

## 2. 都市高架橋の被害調査

### 2.1 概説

1995年1月17日午前5時46分、世界で初めて大都市の直下で発生した地震は、観測史上最大の震度7を記録した。阪神高速道路や建設省浜手バイパス等の都市内高架橋もいまだ経験したことのない被災を受け、技術者や研究者に地震の恐さを突きつけた。そして、耐震設計や施工上の種々の問題点を提起した。この地震から3年余りが経過し一応の復旧がなされ、神戸や阪神間にも活気がでてきている。しかし、いまだ仮設住宅には数万の被災者の方々が居られ地震の激しさと復興の難しさを改めて考えさせられる。

都市内高架橋は図-2.1に示すように、基礎（杭、フーチング）、橋脚（鉄筋コンクリート製、以後RCと記す、または鋼製）、支承および鋼桁から構成されている。鋼製橋脚と基礎はアンカーボルトで、鋼桁間は新潟地震以降設けられるようになった桁間連結装置で連結されている。

本章では、自らも被災者であり、かつ地震直後から調査・復旧に携わった技術者が中心となって、不十分ながら調査した事実を中心に報告するが、本調査はWGのみでできたものでなく各関係官庁や業者全ての人々の協力のできたものである。ここに記して謝意を表したい。なお、内容の一部は既に平成8年9月の中間報告会<sup>1)</sup>にて報告しているものである。また、被災分布図や被災事例写真は阪神高速道路公団発行の写真集など、既に数多くの機関、研究者から公表<sup>2) - 5)</sup>されており本報告からは割愛する。

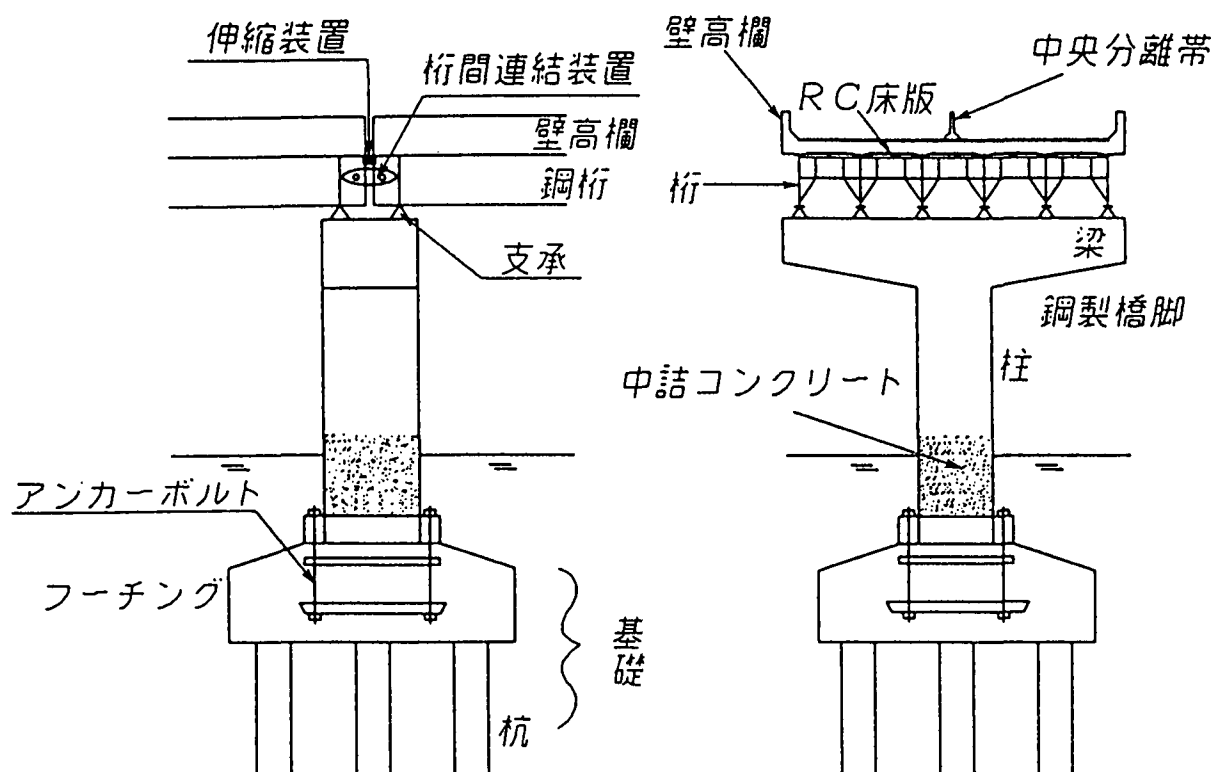


図-2.1 都市内高架橋の概念図（鋼製橋脚杭方式の場合）

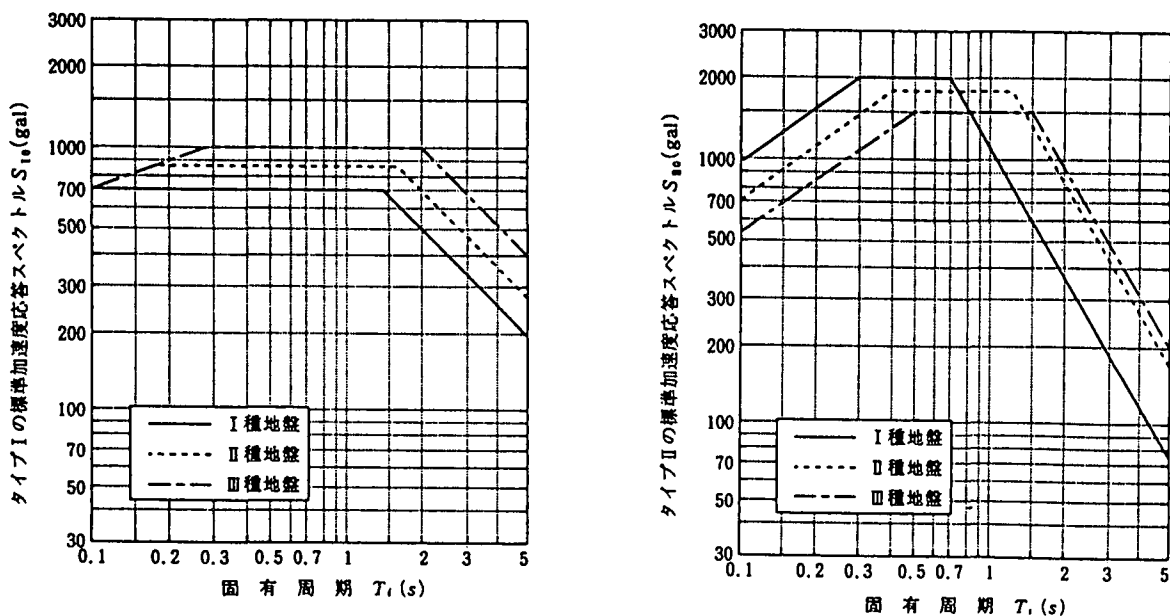
### 2.1.1 被災橋梁の設計から見た地震の特徴

地震が発生すると地盤が水平および垂直に繰り返し動くことにより、慣性力あるいは変位として基礎から橋脚へ、さらには橋脚から支承、鋼桁へ震動が伝達される。そして、高架橋全体あるいは橋梁を鋼製する各構造要素や部材の振動特性と地盤動の特性に依存した複雑な挙動を示す。

被災した橋梁は、昭和 30 年代後半から製作されており、その時代に要求されている耐震設計がなされている。設計に使用された地震荷重は、関東大震災クラスのプレート型巨大地震を対象に設定されている。地盤動の橋梁に与える影響は、地盤の動く方向、振動特性、個々の基礎の位置、地盤の性質、時間的なずれ、橋梁の性質等により異なり複雑なものとなる。特に都市内高架橋のように広範囲に連続している場合に顕著となる。通常、設計地震荷重は、地盤の性質、振動特性、地盤動の方向、橋梁の振動特性等を考慮し、地盤の種別に応じた地盤表面の加速度から橋梁の弾性応答加速度を求め、加速度に比例した慣性力(静的荷重)に置き換えている(震度法)。一般の橋梁はこの荷重に対して弾性設計、即ち降伏点以下あるいは座屈等が生じないように設計されている。なお、このように設計された鋼構造物は、座屈や降伏が生じてもすぐに崩壊するのではなく、変形は大きくなるが、ある程度は耐荷力は増加する。したがって、想定された地震荷重を越えるような地震荷重が作用してもある程度は耐えることが可能である。

地盤動の加速度の大きさと橋梁の損傷程度はかなり相関があるが、必ずしも加速度に比例して橋梁の損傷程度が大きいわけではない。震災後、観測された地震波を使用して地震時の挙動が解析されている。結果によれば、今回記録された最大加速度を持つ神戸海洋気象台の南北方向の地震波より、他地区での記録による解析結果の方が、より厳しい結果を与えている例がある。また、神戸海洋気象台(南北方向)の記録が最大であったと保証出来るものでなく、地震荷重、変位の設定、地盤動(水平、垂直)と橋梁システム関係について詳細な検討を必要とする。

また、都市内高架橋の被災事例からは、塑性変形や座屈が生じている例も多く見られ、設計荷重を越えた過大な荷重が作用したと判断される。これは、上述のように設計時に想定していた地震が比較的長い周期を持つプレート型(海洋型)地震であり、今回の地震が比較的短い周期が卓越する激しい揺れと地盤自身の移動を伴う直下型の地震であったことによる。地震後に各所で観測された地震波を基に設定された設計用の弾性応答加速度スペクトル<sup>6)</sup>にその特徴が表れている(図-2.2)。



(a)タイプIの標準加速度応答スペクトルS I

(b)タイプIの標準加速度応答スペクトルS II

図-2.2 橋梁設計用弾性応答スペクトル<sup>6)</sup>

図のタイプⅠが従来のプレート型地震に相当し、タイプⅡが新たに設定された直下型大地震に相当する。タイプⅠは最大応答加速が1Gの世界であり、タイプⅡは2Gである。特にタイプⅡでは周期の短い0.3秒～0.7秒で卓越している。また、タイプⅠとⅡでは地盤の種類により影響が異なっていることに注意を要する。橋梁を構成する要素（上部構造、下部構造、部材等）の卓越周波数は1秒以上のものが多いが、橋脚はタイプⅡの卓越周波数にあることが多い。後述のように橋脚の被害が多かった理由の一つと考えられる。このように、一般的な高架橋であっても、従来のように“慣性力”を基本とした震度法のみで設計するのではなく、橋梁間－上部構造－支承－橋脚－基礎－地盤等の相互作用（すなわち橋梁システム）を考慮した“変位”“変形”“慣性力”を基本に設計する必要性をも示したものである。したがって、地震による被害やその要因分析にあたっては、個々の橋梁の局部のみに着目するのではなく、橋梁システムとしての構造要素と、それらの関連に着目する必要がある。

### 2.1.2 全体的な被災状況

今回の地震で生じた代表的損傷例を構造要素別に表-2.1に示す。表に示すように高架橋にとってほとんどの損傷形式が発生したと考えられる。各構造要素には、設計上（約30年前）想定された以上の荷重、変位、変形が生じたと考えられ、構造要素によっては損傷程度が高いものになっている。

上部構造は鋼桁とRC床版等から構成されることが多い。上部構造では、一部に橋脚崩壊、破損、移動による落橋、支承崩壊による路面の段差、通りの異状が生じていたが、本体そのものは全体的に損傷が少なかった。損傷も支点（桁端部、中間支点）に集中しており、橋脚や支承との関連が注目される。また、上部構造を支持する支承は最も損傷が激しく、支承から上部構造が分離した後、橋脚上で上部構造の複雑な動きを誘発し、支点上での損傷を加速させたと思われる。

支承は上部構造を支持すること、桁温度変化による変位、変形の吸収、地震時の移動制限（水平、鉛直）等の多くの機能を持ち、上部構造や橋脚に劣らない重要な構造要素である。今回の地震で最も被害の多かった構造要素であり、前述のように支承の損傷が全体の損傷度に大きな影響を与えたと判断される。このため、支承の機能分散も含め全面的な見直しが必要と考えられる。

表-2.1 構造要素別代表的損傷事例

構造要素	代表的損傷
鋼桁	桁端部の変形、座屈、端横桁、横構の破損（本体、継手） 高力ボルトの滑り、塗膜の剥離 支承破損および橋脚移動、傾斜に伴う路面段差、通り異状 橋脚崩壊、破損、移動による落橋
桁間連結装置	連結板、連結ピンの破損、取付け部の破損
伸縮装置	取付けボルトの破損、フェースプレートの変形、脱落 遊間異状、止水樋の破損
床版、壁高欄等	端部のコンクリート滑落、ひび割れ
支承	崩壊、移動制限装置の破損、セットボルトの破損 沓座コンクリートの破損、アンカーボルトの伸び、破断
鋼製橋脚	脚柱パネルの座屈、支承付近の横梁の変形、座屈 角溶接部のクラック、隅角部のクラック、塗膜の剥離 高力ボルトの滑り、アンカーボルトの伸び、破断
基礎	フーチングのひび割れ、杭のひび割れ、基礎の傾斜、移動

鋼製橋脚は、RCでは構造が成り立たないか施工困難な箇所に採用されることが多い。このため、元来、厳しい条件下にある構造物であり、阪神高速道路3号神戸線でも全橋脚数の約15%程度と少ない。鋼製橋脚が圧壊した例は、神戸線で168脚中の1脚のみである。他機関を含めても2脚であった。圧壊した神戸線の脚は、梁の両端をRCの柱で支持した構造であり、特殊ラーメンと呼ばれている形式である。崩

壊の原因は、RC柱上の支承が崩壊し構造系が変化することにより鋼製橋脚に負担が集中したために生じたと考えられる。この形式は、従来の弾性設計上は非常に優れた物であるが、過大地震時の変形、移動に対しては対応困難な場合があることを示唆した例である。

この特殊な例を除けば、鋼製橋脚は基部付近のパネル座屈（全体および局部）や支承付近の梁の変形が生じていた程度である。一部に過大な座屈変形の進行とともに、角溶接等に割れが生じた例もあったが、地震前に想定していた以上によく抵抗したと考えられる。

基礎については、その損傷報告が少ない。しかし、上部構造や橋脚の損傷が比較的少なくても、橋脚が傾斜している例も多々あり基礎の損傷や移動があった可能性も示唆している。また、基礎の傾斜により橋脚が傾斜し損傷度合を増したと思われるケースも多く、基礎も含めた橋梁システムの検討の必要性を示している。

なお、以上のように種々の損傷があるが、被災状況の把握にあたっては、独自の現地調査および震災直後に各機関で調査判定されたものを利用した。被災程度の評価は、(社)日本道路協会発行の道路震災対策便覧（震災復旧編）<sup>7)</sup>等で規定されており、各機関で判定されたもので、具体的には表-2.2のように規定されている。

表-2.2 被災程度の判断規準例

被災程度		具 体 的 状 況
As	落橋	落橋、崩壊、倒壊
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、落橋等致命的な被害の可能性がある場合
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、当面の利用が可能の場合
C	小被害	短期間には耐荷力の低下に影響のない場合
D	被害無	耐荷力に関しては特に異常が認められない場合

この評価は、桁、橋脚、支承といった個々の要素に対して行われ、その中で最も損傷度が高いもので橋梁全体が評価されている。さらに、個々の要素も、例えば、橋脚では座屈、柱の倒れ、塗装等の損傷種別ごとにランク付けされ、その中で最も損傷度の高いもので橋脚としての損傷度を評価している。

これらの評価は、震災直後で詳細な検討ができなかったこと、耐荷力の定量的評価（特に鋼製橋脚）が明確でないこともあり、構造要素にもよるがやや安全側の評価であったようである。このため、これらの結果は同種の構造物の相対評価と考える必要があり、他の材質の構造物と直接比較する場合には注意が必要となる（例えば、RC脚と鋼製橋脚）。いずれにしろ、震災直後に容易に計測可能な指標を基本とした定量的評価基準は今後の研究を待つとともに、再度被災の評価、分析を行う必要がある。

次項以降では、それぞれの構造要素（上部構造、橋脚、支承、継手、桁間連結装置、アンカーボルト、塗装）およびそれらの関係に着目して、損傷状況と分析を概観する。

## 2. 2 上部構造

### 2.2.1 全体的被害の特徴

神戸3号線は全線にわたり、激しい地震動にみまわれた地域にあり、表-2.3 に示すような種々の損傷を受けた。なお、代表的被災例および神戸線の上部構造被災分布は文献4)～5) が詳しい。

橋にとっては最悪の落橋も生じたが、この原因は下部工の崩壊により誘発されたものである。これは、上部構造を支える支承や橋脚に損傷がなく、上部構造単独で損傷した事例がないことから理解される。また、桁の支承からの脱落により路面に段差および橋軸直角方向のずれが生じたが、落橋以外に緊急車両の走行が不可となるような被害はなかった。

I 桁の特徴的な損傷は支承からの脱落による桁端部、端横桁等の局所的な変形であり、箱桁では支承の崩壊により下沓等が桁に食い込んでいる局所的な損傷が多く見られた。また、隣接橋梁が相対的に動いたことを示す桁の移動や伸縮装置、桁間連結装置の損傷が多くみられたが、上部構造全体として見た場合、桁端部を除き桁やRC床版本体にはほとんど損傷は発生していない。

これらのことから、上部構造としては、RC床版（設計上は考慮していない）が有効に働き、RC床版と端横桁（支点上横桁）および支承で抵抗していたと類推される。このためか、設計上は水平荷重に対応させている横構は2次的にしか抵抗していないようである。

表-2.3 上部構造の被災度判定例

被災程度		具体的状況
As	落橋	落橋
A	大被害	桁の折れ曲り I 桁端支点部がRC床版まで変形（支承から脱落、橋軸直角方向主体） 構造系変化（隣接部の落橋、撤去等）による構造不安定
B	中被害	支承部近傍の局所的な過大な変形 支承部近傍の座屈 支承、橋脚上突起物の上部構造への貫入
C	小被害	小程度の変形、座屈 局所的な変形
D	被害無	軽微な座屈、変形 塗膜の剥離程度の変形 HTBの損傷

### 2.2.2 上部構造の損傷要因

上部構造の損傷要因を、統計的に見てみる。まず、形式別損傷程度を図-2.3 に示す。図によれば、興味深い現象となっている。すなわち、一般に耐震性が良いと言われる連続桁形式の損傷程度が必ずしもよくないことである。これは、上部構造としての損傷程度を局所的な損傷で評価したことに原因がある。実際、一部の取替え（例えば、桁端部）を行うことにより復旧された上部構造が多いことから理解される。このように、部分的な取り替えが可能な鋼構造物に対しては、前述のような現状の構造要素に着目した損傷評価と地震後の使用可能かどうかを判定する基準とは、必ずしも一致しないことを示しており、新たな定量的評価基準を必要としている。

次にサンプル数の多い単純I桁の損傷程度に及ぼすスパンの影響を図-2.4 に、橋脚高さの影響を図-2.5 に示す。結果によれば、スパンが40m～45m クラスの橋梁および橋脚高さが5～10m の時の上部構造の損傷程度が高い傾向にある。このことから、地盤動による上部構造や橋脚の振動との関係（共振等）が予想されるが、あまり大きな要因ではないようである。また、上部構造反力（スパンとほぼ比例）と上部構造の損傷程度とには相関が少ないことも分かる。これは、上部構造反力に応じた支承が設置されており、各支承の地震荷重に対する余裕度がほぼ一定であることを考慮すると、支承の損傷が上部構造の損傷の主要因であることを示唆している。

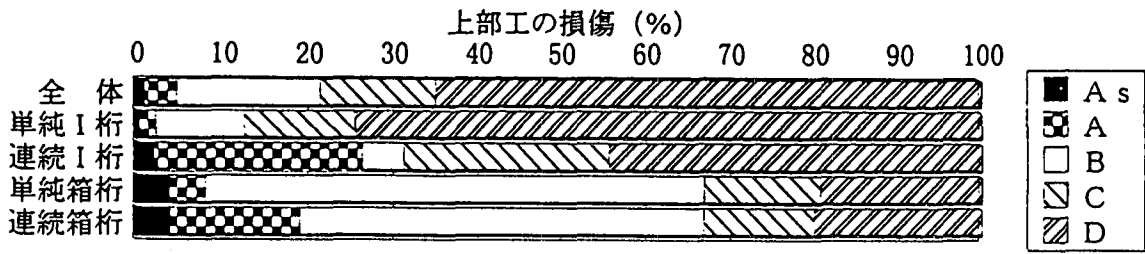


図-2.3 上部構造形式別損傷ランク

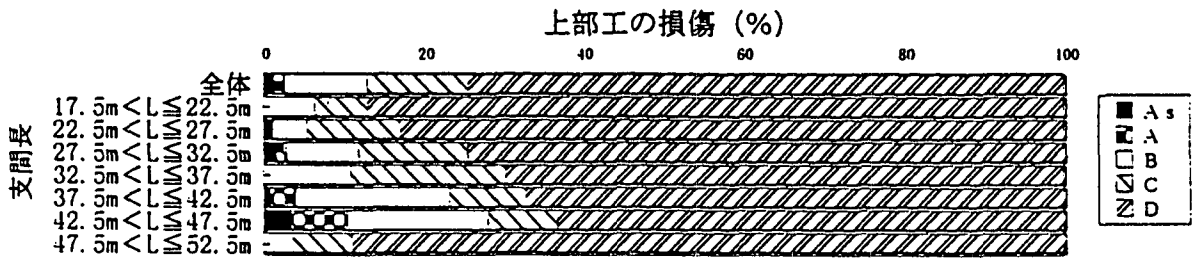


図-2.4 単純I桁の損傷程度に及ぼすスパンの影響

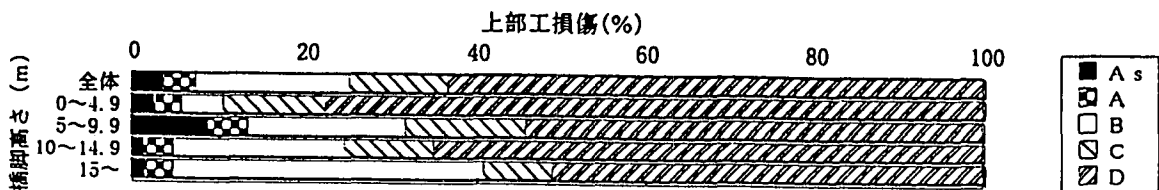


図-2.5 上部構造の損傷程度に及ぼす橋脚高さの影響

以上のように、一般的な高架橋の上部構造には現状でも耐震性は問題が少ないと考えられる。しかし、上部構造を支える支承部や桁端部に損傷が集中したこと、その損傷要因が支承からの桁脱落に関係していると判断されることから、支承も含めた支承部近傍の構造、強度を検討する必要がある。

## 2.3 鋼製橋脚

### 2.3.1 全体的被害の特徴

鋼製橋脚は、今回世界で初めて直下型地震に遭遇し注目をあびた。鋼製橋脚の主な形式は、単柱、ラーメン、特殊ラーメンの3種類である(図-2.6)。また、その断面形状は角形と円形がある。これらは、橋脚の設置される路下条件により決定されている。一般に鋼製橋脚はRC橋脚では施工困難な箇所や、軟弱地盤上のように軽い構造物が必要とされる箇所に設置され、元々条件の厳しい構造物である。また、鋼構造物は複雑な構造も製作可能なことから、RC橋脚のように単純な形式ではなく、実際の形式は単柱、ラーメン、特殊ラーメンの3種類がさらに細分される(図-2.7)。

鋼製橋脚の損傷例としては、脚柱パネルの座屈、支承付近の横梁の変形や座屈、角溶接部のクラック、隅角部のクラック、塗膜の剥離、高力ボルトの滑り等がある。被災度判定例を表-2.4に示す。代表的な被災例、被災分布は文献4)、5)が詳しい。

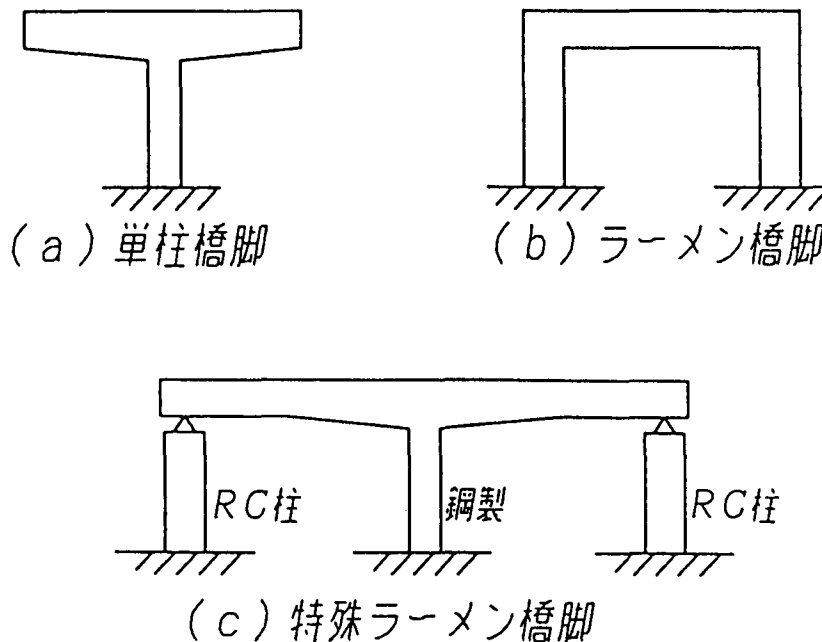


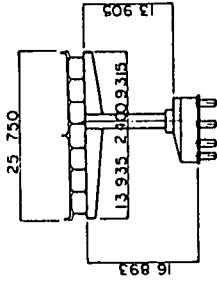
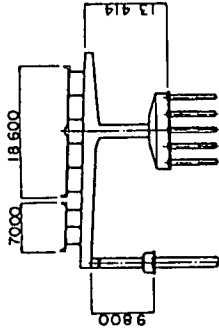
図-2.6 主な鋼製橋脚形式概念図

表-2.4 鋼製橋脚の被災度判定例<sup>4)</sup>

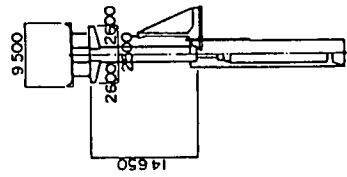
被災程度		具体的状況
A s	落橋	圧壊
A	大被害	座屈: 面外変形量 $\delta \geq 3/100 \cdot b$ ( $\delta$ : 面外変形量、 $b$ : パネル幅) き裂: マンホール部のき裂 (周辺にき裂の進展の可能性がある場合) 主要部材のき裂 HTB: 1継手あたりの欠損率10%以上
B	中被害	座屈: $3/100 \cdot b > \delta \geq 1/100 \cdot b$ き裂: マンホール部のき裂 (周辺にき裂の進展の可能性なし) 主要部材のき裂は目視では確認できないが塗膜が剥離 HTB: 1継手あたりの欠損率10%以下
C	小被害	座屈: $\delta < 1/100 \cdot b$ き裂: マンホール部 (1/4周以下のき裂) 主要部材以外の塗膜のはがれ HTB: 添接板周りの塗膜の剥離
D	被害無	

特殊ラーメン形式

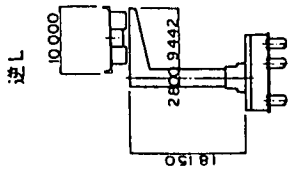
T型1点支持



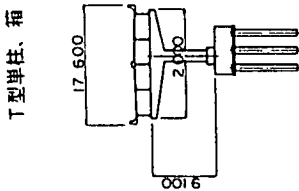
T型単柱円



単柱形式

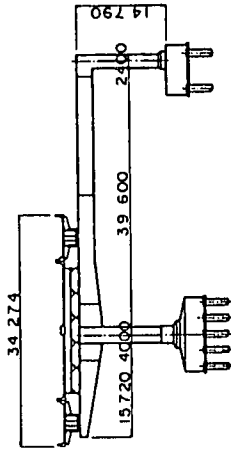
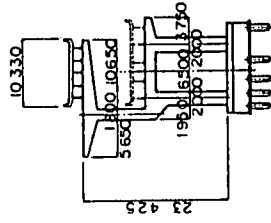
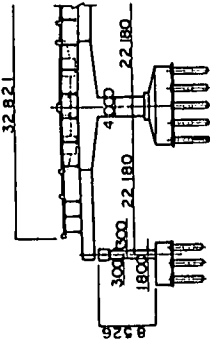


逆L

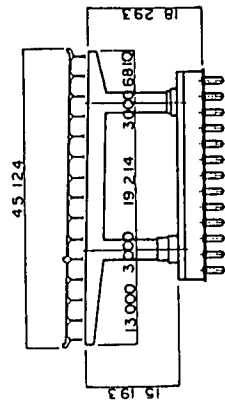


T型単柱、箱

T型2点支持



ラーメン形式



1点支持

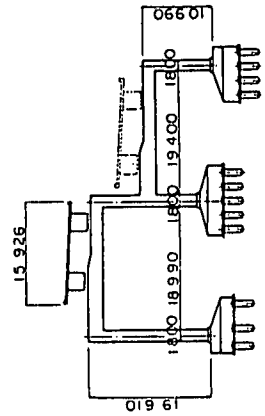
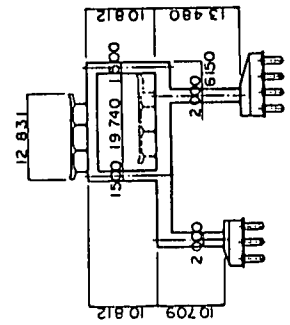
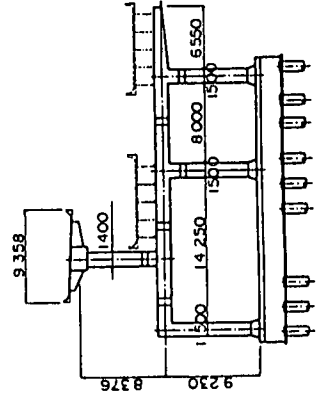
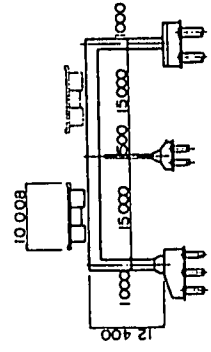


図-2.7

神戸線鋼製橋脚の代表的形式<sup>5)</sup>



鋼製橋脚の形式別、断面形状別、形式断面別の損傷程度を図-2.8 に示す。さらに、損傷度の大きい橋脚 (A s、Aランク) と形式別損傷程度を図-2.9 に断面形状別の損傷程度図-2.10 に示す。

形式別の観点から損傷状況を見ると、単柱橋脚および特殊ラーメン橋脚の損傷が顕著であり、ラーメン橋脚にはほとんど損傷が発生していない。これは構造形式に依存していると思われる。損傷のほとんどないラーメン橋脚は、不静定次数が最も高い安定した構造物である。特殊ラーメン橋脚は弾性設計上ラーメン橋脚に近いが、弾性設計を大幅に上回る地震荷重が作用する場合、梁両端の支承が損傷すると事実上単柱となり、荷重の再配分を受けるようである。このことは、柱の座屈損傷程度 (図-2.11) から類推される。単柱橋脚においては、地震力は柱基部に集中するためである。また、単柱橋脚の円形断面を持つ形式の損傷程度が大きい。これは、円柱断面を持つ場合、弾性設計上は理想的な断面構成が可能であるため (例えば、2 mごとに断面変化)、弾性設計を大幅に上回る地震荷重が作用する場合、損傷が大きくなる可能性が高いと推定される。

これらのことは、一般高架橋であっても、従来の弾性設計を基本とした設計法が、過大な地震時のように変位や変形が大きくなる場合には、必ずしも適切ではないことを示唆している。今後、今回の地震のように弾性限を越える荷重や変形が生じることが想定される場合には、設計思想そのものを変更する必要がある。

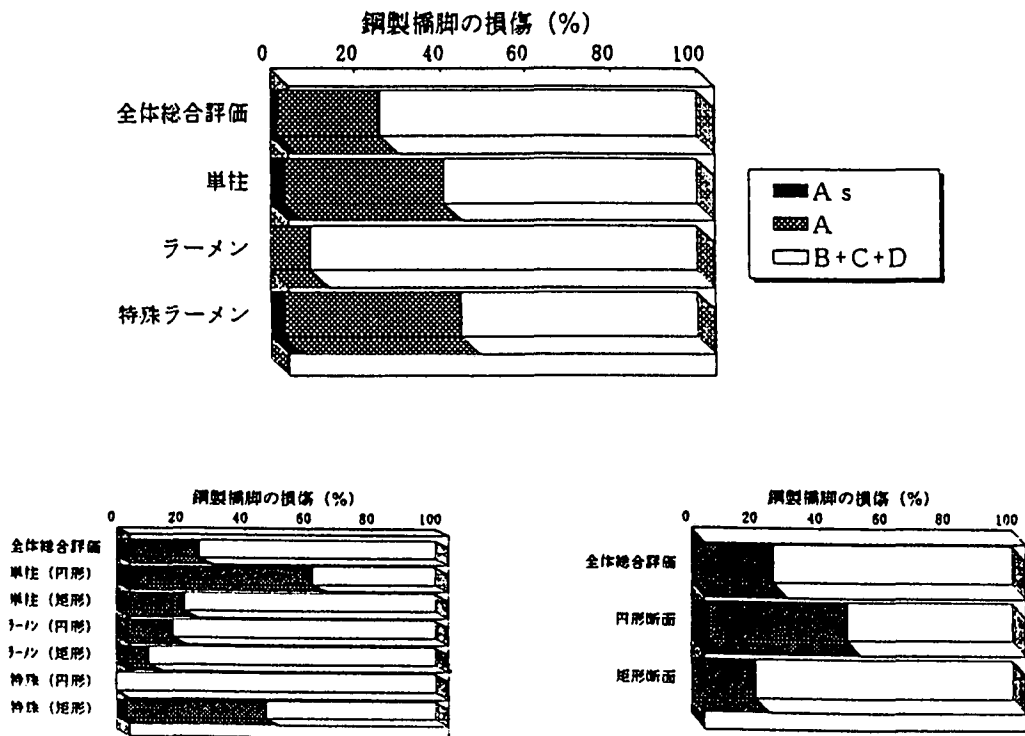


図-2.8 鋼製橋脚の形式別、断面別損傷程度

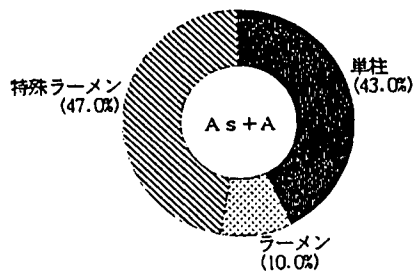


図-2.9 形式別損傷 (A s + A)

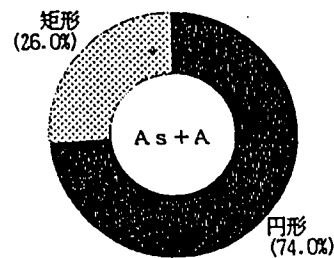


図-2.10 断面別損傷 (A s + A)

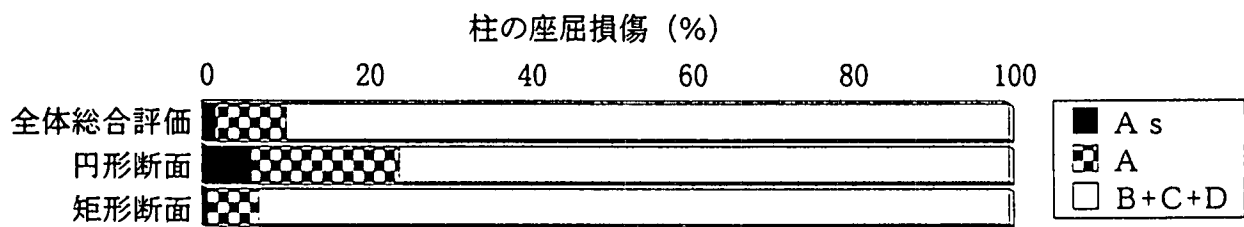
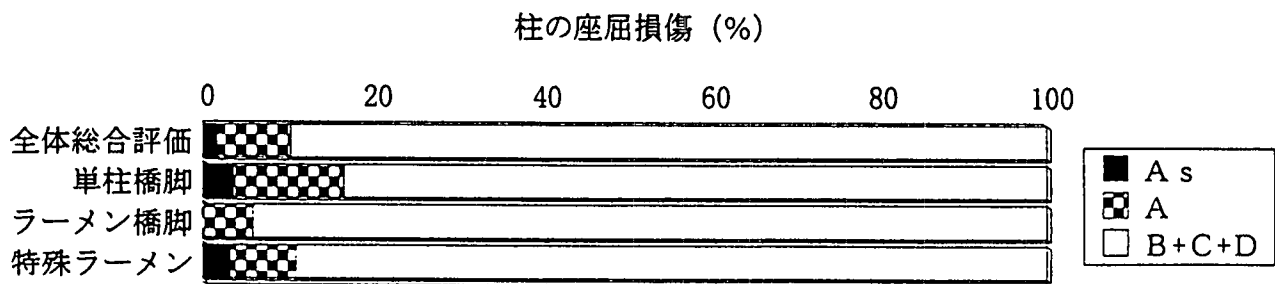


図-2.11 橋脚の柱の座屈損傷程度

次に、橋脚の梁の座屈に注目すると、ラーメン橋脚の梁にせん断座屈の繰り返しが生じた例が認められている。このせん断座屈は上部構造の支承間で生じていた。このことは、ラーメン柱が水平方向に振動するため梁に繰り返しせん断力が作用したか、上部構造から鉛直方向に力が交互に作用した可能性が高いことを示している。また、単柱橋脚が水平振動する場合、梁の両端は垂直方向に変位するため、柱部に作用する地震力は水平力に加えて上部構造の鉛直方向の挙動も考慮する必要があることになる。ラーメン橋脚に比べて単柱の損傷が大きかった原因のひとつと思われる。また、実設計上、橋脚に対して動解析や保有水平耐力の検討が行われている例もあるが、上部構造の影響については、単に1質点系の質量としてしか評価していないため、上部構造の挙動を設計レベルで如何に評価するかが重要と考えられる。

橋としての機能を損なう主要な橋脚損傷として柱の倒れ、基部の倒れがある。この観点から橋脚形式別に見てみる。それぞれ図-2.12、図-2.13に示す。

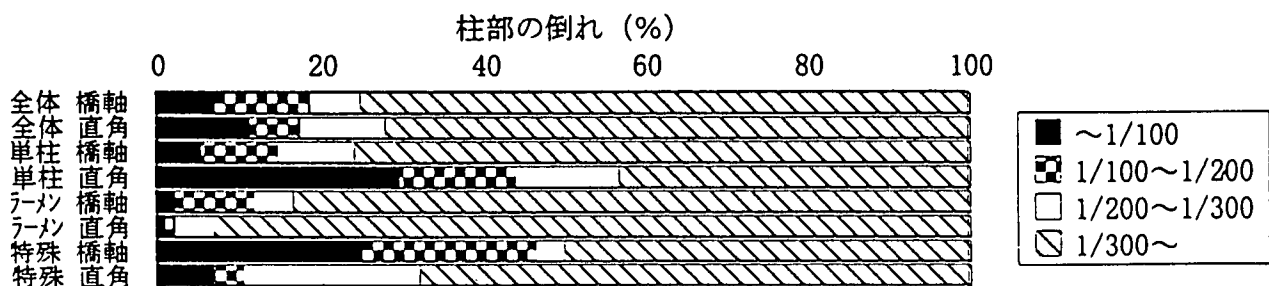


図-2.12 鋼製橋脚柱部の倒れ

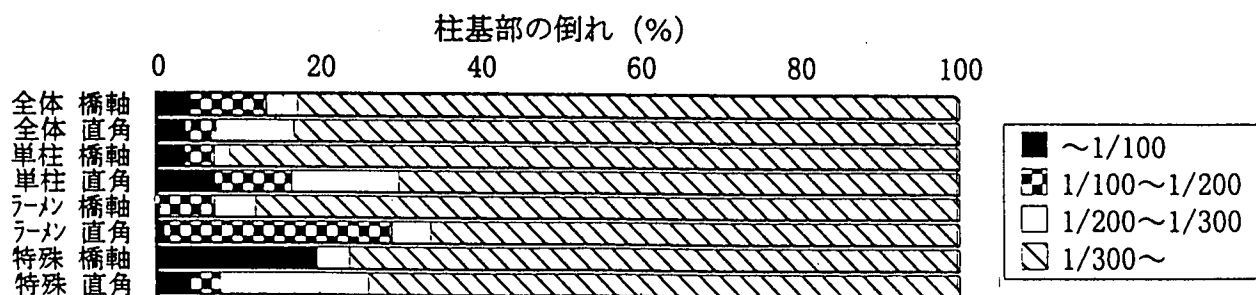


図-2.13 鋼製橋脚柱基部の倒れ

まず、柱の倒れについてであるが、単柱橋脚では橋軸直角方向の倒れが顕著であり、橋軸方向も比較的多い。特殊ラーメン橋脚では橋軸方向の倒れが顕著である。ラーメン橋脚は全体に倒れは少ないが橋軸方向の倒れが比較的多い。この結果は、柱の座屈とも強い相関があり（図-2.11 参照）、座屈が柱の倒れの主要因であることを示している。特に、橋脚としての損傷度がA sとなるのは、柱の座屈損傷度がA sの場合であり、鋼製橋脚の損傷にとって座屈が最も主要な因子であることを示している。

次に柱基部の倒れは柱の倒れほどは多くないが、1/100 以上（高さ10mの橋脚頂部で100mm以上の大きな倒れでも橋脚数の4%程度ある。中でも特殊ラーメンでは20%を越えている。また、倒れの方角は、単柱ではあまり差はないが、特殊ラーメンでは橋軸方向が顕著であり、ラーメン橋脚では橋軸直角方向が顕著である。この差は構造形式に起因するものか、地盤動向によるものかは検討が必要である。

柱基部の倒れが生じる要因は、橋脚とフーチングを接合するアンカーボルトが伸びているか、フーチングや杭に損傷を受け基礎そのものが傾くか、両者の複合と考えられる。実際に別項で示すように、柱部が健全で柱基部の傾きが大きい場合には、アンカーボルトに残留伸びもしくは破断したものがある。

### 2.3.2 柱の座屈損傷から見た被害

#### (1) 形式別柱の座屈発生率

前項では鋼製橋脚の全体的損傷を概観したが、ここでは鋼製橋脚の耐荷力に最も影響の大きい柱の座屈に注目する。阪神高速3号神戸線本線の鋼製橋脚を対象に橋脚形式（図-2.7 参照）と座屈発生率の関係を表-2.5に示す。表に示すように、神戸線本線上の鋼製橋脚の約1/3に座屈現象が認められる。橋脚形式の内、円形断面を持つ単柱、一層+T型のラーメン、門型以外の特殊ラーメン形式等で座屈発生が顕著であり、その程度も大きい。しかし、形式によっては全く座屈現象が認められないものもある。このように、橋脚形式により座屈の発生状況が異なっていることは注目すべきことである。これらのことは、構造的な問題があることを示唆している。

表-2.5 鋼製橋脚の座屈発生脚数（3号神戸線本線）<sup>5)</sup>

橋脚形式				総数	座屈脚数	発生率
単柱形式	矩形断面	T型	逆L型	20	2	10%
	円形断面	T型	逆L型	28	20	71%
ラーメン形式		一層2柱		38	9	24%
		一層3柱		24	5	21%
		一層+T型	(梁中央、脚上)	12	10	83%
		二層		4	2	50%
特殊ラーメン形式	RC1点支持	逆L型	T型	13	7	54%
	RC1点支持	門型	(梁中央支持)	13	0	0%
	RC2点支持	T型		3	2	67%

以下に代表的な座屈発生状況（右；山側）を図-2.14～2.28に示すとともに橋脚形式別に概観する<sup>5)</sup>。

(2) 単柱箱断面形式

本形式は20脚あるが、柱に座屈が生じたものは神P353と神P366のわずか2脚のみである。この内、神P366では柱の一面のみに軽微な座屈（面外変形量=6mm）が生じていた。一方、神P353では柱の4面に座屈が生じ橋脚としての損傷程度は高かった。面外変形量は-47mm～+135mmである。両橋脚の差は梁が多少海側に張り出しているか山側に張り出しているかであり、形状も上部構造反力もほぼ同一である。また、設置位置も数百mしか離れていない。なぜこのような差が生じたか詳細な検討を必要とする。さらに、単柱箱断面形式の座屈発生率が低い要因も検討する必要がある。

神P353 (T型単柱、箱)

神P366 (T型単柱、箱)

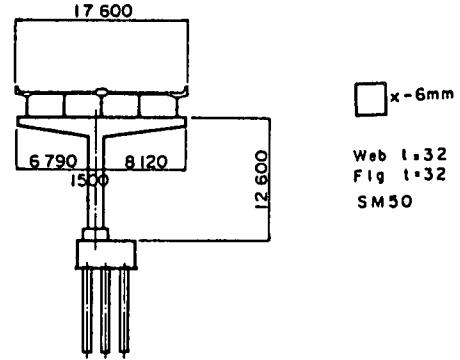
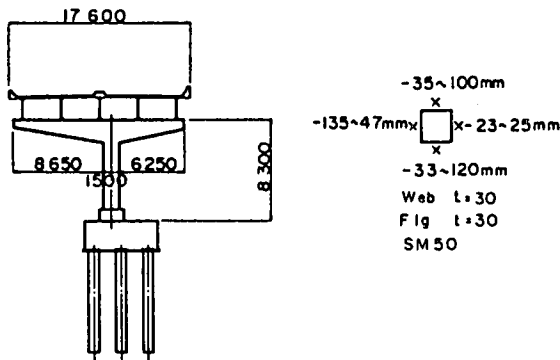


図-2.14 神P353の座屈状況<sup>5)</sup>

図-2.15 神P366の座屈状況<sup>6)</sup>

(3) 単柱円形断面形式

鋼製橋脚の中で最も座屈損傷が多かった形式である。この形式の橋脚は28脚中20脚に座屈が生じ、その程度も大きく地震に対して強度不足であったと判断される。設計的観点でみると、この形式は理想的な弾性設計が可能で柱全体に余裕が少なかったこと、別途行われている検討によれば断面構成上、結果的に座屈を助長する継手（板逃げによる偏芯）となっていたこと、径厚比が多少大きかったこと等が要因と考えられる。これらは、阪神高速道路公団による実験でも確認されたが、縦補剛材の設置や断面変化を少なくすることにより耐荷力が大きく改善されたことから分かる。なお、本形式の座屈損傷が神P580～神P585付近に集中している傾向がある。この地域ではケーソン基礎であること、橋脚高さが一般部より高いこと等から、地域特性や橋脚高さ、基礎等との関連も検討する必要がある。

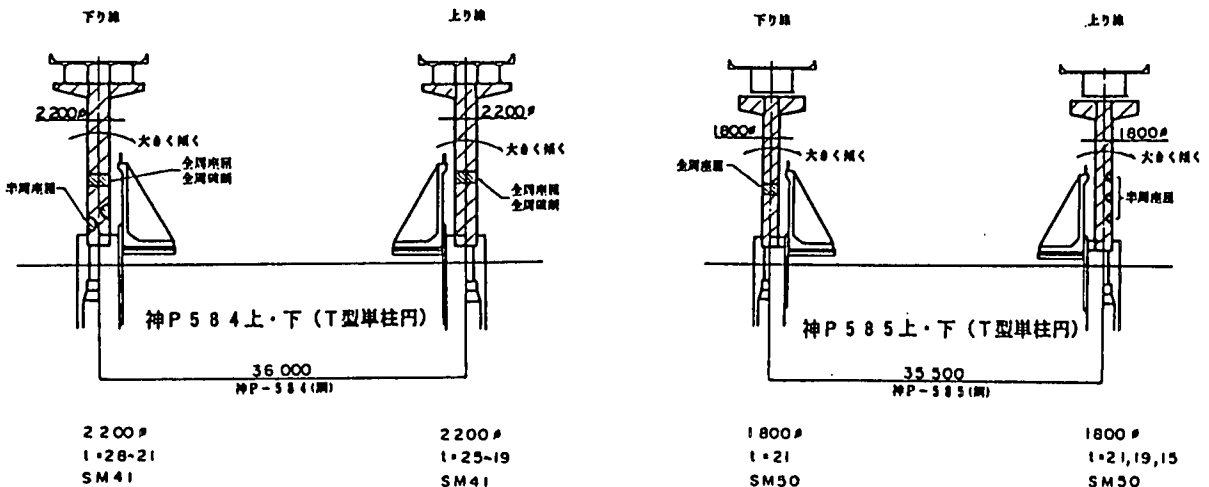
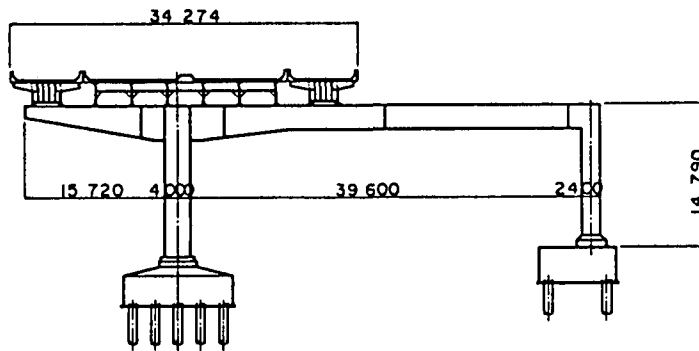


図-2.16 神P584上下、神P585上下の座屈状況<sup>5)</sup>

(4) ラーメン形式

ラーメン形式全体としては 78 脚中 26 脚に座屈が生じていたが、その程度が高いものは数脚であった。さらに細分すると、それぞれ特徴がある。

一層 2 脚形式では、38 脚中 9 脚座屈していたが座屈程度が大きいのは 3 脚であった。神 P 6 (柱 1 本 4 面 : 135mm)、神 P 80 (柱 1 本 3 面、柱 1 本 2 面 : 65mm) および神 82 L (柱 1 本 3 面 : 63mm) である。これらはいずれも張り出し部の大きな橋脚であり、個々の柱が上部構造死荷重を直接的に支持する構造となっている。さらに、神 P 6 や神 P 80 は柱間隔が広く損傷の激しかった後述の特殊ラーメン形式と形状や剛性のバランスが似ている。なお、神 P 371、神 P 372 は柱上部の隅角部で座屈が生じていたことに特徴がある。この 2 脚は通常の一層 2 脚形式と異なり柱の剛性が梁の剛性と比較して小さい。この例のように、柱と梁のバランスや上部構造とのバランスによっては屈発生箇所は橋脚基部以外になる可能性を示しており、ラーメン形式のような不静定構造の耐震設計における注意点と考えられる。



神 P 6 (ラーメン：一層)

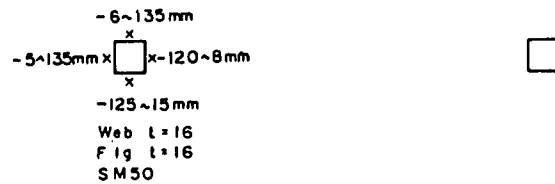


図-2.17 神 P 6 の座屈状況<sup>5)</sup>

神 P 80 (ラーメン：一層 2 脚)

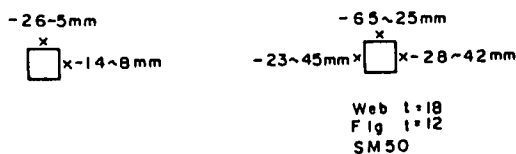
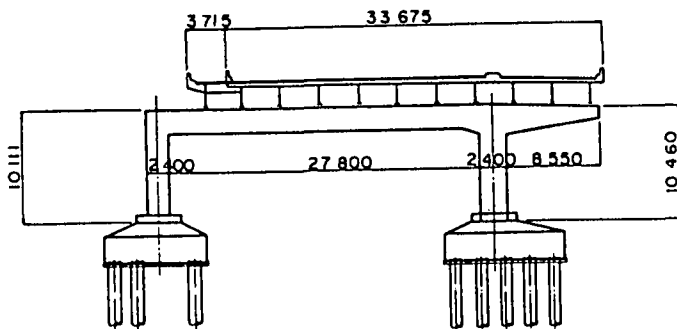


図-2.18 神 P 80 の座屈状況<sup>5)</sup>

神 P 82 L (ラーメン：一層 2 脚)

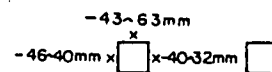
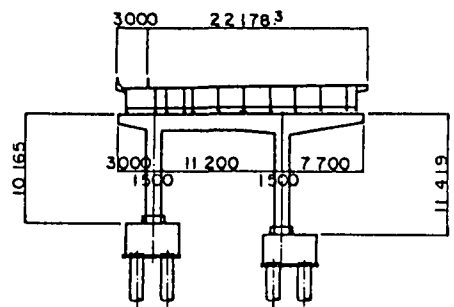


図-2.19 神 P 82 L の座屈状況<sup>5)</sup>

一方、一層3脚形式は24脚中5脚に座屈が生じていた。しかし、座屈の程度はいずれも軽微であった。また、発生個所は中央の柱でマンホール部を中心に生じていた。

次に、一層+T形式についてであるが、Tが一層の梁中央上に設置されている神P392、神P393の2脚ともT基部梁軸方向に座屈が生じていた。このTの柱断面は円形であり強度に方向性がないことを考慮すると、座屈位置から地震荷重がラーメンの面内方向（橋軸直角方向）に大きかった可能性がある。または、T基部の梁の振動挙動が主要因の可能性も強く詳細な検討を必要とする。一方、Tが一層の柱近傍にある形式では、10脚中8脚で座屈が生じていたが、西P120（柱1本4面：49mm）以外はT近傍下部の柱部1～2面で軽微な座屈であった。座屈個所は柱基部に集中していた。なお、2層形式では4脚中2脚に座屈が生じていたが軽微であった。

神P392（ラーメン：一層+T円）

神P393（ラーメン：一層+T円）

西P120（ラーメン：一層+T）

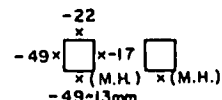
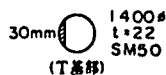
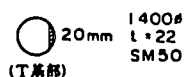
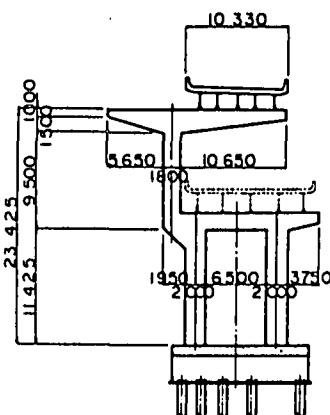
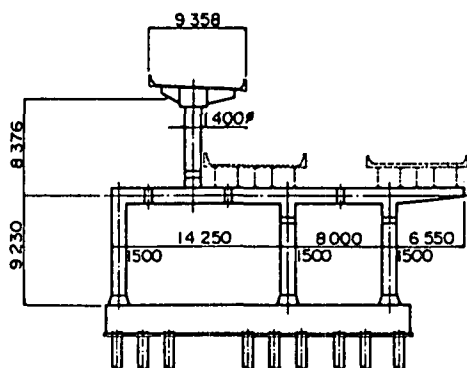
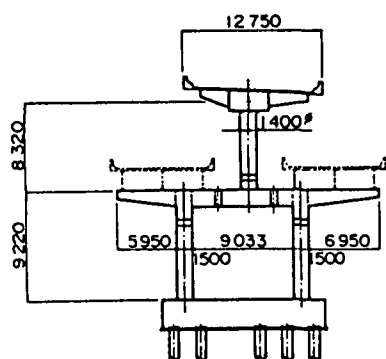


図-2.20 神P392の座屈状況<sup>5)</sup>

図-2.21 神P393の座屈状況<sup>5)</sup>

図-2.22 西P120の座屈状況<sup>5)</sup>

以上のように、ラーメン形式の中にも損傷程度や損傷位置にそれぞれ特徴がある。また、実際に生じた座屈個所が設計上想定された個所以外にも生じたことも考慮すると、特に複雑な構造にならざるを得ないラーメン形式では、地震時の動的な挙動を再検討する必要がある。

#### (5)特殊ラーメン形式

特殊ラーメン形式は鋼製橋脚であるが梁をRC橋脚上支承で支持した形式である。3号神戸線で唯一圧壊した神P55もこの形式である。この形式には3種類あるが、単柱やラーメン形式と同様、それぞれ損傷度合は異なっている。

門型の梁の中央を支持した形式では13脚全てに座屈は生じていなかった。逆しまたはT型で梁の片側端部を一点支持した形式では、13脚中7脚で座屈を生じた。同時にRC橋脚上の支承が損傷し梁とRC脚がずれているものが多かった。座屈の程度は大きく、西P143（ズレ、1面：15mm）、神P68（ズレ、4面：113mm）、神P169（ズレ、3面：40mm）、神P172（3面：48mm）、神P173（3面：30mm）等が代表的なものである。

T型橋脚の梁を延長し梁両端を支持した形式では3脚中2脚が座屈した。その内の一つが圧壊した神P55である。他の一つも座屈量は少ないが4面が座屈した。

以上のように特殊ラーメン形式全体では29脚中9脚座屈したが、座屈が生じた橋脚は梁長さが長く端部を支持した形式に限られている。これは、構造特性に依存した損傷と考えられる。過大な地震が作用しRC脚上の支承が損傷すると事実上単柱となり柱1本でほとんどの上部構造荷重を受け持つ可能性も強い。このように、常時と過大地震時とで構造系が異なる可能性がある場合の挙動を詳細に検討する必要がある。

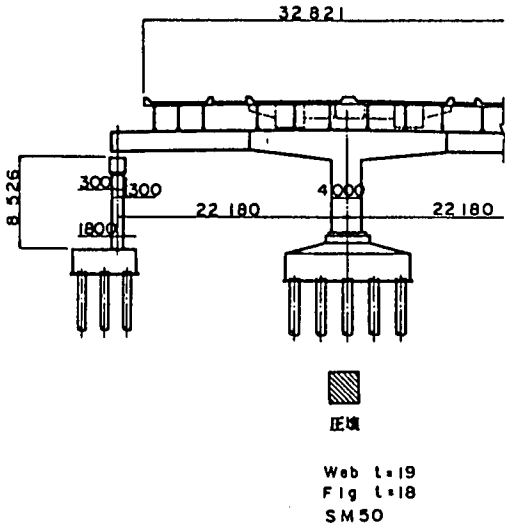


図-2.23 神P55の座屈状況<sup>5)</sup>

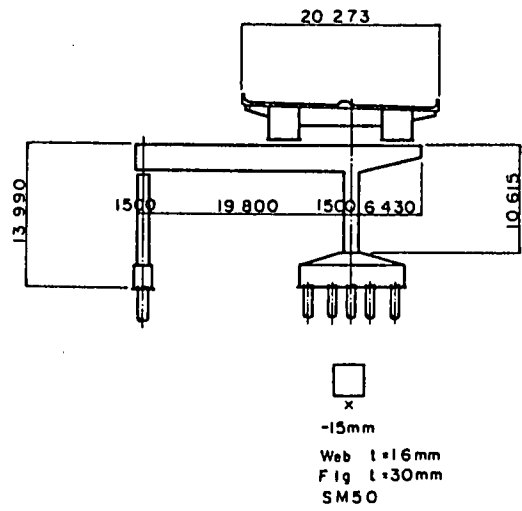


図-2.24 西P143の座屈状況<sup>5)</sup>

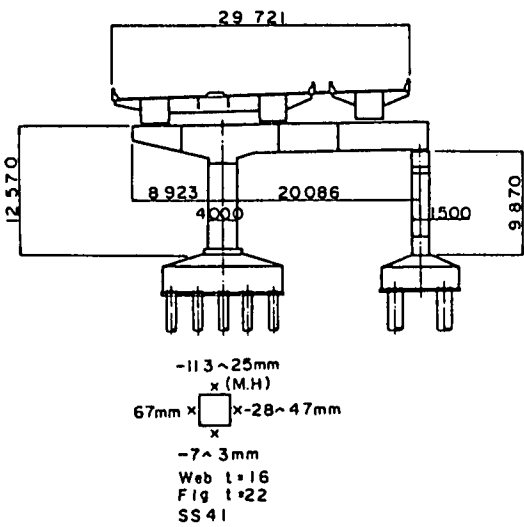


図-2.25 神P168の座屈状況<sup>5)</sup>

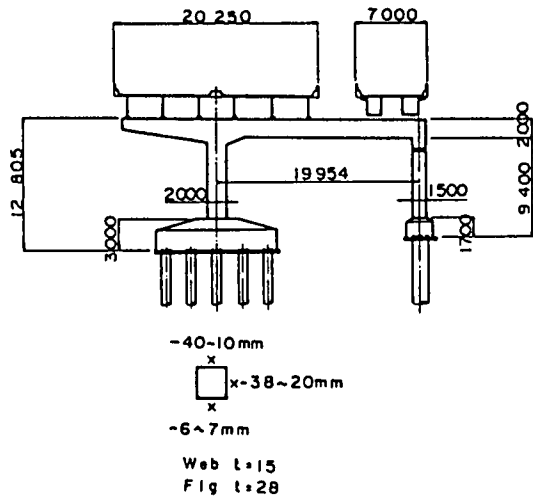


図-2.26 神P169の座屈状況<sup>5)</sup>

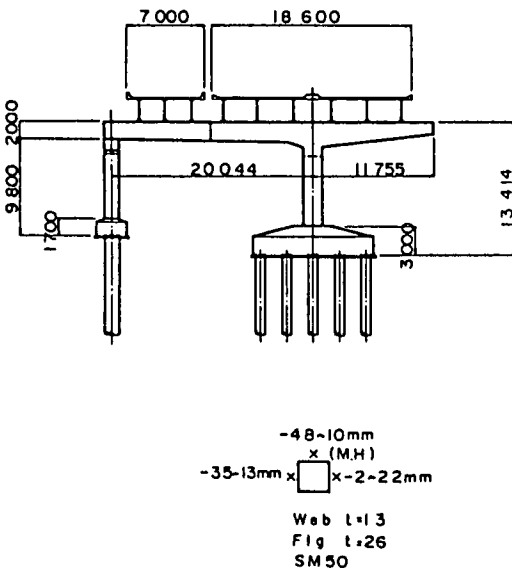


図-2.27 神P172の座屈状況<sup>5)</sup>

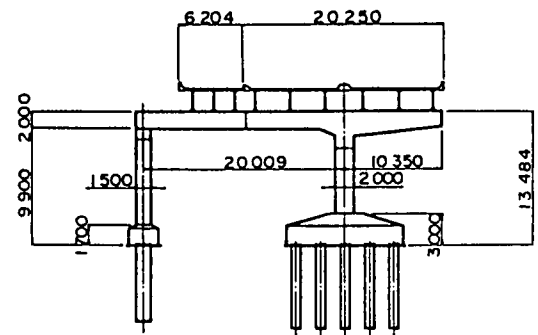


図-2.28 神P173の座屈状況<sup>5)</sup>

## 2.4 鋼製橋脚のアンカーボルト

鋼製橋脚のアンカーボルトは、橋脚基部において基礎（フーチング）と橋脚を連結するものである。アンカーボルトの損傷には、ボルトの残留延び、曲がり、破断等がある。

アンカーボルトの損傷に影響を与える代表的因子として、①橋脚柱の保有水平耐力（橋脚がアンカーより強いと最終的にはアンカーボルトに負担が集まる）、②橋脚基部の倒れ（橋脚の倒れが大きいとアンカーボルトが延びているか、フーチングそのものが傾いている）、③橋脚柱の座屈（橋脚の座屈が先行するとアンカーボルトへの負担は小さくなる。さらに過大な荷重が作用すると、アンカーボルトも延びる）等が考えられる。これらに着目しアンカーボルトの損傷を整理した例を図-2.29に示す。

結果によれば、アンカーボルトに残留延びがある場合は、[柱>アンカーボルト]の範囲であり、[柱<アンカーボルト]の範囲では残留延びは確認されていない。また、残留延びが大きいものは柱基部の傾きが大きく、柱の傾きが中程度になると残留延びが小さくなっている。さらに柱の傾きは大きく、柱の座屈が大きいものも残留延びが小さくなっている。これらの結果から、少なくとも[柱≦アンカーボルト]になるようにする方が、地震直後に目視点検も不可能であることもあり、橋脚柱の健全性確保の面からは良いと思われる。

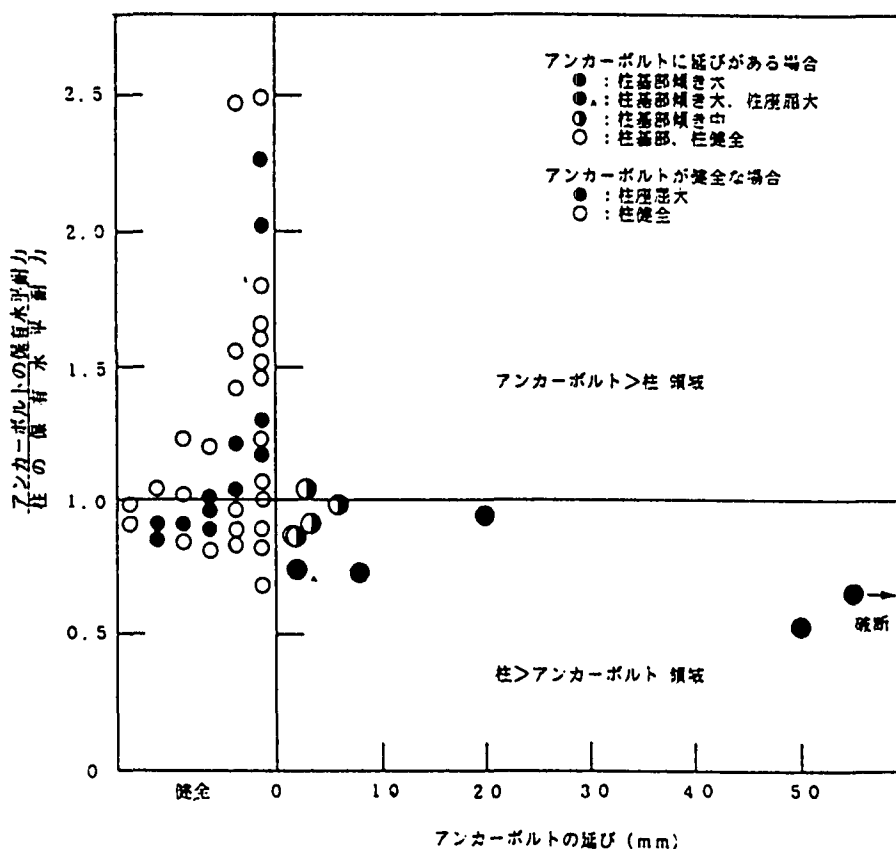


図-2.29 アンカーボルトの損傷に及ぼす保有耐力の影響

アンカー部の耐力の評価方法は、現在のところ3種類（杭方式、RC単鉄筋、RC複鉄筋）があるが、過大地震時の最終耐荷力評価の精度は、コンクリートの強度のばらつきもあり必ずしもよくない。このため、アンカーボルトの終局ひずみの設定、フーチングコンクリートの応力ひずみ関係の設定等、検討する必要がある。

また、一般に、アンカーボルトは、丸鋼からねじを切削するために、一般部の径に比べてねじ部の有効径が小さい構造であった。このため、残留延びや破断位置はねじ部に集中していた。さらに、アンカーボルトへの作用力は、かなり早いひずみ速度をあたえているようであるため、静的強度だけでなく動的な強度にも強い材質が必要となるとと思われる。このため、形状、材質ともに検討が必要と思われる。



## 2.5 支 承

支承は上部構造や橋脚に劣らない重要な構造要素である。特に、地震時には、桁間連結装置、桁かかり長と共に落橋を防止するシステムを構成している。参考に代表的な支承形式<sup>8)</sup>を図-2.30に示す。

支承の損傷状況は、他の構造要素と比較して最も損傷程度が高いと思われる。また、支承の損傷が他の構造物へ与えた影響は大きく今後の検討が重要な構造要素である。特に、鋼橋では支承には種々の機能が付加されているため、コンクリート橋の支承システムのように機能分散も含め、検討を早急にする必要がある。なお、代表的な被災例、被災分布は文献4)、5)に詳しい。

支承形式別の損傷程度を図-2.31に示す。図によれば、ピンおよびピンローラ沓の損傷程度が大きく、続いて線支承、BP沓の順である。ピンおよびピンローラ沓では、上沓と下沓が分離し桁（特に箱桁）に食いこんでいるものが多数あった。このため、上部構造全体としては、損傷が少ないにも関わらず上部構造損傷がひどくなる場合があった。このような差は支承の構造形式に依存しており、地震時のように過大な荷重（変形）が作用する場合に有利な支承構造を示唆している。

また、固定沓、可動沓の損傷程度についてであるが、その損傷程度には有意な差はなく支承条件に依存していなかった。これは、地盤動の南北方向（橋軸直角方向）であることによる可能性も高いが、今後、支承損傷の要因分析を行う場合や支承を検討する上で留意するべきと思われる。

次に、BP沓の設計反力による損傷程度の状況を図-2.32に示す。単純I桁においては、上部構造反力と上部構造の損傷程度とは相関が少なかったが、BP沓では、反力が大きい程その損傷程度がひどくなっており強い相関関係がある。

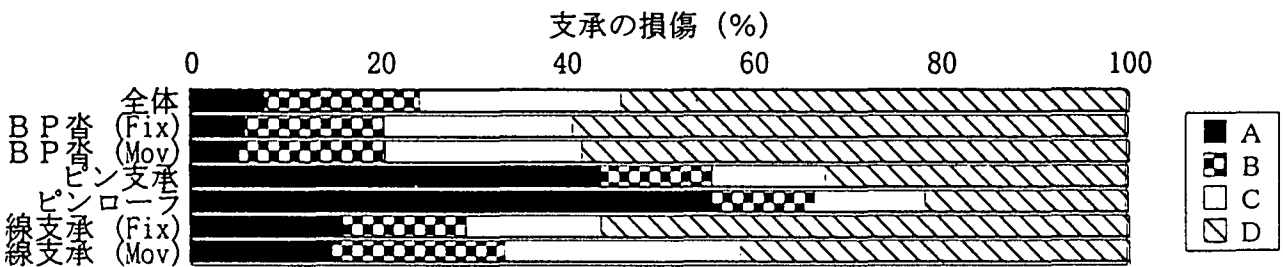


図-2.31 支承形式別の損傷程度

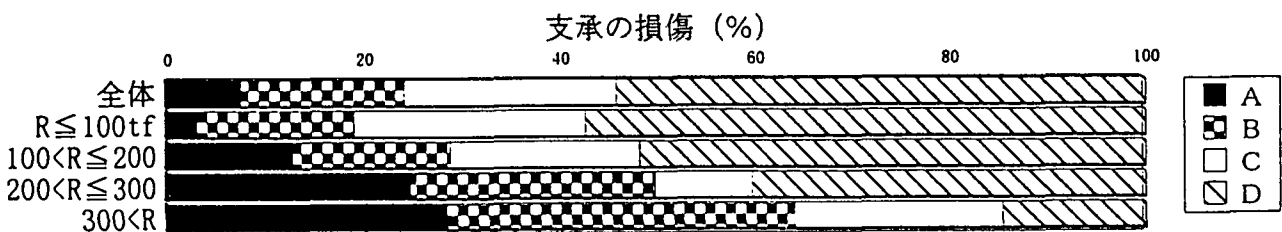
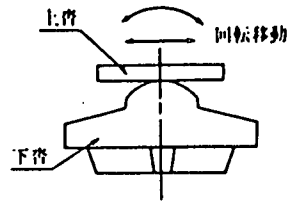
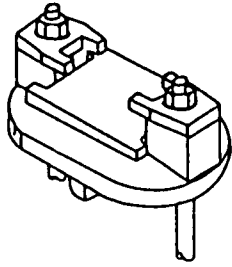
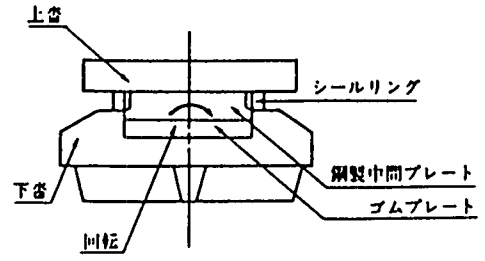


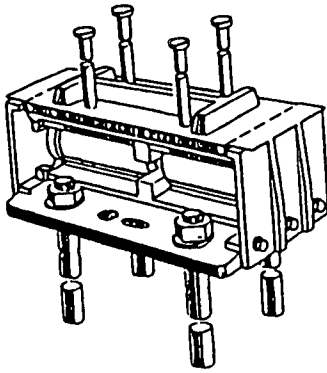
図-2.32 BP沓の反力別損傷程度



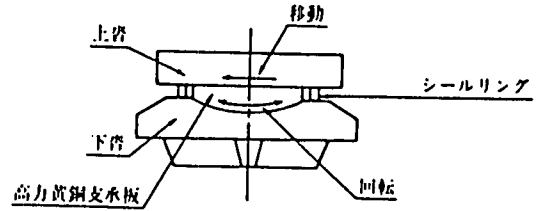
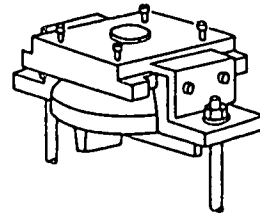
線支承



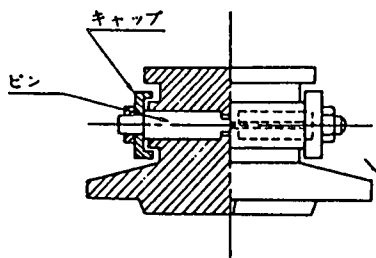
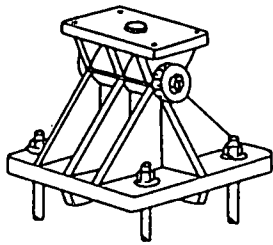
密閉ゴム支承板支承（固定用）



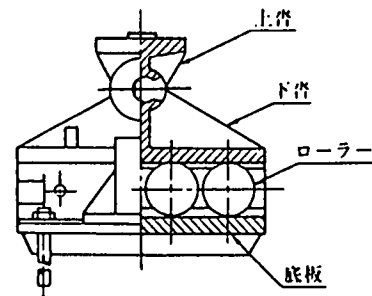
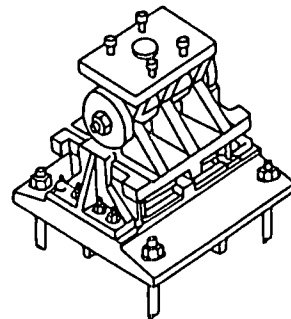
1本ローラー支承



高力黄銅支承板支承



圧縮型ピン支承



ピンローラー支承

図-2.30 代表的な支承形式例

## 2.6 桁間連結装置

一般の高架橋において落橋防止対策は、支承の移動制限装置、桁かかり長の確保、桁間連結装置の設置により行われている。その内、桁間連結装置はタイバー形式（所謂、眼鏡タイプ）が大部分を占めている。この形式は、桁遊間が広がる場合に隣接する桁の重量を利用して落橋を防止するように設計されている（図-2.33 参照）。設計は橋軸方向へ支承からの脱落を対象として、死荷重反力 $R_d$ の2倍（上部構造重量）に震度法による水平震度 $k_h$ を乗じた値（上部構造慣性力）を設計荷重として、桁間連結装置および取付部の構造を決定している。なお、実際は衝撃を考慮し1.5倍以上している。

鋼製橋脚の損傷からも分かるように、今回の地震では震度法レベルを越える慣性力が働いていたと考えられるため、数多くの桁間連結装置で表-2.6 に示すような大被害（Aランク）を受けた。なお、代表的な被災例、被災分布は文献4）、5）に詳しい。

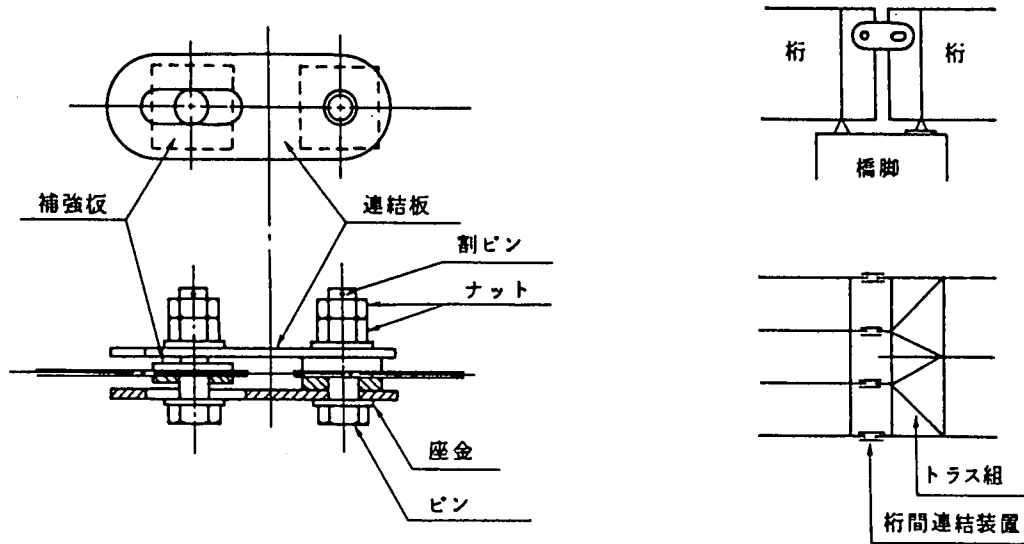


図-2.33 桁間連結装置例（タイバー方式）<sup>9)</sup>

表-2.6 桁間連結装置損傷度判定基準

損傷程度	破損状況
A 大被害	連結板、ピン、主桁補強部の部材が切断、欠損、座屈のある損傷が生じており、桁間連結装置としての機能が失われたもの
B 小被害	桁間連結装置の部材等には大きな損傷は生じていないが、桁間連結装置の機能に問題があるもの
C 被害無	特に機能上異常が認められないもの

隣接する鋼桁のウェブ線が一致している最も標準的な桁間連結装置の損傷では、桁遊間が広がろうとした結果、桁間連結装置取付け部の主桁ウェブそのものが引きちぎれた例がある。この場合、破断面は水平方向に対して約45°の方向であり、水平方向に大きな引張力を受けたことが分かる。逆に、桁遊間が狭まろうとした結果、主桁補強板近傍のウェブが座屈している例もある。また、連結板や取付部付近には顕著な損傷はないが、連結用ピンが折損している例、橋軸直角方向にも桁が動いたことを示す連結板の面外変形や連結用ピンの大きな曲がりの例もある。

隣接する鋼桁のウェブ線が一致していないため主桁ウェブと端対傾構上弦材に設けた補剛材間に設置された桁間連結装置では、桁間連結装置そのものには大きな損傷が認められないが、取付け補剛材は下端部のまわし溶接部を起点として鉛直方向に母材が破断している例がある。

このような大被害を受けた桁間連結装置は、箱桁とI桁との架け違い部で、隣接橋梁の重量差が大きい箇所に多い。特に取り合い主桁間の橋軸方向の移動に、支承が破損したため生じる鉛直方向の変位および橋軸直角方向の動きが加わった場合に損傷が著しい。隣接橋梁の重量差が少ない単純I桁の架け違い部でも一部で大被害が生じていたが、この場合は、下部工および支承の損傷により誘発されたものが多いと考えられる。また、桁間連結装置は、支承が健全で桁間連結装置が損傷している例が見当たらないことから、支承が崩壊した後に桁が大きく移動し損傷したと思われる。

以上のように、桁間連結装置の損傷は、支承の移動制限装置が破損したために生じる隣接橋梁間の複雑な動きに起因している。支承から分離した桁は、橋脚の梁が上下左右の動きのために、極端に言えば跳びはねた状態となっていたと推定される。

このような状態では、桁間連結装置が1次的に有効に作用したか否かの疑問も残る。また、桁間連結装置が有効に作用するためには、かなり大きな構造物となり、桁間連結装置そのものが成り立たなくなる可能性がある。さらに、橋台間に架けられている単純桁形式橋梁では、構造上、橋台は変形せず変位しても前面にしかしないことが多い。この場合、都市内の高架橋のように変形しやすい橋脚上に連続して上部構造がある場合の地震時の挙動とは明らかに異なると考えられる。

このような観点から、橋梁システム全体として桁間連結装置を含む落橋防止設備が保有すべき機能を再検討する必要がある。詳細な検討を必要とするが、落橋を防止する立場からは橋脚の梁幅（橋台）をある程度以上広くすることが最も有効と思われる。

## 2.7 現場継手と塗装

### 2.7.1 現場継手

現場継手には摩擦接合型高力ボルトが使用されているが、ボルト自身の損傷は少ない。橋脚の継手では、高力ボルトが損傷しておらず、添接板の隅部の部分的な塗装剥離や添接板全面に渡る塗装剥離が認められた程度であり、損傷程度は軽いと判断される。一部にボルトの欠損が認められたが、これは地震の影響ではなく、F11T高力ボルトの遅れ破壊によるものと思われる。一方、鋼桁の継手の損傷も橋脚の継手と同様に塗装の剥離が主要なものである。なお、ニーレス型の端横桁とウェブの支承部の補剛材との添接部では桁側の局所的な過大な変形に追従できず、ボルトが破損（せん断破壊）した例が認められた。

継手部の塗装の剥離から、摩擦が切れボルトに滑りが生じたと判断される継手が極一部認められた。これは地震時に摩擦が切れるほどの過大な力が作用したことを示している。この場合、継手の耐荷力が問題となるが、継手が過大な繰返し荷重を受けた場合、ボルト軸力が減少するが、長期間経過した継手摩擦面のすべり係数が錆の影響により増加する傾向にあるため、継手部の耐力の低下は少ないと思われる。継手全体として損傷程度はC～Dと考えてよいようである。

### 2.7.2 塗装

塗膜に損傷が生じていた箇所は、外的な物理的損傷以外は鋼製橋脚の座屈した箇所や隅角部等の変形の大きな箇所やひずみが集中しやすい箇所であった。また、塗膜の損傷は、塗膜に生じた割れと塗膜の剥離で、後者が大半である。塗膜の剥離は塗装系や下地の状態で異なっているが、ほとんどは鋼材素地と下塗りの層内で生じている。

塗膜の割れは、塗装の種類と経時によって異なるが、ある一定以上のひずみが与えられると発生する。例えば、被災した橋梁から採取した鋼材で単調圧縮および単調引張載荷試験を実施したところ、1%程度のひずみで塗膜に割れが生じ、ひずみの増加とともに剥離が広がった。なお、塗装系は油性鉛丹サビ止めペイントと合成樹脂調合ペイントの組合せで10年以上経過したものである。これは、塗膜の剥離は鋼材の伸縮が塗膜の伸び以上になった部分で生じたと判断され、間接的に鋼材に生じたひずみの大きさを評価する指標になるようである。

表-2.7 代表的な塗膜損傷例

損傷箇所	損傷状況	剥離箇所、備考
鉋桁ウェブ座屈部	・座屈部の等高線に沿って鋼材の伸びた部分に塗膜の剥離および割れが発生	剥離は鉛丹サビ止め塗料層内
箱桁内面座屈部	・座屈部の鋼材の伸びた部分で剥離 ・下フランジ座屈部の 30mm 程度の面外変形部では剥離が生じていない個所有	鋼材素地とタールエポキシ樹脂塗料間
箱桁折れ曲り部	・ウェブ面の変形の大きい個所で剥離 ・下フランジ部広範囲に格子状（かすり模様状）の剥離	鉛丹サビ止め塗料層内での剥離か
ガセット	・溶接部で破断したガセットの面全体の塗膜が剥離	鉛丹サビ止め塗料層内剥離と思われる 溶接部破断前に大きなひずみが作用したと思われる
脚柱座屈部	・座屈部の等高線に沿って鋼材の伸びた部分に塗膜の剥離および割れが発生	鋼桁座屈部と同様
脚柱添接板隅角部	・添接板縁端と母材の隅角部の塗膜の剥離、欠損的なものが多い	角部での割れから剥離に移行か
支 承	・支承損壊による機械的衝撃による塗膜の剥離 ・部材接触面の隙間の塗膜の剥離 ・セットボルト周りの塗膜の剥離	添接板隅角部の塗膜の剥離と同様

## 2.8 上部構造と支承と橋脚の関係

基本的な構造要素間については、各構造要素の項目でも多少触れているが、ここでは、特に上部構造、支承、橋脚との関係について見てみる。

まず、上部構造と支承の関係について着目する。上部構造の損傷程度と支承の損傷程度を図-2.33に、支承形式別の上部構造の損傷程度を図-2.34に示す。結果によれば、支承と上部構造の損傷関係には強い相関が見られ、支承が健全である場合には、上部構造に大被害は生じていない。このことは、上部構造の損傷が支承の損傷に大きく影響されていることを示すものであり、注目すべきことである。また、支承形式がピンあるいはピンローラの場合に上部構造の損傷が大きい傾向があり、特に上部構造の中程度の損傷が多い。ただし、重大損傷については支承形式との相関はあまり強くないようである。さらに、支承が固定査か可動査かの条件にも依存していない。これは、今回の地震の方向が橋軸直角方向（南北方向）に揺れが大きかったことと関連がある可能性が高い。

次に、支承と橋脚の関係についてであるが、支承と上部構造との関係に比べて、支承と橋脚の損傷の関係には強い相関が見られない（図-2.34）が、支承、橋脚共に損傷程度が大きい場合には、可動査の方が損傷が大きい傾向にある。

この全体的傾向から判断すると、示方書改訂時に議論の出た支承ヒューズ論については明確ではない。このため、次項で交差点部を取り出し検討を行う。

上部構造の損傷度と橋脚の損傷度との関係を図-2.35に示す。これによれば、橋脚の損傷度が高いほど上部構造の損傷度が高い。また、橋脚の損傷度が中程度以下の場合には、上部構造の損傷程度に差が小さいようである。これは、橋脚の中程度以下の損傷は上部構造に影響を与えないことを示していると思われる。

全体的に言えば、支承や下部工の損傷がなければ、上部構造の損傷は大幅に軽減出来た可能性が高い。また、上部構造本体の設計手法や構造に起因した損傷事例は少なく、上部構造の設計手法に大きな改善を行う必要性は少ないと考えられるが、支承、鋼製橋脚等に関しては、作用荷重や許容変位（変形）も考慮して、構造や設計法を再検討する必要がある。

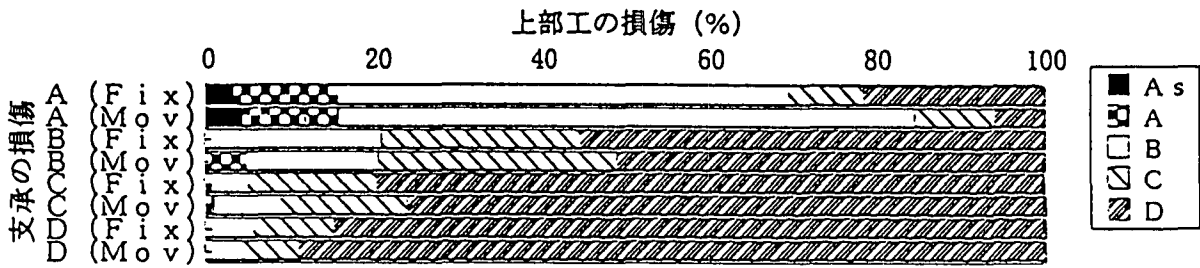


図-2.33 支承と上部構造の損傷程度

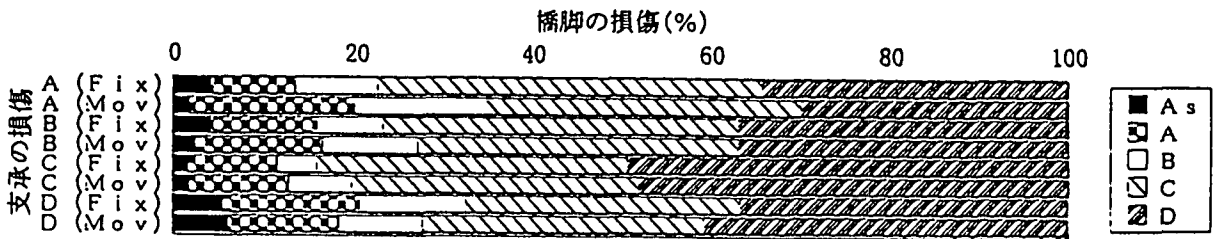


図-2.34 支承と橋脚の損傷程度

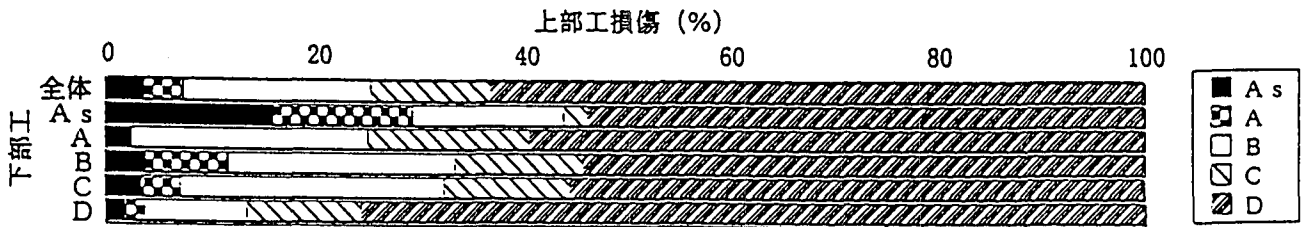


図-2.35 上部構造と橋脚の損傷程度

## 2.9 交差点部の損傷状況

交差点部は都市内高架橋では比較的規模の大きな桁橋で作られている。代表的な15箇所の交差点部の状況を表-2.8に示す。被災状況は文献5)に詳しい。特に記載していない橋脚はRC構造である。

また、15箇所の交差点は、スパン70mクラスの単純桁と30m~40mクラスの単純桁が隣接する交差点が8箇所、50mクラスの単純桁が連続する交差点が1箇所、中央径間75mクラスの3径間連続の交差点が6箇所である。

個々の交差点の状況は表に記載してあるが、全体的には、損傷度が高いか低い差はあるが、単純桁の連続する交差点や3径間連続桁を有する交差点とも規模の大きな桁下(3径間では中間橋脚)の橋脚の損傷度が高い傾向にある。大きな質量に隣接する小さい質量の橋梁で損傷度が大きくなると言われているが、今回抽出した15箇所では不明である。この程度の質量差では、その影響は小さいとも考えられる。

次に、橋脚と支承の関係について見てみる。橋脚が比較的健全(損傷程度B以下)で支承部の損傷度が高い(損傷程度A)ものは15交差点中7交差点あり、支承ヒューズ論との関係が注目される。橋脚と支承の損傷度が両方確認された60橋脚について、損傷程度との関連を表-2.9に示す。

支承ヒューズ論の立場に立てば、橋脚が比較的健全で支承の損傷程度が高いか、あるいは橋脚の損傷程度は高いが支承の損傷程度が低い関係に着目すれば良い。この観点から表を見ると、橋脚が比較的健全で支承がAの割合は 23 脚/35 脚(65.7%)、支承が比較的健全で橋脚の損傷程度が高い割合は 9 脚/25 脚(36%)である。このことは、橋脚が比較的健全でも支承が損壊したケースがかなりあることを示している、被災を受けた支承の強度は橋脚より弱いことを考慮すると、もし、支承の強度が橋脚と同等あるいはそれ以上であれば、橋脚の損傷を加速した可能性が高いと思われる。改訂された道路橋示方書では支承ヒューズ論を退けているが、今後検討の余地があると思われる。今後、全橋脚についても調査を行う必要がある。

表-2.8 代表的交差点部の状況

交 差 点	特 徴、 被 災 状 況 の 概 要
西P165～西P168 (甲子園高潮町)	橋脚は全てRC構造であり、上部構造は単純桁である。西P167の圧壊により両サイドの上部構造(S166、S167)が落橋した。
神P15～神P18 (今津交差点)	全体に橋脚の倒れが大きいが比較的健全である。支承の損傷が大きく上部構造は数十cm以上橋軸、橋軸直角方向に移動しているが、落橋には至っていない。支承がヒューズになった可能性がある。
神P39～神P42 (鞍掛町交差点)	橋脚の倒れが大きく全体に山側に倒れている。神P39～神P41は神戸側へ倒れているが神P42は逆に大阪側へ倒れているなど複雑な動きが見受けられる。橋脚の損傷度はB～Cであるが、支承はすべてAである。支承がヒューズになった可能性がある。上部構造は支承から脱落し移動量も大きい。S40およびS42は撤去対象とされた。
神P53～神P56 (建石交差点)	鋼製橋脚神P55の圧壊に伴いS54、S55が落橋した。
神P86～神P89 (打出交差点)	橋脚は比較的健全であるが、上部構造は全支承から脱落している。橋脚の損傷度はB～Dであるが、支承はすべてAである。支承の崩壊が橋脚の崩壊を助けたとも考えられ支承がヒューズになった可能性がある。
神P98～神P101 (宮川交差点)	橋脚全体が大被害を受けているが上部構造は助かっている。
神P147～神P152 (深江交差点)	上部構造は3径間連続桁である。橋脚は全てAs、Aランクであり、上部構造が単純桁であれば落橋していてもおかしくはない。
神P167～神P170 (青木交差点)	橋脚は比較的健全である。上部構造は支承から脱落しヒューズとなった可能性がある。
神P218～神P223 (松原交差点)	上部構造は3径間連続桁である。橋脚は大被害を受けている。上部構造が単純桁であれば落橋していてもはない。神P220以外の橋脚は損傷度Cであるが支承はすべてAであり、ヒューズとなった可能性がある。
神P231～神P234 (東御影交差点)	橋脚の損傷程度は大きいが支承は比較的健全であり、ヒューズと逆の現象となっている。
神P237～神P245 (御影本町・浜中交差点)	全体的に損傷の激しかった交差点で、浜中交差点では橋脚の変形に伴い連続箱桁が折れ曲がった。それに隣接する単純桁の支点である神P237、242では支承が健全(D)であるが橋脚がAである。
神P254～神P259 (東明交差点)	3径間連続の中間橋脚の損傷程度が大きい。神P257の固定柵は健全であるが、橋脚はAである。神P237等と同様にヒューズ論との関連が示唆される。
神P267～神P272 (八幡交差点)	3径間連続部で橋脚は比較的健全であるが支承の損傷度が大きく、ヒューズとなった可能性がある。
神P366～神P371 (脇浜交差点)	3径間連続部で橋脚は比較的健全であるが支承の損傷度が大きく、ヒューズとなった可能性がある。

表-2.9 個々の橋脚損傷程度と支承損傷程度の関係

		橋 脚 の 損 傷 程 度				
		As、A	B	C	D	小 計
支 承 の 損 傷 程 度	A	12脚(34.3%)	6脚(17.1%)	16脚(45.7%)	1脚(2.9%)	35脚(100%)
	B	2脚(20.0%)	3脚(30.0%)	5脚(50.0%)		10脚(100%)
	C	3脚(42.0%)	2脚(28.6%)	2脚(28.6%)		7脚(100%)
	D	4脚(50.0%)	1脚(12.5%)	3脚(37.5%)		8脚(100%)
小 計	21橋脚	12橋脚	26橋脚	1橋脚	60橋脚	

## 2.10 まとめおよび今後の課題

鋼構造分科会において行った（主として阪神高速道路3号神戸線）の被害調査について簡単にまとめると次のようになる。

- 1) 今回の地震は、現状想定されているプレート型の地震ではなく、直下型の地震であったため、設計上考慮されていない橋梁の挙動が生じた。このため、一般的な高架橋であっても、従来のように“慣性力”を基本とした震度法で設計するのではなく、橋梁間—上部構造—支承—橋脚—基礎—地盤等の相互作用（すなわち橋梁システム）を考慮した“変位”“変形”“慣性力”を基本に設計する必要がある。
- 2) 鋼橋全体としては、特殊な事例を除き、鋼構造が1次要因となる落橋等の致命的な被災はなかったと判断される。ただし、局部構造に改善すべき点がある。
- 3) 上部構造全体としては健全であるものが多く、損傷は、支承の崩壊が要因となった桁端部や中間支点上に集中している。また、桁の支承からの脱落により路面に段差および橋軸直角方向のずれが生じたが、落橋以外に緊急車両の走行が不可となるような被害はなかった。落橋そのものは下部工の崩壊により誘発されたものである。
- 4) 鋼製橋脚では、全く機能を失った2例を除き、基部付近のパネル座屈や支承付近の梁の変形が生じていた程度である。一部に過大な座屈変形の進行とともに、角溶接等に割れが生じた例もあったが、地震前に想定していた以上によく抵抗したと考えられる。ただし、崩壊した橋脚のひとつは、梁両端をRC柱で支持された特殊ラーメン形式であった。この形式は、従来の弾性設計上は優れた形式であるが、必ずしも適切ではなかった。今回の地震のように弾性限を越える荷重や変形を想定する場合、設計思想そのものを変更する必要がある。
- 5) 支承の損傷状況は、他の構造要素と比較して最も損傷程度が高い。また、支承の損傷が他の構造物へ与えた影響は大きく今後の検討が重要な構造要素である。特に、鋼橋では支承には種々の機能が付加されているため、コンクリート橋の支承システムのように機能分散も含め、全面的な見直しを早急にする必要があり。
- 6) 現在、落橋防止に対しては支承、桁間連結装置、梁幅確保で対応していたが、今回の地震で有効性、必要機能を再度確認し、橋梁システムに応じた落橋防止システムを確立する必要がある。その場合、支承ヒューズ論も含め、地震に対して橋梁がどう抵抗するべきか、を明確にする必要がある。
- 7) 震災直後の緊急対応、復旧方針決定のためには、橋梁の残存耐荷力判定、機能判定を現場で即実施する必要がある。緊急調査・復旧対応をする上で最も困難であったことのひとつで、現場で容易に計測可能な指標を基本とした定量的評価基準の設定が待たれる、今後の研究を待つとともに、再度被災程度の評価を行い、予想される大地震に備える必要がある。

### 参考文献

- 1) 阪神・淡路大震災調査研究委員会：中間報告会講演集、土木学会関西支部、1996. 9
- 2) 阪神高速道路管理技術センター：阪神高速道路震災から復旧まで [写真集]、1997.1.17
- 3) 土木学会阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：土木建造物の被害 橋梁、1996. 12、丸善
- 4) 阪神高速道路公団：平成7年度鋼建造物の設計に関する調査研究業務報告概要書、1996. 3
- 5) 阪神高速道路公団：平成8年度鋼建造物の設計に関する調査研究業務報告概要書、1997. 3
- 6) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編、1996. 12
- 7) (社)日本道路協会：道路震災対策便覧（震災復旧編）、1988. 3
- 8) (社)日本道路協会：道路橋支承便覧、1991. 7
- 9) (社)日本橋梁建設協会：鋼橋の付属物の設計手引第3編落橋防止装置、1991. 10