

RC橋梁の被災度と関連づけられた損傷確率の 評価手法に関する一考察

Study on the Evaluation of Fragility Characteristics associated with Damage Degree of RC Bridge System

中村晋¹・秋山充良²・澤田純男³・安中正⁴・西岡勉⁵

Susumu NAKAMURA, Mitsuyoshi AKIYAMA, Sumio SAWADA, Tadashi ANNAKA and Tsutomu NISHIOKA

¹日本大学工学部土木工学科助教授 (〒964-8642 福島県郡山市田村町徳定字中河原1)

²東北大学大学院工学研究科助教授 (〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉06)

³京都大学防災研究所助教授 (〒611-0011 宇治市五ヶ庄)

⁴東電設計 (〒110-0015 台東区東上野3-3-3)

⁵阪神高速道路公団 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3)

The objective of this report is to propose the procedure to evaluate the characteristics of fragility specified for civil engineering structure such as road bridge considering with site and source specific seismic action. First of all, limit states specified serious damaged rank associated with either reconstruction or repair of the structure are defined by the damage degree of a structure member. The uncertainty with respect to the material properties and the strength is evaluated quantitatively for obtaining the response of structure. Furthermore, a input motion which needs to obtain a seismic action at the site is evaluated by considering the uncertainty of rupture process on the fault. The probability of a damage rank is evaluated by use of Monte carlo simulation technique.

Key Words : Fragility, Damage Senario, Road bridge, Uncertainty of Seismic Action

1. はじめに

現在、地域ごとの地震活動度を踏まえ、安全性は満足するという前提のもとで構造物の初期コストと地震時の修復コストや損傷に伴う損失コストなどの総和を最小にするという規範により、地震時使用性や修復性の照査を行う設計体系の構築が試みられている¹⁾。その体系は、地震ハザード評価、構造物の被災度と関連づけられた損傷度特性の評価、さらに被災度に応じた補修・補強や、その社会的影響度に関する費用の評価の三つの評価で構成されている。ここで、被災度とは、地震後に構造物の損傷に伴う撤去再構築、補強や補修などを行うための評価指標を表している。それら三つの評価にはまだ課題が多く残され、二番目の構造物の被災度と関連づけられた損傷度の評価では、(1)構造物の補強・補修などの評価指標である被災度の損傷度による物理的な表現の明確な定義、(2)個々の構成要素の損傷を評価する上での種々の不確実性の定量化、(3)サイト、震源および地盤依存の作用地震動の評価方法、(4)被災度と関連づけられた損傷確率の評価および(5)その評価に用いる地震動指標の設定などの課題が挙げられる。

ここでは、構造物のうち道路橋を対象とし、地点および震源依存の構造物の被災度を評価するため、一連の損傷度評価の流れの中で先の4つの課題に対

する対応の試みについて示す。まず、被災度と関連づけられた損傷度の評価として、橋梁の再構築や補修・補強が必要な被災状態に対する橋梁系の損傷度の評価に用いる限界状態を定義する。次に、構造物の損傷確率を求めるために用いる基準地震動の評価の基本的な考え方、およびそれを用いて得られた作用地震動の特性について示す。ここで、基準地震動は、地震ハザードと断層震源モデルにより算出された地震動を組み合わせ、生起確率付きの地震動強さに応じた地震動群として評価する。最後に、構造部位また材料の強度特性などの不確実性を定量化し、それを考慮した構造および耐力モデルを用い、地震動強さと損傷度確率との関係の評価を行った。ここで対象とした構造物は、神戸地域における杭基礎形式の基礎を有する道路橋である。さらに、設計規準の影響を把握するため、米田²⁾らが昭和39年(以後S39橋)、昭和46年(以後S46橋)、平成2年(以後H2橋)および平成8年(以後H8橋)の道路橋示方書に基づいて試設計したRC橋脚を、橋脚モデルとして用いた。また、基準地震動、作用地震動はIS023469の定義に基づき用いている。

2. 被災度と関連する損傷度の評価方法

(1) 被災度と関連する損傷度の定義

橋梁の機能喪失をもたらす損傷に至るプロセスは

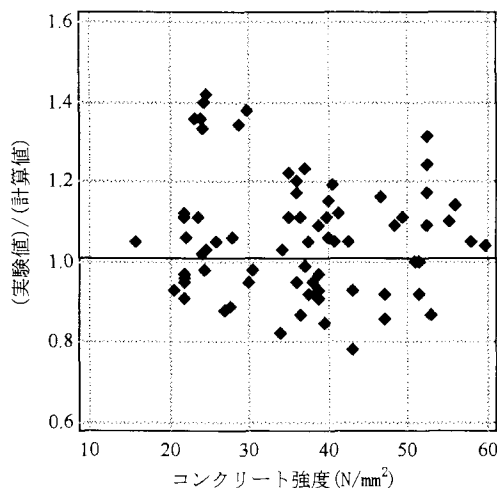


図-1 コンクリート強度に応じたせん断耐力
評価式による推定値のばらつき

複雑であるものの、一般に端部桁間の桁の落下、路面の陥没また桁の横移動を原因とする床版の落下や傾斜など変状により生じる。それらは、橋脚の傾斜や床版を支持する機能の喪失、また支承の破壊などにより生じる。ここで、先の二つは、橋脚の曲げやせん断破壊、基礎の傾斜・移動などの要因により生じる。橋梁の機能喪失の確率は、ここで示した複数の要因の連鎖により生じ、その連鎖を構成する各要因の発生確率を乗じることにより求めることができる。その連鎖過程は、損傷シナリオと呼ばれている。

一方、橋梁の損傷は、損傷の程度や、復旧や補強などの要、不要により複数のクラスに分類されている。道路震災対策便覧³⁾による被災度ランクによれば、撤去再構築、補強や補修の必要な損傷のランクは、As, A また B の3つである。ここで、As および A は「倒壊したもの、損傷変形が著しく大きいもの、亀裂、座屈、鉄筋の破断などの損傷、または変形が大きいもの」、B は「鉄筋に一部の破断やはらみだしおよび部分的な剥離やコンクリートの剥離やきれつがみられるもの」と定義されている。地震後の橋梁の損傷に伴う撤去再構築、補強や補修などの評価は、橋梁の機能喪失のみならず、供用時の安全性という視点で実施される。また、その評価は、前述の被災度ランクで示したように複雑な損傷シナリオの支配要因の一つであり、目視可能な橋脚の損傷に基づいて行われている。一方、地震による橋梁の被災度の推定は、一般に橋脚の応答、例えば応答塑性率などに基づいて求められているが、各被災度ランクの定義で示された損傷状態を評価するための物理的に有意な指標を限界状態とした評価とはなっていない。

ここで、橋梁の機能喪失は、被災度ランクの評価との対応を踏まえ損傷シナリオに基づく支配要因を構成する部位である橋脚の損傷度により評価を行う。撤去再構築の必要なランク As, A, 補強や補修の必要な損傷のランク B の損傷度は、以下に示す限界状態より定義する。ここで、被災度 As, A クラスの残留変位は道路橋示方書で示された橋脚の残留変形角

の限界値1/60を用い、被災度Bクラスの曲げ破壊は終局変位を限界値とした。

<被災度ランク As, A>

残留変位、せん断破壊の照査

<被災度ランク B>

曲げ破壊による照査(H8 橋)

曲げ降伏後のせん断破壊の照査(H8橋前)

(2) 各損傷状態の表現

前節で示した限界状態の表現を以下に示す。

まず、被災度ランク As, A における残留変位は、動的解析により得られる橋脚の応答塑性率 μ_m に対し、残留変位 δ_r を推定し、それと残留変位の限界値との比較を行うことで照査する。 δ_r は、星隈ら⁴⁾の検討結果に基づき、橋脚系の履歴復元力モデルとして剛性低下型の Takeda モデルを適用し、得られた残留変位比応答スペクトルから算定する。ここでは、式(1)から算定される可能最大残留変位 δ_{rmax} に対し、平均値 0.20, 対数標準偏差 0.10 の対数正規分布⁴⁾に従う正規確率変数 χ_1 を掛けることで残留変位を算定する。ここに、 μ_m は応答塑性率、 δ_y は降伏変位、 α は除荷剛性低下指数(: 0.5)を表す。

$$\delta_{rmax} = (\mu_m - \mu_m^\alpha) \delta_y \quad (1)$$

許容残留変位は橋脚高さ h の 1/60 であるので、限界状態式 g_1 は式(2)で与えられる。

$$g_1 = h/60 - \chi_1 (\mu_m - \mu_m^\alpha) \delta_y \quad (2)$$

次に、せん断破壊は、動的解析により得られる作用せん断力 V_{ac} と部材せん断耐力の比較から照査する。部材せん断耐力は、式(3)により算定する。式(3)によるせん断耐力の推定精度として、既往の実験値と計算値の比とコンクリート圧縮強度 f_c' の関係を図-1 に示す。これより、 α =(実験値)/(計算値)の平均は 1.06, 変動係数は 13.8%とした⁵⁾。この平均と変動係数は、コンクリート圧縮強度 f_c' が 16 ~ 60(N/mm²), 引張鉄筋比 p_w が 0.78 ~ 5.0(%), 有効高さ d が 0.18 ~ 0.66(m), a/d が 2.5 ~ 7.0, せん断補強鉄筋比 r が 0.06 ~ 0.94(%), せん断補強鉄筋降伏強度 f_{wy} が 255 ~ 479(N/mm²)の範囲を持つ実験供試体との比較により得られたものである。また、式中の b_w は腹部幅, s はせん断補強筋間隔, jd は圧縮応力の合力作用位置から引張り鉄筋位置までの距離(=d/1.15)を表す。作用せん断力 V_{ac} は、材料特性等のばらつきに応じ、動的解析に用いる部材の復元力特性が異なるため、部材せん断耐力と同様にばらつきを考慮している。ただし、解析モデルのモデル化誤差などに起因する実構造物との応答の差異を表す χ は確定量 1.0 と仮定した。従って、限界状態式 g_2 は式(4)で与えられる。ここに、 χ_2

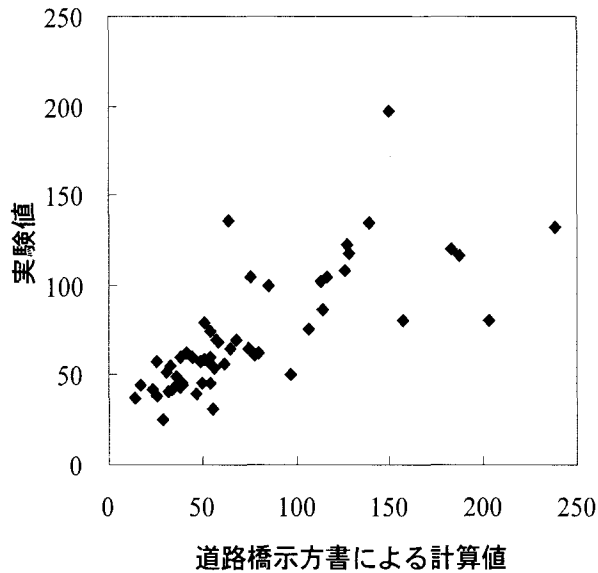


図-2 道路橋示方書による終局変位の精度検証

は正規確率変数とし、その平均値、変動係数は前述の式(3)のばらつきの統計値とした。

$$V_{mn} = 0.20 f_c^{1/3} d^{-1/4} p_w^{1/3} [0.75 + 1.4/(a/d)] p_w d + \frac{A_w f_{wy}}{s} j d \quad (3)$$

$$g_2 = \chi_2 V_{mn} - V_{ac} \quad (4)$$

次に、被災度ランク B の曲げ破壊は、曲げ破壊した実験供試体に基づき提案された変形性能評価法から得られる計算値 δ_u と最大応答変位 δ_m の比較により照査する。 δ_u は、道路橋示方書⁶⁾を用いて算定し、その値は、正負交番載荷実験において、軸方向鉄筋が座屈して、かぶりコンクリートが剥落し、水平力が低下し始める時の変位に概ね相当する。その δ_u の計算値と実験値の比較を図-2 に示す。 δ_u の精度は実験結果との比較に基づき、 $\alpha = (\text{実験値})/(\text{算定値})$ の平均値 1.13、変動係数 42.0%により表した⁷⁾。従って、限界状態 g_3 は式(5)で与えられる。ここで、 χ_3 は正規確率変数とし、その平均値、変動係数は前述の δ_u の精度の統計値とした。

$$g_3 = \chi_3 \delta_u - \delta_m \quad (5)$$

最後に、曲げせん断破壊は、曲げ降伏後せん断破壊する破壊モードを呈した実験供試体に基づき提案された靱性評価式(式(6))⁸⁾の計算値 μ_u と塑性率 μ_m の比較から照査する。式(6)の精度は、図-3 に示す実験結果との比較に基づく、 $\alpha = (\text{実験値})/(\text{算定値})$ の平均 1.17、変動係数 41.5%により表した⁹⁾。

$$\mu_u = \mu_0 + (1 - \mu_0) (\sigma_0 / \sigma_b) \quad (6)$$

$$\mu_0 = 12 \left(\frac{0.5 V_c + V_s}{V_{mu}} \right) - 3.0 \quad (7)$$

ここに、 V_c はコンクリート負担分のせん断耐力、

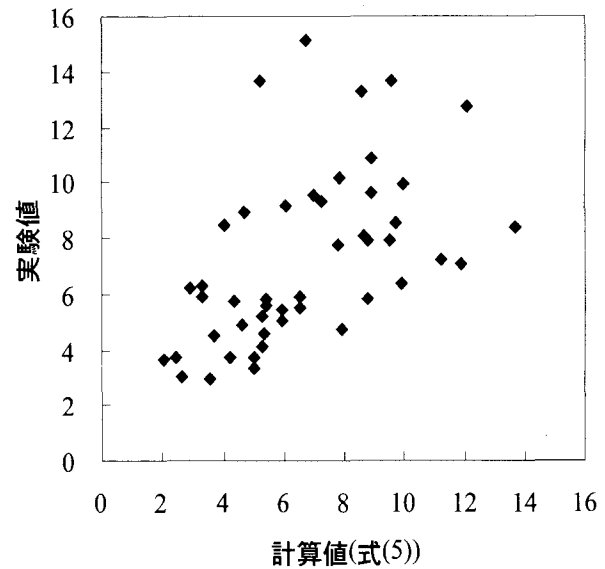


図-3 式(5)の精度検証

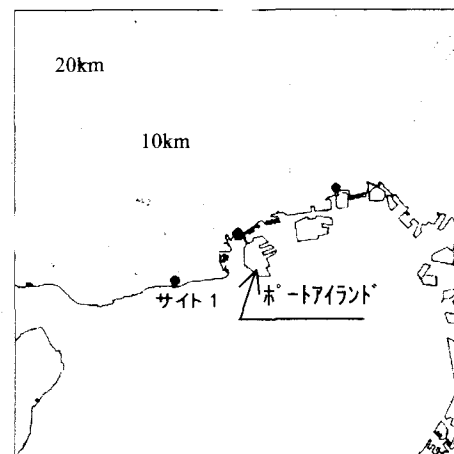


図-4 対象構造物の位置

V_s はせん断補強鉄筋負担分のせん断耐力、 V_{mu} は曲げ耐力、 σ_0 は軸圧縮応力度、 σ_b は釣合破壊時の軸圧縮応力度である。従って、限界状態 g_4 は、式(7)で与えられる。ここで、 χ_4 は正規確率変数とし、その平均値、変動係数は前述の式のばらつきを表す統計値とした。

$$g_4 = \chi_4 \mu_u - \mu_m \quad (7)$$

3. 検討対象構造物と地盤のモデル化

(1) 検討対象構造物のモデル化

対象とする道路橋は図-4に示す位置にあると想定する(図中、赤丸は神戸市役所近傍の点を示している)。その道路橋の橋脚-基礎構造は図-5に示すとおりである。ただし、橋脚の断面形状および配筋などの構造諸元は、前述の米田ら²⁾により示されたS39橋、S46橋、H2橋、H8橋の値を用いた。また、その文献に詳述されていない断面諸量は、文献に明示される曲げおよびせん断耐力が整合するように決定した。

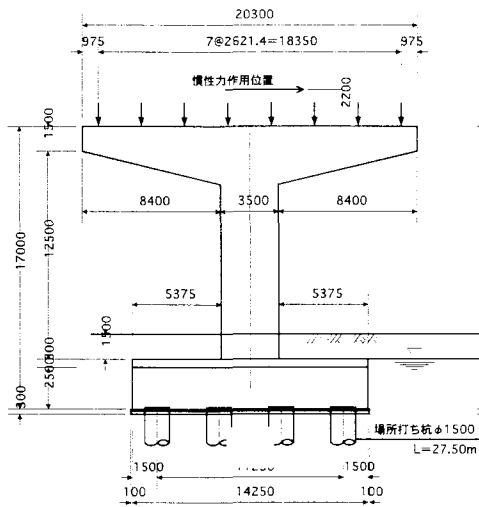


図-5 対象橋脚-基礎系の構造

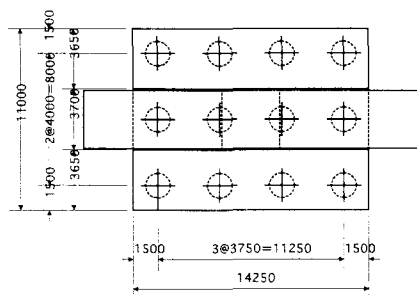


図-5 対象橋脚-基礎系の構造

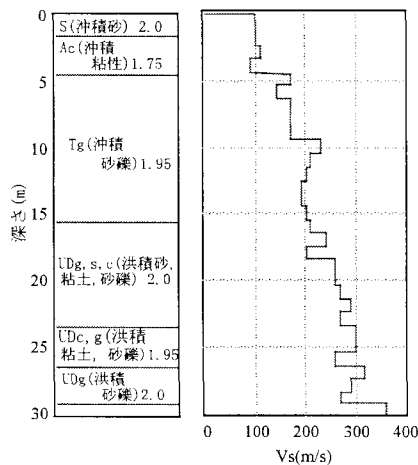


図-7 橋脚の荷重-変位関係の一例

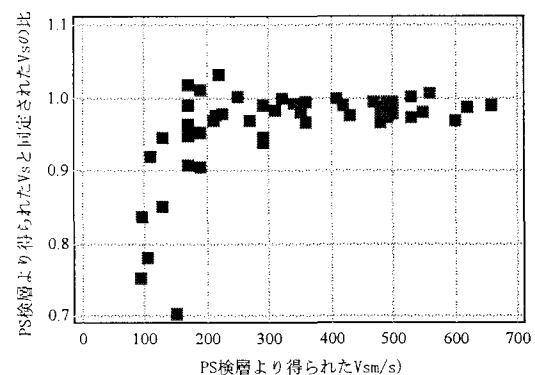


図-8 対象サイトの地盤構造
(地層図中の数字は単位体積重量 t/m^3)

次に、橋脚-基礎-地盤系の解析モデルを図-6に示す。ここでは、地震動の不確実性が構造物の損傷に及ぼす影響の評価を目的としていることから、損傷モードとして最も単純な橋脚の損傷のみを考慮している。よって、基礎に損傷は生じないことを仮定し、基礎-地盤系は図に示す線形の地盤ばねを有するSRモデルを用いた。後述する地盤モデルを組み合わせると、S39橋の1次固有周期は約0.99秒、S46橋は約0.87秒、H2橋は約0.84秒、そしてH8橋は約0.63秒である。

また、橋脚の荷重-変位関係の履歴モデルには

(2) 地盤および地盤ばね定数のモデル化

対象とした基礎周辺地盤の土質およびせん断波速

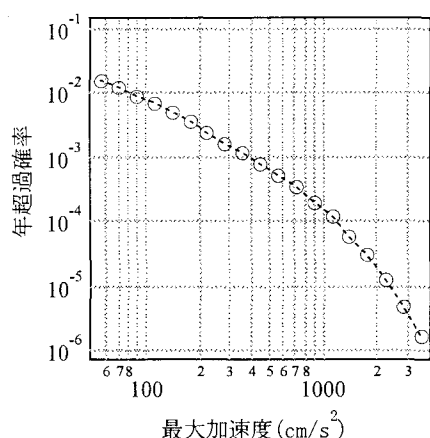


図-10 サイト1における地震ハザード曲線

度構造を図-8に示す。この地盤は、GL-9.35m以深の層は、洪積の砂、粘土および砂礫の互層構造であり、せん断波速度 200m/s 程度以上となっており、比較的硬質な地盤である。

ここで、地盤のせん断波速度構造はボーリング孔内2点間の地盤のせん断波速度を直接測定するサスペンション方式のPS検層を用いて1m毎に得られている。この結果、得られたせん断波速度構造は地盤媒質の鉛直方向の不均質性がよくとらえられている。解析に用いるせん断波速度構造をモデル化するに際して、PS検層による地盤調査結果と地震観測に基づいた地盤のせん断波速度の関係に基づいて、地盤調査により得られたせん断波速度構造の補正を行う。補正には、図-9に示す佐藤ら¹¹⁾が実施した弱震記録に基づき同定された地盤のせん断波速度の平均値(以後、同定平均値)とPS検層によるせん断波速度との関係を用いる。PS検層によるせん断波速度(以後、 V_{sp})が150から200m/s以上では、同定平均値と V_{sp} との比がほぼ1.0であるが、 V_{sp} が150m/s以下では、両者の比0.7から1.0と同定平均値が小さな値となっている。この結果は、対象地盤のGL-10m以深におけるせん断波速度の調査結果は概ね地盤の平均的なせん断波速度を表していることを示していると考えられる。また、ここではサスペンション方式のPS検層により1m毎のせん断波速度値が得られていることから、GL-10m以浅については、地盤物性の空間的な不均質性に起因する値の補正は行わないこととする。ここで得られた地盤のせん断波速度構造に基づく地盤の1次固有周期は0.42秒となる。

また、地盤材料の非線形性として、基礎直下の砂質土および砂礫は拘束圧依存性を考慮した動的変形特性モデル¹²⁾を用いた。

SRモデルの水平ばねおよび回転ばね定数は道路橋示方書に基づき算出した。また、各地盤ばねの減衰定数は20%とした。その減衰定数は、一般に地盤、構造条件などに応じて不確実性を有しているが、前述の基礎のモデル化で示した点を踏まえ、確定量として取り扱い、平均的な値に設定している。

4. 地震作用の特性

対象構造物の被災度に対応した損傷度曲線の評価に用いる作用地震動には、対象位置に影響を及ぼす地震断層により発生する解放基盤上($V_s=300\text{m/s}$ 相当地盤)での基準地震動に断層破壊過程の影響を考慮し、地盤の1次元非線形地震応答解析により評価した。その際、図-4に示した構造物位置に影響を及ぼす内陸の活断層として、有馬-高槻構造線、中央構造線、大阪湾断層、六甲断層、上町断層、山崎断層の6つ、さらに、海溝型地震として、中央防災会議¹³⁾の断層面を参照し、東南海地震域と南海地震域にそれぞれ2枚の断層面を考慮した。

まず、基準地震動は、それら断層の破壊過程の不確実性を考慮して設定する。ここで、内陸の活断層では、断層面を固定し、地震調査推進本部の基本設定を参照し、地震モーメント、アスペリティー面積比、アスペリティー位置、破壊開始点および破壊伝播速度を乱数で20通り生成し、それらの破壊シナリオに対する地震波を算出した。この操作を対象とする全ての活断層に対して実施する。海溝型地震も同様の考え方で、2つの断層に対して4通りずつの破壊シナリオ、さらにそれらが同時に破壊する組み合わせも考慮し、合計24通りに破壊シナリオを生成し、それらに対する地震波を算出した。合わせて144の地震波を算出した。ここで、断層の破壊過程の不確実性を考慮して算出した波の数は、内陸の各活断層で20、海洋型地震の1つの断層で4と、統計的な分析を行うにはいずれも小さい値である。しかし、ここでは、現実的なばらつきの範囲で起こりえる破壊シナリオに対する地震動の不確実性が構造物の損傷に及ぼす影響を試行的に評価するための値として位置づけている。

次に、対象サイトにおける基準地震動の最大加速度に関する地震ハザードを図-10に示すように算出する。ここで、最大加速度の距離減衰式として安中ら¹⁴⁾による距離減衰式を用いた。次に、図中の白丸で示した最大加速度に対する震源の貢献度を踏まえ、先に算出した各震源に対する地震動より、その最大加速度の近傍(対数軸でその加速度を中心に ± 0.05 の範囲)の地震動を20波選択し、最大加速度を白丸の値に基準化した。最大加速度毎の20波は、貢献度に応じ選択する地震動の数を総数が20となるように各震源域にふり分けることにより、選択している。その配分方法には、比例選挙で用いられる貢献度を得票数、20波を当選者数とみなす比例ドント方式を用いた。この操作により、選択された20波の地震動は白丸の最大加速度における生起確率付きの地震動群となる。

最後に、前述の操作を図中の白丸、全てについて繰り返し、地震動強さに応じた構造物の損傷確率の関係(一般にその関係を連続関数として表したものを損傷度曲線と呼ぶが、ここでは関数とはならないので損傷度特性とよぶ)を求めるために必要な複数の最大加速度に対する生起確率付きの地震動群を求

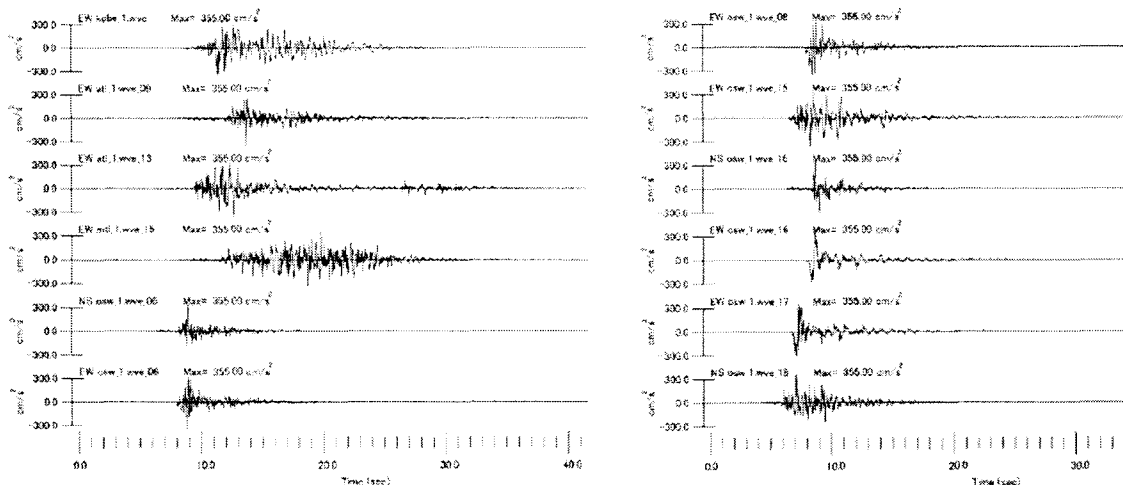


図-11 所要の年超過確率を与える最大加速度で基準化された基準地震動の例

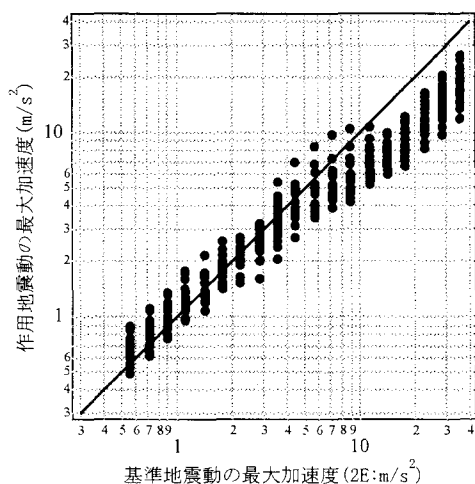
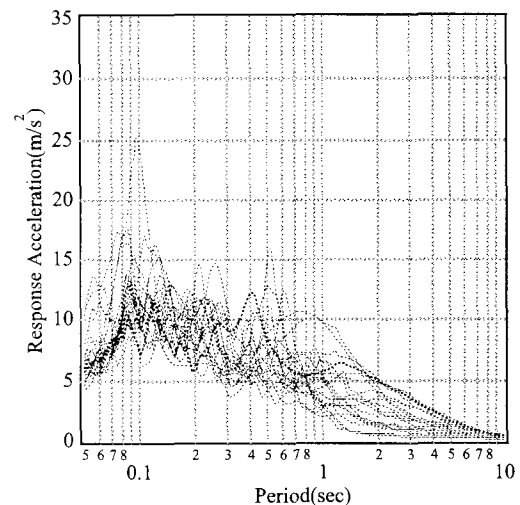


図-12 基準地震動と作用地震動の最大加速度の関係

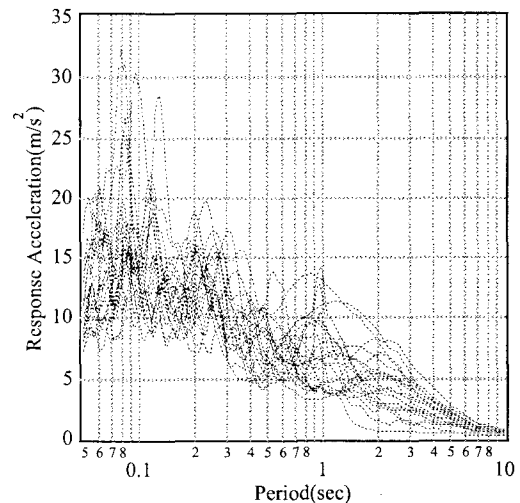
める。最大加速度 355cm/s^2 に基準化された生起確率付きの地震動群の一例として12波を図-11に示す。最大加速度は同じでも、震源位置また震源の破壊過程の差異により波形形状が波毎にことなっていることが分かる。

橋脚-基礎-地盤モデルへの作用地震動は、構造物周辺地盤の非線形性を考慮した1次元地震応答解析による構造物位置の応答加速度時刻歴を用いた。ここで、地盤の非線形地震応答解析には、手法に応じた推定誤差が既知¹⁵⁾である1次元非線形応答解析法¹⁶⁾を用いた。

各最大加速度について20波の地震動を用いた地震応答解析により得られた作用位置の最大応答加速度と基準地震動の最大加速度の関係を図-12に示す。さらに、基準地震動の最大加速度が 562cm/s^2 、 1122cm/s^2 に対する作用地震動の加速度応答スペクトル($h=5\%$)を図-13に示す。これらより、基準地震動の最大加速度は同一でも、その周波数特性などの差異により、作用地震動の最大加速度、スペクトル特性とも大きくばらついていることが分かる。



a) 基準地震動 562cm/s^2



b) 基準地震動 1122cm/s^2

図-13 作用地震動の加速度応答スペクトル ($h=5\%$)の例

5. 損傷度および損傷度曲線

対象橋脚の損傷は、Monte Carlo 法により求めた。すなわち、限界状態式 $g_1 \sim g_4$ にある橋脚の各応答

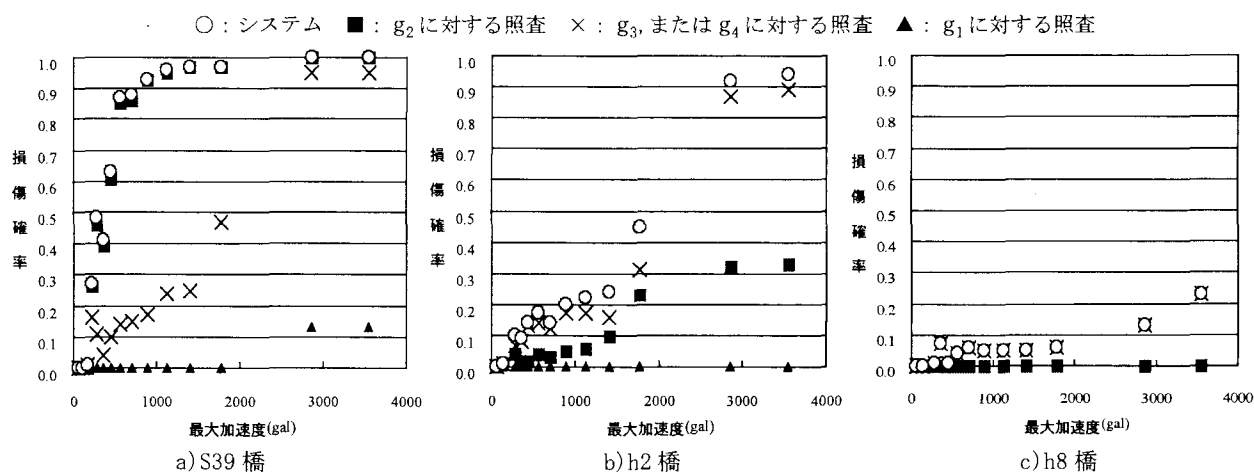


図-14 損傷確率の推移

値を動的解析により繰り返し求め、(限界状態がゼロ以下となる動的解析の回数)/(動的解析の試行回数)として損傷確率を定義している。ここで、それら4つの状態は、独立に生じると考え、相互の相関は考慮していない。その際、各限界状態の正規確率変数 $\chi_1 \sim \chi_4$ 、材料強度(コンクリート圧縮強度、鉄筋降伏強度)¹⁷⁾、および曲げ耐力のばらつきを考慮している。また、応答解析に用いる部材の復元力特性は、材料特性や曲げ耐力のばらつきに応じて異なる特性を有するため、解析により得られた応答量、例えば変位や作用せん断力にもばらつきが考慮されている。

基盤位置での最大加速度に対する損傷確率の推移、つまり損傷度特性を図-14に示す。図-14に示した橋梁の損傷確率は、S39橋およびH2橋に対して限界状態式 $g_1 \sim g_4$ の何れかが負となる、言い換えれば被災度がB以上となる確率(以後、システム損傷確率)、H8橋に対して限界状態式 g_1, g_2 、および g_3 の何れかが負となる確率である。また、各年の橋脚に対するシステム損傷確率を算定する際、これまでに示した全ての不確定要因を考慮した場合、さらに $\chi_1 \sim \chi_4$ などの耐力項の算定に係わるばらつきを無視する場合の2つの条件で解析を実施した。また、動的解析は、各最大加速度に対応する20波をランダムに選択し、材料強度や耐力のばらつきによる復元力特性のばらつきを考慮した1000ケースを実施している。

S39橋では、基盤位置での最大加速度が500gal程度で既にシステム損傷確率が1.0に近づくのに対し、H8橋では、4000gal近い地震動の作用に対してもシステム損傷確率は0.2程度と大きく異なっている。年次毎の損傷モードに着目すると、せん断破壊型であるS39橋では、システム損傷確率は、せん断に対する照査から求められる限界状態超過確率($g_2 < 0$ となる確率)に概ね等しい。また、曲げせん断耐力比が2.5程度あるH8橋では、橋脚の損傷確率と変形性能に対する照査から求められる限界状態超過確率($g_4 < 0$ となる確率)は完全に一致する。一方、

曲げせん断耐力比が1.3程度のH2橋では、変形性能とせん断に対する照査から求められる損傷確率の和と橋梁の損傷確率が概ね一致している。曲げせん断耐力比が1.0を上回る場合でも、これらのことは、曲げやせん断耐力算定式、さらには変形性能評価式などのばらつきにより、せん断に対する照査から求められる損傷確率は小さいものではないことが分かる。つまり、曲げ耐力に達するときの作用せん断力とせん断耐力の比較を行い、せん断破壊型や曲げ破壊型と判定されていたとしても、S39橋やH2橋の結果に示されるように、種々のばらつきを考慮した場合には、設計時に想定したものと異なる破壊モードを呈することがある。なお、解析では、せん断破壊は単にせん断耐力と作用せん断力の差から比較しているため、せん断耐力を超過するせん断力が作用した後に $g_3 < 0$ や $g_4 < 0$ となる場合でも、その応答解析結果は、変形性能に対する照査から求められる限界状態超過確率に寄与すると判断している。また、加速度レベルに小さい基準地震動に対する損傷確率が、一部それより大きな加速度レベルに対する損傷確率より大きくなっている場合が認められる。これは、応答が小さい場合の解析上の誤差の影響が大きいことに起因して生じたものであるが、全体傾向を損なうものでないことから、図-14はその影響を含んだ結果をそのまま図示していることに留意する必要がある。

ここではRC橋脚のみの損傷に着目しているが、今後、基礎や支承までも対象に、同様の検討を行う場合は、このようなシステム損傷確率の評価がより重要となってくると考えられる。

6. あとがき

ここでは、構造物のうち道路橋を対象とし、地点および震源依存の構造物の損傷度を評価するため、一連の損傷度評価の流れを構築する際の3つの課題に対する検討を以下に行った。

(1) 構造物の撤去再構築、また補強・補修などが必

要な被災度ランクに至る損傷シナリオと、その損傷状態の定義の明確化

- (2) 個々の構成要素の損傷を評価する上での種々の不確定要因の定量化
- (3) 地点、震源依存の入力地震動に基づく作用地震動の評価

その手法を用い、橋梁の損傷確率を評価した結果、道路橋示方書の制定年次に応じた損傷の程度やモードの差異を明確に評価していることが分かった。さらに、S39橋やH2橋の結果に示されるように、種々のばらつきを考慮した場合には、曲げせん断耐力比の値に応じ、設計時に想定したせん断破壊型や曲げ破壊型と異なる破壊モードを呈することがあることも明らかとなった。

ここで示した手法により得られる損傷度および損傷度曲線は、対象構造物固有の地点および震源依存の特性であり、ある地域全体での同種構造物の損傷度また損傷度曲線とは異なるものである。その特性を適切に把握し、ここで示した手法の妥当性を明らかにするとともに、既存の損傷度曲線の有する物理的な意味を把握するためにも、今後、両者の比較検討を行うことが必要であると考えらる。

謝辞：本論は(社)土木学会地震工学委員会内に設けられた耐震基準小委員会経済性WG(主査：澤田純男・京都大学)における損傷評価Gの活動の一部を報告するものである。議論や意見をいただいた委員各位(西村昭彦、前川宏一、佐藤尚次、長尾毅、室野剛隆、鈴木誠、矢部正明、江尻譲嗣、酒井久和、石川裕、香川敬生；敬称略、順不同)、さらに本活動の委託者である阪神高速道路公団に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 耐震基準小委員会編。土木構造物の耐震性能設計における新しいレベル1の考え方、(社)土木学会地震工学委員会、2003、<http://www.jsce.or.jp/committee/eec2/taishin/Level1.html>
- 2) 米田慶太、川島一彦、庄司学、藤田義人：試設計に基づく耐震技術基準の改訂に伴うRC橋脚およびく基礎の耐震性向上度に関する検討、構造工学論文集、Vol. 45A, pp. 751-762, 1999
- 3) (社)日本道路協会、道路震災対策便覧(震災復旧編)、2002
- 4) 星隈順一、運上茂樹、長屋和宏：耐震設計における鉄筋コンクリート橋脚に生じる残留変位の評価、第5回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計

に関するシンポジウム論文集、pp.399-404, 2002.

- 5) 秋山充良、王衛倫、前田直己、鈴木基行：コンクリート圧縮強度 130N/mm^2 ・せん断補強鉄筋降伏強度 1200N/mm^2 までを用いたRCはりのせん断耐力算定式、構造工学論文集、Vol.50A, pp.907-917, 2004.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、1996.
- 7) 秋山充良、内藤英樹、鈴木基行：軸方向鉄筋の座屈発生点に対応した終局曲率の簡易算定法およびRC柱とSRC柱の靱性能評価への適用、土木学会論文集、Vol.725/V-58, pp.113-129, 2003.
- 8) 土木学会：阪神大震災被害分析と靱性率評価式、コンクリート技術シリーズNo.12, 1996.
- 9) 鈴木基行、秋山充良、山崎康紀：構造系の安全性評価法およびRC橋脚の耐震設計への適用に関する研究、土木学会論文集、Vol.578/V-37, pp.71-87, 1997.
- 10) Takeda.T, Sozen,M. A. , Nielsen, N, M., Reinforced concrete response to simulated earthquake, J. of Structural Division, Proc. ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573,1970
- 11) 佐藤智美他、観測記録から同定した地震動の統計的特性と地盤の非線形性を考慮した強震動予測、日本建築学会構造系論文集、第463号, pp. 27-37, 1994
- 12) 建設省土木研究所、地盤地震時応答特性の数値解析法-SHAKE:DESRA-, 土研資料第1778号, 1982
- 13) 中央防災会議、「東南海・南海地震に関する専門調査会」、<http://www.bousai.go.jp/JISIN/chubou/nankai/16/sankousiryuu>
- 14) 安中正、山崎文雄、片平冬樹、気象庁87型胸神経記録を用いた最大地動および応答スペクトル推定式の提案、第24回地震工学研究発表会論文集、pp161-164, 1997
- 15) 中村晋、吉田望、周波数領域での地盤の非線形地震応答解析の精度と課題、応用力学論文集、Vol. 7, pp. 823-831, 2004. 8
- 16) 中村晋、吉田望、周波数領域での地盤材料の動的変形特性に基づく地盤の非線形地震応答解析法の提案、土木学会論文集、Vol. 722/III-61, pp. 169-188, 2002
- 17) 秋山充良、土井充、松中亮治、鈴木基行：構造系の信頼性を考慮したRC橋脚の耐震設計に用いる安全係数の試算、土木学会論文集、Vol. 718/V-57, pp. 1-17, 2002.

(2005年4月15日受付)