



被災度と関連づけた RC 橋梁の損傷確率の評価手法とその適用

中村 晋¹⁾, 秋山充良²⁾, 澤田純男³⁾, 安中正⁴⁾, 西岡勉⁵⁾

1)正会員 日本大学工学部土木工学科, 教授 工博

s-nak@civil.ce.nihon-u.ac.jp

2)正会員 東北大学大学院工学研究科, 助教授 工博

akiyama@civil.tohoku.ac.jp

3)正会員 京都大学防災研究所, 教授 工博

sawada@catfish.dpri.kyoto-u.ac.jp

4)正会員 東電設計, 工博

annaka@tepsco.co.jp

5)阪神高速道路株式会社, 工博

tsutomu-nishioka@hepc.go.jp

要約

本論では、道路橋を対象事例とし、構造物の被災度と関連づけた損傷確率の実用的な評価手法の構築と、その適用事例について報告する。その際、構造物の被災度に対応する損傷状態を定義し、構造物、地盤および地震動に関する種々の不確定性の情報収集と定量化を行った。さらに、断層破壊過程の不確定性を考慮して算出した地震動と地震ハザードを組み合わせ、生起確率付の地震波群として最大加速度毎に求めた参照地震動により作用地震動の評価を行った。その手法を用い、道路橋示方書の改訂年度別に試設計された RC 橋梁の損傷状態に応じた被災度の損傷確率を算出した。一連の流れの実効性を確認し、基準の改訂年代が新しくなるにつれ、被災度が B 以上となる最大加速度毎のリスク特性が、小さくなることを明らかにした。

キーワード: 被災度、損傷確率、RC 橋梁、地点・震源依存、不確定性、参照地震動

1. はじめに

現在、レベル 1 地震動に対して構造物が地震時に保有すべき性能を明確にするため、設計体系の構築が試みられている¹⁾。その体系は、地域ごとの地震活動度を踏まえ、構造物の初期コストと地震による損傷に伴う修復コストや損失コストなどの総和を安全性は満足するという前提のもとで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というものである。つまり、レベル 1 地震動の照査水準は構造物の地震時使用性や修復性などと定義し、その照査規範をコスト最小とするものである。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。この中で被災度とは、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。三つの評価のうち、二番目の評価を実

用的に意味のあるものとするためには、構造物の管理者が補修などのために実施する評価の指標である被災度と構造物の物理的な損傷の程度とを関係づけることが必要となる。その際、(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定義、(2)個々の構成要素の種々の不確定性の定量化、(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を課題として挙げるができる。

本論では、実用的な構造物の損傷度評価手法の確立を目指し、地震や地盤に応じた地震動の地点および震源依存性を考慮した構造物の被災度評価の試みとその適用事例について示す。ここでは、道路橋を対象構造物とし、前述の5つの課題のうち先の4つの課題の検討を行う。まず、被災度と関連づけ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応する限界状態をせん断や曲げなどの物理的な損傷量で表す。次に、構造物の損傷確率を求めるために用いる構造物、地盤および地震動の不確定性に関する情報を収集し、その定量化を行う。次に、解放基盤上で定義される参照地震動の評価方法とその作成、および作成された参照地震動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、参照地震動は、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とを組み合わせ、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、ここで示した手法を用い、神戸地域における地盤条件の異なる2地点に位置する道路橋を対象とし、地震動強さと被災度に応じた損傷確率との関係の評価を行う。その際、構造性能や地点の差異、および地震動、構造特性および地盤物性の不確定性がその関係に及ぼす影響に着目する。ここで、対象とした道路橋は杭基礎を有する単柱の橋脚形式であり、橋脚の断面性能には米田²⁾らが昭和39年(以後S39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3つの断面モデルを用いた。また、参照地震動、作用地震動という地震動表現はISO23469³⁾の定義に基づき用いている。ここで、作用地震動とは構造物の地震応答を求めるための地盤—構造系モデルの特性に応じて必要となる入力地震動を表し、参照地震動とは構造物周辺地盤の共通基盤と見なすことができる工学的基盤の路頭面上での地震動を表す。

2. 構造物の被災度に対応する損傷確率の評価方法

2.1 損傷確率の定義

ここでは、構造物に所要の被災度が発生する確率の評価を行う。その確率は、所要の被災度と対応する損傷状態の発生確率、つまり損傷確率により表すことができる。すると、その損傷確率は、モンテカルロシミュレーションにより、式(1)に示す応答が対象とする損傷が生じる状態となる場合、つまり 限界状態関数が負となる際の実験回数 $n(g \leq 0)$ と全シミュレーション回数 N の比として求めることができる。

$$P_f = \frac{n(g \leq 0)}{N} \quad (1)$$

ここで重要な点は、対象とする構造物系の損傷の程度が構造物系の再構築、および補修・補強の程度を表す被災度と関連づけられているということにある。さらに、その被災度は、構造性能のみならず、構造物の建設地点における地盤特性やその地点に影響を及ぼす地震動の特性に依存していることも適切に考慮されることが必要となる。

2.2 被災度と関連する損傷状態の定義

橋梁の機能喪失とは、人や車などの通行の一部または全てが不可能な状態に至ることであり、複雑な過程で生じる。一般には、桁の落下また桁の横移動を原因とする床版の落下や傾斜などの変状により生じる。その変状をもたらす損傷は、床版や桁を支える橋脚の傾斜、また支承の破壊などである。前者は、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。橋梁の機能喪失に至る確率は、ここで示した複数の要因の連鎖、例えば橋脚の傾斜、桁の落下といった流れにより生じ、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。

一方、橋梁の損傷は、損傷の程度や、復旧や補強などの要、不要により複数のランクに分類されている。道路震災対策便覧⁴⁾による橋脚の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な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実施される。また、その損傷度の評価は、複雑な損傷過程の支配要因となる損傷部位の一つであり、目視が可能な橋脚を対象として行われている。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。しかし、それら指標は各被災度ランクの定義を物理的に表す指標となっていないため、被災度が適切に評価されない可能性がある。

ここで、橋梁の機能喪失は、損傷によりそれをもたらす構造部位のうち重要な部位の一つである橋脚を対象とし、被災度と関連づけた橋脚の物理的な損傷度を表す限界状態に基づいて評価を行う。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、被災度ランク As、A (以後、被災度 As、A) 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を用い、被災度ランク B (以後、被災度 B) の曲げ破壊は終局変位を限界値とした。また、曲げ降伏後のせん断破壊は、破壊モードとしてはせん断破壊であるが、損傷の程度としては概ね補強また補修が可能であることから、被災度 B と設定した。

<被災度 As、A>

残留変位、せん断破壊の照査

<被災度 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)

2.3 各損傷状態の表現

1) 被災度 As、A

まず、残留変位は、動的解析に基づいて推定した橋脚の残留変位 δ_r とその限界値との比較により照査する。その限界状態関数 g_1 は式(1)と表すことができる。残留変位 δ_r は、星隈ら⁵⁾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 モデルを適用して得られた残留変位比応答スペクトルから推定する。ここで、残留変位比応答スペクトルとは動的解析から直接得られる残留変位と応答塑性率 μ_m より算出した起こりえる最大の残留変位 $\delta_{r,max}$ $\{=(\mu_m - \mu_m^\alpha) \cdot \delta_y, \delta_y$ は降伏変位, α は除荷剛性低下指数 ($=0.5$) $\}$ との比を表す。よって、残留変位は、式(1)に示したように、 $\delta_{r,max}$ に残留変位比応答スペクトルを係数 χ_1 として乗じることにより推定することができる。その係数 χ_1 のばらつきは、残留変位の推定誤差を表す。限界値は、1995年兵庫県南部地震の際に修復が困難で、橋脚の取り替えが必要となった橋脚の下限值⁶⁾である橋脚高さ h の $1/60$ とした。その値は、個々の橋脚の復旧時点での工学的な判断に基づく経験値であり、不確定性を評価することが困難であることから、確定量とした。

$$g_1 = h/60 - \delta_r = h/60 - \chi_1 \cdot \delta_{r,max} \quad (1)$$

次に、せん断破壊は、動的解析より得られる作用せん断力 V_{ac} と部材せん断耐力 V_{mn} の比較から照査する。従って、限界状態関数 g_2 は式(2)と表すことができる。ここで、 χ_2 はせん断耐力の推定誤差を表す。

$$g_2 = \chi_2 V_{mn} - V_{ac} \quad (2)$$

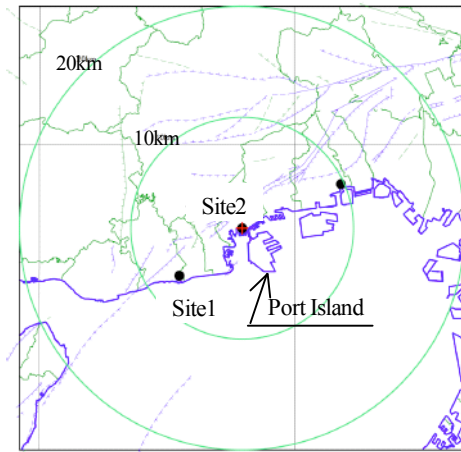


図-1 対象構造物の位置

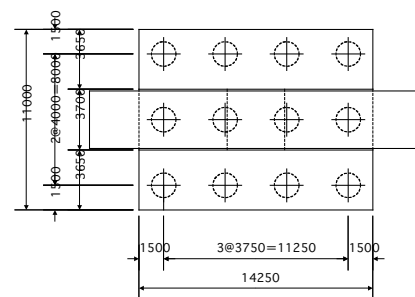
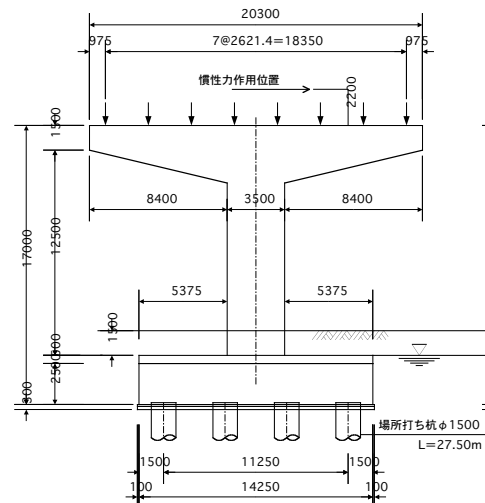


図-2 対象橋脚・基礎系の構造

2) 被災度 B

曲げ破壊は、限界変位 δ_u と最大応答変位 δ_m の比較により照査する。 δ_u は、道路橋示方書で示している曲げ破壊した実験供試体に基づいて提案された変形性能評価法⁶⁾を用いて算定する。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。従って、その限界状態関数 g_3 は式(3)と表すことができる。ここで、 χ_3 はかぶりコンクリートの剥落する変位の推定誤差を表している。

$$g_3 = \chi_3 \delta_u - \delta_m \quad (3)$$

次に、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⁷⁾の計算値 μ_u と塑性率 μ_m の比較から照査する。従って、限界状態関数 g_4 は、式(4)と表すことができる。ここで、 χ_4 は前述の式による塑性率の推定誤差を表している。

$$g_4 = \chi_4 \mu_u - \mu_m \quad (4)$$

3. 検討対象構造物と地盤の基本モデル

3.1 検討橋脚と地盤構造

ここで、検討の対象とする構造物は一般的な高架形式の都市内高速道路橋である。また、対象とする道路橋は図-1に示す2つの位置にあると想定する。その道路橋は、図-2に示す単柱式のRC橋脚を有する高架橋であり、長さ27.4mの場所打ち杭(杭径1.5m)を12本有する杭基礎を基礎形式とする構造である。ここでは、橋梁系の損傷確率を求める方法の確立を目的としていることから、基礎の特性は検討の対象とする地盤特性によらず同一であると仮定する。

対象とする2つの位置のうち、硬質な地盤を有する位置をサイト1、軟弱な地盤を有する位置をサイト2とする。図-3に両地点の土質およびせん断波速度構造を示す。サイト1における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程度以上となっている。また、サイト2は埋め

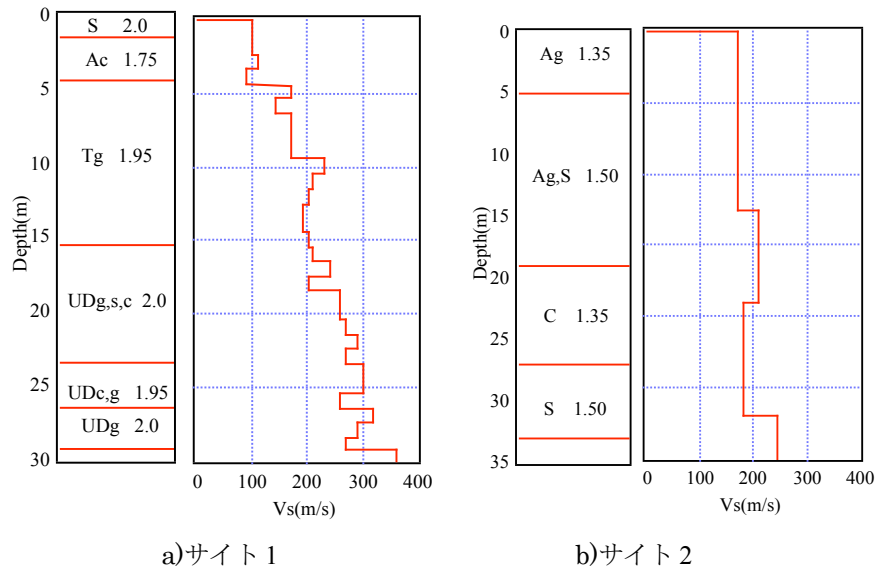


図-3 サイト1, 2の地盤構造およびせん断波速度構造(図中の土質中の数字は質量密度:t/m³)

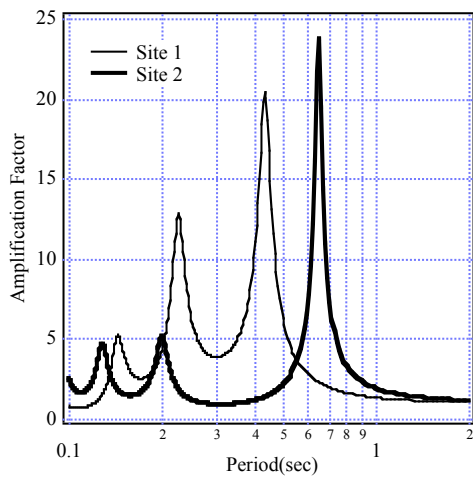


図-4 両サイトの周波数応答関数

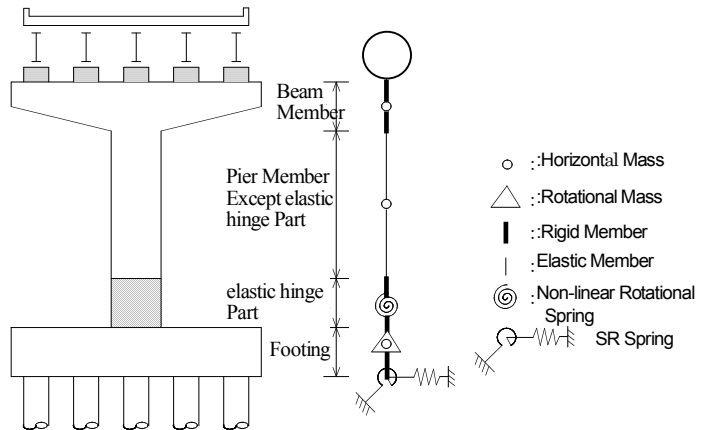


図-5 橋脚-基礎-地盤系の解析モデル

立て地盤であり、GL-19m 以深に海成粘土が厚く堆積している。両サイト地盤構造に基づき、算出した周波数応答関数の比較を図-4 に示す。これより、サイト1, サイト2における地盤の1次固有周期は、それぞれ0.64秒, 0.42秒であることが分かる。

3.2 地盤—構造物系の基本モデル

橋梁系の損傷を評価するための応答解析モデルを構築する際、床版から基礎およびその周辺地盤を含み全ての構成要素をモデル化することが理想である。しかし、構造性能や地盤特性について得られる情報の質や量に応じ、いくつかの構成要素を省略したモデルが設計などで用いられている。特に、地盤との基礎の動的相互作用に関するモデル化については、有限要素法により直接モデル化するものや、杭などの基礎周辺地盤をバネでモデル化するもの、さらに簡易な基礎と地盤系を水平・回転バネでモデル化するSRモデルなどが用いられている。ここでは、損傷評価の流れを構築するために損傷モードを単純化し、基礎-地盤間の動的相互作用には簡易モデルであるSRモデルを用い、杭基礎は損傷しないと仮定した。図-5に橋脚-基礎-地盤系の解析モデルを示す。

橋脚の断面性能は、既往の耐震設計規準を満足するように試設計された米田ら²⁾のRC橋脚の断面性能を用いる。その断面性能は、昭和39年, 昭和46年, 平成2年, および平成8年の道路橋示方書に準拠している。

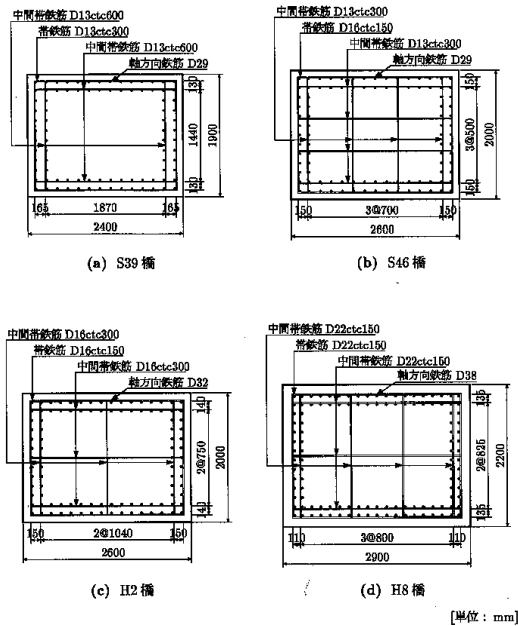


図-6 解析対象 RC 橋脚の断面図²⁾
(上下方向が橋軸方向に相当)

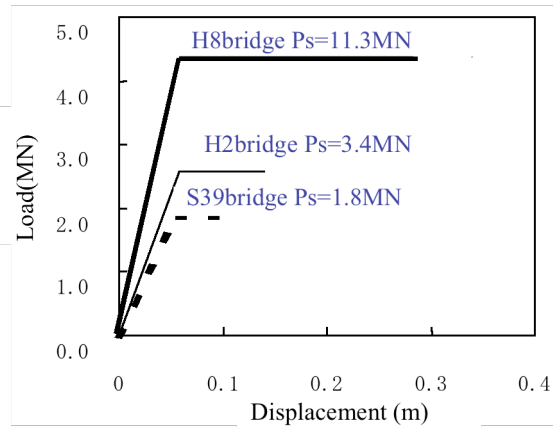


図-7 橋脚の荷重-変位関係の一例

想定された地盤種別は II 種地盤である。各橋脚の断面図を図-6 に示す。参考文献²⁾に詳述されていない断面諸量(かぶり厚さ等)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、その諸量を決定した。地盤-構造物系の非線形動的解析では、RC 橋脚の端部要素にて非線形を考慮する。

その要素の非線形履歴モデルには、Takeda モデル⁸⁾を用いた。各橋脚の静的な荷重-変位関係の一例として、各断面性能の平均値に基づく関係を図-7 に示す。前項で示した 2つの地盤モデルと組み合わせると、両サイトとも 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。なお、S46 橋と H2 橋は、得られる荷重-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、図には、S46 橋の荷重-変位関係は示していない。以降では、S39 橋、H2 橋、および H8 橋を解析対象とする。

3.3 地盤バネ定数

地盤と構造物の間の相互作用を表す SR モデルの水平ばね K_H および回転ばね K_R 定数は、道路橋示方書に基づき次式より算出した。それらは、式中の鉛直ばね K_V 、杭体の曲げ剛性 EI、杭と地盤の相互作用を表す特性値 β および杭の位置に関する 2 次モーメントと杭本数 n により算出される。

$$\left. \begin{aligned} K_H &= n \cdot 4EI\beta^3 \\ K_R &= K_V \sum_{i=1}^m x_i^2 + n \cdot EI\beta \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

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。しかし、その値は、前述の基礎のモデル化に際しての基本的な考え方を踏まえ、確定量として取り扱い、平均的な値を用いた。

4. 不確定性のモデル化

4.1 構造特性

RC 橋脚の損傷を評価するための限界状態は、橋脚を構成する RC 部材の耐力および地震応答に関する不確実性を考慮して算出しなければならない。耐力に関する不確実性は、式(1)~(4)に示した限界状態式中の耐力や変形性能評価式の推定誤差に関する統計的性質を表す確率変数 $\chi_1 \sim \chi_4$ の特性値として評価する。その分布形状および特性値は、既往の実験結果の回帰分析により得られたその耐力や変形性能評価式と推定誤差(実験値/計算値の平均、変動係数など)に基づいて設定する。それぞれの確率分布には、 χ_1 から χ_3 に対し対数正規分布^{5),9),10)}、 χ_4 に

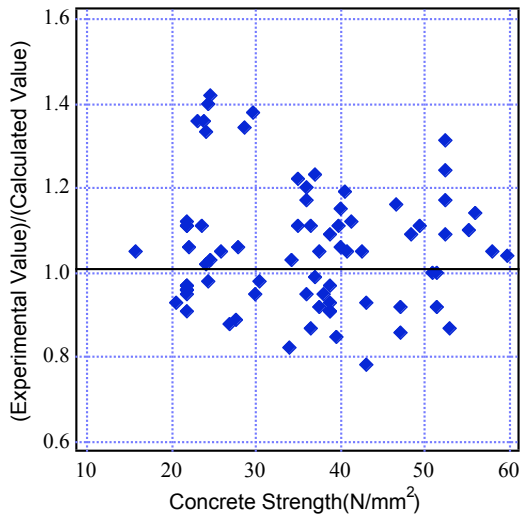


図-8 コンクリート強度に応じたせん断耐力
評価式による推定値のばらつき

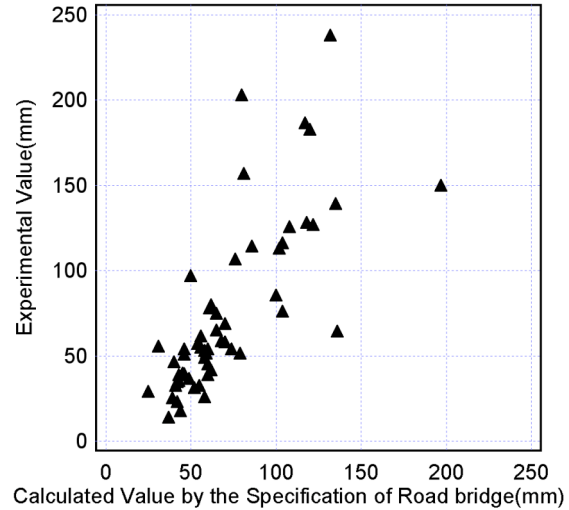


図-9 実験および評価式により得られた
終局変位の比較

対し正規分布¹⁷⁾が用いられている。また、 χ_1 の特性値は、平均値0.2、変動係数50%であることが報告⁵⁾されている。それ以外の確率変数の特性値は以後の1から3項にて示す。また、地震応答に関する不確実性には、主に解析に用いる部材の復元力特性のばらつき、応答解析法自体の精度の2つがある。前者のばらつきは、部材の復元力特性のパラメータである初期剛性、降伏強度および終局強度の算出に用いるコンクリート強度および鉄筋強度のばらつきとして考慮する。後者の不確実性は前者や他のモデルパラメータの不確実性とトレードオフの関係にあると考えられるが、その関係は明らかとなっていない。さらに、解析モデルを作成する技術者の能力に応じたモデルの差異もその要因と考えられるが、その定量化に必要な情報は得られてない。これらより、不確定要因の明確で、評価可能な前者の不確実性のみ考慮する。

1) せん断耐力

部材せん断耐力は、式(6)により算定される耐力と実験結果との比較により、両者の比率 $\{\alpha = (\text{実験値})/(\text{算定値})\}$ の平均が1.06、変動係数が13.8%を有することが報告されている⁹⁾。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。数値解析技術の向上に伴い、有限要素解析などによりRC部材のせん断耐力を精度良く評価できるようになったが、実用上は式(6)のような実験結果の回帰に基づく評価式⁹⁾でも一般的な諸元を有する部材のせん断耐力は精緻に予測可能である。式(6)により算出した値と実験値の比率 α (=実験値/算定値)の f'_c に対するばらつきを図-8に示す。

$$V_{mn} = 0.20 f'_c{}^{1/3} d^{-1/4} p_w^{1/3} [0.75 + 1.4/(a/d)] p_w d + \frac{A_w f_{wy}}{s} j d \quad (6)$$

2) 曲げ破壊型RC柱の変形性能

現行の耐震設計規準で設計される多くのRC柱の破壊モードは曲げ破壊型である。その破壊モードを有するRC柱の変形性能の評価には、種々の手法が提案されている。これらは、i) 曲げ降伏後せん断破壊するRC柱の変形性能評価式と同様に、正負交番載荷実験より得られる実験上の終局変位を部材諸元(鉄筋比やコンクリート強度等)により回帰した算定式を提案したもの¹⁰⁾、ii) 断面の終局曲率と部材高さ方向の曲率分布を仮定し、その曲率値を積分することで部材の終局変位を求めるもの¹¹⁾、iii) 軸方向鉄筋の座屈挙動やかぶりコンクリートの剥落を考慮した有限要素解析などにより交番載荷を受けるRC部材の耐力低下挙動までも

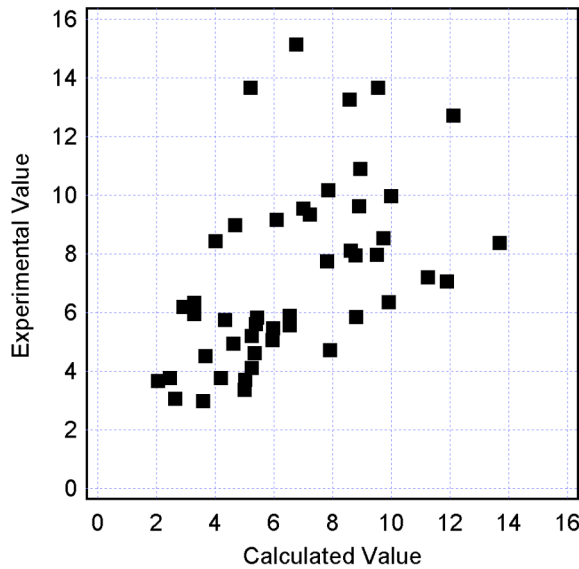


図-10 実験および評価式により得られた
靱性率の比較

$$\mu_u = \mu_0 + (1 - \mu_0)(\sigma_0/\sigma_b) \quad (7)$$

$$\mu_0 = 12 \left(\frac{0.5V_c + V_s}{V_{mu}} \right) - 3.0 \quad (8)$$

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。

4.2 地盤特性

地盤特性の不確実性には、地盤構造や地盤材料特性の空間的な不均質性や、土質調査、試験法により得られる値と実地盤中における特性との差異など起因するものがある。いずれにしても、目的や用いる解析法に応じ、必要となる地盤特性が異なることから、まず、解析法および地盤構造や地盤材料の非線形特性に関するモデルを設定する。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¹⁸⁾である1次元非線形応答解析法¹⁹⁾を用いる。両サイトにおける地層構造は層厚1.0m程度を基本に地層分割を実施した。各層の地盤材料の非線形性として、沖積層の砂質土、粘性土、洪積層の砂質土、粘性土および砂礫層は拘束圧依存性を考慮した動的変形特性モデル²⁰⁾を用いた。サイト1にて強度定数が得られていないことから、両サイトの地盤材料の非線形モデルの差異が応答におよぼす影響を避けるため、両サイトで同じモデルを用いた。また、地盤特性の不確実性はサイト1についてのみ考慮し、サイト2の地盤特性は、図-3に示した定数を用いた確定地盤としてモデル化する。この理由は、まず、サイト2はサイト1に比べ基礎以深のせん断波速度が小さく、地盤の地震応答に及ぼす地盤材料の非線形性の影響がサイト1より大きいと考えられるためである。次に、本論では、基礎を線形モデルと設定していることから、地盤材料の非線形性の影響に起因する地盤変形の増大に伴う基礎の損傷の影響を考慮できないため、サイト2で地盤物性の不確実性を考慮することの意義が損なわれる。最後に、地盤特性の不確実性の被災度及ぼす影響の評価は、サイト1のみの評価でも可能であると考えられることなどである。さらに、サイト1では、サイト2同様、確定地盤モデルの検討も合わせて行う。以下に、サイト1について地盤物性の不確実性のモデル化手法を示す。

まず、地盤物性のばらつきは、非線形モデルの基本パラメータであるせん断波速度のばらつきとして考慮する。また、強度定数は、本来不確定量として取り扱うべき量であるが、ここでは動的変形特性を非線形モデルとして用いているため、直接考慮しないこととする。他の地盤定数のうち、単位体積重量は一般にばら

再現するもの^{12),13),14)}、iv) 交番载荷を受けることによる累積損傷を考慮した損傷度指標に基づくもの¹⁵⁾、に大別できる。各手法による得られる計算値と実験値の比は、参考文献¹⁶⁾などに示されている。ここでは、図-9に示す道路橋示方書に基づいて算出した δ_u の計算値と実験値の比較に基づき、計算値の推定誤差の統計量として(実験値)/(計算値)の平均は1.13、変動係数は42.0%を用いる¹⁰⁾。

3) 曲げ降伏後せん断破壊するRC柱の変形性能

曲げ降伏後にせん断破壊する破壊モードを呈したRC柱の変形性能 μ_u は、式(7)により算定することができる⁷⁾。式(7)の精度は、正負交番载荷実験の結果との比較により報告されており、 α =(実験値)/(算定値)の平均は1.17、変動係数は41.5%である¹⁷⁾。式(7)による計算値と実験値の比較を図-10に示す。

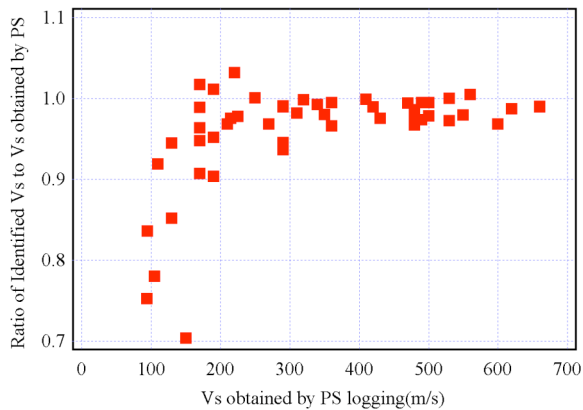


図-11 PS 検層による Vs と同定された Vs の比の関係

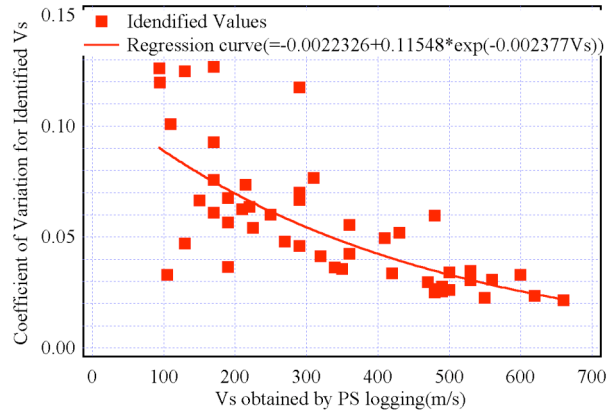


図-12 PS 検層による Vs と同定された Vs の変動係数の関係

つきが小さいことから、ここでは確定量として扱う。

次に、せん断波速度のばらつきとして、まず、調査結果の推定精度を、調査結果と実特性の差異に基づき評価する。その差異は、地震観測が実施され、せん断波速度構造が PS 検層により得られている地盤について、複数の弱震記録に基づいたせん断波速度の同定が実施され、その平均値（以後、同定平均値）が得られている既往の研究データ²¹⁾の分析により評価する。同定平均値と PS 検層によるせん断波速度（以後、 V_{sp} ）との関係を図-11 に示す。図中の縦軸は同定平均値と V_{sp} の比を示している。 V_{sp} が 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 200m/s 以下では、両者の比が 0.7 から 1.0 であり、同定平均値が小さな値となっている。サイト 1 における基礎底面より深い地盤の V_{sp} は 200m/s 以上であることから、 V_{sp} のバイアスは考慮しないこととした。次に、同定されたせん断波速度の変動係数と V_{sp} の関係を図-12 に示す。図には、 V_{sp} と変動係数の回帰式も示している。これより、 V_{sp} が小さくなるにつれ、変動係数も大きくなり V_{sp} が 100 から 200m/s の間でばらつきが大きくなっている。この結果を踏まえ、GL-9.35m 以浅の沖積層のせん断波速度の変動係数は、図-12 より、 V_{sp} が 100m/s に対する平均的な変動係数 0.09 を有する正規分布の確率変数とした。

次に、地盤物性の空間分布として、GL-9.35m 以深の洪積層のせん断波速度のばらつきは、その平均値が深度とともに増加し、その平均値に対してせん断波速度の鉛直方向の空間分布が相関距離 1.0m のガウス型の自己相関関数にて分布していると仮定し、算出した。ここで用いた相関距離は、既往の地盤強度の鉛直方向の値に関する調査データの平均的な値²²⁾であるが、サイト 1 におけるせん断波速度が 1.0m 間隔にサスペンション方式の調査法で得られていることから、GL-9.35m 以深のせん断波速度の自己相関関数を算出し、その値と比較した。その分析に際して、せん断波速度は、直線で回帰した深度 (D) とせん断波速度 ($V_s=6.261D+121.627$; m/s) との差分値を用いた、その結果、相関距離が 1.0m より大きくないことが確認できた。ここで、せん断波速度の平均値は、直線で回帰した深度との関数より得られる各層中心位置の値とし、変動係数は V_{sp} が 200m/s に対する値 0.07 を用いた。

これら地盤物性のばらつきを考慮した地盤モデルを 1000 ケース作成した。その際、その地盤モデルへの入力地震動として用いる参照地震動は、次章の 5.1 節で示される生起確率に応じた最大加速度を有する 20 波の地震動群を用いる。地盤モデルとの組み合わせは、20 波の参照地震動に番号付けを行い、地盤モデル毎に 1 から 20 の間の一様乱数より得られる番号の地震動を抽出するという方法により行った。

地盤物性の不確定性を考慮する際、地盤ばねも地盤のせん断波速度のばらつきに応じてばらつくことになる。杭体の性能は設計上の値を確定値として考慮することから、式(5)に示した地盤ばねの不確定性は、地盤のせん断波速度のばらつきに起因する杭と地盤の相互作用を表す特性値 β 、および軸方向バネ定数 K_v のばらつきとして評価する。

5. 地震作用の特性

5.1 参照地震動

ここで、参照地震動は、対象位置に影響を及ぼす震源断層により、断層破壊過程の不確定性の影響を考慮し香川の方法²³⁾により算出した解放基盤上($V_s=300\text{m/s}$ 相当地盤)での複合波とする。その際、図-1に示した2地点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²⁴⁾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。内陸の活断層の地震規模 M は7.1から7.7程度であり、海溝型地震の地震規模は東南海地震が8.1前後と南海地震が8.4前後となっている。

断層の破壊過程の不確定性として、内陸の活断層では、断層面を固定し、地震調査研究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通り生成した。それら5つの確率変数の特性のうち、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は前述の地震調査研究推進本部の設定値を平均値、変動係数0.1とする正規分布、破壊開始点および破壊伝播速度は一様分布とした。参照地震動は、それら20通りの破壊シナリオに対して算出した。この操作を対象とする全ての活断層に対して実施し、合わせて120の参照地震動を作成した。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2つの断層が同時に破壊する組み合わせ16通り(=4×4)も考慮し、合計24通りの破壊シナリオを生成し、それらに対する参照地震動を算出した。合わせて144の参照地震動を算出した。ここで、断層の破壊過程の不確実性を考慮して算出した地震動の数は、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、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、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値として位置づけている。

次に、両サイトで算出した参照地震動の最大加速度に関する地震ハザードを図-13に示す。最大加速度の距離減衰式には、安中ら²⁵⁾による距離減衰式を用いた。地震ハザードは、対数軸上での一目盛り、例えば 0.1m/s^2 から 1.0m/s^2 区間を10等分割となるように設定した最大加速度(0.56m/s^2 から 35.46m/s^2 まで19個)について算出した。次に、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)の最大加速度を有する参照地震動を先に算出した震源毎の参照地震動より20波抽出する。その抽出に際して、その最大加速度に対する各震源の貢献度を考慮して、震源毎の抽出数の配分を行った。その配分方法には、貢献度および20波をそれぞれ得票数、当選者数とみなし、比例選挙で用いられる比例ドント方式を用いた。ここで、貢献度とは、設定した各最大加速度以上の地震動が各サイトで生じる場合、そのような地震がどの地震活動域で発生したものであるかを示す条件付き確率を表す²⁶⁾。最後に、抽出された参照地震動は、それら最大加速度を抽出の基準とした値に基準化した。この操作により、抽出された20波の地震動は、対象とした最大加速度毎の地震ハザードが保有する生起確率が付与された地震動群(以後、生起確率付き地震動群と呼ぶ)となる。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-14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異なることが分かる。さらに、参照地震動の性質を把握するため、神山²⁷⁾により示された速度スペクトルの短周期、また長周期側のコーナー周期の期待値である $2\pi * \text{PGV}/\text{PGA}$ 、 $2\pi * \text{PGD}/\text{PGV}$ と最大加速度の関係を図-15に示す。これより、短周期側の指標($2\pi * \text{PGV}/\text{PGA}$)は、最大加速度に応じてわずかに長周期側へ変化し、長周期側の指標($2\pi * \text{PGD}/\text{PGV}$)は、最大加速度に応じて2極化する傾向が認められる。しかし、最大加速度によらず、2つの周期指標は、最大値毎に選択された地震動の震源が異なり、断層過程の不確実性の影響を考慮しているにも関わらず、ばらつきが大きく、そのばらつきの範囲が概ね同程度となっている。

5.2 地震作用

橋脚-基礎-地盤モデルへの作用地震動(入力地震動)には、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り得られる構造物位置の応答加速度時刻歴を用いた。地盤の非線形地震応答解析には、前述の1次元非線形応答解析法¹⁹⁾を用いた。また、サイト1では、各最大加速度について20波の参照地震動に対す

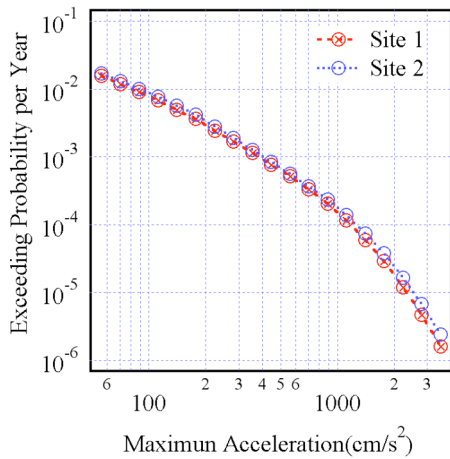


図-13 両サイトにおける地震ハザード曲線

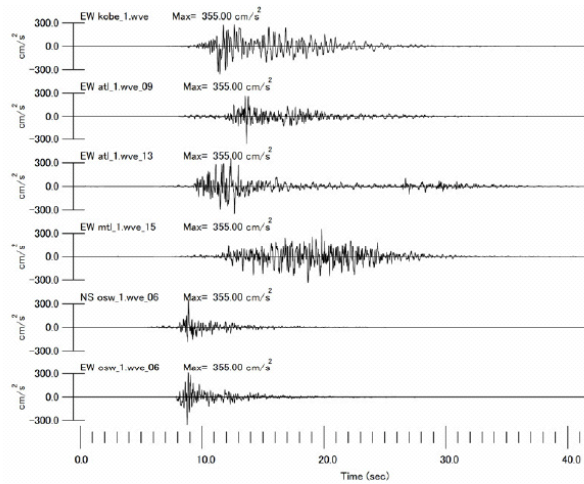


図-14 所要の年生起確率を与える最大加速度で基準化された参照地震動の例

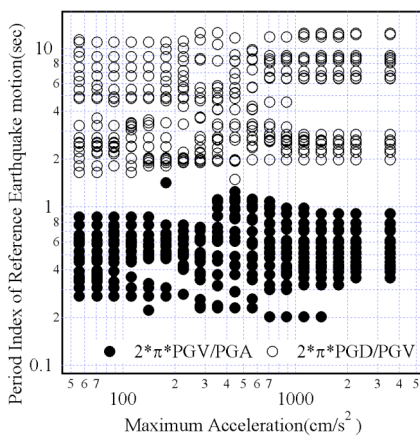
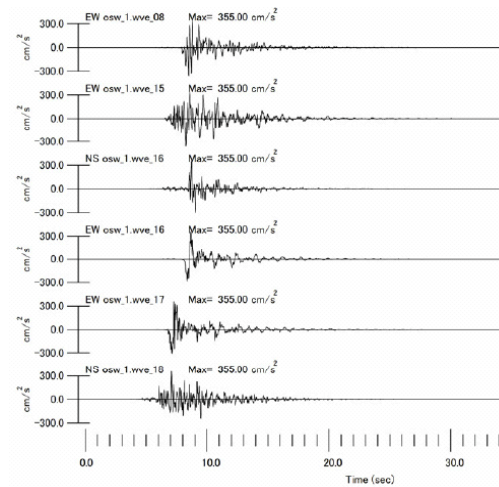


図-15 サイト1における参照地震動の最大加速度と参照周期の関係



る確定地盤モデルの応答としての作用地震動の評価に加え、参照地震動の最大加速度が1.12, 2.81, 5.62, 8.91, 11.22m/s²の5水準について地盤物性の不確定性の影響を考慮した作用地震動の評価を行う。

確定地盤モデルの地震応答解析により得られた作用地震動の最大応答加速度と参照地震動の最大加速度の関係を図-16に示す。さらに、図には、地盤物性のばらつきも考慮して算出した作用地震動の最大加速度の分布も合わせて棒線で示す。硬質地盤であるサイト1の方がサイト2より、最大加速度の増幅度が大きいことが分かる。特に、サイト2では参照地震動の最大加速度が3.0m/s²より大きくなると、作用地震動の最大値は参照地震動より小さな値となっている。これは、サイト2における基礎下のせん断波速度がサイト1に比べ小さく、地盤材料の非線形化の影響が現れたものと考えられる。また、地盤物性のばらつきの影響は、参照地震動の最大加速度の大きな8.91, 11.22m/s²にて若干みとめられるが、作用地震動のばらつきは断層の破壊過程の不確定性や震源断層の差異などに起因する参照地震動のばらつきと同程度となっている。さらに、参照地震動の最大加速度が5.62cm/s²に対する作用地震動の加速度応答スペクトル (h=5%) を図-17に示す。両サイトの地盤特性の差異が明瞭にあらわれ、周期2.0秒以上のやや長周期側でサイト2のスペクトル値がサイト1より大きな値となっているものの、それより短周期側ではほぼサイト1のスペクトル値が大きな値となっている。これらより、参照地震動は、最大加速度が同一でも、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。

最後に、参照地震動の最大値が 5.62, 11.22m/s² の 2 水準について、確定地盤モデルによる作用地震動の加

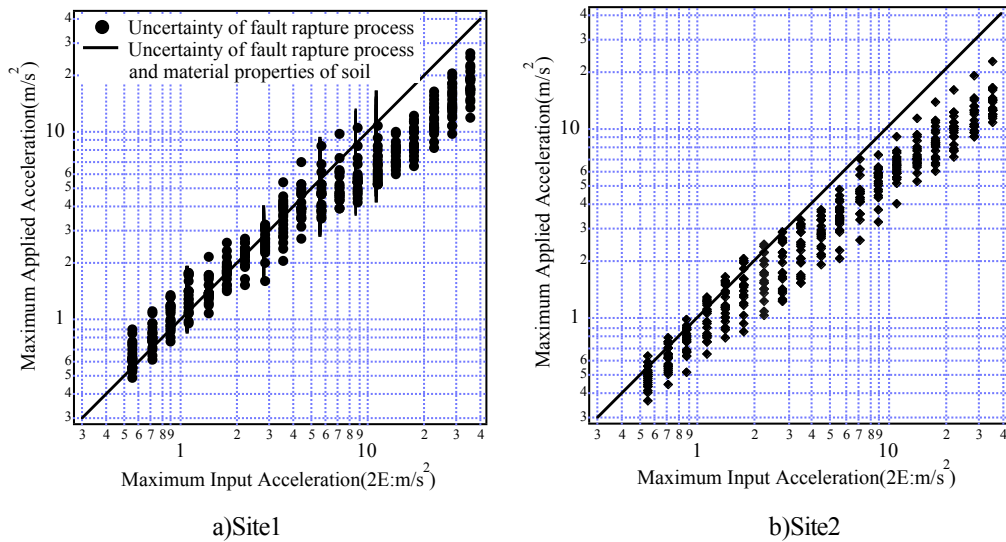


図-16 参照地震動の最大加速度と作用地震動の最大加速度の関係

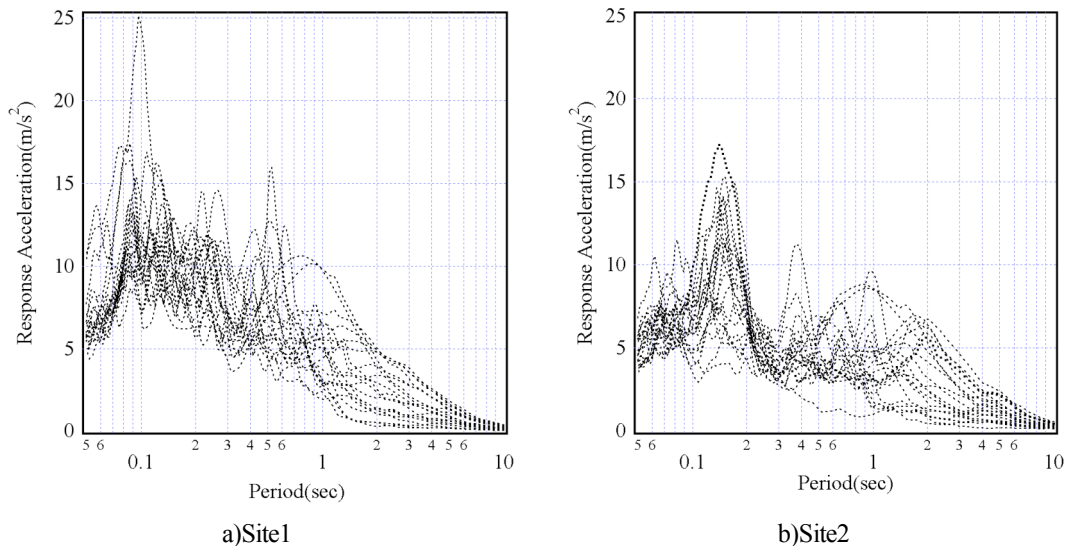


図-17 基準化最大加速度 5.62m/s^2 に対する作用地震動の加速度応答スペクトル($h=5\%$)の比較

速度応答スペクトルと地盤物性の不確実性を考慮することにより得られる作用地震動の加速度応答スペクトルの周期毎の平均と平均±標準偏差との関係を図-18に示す。これより、確定地盤モデルに対する20地震波の加速度応答スペクトルは、ほぼ地盤材料の不確実性を考慮した作用地震動の平均±標準偏差の範囲にあることが分かる。

7. 被災度に応じた損傷度特性

対象橋脚の被災度に応じた損傷確率と参照地震動の最大加速度の関係を以下に示す。ここでは、その関係を損傷度特性と呼ぶ。その評価に際して、2つの被災度を規定する4つの限界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。不確実性として、断層破壊過程に起因する参照地震動、各限界状態の応答値の推定誤差(確率変数 $\lambda_1 \sim \lambda_4$)、構造部材の耐力や復元力に関わる材料強度(コンクリート圧縮強度、鉄筋降伏強度)²⁸⁾、および地盤物性のばらつきを考慮している。また、動的解析は、最大加速度毎に、20波の作用地震動と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構造モデルとをランダムに組み合わせて作成した1000個のデータに対して実施した。

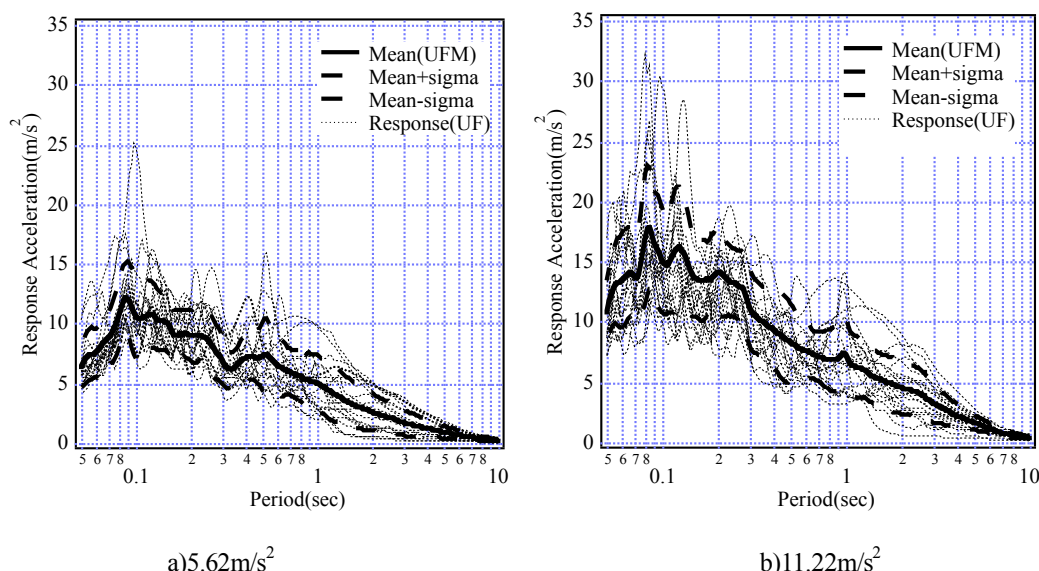


図-18 確定地盤モデルおよび地盤物性の不確定性を考慮した地盤モデルによる
作用地震動の加速度応答スペクトル(h=5%)の比較

7.1 地震動および構造性能の不確定性の影響

S39 橋, H2 橋および H8 橋の RC 橋梁モデルについて, サイト 1 における被災度 A, B に対する 3 つの限界状態個々の損傷度特性, および被災度 B 以上の損傷度特性を図-19 に示す. ここで, 被災度 B 以上の損傷度特性とは, 被災度 B 以上の損傷が生じる限界状態のうち, いずれかが生じた場合の損傷確率と最大加速度の関係であり, 限界状態個別の損傷度特性とは異なっている. また, この結果は, 地震動および構造性能の不確定性を考慮した結果であり, 地盤物性の不確定性の影響を含んでいない. S39 橋では, 基盤位置での最大加速度が 5.0m/s^2 程度で既に損傷確率が 1.0 に近い値となるのに対し, H8 橋では, 40.0m/s^2 近い地震動の作用に対しても損傷確率は 0.4 程度である. また, H2 橋では, 最大加速度が 3.0m/s^2 以降, 曲げ耐力に達する限界状態の被災度 B のみならず被災度 A のせん断破壊も生じている. このことは, 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, 種々の不確定性を考慮することにより, 設計時の想定と異なる破壊モードを示す可能性があることを示している. さらに, 個別の限界状態ではなく被災度 B 以上の損傷が生じる限界状態に着目すると, S39 橋は主にその限界状態を被災度 A のせん断破壊とし, H2 橋は被災度 B の曲げ耐力に達する状態のみならず被災度 A のせん断破壊の影響も認められる. さらに, H8 橋では, 主にその限界状態が被災度 B の曲げ耐力に達する状態となっている. このことは, 今後, 基礎や支承も含めた全体構造系を対象に同様の検討を行う際, 個別の限界状態の評価に加えて, このような被災度としての評価が重要となることを示していると考えられる. なお, 本解析では, 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, 曲げ耐力に達した場合でも, 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.

次に, サイトの差異が被災度に応じた損傷確率に及ぼす影響を把握するため, 被災度 B 以上となる両サイトの損傷度特性の比較を図-20 に示す. これより, S39 橋には, 顕著な地点毎の差異が認められないものの H2 橋には顕著な差異が認められる. この差異は, 参照地震動に対する作用地震動の特性が両サイトにて異なる最大加速度 4.0m/s^2 前後で現れており, 地盤特性の差異の影響といえる. S39 橋では, 損傷確率が最大加速度 4.0m/s^2 前後で既に 0.6 程度と大きな値となっており, 地盤特性の影響が現れる前に損傷が生じていることが分かる. さらに, H8 橋では 10.0m/s^2 を超える大きな加速度レベルにて, 地盤の比較的硬質なサイト 1 の損傷確率が大きくなっている. サイト 2 ではサイト 1 に比べ地盤が軟質であるため, 地盤材料の非線形性により, 地震動の増幅率が小さく, 作用地震動がサイト 1 に比べて小さいため, 被災度の差異が現れたものと考

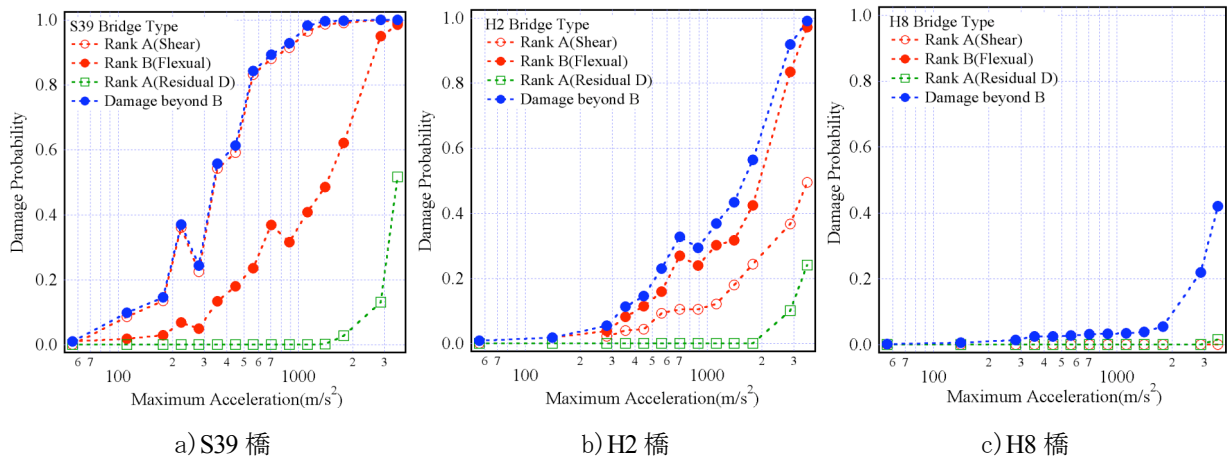


図-19 サイト1における被災度に応じた損傷度特性

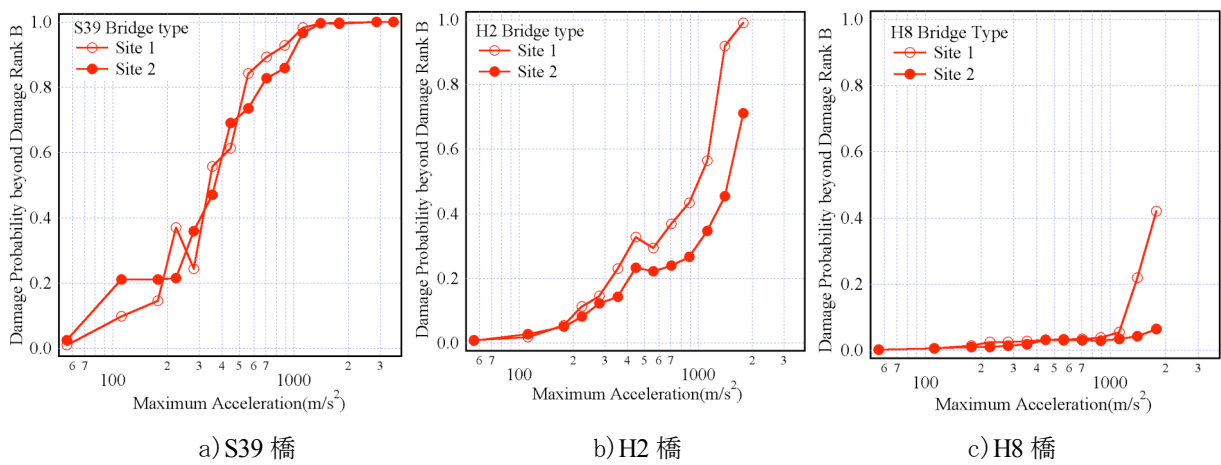


図-20 サイト1および2における被災度B以上となる損傷度特性の比較

えられる。これも、サイトに応じた地盤特性の影響と考えられる。

最後に、被災度B以上となる損傷に着目し、図-20に示した最大加速度に応じた被災度B以上となる損傷確率に各最大加速度の有する年生起確率を乗じることにより、その最大加速度に対して被災度B以上の被害生じる年生起確率（以後、リスク特性と呼ぶ）を求め、図-21に示す。各最大加速度の年生起確率は図-13に示したハザード曲線を加速度について微分することにより得られる。これより、被災度B以上の生じる可能性は、地点によらず、S39橋からH8橋と基準が新しくなるにつれ、大きく改善されていることが分かる。S39橋は、最大加速度が1.0から3.0m/s²、H2橋は最大加速度が3.0から4.0m/s²にてリスク特性がピークとなり、リスク特性のピークを与える最大加速度は、基準を改定した年度の新しいH2橋が若干大きくなっている。しかし、H8橋は、各最大加速度に対するリスク特性が 2×10^{-7} 程度以下と他の基準改定年代のリスク特性に比べ小さく、最大加速度が30.0m/s²以下で明確なピークを示していない。

各図に示した損傷確率と最大加速度の関係には、損傷確率の大小と最大加速度の大小に整合性が取れていない結果が一部に含まれている。構造物の応答解析により得られた極端な値の影響を強く受けた結果であり、今後の課題であるといえる。

7.2 地盤物性、地震動および構造性能の不確定性の影響

被災度B以上となる損傷度特性について、図-20に示した地震動および構造性能の不確定性を考慮したケースと、それに地盤物性の不確定性を考慮したケースとの比較を図-22に示す。これより、S39橋およびH8橋の被災度B以上となる損傷確率には、地盤物性の不確定性を考慮した場合と考慮していない場合との差異がみられない。しかし、H2橋については、両者の被災度B以上となる損傷確率に差異が認められ、それを考慮した場

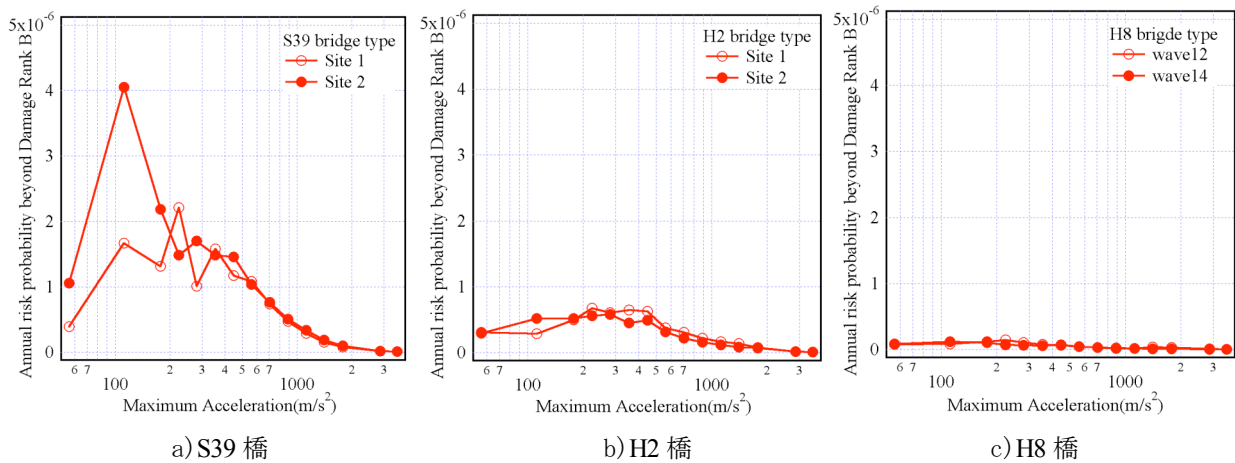


図-21 サイト1および2における被災度がB以上となるリスク特性の比較

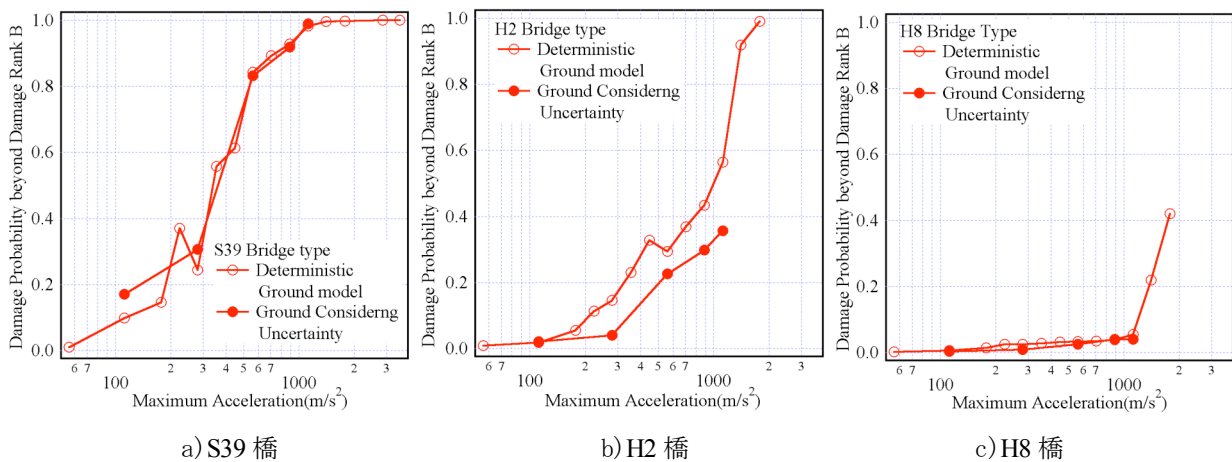


図-22 サイト1における被災度がB以上となる損傷度特性に及ぼす地盤媒質の不確実性の比較

合の損傷確率は、考慮しない場合に比べ、最大加速度が 3.0m/s^2 以上で小さな値となっている。一般に、地盤物性の不確実性を考慮することにより、地盤中に強度を平均特性より小さく評価する層が存在し、その非線形応答の影響により、加速度応答を小さく評価する傾向が見られる²⁹⁾。このことから、地盤物性の不確実性を考慮した作用地震動の最大加速度の平均値は、それを考慮しない場合に比べ小さいと考えられる。以上より、地盤材料の非線形化の影響が現れる最大加速度 3.0m/s^2 近傍にて損傷確率の大きくなるH2橋では、顕著にその影響が現れたものと推定される。これらのことは、被災度に応じた損傷確率に及ぼす地盤物性の不確実性の影響は、地盤の非線形性の影響が現れる加速度レベルと構造物の損傷が現れる加速度レベルとの関係に依存していることを示していると考えられる。

8. 結論

本論では、道路橋を対象事例とし、構造物の被災度と対応する損傷確率を実用的に評価する手法の構築と適用を行った。その手法は、構造物と地盤、さらにその地点に影響を及ぼす地震と地震動を考慮すること、つまり地点および震源依存性を考慮することを前提とし、構築した。また、構造物に作用する地震動は、対象とする地点に影響を及ぼす地震により発生する地震動を断層の不確実性を考慮して算出し、それと地震ハザードを組み合わせて、地震ハザードの算出に用いた最大加速度毎の生起確率付の地震波群として求めた参照地震動により評価した。この手法も、従来、構造物の損傷度特性を求める際に用いる入力地震動の特性と大きく異なり、本論の特徴の一つである。この一連の流れの構築に際して、次の3つの課題に対する取り組みを行った。

- I) 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応じた損傷状態の定義の明確化
- II) 個々の構成要素の損傷を評価する上での種々の不確定性の情報収集と定量化
- III) 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，構造物の断面性能として道路橋示方書の昭和39年，平成2年および平成8年における改訂年度別に試設計された3つの橋脚断面を有する杭基礎形式のRC橋梁の損傷状態に応じた被災度の損傷確率を算出した。これにより，RC橋梁の損傷状態に応じた被災度の損傷確率の算定までの流れの実効性が示された。さらに，以下のことが明らかとなった。

- (1) 参照地震動の特性は，最大加速度が同一でも，速度応答スペクトルにおける長・短周期側のコーナーと関連する周期指標のばらつきが大きいことから，加速度以外の特性である最大速度や最大変位，さらに周波数特性ともばらつきが大きい。さらに，周期指標のばらつきの程度は，最大加速度によらず同程度である。
- (2) 地盤物性の不確定性による作用地震動のスペクトル特性のばらつきは，その幅± σ の範囲に確定地盤モデルに対する参照地震動のばらつきがほぼ含まれることから，確定地盤モデルに対して著しくばらつきを増大させる要因とはならない。しかし，地盤物性の不確定性の影響は，それを考慮した地盤モデルと確定地盤モデルによる作用地震動のばらつきの平均値などの統計的性質の差異，さらに地盤の非線形性の影響が現れる加速度レベルと構造物の損傷が顕在化する加速度レベルとの関係に依存し，被災度の差異として現れる。
- (3) 構造物の耐力や復元力特性，さらに種々の不確実性に応じ，設計時にせん断破壊型や曲げ破壊型と判定されていたとしても，設計時の想定と異なる破壊モードが生じる可能性がある。
- (4) 被災度に応じた損傷確率は，サイト毎の参照地震動に対し，作用地震動の地盤特性に応じた増幅特性の差異に起因して異なる。その差異は，地盤のせん断波速度の大小などの地盤特性の差異に応じた地盤材料の非線形性の影響によって生じている。
- (5) 被災度に応じた損傷確率は，それと関連する幾つかの損傷状態のうち単一の損傷状態による被災度の損傷確率と必ずしも等しくならない場合もあり，関連するすべての損傷状態に対する損傷確率を評価することが望まれる。
- (6) 対象地点におけるRC橋梁は，S39橋，H2橋およびH8橋とその改訂年代が新しくなるにつれ，被災度がB以上となる最大加速度毎の1年当たりのリスク特性が，小さくなっている。特に，H8橋は，他の年代に比べ，1年当たりのリスク特性が著しく小さな値となっている。また，リスク特性の値が大きくなる最大加速度は，S39橋とH2橋で，1.0から3.0m/s²，3.0から4.0m/s²と大きくなっているものの，その差異は小さい。

ここで得られる損傷状態に応じた被災度の損傷確率の特性は，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。ここで示した手法の妥当性を明らかにするため，今後，既存の手法による損傷度曲線との比較を行うことが必要であると考えている。また，損傷確率の評価に際して，参照地震動の数や，モンテカルロ法による試行回数を適切に設定する方法は，今後の課題であるといえる。さらに，評価上の条件として基礎を線形弾性体と仮定したため，サイト2の様な比較的軟質な地盤の非線形応答として，加速度応答の増幅率の低下は考慮されているが，地盤変位の増加に伴う基礎の損傷の影響は考慮されていないことになる。この点は，一連の流れの構築という本論の目的を損なうものではないが，サイト2のような地盤における損傷確率の定量評価とその妥当性の検証に際して，重要な課題であり今後検討を行う予定である。最後に，生起確率付きの地震動群のグループ化に用いた地震動強さの指標についても，構造物の損傷評価という観点で検討する必要があると考えている。

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，江尻讓嗣，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株式会社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) International Organization for Standardization, ISO 23469:2005 Bases for design of structures – Seismic action for designing geotechnical works, <http://www.iso.org/>
 - 4) (社)日本道路協会, 道路震災対策便覧(震災復旧編), 2002
 - 5) 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.
 - 6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996.
 - 7) 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.
 - 8) 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
 - 9) 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.
 - 10) 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.
 - 11) 例えば, 町田篤彦, 睦好宏史, 豊田和彦: 鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究, 土木学会論文集, No.378/V-6, pp.203-212, 1987.
 - 12) 星隈順一, 運上茂樹, 川島一彦, 長屋和宏: 載荷繰返し特性と塑性曲率分布に着目した曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能とその評価法, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.877-888, 1998.
 - 13) 村山八洲雄, 須田久美子, 一宮利通, 新保弘: 繰返し荷重下における柱筋の座屈モデル, 鹿島技術研究所年報, 第42号, pp.93-98, 1994.
 - 14) 須田久美子, 増川淳二: 鉄筋コンクリート部材の崩壊挙動モデル, 鹿島技術研究所年報, 第47号, pp.17-22, 1999.
 - 15) 島弘, 伊藤圭一, 水口裕之: 曲げ破壊型RC橋脚における鉄筋座屈モデルによる靱性解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12, No.2, pp.741-746, 1990.
 - 16) 例えば, Park, Y.-J., and Ang, A.H.-S.: Mechanical seismic damage model for reinforced concrete, Journal of the Structural Engineering, ASCE, Vol.111, No.4, pp.722-739, 1985.
 - 17) 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.
 - 18) 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
 - 19) 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
 - 20) 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
 - 21) 佐藤智美: 地震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に関する研究ORI 研究報告 93-04, pp.107-125, 1993
 - 22) Nadim F., Einstein H. And RoBerds W., Probabilistic stability analysis for individual slope in soil and rock, Proc. Int. Cnf. on Landslide Risk Management, pp.63-98, 2005
 - 23) 香川敬生, ハイブリット合成法に用いる統計的グリーン関数法の長周期帯への拡張, 日本地震工学会論文集, 第4巻, 第2号, pp.21-32, 2004
 - 24) 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>
 - 25) 安中正, 山崎文雄, 片平冬樹, 気象庁87型強震計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

- 26) 石川裕, 奥村俊彦, 地域の集積リスクを考慮した想定地震の選定方法, 地域安全学会論文集, No.3, pp.199-206, 2001
- 27) Makoto KAMIYAMA, Spectral characteristics of strong ground motions in terms of peak values, Journal of J. S. C. E., No.531/I-34, pp.35-49, 1996
- 28) 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.
- 29) 中村晋, 秋山充良, 澤田純男, 地盤材料の不確実性を考慮したSRモデルへの作用地震動の評価手法について, 第40回地盤工学研究発表会講演概要集, 2005

(受理: 2005年11月11日)

(登載決定: 2006年4月5日)

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

Susumu NAKAMURA¹⁾, Mitsuyoshi AKIYAMA²⁾, Sumio SAWADA³⁾,

Tadashi ANNAKA⁴⁾ And Tsutomu NISHIOKA⁵⁾

1) Member, Professor, College of Engineering, Nihon University, Dr.Eng.

2) Associate Professor, Tohoku University, Dr.Eng

3) Member, Professor, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Dr.Eng.

4) Member, Tokyo Electric Power Design Cooperation, Dr.Eng.

5) Hanshin Expressway Co.Ltd., Dr.Eng.

ABSTRACT

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, the reference earthquake is evaluated by considering the uncertainty of rupture process on the fault. and the input motion acted on structure model as input motion is also evaluated by the one dimensional dynamic response analysis considering the uncertainty of the soil properties. The probability of a damage rank is evaluated by use of Monte carlo simulation technique.

Key Words: *Damage degree, Damage probability, Site/Source specific, RC road bridge, Uncertainty, Reference earthquake motion*