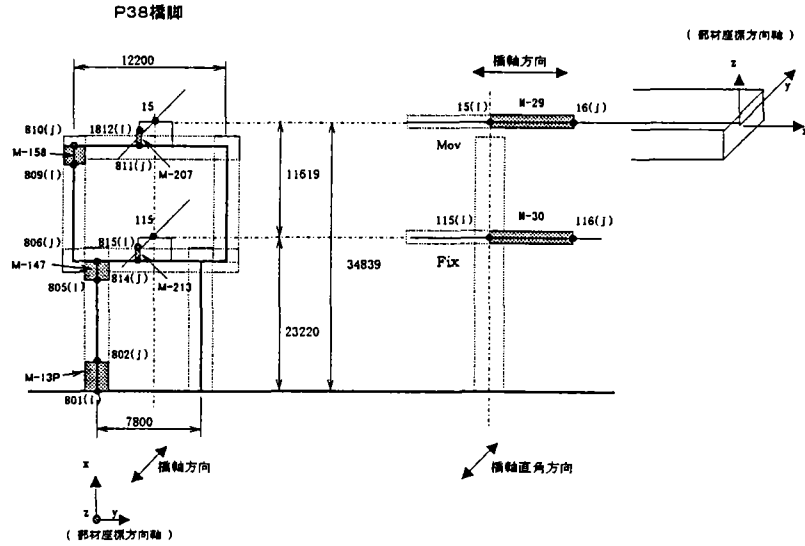
<< 最大断面力 >>

箇所	部材番号 Member NO.	軸力	yせん断力	zせん断力	xモーメント	I端yモーメント	I端zモーメント	J端yモーメント	J端zモーメント	
		N(t)	Qy(t)	Qz(t)	Mx(t+m)	IMy(t+m)	IMz(t+m)	JMy(t+m)	JMz(t+m)	
上部構造	上層支点部 1	<+>	24	152	33	79	45	29	458	1,616
		<->	-22	-169	-41	-80	-41	-23	-333	-1,808
	下層支点部 2	<+>	19	94	59	69	31	35	645	981
		<->	-22	-120	-60	-70	-23	-35	-636	-1,255
橋脚	上層柱先端 122	<+>	254	203	30	22	200	673	162	1,041
		<->	-272	-212	-33	-26	-212	-635	-160	-1,096
	下層柱先端 113	<+>	1,046	281	47	14	836	709	798	1,156
		<->	-1,180	-327	-55	-20	-883	-595	-743	-1,364
	橋脚下端 1P	<+>	1,046	-47	-284	14	1,344	2,298	1,286	1,944
		<->	-1,180	56	331	-20	-1,374	-2,659	-1,304	-2,245

<< 最大断面力 >>

箇所	部材番号 Member NO.	軸力	yせん断力	zせん断力	xモーメント	I端yモーメント	I端zモーメント	J端yモーメント	J端zモーメント	
		N(t)	Qy(t)	Qz(t)	Mx(t+m)	IMy(t+m)	IMz(t+m)	JMy(t+m)	JMz(t+m)	
上部構造	上層支点部 13	<+>	506	202	31	157	950	3,550	1,206	2,037
		<->	-468	-313	-38	-156	-1,101	-5,275	-1,197	-1,446
	下層支点部 14	<+>	227	131	120	144	885	2,799	352	1,404
		<->	-216	-208	-112	-111	-967	-3,520	-370	-1,418
橋脚	上層柱先端 140	<+>	377	218	369	225	1,491	1,141	449	1,305
		<->	-545	-313	-365	-322	-1,333	-781	-615	-1,893
	下層柱先端 129	<+>	1,374	368	382	212	5,940	527	4,577	1,349
		<->	-2,002	-497	-358	-216	-5,494	-467	-5,083	-1,693
	橋脚下端 7P	<+>	1,374	-383	-372	212	8,797	2,730	8,318	2,265
		<->	-2,003	358	501	-216	-9,025	-3,809	-8,578	-3,182

■ 断面力一覧表



<< 最大断面力 >>

箇所	部材番号 Member NO.	軸力		y せん断力		z せん断力		x モーメント		I 端 y モーメント		I 端 z モーメント		J 端 y モーメント		J 端 z モーメント	
		N(t)	Qy(t)	Qz(t)	Mx(t*mm)	IMy(t*mm)	IMz(t*mm)	JMy(t*mm)	JMz(t*mm)								
上部構造	上層支点部 29 <+> <->	227	259	113	118	2,269	3,003	1,345	591								
		-202	-292	-105	-103	-2,462	-3,109	-1,260	-785								
下部構造	下層支点部 30 <+> <->	204	219	108	85	2,257	2,635	1,724	645								
		-205	-293	-112	-76	-2,364	-3,165	-1,673	-650								
橋脚	上層柱先端 158 <+> <->	540	287	29	59	145	1,244	210	1,881								
		-700	-386	-27	-48	-191	-921	-144	-2,548								
	下層柱先端 147 <+> <->	2,115	470	374	189	1,535	3,311	907	3,515								
		-2,975	-648	-392	-179	-1,767	-2,396	-827	-4,860								
橋脚下端 13P <+> <->	2,117	-397	-508	189	7,843	5,596	7,158	4,708									
	-2,984	428	710	-179	-8,052	-7,843	-7,303	-6,600									

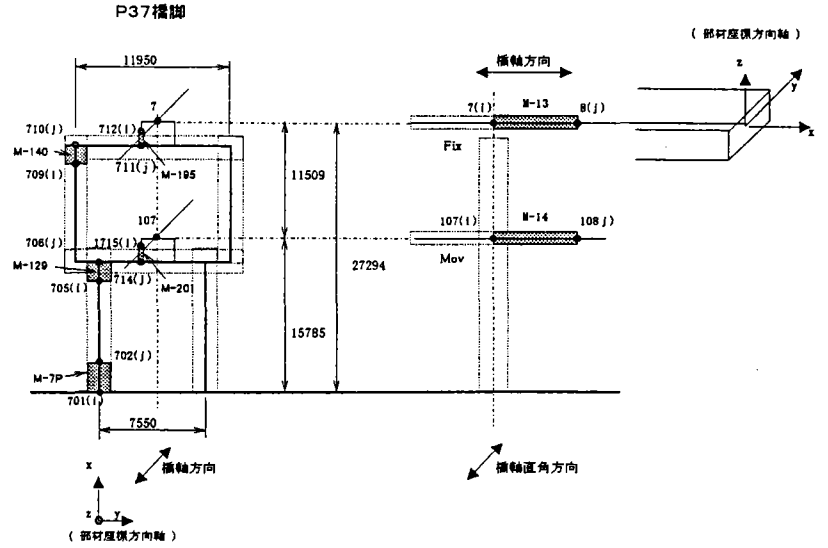
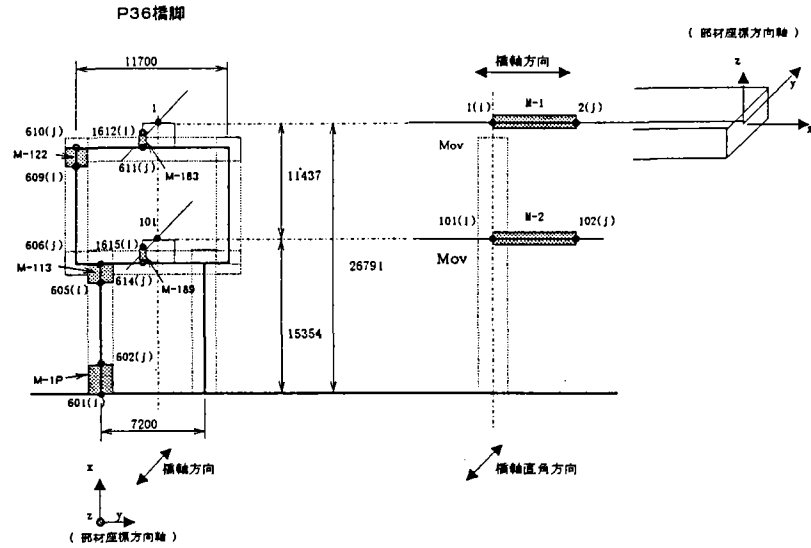
<< 最大断面力 >>

箇所	部材番号 Member NO.	軸力		y せん断力		z せん断力		x モーメント		I 端 y モーメント		I 端 z モーメント		J 端 y モーメント		J 端 z モーメント	
		N(t)	Qy(t)	Qz(t)	Mx(t*mm)	IMy(t*mm)	IMz(t*mm)	JMy(t*mm)	JMz(t*mm)								
上部構造	上層支点部 39 <+> <->	24	162	78	105	1,172	2,502	39	28								
		-28	-167	-74	-131	-1,212	-2,602	-32	-26								
下部構造	下層支点部 40 <+> <->	26	183	93	84	1,245	2,815	29	34								
		-22	-141	-81	-90	-1,433	-2,153	-27	-38								
橋脚	上層柱先端 178 <+> <->	328	238	28	26	148	835	99	1,342								
		-301	-221	-31	-21	-141	-867	-108	-1,275								
	下層柱先端 165 <+> <->	1,607	373	50	29	738	2,721	700	3,094								
		-1,686	-430	-56	-34	-776	-2,349	-644	-3,580								
橋脚下端 19P <+> <->	1,610	-66	-413	29	1,712	4,767	1,596	4,045									
	-1,694	85	478	-34	-1,941	-5,502	-1,791	-4,666									

(c) 曲線橋モデルの断面力応答

■ 断面力一覧表

(上下動を考慮した場合)



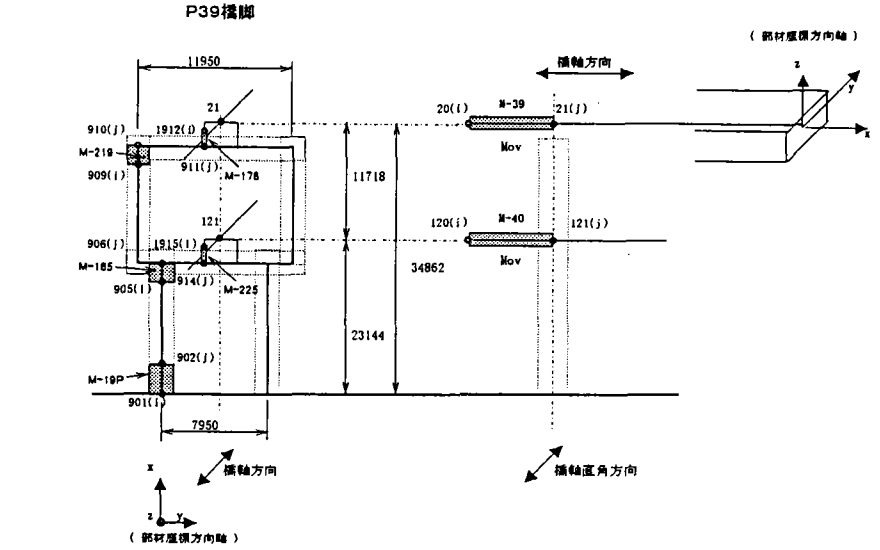
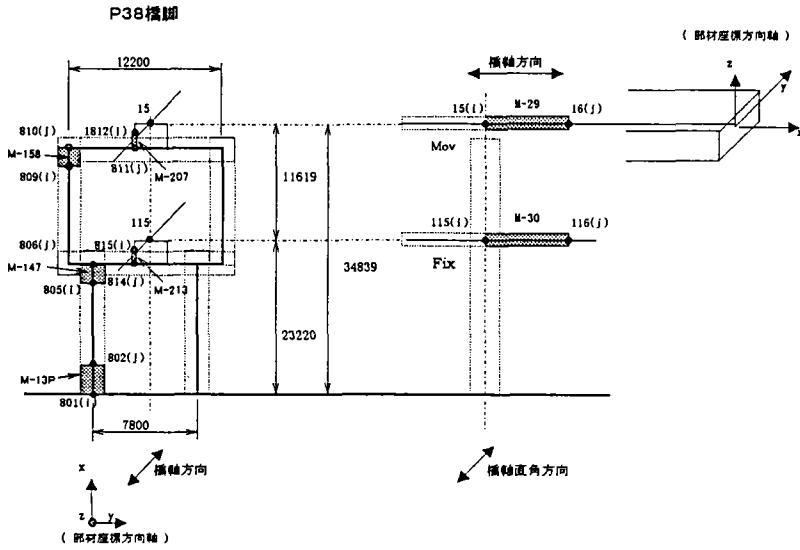
<< 最大断面力 >>

箇所	部材番号 Member NO.	軸力			せん断力		モーメント		J端モーメント	
		N(t)	Qy(t)	Qz(t)	Mx(t*mm)	My(t*mm)	Mz(t*mm)	JMy(t*mm)	JMz(t*mm)	
上部構造	1	<+>	24	152	115	86	45	40	1,144	1,607
		<->	-23	-167	-105	-83	-41	-53	-1,215	-1,797
下部構造	2	<+>	19	94	102	62	30	37	1,398	988
		<->	-23	-120	-130	-83	-24	-38	-1,099	-1,260
橋脚	122	<+>	257	204	31	22	202	684	165	1,046
		<->	-287	-212	-34	-33	-217	-638	-164	-1,108
	113	<+>	1,062	284	50	23	841	707	806	1,166
		<->	-1,203	-328	-56	-25	-890	-599	-743	-1,363
橋脚下端	1P	<+>	1,063	-48	-287	23	1,366	2,319	1,306	1,961
		<->	-1,203	57	332	-25	-1,403	-2,666	-1,331	-2,252

<< 最大断面力 >>

箇所	部材番号 Member NO.	軸力			せん断力		モーメント		J端モーメント	
		N(t)	Qy(t)	Qz(t)	Mx(t*mm)	My(t*mm)	Mz(t*mm)	JMy(t*mm)	JMz(t*mm)	
上部構造	13	<+>	519	202	155	164	2,838	3,566	2,205	2,038
		<->	-474	-312	-155	-158	-3,357	-5,261	-1,732	-1,451
下部構造	14	<+>	231	131	153	153	3,150	2,795	1,211	1,413
		<->	-226	-208	-193	-100	-2,750	-3,520	-1,564	-1,407
橋脚	140	<+>	435	225	369	225	1,498	1,214	447	1,390
		<->	-606	-320	-363	-323	-1,334	-852	-628	-1,981
	129	<+>	1,489	364	382	212	5,921	523	4,583	1,319
		<->	-2,067	-495	-357	-216	-5,501	-447	-5,066	-1,698
橋脚下端	7P	<+>	1,490	-383	-369	212	8,805	2,717	8,326	2,256
		<->	-2,068	356	498	-216	-8,998	-3,798	-8,552	-3,175

■ 断面力一覧表



<< 最大断面力 >>

箇所	部材番号 Member NO.	軸力 N (t)	yせん断力 Qy (t)	zせん断力 Qz (t)	xモーメント Mx (t*m)	I端yモーメント My (t*m)	I端zモーメント Mz (t*m)	J端yモーメント My (t*m)	J端zモーメント Mz (t*m)
上部構造	上層支点部 29 <+>	216	260	17	94	577	3, 002	653	590
	<->	-197	-293	-18	-79	-598	-3, 105	-549	-784
下層支点部	30 <+>	203	220	51	94	1, 040	2, 615	1, 311	640
	<->	-205	-293	-49	-88	-1, 254	-3, 165	-1, 268	-643
橋脚	上層柱天端 158 <+>	509	284	28	62	143	1, 232	212	1, 853
	<->	-692	-388	-25	-46	-192	-895	-144	-2, 549
	下層柱天端 147 <+>	2, 121	469	373	187	1, 521	3, 282	897	3, 506
	<->	-2, 982	-646	-386	-183	-1, 751	-2, 391	-818	-4, 833
橋脚下端 13P <+>	2, 122	-395	-506	187	7, 823	5, 589	7, 132	4, 702	
<->	-2, 990	421	709	-183	-7, 929	-7, 835	-7, 192	-6, 595	

<< 最大断面力 >>

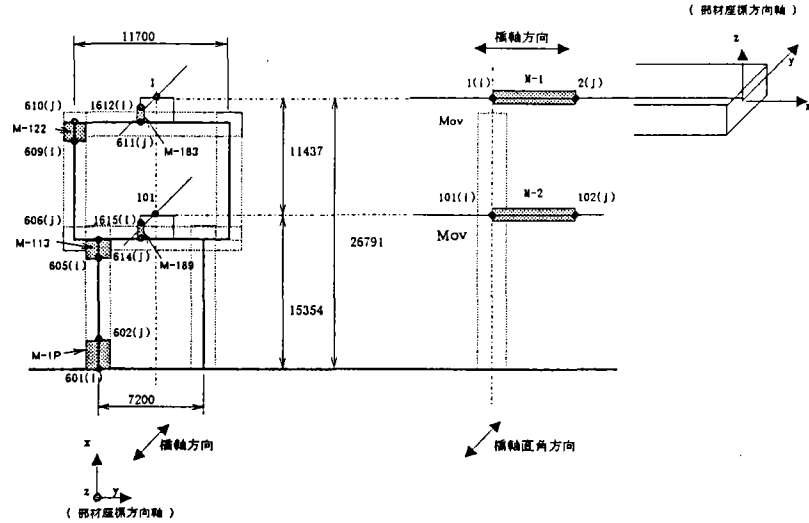
箇所	部材番号 Member NO.	軸力 N (t)	yせん断力 Qy (t)	zせん断力 Qz (t)	xモーメント Mx (t*m)	I端yモーメント My (t*m)	I端zモーメント Mz (t*m)	J端yモーメント My (t*m)	J端zモーメント Mz (t*m)
上部構造	上層支点部 39 <+>	24	163	25	110	424	2, 507	37	28
	<->	-28	-167	-27	-119	-400	-2, 599	-30	-23
下層支点部	40 <+>	26	183	69	84	1, 038	2, 821	31	34
	<->	-22	-140	-68	-86	-1, 063	-2, 139	-28	-36
橋脚	上層柱天端 178 <+>	320	239	28	27	147	837	99	1, 358
	<->	-298	-222	-31	-22	-141	-880	-106	-1, 280
	下層柱天端 165 <+>	1, 632	373	50	36	736	2, 701	706	3, 097
	<->	-1, 711	-428	-56	-37	-780	-2, 351	-642	-3, 557
橋脚下端 19P <+>	1, 635	-67	-413	36	1, 707	4, 768	1, 590	4, 046	
<->	-1, 717	85	475	-37	-1, 937	-5, 479	-1, 788	-4, 648	

(d) 直線橋モデルの断面力応答

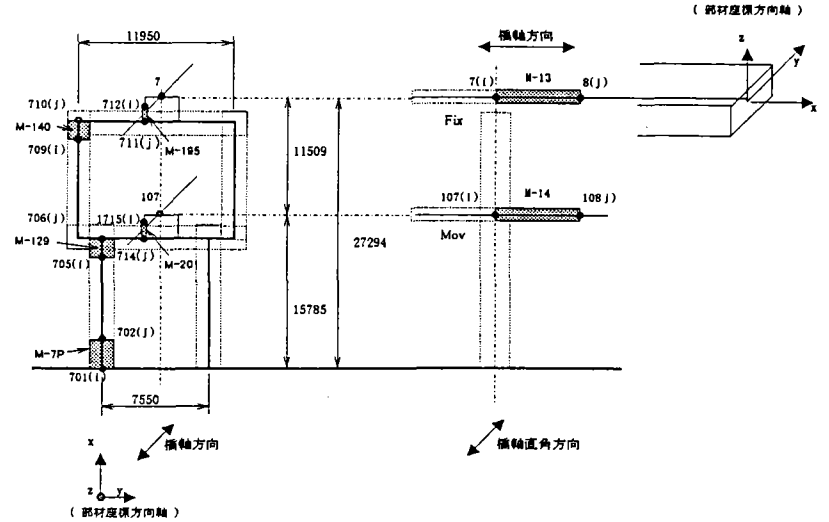
■ 断面力一覧表

(上下動を考慮しない場合)

P36橋脚



P37橋脚



<< 最大断面力 >> — (橋軸方向)

箇所	部材番号 Member NO.	軸力		yせん断力		zせん断力		xモーメント		I端yモーメント		I端zモーメント		J端yモーメント		J端zモーメント	
		N(t)	Qy(t)	Qz(t)	Mx(t*cm)	My(t*cm)	Mz(t*cm)	My(t*cm)	Mz(t*cm)	My(t*cm)	Mz(t*cm)	My(t*cm)	Mz(t*cm)	My(t*cm)	Mz(t*cm)		
上部構造	1	<+>	17	0	33	0	0	0	0	0	420	0	0	0	0	0	0
	<->	-18	-0	-39	-0	-0	-0	-0	-0	-359	-0	-0	-0	-0	-0	-0	
下部構造	2	<+>	17	0	62	0	0	0	0	693	0	0	0	693	0	0	
	<->	-17	-0	-64	-0	-0	-0	-0	-0	-670	-0	-0	-0	-670	-0	-0	
橋脚	122	<+>	17	2	16	6	34	18	0	24	0	24	0	24	0	24	
	<->	-19	-2	-17	-6	-32	-21	-0	-0	-21	-0	-21	-0	-21	-0	-21	
下部柱	113	<+>	35	2	26	3	244	12	181	17	17	17	17	17	17	17	
	<->	-37	-2	-28	-3	-233	-13	-192	-16	-16	-16	-16	-16	-16	-16	-16	
橋脚下端	1P	<+>	35	-28	-2	3	508	8	473	6	6	6	6	6	6	6	
	<->	-37	32	2	-3	-521	-8	-485	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	

<< 最大断面力 >> — (橋軸方向)

箇所	部材番号 Member NO.	軸力		yせん断力		zせん断力		xモーメント		I端yモーメント		I端zモーメント		J端yモーメント		J端zモーメント	
		N(t)	Qy(t)	Qz(t)	Mx(t*cm)	My(t*cm)	Mz(t*cm)	My(t*cm)	Mz(t*cm)	My(t*cm)	Mz(t*cm)	My(t*cm)	Mz(t*cm)	My(t*cm)	Mz(t*cm)		
上部構造	13	<+>	501	0	34	0	937	0	1,146	0	0	0	0	1,146	0	0	
	<->	-468	-0	-39	-0	-1,058	-0	-1,181	-0	-0	-0	-0	-1,181	-0	-0		
下部構造	14	<+>	206	0	129	0	988	0	345	0	0	0	345	0	0		
	<->	-208	-0	-122	-0	-1,035	-0	-370	-0	-0	-0	-0	-370	-0	-0		
上部柱	140	<+>	13	2	351	237	1,452	16	512	24	24	24	512	24	24		
	<->	-16	-2	-377	-222	-1,355	-19	-548	-20	-20	-20	-20	-548	-20	-20		
下部柱	129	<+>	48	3	356	55	5,868	23	4,627	25	25	25	4,627	25	25		
	<->	-46	-4	-381	-59	-5,481	-17	-4,957	-33	-33	-33	-33	-4,957	-33	-33		
橋脚下端	7P	<+>	48	-356	-3	55	8,554	12	8,109	8	8	8	8,109	8	8		
	<->	-46	381	4	-59	-9,152	-16	-8,676	-10	-10	-10	-8,676	-10	-10			

<< 最大断面力 >> — (橋軸直角方向)

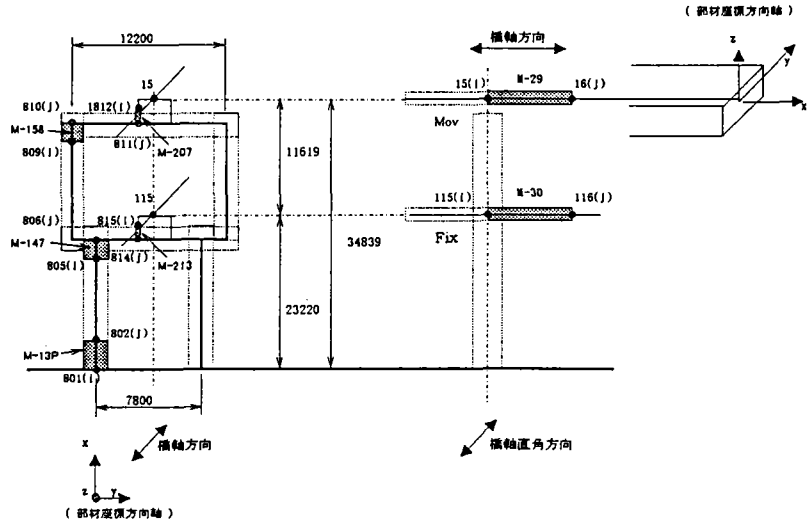
箇所	部材番号 Member NO.	軸力		yせん断力		zせん断力		xモーメント		I端yモーメント		I端zモーメント		J端yモーメント		J端zモーメント	
		N(t)	Qy(t)	Qz(t)	Mx(t*cm)	My(t*cm)	Mz(t*cm)	My(t*cm)	Mz(t*cm)	My(t*cm)	Mz(t*cm)	My(t*cm)	Mz(t*cm)	My(t*cm)	Mz(t*cm)		
上部構造	1	<+>	0	181	0	78	0	1	0	1,931	0	0	1,931	0	0		
	<->	-0	-174	-0	-71	-0	-0	-1	-0	-1,873	-0	-0	-1,873	-0	-0		
下部構造	2	<+>	0	115	0	68	0	0	0	1,236	0	0	1,236	0	0		
	<->	-0	-173	-0	-52	-0	-0	-1	-0	-1,859	-0	-0	-1,859	-0	-0		
上部柱	122	<+>	284	233	0	0	0	728	0	1,237	0	0	1,237	0	0		
	<->	-298	-218	-0	-0	-0	-0	-772	-0	-1,164	-0	-0	-1,164	-0	-0		
下部柱	113	<+>	1,206	317	0	0	0	857	0	1,413	0	0	1,413	0	0		
	<->	-1,226	-328	-0	-0	-0	-0	-781	-0	-1,509	-0	-0	-1,509	-0	-0		
橋脚下端	1P	<+>	1,206	-0	-319	0	0	2,477	0	2,078	0	0	2,078	0	0		
	<->	-1,226	0	330	-0	-0	-0	-2,519	-0	-2,107	-0	-0	-2,107	-0	-0		

<< 最大断面力 >> — (橋軸直角方向)

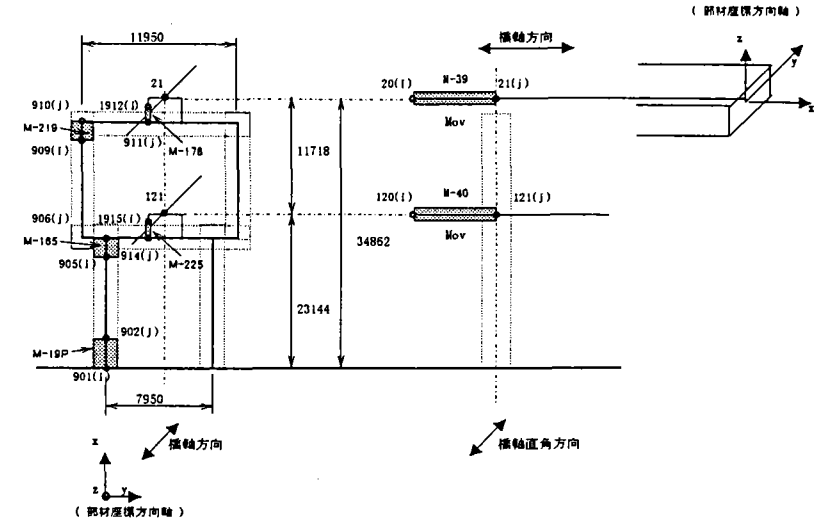
箇所	部材番号 Member NO.	軸力		yせん断力		zせん断力		xモーメント		I端yモーメント		I端zモーメント		J端yモーメント		J端zモーメント	
		N(t)	Qy(t)	Qz(t)	Mx(t*cm)	My(t*cm)	Mz(t*cm)	My(t*cm)	Mz(t*cm)	My(t*cm)	Mz(t*cm)	My(t*cm)	Mz(t*cm)	My(t*cm)	Mz(t*cm)		
上部構造	13	<+>	0	190	0	189	0	3,139	0	1,714	0	0	1,714	0	0		
	<->	-0	-310	-0	-162	-0	-4,761	-0	-1,475	-0	-0	-0	-1,475	-0	-0		
下部構造	14	<+>	0	159	0	156	0	3,228	0	1,605	0	0	1,605	0	0		
	<->	-0	-238	-0	-110	-0	-4,090	-0	-1,542	-0	-0	-0	-1,542	-0	-0		
上部柱	140	<+>	544	223	39	203	12	1,136	130	1,339	130	130	1,339	130	130		
	<->	-392	-313	-48	-255	-14	-805	-105	-1,888	-105	-105	-105	-1,888	-105	-105		
下部柱	129	<+>	1,900	380	65	198	116	535	78	1,438	78	78	1,438	78	78		
	<->	-1,356	-459	-81	-247	-92	-525	-63	-1,574	-63	-63	-63	-1,574	-63	-63		
橋脚下端	7P	<+>	1,900	-65	-386	198	651	2,792	570	2,310	570	570	2,310	570	570		
	<->	-1,357	81	462	-247	-812	-3,544	-712	-2,967	-712	-712	-712	-2,967	-712	-712		

■ 断面力一覧表

P38橋脚



P39橋脚



<< 最大断面力 >> — (橋軸方向)

箇所	部材番号 Member NO.	軸力 N(t)	yせん断力 Qv(t)	zせん断力 Qz(t)	xモーメント Mx(t*cm)	I端yモーメント IMy(t*cm)	I端zモーメント IMz(t*cm)	J端yモーメント JMy(t*cm)	J端zモーメント JMz(t*cm)
上部構造	29	213	0	17	0	519	0	663	0
		-199	-0	-15	-0	-595	-0	-556	-0
下部構造	30	188	0	58	0	1,110	0	1,452	0
		-184	-0	-52	-0	-1,197	-0	-1,423	-0
橋脚	158	26	2	18	25	63	29	0	32
		-22	-3	-18	-27	-62	-25	-0	-38
	147	35	2	358	30	1,494	14	690	19
		-33	-1	-359	-28	-1,550	-15	-631	-17
橋脚下端	13P	35	-378	-2	30	7,564	10	6,903	8
		-33	393	1	-28	-7,664	-9	-6,975	-7

<< 最大断面力 >> — (橋軸方向)

箇所	部材番号 Member NO.	軸力 N(t)	yせん断力 Qv(t)	zせん断力 Qz(t)	xモーメント Mx(t*cm)	I端yモーメント IMy(t*cm)	I端zモーメント IMz(t*cm)	J端yモーメント JMy(t*cm)	J端zモーメント JMz(t*cm)
上部構造	39	27	0	28	0	428	0	0	0
		-25	-0	-28	-0	-427	-0	-0	-0
下部構造	40	23	0	75	0	1,161	0	0	0
		-23	-0	-75	-0	-1,168	-0	-0	-0
橋脚	178	14	2	11	3	18	15	0	18
		-14	-2	-9	-4	-22	-15	-0	-18
	165	39	1	20	1	139	10	130	16
		-40	-1	-20	-1	-168	-14	-107	-12
橋脚下端	19P	39	-40	-1	1	688	9	619	7
		-40	51	1	-1	-747	-6	-658	-5

<< 最大断面力 >> — (橋軸直角方向)

箇所	部材番号 Member NO.	軸力 N(t)	yせん断力 Qv(t)	zせん断力 Qz(t)	xモーメント Mx(t*cm)	I端yモーメント IMy(t*cm)	I端zモーメント IMz(t*cm)	J端yモーメント JMy(t*cm)	J端zモーメント JMz(t*cm)
上部構造	29	0	290	0	64	0	2,814	0	612
		-0	-278	-0	-60	-0	-3,018	-0	-709
下部構造	30	0	222	0	39	0	2,859	0	602
		-0	-319	-0	-35	-0	-3,253	-0	-634
橋脚	158	685	315	5	44	43	1,233	26	2,049
		-559	-382	-5	-44	-42	-981	-25	-2,533
	147	2,998	485	33	174	117	3,409	196	3,560
		-2,233	-669	-33	-173	-116	-2,403	-198	-5,012
橋脚下端	13P	3,006	-35	-514	174	445	5,750	383	4,852
		-2,233	35	745	-173	-443	-8,211	-381	-6,906

<< 最大断面力 >> — (橋軸直角方向)

箇所	部材番号 Member NO.	軸力 N(t)	yせん断力 Qv(t)	zせん断力 Qz(t)	xモーメント Mx(t*cm)	I端yモーメント IMy(t*cm)	I端zモーメント IMz(t*cm)	J端yモーメント JMy(t*cm)	J端zモーメント JMz(t*cm)
上部構造	39	0	161	0	88	0	2,503	0	1
		-0	-180	-0	-131	-0	-2,796	-0	-1
下部構造	40	0	201	0	64	0	3,111	0	1
		-0	-141	-0	-82	-0	-2,182	-0	-1
橋脚	178	320	244	0	0	0	897	0	1,396
		-324	-233	-0	-0	-0	-909	-0	-1,364
	165	1,897	396	0	0	0	2,873	0	3,300
		-1,722	-455	-0	-0	-0	-2,509	-0	-3,784
橋脚下端	19P	1,899	-0	-425	0	0	4,916	0	4,172
		-1,724	0	484	-0	-0	-5,616	-0	-4,769

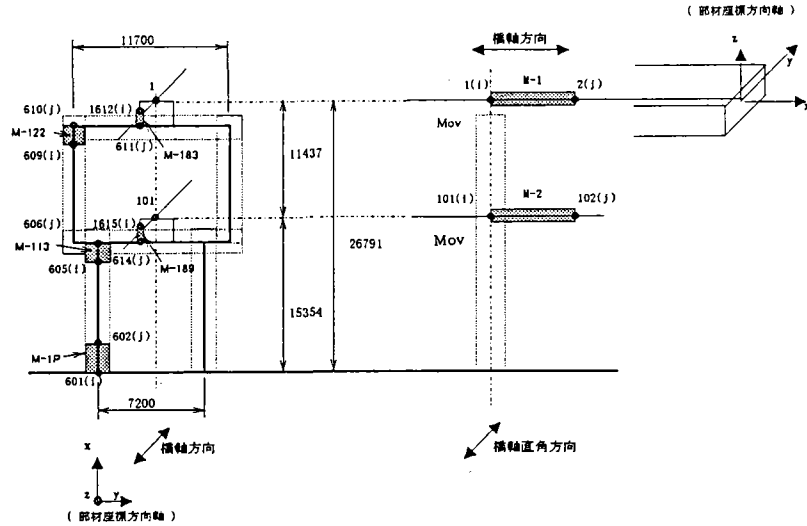


(e) 直線橋モデルの断面力応答

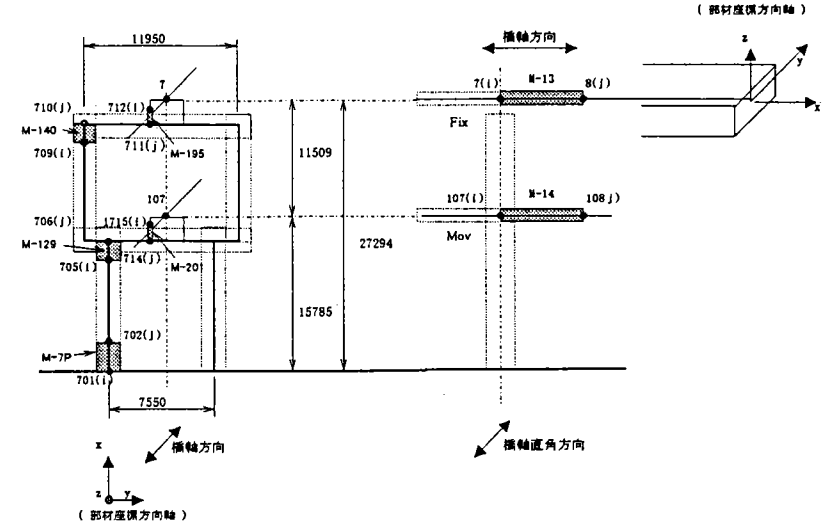
■ 断面力一覧表

(上下動を考慮した場合)

P36橋脚



P37橋脚



<< 最大断面力 >> — (橋軸方向)

箇所	部材番号 Member NO.	軸力 N(t)	yせん断力 Qy(t)	zせん断力 Qz(t)	xモーメント Mx(t*mm)	I端yモーメント IMy(t*mm)	I端zモーメント IMz(t*mm)	J端yモーメント JMv(t*mm)	J端zモーメント JMz(t*mm)
上部構造	1	17	0	115	0	0	0	1,135	1
		-17	-0	-106	-0	-0	-0	-1,235	-0
下部構造	2	17	0	92	0	0	0	1,245	0
		-18	-0	-116	-0	-0	-0	-990	-1
橋脚	122	59	6	16	6	34	62	0	69
		-54	-6	-17	-6	-32	-37	-0	-74
	113	91	4	26	3	244	20	181	30
		-106	-3	-28	-3	-233	-23	-192	-27
橋脚下端	1P	91	-28	-4	3	508	14	473	10
		-106	32	3	-3	-521	-13	-485	-9

<< 最大断面力 >> — (橋軸方向)

箇所	部材番号 Member NO.	軸力 N(t)	yせん断力 Qy(t)	zせん断力 Qz(t)	xモーメント Mx(t*mm)	I端yモーメント IMy(t*mm)	I端zモーメント IMz(t*mm)	J端yモーメント JMv(t*mm)	J端zモーメント JMz(t*mm)
上部構造	13	501	0	146	1	2,902	1	2,242	1
		-468	-0	-131	-0	-3,319	-1	-1,698	-1
下部構造	14	208	0	154	0	3,093	1	1,301	1
		-211	-0	-183	-0	-2,444	-1	-1,391	-1
橋脚	140	143	19	352	237	1,448	173	512	213
		-141	-18	-376	-222	-1,357	-171	-547	-216
橋脚	129	265	10	356	55	5,854	58	4,632	80
		-298	-11	-380	-59	-5,487	-55	-4,945	-85
橋脚下端	7P	265	-356	-10	55	8,562	36	8,117	22
		-298	380	11	-59	-9,132	-38	-8,657	-24

<< 最大断面力 >> — (橋軸直角方向)

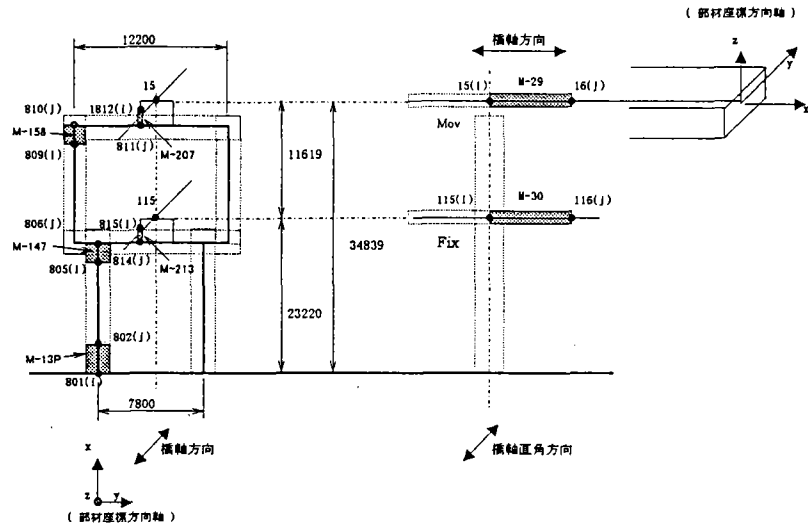
箇所	部材番号 Member NO.	軸力 N(t)	yせん断力 Qy(t)	zせん断力 Qz(t)	xモーメント Mx(t*mm)	I端yモーメント IMy(t*mm)	I端zモーメント IMz(t*mm)	J端yモーメント JMv(t*mm)	J端zモーメント JMz(t*mm)
上部構造	1	1	181	91	78	0	1	1,100	1,951
		-1	-174	-102	-72	-0	-1	-980	-1,873
下部構造	2	1	115	84	68	0	0	1,051	1,236
		-1	-173	-98	-52	-0	-1	-901	-1,859
橋脚	122	272	232	0	0	715	0	1,229	1,229
		-293	-217	-0	-0	-765	-0	-1,148	-1,148
橋脚	113	1,184	318	0	0	861	0	1,417	1,417
		-1,209	-329	-0	-0	-784	-0	-1,515	-1,515
橋脚下端	1P	1,184	-0	-320	0	2,479	0	2,079	2,079
		-1,209	0	320	-0	-2,522	-0	-2,109	-2,109

<< 最大断面力 >> — (橋軸直角方向)

箇所	部材番号 Member NO.	軸力 N(t)	yせん断力 Qy(t)	zせん断力 Qz(t)	xモーメント Mx(t*mm)	I端yモーメント IMy(t*mm)	I端zモーメント IMz(t*mm)	J端yモーメント JMv(t*mm)	J端zモーメント JMz(t*mm)
上部構造	13	3	190	122	189	2,700	3,139	1,239	1,714
		-4	-310	-124	-162	-2,474	-4,761	-1,381	-1,475
下部構造	14	2	159	113	155	2,586	3,226	1,183	1,606
		-3	-238	-120	-110	-2,347	-4,090	-1,310	-1,542
橋脚	140	524	220	39	203	16	1,111	130	1,314
		-397	-311	-48	-255	-16	-786	-105	-1,857
橋脚	129	1,872	385	65	198	116	529	84	1,472
		-1,296	-461	-80	-247	-91	-548	-71	-1,580
橋脚下端	7P	1,873	-65	-390	198	650	2,806	569	2,319
		-1,297	80	464	-247	-808	-3,552	-707	-2,971

■ 断面力一覧表

P38橋脚



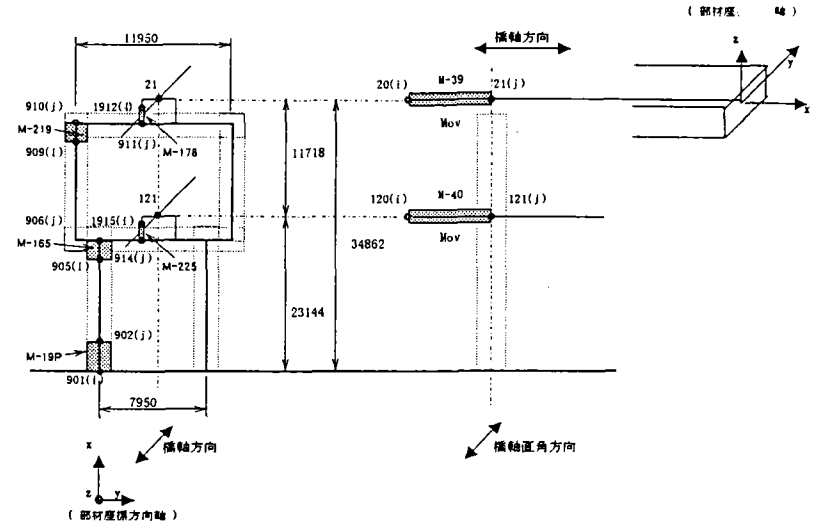
<< 最大断面力 >> — (橋脚方向)

箇所	部材番号 Member NO.	軸力 N(t)	yせん断力 Qy(t)	zせん断力 Qz(t)	xモーメント Mx(t*mm)	I端yモーメント IMy(t*mm)	I端zモーメント IMz(t*mm)	J端yモーメント JMy(t*mm)	J端zモーメント JMz(t*mm)
上部構造	上層支点部 29	<+>	212	0	112	0	2,181	1	1,309
		<->	-199	-0	-119	-0	-2,357	-2	-1,213
下部構造	下層支点部 30	<+>	190	0	104	0	2,315	2	1,865
		<->	-185	-0	-114	-0	-2,508	-2	-1,651
橋脚	上層柱天端 158	<+>	128	15	18	25	64	139	0
		<->	-117	-16	-19	-27	-63	-129	-0
	下層柱天端 147	<+>	233	4	361	30	1,523	45	696
		<->	-234	-5	-365	-28	-1,563	-42	-648
橋脚下端 13P	<+>	234	-381	-4	30	7,622	29	6,956	
	<->	-234	400	5	-28	-7,786	-30	-7,087	

<< 最大断面力 >> — (橋脚直角方向)

箇所	部材番号 Member NO.	軸力 N(t)	yせん断力 Qy(t)	zせん断力 Qz(t)	xモーメント Mx(t*mm)	I端yモーメント IMy(t*mm)	I端zモーメント IMz(t*mm)	J端yモーメント JMy(t*mm)	J端zモーメント JMz(t*mm)
上部構造	上層支点部 29	<+>	290	112	64	2,259	2,814	1,112	613
		<->	-2	-278	-117	-60	-2,227	-3,018	-1,086
下部構造	下層支点部 30	<+>	3	223	105	39	2,132	2,861	1,079
		<->	-2	-319	-110	-35	-2,122	-3,254	-1,029
橋脚	上層柱天端 158	<+>	699	317	7	44	44	1,251	2,065
		<->	-569	-384	-6	-44	-45	-989	-25
	下層柱天端 147	<+>	3,040	486	33	174	129	3,395	207
		<->	-2,241	-668	-35	-173	-133	-2,411	-200
橋脚下端 13P	<+>	3,049	-35	-515	174	441	5,754	379	
	<->	-2,241	37	744	-173	-511	-8,203	-447	

P39橋脚



<< 最大断面力 >> — (橋脚方向)

箇所	部材番号 Member NO.	軸力 N(t)	yせん断力 Qy(t)	zせん断力 Qz(t)	xモーメント Mx(t*mm)	I端yモーメント IMy(t*mm)	I端zモーメント IMz(t*mm)	J端yモーメント JMy(t*mm)	J端zモーメント JMz(t*mm)
上部構造	上層支点部 39	<+>	27	0	72	0	1,178	1	0
		<->	-25	-0	-75	-0	-1,112	-1	-0
下部構造	下層支点部 40	<+>	23	0	96	0	1,390	2	0
		<->	-23	-0	-90	-0	-1,491	-2	-0
橋脚	上層柱天端 178	<+>	40	4	11	3	18	42	0
		<->	-37	-5	-9	-4	-22	-40	-0
	下層柱天端 165	<+>	71	1	20	1	139	14	130
		<->	-77	-1	-20	-1	-168	-16	-107
橋脚下端 19P	<+>	71	-40	-1	1	688	11	619	
	<->	-77	51	1	-1	-747	-10	-658	

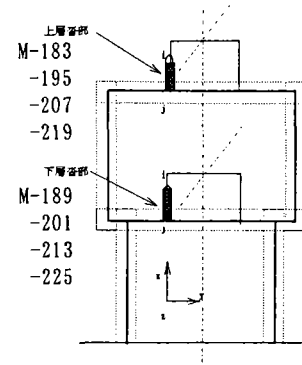
<< 最大断面力 >> — (橋脚直角方向)

箇所	部材番号 Member NO.	軸力 N(t)	yせん断力 Qy(t)	zせん断力 Qz(t)	xモーメント Mx(t*mm)	I端yモーメント IMy(t*mm)	I端zモーメント IMz(t*mm)	J端yモーメント JMy(t*mm)	J端zモーメント JMz(t*mm)
上部構造	上層支点部 39	<+>	0	161	70	88	1,039	2,503	0
		<->	-0	-180	-67	-131	-1,079	-2,796	-0
下部構造	下層支点部 40	<+>	1	201	66	64	1,006	3,112	0
		<->	-1	-141	-65	-82	-1,020	-2,184	-0
橋脚	上層柱天端 178	<+>	330	246	0	0	0	909	0
		<->	-344	-234	-0	-0	-0	-931	-0
	下層柱天端 165	<+>	1,916	396	0	0	0	2,869	0
		<->	-1,766	-455	-0	-0	-0	-2,517	-0
橋脚下端 19P	<+>	1,919	-0	-426	0	0	4,921	0	
	<->	-1,769	0	484	-0	-0	-5,613	-0	

(f) 支承部の応答

■ 各モデルごとの支承部断面力一覧表

ヶ-λNo.	項目	入力波	入力波方向		
			E-W (橋軸方向)	N-S (直角方向)	U-D (鉛直方向)
1	3次元・曲線骨組	2方向同時	○	○	
2	"	3方向同時	○	○	○
3	3次元・直線骨組	1方向	○		
4	"	"		○	
5	3次元・直線骨組	2方向同時	○		○
6	"	"		○	○



ヶ-λ No.	項目	P36脚						P37脚						P38脚						P39脚						
		部材 : M-183			部材 : M-189			部材 : M-195			部材 : M-201			部材 : M-207			部材 : M-213			部材 : M-219			部材 : M-225			
		軸力	せん断力		軸力	せん断力		軸力	せん断力		軸力	せん断力		軸力	せん断力		軸力	せん断力		軸力	せん断力		軸力	せん断力		
	N (tf)	Qy (tf)	Qz (tf)	N (tf)	Qy (tf)	Qz (tf)	N (tf)	Qy (tf)	Qz (tf)	N (tf)	Qy (tf)	Qz (tf)	N (tf)	Qy (tf)	Qz (tf)	N (tf)	Qy (tf)	Qz (tf)	N (tf)	Qy (tf)	Qz (tf)	N (tf)	Qy (tf)	Qz (tf)		
1	3次元曲線骨組	< + >	88	140	1	71	128	0	339	293	418	293	248	0	429	366	0	354	292	291	112	115	0	99	71	0
		< - >	-101	-119	-0	-70	-106	-0	-486	-198	-290	-298	-168	-0	-588	-294	-0	-456	-230	-414	-127	-101	-0	-127	-53	-0
2	3次元曲線骨組	< + >	81	165	1	40	133	0	394	343	421	340	252	0	467	370	0	428	303	289	122	149	0	96	78	0
		< - >	-96	-136	-1	-73	-100	-0	-539	-256	-287	-307	-162	-0	-588	-306	-0	-425	-232	-417	-108	-103	-0	-82	-112	-0
3	3次元直線骨組 (橋軸方向)	< + >	17	0	0	31	0	0	13	0	341	47	0	0	26	0	0	29	0	322	14	0	0	37	0	0
		< - >	-19	-0	-0	-32	-0	-0	-16	-0	-365	-45	-0	-0	-22	-0	-0	-27	-0	-327	-14	-0	-0	-38	-0	-0
4	3次元直線骨組 橋軸直角方向	< + >	110	103	0	91	88	0	481	291	220	372	206	0	580	347	0	476	304	146	131	125	0	128	131	0
		< - >	-107	-135	-0	-68	-53	-0	-357	-208	-278	-367	-197	-0	-475	-289	-0	-341	-220	-142	-113	-142	-0	-89	-102	-0
5	3次元直線骨組 (橋軸方向)	< + >	59	0	0	46	0	0	142	0	342	129	0	0	127	0	0	107	0	324	39	0	0	45	0	0
		< - >	-54	-0	-0	-58	-0	-0	-141	-0	-365	-161	-0	-0	-116	-0	-0	-120	-0	-331	-37	-0	-0	-48	-0	-0
6	3次元直線骨組 橋軸直角方向	< + >	79	89	0	61	87	0	460	273	220	394	206	0	592	358	0	509	302	146	116	138	0	116	130	0
		< - >	-85	-129	-0	-70	-54	-0	-373	-253	-278	-325	-199	-0	-485	-298	-0	-400	-223	-142	-107	-167	-0	-90	-103	-0

(3) 解析結果に基づく応答比較

以上の解析結果より、鉛直地震動の影響、曲線モデルと直線モデルのモデル化の差異の2点について比較する。

(a) 鉛直地震動の影響

直線モデルに対して、鉛直地震動を入力した場合としない場合について、支承部と橋脚の柱基部に着目した応答値の比較を図 2.2.10、図 2.2.11、図 2.2.12、表 2.2.5 に示す。

鉛直地震動による影響は主に、上部構造の曲げ振動に起因して発生し、支承部では鉛直方向反力、橋脚基部は軸力に変動が生じる。上部構造の曲げ振動を支配する振動モードは図 2.2.8、図 2.2.9 に示す鉛直方向1次、2次、3次、橋軸方向3次であり、固有周期としては概ね、0.7~1.1秒の範囲である。図 2.2.14 には鉛直地震動による加速度応答スペクトルを併記しているが、これより鉛直地震動については短周期領域での加速度応答スペクトルが大きく(1000gal 前後)、当該橋の主要な曲げ固有周期領域においては応答値は 300gal 程度であることが分かる。

図 2.2.10、図 2.2.11、図 2.2.12 は P37 橋脚と P38 橋脚について、支承部の鉛直反力、橋軸方向せん断力、橋軸直角方向せん断力について応答波形を重ねて示したもので、太線が鉛直動を考慮した場合、細線は考慮しない場合である。図より、鉛直反力の差異が顕著であることが分かる。

表 2.2.5 は支承部と橋脚の柱基部について、増加した鉛直方向力の値を示している。表中より、橋脚の柱基部の軸力は上下層支承部の鉛直反力を加算した値となっていることが分かる。

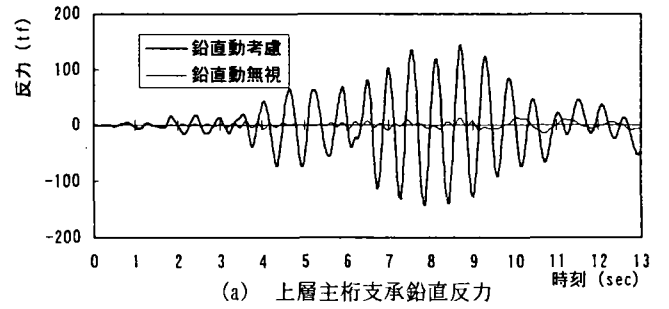
表 2.2.5 鉛直地震動による影響

支承部 (t)				
増加鉛直反力	P36	P37	P38	P39
上層主桁	42/-35	129/-125	101/-94	25/-23
下層主桁	15/-26	82/-116	78/-93	8/-10

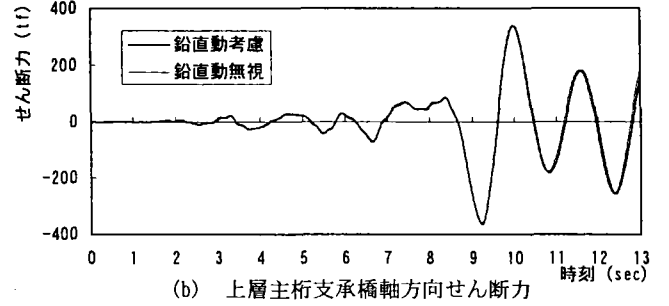
(押し込み側反力/浮き上がり側反力)

橋脚基部 (t)				
増加鉛直軸力	P36	P37	P38	P39
橋脚基部	56/-69	217/-252	199/-201	32/-36

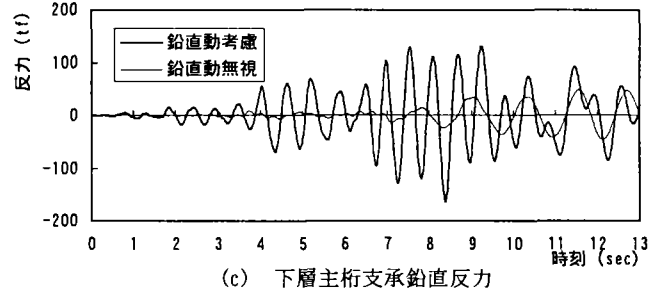
(押し込み側軸力/浮き上がり側軸力)



(a) 上層主桁支承鉛直反力

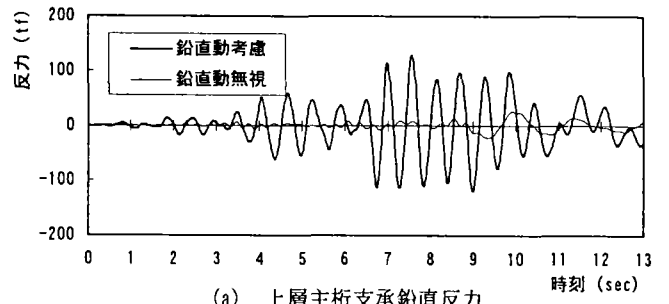


(b) 上層主桁支承橋軸方向せん断力

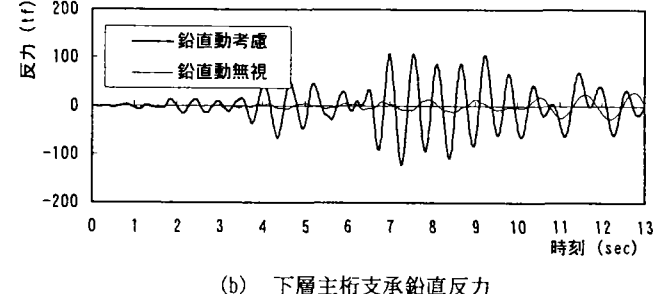


(c) 下層主桁支承鉛直反力

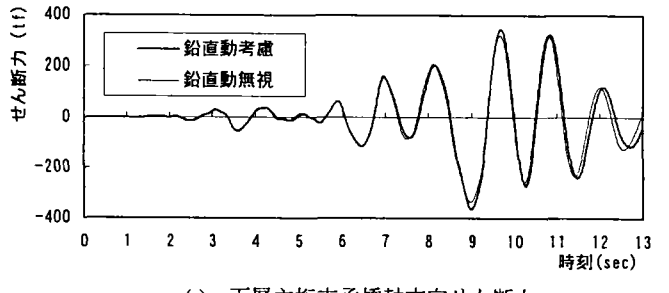
図 2.2.10 P37橋脚支承反力(橋軸方向入力)



(a) 上層主桁支承鉛直反力

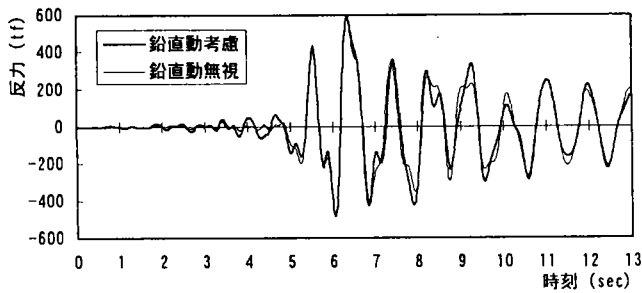


(b) 下層主桁支承鉛直反力

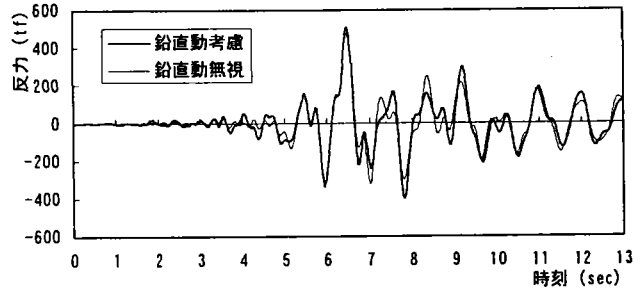


(c) 下層主桁支承橋軸方向せん断力

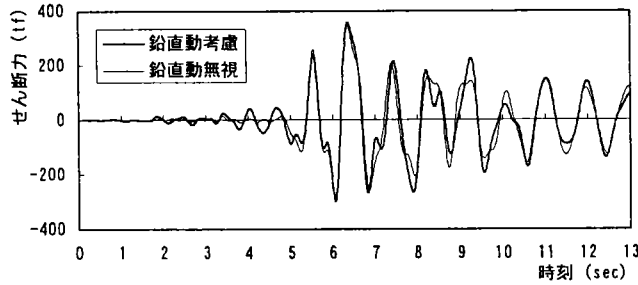
図 2.2.11 P38橋脚支承反力(橋軸方向入力)



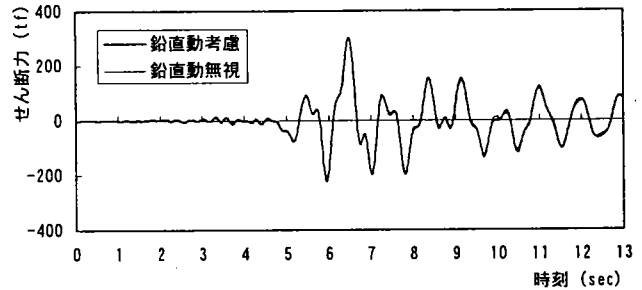
(a) 上層主桁支承鉛直反力



(c) 下層主桁支承鉛直反力



(b) 上層主桁支承橋軸直角方向せん断力



(d) 下層主桁支承橋軸直角方向せん断力

図 2.2.12 P38橋脚支承反力 (橋軸直角方向入力)

表 2.2.6 直線モデルと曲線モデルの応答比較

橋脚基部での断面力比較		P37						P38						
		N	QY	QZ	MX	MY	MZ	N	QY	QZ	MX	MY	MZ	
曲線モデル		1374	-383	-372	212	8797	2730	2117	-397	-508	189	7843	5596	
		-2003	358	501	-216	-9025	-3809	-2984	428	710	-179	-8052	-7843	
直線モデル	橋軸		48	-356	-3	55	8554	12	35	-378	-2	30	7564	10
			-46	381	4	-59	-9152	-16	-33	393	1	-28	-7664	-9
	橋直		1900	-65	-386	198	651	2792	3006	-35	514	174	445	5750
			-1357	81	462	-247	-812	-3544	-2233	35	745	-173	-443	-8211

N : 軸力

MX : ねじりモーメント

QZ : 橋軸直角方向せん断力

QY : 橋軸方向せん断力

MY : 橋軸方向曲げモーメント

MZ : 橋軸直角方向曲げモーメント

(b) 直線モデルと曲線モデルの応答比較

解析モデルは3次元の立体骨組モデルを採用し、当該橋梁の平面形状を忠実に考慮した曲線骨組みモデル (R=1000M) と、橋梁の特徴的振動特性を見極めるために敢えて直線に置換したモデルの2ケースについて解析を実行している。表 2.2.6 に橋脚基部位置での、直線モデルと曲線モデルの応答比較結果を示す。ここに、直線モデルは橋軸方向および橋軸直角方向別々に水平地

震動を入力した結果のそれぞれ最大応答値であり、鉛直地震動の影響は含まない。

表中の直線モデルの着色箇所は支配的な橋軸および橋軸直角方向の断面力応答値を示している。

当該橋においては、平面形状を表す曲率半径の値が大きく、このため直線モデルと曲線モデルによる顕著な応答の差は生じていないことが分かる。

#### (4) 解析結果に基づく被災推定

当該橋梁の被災は橋軸直角方向地震動による損傷が主体を占めている点に特徴がある。

- ・上下層の上部構造が、支承取り付け部の損壊を契機に下部構造との拘束から開放され、橋軸直角方向に P36 橋脚側は海側に 190cm(40cm)、P39 橋脚側は山側に 135cm(33cm) 各々水平移動し、その位置で変位が残留。  
( ) : 下層主桁の移動量
- ・鋼製橋脚の脚柱基部において、橋軸方向腹板を代表とする局部座屈が発生。

以下、解析結果を参考に、前述の特徴的な損傷に対する発生メカニズムの推定を行う。

・なぜ、36 橋脚側と P39 橋脚側の上部構造が橋軸直角方向に対して、逆方向に水平移動し残留したのか？

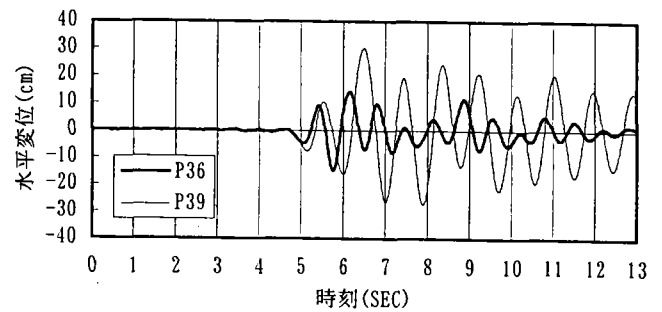
P36, P37 橋脚部と P38, P39 橋脚部とは橋脚高が 7~8m 程度相異なる。この影響で、橋軸直角方向において低い側と高い側の橋脚部それぞれが独立に水平方向に変形する振動モードを形成。図 2.2.8、図 2.2.9 に示すシミュレーション結果では、P38, P39 橋脚部が変形する一次モードの固有周期は 0.95 秒、P36, P37 橋脚側が変形する三次モードの固有周期は 0.67 秒である。

この結果、P36, P37 橋脚部と P38, P39 橋脚部とで入力地震動による橋軸直角方向の応答に差が発生し、各橋脚の水平変位の大きなずれが、平面的に上部構造がツイストする水平移動を誘発したと考えられる。

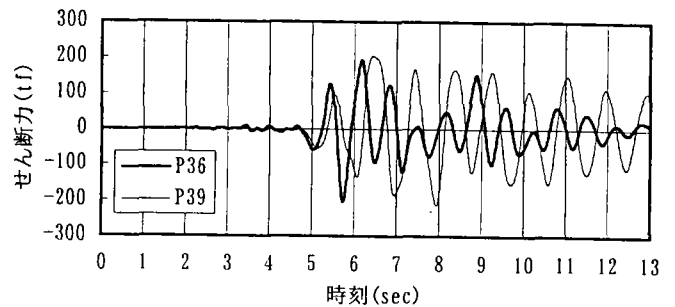
この挙動は図 2.2.13 に示す、橋梁の両桁端部の P36 橋脚と P39 橋脚の上層桁支承部の動的応答からも確認できる。この図は橋軸直角方向に加震した場合の支承部の応答を、水平変位、せん断力、鉛直反力について時間領域で示したものであり、太線が P36 橋脚を細線が P39 橋脚の応答を示す。

図より、いずれの応答も両端部の橋脚においては位相差が発生していることが分かる。特に 6~7 秒前後の大振幅となった時刻においては明確な位相のずれを伴っており、この解析結果より上部構造が逆方向に水平変位した状況が推察できる。さらに上部構造が橋軸直角方向に水平変位し残留した震災時の状況や支承に作用した鉛直反力やせん断力の値と設計時の値(表 4.1.1)から

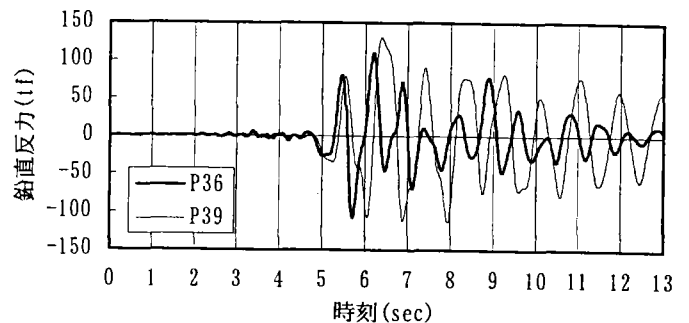
推定すると、この時刻に、P36 橋脚および P39 橋脚上の支承の破損(セットボルトの破壊など)が極めて短時間のタイムラグの中で進行したと思われる。



(a) 水平変位



(b) せん断力



(c) 鉛直反力

図 2.2.13 P36, P39 橋脚上層桁支承部の橋軸直角方向の応答比較

・なぜ、橋軸直角方向に対する被災が顕著であったか？

シミュレーションにおいては、東神戸大橋位置の観測水平二方向加速度波(N78W 方向, N168E 方向)を入力した。ここで、図 2.2.14 に示す地震波の加速度応答スペクトル図より、0.5~1.0 秒間の周期帯において N168E 方向(橋軸直角方向に入力)地震波の加速度応答スペク

トルが N78W 方向（橋軸方向に入力）地震波の値に対して 2 倍程度卓越していることが分かる。

この検討に採用した地震動と同様な特性を有する入力波が当該橋に作用したとすれば、主要周期帯領域での応答加速度は橋軸方向に比べはるかに上回っていたものと考えられ、この結果が橋軸直角方向に対して特徴的被災をもたらしたものと思われる。

この点を確認するため、図 2.2.15、図 2.2.16 に上層桁部に存在する支承の作用反力波形を示した。図 2.2.15 は固定支承を有する P37 橋脚に着目したもので、橋軸直角方向水平地震動によるせん断力 ( $Q_Y$ ) と鉛直反力 ( $R_{TY}$ )、橋軸方向水平地震動によるせん断力 ( $Q_Z$ ) さらに鉛直地震動による鉛直反力 ( $R_{TZ}$ ) を時刻歴にて重ねて表示したものである。この図より、最大応答値は橋軸直角方向に作用した水平地震動により発生し、6 秒前後において特に励起されていることが確認できる。また水平二方向と鉛直方向の入力波による最大応答値の発生時刻の同時性も存在しない。以上から、支承の損傷は橋軸直角方向地震動により発生した可能性が高いと思われる。

図 2.2.16 は、橋軸直角方向に作用した水平地震動によるせん断力と鉛直反力を P36、P37、P38、P39 橋脚について比較したものである。作用力の応答値は中間橋脚が大きく、特に P38 橋脚が最大である。また各橋脚において 6 秒付近での顕著な位相差の発生も確認できる。

ただ、どの橋脚の支承が先行してダメージを受けたかについては個々に有する支承耐荷力が関連するためここでの断定は避けた。

**・橋システムの損傷メカニズムを敢えて推定すると...**

step-1: 橋軸直角方向に作用した水平地震動により、橋脚基部の鋼断面部に局部座屈が発生。同じく、支承部の取り付けボルトもこの地震力で破断。この状況は図 2.2.17 よりある程度の推定が可能である。

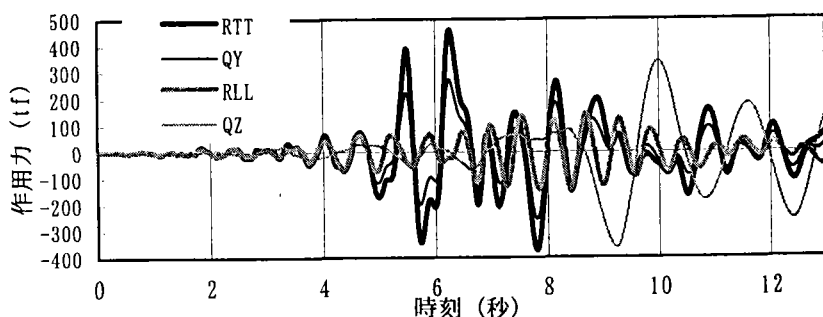


図 2.2.15 P37橋脚上層桁部支承反力

図 2.2.17 は P37 橋脚における脚柱基部と上層桁部支承の断面力を比較したもので、この図から脚柱基部は橋軸直角方向水平動により 6 秒付近で、また橋軸方向水平動により 9~10 秒で最大応答を生じている。一方、支承部は橋軸直角方向水平動により 6 秒付近で最大値を示している。この点から、先ず橋軸直角方向水平動により、橋脚基部の座屈と支承の損傷がわずかな時間差で発生したものと推定できよう。

step-2: 支承取り付け部の損傷により、桁が支承部からはずれ、上部構造は支承あるいは伸縮継手などと衝突しながら橋脚の梁天端上を交番的に水平移動。この過程で、衝突や摩擦履歴減衰により地震動のエネルギー吸収が行われたと推定される。上部構造は、上層部は梁部橋軸直角方向の桁掛かり長が十分確保されていたこと、また下層部は左右の脚柱が変位を拘束した結果、幸いにも落橋を免れた。

step-3: 脚柱基部に発生した損傷は、その後の上部構造慣性力の伝達が支承取り付け部の損壊により遮断された結果、図 2.2.17 (a) に示す 10 秒付近の橋軸方向曲げモーメントなどによるダメージの進展が回避され、比較的軽微な被災に留まった。

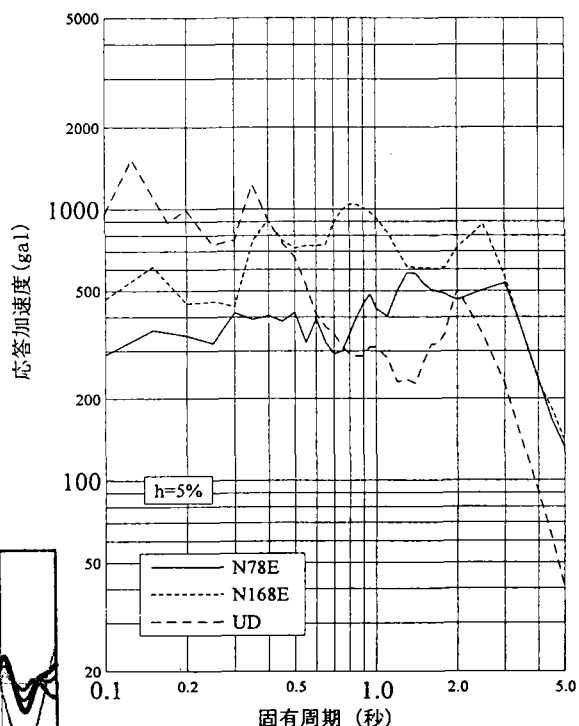
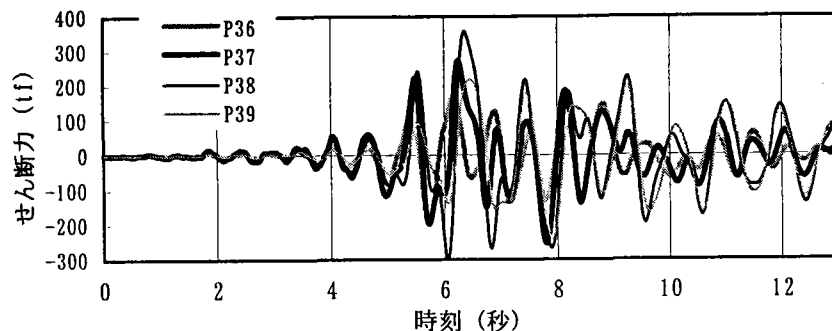
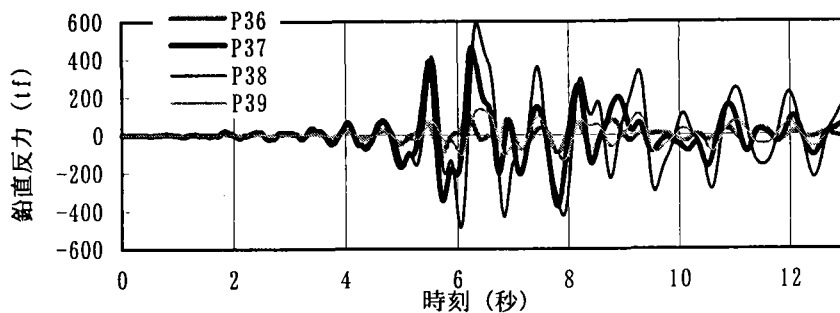


図 2.2.14 東神戸大橋観測地震波  
加速度応答スペクトル図

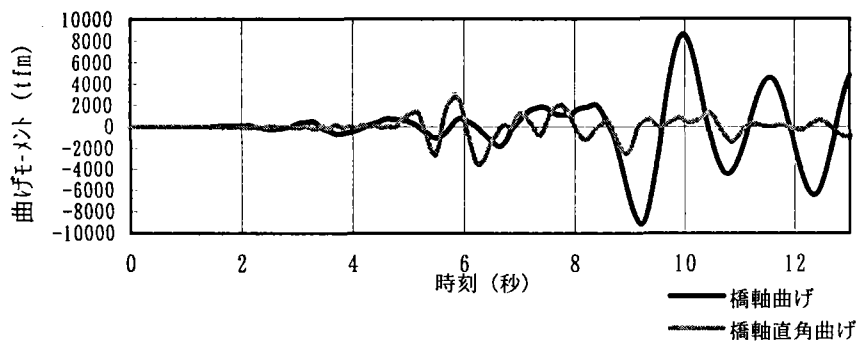


(a) 橋軸直角方向のせん断力

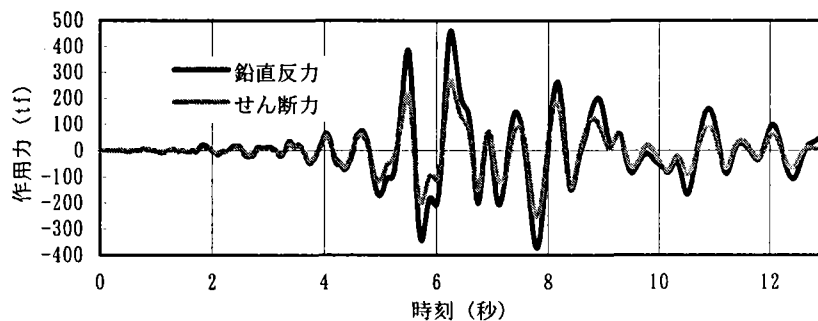


(b) 橋軸直角方向の鉛直反力

図 2. 2. 16 橋軸直角方向水平地震動による上層桁部支承反力



(a) P 3 7 橋脚 橋脚基部曲げモーメント



(b) P 3 7 橋脚 上層桁部支承 橋軸直角方向反力

図 2. 2. 17 橋脚基部と上層桁部支承の断面力比較



### 3章 橋脚の損傷推定

#### 3.1 応力度の算定

##### 3.1.1 最大応力

ここでは、上下動を考慮した動的解析の断面力を用いて橋脚基部の最大発生応力を求める。各橋脚の断面サイズは基本設計時の剛度を参考とし周辺の部材から推定した。

各橋脚基部の断面は次の通りである。尚、横リブ間隔については一般的に2 m程度であることから2 mとした。

- ・ P 3 6 橋脚
  - 2-Flg 2000×15 4-FRib 180×14 SS400
  - 2-Web 2200×12 4-WRib 180×14 SS400
- ・ P 3 7 橋脚
  - 2-Flg 2800×20 5-FRib 180×14 SS400
  - 2-Web 2200×32 4-WRib 180×14 SS400
- ・ P 3 8 橋脚
  - 2-Flg 2800×22 5-FRib 180×14 SS400
  - 2-Web 2200×34 4-WRib 160×13 SS400
- ・ P 3 9 橋脚
  - 2-Flg 2000×23 4-FRib 180×14 SS400
  - 2-Web 2000×26 4-WRib 160×13 SS400

最大応力の算出は道路橋示方書(H8.12)3.3により橋軸方向及び橋軸直角方向について行い、結果を表3.1.1にまとめた。

計算結果によると、橋軸直角方向に強い地震力を受けていることが解る。また、P37 橋脚と P38 橋脚は固定支承があるため、橋軸方向についても大きな応力が発生している。

最大発生応力度はどの橋脚についても許容応力度(1400kgf/cm<sup>2</sup>)をはるかにこえる応力が発生しており、P39 橋脚では基準降伏点である 2400 kgf/cm<sup>2</sup> の2倍以上の応力が発生したと考えられる。しかし、実際のP39 橋脚基部の損傷状況については、他の橋脚に比してほとんど被害が見られない。

実際の被災状況と計算結果の違いは、計算では橋の全体構造が地震の最後まで健全であるとの仮定で行っているが、実際には支承部が崩壊しており、その時点で上部工慣性力が下部工に伝達できなくなる。このためP39 橋脚では損傷を免れたのではないかと考えられる。このことから支承部の崩壊は橋脚に最大断面力を発生させる地震波が来るよりも早く崩壊したと予想できる。

表 3.1.1 橋脚断面力及び最大応力

橋脚基部最大断面力 (上下動考慮)

	箇所	軸力	yせん断力	zせん断力	xモーメント	yモーメント	zモーメント	最大応力	
		N(tf)	Qy(tf)	Qz(tf)	Mx(tf・m)	My(tf・m)	Mz(tf・m)	σ(kgf/cm <sup>2</sup> )	
橋軸方向	P36	<+>	91	-28	-4	3	508	14	505
		<->	-106	32	3	-3	-521	-13	660
	P37	<+>	265	-356	-10	55	8562	36	2986
		<->	-298	380	11	-59	-9132	-38	3408
	P38	<+>	234	-381	-4	30	7622	29	2503
		<->	-234	400	5	-28	-7786	-30	2722
P39	<+>	71	-40	-1	1	688	11	572	
	<->	-77	51	1	-1	-747	-10	713	
橋軸直角方向	P36	<+>	1184	0	-320	0	0	2479	1787
		<->	-1209	0	330	0	0	-2522	3497
	P37	<+>	1873	-65	-390	198	650	2806	1010
		<->	-1297	80	464	-247	-808	-3552	2586
	P38	<+>	3049	-35	-515	174	441	5754	1872
		<->	-2241	37	744	-173	-511	-8203	4964
P39	<+>	1919	0	-426	0	0	4921	2774	
	<->	-1769	0	484	0	0	-5613	5662	

### 3.2 橋脚板パネルの座屈耐力の評価

ここでは橋脚の座屈耐力の評価を行う。道路橋示方書で3.2.4に規定されている幅厚比は局部座屈のパラメータとして重要で、この値が小さいほど局部座屈は生じにくい。表3.2.1は当該橋脚基部の座屈パラメータを算出した物である。計算結果によるとどの橋脚も道路橋示方書の規定する縦補剛板幅厚比 Rf は 0.5 以

下を満足している。その他の座屈パラメーターも縦補剛材間パネル幅厚比 Rr は 0.5 程度、縦補剛材幅厚比 Rh は 0.7 と一般的な数値となる。P36 橋脚については Rr の値が 0.547 と少し大きめであるが、この橋脚については実際の断面はここでの仮定断面より安全側であったと思われる。

表 3.2.1 橋脚基部の座屈耐力

セクション番号	WEB				FLG			
	P36	P37	P38	P39	P36	P37	P38	P39
ヤング率	E	2.10E+06	2.10E+06	2.10E+06	2.10E+06	2.10E+06	2.10E+06	2.10E+06
ポアソン比	v	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
降伏応力度	$\sigma Y$	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400
ダイアフラム間隔	A	200.0	200.0	200.0	200.0	200.0	200.0	200.0
縦リブ間隔	at	200.0	200.0	200.0	200.0	200.0	200.0	200.0
補剛板全幅	B	200.0	220.0	200.0	200.0	200.0	200.0	200.0
補剛板板厚	t	20.0	22.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0
板の曲げ剛度	$D = E \cdot t^3 / (12(1 - v^2))$	1.3	3.2	3.4	1.6	1.5	2.0	2.3
縦補剛板縦幅比	$\alpha = A/B$	1.000	0.909	0.909	1.000	1.000	0.714	1.000
縦補剛板幅厚比	$\alpha l = at/B$	1.000	0.909	0.909	1.000	1.000	0.714	1.000
縦補剛材間パネル幅厚比	$\alpha p = at/bl$	5.000	4.545	4.545	5.000	5.000	4.286	5.000
縦リブ本数	n1	4	4	4	4	4	5	4
縦リブ間パネル数	n = n1 + 1	5	5	5	5	5	6	5
縦リブ間隔	bl = B/n	40	44	44	40	40	47	40
縦リブ幅	bl	18.0	18.0	18.0	18.0	18.0	18.0	18.0
縦リブ板厚	tl	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
縦リブ有効断面積	A1 = bl * tl	25.200	25.200	25.200	25.200	25.200	25.200	25.200
縦リブ断面二次モーメント	$I1 = tl^3 * bl^3 / 3 + bl * tl * (bl - tl/2)^2 + bl * tl^3 / 12$	2722	2722	2722	2722	2722	2722	2722
縦リブ剛比	$\gamma = E * I1 / (B * D)$	87.637	4.123	3.437	36.279	44.029	13.268	9.968
縦リブ断面積比	$\delta l = A1 / (B * t)$	0.097	0.036	0.034	0.079	0.084	0.045	0.041
縦リブ板厚	$t^* = t * A1 / bl$	1.930	3.773	3.973	2.230	2.130	2.540	2.930
縦補剛板限界幅厚比	$\alpha l0 = (1 + n * \gamma)^{0.25}$	4.292	2.156	2.065	3.675	3.856	2.996	2.793
	$kl1 = ((1/\alpha l) + \alpha l)^{2.5} / (\alpha l^{2.5} * n * \gamma / (1 + n * \delta l))$	230.489	24.579	21.251	133.019	157.850	126.378	97.713
	$kl2 = 2 * (1 - \sqrt{(1 + n * \gamma) / (1 + n * \delta l)})$	26.158	9.583	9.011	20.815	22.354	15.714	14.128
縦補剛板座屈係数	$kl = \text{if } \alpha l < \alpha l0 \text{ then 'kl1' else 'kl2'}$	230.489	24.579	21.251	133.019	157.850	126.378	97.713
縦補剛板幅厚比	$Rf = b / t * \sqrt{(\sigma Y / E * 12 * (1 - v^2) / \pi^2 / kp)}$	0.360	0.493	0.499	0.385	0.377	0.443	0.458
縦補剛材間パネル限界幅厚比	$\alpha p0 = 1$	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
	$kp1 = (1/\alpha p) + \alpha p$	27.040	22.710	22.710	27.040	27.040	20.422	27.040
	$kp2 = 4$	4.000	4.000	4.000	4.000	4.000	4.000	4.000
縦補剛材間パネル座屈係数	$kp = \text{if } \alpha p < \alpha p0 \text{ then 'kp1' else 'kp2'}$	4.000	4.000	4.000	4.000	4.000	4.000	4.000
縦補剛材間パネル幅厚比	$Rr = bl / t * \sqrt{(\sigma Y / E * 12 * (1 - v^2) / \pi^2 / kp)}$	0.547	0.244	0.230	0.444	0.474	0.415	0.377
縦リブ幅厚比	$Rh = bl / tl * \sqrt{(\sigma Y / E * 12 * (1 - v^2) / \pi^2 / 0.425)}$	0.701	0.701	0.701	0.701	0.701	0.701	0.701
基準耐荷力	$\sigma cr = \sigma Y * (1.5 - R)$ 但し $0.5 < R < 1.0$	2287	2417	2402	2533	2462	2537	2501
		1345	1421	1413	1490	1448	1492	1471
限界縦幅比	$\alpha l0 = (1 + n * \gamma)^{0.25}$	4.292	2.156	2.065	3.675	3.856	2.996	2.793
(縦リブ間隔による)	$\gamma l1 = 4 * \alpha l^{2.5} * n * (1 + n * \delta l) - (\alpha l^{2.5} + 1)^{2.5} / n$	28.892	18.820	18.646	27.075	27.600	15.171	14.870
	$\gamma l2 = 1/n * (2 * n^2 * (1 + n * \delta l) - 1)^{2.5}$	1072.349	671.414	659.268	943.395	979.800	1363.066	1310.309
縦リブ必要剛比	$\gamma l^* = \text{if } \alpha l < \alpha l0 \text{ then } \gamma l1 \text{ else } \gamma l2$	28.892	18.820	18.646	27.075	27.600	15.171	14.870
	$\gamma l / \gamma l^*$	2.341	0.219	0.184	1.340	1.595	0.875	0.670

#### 3.2.1 補剛板の基準耐荷力との比較

計算結果をもとに基準耐荷力と実応力度との比較を行う。表3.2.2は基準耐荷力と発生応力度をまとめたものであり、Mc/My は降伏時に対する比である。これによると、橋軸方向応力度については P36 および P39 橋脚は上下層とも固定支承がないために降伏応力度に対し、かなり小さい応力度しか発生しない事が解る。これに対し固定支承のある中間支点の橋脚は降伏応力度より大きな応力が発生していた事が予想できる。橋軸方向については降伏応力に対し最大で 2.36 倍の応力度が発生していたとの結果となった。またこの結果から今回の地震は本橋梁に対し橋軸直角方向に極めて強い地震力を与えていたであろうと思われる。

表 3.2.2 基準耐荷力と発生応力度の比較

		橋軸方向				
		P36	P37	P38	P39	
ヤング係数	E	2.10E+07	2.10E+06	2.10E+06	2.10E+06	
断面積	A	cm <sup>2</sup>	1.52E+03	2.98E+03	3.18E+03	1.96E+03
断面係数	Z	cm <sup>3</sup>	9.35E+04	2.87E+05	3.05E+05	1.16E+05
断面二次モーメント	I	cm <sup>4</sup>	9.35E+06	4.01E+07	4.27E+07	1.16E+07
降伏応力	$\sigma y$	kg/cm <sup>2</sup>	2400	2400	2400	2400
最大発生応力	$\sigma c$	kg/cm <sup>2</sup>	660	3421	2722	713
降伏モーメント	My	t*m	2243.04	6876.41	7311.63	2795.46
発生モーメント	Mc	t*m	616.84	9801.75	8292.61	830.48
Mc/My			0.2750	1.4254	1.1342	0.2971
		橋軸直角方向				
		P36	P37	P38	P39	
ヤング係数	E	2.10E+07	2.10E+06	2.10E+06	2.10E+06	
断面積	A	cm <sup>2</sup>	1.52E+03	2.98E+03	3.18E+03	1.96E+03
断面係数	Z	cm <sup>3</sup>	9.67E+04	1.57E+05	1.69E+05	1.31E+05
断面二次モーメント	I	cm <sup>4</sup>	9.67E+06	2.20E+07	2.36E+07	1.31E+07
降伏応力	$\sigma y$	kg/cm <sup>2</sup>	2400	2400	2400	2400
最大発生応力	$\sigma c$	kg/cm <sup>2</sup>	3497	2543	4964	5662
降伏モーメント	My	t*m	2320.16	3762.96	4045.63	3148.36
発生モーメント	Mc	t*m	3380.66	3987.17	8367.71	7427.50
Mc/My			1.4571	1.0596	2.0683	2.3592

### 3.2.2 橋脚の損傷推定

ここでは、これまでの計算結果を用いて橋脚の損傷推定を行う。方法は曲げモーメント  $M$  と回転角  $\theta$  の関係から地震による発生エネルギーを求める。次に耐力  $P$  と変位  $\delta$  の関係を示す包絡線に  $M-\theta$  関係から求めたエネルギーを置き換える事により当該橋脚が降伏変位に対して何倍程度の変位を示していたかを推定する。具体的には図 3.2.1 の斜線部  $A_m$  と図 3.2.2 の斜線部  $A_p$  の面積が等しくなる  $\delta$  を求める。

鋼製橋脚の水平耐力  $P$  ~ 変位  $\delta$  関係は幅厚比パラメータで整理された簡便法により求めるものとし、スケ

ルトンカーブの特性は以下のパラメータとする。

$$\delta_m = a \cdot \delta_y$$

$$P_m = b \cdot P_y$$

$$k_3 = -c \cdot k_1$$

それぞれのパラメータ  $a, b, c$  は幅厚比  $R_f$ , 細長比  $\lambda$  で表せるものでここでは実験研究により整理された以下の値を使用する。

$$a = 10^{(0.2233 - 0.5833 \times R_f)}$$

$$b = 1.4$$

$$c = 10^{(-0.5684 + 1.7920 \times \log(R_f))}$$

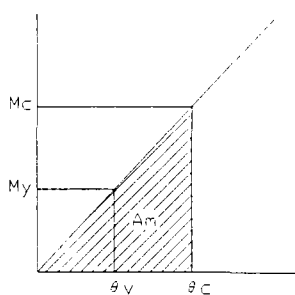


図 3.2.1 M-θ 関係

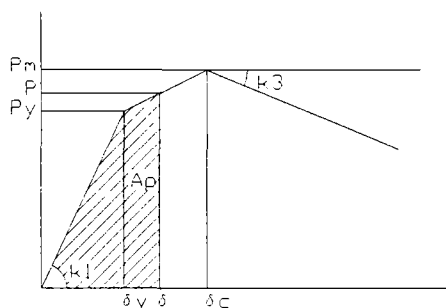


図 3.2.2 P-δ 関係

表 3.2.3 降伏耐力と最大耐力

	橋軸方向				橋軸直角方向					
	P36	P37	P38	P39	P36	P37	P38	P39		
ヤング係数	E		2.10E+07	2.10E+06	2.10E+06	2.10E+06	2.10E+07	2.10E+06	2.10E+06	2.10E+06
断面積	A	cm <sup>2</sup>	1.52E+03	2.98E+03	3.18E+03	1.96E+03	1523.20	2981.60	3181.60	1963.20
断面係数	Z	cm <sup>3</sup>	9.35E+04	2.87E+05	3.05E+05	1.16E+05	9.67E+04	1.57E+05	1.69E+05	1.31E+05
断面二次モーメント	I	cm <sup>4</sup>	9.35E+06	4.01E+07	4.27E+07	1.16E+07	9.67E+06	2.20E+07	2.36E+07	1.31E+07
脚高さ	h0	m	23.663	22.742	30.087	31.737	23.66	22.74	30.09	31.74
慣性力作用位置	h	m	26.791	27.294	34.839	34.862	26.79	27.29	34.84	34.86
橋脚基部の軸力	N	tf	258.71	449.39	516.31	297.41	258.71	449.39	516.31	297.41
降伏応力	σy	kg/cm <sup>2</sup>	2400.00	2400.00	2400.00	2400.00	2400.00	2400.00	2400.00	2400.00
軸力による曲げ応力	σn	kg/cm <sup>2</sup>	169.85	150.72	162.28	151.49	169.85	150.72	162.28	151.49
降伏モーメント	Mv	tf·m	2084.31	6444.57	6817.25	2619.01	2155.96	3526.64	3772.08	2949.63
降伏水平耐力	Py	tf	77.80	236.12	195.68	75.12	80.47	129.21	108.27	84.61
降伏回転角	θy	rad	0.0095	0.0693	0.0882	0.1243	0.0095	0.0693	0.0882	0.1243
降伏水平変位	δy	m	0.2537	1.8910	3.0716	4.3346	0.2537	1.8910	3.0716	4.3346
幅厚比	Rf		0.3592	0.4918	0.4979	0.3842	0.3679	0.4415	0.4565	0.4043
パラメータ a	a		3.26	2.50	2.47	3.10	3.20	2.77	2.69	2.98
パラメータ b	b		1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40
パラメータ c	c		0.04	0.08	0.08	0.05	0.05	0.06	0.07	0.05
最大耐力	Pm	tf	108.92	330.56	273.95	105.17	112.66	180.89	151.58	118.45
最大耐力時の変位	δm	m	0.83	4.74	7.60	13.44	0.81	5.23	8.25	12.92
降伏剛性	k1		306.68	124.86	63.71	17.33	317.23	68.33	35.25	19.52
剛性	k3		-13.23	-9.46	-4.93	-0.84	-14.28	-4.26	-2.34	-1.04

表 3.2.4 エネルギーから予想される水平変位

		橋軸方向				橋軸直角方向			
		P36	P37	P38	P39	P36	P37	P38	P39
降伏エネルギー	$E_y$	9.87	223.25	300.52	162.82	10.21	122.17	166.28	183.37
発生エネルギー	$E_c$	2.71	318.22	340.84	48.37	14.87	129.45	343.93	432.60
$E_c - E_y$		-7.15	94.97	40.32	-114.45	4.67	7.28	177.65	249.23
降伏水平変位	$\delta_y$	0.2537	1.8910	3.0716	4.3346	0.2537	1.8910	3.0716	4.3346
水平変位	$\delta$		1.9060	3.2758		0.2615	1.9471	4.7164	7.9061
$\delta / \delta_y$			1.0079	1.0665		1.0307	1.0297	1.5355	1.8240

計算の結果を表 3.2.3 と表 3.2.4 にまとめる。

表 3.2.3 は副厚比パラメータによる簡便法を利用した計算結果、表 3.2.4 は表 3.2.3 の結果により求められるエネルギーから予想される水平変位をまとめた物である。

表中の空白は発生エネルギーが降伏エネルギーを超えないため計算を省略した。計算の結果は、やはり最大応力度の発生していた P39 橋脚が降伏変位に対し 1.824 倍の変位を示している。

座屈の原因を探るため動的解析の断面力を用いて橋脚について検討を行ったが、損傷状況と異なる結果となった。これまでの線形解析結果からでは、座屈原因としては過大な地震力によるものであるとしか言えない。しかし、断定はできないが次のようなことが要因として考えられる。

P37、P38 橋脚は母材の板厚に対し補剛材の剛度が不足していたと思われる。それは表 3.2.1 の  $\gamma_1 / \gamma_{1*}$  が 1 以下であることから補剛材が節として働かなかったと考えられる。

また、計算上は P39 橋脚が被害が大きいはずのところ実際には損傷があまり見られなかった。これは前述の通り P39 橋脚の支承の崩壊が早く計算上の断面力が発生しなかったものと考えられる。これに伴い、計算上損傷が一番軽微だと予想される P36 橋脚には計算値よりも大きな断面力が発生していたのだろうと考えられる。

#### 参考文献

- ・座屈設計ガイドライン 土木学会

S62.10.30

- ・鋼製橋脚の補強設計（暫定案）

工務部設計技術課

保全施設部保全技術課

H8.6.11

# 第4章 支承部の損傷推定

## 4.1 損傷原因の推定

### (1) 設計地震力と作用地震力

3 径間連続桁 (P36~P39 橋脚間) の支承損傷の原因は建設時に想定した設計地震力 ( $K_h=0.25$ ) に対し、実際に作用した地震力が数倍に達したことによるものと推定される。

3次元骨組モデルに東神戸大橋の観測波を入力して実施した時刻歴応答解析の結果によれば、上層桁支承位置における応答加速度は橋軸方向で 540~1760gal、橋軸直角方向で 960~1430gal に達する。支承部の耐力は水平力の大きさだけでなく同時に作用する鉛直力の大きさによって大きく変動する。2.2 に記述するように本橋の支承部には橋軸直角方向地震時に大きな正負の鉛直力が作用する。

そこで、2.2 の支承部断面力 (ケース 6) によって支承部品の照査を行った結果は、特に、セットボルト、ローラ一切り欠き部の耐力が不足しており、橋軸直角方向地震力により、まず、セットボルトが破断し、主桁が支承から逸脱した後、不安定となった主桁が支承に衝突し、構造的な弱点であるローラ廻りの支承部品が破壊され全壊に至ったか、もしくは、可動支承のローラ廻りが破壊され、一挙に主桁が支承から逸脱したものと推定される。3次元立体骨組時刻歴応答解析 (ケース 5, 6) による上層桁支承部の断面力と当初設計の地震時断面力の比較を表 4.1.1 に示す。

表 4.1.1 支承断面力の比較

(t f)

橋脚	設計	橋軸方向地震力			(橋直+鉛直) 方向同時入力		
		$R_L$	$R_U$	$Q_z$	$R_L$	$R_U$	$Q_y$
P36	当初	(当初 $K_h = 0.25$ )			70	70 (-64)	19 (43)
	動解				155	-9	129
P37	当初	247	247	162	247	247 (-100)	68 (127)
	動解	388	105	365	620	-213	273
P38	当初				246	246 (-100)	68 (127)
	動解				731	-346	358
P39	当初				77	77 (-64)	19 (43)
	動解				184	-39	167

( ) 内は風荷重時の反力を地震時換算した値

- $R_L$ : 軸力 (下向) + 死荷重反力
- $R_U$ : 死荷重反力 - 軸力 (上向き)
- $Q_z$ : 橋軸方向水平力
- $Q_y$ : 橋軸直角方向水平力

### (2) 支承構造

本橋は 1 箱桁に 2 支承を配置しているため支承間隔が狭い。このため、橋軸直角方向の地震時水平力による転倒モーメントにより大きな負反力が作用したこと。支承構造として固定支承にピボット支承、可動支承にピボットローラ支承を採用しており、部品数の多いことが弱点となったことなどが考えられる。特に、ピボットローラ支承は支承高が高く、また、組立て上のガタがあるため各個撃破された可能性もある。当該区間で使用した支承の構造を図 4.1.1 に示す。

### (3) セットボルト・上査中央断面の応力

解析結果による断面力からセットボルトおよび上査照査用の断面力を算定し、地震時水平力と鉛直力の同時性を考慮する場合と考慮しない場合の 2 ケースについてセットボルトに作用する引張応力度と上査中央断面の作用応力度を求めた。

支承照査用断面力の算定方法を図 4.1.2 に、橋軸直角方向地震によるセットボルトおよび上査中央断面の応力をそれぞれ表 4.1.2、表 4.1.3 に示す。

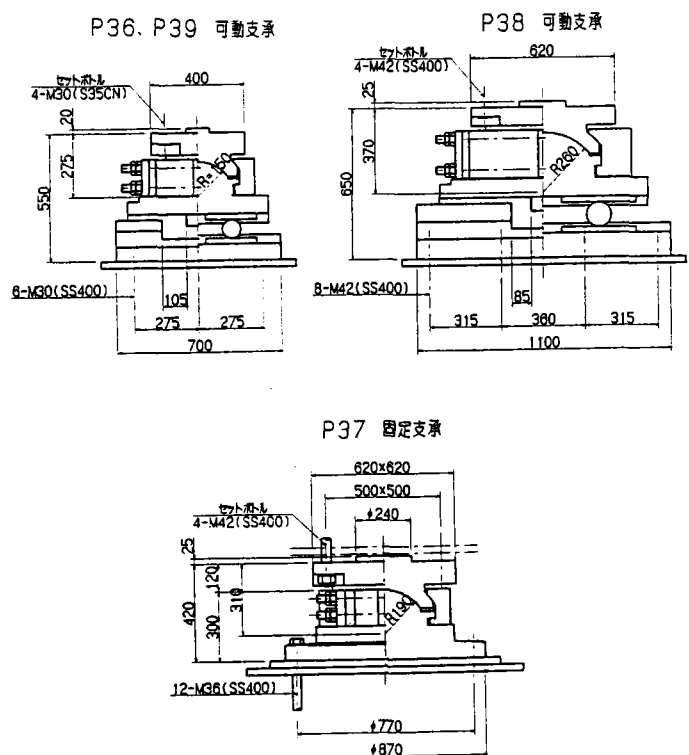
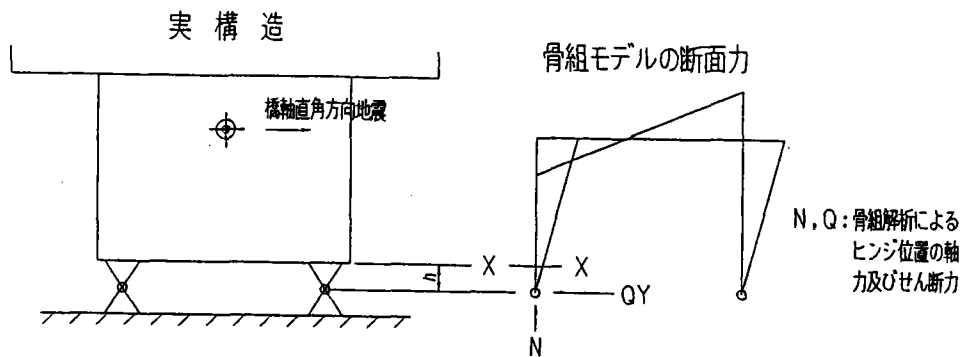


図 4.1.1 支承構造図



支承照査用断面力（上沓上面）の算定

鉛直力 :  $R_L = R_D + N$  (下向き)  
:  $R_U = R_D - N$  (上向き)

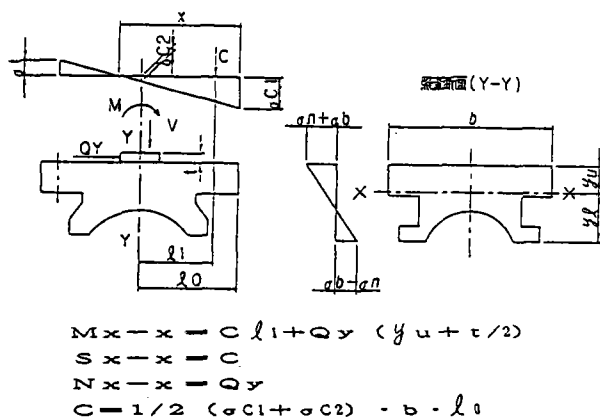
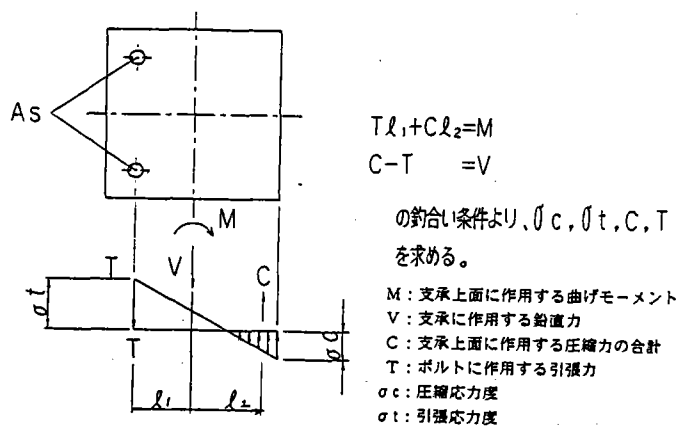
橋軸直角方向水平力 :  $Q_Y$

X-X面曲げモーメント :  $M_{X-X} = Q_Y \cdot h$

図4. 1. 2支承設計用断面力（セットボルト、上沓）の算定

表4. 1. 2地震時水平力と鉛直力の同時性考慮の有無によるセットボルトの応力度および所要耐力比較

表4. 1. 3地震時水平力と鉛直力の同時性考慮の有無による上沓中央断面の応力度比較



橋軸直角方向地震時のセットボルトの応力

橋軸直角方向地震時の上沓中央断面の応力

	V (t)	M (t-m)	Q (t)	$\sigma_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	T (t)	耐力 t (As- $\sigma_y$ )	概要
P36	- 9	35.5	129	7990	88	33.5	同時性考慮 V=R <sub>s</sub>
P37	-213	84.6	273	12500	270	47.5	
P38	-346	132	358	19860	429	47.5	
P39	- 39	45.9	167	11740	127	33.5	
P36	+ 70	35.5	129	4270	46	33.5	同時性考慮せず V=R <sub>D</sub>
P37	+247	84.6	273	1820	39	47.5	
P38	+246	132	358	5610	121	47.5	
P39	+ 77	45.9	167	6130	66	33.5	

	V (t)	M (t-m)	Q (t)	$\sigma_n$	$\sigma_b$	$\tau$	$\sqrt{(\sigma_n + \sigma_b)^2 + 3\tau^2}$	概要
P36	155	35.5	129	238	2413	327	2710	同時性考慮 V=R <sub>L</sub>
P37	620	84.6	273	323	4156	641	4815	
P38	731	132	358	401	4451	812	5052	
P39	184	45.9	167	308	3067	400	3445	
P36	70	35.5	129	238	2023	227	2295	同時性考慮せず V=R <sub>D</sub>
P37	247	84.6	273	323	3545	354	3916	
P38	246	132	358	401	3641	424	4108	
P39	77	45.9	167	308	2551	280	2900	

許容応力度 : 3500 kgf/cm<sup>2</sup>

## 4.2 鉛直地震動の影響

### (1) 検討に使用する解析結果

鉛直地震動の影響を3次元直線骨組解析(ケース3～6)から推定する。

### (2) 橋軸方向

P37 橋脚の上層、P38 橋脚の下層の固定支承部に着目する。ケース3とケース5を較べると、橋軸方向せん断力 $Q_z$ がほぼ同じ値であるのに対し、軸力 $N$ はケース3とケース5の差が顕著に現れている。この軸力の差が鉛直地震動の影響と考えられる。ちなみに、この影響は最大で死荷重の52%に達する。このことは、ケース3とケース5の部材力の時刻歴応答図を比較して、 $Q_z$ の波形がほとんど同じであるのに対し、ケース3の $N$ の波形がほとんど0、ケース5の $N$ の波形が $Q_z$ が最大値を示す同時刻において最大値に近い値を示していることで説明できる。(図2.2.10, 2.2.11)

### (3) 橋軸直角方向

P37 橋脚の上層、P38 橋脚の上層の支承部に着目する。ケース4とケース6を較べると、橋軸直角方向せん断力 $Q_y$ 、軸力 $N$ ともに最大値がほぼ同じ値である。即ち、鉛直地震動の影響は無いものと考えられる。このこ

とはケース4とケース6の部材力の時刻歴応答の $Q_y$ および $N$ の波形にほとんど差が無いことから明らかである。(図2.2.12)

### (4) 3径間連続桁への影響

本橋では鉛直地震動の影響は橋軸方向地震時において最大で死荷重の52%に達する。しかしながら、橋軸直角方向地震時水平力による転倒モーメントの影響が圧倒的に大きく、鉛直地震動の影響は相対的に小さい。したがって、支承損傷の直接の原因とは考えられない。

### (5) 一般的な高架橋における影響

連続高架橋が張出し式単柱橋脚上に架けられているような場合、橋軸直角方向地震により橋脚の梁が鉛直方向に大きく振動することが考えられる。

このような場合、鉛直地震動は橋軸直角方向地震と連成し支承部に大きな正負の反力を生ずることが予想され、橋軸直角方向地震による転倒作用によって大きく増減する支承反力と重ね合わされて、支承のみならず橋脚(特に隅角部)にも大きな影響を与えることに留意する必要がある。

## 4.3 支承部の耐震設計

### (1) 設計の基本

阪神淡路大震災における橋梁構造物の被災状況をみると、支承部が構造物の耐震性に占める役割が非常に大きいことがわかる。従来、橋梁構造物の設計において鉛直地震動の影響は考慮されたことが少なく、支承部においても簡単な上揚力の照査のみが行われていた。

2.2の動的解析結果から、鉛直地震動の影響が水平地震動との同時性をもって現れる場合があることと、鉛直地震動の影響が無い場合においても橋軸直角方向水平地震力による転倒モーメントによって支承部の地震時鉛直力は大きく変動し、部材応力に多大な影響を与えることが判明した。

一般に、支承は鋼製であれゴム支承であれ正反力には大きい耐荷力を有するが、負反力に対する耐荷力は小さい。したがって、構造物の骨組をきめる際は支承部に発生する負反力ができるだけ小さくなるような骨組とす

ることが望まれる。

ある与えられた地震力に対して支承が安全かつ経済的に設計されるためには、支承部に作用する断面力を適切な構造解析により求めるとともに、作用する水平力(せん断力)、鉛直力(軸力)および曲げモーメントの同時性を考慮することが重要である。なお、支承に作用する断面力はその周辺部材が地震時に十分な剛性を保つことが前提となるので、支承の周辺部材にも支承と同レベルの耐荷力を持たせる必要がある。

支承構造としては、支承高が高く部品数の多いローラー支承の使用は避け、ゴム支承やBP支承のように支承高が低く構造の単純なものを使用すること、ピボット支承を使用する場合は固定支承に限るか、可動支承ではスベリ支承と組み合わせるなどの工夫をすること、鋼製支承では各個撃破に対する配慮をすること等が必要と考える。

(2)従来設計法

道示（平成2年2月版）では、支承照査用断面力は上部工の支点反力と設計水平震度を与えれば求められるものとされていた。たとえば、上路式トラスのようにトップヘビーの構造物が橋軸直角方向の地震力を受ける場合、支点には転倒作用により大きな正負の反力（ $R_{HEQ}$ ）が作用する。このとき、支点には地震時水平力と

同時に死荷重反力  $R_D$  および  $R_{HEQ}$  が作用する。しかしながら、この地震時鉛直力（ $R_D \pm R_{HEQ}$ ）は支承に作用する負反力の照査用として（ $R_D - R_{HEQ}$ ）が死荷重反力の10%（ $0.1R_D$ ）を超えない場合には、支承照査用断面力としては考慮しないものとされていた。道示（平成2年2月版）による支承照査用断面力の算定法を図4.3.1.に示す。

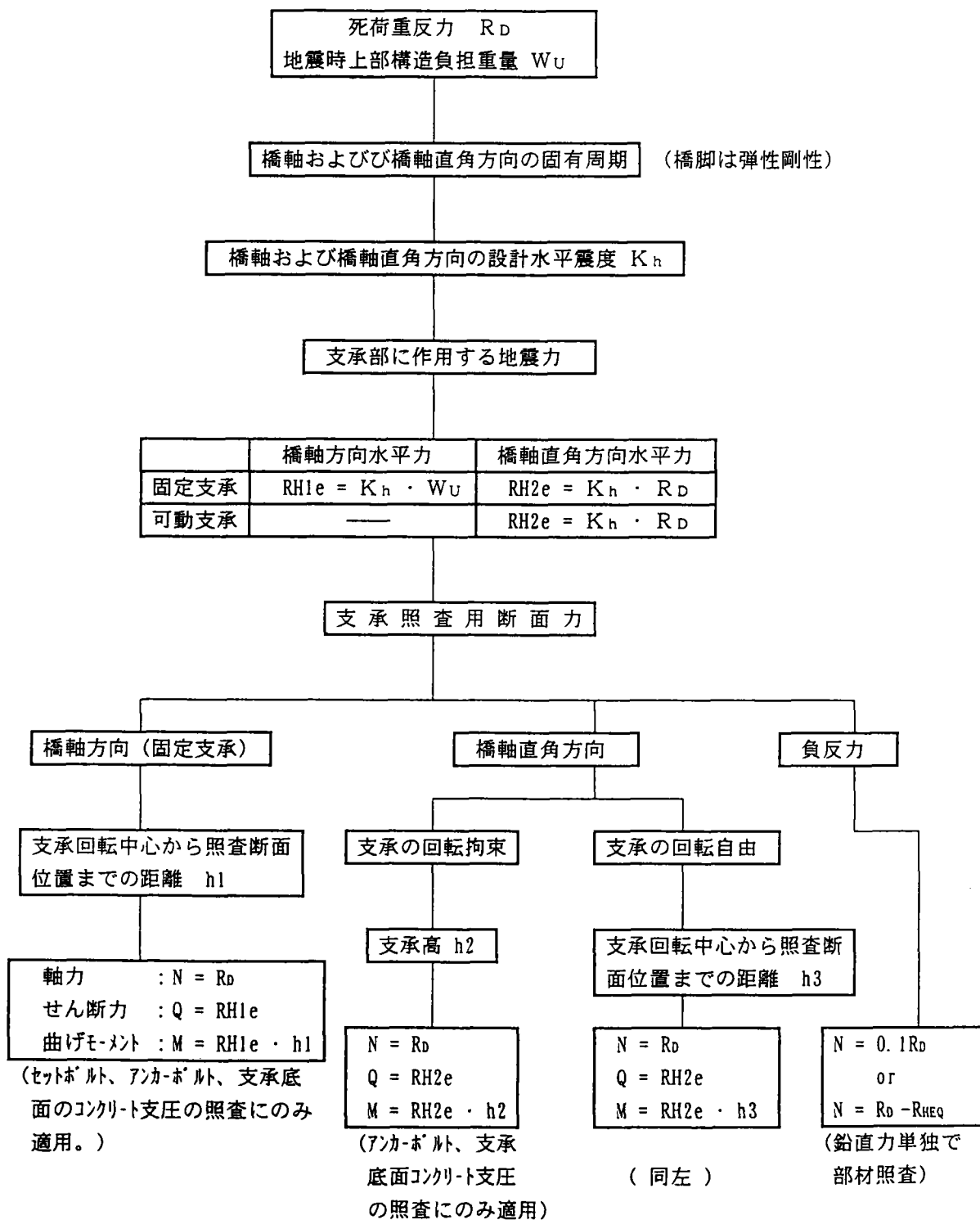


図4.3.1 道示（平成2年2月版）による地震時支承照査用断面力の算定



(3) 新道示による設計法

阪神淡路大震災による支承部の甚大な被害状況を踏まえ、新道示（平成8年12月版）においては、支承部の設計水平地震力は原則として地震時保有水平耐

力法に用いる等価水平震度によって算定するとともに、同時に考慮すべき鉛直方向地震力についても規定している。新道示（平成8年12月版）による支承照査用断面力の算定法を図4.3.2に示す。

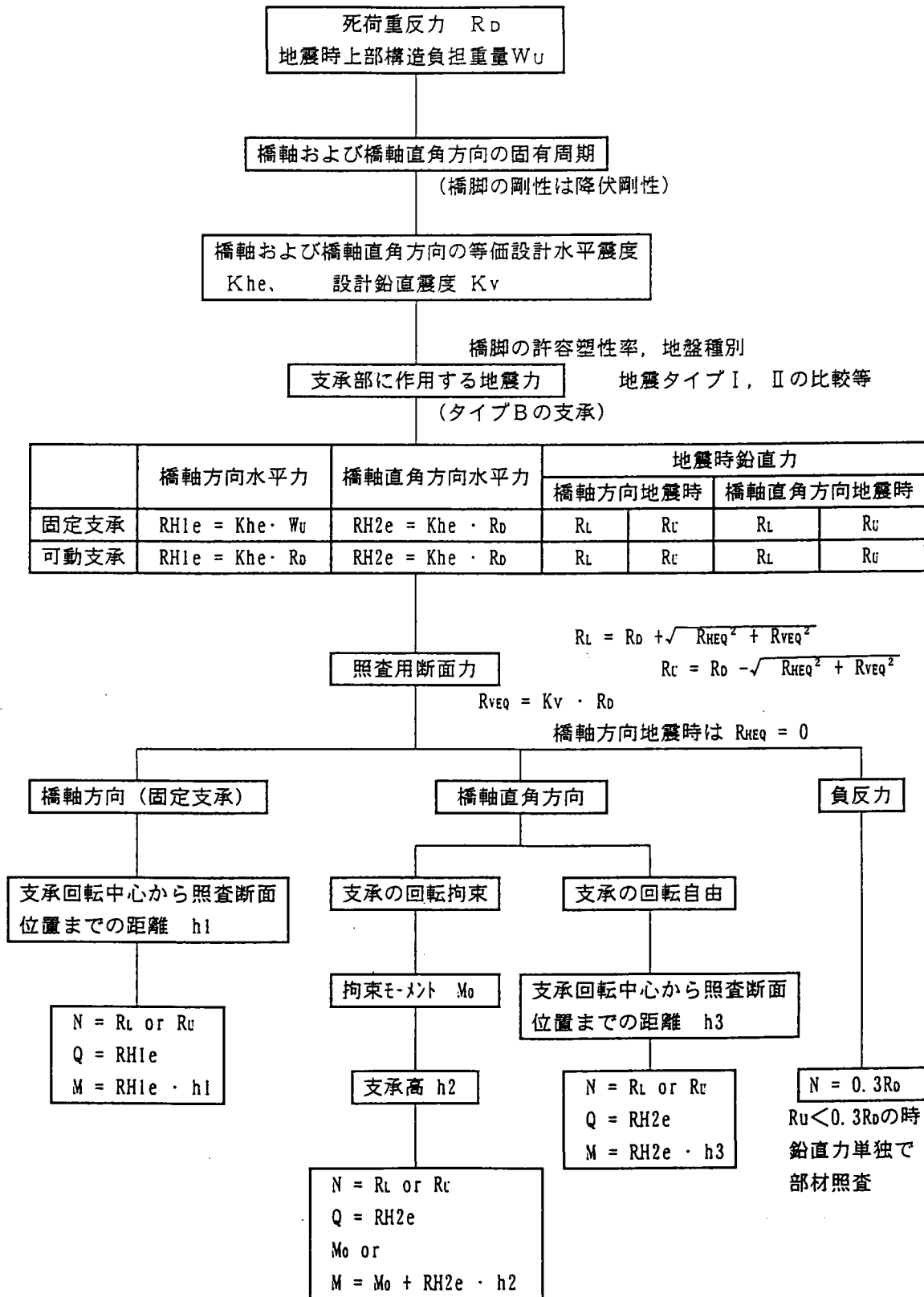
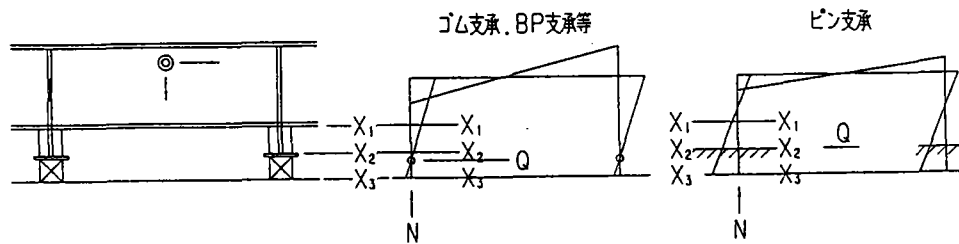


図4.3.2 道示（平成8年12月版）による地震時支承照査用断面力の算定

(4) 支承に接続する部材の設計

支承が重要な構造部材であると認識されてから久しい。しかしながら、構造物の設計が分業化され橋梁設計者自身が支承の設計を行うことが少なくなっている。このため、支承に接続する構造部材の断面力が支承構造の違いによって骨組解析あるいは格子解析から得られる断面力とは異なるという認識を持つ設計者は少ないように思われる。以下に2～3の実例について述べる。

(a) 1桁支点上の補剛材



支点上補剛材	: $M_{X1-X1}, Q, N$
支承上面	: $M_{X2-X2}, Q, N$
支承下面	: $M_{X3-X3}, Q, N$

図4.3.3 支承構造の違いによる構造部材照査断面力の比較

(b) 支点上のトラス部材

固定支点上のトラス部材には軸力と同時に曲げモーメントが作用することを図4.3.4に示す。

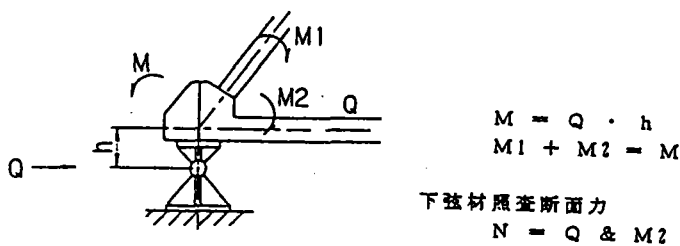


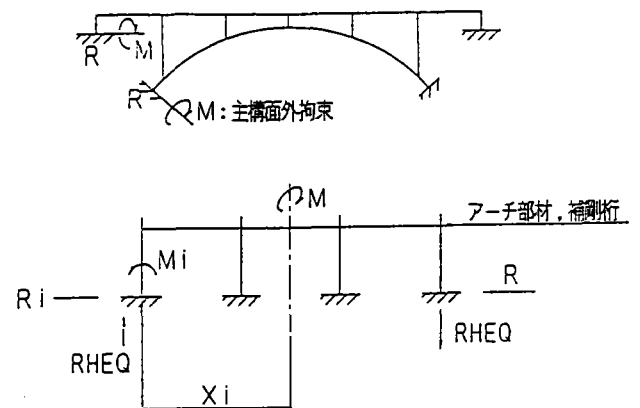
図4.3.4 トラス部材の断面力

(c) 上路式アーチ、方丈ラーメン等

上路式アーチや方丈ラーメンに橋軸直角方向の地震力が作用するとき、支点の橋軸直角方向の水平力は支点の死荷重反力の比では分配されない。したがって、立体骨組解析によるか、もしくは面外フレームによる解析が必要となる。面外フレーム解析による場合、特にアーチ支点やラーメン脚支点の各支承に作用する正負の反力を求めるには適当な置換が必要となる。図4.3.5にその一例を示す。

橋軸直角方向の回転が自由な支承と回転が拘束された支承では支点上補剛材の照査断面力は異なることを図4.3.3に示す。支点上横桁の下フランジを主桁下フランジに近づけることにより支点上補剛材の曲げモーメントは減少すること、支承高が低く橋軸直角方向の回転が自由な支承を選ぶのが有効なことは図から明らかである。なお、支点上補剛材の照査に用いる断面力は支承の設計に用いる地震時水平力と鉛直力より算定すべきであると考えられる。

面外フレーム骨組



$$R_{HEQ} = \frac{M}{E \cdot xi} \times xi$$

$$R_i = \frac{R}{n}$$

$$M_i = \frac{M}{n} \quad (\text{ピン支承})$$

$$M_i = 0 \quad (\text{ピボット支承, BP支承, ゴム支承})$$

$n$  : 主桁数

図4.3.5 面外フレーム解析結果の支点断面力への置換

## 第5章 橋システムのあり方について

### 5.1 道路橋示方書（耐震設計編 平成8年12月）に照らし合せた考察

兵庫県南部地震による浜手バイパスの被害は、第1章で述べたが、撤去改修に至った部分はあるものの、全壊した橋脚、落橋に至った上部工などはなく、P36 架け違い橋脚上で上部工の大きなズレの他は、被災した橋梁の中では比較的被害は小さかったと思われる。

本路線の設計は昭和 30～40 年代のものであり、現示方書に則り断面を照査すれば、多くの個所が断面不足となることは言うまでもない。しかし、今回の地震を実際に受け、健全性を保った構造も多く存在した。現道路橋示方書・耐震設計編には、「目標とする耐震性能」が述べられている。この目標を本橋梁と照らし合せ、現在の設計手法に則った場合の必要な耐震性能を考えてみることにする。

本橋は国道としての位置づけから、道示に示される“特に重要度の高い橋（B種の橋）”として扱う橋梁である。B種の橋梁に求められる耐震性能は、“強度の大きな地震動に対し、限定された損傷にとどめる”こととなっている。さらに限定された損傷とは、橋としての機能回復がより速やかに行うことができる程度の損傷である。この耐震性能の目標を、第1章に示した損傷度の判定区分に当てはめると、損傷レベルC～Dクラスに該当すると考えられる。橋脚に限って言うならば、浜手バイパスの全橋脚 72 橋脚のうち約6割がこれに該当する。しかし、残りの4割はRC脚の鉄筋の破断、はらみ出しや鋼製脚の座屈や変形により、A～Bクラスの損傷を受けた。

損傷を受けた4割の橋脚は、地震時保有水平耐力法を満足する設計断面が必要だったといえる。若しくは、支承条件を多点固定化して、地震時慣性力の分散を計る等の配慮が必要だったとも言える。しかし、致命傷を負わなかった6割の橋脚が、断面の補強が必要ないとは言えない。今回の調査では、損傷度合の大小と構造的な特徴に、明確な相関が見出せないからである。もし、地震の作用方向が違っていたら今回と同じ結果となるとは限らない。軽微な損傷にとどまったことは、支承の破壊等に

よる構造系の変化や不確定要素の影響などの偶然性によるものと考えられる。

上部工の損傷の多くは、支点近傍に集中していた。多くの支承は破壊し、桁の橋軸直角方向への移動が顕著なP36 橋脚上では、架け違い橋梁間で 360cm の残留変位（相対ズレ）が生じた。これだけの変位を生じながら落橋に至らなかったのは、橋軸直角方向の沓座幅が十分確保されていたためであろう。剛結構造（門型で沓座幅が広がった）の橋脚であったことが幸いだったのではないだろうか。これが橋軸直角方向に比べ沓座幅の狭い橋軸方向のズレ幅だったならば、上部工は確実に沓座から逸脱し、落橋していたことが推測できる。

上部工の損傷が支点近傍に集中したことは、支承まわりの構造部材の耐力不足および支承の破壊が原因である。現道示では、構造部材や地盤の破壊による落橋を防止するためには、落橋防止システムの設置が義務づけられている。本橋の上部工の損傷状況を考えても、落橋防止システムの必要性を認識することができる。以上、ここまでで述べたことをまとめると、浜手バイパスが現道示に示される耐震性能を有するためには、以下の条件を満足する必要があった。

- ①橋脚：十分なじん性を確保できる断面
- ②支承：落橋防止システムの取付け・適切な支承および支承付構造部材の断面力算定と照査方法の確立。支承数の少ない構造の採用或はシューレス化。ゴム支承の採用。
- ③全体構造：多点固定化、連続化、剛結構造化

## 5.2 橋システムのあり方

現道示には、2種類の大規模地震に対して設計を行うよう定めている。しかし、地震力の強度は最大と言えるものがなく、絶対壊れない橋梁を作ることはできない。理想的な橋システムの耐震性能を論じるには、道示の規定は一つの指標にすぎない。橋梁の耐震性を増す手法としては、上部工の連続化や上下部工の剛結化、免震支承や分散支承による地震時慣性力の分散や減衰、部材の変形性能や強度の向上などが考えられる。

しかし、将来に発生する地震強度の上限を定めるのは不可能であり、やみくもに発生地震力と構造物の強度の競争を繰返すことは経済性を犠牲にすることで、どこまで行ってよいものか難しい問題である。公共性の極めて高い道路や鉄道の構造物である橋は、この難解な問題の真只中にある。

たとえば建築物であれば、施主と設計者の話し合いをもとに、耐震性能への予算を決定する。現道示が要求する耐震性能は2種類しかなく、旧来の構造より工費増となる傾向がある。今後、兵庫県南部地震より大きな地震力により設計を行うこととなれば、また工費増は避けられない。壊さない橋梁を作るために、地震との強度競争を行いつづけることが正しいと言えるのか疑問である。また、すべての道路橋にその規定を適用することも疑問である。国道や高速道路などは、落橋をさせない橋梁として、最高の耐震性能を持たせた設計をすることは間違いないと思うが、地方道等の橋梁にもこれを当てはめるべきなのか。

しかし、道路橋に耐震設計のランクを付け、橋梁の格付を行うことは困難な選択である。例えば、道路設計段階での住民説明で、「この橋は、関東大震災レベルの地震では落ちます」と説明できるであろうか。大規模地震時に落橋を許しても、その地域の安全は守れることを説明しなければ、住民は納得できないのではないか。地震時に地域の安全を保てる道路防災計画があって、初めて橋梁の耐震性を決定できるのではないか。橋梁は単独で耐震性を論じるには限界がある。道路計画、都市計画の段階で、地震災害を考慮した路線選定等をおこなっていくことが重要ではないか。

未来の橋梁構造物には、多様な耐震性の選択肢を設け、

費用と効果を十分吟味した性能を有するように設計することが望ましい。もちろん、ライフラインの核となる最重要路線には、大きな予算をもって十分な耐震性を要求する。理想の橋システムは、その用途に応じた費用と性能を満足するものではないか。

## あとがき

本ワーキングでは、浜手バイパスの2層ラーメン橋脚区間に注目し、地震時挙動、損傷推定を試みた。固有値解析、応答スペクトル解析、時刻歴応答解析をおこなって、本橋の地震時挙動をシミュレーションした。本検討の目的は、地震時挙動、損傷の推定であり、地震の忠実な再現ではないので、今回の解析で目的の多くは達成できたと考えている。しかし、詳細の損傷推定（橋脚基部の座屈や支承部の損壊）は、今回の解析結果の精度では見出せない。詳細検討を行うためには、今回無視した地盤のひずみ依存性を考慮したバネ定数、支承破壊後の挙動、橋脚断面の詳細条件、構造の非線形性の考慮が必要である。大地震によって発生する大ひずみ時の地盤挙動や支承の破壊後の挙動などの十分な評価は困難であるが、これらは課題として今後の同様の研究に申し送りしたい。

今回の地震に被災した多くの橋梁と同様に、浜手バイパスにおいても支承部の損壊は多く、ほぼ全線で被害があった。上部工の損傷の多くは支承損壊による2次的なものであり、上述した解析対象区間などは、支承の破壊が橋脚の損傷度合に影響したことが推測できる。支承が破壊して橋システム全体が軽微な損傷にとどまるケースとして、浜手バイパスは位置づけられるかもしれない。しかし、支承の破壊によって致命的な損傷を被るケースも存在するのは事実である。

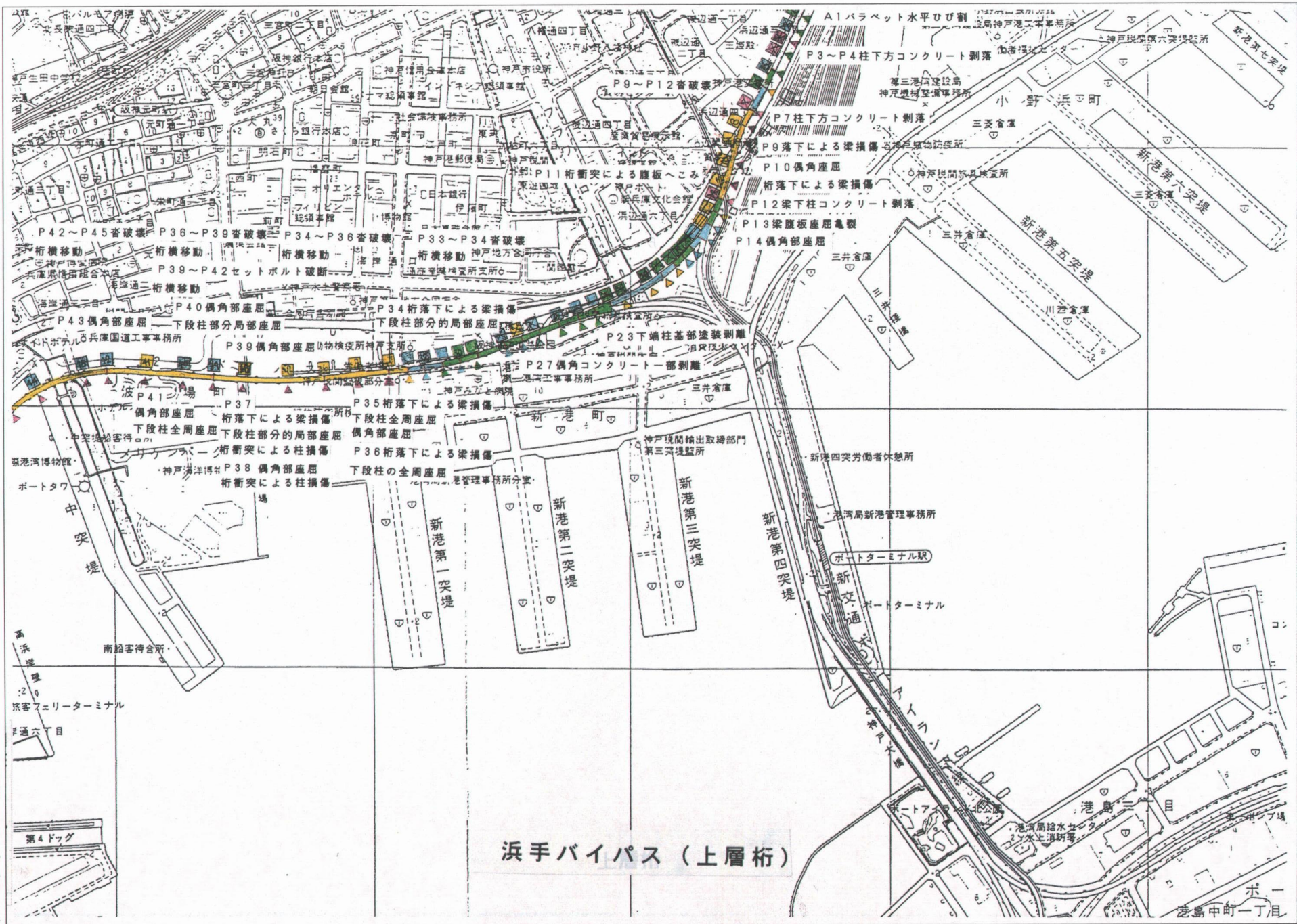
地震時挙動を詳細に把握することができれば、橋システムの耐震設計をより合理的なものにできるであろう。今後の地震、耐震の研究に期待したい。

## 付属資料 震災マップ

- [調査対象の鋼橋]  
・国道2号神戸浜手バイパス

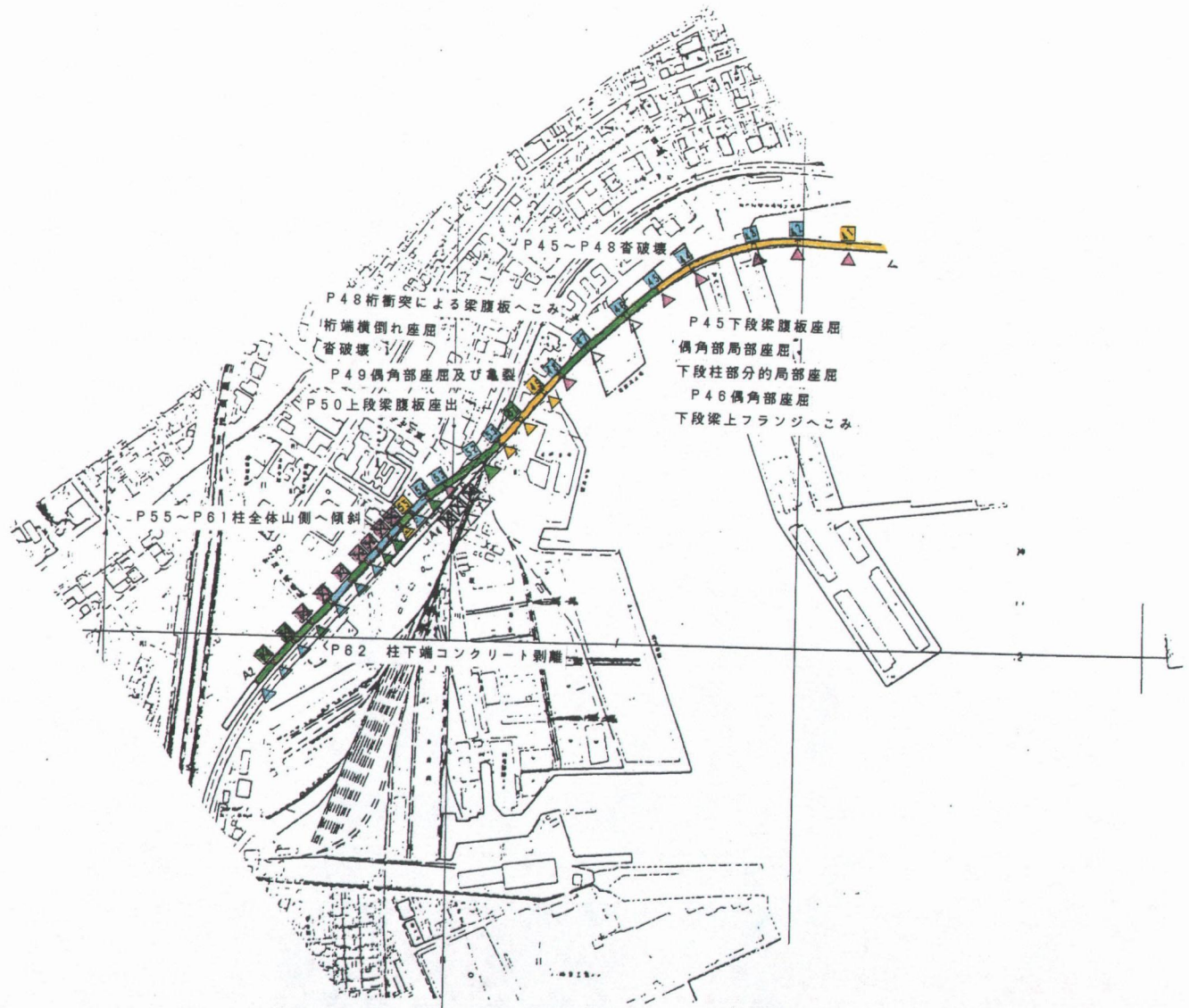
平成7年7月

鋼橋技術研究会  
阪神・淡路大震災被害調査研究部会  
第3分科会（国道2号神戸浜手バイパス）



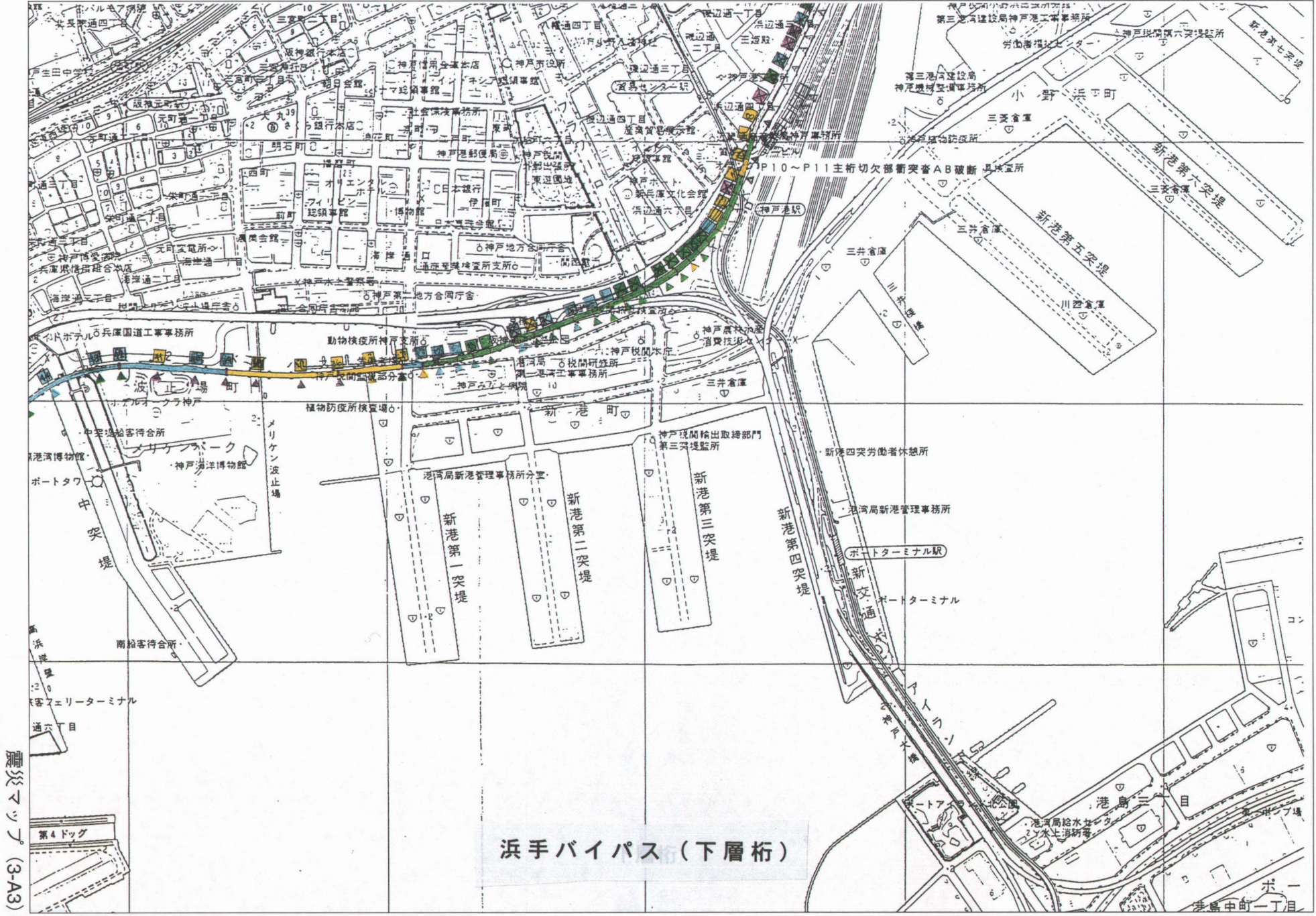
浜手バイパス (上層桁)

震災マップ (3-A1)



浜手バイパス（上層桁）





浜手バイパス (下層桁)

震災マップ (3-A3)

第4ドック

第4ターミナル

南船客待合所

中突堤

中央連絡客待合所

動物検疫所神戸支所

神戸地方合同庁舎

神戸郵便局

阪神銀行本店

神戸市役所

港島三丁目

新交通 新ターミナル

新港第四突堤

新港第三突堤

新港第二突堤

新港第一突堤

神戸税関本庁

神戸港駅

神戸市役所

神戸市役所

神戸市役所

港島中一丁目

新港第七突堤

新港第六突堤

新港第五突堤

新港第四突堤

新港第三突堤

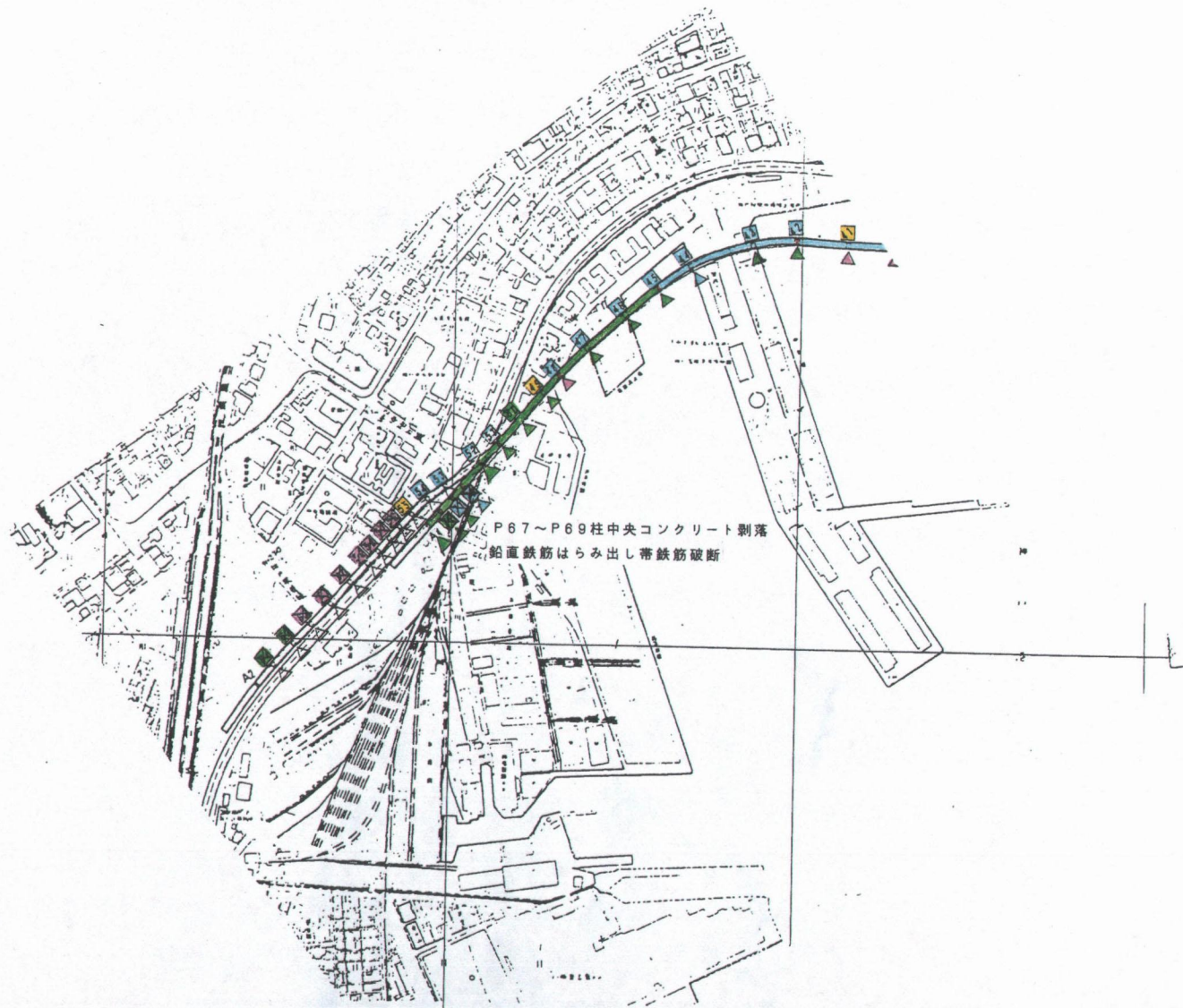
新港第二突堤

新港第一突堤

神戸税関本庁

神戸市役所

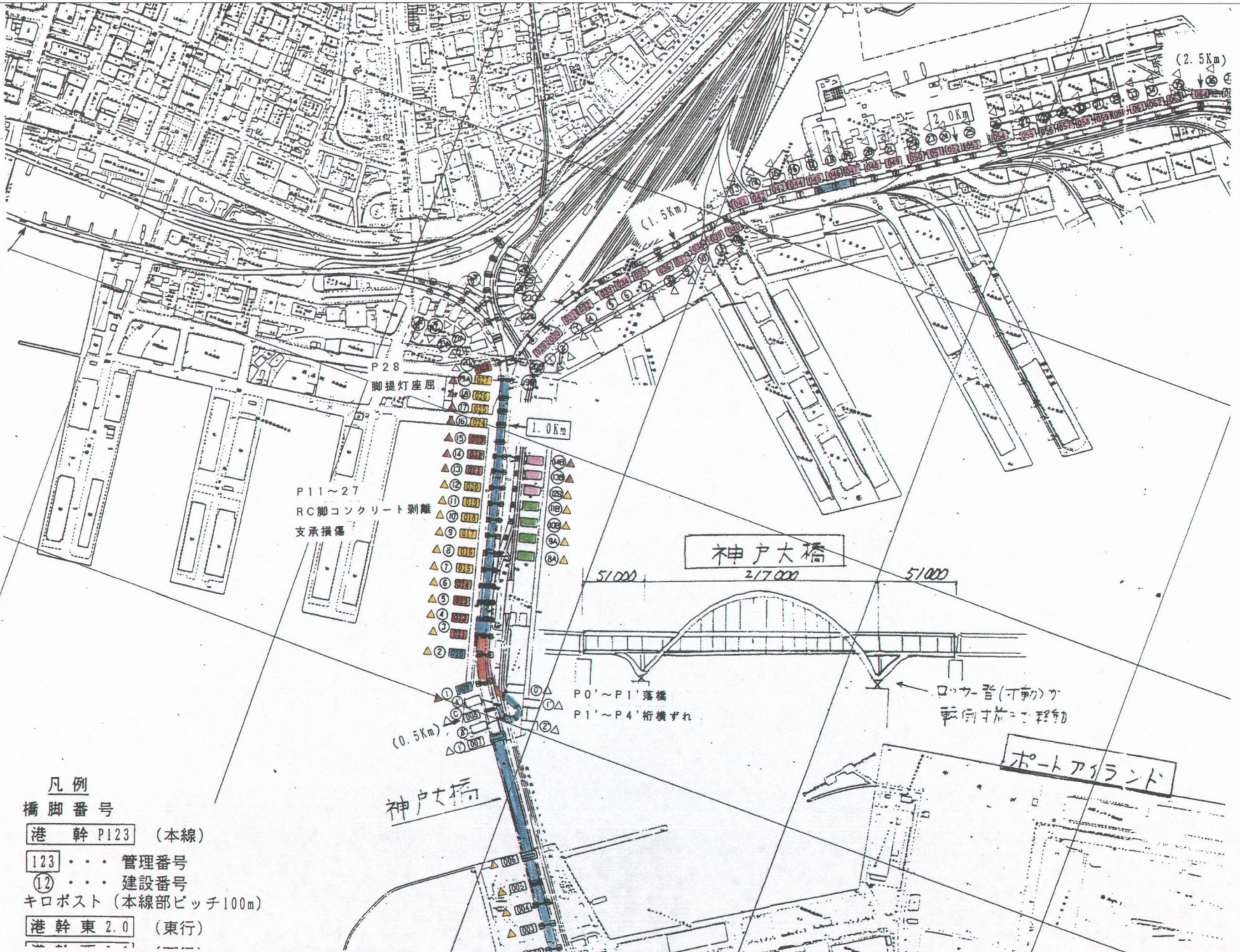
神戸市役所



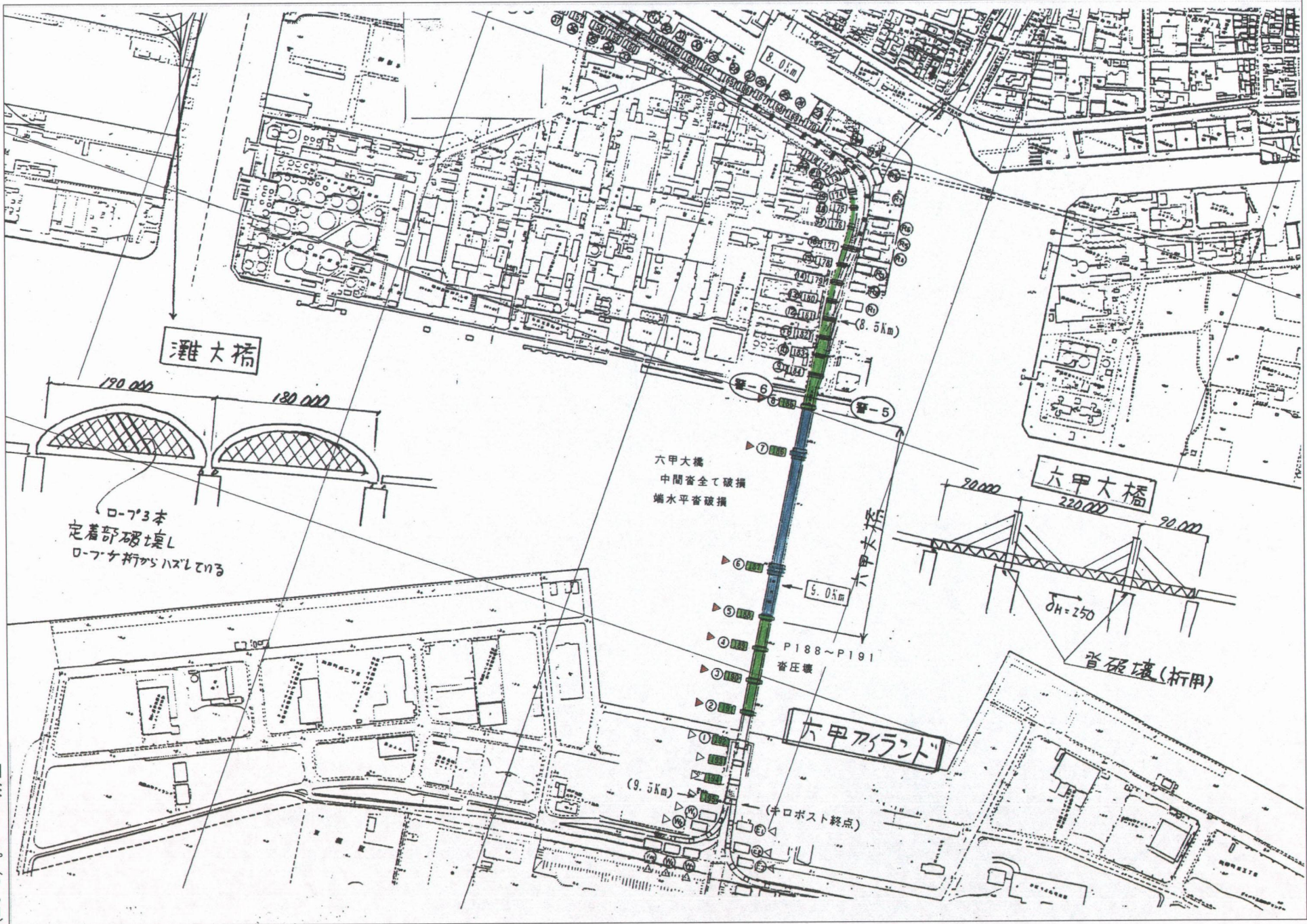
浜手バイパス（下層桁）



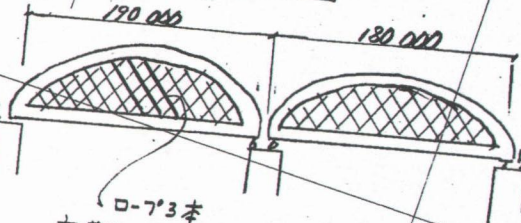
波手バース



- 凡例
- 橋脚番号
  - 港 幹 P123 (本線)
  - 123 . . . 管理番号
  - ⑫ . . . 建設番号
  - キロポスト (本線部ピッチ100m)
  - 港 幹 東 2.0 (東行)



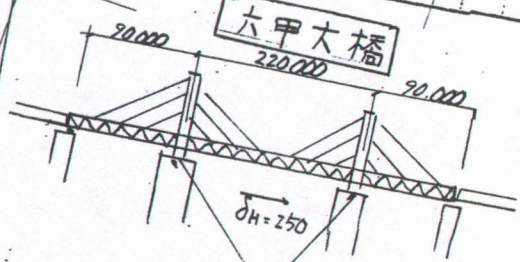
灘大橋



ロ-73本  
定着部破壊  
ロ-74桁がハズレる

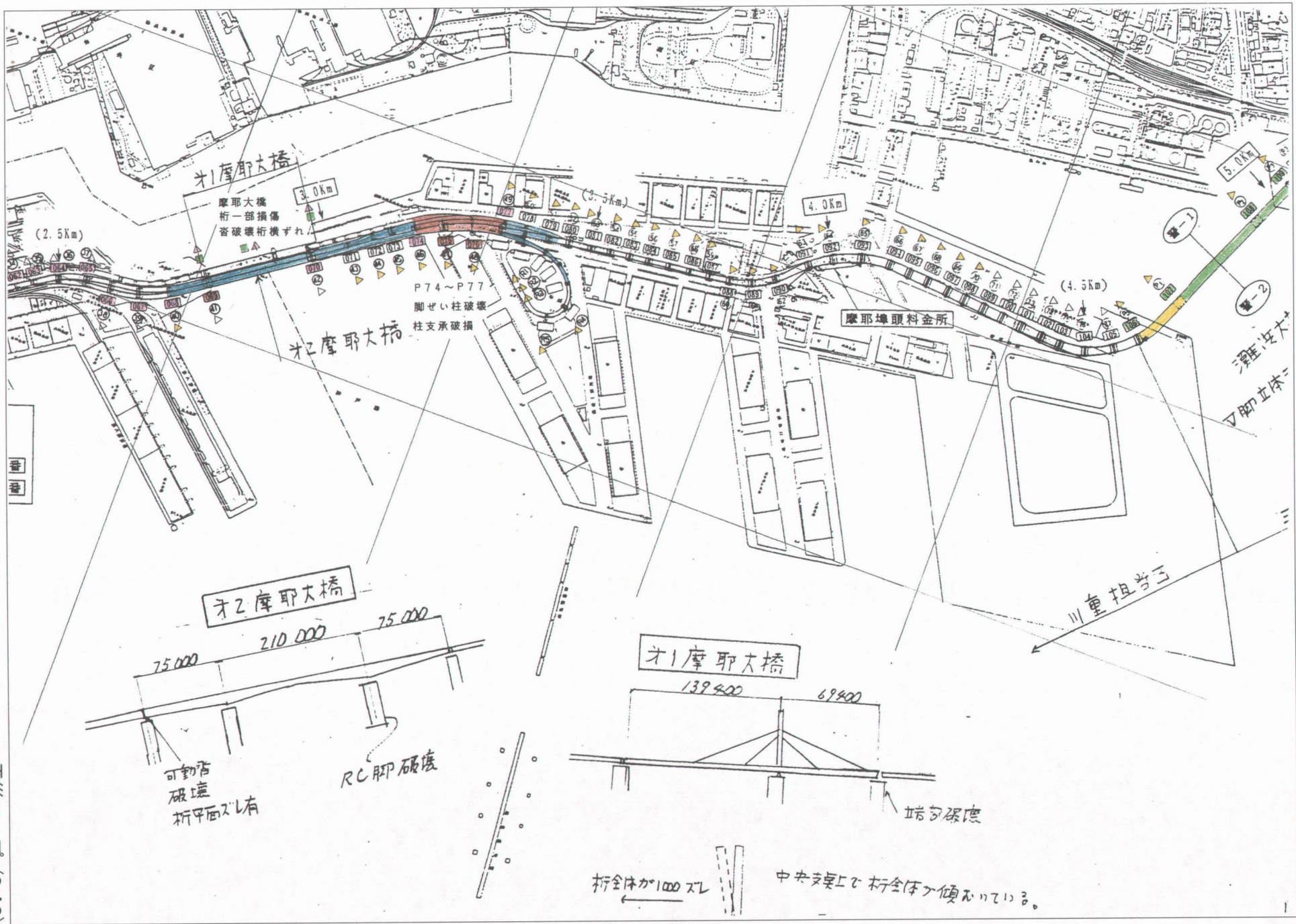
六甲大橋  
中間桁全て破損  
端水平桁破損

六甲大橋

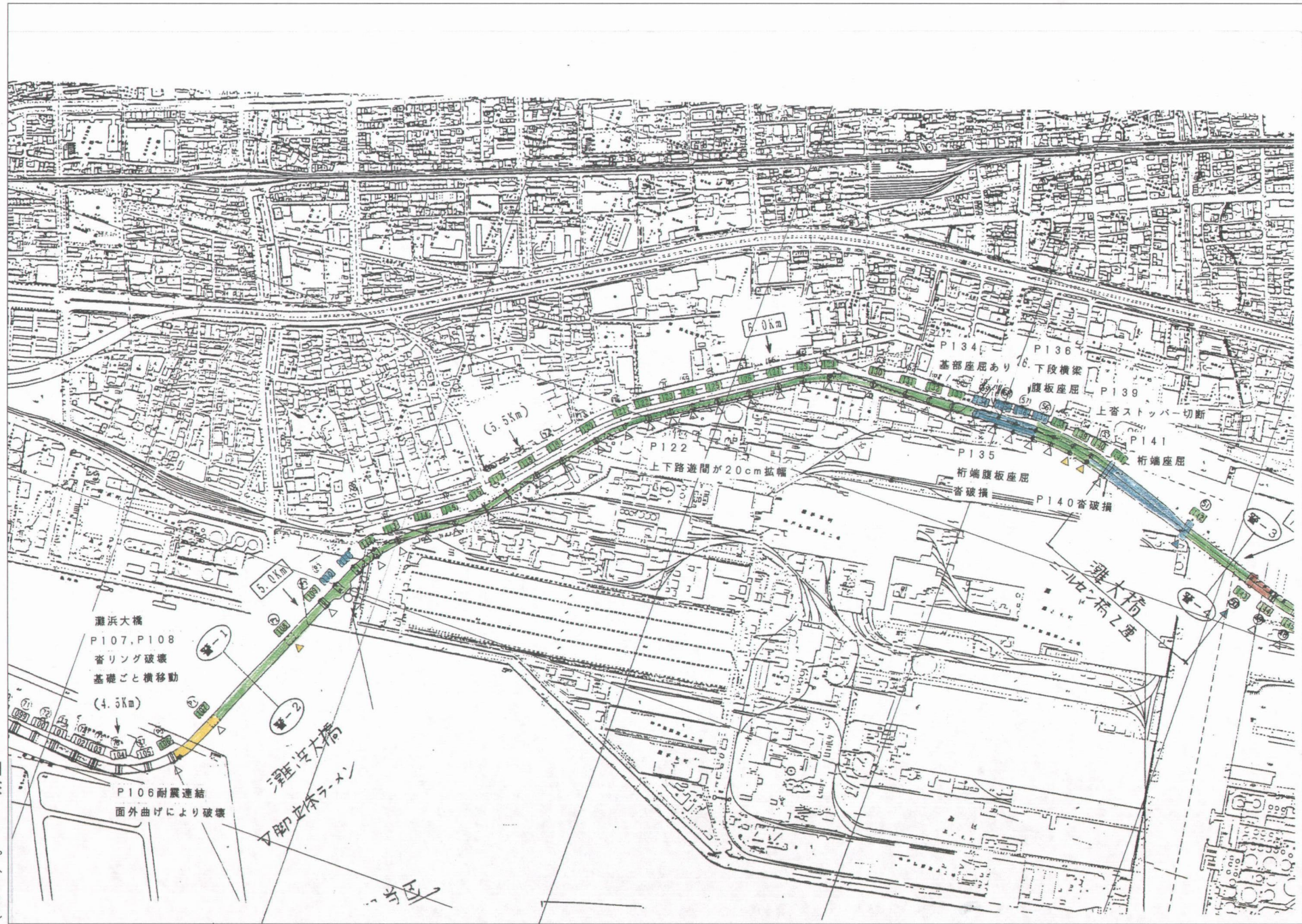


桁破壊(折用)

六甲アサランド



震災マップ (3-A8)



瀬浜大橋  
P107, P108  
省リング破壊  
基礎ごと横移動  
(4.5Km)

P106耐震連結  
面外曲げにより破壊

瀬浜大橋  
脚立ラーメン

5.0km

(5.5Km)

P122  
上下路遊間が20cm拡張

P134  
橋端座屈

P136  
下段横梁  
護板座屈

P139  
上巻スッター切断

P135  
橋端護板座屈  
省破壊

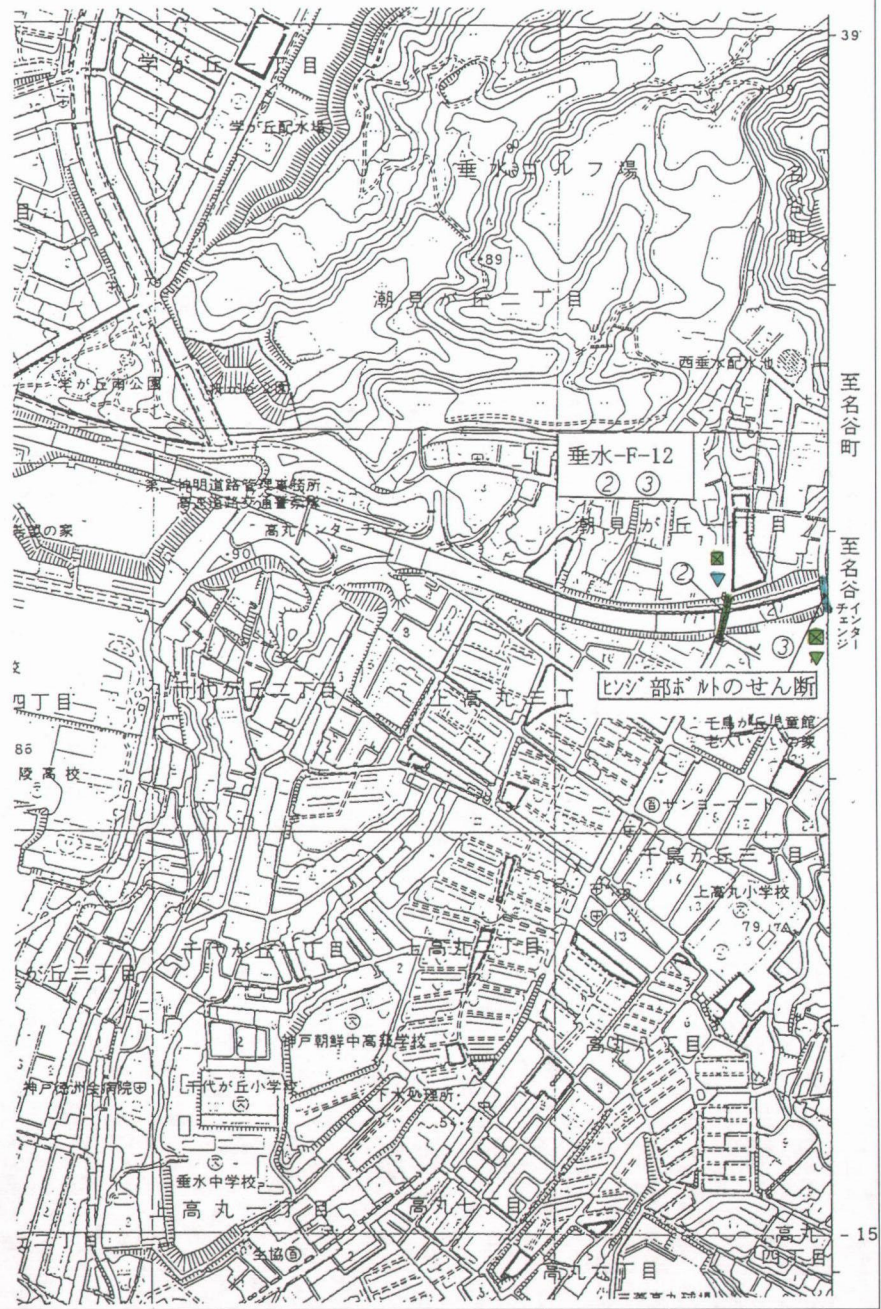
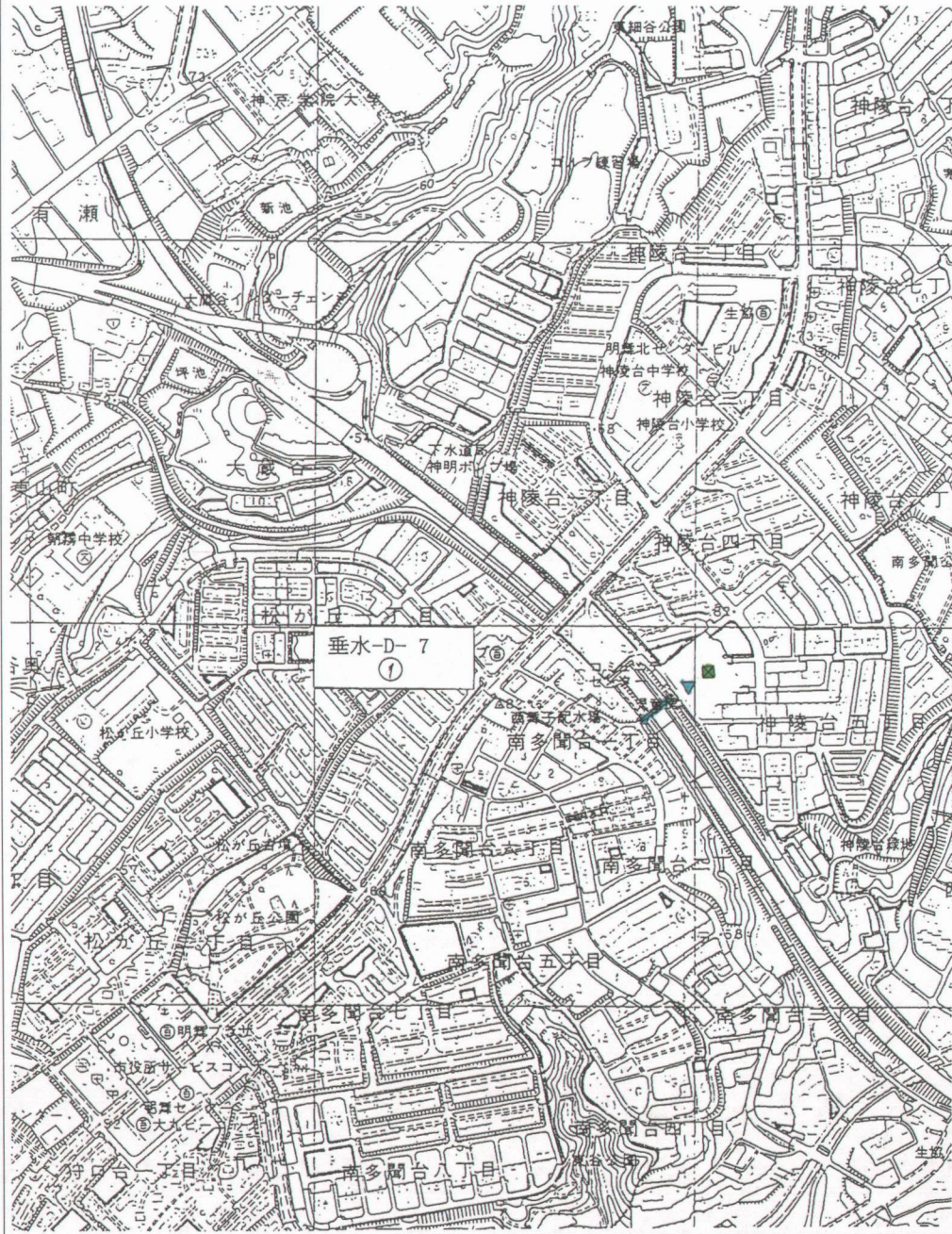
P140  
省破壊

P141  
橋端座屈

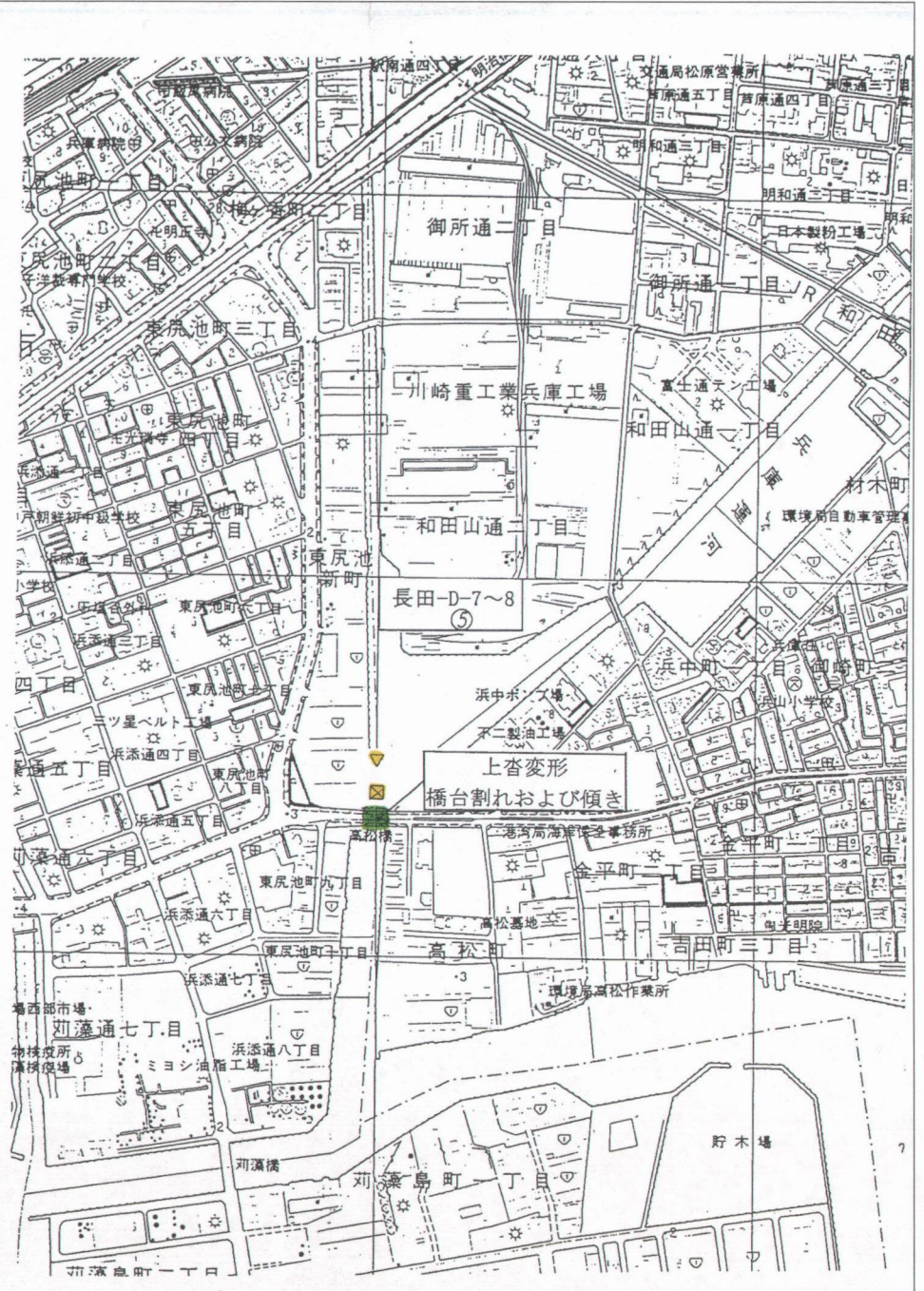
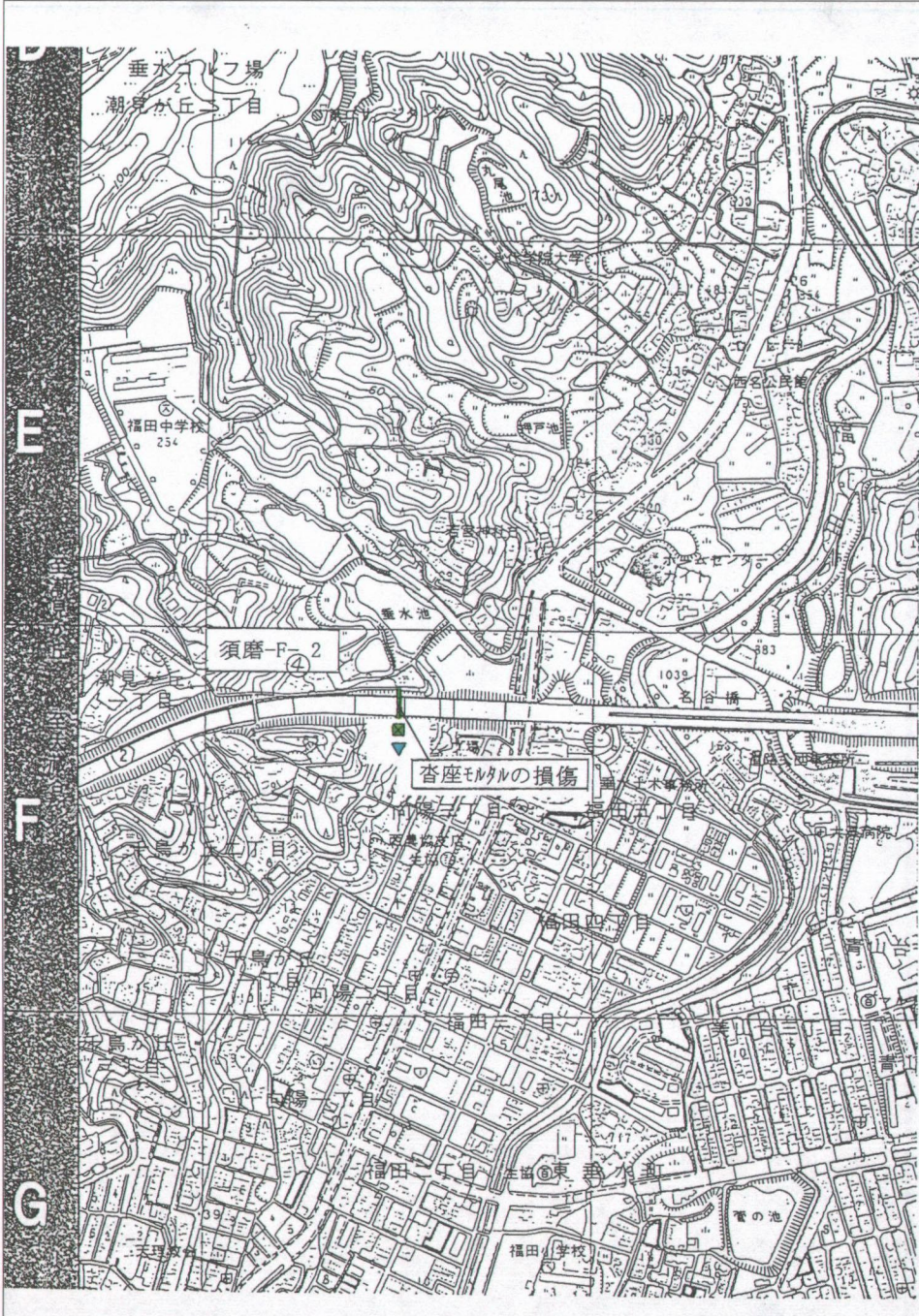
舞大橋  
橋脚2重

No.	橋名	路線名	施主	場所	形式	主構造	橋長(m)	下部工			被災度			備考	マップ情報
								橋台	RC	鋼	上部	支承	橋脚		
1	神明大橋	予野舞子停車場	---	神戸市垂水区南多聞台1丁目	ラーメン桁	I桁	16.5+25+16.5	○			C	C	D		垂水-D-7
2	高丸橋	②天神川乗越峠線	---	神戸市垂水区上高丸3丁目	ラーメン桁	I桁	42.6(3径間)	○			D	C	D		垂水-F-12
3	東高丸橋	第2神明道路	日本橋梁	神戸市垂水区千鳥ヶ丘2丁目	ラーメン桁	I桁	52.5(3径間)	○			C	D	D	ヒンジ部ボルトのせん断	垂水-F-12
4	西名橋	西垂水194号線	新井組	神戸市垂水区千鳥ヶ丘1丁目	単純桁	H桁	32.0(16,16)	○	○		D	C	D	杏座モルタルの損傷	須磨-F-2
5	高松橋	---	神戸市	神戸市兵庫区高松町	単純桁	I桁	31.0	○	○		D	B	B	上査変形 橋台割れおよび傾き	長田-D-7~8
6	浜手ハイスリケン工区	---	近畿地建	神戸市中央区海岸通り	連続桁	箱桁	62.3+85.0+66.5				—	D	—		三宮-G-1~2
7	神戸大橋	港湾幹線道路	神戸市港湾局	神戸港四突堤〜ポートアイランド	中路7チ	箱桁	319(3径間)		○		C	A	D	横構連結リベットの破断 セット外破断	三宮-I-4~5
8	第2工区立体交差橋	神戸港湾道路	神戸市港湾局	神戸市東灘区御影浜町	単純桁	I桁	70(35,35)	○	○		B	A	D	桁ずれ210mm PR10上支承破断	六甲-B-3
9	第2工区立体交差橋	神戸港湾道路	神戸市港湾局	神戸市東灘区御影浜町	連続桁	箱桁	44.6+63.0+44.6		○		B	A	D	下フランジの変形 PR5上ストップ破断	六甲-B-3
10	相生橋	---	神戸市	神戸市東灘区魚崎西町4丁目	単純桁	プレート	27.0	○			D	D	D		芦屋-J-5
11	東神戸フェリー橋	神戸港湾道路	神戸市港湾局	神戸市東灘区青木〜魚崎南町	連続桁	I桁	2 @ 24.7		○		B	B	D	サイドブロック破断 上査の逸脱	芦屋-J-8
12	宮川大橋	---	芦屋市	芦屋市高浜町宮川	単純桁	I桁	49.4	○			B	B	A	橋台鉄筋の破断	西宮-F-1
13	ASTM中央橋	---	新日本製鉄	兵庫県芦屋浜団地内	単純桁	箱桁	49.4	○			B	B	A	主桁部材の損傷 支承の逸脱 橋台鉄筋の破断	西宮-H-2
14	甲子園高架橋	---	近畿地建	西宮市甲子園7番町〜甲子園洲島町	連続桁	箱桁	56.3+70.0+56.3	○	○		D	D	D		西宮-H-10
15	名月跨線橋	---	兵庫県	尼崎市	単純桁	I桁	47.5(21.9,24.4)		○		D	D	D		尼崎-E-10
16	入江橋	---	近畿地建	尼崎市	単純桁	I桁	30.0	○			D	—	D		尼崎-G-7
17	庄下川橋	国道43号線	近畿地建	尼崎市西本町	単純桁	I桁	37.6	○			D	C	C	ボルトの緩み 鉄筋の露出	尼崎-I-10
18	尼崎高架橋	国道43号線	近畿地建	尼崎市西本町	単純桁	I桁	280(7*40.0)	○	○		D	B	D	ローラーの抜け出し	尼崎-J-10
19	東園田橋	---	尼崎市	尼崎市東園田8丁目	連続桁	I桁	124.2(4径間)				D	B	—	ストップの損壊	十三-B-4
20	利倉橋	---	近畿地建	豊中市利倉西	単純桁	I桁	111(3*36.7)	○	○		D	D	C	P1橋脚の全周にクラック	豊中-I-4





至名谷町  
至名谷マインジ





横構連結リベットの破断  
セットボルト破断

⑧ 桁ずれ210mm  
PR10上支承破断

⑨ 下フランジの変形  
PR5上スッター破断



芦屋-J-5  
⑩

芦屋-J-8  
⑪

▼ サイトブロック破断  
■ 上巻の逸脱

震災マップ (3-A14)

