

## 第2章 鋼上部構造

### 2.1 被害パターンとその分類

#### 2.1.1 被害の概要

鋼上部構造に生じた被害は、中小桁橋から長大橋まで広く及んでいる。長大橋梁（吊橋、斜張橋、アーチ系橋梁）に発生した被害状況の主なものは以下のとおりである。

明石海峡大橋（吊橋、960m + 1990m + 960m）では、ケーブル架設および吊材の取付けが完了した架設段階で、今回の地震が発生した。淡路島側の橋脚（3P）およびアンカレッジ（4A）が本州側に対して相対的に+0.8mおよび+1.3m移動したが、構造系がフレキシブルであったため、ケーブル、主塔の損傷は生じなかった<sup>1)</sup>。

東神戸大橋（斜張橋、200m + 485m + 200m）では、支承および橋脚が損傷した。魚崎浜側の主桁端支点ではウインド彫、ダンパー彫、ペンドル彫が連鎖的に破損し、主桁が約40cm跳ね上がった<sup>2)</sup>（写真2.1.1）。

摩耶大橋（斜張橋、139.4m + 69.4m）では、支承の損傷により、主桁が横移動するとともに橋梁全体が傾斜する被

害を生じた。支承の損傷は中間橋梁上の桁彫および塔彫、両端支点彫に及んでいる（写真2.1.2）。

六甲アイランド大橋（ダブルデッキアーチ橋、215m）では、六甲アイランド側支点のピポットローラー支承からアーチ主塔が脱落し、約3m橋軸直角方向に移動した。さらに、支持系の変化によりアーチリブの横つなぎ材6本が座屈した<sup>3)</sup>（写真2.1.3）。

西宮港大橋（ニールセンローゼ橋、252m）では、固定支承の上彫が破断あるいは割れを生じ橋軸方向に移動した。また護岸の水路側への移動により橋脚も影響を受け、移動と回転を生じた。これらの影響により、甲子園浜側の隣接桁が落下した<sup>3)</sup>（写真2.1.4）。

これ以外の斜張橋、アーチ系橋梁も、比較的軽微ではあるが桁端部、吊材部に損傷が発生した。一方、中小支間長の鋼桁橋については枚挙に暇がないほどどの被害が発生した。個々の桁橋の被害を記述することは省略し、包括的に被害の特徴を後述する。



写真2.1.1 東神戸大橋



写真2.1.2 摩耶大橋



写真2.1.3 六甲アイランド大橋

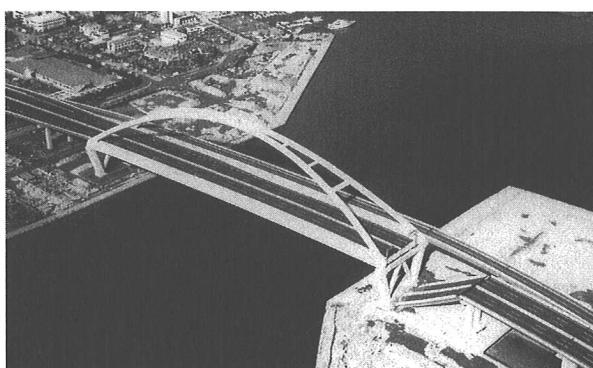


写真2.1.4 西宮大橋

### 2.1.2 1次損傷と2次損傷の定義

最初に鋼橋に生じた被害パターンを整理・分類することによって、鋼上部構造の耐震性の評価に関して重要な現象に焦点を絞ることにする。そのために鋼橋に生じた損傷を1次損傷と2次損傷とに大別する。1次損傷とは地震力の直接作用により発生した損傷をいう。1次損傷を受けた構造部材・部位の変位あるいは機能損失による他部材・部位の損傷を2次損傷と称する。構造物の耐震性の向上のためには1次損傷の原因を究明し、適切な設計法・構造法の採用により損傷を防止することが重要である。

### 2.1.3 鋼上部構造の受けた被害のパターン

ここでは鋼桁橋および長大鋼橋の被害状況の概要を表2.1.1および表2.1.2にまとめて掲げる。これらの鋼橋に見られた被害パターンを整理すると、以下のとおりである。

- ・橋脚の傾斜・圧壊・移動(1次損傷)

RC橋脚の曲げあるいはせん断破壊、基礎杭の破壊、鋼製橋脚の局部座屈、アンカーボルトの変形などにより橋脚に傾斜や沈下が生じた。埋立護岸の近傍に位置する橋脚の中には地盤変動の影響により横移動したものもある。

- ・支承の破損(1次損傷)

鋼桁橋から長大橋梁まで多くの橋梁の支承が損傷を受

けた。支承の形式は支承板支承、ピボット支承、ピン支承、ローラー支承、線支承とほとんどすべての種類に損傷が発生した。損傷はセットボルト、ピン、ローラー、ストッパー、サイドブロック、アンカーボルトと多くの支承部品に発生した。このような橋脚と支承の1次損傷により、鋼上部構造には以下のような2次損傷が発生した。

- ・桁移動(橋軸方向、橋軸直角方向)
- ・耐震連結装置および伸縮継手の損傷
- ・隣接橋梁との衝突による桁端部損傷
- ・支持系の変化により連続桁フランジおよびウェブの局部座屈、横構の座屈
- ・落橋
- ・桁端部の橋軸直角方向への屈服(1次損傷)
  - 並列鋼I桁橋の桁端部の支点上垂直補剛材が支承と下横構面の間で、橋軸直角方向の地震作用力により屈服した例が散見された。この損傷は鋼上部構造に生じた特徴的1次損傷と考えられる。
- ・吊材の抜け落ち(1次損傷)
  - ニールセン橋である灘大橋の吊材に過大な張力が作用し、定着桁の局部変形による座金の脱落により、2本の吊材が抜け落ち、1本の吊材にたるみが生じた。
- ・ケーブル制振装置の損傷(1次損傷)

表2.1.1 鋼桁橋の損傷の概要

路線名	橋梁位置	1次損傷部材・部位	主な2次損傷
阪神高速道路 神戸線	甲子園 西P-160	鋼製橋脚局部座屈、支承損傷	桁移動
	名神西宮IC東 西P-167	RC橋脚倒壊	落橋
	用海町 神P32	RC橋脚破壊	桁移動
	西宮本町交差点西 神P-39-42	支承損傷	落橋
	建石交差点 神P-55	鋼製橋脚圧壊	桁沈下
	芦屋出入口東 神P-68	鋼製橋脚局部座屈、支承損傷	桁移動
	芦屋川右岸 神P-124-125	桁端部屈服	
	深江交差点西 神P-150	RC橋脚破壊	主桁局部座屈
	青木交差点 神P-169-171	支承損傷	桁移動
	魚崎出入口	支承損傷	桁移動
	浜中交差点 神P-240(御影本町)	RC橋脚破壊	主桁局部座屈
	脇浜 神P-351-353	鋼製橋脚隅角部割れ、支承損傷	桁移動
	明治橋 神P-580-585	钢管橋脚局部座屈、橋脚傾斜	桁移動
	湊川ランプ	RC橋脚破壊	主桁局部座屈、落橋
	大橋町 神P-617-618	钢管橋脚局部座屈、橋脚傾斜	桁移動
阪神高速道路 湾岸線	西宮港大橋アプローチ	橋脚移動、支承損傷	落橋
	新夙川橋	橋脚移動、支承損傷	桁移動
	新芦屋川橋	橋脚移動、支承損傷	桁移動
	深江浜工区	支承損傷、桁端部屈服	桁移動
名神高速道路	武庫川橋梁	支承損傷、横構座屈	桁移動、桁端部損傷
一般国道2号 浜手バイパス	メリケン波止場付近 P-34-44	支承損傷、鋼製橋脚局部座屈	桁横移動
ハーバー ハイウェイ	灘大橋アプローチ桁 灘浜大橋アプローチ桁	支承損傷 支承損傷	衝突による桁端部損傷 衝突による桁端部損傷

表2.1.2 長大橋梁の損傷の概要

橋梁形式	橋名	1次損傷部材・部位	主な2次損傷
斜張橋	東神戸大橋	ウインド脊破損、ペンドル破損	桁移動
	摩耶大橋	支承破損	桁横移動、主塔傾斜
	六甲大橋	支承破損、橋門構せん断変形	桁移動、隣接橋梁との衝突
	天保山大橋	ケーブルダンパー損傷	
アーチ系橋梁	六甲アイランド大橋	可動支承破損	桁横移動、横構支柱座屈
	西宮港大橋	橋脚移動、固定支承破損	桁移動、隣接橋梁落橋
	神戸大橋	可動支承破損、アイバー損傷	
	ポートピア大橋	橋脚移動、支承破損	桁移動、隣接橋梁との衝突
V脚ラーメン橋	灘浜大橋	吊材脱落、支承破損	桁移動、隣接橋梁との衝突
		支承破損	桁端損傷
高橋脚トラス橋	一庫大橋	可動支承損傷	

斜張橋のケーブル制振装置が地震時にケーブルの大きな揺れにより許容変位限界を超え、損傷を生じた。

鋼橋の地震被害の大半は地盤変動に伴う橋脚の移動、橋脚の損傷、支承の損傷によるもので、これらの1次損傷により上部構造に生じた桁移動・桁の局部座屈・横構の座屈・落橋はいずれも2次損傷と考えることができる。

#### 2.1.4 設計との関連

部材ないしは構造要素の設計地震力による作用とそれら部材等の耐荷力の比によって地震被害は大きく影響される。すなわち、各種の荷重組合せ状態の中で、地震荷重が設計に対して支配的であるような部材等に被害が集中する。

橋脚、支承、端対傾構および端横構などは、地震荷重が設計において支配的となる部材・部品であり、1次損傷はこれらの部材・部品に生じた。兵庫県南部地震では設計地震力を遥かに上回る力が作用したことは観測記録から間違いないが、特に損傷率の高い部材・部品については構造詳細にも損傷を受けやすい要因が含まれていた。

鋼製橋脚は強度とともに変形性能が要求される部材である。これまでの設計では強度のみに着目し、変形能については鋼材の韌性を信頼して特別な照査を行ってこなかった。一定値以下の幅厚比であれば問題はないが、脚柱の中間部において、設計地震力による作用応力が小さい場合に上部構造の設計と同様に板厚を減じ、パネルの幅厚比を大きくすることが日常的に行われてきた。そのような部位では、変形性能は著しく減少して粘りのない構造となってしまう。鋼製橋脚の局部座屈の大半はこの理由による。

支承部品にはセットボルト、ストッパー、サイドブロックなど地震荷重に対して設計される部品が多い。過大な地震

力に対してリダンダンシーに乏しい構造となっている。使用材料としては鉄鋼が多いが、衝撃的な作用に対して脆い性質がある。さらにこの弱点はシャープな断面変化など構造詳細の不適正による応力集中によって強調される。ストッパーなどの形状変化部に丸みを付けることにより、応力集中を緩和することが推奨されている。

並列鋼I桁橋では橋体に作用する水平横方向地震力は床版および下横構を通じて支点部に伝わり、端対傾構を介して支承に伝達される。ところが対傾構の下支材と支承の間は支点上垂直補剛材(ニーブレースが付いている場合もある)のみにより水平地震力を伝達することになる。これまでの設計ではこの部分の水平地震力に対する照査は行われていない。このことが鋼桁端部における屈服現象の要因となっている。

### 2.2 被害の原因分析

鋼上部構造の被害の原因分析の対象としては、1次損傷を受けた鋼I桁橋桁端部の屈服現象を取り上げる。また、橋梁システムとしてとらえなければならない地震応答現象に、隣接橋梁の地震時相互作用の問題がある。特に、支承の損傷原因の究明において、地震時作用力の評価で必要となるので、原因究明調査の事例を示す。

#### 2.2.1 鋼I桁橋桁端部の損傷

数少ない橋梁上部構造の1次損傷の一つに鋼並列I桁橋の桁端部の橋軸直角方向への屈服現象がある。被災した桁端部の典型的な構造詳細は図2.2.1に示すように、主桁の支点上垂直補剛材と端横桁との間にニーブレイスを設け、上部構造に作用する水平横荷重による横方向せん断力を支点に円滑に伝達する構造となっている。

しかし、設計地震力を遥かに上回る地震力の作用により、ニーブレース下端近傍において、ニーブレイスと支点上補剛材で構成する断面が全塑性状態となり、横方向に屈服したものと考えられる。

このことを再現するために、以下の検討を行った。

- (1) 桁端損傷を受けた橋梁も含めて同種の並列桁橋の端横桁の構造寸法の実績調査を行った。表2.2.1に主要な構造寸法を掲げる。
- (2) 表2.2.1の桁端部について作用モーメントが全塑性強度に相当するための震度を簡易計算によって求めた。図2.2.2に示すように800～1000galの水平震度で桁端部の損傷が生ずることが明らかになった。
- (3) 桁端部の弾塑性有限変位解析により、極限状態における塑性域の分布を調べたところ、図2.2.3に示すようにニーブレースの下端付近でほとんど全断面に塑性域が広がっており、上述の強度の簡易推定法が妥当な結果を与えることが裏付けられた。



写真2.2.1 桁端部の橋軸直角方向への屈服

このような桁端部損傷の補修としては、端横桁をほぼ主桁高さに等しい桁高の充腹断面とし、支点上の下フランジと端横桁の間のギャップをなくして、横荷重に対する弱点を解消する構造法が採用された。

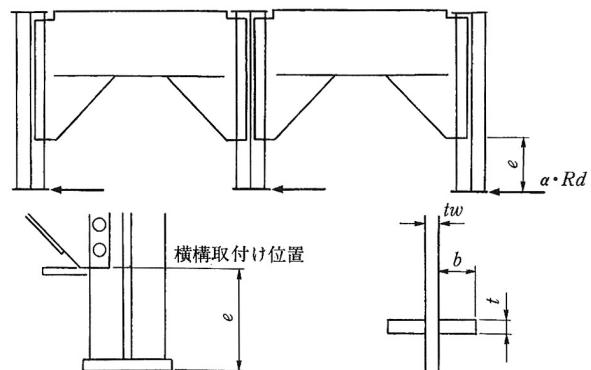


図2.2.1 並列鋼I桁橋の桁端部構造

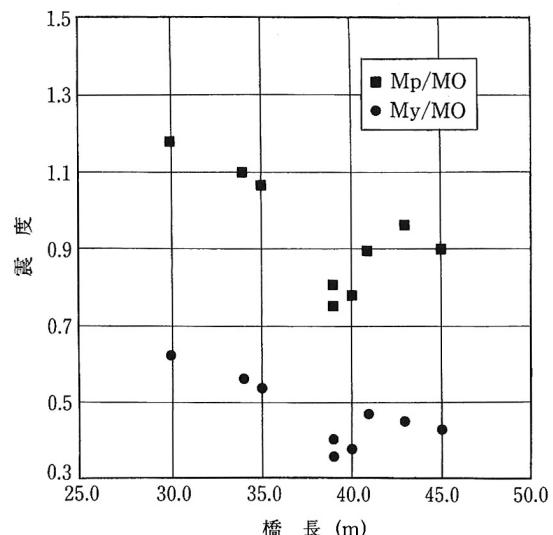


図2.2.2 桁端部の全塑性強度に対応する震度

表2.2.1 桁端部構造の実績調査

No	橋 梁 名	橋長 (m)	支間長 (m)	全幅員 (m)	主桁 本数	支点上 補剛材	Rd (tf)	e (m)	M0 (tf·m)	Mp (tf·m)	$\alpha$ Mp/M0
1	P160付近（標準設計30m）	30.0	29.4	20.25	6	135×25	45.0	0.220	9.9	11.7	1.18
2	東成1工区（34m）東大阪線	34.0	33.3	17.60	5	135×28	54.3	0.220	11.9	13.1	1.10
3	東成1工区（34m）東大阪線	35.0	34.3	20.25	5	135×26	55.9	0.220	12.3	13.1	1.07
4	G272中桁（39m）他1橋	39.0	38.4	25.25	6	135×26	60.0	0.270	16.2	12.1	0.75
5	G272外桁（39m）他1橋	39.0	38.4	20.25	6	135×28	60.0	0.270	16.2	13.1	0.81
6	G274（40m）他5橋	40.0	39.4	20.25	6	135×28	61.9	0.270	16.7	13.1	0.78
7	東灘1工区（41m）	41.0	40.2	20.25	6	140×25	64.1	0.220	14.1	12.5	0.89
8	東灘1工区（43m）	43.0	42.2	20.25	6	150×25	67.9	0.220	14.9	14.3	0.96
9	G281（45m）他2橋	43.0	42.2	20.25	6	150×25	67.9	0.220	14.9	14.3	0.96
10	G271（45m）	43.0	44.2	20.25	6	135×30	71.5	0.221	15.8	14.1	0.89

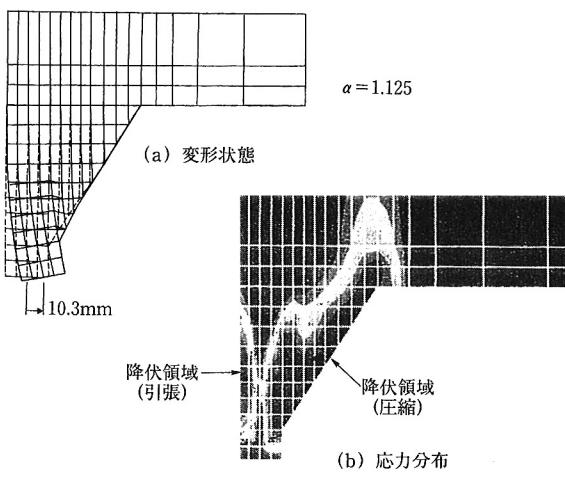


図2.2.3 桁端部の屈服

## 2.2.2 隣接橋梁間の相互作用

兵庫県南部地震における鋼橋の被害報告の中で特徴的な現象の一つとして隣接橋梁間の地震時相互作用が挙げられる。隣接橋梁間の相互作用としては橋軸方向振動と橋軸直角方向振動に関するものとに分かれる。橋軸直角方向振動に関する相互作用は端支点を支える共有の橋脚の変位を介しての間接的影響であるが、橋軸方向振動に関する相互作用は共有する橋脚上の端支点が固定支承-固定支承、可動支承-固定支承、可動支承-可動支承の組合せがあり、可動支承を含む場合は相互作用のメカニズムが複雑になる。

隣接した鋼桁橋において、橋脚や支承の破損により桁移動を生じて、桁端間での衝突現象が引き起こされたが、アーチ橋やV脚ラーメン橋など長大橋梁とアプローチ桁橋のような橋軸方向の基本固有振動数が異なる異種隣接橋梁間において衝突による桁端の損傷が多く発生した。

橋軸方向の地震応答変位において、隣接した橋梁の橋脚を含む構造系の固有周期の相違により最初に可動支承の遊間が狭まり、下沓とストッパーが衝突する。そのときの衝撃的水平反力の作用により、セットボルトやストッパーなどが破壊されると、隣接の桁同士の衝突に至る場合がある。基礎の移動や橋脚の破損により橋脚が移動したり傾斜した場合にも同様のメカニズムで桁間の相互作用が発生する。

## 2.2.3 事例研究

上述の橋軸方向地震応答における隣接橋梁の相互作用の一例として、大阪高速鉄道（大阪モノレール）を対象とした地震時損傷の原因究明の結果を紹介する。

大阪モノレールは跨座型であり、一般部には図2.2.4に

示す支間長22mのPC桁が用いられている。今回の地震時にPC軌道桁の支承位置を調整するために設けられている鋳鋼製のせん断キー（ダボと称されている）が4カ所で脆性的な割れを生じた（写真2.2.2）。また、営業区間に用いられているおよそ1200個のダボの超音波探傷の結果、部分的な割れが数カ所で発生していることが判明した。

ダボの底面積は100mm×90mmであり、ダボの材質SCW480（せん断破壊応力度31.4kgf/cm<sup>2</sup>）を考慮すると静的破壊強度は282.6tfとなる。さらにPC軌道桁1本の重量は55tfであり、地震時の応答加速度程度では破壊することはないと考えられていた。

被災後、直ちに原因究明のための調査チームが編成され、材料試験、実体破壊試験、応力解析および隣接橋梁との相互作用を考慮した地震応答解析が実施された。この地震応答解析は駅舎など固有振動数の異なる構造に隣接したPC桁のダボに被害が集中したためである。

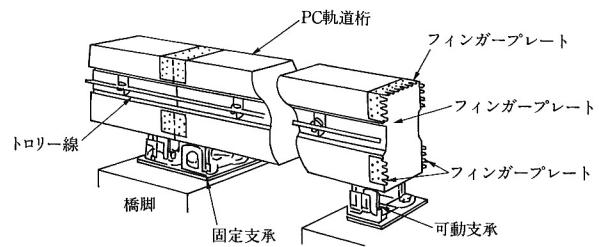
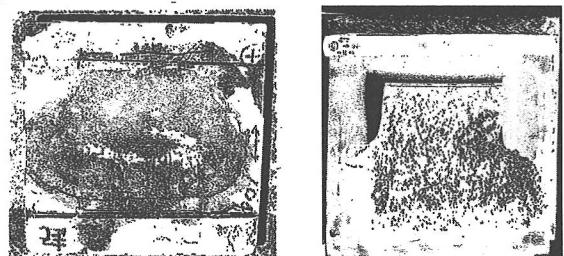


図2.2.4 大阪モノレールPC桁の構造



(a) 現地破損品 (b) 形状改良品

写真2.2.2 ダボの破壊状況

調査結果の概要は、以下のとおりである。

- (1) 損傷したダボの基礎材料試験、すなわち化学成分分析、機械的性質調査の結果はSCW480の規格値を満たしたものであった。衝撃試験の結果、現地破損品の吸収エネルギーは規格値の下限側にあることが判明した。
- (2) 気温0℃における動的破壊靭性値K<sub>IC</sub>は図2.2.5に示すように常温23℃における静的破壊靭性値に比べておよそ1/3に低下することが判明した。

- (3) ダボの予備品を用いた静的実体破壊試験の結果、  
0°Cにおける静的破壊強度は120tfで、塑性変形後に  
脆性破壊が発生した。
- (4) ダボ付け根部の応力を調べるために、20節点アイソ  
パラメトリック立体要素を用いた有限要素解析を行った。  
図2.2.6に示すように基盤と突出部の境界に沿って、  
応力の流れの3次元効果により著しい応力集中現象  
が見られた。応力集中係数は突起部を片持ち梁と  
みなした簡易計算値を基準として約10であった。こ  
の極端な応力集中が脆性破壊のきっかけを与えた可  
能性がある。
- (5) 隣接橋梁の地震時相互作用を検討するモデルとして、  
図2.2.7のようなPC桁一般部（モデル1）と駅舎お  
び分岐桁に挟まれたPC桁（モデル2）を選んだ。

モデル1は基礎地盤のN値のみが異なる同一諸元

のPC桁で固有振動数は図2.2.7(a)の中央橋脚(N  
値10)に固定支承を置く左側PC桁が2.35c/s、右側  
橋脚(N値5)に固定支承を置く右側PC桁が2.20c/s  
である。固有振動数に8%程度の差しかないが、地  
震加速度の地盤面同時入力によっても可動支承の上  
下脇と下脇の相対変位が図2.2.8(a)に示すように可動  
支承の遊間に近い値となっている。そこで可動支承の  
ローラーとストッパーとの衝突を考慮した動的解析を  
行ったところ、2回の衝突が発生した。なお、地震発  
生当時の気温0°Cを考慮して、PC桁の縮みにより可  
動支承のローラーの初期位置は常温における中立位  
置より約4.5mmずらしている。

一方、モデル2は駅舎と隣接PC桁および分岐桁橋  
軸方向固有振動数に大きな相違があり、それぞれ  
2.20c/s、1.75c/sおよび3.20c/sである。このため3つ

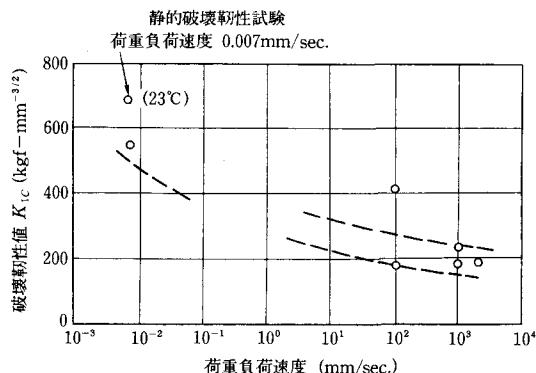


図2.2.5 破壊靭性値と負荷速度の関係(0°C)

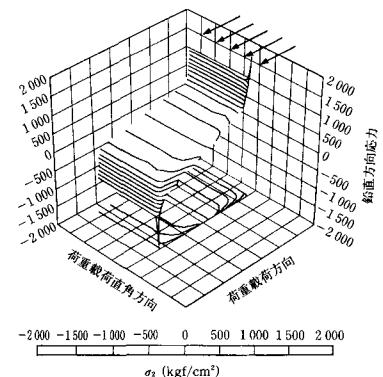
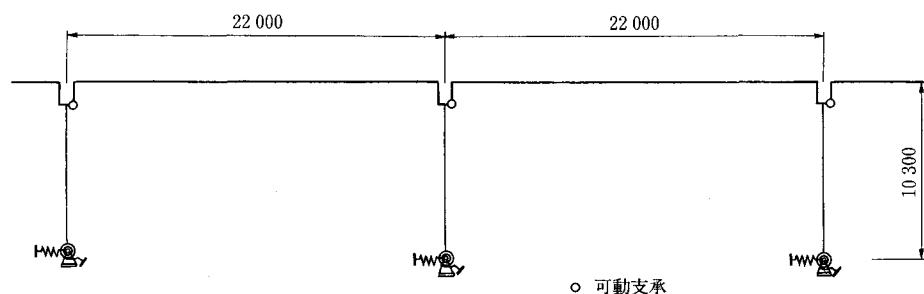
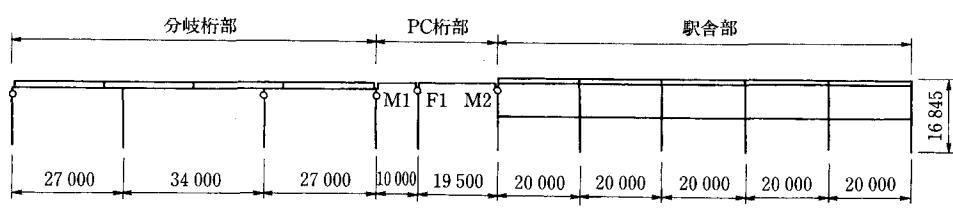


図2.2.6 損傷ダボの応力分布(基盤と突起部の境界面)



(a) 一般部解析モデル図



(b) 駅部モデル図

図2.2.7 隣接橋梁の解析モデル

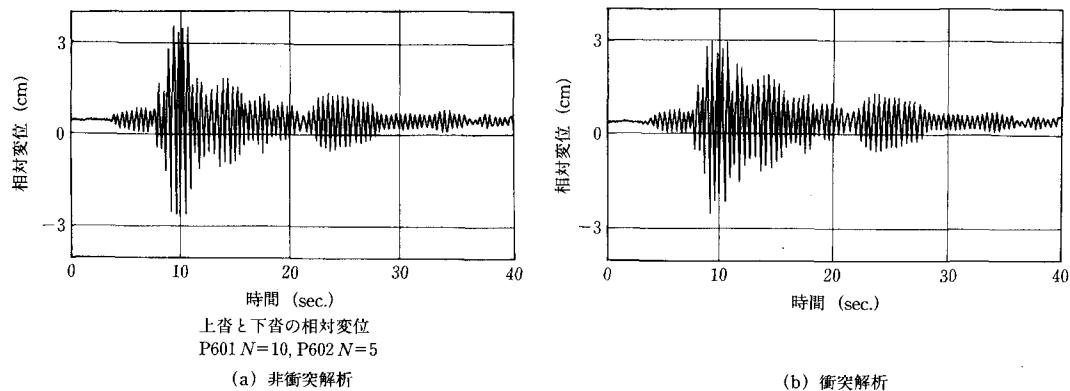


図2.2.8 PC桁一般部の地震応答

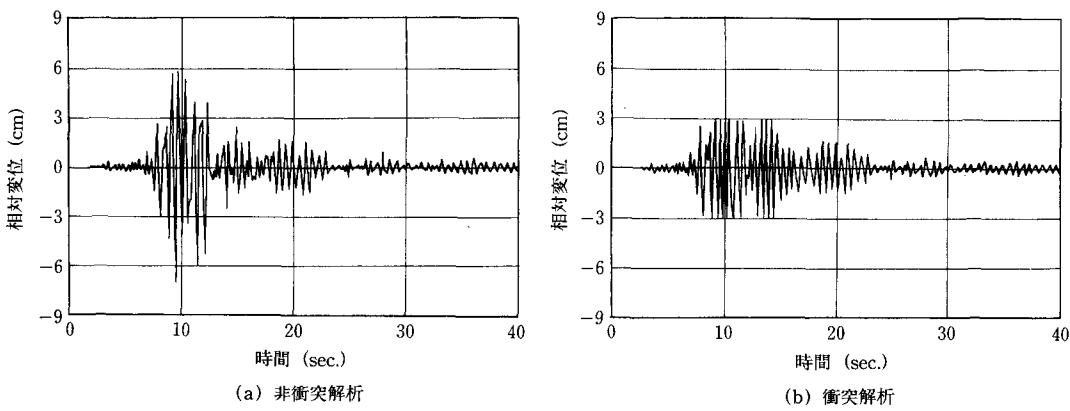


図2.2.9 駅舎隣接部の地震応答

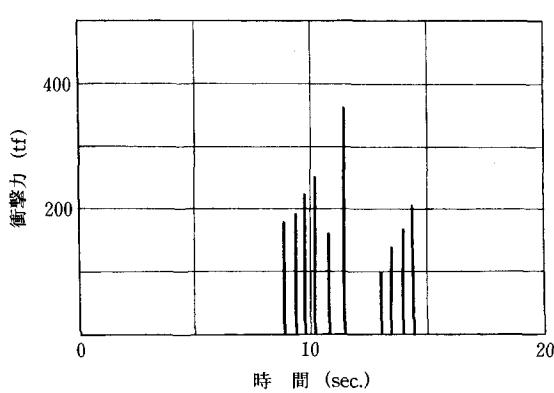


図2.2.10 動的水平反力の変動

の構造系の相対変位が大きく、図2.2.9に示すように可動支承で激しい衝突が各構造系の間に生じている。この場合の衝撃力は図2.2.10に示すようにダボのせん断破壊を引き起こすに十分な大きさである。

- (6) 当面の耐震対策として、①図2.2.11に示すようにダボの形状を改良することにより極端な応力集中を緩和すること、②桁間に積層ゴム製の緩衝材を挿入して、衝撃的作用力を緩和させること、が計画された。

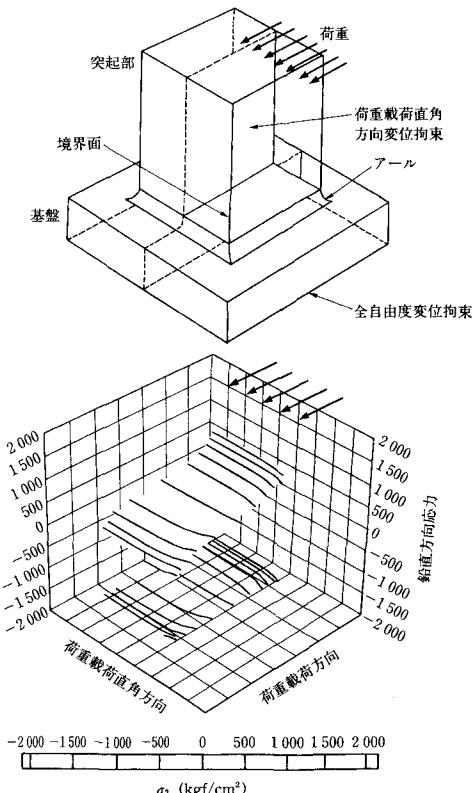


図2.2.11 ダボ形状改良品の応力分布

### 2.3 既往の地震被害との比較

社会基盤施設が今日のように整備された地域が巨大地震に見舞われた例は比較的少ないので、兵庫県南部地震における鋼橋上部構造の被害の特徴について過去の巨大地震における被害と比較することは困難であるが、比較的最近に発生した地震における被害との共通点と相違点について述べておく。

宮城県沖地震(1978.6.12)は海洋プレート型地震でその地震規模はM7.4であった<sup>4)</sup>。仙台市域における最大加速度は丘陵・軟弱地盤上で250~300gal、硬質の地盤上で150~180galであった。この地震によりBランク以上の被害を受けた橋梁は98橋を数えたが、大半は沓座、アンカーボルト、ストッパー、サイドブロック等の損傷で、落橋はゲルバー吊桁(錦桜橋)一橋のみであった。少数ではあるが支点上の対傾構、横桁等の変形が生じたが、阪神・淡路大震災における鋼上部構造の特徴的1次損傷である鋼桁端部の屈服は生じていない。これは地震力の大きさと卓越周波数の相違のほか、前述の桁端部構造詳細に起因している。

### 2.4 ま と め

今回の地震によって被害を受けた鋼上部構造は中小スパンの鋼桁橋から、長大橋梁である斜張橋、アーチ系橋梁に広く及んだが、地震力による直接的損傷である1次損傷としては、鋼I桁橋の桁端部の屈服とニールセン橋の吊材の脱落に限られている。これらはいずれも適切な構造詳細によって防止できる損傷である。

被災した鋼上部構造の大多数は橋脚および支承の1次損傷に起因する2次損傷である。橋脚および支承の損傷を完全に防止することが困難であれば、これらの部位にある程度の損傷が生じても、上部構造に大きな規模の2次損傷が波及するこがないよう、橋梁システムとしてフェイルセーフ機能を確保することが重要である。

#### 参考文献[第2章]

- 1) 本州四国連絡橋公団：兵庫県南部地震の明石海峡大橋への影響調査報告書, 1995.8.
- 2) 石崎浩、西森孝三、北沢正彦、野口二郎：東神戸大橋の兵庫県南部地震による損傷についての解析検討、橋梁と基礎, 1998. 2, pp. 39~46.
- 3) 土木学会：阪神・淡路大震災調査報告書、第3編, 1997.
- 4) 土木学会東北支部：1978年宮城県沖地震調査報告書, 1980.