

構造物の損傷度および損傷度曲線の評価手法に関する一考察

中村晋¹・秋山充良²・澤田純男³・西岡勉⁴

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）

E-mail: s-nak@civil.ce.nihon-u.ac.jp

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）

E-mail: akiyama@civil.tohoku.ac.jp

³京都大学防災研究所助教授（〒611-0011 宇治市五ヶ庄）

E-mail: sawada@catfish.dpri.kyoto-u.ac.jp

⁴阪神高速道路公団（〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3）

E-mail: tsutomu-nishioka@hepc.go.jp

本論は、地点および地震依存の構造物に固有な損傷度および損傷度曲線の評価手法を示し、その特性を明らかにするとともに今後の課題を示した。その手法では、まず、構造物として道路橋を対象とし、その機能喪失をもたらす被災度ランクに応じた損傷の限界状態を明確に定義した。次に、その限界状態の設定に係わる応答解析モデルの設定、さらに耐力の不確実性の定量化を行った。最後に、応答の評価に用いる入力地震動として、震源依存および断層の破壊過程の不確実性、構造物周辺地盤のモデル化に関する不確実性を考慮した地震動を用いた。その手法により得られるシステム損傷確率は、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できることが明らかとなった。

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、構造物の損傷評価および損傷度に基づく補修・補強、さらにその社会的影響度に関する費用評価の三つの評価で構成されている。個々の評価という観点のみならず、系統的な評価という課題でみると、それぞれの評価にはまだ課題が多く残されている。2番目の構造物の損傷度の評価についてみると、(1)構造物の補強・補修などが必要な状態とそれに至るシナリオの各構成要素の損傷状態量の明確な定義、(2)個々の構成要素の損傷を評価する上での種々の不確定要因の定量化、(3)各構成要素の損傷度を評価するための作用地震動の定義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損傷度を評価するため、一連の損傷度評価の流れの中でそれら3つの課題に対する対応の試みについて示す。さらに、その手法より得られた結果についての考察および今後の課題を示す。損傷度の評価として、まず、橋梁系の再構築や補修・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、構造物の応答を求めるために用いる入力地震動の評価の基本的な考え方、および作用地震動の評価に関する地盤材料の不確実性を考慮する手法について示す。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、損傷度と損傷度曲線の評価を行った。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。

2. 損傷度の評価方法

(1) 損傷のシナリオと定義

橋梁の機能喪失をもたらす損傷に至るプロセスは複雑であるものの、一般に桁の落下、桁の横移動を原因とする床版の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かぶり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の実施される。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。現存する橋梁の地震による被災度は、一般に橋脚の応答、例えば塑性率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、被災度クラス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修復が困難な橋脚の変形角 $1/60^3$ 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。また、曲げせん断破壊は、破壊モードとしてはせん断破壊であるものの、被災度は補修の程度とも関連づけられていることから、補修の程度と対応する被災度 B クラスとした。

<被災度ランク As、A>

残留変位(i)、せん断破壊(ii)の照査

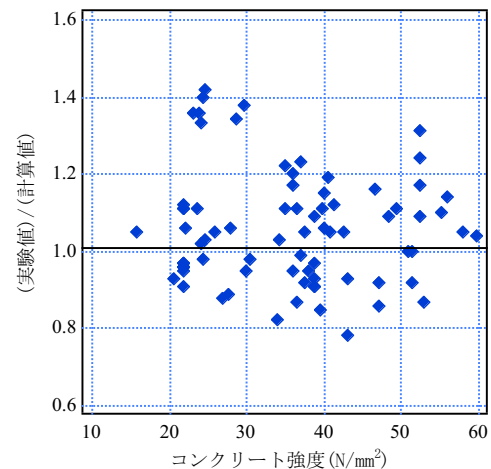


図-1 コンクリート強度に応じたせん断耐力評価式による推定値のばらつき

<被災度ランク B>

曲げ破壊による照査(iii)

曲げ降伏後のせん断破壊の照査(iv)

(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、標準偏差 0.10 の対数正規分布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、その確率変数 χ_1 の特性値は星隈らによる値⁴⁾を用いた。また、 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。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。

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

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

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、 $\alpha = (\text{実験値})/(\text{算定値})$ 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

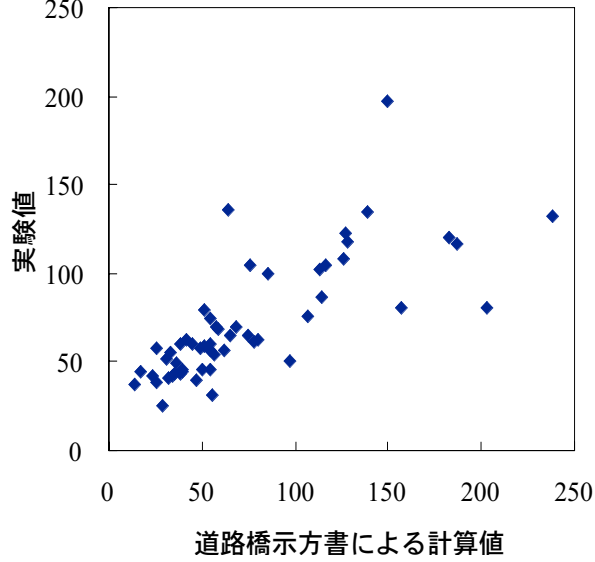


図-2 道路橋示方書による終局変位の精度検証

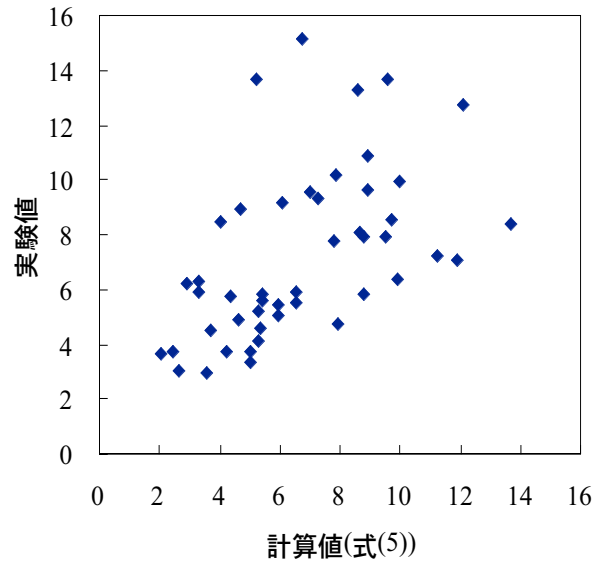


図-3 式(5)の精度検証

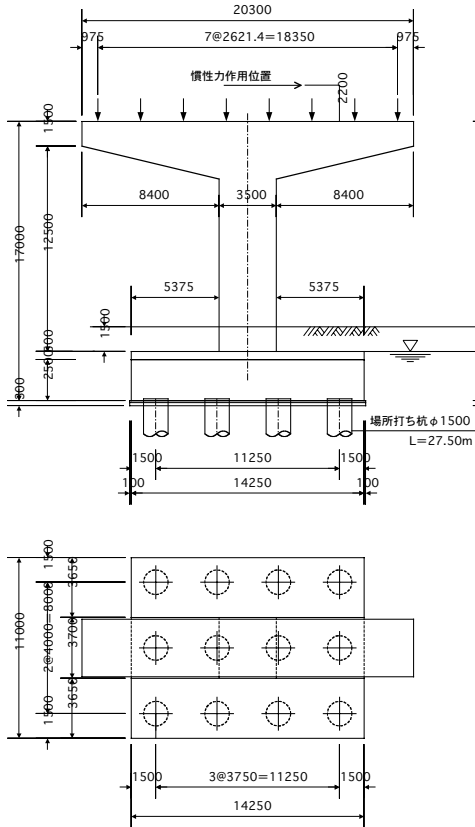


図-4 対象橋脚-基礎系の構造

さ d が $0.18 \sim 0.66(\text{m})$, a/d が $2.5 \sim 7.0$, せん断補強鉄筋比 r が $0.06 \sim 0.94(\%)$, せん断補強鉄筋降伏強度 f_{wy} が $255 \sim 479(\text{N/mm}^2)$ 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。

従って、限界状態式 g_2 は式(4)で与えられる。ここに、 χ_2 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。

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

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

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より、 $\alpha = (\text{実験値})/(\text{算定値})$ の平均は 1.13 , 変動係数は 42.0%とした⁷⁾。従って、限界状態式 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より行い、 $\alpha = (\text{実験値})/(\text{算定値})$ の平均は 1.17 , 変動係数は 41.5%とした⁹⁾。

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

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

ここに、 V_c はコンクリート負担分のせん断耐力、 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、限界状態式 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、

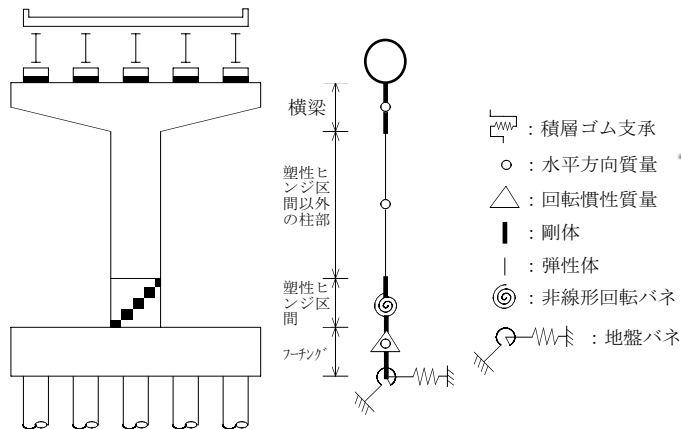


図-5 橋脚-基礎-地盤系の解析モデル

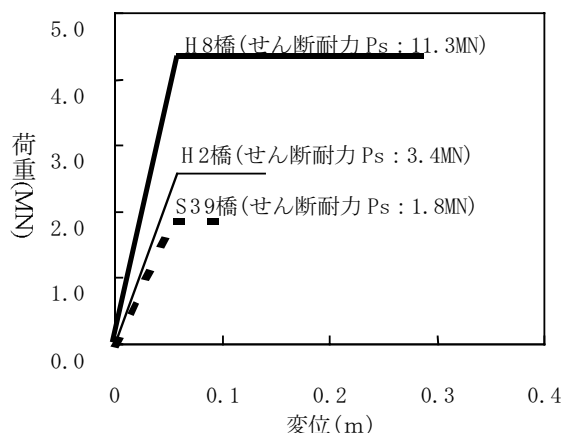


図-6 橋脚の荷重-変位関係の一例

その平均値，変動係数は前述の式の統計値とした．

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

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

対象とする橋脚-基礎の構造は図-4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，図とは異なっている．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．

次に，橋脚-基礎-地盤系の解析モデルを図-5に示す．図に示すように基礎-地盤系は，SRモデルを用いた．つまり，ここでは基礎の損傷は生じないことを仮定した．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0.95秒，S46橋は約0.88秒，H2橋は約0.84秒，そしてH8橋は約0.64秒である．

また，橋脚の荷重-変位関係の履歴モデルにはTakedaモデルを用いた．荷重-変位関係の一例を図-6に示す．なお，図中にはせん断耐力も示しており，

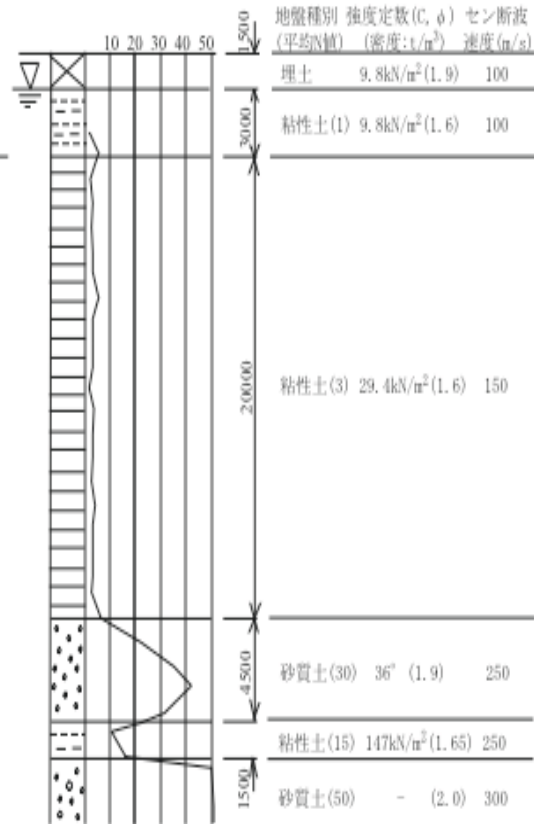


図-7 基礎周辺地盤の構造と地盤定数モデル

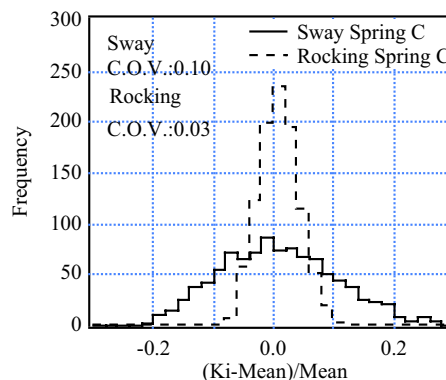
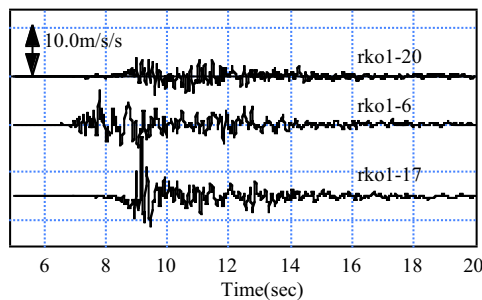


図-8 水平・回転ばねの分布性状の比較

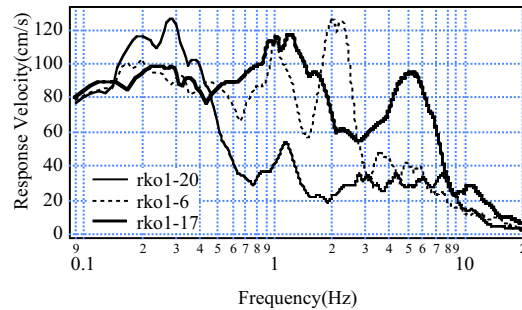
各橋のせん断余裕度{せん断耐力 P_s /曲げ耐力 P_m (図中の最大荷重)}は，H8橋が2.62，H2橋が1.32，S39橋がほぼ1.0となっている．ここで，S46橋とH2橋は，荷重-変位関係に大差なく，両橋脚から得られる損傷確率は概ね同じ値と見なせることから，以降では，S39橋，H2橋，H8橋を解析対象とする．

(2) 地盤および地盤バネ定数のモデル化

対象とした基礎周辺地盤の土質および地盤材料のモデルを図-7に示す．各層のせん断波速度，強度定数は土質と N 値の関係に基づく推定値である．地盤材料の非線形性として，基礎直下の粘性土は拘束圧依存性を考慮した動的変形特性モデル¹⁰⁾，それ以外の地盤材料は双曲線モデルを用いた．双曲線モデルのパラメータである初期剛性と強度は地盤材料の不確実性を考慮する確率変数とし，正規分布，水平

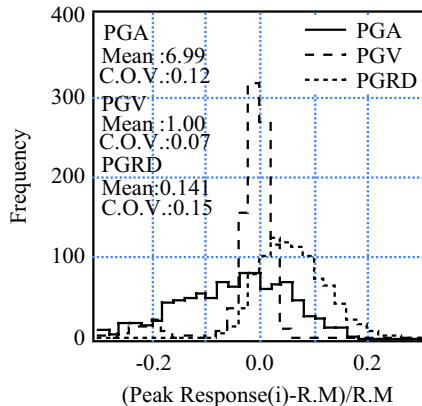


a) 基準地震波の波形

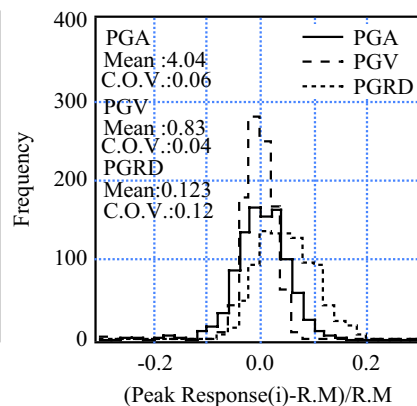


b) 基準地震波の速度応答スペクトル

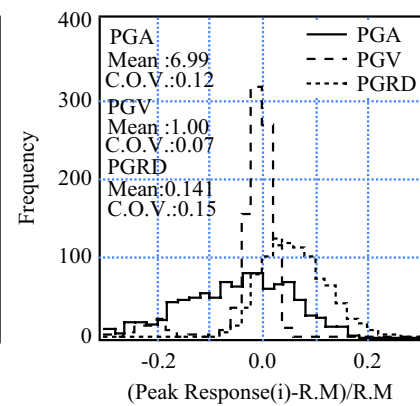
図-9 基準地震波の特性



a) Reference wave1



b) Reference wave2



c) Reference wave3

図-10 基準地震動に応じた作用地震動の最大値の分布性状の比較

方向に完全相関を仮定した。剛性はせん断波速度の変動係数を 0.1，粘着力と内部摩擦角の変動係数はそれぞれ 0.25¹¹⁾，0.2¹¹⁾として算出した。基礎下の粘性土のパラメータは初期剛性であり，せん断波速度の鉛直方向の空間分布が相関距離 1.0m とする正規分布を仮定し，算出した。これら地盤定数のばらつきを考慮した地盤モデルを 1000 ケース作成した。

SR モデルの水平ばねは道路橋示方書に基づき，基礎下 3m 区間に対する前述のせん断波速度の空間分布の平均値より算出した。回転ばねは鉛直バネのばらつきとして場所打ち杭の標準偏差 0.25 として算出した。得られた水平・回転バネの値の分布性状を図-8 に示す。ここで設定した SR モデルのバネ値のうち，水平成分に関連する値は地盤定数のばらつきを考慮したモデルと関連していることが特徴である。また，各地盤ばねの減衰定数は 20%を仮定した。

4. 不確実性を考慮した地震作用の特性

(1) 入力地震動の特性

対象構造物の損傷度また損傷度曲線の評価に用いる入力地震動には，対象位置に影響を及ぼす地震断層により発生する地震動を考慮する。さらに，地震動の強度についても，同一の地震動の振幅調整をするのではなく，あくまで対象とする断層毎の破壊過

程の不確実性に基づいて得られる地震動より，異なる地震動強さを有する地震動を選択することにより考慮する。これらにより，地点および震源依存の構造物の損傷度を評価することが可能となる。

ここでは，対象位置に近い六甲断層を震源とし，その破壊過程の不確実性を考慮して対象位置における基盤相当地盤($V_s=300\text{m/s}$ 相当)で推定された最大加速度の異なる 3 種類 (446.7gal，706.3gal，1244gal)の基準地震波 (reference wave)を入力地震動として用いた。その波形および速度応答スペクトル($h=5\%$)を図-9に示す。図に示すように，同一の断層より発生する地震動の特性は，破壊過程の不確実性により波形，スペクトルとも大きく異なっている。

(2) 作用地震動の特性

先に示した橋脚-基礎-地盤モデルへの作用地震動は，地盤媒質のモデル化に伴う不確実性を考慮した 1000 ケースの地盤モデルの非線形応答解析により得られる基礎位置の地震動である。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¹²⁾である 1 次元非線形応答解析法¹³⁾を用いた。

作用位置の最大応答値の分布性状の差異を図-10，平均地盤モデルに対する作用地震動のフーリエスペクトルと地盤材料のばらつきを考慮して得られた作

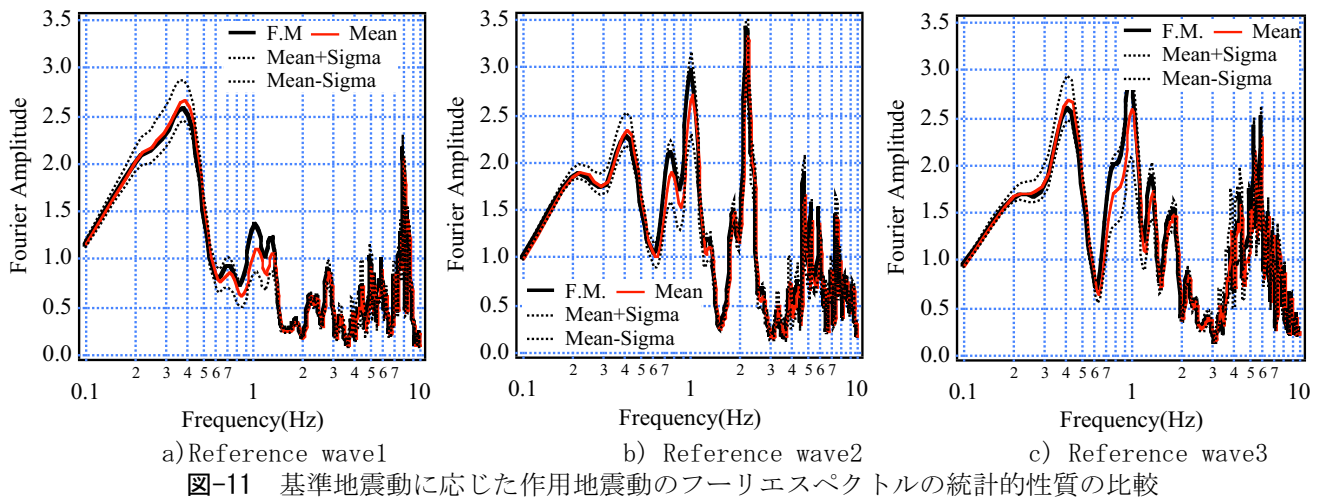


図-11 基準地震動に応じた作用地震動のフーリエスペクトルの統計的性質の比較

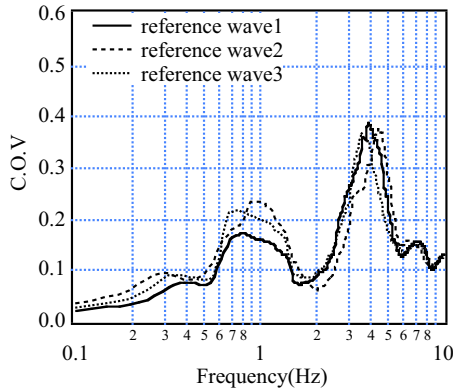


図-12 基準地震動に応じた作用地震動のフーリエスペクトルの周波数毎の変動係数の比較

用地震動の平均およびその $\pm\sigma$ のフーリエスペクトルと比較を図-11に示す。ここで、RMは平均地盤モデルの最大応答値を表す。さらに、作用地震動のフーリエスペクトルのばらつきの程度を表す変動係数の比較を図-12に示す。最大値のばらつきより周波数特性の変動が大きく、地盤の1次固有周期近傍で変動係数が最大で0.2程度、さらにその周波数帯で平均地盤モデルの応答より、ばらつきを考慮したモデルの応答の平均値が小さい値となっている。

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。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)¹⁴⁾、SR モデルの地盤バネおよび曲げ耐力のばらつきを考慮している。

基盤位置での最大加速度に対する損傷確率の推移、つまり損傷度曲線を図-13に示す。図-13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。橋脚毎に得られる損傷確率は、図-6に示した荷重-変位関係による降伏荷重の差異を反映したものとなっている。また、解析に用いた3つの基準地震動(rko1-6, 17, 20)の最大加速度は、446gal ~ 1,244galの幅があるのに対し、作用地震動の最大加速度や最大速度のケース毎の差異は小さく、その値も小さい(図-10 ; PGA の Mean 値参照)ため、H2 橋や H8 橋の損傷確率は小さい。特に、耐力項に関するばらつきを無視した場合には、何れの入力に対しても、限界状態式が負となる応答は生じなかった。

一方、システム損傷確率と、各限界状態式が負となる確率(以下、限界状態超過確率と呼ぶ)の関係を示したものを図-14~図-16に示す。損傷確率と限界状態超過確率の関係は、橋脚の破壊モード、すなわち曲げせん断耐力比と対応した結果となっている。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($g_1 < 0$ 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、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

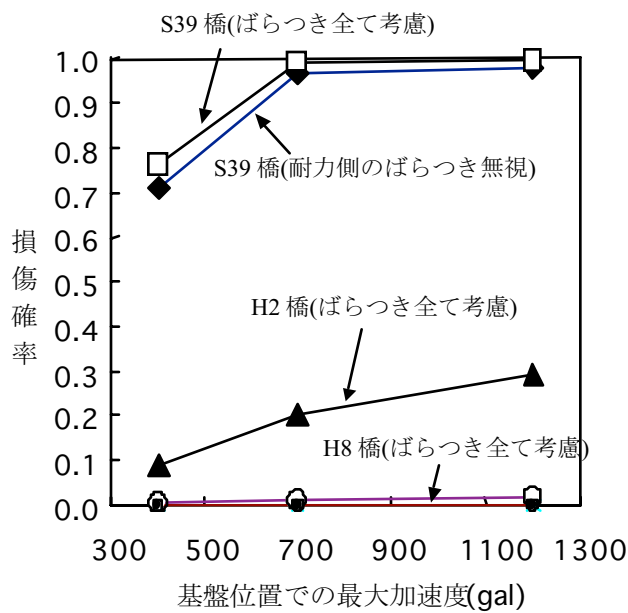


図-13 損傷確率の推移

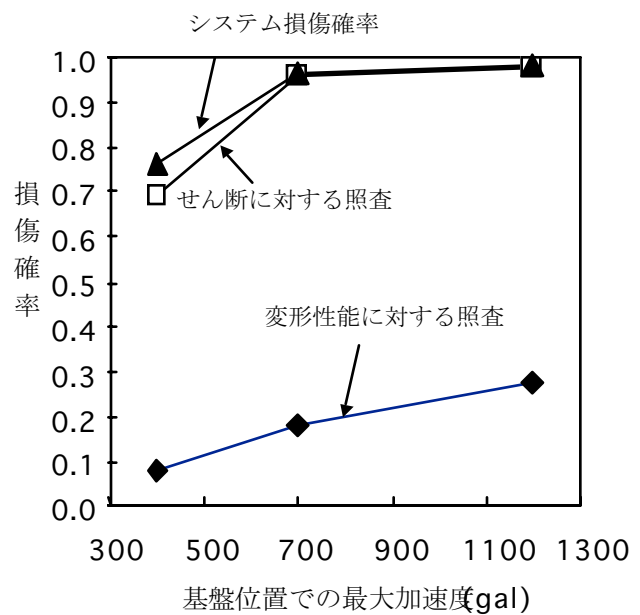


図-14 システム損傷確率と各限界状態超過確率の関係 (S39 橋)

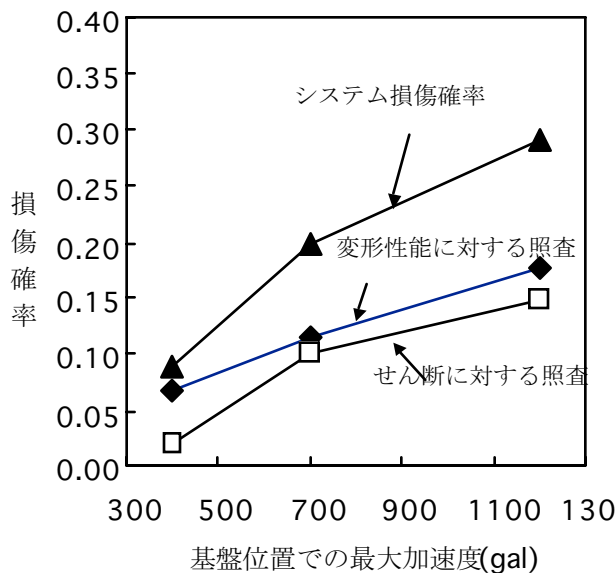


図-14 システム損傷確率と各限界状態超過確率の関係 (H2 橋)

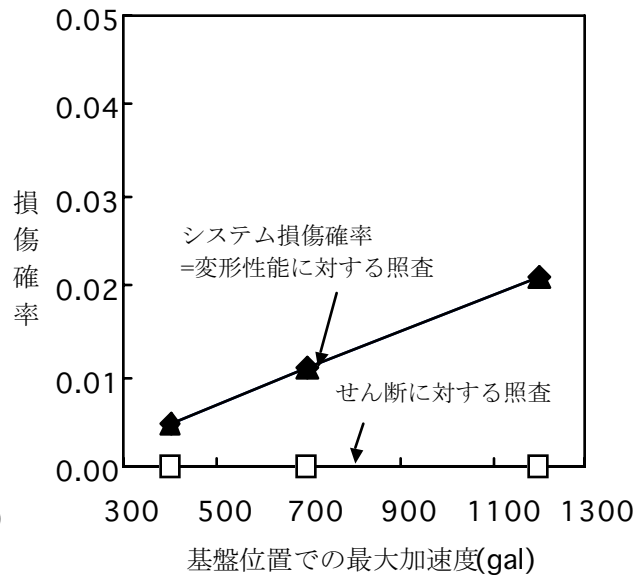


図-15 システム損傷確率と各限界状態超過確率の関係 (H8 橋)

れる損傷確率は小さいものではないことが分かる。

いずれにしても、ここで示した一連の過程に基づくシステム損傷確率は、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。

なお、ここでは、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。

対象とした地盤が軟弱な粘性土が厚く堆積している条件であったために加速度応答の増幅が小さく、

地盤モデルの不確実性に起因する作用地震動強さのばらつきも小さいため、H8橋の損傷確率はかなり小さな値となっている。

今後、損傷確率に及ぼす地盤モデルの不確実性の影響、さらに異なる地震断層による地震動を入力地震動とした際の入力地震動の特性のばらつきの影響も評価することが必要である。

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のように行った。

- (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，図-6に示した道路橋示方書の制
定年次を反映した構造性能の異なる橋脚について橋
梁の損傷確率を評価した結果，構造性能の差異に応
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。

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き
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える。

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，安
中正，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](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
くい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)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設
計編，p.63，1996.
- 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，No.578/V-37，pp.71-87，
1997.
- 10)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
- 11)長尾毅，ケーソン式防波堤の外的安定に関する
信頼性設計手法の提案，国土技術政策総合研究所
研究報告，2002
- 12)中村晋他，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
- 13)中村晋他，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，722，III-61，pp.169-188，2002
- 14)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. 4. 14 受付)

Study on the Evaluation of Damage Degree and Fragility Curve for Structure

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

The objective of this report is to propose the procedure to evaluate the characteristics of fragility specified for structure 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 physical parameters which are possible to evaluate the structural and material properties. The uncertainty with respect to the response and the strength is evaluated quantitatively. The seismic action is evaluated by considering not only the uncertainty for modeling soil properties but also the source specific input motion considering the uncertainty of rapture process on the fault.