

鋼橋技術研究会
阪神・淡路大震災被害調査研究部会
第1分科会 報告書

[阪神高速道路3号神戸線]

目次 [阪神高速道路3号神戸線]

はじめに	1
第1章 被害状況	2
1. 1 3号線の被害状況	2
1.1.1 3号線の概要	2
1.1.2 被害状況	3
(1) 神戸市東灘区深江本町	3
(2) 西宮市甲子園高潮町	3
(3) 西宮市浜脇町(札場)	3
(4) 神戸市中央区波止場町(弁天地区)	3
(5) 神戸市長田区西尻池町(湊川ランプ)	3
(6) 西宮市市庭町(建石交差点)	4
(7) 神戸市東灘区深江本町、東灘区御影本町および須磨区鷹取	4
(8) その他	4
1. 2 震災マップの作成	5
1.2.1 目的	5
1.2.2 方法	5
1.2.3 結果	5
1.2.4 まとめ	8
第2章 検討内容と結果	9
2. 1 鋼製脚被災データベース	9
2.1.1 概要	9
2.1.2 内容(機能)	9
(1) データ項目	9
(2) データ構成	9
(3) 機能	10
2.1.3 利用方法	10
(1) 取り扱い	10
(2) 操作方法	10
(3) 活用例	11
2. 2 甲子園付近の高架橋の被災について	19
2.2.1 対象橋梁の被災状況	19
(1) 対象橋梁の概要	19
(2) 被災状況	19
2.2.2 検討の目的	25
(1) 検討の目的	25
(2) 検討方法	25
2.2.3 検討結果	32
(1) 各種検討方法による結果	32
(2) 被害状況と検討結果の照合	33
2.2.4 まとめ	35
2. 3 鷹取付近の3径間連続鋼箱桁橋の被害について	37

2.3.1	対象橋梁の被害状況	37
(1)	対象橋梁の概要	37
(2)	被害調査	39
2.3.2	検討の目的	43
2.3.3	検討方法	43
(1)	時刻歴応答解析	43
(2)	地震時保有水平耐力の計算	46
(3)	固定橋脚の沈下による主桁曲げモーメントの変化	46
2.3.4	検討の結果	46
(1)	時刻歴応答解析	46
(2)	地震時保有水平耐力の計算	52
(3)	固定橋脚の沈下による主桁曲げモーメントの変化	55
2.3.5	考察	55
第3章	考察（橋システムのあり方）	56
3.1	序論	56
3.2	橋システムに対する要求事項	56
3.2.1	各部位の耐震性について	56
3.2.2	損傷の伝播の防止と制御について	56
3.2.3	ライフラインとしての耐震性について	57
3.3	結論	57
	あとがき	58
付属資料	震災マップ〔阪神高速道路3号神戸線〕	A1

はじめに

第1分科会の目的は、阪神・淡路大震災における阪神高速道路3号神戸線（以下、3号線）の被害状況の調査および被害のメカニズムの解明を行い、さらに今後の鋼製橋脚および鋼橋はどうあるべきかをふまえて、橋システムのあり方の研究をすることである。

第1章では、鋼橋技術研究会へ参加している会社のアンケート調査を通じて、3号線の被害状況の調査を行った。その調査結果に基づいて路線全体の被害状況を示す被害マップを作成し、3号線における被害状況の全体像を把握した。

第2章では、路線全体の中から注目すべき項目および区間をピックアップして、さらに深く被害の調査研究を行った。

2.1節では、阪神高速道路公団による調査結果に基づき、多くの橋梁技術者が研究に活用できるよう、あわせて今後より合理的な鋼製橋脚の設計施工に役立てることを目的にデータベースの作成を行った。利用したデータは、阪神高速道路公団が震災直後に行った被害状況調査結果、および復旧工事施工時に行われた詳細調査のデータであり、これらの中から、各橋脚についての必要なデータを抽出転記し、さらに分科会独自に調査したデータを加えて、データベースを作成した。

2.2節および2.3節では、次ぎに示す2工区での被害挙動に着目し調査研究を継続して行った。

- ① 2.2節 阪神高速3号線（甲子園付近の高架橋）
- ② 2.3節 阪神高速3号線（鷹取付近の3径間連続鋼箱桁橋）

2.2節では、3号線甲子園付近の高架橋が、全長数キロメートルにわたって上部工が同一方向（橋軸方向：東西方向）に最大60cm程度移動したという被害に着目をした。被害の内容としては、橋脚、上部工および落橋防止構造については、ほとんど被害が見られなかったが、杓のセットボルトが破壊して、上杓と下杓が分離し、上部工が杓高の分だけ移動して桁端部が座屈するという共通の現象が全橋で見られた。その現象を解明するために、代表的なI桁橋、箱桁橋を各1橋ピックアップし、解析検討を行った。具体的には、時刻歴応答解析を行い、さらに橋脚の地震時保有水平耐力を求め、被害のメカニズムの解明を行った。

2.3節では、3号線鷹取付近の3径間連続鋼箱桁橋の被害調査の結果、主に橋軸方向（南北方向）に地震動を受けたことが橋梁各部の損傷を引き起こした原因であることがわかった。上部工の主な被害は主桁の座屈であるが、この座屈箇所は、崩壊したRC橋脚が直接支持していない径間であることが注目された。そこで、上部工の座屈のメカニズムを解明し、さらに橋脚の地震時保有水平耐力を求め、時刻歴応答解析を行った。その結果をもとにして、復旧したRC巻き立てRC橋脚についても、H8・12版道路橋示方書による耐震安全性についての言及を加えた。

第3章では、第2章でのさまざまな検討・研究に基づき今後の鋼製橋脚の設計施工はどうあるべきか、さらに、下部工、杓および上部工を一体としてとらえた時、橋システムはどうあるべきかについても言及を加え、提案を行った。

第1章 被害状況

1.1 3号線の被害状況

1.1.1 3号線の概要

阪神高速3号線は、尼崎市から神戸市須磨区を結ぶ延長32.6kmの阪神地区の大動脈であり、全線にわたって高架橋となっている。3号線上部構造は、全径間1,304径間であり、この内約90%が鋼桁で、残り10%がPC桁・RC桁となっている。また、下部構造は全1,106基あり、この内943基がRC橋脚、163基が鋼製橋脚となっている。

この3号神戸線が位置する地域の地形は、六甲山麓の丘陵地と幅が2km程度の低地から構成される特異なものとなっている。

また、この地域は六甲山地の隆起と大阪湾沈降運動の間に位置しており、このため西宮市から神戸市須磨区の間には、六甲山から大阪湾に傾斜した、段丘堆積層と沖積層で形成されている。その地形は山地側から、山麓扇状地、海岸平野、埋め立て地に分けられ、地質境界も一致している。さらに、六甲山地南縁には、北東-南西方向に走る断層が多く見られる（会下山断層他6つの断層）。図1.1.1に神戸付近、六甲山地南縁の主要断層を示す。

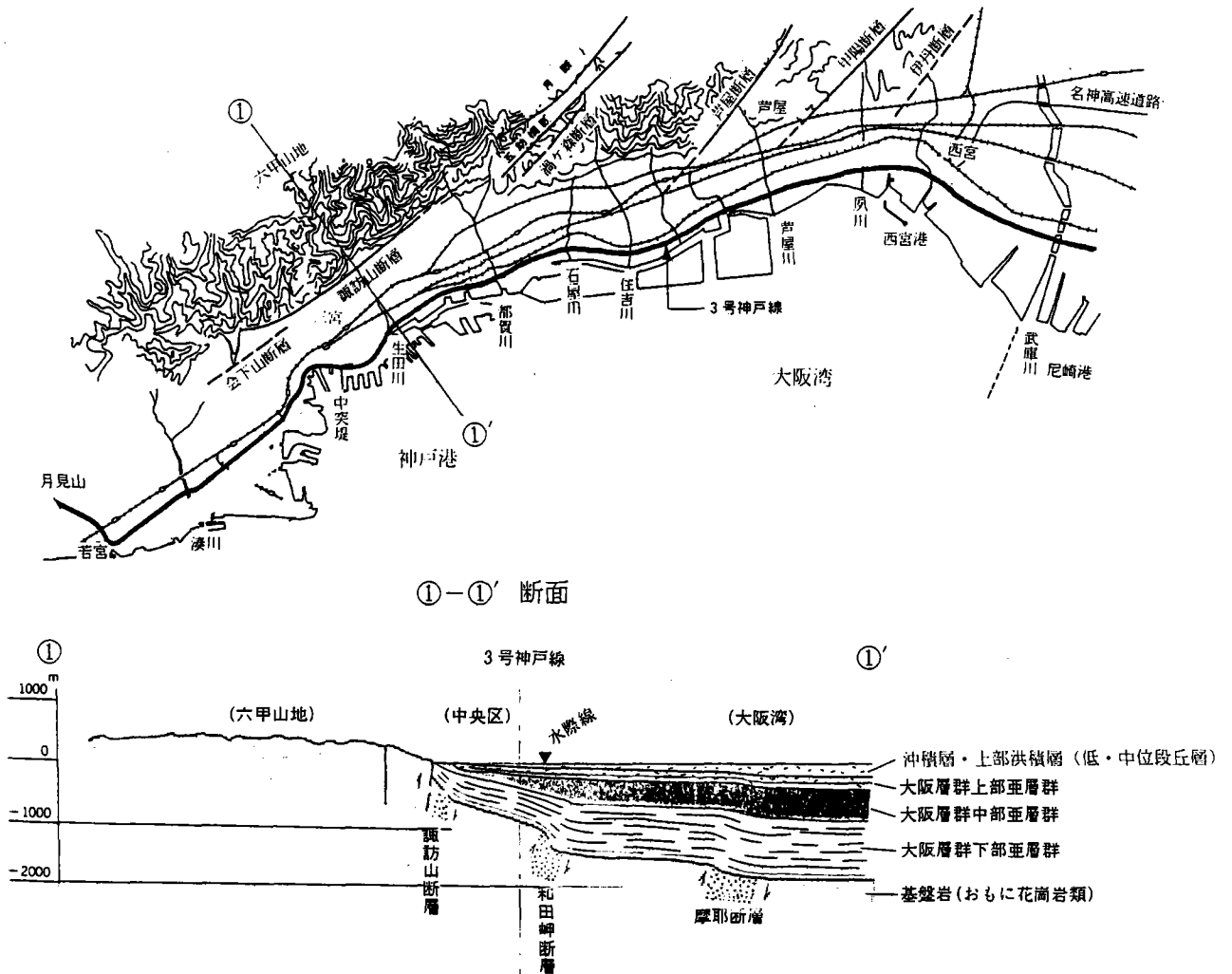


図1.1.1 神戸付近、六甲山地南縁の主要断層

1.2.2. 被害状況

3号神戸線の道路構造物では、神戸市東灘区深江本町での635mにわたるPC上部工の倒壊や4箇所で落橋などの被害を受けた他に、兵庫県域の橋脚1106基のうちかなりの橋脚で何らかの被害を受けるなど、路線全体では大きな被害を受けた。以下、3号線に関する主な被災箇所と状況を記述する。

(1)神戸市東灘区深江本町

橋長635m、18径間のプレストレストコンクリート橋（ピルツ構造）の橋脚17基が、ほぼ柱中間部でせん断破壊し、上部構造が北側（山側）に倒壊した（写真1.1.1）。



写真1.1.1 ピルツ橋の倒壊

(2)西宮市甲子園高潮町

鋼単純桁2連（支間長40, 30m）の掛け違い橋脚1基が、橋軸方向柱中間部および基部でせん断破壊し、3つに分断崩壊した結果、単純桁2径間が落下した（写真1.1.2）。



写真1.1.2 落橋した橋梁

(3)西宮市浜脇町（札場）

大阪側の隣接桁の端部が単純桁に衝突し、玉突き状態で明石側に移動し、その結果鋼単純箱桁橋4連のうち、中央の2連が、支点上の可動支承側の桁端で橋脚天端から脱落落下した（写真1.1.3）。

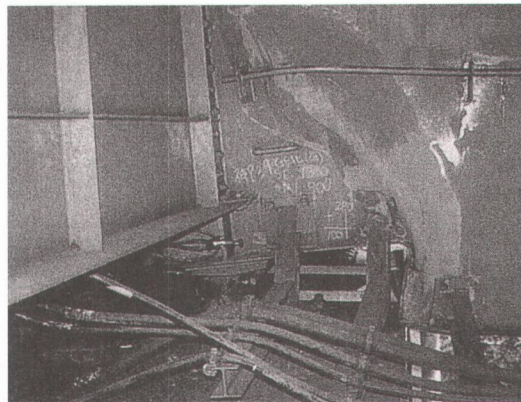


写真1.1.3 衝突・座屈した主桁端部

(4)神戸市中央区波止場町（弁天地区）

国道2号線の上にある橋長686m、24径間の鋼I桁橋のRC矩形単柱橋脚がその基部でせん断破壊し、3径間6連、単純2連のうち、3連が落橋、5連の桁に座屈等の損傷が見られた（写真1.1.4）。

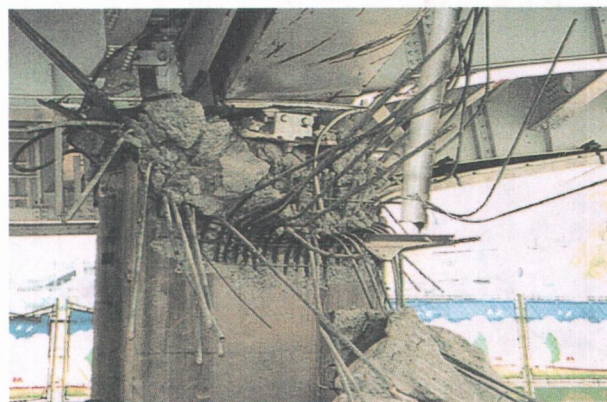


写真1.1.4 橋脚の倒壊

(5)神戸市長田区西尻池町（湊川ランプ）

曲線部が2径間連続曲線鋼箱桁で、単純鋼I桁や、単純RC中空床版桁が隣接しているフルセットランプである。この内、2つのランプ部の中間支点のRC円錐柱橋脚の段落とし部でせん断破壊し、その結果2連の曲線鋼箱桁が落橋した。

(6)西宮市市庭町（建石交差点）

国道43号交差点を跨ぐ高架橋の内、門形橋脚の中央にある鋼製柱部分が鉛直方向に押しつぶされており、その結果横梁が基部の中埋めコンクリートの位置まで、6m程度沈下した。この沈下以外には、大きな移動はなく、落橋までには至らなかった。

(7)神戸市東灘区深江本町、東灘区御影本町および須磨区鷹取

JR鷹取駅西側に位置する3径間連続鋼箱桁橋の1点固定形式のRCラーメン橋脚のせん断破壊に伴う損傷沈下により、連続桁主桁の下フランジと腹板に座屈が発生した（写真1.1.5）。

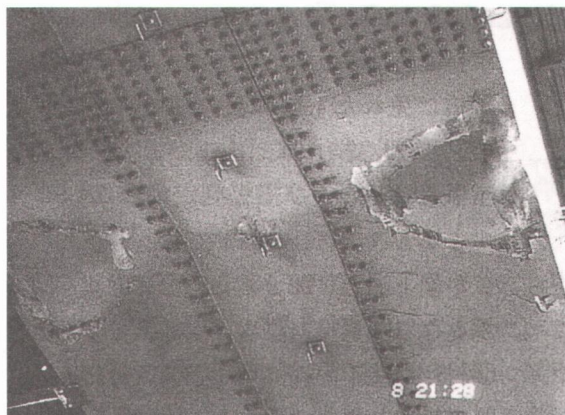


写真1.1.5 主桁の座屈

(8)その他

その他に、鋼上部工では桁端部の損傷、横桁の座屈、横構・耳桁・縦桁の損傷、高力ボルトの脱落が多く見られた。鋼製脚では、円形鋼製脚の全周座屈、鋼製脚の補剛板全体の局部座屈・補剛材間の板の局部座屈・マンホール溶接部のきれつ・隅角部塗膜のはく離・橋脚アンカーボルトの破断等が観測された。付属物では支承の損傷、耐震連結装置の破断、伸縮装置の損傷等が確認された。

（写真1.1.6～1.1.8）

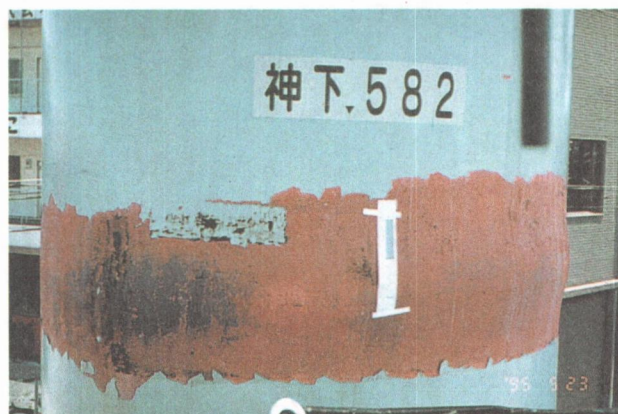


写真1.1.6 円形鋼製橋脚の全周座屈

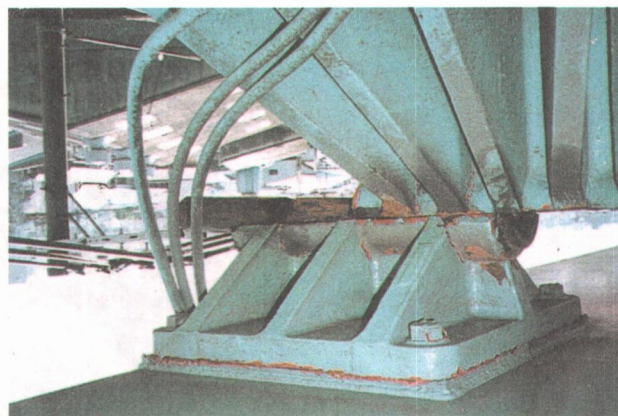


写真1.1.7 支承の損傷

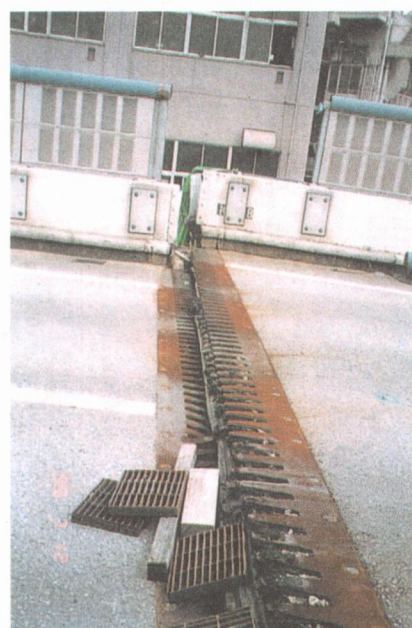


写真1.1.8 伸縮装置の損傷

1. 2 震災マップの作成

1.2.1 目的

今回の阪神・淡路大震災において、3号線では多くの被害が発生した。特に神戸市東灘区深江本町での635mのPC上部工の倒壊は、今回の地震規模の異常さを顕著に表している。そこで、3号線全体の主として鋼構造物の被害状況を把握するために、震災マップを作成する。

1.2.2 方法

震災マップの作成にあたっては、はじめに調査を実施した。調査は、日本橋梁建設協会（橋建協）に所属する会員に調査票（橋梁調査シート）を発送・回収し、これを基本データとして国土地理院発行の地形図に震災状況を記入した。記入対象は、鋼上部工、支承、橋脚（鋼製橋脚とRC橋脚）である。

記入にあたっては、判定基準として表-1.3.1に示す損傷の判定区分（道路震災対策便覧に準じている）を用いた。判定は、As~Dの5つのランクにより分類され、これを色分けした。また、被災箇所については、出来るだけ被災状況のコメントを記入した。

表-1.2.1 被災度判定基準

ランク	内 容
As: 落橋	落橋した場合
A: 大被害	耐荷力の低下に著しい影響のある損傷を生じており、致命的な被害の可能性がある場合。 事象： ・一次部材の全体的な変形 ・主桁などの折れ曲がり(平面、鉛直) ・腹板全域にわたる変形など
B: 中被害	耐荷力の低下に影響のある損傷であるが、余震、活荷重等による被害の進行がなければ、ペント支持などにより当面は落橋には至らない場合。 事象： ・一次部材の過大な変形、座屈 ・支点上の腹板、フランジ等の過大な変形、過大なき裂つなど ・省の脱落
C: 小被害	短期的な耐荷力の低下に影響がない場合。 事象： ・二次部材の破断、変形など ・小程度の変形・座屈(板厚程度の面外変形) ・局所的な変形
D: 被害なし	耐荷力に関して特に異常が認められない場合。 事象： ・塗膜のはく離程度の変形、座屈 ・塗膜のはく離程度のHTボルト部の損傷 ・桁の移動(脱落はしていない)

1.2.3 結果

調査対象は3号線の尼崎市から神戸市須磨区までの区間である。3号線全体では対象橋梁は1,000橋を越すが、今回の対象は、上部工として鋼橋に関するものだけである。ゆえに、橋脚・支承も鋼橋に関するものだけである。

なお、鋼桁の被災度判定は橋梁判定ではなく径間単位で行い、連続桁についても各々の径間で判定した。また、橋脚では、全て1つの橋脚を単位として集計している。支承については1つの上部構造に含まれる、全ての支承を1単位として集計しており、その径間の中で最も被災度ランクの高いものを、その径間の判定としている。

調査結果を以下に示す。

・対象橋梁	1,001橋
・今回調査した橋梁	507橋(鋼橋)
・上部工507橋の内訳	損傷度As 47橋(5%) A 40橋(4%) B 117橋(12%) C 47橋(5%) D 245橋(24%) 未調査 494橋(49%)
・橋脚 調査箇所532基の内訳	損傷度As 27基(5%) A 8基(2%) B 44基(8%) C 27基(5%) D 143基(27%) 未調査 283基(53%)
鋼橋脚134基の内訳	損傷度As 3基(2%) A 8基(6%) B 12基(9%) C 18基(13%) D 48基(36%) 未調査 45基(34%)

RC脚398基の内訳 損傷度As 24基(6%)

- A 0基(0%)
- B 32基(8%)
- C 9基(2%)
- D 95基(24%)

未調査 244基(60%)

なお、鋼橋上部工、鋼製橋脚、支承の判定要領を表1.2.2～1.2.4に示す。

・支承 調査箇所547基の内訳 損傷度As 50基(9%)

- A 116基(21%)
- B 109基(20%)
- C 90基(16%)
- D 160基(29%)

未調査 22基(5%)

表1.2.2 鋼桁の損傷モードと損傷度判定ランク

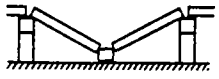
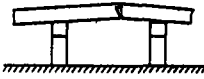


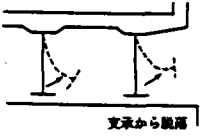
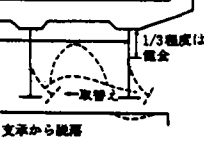

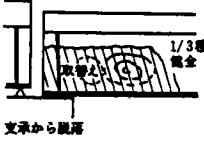


	As	A	B	C	D
1	<p>落橋</p> 	<p>桁の折れ曲がり(平面、鉛直面)</p> 	<p>過大な変形(1)</p>  <p>1/3程度は健全</p>	<p>小程度の変形</p> 	<p>塗膜のはく離程度の変形軽微な座屈 局所的なきれつ H.T.ボルトの損傷</p>
2		<p>RC床版まで変形している桁</p>  <p>支承から脱落</p>	<p>過大な変形(2)</p>  <p>1/3程度は健全</p> <p>支承から脱落</p>	<p>局所的な変形</p> 	
3		<p>構造系変化(隣接部の落橋、撤去など)による構造不安定</p>	<p>過大な座屈変形(きれつ多し)</p>  <p>1/3程度は健全</p> <p>支承から脱落</p>	<p>小程度の座屈</p> 	
4			<p>支承、突起などの本体への貫入</p> 	<p>塗膜のはく離程度の変形 軽微な座屈 局所的なきれつ H.T.ボルトの損傷</p>	

表1.2.3 鋼製橋脚の損傷モードと損傷度判定ランク

	As	A	B	C	備考
座屈	完全圧壊 	へこみもしくはふくらみ $0.03b \leq d_f$ きれつもしくは溶接部の破断 	へこみもしくはふくらみ $0.01b \leq d_f < 0.03b$ 	へこみもしくはふくらみ $d_f < 0.01b$ 	道路橋震災対策便宜(震災復旧編)による ただし、次の場合は1ランクアップ a) 4面(円柱の場合は全周程度)が底座している場合 b) 部分的に曲率の小さい屈曲部がある場合 c) 角溶接部等に変形を伴う場合
きれつ		マンホール溶接部きれつ (周辺にきれつの進展の可能性のあるもの)	 1/4周以上のきれつ(周辺にきれつの進展の危険なし)	 1/4周未満のきれつ	
		根巻き鋼板間溶接部 		根巻きコンクリートのきれつ 	
		主要部位のきれつ 	主要部位の塗膜のはがれ (目視ではきれつが確認されない) 	主要部位以外の塗膜のはがれ 	
H T ボルト部		ボルト欠損 ボルト欠損 (1添接部当たり1割程度以上) 	ボルト欠損 ボルト欠損 (1添接部当たり1割程度以下) 	添接部周りの塗膜のはがれ 	

表1.2.4 支承の損傷モードと損傷度判定ランク

	C:小被害	B:中被害	A:大被害
上番・下番の飾物部	 上番の変形	 下番の変形・破断	
セットボルト	 セットボルトのゆるみ	 セットボルトの切断	セットボルトの破断や、ソールプレート、ボス部の被害
ローラー	 ローラーの抜け出し	 ローラーの抜け出し	
ピンおよびピンキャップ	 ピンキャップの抜け出し	 ピンの切断	
上番スタッパー	 上番スタッパーのきれつ	 上番スタッパーの破断	
サイドブロック	 サイドブロックの変形 下番スタッパーのきれつ	 サイドブロック止めボルト 上番スタッパーの破断	
アンカーボルト	 アンカーボルトの抜け出し(1cm以下)	 アンカーボルトの抜け出し(1cm以上)	アンカーボルトの破断
蓄塵モルタルおよび蓄塵コンクリート	 蓄塵モルタルのきれつ 蓄塵コンクリートのきれつ	 蓄塵モルタルの破壊 蓄塵コンクリートの破壊	蓄塵コンクリートの破壊

1.2.4 まとめ

3号神戸線の本線およびランプ部の被災度を調査した結果について考察を行う。

集計結果より、鋼桁では調査橋梁が507橋（調査率44%）であり、この内47橋（5%）がASランクであり、比較的被災度の高いBランク以上が21%であった。（阪神高速道路公団の最終報告では、Asランクが1%で、Bランク以上は26%となっている。）

橋脚は鋼製脚が134基（調査率82%）の内、Asが2%であるのに対し、RC脚は6%であった。ただし、RC橋脚は未調査箇所数が多いので、割合はもう上がると考えられる。なお、鋼製脚のBランク以上は17%であるのに対し、RC橋脚は14%であった。（阪神高速道路公団の最終報告では、Asランクが鋼製脚で3%、RC橋脚で7%であり、Bランク以上が鋼製脚で14%、RC橋脚で26%となっている。）

支承は、調査箇所547基（調査率25%）の内、Asランクが9%でBランク以上は実に50%であった。（阪神高速道路公団の最終報告では、Bランク以上は31%となっている。）

参考文献

- 1) 大震災を乗り越えて－震災復旧工事誌－監修阪神高速道路公団
- 2) 平成7年阪神大震災（兵庫県南部地震）被害調査報告書1995年1月ハシフィックコンサルタンツ株式会社
- 3) 技術報（特報）阪神淡路大震災調査報告書1995.3株式会社オリエタルコンサルタンツ

第2章 検討内容と結果

2.1 鋼製橋脚被災データベース

2.1.1 概要

阪神高速3号線においては鋼製脚に多くの被害が発生している。これらの被害については、震災直後から各方面で調査が実施されてきたが、ここでは、主に阪神高速道路公団によって調査された結果を、多くの橋梁技術者が研究に活用できるよう、あわせて今後より合理的な鋼構造物の設計施工に役立てることを目的に、データベースの形にまとめる。

利用したデータは、阪神高速道路公団が震災直後に行った被害状況調査の結果、および復旧工事施工時に行った詳細調査のデータであり、これらの中から、各橋脚について必要なデータを抽出転記した。また、一部のデータについては、当分科会で独自に調査した。

2.1.2 内容（機能）

(1) データ項目

調査収集されたデータは、以下のように、大きく3つのグループに分けられている（表2.1.1）。

- ① 一般データ：管理情報や構造形式などその脚の属性を表すもの（122件）
- ② 構造データ：構造諸元や荷重、強度など構造に関するもの（212件）
- ③ 被災データ：具体的な脚の被害の状況を表すデータ（全体被災状況：164件、部材被災状況：663件）

これらのデータは、脚の管理番号をキーとして関係付けがなされ、効率的な活用が可能ないようにいわゆるリレーショナルデータベース“MS-Access”で開発されたデータベースシステムに登録されている。

なお、取り扱われるデータ項目の詳細については、表2.1.2に示す。

(2) データ構成

脚によっては、複数の層からなるものがあったり、各層に複数の柱があったり、柱の中でも断面変化がある、というように、一基の脚でもその構造を表すデータのセットは複数になる（図2.1.1）。また、被害の状況も、一つの脚に対して、色々な被害が数多く発生しているものもあれば、全く被害のないものもある。

そのようなことから、①～③のデータグループを表2.1.1のように分類している。このうち一般データおよび被災データのうちの脚全体の被害をあらわすデータは一基の脚に一通りしかないのに対し、構造詳細および部材ごとの被災データは、一基の脚においても多くのデータセットが存在しうる。

こういったデータの組み合わせは、脚の管理番号をキーとして関係付けがなされているので、例えば一般データで検索された場合には複数の構造データや部材被災データが抽出されることになる（図2.1.2）。

表 2.1.1 データ項目種別

データ分類	データ種類	データ項目
一般データ	1. 一般データ	脚番号、所在地、施工年月、他
	2. 構造形式	脚形状、柱数、層数、断面形状、他
	3. 基礎データ	基礎形式、杭種、杭径、杭本数、他
	4. 上部工データ	上部工形式、設計震度、支承形式、他
構造データ	5. 構造詳細データ	断面諸元、座屈パラメータ、開口部、他
被災データ	6. 全体被災データ	
	7. 部材被災データ	

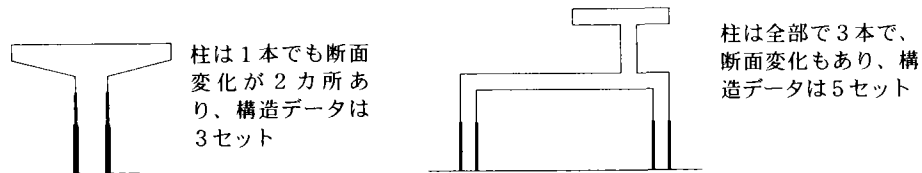


図 2.1.1 データ構成の例

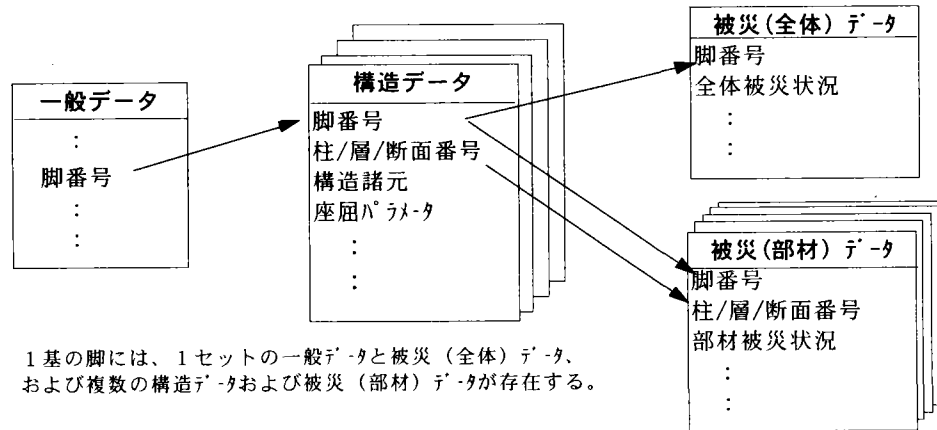


図 2.1.2 データの関係付け

(3) 機能

このデータベースでは、以下の機能が利用できる。

(a) 検索機能

- 一般データ、構造詳細データ、被災状況データのデータ分類ごとに検索条件を設定可能。
- 各データ分類内で、項目ごとに検索条件を設定可能。但し、検索の対象になるデータ項目は、表 2.1.2 の○印のものに限る。
- 項目ごとの結合条件は「AND」となる
- 一つの項目内では、「OR」結合で複数の検索条件を設定可能
- 一つの項目内で、文字データは部分一致、数値データは大小比較で検索
- 検索データ入力の際に、きまった用語はプルダウンメニュー選択が可能

実際の、検索条件設定例を図 2.1.3-4 に示す。

(b) 出力機能

- 画面個別表示
検索（抽出）結果をレコードごとに画面に表示。それに関連する他のデータ分類も表示可能（図 2.1.5-7）
- プリンタ出力
検索（抽出）結果をプリンタへ帳票として出

力可能（図 2.1.8-9）

- ファイル出力

検索（抽出）結果を EXCEL 形式のファイルとして出力可能。これによりデータの転用や再利用が可能

なお、本データベースは、今後情報が增大することはあり得ないので、一般利用者が使用できる機能としては、検索（抽出）と出力のみとする。

2.1.3 利用方法

(1) 取り扱い

- 本データベースは、より合理的な鋼製脚の研究に活用することを目的としており、特に部会長が認めた場合以外、むやみにコピー配布してはならない。
- 本データベースシステムの著作権は鋼橋技術研究会にある。

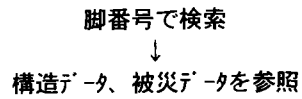
(2) 操作方法

- 利用環境：MS-Access (Ver7.0 以上) が可動可能な WIN95 パソコン

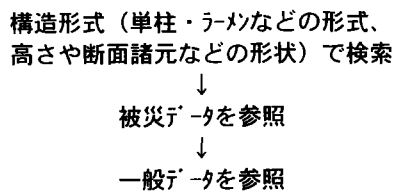
- 詳細な操作方法については、別途配布する操作マニュアルを参照のこと。

(3) 活用例

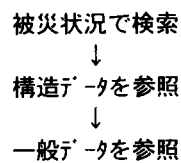
- ある橋脚について、どのような構造であり、その被害はどうであったかを調査する場合：



- ある構造形式に対して、被害はどうであったか、またその具体的な脚はどれかを調査する場合：



- ある被災状況がどのような構造形式の脚に生じているか、またその具体的な脚はどれかを調査する場合：



- 当時の鋼製脚の構造形式の統計的調査する場合：

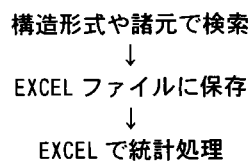


表 2.1.2(a) データ項目詳細 (一般データ)

番号	データ名称	説明	検索対象
1. 一般データ			
(1-1)	脚番号	現在の管理番号	○
(1-2)	建設時脚番号	建設時の管理番号	
(1-3)	住所	当該脚の位置する住所	○
(1-4)	施工年月	初期の施工年月	○
(1-5)	適用示方書	初期の設計時に適用された示方書	○
(1-6)	施工者	初期の施工業者	
2. 構造形式			
(2-1)	橋脚形状	T型、L型、門型、変形ラーメン、その他	○
(2-2)	橋脚の層の数		○
(2-3)	橋脚高さ	一層目 (m)	○
(2-4)	橋脚高さ	二層目 (m)	○
(2-7)	断面形状	箱形、R付き箱形、円形、その他	○
(2-8)	地盤種別	設計時に考慮した地盤種別 (1種、2種、3種)	○
(2-9)	地質条件	脚が位置する地質	○
(2-10)	橋軸の方向角	神戸行の橋軸の真北から時計回りの角度 (°)	○
3. 基礎データ			
(3-1)	基礎形式	直接基礎、杭基礎、ケーソン基礎	○
(3-2)	杭種	杭基礎の場合記入	○
(3-3)	杭径	杭基礎の場合記入 (m)	
(3-4)	杭長	杭基礎の場合記入 (m)	
(3-5)	杭本数	杭基礎の場合記入 (本)	
4. 上部工データ			
(4-1)	上部工形式	大阪方	○
(4-2)	"	神戸方	○
(4-3)	設計震度	Ⅱ設計震度 (修正震度法)	○
(4-4)	設計震度	Ⅱ設計震度 (地震時保有水平耐力)	
(4-5)	鉛直荷重	荷重表より算出した橋脚最下端部断面に作用する、地震時慣性力算出に用いた鉛直力の総計 (tf)	○
(4-6)	大阪方支承	形式 (線、支承板、ピン、ピボット、ローラー、ロッカー、ゴム、ピボットローラー、他)	○
(4-7)	"	支承の数	
(4-8)	"	支承条件 (可動、固定、R:剛結)	○
(4-9)	神戸方支承	形式 (線、支承板、ピン、ピボット、ローラー、ロッカー、ゴム、ピボットローラー、他)	○
(4-10)	"	支承の数	
(4-11)	"	支承条件 (可動、固定、R:剛結)	○
(4-12)	橋脚梁重量	鋼単独の梁重量 (tf)	○
(4-13)	橋脚柱重量	鋼単独の柱重量 (tf)	○
8. イメージデータ			
(8-1)	一般図番号	全体形状がわかる一般図	
(8-2)	全景写真番号	全景がわかる写真	

表 2.1.2(b) データ項目詳細 (構造詳細データ)

番号	データ名称	説明	検索対象
5. 構造詳細			
(1-1)	脚番号	現在の管理番号	○
(5-2)	柱番号	柱番号を海側から順に数値	
(5-3)	層番号	橋脚の層番号を下から順に記入	
(5-4)	断面番号	断面番号を下から順に記入	
(5-5)	設計外力載荷軸方向	橋軸方向、橋軸直角方向	○
(5-6)	荷重組合わせケース	断面を決定した荷重組合わせケース (D、L、E、Q)	
(5-7)	断面を決定した外力	曲げモーメント : $M(tfm)$	○
(5-8)	"	せん断力 : $Q(tf)$	○
(5-9)	"	軸力 : $N(tf)$	○
(5-10)	断面2次モーメント	強軸、弱軸まわり (全断面有効) : $I(cm^4)$	○
(5-11)	断面積	柱部材の断面積 (全断面有効) : $A(cm^2)$	○
(5-12)	断面係数	柱部材の断面係数 : $w(cm^3)$	○
(5-13)	断面2次半径	強軸、弱軸まわり : $r = \sqrt{I/A} (cm)$	○
(5-14)	有効座屈長	柱部材の有効座屈長 (cm)	○
(5-15)	箱形断面外縁鋼板の幅	箱形断面の外縁鋼板幅 : $a(cm)$	○
(5-16)	R付き断面の曲げ半径	R部分の曲げ半径 : $R(cm)$	○
(5-17)	円形断面の外径	外径 : $D(cm)$	○
(5-18)	外縁鋼板の板厚	$t(cm)$	○
(5-19)	円形断面の径厚比	円形断面の場合の径厚比 : D/t	○
(5-20)	水平補剛材間隔	水平補剛材またはダイヤフラムの間隔 : $b_h(cm)$	○
(5-21)	縦補剛材間隔	縦補剛材の間隔 : $b_v(cm)$	
(5-22)	縦補剛材板厚	" 板厚 : $t_r(cm)$	
(5-23)	縦補剛材板幅	" 板幅 : $b_r(cm)$	
(5-24)	幅厚比パラメータ	縦補剛材間の板厚比パラメータ (R_p)、阪神公団設計基準、式 (解9.2.2)	○
(5-25)	縦補剛材の幅厚比パラメータ	各断面の形状における縦補剛材の幅厚比パラメータ (R_h)、阪神公団設計基準、式 (解9.2.1)	○
(5-26)	補剛材の剛比	$\gamma = \gamma^*$ (γ : 縦補剛材の剛比、阪神公団設計基準、式 (解9.2.1)、 γ^* : 縦補剛材の必要剛比、阪神公団設計基準 (9.2.5) の $\gamma_{l, min}$)	○
(5-27)	許容応力度	局部座屈を考慮した許容圧縮応力度 : $\sigma_{cal}(kgf/cm^2)$	○
(5-28)	許容応力度	全体座屈を考慮した許容圧縮応力度 : $\sigma_{cag}(kgf/cm^2)$	○
(5-29)	細長比パラメータ	道示、鋼橋編2.2.1、図-解2.2.1 : λ	○
(5-30)	外縁鋼板の使用鋼材	フランジ、腹板または外縁鋼板に使用した鋼材	○
(5-31)	外縁鋼板の鋼材の降伏応力	フランジ、腹板または外縁鋼板に使用した鋼材の公称降伏応力 : $\sigma_y(kgf/cm^2)$	
(5-32)	縦補剛材の使用鋼材	縦補剛材に使用した鋼材	○
(5-33)	縦補剛材の降伏応力	縦補剛材に使用した鋼材の公称降伏応力 : $\sigma_y(kgf/cm^2)$	
(5-34)	軸圧縮応力	上部工死荷重反力および橋脚自重により発生する鋼単独断面の軸圧縮応力度 (中埋めコンクリートの重力も考慮) : $\sigma_c(kgf/cm^2)$	○
(5-35)	脚基部の保護	根まきコンクリート、防食鋼板	
(5-36)	設計基準強度	中埋めコンクリートの設計基準強度 : $\sigma_{ck} kgf/cm^2$	
(5-37)	打設高さ	中埋めコンクリートの打設高 : (cm)	○
(5-38)	開口部の有無と設置面	F : フランジ面、W : ウェブ面、NONE : 無	○
(5-39)	開口部の位置	距離 H_1 (あるいは H_2) : (mm)	
(5-40)	"	高さの比 H_1/H_T (あるいは H_2/H_T)	
(5-41)	"	中埋めコンクリートの高さ h_1 (あるいは h_2) : (mm)	
(5-42)	開口部の形状	円形、楕円、角形、その他	○
(5-43)	開口部の寸法	$D(mm)$	
(5-44)	"	$R_H(mm)$	
(5-45)	"	$a_H(mm)$	
(5-46)	"	$b_H(mm)$	
(5-47)	開口部の補強方法	ゲージング、フランジ、補剛材、母材の増厚、補強なし	○

表 2.1.2(c) データ項目詳細（全体被災状況データ）

番号	データ項目	説明	検索対象
6. 被災状況（全体）			
(1-1)	脚番号（管理番号）	現在の管理番号	
(6-1)	被災状況の総合評価	当該脚の全体的損傷判定（As、A、B、C、D）	○
(6-2)	周辺地表の沈下量	(mm)	○
(6-3)	周辺地表の亀裂	コンクリート、縁石、敷石、アスファルト、土、その他	○
(6-4)	周辺地表と脚との隙間	(mm)	
(6-5)	液状化の発生有無	有、無	○
(8-3)	被災状況全体写真番号	脚全体の被災状況を示す写真	

表 2.1.2(d) データ項目詳細（部材被災状況データ）

番号	データ項目	説明	検索対象
7. 被災状況（部材）			
(1-1)	脚番号（管理番号）	現在の管理番号	○
(5-2)	柱番号	柱番号を海側から順に数値	
(5-3)	層番号	橋脚の層番号を下から順に記入	
(5-4)	断面番号	断面番号を下から順に記入	
(7-1)	損傷の種類	座屈、亀裂、塗膜剥離、HTB、柱の倒れ、基部の倒れ、他	○
(7-2)	損傷発生部位	座屈・柱の倒れ・基部の倒れの場合：C1/C2/C3、亀裂の場合：柱/根巻鋼板/根巻コンクリート/マンホール/隅角部、塗装剥離の場合：柱一般/柱基部/梁腹板/梁下フランジ/隅角部/根巻鋼板/マンホール/ハンドホール/添接部	○
(7-3)	損傷の位置	座屈の場合：発生高さ（上部/中間部/基部）	○
(7-4)	方向	座屈・柱の倒れ・基部の倒れの場合：発生した柱の面や倒れの方向（大阪、神戸、海、山）	○
(7-5)	損傷の規模	座屈の時：大きさ（幅×高さ）×変形量（mm）、破断・亀裂の時：破断/全周/半周/部分、塗装剥離の時：◎（重度）/○（軽度）、HTBの時：塗装剥離/ボルト欠損、柱・基部の倒れの時：傾き（符号付き分数、±1/○○○）	○
(7-6)	損傷判定	その損傷の判定（As、A、B、C、D）	○
(8-4)	部材損傷写真番号	その損傷を示す写真	

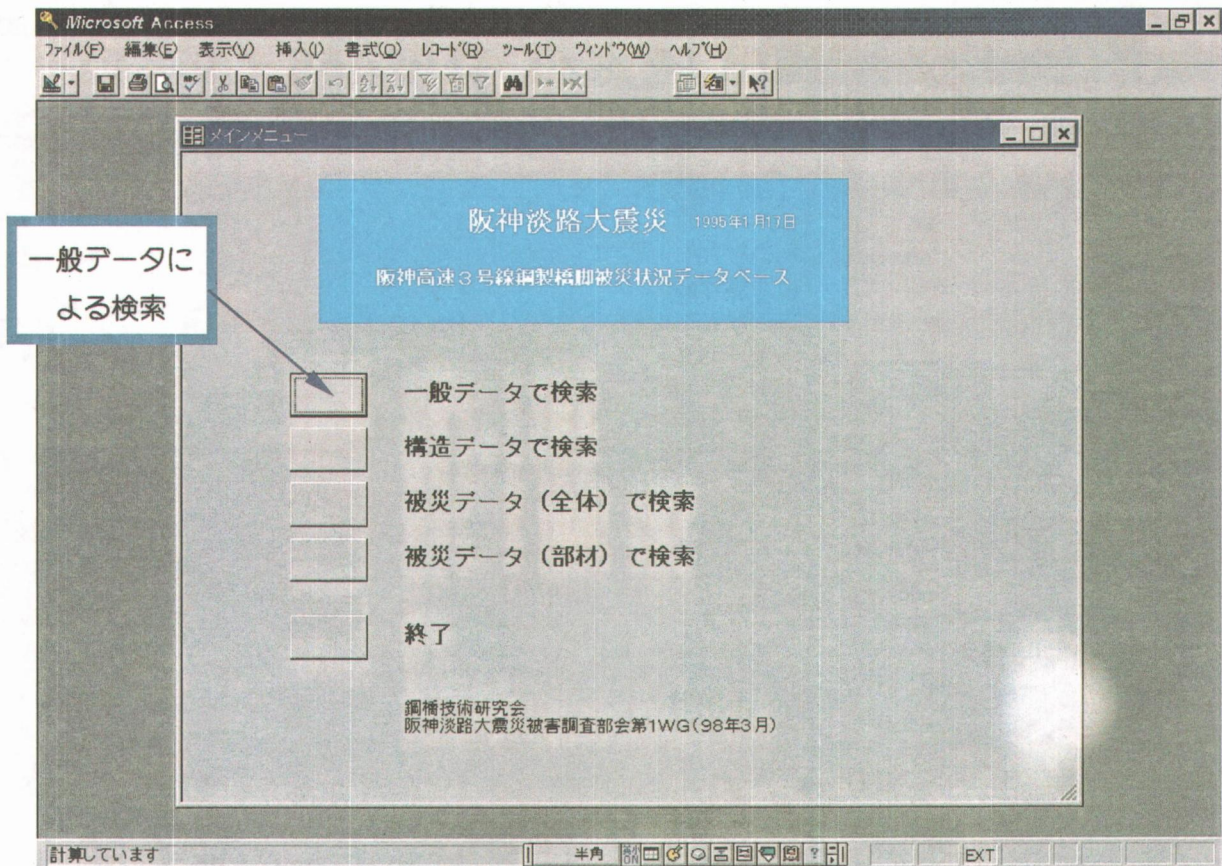


図 2.1.3 メニュー画面

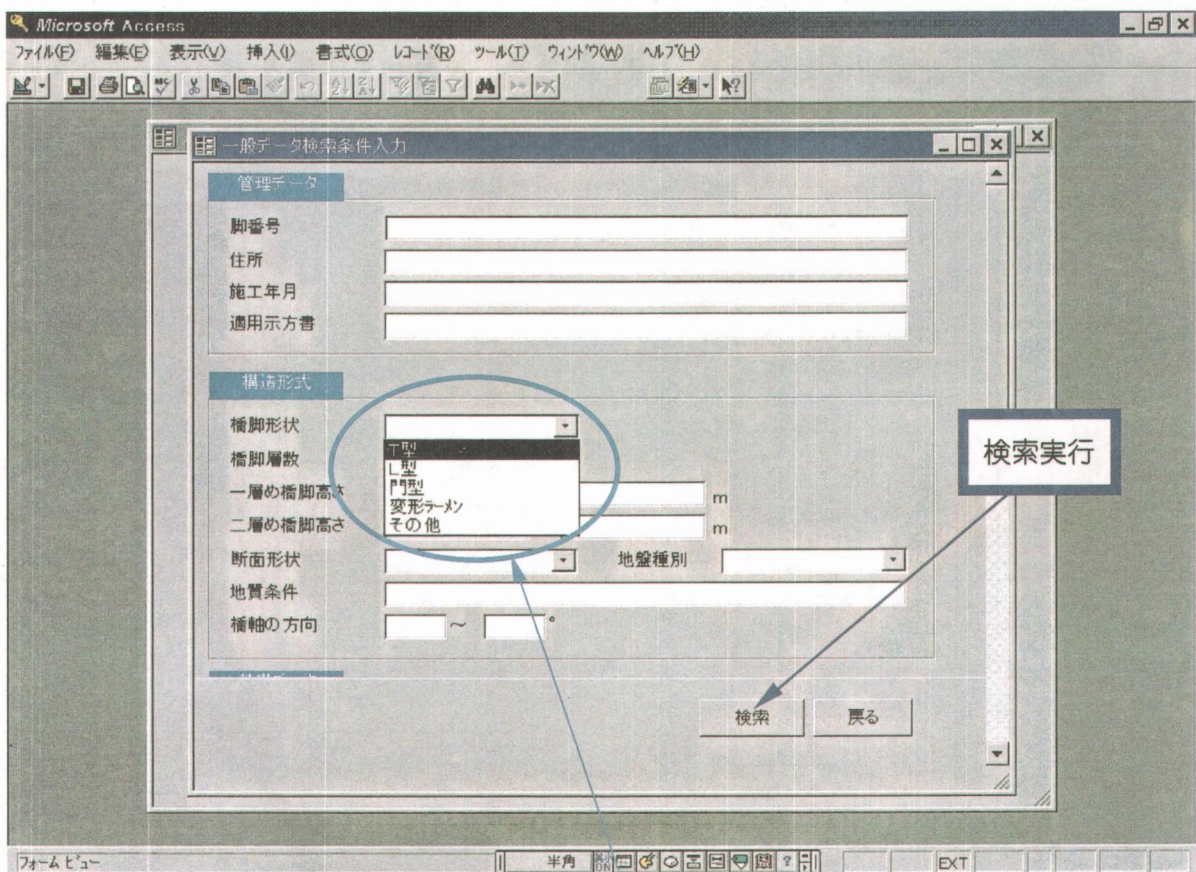


図 2.1.4 一般データ検索条件入力画面（プルダウンメニューによるキーワード入力）

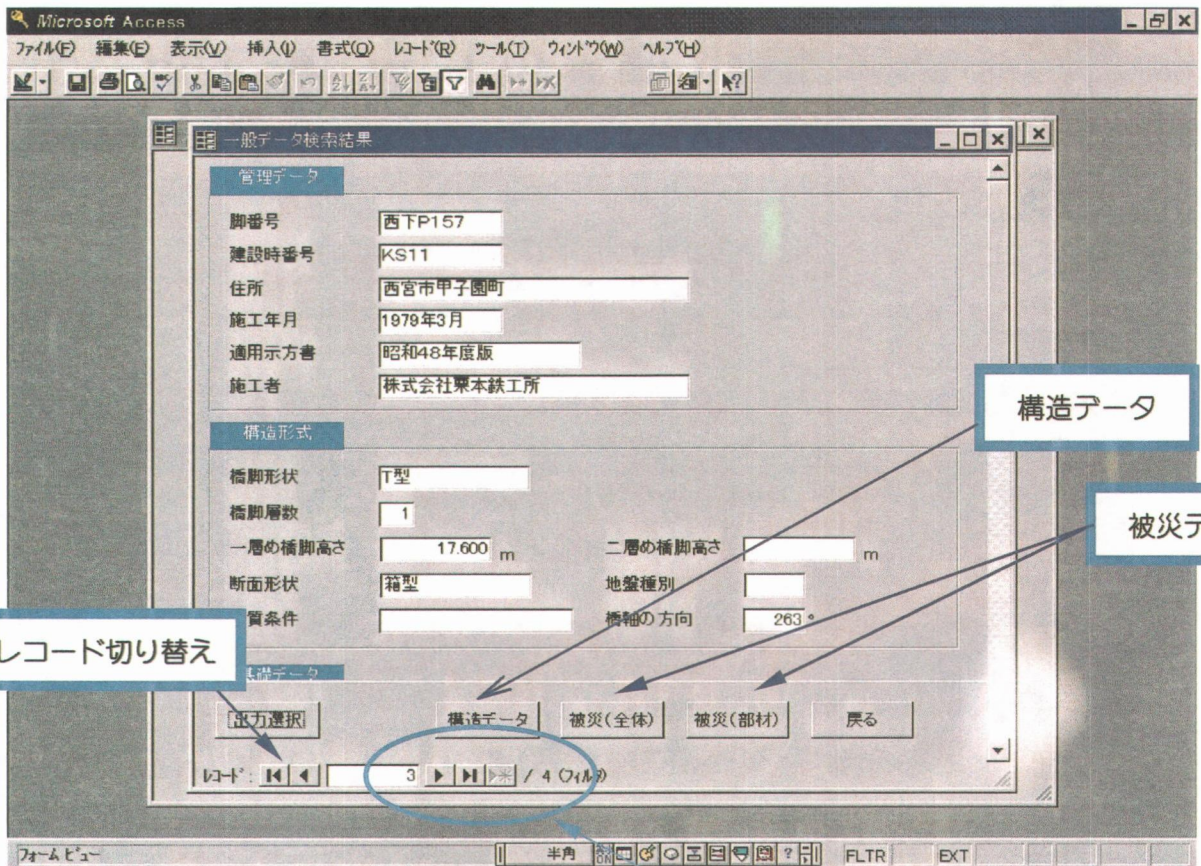


図 2.1.5 一般データ検索結果表示画面（この例では4件抽出、3件目を表示）

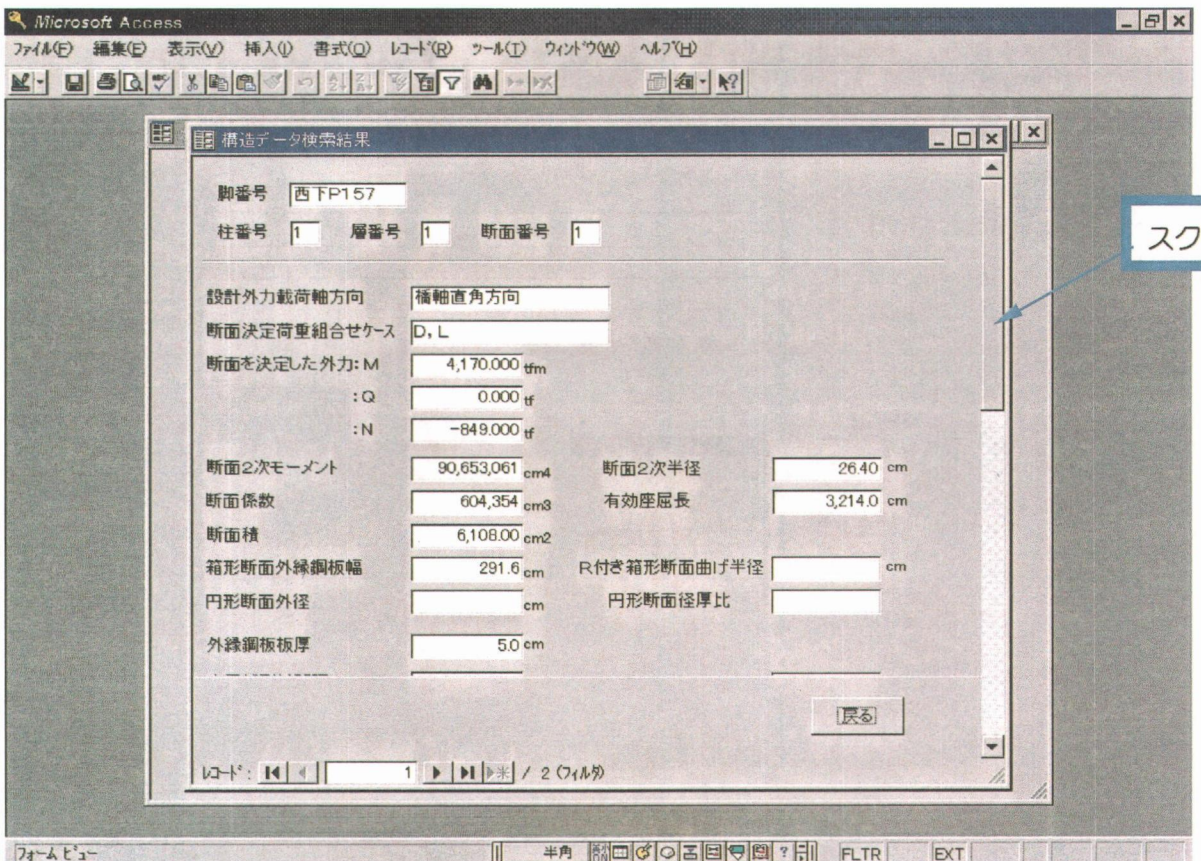


図 2.1.6 一般データ検索結果（図 2.1.5）から関連する構造データを表示

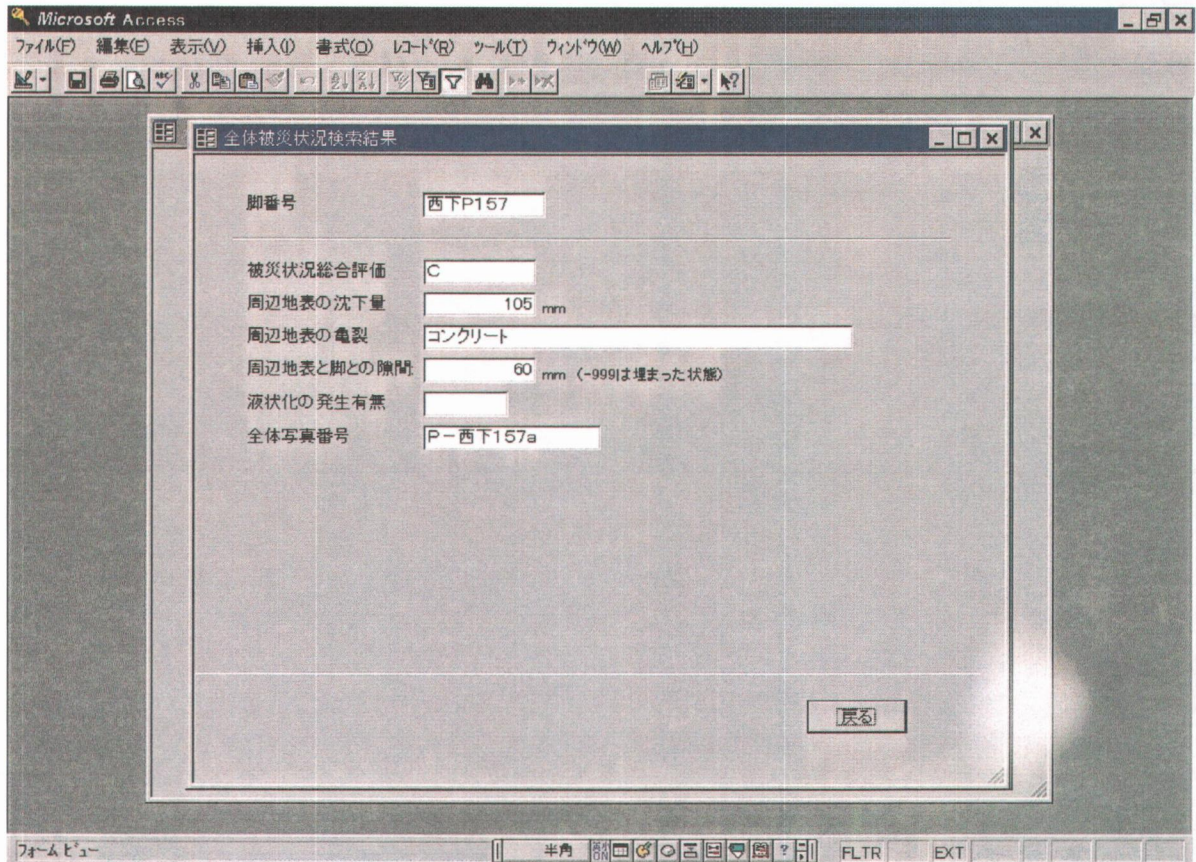


図 2.1.7 一般データ検索結果 (図 2.1.5) から関連する被災 (全体) データを表示

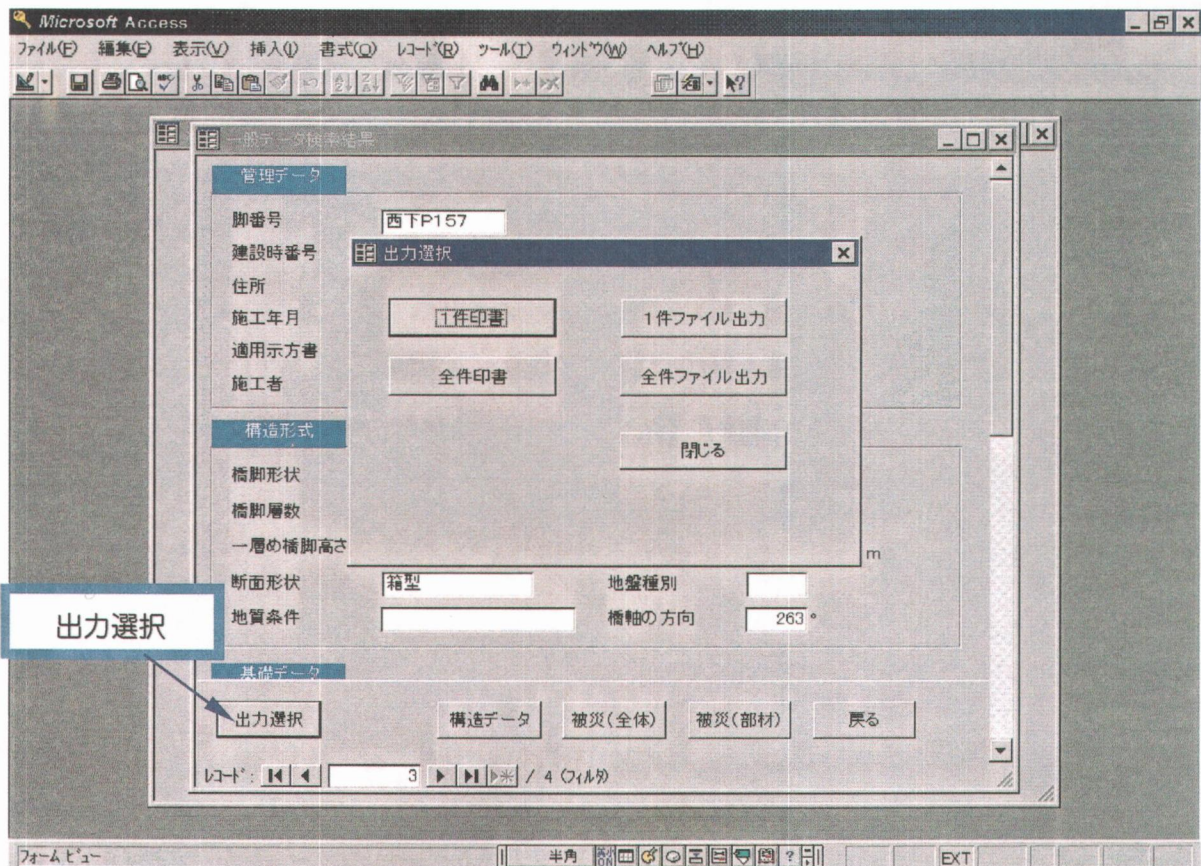


図 2.1.8 検索結果の出力選択メニュー

鋼製橋脚被災状況データ

1998年1月14日

1.一般データ
 脚番号 建設時番号
 住所 施工年月 適用示方書 施工者

2.構造形式
 橋脚形状 橋脚層数 一層め橋脚高さ m 二層め橋脚高さ m
 断面形状 地盤種別 地質条件 橋軸の方向

3.基礎データ
 基礎形式 杭種
 杭径 (m) 杭長 (m) 杭本数

4.上部工データ
 上部工形式大阪方 上部工形式神戸方
 支承形式名称 支承形式名称
 支承数 支承数
 支承条件 支承条件
 レベルⅠ設計震度 レベルⅡ設計震度
 地震時慣性力算出に用いた鉛直荷重 tf 橋脚梁重量 tf 橋脚柱重量 tf

5.構造データ

柱層	断面	設計外力 載荷軸方向	断面決定荷 重組合ケース	断面決定 外力M (tfm)	断面決定 外力Q (tf)	断面決定 外力N (tf)	断面2次 モーメント (cm4)	断面積 (cm2)	断面係数 (cm3)	断面2次半径 (cm)	有効座屈長 (cm)	箱形断面 外縁鋼板幅 (cm)	R付き箱形断面 曲げ半径 (cm)
1	1	1	橋軸直角方向 D, EQ	-4,646.000	228.000	-597.000	37,599,422	3,283.00	300,795	27.80	2,972.0	296.2	
1	1	1	橋軸方向				40,376,618	3,283.00	272,631	26.80	2,972.0	250.0	

柱層	断面	円形断面 外径 (cm)	外縁鋼板 板厚 (cm)	円形断面 径厚比	水平補剛材 間隔 (cm)	縦補剛材 間隔 (cm)	縦補剛材 板厚 (m)	縦補剛材 板幅 (cm)	幅厚比 パラメータ	縦補剛材 幅厚比 パラメータ	補剛材 剛比	許容 応力 (局部)	許容 応力 (全体)	細長比 パラメータ
1	1	1		3.2	130.0	385.0	12.0	140.0	0.27	0.73	0.85	1,900	1,734	0.35
1	1	1		1.9	130.0	340.0	12.0	140.0	0.45	0.73	1.33	1,900	1,747	0.33

柱層	断面	外縁鋼板 使用鋼材	外縁 鋼板 降伏	縦補剛材 使用鋼材	縦補 剛材 降伏	脚基印の処理	設計 基準 強度	打設高さ (cm)	開口部 有無	開口部 位置 (距離)	高さ比	中埋 めコンク リート高	開口部 形状	寸法 D (mm)	寸法 Rh (mm)	寸法 aH (mm)	寸法 bH (mm)	補強方法	
1	1	1	SM490B	3,200	SM490A	3,200	防食鋼板	135	350.0										
1	1	1	SM490A	3,200	SM490A	3,200	防食鋼板	135	350.0										

6.全体被災状況データ
 被災状況総合評価
 周辺地表沈下量 (mm) 周辺地表亀裂 周辺地表脚離間 (mm) 液状化発生有無

7.部材被災状況データ

柱層	断面	損傷種類	損傷発生部位	損傷位置	方向	損傷規模	損傷判定
1	1	1	HTB			塗装剥離	C
1	1	1	柱の倒れ	C1	神戸	-0.001396648	A
1	1	1	柱の倒れ	C1	大阪	0.001745201	A
1	1	1	柱の倒れ	C1	海	-0.006622517	A
1	1	1	柱の倒れ	C1	山	0.002096436	A
1	1	1	基部の倒れ	C1	神戸	-0.001396648	A
1	1	1	基部の倒れ	C1	大阪	0.002	A
1	1	1	基部の倒れ	C1	海	-0.008	A
1	1	1	基部の倒れ	C1	山	0.008	A

図 2.1.9 検索結果のプリンタ出力例 (A4 横で連続印書)

2.2 甲子園付近の高架橋の被災について

2.2.1 対象橋梁の被災状況

(1) 対象橋梁の概要

(a) 概要

対象とする橋梁は、西宮市甲子園付近に位置する西 P-139～西 P-172 の連続高架橋であり、その一般諸元は以下に示すとおりである。また、図 2.2.1 に位置 [1] を示す。

- 1) 竣工年度 昭和 54 年度
- 2) 適用示方書 昭和 47 年道路橋示方書
- 3) 地盤 II 種地盤
- 4) 設計震度 水平震度 kh=0.23
鉛直震度 kv=0.11
- 5) 材料 橋脚のコンクリート設計基準強度
270kgf/cm²

(b) 橋梁構造

橋梁構造を図 2.2.4 に示す。平面的には、西 P-145 まで上下線の一体構造で、西 P-145 から西 P-165 までの約 1050m の区間で上下線分離構造となり、また西 P-165 より上下線一体構造となっている。

桁構造は、西 P-142 から西 P-145 の 3 径間連続軽量コンクリート非合成箱桁を除き、上下線一体区間では単純合成 I 桁、上下線分離区間では単純あるいは 3 径間連続鋼床版箱桁である。

橋脚は I 桁の区間は単柱円形コンクリート橋脚、箱桁区間は単柱矩形コンクリート橋脚である。二股付近では下の国道 43 号線の関係から鋼製門型橋脚および鋼製逆 L 型橋脚も採用されている。

(2) 被災状況

(a) 箱桁の被災状況

箱桁の区間では支承付近に大きな損傷を受けた。被災の概念図を図 2.2.2 に、被災状況を写真 2.2.1～2.2.3 に示す。

主桁がセットボルトの破断により支承から逸脱し、全ての箱桁が神戸方向に約 40～60cm 程度移動した。その結果、神戸側の支承が桁と桁の遊間部分に食い込む形ではさまった。大阪側の支承は下フランジに食い込み、下フランジの座屈あるいは破断、支点上ダイヤフラムの座屈が生じた。

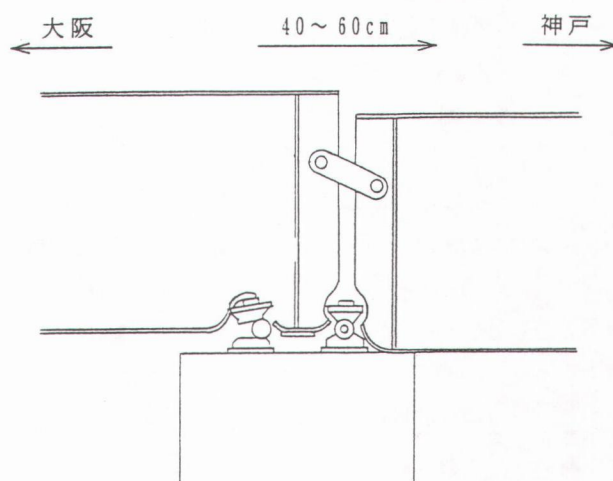


図 2.2.2 箱桁の被災概念図



図 2.2.1 位置図

使用されている支承はピン支承およびピンローラ支承である。全ての支承でセットボルトが破断が確認されている。ピン支承は、ピンの抜けもなく完全な形を保っていた支承も多い。

(b) I 桁の被災状況

I 桁の区間では、大きな損傷は見られなかった。写真 2.2.4 に支承の被災状況を示す。使用されている支承は BP 脊で、サイドブロックのずれや上脊のボルトのゆるみ程度が報告されている。

西 P-141 桁は、移動を起こした箱桁と隣接する I 桁である。142 橋脚側では、箱桁と連結されている落橋防止装置により神戸側に引張られたため横桁の座屈、落橋防止装置控え材の横構ガセットプレートの破断が観察されている。写真 2.2.5 にその被災状況を示す。

(c) 橋脚の被害状況

主桁の移動量の大きい箱桁の区間では、かぶりコンクリートの剥離、鋼製橋脚の座屈等の目視観察できる被災の報告はない。

移動量の小さい I 桁の区間では、西 P-166 で橋脚が傾き、西 P-167 で橋脚のせん断破壊により落橋が生じた。これについては「兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書 平成 7 年 12 月 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会」に詳述されている。

(d) 主桁の移動量

主桁の移動量を図 2.2.3 に示す。また、図 2.2.4 にも移動量を図示した。I 桁区間では主桁の移動量が極めて小さいのに対し、箱桁区間では一律に神戸方向へ 40~65cm 移動した。西 P-165~167 は落橋によりデータは計測されていない。

移動量は桁のソールプレート中心と橋脚の脊座中心の相対移動量である。したがって橋脚本体の残留変位は含んでいない。また、橋脚本体には、かぶりコンクリートの剥離等の目視観察できる被災の報告はない。

(e) 落橋防止装置の被害状況

対象区間内では、西上 P-151、西下 P-158 の 2 箇所主桁腹板が一部破断した。写真 2.2.6 にその被災状況を示す。

他の落橋防止装置については大きな損傷はない。連結板の遊間が無くなったり、ボルトのゆるみ、落橋防止装置取付け部の腹板のはらみ等が観察されている。

桁の相対移動量 (cm)
神戸方向への移動を正

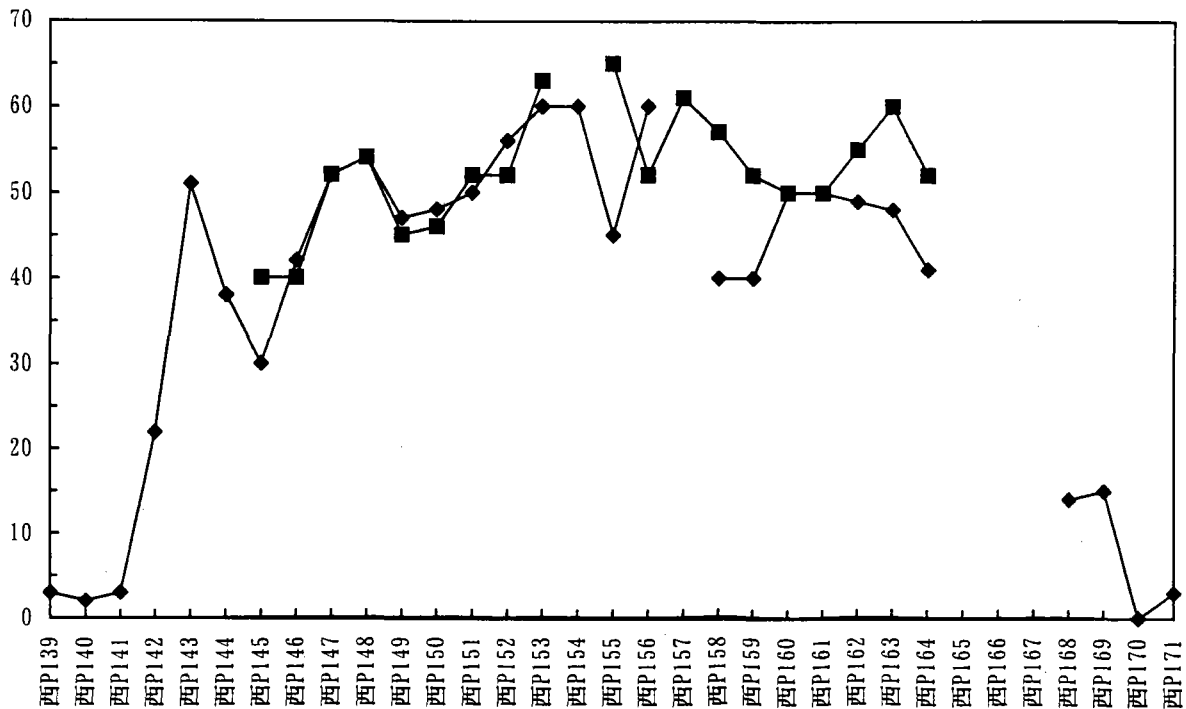


図 2.2.3 桁の移動量

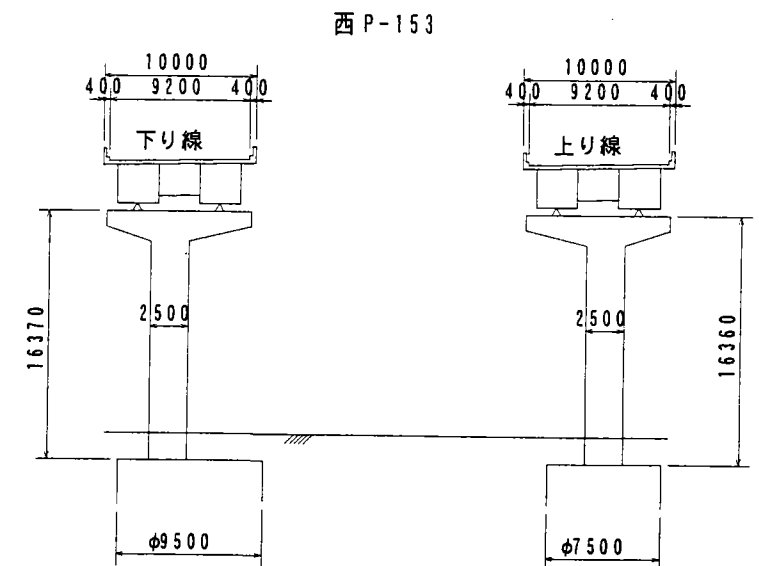
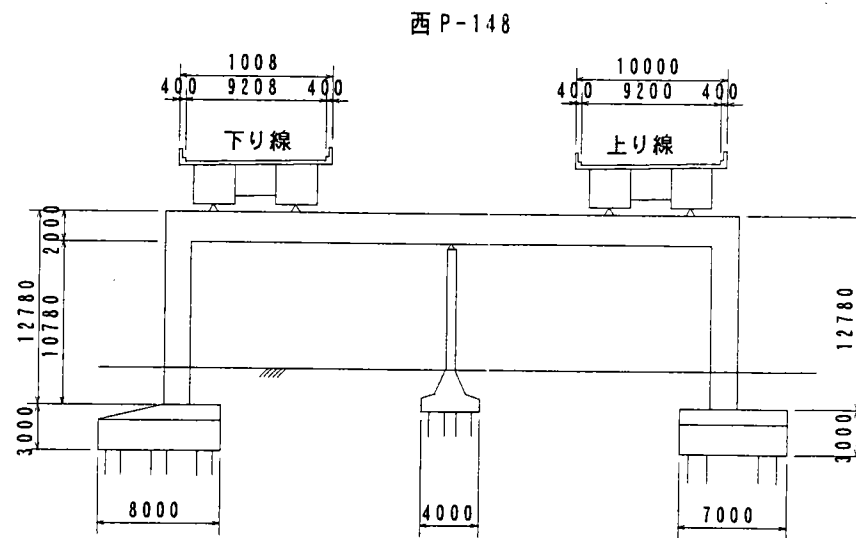
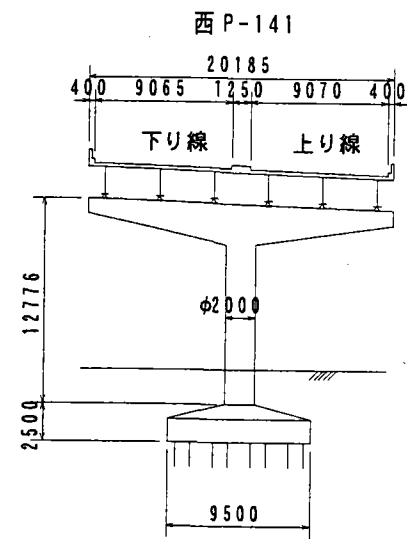
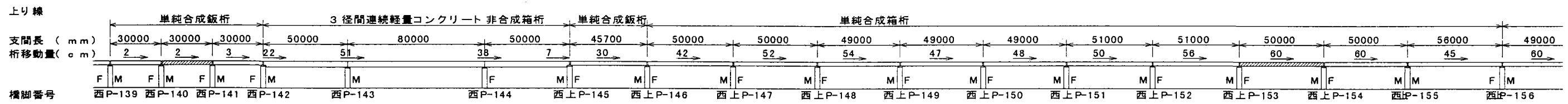
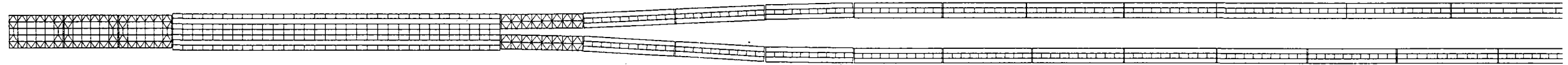
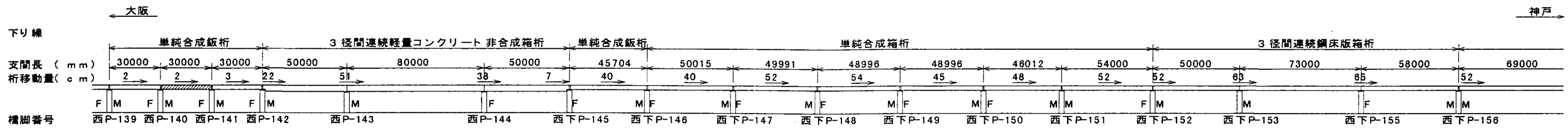


図 2.2.4(a) 橋梁構造と移動量 (その1)

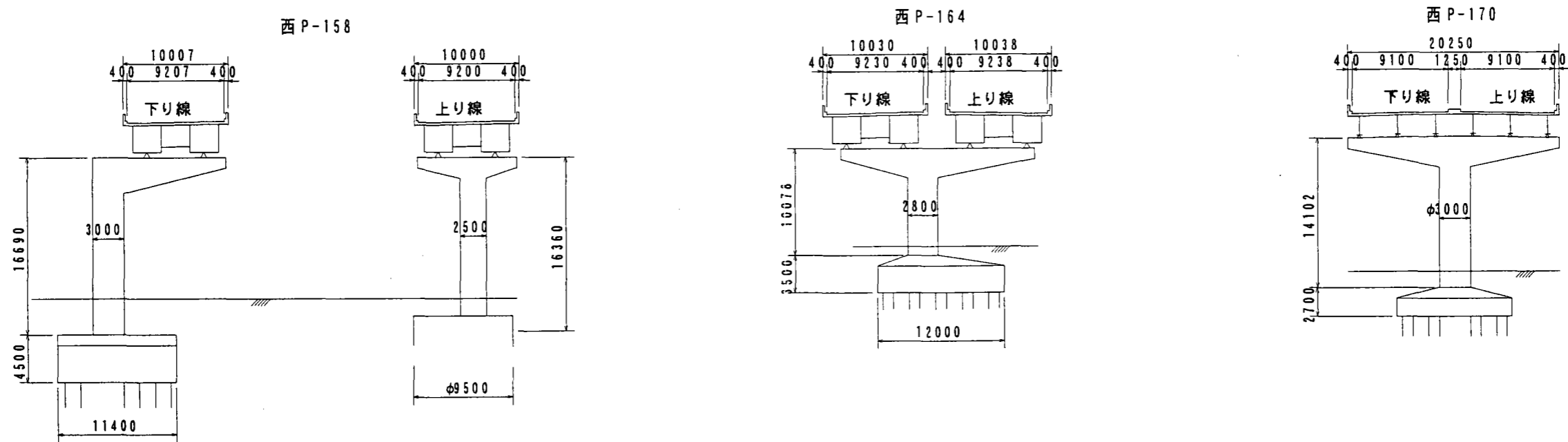
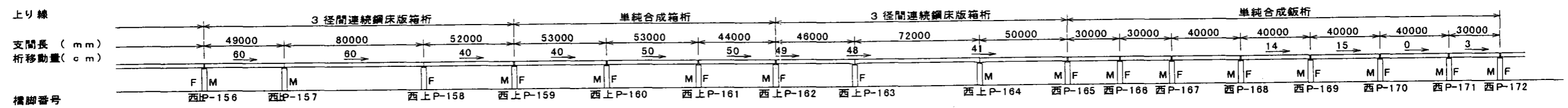
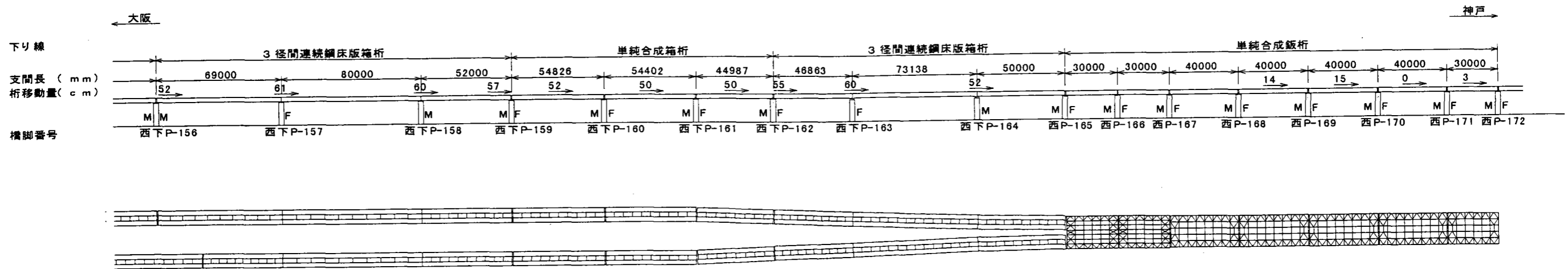


図 2.2.4 (b) 橋梁構造と移動量 (その2)

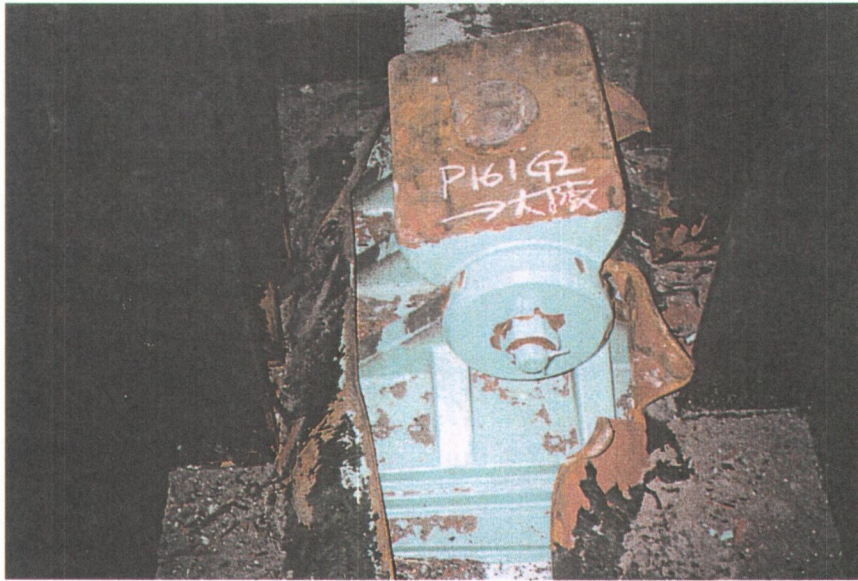


写真 2. 2. 1 西上 P-161

セットボルトの破断により主桁が神戸方向に 50cm 移動。
支承が遊間にはさまっている。

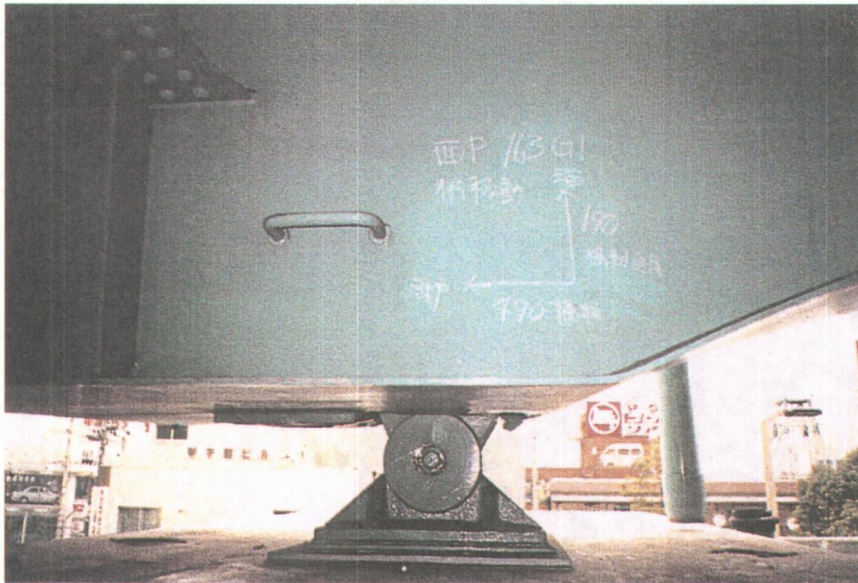


写真 2. 2. 2 西上 P-163

中間支点の支承のセットボルトの破断により、主桁が神戸方向に 49cm 移動。
支承が下フランジにめり込んでいる。

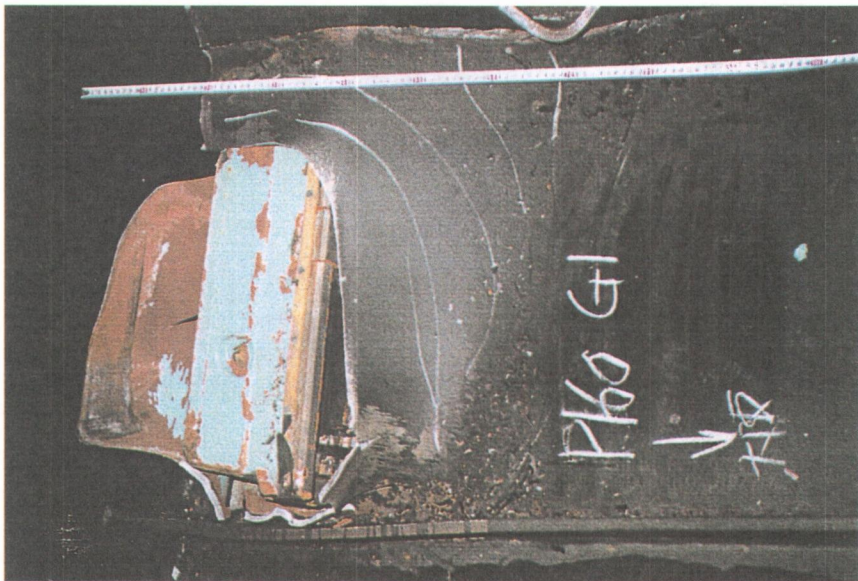


写真 2. 2. 3 西上 P-159

主桁が神戸方向に 40cm 移動。
支承が下フランジにめり込み、
下フランジが破断した。

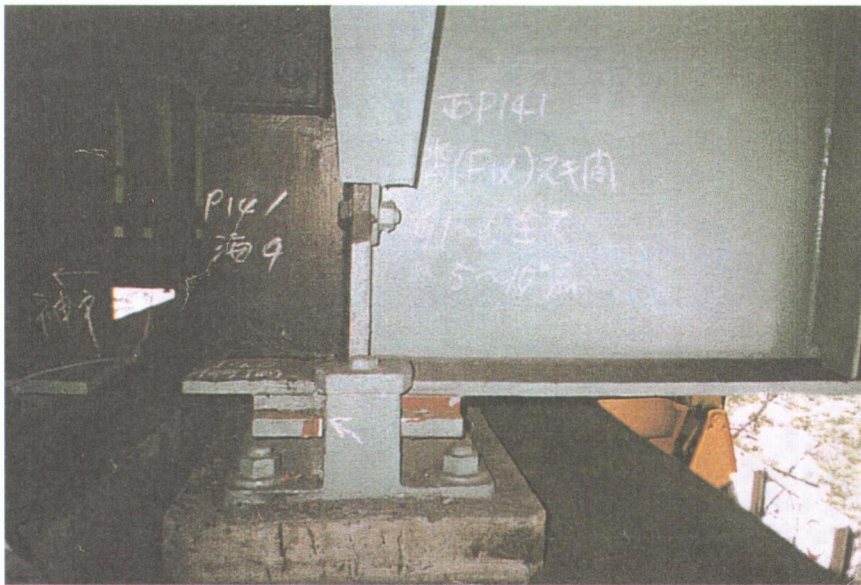


写真 2. 2. 4 西 P-141

I 桁の B P 支承は特に大きな損傷はない。
主桁は神戸方向に 2cm 移動。
一部塗装が剥離している。

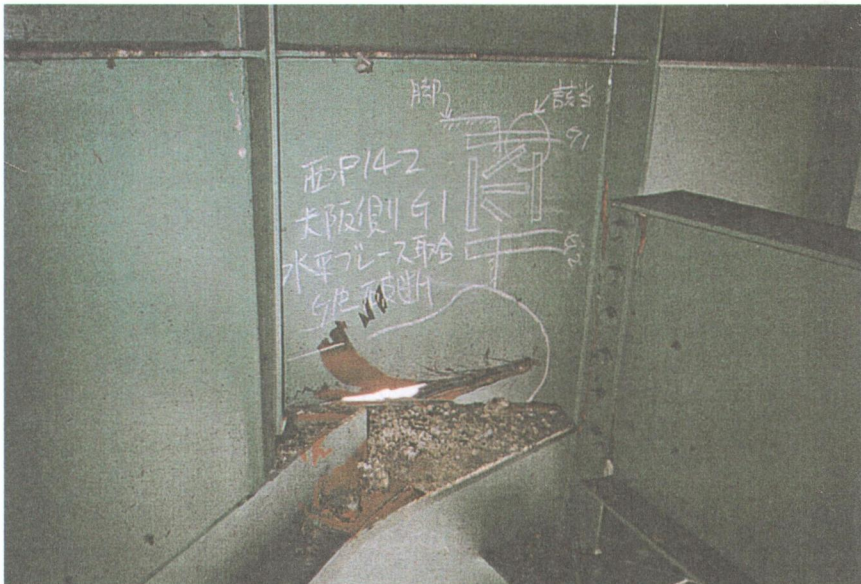


写真 2. 2. 5 西上 P-163

落橋防止装置が引張られ、控え材の横構のガセットが溶接部で破断した。



写真 2. 2. 6 西上 P-159

落橋防止装置取り付け部の主桁腹板が破断した。

2.2.2 検討の目的

(1) 検討の目的

前節で述べているように箱桁とI桁で生じた被害の差の原因を追求する為、以下の項目について検討を行う事とした。

- ① 地震力による上部工移動量の検討。
- ② 支承部において生じた被害の差の検討。
- ③ 橋脚の被害状況の検討。

(2) 検討方法

(a) 解析方法

箱桁・鉸桁について各々面内の時刻歴応答解析（モード法）と図面から得られる諸元により、支承部及び橋脚下端の発生断面力を算出した。

また、橋脚の被害状況の検証を行う為、RCラーメン橋脚の地震時保有水平耐力照査も行った。

(b) 解析条件

1) 橋梁基本諸元

同形式・同支間長の単純桁橋梁に着目し、図2.2.5のI桁1径間及び図2.2.6の箱桁1径間について解析を行う事とした。

これらの橋梁の諸元は表2.2.1の通りである。

表 2.2.1 基本諸元

上部構造形式	単純合成鉸桁(6主桁、上下線一体)
下部構造形式	RC ラーメン橋脚
支間長	30.000m
支承条件	図 2.2.5 参照
上部構造形式	単純合成箱桁(2主桁、上下線分離)
下部構造形式	RC T型橋脚
支間長	50.000m
支承条件	図 2.2.6 参照

2) 解析モデル

上部工及び下部工を以下に示すような骨組構造系にモデル化し、上部構造形式及び拘束条件に着目した4モデルとした。

なお、橋脚下端より直接地震動を入力した。

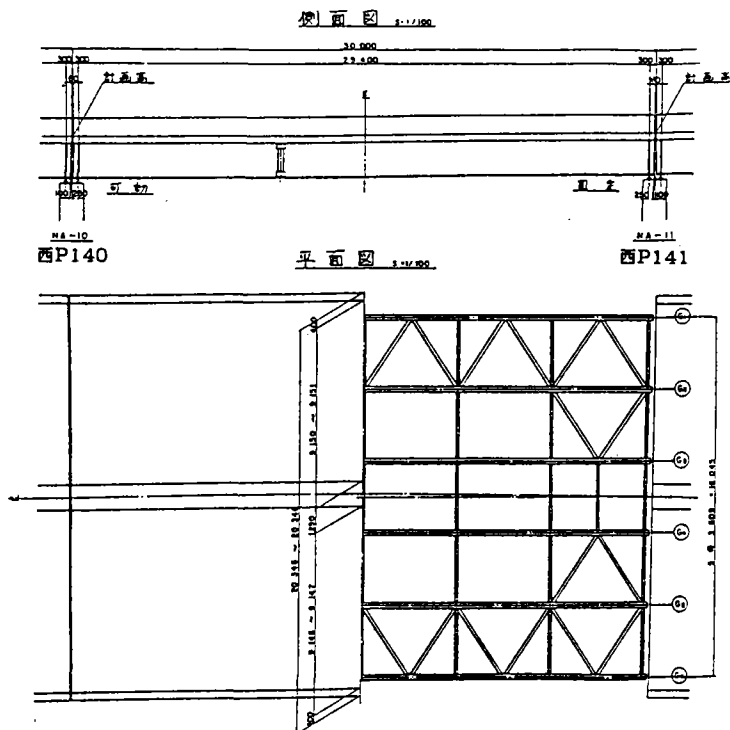


図 2.2.5 構造一般図(I桁)

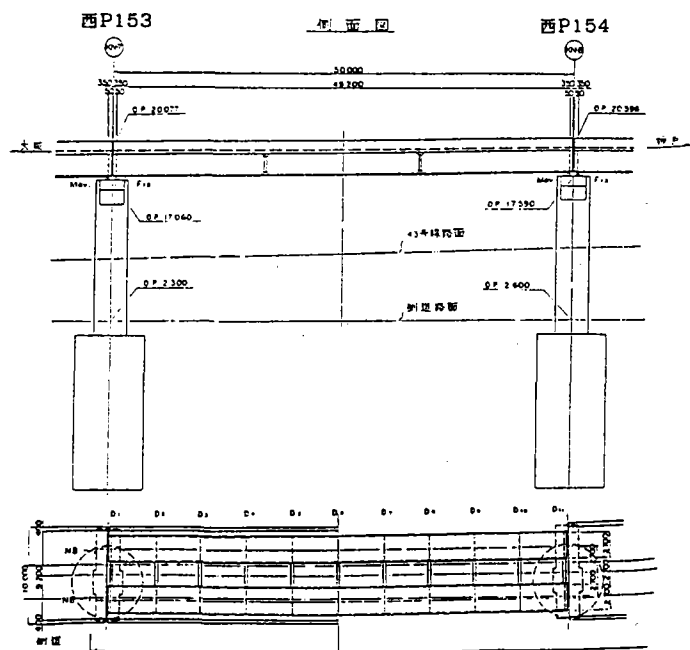


図 2.2.6 構造一般図(箱桁)

モデルの名称及びモデル図を以下に示す。

MODEL-I-FF

I : I桁, B : 箱桁

F : 水平方向固定, M : 水平方向自由

ACCELERATION

KOBE E-W (EQ1.EAR)

MAX. 619.20 GAL (T= 4.84 SEC) N=1000 DT= 0.020 SEC

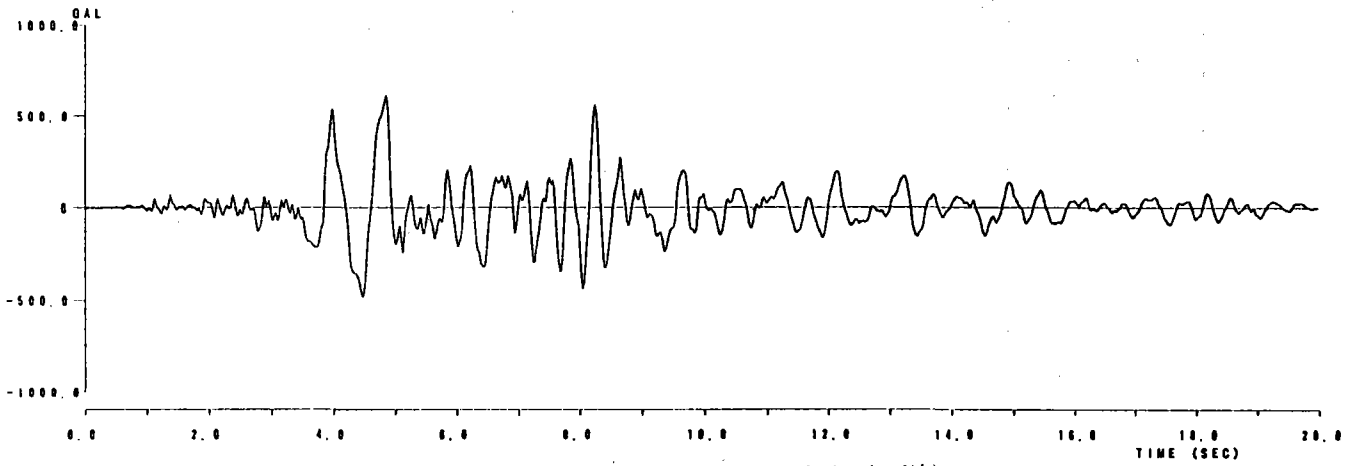


図 2.2.11 加速度記録波形(神戸海洋気象台 東西波)

TAKATORI E-W

MAX. 666.20 GAL (T= 1.74 SEC) N=2000 DT= 0.010 SEC

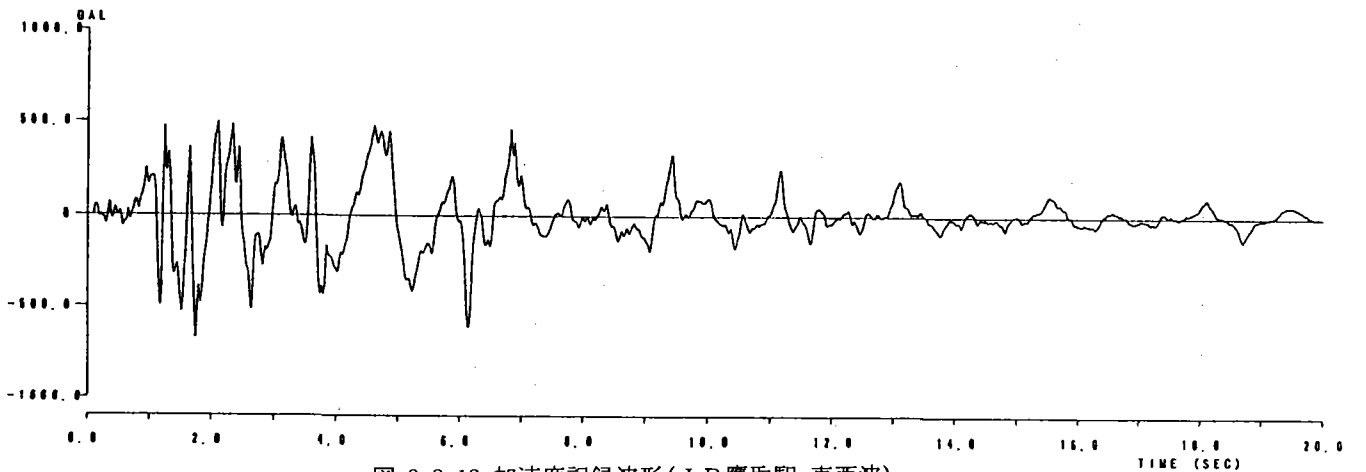


図 2.2.12 加速度記録波形(JR鷹取駅 東西波)

TAKATORI N-S

MAX. 641.73 GAL (T= 4.73 SEC) N=2000 DT= 0.010 SEC

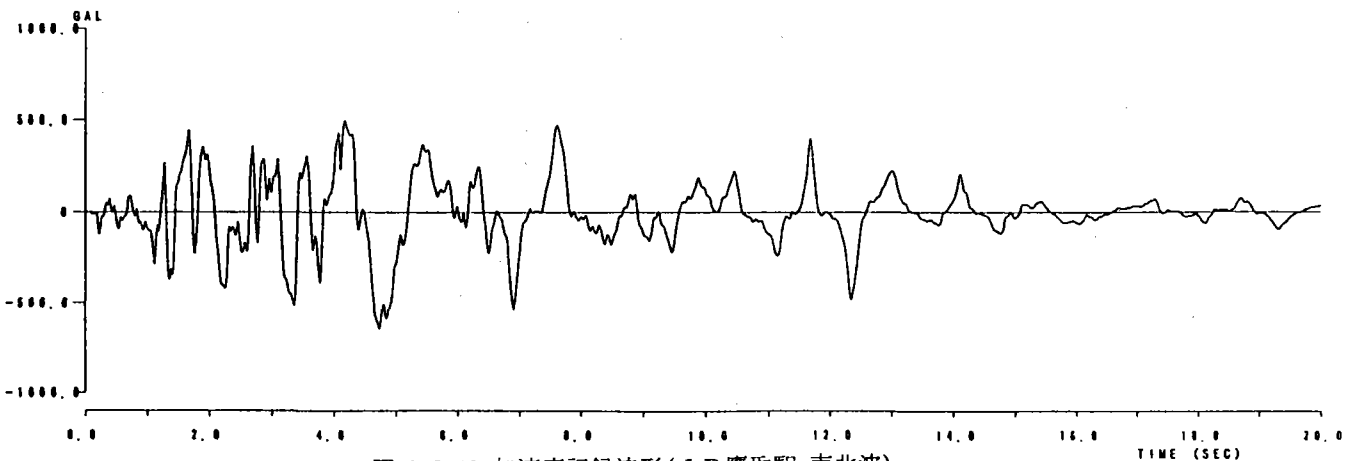


図 2.2.13 加速度記録波形(JR鷹取駅 南北波)

MODEL - I - FM

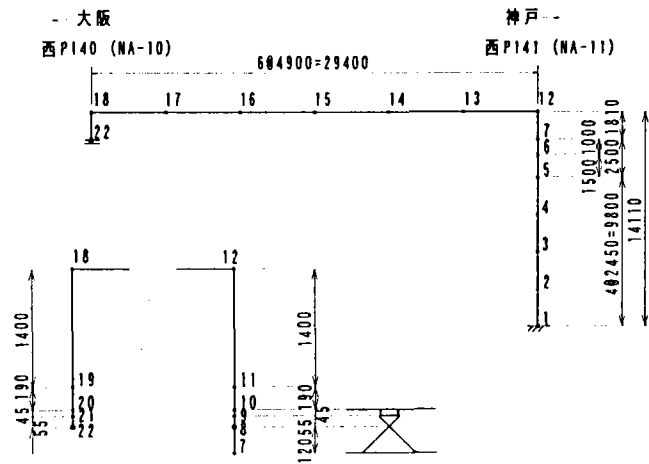


図 2.2.7 解析モデル図 (I-FM)

MODEL - B - FM

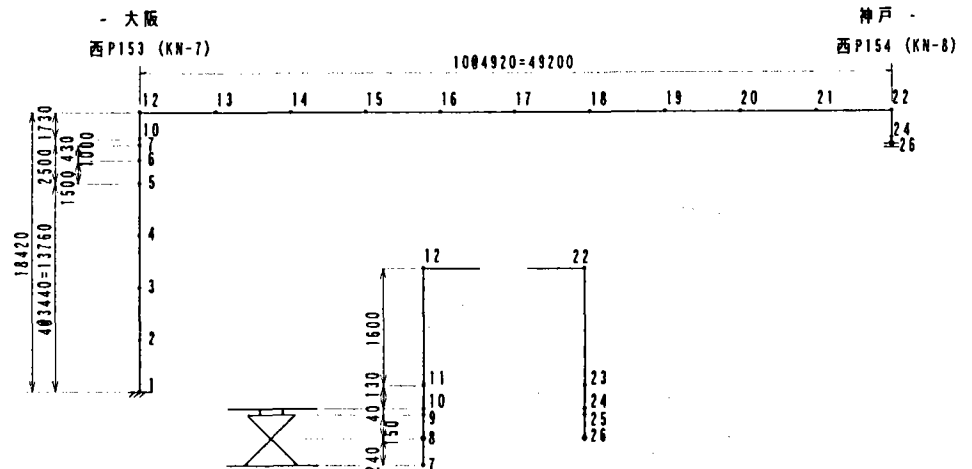


図 2.2.9 解析モデル図 (B-FM)

MODEL - I - FF

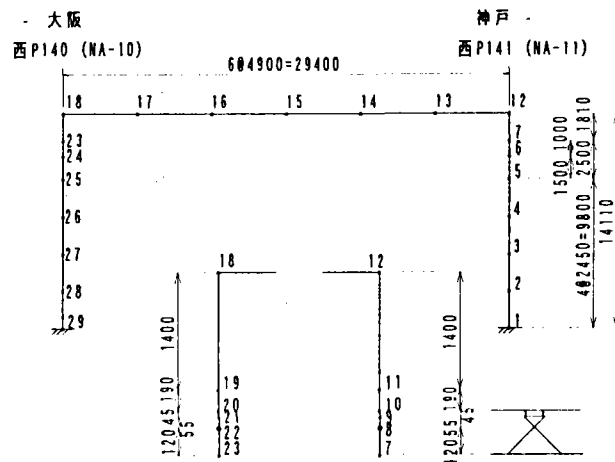


図 2.2.8 解析モデル図 (I-FF)

MODEL - B - FF

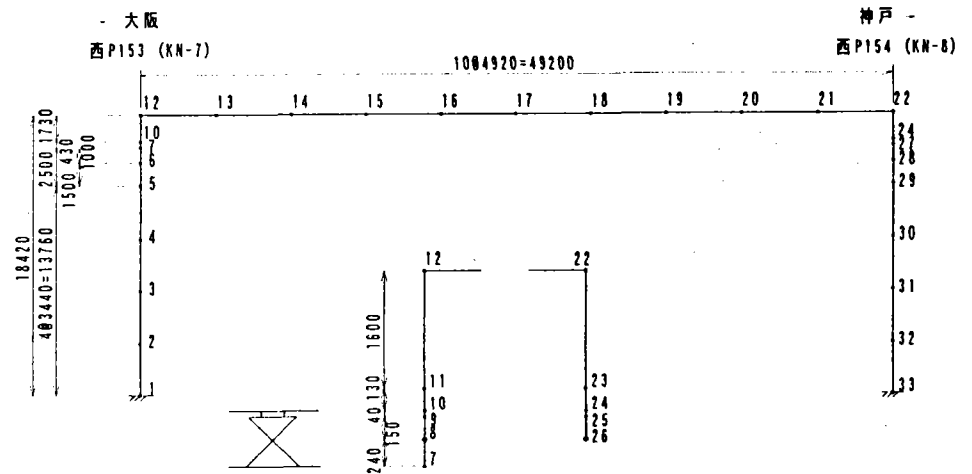


図 2.2.10 解析モデル図 (B-FF)

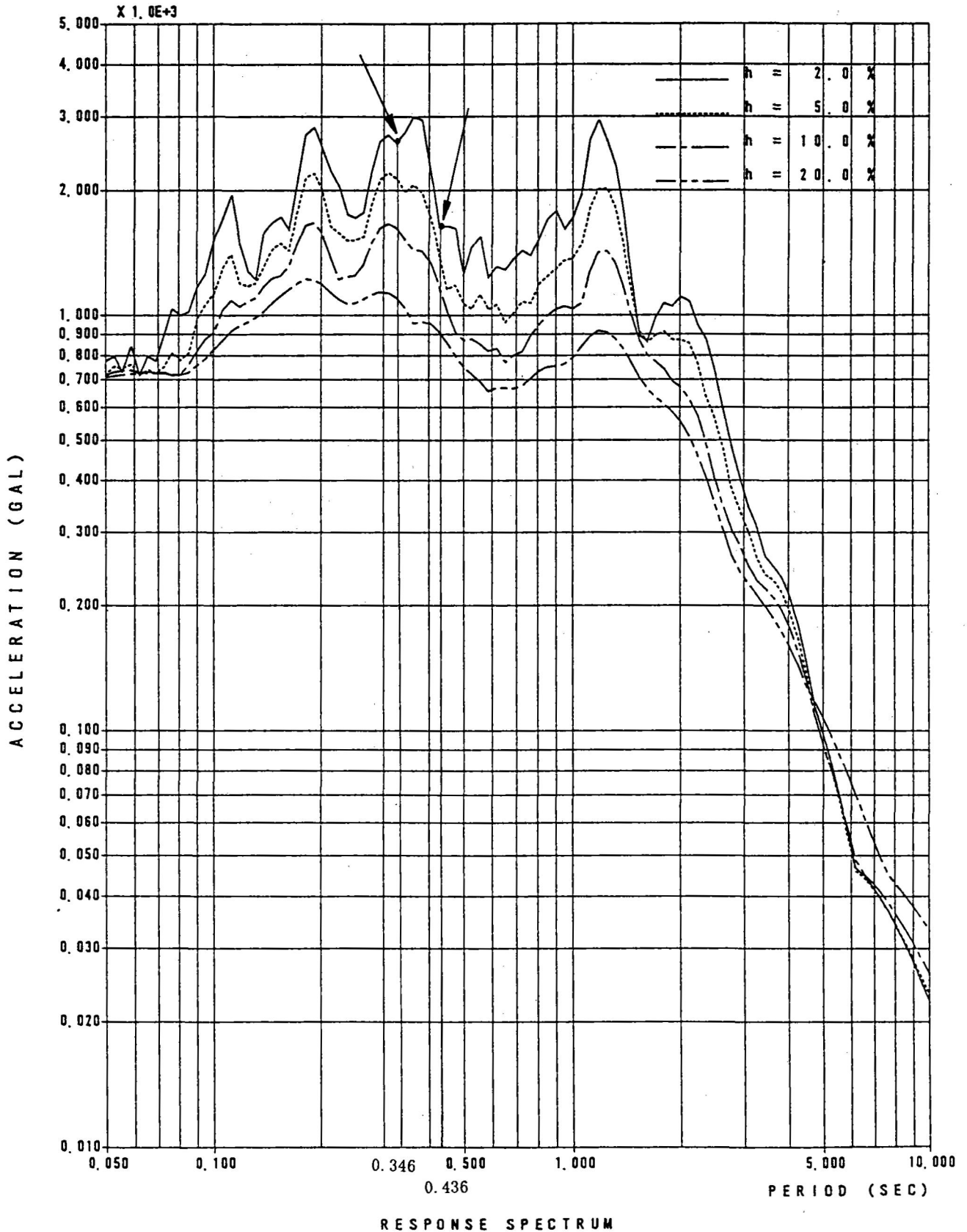
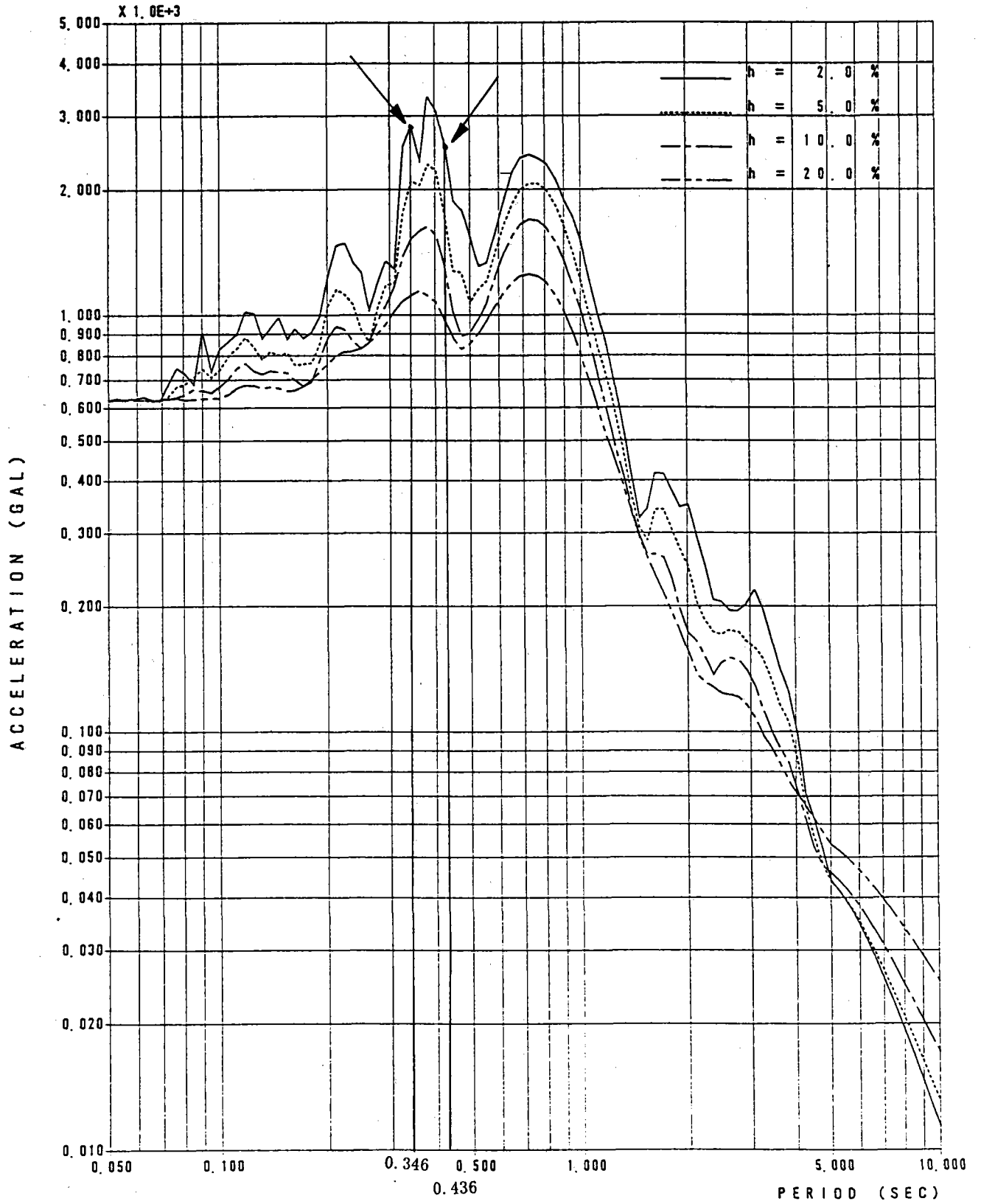


図 2.2.15 加速度応答スペクトル(JR鷹取駅 東西波)



RESPONSE SPECTRUM
 図 2.2.14 加速度応答スペクトル(神戸海洋気象台 東西波)

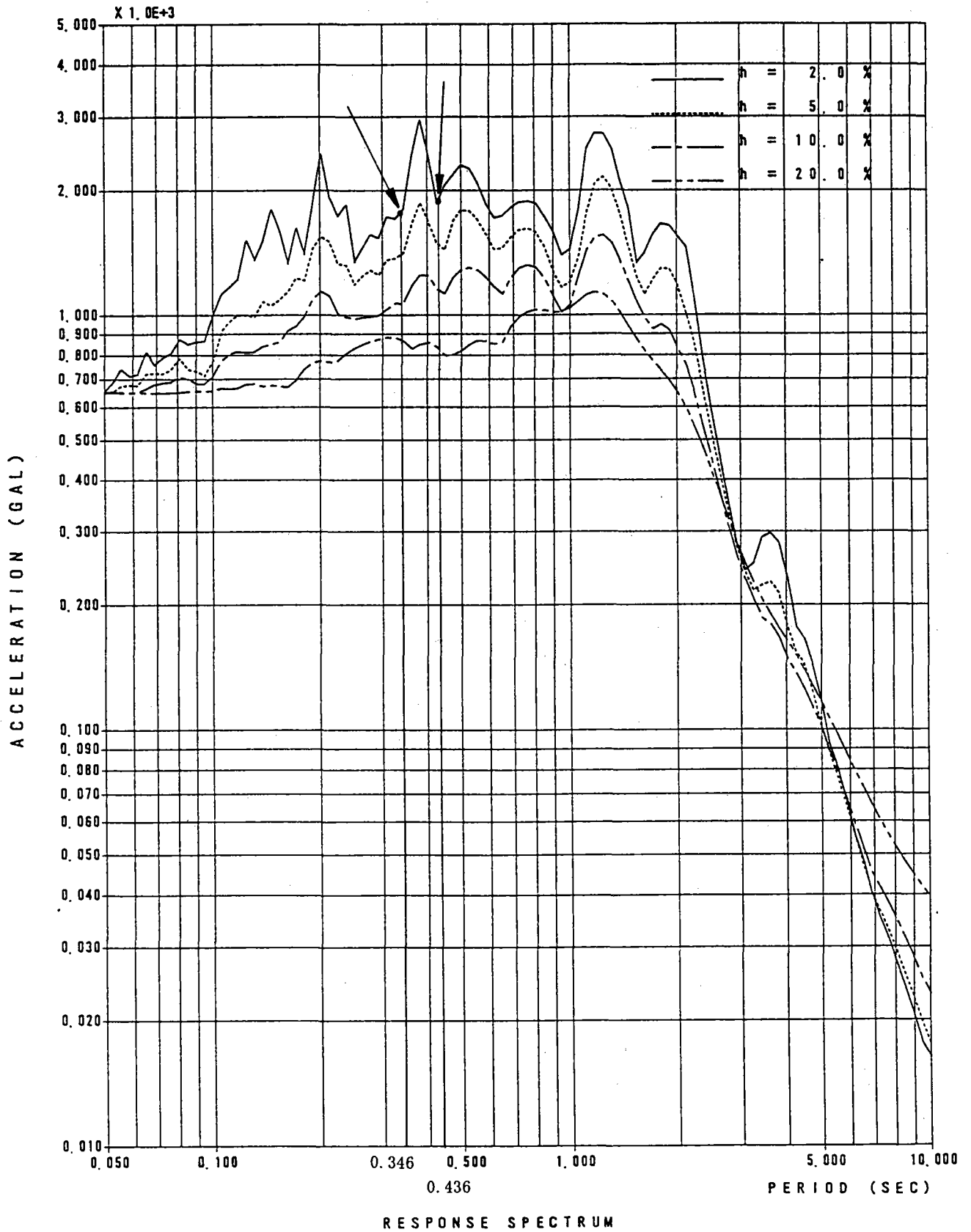


図 2.2.16 加速度応答スペクトル(JR鷹取駅 南北波)

2.2.3 検討結果

(1) 各種検討方法による結果

(a) 時刻歴応答解析による結果

前節の図 2.2.14~16 は、3種類の入力地震波に関する加速度応答スペクトルを示したものである。また、図中に示す矢線は、単純箱桁について拘束条件を変えた2ケースに関する橋脚1次モードの固有周期位置を示している。図から明らかなように、JR鷹取駅南北波を除く入力地震波については、着目した固有周期付近の加速度応答の変動が大きい。ここでは、構造系の違いによる応答を検討するため、変動の少ないJR鷹取駅南北波を入力地震波として検討した結果を示す。

表 2.2.6 は、解析により求められた固有周期と有効質量を示したものである。これによれば、有効質量が最も大きいモードは変形として橋脚先端の水平変位が卓越した橋脚の1次モードである。

表 2.2.6 固有周期と有効質量
上部工形式単純箱桁の場合

モデル モード	B-FM		B-FF		備考
	固有周期 (SEC)	有効質量 (%)	固有周期 (SEC)	有効質量 (%)	
1	0.569	11.9	0.526	0.0	主桁1次
2	0.436	75.8	0.346	80.7	橋脚1次
3	0.139	0.3	0.140	1.0	主桁2次
4	0.065	0.8	0.071	0.0	主桁3次

上部工形式単純I桁の場合

モデル モード	I-FM		I-FF		備考
	固有周期 (SEC)	有効質量 (%)	固有周期 (SEC)	有効質量 (%)	
1	0.504	89.1	0.383	87.8	橋脚1次
2	0.313	2.3	0.312	0.0	主桁1次
3	0.084	0.3	0.086	0.5	主桁2次
4	0.054	1.8	0.063	0.0	

また、表 2.2.7 は、解析から求められた支承部位置の最大変位を示したものである。箱桁で49mm~79mmの、I桁で78~124mmの最大変位量となった。

表 2.2.7 支承部位置の最大変位量

単位 mm

照査ケース	上部工形式箱桁	上部工形式I桁
時刻歴応答 FM	79.1	124.4
時刻歴応答 FF	49.1	78.1

(b) 保有水平耐力による結果

橋脚に関する図面（構造寸法詳細、配筋詳細図）を入力できた2脚について地震時保有水平耐力の照査を行った。保有水平耐力の算出に際しては、対象が昭和56年に建設された橋脚であり、設計振動単位がシンプルな単純桁であることから、解析上の簡便性と照査実績を考慮して「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」によることとした。

表 2.2.8 は、橋軸方向の照査結果を示したものである。この結果、以下のことが明らかとなった。

- 保有水平耐力 Pa ($\alpha=1.5$) は、上部工が箱桁、I桁の場合、それぞれ、560tf、342tfであった。また、曲げ耐力 Pu は、それぞれ620tf、378tfであった。
- 基部における破壊状態はすべて曲げ破壊となっているが、せん断耐力と曲げ耐力の差は小差(3~8%)である。これについては、柱基部1.5m区間に密に設置されている帯鉄筋(D16~1組、換算ピッチetc112.5)によるためである。

表 2.2.9 は、時刻歴応答解析から求められた断面力および橋脚の保有水平耐力との比を示したものである。これによれば、橋脚基部に作用する断面力は、箱桁FFモデルを除いて、保有水平耐力を上回った。

ここで、FFは、支承条件が両端固定であることを意味しており、また、FMは、支承条件が一端固定、一端自由を意味している。

表 2.2.8 簡便法 (タイプII) による

橋軸方向保有水平耐力照査

計算結果	単位	上部工形式 箱 桁	上部工形式 I 桁
位置の橋脚断面		上部工形式 箱桁	上部工形式 I桁
コンクリートの設計基準強度	Kgf/cm ²	270	270
σ_{ck}			
降伏耐力 P_y	Tf	441.0	268.9
終局耐力 P_u	Tf	619.6	378.4
せん断耐力 P_s	Tf	658.4	403.9
破壊形態	—	曲げ破壊	曲げ破壊
許容塑性率 μ	—	2.63	2.55
等価固有周期 T_{eq}	Sec	0.623	0.649
等価水平震度 K_{he}	—	0.85	0.87
保有水平耐力 P_a	Tf	560.1	341.9
地震時慣性力 P_e	Tf	760.0	689.7
P_e/P_a	—	1.357	2.017
P_u/P_a	—	1.106	1.107

表 2.2.9 橋脚上端部に作用する最大水平力

単位(tf)

照査ケース	上部工形式箱桁	上部工形式I桁
時刻歴応答 FM	903(1.61)	1119(3.27)
時刻歴応答 FF	483(0.86)	613(1.79)

※括弧内数値は、最大水平力/保有水平耐力の値を示す。

(c) 支承部におけるセットボルトの照査

計算対象とした支承は、上部工に関する図面を入手できた箱桁、I桁の2橋とした。図 2.2.17 で分かるように、箱桁、I桁ともにセットボルトは M24、SS400 である。したがって、セットボルト 1 本当当たりの引張強度は 18.5tf となる。

また、I桁の支承形式は、線支承改良型の支承板支承であり、セットボルトの配置が現在のものと異なる。

セットボルトの照査は、2 ケースについておこなった。すなわち、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 (H8.12) および道路橋の耐震設計に関する資料 (H9.3) を用いて行った照査、および時刻歴応答解析により求められた断面力を用いて行った照査である。

表 2.2.10~11 に照査結果を示す。これらによれば、セットボルトに発生する作用力 (軸力) は、箱桁の場合が引張強度の約 5 倍~10 倍となり、I桁の場合が約 2 倍~4 倍となった。

表 2.2.10 支承セットボルト部の作用力 (1 本当当たり)

単位 tf

照査ケース	上部工形式箱桁	上部工形式I桁
時刻歴応答 FM	186.9	81.6
時刻歴応答 FF	84.4	39.6
道路橋示方書	199.8	43.9

表 2.2.11 作用力/引張強度

照査ケース	上部工形式箱桁	上部工形式I桁
時刻歴応答 FM	10.10	4.41
時刻歴応答 FF	4.56	2.14
道路橋示方書	10.80	2.37

(2) 被害状況と検討結果の照合

(a) 橋脚の被害状況の照合

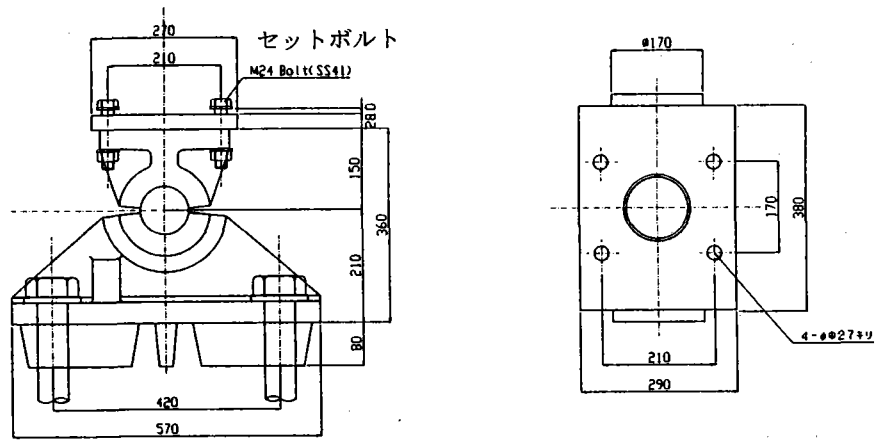
時刻歴応答解析および保有水平耐力の照査から類推されることを以下に列挙する。

- ・橋脚の損傷は、箱桁 FF モデルを除いて橋脚が破壊する結果となった。この結果は、実橋における被害状況と一致しない。
- ・時刻歴応答解析時の構造モデルとして FF と FM の 2 種類のモデル化を行った。この目的は、支承可動側の橋脚剛性が応答結果に与える影響を調べることであった。FM モデルの変位量、作用力は、共に、FF モデルの 2 倍弱の結果となった。

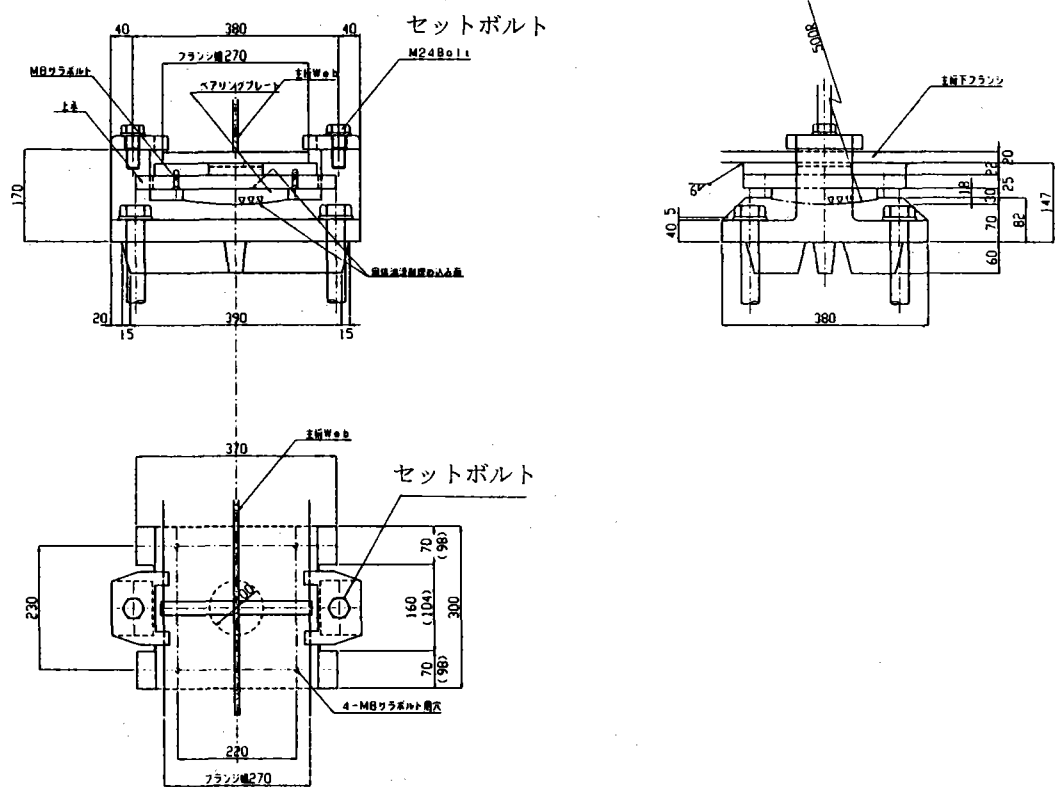
(b) 支承部の被害状況の照合

セットボルトの照査から類推されることを以下に列挙する。

- ・照査結果から推定される支承部の損傷はセットボルトが破断する結果となった。この結果は、I桁について実橋における被害状況と一致しない。
- ・セットボルトへの作用力と引張強度の比は、上部工形式によって異なる結果となった。箱桁の場合の比は約



箱桁の支承概略図



I 桁の支承概略図

図 2.2.17 支承概略図

5倍～10倍であり、I桁の場合の比は約2倍～4倍となった。この原因は、支承高さによるものと考えられる。

- 時刻歴応答解析により求められた箱桁モデルの上部工の最大変位量は79mmである。ただし、この解析は上部工と下部工との拘束条件が固定の場合の結果であり、道路橋示方書に述べられている上部工と下部工天端間の相対変位を示したのではない。箱桁における実際の移動量は400～600mmであり、解析結果の5倍～8倍となった。この理由としては次のことが推察される。
- セットボルトが破損した後、桁と支承が分断される。
- 地震の繰り返し作用により、桁がピン支承よりすべりながら逸脱する。
- すべり落ちた桁は、一方で隣接する橋梁のピン支承に衝突し、食い込み、また、一方で橋脚天端上に落下した後で動きが収まる。ちなみに、支承周辺構造から求まる桁逸脱までの最小移動量は、桁端長が350mm、ピン支承上沓の橋軸方向の幅が320mmであることから、約 $350+320/2=510\text{mm}$ となり、実橋における桁移動量とほぼ一致する。

2.2.4 まとめ

図2.2.18に、各部位の地震時断面力と耐力の比の関係を図化したものを示す。この図から分かることは、以下のとおりである。

- 比の最大値は10.80である。その部位は箱桁の支承セットボルト部である。比が最大ということは、言い換えるならば、地震時断面力に対して最も損傷を受けやすいことを意味する。実橋においても、同部位に特に大きな損傷が発生しており、検討結果と傾向が一致する。
- I桁そのものに大きな損傷がなかったこと、上部工形式I桁の場合の支承セットボルト部の断面力と耐力の比は約2倍～4倍であることをふまえ、実際の地震波の振幅が今回の入力地震波の振幅の5分の1程度であったと仮定した場合でもなお、上部工形式箱桁における支承セットボルト部の箇所が損傷を受けることとなる。
- 新しい道路橋示方書に基づく計算結果は、時刻歴応答解析結果をやや下回る結果となった。下回る原因として、時刻歴応答解析のモデル化の際に、部材剛性の非線形性を考慮していないことが挙げられる。
- 橋システムのあり方としての側面から検討結果をとらえた場合、被災した上部工が箱桁形式の高架橋は、支承のセットボルトが破損したからこそ、橋脚に損傷が生じなかったととらえることができる。この考え方は、かつて論じられていたヒューズ論と同じものである。ただし、ヒューズ論としての議論を進めるためには、上部工形式によらず、支承セットボルトが破壊した後の構造物の挙動を明らかにする必要があると思われる。

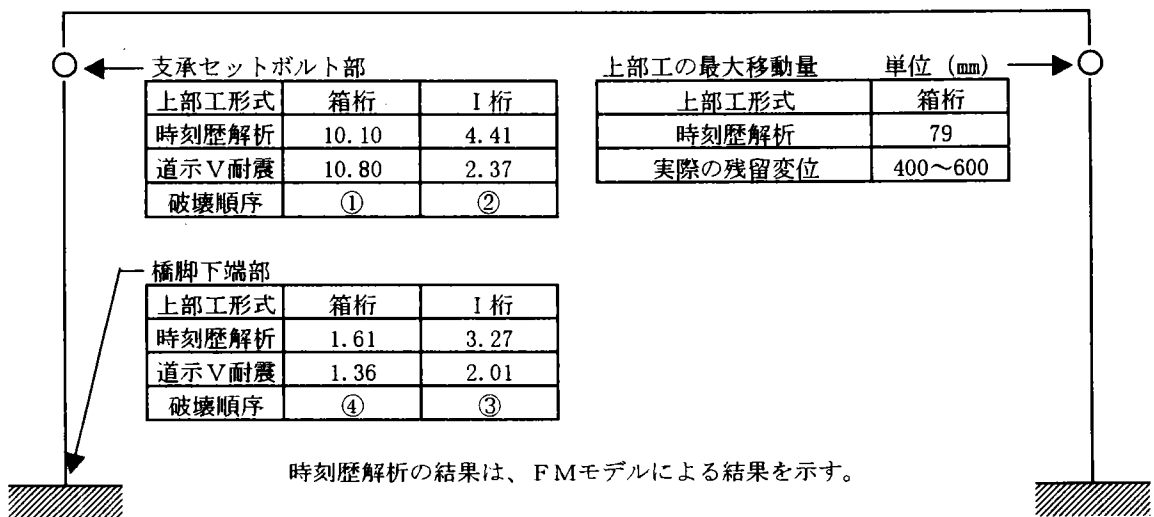


図2.2.18 各部位の断面力/耐力の比

参考文献

- [1] 日本道路公団：高速道路地図、(財)道路厚生会、平成6年4月。

- [2] 気象庁：平成7年(1995年)兵庫県南部地震の気象庁87年型電磁式強震計波形データ。

- [3] NAKAMURA, Yutaka: "Waveform and its Analysis of the 1995 Hyogo-ken-Nanbu Earthquake", JR Earthquake Information No. 23c, Feb. 1995, Railway Technical Research Institute. 波形はJR警報地震計(鷹取駅、FDシリアル番号RJ-001)による。

2.3 鷹取付近の3径間連続鋼箱桁橋の被害について

2.3.1 対象橋梁の被害状況

本橋梁は神戸市須磨区を通る阪神高速3号神戸線の一部であり、JR鷹取駅近くに位置するJR山陽本線上に架かる跨線橋梁である。この橋梁は今回の地震によって上下部とも大きな被害を受けた橋梁のひとつである。主な地震による被害は、RC橋脚の損壊ならびに上部工主桁下フランジの座屈であった。構造物の被害の他、RC橋脚がせん断破壊して約1.2m橋脚天端が沈下したことにより、上部工がJR山陽本線の建築限界を侵したため、応急復旧はJR山陽本線の復旧時期をにらみながら作業が行われた。我々がこの橋梁を今回の検討対象として選んだ理由は、被害状況から損壊へ至る過程をある程度推察できたこと。およびJR鷹取駅に隣接し、地盤種別がⅡ種であり同所で観測された地震波形が利用できると言った解析上の利点があったことが挙げられる。

そこで本報告書では各種解析手法を用いて本橋梁の各部が被災に至る過程を明らかにし、その結果より橋梁の耐震性の向上を図るための考察を試みることにした。

(1) 対象橋梁の概要

- (a) 路線名：阪神高速3号線
- (b) 橋名：国鉄跨線工区
- (c) 場所：神戸市須磨区JR鷹取駅近く
- (d) 橋梁形式：3径間連続非合成箱桁橋（2主桁）
- (e) 施主名：阪神高速道路公団
- (f) 橋格：一等橋（TL-20）
- (g) 竣工年月：昭和43年5月
- (h) 支間割：63.5000+84.000+63.500
- (i) 幅員構成：全幅員17.661～18.060m
- (j) 平面線形：R=291m
- (k) 支承：BP・A
- (l) 耐震連結：連結板タイプ
- (m) 下部工：RC円柱を有する門型ラーメン橋脚（固定橋脚P688）RC円柱を有するT型橋脚（可動橋脚P687、P689、P690）
- (n) 橋軸の方向：ほぼ南北方向
- (o) その他：JR山陽本線を南北に跨ぐ跨線橋である



図 2.3.1 橋梁位置図

側面図

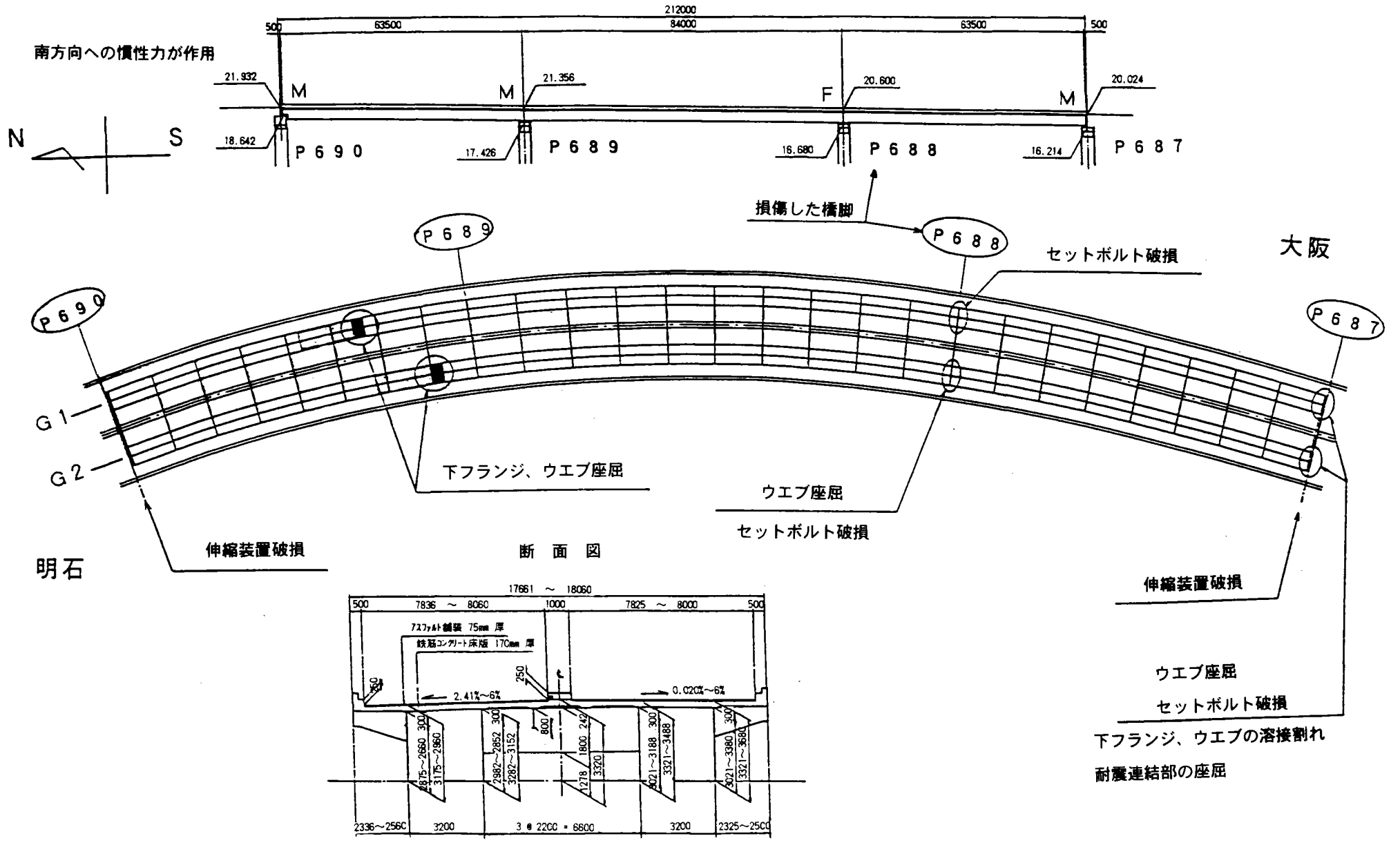


図 2.3.2 被災状況概要図

(2)被害調査

本橋梁は被害調査の結果、橋梁各部の損傷の多くが橋軸方向（南北方向）の主桁の移動に起因していることが分かった。一方、橋軸直角方向にはほとんど移動していないことも分かっている。この結果から、本橋梁は今回の地震では主として橋軸方向の地震動を受けたことが想像できる。主な被災状況は図 2.3.2 に示す通りである。また、写真 2.3.1～2.3.10 に被災部分の写真を示す。被災は橋梁全体に分布しているが、このうち比較的程度が大きい

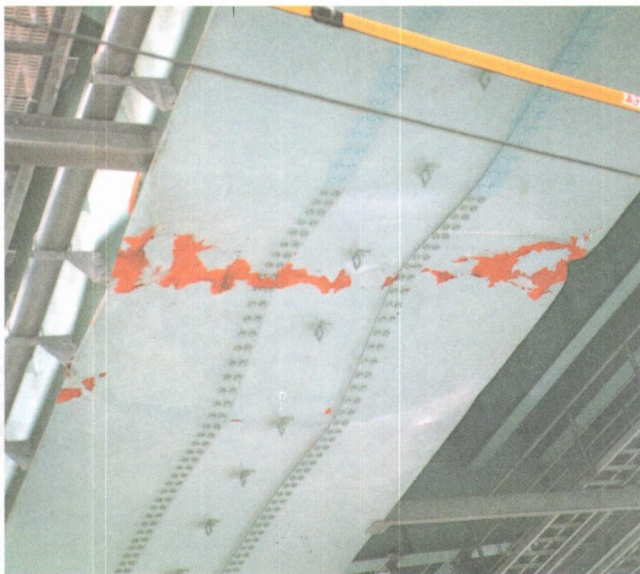


写真 2.3.1 下フランジの座屈



写真 2.3.2 固定橋脚 P688



写真 2.3.3 落橋防止装置の損傷 (P678)



写真 2.3.4 伸縮装置の損傷 (P678)

表 2.3.1 橋梁の主な被災状況

部 位	主要な被災状況
上部工	P689 橋脚付近の下フランジ・腹板の座屈
支点付近	セットボルトの破損 移動制限装置の破損 腹板と下フランジの溶接割れ 掛違い部の耐震連結部の座屈
橋面工	掛違い部の伸縮装置の破損。
下部工	P688 橋脚（上部工固定）基部のせん断破壊。脚天端が約 1.2m 沈下

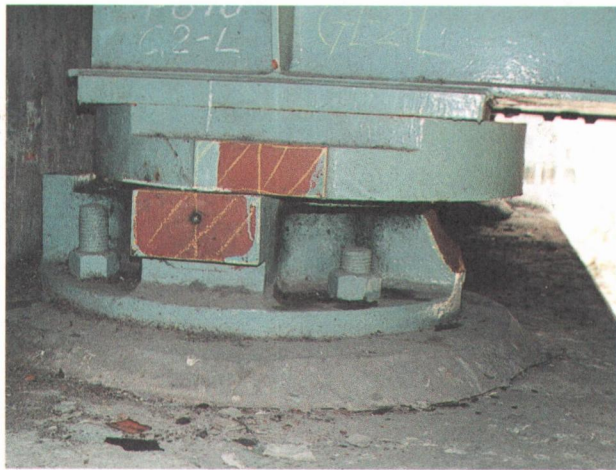


写真 2.3.5 P690 可動支承

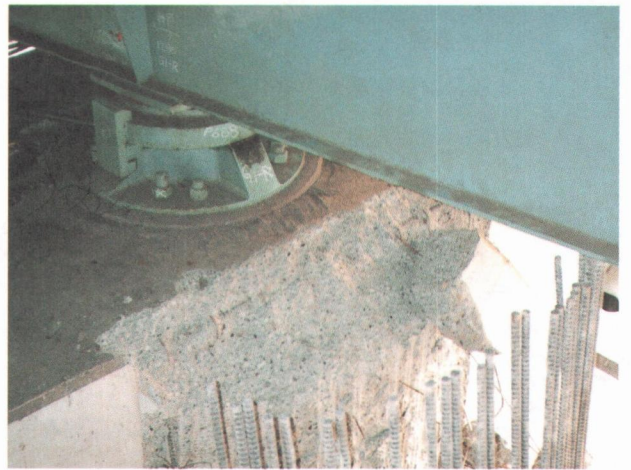


写真 2.3.8 P688 固定支承



写真 2.3.6 P690 可動支承



写真 2.3.9 P688 固定支承のセットボルト切断



写真 2.3.7 P689 可動支承



写真 2.3.8 P687 可動支承

主桁 (G 1) の座屈パネル

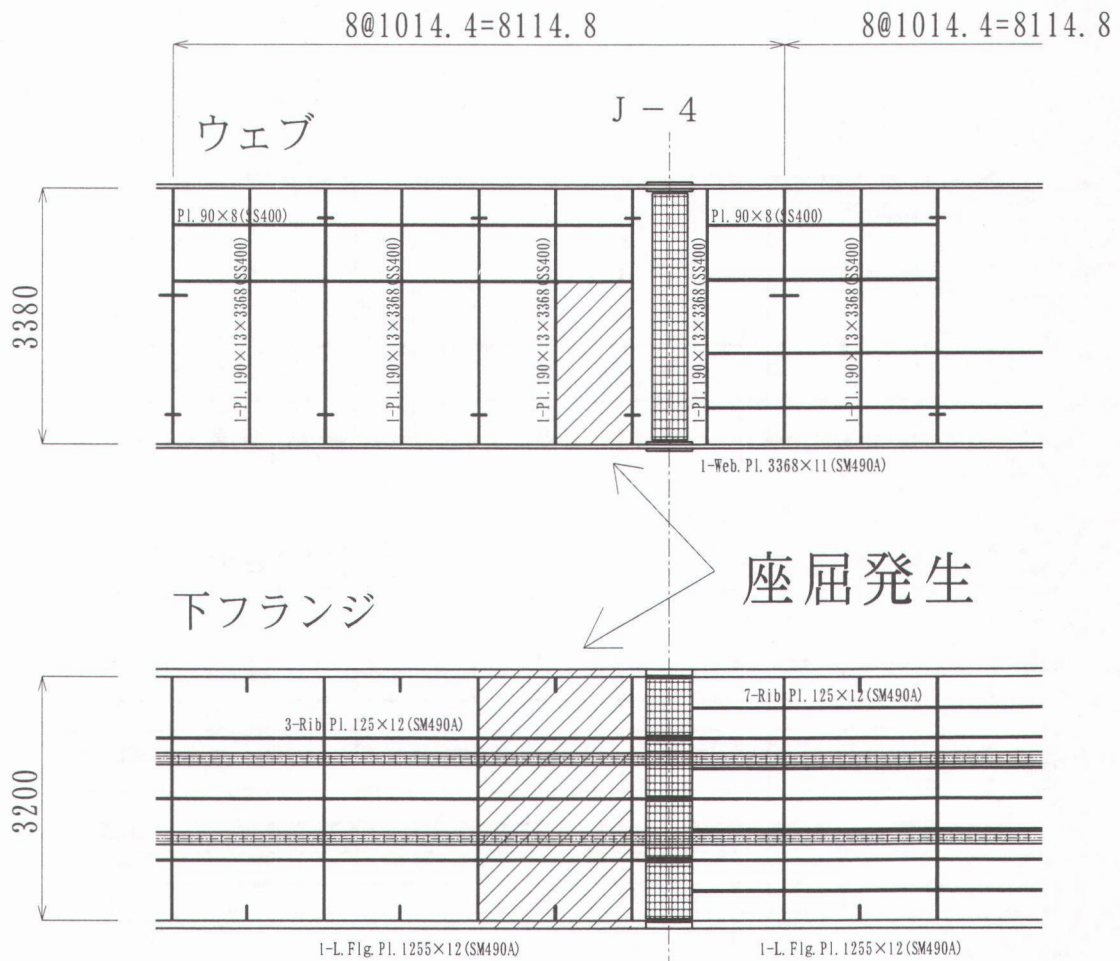
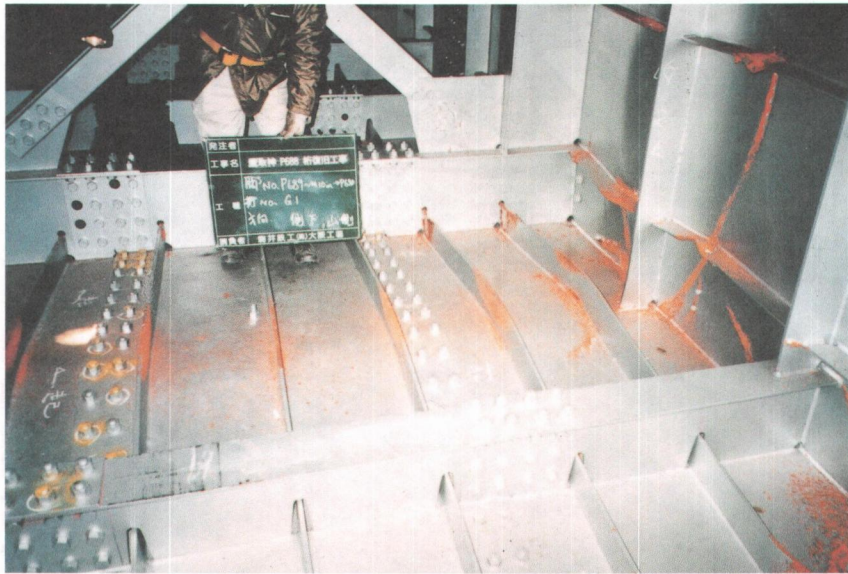


図 2.3.3 主桁 (G 1) 損傷状況

主桁 (G 2) の座屈パネル

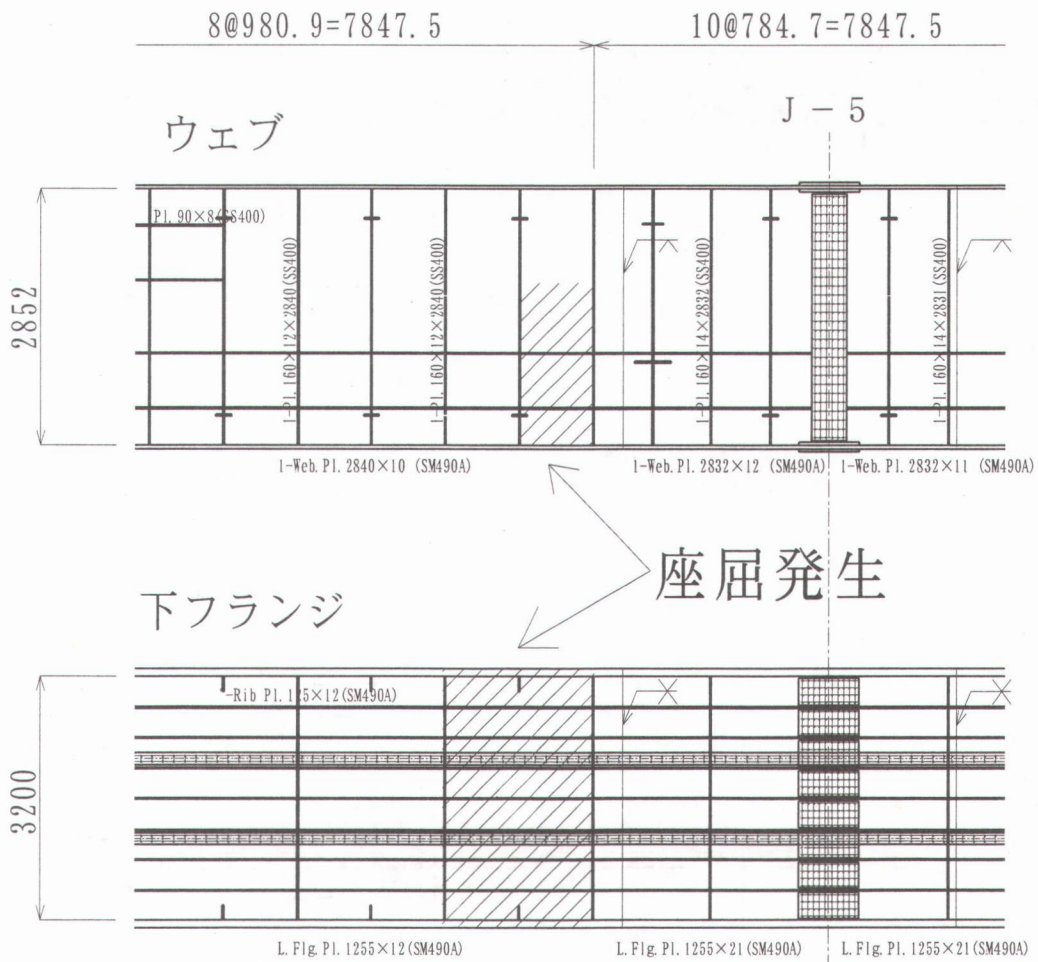
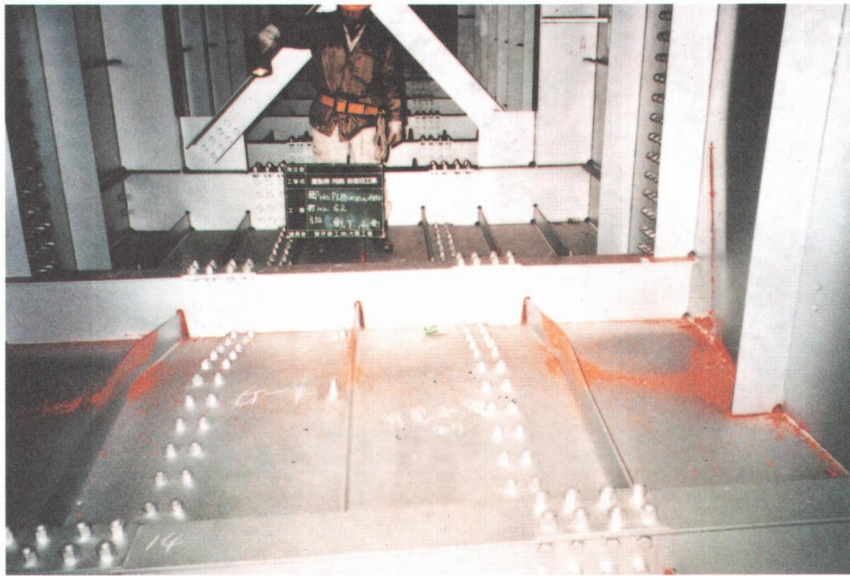


図 2. 3. 4 主桁 (G 2) 損傷状況

いものが下部工、支承部および上部工各部にそれぞれ存在している。それらは下部工では P688 固定橋脚の損壊であり、支柱基部でせん断破壊をしている。支承では可動支承の移動制限装置の破損であり、地震時に全移動可能量を上回る水平変位を受け、支承の機能が失われた可能性が考えられる。上部工では主桁下フランジが座屈を引き起こしている(図 2.3.3, 2.3.4)。これは G 1 桁、G 2 桁双方にあり、共に下フランジパネル全体と一部腹板が座屈している。G 1 桁の場合では J 3 ~ J 4 間の J 4 近く、G 2 桁では J 4 ~ J 5 間の中間部で起こっていることが分かる。G 1 桁の損傷部は J 4 添接板に隣接した位置にあたり、添接板をはさんで反対側断面は断面構成上は下フランジが圧縮部と連続する圧縮補剛板である。そのため下フランジ縦リブ本数が 7 本と多く、かつ腹板下側に水平補剛材を備えている。一方座屈を起こしている断面は断面構成上は交番部から正曲げ域に入った最初のパネルであり、そのため引張り部材として設計されており縦リブ本数が 3 本と少ない。また先程と比べ下フランジ側に水平補剛材がないといった差がみられる。G 2 桁の場合は、G 1 桁のような圧縮パネルから引張パネルへ変化するような断面の急変部ではないが、圧縮パネル中の断面変化位置で座屈が発生している。これら下フランジに発生した座屈は P689 橋脚付近であり、崩壊した P688 固定橋脚がこの径間を直接支持していないことが注目できる。

今回の地震による本橋の被災状況を整理すると表 2.3.1 のようになる。

2.3.2 検討の目的

被災状況から考えて橋軸方向の地震動が橋梁に作用したことが橋梁各部の破損を引き起こした原因であると考えられる。これら橋梁各部の被災は橋梁全体に分布しており、互いに独立し個々に発生したかのように見受けられる。一方、個々の損傷部位は竣工当時の設計基準により設計され、今回のような大規模地震こそ想定してはいなかったものの適切に設計されているものである。ただし許容応力度法で設計されているため、当時想定していなかった大地震によって最初にある部位が損傷を受け、そのことが引き金となり他の部位を破損、損壊に至らしめたことも考えられる。そこで、前節で述べた 3 つの大

きな損傷（固定橋脚の損壊、可動支承の破損ならびに主桁の座屈）を取り上げ、3 者の関連性、その発生のプロセスを検証してみることにした。その試みを通じて、橋梁全体の耐震性の向上を図る対策を提案することを本検討の目的とする。

まず、主に橋軸方向に大きな地震動を受けることによって、橋梁各部に大きな水平力が生じたと考えられる。そして、

- (a)この水平力を受けている間、支承が本来の固定、可動支承としての機能を十分にはたしていたのか。
 - (b)上部工の支持条件別にどのくらいの力が橋脚に作用したのか。
 - (c)被災した橋脚はどのくらいの力でどのように破壊するのか。
 - (d)被災した橋脚を破壊する程度の力が作用したのか。
 - (e)沈下した P688 橋脚と反対側の桁が座屈を起こしている原因はなにか。
 - (f)再構築橋脚は再び地震が来た場合に破壊されないのか。
- について順次検討を行うことにした。検討にあたり各種計算ツールが考えられるが、本報告書では橋脚に作用する力の算出には時刻歴応答解析を、また被災した橋脚ならびに再構築橋脚の耐力の判定には地震時保有水平耐力計算を、さらには、上部工の座屈に関する計算には平面格子解析を主に用いることにした。

2.3.3 検討方法

(1) 時刻歴応答解析

対象橋梁の竣工当時の設計計算書および設計図面より解析諸元を算出し時刻歴応答解析を行なった。上部工は R=291m の曲線橋であるが、被災状況から見て解析モデルは図 2.3.5 に示す平面解析モデルとした。また、入力地震波の方向は橋軸方向（南北方向）とした。今回 J R 鷹取駅にて観測された地震波には南北波（N-S 波）、東西波（E-W 波）ならびに鉛直波（U-D 波）の 3 波がある[1] [2]。この中から橋梁の損傷状況および解析モデルの特性を考え、N-S 波による解析ならびに橋梁各部への影響の度合いを確認するために U-D 波による解析を実施することにした。また、解析モデルは支承が本来の機能を保持した状態の一脚固定モデルと可動支承の移動制限装置が機能しなくなった状態を表す多脚固定モデル

を考え、表 2.3.2 に示す 3 ケースとした。なお 3 ケースに共通する時刻歴応答解析の解析諸元を表 2.3.3 に示す。また、使用する入力波は図 2.3.6 および図 2.3.7 である。これらの入力波は、観測地点と本橋梁の位置がかなり近いこと、同一の地盤条件と考えて問題ないものと判断されること、また解析の主目的が今回の地震による各種影響を検討することにあることから、一般に行われる加速度波形の調整は行っていない。さらに、構造要素の減衰定数については道路橋示方書に挙げられている数値を採用することにしたが、それらは幅をもたせた値となっている。そこで幅があるものについては最小値（減衰が小さい値）を採用することにした。

解析モデルの構築にあたっては道路橋示方書 V 耐震設計編（H8.12 版）3.3.2 固有周期の算定法に従った。ただし、今回の解析では橋脚基礎のフーチング下端で完全固定条件とした。

表 2.3.2 解析ケース

解析ケース	地震波	支承条件
CASE 1	N-S波	一脚固定
CASE 2	U-D波	一脚固定
CASE 3	N-S波	多脚固定

表 2.3.3 解析諸元

解析方法	時刻歴モーダル解析法
部材要素	線形要素
入力地震波(sec)	$\Delta t=0.01$
データ数(個)	2000 (20sec)
最大モード次数	10次
減衰定数	桁:0.02
	橋脚:0.05
	支承:0.001

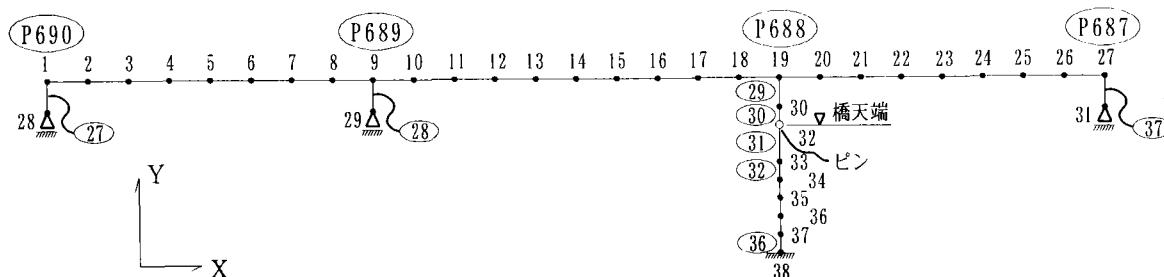


図 2.3.5 時刻歴応答解析モデル図

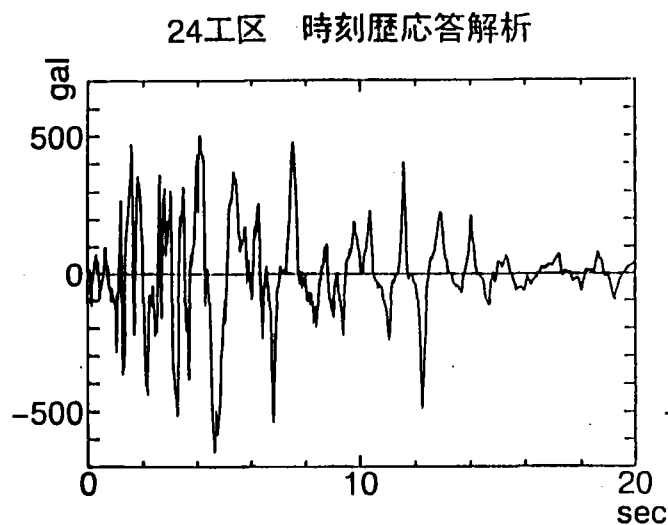


図 2.3.6 入力地震波（鷹取駅 N-S）

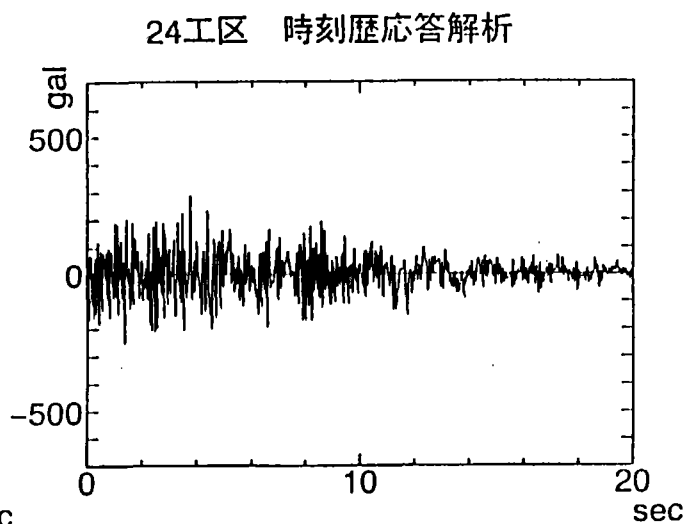


図 2.3.7 入力地震波（鷹取駅 U-D）

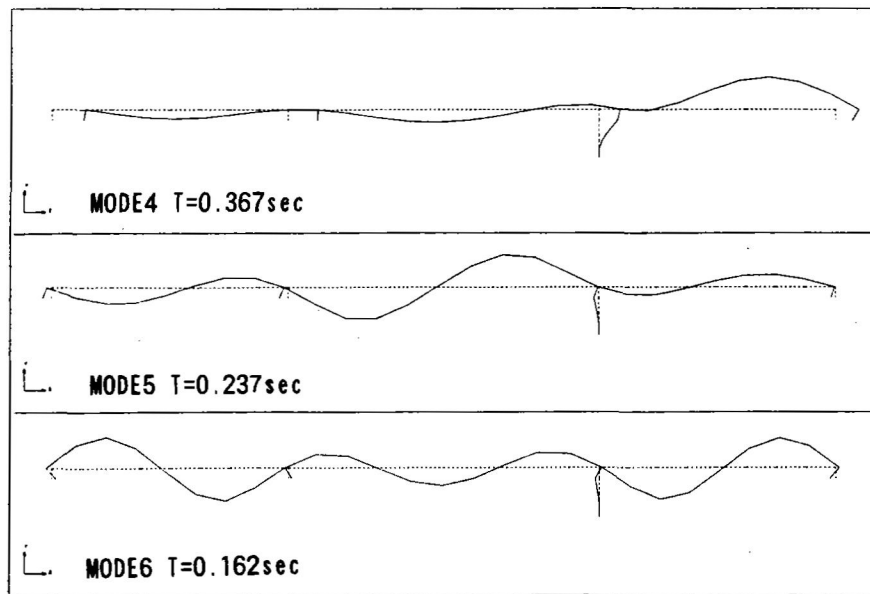
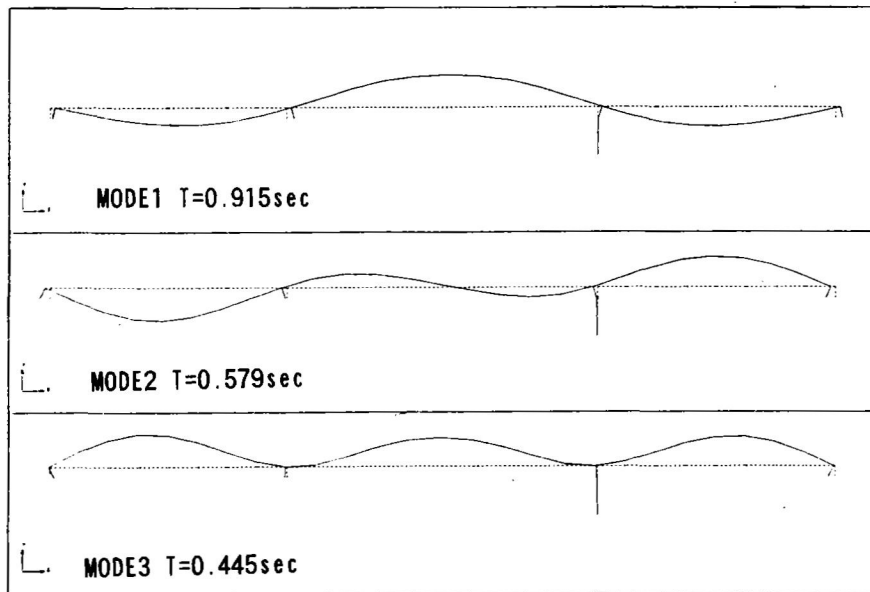


图 2.3.8 振動モード図 (CASE 1)

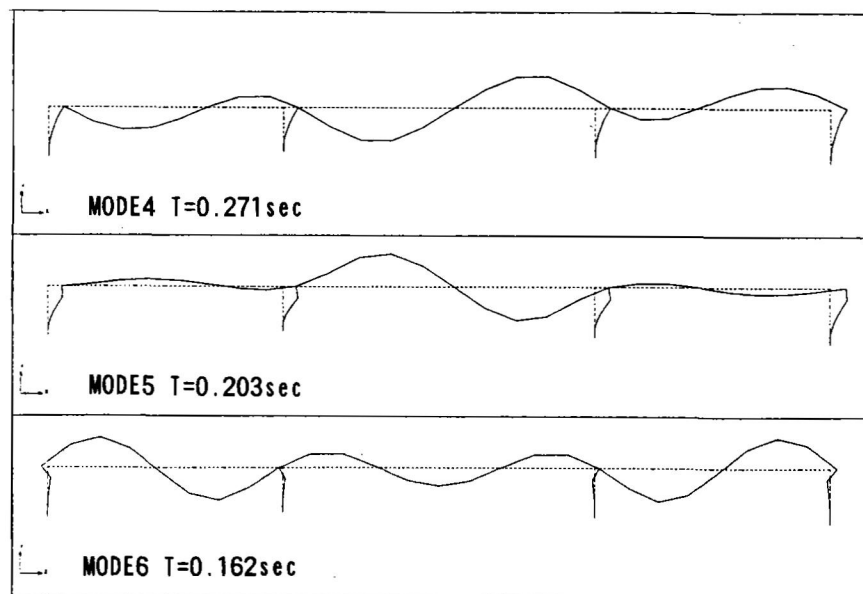
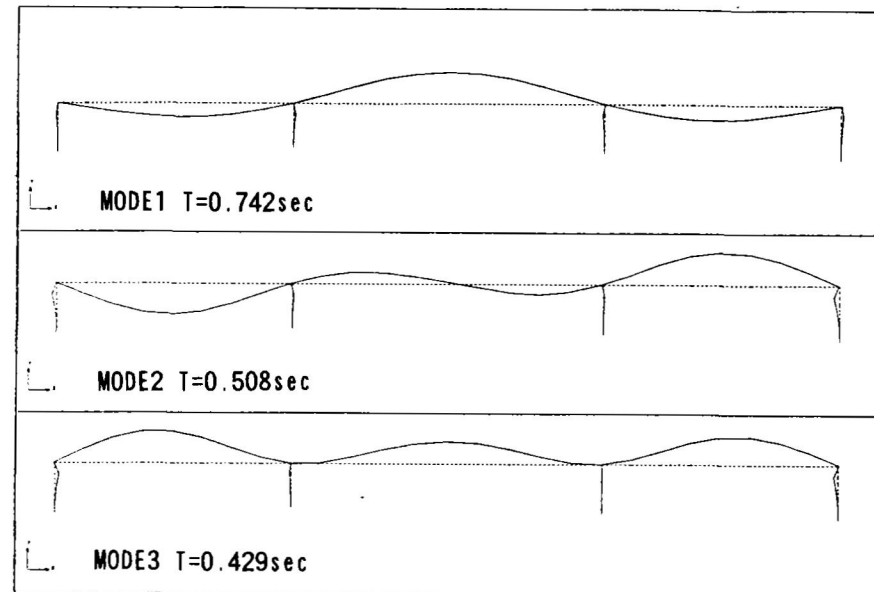


图 2.3.9 振動モード図 (CASE 3)

(2) 地震時保有水平耐力の計算

被災した橋脚ならびに再構築橋脚は、それぞれ設計当時の示方書もしくは復旧仕様に準じて設計製作された構造物ではあるが、両者の耐震性を定量的に比較検討を行うにあたり、今回は同一の基準の下に保有水平耐力の計算を行う必要があると考えた。その結果、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編（H8.12版）に従って計算を行なうこととした。計算より得られる結果としては保有水平耐力の大小比較とともに動的解析モデルの妥当性についても検証することとした。

(3) 固定橋脚の沈下による主桁曲げモーメントの変化

上部工の座屈発生場所はせん断破壊によって支点沈下を起こした P688 固定橋脚付近ではなく、その脚には直接支持されていない P689 可動橋脚付近の側径間側の桁である。この現象と P688 橋脚の支点沈下との関連性、および座屈箇所と断面構成上の特徴との関連性についても設計図面をもとに検討を行うこととした。今回曲げモーメントは平面格子解析（変形法）により求めた。また、断面諸元、設計曲げモーメント（断面決定に用いた断面力）ならびに抵抗モーメントは竣功時の図面ならびに設計計算書より抜粋した。一方 P688 固定橋脚の損壊の影響は解析モデルの固定点に対し沈下量に相当する強制変

位を与えることとした。このとき得られる断面力が固定橋脚崩壊時の上部工の断面力である。検討方法の流れを簡単にまとめると以下の3項目である。

- (a)格子解析では P688 固定橋脚位置で強制変位（1.2m）を与え、その結果得られる発生曲げモーメントと設計曲げモーメントとの比較を行なう。
- (b)P688 橋脚の崩壊時に桁に生じた曲げモーメントと抵抗モーメントの比較を行なうことで断面にどのような力が発生したのかを確認する。
- (c)以上の解析結果と断面構成上の特徴を踏まえ、P688 橋脚の崩壊と P689 橋脚付近の主桁の座屈との関連性を検証する。

2.3.4 検討の結果

(1) 時刻歴応答解析

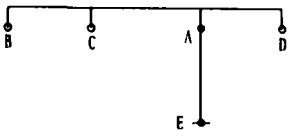
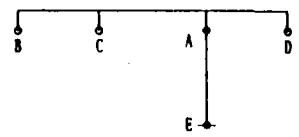
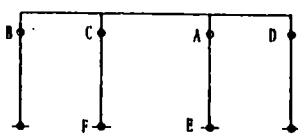
(a) CASE 1

モード解析結果より各モードの固有周期ならびに有効質量を表 2.3.4 に示す。この結果ならびに図 2.3.8 より、線形要素による橋脚基部完全固定条件において本橋梁は水平方向については4次モードが卓越し、その時の固有周期が約 0.367 秒であるという結果を得た。また最大応答値（曲げモーメント、せん断力および加速度）を表 2.3.5

表 2.3.4 時刻歴応答解析結果(1)

モード (次)	CASE 1		CASE 2		CASE 3	
	固有周期 (sec)	有効質量 (水平方向) (%)	固有周期 (sec)	有効質量 (鉛直方向) (%)	固有周期 (sec)	有効質量 (水平方向) (%)
1	0.915	4.5	0.915	0.6	0.742	0.0
2	0.579	7.0	0.579	0.0	0.508	1.1
3	0.445	0.5	0.445	61.3	0.429	0.0
4	0.367	75.5	0.367	0.3	0.271	35.4
5	0.237	3.3	0.237	0.0	0.203	49.8
6	0.162	0.4	0.162	0.0	0.162	0.0
7	0.146	0.0	0.146	0.0	0.145	3.1
8	0.136	2.9	0.136	0.0	0.130	0.2
9	0.109	0.2	0.109	3.9	0.109	0.0
10	0.076	0.1	0.076	0.0	0.079	0.0
		94.4		66.1		89.6

表 2.3.5 時刻歴応答解析結果 (2)

解析ケース		CASE1		CASE1+CASE2		CASE3	
解析条件		一脚固定・N-S波		一脚固定・上下動考慮		多脚固定・N-S波	
							
			時刻(sec)		時刻(sec)		時刻(sec)
水平変位 (mm)	A	42	3.250	42	3.23	14	1.830
	B	78	4.200	78	3.25	13	1.830
	C	80	3.260	81	3.24	14	1.830
	D	59	3.270	60	3.25	2	1.830
	E	0	—	0	—	0	—
	F	—	—	—	—	0	—
amax (gal)	A	1491	3.250	1543	3.04	1262	1.820
	B	1813	4.210	1818	2.66	1128	1.820
	C	1807	3.240	1851	2.67	1199	1.820
	D	1555	3.250	1578	3.23	1340	1.820
	E	642	4.630	—	—	—	—
	F	—	—	—	—	—	—
Symax (tonf)	A	7076	3.250	7170	3.250	2231	1.830
	B	—	—	—	—	701	1.830
	C	—	—	—	—	2151	1.830
	D	—	—	—	—	469	4.040
	E	7448	3.250	7349	3.250	2541	1.830
	F	—	—	—	—	2252	1.830
Mzmax (tf·m)	A	—	—	—	—	—	—
	B	—	—	—	—	—	—
	C	—	—	—	—	—	—
	D	—	—	—	—	—	—
	E	74590	3.250	73650	3.25	25132	1.830
	F	—	—	—	—	19556	1.830

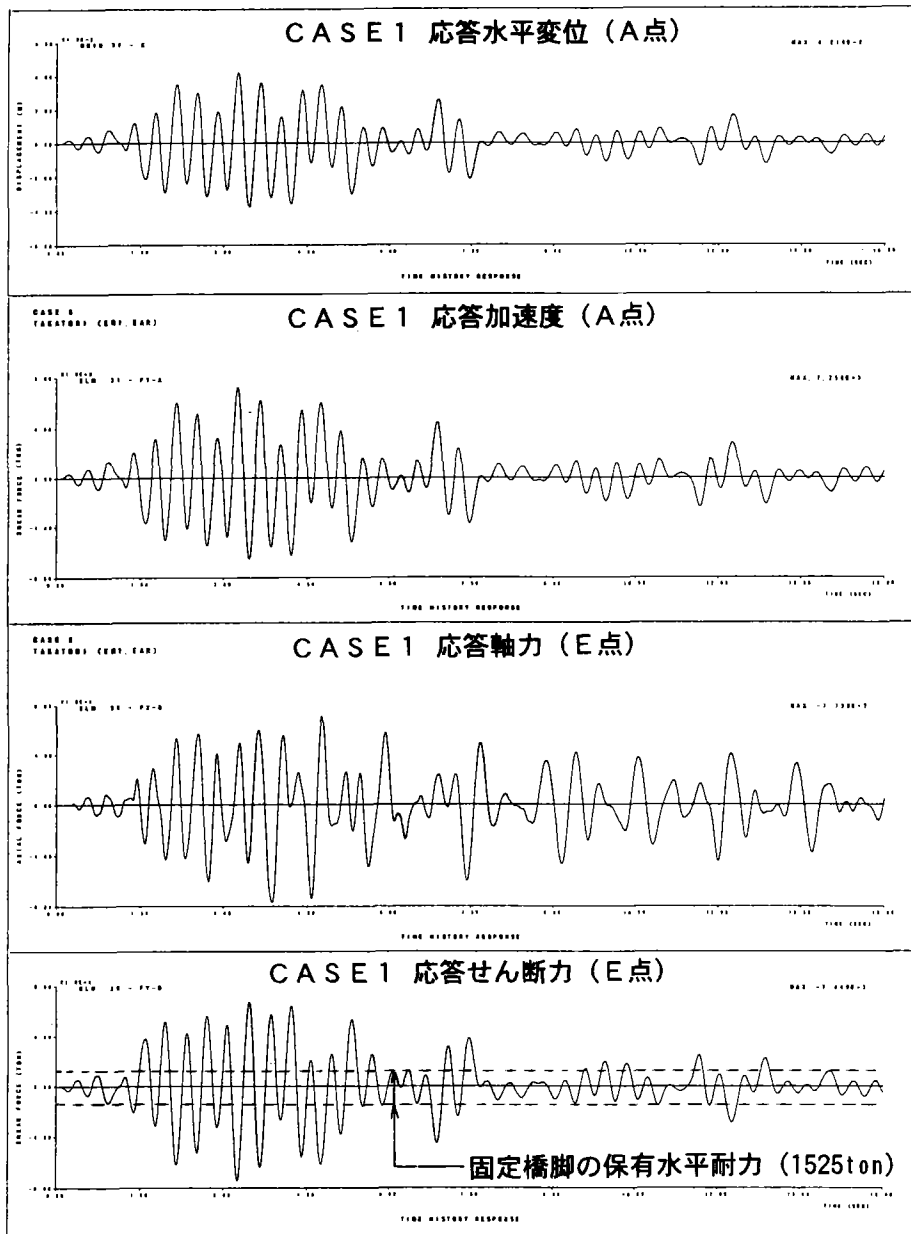


図 2.3.10 時刻歴応答解析結果 (CASE 1)

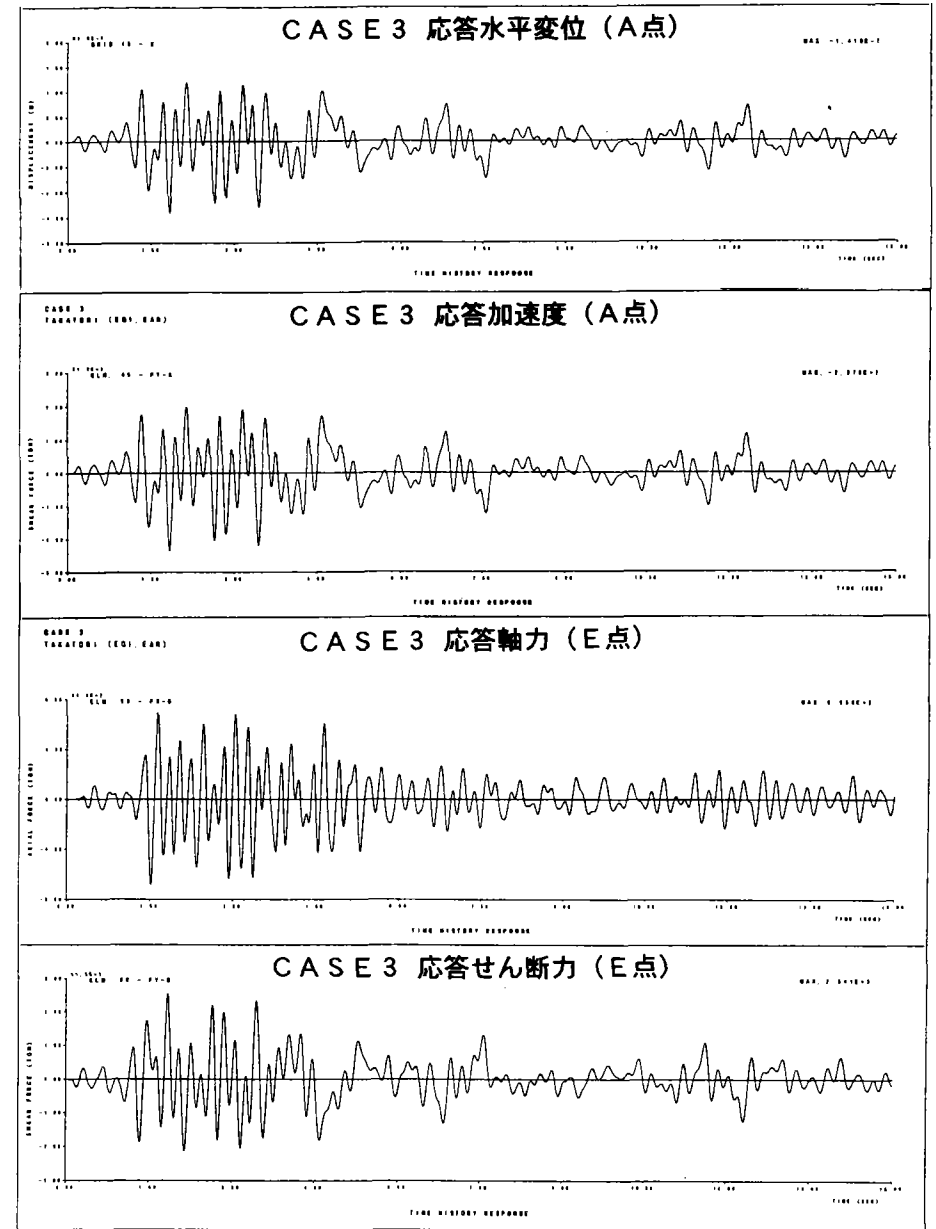


図 2.3.11 時刻歴応答解析結果 (CASE 3)

に、応答波形を図 2.3.10 に示す。

(b) CASE 2

本検討での時刻歴応答解析の解析手法は、全体の応答を 1 自由度系の応答の重ね合わせとして表現する時刻歴モーダル解析法を使用している。そのため、同時刻の U-D 波と N-S 波による応答値を重ね合わせることにより上下動を考慮した応答値を求めることになる。表 2.3.4 および表 2.3.5 に解析結果を示す。鉛直方向には固有周期が 0.445 秒の 3 次モードが卓越しており、10 次モードまでの有効質量が 93% の占めている。

鉛直方向の解析も水平方向と同様に計算対象を 10 次モードまでとしているため、有効質量の合計は 66% であった。これに対して、解析モデルの節点数を増加させ、さらに高次モードの固有周期を解析対象にするなどの対応も考えられる。しかし、10 次モードの固有周期が 0.076 秒であり、さらに高次のモードを考えた場合、入力地震波のデータピッチが問題となってくる。本解析において使用している入力地震波のデータピッチは 0.01 秒であり、波の形を表せる最も短い周期は 0.04 秒ということになる。したがって、上下動に関して、データピッチが 0.01 秒のデータを使用する限りにおいては、十分とは言い難いが 10 次モードまでを対象として検討を進めるものとする。

(c) CASE 3

図 2.3.9 にモード図を、図 2.3.11 に応答波形を示す。また表 2.3.4 および表 2.3.5 に解析結果を示す。この結果より 4 次モードならびに 5 次モードに卓越した傾向が現れていることが分かる。固有周期はそれぞれ 0.271 秒および 0.203 秒であった。

以上 3 ケースの解析から次のことが言える。

(a) U-D 波の影響について

U-D 波による橋脚の応答軸力は 457lf であるが N-S 波による 774lf と比較しても特に大きな応答値ではないことが分かる。N-S 波による応答値のピークが約 1.5 秒から 5 秒後までであるのに対して、U-D 波によるピークは 8 秒後付近であるため水平方向の応答加速度に対する影響は約 2% 程度であった。また、振動モードを見る限り上下動による橋脚への影響は少ないものと考えられる。

(b) 動的解析の妥当性について

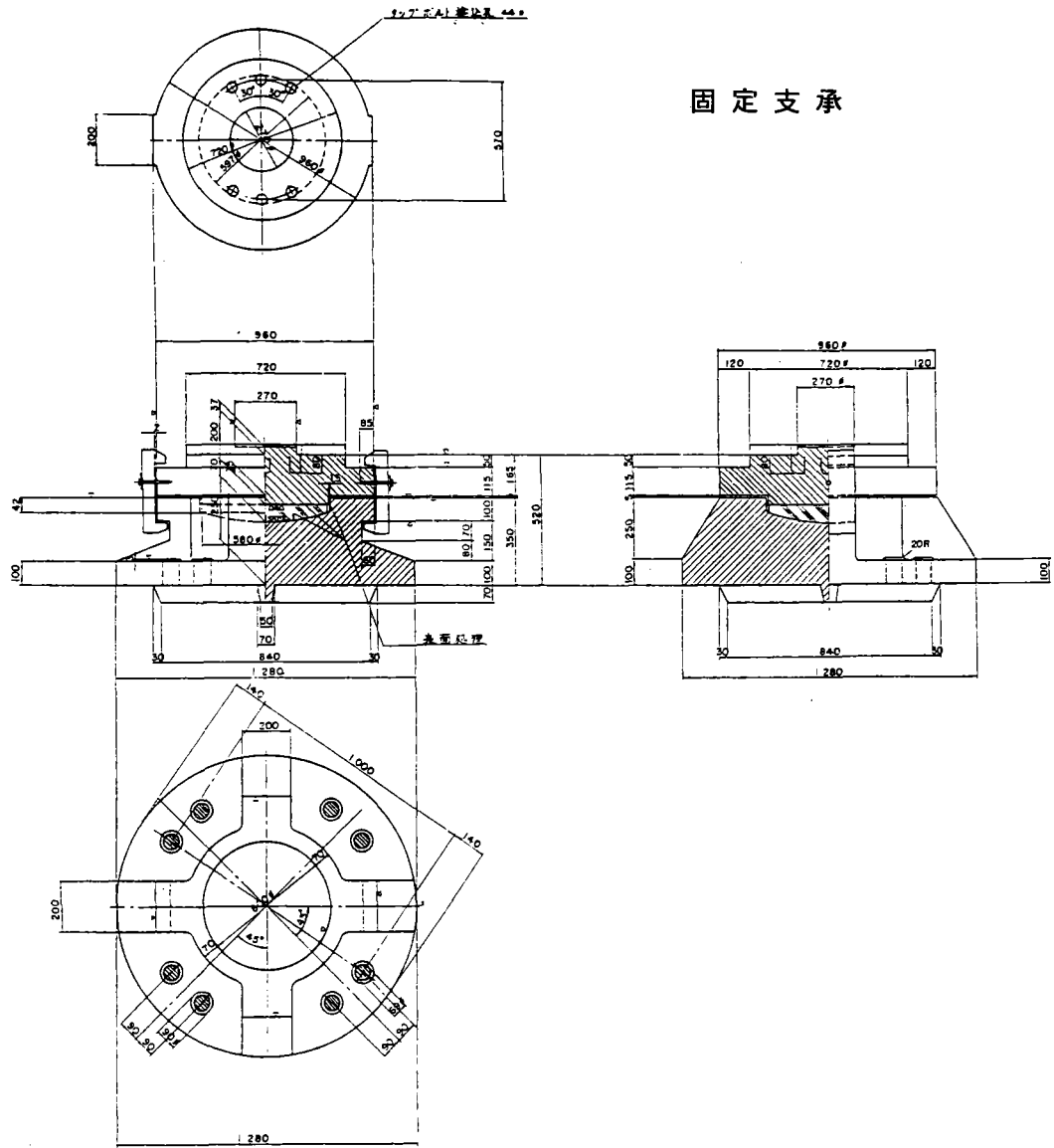
CASE 1 と後節の再構築前の保有水平耐力計算結果を比較してみると、固有周期は動的解析では 0.367 秒に対し、保有水平耐力計算結果では等価固有周期として 0.448 秒となった。非線形域の影響を除いた固有周期の計算を道路橋示方書の 3.3.2 に準じて行くと 0.355 秒であり、動的解析から得られる結果とほぼ一致する。次に上部工慣性力位置に作用する応答加速度は、動的解析の場合は主桁中心位置ではあるが約 1630gal であり、対する保有水平耐力計算結果では $1.75 \times 980 = 1715$ gal である。したがって保有水平耐力計算結果が幾らか安全側の値となるが、ほぼ等しいと考えてよい。今回被災した橋脚がせん断破壊型の損傷を受けていることから、動的解析結果より得られる応答値とこの場合の保有水平耐力結果とは整合性があり、両者の比較を論ずることには問題ないものと考えられる。

(c) 支承条件の違いによる応答値（断面力）の差

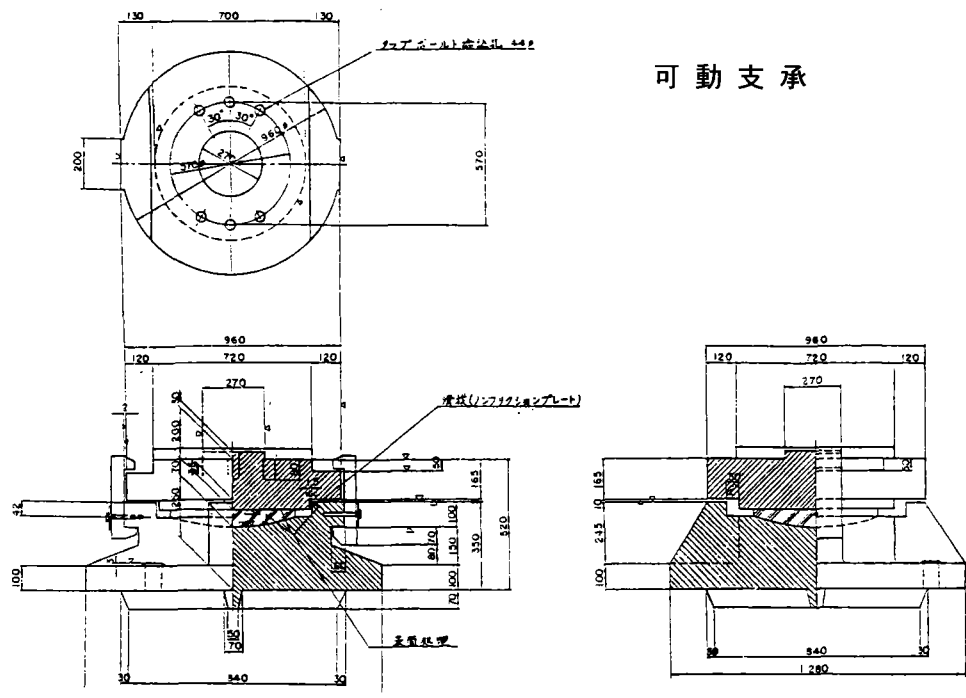
可動支承の移動制限装置が引っかかるなどして機能を失った場合を想定した多脚固定状態下の CASE 3 を一脚固定の CASE 1 の場合と比べると、支承部、橋脚基部の断面力とも 3 分の 1 程度になっている。しかしながら、CASE 3 の場合は P688 固定橋脚と P689 可動橋脚はともに中間橋脚であり、上部工の径間割りからも分かるように発生する断面力がほぼ等しい結果となる。従って、P688 橋脚と P689 橋脚に同程度の断面力が発生した場合は少なくとも P689 橋脚にも多少の損傷が生じてしかるべきと考えられる。ところが実際の地震では P689 橋脚の被災の報告はない。従って、CASE 3 のような多脚固定状態は生じなかったかもしくは一時的な状態に限定したものではなかったかと考えられる。なお後節で保有水平耐力結果を含めて検証を行う。

(d) 可動支承の移動制限装置破損の原因について

竣功当時の可動支承の片側全移動可能量は $\Delta L = 50$ mm ~ 80mm である。CASE 1 の結果からは可動支承部の移動量は 45mm ~ 80mm であり、ほぼ同程度である (表 2.3.5)。CASE 1 の解析では可動橋脚を解析モデルから除外している関係で、上部工と下部工の相対的な変位は計算されていない。このことを考慮すると地震時には解析値以上の変位量が生じていたのではないかと考えられる。そこで、可動支承の移動制限装置が本来の機能を



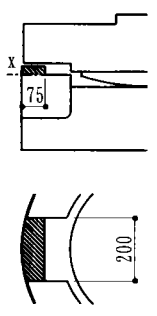
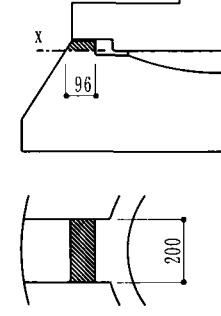
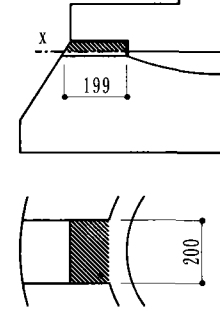
固定支承



可動支承

図 2.3.12 震災前の支承図

表 2.3.6 支承部耐力

名称 適用橋脚名		可動支承		固定支承		
		A-type	B-type	C-type		
		P687、P690	P689	P688		
設計 荷重	設計鉛直力(tf)	300	750	750		
	設計上揚力(tf)	50	-	-		
	設計水平力(tf)	33	120	300		
	片側全移動可能量	80	50	-		
降伏耐力の計算結果 (tf)	ソールプレート	溶接サイズ	すみ肉9mm	すみ肉9mm	すみ肉9mm	
		ソールプレート材質	SS400	SS400	SS400	
		ソールプレート寸法(mm)	640×640	720×720	720×720	
	PI	降伏耐力(tf)	223	251	251	
		上沓突起	上沓突起径(mm)	200φ	270φ	270φ
			材質	SC450	SC450	SC450
			断面積(cm ²)	314	573	573
	許容応力度(tf/cm ²)		0.8	0.8	0.8	
	降伏耐力(tf)	427	779	779		
	移動制限装置	形状				
		材質	SC450	SC450	SC450	
		せん断断面積(cm ²)	131	192	398	
		降伏耐力(tf)	178	261	541	
アンカーボルト	ボルト径(mm)	50φ	60φ	64φ		
	材質	SS400	SS490	SS490		
	許容応力度(tf/cm ²)	0.6	0.7	0.7		
	竣工当時の適用示方書による					
	本数/支承	4	4	8		
	総断面積(cm ²)	78.4	113.2	257.6		
降伏耐力(tf)	80	135	307			
最弱点部耐力(tf)	80	135	307			

十分に発揮していたかどうかについて検討する。移動制限装置が健全であった場合の状態では移動制限装置により変位が拘束され、CASE 3に示す多脚固定状態が生じていた可能性もある。そこで、可動支承および固定支承について、支承の設計図（図 2.3.12）から水平力に対する耐力を算出した。表 2.3.6 にその結果を示す。P689 可動支承の場合、移動制限装置の降伏せん断耐力が1支承当たり 261tf であり、1支承線上の2基の支承を合わせても1脚当たり約 522tf 程度のせん断耐力しかない。一方CASE 3で水平せん断力が2000tf以上作用していること、また破断までの耐力が不明ではあるが一般に可動支承の移動制限装置には相当の衝撃が作用すること、および移動制限装置の耐力が P689 可動橋脚のせん断耐力より小さいと考えられることなどから、可動支承の移動制限装置は地震の早期に破断した可能性が高いと言える。また支承部のアンカーボルトは降伏耐力が小さいにも関わらず破断していない。理由としては下沓下面のリップが水平力に対して有効に働いたものと推察できる。一方、可動橋脚においてもせん断耐力が 650tf 程度しかなく、もしも可動支承の移動制限装置が健全であった場合には可動橋脚にある程度の損傷が生じた可能性が高い。

実際の損傷状況の調査結果では特に目立った損傷は見られなかったことから、可動支承の移動制限構造と可動橋脚は計算結果が示す耐力の大小関係どおりの結果が生じていたものと考えられる。

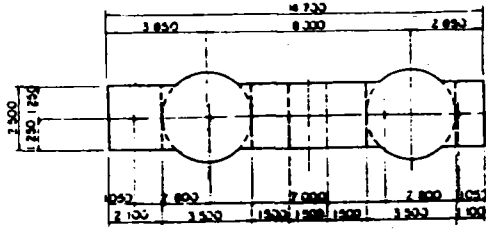
(2) 地震時保有水平耐力の計算

本橋梁の橋脚はすべてRC構造であるため、ここでは表 2.3.7 に計算結果のみを示す。また、図 2.3.13 に橋脚形状と配筋状況を示す。結果、被災した橋脚ならびに被災していない既存の可動橋脚はともにせん断破壊型の破壊形態をとることが分かった。そのときの固定橋脚のせん断耐力は約 1500tf 程度であり、1脚固定状態では今回の地震に対してはせん断耐力は不足していたと言える。一方、再構築脚は上部工のRC床版が鋼床版化されたことによって等価重量が軽減されるとともに、せん断耐力の増加と変形性能の向上により破壊形態も曲げ破壊型となり耐震性が大幅に向上している。この橋脚の耐震補強は復旧仕様にに基づき行われているが、今回は新示方書（H8.12 版）で計算しても保有水平耐力は十分であるという結果を得た。

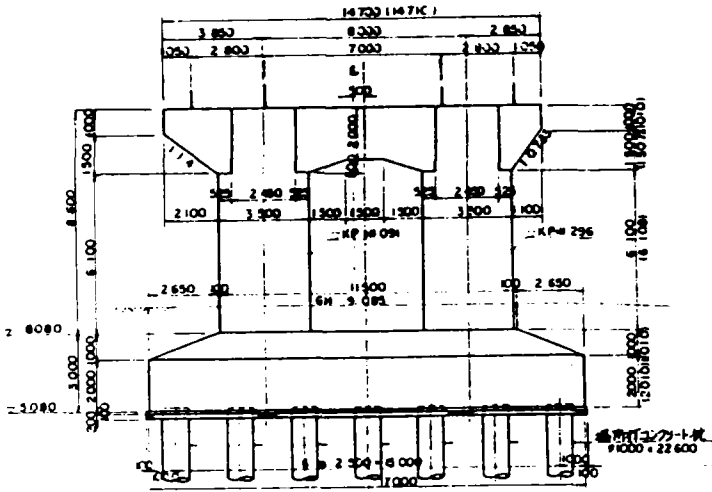
表 2.3.7 地震時保有水平耐力結果

	P 6 8 8 橋脚		P 6 8 7 橋脚
	復旧前	復旧後	
耐震性の判定	耐震性不足	耐震性有り	—
破壊形態	せん断破壊型	曲げ破壊型	せん断破壊型
地震時保有水平耐力(tonf)	1 5 2 5	2 6 6 0	6 4 6
(等価水平震度) × (等価重量)	9 0 5 8	2 5 6 8	3 5 0 7
終局水平耐力(tonf)	2 5 9 2	2 6 6 0	3 5 0 7
せん断耐力(tonf)	1 5 2 5	4 2 7 3	6 4 6
等価水平震度	1. 7 5	0. 7 6	1. 7 5
許容塑性率	1. 0 0	2. 6 9	1. 0 0
設計水平震度	1. 7 5	1. 5 9	1. 7 5
等価固有周期(sec)	0. 4 4 8	0. 3 4 7	0. 4 3 3
変位(mm)	4 9. 7	2 9. 7	4 6. 0
等価重量(tonf)	5 1 7 6	3 3 7 8	7 1 3
等価重量算出係数	1. 0 0 0	0. 5 0 0	1. 0 0 0

上部平面図

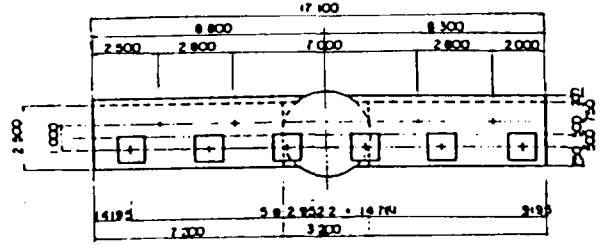


正面図

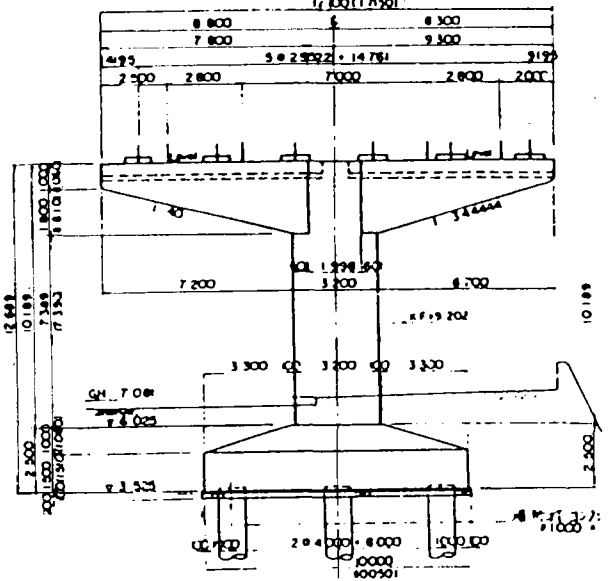


P 6 8 8 固定橋脚

上部平面図

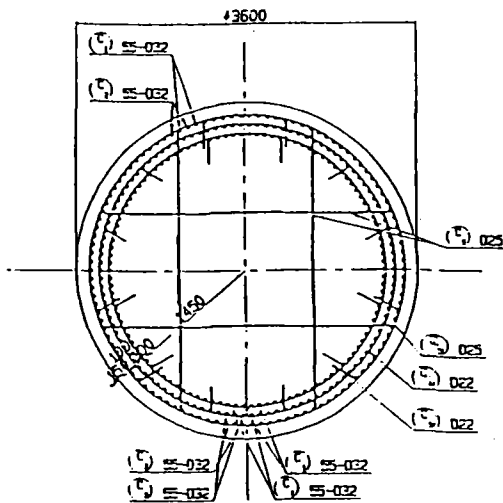


正面図



P 6 8 7 可動橋脚

補強後の固定橋脚配筋図



固定橋脚の震災前と補強後の配筋比較

- 震災前：段落とし有り
- 補強後：段落としなし
- 帯鉄筋を倍増
- 中間帯鉄筋を配置

図 2. 3. 13 橋脚形状および配筋状況

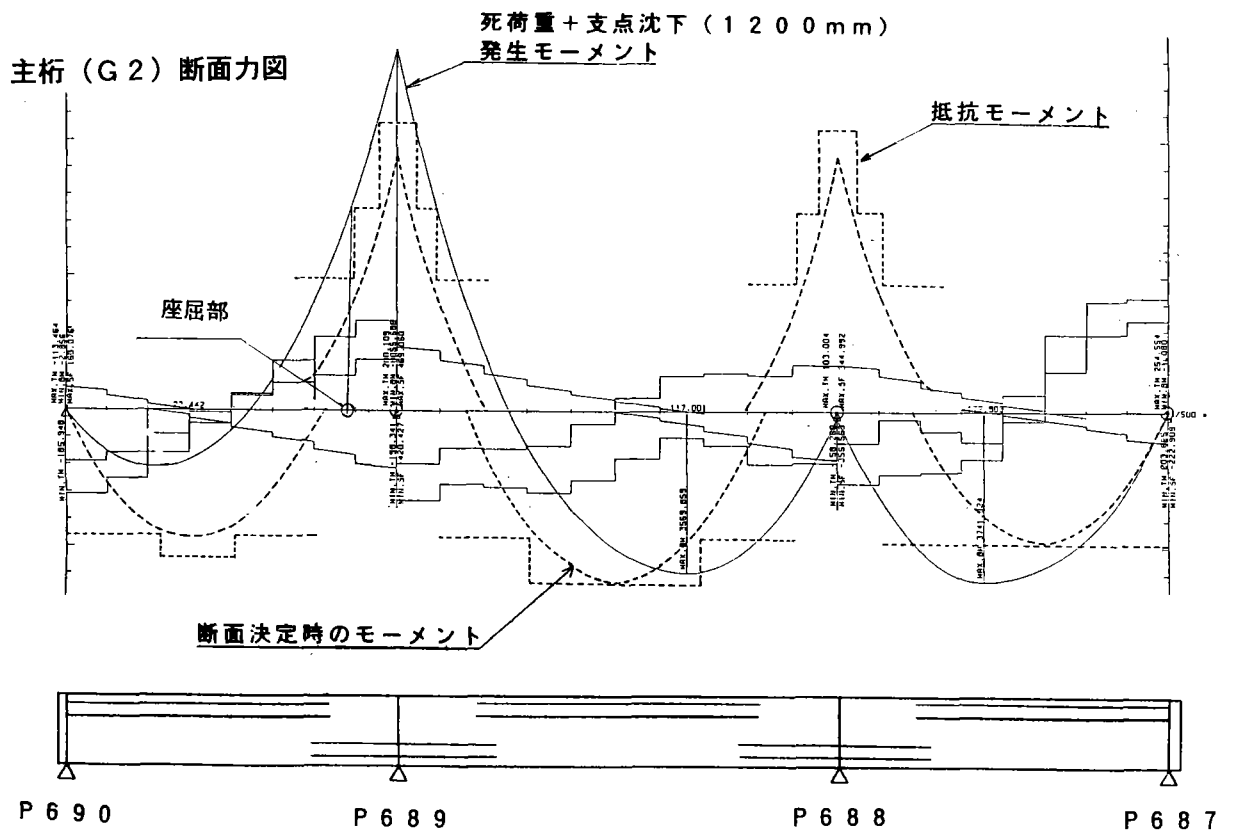
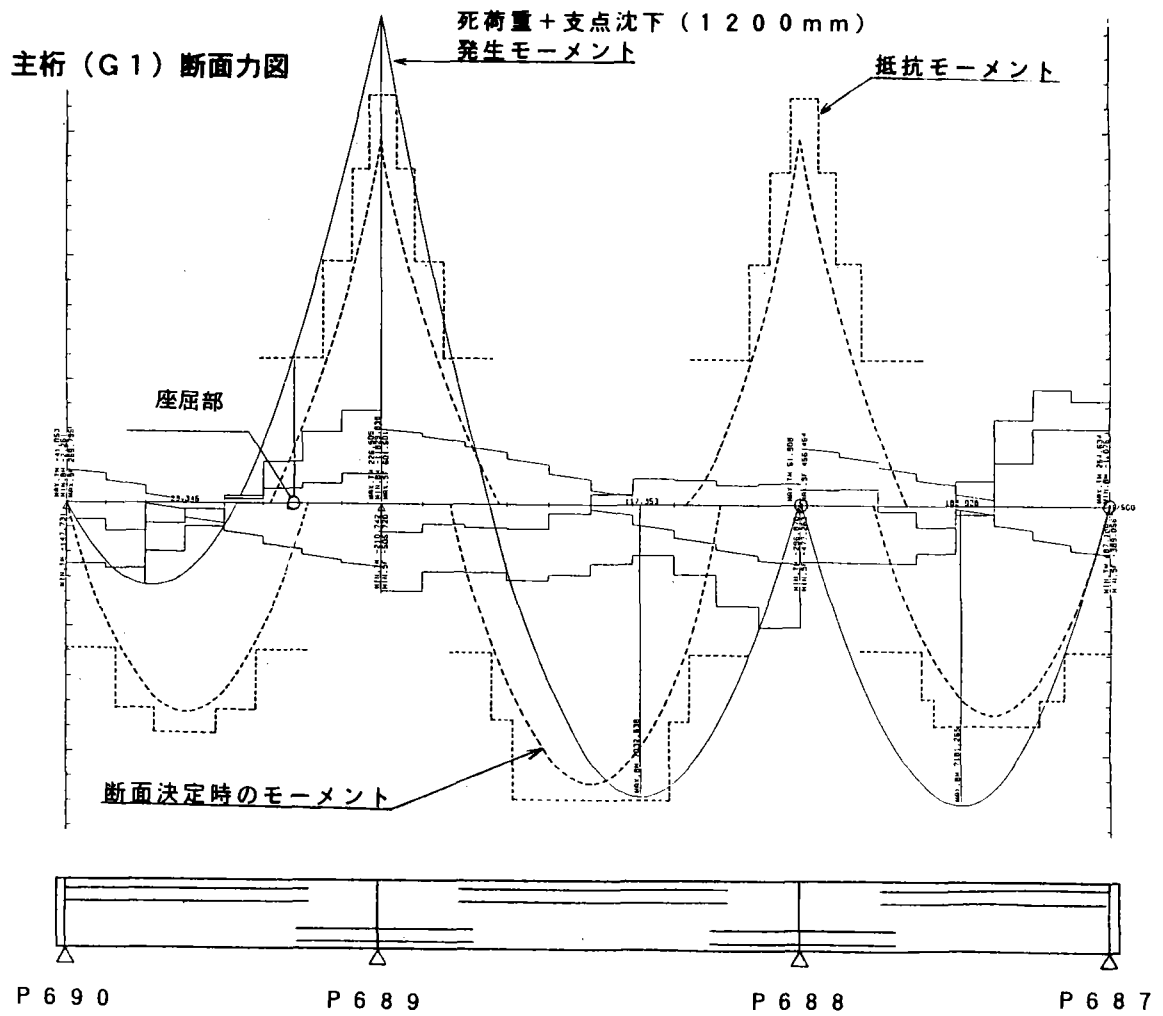


図 2.3.14 支点沈下によるモーメントの比較図

(3) 固定橋脚の沈下による主桁曲げモーメントの変化

固定橋脚上の支点沈下の影響で桁内の発生断面力バランスは設計時断面力とは大きく変化している（図 2.3.14）。例えば、P688 橋脚上では支点沈下後、曲げモーメントがほとんど 0 になっているが一方で他の正曲げ域、負曲げ域では断面力が大きく増加しているところがある。このことから、P688 橋脚上の断面は固定橋脚の崩壊による衝撃などの影響を除けば、座屈に至るような大きな力を受けてはいないことが分かる。また、格子解析結果から発生曲げモーメントは径間中央部の正曲げ域ならびに P689 橋脚付近の負曲げ域の双方で抵抗モーメントを上回っていることが分かった。ところが実際に主桁が座屈したのは P689 橋脚付近の負曲げ域のみである。理由は正曲げ域では上フランジ側が圧縮域であるため非合成床版ではあるが RC 床版の拘束作用が働き座屈の発生を抑制したが、負曲げ域では下フランジ側には拘束力を期待できるものがなかったためと考えられる。この結果格子解析の結果が示すとおり P689 橋脚付近では抵抗モーメントを上回るような大きな断面力に対し座屈が生じたのと考えられる。

また、G1 桁の座屈が発生した下フランジは本来正曲げによる引張材として設計されており座屈耐荷力を有していないことが分かっている。そこで、まず G1 桁で座屈が生じ、受け持てなくなった力が G2 桁に流れ、そこで G2 桁の座屈が発生したものと推察される。

以上の解析をまとめると、

(a) 桁座屈に至る過程

この損傷は図 2.3.10 で分かるように保有水平耐力と固定橋脚基部の発生せん断力から考えて、地震発生後の早い段階で生じているものと考えられる。この橋脚の損傷の状況はせん断破壊型であると言える。以後この橋脚の損傷によって、橋脚天端が約 1.2m 沈下し、このことが上部工の断面力の発生状態を大きく変え、部分的には抵抗モーメントを上回る曲げモーメントを生じさせ、先に G1 桁が座屈し、続いて G2 桁が座屈したのと考えられる。

(b) 桁座屈の原因

抵抗モーメントを上回る曲げモーメントが主桁に働いたことが主たる原因であるが、最初に座屈をしたと考えられる G1 桁の座屈部は交番部との境界部の引張りフラ

ンジであった。すなわち座屈に対しての設計が不要な断面であり当然ながら座屈耐荷力は極めて小さい断面であった。加えて十分に補剛されている交番部から急激に補剛材が減少している部分にあたりいわゆる断面急変部と言える。したがって、P688 固定橋脚の沈下によって圧縮力を受けた断面の中で座屈に対する最弱点部と考えることができる。

2.3.5 考察

今回の地震によって橋梁各部に多くの損傷が見られたが、今回主要と思われる 3 つの損傷事例を取り上げ相互の関連性ならびに損傷にいたるまでのプロセスを定量的に明らかにすることを試みた。その結果、ここで取り上げた 3 つの損傷は互いに関連性をもっていることが確認された。また今回取り上げた他にも耐震連結装置や伸縮装置なども破損しており、これらについても互いに関連性をもちながら破損へ至ったものではないかと類推することができる。橋梁全体の耐震性の向上を考えた場合、一つには個々の部位が耐震性に優れていること。一つには例えある個所が地震によって破損し、期待する性能を発揮できなくなった場合でもその影響を伝播させないこと。一つにはその影響を受け損傷が拡大しても、緊急車両の通行が可能でありかつ、都市部においては桁下も街路が存在していることが多く、これらの空間を確実に保持できるといったライフラインとしての総合的な耐震性が確保されていること。などが橋梁の設計・計画段階での要求事項と考えられる。

参考文献

- [1] 中村 豊, 上半文昭, 井上英司: 1995 年兵庫県南部地震の地震動記録波形と分析(Ⅱ), JR 地震情報 No. 23d, (財) 鉄道総研ユレダス開発推進部, 1996 年 3 月
- [2] 波形は JR 警報地震計(鷹取駅, FD シリアル番号 RJ-001) による。

第3章 考察（橋システムのあり方）

3.1 序論

今回我々は甲子園付近の工区ならびに鷹取付近の工区を題材にした諸検討を通じて、橋梁を複数の部位からなるシステムと捉え、あるべき姿に迫っていこうと思う。それに先立ち橋梁をシステムとしての立場から如何なるものかについて触れることにする。

橋梁は、形式、規模の違いこそあれ、基本的には①上部工、②下部工および③支承部に大別することが出来る。①上部工は周知のとおり、人や車両が通行する社会活動を支える重要な機能を担う部分である。②下部工は重量

構造をしっかりと支える橋システムの最も重要な部分である。③支承部は①と②の両者を有機的に結合させる役割を担っている部位と言える。

このことから、橋システムを論じるにあたり、個々の部位の集合体である橋梁が持ち合せるべき機能とともにこのシステムを構築する個々の部位がシステムを機能させる上で如何なる性能を有するべきかを合わせて考える必要があると言える。本章では、我々が対象とした事例を通じて地震時における橋システムについて述べていくことにする。

3.2 橋システムに対する要求事項

今回の地震によって橋梁各部には多くの損傷がみられたが、その損傷は今回の事例をみる限りにおいては互いに連成し生じていることが分かった。このことはある意味では被害が広範囲に広がったとも言えるが一方で、局部的に甚大な被害を集中させなかった（言い換えるならば、被害を分散した）と言う見方もできる。この点の評価の判断基準として、橋システムの耐震性の向上を考える場合に一つに各部位の耐震性の向上、一つに損傷伝播の防止と制御、そして一つにライフラインとしての耐震性の向上の3点について如何にあるべきか検討していくことにする。

3.2.1 各部位の耐震性について

鷹取付近の場合のように1脚固定の橋梁は通常の設計においては動的解析は不要とされ、これに代わって現行の示方書では耐震設計においては保有水平耐力法により橋脚ならびに支承部を設計することが明記されている。今回の数値実験では動的解析と保有水平耐力の計算結果が共に地震時の状況を良く表していることから

これに準じて橋梁各部の設計を行うことの重要性を再確認し、また、これらの設計手法の妥当性を証明する結果となった。

地震時においてその被害ならびに橋梁各部への及ぼす被害の影響を考えた場合、橋脚の耐震性の向上は重要である。また、既設の上部工を鋼床版に置換えることによる軽量化が耐震性に寄与していることも付け加えておく。

3.2.2 損傷の伝播の防止と制御について

前節で述べてきたように我々は今回の地震を教訓として様々な耐震設計手法を計画・設計に取り入れ、旧来の耐震設計基準に比べ飛躍的に個々の部位の耐震性の向上を図っている。ここではさらに損傷の伝播の防止ならびに制御の必要性について述べる。個々の部位が耐震性に優れていても不測の事態を考えた場合に今回の損傷事例のように損傷が伝播する可能性がある。そこで力の伝達を断ち切ることにより橋脚のような重要部位を損傷から防ぐ対策を立てる必要がある。例えば鷹取付近の事例の場合は、P688 橋脚上の固定支承が健全であった

ことから、計算が示すとおり想定していた以上の地震力によって結果的には下部工を損傷に至らしめた。一方、この事例とは反対にもし固定支承が損傷していれば下部工への水平力の伝達が阻止され、固定橋脚の損傷は回避することが可能であったかも知れない。ところがその場合は当然ながら可動支承部には過大な水平力が作用し、次々と可動支承の移動制限装置が破損し過度の移動量を生じるになり可動支承本来の機能が発揮できない状況に陥ることが類推される。このようにシステムを構成する各部位の地震に対する耐力の大小関係によって地震によってもたらされる被害の状況は大きく左右されると言える。また、個々の部位が阪神・淡路大震災クラスの大地震に対して設計されているとしても、さらにそれを上回るような大規模地震に直面した場合においては、その損傷がどの様に伝播しどれだけの被害を及ぼすのかをシステムとして橋を捉えた場合考慮しなければならぬと考える。このことは橋をシステムとして捉えた場合に想定される被害の発生、伝播の挙動を明確にすることであると言える。この一連の挙動を的確に把握し対処を行なうことによって、損傷の無秩序な伝播を防止し致命的な被害を防止することのみならず、個々の部位に対して必要以上の耐力増強の必要性がなくなる。この結果、橋システム全体として捉えた場合のコストダウンにつながるものと期待出来る。

3.2.3 ライフラインとしての耐震性について

3号線の場合は、支承部もしくは橋脚の損壊によって他の部位の損傷が引き起こされたため、残念ながらライフラインとしての総合的な耐震性を確保することは阻害された。ここで言うところのライフラインとは一つに、地震直後において緊急車両の通行可能な有効幅員を確保する機能、一つには桁下空間に位置する鉄道ならびに街路といった公共性の極めて高い交通手段の機能を保持する機能、の二つに分けることができる。すなわちこれらライフラインを確保するにおいてその橋梁に科せられた社会的使命の重要度、ならびに臨海部なのか山間部なのかもしくは今回の橋梁のように市街地なのかによっても変動するものである。鷹取付近の場合においては鉄道上に架かる跨線橋であったため、被災後の復旧に要する費用面とともに、公共交通機関の運行の確保についても重要視されることになる。また、甲子園付近の場合においても街路には国道43号が通っていることから、その確実な往来を確保することが望まれる。このことから、前節で述べた損傷の伝播の防止、制御の一つの指針としてライフラインの確保を加えたいと考える。

3.3 結論

今回神戸線を題材に各種の検討を通じて耐震性の向上の側面から橋システムのあり方を検討し、第1分科会では橋システムに要求される3項目をまとめた。

- (a)各部位の耐震性の強化
 - (b)損傷の伝播の防止と制御
 - (c)ライフラインとしての耐震性の向上
- である。

まず設計で想定する地震力を明確にし、その地震力に対し、橋システムを構成する各部位のバランスをとることが合理的な設計の基本である。

このことは結果的にイニシャルコスト（製作・架設に要する費用）ならびにランニングコスト（維持・管理に要する費用）に加え不測の事態における復旧に要するコストを含めた総合的なコストダウンをめざすことに他ならない。

あとがき

本研究部会の第1分科会は、阪神高速3号線の調査研究がテーマであった。この路線は、阪神淡路大震災の被害の象徴とも言えるものであり、世界中の注目をあびたところである。それだけに、橋梁技術の面から見れば、あまりにも多くの研究題材が含まれており、かえって当分科会で何を取り上げるべきか迷ったところでもあった。

そのようなことで、他の多くの研究機関やグループが、この路線の被害をテーマに調査研究を行っていることもあり、当分科会では、メンバーの所属する会社が何らかの形で係わった復旧工区の特異な例を取り上げることとした。その一つが、復旧工事第3工区の甲子園付近の高架橋で、長区間に渡って多くの橋桁が同じ方向にほぼ同程度に移動した現象の解明であり、また箱桁と板桁の挙動の違いの検討であった。また、一方は第24工区の鷹取駅付近の3径間連続箱桁の曲げ座屈破壊の現象であり、脚の損傷が引き起こしたことが解明された。

さらに、阪神高速道路公団からは鋼製脚の多くの調査データをご提供いただいた。当初は、これらを統計的に処理することで、RCに比べて何かと分の悪い鋼製脚の損傷発生要因分析等が可能ではないかと、数理化理論について分科会部員で勉強を重ねたこともあったが、分科会といったレベルの研究課題としては荷が重く、結果的に誰もが利用可能なデータベースとしてまとめることも一つの活動成果であると考え、その開発とデータ作成を行った。本来、時間的余裕があって、このデータベースを自ら駆使し、鋼製脚の被害の傾向と要因を探り、それに対する合理的な構造を検討することが出来れば、本研究部会の最も意図するところであったであろうが、そこまでは至っていない。しかしながら、このデータベースは、一般的に普及しているMS-Accessで利用できるもので、多くの部会員や研究機関で活用していただき、そこから成果を生み出してもらえれば幸甚である。

冒頭にも述べたように、3号線は多大な損害を被り社会に大きな衝撃と損害を与えた。そこには膨大な研究テーマが残されており、それを十分調査研究することによって、よりよい社会資本の建設を行い次世代に受け継いでいくことを社会は大いに期待しているものと思われる。この、鋼技研震災研究部会第1分科会という微力のチームがなした、わずかな研究活動成果でも、今後の橋梁技術に何らかの形で役に立てれば我々メンバーの望外の喜びである。

なお、本報告書を作成するにあたり、阪神高速道路公団からは貴重な調査資料を提供いただきました。ここに記して謝意を表します。

付属資料 震災マップ

[調査対象の鋼橋]

- ・ 阪神高速道路3号神戸線

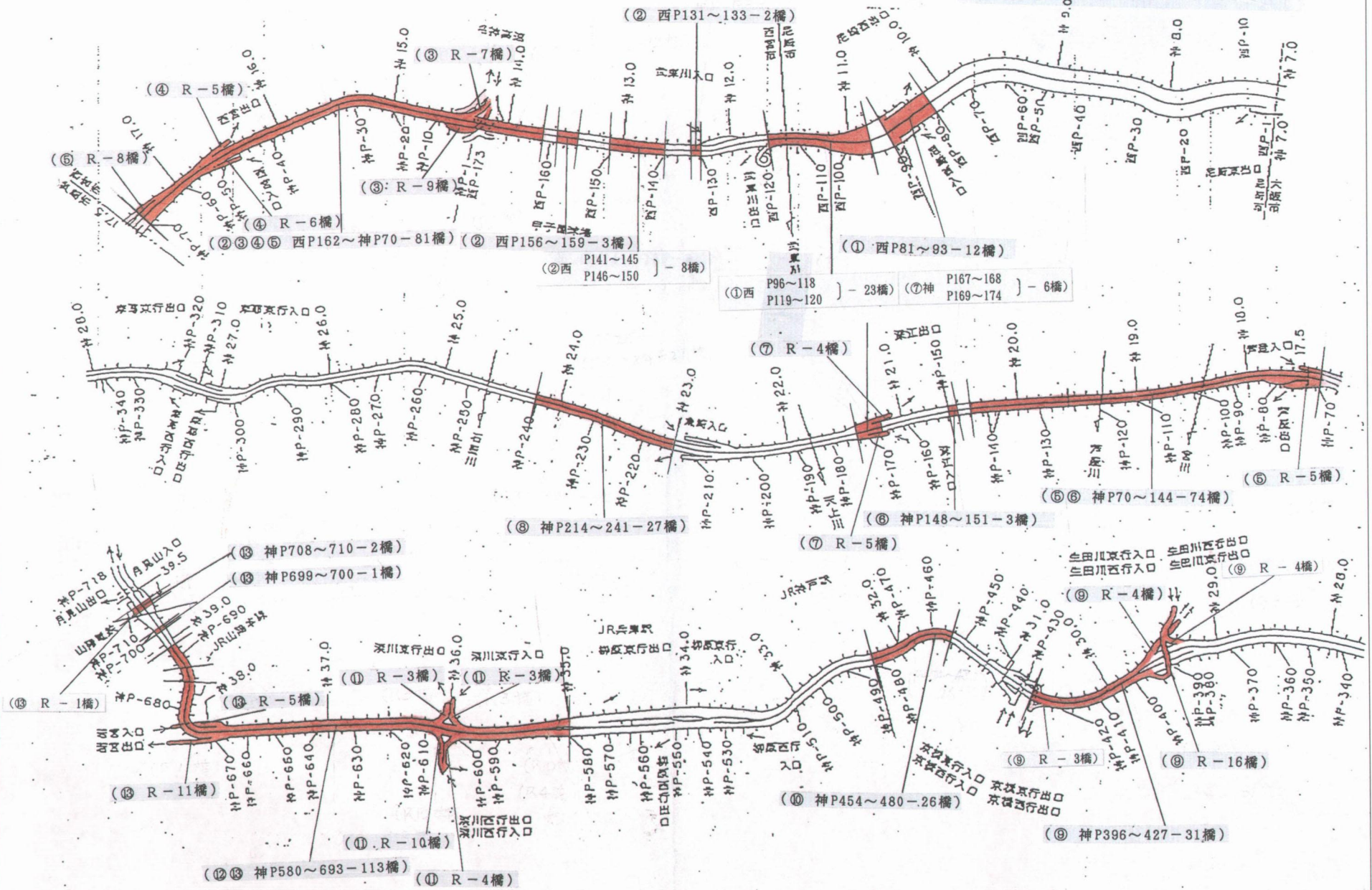
平成7年7月

鋼橋技術研究会
阪神・淡路大震災被害調査研究部会
第1分科会（阪神高速道路3号神戸線）

神戸線 (3号線) 調査区分図

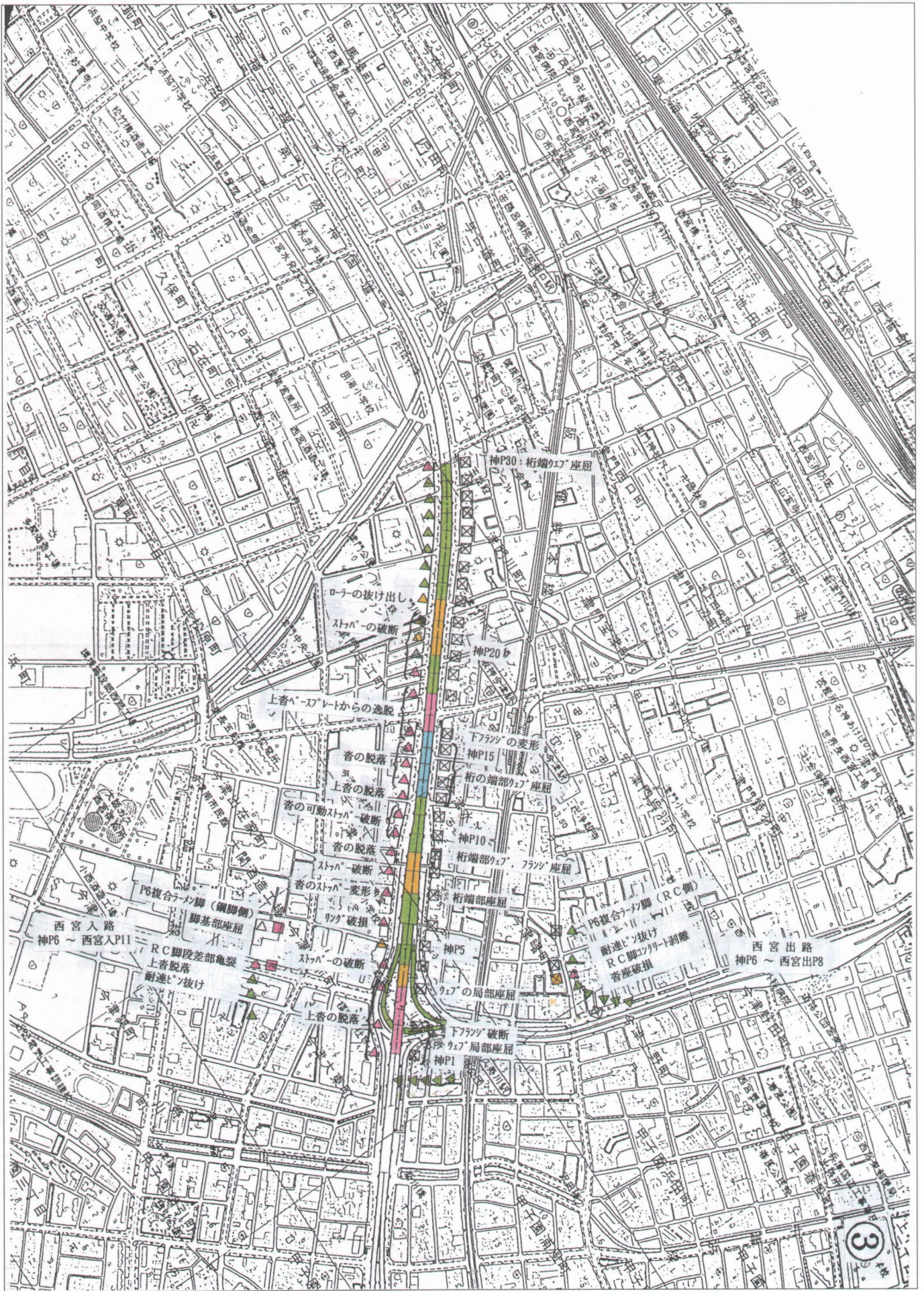
調査シート合計 507橋

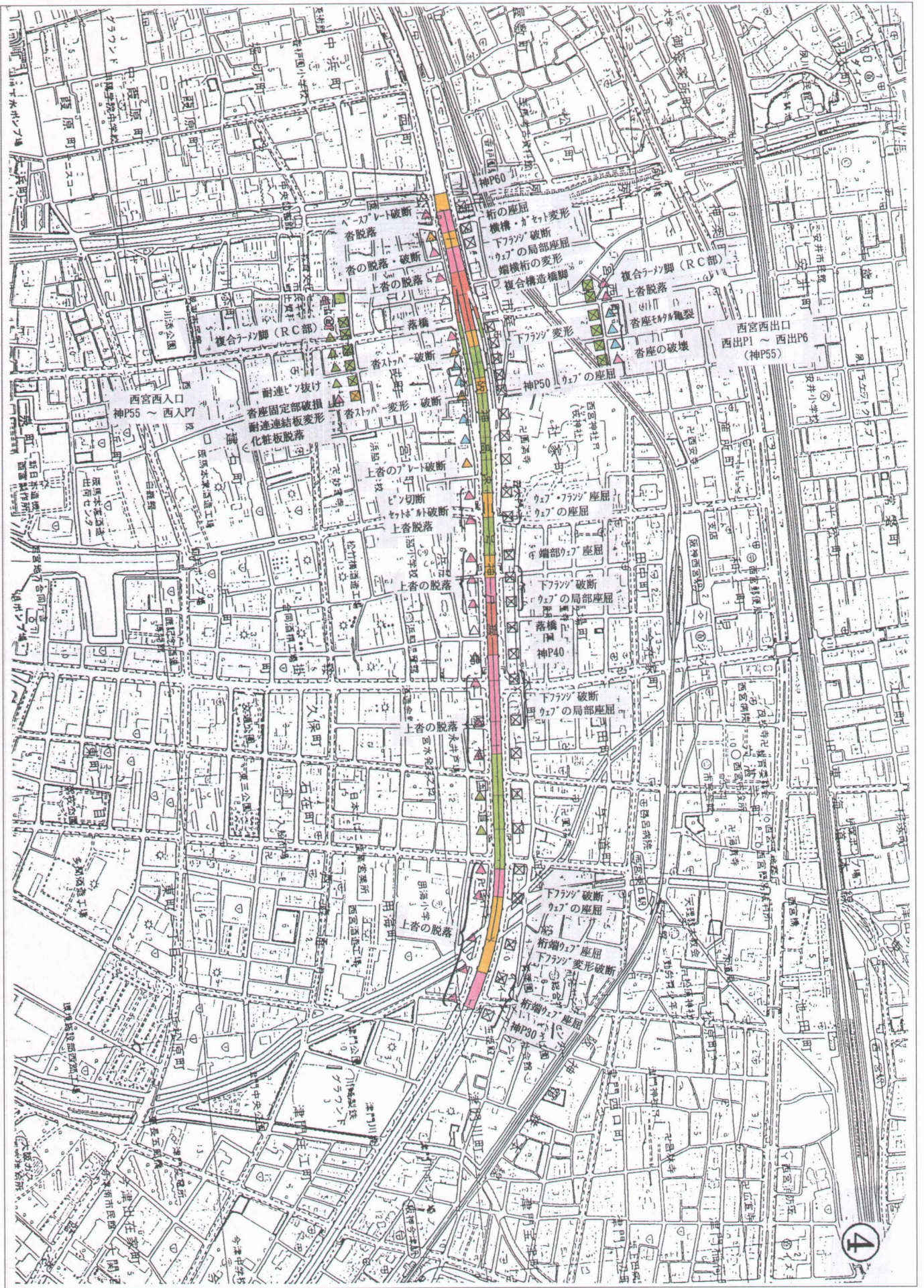
<394橋+(R) 113橋>

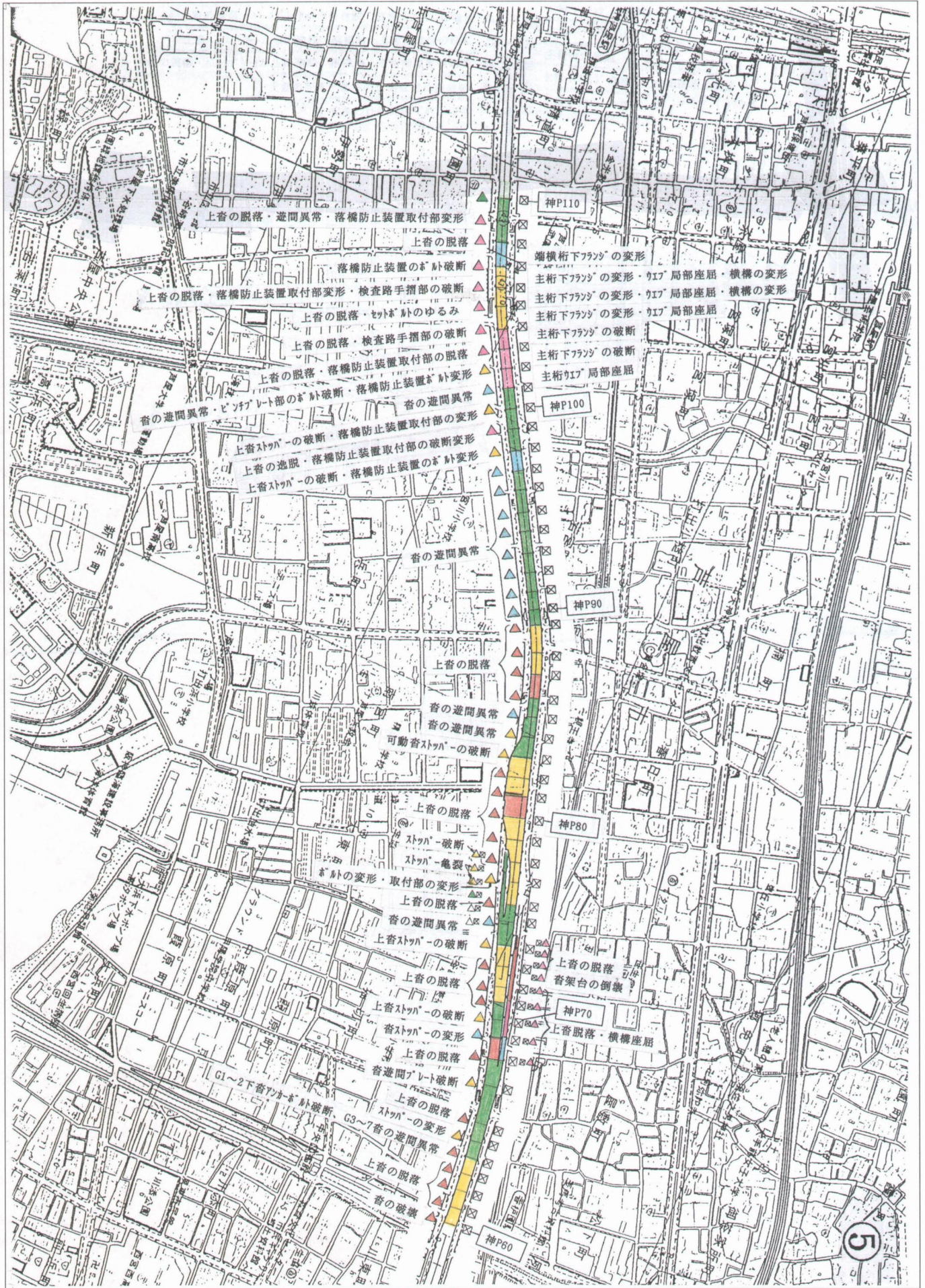


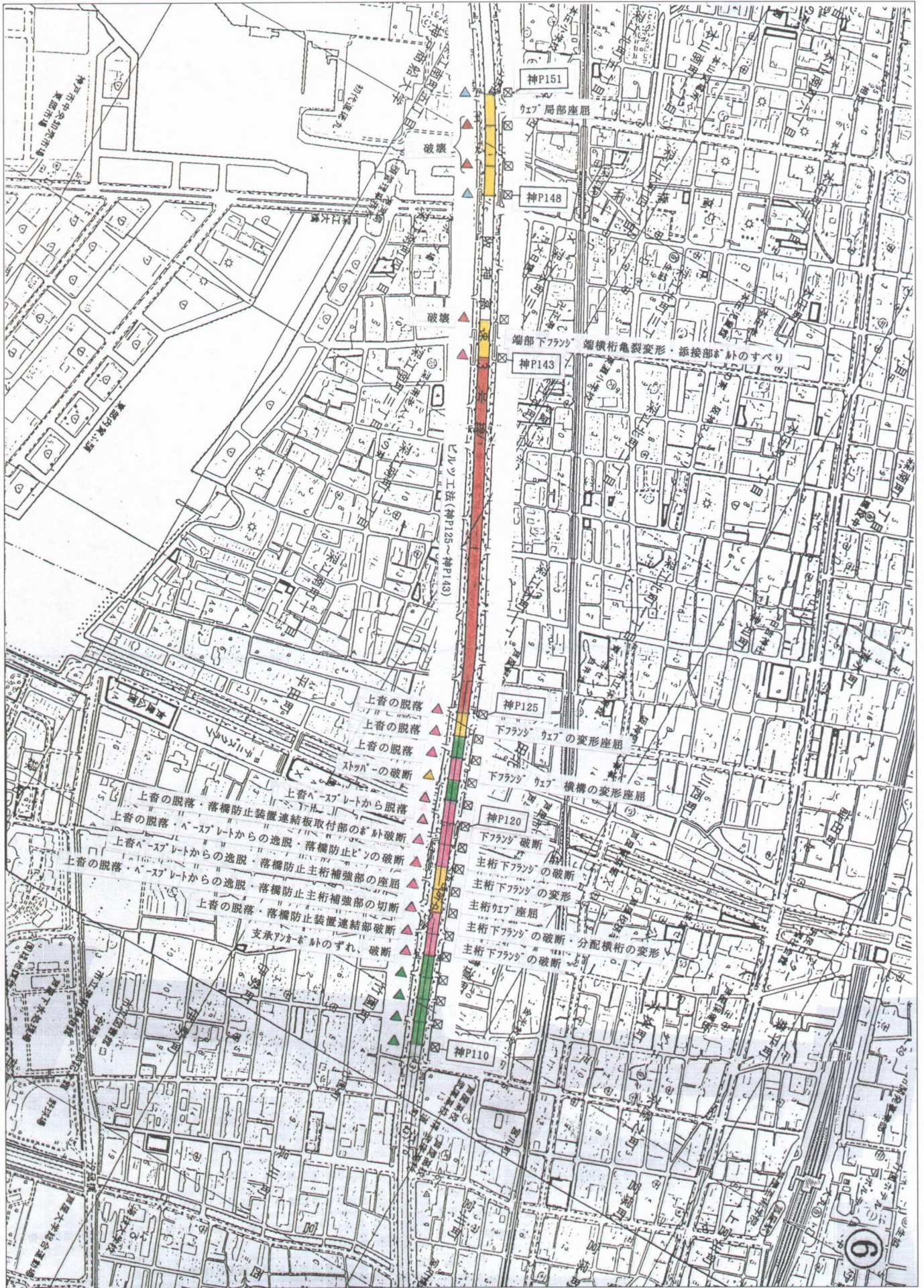


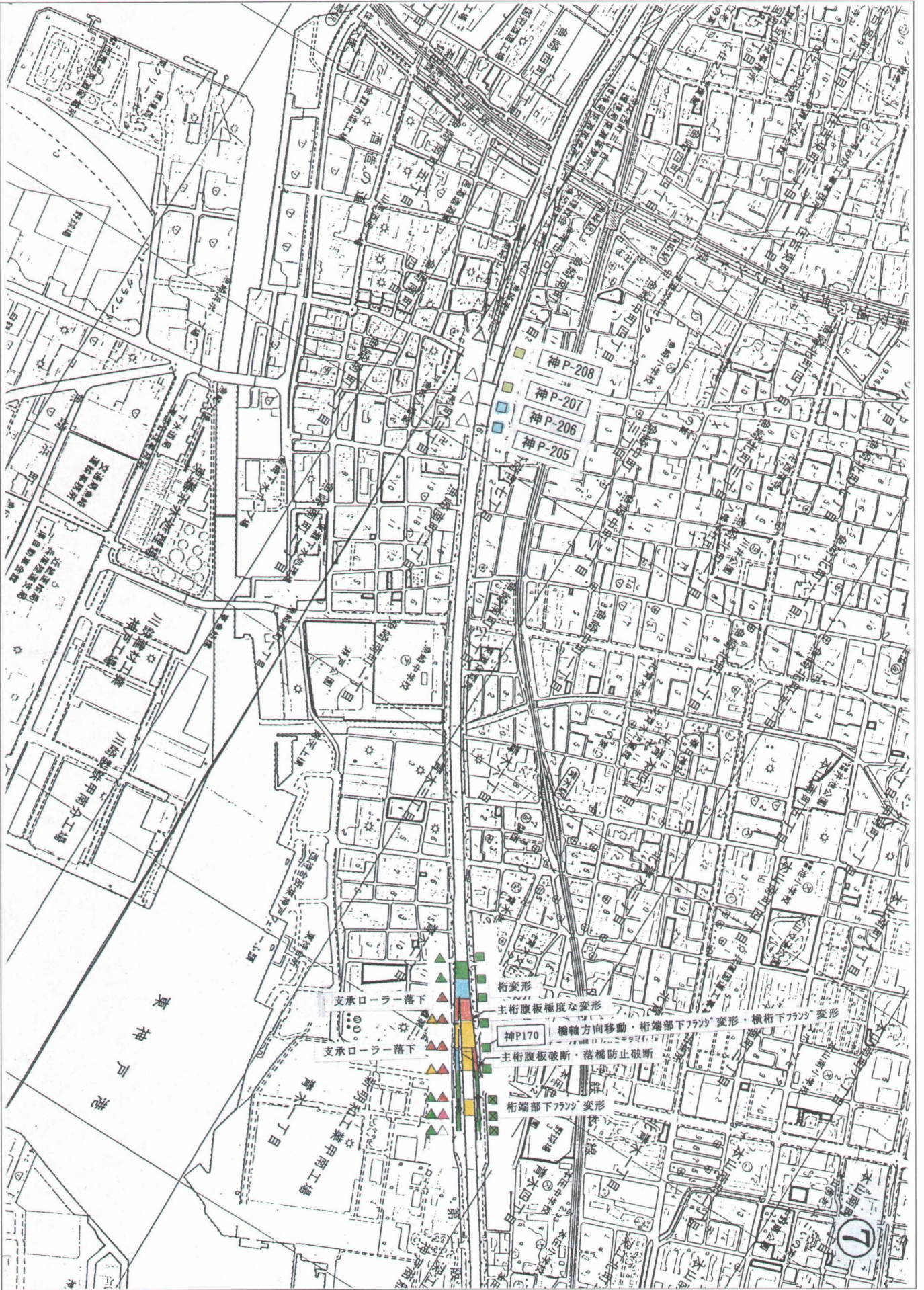












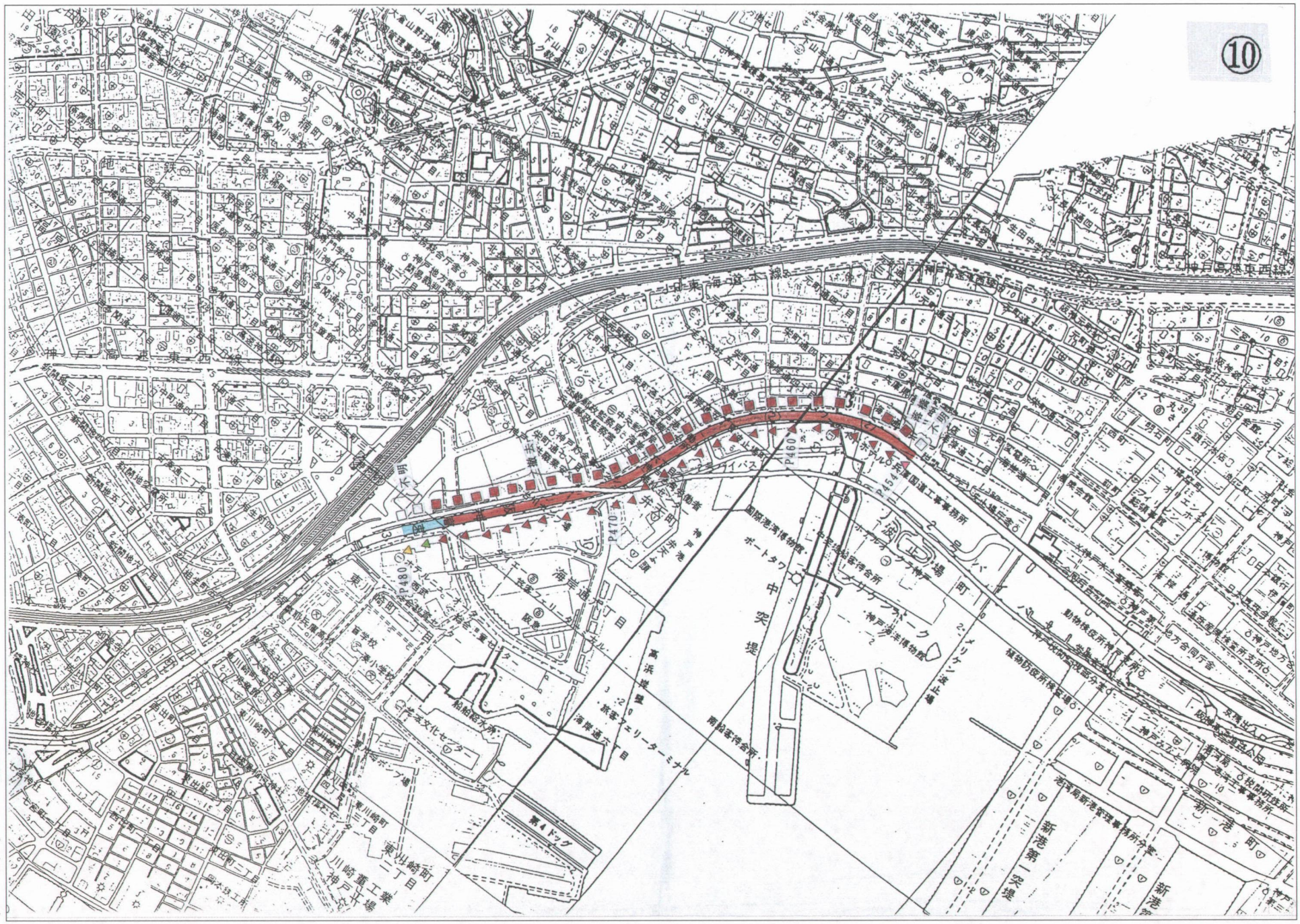
8



震災マップ (1-A9)



震災マップ (1-A10)



震災マップ (1-A11)



震災マップ (1-A12)



