

II-6 鋼製橋脚の損傷度評価

要旨

阪神・淡路大震災における鋼製橋脚の損傷，例えば，補剛板の局部座屈，低サイクル疲労，脆性破壊を一例として挙げ，その損傷の部位および特徴について記述する．これらの損傷形態と鋼製橋脚の限界状態と関連付け，各種損傷度評価法の適用性について検討する．最後に，適用例として，準静的載荷もしくはハイブリッド載荷による破壊過程の損傷度評価例を紹介する．

6.1 鋼製橋脚の損傷の特徴 [1, 2]

兵庫県南部地震によって鋼構造物は，様々な被害を生じた．この地震による地盤震動の激しさは，予想を大きく超えており，耐震性能に優れていると思われていた鋼構造物も多くの被害を受けた．以前から予測されていた被害のみならず今回新たに発見された被害も多くあった．これらの鋼橋の被害を大別すると，破壊・損傷モードとして，以下の4種に分けられる。

- ・ 支承の破損および桁の落橋
- ・ 座屈および大変形による延性亀裂の発生
- ・ 脆性亀裂の発生
- ・ 地盤破壊にともなう上部構造物の崩壊

阪神高速道路・神戸線および湾岸線，ハーバーハイウェイ，新都市交通システムなどの高架構造に見られた上記の破壊・損傷モード，その原因および損傷度を順に述べる。

(1) 支承の破損および桁の落橋

極めて多くの被害が，橋梁の支承部に集中し，桁端部の損傷状況からして多くの桁の取り替えを余儀なくされている（写真6-1）。また，支承部が破壊後，移動量が大きく落橋に至った被害も見られた。上部構造に作用する地震力を下部構造に伝達する極めて重要な装置である支承の設計には，非常に理想化した機能を仮定するが，このような機能が地震時に発揮されたとは言い難く，設計荷重以上の衝撃力に対して脆い鋳鋼製の省の欠点が指摘される。一方，支承の崩壊による落橋を起こさないためにも，耐震連結装置に加えて脚上部には十分な桁掛かり長の設定が必要である。また，現行の設計では十分考慮されていない異種橋梁の接点における荷重分担，梁端部の上下動などの問題点が明らかになった。特に，車線数が多い高架橋では，梁の張り出し部の長さが脚柱の高さとほぼ同じとなり，

上部工の立体的な挙動を設計に反映させる必要があることが明らかになった。

落橋に至らなければ、支承の崩壊による橋の機能は、伸縮継手部で路面に生じる段差によって評価できる。一般に、鋼製の支承は、ゴム支承に比して背が高い分、桁が支承から逸脱すれば路面段差が大きくなり、損傷度も高くなる。しかし、緊急時の軽車両を通過させる程度であれば支障はないと考えられる。ただし、復旧工事などの重量車両は、通行不可能であろう。桁端部などにも被害が生じた場合、補修には手間がかかる。

(2) 座屈および大変形による延性亀裂の発生

単柱形式の鋼製橋脚では、柱基部、板厚変化点、マンホール孔周辺において断面構成要素に不安定な局部座屈が多く見られた（写真6-2）。局部変形が顕著となり、延性亀裂を生じたものも見られた。これらの座屈形状としては、箱形断面の圧縮パネルの板座屈、円形断面の提灯型座屈が一般的である。一方、多層のフレーム橋脚では、前述の脚基部の局部座屈に加えて横梁中央部に安定なせん断座屈が多く見られた。不安定な局部座屈は進行させるべきでなく、板厚制限などの構造寸法制限を明確に設定する必要があるが、安定な局部座屈はエネルギー吸収部として積極的に活用すべきと考えられる。

実験室で、これらの破壊は確認されており、局部座屈が触視可能な点で、構造物の耐荷力低下が始まり、断面を構成する圧縮薄板要素すべてに局部座屈が観測されるようになると耐荷力低下が著しくなると分かっている。したがって、円形断面橋脚の提灯座屈で、著しい局部座屈変形により亀裂を生じた場合を除けば、比較的損傷度は低いと考えられる。ラーメン橋脚のはり部ウェブ板に生じたせん断座屈はむしろエネルギー吸収部として機能して、構造物を甚大な被害から守ったことになる。耐震断面の設計は、局部座屈を断面全体に広がらせない工夫で成し遂げられると考えられる。また、座屈による被害は、塑性変形の局所化にともない非常に限定された部位のみに生じるため、被災部のみを切断し取り出し、新規に製作した同等部材を溶接接合により組み入れることで比較的簡単に復旧が成し遂げられる。

(3) 脆性亀裂の発生

鋼材自身は非常に韌性に富んだ材料であるが、欠陥を有したり低温下においては脆性的となることが知られている。今回の地震でも、鋳鋼製の橋脚柱が脆性亀裂を生じ、破断するに至った（写真6-3）。かなりの衝撃的な地震力が作用したことに加え、欠陥を有しやすい鋳鋼の脆さが原因と考えられる。その他、ハイウェイの鋼製ラーメン橋脚の梁-柱隅角部の柱部に水平方向に亀裂が発生した。応力集中部であり、溶接線が複雑に交差することにより脆性的となっていた可能性がある。

一般に、亀裂を有する構造物の耐荷力を評価しても、亀裂が断面のほぼ全域に広がらない限り耐荷力の低下は著しくない。したがって、部材が破断に至らない限り損傷度としては軽微なものと同様である。ただし、亀裂進展にともない脆

性的に破壊を生じる場合もあるため塑性変形の累積による材料の脆性化には注意を要する。

(4)地盤破壊にともなう上部構造物の崩壊

埋立地盤の液状化・流動によって、周辺ライフラインおよび港湾施設がかなりの被害を受けた。岸壁の湾内流動にともない埋立地内の橋梁基礎・脚も剛体的に湾内へ側方移動し、隣接桁橋の落橋を起こし（写真6-4）た。一方では、クレーン等の荷役施設やフェリー等の乗降通路などは、支持地盤を失い、倒壊したり、倒壊しないまでも脚部が座屈したりするなどの被害が多く見られた。

構造物本来の支持条件が変化した場合、予想以上の断面力が発生することとなり部材座屈等の被害を生じる可能性は非常に高い。当然ながら、たとえ上部工に重大な被害が無くともこのように支持構造物を失った場合、橋としての機能は完全に喪失したと考えるのが妥当と思われる。したがって、橋脚のみならず基礎構造物も含めた損傷度評価が必要と考えられる。

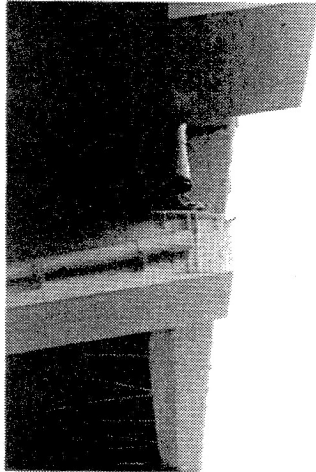


写真6-1 支承の損傷

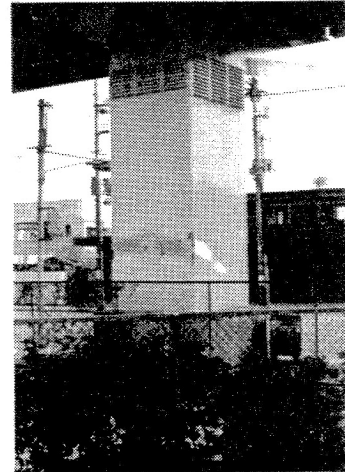


写真6-2 圧縮補剛板の座屈

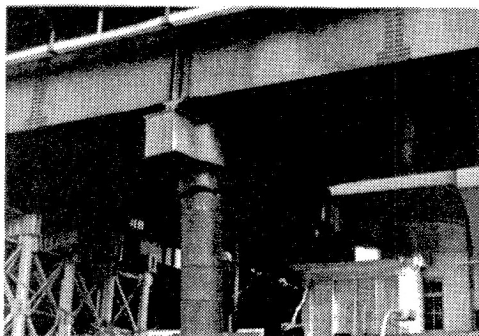


写真6-3 鋼製柱の脆性破断

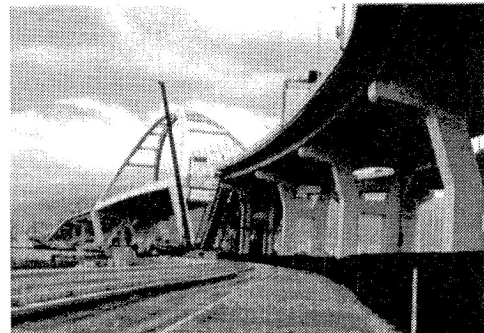


写真6-4 側方流動による落橋

上記の損傷以外にも、ケーブル張力の抜け、アーチ上弦横つなぎ材の部材座屈など、2次部材において種々な被害を受けている。設計時に考慮する地震力、構

造モデルの設定法など現行の構造設計法の問題点が明らかにされた。しかし、これらは橋の本来の機能に対してはなんら影響を及ぼすものでなく損傷度としては軽微なものとして分類できる。

上記の損傷で、(2)および(3)が橋脚に直接関連したものであるが、(1)および(4)の結果として、橋脚に何らかの損傷を生じる可能性を否定できない。ただし、特に鋼製橋脚の損傷度は、著しい局部座屈変形により亀裂が生じる場合を除き、躯体本体の損傷度は比較的小さいと考えられる。

なお、兵庫県南部地震における鋼橋の被害の実態は、本報告II-1を参照していただきたい。

6.2 限界状態と損傷度評価[3]

6.2.1 限界状態

構造物の設計にあたっては、限界状態を設定することが第一ステップである。特に、限界状態設計法では、構造物が有する各種限界状態に対して、安全性等を統一的に取り扱おうとするもので、設計法の合理化には必要不可欠である。土木学会の鋼・コンクリート共通構造設計基準小委員会では、検討すべき限界状態として、終局限界状態、使用限界状態、および疲労限界状態の3つを挙げている[4]。それによると、終局限界状態は最大耐荷力（破断・不安定化・崩壊メカニズムへの移行等）に関する限界状態、使用限界状態は通常の使用または耐久性（変形・ひびわれ・振動等）に関する限界状態、疲労限界状態は繰り返し荷重に対する耐久性・破壊に関する限界状態と規定されている。特に、兵庫県南部地震以降、使用限界状態と密接な関係があるが損傷なども認めた上で構造物本来の機能に支障があるかないかを規定する機能限界状態が、新たに検討されている。

一方、構造物に作用する外力を特定するのも設計には重要なことである。作用荷重の中で、地震力は稀にしか発生しないが、発生すれば非常に大きな荷重となる偶発荷重である。そのため、構造物の耐用年数に1度発生するかどうかという地震に対しては、終局限界状態もしくは機能限界状態に至らないように、また数度発生する可能性がある地震に対しては、使用限界状態に達しないようにという考え方が合理的である。つまり、ねばりを考慮した2段階耐震設計の基本となっている。したがって、地震時に問題となる限界状態としては、耐荷力、変形性能と残留変形に関する次の3種類の照査が必要となる（図6-1参照）。

- ・最大耐荷力の照査：地震荷重によって復元力の応答値が、構造物あるいは構造部材の最大耐荷力を越えると、剛性が負となり、非常に不安定な構造系となる。すなわち復元力が低下する場合、外力の増分に対して著しく変形を進行させることになるため最大耐荷力点をもって終局限界状態と定義するのが安全側評価となる。この限界状態は、主に力学的条件によって決定される。ただし、鋼構造では、その劣化勾配が比較的緩やかであるので、降伏耐力までの強度低下を許容できるが今後詳細に検討する必要がある。
- ・最大許容変位に対する照査：地震時の応答変位が非常に大きくなって、構造

物が安定性を喪失することで終局限界状態に至ることとなる。最大耐荷力とも関連して最大耐荷力点の変形をもって終局限界状態と定義するのが安全側となる。これは非構造要素であるエクスパンジョイント、耐震連結装置の許容変位と密接な関係があり、それらの限界値と合わせて決定する必要がある。最大残留変位に対する照査：地震時の応答変位の大きさは、損傷度と密接な関係があるが、地震後の機能性とは関係が薄い。しかし、残留変位が大きくなると、構造物の機能が喪失することで機能限界状態に至ることとなる。機能を維持するための変形量に関しては、社会的要求・構造物に期待する機能に依存し、難しい工学的判断が必要とされる。

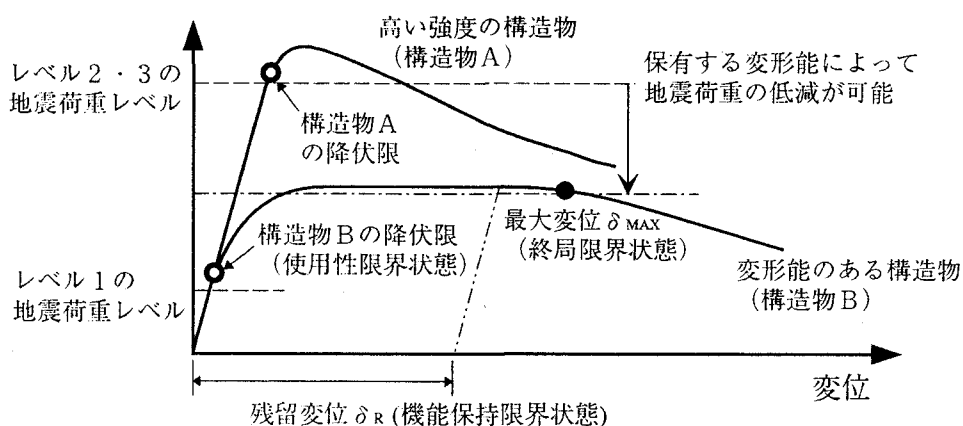


図6-1 構造物の荷重-変形曲線と各種限界状態

6.2.2 損傷度指標

構造物が地震によって被災した場合の損傷程度を評価する指標としては、大きく分けて次の3種類が考えられる。

(1) 地震動の情報のみで定義できる指標

地震動波形(図6-2)の最大振幅から構造物の損傷度を予測する考え方は古くから採用されていた。特に、地震動の最大加速度は、地震動の強さを表すのによく用いられてきた。しかし、本報告II-4で示したように近年では構造物の被害との相関性の弱さが指摘されるようになり、むしろ最大速度の方が損傷と密接な関係があることが認識されつつある。一方、慣性力の影響が小さく受働土圧が支配的な地中埋設管などに対しては、地盤の変形に構造物の変形も追従できるかどうかのポイントであるため、最大変位である程度の損傷を予測することが可能である。

また、Park, AngおよびWenは、地震強度の指標として、入力地震加速度の自乗平均と継続時間の積で表した特性強度 ($I_c = A_{rms}^{1.5} t_0^{0.5}$; ここで、 A_{rms} は入力地震加速度の自乗平均、 t_0 は地震動の継続時間) を定義した[5]。後述のダメージインデックスとの相関性が高いためこのような特性値の提案にいたったが、地震動の継続時間を評価している点が特徴的で、振幅が小さくても長時間の

振動により、共振現象を誘発し損傷が大きくなることを定量的に評価できる利点がある。一方、弾性系を対象として求める応答スペクトルは、構造物の線形応答を考慮して求める指標である。一般に、構造物の損傷は、地震動特性と構造物特性との重ねあわせで決まるもので、応答スペクトルは弾性応答を基本に損傷を評価できる。さらに、Housnerは地震動強度の指標として、スペクトル強度(SI)を提案した[6]。これは、図6-3に示すように速度応答スペクトルの現実的な周期帯について積分して求められ、地震動の継続時間なども含んだ、平均的な損傷指標である。しかし、周期に関して積分しているため、ある地域の構造物の平均的な損傷度を評価するのに用いることができる。

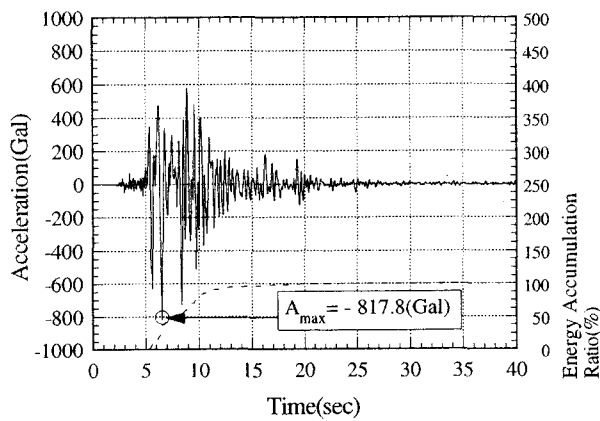


図6-2 地震動の最大値

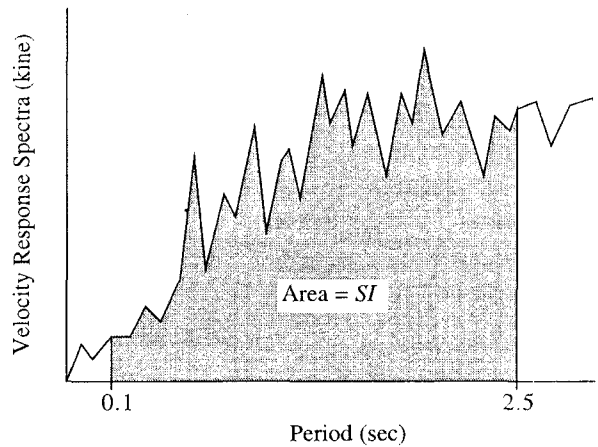


図6-3 速度応答スペクトルとSI

(2) 地震動と特定構造物の情報から定義される指標

応答スペクトルが線形応答を基礎としていたのに比べ、最大塑性変形は、構造物の非線形応答を考慮した指標であると言える。一般に、構造物の降伏変位に対する比で、その損傷度を表すのが特徴である。しかし、疲労問題のように、弾性範囲内の繰り返し载荷による損傷を的確に評価することはできない。また、通常構造物が持ち合わせているねばりから、すぐに破壊に至るとは言いがたく、塑性変形量の累積値で損傷を評価する考え方もある。特に、鋼構造物に対しては、累積塑性変形量がある値以上になると破壊するといった考え方は古くからあり、実験的な裏付けは多く見られる。過去に受けた荷重履歴と変形の大きさを含む指標であり、エネルギー吸収能とも密接な関係がある。

一方、運動方程式は、各項を時間積分することで、エネルギー方程式に変換が可能である[7]。地震によって構造物に入力されるエネルギー量は、履歴復元力によって吸収される履歴吸収エネルギー、振動エネルギー、歪みエネルギーなどからなるが、特に入力エネルギー、履歴エネルギー吸収によって損傷を評価する試みは多い。前述の最大塑性変形のみでは繰り返し载荷の影響を評価しにくく、一方では履歴エネルギー吸収では単調载荷の大変形による損傷を評価するのが難しいため、双方の利点を組み合わせた指標が提案されるにいたった。代表的なものとしてダメージインデックスDが挙げられる。この指標は、最大応答変位と履歴吸収エネルギーの線形和からなり、実験結果等に対する回帰分析の結果、非常

に適用性の高い指標であることが明らかにされた。しかし、この指標を定義するためには評価式に含まれる多くのパラメータを、信頼ある実験結果により算定する必要があるが、信頼あるデータベースに欠けるなどの問題も抱えている[8]。

(3) 構造物に関する情報のみで定義される指標

建設省が取りまとめた構造物の震災復旧マニュアル(案)[9]をはじめとして、構造物の維持・管理のマニュアルには、目視によって損傷度をランク付けるものが提案されている。ひび割れや破損の状況などの数値化しにくい情報が多いのが難点であるが、地震後の緊急時の判断にはもっとも有効である。また、地震前後における剛性の劣化や固有周期の変化から、構造物全体の損傷度を判断することができる。地震による被害を受ける前に、剛性や固有周期などの情報があれば、それらの劣化の度合と構造物の損傷度との関係はある程度は予測が可能である。

6.3 鋼製橋脚の損傷の検証[8]

6.3.1 損傷度評価法

構造物の損傷は、地震動特性と構造物特性との重ねあわせで決まるもので、前述の地震動特性のみで定義する損傷度指標は、ある地域全体の構造物の平均的な損傷度を予測することはできるが、個別の構造物を対象とした評価では用いることができない。一方、構造物に関する情報のみで定義される指標は、地震後の被害を判定するもので、損傷の予測にはなり得ない。したがって、個別の構造物の損傷を予測するには、つまり構造物の耐震診断を行うには、地震動と構造物特性の相方を用いた指標を用いる必要があり、損傷指標(ダメージインデックス)を用いるのが最も合理的と考えられる。ここでは、損傷指標による損傷の評価および鋼製橋脚の損傷評価事例を紹介する。

損傷指標は、最大変位のみに基づくもの、変動変位振幅と低サイクル疲労曲線とを関連付けたもの、吸収エネルギーによるものおよび最大変位と吸収エネルギーの双方に依存したもの等がこれまで提案されてきた。以下、それぞれの評価式の特徴をまとめる。

(1) 最大変位に基づく塑性率を用いた損傷指標

材料の降伏後のひずみ硬化は材料の塑性ひずみと密接な関係があり、これを用いて材料の損傷を評価することがある。構造物に対しては、ひずみにかわり変位によりその損傷と関係づけることがよくなされた。特に、単調载荷と繰り返し载荷の違いを特に区別することなく、最大塑性変形量が材料もしくは構造物の損傷レベルと考えることで、許容変位に対する構造物の最大変位応答量をもって以下のように損傷指標(ダメージインデックス) D を定義する。

$$D = \delta_{\max} / \delta_u (= \mu) \quad (6-1)$$

ここで、 δ_{\max} および δ_u は、それぞれ任意荷重下における最大変位応答および

単調載荷下の最大変位もしくは崩壊と判断した荷重-変形曲線上の点での許容変位である。非常に簡単である反面、地震応答のような非定常な応答には精度上問題となることが多い。式6-1は、構造物の塑性率 μ の定義式として、一般に用いられる。

(2)低サイクル疲労強度式を適用した損傷指標[10]

繰り返し塑性変形を受ける材料の低サイクル疲労強度は、塑性ひずみ振幅に基づくCoffin-Mansonの式によって一般に評価される。ここでも、塑性ひずみに変わり塑性変位を用いることにより、以下のような低サイクル疲労曲線を仮定することがよく用いられた。

$$N_f = \frac{1}{A} (\delta_i - \delta_y)^{-B} \quad \text{when} \quad \delta_i \geq \delta_y \quad (6-2)$$

ここで、 N_f 、 δ_i および δ_y は、それぞれ破壊までの寿命（繰り返し回数）、入力変位振幅および降伏変位であり、AおよびBは、実験により定める必要がある定数である。一サイクルごとの損傷を $1/N_f$ として評価し、Miner則を適用することで、任意振幅の変位応答に対応させることができる。

このように、変位に基づく指標は、非常に簡単で、比較的容易に損傷度を評価できる点の特徴である。しかし、構造物の応答は、構造物の復元力特性に依存するため、変位のみでなく構造物の耐荷力変化、つまり硬化・軟化特性をも評価に取り入れる必要がある。したがって、変位と耐荷力の双方に関連した履歴性状から定量化できる吸収エネルギーを変位にかわり指標として用いるようになった。これは、従来1質点1自由度の系の応答性状を対象に損傷指標が定義されてきたが、1質点多自由度の系に対して今後拡張することを考えれば、エネルギーベースの指標がより一般的と考えられることにもよる。当然、(1)および(2)の指標は、それぞれエネルギー表示の指標に変換可能である。

さらに、衝撃的な地震動では一方向への変位応答が顕著になること、継続時間が長い地震動では繰り返し変位応答が多いこと等の構造物の応答性状の違いを損傷指標により反映させるため、以下の変位およびエネルギー評価による損傷度を線形和して全損傷とした指標が提案された。

(3)変位と吸収エネルギーの両方を用いた損傷指標

最初にこのタイプの損傷指標を提案したのは、Park and Ang[11]であり、以下のような評価式を用いている。

$$D = \frac{\delta_{max}}{\delta_u} + \frac{\beta}{H_y \delta_u} \int dE \quad (6-3)$$

ここで、 δ_{max} 、 δ_u 、 H_y 、および $\int dE$ は、それぞれ最大変位応答、単調載荷下の限界状態での変位、降伏復元力および全吸収エネルギー量である。さらに、 β は、

無次元パラメータで多くの実験データを基に算定する必要がある。理論的な背景は無いものの種々な鉄筋コンクリートの構造詳細と関連付けることで有益な情報を提供してきた。しかし、変位とエネルギーベースの損傷度を線形和する力学的根拠、つまりパラメータ β の力学的根拠がはっきりしないため、両極端の応答性を呈する場合には精度上の問題があることが指摘された。

このような問題点および鋼構造には比較的低サイクル疲労強度評価式をベースにした損傷指標の方が実験結果との整合性が高いことを踏まえ、Kumar and Usamiらは以下の損傷評価式を提案した[12]。

$$D = (1 - \beta) \left(\frac{\delta_{\max} - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \right)^c + \beta \sum_{i=1}^N \left(\frac{E_i}{H_y(\delta_u - \delta_y)} \right)^c \quad (6-4)$$

ここで、 E_i は半サイクルごとの履歴吸収エネルギーである。また、 c は実験結果から求める定数であり、その他の記号は前述の損傷指標に用いた記号と同じである。特に、塑性変位のみを損傷と見なすため最大変位から降伏変位を引き変位応答量を評価している点の特徴であり、パラメータを限定することで既存の損傷指標と等価な式となることが示されている。

次節では、式6-4を用いて行った損傷評価事例を紹介する。

6.3.2 準静的実験による検証

橋脚の崩壊は図6-4に示すように最大耐荷力点に達した後、耐力低下が生じ耐力が初期降伏レベルまで低下した点で定義している。物理的な完全崩壊は、抵抗力が無くなる点であるが、当初の設計耐力を下回る状態に至るため、工学的には崩壊と定義可能である。宇佐美等による実験結果[13]を基に、吸収エネルギーについて検討した結果の一例を図6-5に示す。

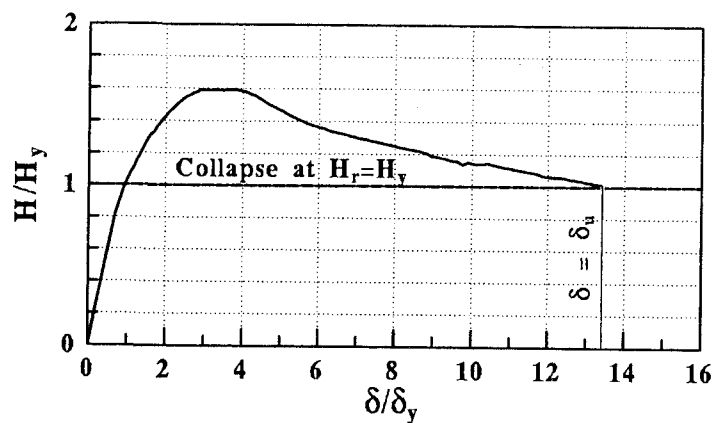


図6-4 崩壊点の定義

ここで、CA、CC3およびC-C-*の

各記号は、それぞれ一定振幅繰り返し載荷、漸増振幅繰り返し載荷(3サイクル)および漸増振幅繰り返し載荷(*サイクル)を表す。また、U(無補剛箱型断面)に続く数値は、フランジの無次元化幅厚比および柱の細長比の少数部2桁を示す。この図より漸増振幅の3サイクル載荷より一定振幅の繰り返し載荷のほうが全エネルギー吸収量が大きく、一定振幅が大きくなれば単調載荷時の吸収エネルギー量に近づくことを示している。また、崩壊点までの繰り返し回数が多いほど、吸収エネルギー量も多いと言える。一方では、式6-4によると大きな変位振幅に続く小さな変位振幅による損傷累積を過大に評価する欠点が明らかにされたので、

式6-4の右辺第一項の補正を以下のように行った。

$$D = (1 - \beta) \sum_{j=1}^{N_j} \left(\frac{\delta_{\max,j} - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \right)^c + \beta \sum_{i=1}^N \left(\frac{E_i}{H_y(\delta_u - \delta_y)} \right)^c \quad (6-5)$$

ここで、 $\delta_{\max,j}$ および N_j は、それぞれ $(j-1)$ 回目の過去最大変位振幅を δ_y だけ上回る変位振幅 (j 回目の最大値) およびその経験サイクル数である。したがって、式6-5の第一項には、過去最大変位振幅より小さい変位振幅による損傷の累積は考慮しないこととなる。

このような補正を施した後、文献[13]の実験結果を各構造パラメータごとに整理し直した結果を表6-1に示す。この表から分かるように同一のパラメータ β および c により、崩壊点における損傷度 ($D=1$) がある程度精度よく再現できていることから、式6-5の妥当性が伺える。

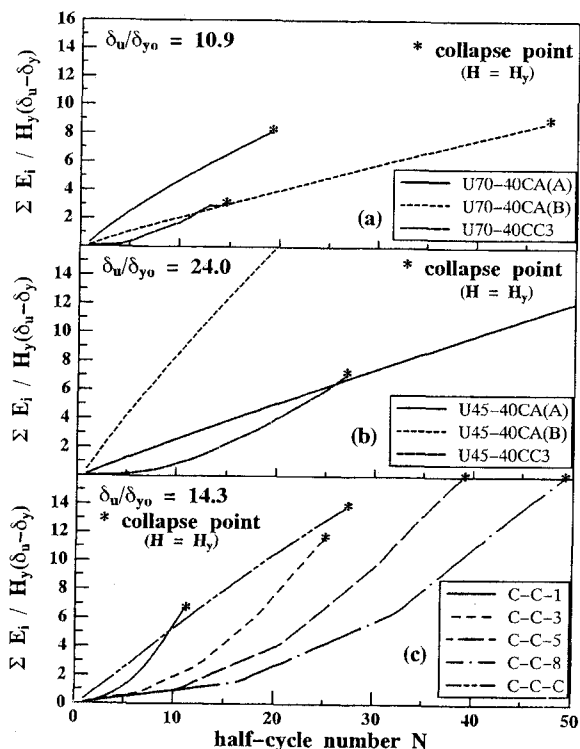


図6-5 全吸収エネルギー量と半サイクル数との関係

表6-1 準静的実験における損傷指標同定結果

Specimen	β & c	D	H_r/H_y	P/P_y
U70-40CC3	$\beta = 0.11$	0.79	0.98	0.2
U70-40CA(A)	$c = 1$	1.10	1.00	0.2
U70-40CA(B)		1.08	1.01	0.2
U45-40CC3		0.92	1.10	0.2
U45-40CA(A)	$\beta = 0.11$	1.69	1.51	0.168
U45-40CA(B)	$c = 1.3$	1.90	1.36	0.168
U45-40CA(P)		2.10	1.60	0.168
U45-40CA(L)		2.25	1.67	0.168
C-C-1		1.13	0.97	0.2
C-C-3	$\beta = 0.11$	1.02	1.00	0.2
C-C-5	$c = 2.5$	0.93	0.96	0.2
C-C-8		0.74	1.00	0.2
C-C-C		0.61	1.04	0.2

6.3.3 地震時の損傷評価

式6-5を用いて地震時の損傷過程を評価した結果の一例を表6-2、図6-6および図6-7に示す。なお、地震時の応答は、ハイブリッド地震時応答シミュレーションによる[14]。比較的圧縮補剛板の幅厚比が大きい場合、局部座屈が目視できる時点での損傷度は $D = 0.7$ と大きい。一方、小さな幅厚比の場合には、

$D=0.2$ と小さな値となっている。これは、荷重-変形曲線上の最大耐荷点を越え、耐力が低下し始めて局部座屈が目視可能となるため、その後の残存耐力からして、幅厚比の小さいケースの方が損傷度は小さくなるためである。また、地盤種別の損傷累積傾向を比較してみると、第I種地盤では、式6-5の第一項の貢献が大きいく、第III種地盤では第二項の貢献が顕著となることが分かる。つまり、I種地盤の方が、衝撃的な力が構造物に作用することとなり一方向に変位応答が偏る傾向にあるためである。一方、III種地盤では、地震動の継続時間も長く、多くの繰り返し変形を受ける傾向があるためと考えられる。

表6-2 繰り返し地震動を受けた後の損傷度の変化

Test Parameters			Cumulative Damage eq.(4.7)			Damage Increments			Other Observations	
Specimen	Load no.	Gnd. Type	1-st term	2-nd term	D	1-st term	2-nd term	D	$\frac{\epsilon_R}{h}$	
U70-40H(A)	1	II	0.082	0.081	0.162	0.082	0.081	0.162	0.002	N
	2	III	0.082	0.253	0.334	0.000	0.172	0.172	0.004	N
	3	I	0.329	0.379	0.711	0.247	0.126	0.377	0.016	B2
U70-40H(B)	1	III	0.093	0.167	0.257	0.093	0.167	0.257	0.001	N
	2	III	0.093	0.344	0.434	0.000	0.177	0.177	0.002	B1
	3	III	0.093	0.529	0.619	0.000	0.185	0.185	0.002	B1
U70-40H(C)	1	II	0.085	0.088	0.175	0.085	0.088	0.175	0.002	N
	2	II	0.085	0.211	0.298	0.000	0.123	0.123	0.003	N
	3	II	0.085	0.398	0.487	0.000	0.187	0.189	0.004	B1
U45-40H(A)	1	I	0.040	0.019	0.059	0.040	0.019	0.059	0.006	N
	2	I	0.108	0.055	0.163	0.068	0.036	0.104	0.016	N
	3	I	0.232	0.114	0.346	0.124	0.059	0.183	0.036	B1
U45-40H(B)	1	III	0.023	0.030	0.053	0.023	0.030	0.053	0.003	N
	2	III	0.023	0.073	0.096	0.000	0.043	0.043	0.006	N
	3	III	0.023	0.135	0.158	0.000	0.062	0.062	0.009	N
	4	III	0.065	0.255	0.320	0.042	0.120	0.162	0.021	B1,C

Note: Degree of damage:- N = not visible; B1 = slightly buckled B2 = severely buckled C = Cracked

図6-6 損傷度の時間変化 (U70)

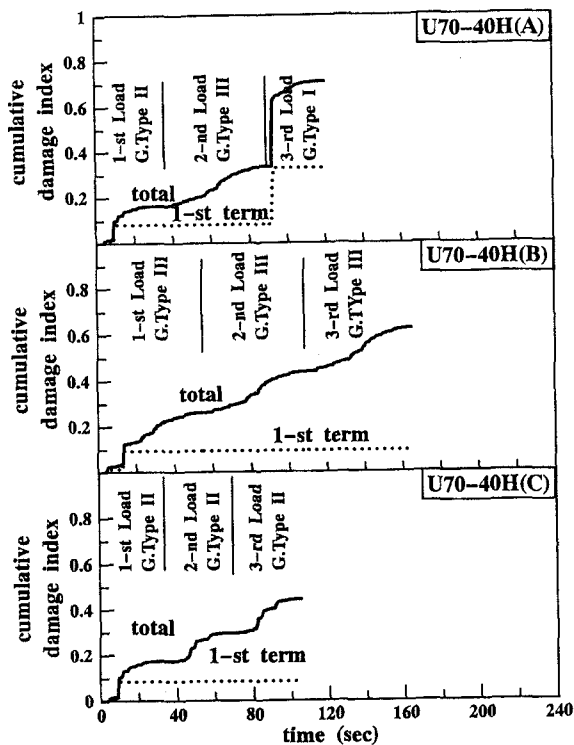
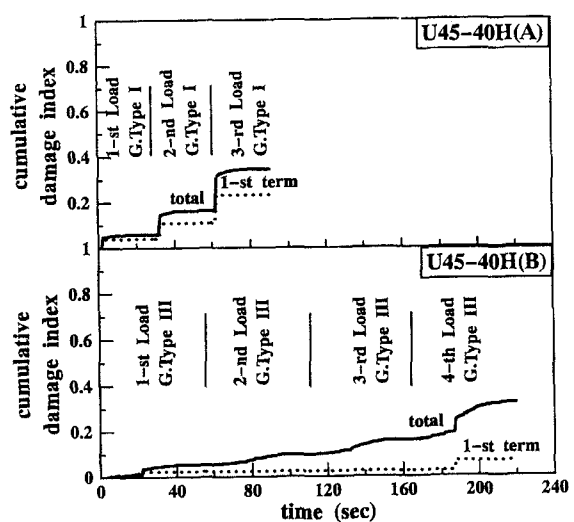


図6-7 損傷度の時間変化 (U45)



6.4 まとめ

阪神・淡路大震災における鋼橋の損傷の特徴を分類するとともに、特に鋼製橋脚の損傷、例えば、補剛板の局部座屈、低サイクル疲労、脆性破壊を一例として挙げ、その損傷の部位および原因についてまとめた。これらの損傷形態と耐震設計で考慮すべき限界状態とを関連付け、各種損傷度評価法の適用性について概説した。最後に、適用例として、準静的載荷もしくはハイブリッド載荷による破壊過程の損傷度評価例を紹介した。

損傷度評価は、既存構造物の耐震診断および被災構造物の残存耐力を評価する上で有効な手法である。本章で紹介した損傷指標は、実験結果との整合性も高く、今後構造パラメータとの関連をより一層具体化する上で、信頼あるデータベースを構築する必要がある。また、ここで示された損傷指標は、一方向の変位応答を仮定した場合の損傷評価が可能であり、構造物の立体的挙動に対応するためにも更なる修正が必要と考えられる。また、座屈による損傷と亀裂の発生による損傷を定量的に分離することができれば、座屈による損傷過程の方が安定であるため、それを支配的にする構造パラメータの選択の手助けとなり得る。

参考文献

- [1] 土木学会鋼構造委員会鋼構造新技術小委員会：鋼構造物の安全性の調査報告-阪神大震災における鋼構造物の被害報告と今後の耐震設計について-，平成7年5月。
- [2] 渡邊英一・前川義男・杉浦邦征・北根安雄：鋼橋の被害と耐震性，土木学会誌，Vol.80(7)，pp.54-62。
- [3] 土木学会鋼構造委員会鋼構造動的極限性状研究小委員会：鋼構造物の弾塑性性状と耐震設計法，平成5年8月。
- [4] 土木学会鋼・コンクリート共通構造設計基準小委員会：鋼構造とコンクリート構造の限界状態設計法に関する共通の原則，土木学会論文集，第450号/I-20，1992年7月，pp.13-20。
- [5] Y.J.Park, A.H-S.Ang and Y.K.Wen: Seismic Damage Analysis and Damage-Limiting Design of R.C. Building, University of Illinois, Civil Engineering Studies, Structural Research Series No.516, UILU-ENG-84-2007, 1984.10.
- [6] G. W. Housner: Behavior of Structures during Earthquakes, Proc. of ASCE, Vol.85, No.EM4, 1959, pp.109-129.
- [7] 秋山宏：建築構造物の耐震極限設計(第2版)，東京大学出版，1987年9月。
- [8] Satish Kumar Rajaram and Tsutomu Usami: Inelastic Seismic Response Analysis of Thin-Walled Steel Bridge Piers, NUCE Research Report No.9602, 1996.3.
- [9] 建設省：土木構造物の震災復旧技術マニュアル(案)，1986年。
- [10] H.Krawinkler, M.Zohrei, B. Lashkari-Irvani, N.G. Cofie and Hassan Hadidi-Tamjed: Recommendations for Experimental Studies on the Seismic Behavior of Steel

Components and Materials, The John A. Blume Earthquake Engineering Center,
Stanford Univ., Report No.61, 1983.9.

- [11] Y.J.Park and H.S.Ang: Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete, Journal of Structural engineering, ASCE, Vol.111, No.4, 1985, pp.722-739.
- [12] S.Kumar and T.Usami: A Note on the Evaluation of Damage in Steel Structures under Cyclic Loading, Journal of Structural engineering, JSCE, Vol.40A, 1994, pp.177-188.
- [13] 宇佐美勉・坂野茂・是津文章・青木徹彦：鋼製橋脚モデルの繰り返し弾塑性挙動におよぼす荷重履歴の影響，構造工学論文集，土木学会，Vol.39A，1993年3月，pp.235-247.
- [14] T.Usami and S. Kumar: Damage Evaluation in Steel Box Columns by Pseudodynamic Tests, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.122, No.6, 1996.