

鋼橋技術研究会

阪神・淡路大震災被害調査研究部会

第2分科会 報告書

[阪神高速道路5号湾岸線]

[阪神高速道路 5 号湾岸線目次]

はじめに	1
第 1 章 湾岸線の被害状況	2
1. 1 被害概要	2
1. 1. 1 概要	2
1. 1. 2 震災マップ	2
(1) 震災マップの見方	2
1. 1. 3 被害状況	3
(1) 上部構造	3
(2) 支承	3
(3) 下部構造	3
1. 2 橋梁毎の被害事例	4
1. 2. 1 長大橋の被害	4
(1) 西宮港大橋	4
(2) 新夙川橋	5
(3) 新芦屋川橋	6
(4) 東神戸大橋	7
(5) 六甲アイランド橋	8
(6) その他の長大橋	8
1. 2. 2 一般橋の被害	9
(1) 西宮港大橋側径間(神戸側)	9
(2) 東神戸大橋側径間	9
1. 2. 3 橋脚の被害	9
第 2 章 橋脚腹板座屈事例の解析検討	10
2. 1 動的解析の概要	10
2. 1. 1 検討の目的	10
2. 1. 2 検討の方法と解析条件	10
2. 2 対象橋梁の被害状況	11
2. 2. 1 対象橋梁概要	11
(1) 架橋位置	11
(2) 橋梁概要	11
2. 2. 2 被災状況	12
(1) 支承の損傷	12
(2) 橋脚	12
(3) 基礎構造	12
2. 3 動的解析モデル	14

2.3.1	骨組解析モデル	14
	(1) 桁、橋脚のモデル化	14
	(2) 基礎バネのモデル化	15
2.3.2	入力地震波	16
2.3.3	橋脚横梁の座屈モデル	17
	(1) 座屈照査式	17
	(2) 座屈応力度の算定	17
2.4	解析結果	18
2.4.1	固有値解析結果	18
	(1) 固有振動数と固有モード	18
	(2) 入力波の応答スペクトル	18
2.4.2	時刻歴応答解析結果	20
	(1) 最大加速度	20
	(2) 最大変位	22
	(3) 最大断面力	22
2.5	横梁腹板座屈の評価	27
2.5.1	横梁腹板の座屈の評価	27
2.5.2	横梁腹板の座屈の評価(2)	28
2.5.3	その他の部材の評価	29
第3章	今後の橋梁システムのあり方	30
3.1	橋システムと耐震設計	30
3.2	今後の橋梁設計の方向	30
3.2.1	鋼製橋脚	30
3.2.2	支承および落橋防止システム	31
3.2.3	上部構造	31
3.2.4	免震設計	31
	あとがき	32
付属資料	震災マップ(阪神高速道路5号湾岸線)	A1

はじめに

平成6年に供用開始された阪神高速道路5号湾岸線は、阪神間の埋め立て地を結ぶ支間200mを超える3橋の長大橋梁と連続桁を主体とした高架橋で構成されている。

本報告書は、兵庫県南部地震により被災した阪神高速道路5号湾岸線の被災状況の概要と、門型鋼製橋脚・横梁の腹板に発生したせん断座屈に関する検討結果を報告するものである。

第1章では、阪神高速道路5号湾岸線の被害状況を震災マップで示し、全体の被災の程度と特徴を分析する。さらに、被害の集中した長大橋の被害と、湾岸線に比較的多く見られた橋脚腹板のせん断座屈の事例を紹介する。

第2章では、魚崎浜高架橋を対象に被害状況の特徴を整理した。さらに、橋脚腹板のせん断座屈が橋梁構造物の地震挙動にどのような影響を与えたかを検討する目的で、2層門型鋼製橋脚と3径間連続鋼床版構造を立体骨組モデルとし、時刻歴応答解析を実施した。時刻歴応答解析では、線形動的解析と腹板の座屈の影響を考慮した非線形解析の2ケースを実施している。また固有値解析も行っている。

第3章では、今後の橋梁システムのあり方に関して、耐震設計との整合性および今後の橋梁設計の方向性の観点から、2、3の考察を試みた。



第1章 湾岸線の被害状況

1.1 被害状況

1.1.1 概要

阪神高速道路湾岸線は、神戸市東灘区向洋町から泉佐野市りんくう往来北までの延長 57.7km である。兵庫県南部地震による被害の多くは阪神高速道路湾岸線のなかの尼崎市から神戸市六甲アイランドに至る阪神高速道路5号湾岸線部に集中した。

損傷の程度は、長大橋が支承部の破壊により上部工の変形、桁端部の損傷などの被害が目立った。また長大橋以外の上部工では西宮港大橋の大阪側に隣接する鋼単純箱桁1橋が落橋する被害が発生したが、その他の上部鋼構造物の損傷は全体的に阪神高速道路3号神戸線に比べて比較的軽微であった。これは、構造物が昭和55年または平成2年の道路橋示方書により設計されている為であると思われる。

1.1.2 震災マップ

本項では、第2WGで作成した阪神高速道路5号湾岸線の震災マップについて報告する。

震災マップの作成に当たり、阪神淡路大震災被害調査研究会から調査票を配布し、橋梁建設協会および鋼橋技術研究会などの会員に協力をお願いした。その後、調査票を収集し調査結果を用いて阪神高速道路5号湾岸線の路線地図上に上部工、支承、下部工の被害度を色分けにて区分すると共に、被害箇所と被害状況のコメントを地図上に記載し震災マップ（付属資料一）として完成させた。

(1)震災マップの見方

(a)色分け区分

道路震災対策便覧に準拠しAs～Dランクに分類し、色分け区分（表1.1.1）した。

表 1.1.1 損傷度別色分け区分

損傷度	色分け区分
As	赤色
A	ピンク色
B	黄色
C	水色
D	きみどり色

(b)記号区分と損傷度の定義

被害箇所を震災マップ内に表示識別出来るように、上部工、橋脚、支承の3箇所を記号区分（表1.1.2）した。

表 1.1.2 構造別記号区分

構造区分	記号区分
上部工	平面線形
支承	△
下部工	□

(c)損傷の定義

道路震災対策便覧に準拠しAs～Dランクに分類し上部工、支承、下部工毎に損傷度を定義（表1.1.3）した。

表 1.1.3 構造別損傷度の定義

構造区分	損傷度	定義
上部工	As	落橋
	A	下フランジの破断、ウェブの大きな局部座屈
	B	下フランジの変形、ウェブの局部座屈
	C	局部的または小規模の変形や座屈
支承	D	損傷無しまたは耐力的に影響のない軽微な損傷
	As	——
	A	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、沓座コンクリートの破断
	B	ピンの切断、上沓ストッパーの破断、ローラーやアンカーボルトの抜出し、移動制限装置の変形または亀裂、沓座コンクリートや沓座モルタルの破断
下部工	C	上沓や下沓の変形、セットボルトのゆるみ、移動制限装置の変形または亀裂、沓座コンクリートや沓座モルタルの破断
	D	損傷無しまたは耐力的に影響のない軽微な損傷
	As	倒壊、崩壊または大きな損傷
	A	亀裂、座屈、鉄筋の破断
下部工	B	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
	C	局部的かつ軽微な鋼材の座屈や変形、ひび割れの発生、局部的なコンクリートの剥離や亀裂
	D	損傷無しまたは耐力的に影響のない軽微な損傷

1. 1. 3 被害状況

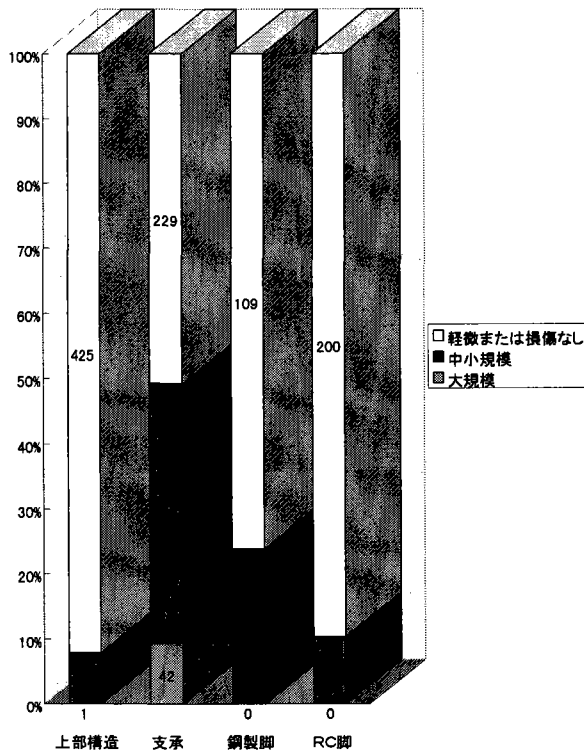
本第2分科会巻末（付属資料—1）に示す、5号湾岸線マップ（その1）～その（7）は、阪神高速道路湾岸線の特に被害が集中した六甲アイランドの海P216から尼崎鉄工団地以東の岸P59までの損傷度を図化すると共に、上部構造、支承、橋脚部に受けた被害状況もマップ内に一部コメントとして記載している。

表1.1.4および図1.1.1は、比較的被害の少なかった尼崎市地域を除く阪神高速道路湾岸線（橋脚番号：海P36～海P220）の本線部およびランプ部に関して被害状況の判定を行い結果を示したものである。ここでは、損傷度を震災マップよりも大別し表現しており、損傷度の定義を

表1.1.4 構造区別損傷

損傷程度		大規模	中 または 小規模	軽微 または なし	総数
構造部分					
上部構造		1	36	425	462
支 承		42	180	229	451
橋脚	鋼 製	0	34	109	143
	RC 製	0	23	200	223
	計	0	57	309	366
合 計		43	273	963	1279

図1.1.1 構造別損傷



「AsおよびA：大規模」、「BおよびC：中・小規模」、および「D：軽微またはなし」の3段階に分類した。また、集計方法の単位は、「上部構造：各径間毎」、「橋脚：1基毎」、および「支承：同一支承線毎」とした。

(1) 上部構造

大規模の損傷としては、西宮港大橋に取付くアプローチ橋1径間の落橋があった。また、中規模の損傷として桁が支承から逸脱し生じた損傷が8連あったが、阪神高速道路3号神戸線に比較すると被害の程度は軽微であった。

(2) 支承

支承線数は451のうち約65%が支承板支承またはピボット支承を採用しており、これらの支承形式別の被害に有為な違いは見られないが、上部構造に及ぼす影響は支承高さが高いほど大きい。残りの35%の支承はピボットローラー支承、ピン支承、ピンローラー支承、支承線支承、および反力分散ゴム支承などが採用されていた。

(3) 下部構造

阪神高速道路湾岸線の84%（308基）が昭和55年の道路橋示方書を適用しており、残りの16%（58基）が平成2年の道路橋示方書を適用している事から、阪神高速道路3号神戸線に比べ、橋脚における被害は極端に少なかった。

(a) 鋼製橋脚

鋼製橋脚では、ラーメン型式の横梁部に局部せん断座屈の被害を受けた橋脚が25橋脚あった。また、橋脚柱部への被害は東神戸大橋の橋脚のみであった。

(b) RC橋脚

RC橋脚は223基うち1基が中規模の被害を受けた。この橋脚は壁式RC単柱であり、上部工が支承から逸脱しコンクリートの天端に衝突したための損傷であった。その他の22基は1mm以下のひび割れが生じた小規模の損傷であった。

参考文献

- 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査—中間報告—、平成7年3月30日
- 吉崎 収：兵庫県南部地震、阪神高速道の被災と復旧、土木施工、36巻、9号、pp. 17~23、1995年8月

1. 2 橋梁毎の被害事例

1. 2. 1 長大橋の被害

本項では、第2WGによる調査と、平成9年9月30日に阪神高速道路公団監修により発行された「大震災を乗り越えて—震災復旧工事日誌—」を引用し被災状況を報告する。ただし、5号湾岸線の長大橋についての被災メカニズムは「兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査中間報告（平成7年3月30日）」以降多くの研究報告が出されているため、比較的損傷の大きかった橋梁について形式とその被災程度について簡単に概要を記述するとどめた。

(1) 西宮港大橋

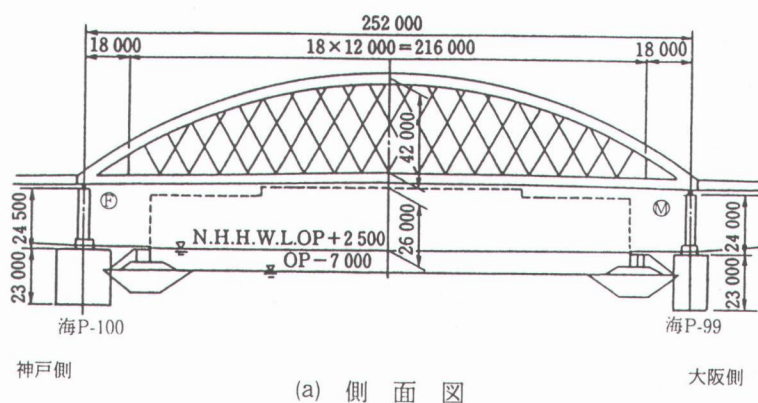
甲子園浜と西宮浜との間に位置し西宮航路を跨ぐセンタースパン 252 mの長大バスケットハンドル型ニールセンローゼ桁橋が西宮港大橋（図 1.2.1）¹⁾である。西宮港大橋の上部構造は平成2年の「道路橋示方書」により設計されている。なお、構造諸元を表 1.2.1 に示す。

表 1.2.1 構造諸元

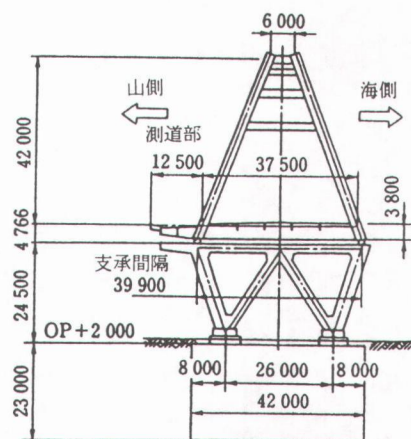
道路構造規格	第2種第1級
設計速度	80 Km/h
橋格	一等橋 (TL-20, TT-43)
橋梁型式	バスケットハンドル型ニールセンローゼ桁橋
支間長	252.0m (道路中心線上)
アーチライズ	42.0m (ライズ比: R/l=1/6)
主構傾斜角	69° 26' 38"
吊り材間隔	72本、間隔12.0m (傾斜角60°)
吊り材断面	PWS (φ7mm) -163, 139, 85, 73

西宮港大橋は、今回の地震により倒壊、落橋などの致命的な被害は受けていないが、上部工ではシムプレートが地震動により外れハンガーロープのゆるみが生じた。また、海側ピボット支承上沓の亀裂破壊（写真 1.2.1）、山側ピボット支承セットボルトの破損、および側径間の落橋にともない桁連結装置が破断（写真 1.2.2）などの被害を受けた。また下部工は地盤の液状化に起因する地盤流動圧により海P99の橋脚においてケイソン天端の移動量が9cmに達した。

図 1.2.1 構造一般図



(a) 側面図



(b) 正面図

写真 1.2.1 ピボット支承の亀裂破壊

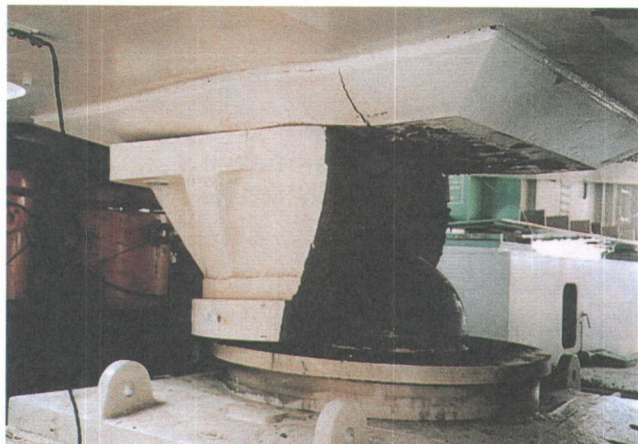
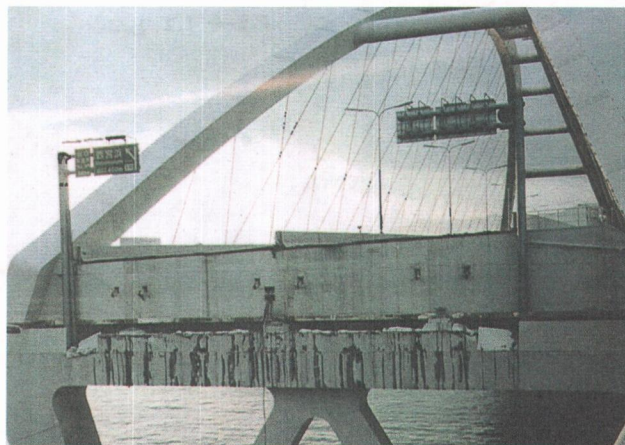


写真 1.2.2 桁連結装置の破断



(2)新夙川橋

西宮浜と南芦屋浜との間に位置し夙川航路を跨ぐセンタースパン135 m、サイドスパン87.5 mの3径間鋼床版ゲルバー箱桁橋が新夙川橋(図1.2.2)¹⁾である。なお、構造諸元を表1.2.2に示す。

新夙川橋は、今回の地震により倒壊、落橋などの致命的な被害は受けていないが、下部構造では液状化に起因する地盤流動圧により、西宮浜側海P131橋脚が約60 cm、芦屋浜側海P134橋脚が約1 m航路側に移動した。上部構造では下部工の移動に伴い橋梁両端部のピボットローラ支承が被害を受けた(写真1.2.3)²⁾、ゲルバーヒンジ部では桁間連結装置の変形(写真1.2.4)²⁾、および支承セットボルトの損傷などが生じたが軽微な損傷で済んでいる。

表 1.2.2 構造諸元

上部構造	橋梁型式	3径間連続鋼床版ゲルバー箱桁橋
	橋長	350.0m
	幅員	28m~69m (P134付近に料金所有り)
	適用示方書	平成2年
下部構造	設計水平震度	0.3
	海P131橋脚	RCラーメン橋脚 (H=11m) オープンデッキ (φ6.4m, L=24m)
	適用示方書	橋脚:昭和55年 基礎:昭和55年
	設計水平震度	橋脚:0.24 基礎:0.24
	海P134橋脚	鋼製ラーメン橋脚 (H=9.5m) 場所打ち杭 (φ1.5m, L=24m)
	適用示方書	橋脚:平成2年 基礎:昭和55年
	設計水平震度	橋脚:0.3 基礎:0.24
	支持層	洪積砂礫層
地盤条件	Ⅲ種	

図 1.2.2 構造一般図

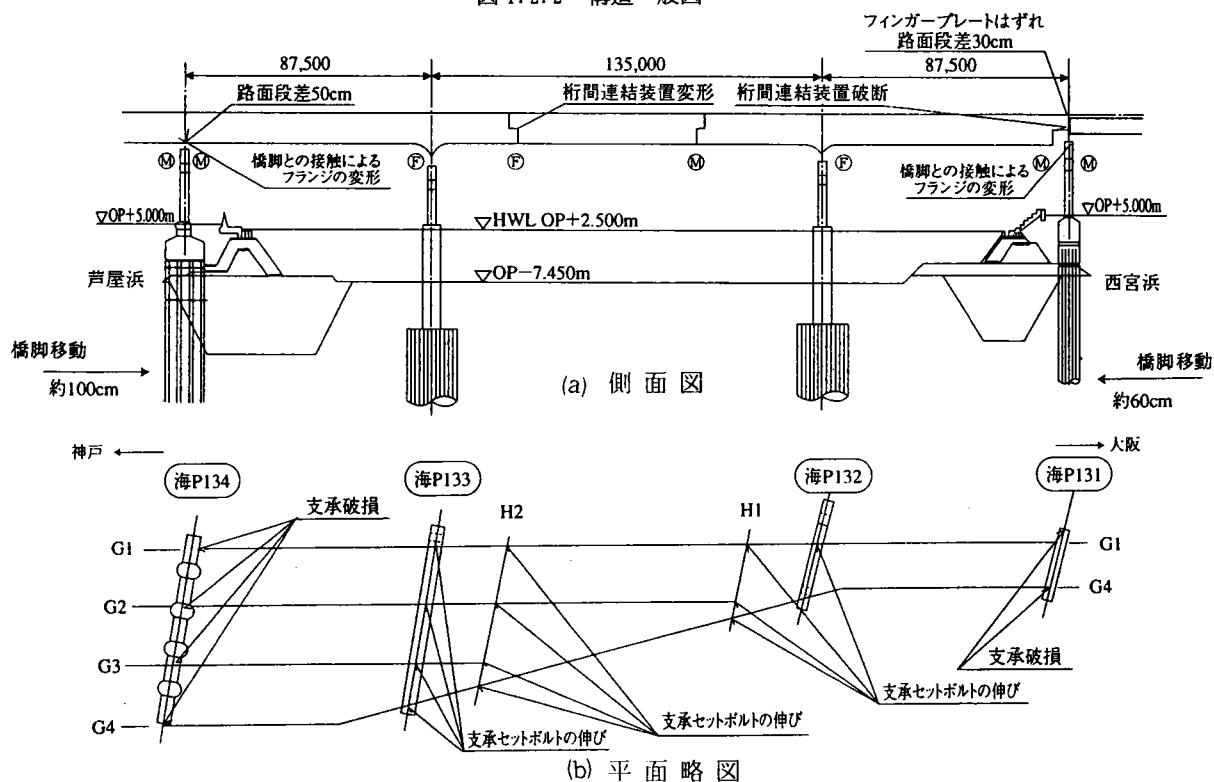


写真 1.2.3 ピボットローラ支承の被害

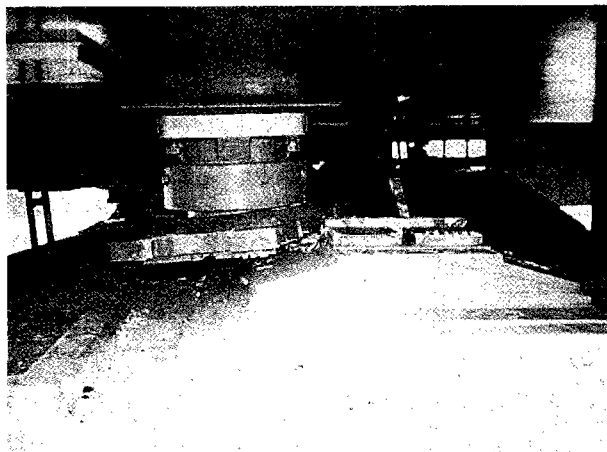
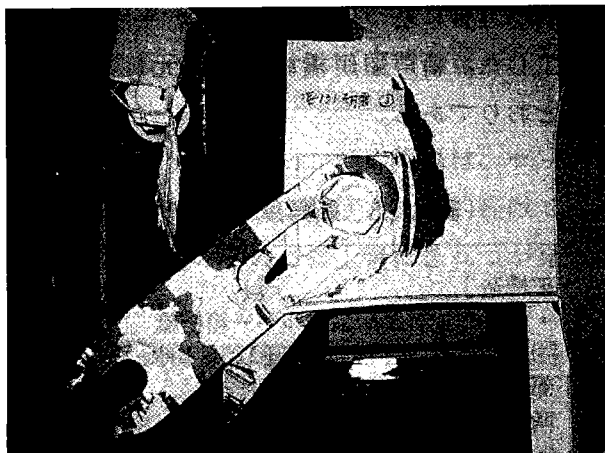


写真 1.2.4 連結装置の破断



(3) 新芦屋川橋

南芦屋浜と深江浜の間に位置し芦屋川を跨ぐセンタースパン175 m、サイドスパン106 mの3径間鋼床版ゲルパー箱桁橋が新芦屋川橋(図1.2.3)¹⁾である。上下部構造は平成2年、基礎構造物は昭和55年の「道路橋示方書」により設計されている。なお、構造諸元を表1.2.3に示す。

新芦屋川橋は、今回の地震により倒壊、落橋などの致命的な被害は受けていないが、下部工では南芦屋浜側海P164橋脚が約70 cm航路側に移動した。上部工では南芦屋浜側の可動支承の損傷、ゲルパーヒンジ部ではピボット支承の亀裂破壊(写真1.2.5)、および橋脚の上下層横梁部の腹板パネルのせん断座屈(写真1.2.6)などが生じた。

表 1.2.3 構造諸元

上部構造	橋梁型式	3径間連続鋼床版ゲルパー箱桁橋
	橋長	387.0m
	幅員	27.4m~39.8m
	適用示方書	平成2年
下部構造	設計水平震度	0.3
	海P134橋脚	鋼製ラーメン橋脚(H=27.2m)
		場所打ち杭(φ1.5m、L=34m)
	適用示方書	橋脚:平成2年 基礎:昭和55年
	設計水平震度	橋脚:0.3 基礎:0.24
	支持層	洪積砂層
地盤条件	Ⅲ種	

図1.2.3 構造一般図

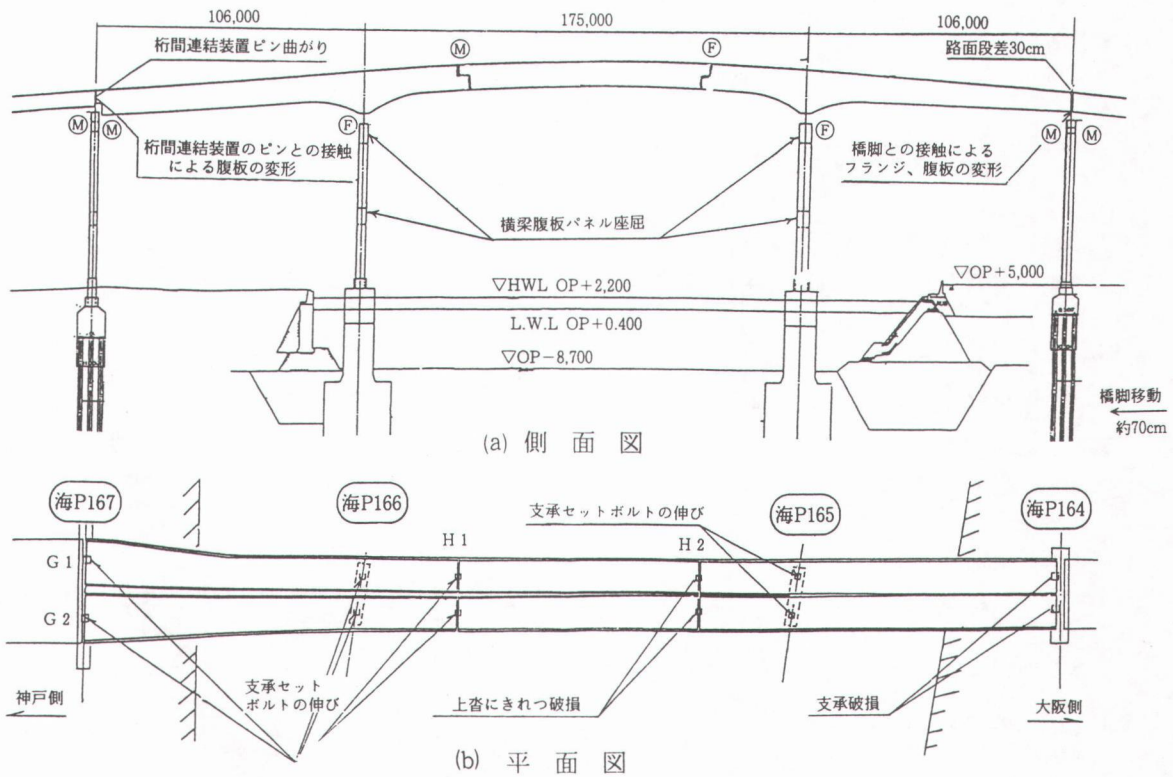


写真1.2.5 ゲルパーヒンジ部支承の亀裂破壊

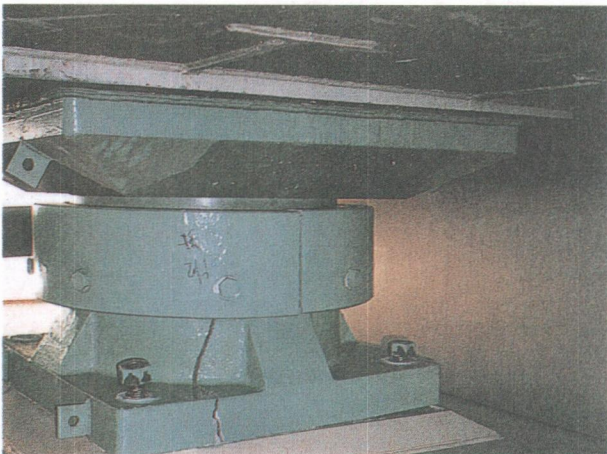


写真1.2.6 橋脚梁部のパネルせん断座屈



(4) 東神戸大橋

深江浜と魚崎浜との間に位置し東神戸水路を跨ぐセンタースパン485 m、サイドスパン200 mの3径間ダブルデッキ構造を有する長大斜張橋が東神戸大橋（図 1.2.4）¹⁾である。耐震上の特性としては、主桁の全支点を橋軸方向に可動とするオールフリー構造系の採用と、桁端にベンダンパーを配置する事で地震時のエネルギーを吸収し水平移動を拘束している。上部構造は昭和55年の「道路橋示方書」により設計されている。なお、構造諸元を表 2.2.4 に示す。

東神戸大橋は、今回の地震により倒壊、落橋などの致命的な被害は受けていないが、魚崎浜側のウィンド支承とペンデル支承が破損（写真 1.2.7）、橋脚においては下層横梁部の腹板パネルのせん断座屈（写真 1.2.8）、および橋

脚基部の局部座屈などが生じた。

表 1.2.4 構造諸元

道路構造規格	第2種第1級
設計速度	80 Km/h
橋格	一等橋 (TL-20, TT-43)
橋梁型式	3径間連続鋼斜張橋
橋長	885.0m
幅員	13.5m×2層
主塔	146.5m (H型塔)
主桁	純ワーレントラス
ケーブル	ハーブ型 (2面12段マルチケーブル)
下部構造	主塔部：ケーソン基礎 端・中間橋脚部：場所打ち杭基礎

図 1.2.4 構造一般図

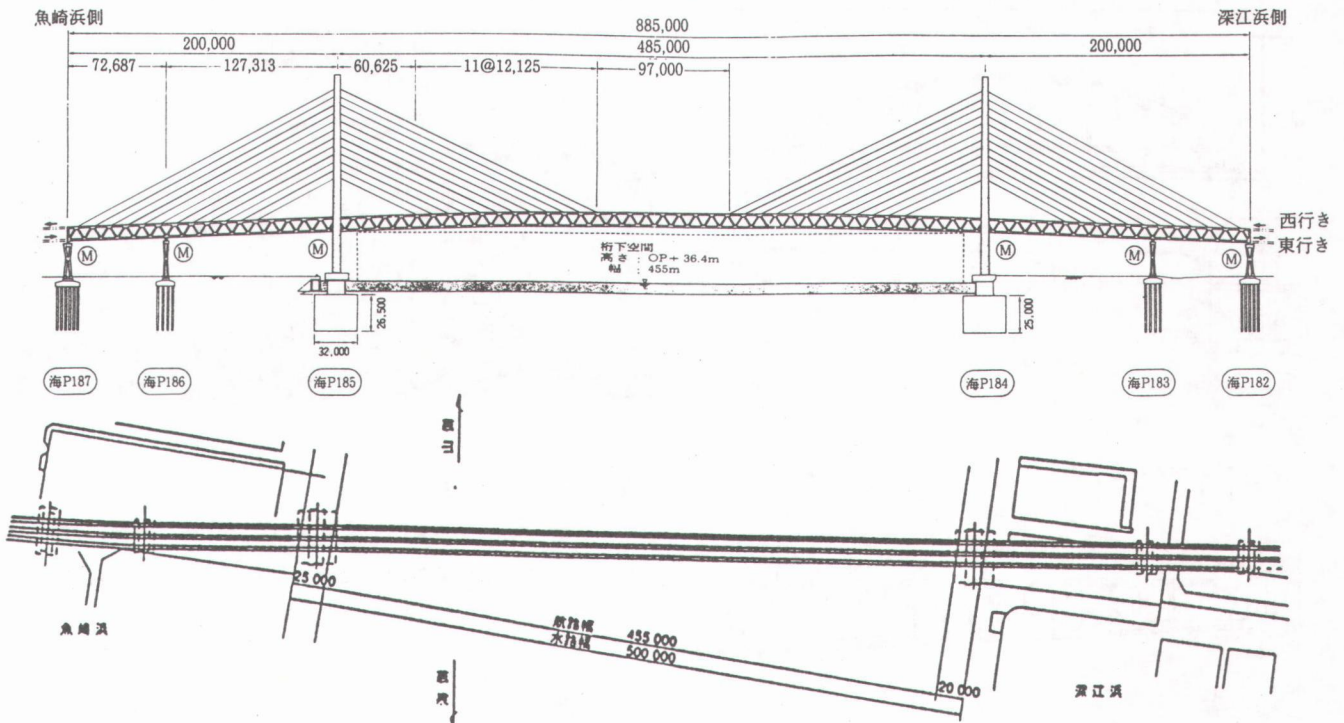


写真 1.2.7 ペンデル支承の破損

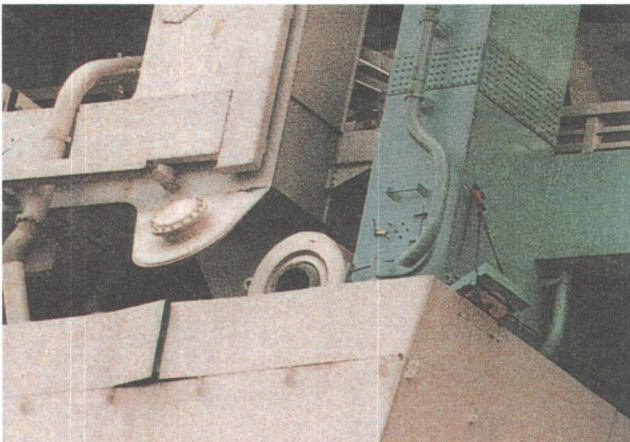
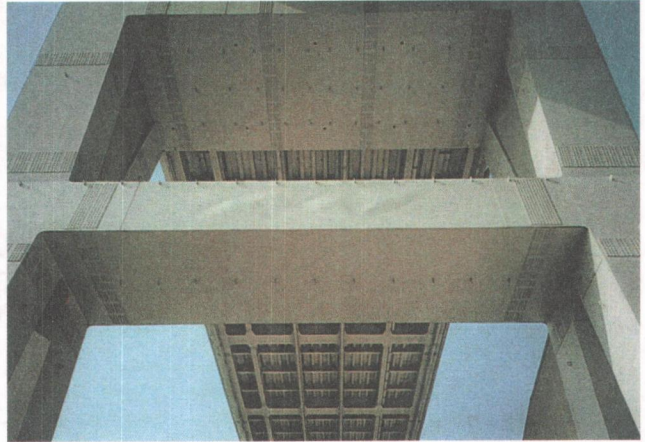


写真 1.2.8 橋脚梁部のパネルせん断座屈



(5) 六甲アイランド大橋

魚崎浜と六甲アイランドとの間に位置し六甲北水路を跨ぐセンタースパン 213.35 m 非平行弦ダブルデッキローゼ桁橋が六甲アイランド橋 (図 1.2.5)¹⁾ である。上部構造は平成2年の「道路橋示方書」により設計されている。なお、構造諸元を表 1.2.5 に示す。

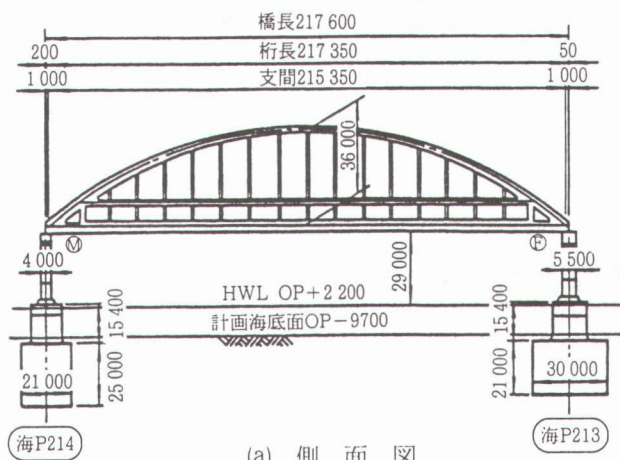
六甲アイランド橋は、今回の地震により倒壊、落橋などの致命的な被害は受けていないが、六甲アイランド側のピボットローラ支承の破壊 (写真 1.2.9) が原因となり、橋軸直角方向 (東側) に 3.1 m 横ずれしたが、架設時に設置されたジャッキアップ架台と、六甲アイランド側の側径間主桁がストッパーとなり六甲アイランド橋は海中への落橋を免れた。横ずれの影響により上部工ではの上横構とアー

チリブ連結支材の座屈 (写真 1.2.10)。また、下部工では魚崎浜側橋脚海P214橋脚の横梁部腹板パネルのせん断座屈などが生じた。

表 1.2.5 構造諸元

道路構造規格	第2種第1級
設計速度	80 Km/h
橋格	一等橋 (TL-20, TT-43)
橋梁型式	非平行弦ダブルデッキローゼ橋
橋長	215.35 m
ライズ	R=36 m (R/L=1/6)
幅員	上路 13.5 m~19.004 m 下路 13.5 m~(15.15+7.512) m
橋脚構造	1層1径間門型鋼製ラーメン橋脚
基礎構造	ケーソン基礎

図 1.2.5 構造一般図



(a) 側面図

(b) 平面図

写真 1.2.10 上横構、アーチリブ連結支材の座屈

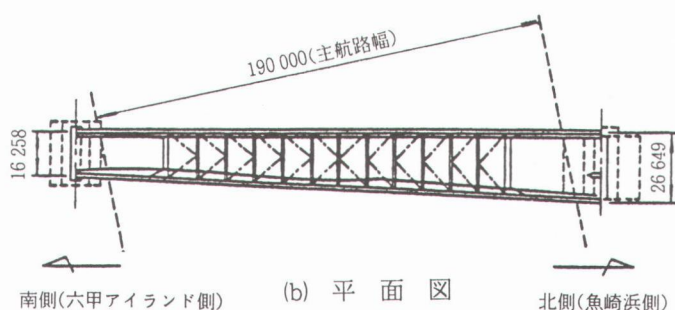
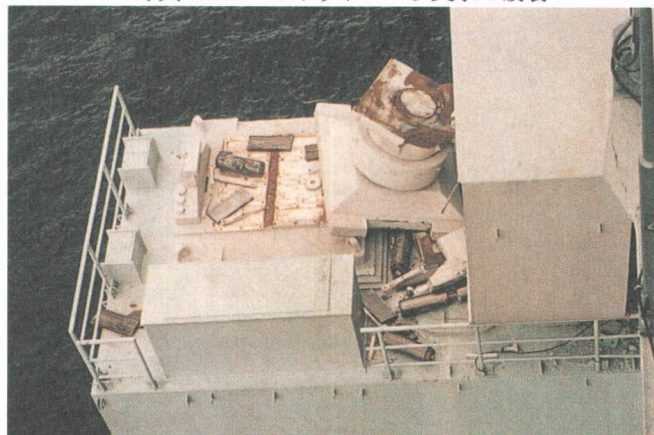


写真 1.2.9 ピボットローラ支承の破壊



(6) その他の長大橋

西宮港大橋よりも東側に位置する、鳴尾橋、天保山大橋などの長大橋は損傷状況が軽微なため、その損傷状況は省略する。

参考文献

- 1) (財) 阪神高速道路管理技術センター：大震災を乗り越えて 震災復旧工事誌、平成9年9月30日
- 2) (財) 阪神高速道路管理技術センター：震災から復旧まで [写真集]、平成9年9月30日
- 3) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査—中間報告—、平成7年3月30日

1. 2. 2 一般橋の被害

埋め立て地内の上部工は、前項で紹介した長大橋の隣接工区で支承、伸縮装置、桁連結装置の破損及び主桁端部に損傷が発生した。落橋した西宮港大橋の側径間以外では深江浜および西宮浜埋め立て地のランプ部で橋台の沈下による段差が発生し支承、伸縮装置、落橋防止装置に損傷が生じた。

(1) 西宮港大橋側径間（神戸側）

3径間連続鋼床版箱桁の本橋は、海P100 橋脚上に被害が集中した。5 個の支承のうち山側の 3 個はBP 支承の上杓が抜け落ち（写真1. 2. 11）他の2 個もセットボルトが破断した。また、10 個所の桁連結装置は全てのピンが破断し抜け落ちた（写真1. 2. 12）。オンランプ部の橋脚は上部構造の衝突が原因と考えられるひび割れが、橋体部に発生した（写真1. 2. 13）。

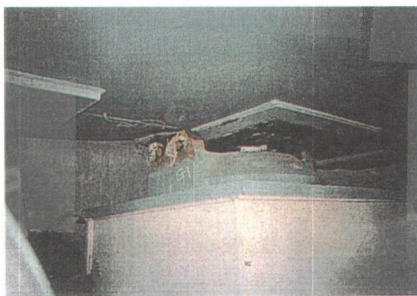


写真1. 2. 11 上杓の抜け落ち



写真1. 2. 12 ピンの抜け落ち

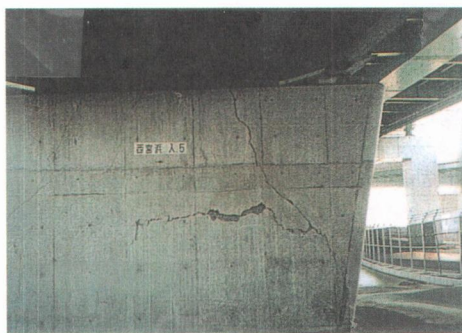


写真1. 2. 13 橋脚のひび割れ

(2) 東神戸大橋側径間

東神戸大橋の側径間は、深江浜・魚崎浜とも2層門型ラーメン橋脚、上部構造は3径間連続箱桁で構成され、上層桁の中間支点は橋脚と剛結されている。この区間の上部構造の被災は、支承に一部発生したものの桁は健全であった。海P82 橋脚では橋脚が水平方向へ移動したため、可動支承の遊間が詰まり、桁の温度変化による伸びが拘束されるという機能上の問題が発生した（写真1. 2. 14）。



写真1. 2. 14 可動支承遊間の詰まり

1. 2. 3 橋脚の被害

湾岸線の深江浜、魚崎浜地区の橋脚は、鋼製2層門型ラーメン構造であり、全体的に柱高が高く柱間隔が狭くなっている。基礎形式は魚崎浜の東半分が連続式中壁基礎で他は場所打ち杭基礎である。

この区間の鋼製橋脚の特徴的な損傷は、ラーメン橋脚下層梁の腹版に生じたX状のせん断座屈である（写真1. 2. 15、1. 2. 16）。



写真1. 2. 15 鋼製橋脚横梁のせん断座屈



写真1. 2. 16 鋼製橋脚横梁のせん断座屈

第2章 橋脚腹板座屈事例の解析検討

2.1 動的解析の概要

2.1.1 検討の目的

今回の地震による被害の例として2層門型ラーメン橋脚の下層横梁の腹板にせん断座屈が発生したものである。本検討では時刻歴応答解析により橋脚に作用する力を求め、横梁の腹板が座屈するかどうかを推定することにより、この現象がどのような地震の作用により発生したものを明らかにすることを目的とした。

解析の対象としている橋脚は阪神高速道路5号湾岸線のうち魚崎浜に位置する橋脚であり、地震によって横梁の腹板にせん断座屈が生じている。上部工の被害としては支承に損傷があったほかは大きな損傷がみられない。これらの現象が地震の作用によるものであることを確認するとともに、地震の作用により橋脚がどのような被害を受けたか、さらに橋脚の横梁腹板の損傷が他の部分にどのような影響をもたらしたかを推定することとした。

2.1.2 検討の方法と解析条件

検討に当たっては対象とする橋脚と上部構造を一体

として時刻歴応答解析を実施して、せん断座屈が発生するかどうかを検討することとした。解析に使用したモデルは橋梁構造の地震応答解析を行う場合に一般に用いられる立体の骨組モデルを使用した。

対象とする高架橋が魚崎浜に位置することから、東神戸大橋にて記録された地震波を入力地震波として用いた。基礎構造をモデル化したことから、計測された地震波のうち地下-33mでの加速度波形を入力波として採用した。また、対象とする座屈現象が橋軸直角方向の地震力によって引き起こされると考えられたことと解析結果からの推定を簡潔にするために、入力地震波は橋軸直角方向のものだけ入力している。

応答解析は地震時応答解析用プログラムであるT-DAPⅢを用いて直接積分法による時刻歴応答解析を行った。解析に用いた減衰定数は $h=0.02$ とした。横梁腹板の座屈には道路橋示方書で用いられている弾性座屈耐荷力を適用した。座屈後の応力-ひずみ曲線はバイリニアの関係にあるものとしてモデル化している。

2.2 対象橋梁の被害状況

2.2.1 対象橋梁概要

(1) 架橋位置

検討の対象とした橋梁は阪神高速道路5号湾岸線の魚崎浜に架かる高架橋であり、すぐ東側には被害を受けた東神戸大橋がある。橋の方向は東神戸大橋とほぼ同じであり、橋軸方向が東西になっている。図2.2.1に位置図を示す。今回の解析では被害の状況から考えて、橋軸直角方向の地震波を入力することとした。

(2) 橋梁概要

(a) 上部構造

上部構造は3径間連続の鋼床版箱桁橋であり、上り線と下り線が上層と下層の2層構造になっており、上層桁

の中間支点部で橋脚と剛結構造になっている。支間は49.5m+72.5m+63.0mで、橋長185mとなる。

(b) 橋脚

橋脚は鋼製の2層門型ラーメン構造である。高さはフーチングの天端から25m~30mである。柱、および梁の断面は2~3mの矩形断面。上部工の支点は全て橋脚の上層および下層の横梁に位置するが、上層桁の中間支点のみ橋脚に剛結であり、他は支承を介して橋脚に反力を伝える構造となっている。

(c) 基礎構造

基礎工は全て連壁杭基礎構造を採用している。杭の長さはいずれも40mである。

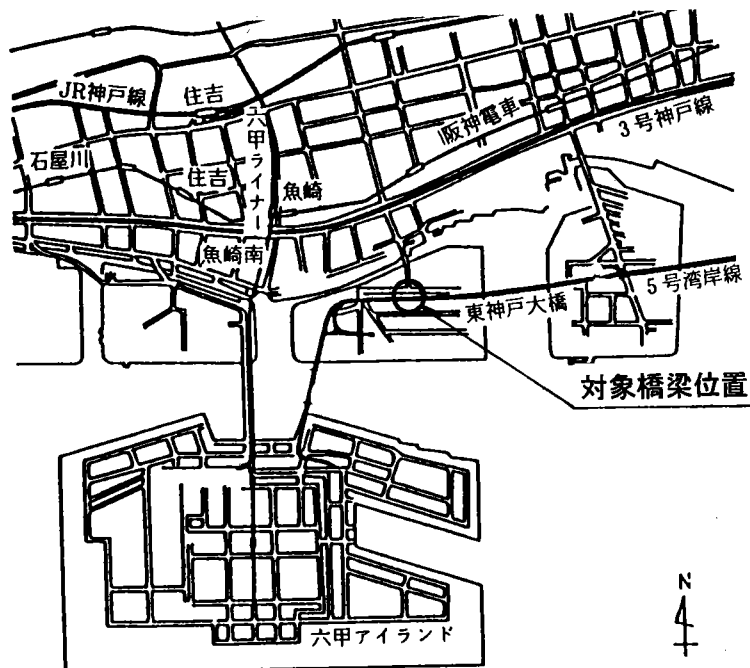


図 2.2.1 位置図

2.2.2 被災状況

上部工の被災状況を図 2.2.2 に示す。

上層桁は端支点の支承に損傷がみられた。下層桁は全ての支点の支承に損傷がみられた。ただし、以上の損傷の程度は軽微なものであった。これに対し、中間支点の橋脚については、下層の横梁腹板に座屈が発生していた。下部構造については損傷の報告はない。

(1) 支承の損傷

支承の損傷状況を写真 2.2.1 に示す。上層桁は西端部の支点においてセットボルトの破損と上沓の破損がみられた。東端部の支点ではサイドブロックのボルトが破損し、サイドブロックにも損傷があった。下層桁は東端部の支点が上層桁と同じようにサイドブロックに損傷があった。それ以外の支点は中間支点の固定支承も含めて、セットボルトのゆるみがみられる程度である。

(2) 橋脚

中間支点の橋脚の下層の横梁に腹板の座屈が発生した。座屈の生じた橋脚は中間支点の P14, P15 橋脚で、下層桁が乗る 1 層目の横梁の腹板が座屈した。座屈箇所は横梁の下層桁の 2 つの支点にはさまれた部分の腹板である。腹板を図 2.2.3 に示す。また、座屈した腹板を写真 2.2.2 に示す。腹板の座屈形状を計測した結果を図 2.2.4 に示す。腹板の最大変形量は 84mm である。このような座屈状況から、上部工の支点部反力によるせん断座屈であることが推定される。

(3) 基礎構造

基礎構造については損傷の報告はなく、健全であったものと考えられる。

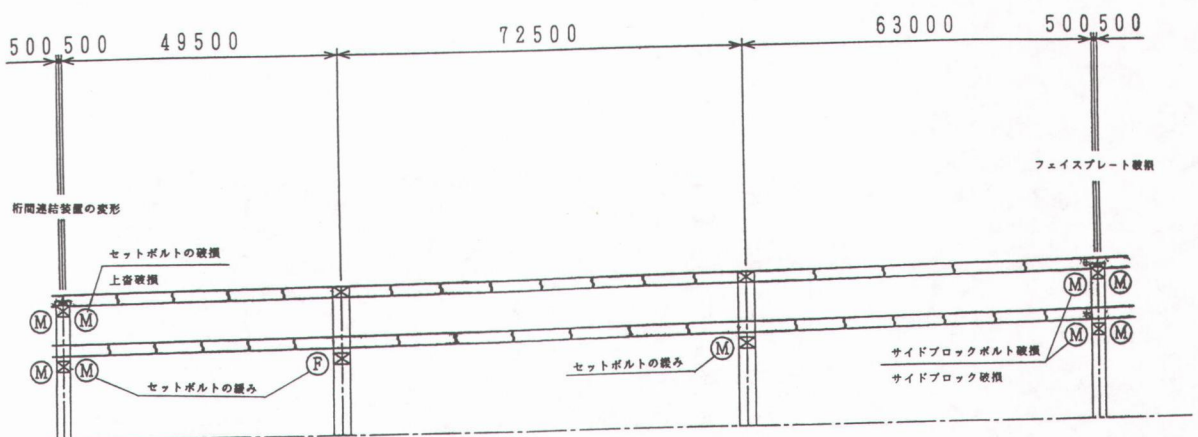


図 2.2.2 被災状況図

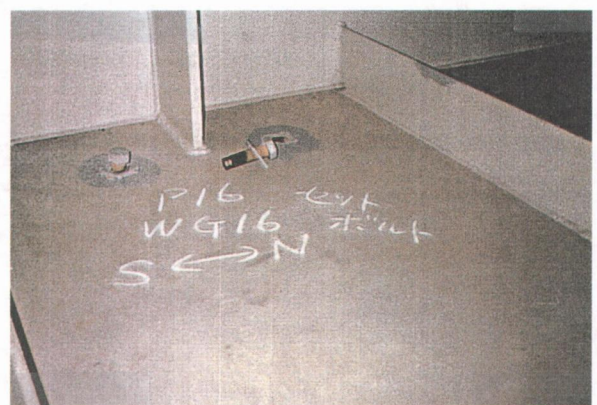


写真 2.2.1 被災状況 (支承)

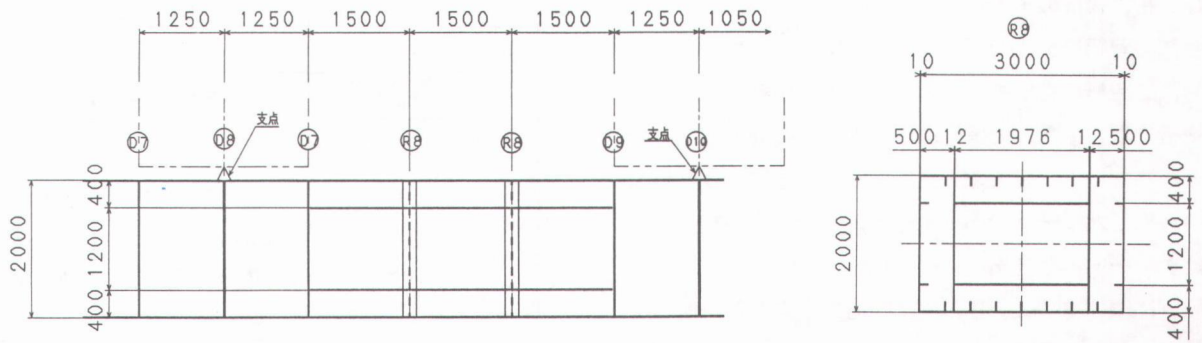


图 2.2.3 下層橫梁腹板概略圖

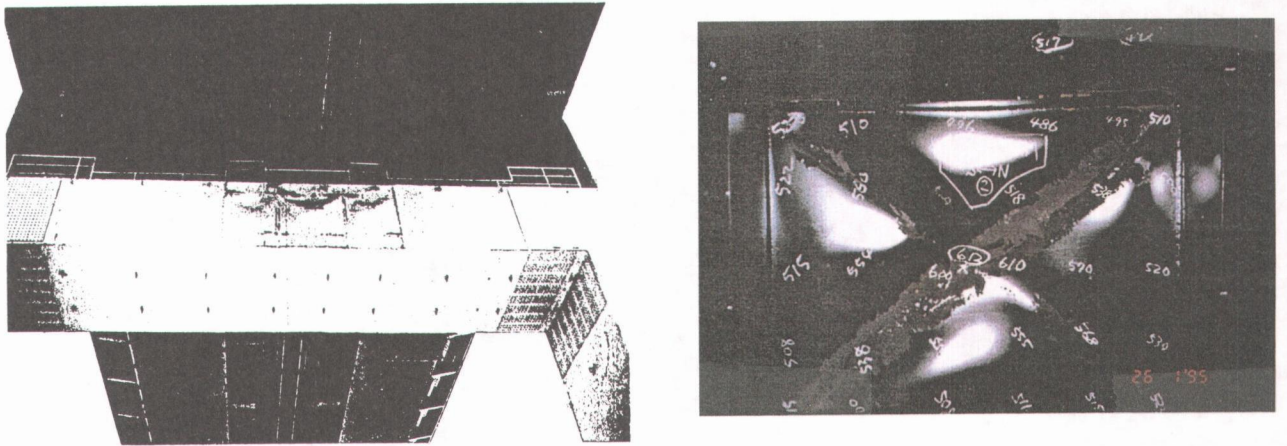


写真 2.2.2 被災狀況 (橫梁腹板)

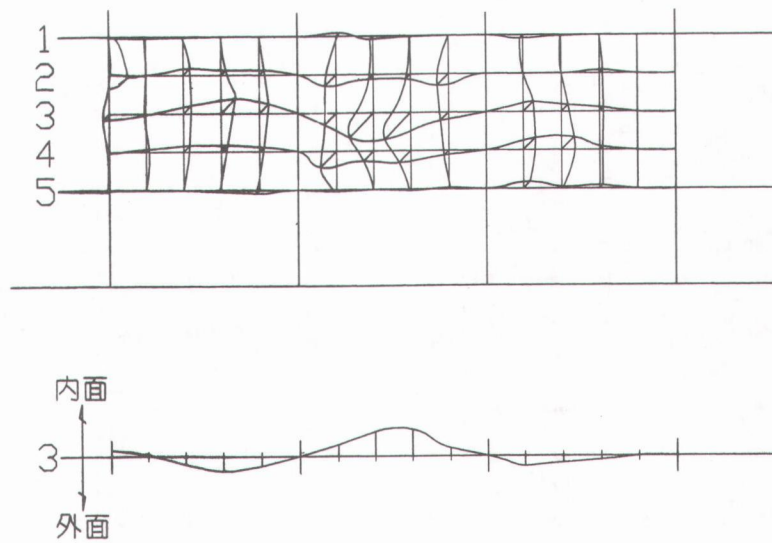


图 2.2.4 座屈後形状模式圖

2.3 動的解析モデル

2.3.1 骨組解析モデル

(1) 桁、橋脚のモデル化

全体の骨組モデルを図2.3.1に示す。上層桁、下層桁ともに2主桁の骨組モデルとした。主桁の解析上の格点は横桁位置とした。上層桁は中間支点の橋脚とは剛結構造となっている。主桁を2主桁としたことにより、桁ごとの独立したモードの出現が懸念されたが、固有値解析の低次モードには含まれていない。

橋脚については梁、柱ともに断面変化点などを解析上の格点とした。橋脚と桁との取合部については支承構造をモデル化して支承から橋脚へ反力が伝達できる構造とした。図2.3.2に橋脚骨組モデルのうちP13とP14を示す。なお、参考として下横梁の腹板が座屈したP14橋脚の設計条件と断面構成図をそれぞれ表2.3.1と図2.3.3に示す。

表 2.3.1 P14 橋脚の設計条件

形 式	2層門型鋼製橋脚	
部 材 断 面	箱形断面	
上部工構造形式	3径間連続鋼床版箱桁	
支 承 条 件	上層	剛結構造
	下層	可動支承
設 計 震 度	上部工構造	
	橋軸方向	kh=0.3
	橋軸直角方向	kh=0.3
	橋脚	kh=0.3
主 要 鋼 材	SS400, SM490Y	

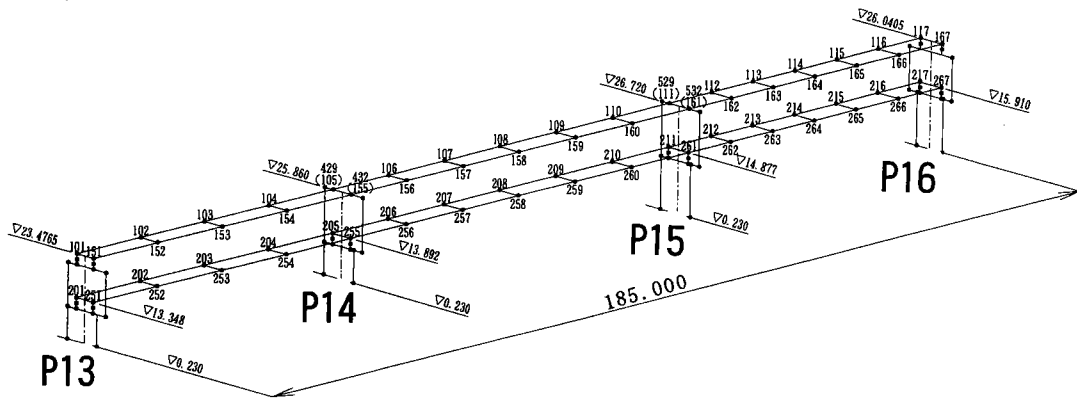


図 2.3.1 全体モデル図

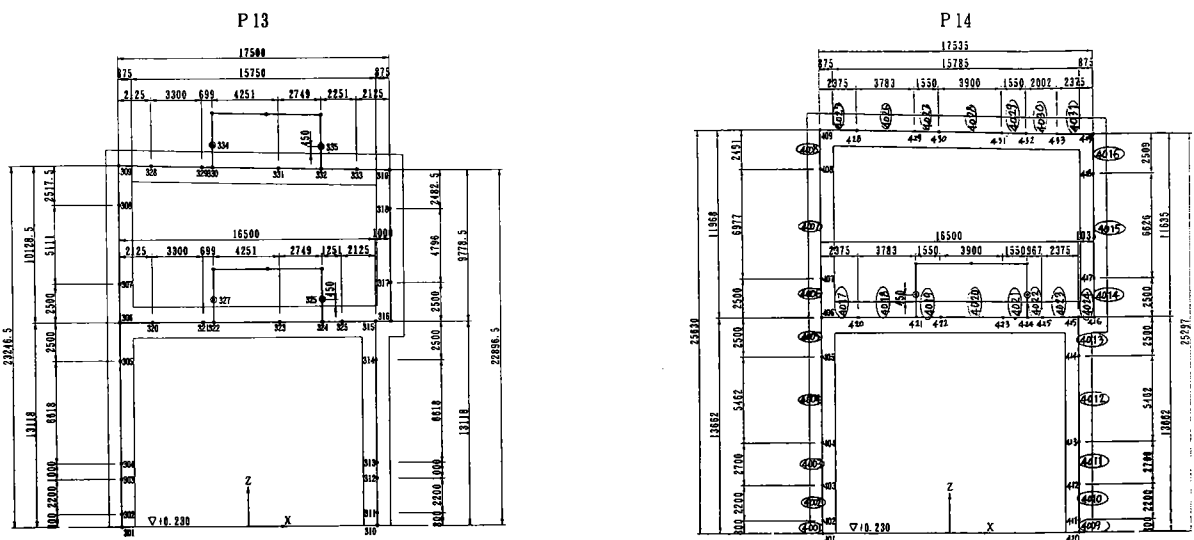


図 2.3.2 橋脚モデル図 (P13, P14)

P14橋脚 断面構成図

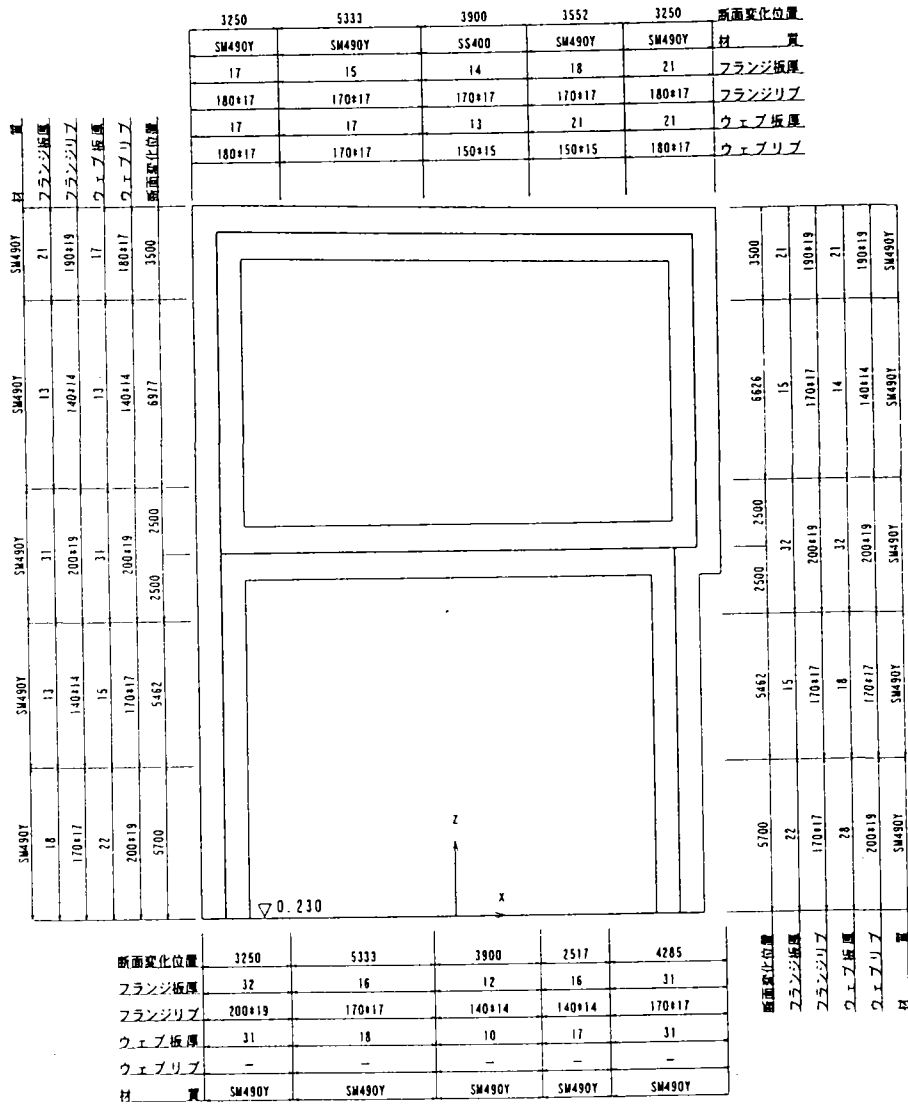


図 2.3.3 P14 橋脚断面構成図

(2) 基礎バネのモデル化

基礎部分については、連壁杭基礎構造と地盤をバネ構造に置き換えることによりモデル化した。基礎の断面積、断面2次モーメントと地盤のバネからなる骨組解析モデルを設定し、これに単位荷重を載荷することにより各方向のバネ値を求めることとした。解析に用いた地盤定数を表2.3.2に示す。

表 2.3.2 地盤定数

	N値	地盤種別	せん断弾性波速度	単位体積重量
第1層	12	砂質土	183.2	1.7
第2層	8	粘性土	200.0	1.7
第3層	25	粘性土	292.4	1.7
第4層	40	砂質土	273.6	1.7
第5層	30	粘性土	310.7	1.7
第6層	38	砂質土	269.0	1.7

単位：m/s, tf/m³

橋軸方向、橋軸直角方向のバネ値を設定するための骨組解析モデルを図 2.3.4 に示す。橋軸方向、橋軸直角方向の地盤のバネは表 2.3.3 の値となる。鉛直方向についてはバネを考えないものとした。

表 2.3.3 基礎・地盤バネ係数(×10³)

	橋軸方向		橋軸直角方向	
	軸バネ	回転バネ	軸バネ	回転バネ
P-13	-	-	279.6	12,343
P-14	351.8	36,377	401.7	25,455
P-15	296.4	18,186	296.5	18,848
P-16	-	-	279.6	12,343

単位: tf/m、tfm/rad

2.3.2 入力地震波

時刻歴応答解析に用いる地震波形は東神戸大橋の強震計に記録されていた地中 (GL-34m) の加速度記録の橋軸直角方向の記録を用いることとした。図 2.3.5 に入力地震波を示す。

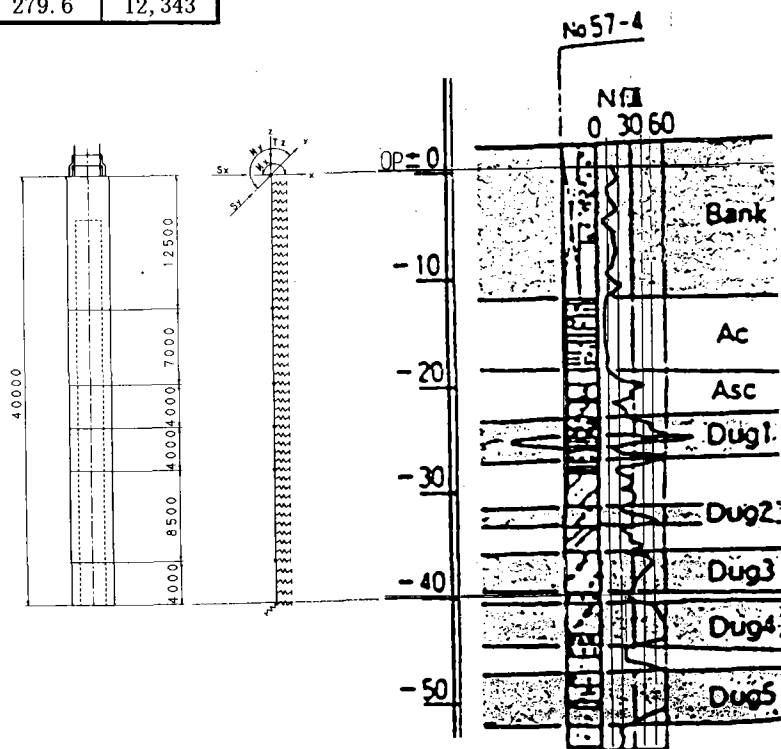


図 2.3.4 基礎バネ計算用解析モデル

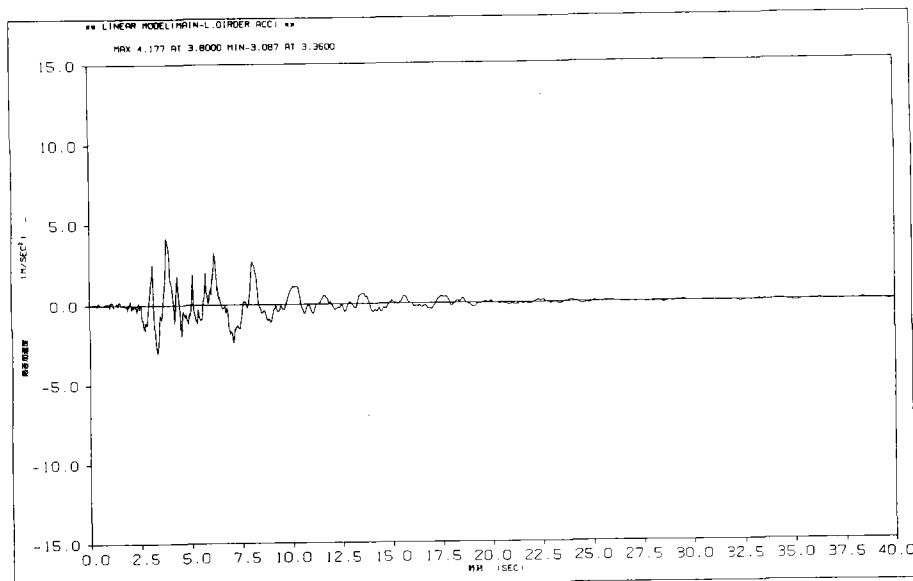


図 2.3.5 入力地震波

2.3.3 橋脚横梁の座屈モデル

時刻歴応答解析においては座屈した橋脚横梁について材料非線形の要素を用いた場合と線形な要素の場合との2ケースについて解析を行った。材料非線形の要素で横梁腹板の線形座屈耐荷力を求め、これを用いて非線形化の定義を行った。

実際に座屈したP-14, P-15橋脚の横梁腹板について座屈耐荷力を計算すると以下のようになる。

(1) 座屈照査式

曲げモーメントとせん断力を受ける板の座屈については、道路橋示方書により下記の通りに表すことが出来る。座屈照査の基本式は次式で表される。

$$\frac{1+\psi}{4} \cdot \frac{\sigma_c}{\sigma_{cr}} + \sqrt{\left[\frac{3-\psi}{4} \cdot \frac{\sigma_c}{\sigma_{cr}}\right]^2 + \left[\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right]^2} \leq \left[\frac{R}{\nu_B}\right]^2 \quad (1)$$

ここに、

$$\nu_B : \text{座屈安全率} = 1.25 + (0.30 + 0.15\psi)e^{-4.3} \geq 1.25$$

$$\psi : \text{応力勾配} = \sigma_1 / \sigma_c$$

$$\eta : \text{せん断応力比} = \tau / \sigma_c$$

$$R : \text{座屈パラメータ} = 0.90 - 0.10\psi$$

σ_{cr} 、 τ_{cr} は板の弾性座屈応力度で次式で表される

$$\sigma_{cr} = k\sigma \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \cdot (t/b)^2 \quad (2)$$

$$\tau_{cr} = k\tau \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \cdot (t/b)^2$$

ここに、

$$k\sigma : \text{垂直応力度に対する座屈係数} = 23.9$$

$$k\tau : \text{せん断応力度に対する座屈係数}$$

$$= 5.34 + \frac{4.00}{\alpha^2} ; (\alpha > 1)$$

$$= 4.00 \frac{5.34}{\alpha^2} ; (\alpha \leq 1)$$

$$E : \text{弾性係数} = 2,100,000 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\mu : \text{ポアソン比} = 0.3$$

$$\alpha : \text{板の縦横比} = a/b$$

$$t : \text{板の厚さ}$$

$$a : \text{板の長さ}$$

$$b : \text{板の幅}$$

(1)式に(2)式を代入し整理すると、道路橋示方書(解説8.4.5)で示される次式が得られる。

$$\frac{\nu_B \sigma_c}{1378^2 R^2 \left[\frac{t}{b}\right]^2} \left\{ \left[\frac{1+\psi}{4k\sigma}\right]^2 + \sqrt{\left[\frac{3-\psi}{4k\sigma}\right]^2 + \left[\frac{\eta}{k\tau}\right]^2} \right\}^2 \leq 1 \quad (3)$$

(2) 座屈応力度の算定

(3)式において、座屈パラメータ $R=1.0$ 、上下縁応力度比 $\psi=1.0$ として整理すると

$$\left\{ \frac{\sigma_c}{1378^2 k\sigma \left[\frac{t}{b}\right]^2} \right\}^2 + \left\{ \frac{\tau}{1378^2 k\tau \left[\frac{t}{b}\right]^2} \right\}^2 \leq \frac{1}{\nu_B^2} \quad (4)$$

ここで、橋脚下層横梁の諸元より、 $a=150.0$ 、 $b=120.0$ 、 $t=1.0\text{cm}$ 、また安全率 $\nu_B = 1.0$ とすると、

$$\alpha=1.25, k\sigma = 23.9, k\tau = 7.90$$

$$\sigma_{cr} = 3151.6, \tau_{cr} = 1041.7$$

より、直応力とせん断力の相関式は下記の通りとなる。

$$\left[\frac{\sigma_c}{3151.6}\right]^2 + \left[\frac{\tau}{1041.7}\right]^2 \leq 1$$

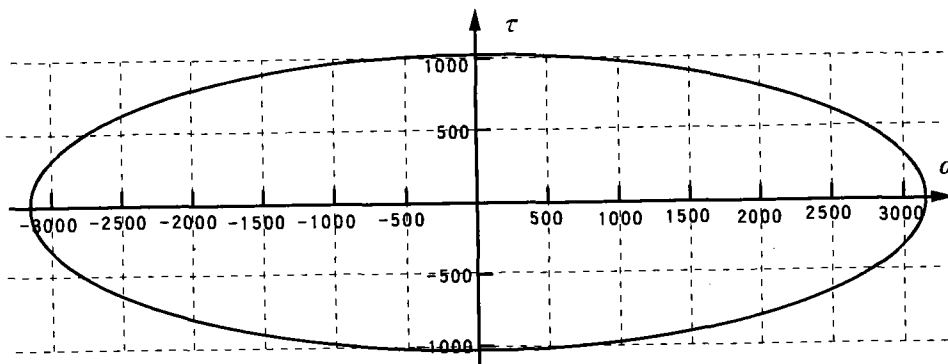


図 2.3.6 せん断応力と曲げ応力の相関図

2.4 解析結果

2.4.1 固有値解析結果

(1) 固有振動数、固有モード

先に示したモデルを用いて固有値解析を実施した。固有値解析結果を表 2.4.1 に示す。また、固有モードを図 2.4.2 に示す。

表 2.4.1 固有値解析結果

次数	振動数(Hz)	周期(sec)	モード
1	0.965	1.036	下層桁鉛直
2	1.319	0.758	上層桁鉛直
3	1.496	0.668	下層桁鉛直
4	1.514	0.661	橋脚橋直水平
5	1.611	0.621	上層桁鉛直
6	1.726	0.579	橋脚橋直水平
7	2.022	0.495	橋脚橋軸
8	2.147	0.466	下層桁鉛直
9	2.215	0.451	橋脚橋直水平
10	2.303	0.434	上層桁鉛直

(2) 入力波の応答スペクトルとの比較

時刻歴応答解析に用いる地震入力波形について応答スペクトル解析を行った。解析結果を図 2.4.1 に示す。図中には先に行った固有値解析結果の 1-10 次の振動数のうち 1 次モードと橋軸直角方向に橋脚が振動しているモードをプロットしている。この結果、橋軸直角方向のモードは 0.4-0.7 秒程度の周期の中に 3 モードあるが、その領域の応答加速度はその他の領域に比べると大きな値となっていることがわかる。また、0.3 秒以下の周期になると加速度応答値は比較的小さくなっていることもわかる。橋軸直角方向に振動する低次のモードが加速度応答値の大きな領域にあることから、この地震波による加速度応答値が大きなものになることが推定できる。

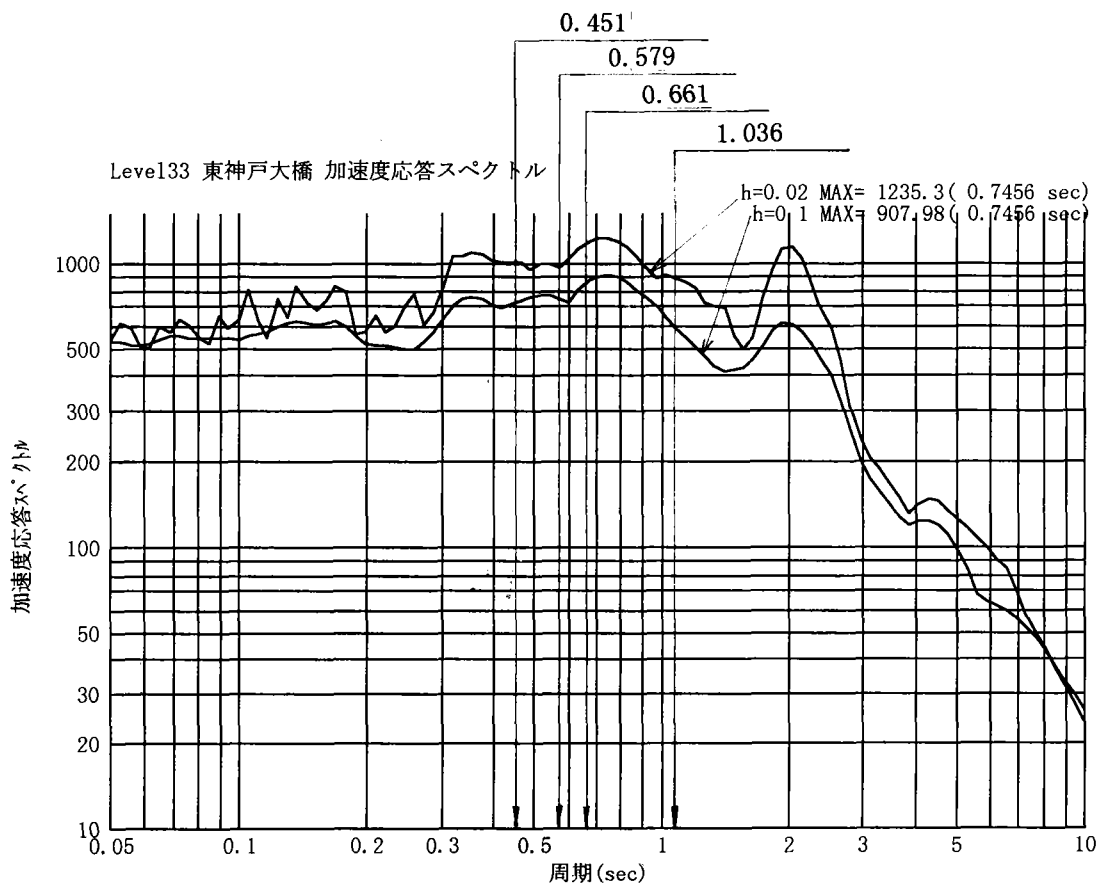
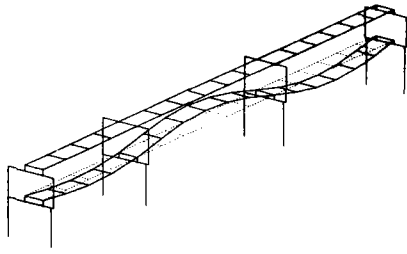
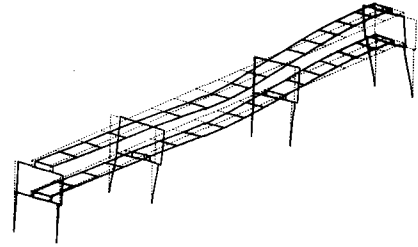


図 2.4.1 地震波の加速度応答スペクトル

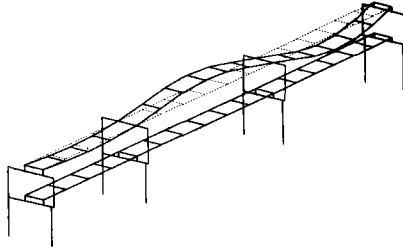
1次モード $f=0.968$ Hz



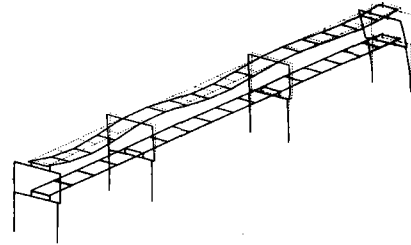
6次モード $f=1.726$ Hz



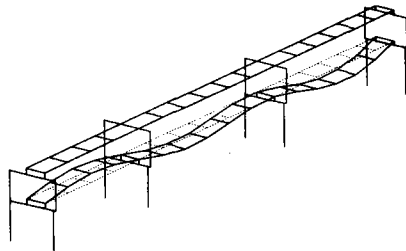
2次モード $f=1.319$ Hz



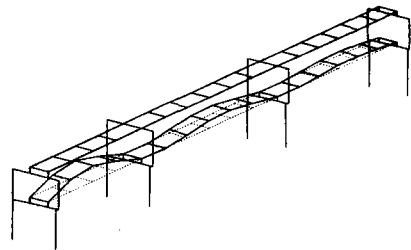
7次モード $f=2.022$ Hz



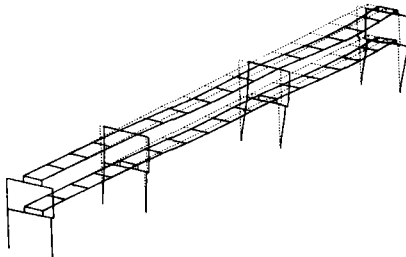
3次モード $f=1.496$ Hz



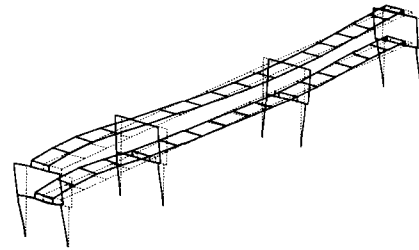
8次モード $f=2.147$ Hz



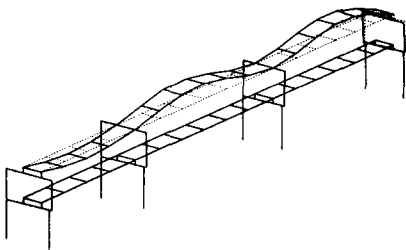
4次モード $f=1.514$ Hz



9次モード $f=2.215$ Hz



5次モード $f=1.611$ Hz



10次モード $f=2.303$ Hz

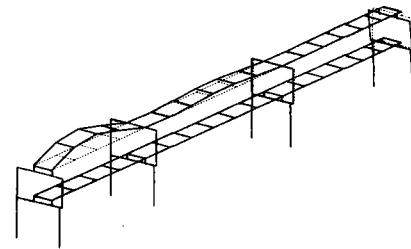


図 2.4.2 モード図

2.4.2 時刻歴応答解析結果

横梁腹板に損傷がないとして解析したものを Case-1、損傷を考慮したものを Case-2 とする。着目点は図 2.4.3 に示す通り、上・下層の中央径間中央部と P14 橋脚の柱上・下端、上下層横梁中央の 6 点とする。

(1) 最大加速度

時刻歴応答解析の結果を次頁の図 2.4.4 に示す。最大加速度を各着目点ごとにまとめたのが、表 2.4.2 である。解析モデルが橋脚の挙動に着目して作成しているため、上部工の要素分割は相対的に荒くなっているが上部工のうち上層桁には 1000gal 程度、下層桁には 900gal 弱の加速度が発生している。橋脚には上層横梁で 650gal 程度、下層横梁で 500gal 以上の加速度が発生していたことがわかる。設計震度は上部工で $kh=0.3$ 、橋脚で $kh=0.24$ のため、これらの発生加速度が、想定された加速度の 2、3 倍の値であったことがわかる。また入力波の最大加速度の発生時刻は解析開始から約 1.9 秒後である。各着目点の最大加速度発生はその直後となっている。

表 2.4.2 最大加速度

		加速度(gal)	
		Case-1	Case-2
上部工	上層桁	978	1009
	下層桁	882	856
橋脚	柱上端	606	645
	柱下端	427	426
	上層横梁	645	646
	下層横梁	526	530

Case1 と Case2 を比較すると各着目点での最大加速度値および時刻歴解析結果ともにそれほど大きな違いが見られない。これは橋脚の横梁がせん断座屈を起しても構造系に大きな影響を及ぼさなかったと考えらる。この結果は横梁座屈によるエネルギー吸収で、橋脚全体の健全性が保たれたという当初の予想と大きく異なった。

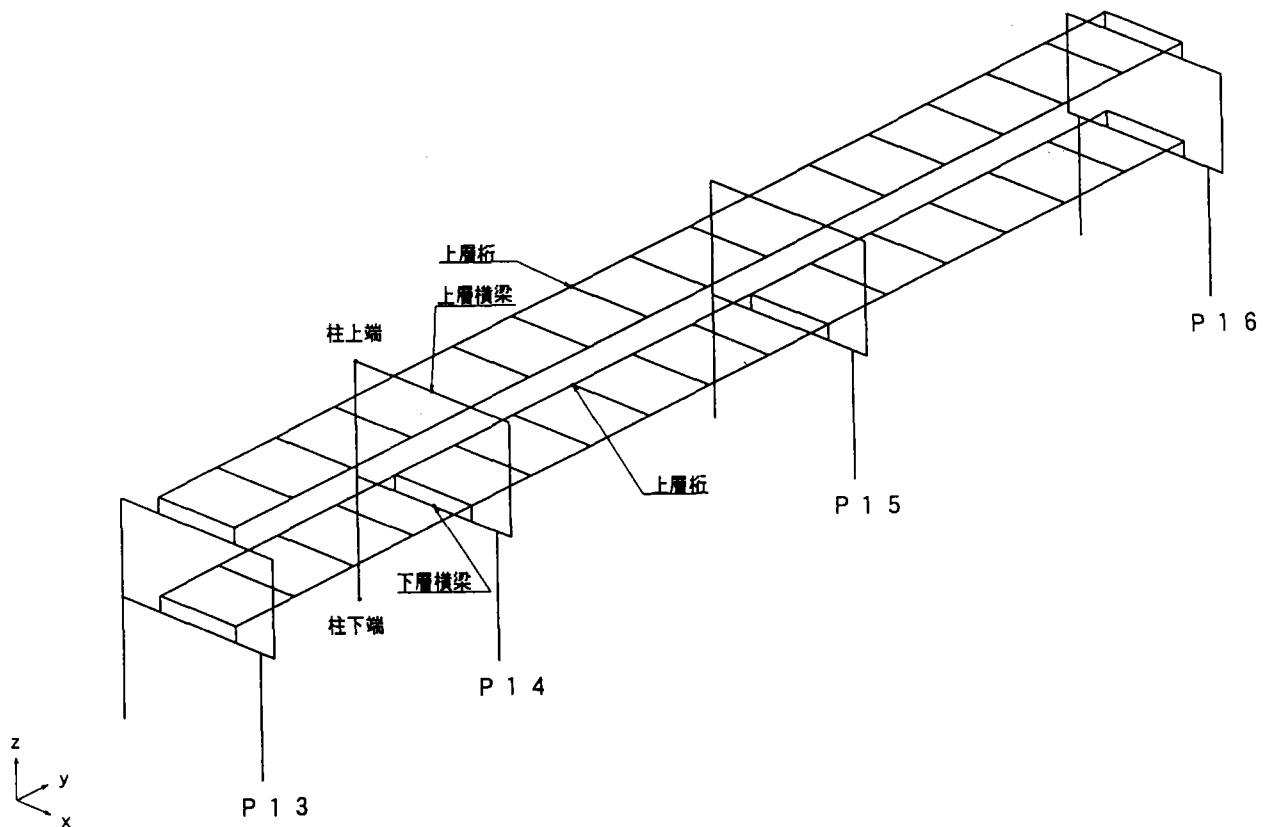
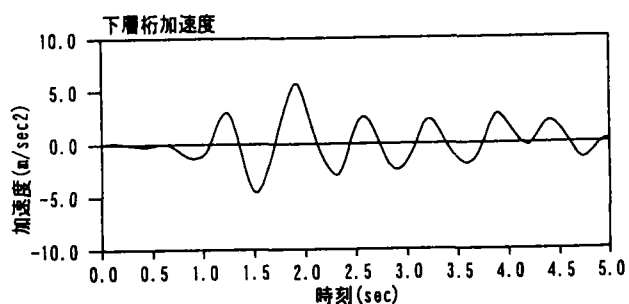
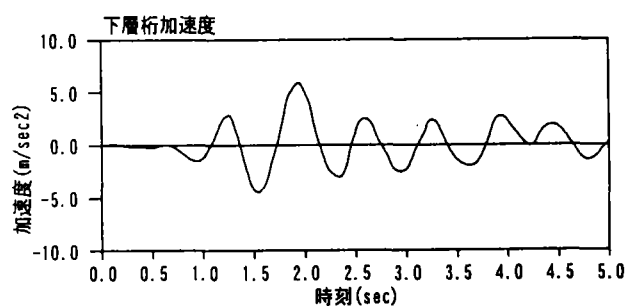
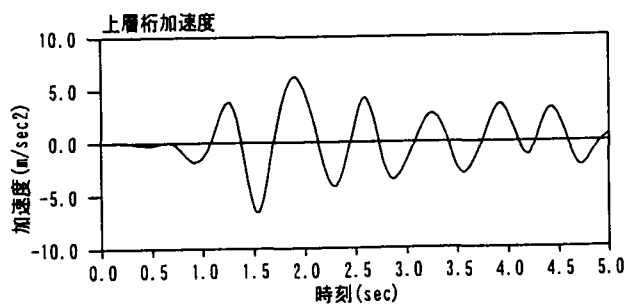
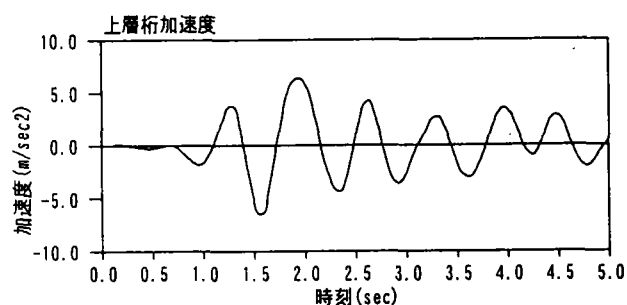
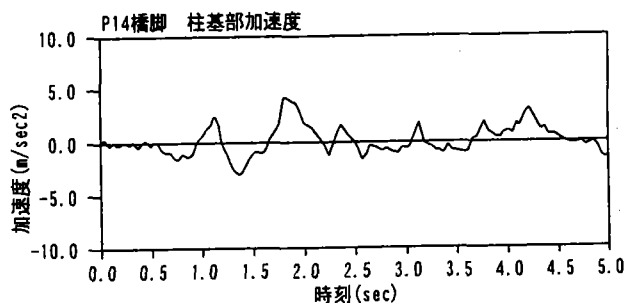
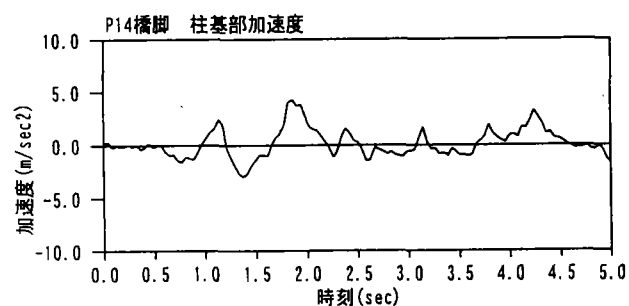
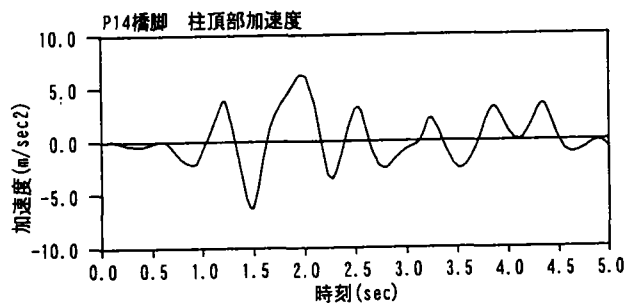
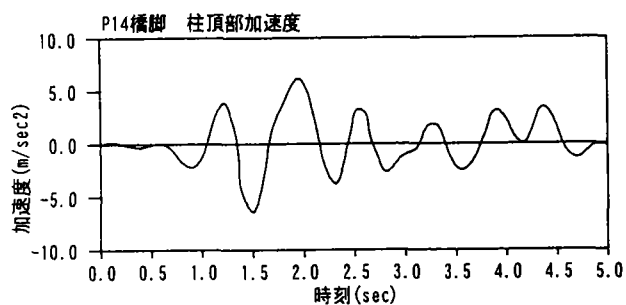
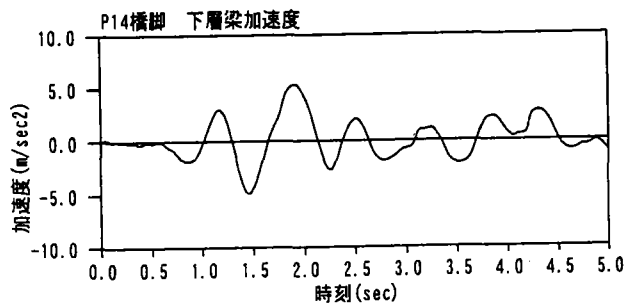
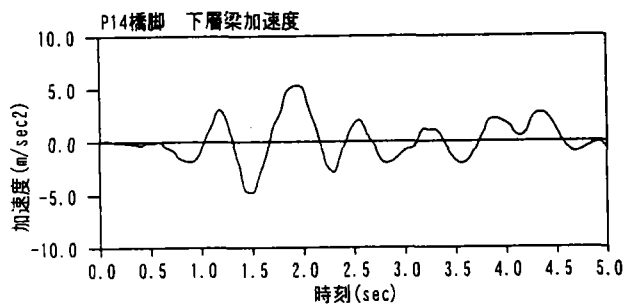
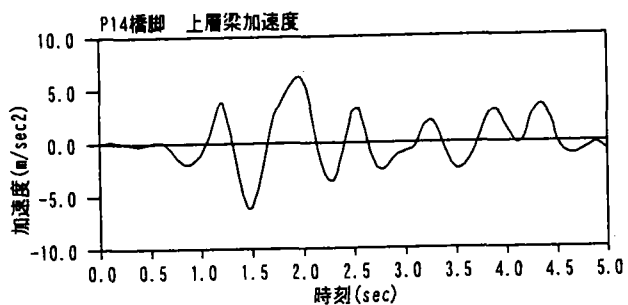
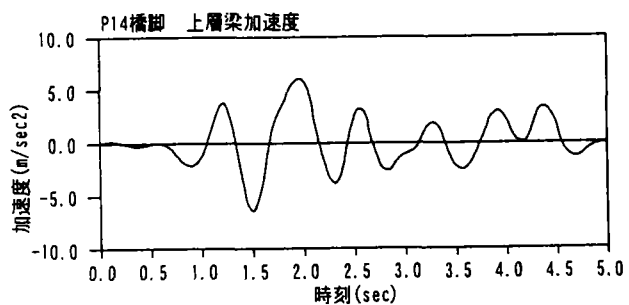


図 2.4.3 立体解析モデル



(1) Case-1

(2) Case-2

圖-2.4.4 解析結果 (加速度)

(2) 最大変位

時刻歴応答解析の結果を次頁の図 2.4.6 に示す。グラフより最大変位は各着目点とも解析開始後、 $t=1.96$ 秒後にみられた。図 2.4.5 に今回の解析で得られた Case2 の格点での最大変位図を示す。最大変位を各着目点ごとにまとめたもの表 2.4.3 である。

表 2-4-3 最大変位

		変位(mm)	
		Case-1	Case-2
上部工	上層桁	115.6	113.6
	下層桁	88.6	87.5
橋脚	柱上端	57.6	57.4
	柱下端	3.7	3.6
	上層横梁	57.7	57.5
	下層横梁	40.9	40.7

表から上層桁で 10cm 下層桁でも 9cm の変位が見られ、橋脚の柱天端で 6cm の変位があったと読みとれる。

Case1 と Case2 を比較すると、最大加速度と同様に大きな違いは見られなかった。

3D model

LONGITUDE

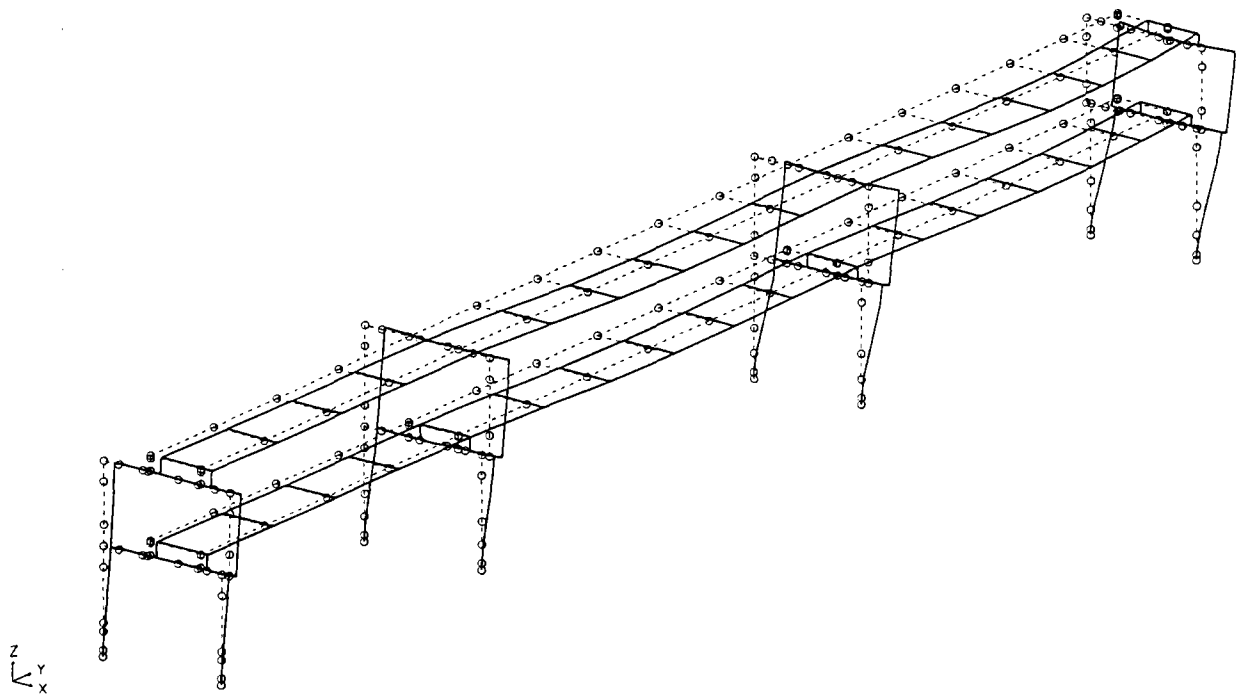


図 2.4.5 変位図 (Case-2)

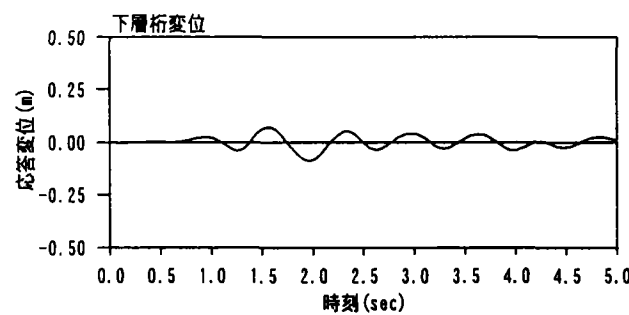
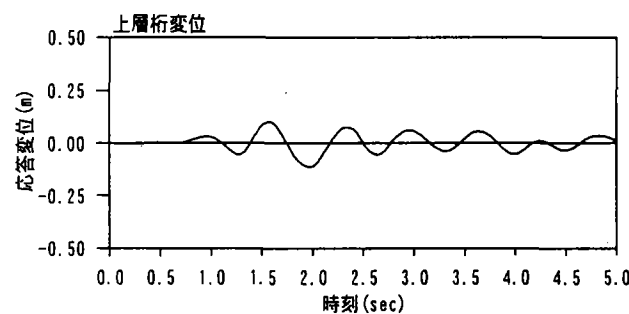
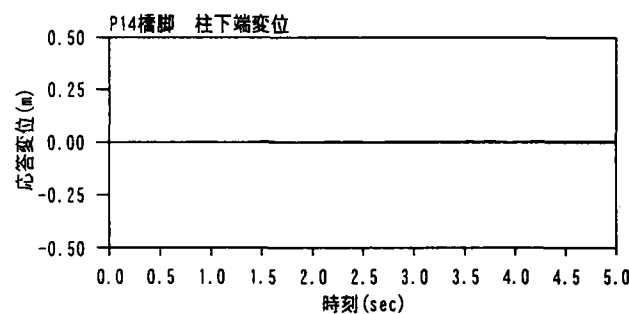
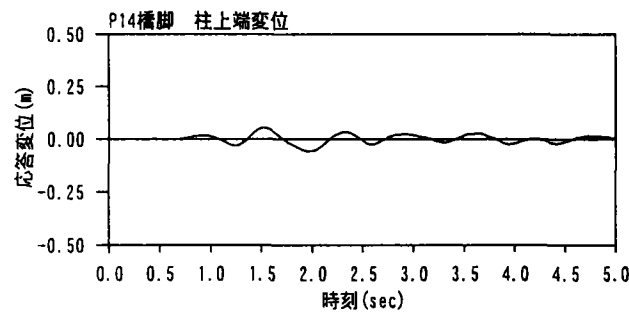
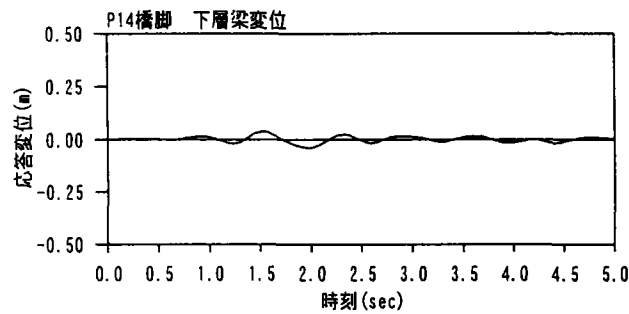
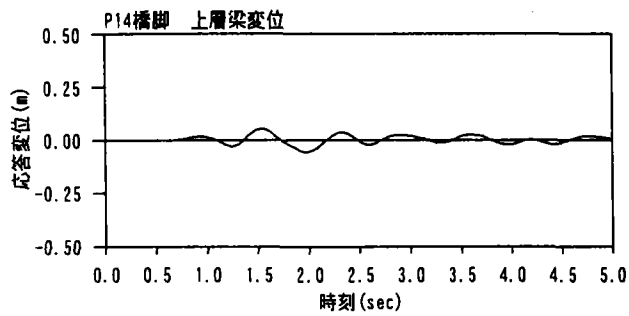
(3) 最大断面力

橋脚の下層横梁と柱基部の最大応答値を図 2.4.7、8 に示す。最大応答値は上部工では $t=1.92$ に発生している。これは最大加速度の発生時刻にほぼ一致している。両ケースを比較すると、Case2 で横梁が座屈したと考えられる時刻から両者に違いが生じている。最大応答値をまとめたものが表 2-4-4、5 である。

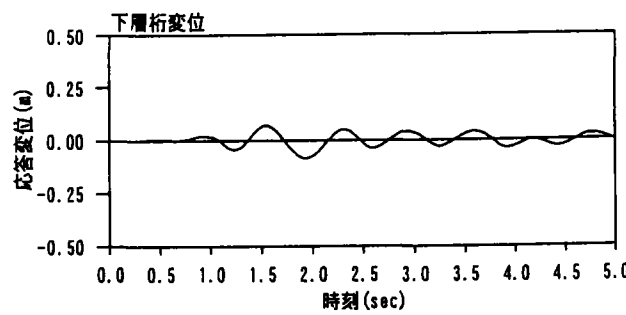
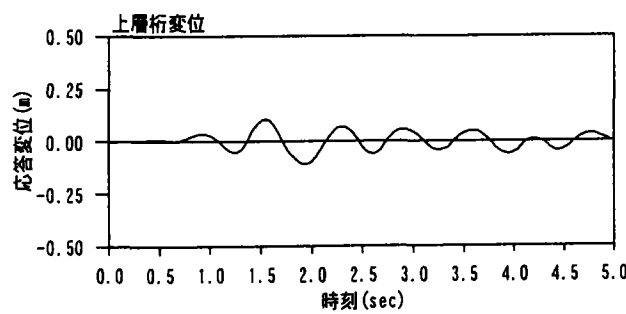
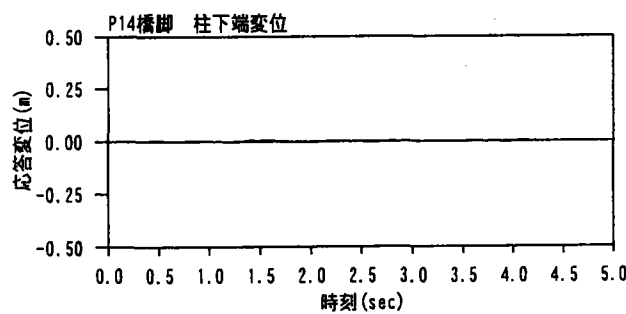
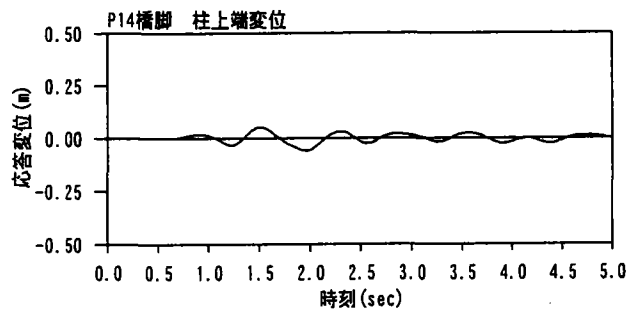
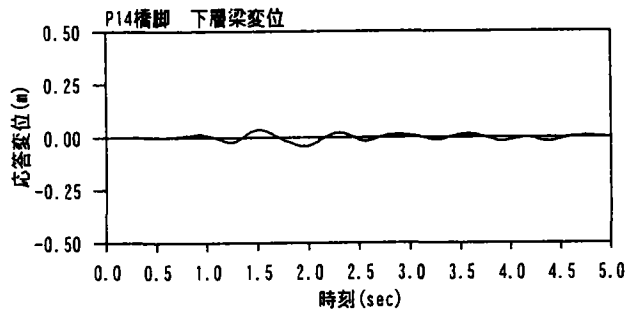
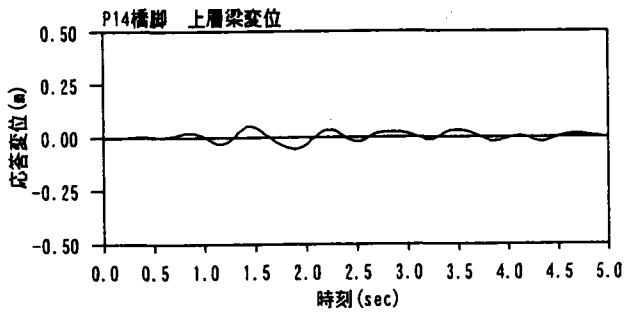
表 2-4-4 解析結果 (断面力)

	下層横梁断面力	
	Case-1	Case-2
N (t)	144.4	142.6
Sy (t)	560.4	519.0
Sz (t)	160.0	154.1
T (t*m)	109.2	111.9
My(t*m)	435.2	381.9
Mz(t*m)	299.0	288.0

解析結果から横梁に働く断面力としては、面内せん断力が突出しており、せん断座屈現象が検証できた。

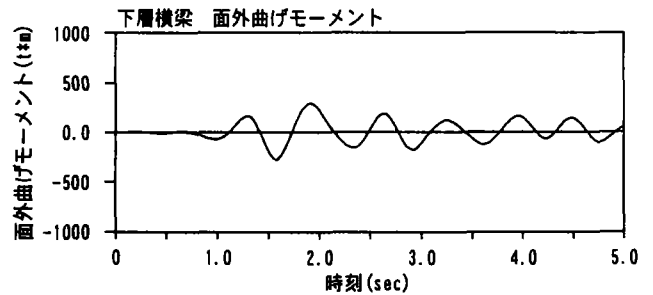
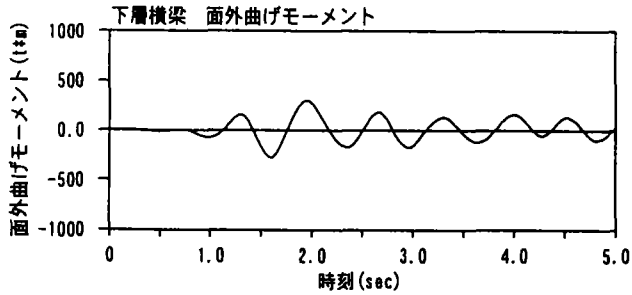
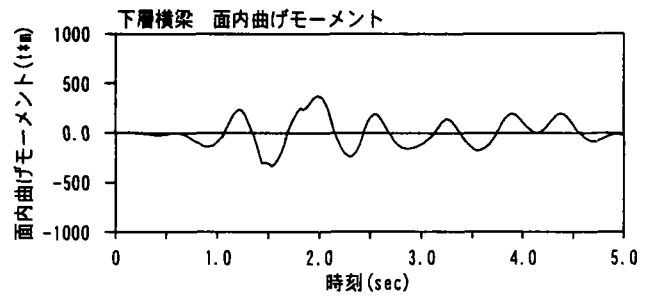
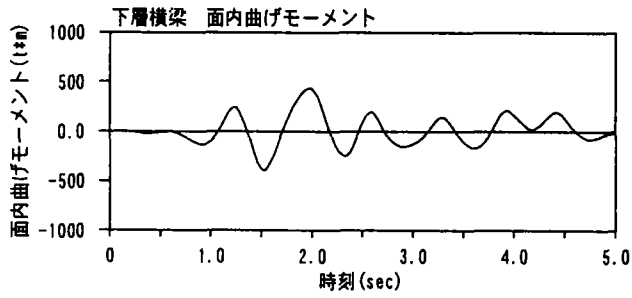
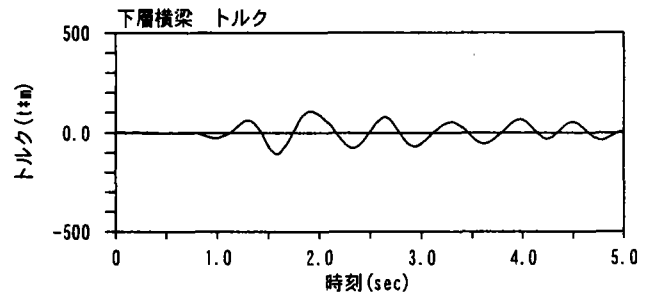
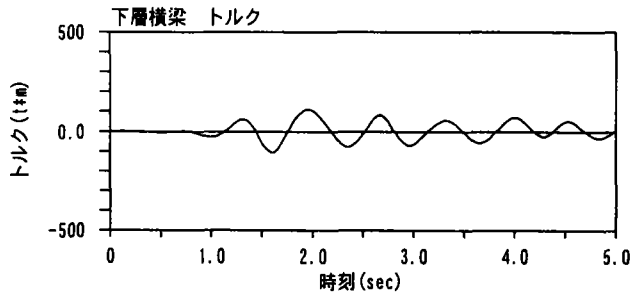
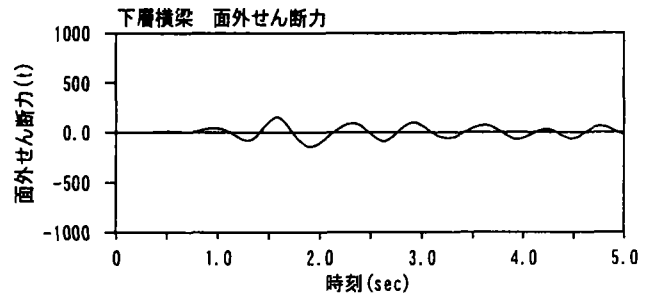
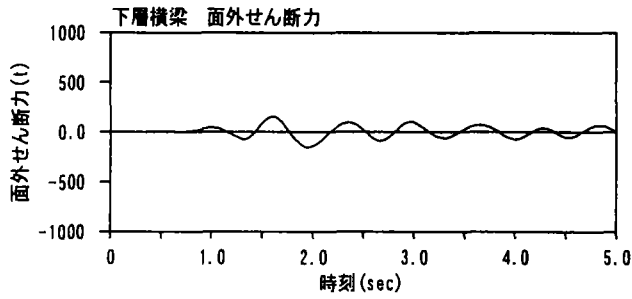
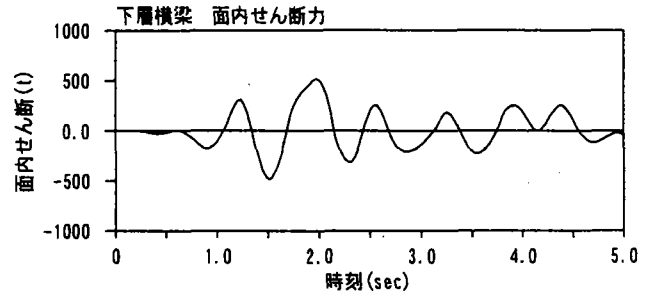
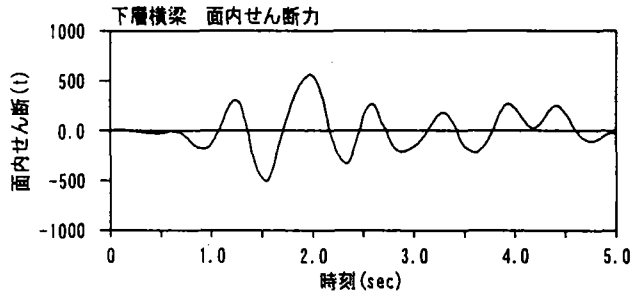
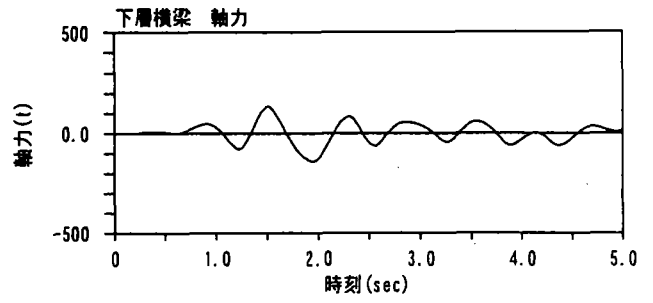
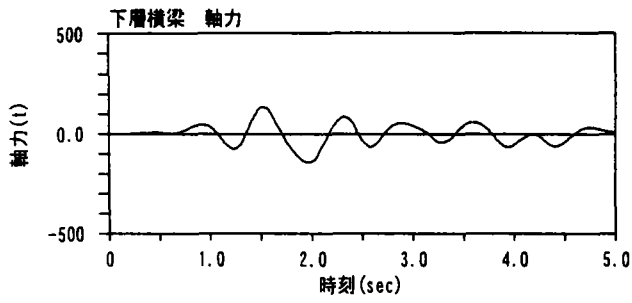


(1) Case-1



(2) Case-2

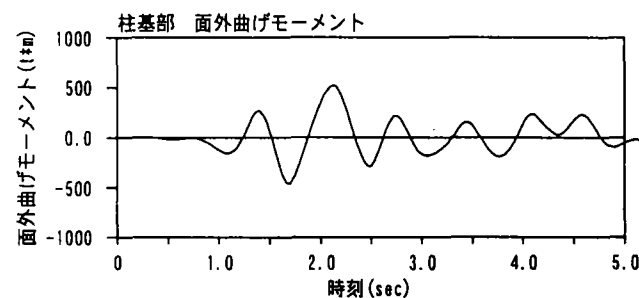
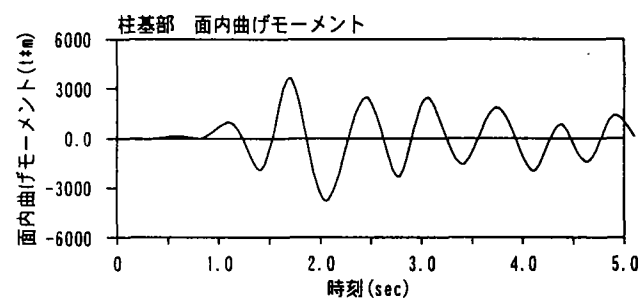
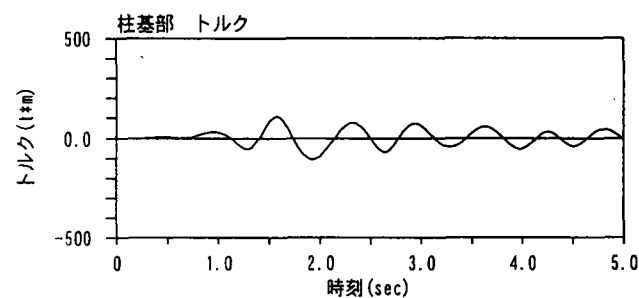
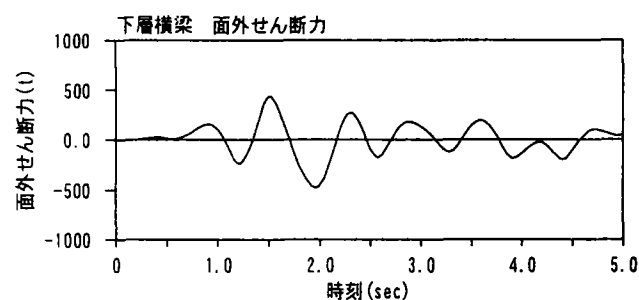
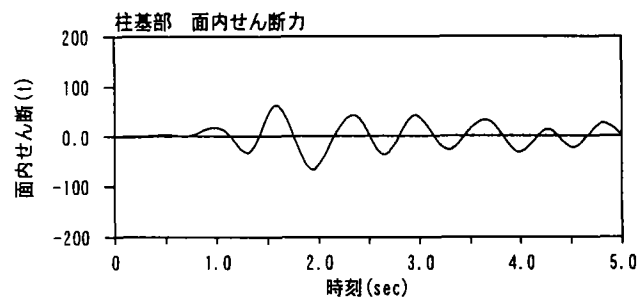
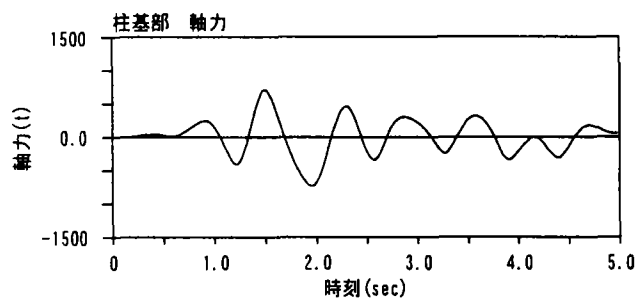
図-2.4.6 解析結果 (変位)



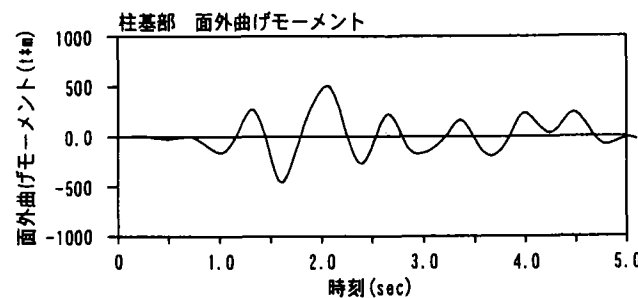
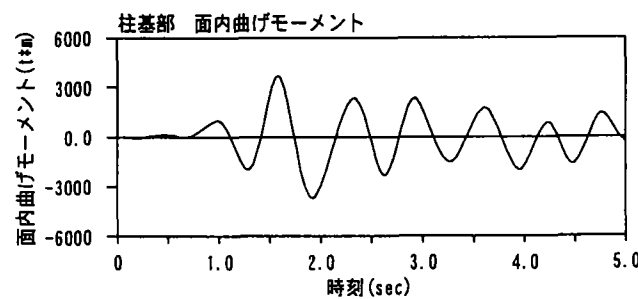
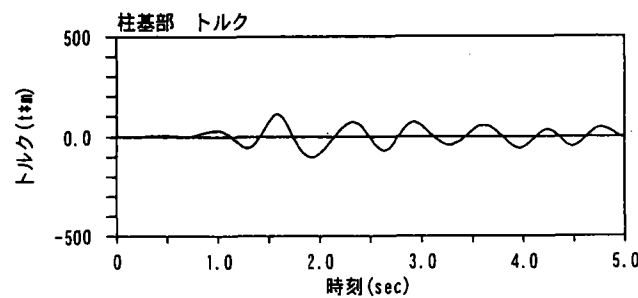
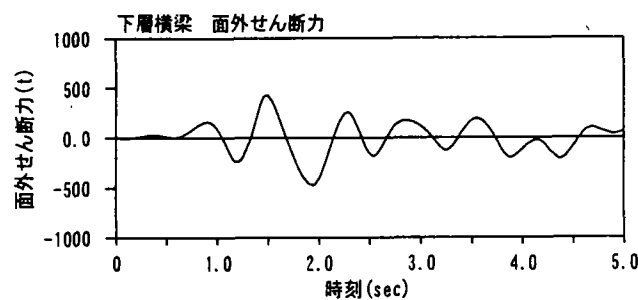
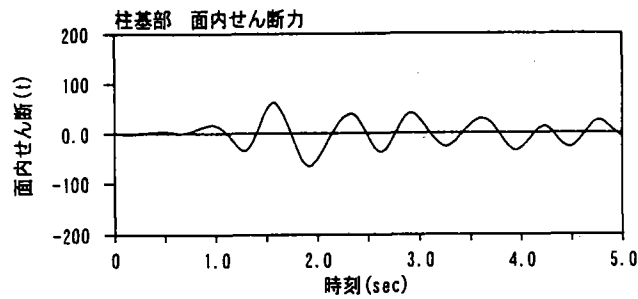
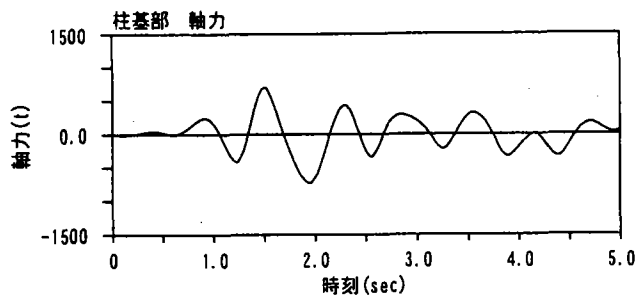
(1) Case-1

(2) Case-2

図-2.4.7 解析結果(横梁断面力)



(1) Case-1



(2) Case-2

図-2.4.8 解析結果(柱基部断面力)

次に柱基部の断面力をみると、横梁にせん断座屈が起っても影響が少なかったことが読みとれる。図 2-4-8 の時刻歴解析結果からも大きな変化は見られない。

表 2.4.5 解析結果 (断面力)

	柱基部断面力	
	Case-1	Case-2
N (t)	749.4	740.4
Sy (t)	68.9	66.8
Sz (t)	483.7	481.6
T (t*m)	111.2	101.1
My(t*m)	3077.0	3056.0
Mz(t*m)	646.4	625.4

解析結果による横梁腹板の応力-変位曲線を図 2.4.9 に示す。縦軸にせん断力(Sy)、横軸にせん断角 ϕ (rad)をとる。

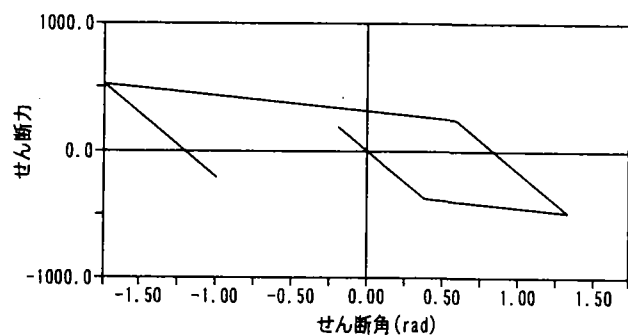


図 2.4.9 せん断力(S)-せん断角(ϕ)曲線

これらの結果をまとめると今回の解析モデルでは、下層横梁の塑性変形しても橋脚全体の挙動にはそれほど大きな影響は与えていないことがわかる。

2. 5 横梁腹板座屈の評価

2. 5. 1 横梁腹板の座屈の評価

実際に座屈したP-14, P-15橋脚の下層横梁腹板のうち、ここではP-14橋脚について座屈耐荷力の計算を行う。

着目点は、図-2.5.1に示す箇所a,b(解析モデルの格点位置)におけるCase 1,2の応力度は表-2.5.1となる。

応力度の結果をせん断応力と曲げ応力の相関図で表わすと図2.5.2となり、Case 2の方がCase 1に比べて若干応力が小さくなっているものの、ともに、格点a,bの中央パネルの値は相関曲線を超えており、実際に座屈が生じている。

また、上・下パネルについては、道路橋示方書の座屈安全率 ν_{II} (下式(1))に対しては満足している。

$$\nu_{II} = 1.25 + (0.30 + 0.15\psi)e^{-4.3\psi} \geq 1.25 \dots\dots\dots (1)$$

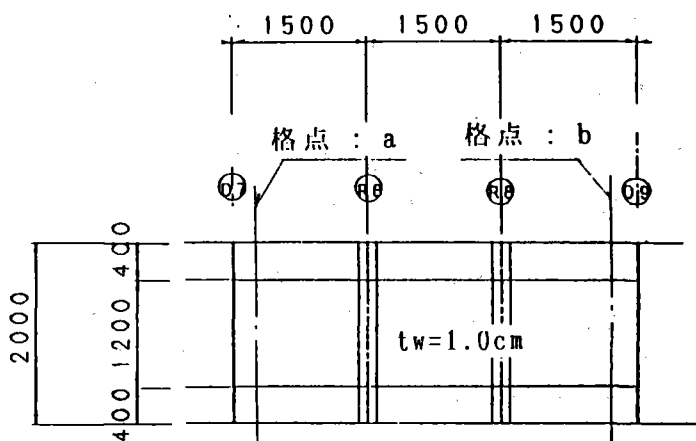


図 2.5.1 P-14 下層横梁の腹板

表 - 2.5.1 応力度一覧表

		N (t)	My (t.m)	Sz (t)	Mz (t.m)	Sy (t)	T (t.m)	σ (kgf/cm ²)	τ (kgf/cm ²)	νB	νB_{req}
格点 : a (上側パネル)	Case 1	306.4	712.3	603.3	312.5	163.0	154.8	-881	1356	2.59	1.25
	Case 2	304.6	659.0	562.0	301.5	157.2	157.5	-831	1256	2.78	1.25
格点 : a (中央パネル)	Case 1	306.4	712.3	603.3	312.5	163.0	154.8	-470	1356	0.76	1.25
	Case 2	304.6	659.0	562.0	301.5	157.2	157.5	-442	1256	0.82	1.25
格点 : a (下側パネル)	Case 1	306.4	712.3	603.3	312.5	163.0	154.8	1174	1356	2.17	1.25
	Case 2	304.6	659.0	562.0	301.5	157.2	157.5	1113	1256	2.32	1.25
格点 : b (上側パネル)	Case 1	309.8	2006.8	607.0	333.5	163.1	156.8	2087	1364	1.65	1.27
	Case 2	308.1	1958.2	522.2	321.7	157.2	159.5	2040	1174	1.52	1.30
格点 : b (中央パネル)	Case 1	309.8	2006.8	607.0	333.5	163.1	156.8	-1502	1364	0.66	1.25
	Case 2	308.1	1958.2	522.2	321.7	157.2	159.5	-1465	1174	0.75	1.26
格点 : b (下側パネル)	Case 1	309.8	2006.8	607.0	333.5	163.1	156.8	-2399	1364	1.43	1.28
	Case 2	308.1	1958.2	522.2	321.7	157.2	159.5	-2342	1174	1.75	1.28

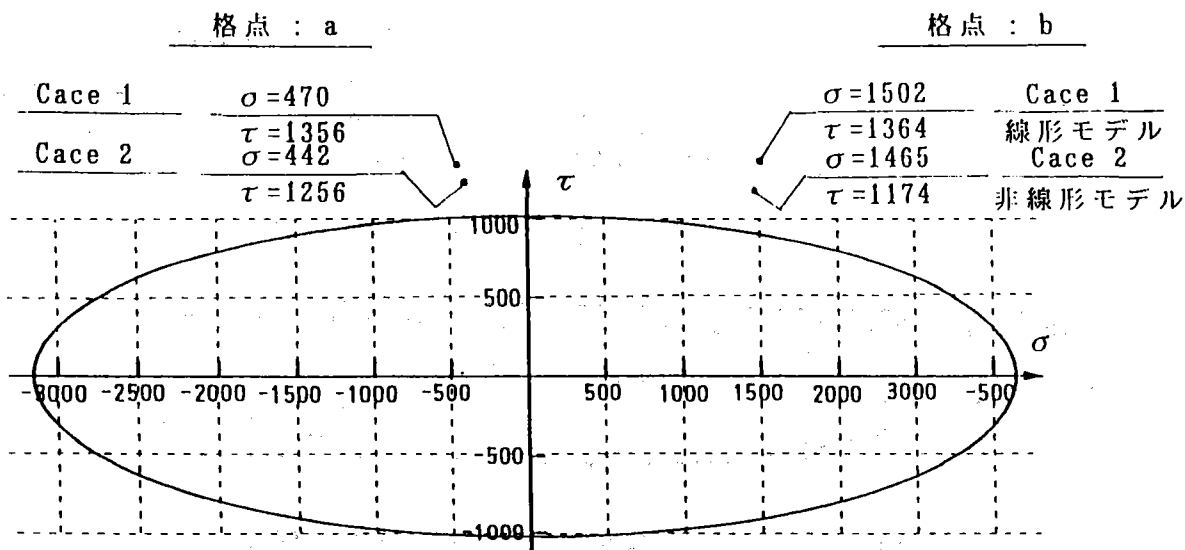


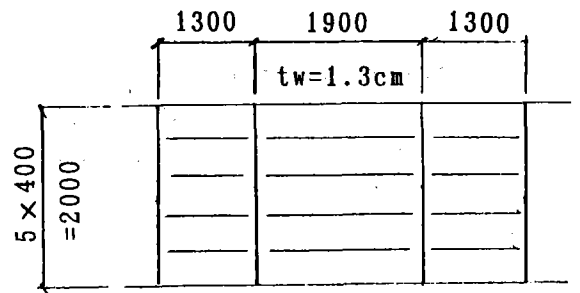
図 2.5.2 P-14 下層横梁の腹板に対する相関図

2. 5. 2 横梁腹板の座屈の評価 (2)

ここでは、座屈が生じなかった他の腹板について検討する。

対象としては、中間橋脚 (P-14) の上層横梁および端橋脚 (P-16) の上・下層横梁とし、腹板の形状を図 2. 5. 3 に示す。

断面力については、各橋脚いずれも下層横梁の方がかなり大きくなっており、その応力度を表-2. 5. 2 に示す。



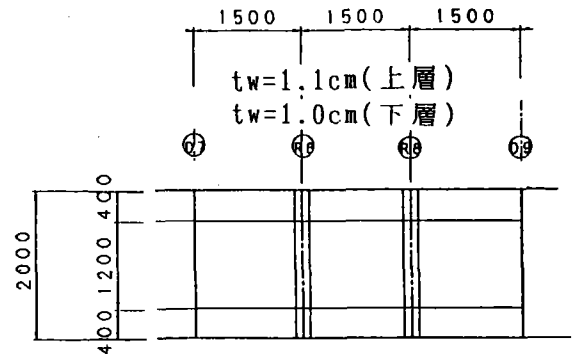
(a) P-14 上層横梁の腹板

(1) P-14 橋脚の上層横梁 (図 2. 5. 3(a))

横梁は、主桁と剛結になっており、水平補剛材は密に配置されている。また、腹板厚 $t_w=1.3\text{cm}$ であり、腹板の座屈に関しての問題はない。

(2) P-16 橋脚の上層横梁 (図 2. 5. 3. (b))

応力度は許容応力度内に納まっており、腹板の座屈に関しても問題はない。



(b) P-14 上・下層横梁の腹板

(3) P-16 橋脚の下層横梁 (図 2. 5. 3. (b))

図 2. 5. 4 の相関図に示すように、応力度は境界線付近となる。実際に発生した支承の損傷により、腹板に座屈が生じなかったとも考えられる。

図 2.5.3 P-14 ,P-16 下層横梁の腹板

表 - 2.5.2 応力度一覧表

		N (t)	My (t.m)	Sz (t)	Mz (t.m)	Sy (t)	T (t.m)	σ (kgf/cm ²)	τ (kgf/cm ²)
P 14 上層横梁	Cace 1	177.9	1006.4	237.3	643.7	163.2	158.1	1298	631
	Cace 2	177.9	1020.3	242.5	177.9	638.4	161.3	1304	639
P 16 上層横梁	Cace 1	27.9	386.2	152	175.6	47.5	95.3	643	441
	Cace 2	28.2	389.7	153.8	175.1	47.1	114.3	646	461
P 16 下層横梁	Cace 1	111.4	946.5	438.2	181.1	84.8	205	1380	954
	Cace 2	111.4	961.4	445.4	179.9	84.1	201.2	1396	969

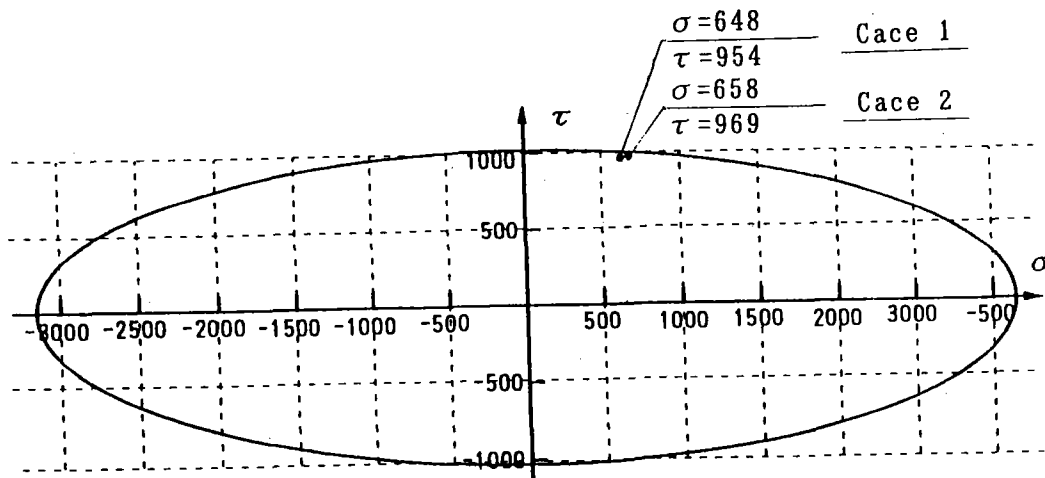


図 2.5.4 P-16 下層横梁の腹板に対する相関図

2. 5. 3 その他の部材の評価

各部材の発生応力を比較するために、P-14橋脚を対象に計算を行った。照査位置を図2. 5. 5に示す。

応力比較をするために、式(2)に示す相当応力度を用いることとした。このとき、隅角部に関しては応力集中の影響は無視している。結果を表-2. 5. 3に示す。

結果としては、実際に腹板の座屈が生じた下層横梁のみが降伏点応力度を越える結果となった。

次に、各橋脚の支承部の水平力について照査する。解析結果による水平力が死荷重反力以上の値となる箇所が、各橋脚に存在する。このことにより、端橋脚については、支承が損傷することにより、横梁腹板が座屈しなかった。また、中間橋脚については、横梁腹板が座屈したことにより、支承に損傷が発生しなかったと考えられる。

$$\sigma_m = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 + 3\tau_{xz}^2} \dots\dots\dots (2)$$

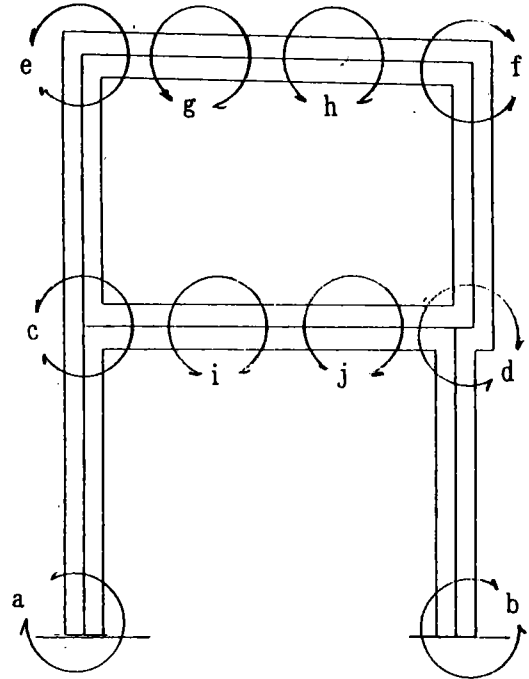


図 2.5.5 P-14 橋脚の照査位置

表 - 2.5.3 応力度比較表

		σ_x	σ_z	τ_{xz}	σ_m	σ_y	σ_m/σ_y
柱基部;a	Cace 1	2677	455	690	3165	3600	0.88
	Cace 2	2659	452	686	3145	3600	0.87
柱基部;b	Cace 1	2315	427	675	2810	3600	0.78
	Cace 2	2299	419	671	2788	3600	0.77
隅角部;c	Cace 1	2159		1268	3080	3600	0.86
	Cace 2	2137		1246	3037	3600	0.84
隅角部;d	Cace 1	2358		1185	3126	3600	0.87
	Cace 2	2333		1172	3093	3600	0.86
隅角部;e	Cace 1	1987		1499	3269	3600	0.91
	Cace 2	1934		1460	3184	3600	0.88
隅角部;f	Cace 1	2026		1258	2975	3600	0.83
	Cace 2	1933		1253	2906	3600	0.81
横梁;g	Cace 1	709	138	391	1038	2400	0.43
	Cace 2	714	138	400	1052	2400	0.44
横梁;h	Cace 1	829	469	410	1342	2400	0.56
	Cace 2	839	465	419	1355	2400	0.56
横梁;i	Cace 1	882	295	1356	2577	2400	1.07
	Cace 2	830	284	1263	2406	2400	1.00
横梁;j	Cace 1	2086	315	1364	3269	2400	1.36
	Cace 2	2040	304	1174	3002	2400	1.25

第3章 今後の橋梁システムのあり方

3. 1 橋梁システムと耐震設計

阪神淡路大震災において各種の土木構造物は甚大な被害を被った。橋梁構造物も、落橋、橋脚の全壊など多数の橋梁で大きな被害が発生した。橋梁構造物には上部工、支承、橋脚、基礎の各構造物があり、従来それぞれ個別の取扱いをしてきた傾向にあるが、橋梁システムとはそれらの構造物を橋を構成する構造要素として捉え、橋梁全体系を一つのシステムとして耐震性能を満足させようという考え方である。

従来の道路橋の耐震設計では、RC橋脚は2段階で2地震動による照査、鋼製橋脚は1段階1地震動による照査が行われていたが、道路橋示方書の改訂により、RC橋脚、鋼製橋脚のいずれの場合でも、2段階で3地震動による照査を行って橋の重要度に応じた耐震性能を満足させる手法が要求されている。ここでの要求耐震性能とは、レベル1の地震動（震度法レベル）に対しては部材が降伏状態以下で健全な状態であること、レベル2の地震動（タイプI、タイプIIの地震動）に対しては、標準的重要度の橋（A種）

では、落橋の様な致命的な被害を受けないこと、または、重要度の高い橋（B種）では、橋としての機能の回復が速やかに行うことが出来るような限定された損傷状態にとどめることである。すなわち、道路橋示方書では、レベル2の地震動に対してはある程度の損傷を許すという前提に立っている。その損傷を橋全体系の橋梁システムとして考えたとき、システムの各構造要素である上部工、支承、橋脚、基礎の損傷はどのような状態であるべきかの議論がなされるところである。

道路橋示方書では、支承の設計では、地震時保有水平耐力法による等価水平震度、基礎に対しては、橋脚の終局水平耐力の10%増しに相当するものを設計水平震度として用いることとしており、損傷に対する一応の順位付けが行われてはいるが、損傷に対する機能の回復評価と対応した合理的な設計法なのかどうかは、今後とも検討の余地があるものと思われる。

3. 2 今後の橋梁設計の方向

3. 2. 1 鋼製橋脚

今回の地震による鋼製橋脚の被害としては、

- (1) 脚柱の圧壊
- (2) 円柱橋脚の局部座屈
- (3) 角型橋脚の局部座屈
- (4) ラーメン橋脚中間横梁のせん断座屈
- (5) ラーメン橋脚隅角部の割れ

に集約される。(1)は3号神戸線建石交差点橋梁と国道43号線岩屋高架橋の2カ所で発生したもので鋼製橋脚で最大の損傷である。(2)、(3)は3号神戸線、浜手バイパスで多く見られたもの、また(4)は5号湾岸線に於ける損傷で、いずれも鋼製橋脚の局部座屈に対する余裕の無さが要因となった事例である。

このような損傷事例に基づく鋼製橋脚に対する評価は、RC橋脚に較べれば被害は少なかったため良いという意見と、鋼製橋脚は座屈に弱く後耐力が小さいので耐震性で劣るという両方の評価に分かれている。後者の論者は3号神戸線に於けるRC橋脚の破壊は、設計時期が古いので保有水平耐力照査をしていなかったため、今の設計は保有耐力照査を行っているためRC橋脚の方が靱性があり耐震

性の点で優れている、というのが主論あると考えられる。設計時期の新旧だけではないようにも思われるが、鋼製橋脚は不利な状況にあるようである。

道路橋示方書の改訂でも提示されてはいるが、鋼製橋脚の耐震性向上対策としては、

- (1) 脚柱に低強度のコンクリートを充填しパネルの局部座屈の防止をはかる。
- (2) 補剛板の座屈パラメータRを小さく押さえ、座屈耐力を向上させる。
- (3) 箱断面に於ける角溶接を改善する。
- (4) ラーメン橋脚の様な不静定構造物とする。
- (5) 脚柱は厚板での断面構成とする。

が挙げられる。

これらを考慮すると、今後の鋼製橋脚の設計に於いては、脚柱の断面構成はSM400材の様な降伏点の鋼材を主体とするのが良いものと思われる。それは板厚が厚くなることによる局部座屈の防止効果と降伏点に対する引張強度の比が大きいので降伏後の後耐力および変形量が大きくなり脚柱の靱性が向上するからである。降伏点の高い鋼材を用いる場合は、コンクリートを充填するであろうから、

合成柱とすることなども検討の選択肢となろう。また、降伏点の異なる鋼材を組合わせた鋼ハイブリッド脚柱も検討する必要があるのではなかろうか。鋼ハイブリッド脚柱として考えられる構造は、例えば、SM570材で構成した箱断面の外側にSM400材の鋼板をHTBにて一体としたような構造で、震度法レベルの水平力に対しては、SM400の降伏点以下とし、それを越える地震力に対しては、SM400材の降伏領域とSM570材の弾性領域で抵抗させる範囲と、両鋼材とも降伏領域の範囲の抵抗させる様な、 $H-\delta$ 関係がトリリニアとなる様な部材とするもので、部材の降伏耐力を過ぎても急激な水平力の低下をさけることが出来るのではなかろうかとの発想も考えられよう。また、コンクリートを充填した高材質の角形鋼管を断面の四つ角に用い、それらを低材質の補剛板で結合した箱断面柱なども考えられよう。

今回の検討テーマであった5号湾岸線に於ける中間横梁のせん断座屈に関しては、エネルギー吸収効果は明確にならなかったが、不静定次数の高い橋脚では、限定した箇所に塑性ヒンジが生じやすくなる手法も考えられよう。

3. 2. 2 支承および落橋防止システム

今回の地震では多数の支承が被害を受けた。支承高の高いピン支承、ローラ支承に多く、BP支承の様な構造には少なかった。これは支承高さによる転倒モーメントの考慮不足、支承材料の靱性不足、可動支承の衝撃力の増大等各種の要因によるものと思われるが、橋全体系の中ではヒューズの役目をしたと言われている。変位の拘束できない支承で支持されたPC桁では横移動はおおきかったが橋脚の被害はすくなかったとの報告もあり、今後の参考にはなるものと思われる。

これまでの鋼製支承は鉛直支持機能はもちろんであるが、回転機能および摩擦力低減の摺動機能にのみ着目しすぎたため構造は複雑で支承高さが大きくなり、地震時の衝撃的水平力に対して、これが弱点になった。今回の地震は、免震支承、水平力分散支承等のゴム支承の採用に拍車をかける結果となった。今後とも、一般橋梁でのゴム支承の採用傾向はさらに多くなるものと思われるが、長大橋梁等でゴム支承の適用が困難な場合、ゴムと鋼との複合支承の様なものも必要になろう。

耐震連結装置についても多くの被害を受けた。桁がかり長、耐震連結装置等の落橋防止システムは本来、大地震時の様な不測の事態に機能し落橋をさけることを目的に設置されているものであるが、連結ボルトの破断、連結板の破断、取付け部腹板の破断、突き合わせ溶接部の破断等衝撃的な荷重が要因と思われる破壊により、十分な機能を発

揮しなかったものもある。

落橋防止はシステムとして支承と相互補完し落橋を免れる必要があり、衝撃力の吸収機能や変形性能を待たせることが重要で、衝撃力の評価等今後の検討課題は多いと思われる。

3. 2. 3 上部構造

今回の地震による上部構造の被害は、桁端部に集中しており、一部では端横桁ニーブレース取付け部の主桁腹板の横曲がり等の直接的損傷が発生したが、他の損傷は、橋脚、支承、落橋防止等の他の構造要素の破損による間接的なものが殆どであった。従って、これまでの設計手法の見直しは必要ないものと考えられるが、支承、落橋防止との関連で桁端部の最適な構造を見いだす必要はある。

今後の方向として、多点弾性固定の多径間連続桁の採用が多くなろう。これまでの3径間、4径間単位ではなく、30径間、40径間の連続桁の採用である。この場合、どの程度の径間数まで可能かと考えたとき、ゴム支承のゴム総厚50cmとすると、温度変化による許容移動量は $50 \times 0.7 = 35$ cmとなり、全長2000mの連続桁の中央径間を不動点と考えたときの温度による移動量に相当し、この程度の連続化は可能と思われる。しかし、このような場合、伸縮継手をどうするかが問題となろう。曲線桁の時は、温度移動量少なくなるので、もう少し連続化が可能のように思われる。

3. 2. 4 免震設計

橋梁に於ける免震設計は、免震ゴム支承を用いることにより、橋梁の長周期化をはかり、同時にゴム支承の減衰機能を利用し、橋梁の応答地震力の低減をはかるものが主体である。長周期化すると橋梁の応答変位も大きくなり、伸縮継手の遊間等の十分な検討が必要となる。軟弱地盤にある橋梁、高橋脚の橋梁等、もともと、固有周期の長い橋梁での免震支承の適用はメリットがないものと思われる。

建築の分野に於ける免震設計の例では、建物を免震支承で支持する方法、柱間に免震ブレースを設置する方法など考えられている。前者は橋梁に於ける免震設計と同様な考え方であるが、後者の免震ブレースの場合は、構造物自体に生じる変位を利用し減衰機能を付加させる方法であり、今後の橋梁への適用も考えられよう。

以上橋梁システムのあり方に関連して、思いついたことを述べたが、許容応力度設計法から限界状態設計法への移行が必須であると思われる。

あ と が き

本研究部会第2WGでは阪神高速道路5号湾岸線の橋梁構造物の被災についての調査研究をテーマとし活動を行ってきた。5号湾岸線は阪神間の臨海埋立て地を東西に結ぶ比較的新しい高速道路であり、その被災は兵庫県域における埋立て地間水路部の長大橋梁が主で、一部では落橋被害も発生した。それらの被災メカニズムの推定等については土木学会、建設省、阪神高速道路公団等の報告書に述べられているところである。長大橋梁以外の一般高架橋の損傷は3号神戸線と較べると少なかったが、特徴的な損傷としては、鋼製橋脚の横梁中央部の腹板に生じたX型せん断座屈であった。また、他の路線で多く見受けられた柱部の局部座屈は東神戸大橋の端橋脚に生じた損傷事例のみであった。この様なことから、横梁腹板のせん断座屈が柱の損傷を救ったのではないかとの論議がなされている。

当ワーキンググループとしては、この様な横梁のせん断座屈が橋梁構造物の地震時挙動にどのような影響を与たのかを検討する目的で魚崎浜高架橋をモデルに時刻歴応答解析を実施し、数値的な解明を試みた。線形動的解析の結果は腹板が座屈する様な大きな応力が発生することが解った。しかし非線形動的解析の結果は全体的には線形動的解析の結果より多少減少はしたが、期待していたほどのエネルギー吸収効果は見られなかった。これは地震力の大きさ、モデルとした構造物の固有周期および中間横梁の水平力分担比率等の構造特性が影響しているものと推察されるが検証するに至らなかった。

鋼橋に携わる者として阪神淡路大震災で受けた橋梁構造物の被災メカニズムを解明することは責務と考え調査研究活動を開始したが、各メンバーとも多忙な業務の合間を縫っての活動であり、検討不足も多々あったことは否めない。

本報告書をまとめるにあたり、阪神高速道路公団及び本研究会の会員各社の方々から貴重な資料の提供を戴いたことに厚く感謝を申し上げますと共に、本報告書が今後の鋼橋の発展の一助になれば幸いである。

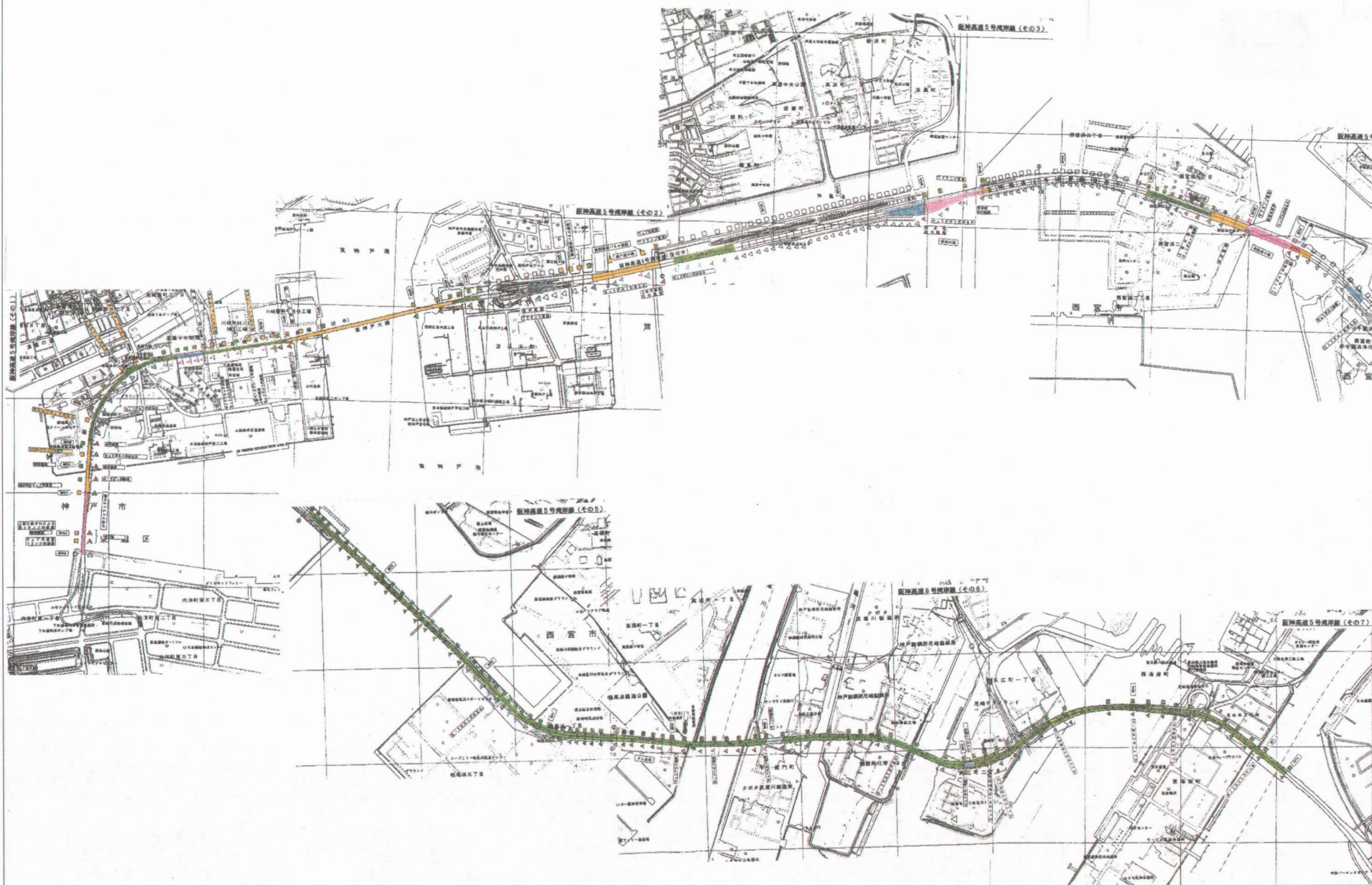
付属資料 震災マップ

- [調査対象の鋼橋]
・ 阪神高速道路5号神戸線

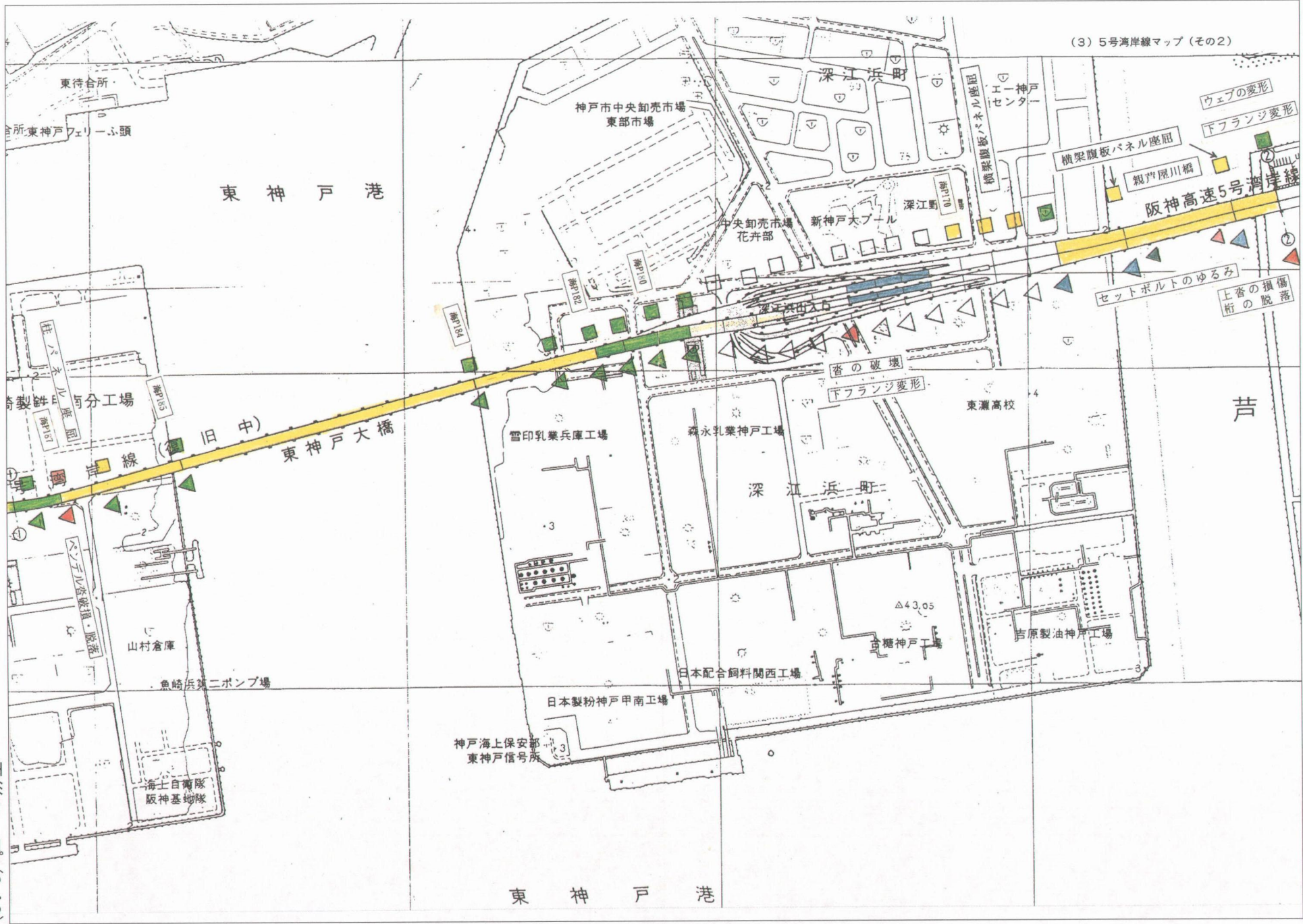
平成7年7月

鋼橋技術研究会
阪神・淡路大震災被害調査研究部会
第2分科会（阪神高速道路5号神戸線）

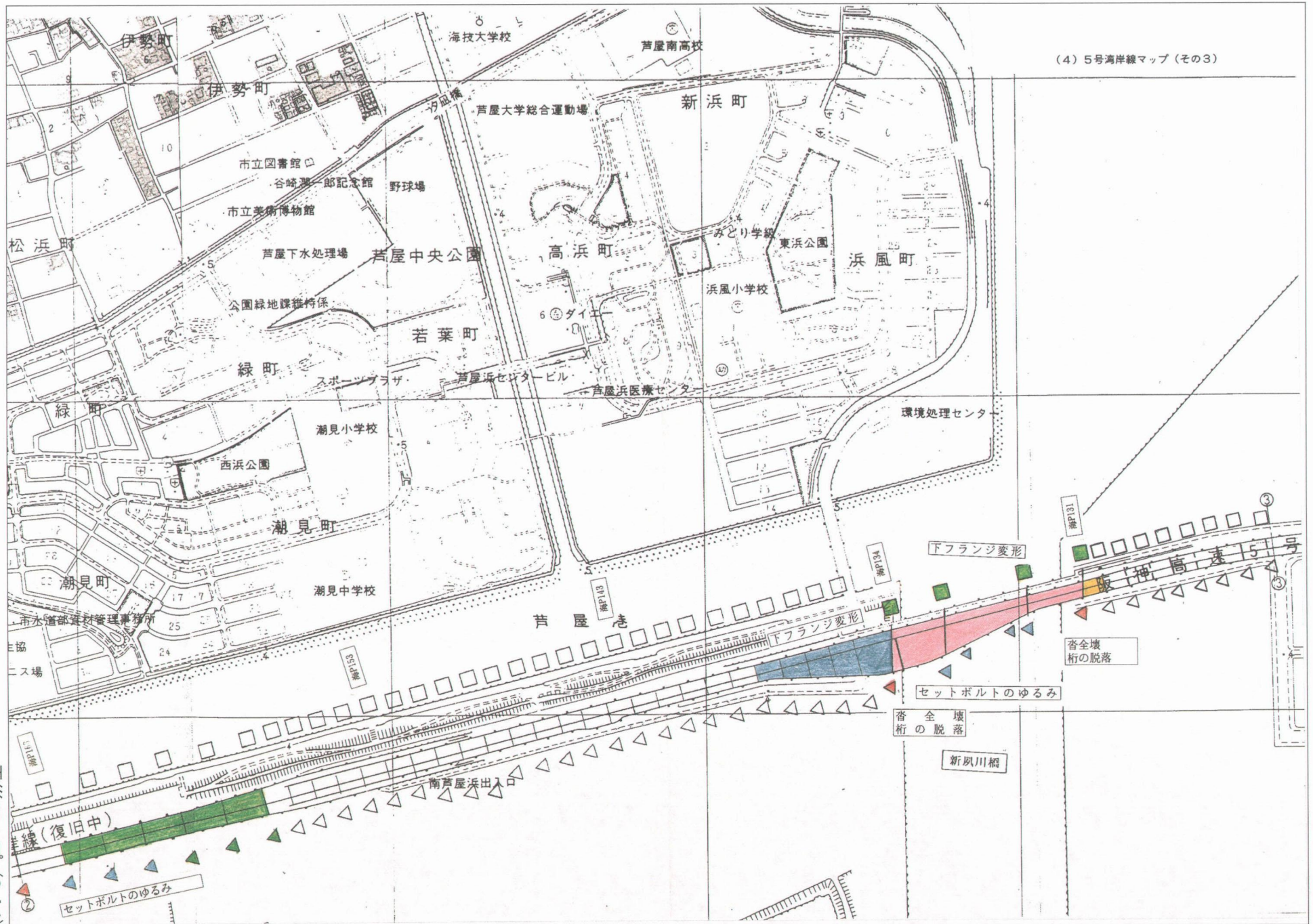
(1) 5号海岸線マップ
全体路線図



(3) 5号湾岸線マップ (その2)

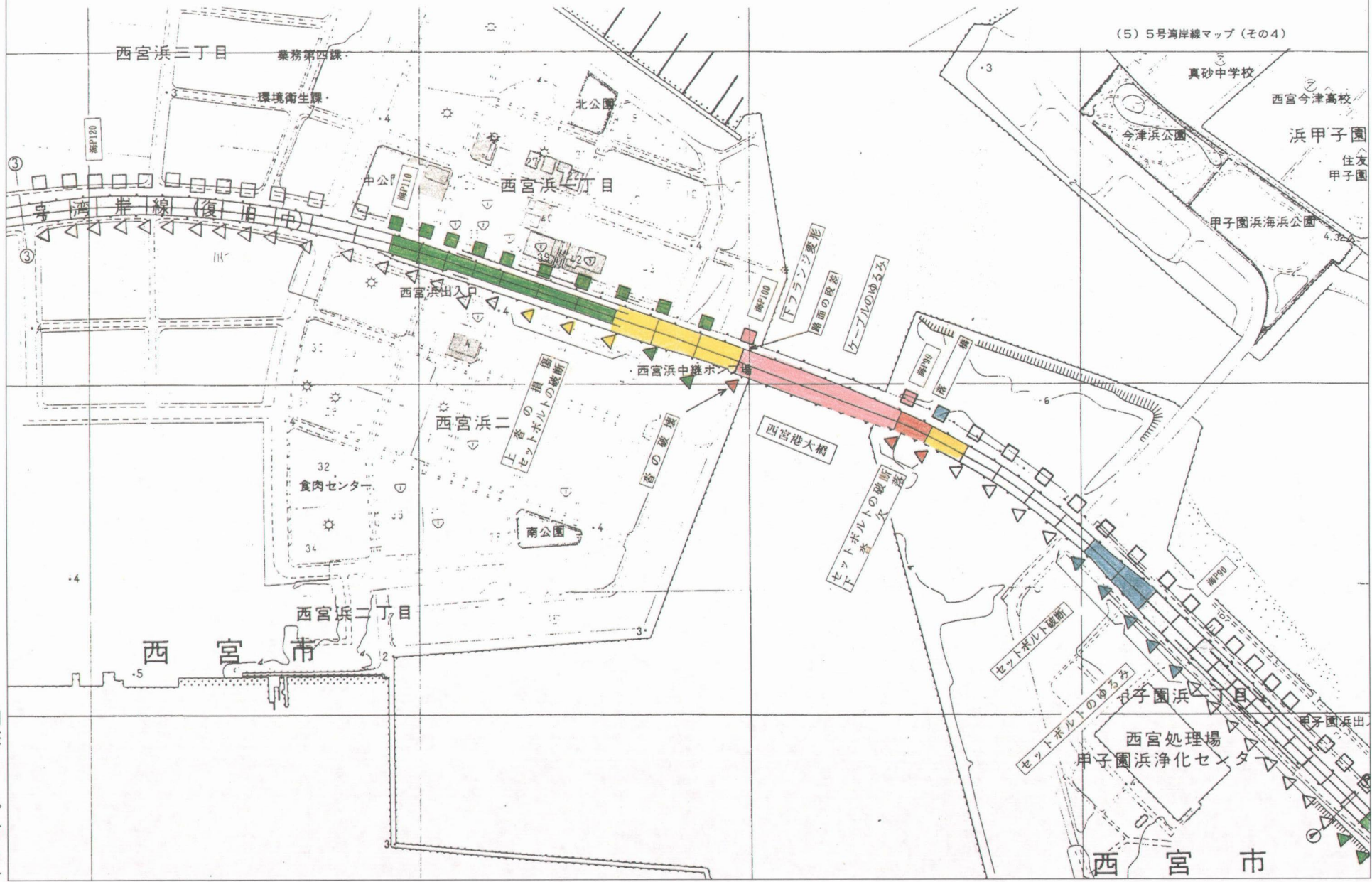


(4) 5号海岸線マップ(その3)



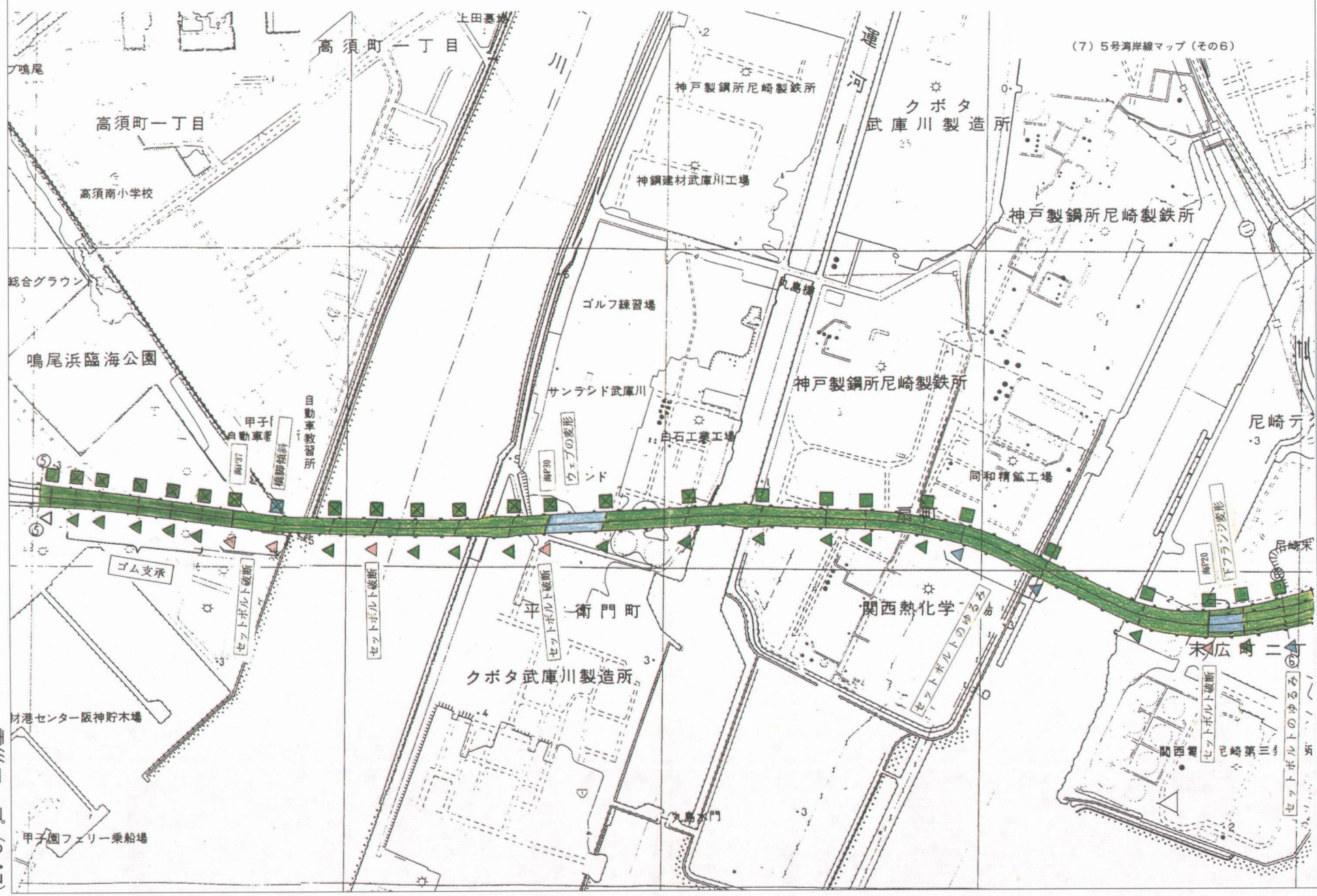
震災マップ(2-A4)

(5) 5号海岸線マップ(その4)





(7) 5号海岸線マップ(その6)



震災マップ (2-A7)

(8) 5号海岸線マップ(その7)

