

R C 単柱式橋脚のマクロ的損傷分析

幸左賢二¹・藤井學²・林秀侃³・中田恒和⁴

¹正会員 Ph. D. 阪神高速道路公団 神戸管理部 (〒650-0041 兵庫県神戸市中央区新港町16-1)

²フェロー会員 工博 京都大学大学院工学研究科 教授

³正会員 阪神高速道路公団 神戸管理部

⁴正会員 八千代エンジニアリング(株) 大阪支店

兵庫県南部地震により被害を被ったR C橋脚に対して復旧補修工事に伴い詳細な損傷状況調査を行った。これらの調査結果を基に、各R C単柱橋脚に対して道路橋示方書に基づく地震力保有水平耐力照査を実施し、耐力と損傷度との関係について定量的評価を行った。その結果、損傷程度とせん断耐力余裕度係数には相関が認められた。すなわち、損傷の比較的大きな橋脚はせん断耐力曲げ耐力比が小さく、せん断耐力余裕度が小さい橋脚に比較的多く認められることが明らかとなった。

Key Words: ductility, failure mechanism, shear, flexure, earthquake resistance

1. はじめに

1995年1月17日早朝に発生した兵庫県南部地震は阪神地方に甚大な被害を与えた。阪神高速道路においても例外ではなく、特に3号神戸線の兵庫県域の区間においては、5箇所で落橋に至るなどの大きな被害を被った。R C橋脚の被害原因としてはまず圧倒的に大きな地震力の作用が挙げられる。これを別にすれば、構造的な原因としては、余裕のなかった許容せん断応力度、不十分な主鉄筋段落とし部の定着長、じん性の不足などが挙げられる¹⁾。R C橋脚の損傷度は、震災直後に実施した外観調査および写真判定に基づき、A s, Aランク(再構築橋脚)とB, C, Dランク(補修・補強橋脚)に区分して復旧工事を実施している。また、補修・補強による復旧の場合には、地中部も含めた詳細な損傷状況調査を行い、この結果を基に鉄筋取り替え範囲やコンクリート部補修方法を決定している。

これまで、震災地域内の多数の橋梁や建物などを対象とした損傷度分析においては、外観調査で損傷度を評価したものが一般的であり、詳細な損傷度調査との対応を比較したものは少ない。一方個別の構造物に対しては詳細な数値解析を実施したものは多いが、高架橋などの多数の同一構造系に対して統一的手法で保有水平耐力照査を実施した例はきわめて少ない^{2)~4)}。そこで、本研究では上記の損傷状況調査結果を基に、損傷度を詳細にかつ定量的に評価

するとともに、3号神戸線の本線部において詳細調査に基づく損傷度評価を行ったR C単柱式橋脚に対して道路橋示方書(平成2年度版)に基づく地震時保有水平耐力照査を実施し、耐力と損傷度との関係についてマクロ的な分析を行った。

2. 神戸線構造物の概要

神戸線の兵庫県域のうち、震度階7の帯にほぼ沿った被害の比較的大きな武庫川一月見山間(27.7km)の大部分の橋脚は、昭和39年(1964年)制定の鋼道路橋設計示方書に基づいて1960年代後半に設計されている。国道43号および2号上を占有することからR C単柱形式が比較的多く、設計地盤種別は砂層または砂礫層地盤から構成されるⅡ種地盤が多い。基礎形式は全体の84%が杭基礎であり、12%が直接基礎である。上部工では、鋼桁が86%を占めている。鋼桁のうち、単純I桁が全体の80%と圧倒的に多く、その他は単純箱桁が10%、連続箱桁、連続I桁がそれぞれ5%となっている。橋脚の設計では設計水平震度は0.2が採用されていた。また、当時のコンクリート許容せん断応力度は7kgf/cm²程度と昭和55年以降の道路橋示方書(以下道示という)の4.2kgf/cm²に比べて大きく、一般にコンクリート断面のみで十分なせん断耐力を有していると考えられていた。このため、帯鉄筋は最小鉄筋量の規定に基づきD16が15~30cmピッチ程度に配筋されていた。

表-1 外観調査による橋脚損傷分類

	As	A	B	C	D	合計
鋼製橋脚	3	8	12	112	28	163
R C橋脚	64	78	102	225	474	943
合計	67	86	114	337	502	1106

橋脚の損傷は震災直後に実施した外観調査および写真判定に基づき、損傷度をAsからDまでの5ランクに区分している。判定区分は道路震災対策便覧（震災復旧編）⁶⁾による構造物別被災度の判定手法に基づいている。分類結果の一覧を表-1に示す。神戸線武庫川ランプから月見山ランプ間における対象RC橋脚943基のうち、その15%が比較的損傷の大きなAs, Aランク、35%が比較的軽微な損傷のB, C, Dランクであった⁶⁾。基礎構造物は杭に一部ひびわれが認められたものの、ほぼ健全であったことからすべて既存のものを再利用し、橋脚は外観調査結果に基づく橋脚の損傷レベルに応じて、As, Aランクのものは既存橋脚を撤去して再構築し、B, C, Dランクのものは既存橋脚を補修・補強している。

3. 評価手法

(1) 詳細損傷度調査

補修・補強工事に伴い外観調査判定がB, C, Dランクの構造物の損傷状況を詳細に調査し、その結果に基づき損傷部位の取替え、補修を実施している。具体的には、図-1に示すような損傷状況調査図を作成し、コンクリートおよび鉄筋の損傷状況を調査した。コンクリートについてはかぶりコンクリートの剥離範囲、ひびわれの大きさや密度を測定した。また、鉄筋については定規などを用いて各軸方向鉄筋の座屈範囲、はらみ出し量を測定した他、外周の軸鉄筋の取替え率も算出した。損傷度の分類は、阪神高速3号神戸線武庫川ランプから月見山ランプ間(27.7km)の本線部全RC橋脚を対象とした。

① 詳細損傷度ランク判定

外観調査および詳細損傷度調査を基に、以下に示す分類で損傷度をより詳細に分類した。なお、ランク判定においては、地中部の損傷状況を加味したものとしているが、As, Aランクの橋脚については緊急で鋼板巻き立てなどの応急対策を実施したこと、および危険度が大きく損傷度調査は困難であった。このため、外観調査で判定したランクの変更は行わず、B, C, Dランクをより詳細に区分したものとなっている。すなわち、外周の軸鉄筋の取替え率によりBランクを3段階に、また、コンクリートの損傷度を目安にC₁, C₂, Dの3段階に区分した。

As: 倒壊に近い倒壊した橋脚

A: 柱全面に亘って鉄筋の座屈損傷が著しいもの

B₁: ほぼ柱全周に亘って軸柱鉄筋のはらみ出しが認められ鉄筋を取替えたもの

B₂: 柱軸鉄筋の取替えが全鉄筋の1/2程度のもの

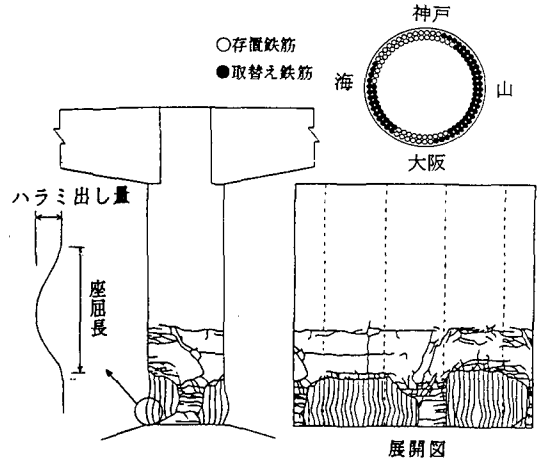


図-1 損傷状況調査図

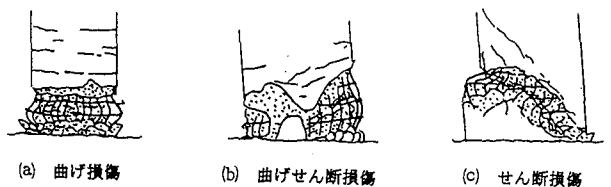


図-2 損傷形態模式図

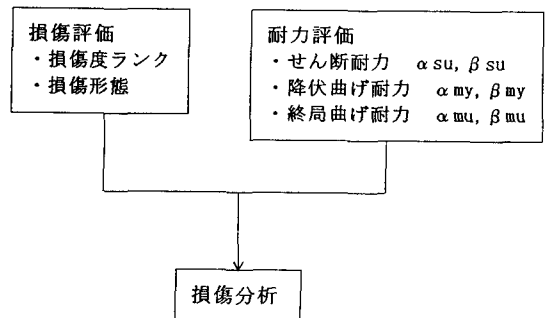


図-3 照査フロー図

- B₃: 柱軸鉄筋の取替えが全鉄筋の1/4程度のもの
 C₁: 柱軸鉄筋が一部露出しているが、柱鉄筋のはらみ出しのないもの
 C₂: 柱軸鉄筋の露出はないが、ひびわれの大きなもの
 D: ひびわれの小さいものあるいは損傷のないもの
- ②損傷形態の分類

外観調査および詳細損傷度調査に基づき、せん断、曲げ、曲げせん断、の3形態に分類した。損傷の進行に従って損傷形態が移行することや、損傷が大きく形態分類が困難な橋脚も多く、明確に3形態に分類することは困難であったが、概ね以下の状況と図-2の模式図を目安に分類している。

せん断:

主たるひびわれ角度あるいは損傷面の角度が水平に対して斜め方向であるもの。コアコンクリートの損傷面も比較的明確に認められ、場合によっては損傷面の上下部材間に大きなずれが認められる。

曲げ:

損傷度が低い橋脚では主たるひびわれ角度が水平であり、損傷度が高い橋脚では軸鉄筋が外側に座屈している。

曲げせん断:

複合的な損傷状況で判定が難しいが、せん断と曲げの中間的な損傷状況のものを曲げせん断と判定する。したがって、軸鉄筋が全面外側に座屈していても座屈範囲が水平に対して斜めであったり、対称でないものは曲げせん断に分類している。

(2) 耐力評価法

詳細な損傷度調査を実施した本線RC橋脚のうち、基数が多く比較的被災が大きかったRC単柱橋脚を対象とし、道示(平成2年度版)による地震時保有水平耐力照査法に基づいてRC単柱橋脚の耐力を評価した。以下に評価式を示す。

$$\lambda = v \cdot Su \cdot la / (Mu - M0) \quad (1)$$

ここに、

- λ : せん断耐力曲げ耐力比
 v : 安全係数(分析では1.0を使用)
 Su : せん断耐力(tf)
 la : 着目断面から上部工慣性力作用位置までの距離(m)
 Mu : 一定軸力が作用する断面においてコンクリートの最外縁の圧縮ひずみが終局ひずみ量に達する曲げモーメント(tf・m)
 $M0$: 橋軸直角方向偏心モーメント(tf・m)

$$\alpha_{su} = 980 \cdot Su / (Wu + Wp)$$

$$\beta_{su} = \alpha_{su} / 200 \quad (2)$$

ここに、

- α_{su} : せん断耐力指標(gal)
 Wu : 橋脚が負担する上部工重量(tf)
 Wp : 橋脚重量(tf)
 β_{su} : せん断耐力余裕度係数

$$\alpha_{my} = 980 (My - M0) / (Wu + 0.5Wp) \cdot la$$

$$\beta_{my} = \alpha_{my} / 200 \quad (3)$$

ここに、

- α_{my} : 降伏曲げ耐力指標(gal)
 My : 一定軸力が作用する断面で最外縁引張鉄筋が降伏応力に達する曲げモーメント(tf・m)
 β_{my} : 降伏曲げ耐力余裕度係数

$$\alpha_{mu} = \alpha_{my} \cdot \sqrt{2\mu - 1}$$

$$\beta_{mu} = \alpha_{mu} / 200$$

$$\mu = \delta u / \delta y \quad (4)$$

ここに、

- α_{mu} : 終局曲げ耐力指標(gal)
 β_{mu} : 終局曲げ耐力余裕度係数
 μ : じん性率
 δu : 終局曲げ変位(m)
 δy : 降伏曲げ変位(m)

損傷分析は図-3のフローに基づき実施する。橋脚のせん断耐力(Su)の算定は道示を基本としているが、コンクリート標準示方書式による比較も実施している^{7), 8)}。具体的には、両者は共にコンクリート分担分と鉄筋分担分の累加式であるが、コンクリート平均せん断応力度の算定において、コンクリート示方書では部材寸法や軸鉄筋の影響を考慮している。

せん断耐力指標(α_{su})は、部材のせん断耐力を構造物重量で除したもので、せん断耐力相当の加速度(gal)を示す。せん断耐力余裕度係数(β_{su})はせん断耐力指標を元設計の設計震度に相当する加速度(200gal)で除したもので、設計地震力に対するせん断耐力の余裕度を示している。曲げ耐力、じん性率は復旧仕様により算出している^{9), 10)}。復旧仕様では、コンクリートの応力-ひずみ曲線において、帯鉄筋による拘束効果を考慮し、拘束鉄筋により曲線形状や終局ひずみが増加する。降伏曲げ耐力指標(α_{my})は物理的には一定軸力のもとで最外縁軸鉄筋が降伏応力($\sigma_{sy} = 3000 \text{ kgf/cm}^2$)に達する曲げモーメントを生じさせる加速度を示している。降伏曲げ余裕度係数(β_{my})は降伏曲げ耐力指標を元設計震度相

当の加速度(200gal)で除したもので、降伏曲げ耐力の余裕度を示している。また終局曲げ耐力指標(α_{mu})は物理的にはエネルギー一定則を仮定し、弾塑性モデルにおいて終局変位 δu を生じさせるのと等価な弾性加速度を示している。終局曲げ耐力余裕度係数(β_{mu})は、 β_{my} と同様に α_{mu} を200galで除したものであり終局曲げ耐力の余裕度を示している。

4. 損傷度評価

(1) 損傷形態と損傷度

武庫川ランプから月見山ランプ間における本線部橋脚818基のうち、RC単柱橋脚は67.7% (553基)を占めている。その断面形状は円形が70.7%(391基)、小判型を含めた矩形が29.3%(162基)となっている。図-4にRC単柱橋脚の損傷形態、図-5に損傷度ランクの高い(As, A, B₁, B₂, B₃)橋脚のみを対象としたRC単柱橋脚の損傷形態を示す。ここでは、残留傾斜量が大きいため撤去・再構築となった橋脚は詳細調査を実施していないので分析対象外とし、RC単柱428基を対象としている。図-4に示すように、全損傷においては曲げ損傷が全体の54.0%を占め、曲げせん断が41.4%、明らかにせん断とみなせるものは4.7%であった。これに対して損傷度の高い場合は、せん断および曲げせん断の比率が増加し、曲げの比率が大幅に減少する。曲げの損傷形態はAsおよびA:7.8%, B:20.4%, C:61.9%, D:10.0%と広範囲に亘って分布している。これは曲げ損傷では、塑性化後もエネルギー吸収を発揮し、急激な破壊に至ることがないこと、および損傷の大きな曲げせん断へ移行する以前の曲げ降伏程度の比較的軽微な損傷が多いためと考えられる。これに対してせん断および曲げせん断損傷橋脚ではAsおよびA:61.4%, B:17.3%, C:17.8%, D:3.6%と損傷度の高いAs, AおよびBランクが多数を占めている。これはせん断損傷タイプでは急激に損傷が進行するために、比較的軽微な損傷で留まることが少ないためと考えられる。

(2) 外観調査との対比

当初実施された外観調査と詳細調査結果の対比を図-6に示す。図-6より、外観調査でBランク以下の橋脚がより詳細なデータをもとに細分化されているのがわかるが、特に外観調査でC, Dランクであった橋脚で鉄筋の座屈による取り替えが必要となったBランクのものがかかり発生している。これは、外観調査ではコンクリートひびわれ発生程度であったものが、地中部で鉄筋座屈が発見されたり、詳細

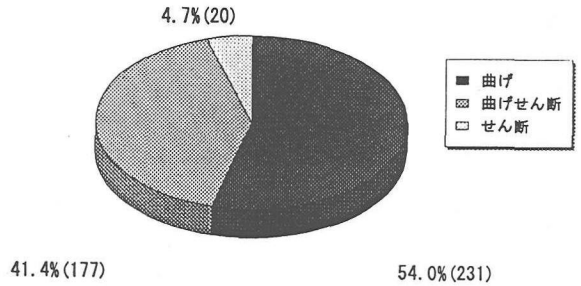


図-4 R C単柱橋脚の損傷形態

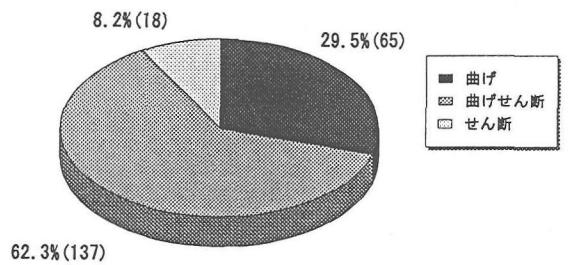


図-5 R C単柱橋脚の損傷形態 (As, A, Bランク)

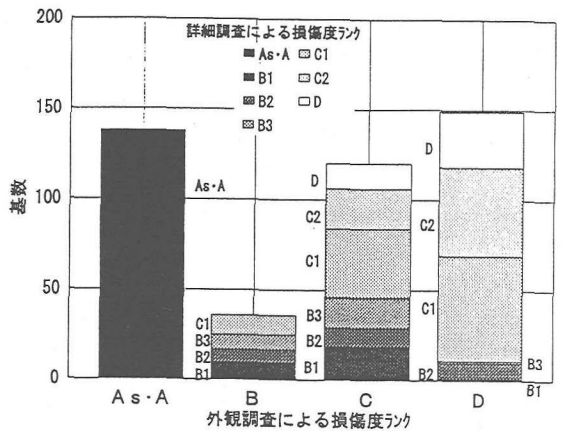


図-6 外観調査結果との対比

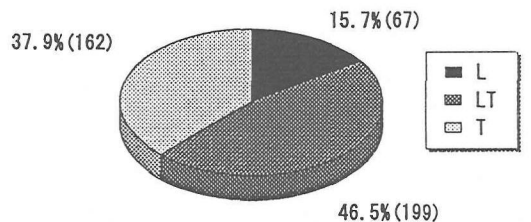


図-7 損傷方向分類

なかぶりコンクリート部のたたき調査などにより鉄筋座屈が発見されたためである。

(3) 損傷形態と損傷方向

図-7に損傷形態と損傷方向を示す。図-7に示すように、全体的には全方向(LT)で損傷しているものが多いが、橋軸方向(L)に比べると橋軸直角方向(T)で損傷しているものが多い。これは、神戸線は主として東西方向に位置する路線であり、地震力は南北方向の方が東西方向に比べて大きいため、南北(橋軸直角)方向の被害が多くなったこと、あるいは橋軸方向は単径間形式であっても桁が連続しているため、完全フリーな橋軸直角方向に比べて抵抗が大きいことなどが考えられる。

これらの要素を比較するため、南北方向に位置する他の高架橋と損傷方向を比較した。損傷方向には差異が認められ、神戸線は明らかに橋軸直角方向の被害が多く、地震動の影響が現れているようである。また、損傷が大きくなるにつれて全方向(LT)の損傷が多くなっている。これは、主要な振動方向に対して発生した軸鉄筋の座屈損傷が、繰返し荷重を受けることにより損傷範囲が側方へ拡がり、損傷度ランクが高くなるものと考えられる。

(4) せん断スパン比と損傷形態

せん断スパン比(橋脚高さ/柱幅)は3~7の範囲に亘っているが、4~5程度の橋脚が最も多く約65%を占めている。図-8にせん断スパン比と損傷形態の関係を示すが、せん断スパン比が3.0~6.0の範囲ではせん断損傷が認められ、せん断スパン比が7以上ではすべて曲げ損傷となっており、せん断スパン比が損傷形態に影響を与えていることが分かる。

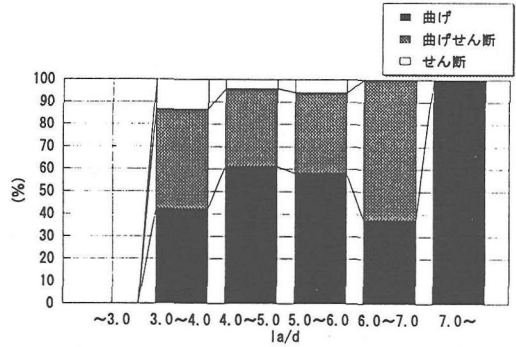


図-8 せん断スパン比と損傷形態

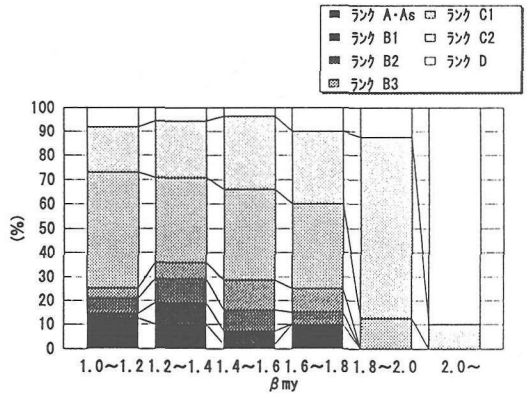


図-9 降伏曲げ余裕度係数分布 (曲げ損傷)

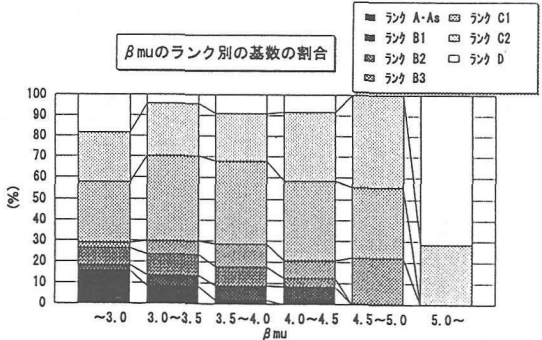


図-10 終局曲げ余裕度係数分布 (曲げ損傷)

5. 保有水平耐力と損傷度

(1) 曲げ耐力と損傷度

曲げ損傷タイプにおける降伏曲げ余裕度係数の分布を図-9に示す。降伏曲げ余裕度係数はすべて1を超えており、当時の設計値をほぼ満足していることがわかる。また、全橋脚の7割程度は1.25を超えており、現行基準の設計水平震度0.25に対しても満足している。損傷度ランクが高いものについては、降伏曲げ余裕度係数β_{my}との相関はあまり認められないが、損傷度ランクの低いC, Dの橋脚についてはβ_{my}との相関が明らかに認められる。これは降伏曲げに至らない軽微な損傷においては、降伏曲げ耐力が損傷度に与える影響が大きく、降伏曲げを大きく

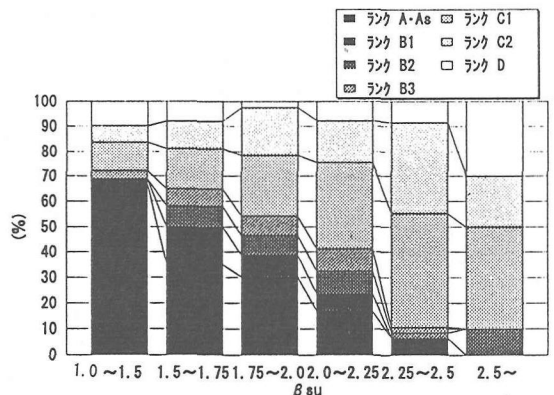


図-11 せん断耐力余裕度係数分布 (すべての損傷形態)

超えた損傷度の高い橋脚においては降伏後のじん性や、せん断耐力の余裕度によって損傷度に差が生じるためと考えられる。図-10に曲げ損傷タイプにおける終局曲げ余裕度係数分布を示す。図-9に比べると、終局曲げ余裕度係数が大きくなるにつれて、A s, A, B₁などの大きな損傷が少なくなる傾向が明確に読み取れ、曲げ損傷タイプについてはじん性を確保することが損傷を小さくするために有効であることがわかる。

(2) せん断耐力と損傷度

図-11にすべての損傷を、図-12に曲げせん断およびせん断損傷を対象とした損傷レベルとせん断余裕度係数の関係を示す。せん断余裕度が大きくなるにつれて、損傷が小さくなる傾向が読みとれる。すべての橋脚が1.0を超えており、当時の設計加速度に対してせん断耐力を満足していることがわかる。全橋脚の9割程度は1.25を超えており道示震度法の設計加速度を満足している。また、せん断耐力余裕度は、1.0から2.5程度の範囲に亘って分布している。

これについて若干の考察を加える。図-13は30基程度の橋脚を対象に、直角方向偏心の有無をパラメータとし、軸鉄筋比とせん断耐力余裕度係数の関係をプロットしたものである。同じく、図-14は上部工重量とせん断耐力余裕度係数の関係をプロットしたものである。ばらつきが大きいものの軸鉄筋比、上部工重量が大きくなるにつれて相対的にせん断余裕度が低下することがわかる。これは作用外力が大きい場合、曲げ耐力を増加させるために、断面を大きくせず主鉄筋の増加で対応させることが多く、このため外力に比べて相対的に断面積が小さくなり、せん断余裕度が低下したためと考えられる。

また、偏心を有する橋脚の方が偏心を有しない橋脚よりもせん断余裕度が大きい。これは偏心橋脚は作用曲げモーメントが大きいために必要断面積が大きくなる。これに対して、せん断耐力には偏心荷重の影響が少ないことから、相対的にせん断余裕度が大きくなるためと考えられる。このように、各橋脚は当時の設計基準を満足していたが、橋脚形状、上部工重量、配筋上の差異、偏心率などによりせん断耐力余裕度に差異が生じたと考えられる。

(3) せん断耐力に関する検討

図-15, 16に道示とコンクリート標準示方書式の対比を示す。比較的断面が小さくせん断耐力も小さい領域では、道示式とコンクリート標準示方書式との差異は小さい。これに対して橋軸方向のせん断耐力が大きい領域では、道示式は1~2割程度大きく

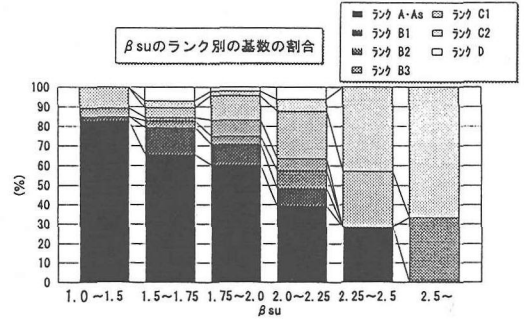


図-12 せん断耐力余裕度分布(曲げせん断・せん断損傷)

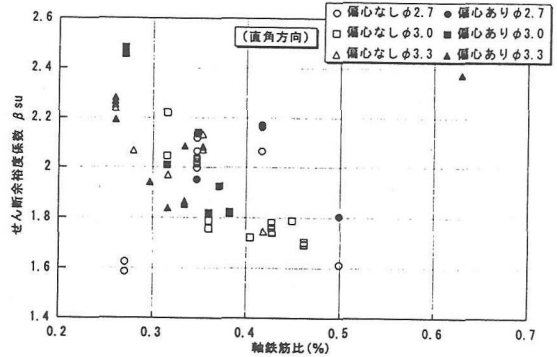


図-13 せん断余裕度-軸鉄筋比関係

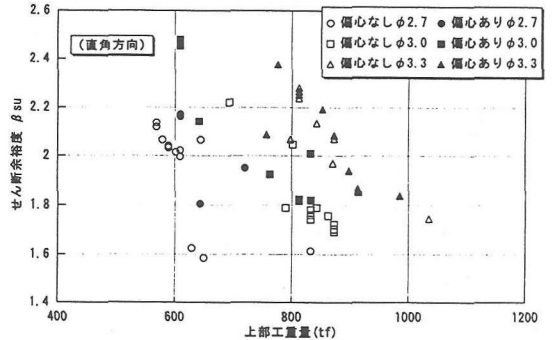


図-14 せん断余裕度-上部工重量関係

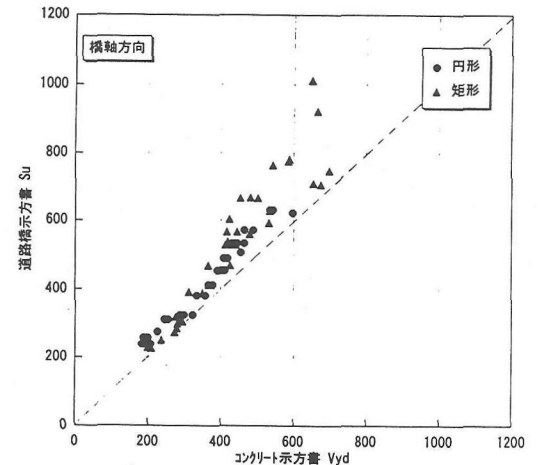


図-15 道示式-コンクリート示方書関係(橋軸方向)

なる傾向が見られる。両式の差異はコンクリート分担分のせん断耐力算定法の差異であり、断面が大きくなるとこの影響が大きくなるためと考えられる。すなわち、断面寸法が大きく、柱鉄筋比が小さい領域では、コンクリート標準示方書式は道式式に比べて小さくなり、その影響が顕著となる。また、せん断耐力が大きいものは矩形断面が多いが、これは交差点部などのスパン長が比較的長く作用外力が比較的大きい場合や断面寸法に制約がある場合に多く用いられるためと考えられる。

6. 損傷形態に対する分析

(1) せん断耐力曲げ耐力比と損傷形態

図-17にせん断耐力曲げ耐力比と損傷形態（曲げおよびせん断損傷）の関係を示す。曲げモーメントについては、一般的に鉄筋やコンクリートの材料強度が設計基準強度よりも2~3割程度高い値であることから、終局曲げ耐力を2割割り増して評価している。図に示すように、せん断損傷はせん断耐力が曲げ耐力に比べて小さいものに多く、また損傷ランクも比較的高いものが多い。これに対してせん断耐力が曲げ耐力よりも大きなもの、すなわち耐力比が1よりも大きいものは比較的軽微な曲げ損傷が多いことが分かる。図-18は曲げせん断損傷タイプの耐力比を示す。図に示すように曲げせん断損傷タイプでは耐力比が1近傍に分布しており、曲げ損傷タイプとの有意差は認められない。

(2) 曲げ損傷タイプに対する分析

図-19に曲げ損傷タイプにおけるせん断耐力指標（ α_{su} ）と終局曲げ耐力指標（ α_{mu} ）の関係を示す。図から大きな損傷の橋脚（B1以上）は α_{su} が400gal、 α_{mu} が800gal以下のものに多い。逆に言えば、 $\alpha_{su} > 400$ galかつ $\alpha_{mu} > 800$ galのものは、損傷が比較的小さい。このように、曲げ損傷タイプでも、終局時近傍ではじん性がせん断耐力の関数となっているため、せん断耐力余裕度が損傷程度に影響していることがわかる。

(3) 曲げせん断損傷タイプに対する分析

図-20に曲げせん断損傷タイプにおける α_{su} - α_{mu} の関係を示す。図から曲げタイプと同様に損傷の大きな橋脚は α_{su} が400gal、 α_{mu} が800gal以下のものが多い。特に、 α_{su} が400gal以下のものはほとんどが大きな損傷となっている。これは、一般に曲げせん断タイプの大きな損傷が、鉄筋の曲げ降伏後

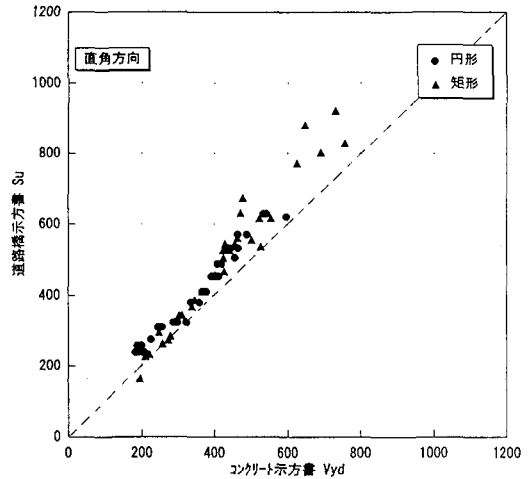


図-16 道式式-コンクリート示方書式関係(橋軸直角方向)

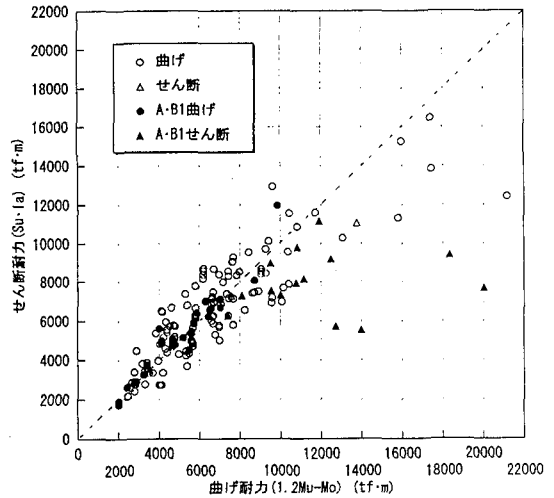


図-17 せん断耐力と曲げ耐力(曲げおよびせん断タイプ)

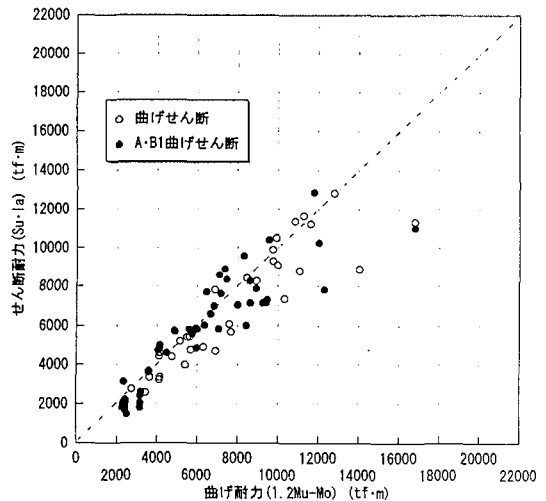


図-18 せん断耐力と曲げ耐力(曲げせん断タイプ)

の繰り返し荷重によりせん断耐力が低下することにより生じることからも、せん断耐力が支配的であるためと考えられる。

(4) せん断損傷タイプに対する分析

図-21にせん断損傷タイプにおける $\alpha_{su} - \alpha_{mu}$ の関係を示す。曲げおよび曲げせん断損傷に比較してせん断損傷は、ほとんど α_{su} が400gal以下でかつ損傷程度が大きいことが分かる。このようにせん断損傷は、せん断耐力曲げ耐力比が1以下で、せん断耐力余裕度が小さなものに多く生じている。

(5) すべての損傷タイプに関する考察

表-2に上記の結果をまとめる。表-2に示すように損傷タイプは耐力比によって区別することができる。また損傷の大きなものは α_{su} が400gal以下に多く、曲げ損傷では α_{mu} が800gal以下に多い。このように神戸線RC橋脚は許容応力度的には当時の設計基準を満足しているが、損傷の大きなものは、せん断破壊が先行するものあるいは耐力比が1程度であっても地震時の繰返し荷重によってせん断耐力が低下し、曲げせん断破壊に移行しやすいものに多く認められる。

次に前述の式(1)を用いて、せん断損傷を生じさせないための安全係数について考察する。

図-22は各損傷タイプごとのせん断耐力と曲げ耐力の関係を示している。図からわかるように、せん断耐力が曲げ耐力より1.5倍以上すなわち、 γ が1.5以上となれば、ほぼ曲げ損傷が生じることから、せん断損傷を生じさせないためには1.5倍程度以上の十分な安全係数を確保することが望ましいことがわかる。

(6) 終局曲げ耐力指標と等価固有周期の関係

図-23にすべての損傷タイプにおける終局曲げ耐力指標と等価固有周期の関係を示す。ここで、等価固有周期の算定には部材の降伏剛性を用いている。図に示すように、終局曲げ耐力指標が大きなもの、および同一終局曲げ耐力指標であっても等価固有周期の比較的長いものに損傷度が小さいものが多く認められる。また、終局曲げ耐力指標が比較的大きくても、固有周期が0.5~0.6秒のあたりでは、損傷度の高い曲げせん断タイプの損傷が認められる。

7. 耐震補強の観点からの評価

以上の損傷分析から巨大地震時にも構造物を比較

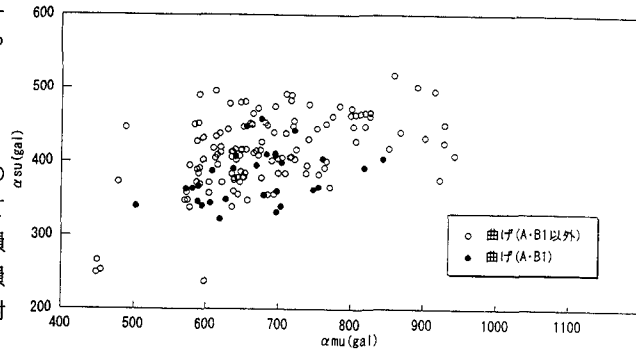


図-19 $\alpha_{su} - \alpha_{mu}$ の関係 (曲げ損傷)

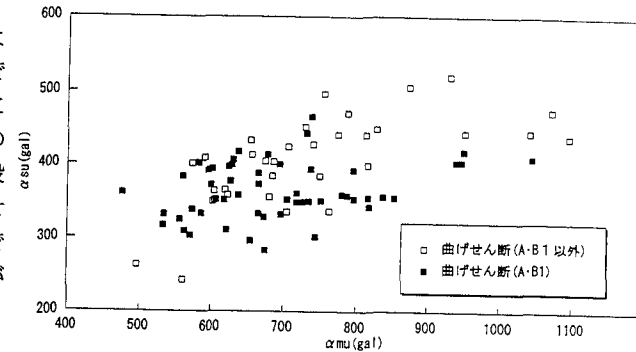


図-20 $\alpha_{su} - \alpha_{mu}$ の関係 (曲げせん断損傷)

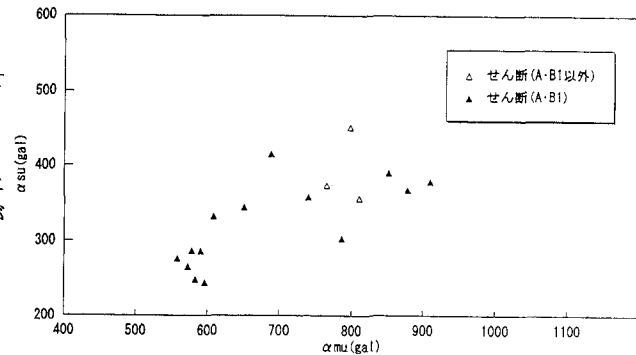


図-21 $\alpha_{su} - \alpha_{mu}$ の関係 (せん断損傷)

表-2 評価結果一覧表

損傷パターン	曲げ	曲げせん断	せん断
せん断耐力曲げ耐力比	1以上が多い	1程度が多い	1以下が多い
損傷の大きな構造物の α_{mu}	800gal以下が多い	800gal以下がやや多い	傾向不明
損傷の大きな構造物の α_{su}	若干400gal以下が多い	400gal以下が多い	400gal以下が多い

的小さい損傷にとどめるための耐震対策は以下のようになる。

- ①せん断破壊を生じないようにせん断耐力曲げ耐力比を1よりも十分大きくする。
- ②損傷度が高くなるせん断，曲げせん断損傷を生じさせないために，十分なせん断耐力を確保する。
- ③曲げ損傷を小さくするために十分なじん性を確保する。

上記は，道路橋示方書および土木学会コンクリート示方書（耐震設計編）の基本的考え方が妥当であることを示している。しかしながら，分析結果からは旧設計基準の構造物ではせん断耐力不足により①，②による損傷が特に懸念される。また，耐震補強にあたっては，時間，予算などの制約があり補強の優先順位を設ける必要がある場合も多い。このような場合には，せん断耐力曲げ耐力比が小さく，せん断耐力余裕度が小さい構造物を優先的に補強することが望ましいことを上記の結果は示唆している。図-24にすべての損傷タイプの α_{su} - α_{mu} 関係を示すが，いずれのタイプでも α_{su} が450gal以上かつ α_{mu} が800gal以上のものでは損傷が比較的軽微であることがわかる。同図を $\alpha_{su}=400$ gal， $\alpha_{mu}=800$ galで4象限A,B,C,D領域に分割し，それぞれの領域に含まれる橋脚損傷度ランクの内訳を図-25に，損傷タイプを図-26に示す。図-25より α_{su} が400gal以下のC，D領域に属する橋脚はいずれも損傷ランクの高いものの比率が大きく， $\alpha_{su}>400$ galかつ $\alpha_{mu}>800$ galであるB領域に属する橋脚の損傷度は低いことがわかる。また図-26よりA領域には曲げ損傷が，D領域にはせん断損傷が多く，せん断耐力曲げ耐力比と損傷タイプには明確な相関が認められる。以上より，B領域にあるようなせん断耐力余裕度を十分確保し，曲げ破壊先行のじん性に富んだ構造物が耐震上有効であることがわかる。

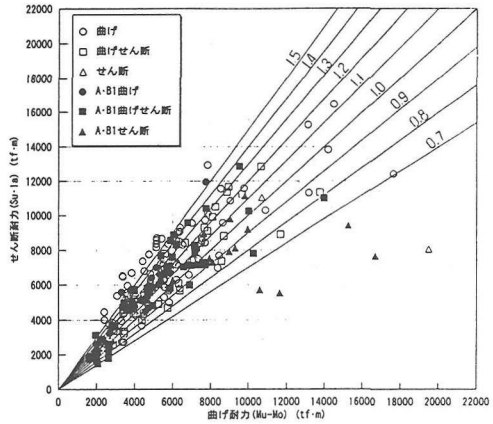


図-22 せん断耐力と曲げ耐力の関係

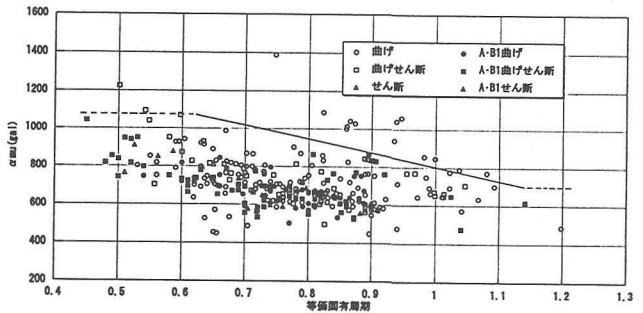


図-23 終局曲げ耐力指標と等価固有周期

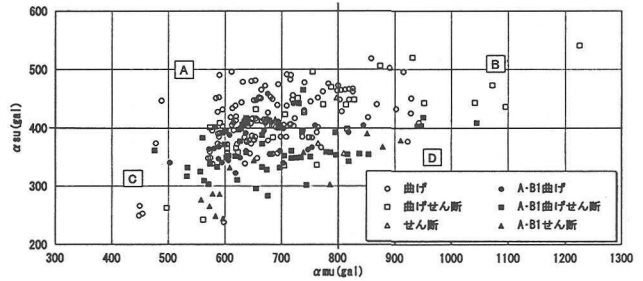


図-24 α_{su} - α_{mu} の関係(すべての損傷)

8. まとめ

被害の大きかった阪神高速道路3号神戸線のRC単柱式橋脚を対象に，地震時保有水平耐力法により求めたせん断耐力曲げ耐力比，せん断耐力余裕度，曲げ耐力余裕度などと損傷程度の関係についてマクロ的な損傷分析を行い，以下のような結果が得られた。

①損傷タイプごとに分類した結果，曲げ損傷はAsからDまで広範囲に亘って分布している。これに対してせん断および曲げせん断損傷橋脚では損傷の高いA，Bランクが多数を占めている。これは，せん断損

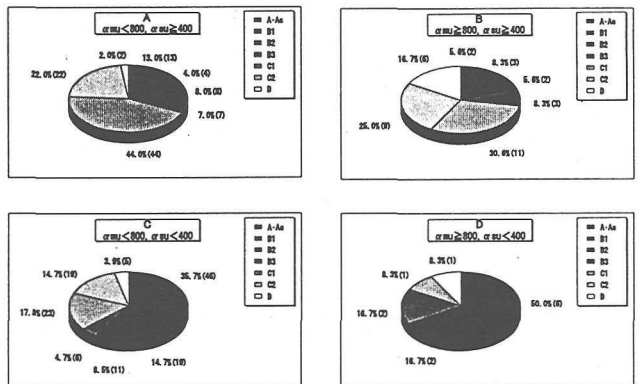


図-25 各領域ごとの損傷分布

傷タイプでは急激に損傷が進行し、比較的軽微な損傷で留まることが少ないためと考えられる。

②損傷方向としては橋軸直角方向で損傷しているものが比較的多い。また損傷が大きくなるにつれて、橋軸直角および橋軸の両軸方向の損傷が多くなっていく。

③せん断耐力曲げ耐力比と曲げ、曲げせん断、せん断の各損傷タイプには相関が認められた。すなわち、耐力比の小さいものにせん断タイプの損傷が、1程度のものに曲げせん断タイプのものが多く認められた。

④損傷程度とせん断耐力余裕度係数には相関が認められ、せん断耐力余裕度係数が大きいものには損傷が小さいものが多く認められた。また、各橋脚は当時の道示の設計加速度を満足しているが、橋脚形状、上部工重量、配筋上の差異、偏心量などによりせん断耐力余裕度に差異が認められた。

⑤曲げ損傷タイプでは、損傷の大きな橋脚は終局曲げ耐力指標が小さい橋脚に比較的多く認められた。

⑥以上の評価分析は、旧基準で設計されたRC橋脚の補強にあたっては、耐力比が小さく、せん断耐力余裕度が小さい構造物を優先的にせん断耐力およびじん性の向上を図る補強を実施することが望ましいことを示している。

参考文献

1) 川島一彦: 阪神・淡路大震災Q&A, コンクリート工学, Vol. 34, No. 5, pp. 178~187. 1996. 3.
 2) 石橋忠良: 鉄道高架橋の被害と設計上の耐震性能, コンクリート工学, Vol. 34, No. 11, pp. 56~58. 1996. 11.

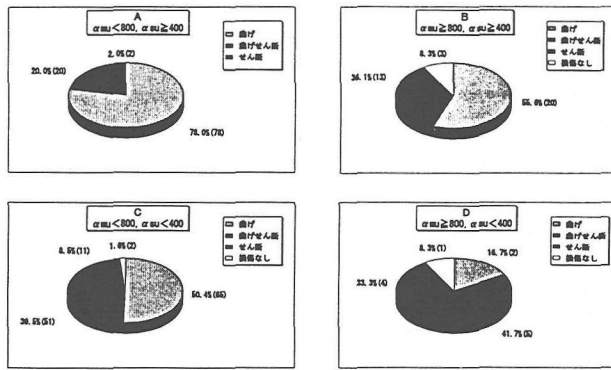


図-26 各領域ごとの損傷タイプ

3) 岡村甫, 佐伯光昭, 金津努, 鈴木基行, 松本信之: コンクリート構造物の耐震設計基準の変遷, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp. 563-570, 1996. 1.
 4) Kazuhiko Kawashima and Shigeki Unjoh: Impact of Hanshin/ Awaji Earthquake on seismic design and seismic strengthening on highway bridges, 土木学会論文集, No. 556/I-38, pp. 1~30. 1997. 1.
 5) 日本道路協会: 道路橋震災対策便覧 (震災復旧編), 1988. 2.
 6) 林秀侃: 阪神高速3号神戸線の復旧設計の概要, 土木施工, Vol. 36, No. 12, pp. 71-76, 1995. 11.
 7) 日本道路協会: 道路橋示方書耐震設計編, 1990. 5.
 8) 土木学会: コンクリート標準示方書設計編, 1996. 6.
 9) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会: 兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書, 1995. 12.
 10) 日本道路協会: 兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様の準用に関する参考資料(案), 1995. 6.

(1997.5.12 受付)

EVALUATION OF EARTHQUAKE-DAMAGED RC PIERS BY THE ULTIMATE BEARING CAPACITY PROCEDURES

Kenji KOSA, Manabu FUJII, Hidenao HAYASHI and Tsunekazu NAKATA

Detailed investigation including measurements of buckling length of reinforcements and cracking width of piers were conducted on the RC piers on the Hanshin Expressway Kobe Route damaged by the Great Hanshin Earthquake. Using these data, the relationship between the damage level and the ultimate bearing capacity required by the Specifications for the Design of Highway Bridges was examined.

Results showed that a considerable relationship was found between the damage level and the shear capacity of the piers. It was also found that severely damaged piers have a tendency to have small values for the shear capacity vs. moment capacity ratio and the shear capacity index.