

地震リスク解析におけるフラジリティ曲線と地震損失関数

吉川弘道^{*1}・大滝 健^{*2}・前田欣昌^{*3}・中村孝明^{*4}

概要 地震リスク解析は地震被災度を定量的に評価するもので、防災計画の重要な指標になるとともに、LCC（生涯レンジの価格評価）、PML（予想最大損失）、BCP（事業継続計画）に対して直接的なコア技術となる。本文はこのような地震リスク解析のうち、エンジニアが直接関わるフラジリティ曲線と地震損失関数について調査／報告するものである。本文では、まずリスクの工学的定義と地震リスク解析について述べ、そのなかでのフラジリティ曲線と地震損失関数の位置付けを示す。次に、コンクリート構造物を対象としたこれらの基本算定式および推定方法について述べる。さらには、土木・建築構造物を対象としたこれらの評価事例を紹介する。

キーワード：地震リスク解析、フラジリティ曲線、地震損失関数、鉄筋コンクリート構造物

1. はじめに

地震リスク解析は、地震による被害を定量的に把握するもので、それを貨幣価値によって表現することにより、より身近な情報として活用価値を高めている。例えば、被害総額の予想は防災計画の重要な指標になるほか、LCC（生涯レンジの価格評価）、PML（予想最大損失）、BCP（事業継続計画）等における費用対効果分析を直接的に可能とする。

このような地震リスク解析には、地震の発生確率と資産喪失の規模を確率・統計的手法によって定量化する必要があるが、それには、①対象物の位置情報および局所的地盤特性、予測される地震動の規模、再現期間等、地震動に関する情報と、②対象物の重要度、構造特性、脆弱性等、対象物そのものに関わる情報が必要となる。両者には、それぞれ内包される不確実性が存在するが、それぞれ個別に検討を進めることができる。

本報では、まず始めにリスクの工学的定義と地震リスク解析について述べ、その中でフラジリティ曲線と地震損失関数が後者②に位置付けられることを示す。次に、これらの定義および基本算定式について述べ、それぞれの推定方法について記述する。さらには、鉄筋コンクリート橋脚や建築建物を対象としたこれらの評価事例を紹介する。

2. エンジニアリングリスク（狭義のリスク）

2.1 地震リスクの定義

リスク（risk）とは危険性を表す概念であるが、危険

の要因が存在することを定性的に示すハザード（hazard）と異なり、望ましくない結果を与える可能性の程度を定量的あるいはそれに近い形で示す概念と言える。すなわち、ある危険が同程度のハザードを有するとしても、結果が及ぼす影響が小さければリスクは低く、甚大であればリスクが高いということになる。さらに、確率で与えられない危険事象の発生の可能性を広義のリスクとすれば、エンジニアリングリスク（狭義のリスク）とは、事態の確からしさとその結果の組合せ、または事態の発生確率とその結果の組合せとして定義される¹⁾。ここで対象としている地震リスク $E(L)$ は、その大きさが確率およびその結果で与えられる狭義のリスクであり、地震の発生確率 $P(H)$ 、損失の発生する確率 $P(D/H)$ 、損失の規模 $E(L/D)$ の積によって、例えば次式で定義することができる²⁾。

$$E(L) = P(H) \cdot P(D/H) \cdot E(L/D) \quad (1)$$

2.2 地震リスク解析とは？

リスク解析の目的は、①保有するリスクを定量化することと、②リスク低減対策の効果を定量的に評価することとにあり、これを判断基準としてリスクのもたらす悪影響を最小限にしようとするのがリスクマネジメントである。これを地震リスクに当てはめると、地震による被害を定量的（金銭的）に算定し、耐震補強や地震保険などによるリスク低減対策の効果を定量的に評価することと言える。これによって、地震対策費用を含めたライフサイクルコストの最適化や防災事業計画、事業継続計画等の策定が可能となる。

さて、地震リスク解析を行うためには、先述のとおり下記のパラメーターを定量的に評価する必要がある。

- ① 地震発生の確率論的評価（hazard）
- ② 被害の発生確率または脆弱性の評価（vulnerability）

*1 よしかわ・ひろみち／武蔵工業大学 工学部 都市工学科 教授（正会員）

*2 おおたき・たけし／東急建設(株) 土木エンジニアリング部 課長

*3 まえだ・よしまさ／東急建設(株) 土木エンジニアリング部 課長代理

*4 なかむら・たかあき／榊原研究所 主席研究員

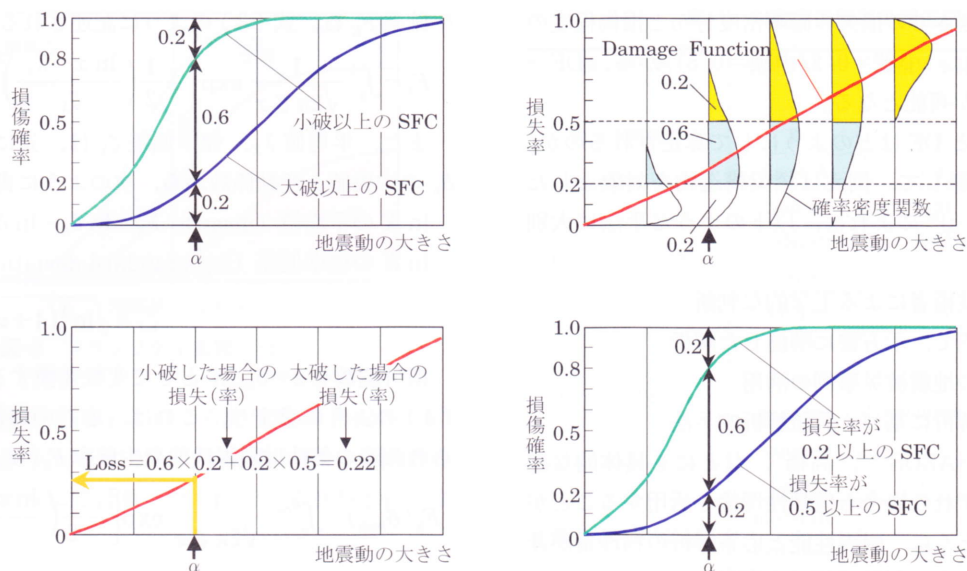


図-1 フラジリティ曲線 (SFC) と地震損失関数 (DF)

③ 損失規模の評価 (consequence)

このうち、①は歴史地震データや活断層データによる確率論的手法やシナリオ地震等に代表される決定論的手法により、建設地点の地震規模やその発生確率を地震危険度として評価するものである。①で評価される建設地点固有の地震動に対して、対象とする構造物が、ある限界状態を超える条件付確率を与えるのが②のフラジリティ曲線である。フラジリティ曲線は、様々な限界状態に応じて複数設定される。③は②で設定した複数の限界状態における構造物の損失規模を、損失額あるいは損失率 (再調達価格に対する損失額の比) と各限界状態の生起確率の積和、すなわち期待値として与えるもので、これが地震損失関数となる。このように、フラジリティ曲線と地震損失関数は、地震リスク解析の根幹を成すと考えてよい。

2.3 フラジリティ曲線と地震損失関数

被害の発生確率または脆弱性を表すためのフラジリティ曲線と損失規模を評価する地震損失関数は、図-1のように模式的に表され、以下のように定義できる単調増加一価関数である。以下、前者を SFC (Seismic Fragility

Curve)、後者を DF (Seismic Damage Function) と省略する。

・フラジリティ曲線：SFC

特定した被災規模 (大破、小破 etc.) に対する条件付き発生確率として定義される。地震規模 (通例、最大加速度または最大速度) を横軸とする確率分布関数として表されることが多い。

・地震損失関数：DF

地震規模に対する損失の規模で、単調増加関数となる。損失規模としては、損失金額 (復旧費用)、不通日数 (停止日数) または損失率 (総損失に対する割合) などが用いられる。

このような両関数は、統計確率論に基づく信頼性理論によって記述されるが、相互に変換できる相関関係を有する。これを図-1に模式化した。簡単のため、SFCとして小破と中破の2種別のみとし、地震損失規模 (損失率) を小破=0.2、中破=0.5としている。図-1左図では、SFC→DFへの変換を示しており、ある地震動の大きさにおいて、SFCによる損傷確率と対応する損失率により、一義的にDFが求まる。一方、右図では、あ

Seismic Fragility Curve and Damage Function in Earthquake Risk Analysis

By H. Yoshikawa, T. Ohtaki, Y. Maeda and T. Nakamura

Concrete Journal, Vol.45, No.10, pp.26~34, Oct. 2007

Synopsis Seismic risk analysis enables quantitative evaluation of earthquake damage levels which are important indexes for disaster prevention planning, and is an indispensable technique for evaluating life cycle cost, probable maximum loss and business continuity program. This paper focused on seismic fragility curves and damage functions used by engineers when analyze seismic risk. Firstly, engineering definition of the risk and the seismic risk analysis are presented and the role of the fragility curves and the damage functions are described. Secondary, their mathematical formulations and the evaluation procedures are introduced. Finally, some examples of the fragility curves and the damage functions applied to reinforced concrete structures are demonstrated.

Keywords : seismic risk analysis, seismic fragility curve, seismic damage function, reinforced concrete structure

る地震動の大きさでの損失の確率密度分布と損傷程度との関係（ここでは、小破=0.2/中破=0.5）から、DF→SFC への変換が可能となる。

さて、SFC と DF はどのようにして算定されるのか。SFC の算定に際して、例えば橋梁構造物を対象とした Shinozuka et. al³⁾ によれば、以下のような手法に大別される。

- (1) 専門技術者による工学的な判断
- (2) 準静的で、示方書に準拠した解析
- (3) 過去の地震被災事例の活用
- (4) 動的解析に基づく数値解析の手法

さらには、HAZUS^{4),5)}、高橋⁶⁾、などにも具体的な記述がある。いずれの場合も信頼性理論を活用することが必須であり、とくに、耐震性能と応答解析の物理量が非負であることから、対数正規分布関数 (lognormal distribution function) が多用される。

3. SFC と DF の基本算定式

3.1 SFC の算定式

まず、対数正規分布関数による SFC の基本式を示す。これは、Shinozuka et al³⁾、中村⁷⁾に基づいて定式化する。ただし、強震時の大変形による損傷を考える場合、当初、信頼性理論にて用いられてきた荷重/強度レベルでの比較より、応答変位/限界変位など変位レベルでの照査がより妥当である。そこで、構造物の応答変位を δ_R 、損傷レベル（大破、中破、etc.）の限界状態変位を δ_K とし、いずれも確率変数と考え、性能関数を $X = \delta_K / \delta_R$ のように定義する。そして、 δ_R が δ_K を超過する確率（限界状態発生確率） F_K は、 $X \leq 1$ が生起する確率であり、式 (2) によって表される。

$$F_K = \text{Prob.}(X \leq 1) \quad (2)$$

$$\text{ただし、} X = \frac{\delta_K}{\delta_R}$$

このような、応答変位や損傷レベル限界変位は、先述のように、対数正規分布でモデル化されることが多く、本文でもそのように仮定する（図-2）。すなわち、 δ_R 、 δ_K の中央値と変動係数を δ_{resp} 、 δ_k 、 ν_R 、 ν_K のように定義し、変数 $\ln X$ の平均値および標準偏差をそれぞれ λ_X 、 ζ_X とする。

したがって、式 (2) によって定義された限界状態発

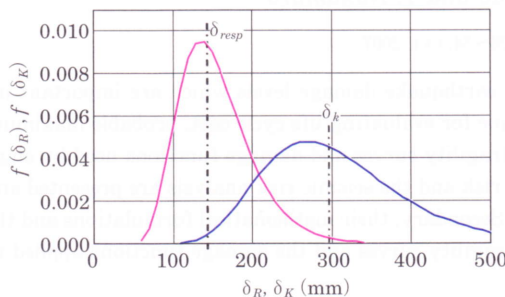


図-2 応答変位と限界状態変位の確率密度関数

生確率 F_K は、式 (3) のように記述される。

$$F_X = \int_0^1 \frac{1}{\sqrt{2\pi} \zeta_X x} \exp \left\{ -\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \lambda_X}{\zeta_X} \right)^2 \right\} dx \quad (3)$$

また、平均値 λ_X 、標準偏差 ζ_X は、先に導入した δ_R 、 δ_K の中央値と変動係数から、次のように書ける。

$\ln X$ の平均値 (mean) : $\lambda_X = \ln \delta_k - \ln \delta_{resp}$

$\ln X$ の標準偏差 (log-standard deviation) :

$$\zeta_X = \sqrt{\ln \left\{ (1 + \nu_K^2)(1 + \nu_R^2) \right\}}$$

積分関数を $z = \delta_{resp} X$ として変数変換すると、 F_K は式 (4) のように求まり、これは、応答中央値 δ_{resp} が与えられた時の条件付限界状態発生確率 $F_K(\delta_{resp})$ を表す。

$$F_K(\delta_{resp}) = \int_0^{\delta_{resp}} \frac{1}{\sqrt{2\pi} \zeta_X z} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln z - \ln \delta_k}{\zeta_X} \right)^2 \right] dz \quad (4)$$

ここで、地震動の規模に応じて δ_{resp} を $0 \sim \infty$ まで変化させると、限界状態 δ_k に対応した損傷レベルの発生確率となる。すなわち、与えられた損傷レベルでの地震損傷度曲線 SFC を記述したことになる。なお、式 (4) は、標準正規分布関数 Φ (standard normal distribution function) を用いて、次式のように略記される。

$$F_K(\delta_{resp}) = \Phi \left[\frac{\ln(\delta_{resp}/\delta_k)}{\zeta_X} \right] \quad (5)$$

ここで、2つのパラメーター（限界値の中央値と対数標準偏差） δ_k 、 ζ_X を fragility パラメーター (fragility parameter) と呼ぶ。SFC を設定することは、つまるところ、この2つの fragility パラメーターを求めることに帰着する。

3.2 DF の算定式

これまでの損傷レベルの発生限界 δ_K は、鉄筋コンクリート部材の場合、主鉄筋の降伏時 δ_y 、およびその整数倍によって表される変位靱性率（または曲率靱性率）によって推定することが多い。また、この応答変位 δ_{resp} は、地震動の大きさ（例えば、最大加速度 α ）によって決まるものと考え（と仮定して）、 $F_K(\delta_{resp}) \rightarrow F_K(\alpha)$ のように書き換える。

このようにすると、工学的に定義した各損傷レベル i の発生確率 $\text{Prob.}(c_i|\alpha)$ は、式 (6) のように相隣る SFC の差異によって算出される（図-3 参照）。

$$\begin{aligned} \text{無損傷} : \text{Prob.}(c_1|\alpha) &= 1 - F_1(\alpha) \\ \text{小 破} : \text{Prob.}(c_2|\alpha) &= F_1(\alpha) - F_2(\alpha) \\ \text{中 破} : \text{Prob.}(c_3|\alpha) &= F_2(\alpha) - F_3(\alpha) \\ \text{大 破} : \text{Prob.}(c_4|\alpha) &= F_4(\alpha) \end{aligned} \quad (6)$$

$$\text{ただし、} \sum_{i=1}^4 \text{Prob.}(c_i|\alpha) = 1$$

ここに、 c_i : 損傷レベル i における損失

ここでは、 $i=1$ （無損傷）、 $i=2$ （小破）、 $i=3$ （中破）、 $i=4$ （大破）、のように定義しており、図-3 はこのような4分類の例を示したものである。

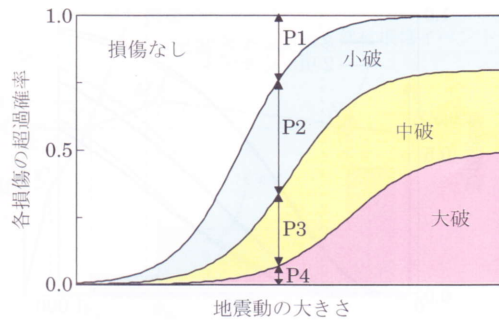


図-3 フラジリティ曲線 (SFC)

さらに、損傷レベル i における発生確率 $Prob.(c_i|\alpha)$ に対応する損失を c_i とすると、損失期待値 c_m は両者の積を全損傷レベルにて合算したもので、これが DF となる。すなわち、

$$\text{損失期待値: } c_m = \sum_{i=1}^n c_i Prob.(c_i|\alpha) \quad (7)$$

地震損失関数 DF は、損傷レベルの個数分（ここでは4つ）算出された SFC を期待値として一元化したものであると言える。これは、言い換えると、ある入力加速度 α に対して、4つの損傷レベルすべてが（多かれ少なかれ）混在していることを示すもので、信頼性理論の援用によって合理的かつシンプルに定式化された。

3.3 不確実性の源泉

さて、SFC と DF に与えるばらつきの根源は何か。ここでは、これまでの報告と解析をもとに、不確実性の源泉とこれらの対数標準偏差の報告例を示したい。まず、対数標準偏差について、構造物を対象とした既往の報告例を表-1 に整理した。これによると、これらの対数標準偏差は0.4~1.0にも及び、信頼性工学の中でも極めて大きい。

確率統計学によってばらつきを表す場合、その母集団の考え方に注意する必要がある。これまでの報告では、母集団をある特定の地震によって被災した数多くの構造物（建物）とした場合、これを‘包括的タイプ (Generic building type)’と呼び、形状寸法／性能等をモデル化した特定の構造物を対象とした場合には、‘建物に特有のタイプ (building-specific)’と呼ぶ⁴⁾。これらは自ずと母集団が異なり、その取り扱いも異なる⁵⁾。これは、集積リスクと個別リスクのような分類⁸⁾とも符号するものである。

このばらつきの源泉 (variety resources) をすべて解き明かすことは、到底不可能であるが、これらを定性的に論議することは有用であり、SFC および DF を基調とするリスク評価手法の発展と高度化には重要な検討課題である。

SFC の不確実性の要因（ばらつきの要因）は、例えば、以下の6つの成分にまとめられる⁸⁾。

1. 地震危険度の設定に関する不確実性
2. サイトの地震動評価に関する推定誤差

表-1 対数標準偏差の報告例

構 造 物	損傷度 ^{(5), (16), (24)}	対数標準偏差	参考文献
高速道路橋脚	C	0.59	中村ら ⁷⁾
	B	0.45	
	As or A	0.43	
Highway Bridges	minor	0.84	Shinozuka et al. ³⁾
	moderate	0.72	
	major	0.65	
	collapse	0.67	
Highway Bridges	slight	0.6 (recommended)	Mander ¹⁰⁾
	moderate		
	extensive		
	complete		
Railway Bridges	slight	0.45	HAZUS 99 ¹⁾
	moderate	0.55	
	extensive	0.60	
	complete	0.70	
Buildings (low-rise reinforced concrete)	slight	0.75	
	moderate	0.76	
	extensive	0.81	
低層戸建住宅	小 破	0.538	望月ら ⁹⁾
	中 破	0.445	
	大 破	0.467	
中高層住宅	小 破	0.672	
	中 破	0.679	
	大 破	0.677	
Buildings (low-rise wood frame)	slight	0.84	Grossi ²⁵⁾
	moderate	0.90	
	extensive	1.00	
	complete	0.97	

3. 地盤増幅特性の評価誤差
4. 地震動指標による構造物の応答評価誤差
5. 建物の耐力のばらつき
6. モデル化の不確実性

また、望月・中村⁹⁾らは、建築建物を対象として、以下のように分類している。

- ① 材料・施工精度のばらつき
- ② 地震動の推定誤差
- ③ 解析モデルの不確実性
- ④ 建物強度の固体差

これらの源泉は、情報量の増大によって改善されるものと改善には悲観的なものが混在する。また、ある特定の建造物を対象とした場合（個別リスク）には、①～③を考慮すればよく、広域地震リスク評価など建物群を対象とした場合（集積リスク）には、①～④が対象となる。

通常、これらの要因を個別に取り扱うことは得策でなく、統計学的または経験的な知見から一義的に設定する場合が多い。このような対数標準偏差は、複合偏差 (composite log-normal standard deviation) とも呼ばれ、耐震性能 (capacity) と応答 (demand) の両者を含んだものである¹⁰⁾。また、これらの複合偏差が、もう一つのフラジリティパラメーターである中央値と相関関

係がないことも例証されている³⁾。これは、中央値と対数標準偏差に一定の相関があると、各限界状態に対応したフラジリティカーブは互いに交差することになり、物理的に不自然となる。この例証は、フラジリティカーブの交差を否定する必要条件の一つである。

4. SFC の推定方法

4.1 被害事例に基づく統計的推定法

過去 10 数年にわたり構造物（道路橋、鉄道橋）の被災例（特に、1994 Northridge 1994、兵庫県南部地震 1995）が蓄積/整理され、被害分析のための最尤法に基づく統計学的手法が確立されつつある^{3),9)}。

最尤法（maximum likelihood method）は得られたデータ（被害データ）からその母数の確率分布を直接推定するための統計学的手法で、‘尤度（likelihood）’が最大となる関数のパラメーターを求めるものである。さらには、地震被害を対象とする場合、2 項尤度モデルおよび多項尤度モデルに大別できる⁹⁾。

・2 項尤度モデル：

まず、無作為に選ばれた被災事例 n 個を用意し、これらを複数に定義した被災レベル（小破。中破 etc.）で分類する。そして、ある特定の被災レベルについて、‘被災した’、‘被災しない’、のように 2 項反応に分別する。また、それぞれの被災事例について、地震動の大きさ（例えば、最大加速度 PGA, a_{mi} ($i=1\sim n$)）が得られているとする。

このような準備のもと、尤度関数は次式のように表せる。

$$L(a_{mi}; c_m, \zeta) = \prod_{i=1}^n F_z(a_{mi}; c_m, \zeta)^{q_i} \{1 - F_z(a_{mi}; c_m, \zeta)\}^{1-q_i} \quad (8)$$

ここで、 c_m ：SFC の中央値、 ζ ：対数標準偏差を表し、 q_j は事例 j が被災している場合： $q_j=1$ 、被災していない場合： $q_j=0$ なる 2 値関数である。そしてこの尤度関数式 (8) が最大となるパラメーター c_m と ζ を求めることにより、SFC が同定される。

・多項尤度モデル：

2 項反応モデルは、損傷レベルごとに、例えば、中破の場合、‘中破以上に被災している’、‘中破以下である’に 2 分する 2 値問題である。これに対して、複数の被災レベルを一括して処理する場合、多項反応モデルによる多値問題として扱うことが得策である。この場合、尤度関数は次式のように表せる。

$$L(a_{mi}; c_{mj}, \zeta_j) = \prod_{i=1}^n \prod_{j=0}^m P_{E_j}(a_{mi}; c_{mj}, \zeta_j)^{q_{ij}} \quad (9)$$

ここで、 i は観測データを、 j はその背反事象を表す。

小破、大破などの 2 項尤度モデルとして個別に評価した場合、観測結果が得られている地震動領域以外は想定した確率分布による外挿となる。この場合、外挿範囲では小破より大破の方が、発生確率が大きくなる（発生し

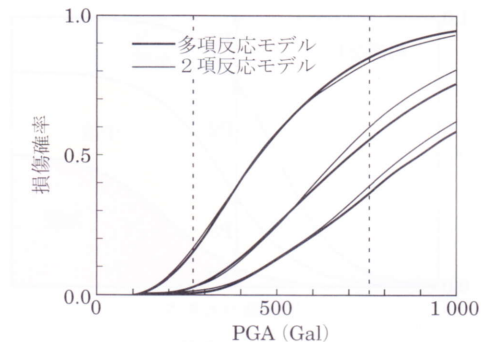


図-4 戸建住宅の SFC 算定例⁹⁾

やすくなる）という矛盾が生じる。これを回避するには、各損傷レベルの対数標準偏差を一定値とした多項反応モデルが有効となる。ここで、これらの両手法によって得られた戸建住宅の SFC 算定例を図-4 に示した。

4.2 解析的手法による推定方法

(1) 静的非線形解析による方法

キャパシティスペクトル法（capacity spectrum method）は、HAZUS⁹⁾における SFC 算定で用いられている手法であり、構造物の静的非線形解析（Pushover 解析）より得られるキャパシティスペクトル（capacity spectrum）と地震応答スペクトルから得られるディマンドスペクトル（demand spectrum）を、図-5 に示すように重ねて表示することにより、その交点から想定する限界状態の中央値を決定する方法である。ここで不確実性は、キャパシティスペクトルとディマンドスペクトル両者に存在するが、これは先述のように、複合偏差として考慮することができる。

キャパシティスペクトル法では Pushover 解析の結果とディマンドスペクトルの交点から、SFC を推定するが、Pushover 解析のモデル化において、仮定する対象構造物の部材特性（ $P-\delta$ 曲線、 $M-\theta$ 曲線など）と損傷レベルの区分を対応させることにより、構造物の限界状態を定義することができる。例えば、図-6 に示すように、単柱式橋脚の場合は単純な $P-\delta$ 曲線上に、また、ラーメン橋脚やラーメン高架橋の場合には、塑性ヒンジの形成順序に従い多直線グラフ上に、損傷発生をイベントとしてカウントし、各損傷レベルと対応させることができる。いずれの場合も、示方書などに記された手順に

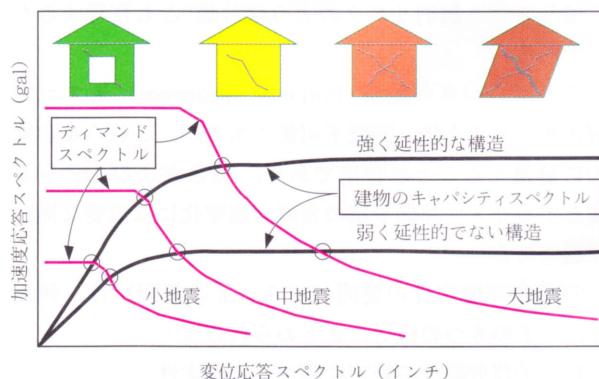


図-5 キャパシティスペクトルによる SFC の推定⁹⁾

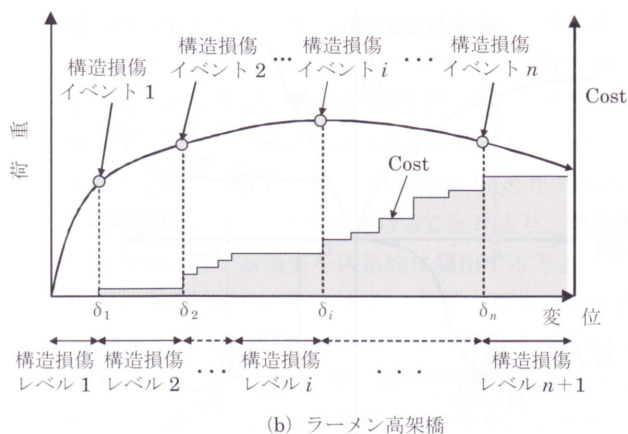
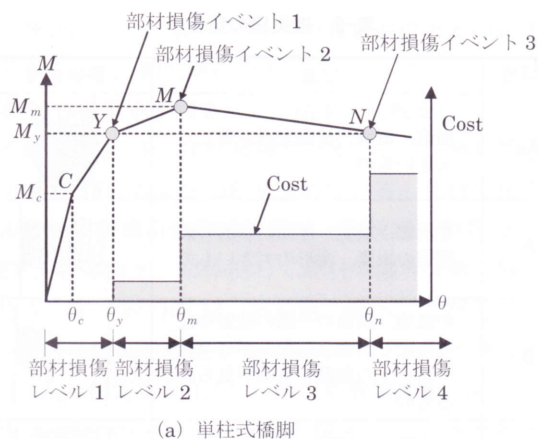


図-6 部材特性と損傷レベルの対応

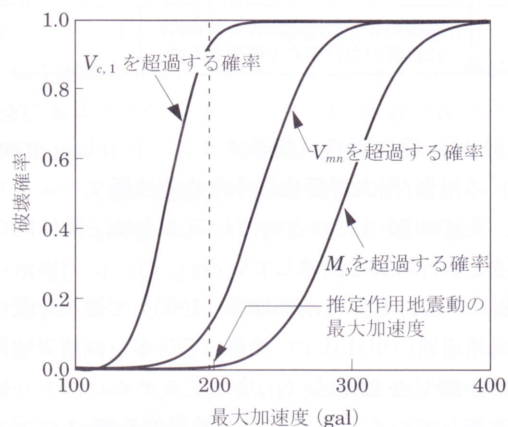


図-7 非線形応答解析による SFC の推定¹¹⁾

より、簡易的に $P-\delta$ 曲線を算定し、限界状態と損傷レベルの区分を、この $P-\delta$ 曲線の変位軸上に定義することができる。SFC は、これらの限界状態を中央値として式 (5) によって算定することができる。ただし、ばらつきを表す対数標準偏差は、複合偏差として与える必要がある。

(2) 動的解析による方法

動的解析によって SFC を求めるには、入力時震動と構造物の材料や諸元の不確実性をそれぞれ考慮したモデルを作製し、モンテカルロシミュレーションを行うのが一般的である^{11), 12)}。例えば想定する地震動強さごとに振幅特性や位相特性のばらつきの影響を考慮した地震動を用い、同様に材料特性や構造諸元のばらつきを考慮した解析モデルを作製する。これらを適宜組合せて非線形地震応答解析を行い、得られた構造物の最大応答値 (損傷度) と最大加速度等の入力地震動の関係を回帰分析や最尤法によって求め、SFC を推定する。地震動および構造物の持つ不確実性は、それぞれ数値解析のなかで考慮されることになる。このようにして求められた SFC の一例を図-7 に示した。

5. DF の推定方法

5.1 被災事例に基づく統計的推定法

被災事例によって DF を推定するには、観測地震動の

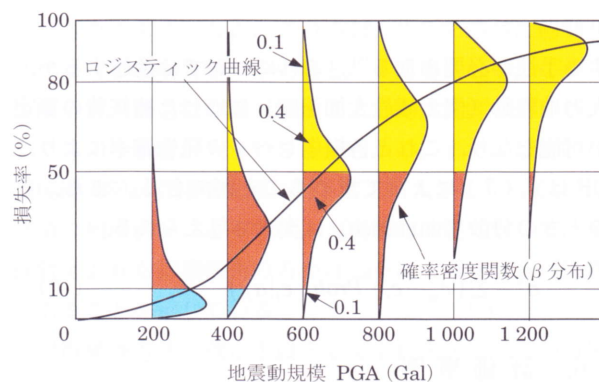


図-8 被害事例に基づく DF の推定

大きさとその地震動による損失率の関係が統計データとして必要である。地震の強さは、観測地震動のほか、距離減衰式や様々な解析的手法によって推定することができる⁷⁾。また、損失率については、構造物の損傷レベルに応じた補修費として算出することができる¹³⁾。今、図-8 に示すように損失率を $[0, 1]$ の間の数値をとる目的変数と考えれば、これはロジスティック回帰モデル (種類の異なる複数の説明変数を考慮でき、確率の予測に適している) によって推定するのが合理的である^{8), 14)}。また、ある地震動強さに対する損失率の確率分布は $[0, 1]$ という上下限値を有するため、標準ベータ分布 (standard beta distribution) で表現するのが妥当である。したがって、この損失率分布の平均値がロジスティック曲線によって与えられるとすれば、これらに含まれる未定係数は、先の統計データを用いて最尤法によって求められ、DF を推定することができる。このとき、この損失率の超過確率はその作用地震力に対する SFC を与えている。

5.2 解析的手法による推定方法

個々の構造物に対してその損失額を精度よく推定するためには、解析的手法が適している。図-9 は与えられた加速度に対して、損失率を算定する手順を示したものである。これには Pushover 解析による構造物の非線形解析が基本となるが、得られた損傷イベント (例えば図-6) に対して、損傷箇所に応じた補修費を詳細に積算

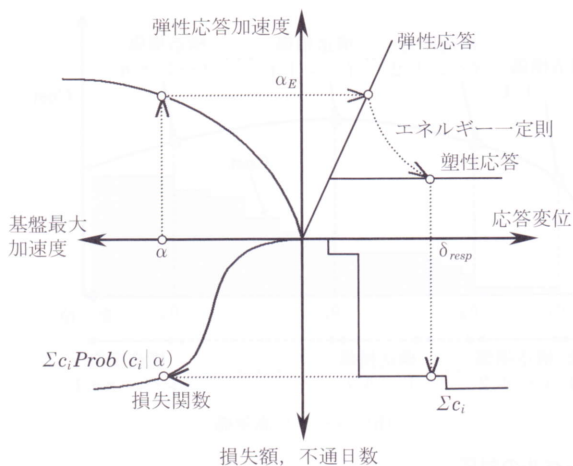


図-9 解析的手法によるDFの推定

する手法が必要となる¹⁵⁾。これについては後述するが、入力地震動（例えば最大加速度）に応じた補修費の算定が可能となり、これと各損傷レベルの発生確率により、DFは式(7)によって求めることができる。また、このときの分散 (variance) は次式で与えられる。

$$\sigma^2 = \sum_{j=1}^n (c_m - c_j)^2 \text{Prob.}(c_j | \alpha_B) \quad (10)$$

6. 評価事例

ハリケーンカトリナで世界に名を馳せた米国の連邦危機管理庁 (FEMA) は、自国における地震災害軽減のための損傷と損失評価 (damage & loss functions) を行う HAZUS⁴⁾ と AEBM³⁾ を開発し、我が国においてもよく知られている (HAZUS=Hazards U.S. AEBM=Advanced Engineering Building Module)。文献4) の HAZUS 99 は、その最新版として、米国国内を対象とした地震時の損傷と損失評価手法の手順を具体的に示している。また、

表-2 被災度の定義¹⁶⁾

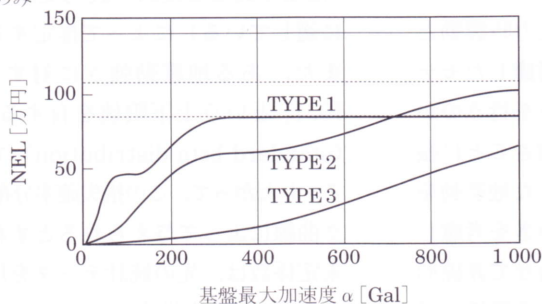
被災度	定義	被災状況
As	崩壊・倒壊、損傷変形が著しく大きいもの	
A	半倒壊、亀裂、座屈、鉄筋の破断等の損傷、変形の大きいもの	
B	中破壊、鉄筋の一部の破断やはらみだし、部分的なかぶりコンクリートの剥離や亀裂が見られるもの	
C	小破壊、ひび割れの発生や局部的なかぶりコンクリートの剥離が見られるもの	
D	損傷がないか、あっても耐荷力に影響のない極めて軽微なもの	

文献5) は、建物固有 (構造タイプ: building-specific type) の損傷/損失評価を行うための技術マニュアルであり、先述の図-5 で示されているように、具体的な評価手法と解析事例を提示している。

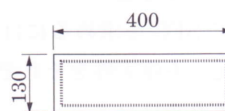
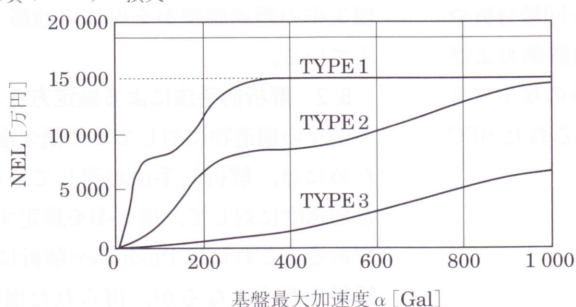
中村ら⁷⁾ は、兵庫県南部地震 [1995] で被災を受けた阪神高速道路の単柱式 RC 橋脚 (770 本) の被災情報をもとに、SFC を最尤法 (二項尤度モデル) により統計的に評価している。そこでは、被災度を表-2 に示すように As~D ランクに分類¹⁶⁾ し、被災度ランク A 以上、B 以上、C 以上に対応する SFC の地震指標の中央値 (median) と対数標準偏差 (log-standard deviation) を示している。

Shinozuka ら³⁾ は、SFC の算定手法について一連の研究を行ってきたが、文献3) では、ノースリッジ地震 [1994] における橋梁構造物 (1998 橋) の被害データか

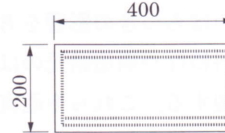
補修費のみ



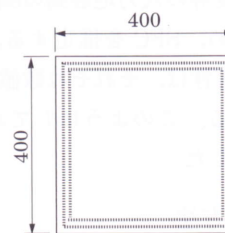
補修費+ユーザー損失



TYPE 1



TYPE 2



TYPE 3

図-10 単柱橋脚の損失額算定例¹⁷⁾

ら、統計的手法に基づく SFC の算定過程とその結果を提示するほか、動的解析やキャパシティスペクトル法による SFC の算定手順を示し、結果の比較を行っている。

遠藤ら¹⁷⁾は、RC 単柱橋脚を対象として、解析的手法を用いて SFC および DF を求めている。部材の損傷レベルは、鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）¹⁸⁾（以下、鉄道標準）に準拠して部材の限界状態（降伏耐力時 Y、最大耐力時 M、終局耐力時 N）で区分し、エネルギー一定則を仮定して、降伏震度（ k_h ）の異なる 3 橋脚（ $k_h=0.2, 0.5, 1.5$ ）の最大基盤加速度（peak bed-rock acceleration）と損失額の関係（DF）を比較・提示している（図-10）。ここに、ユーザー損失とは、橋脚の機能停止により供用者が被ると考えられる損失である。

服部ら^{19), 20)}は、多ヒンジ系構造物である鉄道ラーメン高架橋を対象として、非線形プッシュオーバー解析により SFC および DF を導く方法（damage function for multi hinge structure）を提示している。SFC は起こりうる限界状態の個数分の曲線が描かれることから、鉄道ラーメン高架橋のように複数の部材（部材数 n ）が複数の損傷区分（区分数 $k+1$ ）を辿る場合、 $n \times k$ 本の SFC が描かれることになる。なお、図-11 は $n \times k=18$ 本の場合の例を示している。

次に、解析的手法により DF を求める際の要素技術である前田らの方法^{15), 21)}を紹介したい。この方法は、地震規模によって損傷箇所と損傷度が変化する鉄道ラーメン

構造物の損失を、システムの的に評価することを試みたものである。この方法は、部材が限界状態（降伏耐力時 Y、最大耐力時 M、終局耐力時 N）を迎える度に構造損傷イベント（structural damage event）が発生するものと定義し、損傷フラグ（damage flag: 0-1 matrix）と構造損傷イベントを関連付けることにより、任意規模の地震動に対する損失を体系的に算出する方法（event flag matrix method）である。なお、損失は補修費用（直接損失）と不通日数から定まる営業損失（間接損失）を考慮している。図-12 は、設計基準年代が異なる 2 種類の高架橋（平成 4 年度版鉄道標準準拠、平成 14 年度版鉄道標準準拠）に対し、横軸に等価水平震度をとって、直接損失額、不通日数および間接損失額をそれぞれ算出したものである。なお、これらは、3.3 で述べた個別リスクに対する損失額の中央値として活用される。これらの図から、構造物の設計年代による降伏震度の違いが損失に与える影響が大きいことがわかる。また、最終的な間接損失額が直接損失額に対して 1 桁大きくなっており、鉄道の利用状況によっては、大規模な地震に対して、補修費用よりも営業損失の方がはるかに大きくなる可能性があることを示している。

耐震補強方法の選定手段として DF を活用している星谷・中村の事例²²⁾を紹介する。図-13 は、精密な電子部品を生産する電子機器工場を対象に、現状、建屋を補強した対策（I）実施後、および生産機器類の固定度を増す対策（II）実施後の 3 ケースの DF を示したものである。これらの対策により DF が著しく低下していること

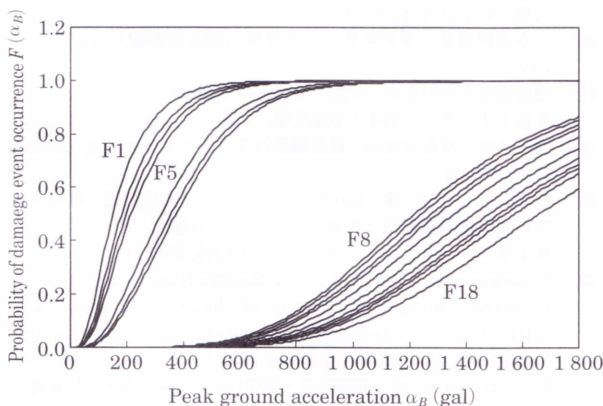


図-11 鉄道高架橋を対象とした fragility 曲線の一例¹⁹⁾

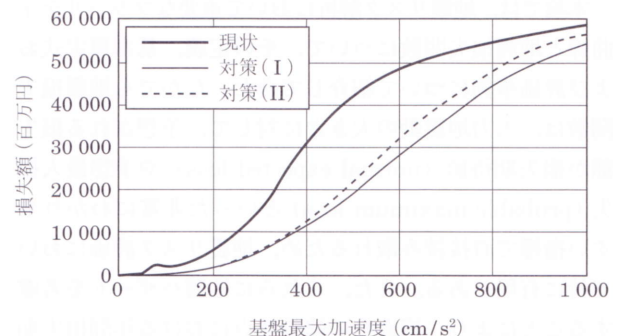


図-13 電子機器工場における耐震補強対策と地震ロス関数²²⁾

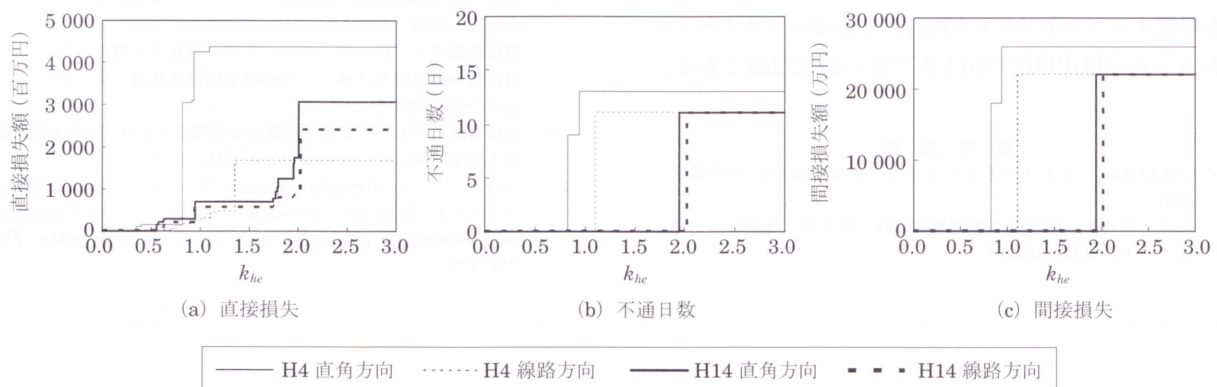


図-12 鉄道高架橋を対象とした地震損失算定結果¹⁵⁾

から、いずれの対策も有効であることが伺えるが、どちらを選ぶのが賢明だろうか。一般に、建屋を補強するための対策(Ⅰ)は大規模となり高価であるのに対し、生産機器類の固定度を増す対策(Ⅱ)は機器脚部をアンカーボルト等により固定するもので、対策(Ⅰ)に比べれば安価である。2つの対策の効果に大きな差がないことを考慮すると、対策(Ⅱ)を選択するのが賢明な判断となる。このように、DFは、耐震補強方法の定量的な判断ツールとして活用することができる。

神田ら²³⁾は、低層の鉄筋コンクリート造校舎を対象として、HAZUS¹⁾の枠組みを準用しながら、SFCを地表最大速度(peak ground velocity)で評価する方法を提示している。また、建設年代の違いや帯筋量、耐震壁の有無がDFに与える影響をシミュレーションしており、危険度の順位付けが行えることを示している。

また、高橋ら⁵⁾は、宮城県仙台市の2階建て木造住宅を対象に、建物所有者に適切な地震対策を説明することを目的とした地震リスクマネジメントを紹介している。100個の地表面地震波サンプルを作成し、対象住宅を2質点直列せん断モデルとした弾塑性地震応答解析を、モンテカルロ・シミュレーションを用いて行い、住宅の最大層間変形角と最大加速度から、DFを算出している。この方法を用いることにより、住宅の供用期間を設定すれば、免震装置採用の意思決定を定量的に行えることが示されている。

7. ま と め

本論では、地震リスク解析において重要なフラジリティ曲線と地震損失関数について、その定義、基本算定式および評価事例について紹介してきた。なかでも地震損失関数は、入力地震動の大きさに対して、予想される損失額が損失期待値(normal expected loss)や予想最大損失(probable maximum loss)といった非常にわかりやすい指標で直接読み取れるため、地震リスク評価において特に有用である。また、これらに地震ハザードを考慮することにより、構造物の建設地点における年間損失期待値や、地震動規模を消去した損失の確率的評価(いわゆるリスクカーブ)が可能となる。これらの指標はいずれも地震リスクマネジメントにおいて必須のパラメーターであり、その推定精度の向上が今後の研究課題である。

参 考 文 献

- 1) JIS Q 2001: リスクマネジメントシステム構築のための指針, 2001
- 2) 和田 章ほか: 建築物の損傷制御指針 第6章 地震リスクマネジメント, 丸善, 1998, 9
- 3) Shinozuka, M., Feng, M., Q., Kim, H., Uzawa, T. and Ueda, T.: Statistical Analysis of Fragility Curves, Technical Report submitted to MCEER under Federal Highway Administration Agency., 2001
- 4) FEMA, HAZUS 99: Technical Manual. Federal Emergency Management Agency, Washington DC., 1999
- 5) FEMA, HAZUS-MH MR 1: Technical Manual, Vol. Earthquake Model. Federal Emergency Management Agency, Washington DC., 2003
- 6) 高橋雄司・正木信男・穴原一範・五十田博: 地震危険度の高い地域の建物を対象とした地震リスクマネジメント, 日本建築学会構造系論文集, 第591号, pp.25~33, 2005.5
- 7) 中村孝明・長沼俊彦・静間俊郎・篠塚正宣: 統計解析による道路橋脚の地震時損傷確率に関する研究, 第10回日本地震工学シンポジウム論文集, Vol.3, pp.3165~3170, 1998.11
- 8) 吉川弘道・中村孝明: 土木/建築施設の地震リスク評価とコンクリート構造物への適用, コンクリート工学, Vol.45, No.4, pp.16~22, 2007.4
- 9) 望月智也・中村孝明: 多項反応モデルによる地震時損傷度曲線の統計的推定, 土木学会 第2回リアルタイム地震防災シンポジウム論文集, pp.45~50, 2000.5
- 10) Mander, J., B.: Fragility Curve Development for Assessing the Seismic Vulnerability of Highway Bridges, Research Progress and Accomplishments 1997-1999, MCEER, University at Buffalo, The State University of New York, 1999
- 11) 土木学会: 2003年に発生した地震によるコンクリート構造物の被害分析, コンクリートライブラリー 114, 2004.11
- 12) Bryant, G., N.: Analytical Fragility Curves for Highway Bridges in Moderate Seismic Zones, Ph.D. Thesis, Georgia Institute of Technology, 2005.12
- 13) 庄司 学・藤野陽三・阿部雅人: 高速道路橋システムにおける地震時損傷配分の最適化の試み, 土木学会論文集 No.563/I-39, pp.79~94, 1997.4
- 14) 北本廣平: RC構造物を対象としたDamage FunctionおよびFragility Curvesによる耐震性評価指標に関する研究, 武蔵工業大学工学研究科, 平成14年度修士論文, 2003.3
- 15) 前田欣昌・野口 聡・大滝 健・服部尚道・吉川弘道: RCラーメン高架橋の地震損傷イベント解析と地震損失評価, 構造工学論文集, Vol.53 A, pp.747~754, 2007
- 16) 日本道路協会: 道路橋震害対策便覧(震災復旧編), pp.78~79, 1988.2
- 17) 遠藤昭彦・吉川弘道: 鉄筋コンクリート橋脚に対する地震リスク評価手法の適用, 構造工学論文集, Vol.49 A, pp.435~446, 2003
- 18) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計), 1999.10
- 19) 服部尚道・大滝 健・前田欣昌・野口 聡・吉川弘道: 鉄道構造物の地震損傷期待値と地震リスクカーブの算定, 第12回日本地震工学シンポジウム, 0319, pp.1382~1385, 2006.11
- 20) Yoshikawa, H., Ohtaki, T., et al: Seismic Risk Assessment and Expected Damage Evaluation of Railway Viaduct, 10th International Conference on Application of Statistics and Probability in Civil Engineering, 2007.7
- 21) 野口 聡・落合 康・服部尚道・前田欣昌・大滝 健・吉川弘道: 鉄道ラーメン高架橋の地震被害解析と地震復旧費用の算定, 第10回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, B 3-1, pp.185~190, 2007.2
- 22) 星谷 勝・中村孝明: 構造物の地震リスクマネジメント, P.180, 山海堂, 2001.
- 23) 神田亜希子・三田 彰: 評価システムのモデル構築に着目した損傷建物の損傷確率評価, 日本建築学会構造系論文集, 第588号, pp.57~62, 2005.2
- 24) 建設省建築研究所: 平成7年度兵庫県南部地震被害調査最終報告, 第I編中間報告書以降の調査分析結果, 1996
- 25) Grossi, P.: Earthquake Damage Assessment: From Expert Opinion to Fragility Curves, 8th ASCE Specially Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability, PMC 2000-123