

## 第1章 被害の実態

### 1.1 被害の状況とその特徴

#### 1.1.1 概説

兵庫県南部地震は、明石海峡付近に震源があり、淡路島、阪神間および北摂地方に大きな被害を与えた。阪神間は、北に六甲山が走っており、幅約3 km程度の平地に北から阪急電鉄、JR在来線（東海道線）、国道2号線、阪神電鉄、国道43号線および阪神高速3号神戸線などの主要幹線鉄道および道路が東西に通過し、さらに海側には阪神高速5号湾岸線がある。また、六甲山脈が終わる西宮市以東では、平野は南北に広がり、この地域では、さらに中国縦貫自動車道、JR宝塚線、阪急電鉄今津線、宝塚線、JR山陽新幹線及び名神高速道路が走っている。これらを構成する構造物は、高架橋の橋脚、橋台などコンクリートにより施工されたものが多い。

コンクリート構造物の被害程度は、ひび割れ、かぶりコンクリートの剥離、鉄筋の座屈、コンクリートの圧壊、橋脚の傾斜・倒壊、橋桁や床版の落下まで軽微なものから激甚なものまで広範にわたっている。地震による被害地域は、上述した広い範囲にまたがっており、阪神間では阪急電鉄と国道43号線間の被害が特に大きい。震度7地域内においても、被害の大きい地域と比較的軽微な地域が交互に存在している。このような被害の相異は、構造物の特性だけではなく、地盤特性にも影響を受けたものと考えられる。今後より耐震的な構造物を設計・施工していくためには、構造物の破壊メカニズムを地盤状況や地震動との相関を考慮した上で検討していくことが重要と思われる。ここでは、高架橋の下部工に着目して被害の概要と特徴について述べる。

道路高架橋において対象とした橋脚は、阪神高速道路、一般国道高架部分（43号岩屋高架橋）、名神高速道路、中国縦貫自動車道などである。構造形式は、断面形状により矩形、円形、小判型など、脚柱数により1本柱、2本柱（門型柱）などに分類される。また、橋脚が2層式となったラケット状のものも含まれる。鉄道高架橋と同様、道路橋においても、落橋などの被害が見られたが上部工そのものの損傷は比較的少なく、下部工に大きな損傷が見られた。橋脚の損傷パターンは曲げ、曲げせん断、せん断に分類できる。一見圧壊型に見られるものもあるが、これは曲げの繰り返しによるものであり、純圧縮によるものではないと判断した。なお、構造形式と損傷パターンの相関については本章1.3.1 高速道路橋の被害分析の項で詳細に述べる。

阪神高速3号神戸線は、西宮から月見山間の20数ヶ所において橋脚の倒壊、傾斜、落橋などの大きな被害を受けた。特に、深江地区では連続して約635 mにわたり、ピルツ形式の橋脚が上部工もろとも橋軸直角方向へ倒壊した。

一般的な被害は柱下部におけるせん断もしくは曲げによるものが多い。構造物下部に見られる損傷は大きくなるにつれて曲げから曲げせん断破壊へと進行したと推定される。損傷の大きいものの中に、鉄筋圧接部の破断も見られた。また、鉄筋の段落とし部からせん断破壊が進行した時には、橋脚のじん性が喪失したと推測される。曲げおよび曲げせん断による損傷の進行は、以下のように推測される。

- ①曲げモーメントによる円周方向のひび割れ発生 → ②曲げひび割れよりせん断ひび割れに進展
- ③せん断ひび割れ部先端でコンクリート圧壊 → ④帯鉄筋の分離による拘束効果の喪失
- ⑤圧壊の内部進展 → ⑥主鉄筋の破断もしくは減少によるじん性喪失 → ⑦倒壊

曲げによる被害の中には、橋脚中間部で全周に損傷を受けたものが多い。繰り返しの曲げ作用による損傷の進行と考えられ、ひび割れ発生、ひび割れ貫通、かぶりコンクリートの剥離、鉄筋の座屈へと進行し、ちょうちん状の破壊に至ったものと考えられる。JR山陽新幹線武庫川橋梁の橋脚では中間部に被害を受けているが、これと同様な進行である。なお、橋脚の中間部に鉄筋の段落としがあるが、ひび割れの発生は、この部位を起点としており大きな影響を及ぼしている。また、破壊領域でのコンクリートは、さいころ状のブロックに細分化されている。せん断による被害では、橋脚のほぼ上下端を結ぶ貫通した1つの大きな斜めひび割れにより橋脚がほぼ完全に破壊されている場合がある。今回の地震によるひび割れはX状ではなく1方向のみが多いことが特徴であり、極めて大きな一度の荷重により瞬時に破壊に至ったと想定される。

名神高速道路では、尼崎の壁式橋脚の被害が特徴的であり、繰り返し曲げ作用によりかぶりコンクリートが剥離し、中央部にヒンジが形成され、鉄筋の座屈に至ったようである。

鉄道高架橋には、ラーメン形式の構造が多い。JR山陽新幹線では3径間連続立体ラーメンが一般的な構造であり、橋脚が高い場合には中間ばりを設けて2層式とし、曲げモーメントおよび変位の増加を抑えている。JR山陽新幹線では、六甲トンネル東側から尼崎北部の間の8箇所において床版および橋桁が落下している。落橋箇所は2層式部分に比較的多く、その方向は橋軸方向であり、西側へ倒壊している場合が多い。2層式の倒壊は、中間梁近傍での柱部分のせん断破壊によるものが多いが、上層部に限定されているわけではなく、下層部においても同様のせん断破壊が見られた。しかし、床版・上部工の直接的な被害は少なかったようである。1層ラーメンの被害は比較的軽微なものが多いが、橋脚柱上部の打ち継ぎ部分での圧壊および柱上部近傍での曲げせん断破壊が特徴的である。

標準ラーメン構造より長いスパンを要する跨線橋および跨道橋には、単純RC版桁もしくはPC桁が用いられているが、これらは、4柱式のラーメン橋台により支持されている。ラーメン橋台は2層式ラーメンとほぼ同様の破壊状況である。したがって、破壊のメカニズムには、構造部材としてのせん断スパン比が影響を及ぼしたことが考えられる。すなわち、2層式のように中間梁を設けたラーメン構造では、曲げモーメントは低減されるものの、相対的にせん断力が大きくなり、曲げに対するより先にせん断耐力に達したものと考えられる。

阪急電鉄では、西宮北口より夙川間の1線1柱式の平面ラーメン構造が大きな被害を受けている。山側線（北側）の橋脚が、せん断破壊により耐荷力を失い橋軸直角方向北側へ倒壊したものである。在来線のJR東海道線では、住吉駅から灘駅付近の高架橋が約2kmにわたって大きな被害を受けており、特に六甲道駅付近では橋脚がせん断破壊により倒壊している。また、被害がそれほど大きくない場合にも柱上部の施工継目部分で損傷が比較的多く見られ、この付近は3径間連続1層式立体ラーメン構造であるが、新幹線に比べると橋脚はそれほど高くなく、せん断が卓越したものと考えられる。阪神電鉄は、阪神間の鉄道の内では一番南に位置するが、阪急電鉄およびJR東海道線の被害箇所より、さらに西地区の青木より岩屋の約2kmの間にラーメン高架橋が倒壊している箇所が見られた。

また、新交通システムに見られるラケット状の橋脚では柱付け根部分のみならず、柱天端部での曲げ損傷も見られた。この要因として、トップヘビー以外にも構造物としての断面の急変による応力集中が考えられる。

以上、コンクリート構造物の下部工を中心として被害の概略について述べた。大きな被害となった最大の原因は、設計時に想定しなかったような地震荷重の作用によることはいままでの間もないが、被害が大きい場合それに関連した種々の要因が考えられる。本章の後半でこれらを想定しながらコンクリート構造下部工の損傷とその要因の相関を被害の統計的解析を行い考察した。

### 1.1.2 高速道路高架橋

道路構造物の被害形態や程度は、地震外力、地盤条件、構造物形式等に依存して多岐にわたっている。高速道路のコンクリート構造物における典型的な被害形態は、鉄筋コンクリート（RC）製橋脚のせん断破壊あるいは曲げせん断破壊であった。特に、これらの破壊が高架橋全体の倒壊や、上部工（桁）の部分的な落下につながった箇所がいたる所で観察された。これらの被害は当時の設計で考慮されていた以上の地震力が作用したことにより生じたことはいままでの間もないが、大地震時の構造物のじん性を確保するための耐震構造細目が現行の耐震設計（道路橋示方書（平成2年度版）やコンクリート標準示方書（平成3年度版））と比較して不十分であったことも原因の一つとして挙げられる。一方、プレストレストコンクリート（PC）桁等の上部工の被害は比較的少なく、典型的な損傷としては、橋軸方向の変形による固定支承近傍のコンクリートのひび割れ程度にとどまっている。

阪神高速3号神戸線において、かなりの数のRC単柱式橋脚が損傷を受けた。特に、深江地区のピルツ高架橋がRC単柱橋脚とともに約635mにわたって山側に倒壊した事例（写真-1.1.1）を含め、約150基のRC橋脚が修復不可能な損傷を受けた。3号神戸線におけるRC橋脚の破壊形式は、大略して以下の3つに分類できる。崩壊した橋脚の多くはせん断破壊あるいは軸方向鉄筋段落とし位置での曲げせん断破壊によるものであった。

①橋脚下部における曲げ破壊あるいは曲げせん断破壊（写真-1.1.2）

この破壊形式は、以下に述べる他の2つのものと比べて比較的じん性に富む破壊形式である。この場合、橋脚下部において、かぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋の座屈、帯鉄筋の破断・はずれ等が観察された。

②軸方向鉄筋段落とし位置における曲げせん断破壊（写真-1.1.3）

多くの橋脚がこの形式で損傷を受けた。段落とし位置での帯鉄筋の不足や軸方向鉄筋の不十分な定着長により、この位置でひび割れが著しく進展し、繰返し荷重により最終的に曲げせん断破壊に至ったものと考えられる。また、橋脚によっては、鉄筋のガス圧接部が破断した箇所もあった。

③せん断破壊（写真-1.1.4）

この破壊形式は非常に脆性的であり、破壊後は上部工反力を支えきれなくなって桁の落下につながるものが多く見られた。

3号神戸線は1960年代後半に建設されたものである。これらの橋脚は設計水平震度0.2で設計されており、16mmの帯鉄筋が20～30cm間隔で配置されていた。しかしながら、じん性を確保する上で重要となる耐震構造細目（帯鉄筋の配置量や間隔、軸方向鉄筋の継手や圧接法、段落とし鉄筋の定着長など）が現行の基準と比べて必ずしも十分でなかったこともこのような甚大な被害の一因であると考えられる。このことは、最近の耐震設計基準で設計された阪神高速5号湾岸線のRC橋脚の被害が比較的軽微であり修復可能であったことから推察できる。湾岸線では、RC橋脚の損傷よりも西宮港大橋の側径間で落橋防止工が破断したように、むしろ支承部の損傷・破壊が支配的であった。

名神高速道路、中国縦貫自動車道やその他の道路（国道2号線、43号線、ハーバーハイウェイ等）高架橋のRC橋脚もかなりの損傷を受けた。損傷を受けたRC単柱式橋脚の破壊形式は、阪神高速3号線で見られたものとはほぼ同様であった。しかしながら、名神高速道路の西宮付近の瓦木西高架橋では、円柱のRC橋脚のヒンジ部が破損したために、橋桁2スパンが落下した。尼崎付近では多くのRC壁式橋脚が損傷を受けた。壁式橋脚の損傷においては、軸方向鉄筋がせん断ひび割れ先端におけるコンクリートの圧潰を伴うことなく座屈していた。また、中国縦貫自動車道の宝塚高架橋5径間連続RC中空床版橋部では、中間にある2つの固定脚が破壊されるなど数ヶ所で被害が生じていた。

これら損傷形態の多様性を要因分析して一元化することは重要であり、構造物の被害発生の原因を究明する一助になるものと思われる。

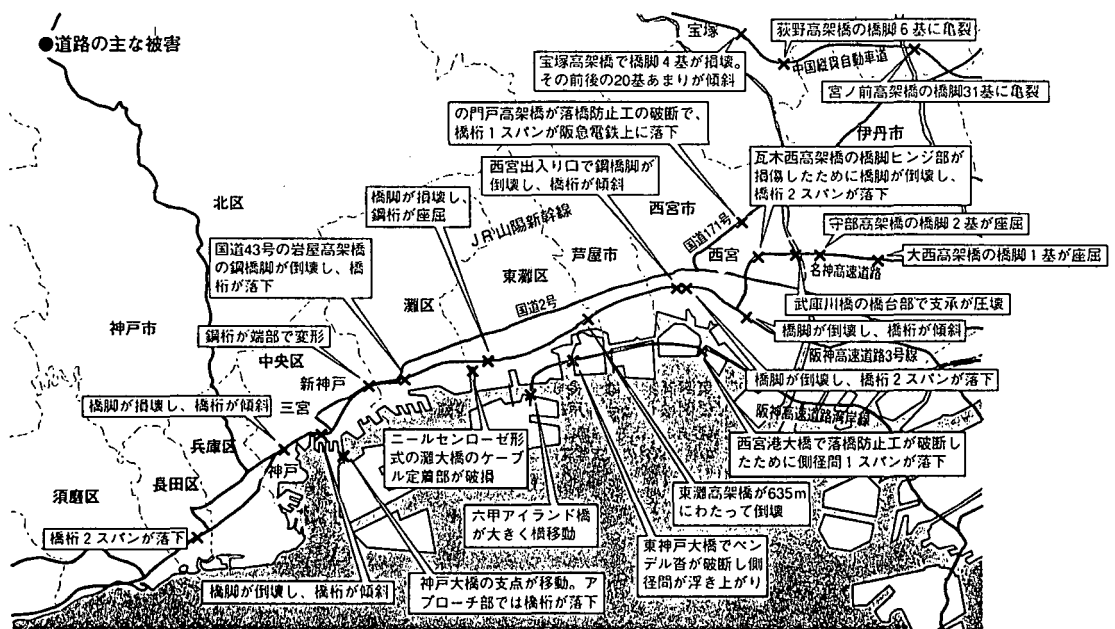


図-1.1.1 道路の主な被害箇所<sup>1)</sup>



写真-1.1.1 橋脚倒壊部（ピッツ橋脚）

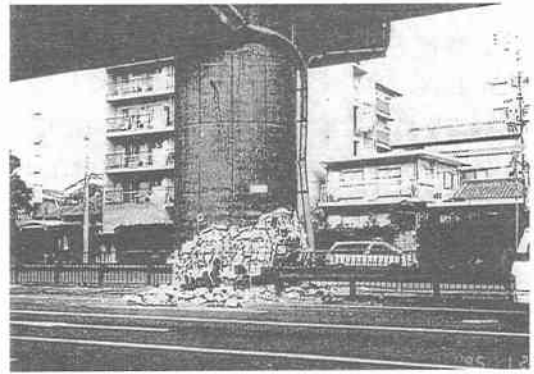


写真-1.1.2 橋脚被害（曲げ破壊）

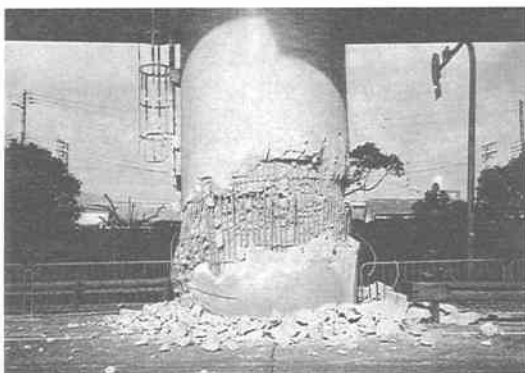


写真-1.1.3 橋脚被害（曲げせん断破壊）

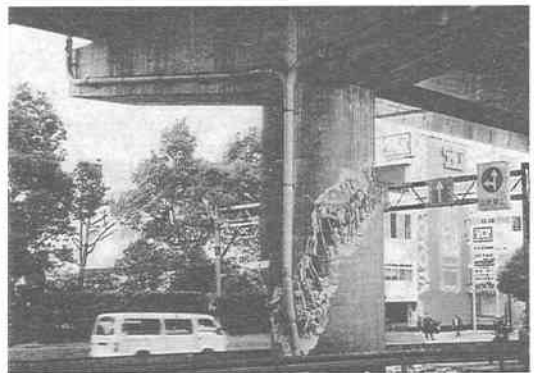


写真-1.1.4 橋脚被害（せん断破壊）

### 1.1.3 鉄道高架橋

阪神地区における鉄道ネットワークは今回の兵庫県南部地震によって大きなダメージを受けた。その中でコンクリート構造物の被害が多く、鉄道高架橋の落橋や駅舎の倒壊等の甚大な被害のため経済活動に大きい影響を及ぼした。図-1.1.2に鉄道構造物の主な被害箇所を示す。しかしながら、震災直後からの迅速な復旧活動により4月上旬にはJR在来線の復旧が完了し、その後、6月には各電鉄の復旧も順次完了し、最終的には8月下旬に鉄道ネットワークの混乱状態が回復されることになった。



図-1.1.2 鉄道構造物の主な被害箇所<sup>1)</sup>

鉄道高架橋の構造は各電鉄・地域等により複雑であり多岐にわたっているため、ここでは震災によるいくつかの被害事例について述べるものとする。また、後述する鉄道高架橋における被害の分析等は、JR山陽新幹線及びJR東海道線の2つの路線を選んで実施し、被害の原因の推定を行うことにした。

#### (1) JR西日本の高架構造物の被害

JR西日本では東海道線の住吉駅付近～灘駅付近までの約2kmの区間にわたり高架橋、高架駅でせん断等による橋脚部の倒壊が発生し、落橋などの大きな被害が見られた。山陽新幹線における被害は新大阪～新神戸間で7箇所の高架橋・架道橋が落橋し、武庫川橋梁の橋脚のほか高架立体ラーメンの柱部の倒壊が18箇所で行われている。これらの被害は伊丹市から武庫川を経て六甲トンネルに至る約3.5kmの区間に集中している。新神戸より西側では、高塚山トンネルから西明石にかけて、橋梁1箇所が落橋しており、橋脚・高架橋の柱の倒壊16箇所、明石～姫路間では、西明石駅部の高架の橋脚・高架橋の柱の倒壊18箇所となっている。

主な被害の特徴は以下のとおりである。

- a) JR在来線（東海道線）では1層ラーメン橋脚あるいは連続ラーメン橋脚の橋脚部上部のコンクリートが曲げせん断破壊し、主鉄筋が大きくはらみ出し、ひどい箇所では崩壊し落橋に至っている。破壊は柱・梁の付け根部で発生している場合が多い。
- b) JR山陽新幹線では2層ラーメン高架橋（中間梁を有する3径間連続ラーメン）の被害が大きく、中間梁のすぐ下の柱部でせん断破壊が生じている。その結果、桁などの重量に耐えられなくなり崩壊に至ったと想定される。また、上ばりの柱上部ハンチ部付近にも被害が見られる。
- c) JR山陽新幹線における河川橋梁の小判型断面橋脚では、段落とし部における鉄筋が曲げ降伏後局部座屈し、かぶりコンクリートを剥落させるとともに、定着が不十分な帯鉄筋はばらけていた。しかし、崩壊に至ったものはなかった。

#### (2) 阪急電鉄神戸線の高架構造物の被害

阪急電鉄では神戸線の西宮北口～夙川の約600mの区間で高架橋の被害が発生している。高架橋の構造形式は1線1柱式平面RCラーメン構造（複線並列）であり、せん断破壊による倒壊が見られる。また、上下線で60cm離れて並列しているラーメン構造が地震時にぶつかり合い被害を大きくしている箇所もあった。主な被害の特徴は次のとおりである。

- a) 高架橋は、西宮北口より夙川に向けて徐々に被害が大きくなっていた。
- b) コンクリート橋脚のせん断破壊の程度も地域によって程度に大きな差があった。
- c) 上部工が鋼桁の架道橋（陸橋）の場合の橋脚部および壁式橋脚の高架橋には被害が少なかった。

#### (3) 阪神電鉄本線の高架構造物の被害

阪神電鉄本線の被害は西灘～御影の間に集中しており、架道橋（陸橋）の落橋が8箇所、ラーメン高架橋の柱座屈による倒壊が48箇所で行われていた。また、石屋川車庫では架道橋が2箇所落橋しており、ラーメン高架橋は柱上部の破壊により高架軌道面の沈下が生じた。主な被害の特徴は次のとおりである。

- a) 架道橋（陸橋）の落橋は桁受け部の柱の倒壊による。
- b) 高架橋の一般部も架道橋と同様の崩壊によるものと考えられる。
- c) 駅部のラーメン高架橋は柱間に壁が設置されており、被害が少なかった。

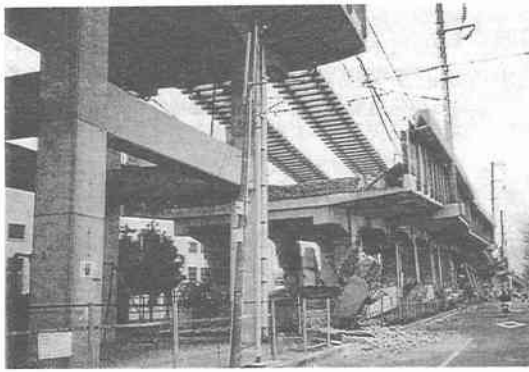


写真-1.1.5 鉄道高架橋の被害（その1）



写真-1.1.6 鉄道高架橋の被害（その2）

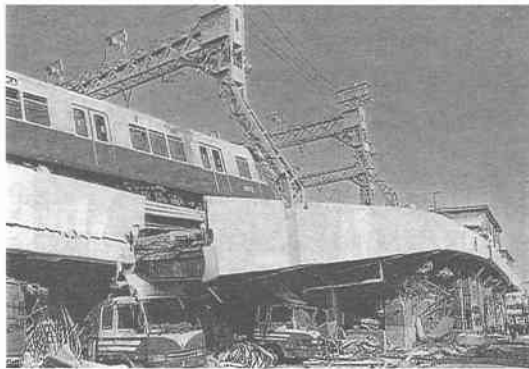


写真-1.1.7 鉄道高架橋の被害（その3）



写真-1.1.8 鉄道高架橋の被害（その4）

#### 1.1.4 一般道路橋

本項では、兵庫県下における一般道路の、主として中小橋梁（スパン 125 m 以下）に発生した被害を分類することによって、その傾向、原因などを明らかにするとともに、損傷メカニズムの推定を行うことによって今後の耐震設計に役立てようとするものである。

##### (1) 一般道路橋被害の概要

中小橋梁が主要部分を占める一般道路橋<sup>2)</sup>では、兵庫県土木部管理の一般道路橋 31 橋及び神戸市土木局管理の一般道路橋 46 橋の計 77 橋に被害の発生が報告されている。図-1.1.3 は被災橋梁マップを示したものであるが、ほぼ帯状に被害範囲が分布しているのがわかる。ここでは、これらを調査対象として被害の特徴などを明らかにする。



図-1.1.3 兵庫県土木部及び神戸市土木局管理一般道路橋の被害マップ

(2) 被害分類と傾向分析

図-1.1.4～図-1.1.6 は、被災橋梁の小規模橋梁（スパン＝20 mまで）及び中規模橋梁（スパン＝20～125 m）に関して、上・下部工の組合せによる構造形式別及び損傷形態別にその割合を示したものである。

これより、被災状況の特徴を挙げると以下のようなものである。

- a) 被災箇所は、上・下部工いずれにも発生しているが、主として下部工の損傷によって上部工が影響を受けたものが多い。
- b) 下部工では、橋脚での鉛直ひび割れ損傷及び橋台前面での水平あるいは鉛直ひび割れ損傷に特徴がある。また、一部では橋脚が剛体移動したり傾斜したのも見られる。（写真-1.1.9 参照）
- c) 多くの被災橋梁は埋立地区域に位置している。
- d) 長大橋梁の被害に比べて中小スパン橋梁の被害は軽微といえる。これは振幅の大きい比較的短周期の直下型地震によって長大スパン橋では橋脚間に変位の位相が生じたと考えられるが、中小スパン橋梁ではその影響が少なく被害も軽微となった可能性も考えられる。この点については今後解析などを通じて検証する必要がある。
- e) 上部工では継手部、連結部では支承部の被害が目立つ。
- f) 橋面では、橋梁取付部に段差の発生が多く見られ、また地覆の破損も発生した。

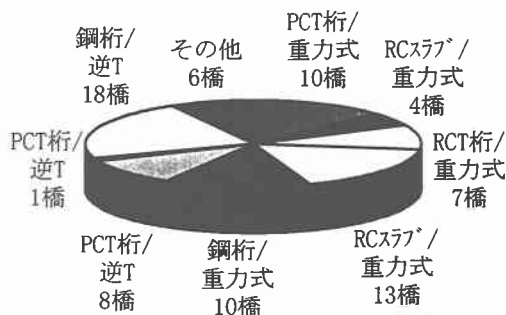


図-1.1.4 被災橋梁構造形式の内訳 (合計 77 橋)

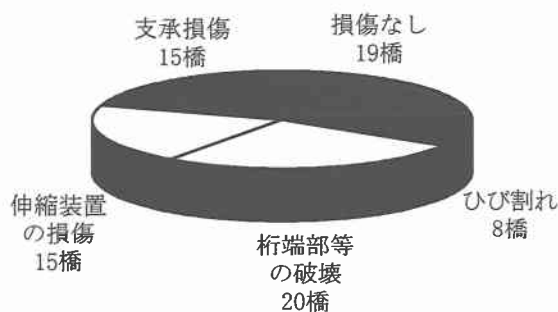


図-1.1.5 上部工損傷の内訳 (合計 77 橋)

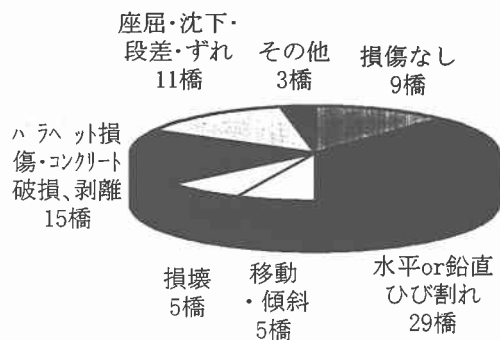


図-1.1.6 下部工被害の内訳 (合計 77 橋)



写真-1.1.9 小規模橋梁橋台における水平及び鉛直ひび割れ損傷の例

(3) 一般道路橋の特徴的な損傷事例

今回の地震では多くの橋梁に多様な損傷が発生したが、兵庫県土木部及び神戸市土木局管理の、主として中小橋梁（スパン 125 m 以下）に関する被害分類の結果、上部工では継手部、連結部では支承、下部工では、橋台前面における水平あるいは鉛直ひび割れ損傷、橋面では、橋梁取付部における段差の発生などが特徴として明らかとなっている<sup>3)</sup>。調査対象橋梁の多くは、上部工として「RCまたはPC単純床版橋」、

「RCまたはPC単純T桁橋」、「鋼桁単純橋」、下部工として「重力式」または「逆T式」橋台の組合せ構造形式となっており、従って、上・下部工連結部（支承）は、鋼板支承または $t=10\sim 20$  mm程度のゴム板支承が多い。このため、一般河川橋では、主として上部工が瞬時の上下動及び水平動によって橋座及び橋台パラペットに衝突し、桁端部破損が生じたものと考えられる。また、埋立地区域に位置する港湾橋では、主として橋台の移動及び傾斜により桁端が橋台パラペットから圧縮力を受け、桁端部破損及び橋台水平ひび割れなどの損傷が生じたものと考えられる。以下では、これら特徴的な損傷事例の内、①主として重力式橋台前面のひび割れ損傷、及び②ゴム支承特有の損傷に関するメカニズムを推定することにより、中小橋梁に対する今後の耐震設計における配慮について考察を加えた。

#### (4) 損傷メカニズムの推定と今後の設計上への配慮

##### a) 橋台前面ひび割れ損傷のメカニズム

一般河川橋の重力式橋台には、コンクリート打設時の打継目の有無に関らず水平ひび割れが発生している場合が多い。これは大きな水平動によって上部工の主桁が橋台パラペットに衝突した結果、橋台前面に引張応力が生じ、打継目あるいはそれ以外の部位に水平ひび割れが発生したと考えられる(図-1.1.7 参照)。また、港湾橋では、地盤の液状化、周辺護岸の流動などにより橋台が前面に移動したが、上部工の主桁が両橋台頂部を拘束したためパラペットの破損と同時に橋台前面にひび割れが発生したものと考えられる。

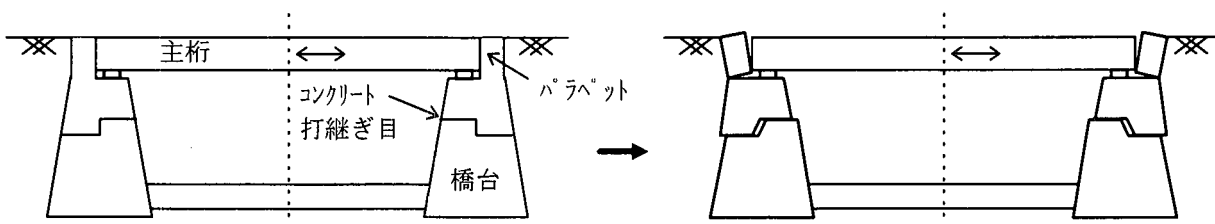


図-1.1.7 コンクリート打継目がある場合の橋台前面ひび割れ損傷メカニズム

##### b) ゴム支承の効果

ゴム支承が使用されている中小橋梁では、 $t=10\sim 20$  mm程度の薄い場合がほとんどで、この場合、支承は今回の強い地震動により、ゴム自身の破断、塑性変形などはみられないが、支承上下面のどちらかで滑ってしまっている場合が多く見られた。すなわち、免震効果を期待していない薄いゴム支承は、地震時に上部工の大きな移動を伴うことが考えられるため、所要のアンカーボルトを配置するなどの移動制限装置を設ける必要がある。また、これに付随して一般河川橋では地震動による上部工の移動により、一方、港湾橋では橋台の前面への移動によりパラペット下端にひび割れの発生または大きな破損が生じている。

##### c) 今後の設計上への配慮

重力式及び逆T式橋台では、強震時に上部工の水平力が橋台背面方向に作用したことが予想され、これに対する設計上の配慮として前壁背面の土圧を無視した断面算定をするなど従来と逆方向の曲げに対しても照査することが必要と考えられる。また、港湾橋の場合、橋台地盤の側方流動が損壊の主要な要因であると考えられる場合が多く、設計では橋台を含む護岸全体の流動化現象を防止する対策が必要となる。

今回調査した範囲の大部分の橋梁で薄いゴム支承が使用されていた。この場合、前述のようにゴム自身の破断などの顕著な損傷は見られないが、上部工の大きな移動によりパラペット及び桁端部の損傷、支承の滑動などが発生した。今後、免震効果を持たせたゴム支承の使用などが考えられているが、要求される性能を十分検討するとともに、これを評価する適切な指標を設定する必要があると考えられる。その上でアンカーボルトの配置などを検討する必要がある。また、これに付随してパラペット前面の補強の検討も必要となる。



## 1.2 被害のデータベース

### 1.2.1 被害データベースの構築

兵庫県南部地震により、阪神間の被災地域を縦断する線状構造物であるJR在来線（東海道線）、山陽新幹線、阪急電鉄線、阪神電鉄線などの鉄道高架橋および国道43号線、阪神高速3号神戸線、5号湾岸線、名神高速道路、中国縦貫自動車道などの道路高架橋のコンクリート構造物に多くの被害が見られた。被害状況も多様であるため、本章ではコンクリート構造下部工に注目し、データを収集して下部工の損傷とその要因の相関を統計的分析を行う。データベース化に当たり収集するデータは被災地域の全構造物を対象とすることが望ましい。しかし、委員会活動という時間的および物理的な制約条件のため、データの収集は必要と判断されるものについて重点的に行った。したがって、データ収集は、被災地域を縦断して構築された連続的な構造物であり、被災度も比較的大きく、被災度合もかなり明確であるという点から、3つの路線を選定した。今回収録したデータで初期の目的は十分達成できるものと思われる。3つの路線は、阪神高速3号神戸線の尼崎より神戸市須磨区付近までの区間、JR山陽新幹線の尼崎北部より六甲トンネルまでの区間、JR東海道線の住吉駅付近より灘駅付近までの区間である。調査は損傷を生じなかった構造物も含めたすべての高架橋および下部工を対象とした。

収集データは、①構造物概要 ②構造形式 ③基礎構造 ④構造データ（図面及び諸元） ⑤被害状況などを収録した。高速道路高架橋では約860基のRC橋脚に関するデータと約1500枚の写真データ、また鉄橋高架橋では約460ブロックの橋脚に関するデータと約800枚の写真データを収録している。詳細については以下の項で述べる。データベース化を行うに当たり、コンクリート構造物の下部工の損傷とその要因の相関を解明するために、必要と考えられるものを重点的に取り上げた。また、被災程度の判定は、後述する本委員会独自の判定基準によった。

これらのデータをもとに被災状況について分析した。被害のメカニズム解明のため現時点で最新と思われる方法により解析した。これについては第2章に示されている。解析技術はソフト面においてもハード面においても日進月歩するものであり、将来さらに精度の高い解析技術が大きく期待される。このような観点からも、本データベースは現在のみならず、将来における解析のためにも被災状況や構造物情報の客観的な記録として貴重なものであると思われる。これらのデータベースは、いくつかのキーワードによる検索も可能な形としている。図-1.2.1、1.2.2にデータベースの1例を示す。

### 1.2.2 高速道路高架橋のデータベース化

#### (1) 設定項目

兵庫県南部地震によって、高速道路の高架橋は、広範囲にわたり多様な被害を受けた。被害の中には、今回の地震が京阪神地区で想定されてきた地震よりも予想をはるかに上回るものであったこともあるが、種々の要因を組み合わせないと損傷・破壊のメカニズムの推定が困難であるものが数多くある。損傷形態の多様性は要因分析して一元化することが必要である。例えば、高速道路高架橋の桁・橋脚・基礎・支承・落橋防止工などの構造部位単独あるいは組み合わせによって、いくつかの損傷形態に分類することができる。橋脚の損傷形態はせん断スパン比、引張鉄筋比、せん断補強鉄筋比、軸方向応力度などにも支配されるものと考えられる。しかしながら、鉄筋比関連のデータの収集には限度があり、今後の調査に委ねることとした。また、鉄道高架橋とは異なり、高速道路高架橋は単柱形式が多く、支承やT字型橋脚の偏心などにも注目して損傷形態との相関を調べた。

阪神高速3号神戸線の調査は、尼崎市近辺から神戸市須磨区近辺の全線にわたり行った。橋脚1基毎に、被害の記録写真を収集し、現地被害調査資料を参考に調査を行った。被害をほとんど受けていない橋脚についても、損傷・被害が発生した原因を推定する上で有用と考えられるため調査・分析を行った。本章の後半部分でこれらのデータベースを基に統計分析を行い、被害状況を工学的に評価している。

甚大な被害を受けた橋脚で地震直後、道路通行確保のため早急に復旧が施され、被害状況が完全に把握できない橋脚を除けばほぼ全数にわたり調査できた。被害の調査及び評価項目は以下の通りである。

- ・ 構造物概要：構造物名、橋脚番号、完成年度
- ・ 構造形式：下部工形式、上部工形式、径間、形式、支承形式
- ・ 基礎構造：基礎形式、杭種、杭径、杭長、本数

阪神・淡路大震災 道路橋被害調査データベース

阪神・淡路大震災 道路橋被害調査データベース Photo Design drawing Change

道路橋data

橋脚番号 神P 65 完成年 1969年5月9日

**被害状況**

損傷ランク	A	損傷方向	直角	橋軸傾斜角	2 度	東側支承被害	D
損傷モード	せん断	損傷方位	南北	直角傾斜角	29 度	西側支承被害	D
損傷位置	柱下部						

**下部工形式**

下部工形式	RC丸単柱	偏心有無(方向)	有り(山脚)		
下部工高さ H	13.50 m	軸傾斜断面長さ DL	3.50 m	h/DL	3.00
有効高さ h	10.50 m	直角傾斜断面長さ DT	3.50 m	h/DT	3.00

**上部工形式**

東側上部工形式	鋼単統合成桁	東側スパン長	31.0 m	東側径間	1	東側支承	固定
西側上部工形式	鋼単統合成桁	西側スパン長	31.0 m	西側径間	1	西側支承	可動

**基礎形式**

基礎形式	杭基礎	杭種	場所打ち杭	径	1 m	杭長	220 m	本数	16
------	-----	----	-------	---	-----	----	-------	----	----

シート: 62 / 862



図-1.2.1 データベース出力画面（道路橋）

阪神・淡路大震災 鉄道橋(在来線)被害調査データベース

Block No: 155 第一種原BL 上り R-69 完成年: 1976年10月1日

**被害状況**  
 損傷ランク: A 損傷モード: せん断 損傷度: SB 損傷位置: 不明 損傷方位: 不明

**下部工形式**  
 下部工形式: 1層2径間RCラーメン 東張出: 3 m 西張出: 3 m 積算距離: 582412.4 m ~ 582434.4 m  
 ラーメンスパン長 (m): 東側: 8 8 西側: 橋軸せん断スパン比: 2.8  
 下部工実高さ (m): 東側: 6.93 6.91 6.89 西側: 直角せん断スパン比: 2.8  
 下部工上部実高さ (m): 東側: 西側:  
 コンクリート: 設計基準強度 拱試体強度 W/C 単位置 kg/m<sup>3</sup>  
 kgf/cm<sup>2</sup> kgf/cm<sup>2</sup> C S G 橋軸帯鉄筋比: 0.06  
 270 298 55 302 754 1069 直角帯鉄筋比: 0.06

**上部工形式**  
 東側スパン長: m 西側スパン長: m 東側径間: 西側径間:

**基礎形式**  
 基礎形式: 直接 枕種: 径: m 枕長: m  
 本数: 東側: 西側:

**解析データ**  
 橋軸耐力比: 0.91 橋軸じん性率: 3.38 橋軸換算弾性応答加速度: 720  
 直角耐力比: 0.91 直角じん性率: 3.38 直角換算弾性応答加速度: 720

シート: 155 / 180

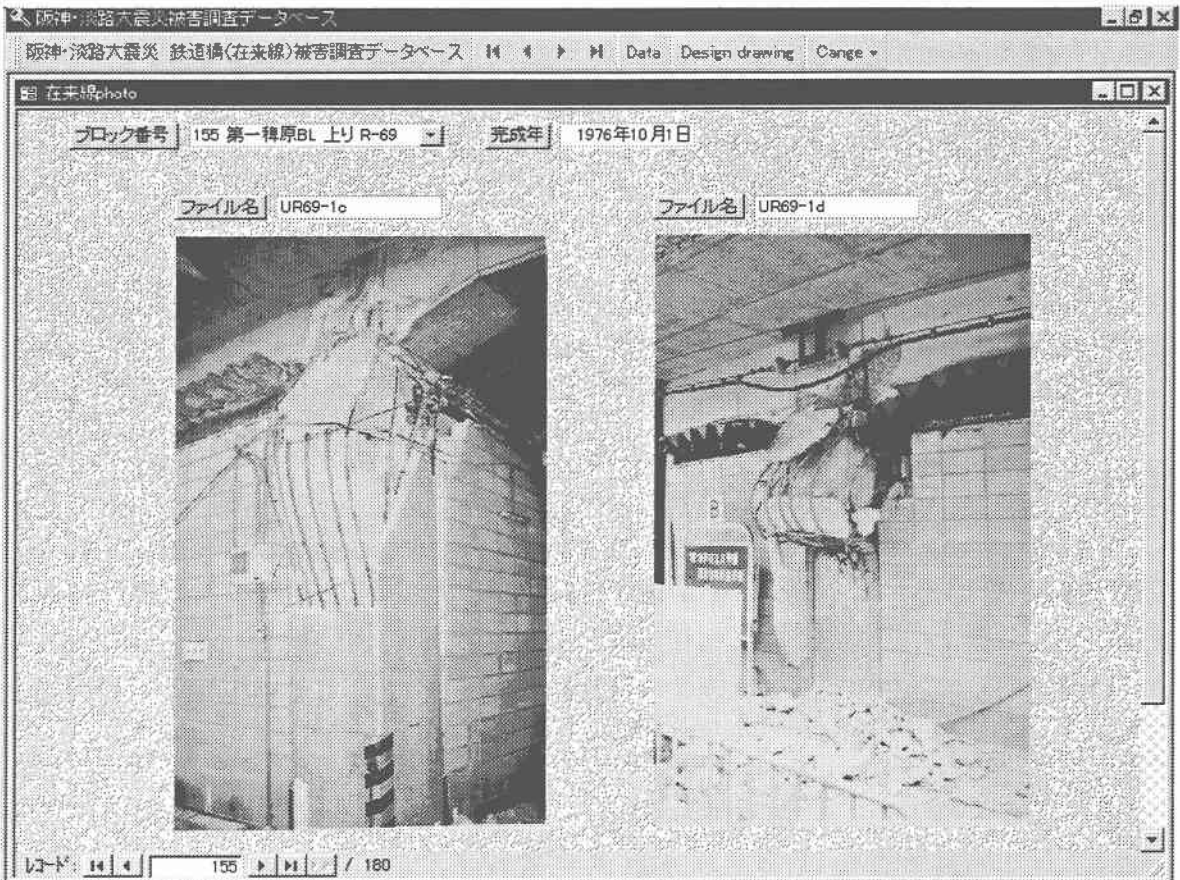


図-1.2.2 データベース出力画面 (鉄道橋)



- ・構造データ：下部工高さ、橋脚断面形状（軸・軸直角方向）、せん断スパン比、支承の固定・自由の区別、偏心の有無と方向
- ・被害状況：代表的な写真、損傷モード、被災度の損傷判定（X～Dの損傷ランク）、損傷位置・方向・方位、支承の損傷の有無

これらの被害調査結果より、橋脚1基毎に図-1.2.1に示すデータを作成し、全線にわたる被害状況一覧のデータベース化を行っている。

## (2) 被災度の損傷判定尺度

大変形を受けるRC単柱の実験結果によれば、降伏点変位 ( $\delta_y$ ) 程度の変位ではほぼ弾性範囲にあり、構造的には健全であることが知られている。また、 $2\delta_y$  程度の変位状態では、ひび割れもそれほど顕著ではなく、構造的にも未だ相当の健全性を保っていて、軽微な損傷と考えられる。次に、 $3\delta_y$  程度の変位になると、フーチングの付け根に斜めひび割れの発生が見られるようになり、繰り返し変位の影響で劣化現象も現れる。さらに、 $4\delta_y$  程度の変位になると、ひび割れが顕著となり、損傷が大きく、残留変位も目立つようになる。

このような状況を受けて、土木学会コンクリート標準示方書の耐震に関する条項では、「耐震設計は、地震時の安全性および地震後に要求される構造物の供用性能に基づいて行うことを原則とし、被災の程度を、健全維持、軽微な損傷、中程度の損傷、かなりの損傷に分類し、地震時の最大応答変位が降伏点変位のそれぞれ  $1\delta_y$ 、 $2\delta_y$ 、 $3\delta_y$ 、 $4\delta_y$  に相当している。中程度の損傷の場合には、被災後の適当な時期に補修したり、あるいは点検しながら供用することが可能であることを想定しており、かなりの損傷となる場合には、なるべく早い時期に補修・補強することが想定されている。なお、一般の土木構造物の場合には、公共性、経済性、地震後の供用性、耐用年数等から考えて、設計想定地震による被害を「軽微な損傷」以下にするのがよい。」としている。<sup>5)</sup>

そこで、上記の状況を考慮し、本委員会では独自に高速道路高架橋の損傷の尺度として、表-1.2.1および表-1.2.2に示すように損傷の程度に応じて、ランクX、A、B、C、Dを導入した。損傷度の判定は、被害状況の写真をもとに外観によって判定した。損傷ランクA、Bは、かなり損傷しているが、ほとんどの場合、適切な補強工法を選定することによって、補強が可能で再利用できると考えられる損傷の程度に対応する。一方、Cは外見的な損傷はわずかで、補修にて供用可能な損傷の程度であり、Dは外見的に損傷が全く見られない状態である。主部材が終局状態を超え、構造系全体として崩壊・転倒したもの、また、橋脚の傾斜が大きく撤去・再構築しなければならないものをXとした。

高速道路のコンクリート製橋脚の損傷形態とその程度を分析した結果より、破壊形式は橋脚の構造形式と密接に関連していることが明らかになった。すなわち、コンクリート製橋脚においては、構造形式によって、曲げとせん断に対する抵抗力や変形性能の大小関係が異なり、その結果、破壊形式は曲げ、せん断、曲げせん断の各損傷・破壊形態に分かれることになる。曲げせん断破壊は曲げ破壊が先行した後、せん断破壊が生じるもので、曲げ破壊、せん断破壊の両方の特徴を有している。

このような破壊のメカニズムは、部材の非線形性を考慮した梁・ばねモデルの動的応答解析によって、ある程度評価できるが、高塑性域での繰り返し荷重によるせん断抵抗力の低下の評価など未解決な問題も多い。また、地震力と部材の正確な応答挙動やそれに伴う損傷の程度の相互関係、鉄筋の段落とし部の破壊や衝撃力の影響による破壊のメカニズムについては、今後検討していく必要がある。

表-1.2.1 曲げによる損傷判定の尺度

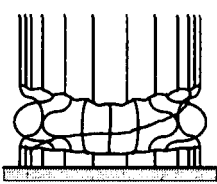
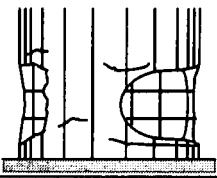
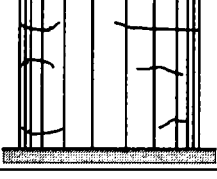
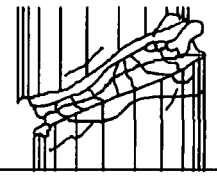
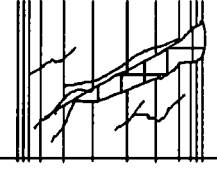
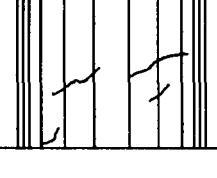
ランク	内 容	模 式 図
X (崩壊、倒壊)	かぶりコンクリートは完全に剥落し、内部コンクリートはかなり圧壊されている。 主筋は全て座屈しており、破断しているものもある。 破壊部の圧壊などにより、部材軸線のずれが生じている。	
A (大きな損傷)	かぶりコンクリートの剥離は全面的であり、ひび割れは部材を貫通し、内部コンクリートはブロック状に細分化されている。 主筋は座屈しているものもあり、フープ筋は一部破断しているものもある。 残留変位が生じている。	
B (中程度の損傷)	ひび割れが広範囲で観察され、ひび割れ幅も大きい。かぶりコンクリートの剥離は部分的である。内部コンクリートはひび割れが生じているが、部材を貫通していない。 主筋は、ほぼ直線性を保っている。 残留変位は、ほとんど生じていない。	
C (軽微な損傷)	外見上の損傷はなく、曲げひび割れが観察される場合があるが特に目立たない。	
D (損傷なし)	外観上ひび割れは見られない。	

表-1.2.2 せん断による損傷判定の尺度

ランク	内 容	模 式 図
X (崩壊、倒壊)	斜めひび割れ面付近の内部コンクリートが圧壊されている。 主筋はせん断面の上下でずれが生じ、破断しているものもある。 部材軸線のずれが生じている。	
A (大きな損傷)	はっきりした斜めひび割れが形成されており、コンクリートの剥離・剥落も生じている。 主筋が見えているものもある。	
B (中程度の損傷)	斜めひび割れがほぼ形成されている。 部材を貫通している。	
C (軽微な損傷)	微細な斜めひび割れが不連続に観察されることがあるが、部材を貫通はしていない。	
D (損傷なし)	外観上ひび割れは見られない。	

### 1.2.3 鉄道高架橋のデータベース化

#### (1) 設定項目

鉄道高架橋の構造は各路線・地域ごとに多様であるが、ここではJR在来線および山陽新幹線の2路線を選定し被害状況を調査した。この2路線のうち阪神地区におけるコンクリート高架橋を網羅するよう調査区間を設定した。JR在来線については住吉駅付近から灘駅付近までの約2kmを、山陽新幹線は尼崎市北部から六甲トンネルまでの約8kmを調査対象区間とし、区間内のすべてのコンクリート高架橋を調査の対象とした。また、被害をほとんど受けていない高架橋についても調査した。なお、調査は委員会独自の手法により実施した。

鉄道高架橋において調査した項目は以下の通りである。ただし、データの一部には入手困難なものもあった。

- ・ 構造物概要：構造物名、ブロック番号、積算距離、完成年度
- ・ 構造形式：下部工形式、上部工形式、形式、径間、層数
- ・ 基礎構造：基礎形式、杭種、杭径、杭長、本数
- ・ 構造データ：下部工高さ（実高さ・設計高さ）、スパン、断面形状、せん断スパン比、鉄筋比、コンクリート強度、耐力比、じん性率、換算弾性応答加速度
- ・ 被害状況：代表的な写真、損傷モード、損傷の位置と方位、損傷度判定

これらの被害調査結果をもとに対象区間の被害状況の一覧を作成し、データベース化を実施した。

#### (2) 被災度の損傷判定尺度

損傷度は被害状況の写真をもとに外観によって判定した。なお、鉄道高架橋は高速道路高架橋と構造形式をはじめ多くの点で異なっているため、被災状況も大きく異なっている。そのため、被災度の判定尺度は鉄道高架橋独自のものを用いた。表-1.2.3に示す通りに損傷のランクに応じて、在来線は、X、A、B1、B2、CおよびDの6段階に、新幹線はX、A、B、CおよびDの5段階に分類した。これは在来線の高架橋にBの損傷ランクとなる橋脚が数多く被害状況も多様であったためである。なお、JRの鉄道高架橋の場合には、多径間ラーメン構造の形式が多く存在しているため、損傷度は構造ブロックごとに判定した。ただし、構造ブロック内でも部位により損傷形態が異なるため、各構造ブロック内の最も損傷の激しい部位の損傷度をそのブロックの損傷度に設定した。

ランクXは補強が不可能で撤去・再構築が必要な損傷、ランクAおよびB（B1、B2）は大きな損傷を受けているが、ほとんどの場合には適切な補強工法を適用することにより、再度供用が可能であると考えられる程度の損傷、ランクCは、軽微な損傷しか受けておらず、補修により再度供用可能である程度の損傷である。ランクDは外観上損傷が認められない状態である。なお、被害状況の写真の入手が非常に困難であったため、損傷判定ができていない高架橋もある。

損傷のモード・位置・方位も損傷度判定と同様に被害状況の写真を基に外観による判定を実施した。

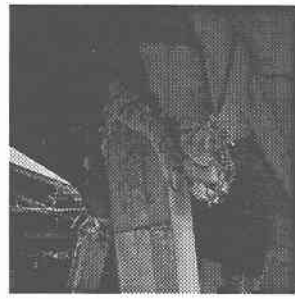


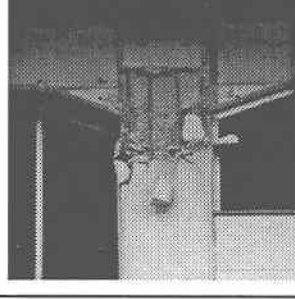
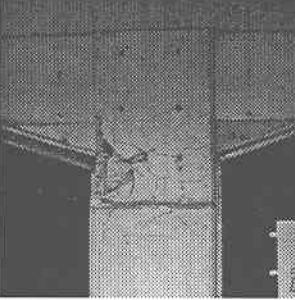
損傷モードの判定は曲げ、せん断の2種類としたが、損傷の程度が非常に軽微なランクCあるいは非常に大きいランクXで判定が不可能なものについてはあえて判定を実施していない。

損傷位置の判定は基本的に柱上部、中間部、基部の3個所に分類したが、損傷範囲が広く1個所に絞り切れないものについてはあえて同定していない。なお、2層構造の高架橋については上層・下層それぞれについて上部、中間部、基部に分類した。

損傷の方位は卓越した方向がないものについてはあえて判定していない。

これらの構造的要因および損傷度を一覧にし、これを基に次節以降の要因分析を実施した。

表-1.2.3 損傷度判定の尺度

ランク(在来線)	ランク(新幹線)	内容	代表例
X (崩壊)	X (崩壊)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・大変形をおこし、内部コンクリートはかなり圧壊している。</li> <li>・補強が不可能で撤去・再構築が必要。</li> </ul>	
A (大きな損傷)	A (大きな損傷)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・主筋が座屈しており、残留ひずみを生じている。</li> <li>・内部コンクリートは圧壊している。</li> <li>・適切な補強工法を実施することにより再度の供用が可能。</li> </ul>	
B 1 (中程度の損傷)	B (中程度の損傷)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・かぶりコンクリートが剥落し、内部のコンクリートにもひび割れが多く認められる。</li> <li>・適切な補強工法を実施することにより再度の供用が可能。</li> </ul>	
B 2 (中程度の損傷)		<ul style="list-style-type: none"> <li>・かぶりコンクリートが剥落しているが、内部のコンクリートには外観上ひび割れが認められない。</li> <li>・適切な補強工法を実施することにより再度の供用が可能。</li> </ul>	
C (軽微な損傷)	C (軽微な損傷)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・外観上いくつかのひび割れが認められる。</li> <li>・適切な補修を施すことにより再度の供用が可能。</li> </ul>	
D (損傷なし)	D (損傷なし)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・外観上ひび割れは認められない。</li> </ul>	

### 1.3 データベースに基づく被害分析

#### 1.3.1 高速道路橋の被害分析

##### (1) 概説

高速道路高架橋には上部工、支承、下部工橋脚および基礎などの部位があるが、兵庫県南部地震では橋脚が大きく損傷した。兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会調査報告書<sup>1)</sup>によれば、川西市、宝塚市、伊丹市、尼崎市、西宮市、芦屋市および神戸市にある建設省直轄国道、高速自動車道および阪神高速道路において、橋脚では3,396橋脚のうち、鋼製橋脚355橋脚中約14% (51基)、鉄筋コンクリート製橋脚(以下RC橋脚と略記)3041橋脚中約13% (394基)に比較的大きな被害が生じた。阪神高速3号神戸線では、西宮から月見山の間の約20箇所において橋脚の倒壊、傾斜、落橋などの大きな被災を受けた<sup>2)</sup>。特に下部工橋脚の損傷が厳しく、深江地区のピルツ橋では連続して約635mにわたって上部工と下部工橋脚17基が橋軸直角方向に倒壊した。

本節は兵庫県南部地震により大きな被害を受けた尼崎市付近から神戸市須磨区付近の高速道路橋脚1028基について構築したデータベースに基づきマクロ分析したものである。図-1.3.1に示した調査対象橋脚全体の約84%を占めるRC橋脚862基について、橋脚の損傷に影響を及ぼしたと考えられる種々の要因について、その要因と損傷メカニズムとの関係を明らかにすることを目的として検討した。なお、調査した橋脚は阪神高速3号神戸線の兵庫県域にある全RC橋脚943基の約91%にあたる。震度、地質および活断層など構造物に関わる荷重や基礎地盤の条件については直接的には考慮できていない。この点については今後の課題としたい。

調査地域のRC製橋脚は、図-1.3.2に示した10種類の構造形式に分類できる。同図に示した分類のうち、RC単柱(RC角単柱橋脚とRC丸単柱橋脚の合計)が構成割合で約70%を占めており、かつ比較的広い地域に分布していた。本節での検討は、このRC単柱橋脚を中心に行う。

(2) 橋脚の構造形式の影響(図-1.3.3および図-1.3.4(a)~(d))

##### a) 橋脚の構造形式と損傷ランクとの関係

RC橋脚全体の損傷ランク分布は図-1.3.3に示した損傷ランクXおよびAを合計すると26%、BおよびCはそれぞれ17および23%であった。また損傷ランクDは34%であった。RC橋脚全体の約4分の1が大きな損傷以上の被害を受けており、約3分の1が全く損傷を受けていない。

図-1.3.2に示した構造形式ごとの損傷分布結果によると、RC角単柱橋脚およびRC丸単柱橋脚の損傷ランクXおよびAの合計はそれぞれ19および33%であり、損傷ランクDはそれぞれ38および19%であった。RC角単柱橋脚では全体の約5分の1、またRC丸単柱橋脚は全体の約3分の1が大きな損傷以上の被害を受けた結果となっている。RC門型角柱および丸柱橋脚は損傷ランクDがそれぞれ58および71%、損傷ランクCも合計するとそれぞれ84および96%と高く、これらの損傷は

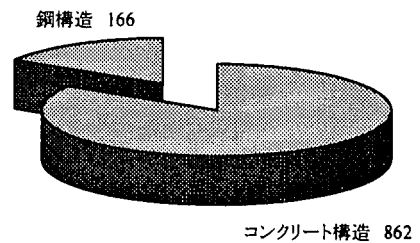


図-1.3.1 コンクリート製橋脚と鋼製橋脚の構成割合

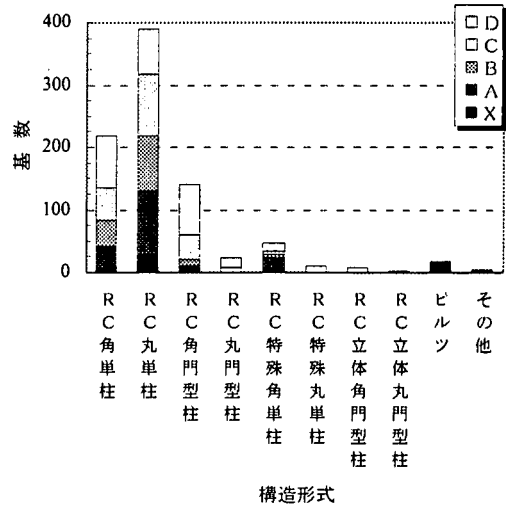


図-1.3.2 コンクリート製橋脚の構造形式による分類

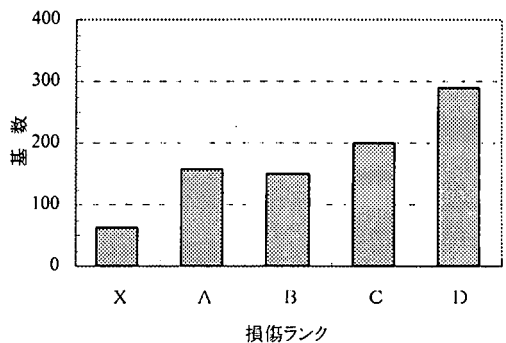


図-1.3.3 RC橋脚の損傷ランク分布



少なかった。ところが、RC特殊角単柱橋脚は、損傷ランクXおよびAの割合が高い。この損傷が高い理由として、構造形式よりむしろ設置されている地域的な立地条件のためと考えられる。この構造形式の47基の橋脚は被害の大きかった神戸・京橋出入口の西側付近に集中していた。また、ピルツ形式については前述のようにすべてXランクの損傷で倒壊した。

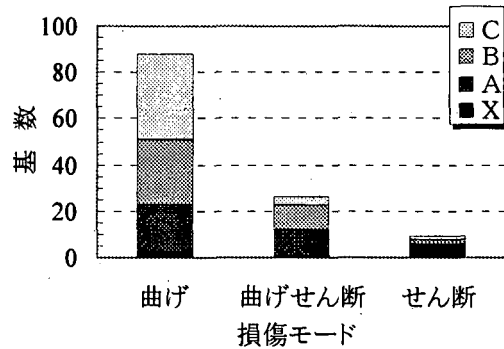
なお、RC特殊丸単柱橋脚（11基）、RC立体角門型柱橋脚（8基）およびRC立体丸門型柱橋脚（2基）は調査対象基数が少なく、かつ損傷ランクDで被害も無いことから以下の検討対象から除外した。

b) 損傷モードと損傷ランクとの関係

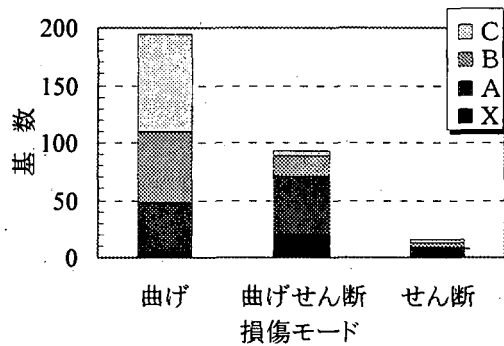
RC角単柱橋脚およびRC丸単柱橋脚に対して角損傷モード別の損傷ランクをそれぞれ図-1.3.4(a)および(b)に示した。RC角単柱橋脚において、同図(a)に示したせん断モードの損傷ランクXは約56%であり、損傷ランクAを合計した割合は約67%に達する。これに対して、曲げモードの損傷ランクXおよびAの合計が26%であり、せん断モードと比較して、比較的軽微な損傷ランクの割合が高かった。RC丸単柱橋脚は同図(b)に示したせん断モードの約20%が損傷ランクXで、損傷ランクAを合計すると約60%に達した。また曲げモードは損傷ランクXおよびAを合計すると約25%と、RC角単柱橋脚とほぼ同程度の損傷を示した。

c) 損傷位置と損傷モードとの関係

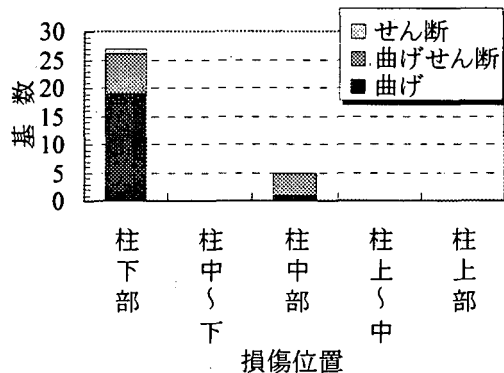
図-1.3.4(a)に示したRC角単柱橋脚の損傷ランクAの損傷がどの位置に生じたかを同図(c)に示したものである。なお損傷ランクXのものは損傷位置を特定できないものがあるので、ランクAで検討した。同図に示したようにRC角単柱橋脚の場合も柱下部に曲げモードの損傷している場合が多い。図-1.3.4(b)に示したRC丸単柱橋脚の損傷ランクAに対して、各損傷モードがどの位置に生じたかをそれぞれ同図(d)に示した。この場合もRC角単柱橋脚の場合と同様に、柱下部に曲げモードの損傷が生じている割合が高い。ただRC丸単柱橋脚の場合、柱中部で曲げせん断モードの損傷もかなり生じていた。せん断モードの損傷はRC角単柱橋脚およびRC丸単柱橋脚において、損傷位置が下部の割合はそれぞれ100および83%である。同様に曲げモードの損傷もRC角単柱橋脚およびRC丸単柱橋脚において、損傷位置が下部の割合はそれぞれ95および98%と圧倒的に下部で損傷した。これに対して、曲げせん断モード



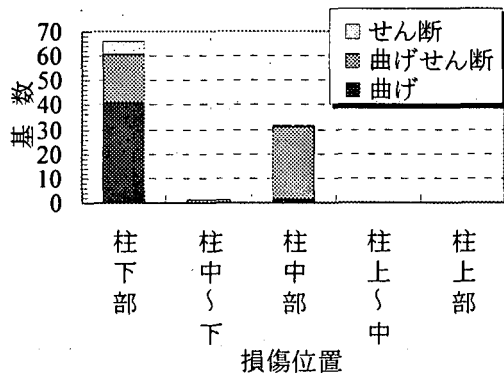
(a) 角単柱橋脚の損傷モード別の損傷ランク分布



(b) 丸単柱橋脚の損傷モード別の損傷ランク分布



(c) 角単柱橋脚の損傷位置別の損傷モード分布(損傷ランクA)



(d) 丸単柱橋脚の損傷位置別の損傷モード分布(損傷ランクA)

図-1.3.4 RC角単柱の損傷分布

の損傷ではRC角単柱橋脚およびRC丸単柱橋脚において、損傷位置が下部の割合はそれぞれ 64 および 39%、中部での割合は 36 および 59%と中部での損傷割合が高かった。

(3) 橋脚のせん断スパン比の影響

a) 橋脚橋軸直角方向のせん断スパン比  $h/DT$  の影響 (図-1.3.5(a)~(f))

橋脚の  $h/DT$  の値は、RC角・丸両単柱橋脚とも 2~4 の範囲が 90%以上であった。特に  $h/DT=3.0$  の値は、全体に対してRC角単柱橋脚で約 48%、RC丸単柱橋脚で約 57%と圧倒的に多かった。以下では橋脚数の少ない  $h/DT=1$  および 5 を除いて、 $h/DT=2\sim4$  の範囲を中心に比較検討する。

① 橋脚の  $h/DT$  と損傷ランクとの関係

$h/DT$  と損傷ランクとの関係をRC角単柱橋脚およびRC丸単柱橋脚に対してそれぞれ図-1.3.5(a)および(b)に示した。ここで  $h/DT$  は範囲の中央値である。同図(a)に示したRC角単柱橋脚において、 $h/DT=3$  および 4 では損傷ランク X および A の合計の百分率がそれぞれ 13 および 9%であった。これに対して同図(b)に示したRC丸単柱橋脚において、 $h/DT=3$  および 4 において損傷ランク X および A の合計の百分率はそれぞれ 28 および 41%程度と比較的損傷割合が高かった。

② 橋脚の  $h/DT$  と損傷モードとの関係

$h/DT$  と損傷モードとの関係をRC角単柱橋脚およびRC丸単柱橋脚に対してそれぞれ図-1.3.5(c)および(d)に示した。RC角単柱橋脚およびRC丸単柱橋脚の  $h/DT$  は多くが 2~4 に分布しており、特に 3 の場合が多く、RC角単柱橋脚およびRC丸単柱橋脚でそれぞれ 49 および 56%であった。RC角単柱橋脚において  $h/DT=3$  の場合は曲げせん断モードの割合が約 77%と最も多く、次に曲げせん断およびせん断モードの割合がそれぞれ 20 および 3%であった。RC丸単柱橋脚において  $h/DT=3$  の場合曲げモードが約 79%で最も多く、次に曲げせん断およびせん断損傷モードの割合がそれぞれ 17 および 4%であった。RC丸単柱橋脚において、 $h/DT=4$  の場合、せん断、曲げせん断および曲げの損傷モードの割合が 3 の場合と異なり、それぞれ 7、57 および 36%であった。

③ 橋脚の  $h/DT$  と損傷位置との関係

$h/DT$  と損傷位置との関係をRC角単柱橋脚及びRC丸単柱橋脚に対してそれぞれ図-1.3.5(e)および(f)に示した。RC角単柱橋脚においては  $h/DT$  の値に関わらずすべての  $h/DT$  でほとんどが柱下部で損傷が発生した。これに対してRC丸単柱橋脚においては  $h/DT$  が小さくなるとそれに伴って柱下部で損傷割合が低くなり、柱中部での損傷割合が高くなった。

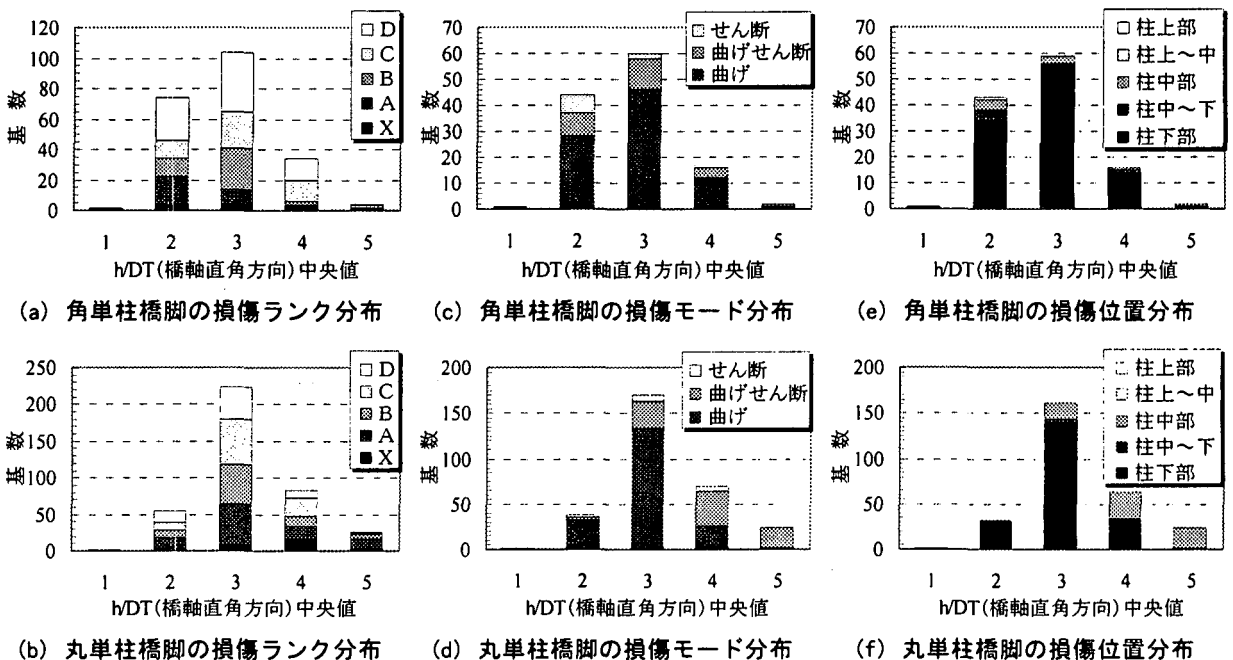


図-1.3.5 RC単柱橋脚の  $h/DT$  (橋軸直角方向) 別の損傷分布

b) 橋脚橋軸方向のせん断スパン比 h/DL の影響 (図-1.3.6(a)～(f))

橋脚の h/DL の値は、RC角・丸両単柱橋脚とも 2～4 の範囲に 90%以上があった。特に h/DL=3.0 の値は、全体に対して角単柱橋脚で約 43%、丸単柱橋脚で約 57%と多かった。以下では橋脚数の少ない h/DL=1 および 5 を除いた h/DL=2～4 の範囲で比較考察する。

① 橋脚の h/DL と損傷ランクとの関係

h/DL と損傷ランクとの関係を RC角単柱橋脚および RC丸単柱橋脚に対してそれぞれ図-1.3.6(a)および(b)に示した。RC角単柱橋脚において、h/DL=2、3 および 4 に対して X および A ランクの合計の割合はそれぞれ 28、15 および 10%であり、h/DL が小さい程 X および A ランクの大きな損傷割合が高かった。これに対して、RC丸単柱橋脚において、h/DL=2、3、4 に対して X および A ランクの割合はそれぞれ 30、28 および 41%であり、h/DL の影響がなかった。

② 橋脚の h/DL と損傷モードとの関係

h/DL と損傷モードとの関係を RC角単柱および RC丸単柱橋脚に対してそれぞれ 図-1.3.6(c)および(d)に示した。RC角単柱橋脚では h/DL=2、3 および 4 に対してそれぞれ約 16、4 および 0%、また RC丸単柱橋脚ではそれぞれ 8、4 および 7%がせん断モードの損傷であった。RC角単柱橋脚では h/DL が小さくなるほどせん断モードの損傷割合が高かったが、RC丸単柱橋脚において h/DL の値の変化に関わらずほぼ一定であった。

③ 橋脚の h/DL と損傷位置との関係

h/DL と損傷位置との関係を RC角単柱橋脚及び RC丸単柱橋脚に対してそれぞれ図-1.3.6(e)および(f)に示した。RC角単柱橋脚では h/DL に関係なく 80%以上の割合で橋脚の下部で損傷が生じている。これに対して、丸単柱橋脚では h/DL が 2 の場合下部および中部での損傷割合がそれぞれ 88 および 12%であるのに対して、h/DL=4 の場合下部および中部での損傷割合はそれぞれ 50 および 47%と、h/DL の値が大きくなるにつれて損傷が下部から中部へ移行していた。

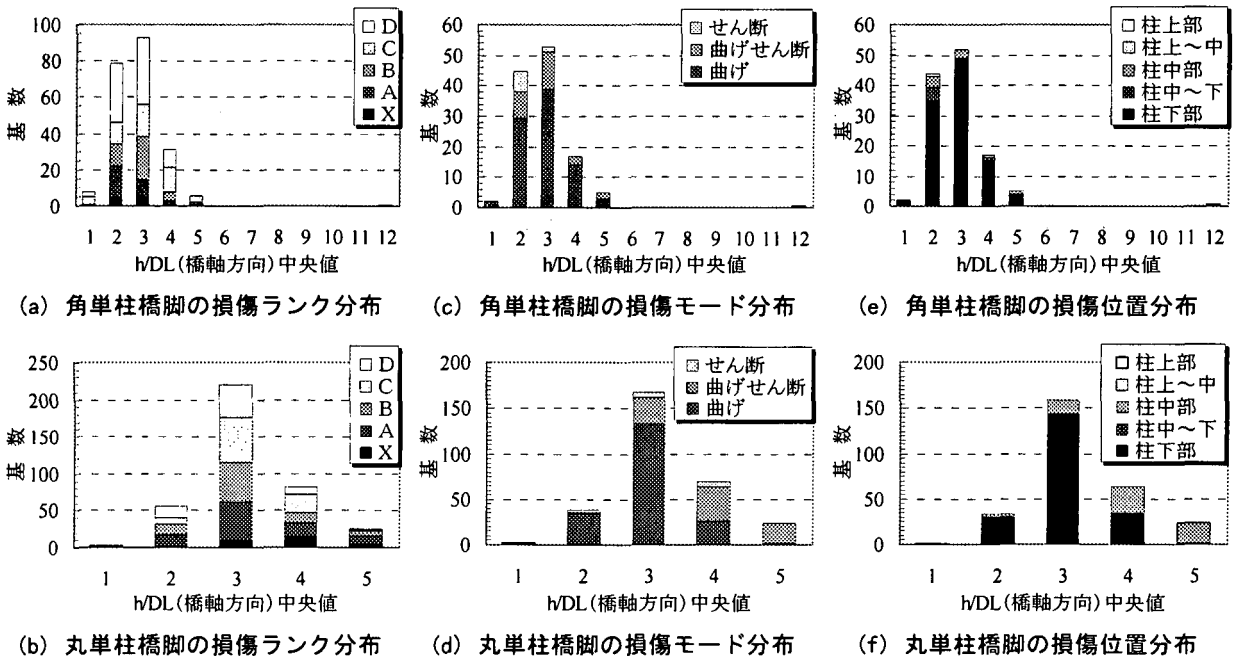


図-1.3.6 RC単柱橋脚の h/DL (橋軸方向) 別の損傷分布

(4) 橋脚の有効高さ(h)の影響(図-1.3.7(a)～(f))

a) 橋脚の有効高さ(h)と損傷ランクとの関係

橋脚の有効高さ(有効高さ)と損傷ランクとの関係を RC角単柱橋脚および RC丸単柱橋脚に対してそれぞれ図-1.3.7(a)および(b)に示した。RC角単柱橋脚および RC丸単柱橋脚のいずれの場合も、橋脚の有効高さは 5～13m 程度であった。RC角単柱橋脚では橋脚の有効高さ 6～7m において損傷ランク X および A の合

計割合が高く約 40%程度であった。同様にRC丸単柱橋脚の損傷ランクXおよびAの合計は橋脚の高さ橋脚高さ7~9および11mでは約40%で、他の橋脚の高さと比較しての割合が最も高かった。

b) 橋脚の有効高さ(h)と損傷モードとの関係

橋脚の有効高さ( h )と損傷モードとの関係をRC角単柱橋脚およびRC丸単柱橋脚に対してそれぞれ図-1.3.7(c)および(d)に示した。RC角単柱橋脚の場合、橋脚有効高さ7から12mの範囲で曲げ損傷モードの割合が高かった。しかし、RC丸単柱橋脚の場合6~11mの範囲で曲げせん断損傷モードにより損傷した割合が高かった。また、せん断モードの損傷を受けた橋脚は、RC角単柱橋脚の場合有効高さ5から8mおよび11mだけだったのに対して、RC丸単柱橋脚では5から13mの全範囲にあった。

c) 橋脚の有効高さ(h)と損傷位置との関係

橋脚の有効高さ( h )と損傷位置との関係をRC角単柱橋脚およびRC丸単柱橋脚に対してそれぞれ図-1.3.7(e)および(f)に示した。RC角単柱橋脚において橋脚の有効高さに関係なくほとんどが橋脚下部で損傷が発生した。わずかに6~11mの範囲で10~20%程度中部あるいは中~下部で損傷した。これに対してRC丸単柱橋脚の橋脚高さ11mではすべて橋脚中部で損傷が発生した。有効高さが2mの場合および有効高さが7~11mにおいて中部での損傷割合が増加する。この傾向は有効高さが高くなるにつれて増加した。

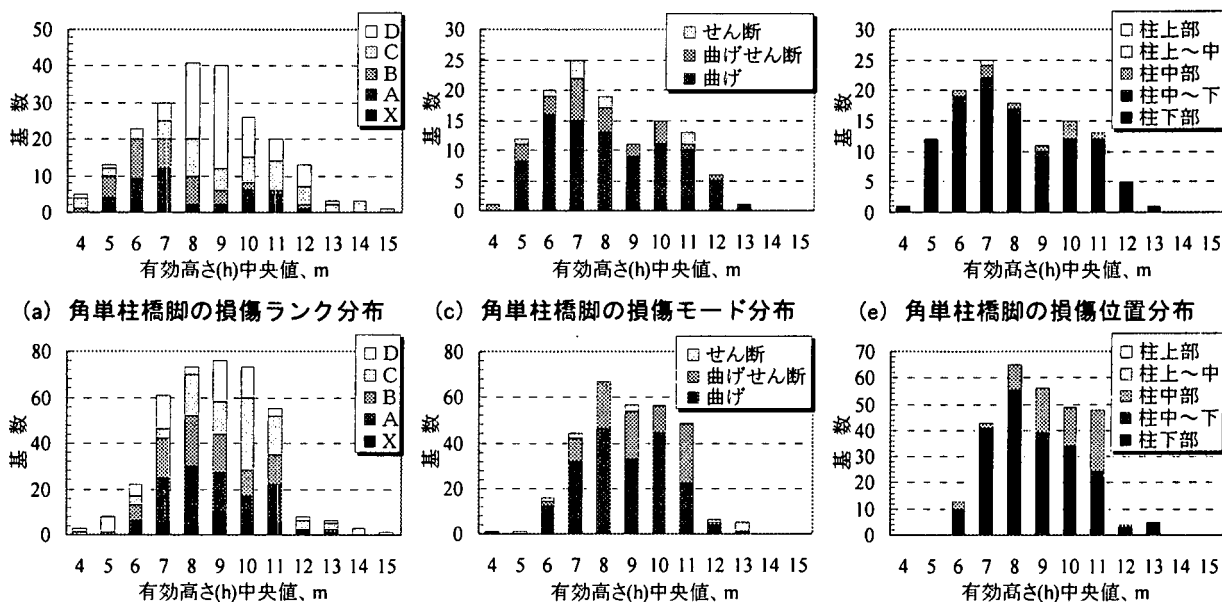


図-1.3.7 RC単柱橋脚の有効高さ(h)別の損傷分布

(5) 軸橋脚断面長さ(DL)の影響 (図-1.3.8(a)~(f))

a) 軸橋脚断面長さ(DL)と損傷ランクとの関係

橋脚断面の軸方向および直角方向の寸法と損傷ランクとの関係をRC角単柱橋脚およびRC丸単柱橋脚に対してそれぞれ図-1.3.8(a)および(b)に示した。RC角単柱橋脚において橋軸方向長さは2~4mが多く、2~3mにおいて損傷ランクXおよびAの合計割合はほぼ同程度で約22~24%であった。これに対してRC丸単柱橋脚において橋軸方向長さは2~4mが多く、2~4mにおいて損傷ランクXおよびAの合計の割合は同程度で約30~40%であった。

b) 軸橋脚断面長さ(DL)と損傷モードとの関係

橋脚断面と損傷モードとの関係をRC角単柱橋脚およびRC丸単柱橋脚に対してそれぞれ図-1.3.8(c)および(d)に示した。RC角単柱橋脚において軸橋脚断面長さが2~4mの区間において損傷モードの割合があまり変化しなかった。RC丸単柱橋脚において曲げモードが橋脚直径2~3m付近で約65~70%程度、曲げせん断モードの割合が約25~34%程度であった。

c) 軸橋脚断面長さ(DL)と損傷位置との関係

橋脚断面と損傷位置との関係をRC角単柱橋脚およびRC丸単柱橋脚に対してそれぞれ図-1.3.8(e)および(f)に示した。RC角単柱橋脚およびRC丸単柱橋脚において橋脚断面に関係なくほとんどが橋脚下部で損傷した。

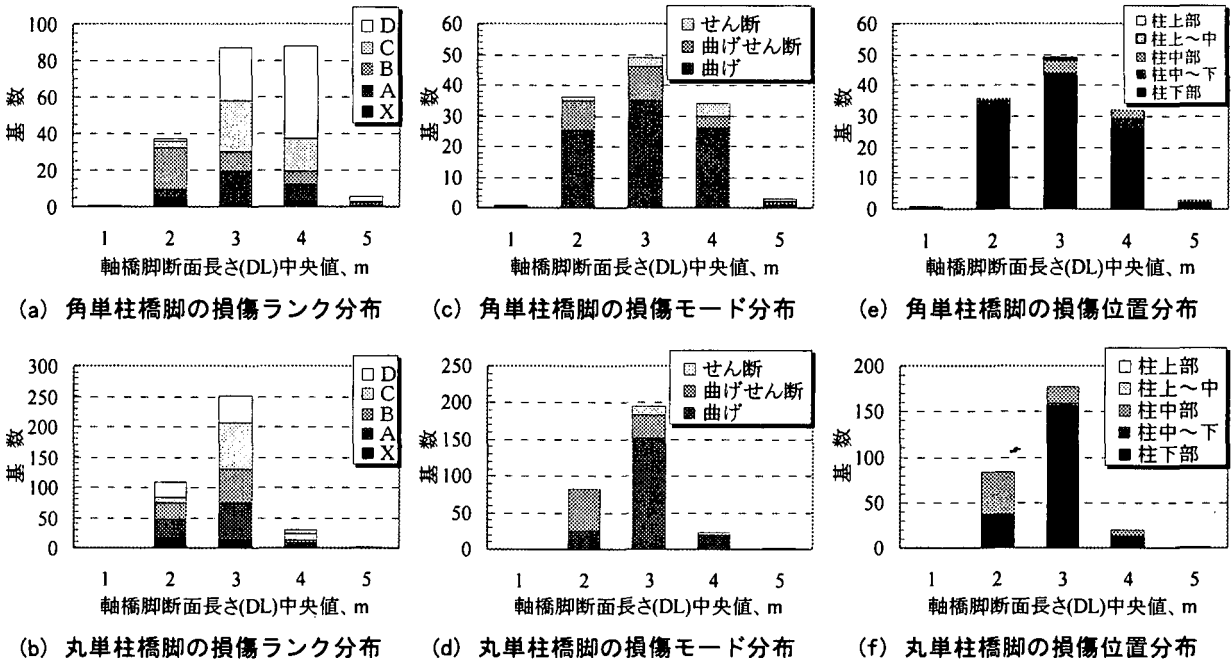


図-1.3.8 RC単柱橋脚の軸橋脚断面長さDL別の損傷分布

(6) 上部工の影響

a) 上部工形式と損傷ランクとの関係 (図-1.3.9(a)~(b)、1.3.10(a)~(d))

図-1.3.9(a)および(b)に上部工形式(東側+西側)別に、それぞれRC角単柱橋脚およびRC丸単柱橋脚の損傷ランク分布を示した。RC角単柱橋脚およびRC丸単柱橋脚ともに鋼単純合成I桁+鋼単純合成I桁の形式が多く、前者および後者で全上部工形式に対する割合がそれぞれ約60および70%であった。他と比較してこの形式が圧倒的に多かったため、形式別による比較は行っていない。

図-1.3.10(a)および(c)にRC角単柱橋脚のそれぞれ東側および西側上部工別の損傷ランクを示した。また、図-1.3.10(c)および(d)にRC丸単柱橋脚のそれぞれ東側および西側上部工別の損傷ランクを示した。鋼単純合成I桁が多く、全体に対する割合は、角単柱橋脚に対して66%、丸単柱橋脚に対して78%であった。また、高単純合成箱桁は各丸単柱橋脚に対してそれぞれ9および5%であった。この両者で約80%程度の構成わりあいであるため、他の上部工形式のものと比較は行っていない。

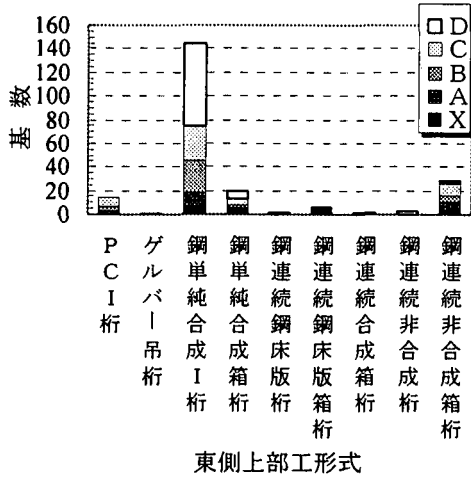
b) 合計スパン長と損傷ランクとの関係(図-1.3.11(a)~(d)、図-1.3.12(a)~(d)および図-1.3.13(a)~(d))

前項で述べた鋼単純I桁および箱桁を上部工とした橋脚の東側と西側の合計スパン長別の損傷ランクを図-1.3.11(a)~(d)に示した。RC角単柱橋脚およびRC丸単柱橋脚ともに合計スパン長は60m程度が最も多く、次いで80m程度であり、両者の合計で全体の約90%であった。合計スパン長の影響は角単柱では60mのほうが80mのものより損傷を受けている割合が高いが、RC丸単柱橋脚では合計スパン長の違いによる損傷の差はなかった。

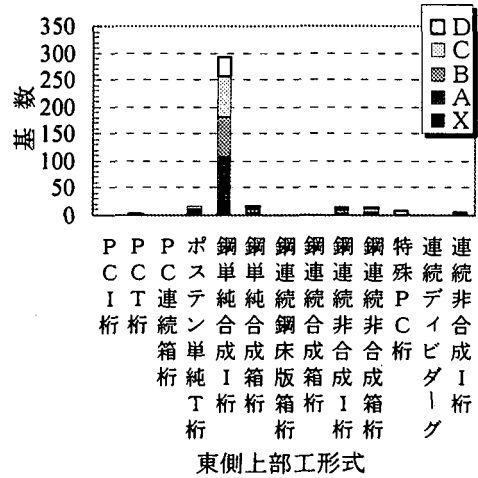
また鋼単純I桁を東側および西側に上部工とした場合について、それぞれRC角単柱橋脚およびRC丸単柱橋脚に対して図-1.3.12(a)~(d)に示した。RC丸単柱橋脚において東側上部工スパン長が長くなるにつれて損傷ランクXの割合も増加していた。

また鋼単純箱桁を東側および西側に上部工とした場合について、それぞれRC角単柱橋脚およびRC丸単柱橋脚に対して図-1.3.13(a)~(d)に示した。RC角・丸単柱橋脚ともに30m、次いで40mのスパンが多く両者の合計が約90%の構成割合であるため、スパン長の比較はしてない。

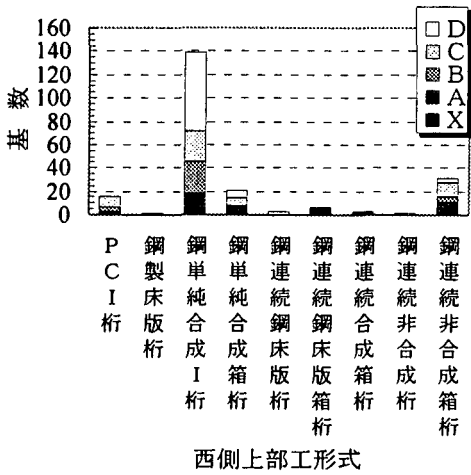




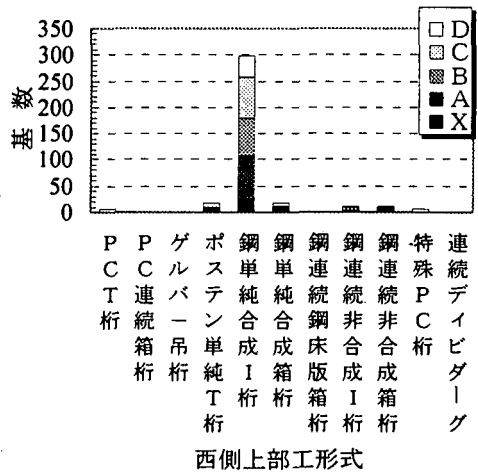
(a) 角単柱橋脚の東側上部工形式別



(b) 丸単柱橋脚の東側上部工形式別

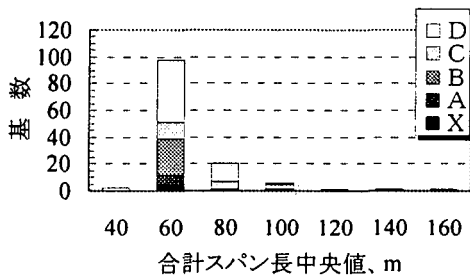


(c) 角単柱橋脚の西側上部工形式別

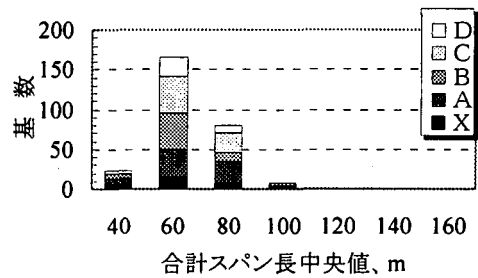


(d) 丸単柱橋脚の西側上部工形式別

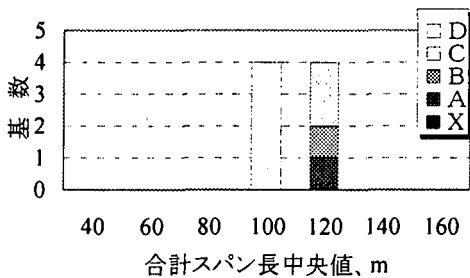
図-1.3.10 橋脚の上部工（東側または西側）別の損傷ランク分布



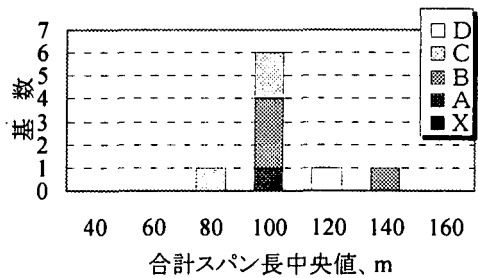
(a) 角単柱橋脚の上部工東西合計スパン長別  
(東西共に鋼単純合成I桁)



(b) 丸単柱橋脚の上部工東西側合計  
スパン長別(東西共に鋼単純合成I桁)

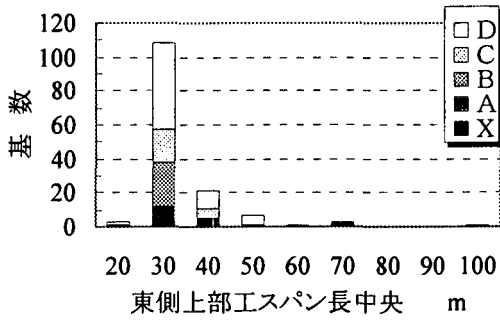


(c) 角単柱橋脚の上部工東西側合計  
スパン長別(東西共に鋼単純合成箱桁)

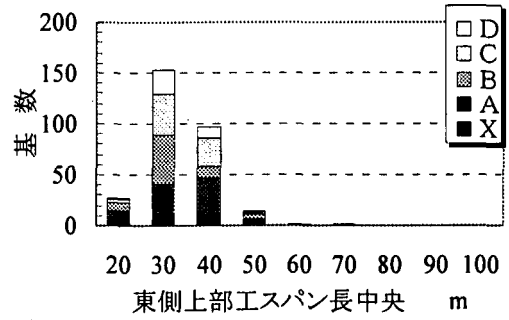


(d) 丸単柱橋脚の上部工東西側合計  
スパン長別(東西共に鋼単純合成箱桁)

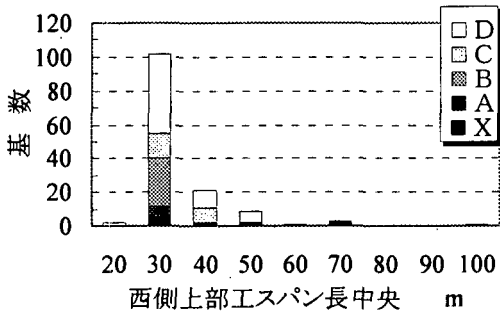
図-1.3.11 橋脚の上部工東西側合計スパン長別損傷ランク分布



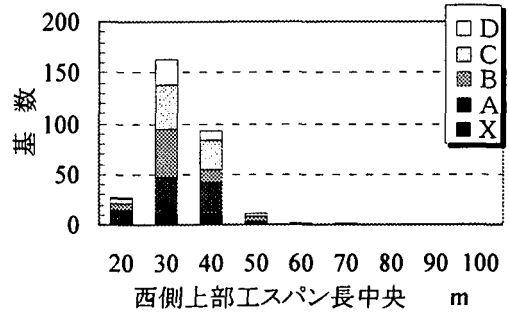
(a) 角単柱橋脚の上部工東側スパン長別 (東側：鋼単純合成I桁)



(b) 丸単柱橋脚の上部工東側スパン長別 (東側：鋼単純合成I桁)

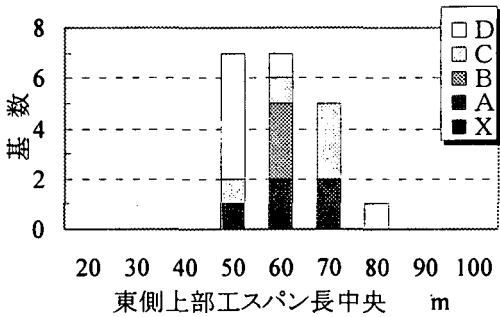


(c) 角単柱橋脚の上部工西側スパン長別 (西側：鋼単純合成I桁)

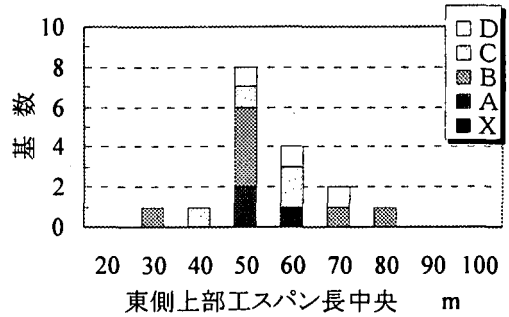


(d) 丸単柱橋脚の上部工西側スパン長別 (西側：鋼単純合成I桁)

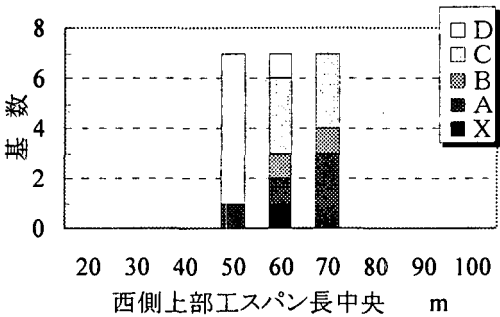
図-1.3.12 橋脚の上部工東または西側のスパン長別損傷ランク分布



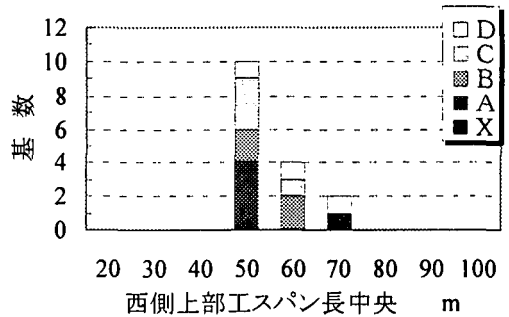
(a) 角単柱橋脚の上部工東側スパン長別 (東側：鋼単純合成箱桁)



(b) 丸単柱橋脚の上部工東側スパン長別 (東側：鋼単純合成箱桁)



(c) 角単柱橋脚の上部工西側スパン長別 (西側：鋼単純合成箱桁)



(d) 丸単柱橋脚の上部工西側スパン長別 (西側：鋼単純合成箱桁)

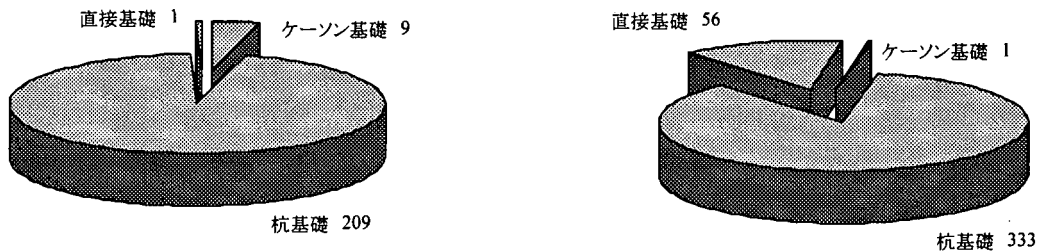
図-1.3.13 橋脚の上部工東または西側のスパン長別損傷ランク分布



(7) 基礎構造形式の影響

a) 基礎構造形式について(図-1.3.14(a)～(b))

基礎構造形式の構成をRC角単柱橋脚およびRC丸単柱橋脚に対して、それぞれ図-1.3.14(a)および(b)に示した。RC角単柱橋脚において杭基礎の割合が約96%、ケーソンが約4%であった。RC丸単柱橋脚では杭基礎が約85%、直接基礎が約15%であった。



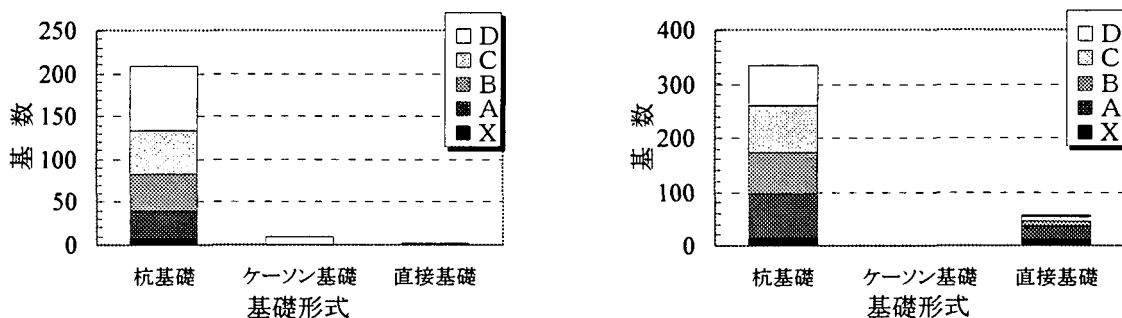
(a) 角単柱橋脚の基礎構造の構成

(b) 丸単柱橋脚の基礎構造の構成

図-1.3.14 RC単柱橋脚の基礎構造の構成

b) 基礎構造形式別の橋脚の損傷ランクとの関係(図-1.3.15(a)～(b))

基礎構造形式の損傷ランクをRC角単柱橋脚およびRC丸単柱橋脚に対してそれぞれ図-1.3.15(a)および(b)に示した。RC角単柱橋脚において損傷ランクXおよびAの合計の割合はそれぞれ21および32%であった。RC丸単柱橋脚において損傷ランクXおよびAの合計の割合は62%であった。



(a) 角単柱橋脚の基礎構造別

(b) 丸単柱橋脚の基礎構造別

図-1.3.15 RC単柱橋脚の基礎構造別の損傷ランク分布

c) 基礎構造別の損傷モードと橋脚の損傷ランクとの関係(図-1.3.16(a)～(b)および図-1.3.17(a))

杭基礎構造の場合の損傷モードと損傷ランクとの関係をRC角単柱橋脚およびRC丸単柱橋脚に対してそれぞれ図-1.3.16(a)および(b)に示した。両者において損傷モードは曲げモードが多く、この損傷モードの場合にはせん断および曲げせん断損傷モードと比較して損傷ランクXとAの割合が低い。せん断モードで損傷した橋脚基数は少ないがその損傷ランクXの割合は角・丸単柱橋脚に対してそれぞれ56および20%で、さらにAランクを合計すると67および60%の高い損傷割合であった。また直接基礎構造の場合の損傷モードと損傷ランクとの関係をRC丸単柱橋脚に対して図-1.3.17(a)に示した。この場合曲げせん断モードが多く、このモードに対して損傷ランクXとAとの合計割合は75%であった。

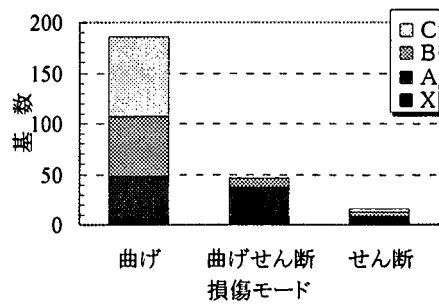
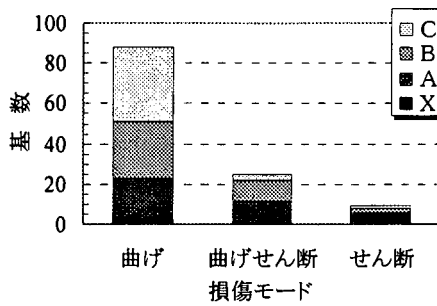
d) 損傷位置別と損傷モードとの関係(図-1.3.16(c)～(d)および図-1.3.17(b))

杭基礎構造の場合の損傷位置と損傷モードとの関係をRC角単柱橋脚およびRC丸単柱橋脚に対してそれぞれ図-1.3.16(c)および(d)に示した。両者とも柱下部の曲げ損傷モードの割合が高い。また、直接基礎構造の場合の損傷位置と損傷モードとの関係をRC丸単柱橋脚に対して図-1.3.17(b)に示した。この場合は前述の杭基礎と異なり柱下部より柱中部の曲げ損傷モードの割合が高かった。

(8) 完工年別の損傷ランク(図-1.3.18(a)、(b))

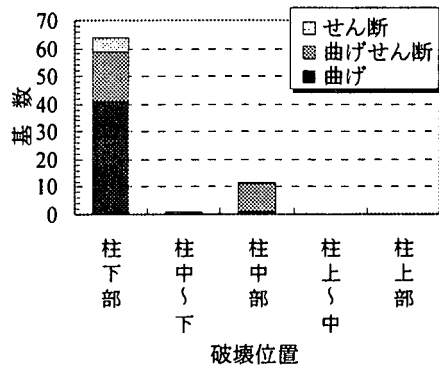
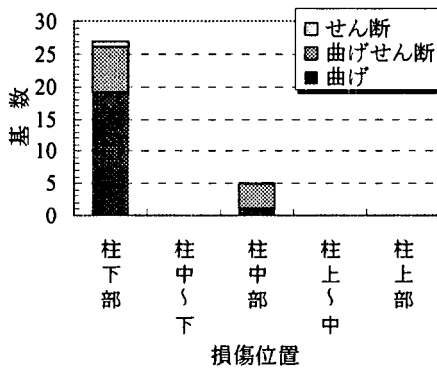
図-1.3.18(a)および(b)にそれぞれRC角単柱橋脚およびRC丸単柱橋脚の完工年別の損傷ランク分布を示した。1970年以前に完工したのものには損傷ランクのXおよびAの割合が1972年以降に完工したもの

と比較して高かった。これは耐震に対する設計法との関連が考えられる。すなわち、損傷した橋脚は設計水平震度 0.2 で設計されており、帯鉄筋も D16 が 20~30mm ピッチで配置されていた。



(a) 杭基礎角単柱橋脚の損傷モード別損傷ランク分布

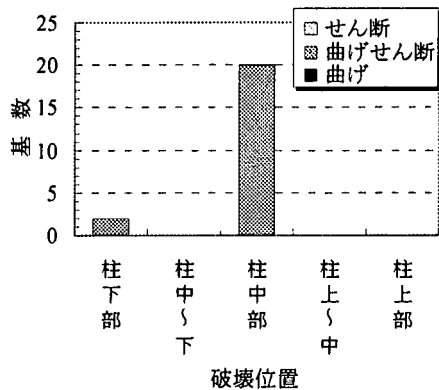
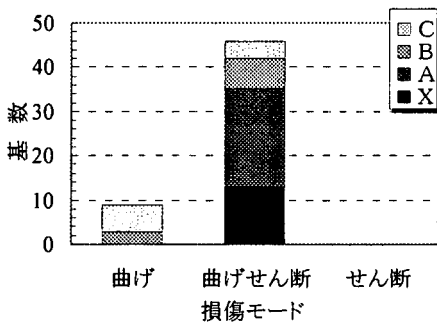
(b) 杭基礎丸単柱橋脚の損傷モード別損傷ランク分布



(c) 杭基礎角単柱橋脚の損傷位置別の損傷モード分布(損傷ランクA)

(d) 杭基礎丸単柱橋脚の損傷位置別の損傷モード分布(損傷ランクA)

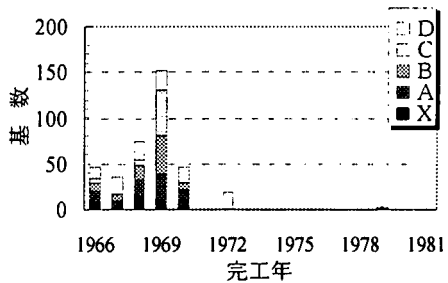
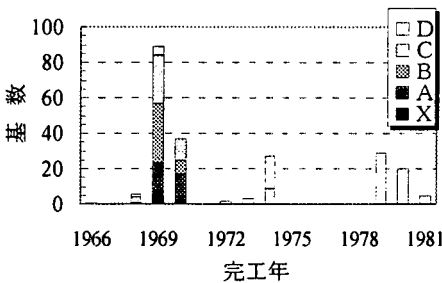
図-1.3.16 杭基礎RC単柱橋脚の損傷分布



(a) 直接基礎丸単柱橋脚の損傷モード別損傷ランク分布

(b) 直接基礎丸単柱橋脚の損傷位置別損傷モード分布

図 3.1.17 直接基礎単柱橋脚の損傷分布



(a) 角単柱の損傷ランク分布

(b) 丸単柱の損傷ランク分布

図 3.1.18 RC単柱橋脚の完工年別の損傷ランク分布

(9) 橋脚の偏心の有無(図-1.3.19(a)～(f))

a) 損傷ランク分布

図-1.3.19(a)および(b)にそれぞれRC角単柱橋脚およびRC丸単柱橋脚における偏心の有無別の損傷ランク分布を示した。RC角単柱橋脚において損傷ランクXおよびAの合計の割合は、偏心無、海側へ偏心および山側へ偏心に対して、それぞれ約18、12および28%と山側へ偏心している橋脚の損傷割合が高かった。RC丸単柱橋脚の場合損傷ランクXおよびA合計の割合は、偏心無、海側へ偏心および山側へ偏心に対して、それぞれ約36、29および24%とRC角単柱橋脚とは逆に偏心無あるいは海側へ偏心している橋脚の損傷割合が高かった。

b) 損傷モード分布

図-1.3.19(c)および(d)にそれぞれRC角単柱橋脚およびRC丸単柱橋脚における偏心の有無別の損傷モード分布を示した。RC角単柱橋脚およびRC丸単柱橋脚ともに偏心している方が曲げ損傷モードの割合が高く、特に海側へ偏心しているものはRC角単柱橋脚およびRC丸単柱橋脚でそれぞれ81および82%と高い割合を示した。この場合偏心無の曲げ損傷モードの割合はRC角単柱橋脚およびRC丸単柱橋脚でそれぞれ67および60%であった。

c) 損傷位置

図-1.3.19(e)および(f)にそれぞれ角柱および丸単柱橋脚における偏心の有無別の損傷位置分布を示した。偏心による損傷位置への影響は少ないと思われる。海側へ偏心したものと山側へ偏したものを比較すると山側へ偏したもののほうがわずかながら中部での損傷割合が高かった。

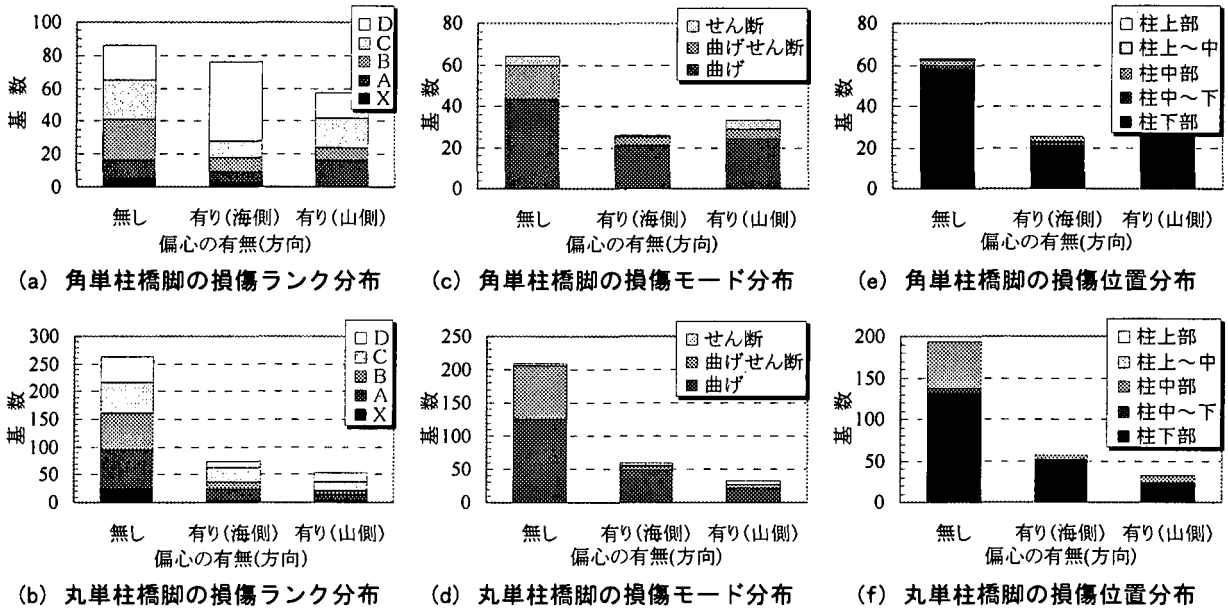


図-3.1.19 RC単柱橋脚の偏心の有無別の損傷

(10) 支承部の条件(図-1.3.20(a)、(b))

図-1.3.20(a)および(b)にそれぞれRC角単柱橋脚およびRC丸単柱橋脚の支承被害ランク分布を示した。RC角単柱橋脚の場合、支承の約60%が東側可動+西側固定であり、その場合東西の支承に被害ランクDの割合が約80%もあった。これに対して両側固定あるいは両側可動のものは東西の支承に損傷Aの割合がそれぞれ70および85%と、大きく損傷した。また、RC丸単柱橋脚において東側固定+西側可動および東側可動+西側固定の場合、東西の支承で損傷ランクDの割合はそれぞれ94および80%であった。両RC単柱橋脚を総合すると東側可動+西側固定の支承の損傷が最も少なかった。

(11) 地域別のRC製橋脚の損傷ランク(図-1.3.21)

調査区間の橋脚を50基ごとにその損傷ランクを図-1.3.21に示した。地域的な損傷の程度が明確にみとれる。あわせてA3でカラー印刷したグラフと対比していただければ地域特性がよく理解できる

と思われる。同グラフには家屋、建物の到壊および地盤の液状化、震度、最大加速度および活断層および表層地質図と橋脚の杭長関係などと橋脚の被害の関係を、地図上に前記の各要因と橋脚の被害状況を重ねあわせて示してある。

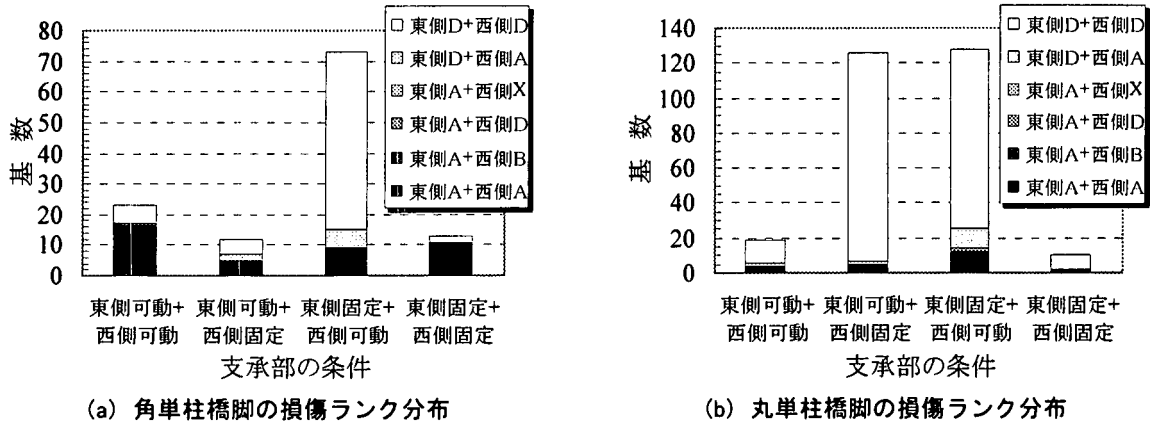


図-3.1.20 RC単柱橋脚の支承部の条件（固定または可動）と損傷ランク分布

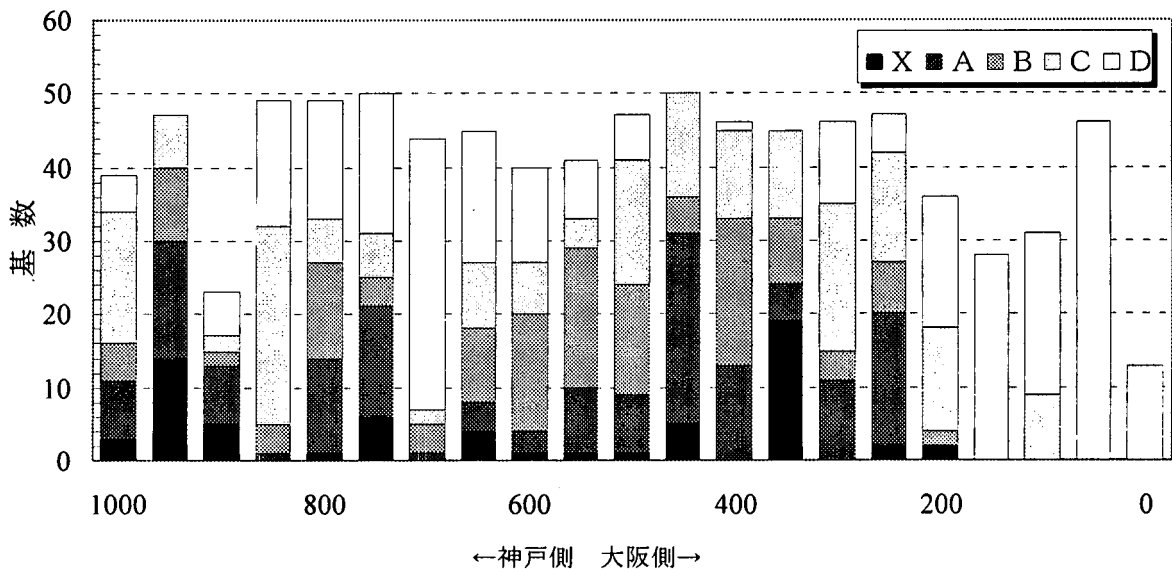


図-1.3.21 地域別のRC単柱の損傷ランク分布

(12)おわりに

本報告では橋脚形式別の分類し、特にRC単柱橋脚における損傷ランク、損傷モードおよび損傷位置に影響する各種要因についてマクロな分析を行った。全体的には、せん断あるいは曲げせん断モードの損傷を受けた橋脚は損傷ランクXとAの割合が高く、曲げモードの損傷は前記割合も低く、従来の設計法でも規定されているように、せん断よりも曲げを先行させ、靱性のある、エネルギー吸収能の高い構造物の重要性が確認できる。

さらに、段落し、鉄筋の圧接および帯鉄筋などについての分析や、非線型解析などの解析結果との比較検討が必要である。

### 1.3.2 鉄道高架橋の被害分析（JR在来線）

#### (1) 概説

JR在来線の住吉駅から灘駅付近の高架橋を対象に損傷の要因分析を行った。今回対象とした橋梁の下部工はすべてRCラーメン構造であり、2径間から4径間のラーメンで1つのブロックを構成している。調査はこのブロックを最小単位として、その損傷状況等をまとめている。分析の対象となるブロック数は下り線79ブロック、上り線79ブロックの計158ブロックである。損傷度ランクは損傷度の大きいものから順にX、A、B1、B2、C、Dの6段階とし（表-1.2.3参照）、現地調査と写真判定により決定した。損傷モードは曲げとせん断の2種類としたが、損傷が大きすぎる等の理由で判定不可能なものについては、あえて判定を行わなかった。また、損傷位置については柱上部、中間部、基部の3カ所に分類したが、損傷範囲が広く、1カ所に絞りきれない場合には同定を行わなかった。

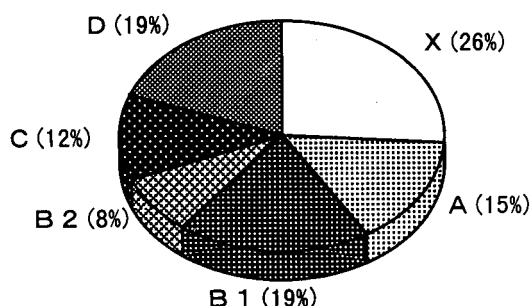


図-1.3.22 損傷度分布

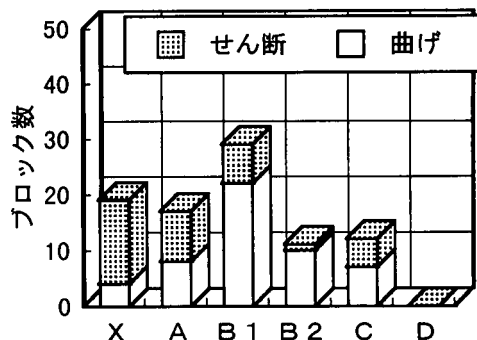


図-1.3.23 損傷モードと損傷度の関係

#### (2) 損傷度と損傷モードの関係

各損傷度の構成数を図-1.2.22に、損傷モードと損傷度の関係を図-1.2.23に示す。図-1.2.22によると、橋脚の倒壊を示す最高損傷ランクXの構成数が最大となっており、調査対象地域が非常に被害の大きかった地域であることがわかる。続くA、B1ランクも大きな割合を占めているが、無損傷を示すDランクのブロックも20%程度と比較的大きな割合を占めているのが特徴となっている。

図-1.2.23によると、Xランクにせん断破壊が多いことがわかる。Xランクの構造物は破壊モードの判定が出来ないほど損傷が激しかった構造物が多かったため、これらをあわせるとせん断破壊したブロック数はさらに増えるものと予想される。また、Cランクの中でも半数弱の構造物でせん断クラックが卓越しており、地盤条件や入力地震動の大きさ等の条件が悪ければこれらの構造物も損傷度が大きくなっていったものと考えられる。

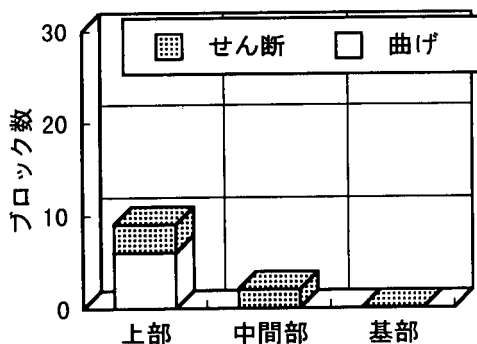


図-1.3.24 損傷位置別損傷モード(損傷度A)

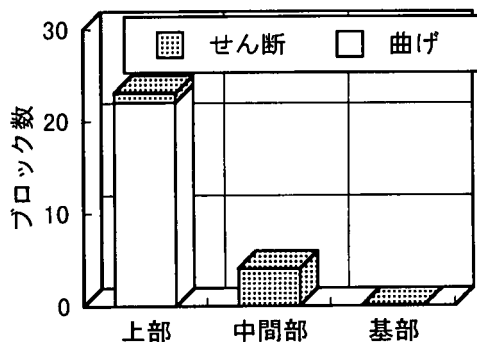


図-1.3.25 損傷位置別損傷モード(損傷度B1)

#### (3) 損傷位置と損傷モードの関係

損傷位置別の損傷モードで損傷度がAの場合を図-1.2.24、損傷度がB1の場合を図-1.2.25に示す。これらの図より、損傷位置が柱上部の場合には曲げ破壊が卓越し、柱中間部の場合にはせん断破壊が卓越

していることがわかる。せん断耐力が曲げ耐力よりも大で、柱上部に塑性ヒンジが形成された場合には、曲げ破壊となるが、これが形成されないとせん断破壊へと移行していく現象が現れているものと考えられる。なお、損傷度の大きかったXやAランクの構造物では損傷位置を特定できなかったものが多かった。

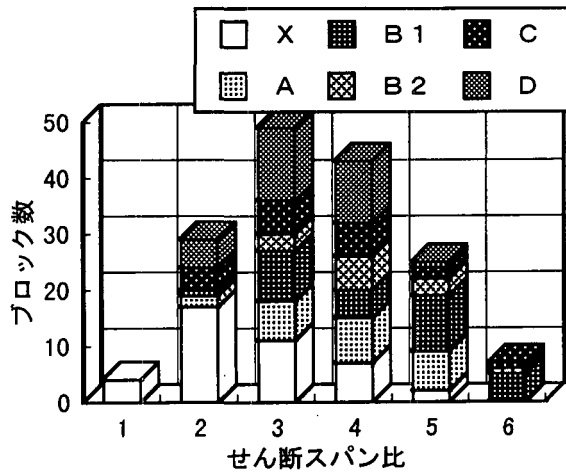


図-1.3.26 せん断スパン比と損傷度の関係

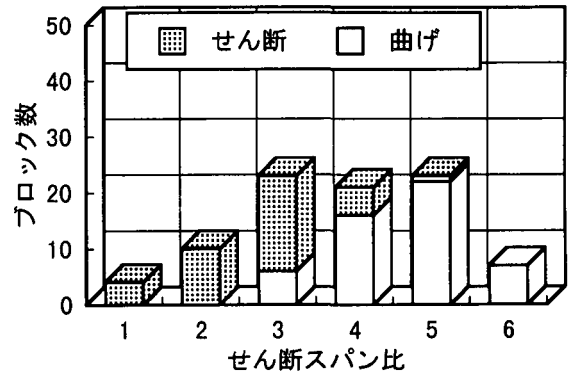


図-1.3.27 せん断スパン比と損傷モードの関係

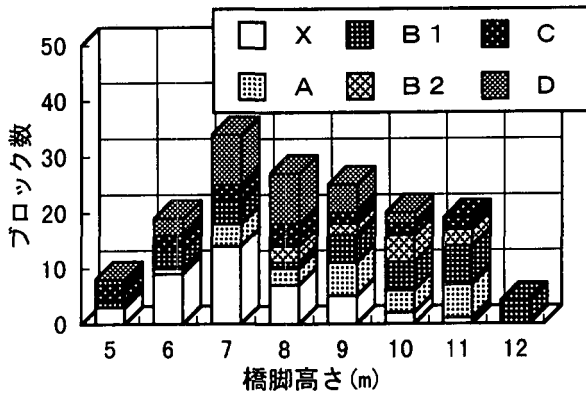


図-1.3.28 橋脚高さと損傷度の関係

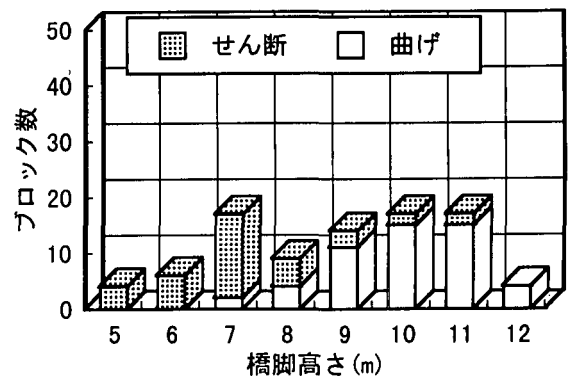


図-1.3.29 橋脚高さと損傷モードの関係

#### (4) せん断スパン比の影響

せん断スパン比と損傷度の関係を図-1.2.26 に、損傷モードとの関係を図-1.2.27 に示す。なお、ここで言うせん断スパン比とは橋脚高さ（フーチングの天端からスラブの下端まで）を有効高さで割った値である。図-1.2.26 によると、せん断スパン比の小さい場合には損傷度も比較的大きくなっているが、せん断スパン比が4を越えると顕著な傾向は見つけにくく、他の要因の影響が大きいものと考えられる。図-1.2.27 を見ると、せん断スパン比が小さくなるに従って、曲げ破壊型からせん断破壊型に移行していく状況が明確に現れていると言える。

#### (5) 橋脚高さの影響

橋脚高さとの関係を図-1.2.28 に、損傷モードとの関係を図-1.2.29 に示す。なお、ここで言う橋脚高さとはフーチングの天端からスラブの天端までの実高さである。図-1.2.28 によると、せん断スパン比の場合と同様に、橋脚高さが小さい方が比較的損傷度は大きい。橋脚高さが大きくなっても大きな損傷を受けている場合もあり、明確な傾向は出ていない。これに対して、図-1.2.29 を見ると、せん断スパン比の場合と同様に橋脚高さが小さい場合ほどせん断破壊型の損傷を受けていることがわかる。

せん断スパン比や橋脚高さを大きくすることにより、損傷モードを曲げ破壊型とすることが出来るが、このことが直接的に損傷度の低減には結びついていない。損傷度の大きさについては、入力地震波の大きさ、地盤条件、保有耐力の大きさ等の要因が密接に関わってくるため、これらを総合的に勘案して検討すべき問題であろう。

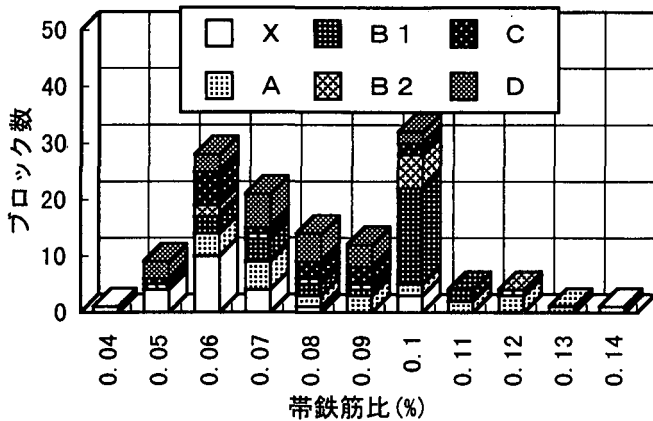


図-1.3.30 帯鉄筋比と損傷度の関係

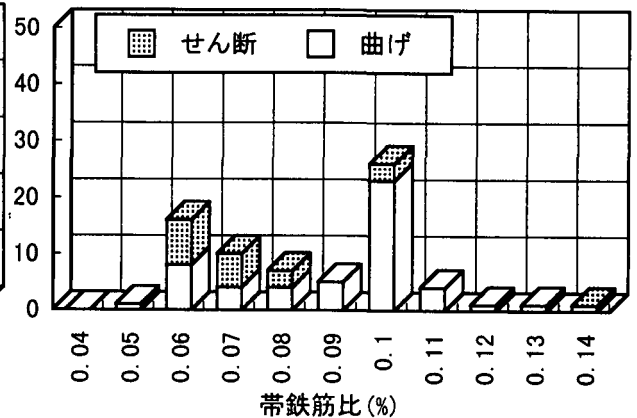


図-1.3.31 帯鉄筋比と損傷モードの関係

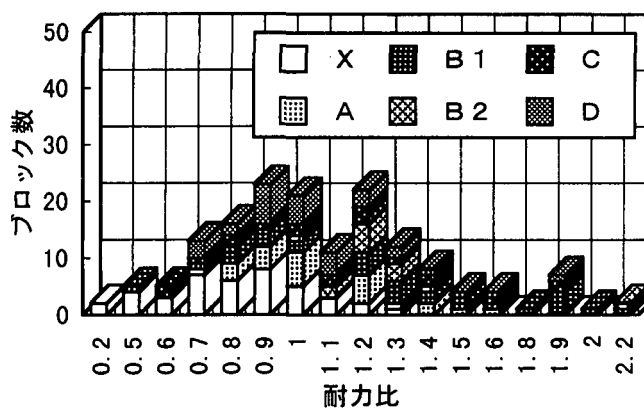


図-1.3.32 耐力比と損傷度の関係

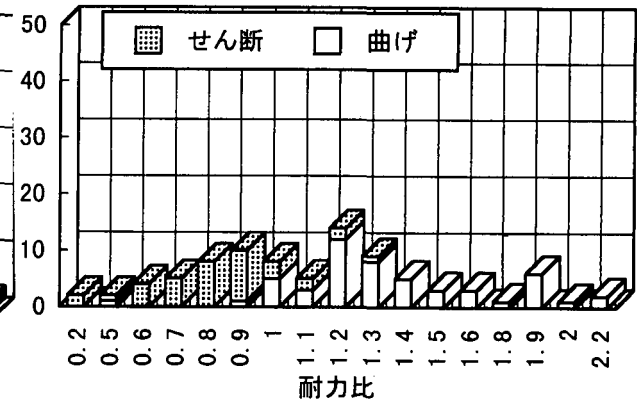


図-1.3.33 耐力比と損傷モードの関係

#### (6) 帯鉄筋比の影響

帯鉄筋比と損傷度の関係を図-1.2.30 に、損傷モードとの関係を図-1.2.31 に示す。帯鉄筋比は 0.04% から 0.14% までばらつきが見られるが、0.06% から 0.1% までで全体の 84% を占めている。損傷度を見ると帯鉄筋比が 0.06% 以下の場合に X ランクの損傷の割合が大きくなっている点以外には特徴的な傾向は見られない。損傷モードを見ると帯鉄筋比が 0.08% 以下の場合にせん断破壊型の損傷が比較的多く見られる。

#### (7) 耐力比の影響

せん断耐力と曲げ耐力の耐力比と損傷度の関係を図-1.2.32 に、損傷モードとの関係を図-1.2.33 に示す。なお、ここでのせん断耐力および曲げ耐力は、「鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）」に従って算定している。図によると、耐力比が 1 未満のせん断破壊先行型のブロック数は全体の 40% 程度にものぼっている。この様な耐力比の範囲では当然せん断型の損傷がほとんどの状態で、X ランクや A ランクの損傷度の割合も大きくなっている。今回運良く損傷度の低かった構造物も早急にせん断補強が必要であるが、そのような処置は既にとられている。

#### (8) 径間数の影響

ブロックの持つ径間数と損傷度の関係を図-1.2.34 に、損傷モードとの関係を図-1.2.35 に示す。径間数は 1 から 4 までであるが、90% 以上が 2 か 3 の径間数を持つ。損傷度、損傷モードともに顕著な特徴は見られず、径間数の影響は小さいようである。

#### (9) 基礎形式の影響

基礎形式を分類すると、85% が直接基礎で残りの 15% が摩擦杭基礎であった。基礎形式と損傷度の関係を図-1.2.36 に、損傷モードとの関係を図-1.2.37 に示す。摩擦杭基礎をもつブロック数が少ないため、明確な傾向は読み取りにくい、全体的に摩擦杭基礎を持つ構造物の方が損傷度が小さいように思われる。また、損傷モードは摩擦杭基礎の方はほとんどが曲げ型の損傷となっている。

基礎も含めて構造物を全体系で考えると、摩擦杭基礎を持つ構造物は直接基礎を持つ構造物と比較して長周期型の構造になっているといえる。このことから、今回の地震による入力地震動との関係で摩擦杭基礎を持つ構造物の方が地震による損傷が小さくなったものと推定される。また、摩擦杭基礎を持つ構造物は軟弱地盤上に建設されていることが予想されることから、地震動が地盤を伝播する段階で、入力波が若干減衰していたことも考えられる。

以上のように、地震による損傷を分析する際には、構造物自身に関する情報は当然必要であるが、それだけでは不十分である場合も考えられ、理想的には基礎および地盤も含めた全体系で考える必要がある。

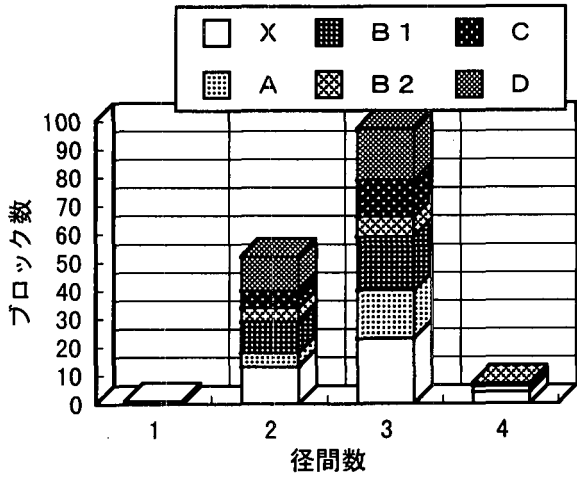


図-1.3.34 径間数と損傷度の関係

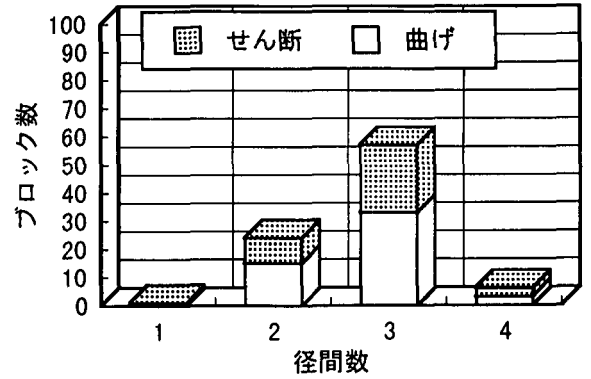


図-1.3.35 径間数と損傷モードの関係

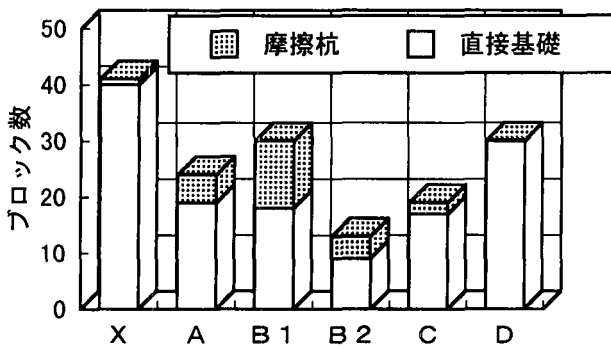


図-1.3.36 基礎形式と損傷度の関係

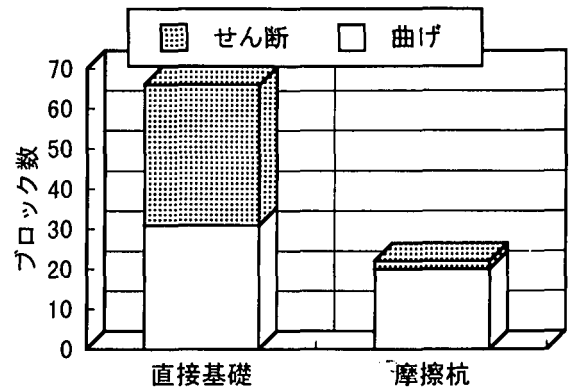


図-1.3.37 基礎形式と損傷モードの関係



### 1.3.3 鉄道高架橋の被害分析（JR山陽新幹線）

#### (1) 概説

JR山陽新幹線の高架橋被害調査は、尼崎市北部の阪急神戸線を超えた下食満B Lから六甲トンネルに入る前の神呪B Lまでの8 km余りの区間にある300ブロックの高架橋の下部工（柱部）について実施した。調査区間の沿線の被害状況は巻頭のJR山陽新幹線被害調査結果で明らかのように、六甲トンネルの近くの阪水、少林寺地区では住宅も被害が多いが、他の地区では住宅の被害は比較的軽微である。以下に構造物の特徴と被害調査結果を示す。

#### (2) 鉄道高架構造物の特徴

調査区間の構造物は、RCラーメン（3径間：1層および2層）、RC門型ラーメン、ラーメンアバット（1径間のラーメン橋台：1層および2層）などからなるが、RCラーメンが大部分を占める（図-1.3.38）。

採用構造形式は、RCラーメンは一般部に、門型ラーメンおよびラーメンアバットは道路等の横断部に、そしてRC小判型単柱は河川橋梁部に用いられている。

基礎は、場所打ち杭基礎、直接基礎およびケーソン基礎で、これらの構成比は図-1.3.39に示す通りである。

ケーソン基礎は河川（武庫川）横断部に、直接基礎は御願塚から武庫川橋梁の間のほとんどの基礎に用いられている。それ以外の場所では杭径1.2m程度、杭長8~13mの場所打ち杭基礎が用いられている。

RCラーメンについては柱長さごとの標準設計断面が用いられている（表-1.3.1参照）。柱長が標準長さの中間長の場合には長い方の断面および配筋が採用され、10m以上の柱長では中間梁が入れられている。帯鉄筋は柱端部では9mmの丸鋼を10cmピッチに、それ以外の場所では20~30cmピッチに配置されていた。

表-1.3.1 標準設計断面

柱長 (m)	断面 (m)	主鉄筋		帯鉄筋比(%)	
		鉄筋量	比(%)	端部	中央部
7.5	0.8×0.8	D32×16	1.99	0.106	0.053
8.5	0.8×0.8	D32×24	2.98	0.106	0.053
10	0.9×0.9	D32×24	2.35	0.106	0.053
12	0.9×0.9	D32×24	2.35	0.106	0.053
14	0.9×0.9	D32×28	2.75	0.106	0.053

#### (3) 構造形式と損傷状況

調査区間の下部工（柱部）全体の損傷状況は、図-1.3.40に示す通りである。完全に崩壊に至ったものは15ブロックで全体の5%、損傷の大きいA,Bランクは16%あり、被害なしのクラック程度のものが約80%である。

RCラーメン、ラーメンアバットでは1層構造と2層構造があり、それぞれの構造別の損傷ランクを図-1.3.41に示す。全体の80%を占める1層構造のうち、損傷の大きなX,Aランクは230ブロック中の10ブロックで4%であるが、2層構造の場合のX,Aランクは66ブロック中10ブロックあり15%と比率が大きくなっている。また、

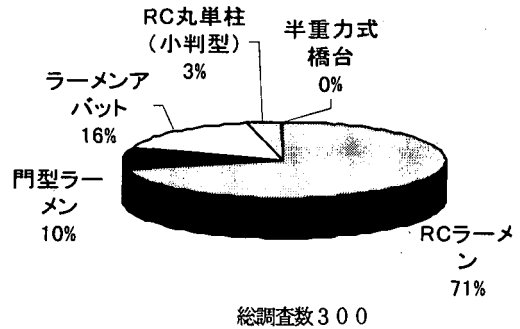


図-1.3.38 下部工構成比

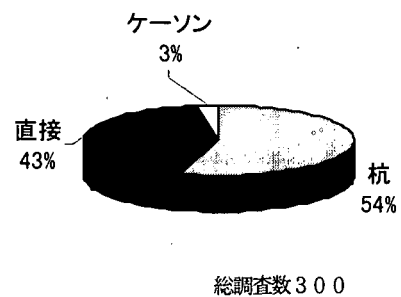


図-1.3.39 基礎形式別構成比

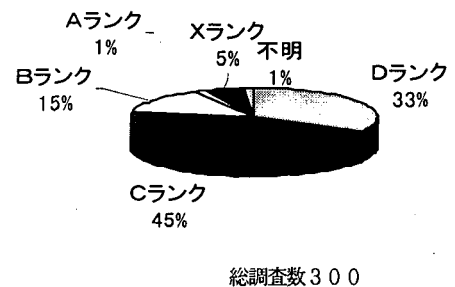


図-1.3.40 損傷ランク別の比率

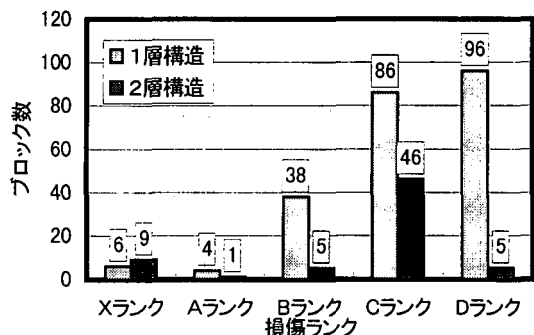


図-1.3.41 層構造と損傷ランク別ブロック数

2層構造の特徴は損傷無しのDランクが非常に少なく何らかの損傷を受けている。この原因は、橋脚長が長くなり中間梁が存在することによる影響よると考えられる。図-1.3.42 にRCラーメン構造の1層と2層構造の概念図を示す。

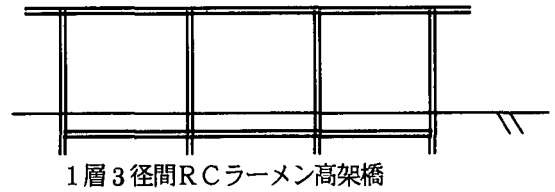
図-1.3.43 は個々の構造形式ごとの損傷ランクを示したものである。崩壊に至る被害を受けたのは立体ラーメン構造およびラーメンアバットで、門型ラーメンおよび単柱はBランク以下の損傷である。

(4) 損傷部位と損傷モード

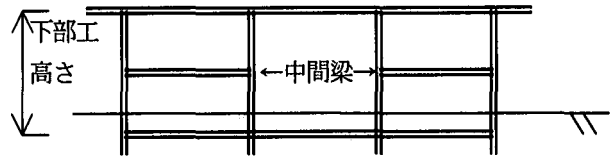
損傷を受けた部位とそのブロック数を主な構造別に図-1.3.44 に示す。図中のブロック数は2ヶ所以上の損傷がある場合は重複して数えている。1層RCラーメンでは柱上部のハンチ直下の打ち継ぎ部に曲げによるクラックの発生、鉄筋の露出したものが目立った。これは鉄道総合技術研究所の解析結果<sup>13)</sup>でも曲げ破壊パターンとなっていることに一致している。柱上部の損傷のモードは曲げが多いのに対して、柱中部および柱下部ではせん断が多くなっている。また、2層ラーメンでは1層ラーメンの場合と同様に柱上部のほか中間部および梁部にひび割れの発生しているものが増加しており、中間梁の影響によるものと考えられる。

ラーメンアバットの場合は、柱中部の損傷が多くなり、損傷モードはせん断が大部分を占めている。これは、桁重量を支持するために柱寸法が大きくなり柱長も一般部に比べて短いためと考えられる。

武庫川橋梁のRC小判形単柱式橋脚では、柱中部から柱下部の損傷が大部分で曲げひびわれが発生している。この損傷位置は、主筋の段落し部と一致していることが確認されている<sup>13)</sup>。



1層3径間RCラーメン高架橋



2層3径間RCラーメン高架橋

図-1.3.42 1層構造と2層構造の概念図

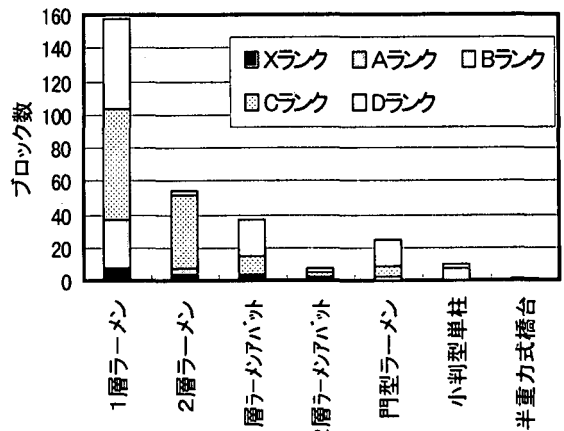


図-1.3.43 構造別損傷ランク

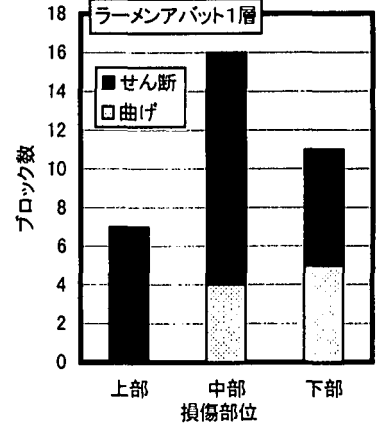
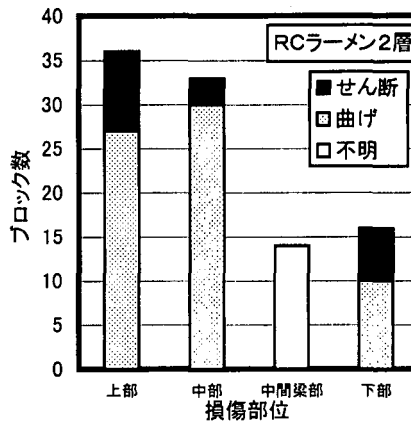
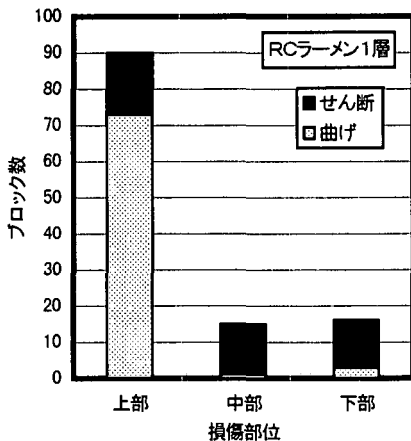


図-1.3.44 主な下部工の損傷部位と損傷モード

(5) 下部工高さとの損傷ランクおよび損傷モード

下部工高さ（フーチング上面から床版上面までの高さ）別の損傷ランクを図-1.3.45 に示す。コンクリートの剥離が見られたBランク以上の損傷は下部工高さ7~12mの間に見られ、崩壊に至ったXランクは下部工高さ7m および8mにも一部見られるが、10~12mのものに集中している。これは設計高さが10mを超えるため中間梁を設け

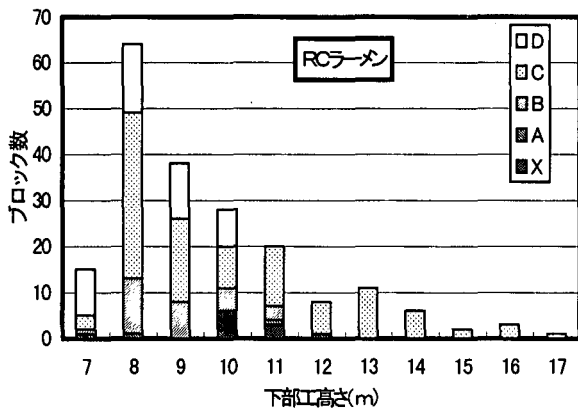


図-1. 3. 45 下部工高さと損傷ランク

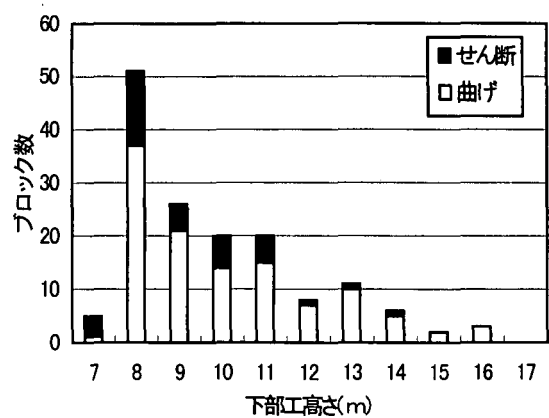


図-1. 3. 46 下部工高さと損傷モードの関係

た構造となっていることによるものと考えられる。

下部工高さと損傷モードの関係(図-1. 3. 46)は下部工高さが7mと小さい場合にはせん断モードが卓越しているが、下部工高さが8, 9mと長くなるに伴って曲げモードが多くなっている。同様のことが2層構造の下部工高さが10m以上の範囲についてもいえる。なお、下部工高さ10mおよび11mの崩壊に至ったブロックはせん断破壊であった。

これらの結果を総括すると、Xランクの損傷はせん断補強鉄筋量の問題と標準設計により同一配筋として柱長を短くしている、あるいは中間梁を入れることによってせん断耐力/曲げ耐力比が低下したことにより、せん断破壊モードとなって崩壊に至ったと考えられる。

(6) 基礎形式と損傷ランク

基礎形式と損傷ランクの関係を図-1. 3. 47に示す。大きな損傷(X, Aランク)を受けたブロックの基礎形式は杭基礎が大部分を占め、Bランク以下では杭基礎と直接基礎形式がほぼ同数となっている。損傷の大きいブロックで杭基礎が多いことから、地盤条件との関係も考えられるが、今回の調査からは同定は困難である。

(7) 損傷の大きい下部工の状況

鉄筋の座屈に至ったAランクおよび崩壊(落橋)に至ったXランクの下部工の諸元および損傷あるいは破壊状況を表-1. 3. 2に示す。表の中の柱長さは下部工高さから床版上面から梁下面までの長さを差引いた寸法である。表中には柱長さの1/2を断面有効高さで除したせん断スパン比を示した。2層構造の場合は中間梁の上下の柱長を用いてせん断スパン比を算出し、表中には上部と下部の値を示した。中間梁は下部工高さの1/2の位置に設けられているため、せん断スパン比は上部の柱の方が下部の柱よりも小さくなっている。

RCラーメンで崩壊したものは大部分が2層構造である。図-1. 3. 48には2層RCラーメンの破壊位置ごとのブロック数を示す。上部で破壊したブロックが多いが、これは下部に比べてせん断スパン比が小さいことが一因している。

崩壊に至ったブロックの構造とその前後のブロックの構造との関係についても、特徴的なパターンが認められる。

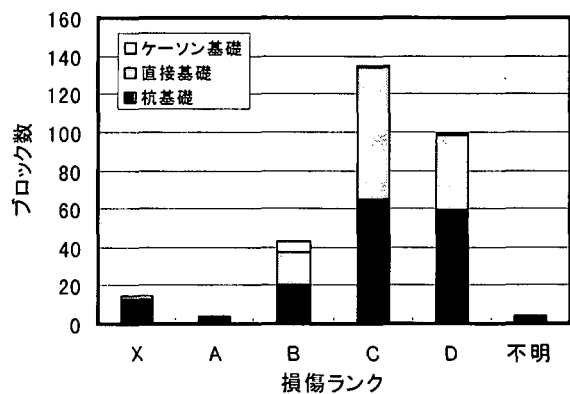


図-1. 3. 47 基礎形式と損傷ランク

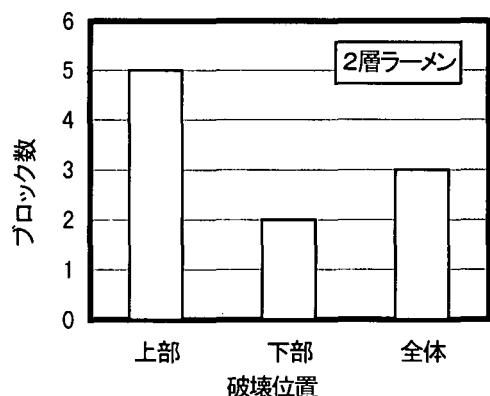


図-1. 3. 48 2層RCラーメンの破壊位置

表-1.3.2 被害の大きい下部工の諸元と損傷・破壊状況

名称	記号	損傷 状況	構造基式	基礎 形式	損傷位置	損傷 モード	損傷方向 (:方位)	柱長さ (m)	せん断 パン比
下食満 Bl	R-6	X	2層ラーメン	杭8m	上部	せん断	軸直角:西	9.3	3.75 5.07
	R-7	X	2層ラーメン	杭8m	上部	せん断	軸直角:南 西	9.2	3.69 5.00
	R-11	X	2層ラーメン	杭8m	上部	せん断		9.4	3.69 5.12
	R-12	X	2層ラーメン	杭8m	全体	せん断		9.0	3.57 4.88
猪名寺 Bv	A-1	A	ラーメンパット	杭12m	中央	せん断	南西	6.4	3.81 4.36
第一野間 Bl	R-6	A	1層ラーメン	直接	上部下部	せん断		6.9	9.32
	R-7	X	1層ラーメン	直接	上部下部	せん断	軸直角	6.9	9.32
	R-8	X	1層ラーメン	直接	上部下部	せん断		6.9	9.32
時友 Bl	R-11	X	2層ラーメン	直接	上部	せん断	北	11.8	5.23 6.55
阪水 Bl	R-3	A	2層ラーメン	杭8m	下層上部	せん断		10.6	4.64 5.83
	R-5	X	2層ラーメン	杭8m	下部	せん断	北東	10.0	4.17 5.48
	R-6	X	2層ラーメン	杭8m	上部	せん断	北	10.3	4.35 5.65
	R-7	X	2層ラーメン	杭8m	下部	せん断	北	10.5	4.46 5.77
	R-8	X	2層ラーメン	杭8m	上部下部	せん断	北	9.8	4.05 5.36
松林寺 Bl	R-2	A	1層ラーメン	杭8m	上部	曲げ		9.0	5.00
松林寺 Bv	A-1	X	ラーメンパット	杭8m	上中部	せん断		8.6	5.62
	A-2	A	ラーメンパット	杭8m	上部	せん断		8.6	5.62
阪急今津線	A-1	X	ラーメンパット	杭7m	中央	せん断		8.8	4.96
	A-2	X	ラーメンパット	杭7m	上部	せん断	西	8.8	4.96
神呪 Bl	R-2	X	1層ラーメン	杭8m	全体	せん断		6.0	4.1

例えば、下食満 Bl では、図-1.3.49 に示すように崩壊したR-6、R-7とR-11、R-12 はそれらの間の崩壊していない1層ラーメンの高架橋3ブロックと連続している。この場合、基礎工法も同一であることから同一の地震力に対して構造形式から定まる破壊形態や変形性能の差が現れたものと考えられる。

時友高架橋では2層RCラーメン構造の高架橋が連続している中で崩壊したR-11 はその両側と異なり中央径間が側径間よりも長い異径間2層RCラーメン構造であった。

これらの代表的なブロックについて、保有耐力や解析による破壊モードが検討され、崩壊したブロックはせん断破壊が先行したこと、また、変形性能にも差があることが指摘されている<sup>13)</sup>。解析結果による破壊モードと被害とはほぼ一致することも明らかにされている。

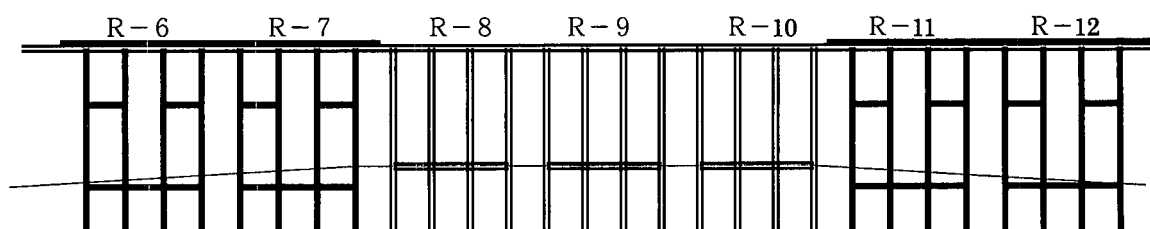


図-1.3.49 下食満高架橋の構造

#### 1.4 まとめ

直下型地震である阪神・淡路大震災では、被災地域が都市部に集中していたこともあり多くの構造物に被害を受けた。なかでも、コンクリート構造物は被害の絶対数が多かったこともあり、社会の注目を浴び土木構造物の安全神話に影を射すことにもなった。これは設計時に想定した以上の過大な外力が作用したことが直接的な原因であることはいまでもないが、より安全な社会資本を構築することは土木技術者にとって義務であるともいえる。このためには、構造物の被災状況を客観的に分析し構造物の損傷に至った過程を把握したうえで、今後の構造物設計に十分反映させなければならないことはいまでもない。本章ではコンクリート構造物について、地震による被害の実態を浮き彫りにすることを目的としており、以下の3プロセスによった。すなわち、コンクリート構造物の被災状況を概括的に捉えその被害に及ぼす要因について検討した。次に、被災状況について影響を及ぼすと考えられる要因およびその他についての情報を収集しデータベース化することとした。さらにデータベースに基づく要因分析をおこない被害状況について定量化することを試みた。

第1段階では被害の実態を空間的および時間的に概観している。空間的な概観とは物理的な尺度であり、被害の分布と形態、その程度について着目した。広範囲にわたる被災地においては、多種の構造物に多様な損傷が生起されているが、概観することにより種々の要因が重複していることがわかってくる。したがって、構造物損傷の要因を抽出することができると同時に、被災度の損傷判定指標の作成に役立てることができた。なお、損傷度判定には概要の把握に基づき独自の判断基準に基づくことにした。時間的な概観では、構造物の被害に至るプロセスを推測することができる。すなわち、被害の軽微なものから激甚なものへと並べていくことにより、構造物に対する地震荷重の時刻歴応答が容易に推定することができるわけである。これは、まさに実大実験により得られる貴重なデータであるともいえるものである。この内容については第2章において解析することとした。

構造物は当然のことながら構造物の目的に応じて設計施工されており、同じコンクリート構造物でも特徴を有することとなり、被災の状況も若干趣を異にしている。ここでは、その代表として高速道路高架橋、鉄道高架橋および一般道路橋に分類しているが、これは単柱式構造、ラーメン構造、背面土圧の影響が大きい橋台などの構造物を代表したものと見える。

次に、被災構造物のデータベース化を行った。データベース化すべき対象は主要構造物で空間的に連続的かつシステム的に被災データを収集できるものとし、具体的には被災地域を東西に縦断している線状構造物としての高速道路高架橋および鉄道高架橋である。データベースとして収録する情報は、大きく分けて被災状況と構造物情報であり、設計に関する個別情報も収録することとした。被災状況では、個々の構造物ごとに曲げ、せん断、曲げせん断などの被災形態、目視による損傷度、破壊や損傷位置などとともに、原則として被災状況がわかる写真を付している。また、構造物情報としては、設計時に関するものが主であり、形状寸法、上部構造などである。収集したデータから数値もしくは文字情報となるデータを抽出してデータベース化した。データベースでは主要な項目について検索できるよう配慮している。今回作成したデータベースは第3段階での要因分析以外にも、建築構造物や土構造物の被災状況、地盤構成、さらには地震動の伝播などと組み合わせることにより、コンクリート構造物の被災だけでなく、地震による全体的な被災状況全体像の把握が可能になろう。また、他の調査は被災マップを作成することも目的としており、損傷モードごとに整理し家屋や建物の被害、地盤液状化、海岸堤防岸壁の損壊および観測最大加速度などと重ね合わせたものを作成した。

第3ステップとしてはデータベースに基づき、被災に影響を及ぼすと考えられる要因について、統計的手法を用いて分析した。構造物の構築以来かなりの年月を経ており、詳細な設計データが収集できないことが多く、断定することはできないが、構造物の種類や形状が損傷程度と形態に大きな影響を及ぼしていることが浮かび出ている。これらは、既存構造物の耐震設計に当たりきわめて重要な情報となっている。

以上、本章ではコンクリート構造物の被害について総括することにより、既存構造物の震災に対する健全度判定の資料を提供できたものと考えている。今後のコンクリート構造物の解析・診断技術の向上には本資料が有効であるとともに、将来、さらなる技術が発展した場合、本資料が有効に活用され、より安全な構造物の構築と維持に一助となることを願うものである。

「参考文献」

- 1) 日経BP社：日経コンストラクション、2月24日号、1995.2
- 2) (社)日本道路協会編：道路、Vol.652、1995.6
- 3) 宮本、前田、三平：兵庫県南部地震による一般道路橋の被害分類、第21回日本道路会議論文集、1995.10
- 4) 木下、藤田、藤井：兵庫県南部地震による一般道路橋の損傷メカニズム、第21回日本道路会議論文集、1995.10
- 5) 土木学会：コンクリート標準示方書（設計編）平成3年度版、1991
- 6) 岩崎敏男：兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会報告書について、道路、pp.40～42、1996.3
- 7) 中島裕之、足立幸郎、長沼敏彦：都市高速道路の被災状況と復旧の概要、橋梁と基礎、pp.36～39、1996.8
- 8) 町田篤彦：兵庫県南部地震によるコンクリート構造物の被害とその教訓、セメント・コンクリート、pp.1～6、1995.7
- 9) JCI近畿支部土木コンクリート構造物の震災対策に関する研究委員会 中間報告書、1995
- 10) 岡村甫、前川宏一、小沢一雅、大内雅博：コンクリート橋脚の被害と特徴、土木学会誌、pp.11～19、1995.4
- 11) 岩崎敏男：兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会報告書について、道路、pp.40～42、1996.3
- 12) 中島裕之、足立幸郎、長沼敏彦：都市高速道路の被災状況と復旧の概要、橋梁と基礎、pp.36～39、1996.8
- 13) 財団法人 鉄道総合技術研究所：兵庫県南部地震鉄道被害調査報告、鉄道総研報告、pp.47～72、1996.4
- 14) 国土地理院：国土地理院技術資料、B・1-No.322、平成7年度兵庫県南部地震災害現況図（第2版）、1994.5
- 15) 株式会社大林組技術研究所：平成7年（1995年）兵庫県南部地震被害調査報告書、p4、415、1995.3
- 16) 市原 実：大阪とその周辺地域の第4紀地質図、アーバンクボタ、Vol.30、クボタ、1991