

Technical Note of the National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention No. 237

防災科学技術研究所研究資料

第237号

**Study on Probabilistic Estimation Method
of Seismic Damage for Structures**

構造物の地震損傷度評価手法の検討

February 2003

防災科学技術研究所研究資料

- 第150号 衛星リモートセンシングによるタイ中央平原西部クラシオ川流域の洪水地形分類 35pp. 1991年3月発行
- 第151号 大型耐震実験装置基礎補強工事（補強工事概要と基礎振動応答測定）137pp. 1991年3月発行
- 第152号 長岡における積雪の断面観測資料（1990.12～1991.4）100pp. 1991年10月発行
- 第153号 長岡における積雪観測資料（15）（1990.11～1991.4）14pp. 1992年3月発行
- 第154号 機器配管系支持部及び結合部の耐震性評価に関する研究報告書（第4報流送系の振動実験）90pp. 1992年3月発行
- 第155号 濃尾地震（明治24年）当時のアンケート調査回答集 841pp. 1992年12月発行
- 第156号 長岡における積雪観測資料（16）（1991.11～1992.4）15pp. 1992年7月発行
- 第157号 地殻破壊の前兆現象としての電磁放射の特性に関する研究（中間報告書）411pp. 1993年3月発行
- 第158号 長岡における気象観測資料（1）（1981.12～1991.4）64pp. 1993年3月発行
- 第159号 長岡における積雪観測資料（17）（1992.11～1993.3）14pp. 1994年3月発行
- 第160号 防災科学技術情報システム 34pp. 1994年3月発行
- 第161号 津軽平野における冬期気象観測資料（1986.12～1993.3）40pp. 1994年3月発行
- 第162号 長岡における積雪観測30年の記録（1964 / 65～1993 / 94年冬期）250pp. 1995年2月発行
- 第163号 つくば域降雨観測実験：TAPS レーダ観測（1993年）65pp. 1995年2月発行
- 第164号 長岡における積雪観測資料（18）（1993.11～1994.4）15pp. 1995年3月発行
- 第165号 中国崑崙山脈策勒河上流における気象観測結果（1991年9月～1994年8月）94pp. 1995年3月発行
- 第166号 地殻破壊の前兆現象としての電磁放射の特性に関する研究（最終報告書）314pp. 1995年3月発行
- 第167号 日米雪崩共同研究招聘研究者等報告書 47pp. 1995年10月発行
- 第168号 日本の災害なだれ（Ⅱ）73pp. 1995年11月発行
- 第169号 地すべり地形分布図 第7集「新潟」－5万分の1・16葉. 1996年3月発行
- 第170号 相模湾の気象・海象（その1）200pp. 1996年2月発行
- 第171号 新庄の平地における積雪断面観測結果（1988 / 89年～1994 / 95年7冬期）140pp. 1996年2月発行
- 第172号 大型耐震実験施設利用実験概要集 202pp. 1996年3月発行
- 第173号 積雪分布と気象観測資料（1）（1991.11～1992.7）50pp. 1996年3月発行
- 第174号 長岡における積雪観測資料（19）（1994.11～1995.4）12pp. 1996年3月発行
- 第175号 新庄雪氷防災研究支所における降積雪観測（1984 / 85年～1994 / 95年11冬期）74pp. 1996年3月発行
- 第176号 長岡における積雪観測資料（20）（1995.11～1996.4）12pp. 1996年8月発行
- 第177号 相模湾の気象・海象（その2）179pp. 1997年2月発行
- 第178号 地すべり地形分布図 第8集「日光」－5万分の1・16葉. 1997年3月発行
- 第179号 新庄における1995 / 96年冬期の気象積雪観測 39pp. 1997年3月発行
- 第180号 新庄雪氷防災研究支所における気象観測（1984 / 85年～1994 / 95年11冬期）167pp. 1997年3月発行
- 第181号 つくば域降雨観測実験：TAPS レーダ観測（1994年）76pp. 1997年3月発行
- 第182号 長岡における積雪観測資料（21）（1996.11～1997.3）11pp. 1997年9月発行
- 第183号 Kyoshin Net 強震データ CD-ROM Vol.2－平成9年強震データ（1月－6月）土質データ. 1997年10月発行
- 第184号 地すべり地形分布図 第9集「岐阜」－5万分の1・16葉. 1998年3月発行
- 第185号 Kyoshin Net 強震データ CD-ROM Vol.3－平成9年強震データ（7月－12月）土質データ. 1998年3月発行
- 第186号 長岡における積雪観測資料（22）（1997.11～1998.4）14pp. 1998年7月発行
- 第187号 Kyoshin Net 強震データ CD-ROM Vol.4－平成10年強震データ（1月－6月）土質データ. 1999年3月発行
- 第188号 新庄における新積雪の密度と結晶形（1974 / 75年～1985 / 86年12冬期）64pp. 1999年3月発行
- 第189号 地すべり地形分布図 第10集「飯田」－5万分の1・16葉. 1999年3月発行
- 第190号 大型せん断土層を用いた液化化地盤におけるRC杭基礎の振動実験 109pp. 1999年3月発行
- 第191号 関東地区の孔井データ資料集 80pp. 1999年3月発行
- 第192号 Kyoshin Net 強震データ CD-ROM Vol.5－平成10年強震データ（7月－12月）土質データ. 1999年3月発行
- 第193号 NIED Seismic Moment Tensor Catalogue January-December, 1998 35pp. 1999年5月発行
- 第194号 長岡雪氷防災実験研究所における雪氷コア研究への取組み 9pp. 1999年8月発行
- 第195号 長岡における積雪観測資料（23）（1998.11～1999.4）14pp. 1999年10月発行
- 第196号 Kyoshin Net 強震データ CD-ROM Vol.6－平成11年強震データ（1月－6月）土質データ. 1999年12月発行

構造物の地震損傷度評価手法の検討

大井昌弘*・水谷守**・諏訪仁***・野畑有秀***・山田守***・藤原広行*

*独立行政法人 防災科学技術研究所 防災基盤科学技術研究部門

**株式会社 モダンエンジニアリング アンド デザイン

***株式会社 大林組 技術研究所

我が国では、以前より地震災害に対して様々な対策が施されてきた。しかし、1995年1月17日の兵庫県南部地震は、それまでの地震対策が必ずしも十分ではなかったことを世に知らしめるものであり、地震被害に関する貴重なデータを残すものとなった。

兵庫県南部地震以降、地震災害の低減を目的とした精度の高い地震被害予測手法の開発が要求されている。地震や地震動に関する知見はこの数十年間に大きく進歩し、また、近年の構造物強度評価に関する技術の発展も著しい。このような状況において、これらの知見や技術と強震動記録や地震被害データとを適切に組み合わせることにより、地震被害予測手法を高度化することは重要なことである。

独立行政法人防災科学技術研究所では、平成13年4月より、特定プロジェクト「地震動予測地図作成手法の研究」を開始した。このプロジェクトでは、「確率論的手法による地震動予測地図作成手法の研究」、「シナリオ地震による地震動予測地図作成手法の研究」、「強震動・震災被害予測システムに関する研究」を実施している。「強震動・震災被害予測システムに関する研究」のサブテーマの1つである「震災被害予測手法に関する研究」では、構造物の地震損傷度評価手法の検討を実施しており、本報告書はその初年度の検討内容をまとめたものである。

本研究では、震災被害予測システムに用いる地震損傷度曲線に関して、信頼性解析技術の最新の知見に基づき、地震被害データを最大限に利用した評価手法の開発を目的としている。対象建物は、震災規模を表現する木造住宅群や商業建物群など集合的に分類されるものと、震災時にその機能が要求される消防署や避難所などの個別建物を想定している。また、個別施設機能被害として、道路や上下水道などのライフラインに関しても検討を行う予定である。評価手法の開発にあたり、建物の損傷度評価に関わる不確定要因を抽出整理し、地震被害データから得られる建物群の地震損傷度曲線と解析的検討から得られる地震損傷度曲線の関係を比較検討することにより、両者の関係に基づいた信頼性の高い地震損傷度曲線の提案を目指している。

地震による建物被害推定では、シナリオ地震を設定して地震動を推定することにより、地震動の大きさに応じた建物の被害関数から算定を行う。こうした被害推定手法は、自治体の地震被害想定などで利用されているが、地震動推定や被害関数に関しては決定論的な方法が確立されておらず、様々な方法が存在し採用されているのが現状である。

本報告書は、建物被害推定の手法開発に関する基本事項を抽出整理し、開発の方向とその範囲の規定を行うことにより、研究の実施計画を明確に定めるものである。

目次

1. 地震損傷度評価手法の文献調査	1
1.1 確率論的地震損傷度評価手法に関する文献調査	1
1.1.1 調査の目的	1
1.1.2 地震 PRA における地震損傷度曲線	1
1.1.3 構造物を対象とした地震損傷度解析の手順	3
1.1.4 地震損傷度解析手法	5
1.2 地震被害想定および推定手法に関する調査	10
1.2.1 調査の目的	10
1.2.2 自治体の地震被害推定手法の調査	10
1.3 代表的な地震被害データの収集	19
1.3.1 調査の目的	19
1.3.2 建設省建築研究所による被災度データベース	20
1.3.3 日本建築学会近畿支部による RC 建造物の被災度データベース	23
1.3.4 自治体調査による被災度データベース	25
2. 建物の被災度定義に関する検討	28
2.1 建物群の分類に関する検討	28
2.1.1 検討の目的	28
2.1.2 設計規準などによる建物分類	28
2.1.3 地震被害データに基づいた検討	29
2.2 地震動強さの指標に関する検討	40
2.2.1 検討の目的	40
2.2.2 被害想定に用いられる地震動強さの指標	40
2.2.3 地震動強さの指標の相互関係	40
2.2.4 地震動指標の変換による既往の被害関数の比較	67
3. 地震損傷度評価における不確定要因の分類	73
3.1 解析的手法における不確定要因の分類	73
3.1.1 本分類の目的	73
3.1.2 地震損傷度曲線の概要	73
3.1.3 地震損傷度曲線に関わる不確定要因	75
3.1.4 不確定要因に関連する考察	77
3.2 地震被害データを用いた不確定性の評価	79
3.2.1 検討の目的	79
3.2.2 兵庫県南部地震における地震動強さの推定	80
3.2.3 被害率曲線の評価法	85

3.2.4	低層戸建の被害率曲線	90
3.2.5	RC造建物の被害率曲線	96
4.	まとめ	105
4.1	各節のまとめ	105
4.1.1	確率論的地震損傷度解析手法に関する文献調査	105
4.1.2	地震被害想定および推定手法に関する調査	105
4.1.3	代表的な地震被害データの収集	105
4.1.4	建物群の分類に関する検討	106
4.1.5	地震動強さの指標に関する検討	106
4.1.6	解析的手法における不確定要因の分類	106
4.1.7	地震被害データを用いた不確定性の評価	107
4.2	問題点および今後の方針	108
4.2.1	本検討から明らかとなった問題点	108
4.2.2	今後の方針	109
	謝辞	109

1. 地震損傷度評価の文献調査

1.1 確率論的地震損傷度評価手法に関する文献調査

1.1.1 調査の目的

本章では、構造物の地震損傷確率を解析的に評価する手法として、原子力発電所を対象とした確率論的安全性評価(PRA:Probabilistic Risk Assessment, 日本においては PSA: Probabilistic Safety Assessment)手法の中で開発された地震損傷度評価手法に関して調査を行う。

地震損傷度曲線とは、構造物や機器などを対象に地震動による損傷の発生確率を評価したもので、確率論的信頼性(構造信頼性)理論を適用して解析的に評価される。地震被害推定において利用される被害関数も、地震動と被害の発生率との関係を示したものであり、本調査対象である地震損傷度曲線とほぼ同義のものと考えられる。

地震による建物の被害関数については、これまでのところ詳細な論議は少なく、自治体等による地震被害想定調査報告書に利用されている被害関数についても、その根拠は明瞭に示されていない。多くの場合、過去の地震被害データに基づくと記述されているが、地震被害記録は量的にも質的にも十分なものとはいえない。このような状況において、強引に記述統計的な手法を用いることは評価精度を低下させるのみならず、不適切な結論に導く恐れがある。地震被害データの不足を補うという意味では、確率論的に構成される地震損傷度曲線の評価法を参照することが有効である。

そこで、本章では、より合理的と思われる建物の地震被害関数の検討および開発に寄与することを目的に、様々な検討を経て体系化された地震 PRA における地震損傷度曲線の評価法について調査するものである。なお、本章は文献調査となっているが、個々の文献の調査結果を記すものではなく、それらを総合した確率論的な地震損傷度曲線の評価手法についてまとめるものである。

1.1.2 地震 PRA における地震損傷度曲線

(1) PRA および地震 PRA の歴史

PRA は 1970 年代後半より米国を中心に開発が進められた手法で、原子力発電所を対象にその安全性を定量化するものである。そこでは、一貫して確率論的な方法が利用され、原子力事故の発生確率を評価することにより、相補的に安全性を定量化することが試みられた。

PRA 手法は、ET(Event Tree)や FT(Fault Tree)手法といったシステム解析手法を導入し、機器等の偶発故障から安全に係わる事故への発展をモデル化しており、その可能性は確率を用いて表現される。PRA の一環として、地震を原因とした事故を扱う地震 PRA 手法も同時に開発されている。地震 PRA では、事故の原因として地震による構造物や機器の故障を取り扱い、その発生確率を評価する手法が整備された。この地震 PRA の一つとして、構造物や機器の地震損傷の発生を確率論的に評価する地震損傷度(Seismic

Fragility)解析手法が体系化されている。

以下では、年代を追って、米国において PRA や地震 PRA が利用されてきた経緯を概観する。

- ・1977 年、付近にホスグリ断層が新たに発見され、地震による危険性が指摘されたカリフォルニア州 Diablo Canyon 発電所では、その耐震安全性を検討した最初の地震 PRA 報告がなされた。その検討は長期地震検討プログラムとして、さらに 11 年間続けられた。
- ・1981 年、イリノイ州 Zion PSS では、設計情報に基づいた地震損傷度曲線の評価手法(安全係数法)を利用して、地震 PRA 手法による安全性検討報告書が提出された。
- ・1983 年、米国原子力安全規制委員会(NUREG)から PRA 標準手法として PRA Procedures Guide(NUREG-2300)が発行され、地震 PRA 手法についても記載された。
- ・1984 年から、米国では、地震 PRA の手法開発を目的とした大規模プロジェクト SSMRP が NRC 主導で 10 年近く続けられた。このプロジェクトでは、モンテカルロシミュレーションを用いた詳細な地震損傷度解析も行われた。
- ・1991 年、IPEEE(個別プラント外部事象検討)プログラムが発効され、既存商業炉に対して、5 年のうちに耐震安全性を評価し報告することが義務付けられた。評価手法の一つとして PRA 手法を利用することができるとしたが、地震危険度の高い地域の原子炉については、そのほとんどが PRA 手法を利用した。
- ・1995 年、NRC は原子炉の耐震設計基準を改定し、確率論的地震ハザード曲線を参照する耐震設計基準に移行した。この基準では、地震損傷度曲線の利用は規定されていないが、改定の際には IPEEE 等の確率論的な損傷度検討の結果が参照されている。

このように米国では、原子力発電所の安全性評価に確率論的手法の利用が一般化してきた。日本においても若干の遅れはあるが、PSA 手法の整備が日本原子力研究所(JAERI)や(財)原子力発電技術機構(NUPEC)を中心に行われている。地震 PRA の中で用いられる地震損傷度曲線についても、様々な検討に基づいた開発が継続して行われている。

(2) 地震損傷度曲線

地震 PRA の中で開発されてきた地震損傷度曲線は、機器や構造物を対象に、地震動の大きさに応じた損傷の発生確率を評価して曲線で示されたものである。この曲線を用いて、地震が発生した際に、個々の構造物や機器の損傷発生確率を求め、FT や ET を用いたシステム解析モデルへの入力としている。ここで損傷とは、構造物や機器が正常に機能遂行できない状況を具体的な物理的状态として定義したもので、構造物を対象とするものには、過大な変形や崩壊といった損傷モードも含まれている。

地震損傷度曲線とは、特定の損傷状態に対して、横軸に地震動の大きさを表す指標(例えば、PGA:最大加速度, ASA:平均応答加速度 *etc.*)を、縦軸に確率を用いて、地震動指標の大きさに応じた損傷の発生確率(条件付損傷確率)を表現する曲線である。

損傷の可能性は、地震動とともに増加することから、地震損傷度曲線は単調増加であ

り、地震動が 0 のとき発生確率は 0、地震動が無限大であるとき発生確率は 1.0 でなければならない。また、様々な不確定性を反映して算出される曲線であるため、滑らかに連続した曲線でなければならない。これらの条件を満たす関数形として、対数正規分布曲線が用いられることが多いが、必ずしも対数正規分布である必要はない。

特定の構造物を対象とする地震損傷度曲線は単一ではなく、様々な損傷状態に対して作成することができる。ただし、損傷状態の物理的意味を明確に捉えることが重要である。例えば、対象構造物に対して小破および大破を考慮する際、大破状態は小破状態を包含しているため、小破確率とは、状態として小破以上（小破+大破）の損傷状態である確率に相当することになる。

1.1.3 構造物を対象とした地震損傷度解析の手順

構造物の地震損傷度は、構造物が特定の大きさの地震動に対して損傷を受ける可能性を確率(条件付確率)によって表現される。一般に、条件付損傷確率の算定は、構造信頼性理論に基づき以下のような手順を用いる。

- 1) 損傷モードの定義
- 2) 損傷モードを表現するパラメータの設定
- 3) 強度の推定
- 4) 発生応力の推定
- 5) 発生応力が強度を超える確率の算定

地震損傷度解析では、損傷モードの明示的な考察や確率の導入が特徴となっているが、この手順自体は、通常行われる構造物の構造設計と大きく異なるものではない。ただし、構造設計では、強度や応力の推定に保守性を加味した確定値が用いられるのに対して、信頼性手法では、その不確定性を確率によって考慮する点が大きく異なる。

地震 PRA における損傷度曲線評価法は、簡便な安全係数法と詳細なモンテカルロシミュレーションによる方法が存在する。上記に示した手順は両者に共通するものである。以下では、個々の手順について説明する。

(1) 損傷モードの定義

損傷とは、構造物が本来の状態から逸脱した場合を示すもので、残留変形の発生、クラックの発生、過大な変位の発生、構造物の崩壊等、様々なものが考えられる。従来の設計においては、これらの損傷事象を特に意識はしなかったが、応力照査という意味で何らかの損傷モードが検討の対象となっていた。例えば、弾性強度と発生応力を比較することは、残留変形の可能性に対する照査である。また、近年では、終局強度設計といった概念も現れ、損傷状態を明示的に意識することも行われるようになってきている。

損傷度評価では、損傷モードを複数設定することが一般的である。例えば、残留変形の発生と構造物の崩壊を同時に評価することなどがある。これは、通常の設計では、弾性限界と終局限界の両者を照査することに対応する。また、小破、大破といった地震被害推定における一般的な分類に対応させることも可能である。

損傷モードの設定は、構造物に考慮すべき状態を明らかにするものであり、最初に定

義されなければならない。

(2) 損傷モードを表現するパラメータの設定

損傷モードが設定されると、その損傷を説明する物理量として力学的パラメータを選択することになる。一般に、力学的パラメータは断面応力や応力度であるが、変形量や最大加速度が選択されることもある。様々なパラメータの選択は、確定論的な現行の構造設計においても、応力強度ばかりではなく変形限界等を考慮することにも対応する。近年においては、累積歪みなども損傷パラメータとして取り上げられるようになってきている。

損傷モードとパラメータの設定は、実際は表裏一体のものであり、両者によって評価対象が明確に定義されることになる。敢えて言うならば、小破、大破という表現は便宜的なものであり、実際には物理パラメータを用いて損傷状態が定義される。

(3) 強度の推定

構造物の損傷モードに対応する強度は、損傷モードの定義に従って、設定されたパラメータから推定することが必要である。現行の設計における構造物の強度は、基規準に従って設計用材料強度と断面強度式から算定されるが、この値は保守性を見込んだ小さめの確定値であり真の値ではない。一方、構造信頼性における強度推定では、真の強度をその不確実性も考慮して確率的に評価することになる。

構造物の真の強度を確定的に知ることは困難である。対象とする構造物自体の破壊実験を行えばその強度は明らかとなるが、それでは構造物を供用できない。そこで、材料強度と構造物の形状から強度を推定することになるが、材料強度にはばらつきが存在し、構造物の寸法にも誤差が伴う。また、材料強度から構造物強度へと変換する方法も完全ではない。このように強度には不確実性が存在し、それを表現する際に確率を用いるのが構造信頼性手法の特徴の一つとなっている。

(4) 発生応力の推定

対象とする損傷モードに対して、設定されたパラメータを用いた場合にどのような作用(例えば、応力など)が発生するか評価しなければならない。これは、一般的な設計の応力算定に対応する操作である。しかし、設計においては確定的に与えられる荷重であっても、構造信頼性ではその不確実性を考慮して、確率論的に評価する必要がある。設計用荷重はあくまでも設定された自重や地震力であって、実際の重量や起こりえる地震を完全に表現するものではない。

荷重が決定された際の応力算定に関しても不確実性が存在する。算定に用いられる力学モデルには、多くの理想化や単純化が行われ、剛性やポアソン比等の物性値にもばらつきが存在する。信頼性手法では、確率を用いることによって上記の不確実性を表現することができる。

(5) 条件付損傷確率の計算

条件付損傷確率、すなわち確率的に算定された発生応力が同じく確率的に評価された強度を超える確率の算定は、両者を独立として算定することができる。

1.1.4 地震損傷度解析手法

地震 PRA における地震損傷度曲線の評価法として、安全係数法とモンテカルロシミュレーションによる方法が存在する。現在では、両者を融合した方法がよく用いられるが、本項では安全係数法を中心に、前節で示した損傷度解析の手順の実施方法を紹介する。

1.1.3 項では、構造信頼性理論による地震損傷度解析の方法を概説した。その際にも述べたように、解析手順は一般的な構造設計の場合に類似している。構造物の損傷度評価は一般的に多くの労力を要するが、設計に関する情報を活用することによって、それを低減できる可能性がある。

設計情報に基づいた構造物の損傷度評価法の一つとして、安全係数法と呼ばれるものがある。通常の構造設計では、強度を小さめに応力を大きめにし、安全率等を導入して算定が行われる。安全係数法とは、それぞれの安全余裕を確率係数として評価することによって、その構造設計条件に対する損傷確率を求め、そこから損傷度曲線を評価しようとするものである。

この方法は、初期の地震 PRA でしばしば利用された。現在利用されている方法の多くは、以下に示す安全係数法から発展したものである。

(1) 安全係数法による損傷確率の表現

安全係数 F_d は次式のように定義される

$$F_d = S / C_d \quad (1.1-1)$$

ここで、 S は実際の強度(確率値)、 C_d は設計荷重に対する真の応力(確率値)である。(1.1-1)式から、 F_d が設計荷重における真の安全率の確率密度関数となっていることがわかる。したがって、設定された設計荷重に対する条件付損傷確率は、 F_d が 1 より小さい確率として算定される。

確率関数である応力係数 F_a と耐力係数 F_c を導入すると、(1.1-1)式の安全係数 F_d は両者の積で次式のように表現される。

$$F_d = F_a \times F_c \quad (1.1-2)$$

ここで、

$$F_a = D_a / C_d \quad (1.1-3)$$

$$F_c = S / D_a \quad (1.1-4)$$

であり、 D_a は設計応力値(確定値)である。このような表現を行うことによって、強度に関する保守性と応力算定における保守性を分離することができる。すなわち、応力係数 F_a は設計応力に関するマージンを示し、耐力係数 F_c が強度に関するマージンを示していることになる。

安全係数法によるこの表現は、応力係数 F_a と耐力係数 F_c が対数正規分布と見なせる場合、非常に便利である。対数正規分布の乗算、除算では対数正規分布が保存され、その中央値はそれぞれの中央値を乗除した値となる。また、対数標準偏差の二乗は各係数が独立であれば、それぞれの対数標準偏差の二乗の和となることが知られている。対数正規分布の条件が満たされなくとも、荷重が一つで応力が荷重と線形関係にある場合、安全係数 F_d は荷重の大きさを横軸にとった場合の損傷度曲線そのものになる。

例えば、地震荷重のみが支配的であり、応答が線形と見なせるような構造物の損傷モードを対象とすると、応力係数 F_a と耐力係数 F_c を評価することによって簡単にその損傷度曲線が評価される。

(2) 応力係数の評価法

応力係数 F_a は、構造設計における応力計算の保守性(安全側の操作)を評価しようとするものである。設計における応力計算の保守性要因は、実際に利用された算定手法に依存するが、大別して、荷重外力分布の仮定と応力計算手法に関わるものにと分類できる。

荷重外力分布は、荷重条件が定められたとしても、必ずしも真実の外力分布は明らかでない。そのため、構造物の各点に大きめの外力を設定することがあり、これが保守性につながる。例えば、地震荷重については、設計に大きめの応答となるような地震動を採用することが第一の保守性である。さらに、簡略な応答モデルを作成し、各点での最大応答値を求め、それをを用いて詳細な応力解析モデルの外力分布とするなどの操作にも保守性が存在する。

応力計算手法では、設計において多くの簡略化や単純化が行われるため、必ずしも正確な応力値が得られない。このような簡略化の際には、詳細な方法に比べて大きめの応力を算出する方法の採用が原則であり、このことも設計応力値に保守性を与えている。

近年、応力計算において、詳細な方法が利用されるようになってきている。このことは計算精度を向上させているが、一方では、設計上の保守性を低減させることにもなっている。したがって、安全性評価の観点からは必ずしも有益とは言えない面もある。詳細な方法を用いた場合、係数の中央値は 1.0 に近づき、その分散は小さくなる。

応答係数は、次式のように展開することもできる。

$$F_a = \prod F_i \quad (1.1-5)$$

ここで、 F_i は応力計算に関わる独立な保守性要因 i が与える安全率の確率密度関数である。 F_i は、変動要因が応力計算結果にもたらす不確定性を設計値との比として表現したものであり、その変動の大きさは要因自身の変動ではなく、それが応力にもたらす変動として評価したものである。変動を伴わない保守性要因については、単に安全率と同じ意味を持つ確定値となる。応力計算に関わる不確定要因としては、地震動の周波数特性、建物の質量や振動特性、境界条件、地盤の振動特性などがある。また、応答計算手法自体も一つの要因となっている。

(3) 耐力係数の評価法

耐力係数は、設計における安全率や強度規定に関する保守性を評価するものである。耐力評価に含まれる保守性の主要要素として、設計で利用される安全率 α がある。これは公称強度と設計応力との比であり、設計情報として確定的に与えられる。その他に考慮すべき保守性としては、まず、材料強度の扱いが考えられる。現実の材料強度はばらつきを持つが、設計において参照される材料強度公称値はこのばらつきを考慮した小さめの値となっている。また、材料強度と断面強度との関係において、設計では一般に保守性を持たせている。

耐力係数 F_c は、応力係数と同様に次式のように展開される。

$$F_c = \alpha \prod F_j \quad (1.1-6)$$

ここで、

$$\alpha = D_r / D_a \quad (1.1-7)$$

であり、 D_r は設計用耐力 (強度)、 F_j は強度計算に関わる保守性要因 j が与える安全率の確率密度関数である。(1.1-4) 式において、耐力係数 F_c は真の耐力 S と設計応答値 D_a との比であると定義したが、強度係数に安全率 α を介することにより、設計用耐力 D_r と設計応力 D_a が同義となることに注意を要する。

耐力係数のばらつきは、保守性要因そのもののばらつきではなく、構造物の強度のばらつきとして評価しなければならない。耐力に関する保守性要因としては、材料強度、断面強度評価式等がある。また、構造物の塑性化に伴うエネルギー吸収を耐力の上昇と捉える場合も同様である。

(4) モンテカルロシミュレーションによる方法

安全係数法が、設計情報を利用して簡便に損傷確率評価を行うのに対し、モンテカルロシミュレーションでは、統計的に様々な不確定要因の状態を再現する要素から成る集合としてモデル化を行い、それらを組み合わせた膨大な数の演算結果から統計処理により損傷確率を評価する。この方法は SSMRP 等の地震 PRA 手法の適用性研究において用いられたものである。

1) 地震動の設定

モンテカルロシミュレーションを行う際の地震動は、地震動レベルをいくつか分割して設定し、選択された地震動レベルでの地震波形の集合となる。地震波形は地震ハザード解析に基づき、対象サイト周辺の地震環境を反映した震源と規模を想定して作成される。実際には、各地震波形に発生頻度の重みをつけることによって、比較的少数(数十程度)の地震波形で、集合が対象地震動レベルの地震動の多様性を反映したものとなるように工夫をしている。

2) 応答モデルの作成

応力などを算定する構造物モデルの不確定性を集合として再現するため、多数の応答モデルを作成する。ここで考慮される主な不確定要因は、建屋地盤連成や減衰特性などである。

3) 強度推定

応答と比較する強度は応答との独立性が高いため、必ずしも集合的に定義する必要はなく、確率密度関数で与えることも可能である。

4) 損傷確率の算定

条件付損傷確率は、地震波形、応答モデル、耐力モデルを組み合わせる計算を実行し、損傷を示す回数を全試行回数で除すことによって算定される。耐力モデルを確率関数として表現している場合は、地震波形と応答モデルの組合せのみを行い、各試行における損傷確率を算定して処理する。

(5) 損傷確率評価の問題点および改良手法

安全係数法は簡便であり、係数分解という点では不確定要因の関わり方を明確化する利点がある。しかし、その計算精度は設計精度に依存し、また比較的単純な検討しか行えないという欠点がある。一方、モンテカルロシミュレーションによる方法は安全係数法に比べて精緻であるが、演算労力が非常に大きい点、計算手法自体の不確定性は別に考慮しなければならない点などの欠点も存在する。

そこで、両者の利点を生かした方法が提案されている。まず、応力や耐力の算定に関しては、安全係数法における設計値に替えて、最新の知見による手法からの確定値を参照値として用いる。その値に対して、不確定要因の作用を個別に確率係数として掛け合わせる。個々の不確定要因の作用については、モンテカルロシミュレーションを含む個別検討を行い、参照値からのバイアスとばらつきを評価し、それらを総合して定式化するというものである。

このような方法を用いることにより、不確定要因とその作用が明確化し、様々な統計データの利用法も多様化するという利点を得ることができる。本報告書 3.1 節では、この方法を用いて不確定要因の分類を行っている。

参考文献

- 1) Commonwealth Edison Company(1981) : Zion Probabilistic Safety Study, Chicago, Illinois
- 2) U. S. NRC(1983) : PRA Procedures Guide, NUREG/CR-2300
- 3) U. S. NRC(1989) : Seismic Hazard Characterization of 69 Nuclear Plant Sites East of the Rocky Mountains, NUREG/CR-5250 Vol. 1
- 4) K. Ebisawa et. al. (1992) : Evaluation of Response Factors for Seismic Probabilistic Safety Assessment of Nuclear Power Plants, Nuclear Engineering and Design 147, pp147-210
- 5) M. Mizutani et. al. (1994) : A Study on the Applicability of the Response Estimation of a PRA Procedure, Nuclear Engineering and Design 147, pp211-230

1.2 地震被害想定および推定手法に関する調査

本節では、兵庫県南部地震以降、地方自治体によって整備された代表的な地震被害推定手法を調査し、使用されている手法とその選定根拠、また、参照する地震動指標と建物被害推定手法等を分類整理して考察する。

1.2.1 調査の目的

我が国の都道府県および政令指定都市等の地方自治体では、地震防災の一環として地震被害想定を行い、その結果を危機管理や被害低減対策の基礎資料として利用している。また、被害推定結果は、地図上で危険度ごとに色分けされたハザードマップとして市民に公開され、市民の防災意識啓蒙にも効果を発揮している。

一般に、地震被害想定は、地震、地盤、建物などの専門家や学識経験者により、その時点で最も適切と思われる手法によって検討が行われ、その後、行政区界を物理的な境界として報告書にまとめられる。

しかしながら、想定地震としてモデル化されるような大地震による被害は、広範囲に及ぶのは必至であり、隣接する自治体を横断する共通の土台上で被害推定を行う必要性がある。また、被害推定の項目(地震動強さ、液状化危険度、建物被害など)を個別に見れば、自治体ごとに様々な被害推定手法が採用されているだけでなく、用語や定義の不整合が見受けられる。

本節では、被害推定手法間の相異を明らかにするために、最も市民の人身及び資産に影響を及ぼし、地震防災対策上、重要と考えられる木造建物に焦点をあて、現状でどのような手法が用いられているかを調査し分類する。

1.2.2 自治体の地震被害推定手法の調査

損害保険料率算定会(現・損害保険料率算出機構)が、各自治体の地震被害推定手法を資料集の形でまとめている。本項では、算定会の資料を参考にして、木造建物の被害推定手法に関して特徴的と思われる10の自治体を選定し、各自治体の地震被害想定調査報告書をもとに調査を行った。

(1) 調査結果の概要

各自治体の地震被害想定調査報告書の調査を行い、被害推定手法について比較した結果の一覧を表1.2-1に示す。また、木造建物の被害推定手法に焦点を絞り、詳細に比較した結果を表1.2-2に示す。

表1.2-1から、各自治体の地震被害推定は、概ね次の手順で行われている。

シナリオ地震の設定→地震動の推定→表層地盤の増幅→建物被害の推定

以下、上記の項目ごとに概要を述べる。

1) シナリオ地震の設定

過去に被害を及ぼした地震、または今後被害を及ぼすであろう活断層等をもとに、シナリオ地震を2～5程度想定して評価を行っている。基本的には、面震源を想定した巨視的な断層パラメータの設定を行っている。

表1.2-1 自治体の地震被害想定手法の比較

		東京都	岐阜県	兵庫県	名古屋市	仙台市
シナリオ地震	地震源のモデル化	区部直下の地震 多摩直下の地震 神奈川県境直下の地震 埼玉県境直下の地震	阿寺断層系 跡津川断層 関ヶ原-養老断層系 関ヶ原断層	有馬高機構造線～六甲断層帯地震 山崎断層地震 中央構造線地震 日本海沿岸地震 南海道地震	想定東海地震 東南海地震 濃尾地震	長町-利府断層による地震 金華山沖の地震 福島県沖の地震
	震源の種類	面震源	面震源	線震源(南海道地震のみ面震源)	面震源	面震源
	地震動強さの設定位置と指標	地表の最大加速度、最大速度	基盤の地震波	基盤の最大加速度	基盤の応答スペクトル	基盤の応答スペクトル
地震動の推定	地震動指標の種類	地表最大加速度 地表最大速度 震度	震度 実効加速度	計測震度	速度 震度	地表最大加速度 震度
	地震動強さの推定法	地表最大加速度: Molas&Yamazakiの式(1995) 地表最大速度: Molas&Yamazakiの式(1995) 震度: 気象庁の提案式(1988)	震度: 計測震度から気象庁震度階級表に従い得られるもの 実効加速度: 計測震度から逆算される加速度	基盤の最大加速度: 福島・田中の式(1992) 計測震度: 気象庁の提案式(1988)から求めているので、旧震度と思われる	地表最大速度: 地表の速度応答スペクトル(h=5%)を用いて、経験式により算定 震度: 地表の速度応答スペクトル(h=5%)を用いて、経験式により算定	地表最大加速度: 地表の加速度応答スペクトル(h=5%)を用いて、換算式により算定 震度: 気象庁の新しい計測震度法(1996)に準拠して算定
	表層地盤の増幅	地盤分類を距離減衰式に組み込み評価	地盤応答解析	地盤応答解析	地盤応答解析	地盤応答解析
建物被害の推定	建物被害の評価単位	500mメッシュ単位	市町村単位	市町単位	500mメッシュ単位	250mメッシュ単位
	存在建物数の推定	課税台帳 都営住宅データ	課税台帳 公共施設の建物リスト	不明	課税台帳 非課税データ	課税台帳 公共建築物データ 仙台市統計書
	建物種類の分類	木造(その他の構造も含む) RC造(SRC造も含む) S造(軽量S造も含む)	木造(S造系一般住宅も含む) RC造(SRC造, その他の構造も含む) S造(S造系非住宅を指す)	木造 非木造	木造 RC造(SRC造も含む) S造 軽量S造	木造(軽量S造, フロック造, 煉瓦造も含む) 非木造(RC, SRC, S造)
	建築年代区分の有無	有り	有り	木造: 有り 非木造: 無し	有り	有り
	建物被害の分類	木造: 全壊率, S造: 全壊率, 半壊率, 一部損壊率	木造: 全壊率, 半壊率, 被害率 RC造, S造: 全壊率, 半壊率, 被害率	木造: 全壊率, 半壊率(海洋型地震のみ設定), 被害率 非木造: 大破率, 被害率	木造, RC造, S造, 軽量S造: 全壊率, 全半壊率, 罹災率	木造: 全壊率, 半壊率 非木造: 大破率, 中破率

		川崎市	三重県	札幌市	広島市	静岡県
シナリオ地震	地震源のモデル化	三浦半島の断層群 プレート間地震 立川断層による地震	想定プレート境界地震(2種類の地震を設定) 想定内陸直下地震(9種類の地震を設定)	想定プレート型地震 想定直下型地震(2種類の地震を設定)	安芸灘-伊予灘(芸予)地震 己斐断層 小方-小瀬断層 中央構造線(石榎-岡村断層)	東海地震 神奈川西部の地震
	震源の種類	面震源	面震源	面震源	面震源	面震源
	地震動強さの設定位置と指標	基盤の応答スペクトル	基盤の最大加速度, 最大速度	想定プレート型地震: 基盤の応答スペクトル 想定直下型地震: 基盤の地震波	基盤の地震波	基盤の最大加速度
地震動の推定	地震動指標の種類	地表最大加速度 地表最大速度 震度	最大加速度 最大速度 計測震度	地表最大加速度 地表最大速度 震度	地表最大加速度 震度	実効的な最大加速度 実効的な最大速度 震度
	地震動強さの推定法	地表最大加速度: 地表の速度応答スペクトル(h=5%)を用いて、経験式により算定 地表最大速度: 地表の速度応答スペクトル(h=5%)を用いて、経験式により算定 震度: フィルタ(K=1.75)を、加速度応答スペクトルに掛けて算定	基盤最大加速度: 安中の式(1988) 基盤最大速度: 安中の式(1988) 計測震度: 地表最大加速度と地表最大速度から、童・山崎の式(1996)で算定	震度: 計測震度から気象庁震度階級表に従い得られるもの	震度: 計測震度から気象庁震度階級表に従い得られるもの	神奈川西部の地震: 基盤加速度を福島・田中の式(1992)から算定し、これを√2で割り実効的な加速度を求める 震度: 実効的な加速度を震度に換算する
	表層地盤の増幅	地盤応答解析	地盤応答解析	地盤応答解析	地盤応答解析	地盤応答解析
建物被害の推定	建物被害の評価単位	町丁目単位	町丁目単位	500mメッシュ単位	500mメッシュ単位	町丁目単位
	存在建物数の推定	課税台帳	町丁目単位の建物数	市の保有するデータベース	課税台帳 広島市消防局所有の建築基本データ	課税台帳 非課税建物データ
	建物種類の分類	木造 RC造(SRC造も含む) S造(軽量S造も含む)	木造 非木造	木造 RC造(SRC造も含む) S造	木造 RC造(SRC造, コンクリブロック造も含む) S造(軽量S造も含む)	木造 RC造(SRC造, その他の構造も含む) S造(軽量S造も含む)
	建築年代区分の有無	有り	有り	木造, S造: 有り RC造: 不明	有り	有り
	建物被害の分類	木造: 全壊率, 半壊率 RC造, S造: 大破率, 中破率	木造, 非木造: 罹災証明全壊率	木造, RC造, S造: 全壊率, 半壊率, 被害率	木造: 全壊率, 半壊率, 被害率 RC造, S造: 大破率, 中破率, 被害率	木造, S造: 大破率, 中破率, 一部損壊率 RC造: 大破率, 中破率

表 1.2-2 木造建物の被害推定手法の比較

	東京都	岐阜県	兵庫県	名古屋市	仙台市
建築年代などによる建物の分類	昭和35年以前 昭和36年～55年 昭和56年以降	建築年代と屋根構造に応じて、タイプA～Dの4種類を設定	昭和46年以前 昭和47年以降	昭和45年以前 昭和46年～55年 昭和56年以降	昭和34年以前 昭和35年以後
建物被害の分類	全壊率	全壊率	全壊率	全壊率	全壊率
	半壊率	半壊率	半壊率（海洋型地震の場合のみ設定）	全半壊率 = (全壊率 + 半壊率)	半壊率
	一部損壊率	被害率 = (全壊棟数 + 半壊棟数) / (存在棟数)	被害率 = (全壊率 + 半壊率)	罹災率 = (全壊率 + 半壊率 + 一部損壊率)	
被害率曲線の地震動指標	最大地表加速度	実効加速度（= 計測震度を算出する際に、フィルター処理をすることで得られる加速度）	地表最大加速度	地表速度	応答加速度
被害率曲線の設定根拠	兵庫県南部地震と宮城県沖地震の地震被害データ	濃尾地震と兵庫県南部地震の地震被害データ	直下型地震：兵庫県南部地震の地震被害データ 海洋型地震：静岡県(1978)の結果を利用	兵庫県南部地震の地震被害データ	地表面加速度応答スペクトル(h=7%)と降伏強度曲線（強度と固有周期の関係）から決定
被害率曲線の形状	対数正規分布	ロジスティック曲線	直下型地震：正規分布 海洋型地震：不明	対数正規分布	三角形分布

	川崎市	三重県	札幌市	広島市	静岡県
建築年代などによる建物の分類	建築年代，屋根構造，階数，用途に応じて、6種類を設定	昭和46年以前 昭和47年～56年 昭和57年以降	建築年代，屋根構造，階数，用途に応じて6種類を設定	建築年代，階数，用途に応じて7種類を設定	不明
建物被害の分類	全壊率	罹災証明全壊率（被災証明・罹災証明等が発行される程度の全壊を意味している）	全壊率	全壊率	大破率
	半壊率		半壊率	半壊率	中破率
被害率曲線の地震動指標	応答加速度	計測震度	応答変位	応答変位	一部損壊率 罹災率 = (全壊率 + 半壊率 + 一部損壊率)
被害率曲線の設定根拠	地表面加速度応答スペクトル(h=5%)と降伏強度曲線（強度と固有周期の関係）から決定	内陸直下地震：兵庫県南部地震の地震被害データ プレート境界地震：東南海地震の地震被害データ	地震応答解析から得られる非線形変位応答スペクトルと判定変位から決定	地震応答解析から得られる非線形変位応答スペクトルと判定変位から決定	兵庫県南部地震の地震被害データ
被害率曲線の形状	正規分布	内陸直下地震：階段型曲線 プレート境界地震：正規分布	固有周期の分布：不明	固有周期の分布：正規分布	不明

2) 地震動の推定

調査対象とした自治体の地震被害想定調査報告書では、大きく 2 つの方法で地震動を推定している。一つは断層モデルに動的パラメータを与えて地震動を推定する方法であり、もう一つはマグニチュードと距離から距離減衰式で推定する方法である。

a) 断層モデルに動的パラメータを与えて地震波形を直接推定

・統計的グリーン関数における評価(工学的基盤)

調査した自治体で用いられている方法は、工学的基盤での観測波の非定常スペクトルをモデル化することで、マグニチュードと距離による地震波形を推定し、それに断層の破壊伝播を考慮するものである。

・理論的グリーン関数(地盤は一様モデル)における評価(地震基盤)

調査した自治体で用いられている方法は、1 手法のみであり、地盤の影響を考慮したグリーン関数の意味合いは少なく、円形アスペリティモデルの評価に重きを置いている。

・経験的グリーン関数による評価

観測された中小地震記録をもとに、断層の破壊形態を考慮して合成する方法であり、広島市において用いられている。

b) 距離減衰式を用いて、地震動指標として最大加速度、最大速度、スペクトルを推定

・最大加速度または最大速度距離減衰式(地表または工学的基盤)

・破壊伝播の効果を考慮したスペクトル距離減衰式(地震基盤)

3) 表層地盤の増幅

表層地盤の影響は、東京都を除くと、まず工学的基盤などの基盤上面における地震動強さを推定した後、表層地盤の増幅を考慮することによって評価されている。この場合、表層地盤は増幅パターンで分類し、予めその増幅率を計算しておくことで評価される場合が多い。表層地盤の分類数は、各自治体により異なるが、少ない自治体で9、多い自治体で132の地盤分類で評価されている。

・直接地表面の地震動を推定

・地盤モデルに波を入力し、最大加速度または最大速度の増幅率を評価

・地盤モデルに波を入力し、周期ごとの増幅特性を評価

・推定された波形を入力し、地表面の波を評価

4) 建物被害の推定

a) 建物被害推定の評価単位

500mメッシュ、250mメッシュ、町丁目単位が用いられている。

b) 存在建物数の推定

課税台帳から推定しているケースが大多数であるが、これに非課税建物データ(公共建物など)や消防局所有のデータを追加している場合もある。

c) 建物の分類

以下の分類が用いられている。

・建築年代別

木造に関して最も細かく年代分けしているのは川崎市で、昭和25年以前、26～35、36～45、46～55、昭和56年以降という5つに分類している。他の自治体は、概ね昭和35年前後、昭和45年前後、昭和56年前後で分類している。

非木造(RC造, SRC造, S造など)については、昭和46年以前、47～56、昭和57以降という3つに分類している自治体が最も多く、昭和46年以前と昭和47年以降の2つに分類している自治体も存在する。

- ・屋根構造(軽量屋根, 瓦などの重量屋根)
- ・階数
- ・用途(専住, 非専住など)

d) 木造建物の被災度

以下の被災度が用いられている。

- ・全壊率, 半壊率, 一部損壊率
- ・被害率(一般的に, 全壊率+半壊率/2で定義)
- ・大破率, 中破率
- ・罹災証明全壊率

全壊(罹災証明全壊も含む)および半壊の定義については、表1.2-3に示すように、1968年(昭和43年)に国が定めた災害被害認定統一基準の定義がある。しかし、自治体の報告書では全壊・半壊の定義を国の定義に準ずると明記しているものもあれば、不明なもの、あるいは独自に定義しているものなど様々である。

表1.2-3 国の災害被害認定統一基準

全壊	住家が滅失したもので、具体的には、住家の損壊、焼失もしくは流失した部分の床面積がその住家の延べ床面積の70%以上に達した程度のものまたは住家の主要構造部被害額がその住家の時価の50%以上に達した程度のものとする。
半壊	住家の損壊が甚だしいが、補修すれば元通りに再使用できる程度のもの。具体的には損壊部分とその住家の延べ床面積の20%以上70%未満のものまたは住家の湯用構造部の被害額がその住家の時価の20%以上50%未満のものとする。

(昭和43年6月14日付総審第115号内閣総理大臣官房審議室長通達)

e) 被害率

表1.2-2から、木造建物の被害率方法は、概ね以下の3通りに分類される。

- ・過去の地震被害データから被害率曲線を作成(図1.2-1 手法Ⅰ)
参照されている地震被害データは、兵庫県南部地震のほかに、宮城県沖地震、濃尾地震、東南海地震などが参照されている。被害率曲線の形状としては、対数正規分布、正規分布、ロジスティック曲線などが採用されている。
- ・存在建物の耐力に基づいて被害率曲線を作成(図1.2-1 手法Ⅱ)
被害率曲線の形状としては、三角形分布、正規分布などが採用されている。
- ・地震応答解析により直接的に被害率を算定(図1.2-1 手法Ⅲ)
固有周期の分布形状としては、正規分布などが採用されている。

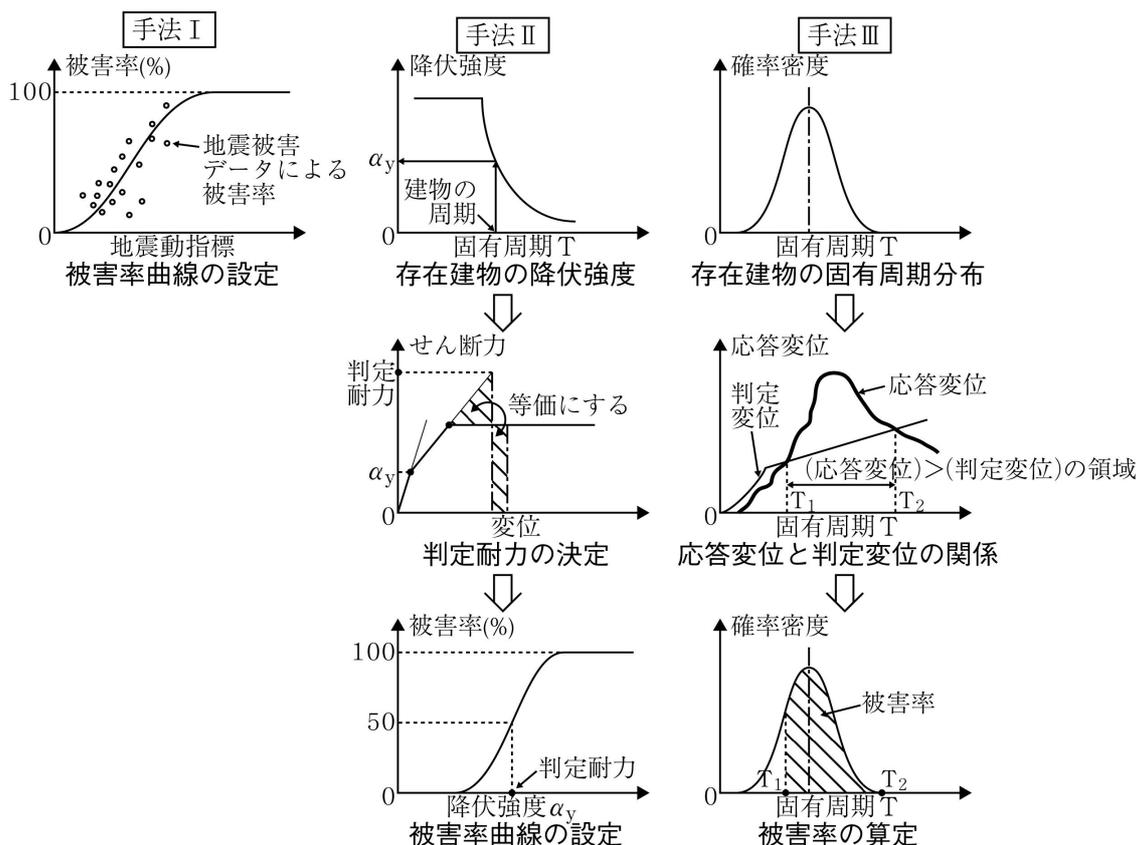


図 1.2-1 木造建物の被害率推定方法

(2) 木造建物の被害推定手法に着目した分類

上記における4)建物被害の推定，特にe)被害率で述べた推定方法に着目すると，各自治体の地震被害推定手法は，図1.2-2に示すように3通りの方法に分類される。

以下，それぞれの方法について概要を述べる。また，調査した各自治体の被害推定がどの手法に該当するかを示す。

1) 手法Ⅰ：過去の地震被害データをもとに被害率曲線を作成する方法

(東京都，岐阜県，兵庫県，名古屋市，三重県，静岡県)

地震動強さの推定法としては，過去の地震記録から得られた距離減衰式を用いて，工学的基盤での地震動の大きさを求めていることに特徴がある。表層地盤の増幅は，ボーリングデータなどから地盤モデルを作成し，次元重複反射理論による地盤応答解析の結果から，数十種類の地盤分類ごとに増幅係数を算定している。自治体によっては，道路橋示方書などの地盤種別による地盤増幅係数を距離減衰式のなかに予め組み込んで，地表の地震動強さを直接的に求めている場合もある。

被害率曲線の地震動指標として，地表最大速度，地表最大加速度，実効加速度が用いられている。ただし，ここでいう地表最大速度は，地表の速度応答スペクトル(5%減衰)から経験式で算定されたものである。また実効加速度は，フィルター(計測震度を求める際に用いられるものを指す)処理された地震波の最大加速度を意味している。

地震被害データから被害率曲線を作成する際には、兵庫県南部地震の被害データが最も多く用いられており、それ以外では、宮城県沖地震、濃尾地震、東南海地震などの地震被害データも参照されている。自治体によっては、想定地震をプレート境界地震と内陸地震に区別し、別々の被害率曲線を作成している場合もある。また、建築年代に対応した被害率曲線を作成する際に、ある標準的な被害率曲線を設定し、これに補正係数を乗じて求めている場合もある。

被害率曲線の形状としては、正規分布、対数正規分布、ロジスティック曲線(指数関数の逆数形に相当)などが採用されている。

2) 手法 : 存在建物の耐力に基づいて被害率曲線を作成する方法(仙台市, 川崎市)

地震動強さの推定法としては、地震基盤での応答スペクトルを翠川・小林の方法により算定していることに特徴がある。この方法は、過去の強震記録から得られた地震基盤での応答スペクトルの経験式を用いることにより、震源断層を小領域に分割し、それぞれの小領域からの応答波形の寄与を加算し対象地点での応答スペクトルを求めようとするものである。得られた地震基盤での応答スペクトルに地表までの伝達関数を掛け合わせ、地表での応答スペクトルを算定する。

次に、木造建物の固有周期と降伏強度(単位は重力加速度)の関係を図1.2-1のように定め、建築年代などに対応した固有周期から降伏強度 α_y を求める。半壊や全壊に対応した判定耐力は、塑性変形時のエネルギーを弾性でかかる地震力のエネルギーと等価として、 α_y を係数倍した値とする。この値を平均値とし、平均値の周りにばらつきを与えることによって、被害率曲線の横軸は降伏強度(応答加速度)となり、地表での加速度応答スペクトルを用いた被害率算定が可能になる。被害率曲線の形状は、三角形分布や正規分布が用いられている。

3) 手法 : 地震応答解析により直接的に被害率を算定する方法(札幌市, 広島市)

地震動強さの推定法としては、まず工学的基盤での地震波をシミュレーション解析から求め、その後、表層地盤の地盤応答解析を行って地表での地震波を作成していることに特徴がある。

建築年代、屋根構造、階数、用途などを考慮することにより、木造建物の固有周期分布は図1.2-1のようになる。振動モデルを設定し、地表地震波を用いた地震応答解析を行うことによって、非線形変位応答スペクトルを算出する。応答変位が半壊や全壊に対応する判定変位を超過する周期領域を求め、固有周期分布をこの周期領域のみで積分することによって、被害率曲線を用いることなく、木造建物の被害率を直接的に算定している。

以上、木造建物の被害推定に必要な項目について、各自治体の被害推定方法を整理した。本節で得られた主な知見は以下のものである。

- ・木造建物の被害推定手法に着目すると、既往の地震被害推定方法は3タイプに分類される。
- ・被害率を求める際の地震動指標として、最大加速度や最大速度などの様々な物理量が

用いられている。

- ・木造建物の被災度も自治体により様々な用語が用いられており、同一の用語でも定義が異なっている場合がある。

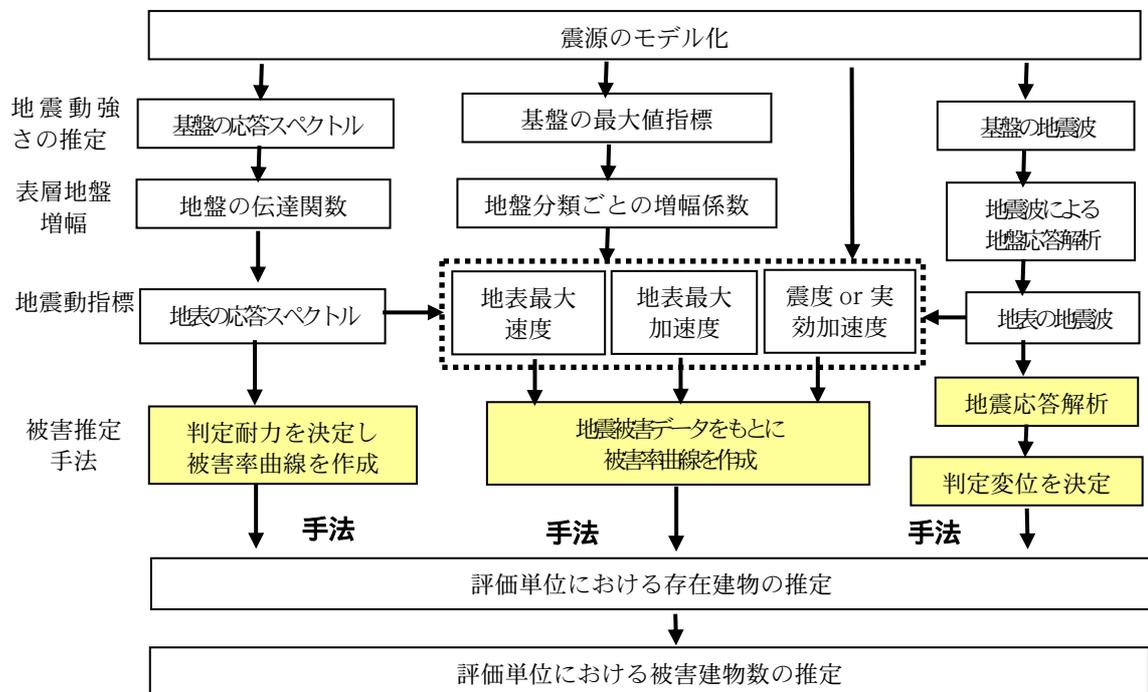


図1.2-2 木造建物の被害推定手法に着目した分類

参考文献

- 1) 佐伯 琢磨, 坪川 博彰, 汐見 勝彦(1999) : 兵庫県南部地震以後の自治体の地震被害想定に関する調査, 地域安全学会論文集, No. 1, pp. 165~172
- 2) 損害保険料率算定会(1998) : 地震保険調査報告 28, 地震被害想定資料集
- 3) 東京都(1997) : 東京における直下地震の被害想定に関する調査報告書(被害想定編)
- 4) 岐阜県(1998) : 岐阜県地震被害想定調査報告書
- 5) 兵庫県(1999) : 兵庫県地震被害想定調査報告書
- 6) 名古屋市(1999) : 名古屋市地震被害想定調査報告書
- 7) 仙台市(1997) : 仙台市防災都市づくり基本計画策定調査報告書
- 8) 川崎市(1997) : 川崎市地震被害想定調査報告書
- 9) 三重県(1997) : 三重県地域防災計画被害想定調査報告書
- 10) 札幌市(1997) : 札幌市想定地震被害評価調査報告書
- 11) 広島市(1997) : 広島市大規模地震被害想定調査報告書
- 12) 静岡県(2001) : 第3次地震被害想定結果

1.3 代表的な地震被害データの収集

本項目では、兵庫県南部地震に関して、比較的広い地域を対象とした地震被害データを収集し、それらの特徴、内容、定義を分類整理する。

1.3.1 調査の目的

建物の地震損傷度評価に用いる統計データとしては、下記の(1)～(5)の条件を満たしている事が望ましい。

(1) データ量：十分なデータ量があること

データ量に関しては、統計的な処理を行う上で多ければ多いほど良いことは明らかである。また、様々な不確定要因を含む場合は、それらの要因に対して大数原理が十分に働いていると仮定できる程度以上の量が望ましい。

(2) 広範囲なデータ：被害の発生情報のみだけでなく、無被害の情報を含むこと

被害の発生確率を評価するためには、被害が発生しない状況を示すデータが欠落していると適切な評価は行えない。既往の被害データには、被害発生の記事だけのものも多く、それらをデータベースとして用いる場合は適切な処理を行う必要がある。

(3) 情報の一貫性：構造物に関する記述と被害に関する記述が一貫していること

地震被害調査は、各研究機関等が独自に実施して結果報告を行うため、異なるデータセットではデータに関する記述の一貫性が保たれない場合が多い。このようなデータセットが混用されると、誤った結果を評価することになる。また、同一のデータセットにおいても調査者の主観が作用するため、必ずしも完全に均質ではないということを留意する必要がある。

(4) 地震動の情報：地震動の大きさに関する情報を付加し得ること

地震損傷度曲線を用いる評価では、地震動の大きさに対する被害の発生確率を対象とするため、地震動の大きさに関するデータが地震被害データに関連付けられていなければならない。しかし、一般に、地震被害データに十分な地震動データが付随していることは少ないため、地震動の大きさに関するデータを別途評価して地震被害データと関連付ける作業が必要になる。

(5) 大規模被害：比較的大規模な被害の情報を含むこと

地震損傷度曲線では、基本的に確率が 1.0 付近になる点まで評価を行う。仮に、データに小さい被害率の領域しか含んでない場合は、被害率の大きな領域は外挿による評価となるため信頼性が低下することになる。

上記の条件を全て満たす地震被害データは非常に少ないが、兵庫県南部地震のデータに関しては地震動が比較的大きく、被害が広域に及んだことなどから、上記条件をいくつかは満足しているものと考えられる。

以上のことを考慮して、本研究に用いる建物の地震被害データは、建設省建築研究所による被災度データベース、日本建築学会近畿支部による RC 造建物の被災度データベース、被災地域内の各自治体の報告書を対象とし、これらのデータについて調査を行う。

1.3.2 建設省建築研究所による被災度データベース

日本建築学会，都市計画学会，兵庫県により，建築物一棟ごとの被災度について被災地域の悉皆(しっかい)調査を目的として実施された調査結果は，建設省建築研究所によって地理情報システム化が行われた．この調査は，同学会に所属する大学教官の指導の下でボランティア学生により実施され，調査終了後，未調査地区に関しては兵庫県により同一の基準による補足調査が行われた．両調査を合わせるとほぼ悉皆でデータ化されたといえる(対象地域の建物総数559,000棟のうち約443,000棟がデータ化されている)が，調査記録として残っているものは被災度および位置だけであり，悉皆調査という大きな特徴はあるが他の調査に比べると一棟あたりの情報量は少ない．

表 1.3-1，図 1.3-1～1.3-3 に，建設省建築研究所による被災度データベースの概要を示す．本データは町丁目ごとにデジタル化されているため，地理情報システムを用いて図 1.3-4～1.3-6 のように整理分析することが可能であり，地震動データと容易に関連付けることができる．

表 1.3-1 建設省建築研究所による被災度データベース

調査目的	被災度悉皆調査
調査地域	神戸市，芦屋市，西宮市， 尼崎市，宝塚市，伊丹市， 川西市，淡路島
データ数	約 443,000 棟
建物の分類	低層 中高層 および用途
被災度の定義	軽微な損傷 中程度の損傷 全壊または大破

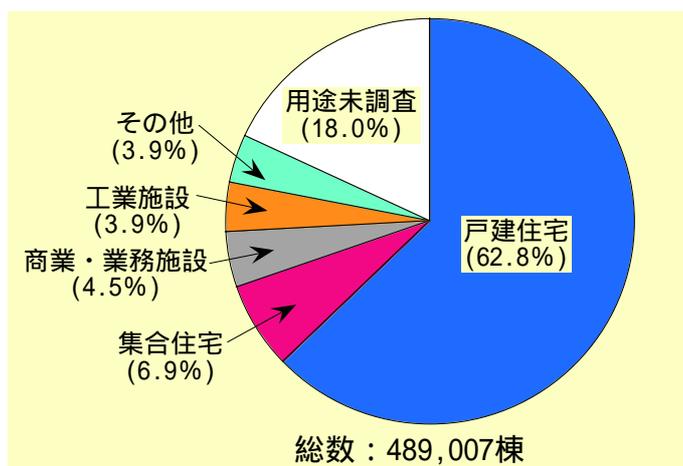


図 1.3-1 建設省建築研究所データベースの内訳：低層建物(2階建以下)

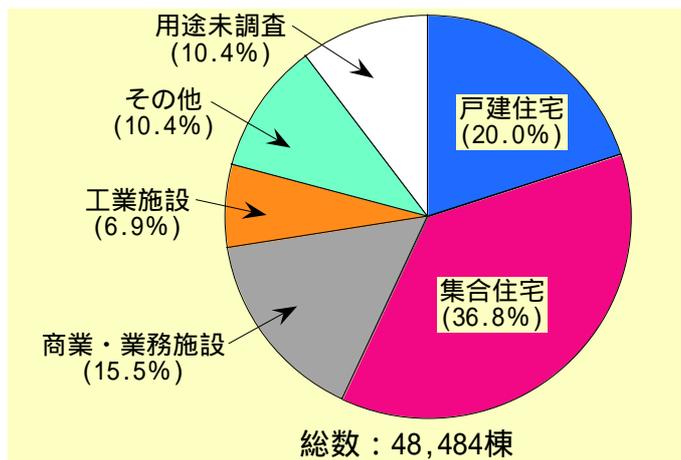


図 1.3-2 建設省建築研究所データベースの内訳：中高層建物(3階建以上)

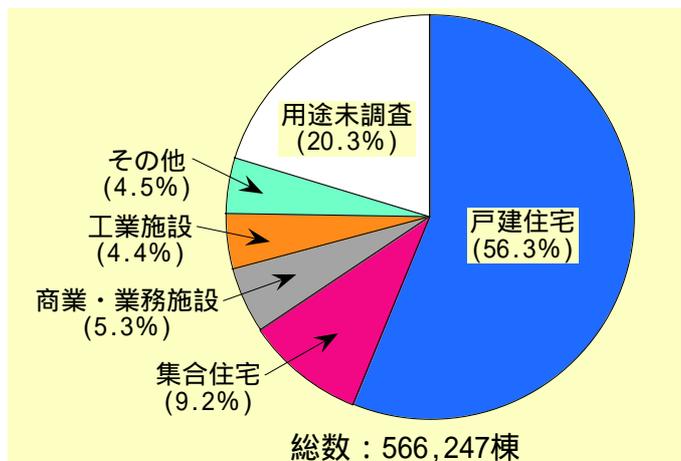


図 1.3-3 建設省建築研究所データベースの内訳：全ての建物

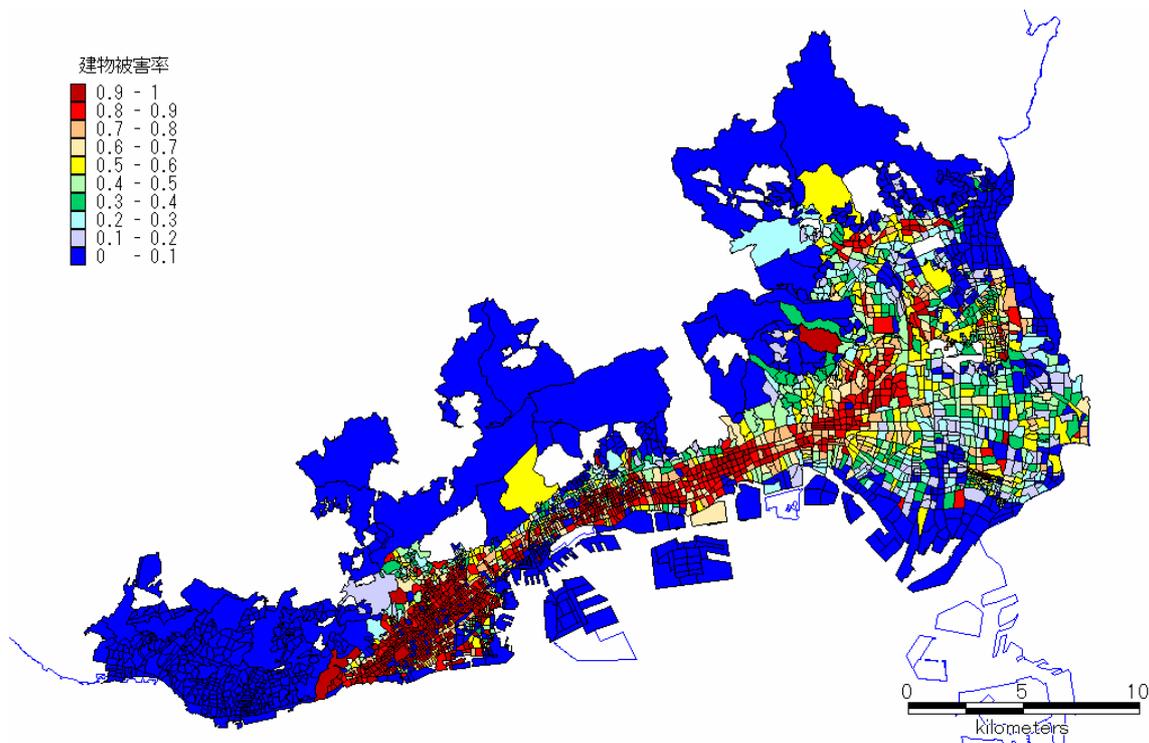


図 1.3-4 建設省建築研究所データベース：低層建物被害率(軽微な損傷)

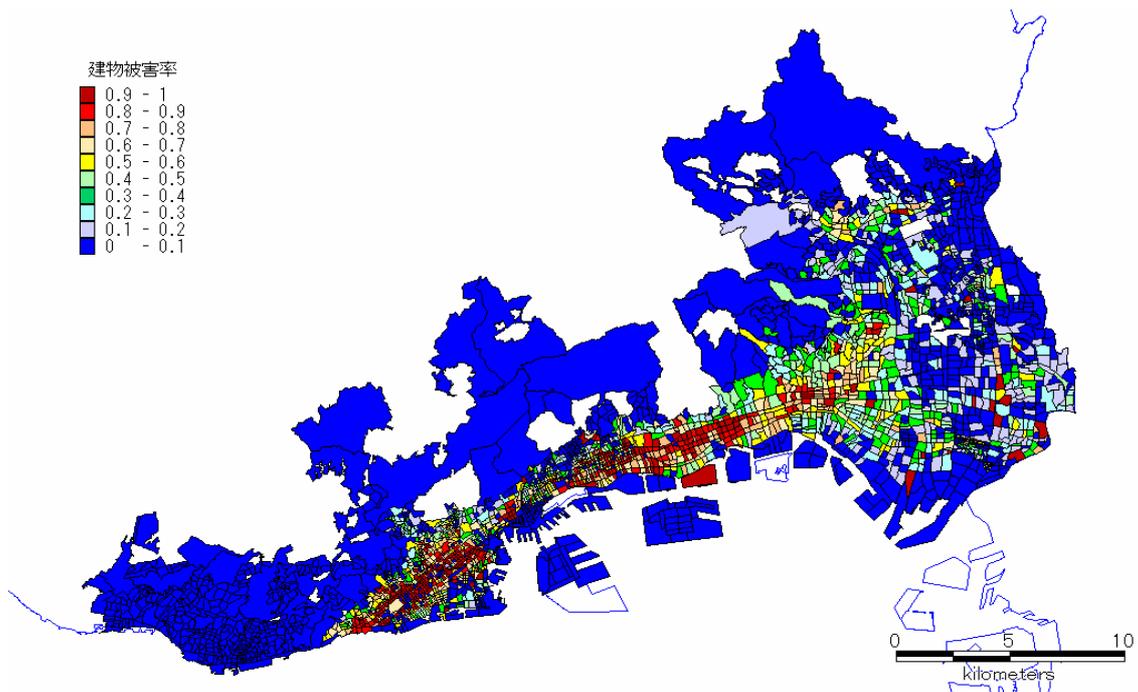


図 1.3-5 建設省建築研究所データベース：低層建物被害率(中程度の損傷)

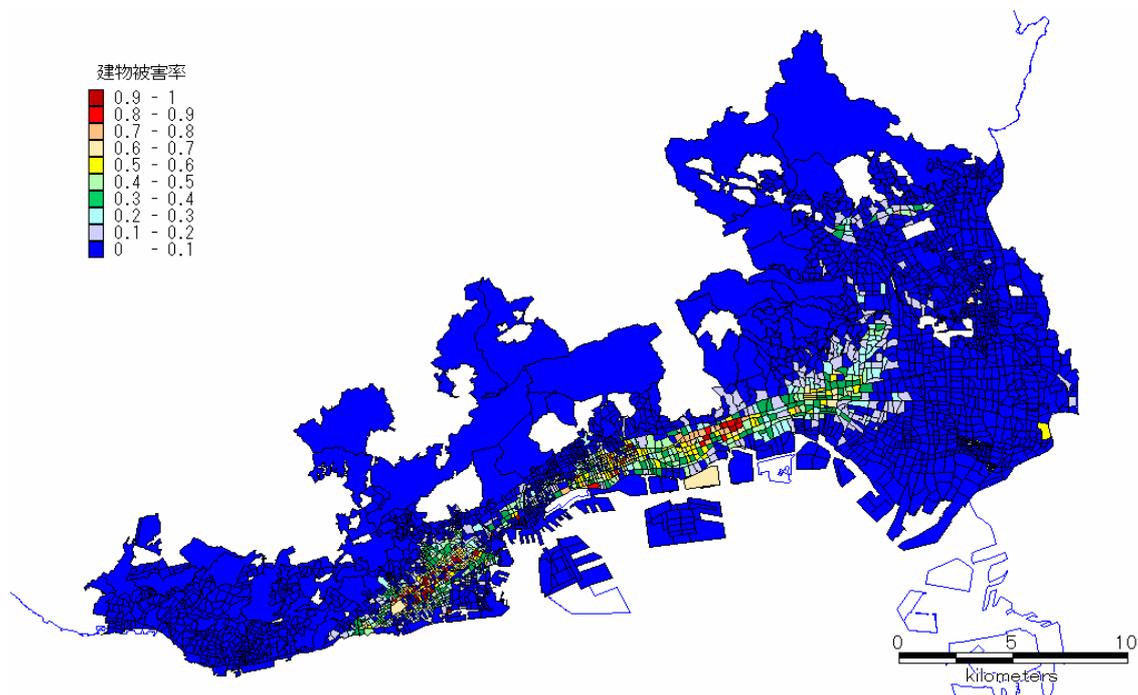


図 1.3-6 建設省建築研究所データベース：低層建物被害率(全壊または大破)

1.3.3 日本建築学会近畿支部による RC 造建物の被災度データベース

激震地域における RC 造建物の被害に関する統計的資料を得ることを目的に、神戸市灘区、東灘区の震度Ⅶの地域を対象とした RC 造建物の全数調査が行われた。基本的に外観調査であるが、ピロティに関しては若干詳細な調査を行っている。

調査地域は限定されているが、調査は日本建築学会関係者により詳細に行われており、建築年、階数、平面形、用途、方位、構造形式、スパン数、処置(撤去、補強、補修)方法などがデータ化されている。建築年については、1971 年の建築基準法施行令の改正以前、改正後から現行基準が施行された 1981 年まで、およびそれ以降の 3 年代に区分されている。表 1.3-2、図 1.3-7 に日本建築学会近畿支部による RC 造建物の被災度データベースの概要を示す。このデータは町別にデジタル化されており、地理情報システムを用いて図 1.3-8~1.3-10 のように整理分析することが可能である。

表 1.3-2 日本建築学会近畿支部による RC 造建物の被災度データベース

調査目的	構造被害調査
調査地域	神戸市灘区 神戸市東灘区
調査戸数	約 3,900 棟
建物分類	建築年 構造形式 用途、他
被災度の定義	軽微 小破 中破 大破 倒壊

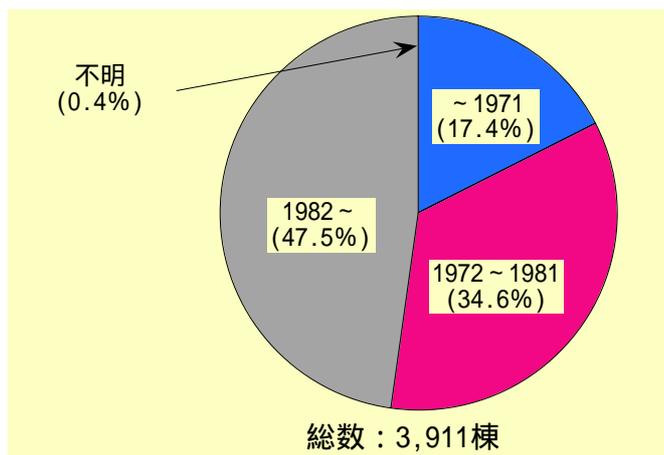


図 1.3-7 日本建築学会近畿支部データベースの内訳：年代区分

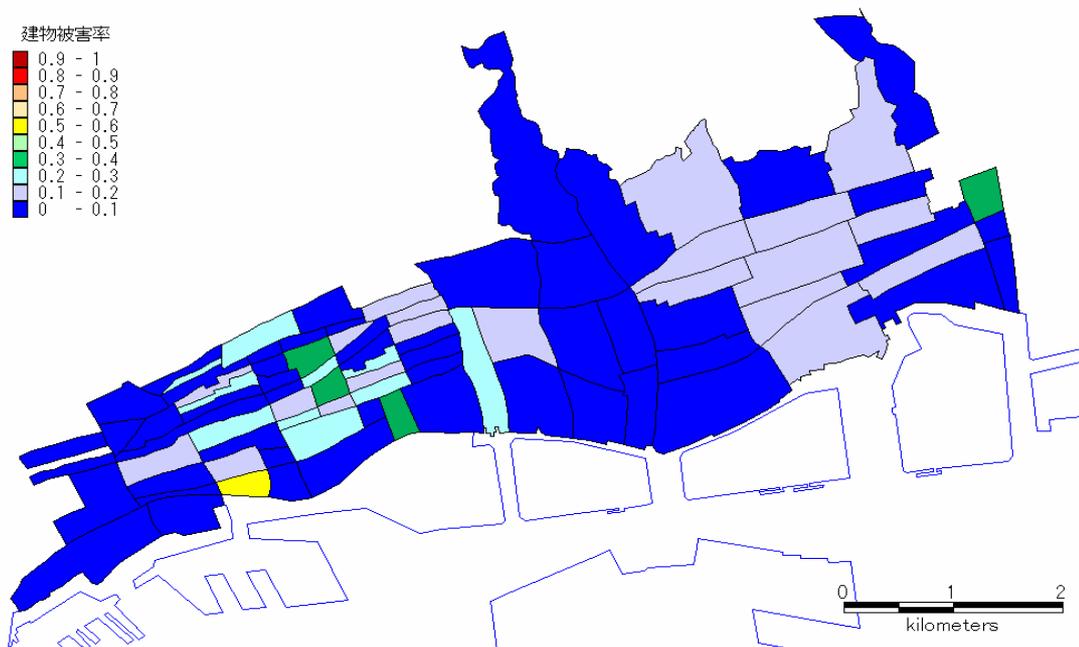


図 1.3-8 日本建築学会近畿支部データベース
RC 一般建物+ピロティ (~1971)の中破以上被害率

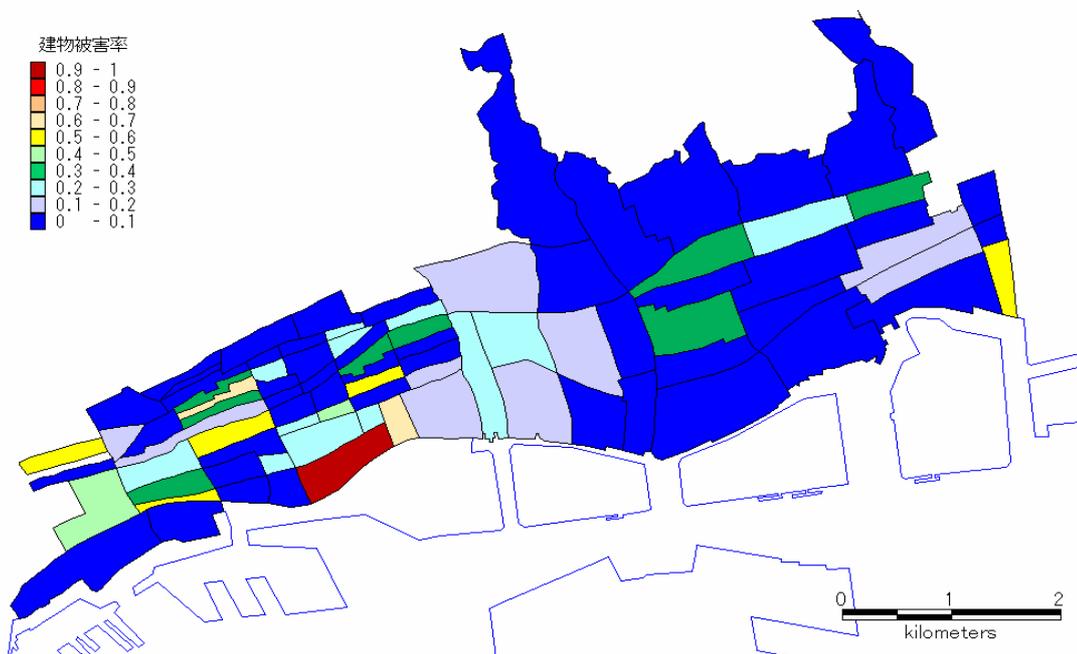


図 1.3-9 日本建築学会近畿支部データベース
RC 一般建物+ピロティ (1972~1981)の中破以上被害率

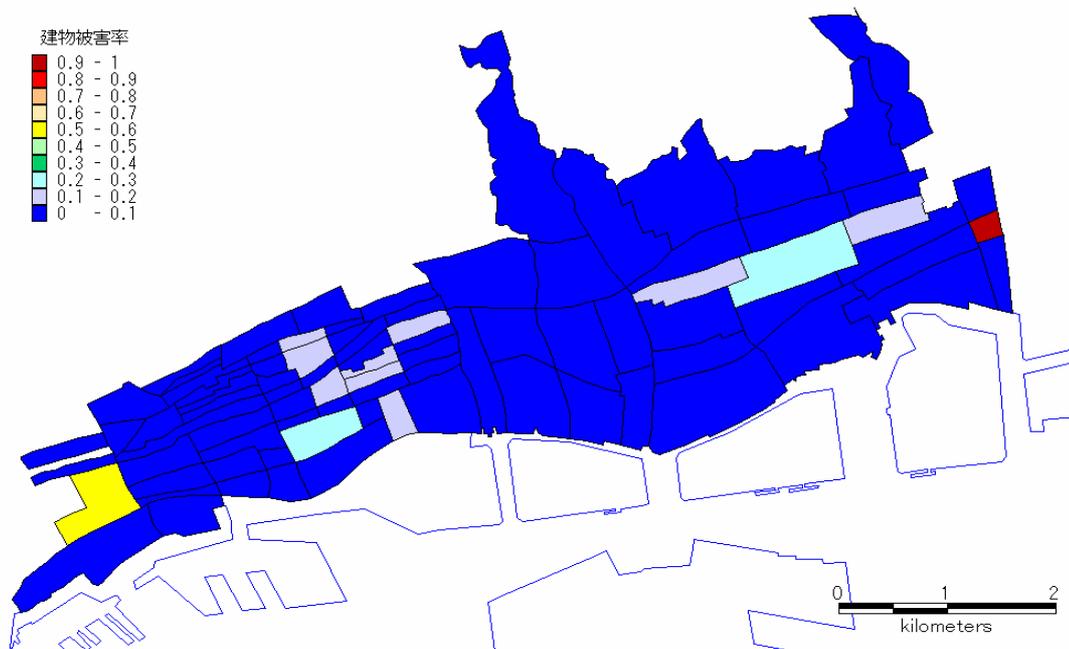


図 1.3-10 日本建築学会近畿支部データベース
RC 一般建物+ピロティ(1982~)の中破以上被害率

1.3.4 自治体調査による被災度データベース

被災地域内にある自治体が行った被害調査に対し、本検討に有意か否かを見極めるため、各自治体の報告書をもとに調査を行った。表 1.3.3 に調査結果の概要を示す。各自治体は罹災証明発行のため、家屋被害の調査結果は一部損壊、半壊、全壊に分類した上で被災度データを記録しているが、家屋の詳細なデータ等は公開されていない。しかし、同表に示すように町丁目、あるいは区または地区別に被災度データをまとめている自治体が多いことから、地理情報システム等に取り入れることによって地震動データと関連付けることが可能だと思われる。

表 1.3-3 自治体の調査による被災度データベース

調査目的	罹災証明	
自治体名	神戸市	○
	西宮市	◎
	芦屋市	◎
	宝塚市	◎
	伊丹市	○
	川西市	◎
	尼崎市	○
	北淡町	○
	兵庫県	△
	大阪府	△
調査戸数	—	
被災度の定義	一部損壊, 半壊, 全壊	

◎：町丁目別に把握可能 ○：区または地区別に把握可能 △：市町村全体の数値のみ

自治体による調査の主たる目的は、罹災証明発行のためであるため、その被害定義は建物被害を財産的被害として捉えられている。学会などが実施する被害調査において、建物被害は構造的な見地から定義される場合が多い。したがって、自治体の被害調査データは、図 1.3-11 に示すように他の被害調査データと被災度の定義が乖離しており、評価データとして用いる場合は留意を要する。

日本建築学会調査	無被害	被害軽微	小破	中破	大破	倒壊
震災特別委員会調査	外観上被害なし		軽微な損傷	中程度の損傷	全壊または大破	
自治体調査	無被害	一部損壊	半壊	全壊		

図 1.3-11 木造建物に対する被災度定義の対応関係

建設省建築研究所の被災度データベース、日本建築学会近畿支部の RC 造建物の被災度データベース、被災地域内にある各自治体の報告書について調査を行った。これらのデータベースについて、1.3.1 項で述べた地震損傷度評価に用いられるべき統計データの条件に基づき特徴の整理を行うと、表 1.3-4 に示すような結果となった。建設省建築研究所および日本建築学会近畿支部のデータベースと地震動データとを関連付けた詳細な検討・分析に関しては、2 章および 3 章で述べることとする。

表 1.3-4 収集した被災度データベースの特徴

	建設省建築研究所の被災度データベース	日本建築学会近畿支部の被災度データベース	各自治体の報告書
(1)データの量	◎	△	○
(2)広範囲なデータ	○	△	△
(3)情報の一貫性	○	○	△
(4)地震動の情報	○	○	△
(5)大規模被害を含む	○	○	○

凡例：◎優 ○良 △可 ×不可

参考文献

- 1) 建設省建築研究所(1996)：平成7年兵庫県南部地震被害調査最終報告書 第 I 編
中間報告書以降の調査分析結果
- 2) 日本建築学会近畿支部(1996)：1995年兵庫県南部地震コンクリート系建物被害調査
報告書
- 3) 神戸市：阪神淡路大震災 神戸復興誌
- 4) 西宮市：1995・1・17 阪神淡路大震災－西宮の記録－
- 5) 芦屋市：阪神淡路大震災 芦屋市の記録’95～’96
- 6) 宝塚市：阪神淡路大震災－宝塚市の記録 1995－
- 7) 伊丹市：災害と対応の記録 阪神淡路大震災 1995・1・17
- 8) 川西市(1997)：藩土縄時大震災 川西市の記録－私たちは忘れない－
- 9) 尼崎市(1998)：阪神淡路大震災 尼崎市の記録
- 10) 北淡町：阪神淡路大震災 北淡町の記録
- 11) 大阪府：平成7年1月17日 阪神淡路大震災の記録
- 12) 宮腰淳一，林康裕，福和伸夫(2000)：建物被害データに基づく各種の被災度指標
の対応関係分析，構造工学論文集，Vol. 46B，pp121-134

2. 建物の被災度定義に関する検討

2.1 建物群の分類に関する検討

2.1.1 検討の目的

本研究では、建物分類に対する被害率曲線の提案を目的としているが、建物分類をいかに設定するかによって被害率曲線は当然異なる。建物分類は耐震性能の差を反映したものとなるべきであるが、個々の建物の強度を照査することは現実的に不可能である。また、耐震性能に関する情報として準拠する設計規準が存在するが、設計規準が同一でも、実在する建物の耐震性能は必ずしも均質であるとは限らない。しかし、実際の耐震性能を示すデータとして地震被害データが存在する。この被害データを統計処理することによって、建物群としての耐震性能を確率的に検討することが可能である。

本検討では、まず構造形式別に設計規準の変遷を調査し、自治体の被害想定などで既に用いられている建物群の分類について考察を行う。さらに、地震被害データを用いて統計的検討を行い、地震被害関数という観点から明確なコントラストが生じるような建物分類の方法を考察する。

2.1.2 設計規準などによる建物分類

我が国における建物の耐震設計法は、1923年の関東大震災の翌年に改正された市街地建物法施行において水平震度を0.1と定められたところから始まる。この規定は1950年に公布された建築基準法に引き継がれ、その後、数度の大地震による被害経験を教訓に改訂されてきた。表2.1-1に被害地震と設計基・規準の変遷を示す。

表2.1-1 被害地震と設計基・規準の変遷

1891	明治24年	濃尾地震	レンガ造、石造建物に甚大な被害
1892	明治25年	文部省内に震災予防調査会設立	
1923	大正13年	関東大震災	
1924	大正14年	市街地建物法施行規則	水平震度を0.1と規定
1950	昭和25年	建築基準法公布	水平震度を0.2と規定
1959	昭和34年	木造の必要軸組み量（筋かい量など）の規定強化	
1964	昭和39年	新潟地震	
1968	昭和43年	十勝沖地震	RC短柱のせん断破壊が顕在化
1971	昭和46年	建築基準法施行令改正	設計用せん断力の割り増し RC柱のせん断補強筋間隔を狭化 木造の基礎を一体のコンクリート造とするよう規定強化
1978	昭和53年	宮城県沖地震	偏心建物の崩壊
1981	昭和56年	建築基準法施行令改正（新耐震設計法の採用）	一律的な許容応力度計算による一次設計と構造種別・高さに応じた二次設計

層間変形角，偏心率，保有水平耐力の規定
 水平震度法に代え，建物の振動特性・地盤の影響を考慮した地震
 層せん断力を設定
 木造の必要軸組み量（筋かい量など）の規定強化

1995	平成7年	兵庫県南部地震 新耐震設計法の一部見直し 鉄骨造の柱脚部の安全性確認 ピロティ等剛性バランスの悪い建物について適切な設計法の徹底 耐震改修促進法施行
1998	平成10年	建築基準法改正 性能規定 限界耐力計算

上記の表を見ると，我が国の設計基・規準は昭和 25 年の基準法公布，昭和 46 年の施行令改正，昭和 56 年の新耐震設計法の採用で抜本的に改良されており，これらを被害率推定の際の年代区分として用いることは妥当だと考えられる。

木造に限れば，昭和 34 年と昭和 56 年に必要軸組み量の規定強化，昭和 46 年に基礎の規定強化が行われている。また，その構造上，経年による劣化を無視できないことを考慮すれば，昭和 25 年前後，34 年前後，46 年前後，昭和 56 年前後のように設計基・規準の変更と経年劣化の影響を合わせ，10 年きざみで区分することも合理的だと思われる。

2.1.3 地震被害データに基づいた検討

(1) 被害率の変化の様子に関する検討

建設省建築研究所の被害データベース（低層戸建の分類を対象）と日本建築学会近畿支部の RC 造被害データベース（調査対象地域：神戸市灘区および東灘区）を用いて，建物群の分類に応じた耐震性能の差異を統計的に検討する。ここで，低層戸建の被災度区分は，軽微な損傷，中程度の損傷，全壊または大破であり，また建築年代による区分はされてない。一方，RC 造の被災度区分は中破以上のみであるが，建築年代により，～1971，1972～1981，1982～の 3 タイプに区分されている。

建物群の耐震性能の差異を検討するためには，いずれかの建物群の被害率を基準にして，他の建物群に対する被害率の変化を評価する必要がある。このとき，比較の基準となる建物群の条件は，評価単位において存在建物数が多く，かつ被害建物数もある程度多いこと，被害率と評価地点における地震動強さとの整合がとれていることが必要である。このような観点から，存在建物数および被害建物数が最も多い低層戸建の軽微な損傷以上の被害率を基準とし，これと他の被害率との関係について検討を行った。ただし，低層戸建の存在建物数が極端に少ない評価地点もあるため，ここでは低層戸建の存在建物数が 50 棟以上の評価地点のみを検討対象とした。このとき，評価単位の総数は 72 地点である。RC 造の被害データベースの場合は，建築年代を 3 区分すると，評価地点における存在建物数が零となるケースがあるため，この評価地点については計算対象外と

する。

低層戸建の軽微な損傷以上の被害率を基準とし、被害率の小さい順に他の被害率との関係をプロットすると、図 2.1-1, 図 2.1-2 のようになる。

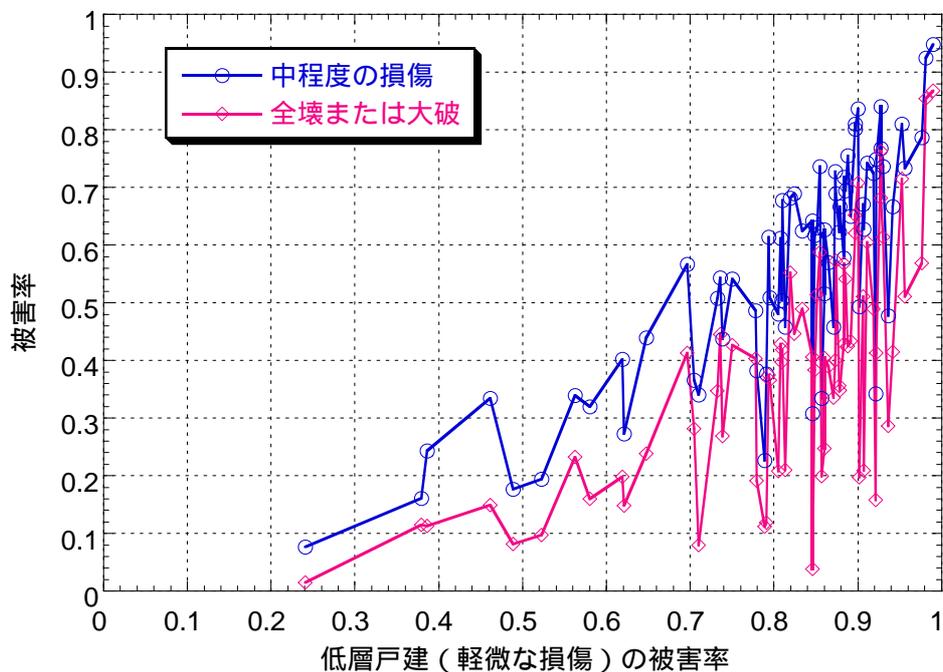


図 2.1-1 低層戸建(軽微な損傷)の被害率と低層戸建(他の被災度)の被害率との関係

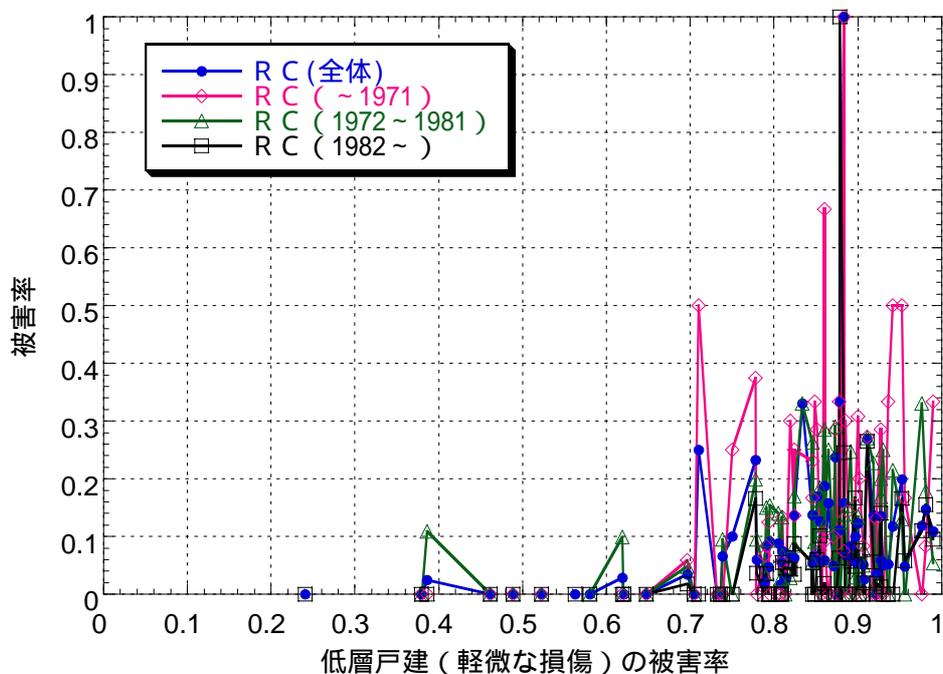


図 2.1-2 低層戸建(軽微な損傷)の被害率と RC 造(他の年代)の被害率との関係(ただし、被災度は全て中破以上である)

図 2.1-1 から、低層戸建(他の被災度)の被害率は、基準となる低層戸建(軽微な損傷)の被害率が大きくなるにつれて比例的に大きくなることわかる。また、図 2.1-2 から、RC 造(中破)の被害率は、評価地点の存在建物数および被害棟数が少ない理由などによりばらつき(変動)が大きいことわかる。建築年代ごとの RC 造の被害率を見ると、概略的には年代が新しいほど被害率は小さくなる傾向があるといえる。

RC 造の被害率のばらつきが大きいいため、全体的な傾向を把握するために被害率の移動平均を行うことにする。このとき、被害率そのものを用いて移動平均を行うと存在建物数の重みが考慮できないので、ここでは移動平均を行う評価地点を中心に前後 2 地点分を加え、合計 5 地点の存在建物数および被害建物数を用いて、次式により移動平均被害率を計算する。

$$r_n = \frac{m_{n-2} + m_{n-1} + m_n + m_{n+1} + m_{n+2}}{M_{n-2} + M_{n-1} + M_n + M_{n+1} + M_{n+2}} \quad (2.1-1)$$

ここで、 r_n は n 地点の移動平均被害率であり、 M_{n-2}, \dots, M_{n+2} はそれぞれの評価地点の存在建物数、 m_{n-2}, \dots, m_{n+2} はそれぞれの評価地点の被害建物数である。

(2.1-1) 式により、移動平均被害率を用いた結果を図 2.1-3、図 2.1-4 に示す。

図 2.1-3 の低層戸建(全壊または大破)と図 2.1-4 の RC 造(中破以上)の被害率を比較すると、低層戸建よりも RC 造の被害率が小さいことから、被災度の定義が両者では異なっているものの、RC 造の耐震性能の方が高いと考えられる。RC 造(中破以上)の被害率を見ると、建築年代による耐震性能の差異があり、建築年代が新しいほど被害率が小さくなる傾向が見られる。

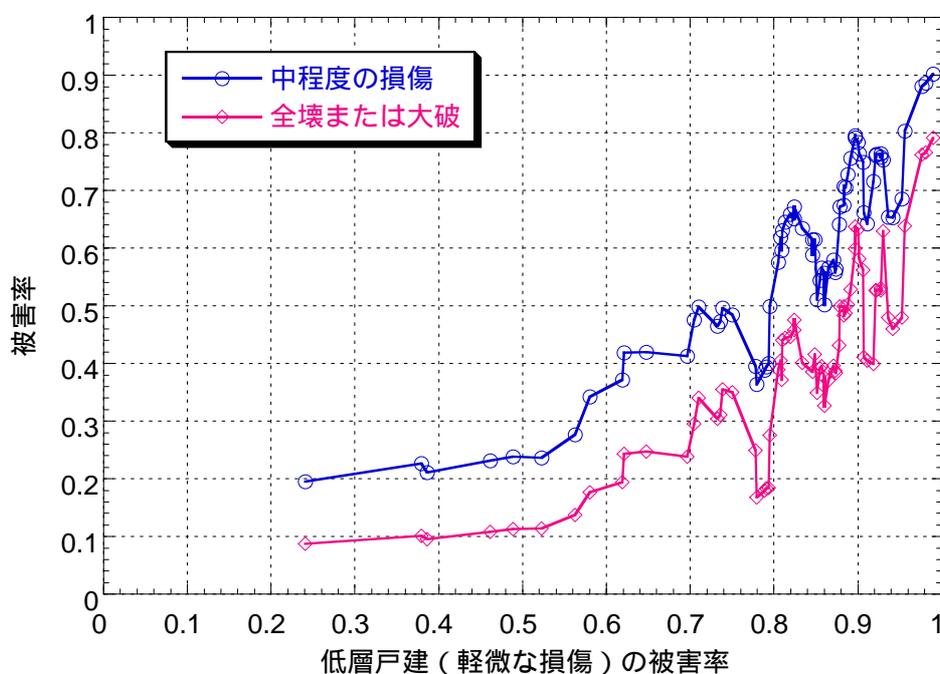


図 2.1-3 低層戸建(軽微な損傷)の被害率と低層戸建(他の被災度)の移動平均被害率との関係

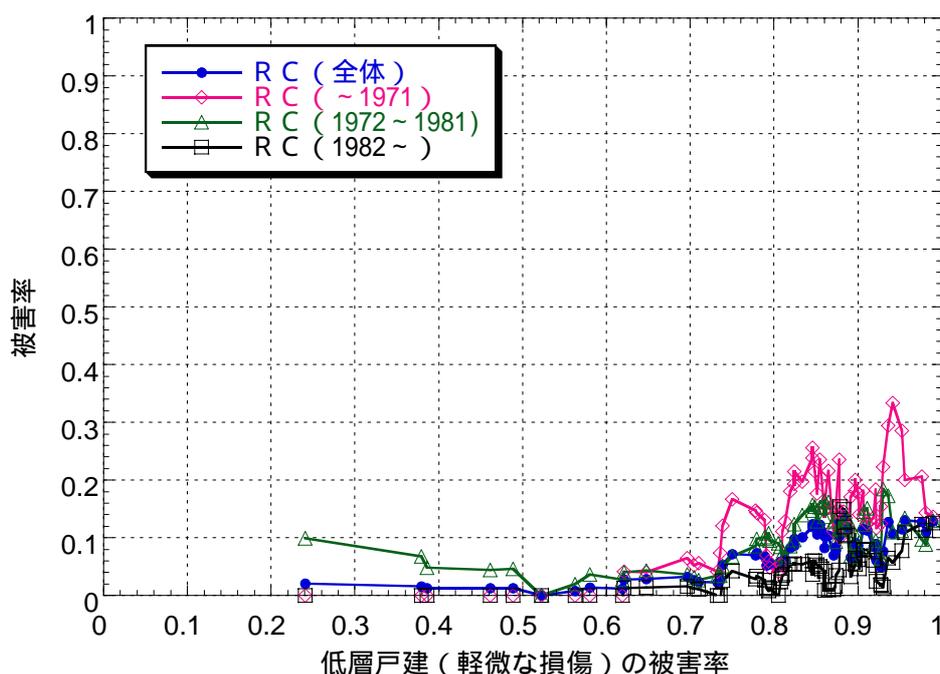


図 2.1-4 低層戸建(軽微な損傷)の被害率とRC造(他の年代)の移動平均被害率との関係(ただし、被災度は全て中破以上である)

(2) 尤度関数による検討

移動平均被害率を用いることにより、RC造よりも低層戸建の耐震性能が低い傾向にあることがわかった。しかし、RC造の被害データベースは、低層戸建と比較して評価単位における存在建物数および被害建物数が一般的に少なく、RC造の被害率には推定誤差が多く含まれている可能性がある。そこで、尤度関数を用いて被害率の推定精度を考慮した上で、建物群の被害率の相互比較を行うことにする。

ある評価単位における被害率 P に関する情報として、存在建物数 M 、被害建物数 m が得られたとする。このとき、個々の建物における被害の発生が互いに独立であると仮定すると、 M 棟の中で m 棟の建物が被害を受ける確率 $P(m)$ は、次式の二項分布で計算される。

$$P(m) = {}_M C_m \times P^m \times (1-P)^{M-m} \quad (2.1-2)$$

ここで、 ${}_M C_m$ は二項係数である。

被害率の推定精度を評価するため、被害率 $P(m)$ の尤度関数 $F(P)$ を計算する。まず、観測された被害率 P を $0 \sim 1$ の範囲で変化させて $P(m)$ を計算し、これらの総和を取って正規化係数 N を計算する。ここで、正規化係数 N は、尤度関数 $F(P)$ を P に関して $0 \sim 1$ まで積分した値が 1 になるように正規化するための係数である。

$$N = \sum_{i=1}^n P_i(m) \quad (2.1-3)$$

ここで、 n は分割数である。 $P_i(m)$ は

$$P_i(m) = {}_M C_m \times P_i^m \times (1 - P_i)^{M-m} \quad (\text{ただし, } 0 < P_i < 1)$$

と表される。正規化係数 N の逆数を用いると、尤度関数 $F(P)$ は次式となる。

$$F(P) = \frac{1}{N} \times P^m \times (1 - P)^{M-m} \quad (\text{ただし, } 0 < P < 1) \quad (2.1-4)$$

(2.1-4) 式により尤度関数 $F(P)$ が定義されたので、被害率の推定精度を考慮して、建物群の被害率を相互比較する。比較するための基準となる物理量の尤度関数 $F_R(P)$ と比較する物理量の尤度関数 $F_S(P)$ との関係を図 2.1-5 に示す。

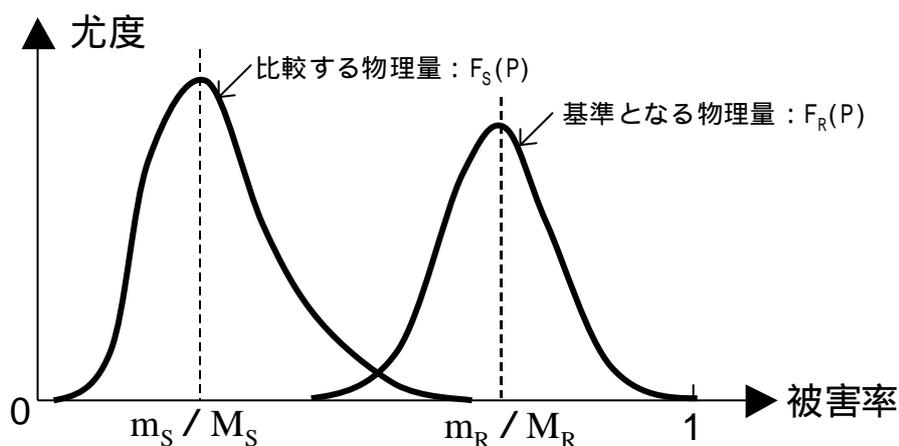


図 2.1-5 尤度関数の比較

図中において、 M_S は比較する対象の評価単位における存在建物数、 m_S は比較する対象の評価単位における被害建物数、 M_R は基準となる対象の評価単位における存在建物数、 m_R は基準となる対象の評価単位における被害建物数を示す。

比較する物理量の被害率が基準となる物理量の被害率より小さくなる指標値(確率) P_f は、尤度関数 $F_R(P)$ および $F_S(P)$ を用いて、信頼性理論に基づいた次式によって評価される。

$$P_f = \sum_{j=1}^n \left[\left\{ \sum_{i=1}^j F_R(P_i) \right\} \times F_S(P_j) \times \Delta P \right] \quad (2.1-5)$$

ここで、 $\Delta P = 1/n$ である。指標値 P_f の値は、基準となる物理量 R と比較する物理量 S との間に表 2.1-2 の関係がある。

表 2.1-2 指標値 P_f とこれに対応した状態

$P_f=1$	比較する物理量が、基準となる物理量よりも確実に弱い
$0.5 < P_f < 1$	比較する物理量が、基準となる物理量よりも弱い
$P_f=0.5$	比較する物理量と基準となる物理量の大小関係が同等である
$0 < P_f < 0.5$	比較する物理量が、基準となる物理量よりも強い
$P_f=0$	比較する物理量が、基準となる物理量よりも確実に強い

比較する構造物の被害率が基準となる構造物の被害率よりも小さくなる指標値と、低層戸建(軽微な損傷)の被害率との関係を図 2.1-6~図 2.1-12 に示す。これらの図から以下のことがわかる。

図 2.1-6 は、低層戸建(軽微な損傷)を基準としたときの低層戸建(中程度の損傷)、低層戸建(全壊または大破)、RC 造(全体)との指標値をそれぞれ示したものである。他の建物分類はみな指標値 0 付近に分布しており、低層戸建(軽微な損傷)の建物強度は他の建物分類よりも確実に弱いことがわかる。

図 2.1-7 は、低層戸建(中程度の損傷)を基準としたときの低層戸建(軽微な損傷)、低層戸建(全壊または大破)、RC 造(全体)との指標値をそれぞれ示したものである。RC 造(全体)の指標値の大部分は 0 付近に分布しており、低層戸建(中程度の損傷)の建物強度は RC 造(全体)と比較して弱いことがわかる。

図 2.1-8 は、低層戸建(全壊または大破)を基準としたときの低層戸建(軽微な損傷)、低層戸建(中程度の損傷)、RC 造(全体)との指標値をそれぞれ示したものである。RC 造(全体)の指標値の大部分は 0 付近に分布しており、低層戸建(全壊または大破)の建物強度は RC 造(全体)と比較して弱いことがわかる。

- ④ 図 2.1-9 は、RC 造(全体)を基準にしたときの RC 造(~1971)、RC 造(1972~1981)、RC 造(1982~)との指標値をそれぞれ示したものである。RC 造(1972~1981)の指標値の大部分は 0.5 より大きく、また RC 造(1982~)の指標値は 0.5 付近を中心にばらついていることから、RC 造(全体)の建物強度は RC 造(1972~1981)よりも強いが、RC 造(1982~)との関係はほぼ同等であると思われる。
- ⑤ 図 2.1-10 は、RC 造(~1971)を基準にしたときの RC 造(全体)、RC 造(1972~1981)、RC 造(1982~)との指標値をそれぞれ示したものである。RC 造(1982~)の指標値の大部分は 0.5 より小さく、また RC 造(1972~1981)の指標値は 0.5 付近を中心にばらついていることから、RC 造(~1971)の建物強度は RC 造(1982~)よりも弱い、RC 造(1972~1981)との関係はほぼ同等であると思われる。
- ⑥ 図 2.1-11 は、RC 造(1972~1981)を基準にしたときの RC 造(全体)、RC 造(~1971)、RC 造(1982~)との指標値をそれぞれ示したものである。RC 造(1982~)の指標値の大部分は 0.5 より小さく、また RC 造(~1971)の指標値は 0.5 付近を中心にばらついていることから、RC 造(1972~1981)の建物強度は RC 造(1982~)よりも弱い、RC 造(~1971)との関係はほぼ同等であると思われる。
- ⑦ 図 2.1-12 は、RC 造(1982~)を基準にしたときの RC 造(全体)、RC 造(~1971)、RC 造(1972~1982)との指標値をそれぞれ示したものである。他の RC 造の分類はみな指標値が 0.5 より大きいことから、RC 造(1982~)の建物強度は、他の RC 造の分類よりも強いことがわかる。

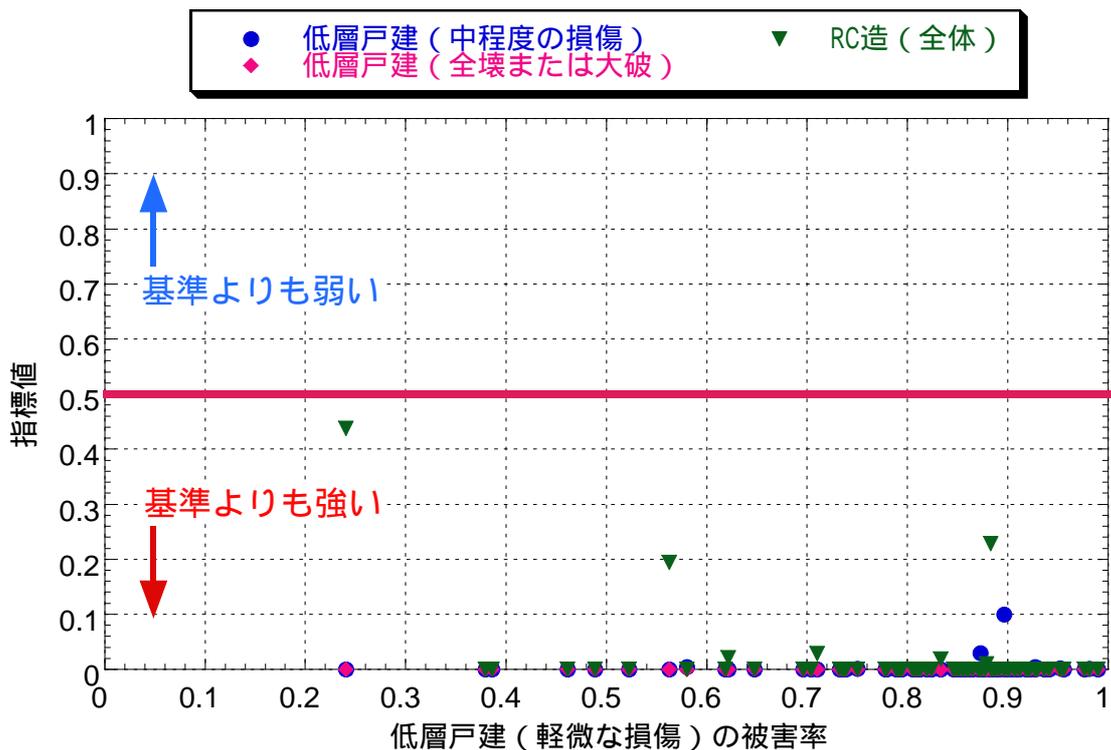


図 2.1-6 低層戸建（軽微な損傷）を基準としたときの指標値

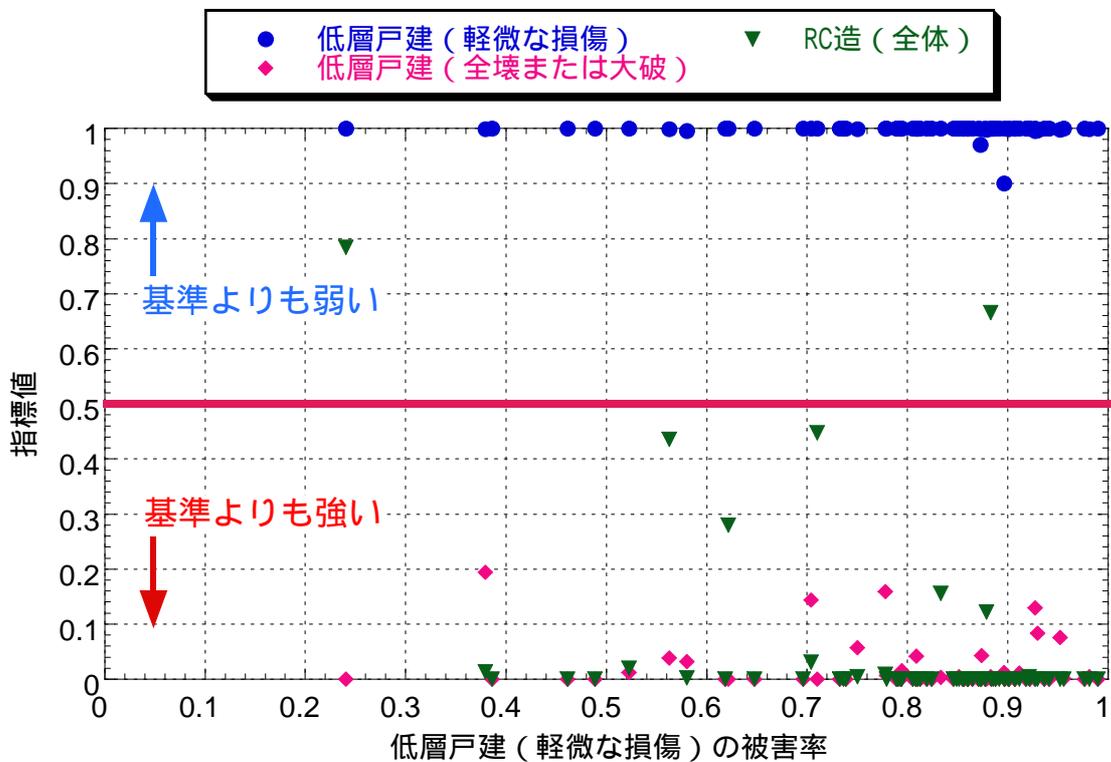


図 2.1-7 低層戸建（中程度の損傷）を基準としたときの指標値

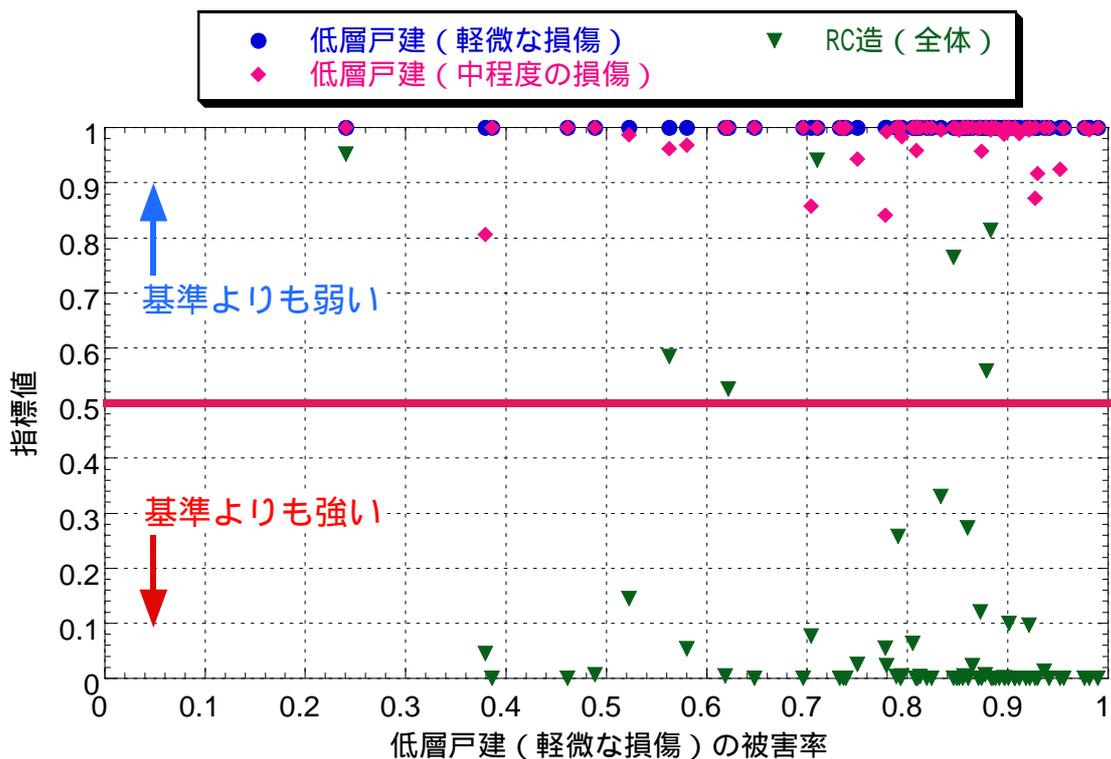


図 2.1-8 低層戸建(全壊または大破)を基準としたときの指標値

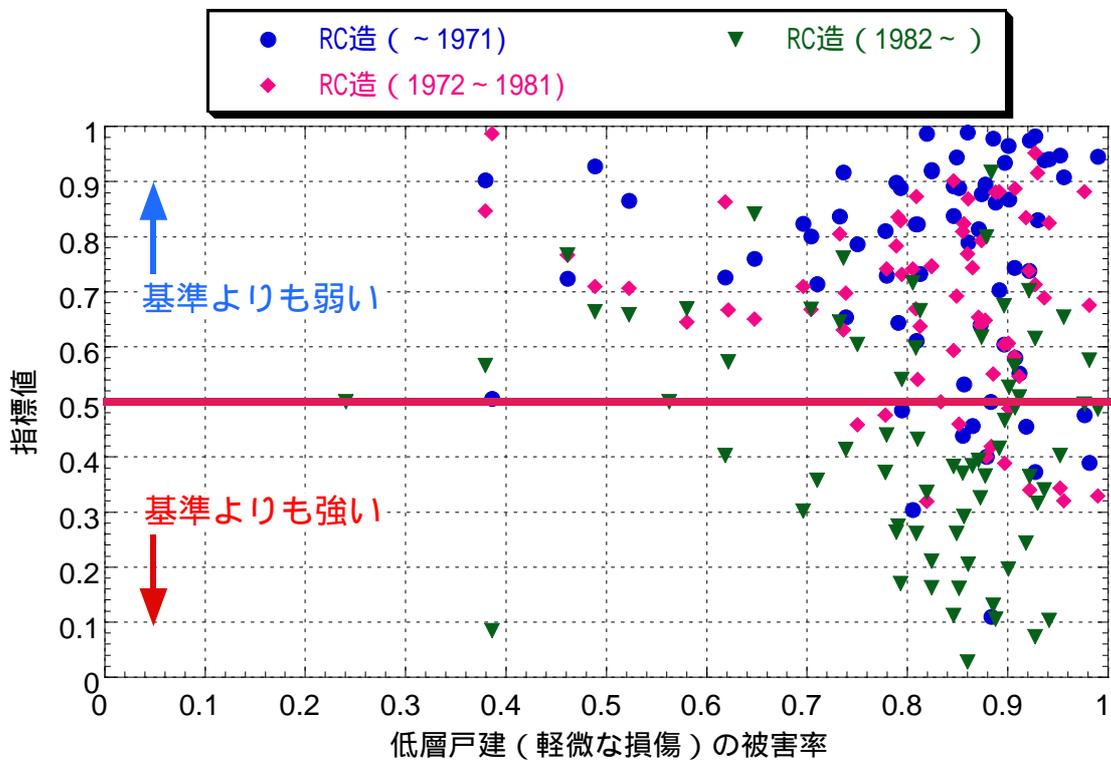


図 2.1-9 RC 造(全体)を基準としたときの指標値

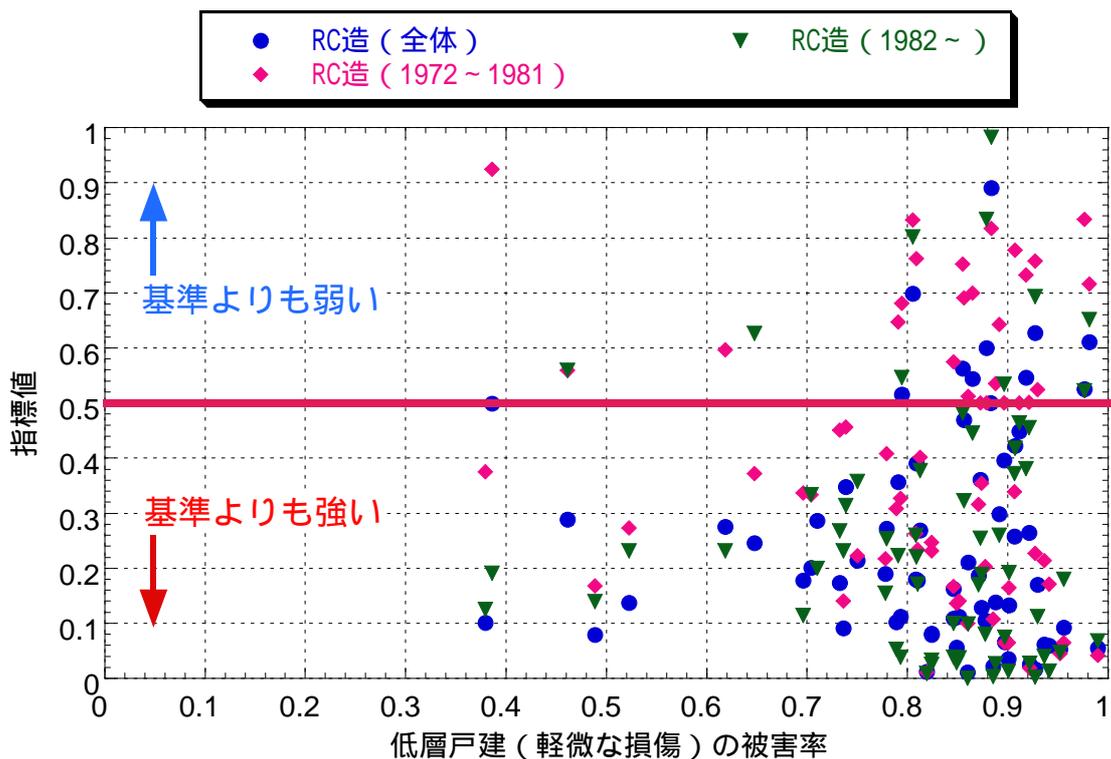


図 2.1-10 RC 造（～1971）を基準としたときの指標値

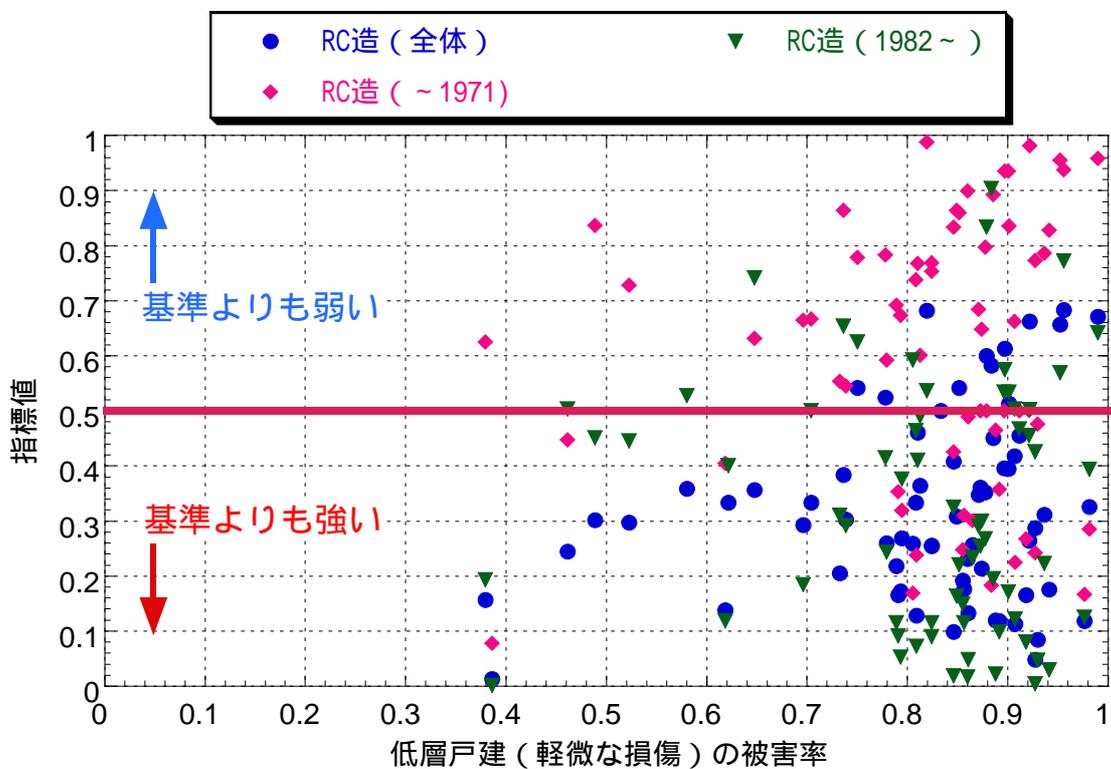


図 2.1-11 RC 造（1972～1981）を基準としたときの指標値

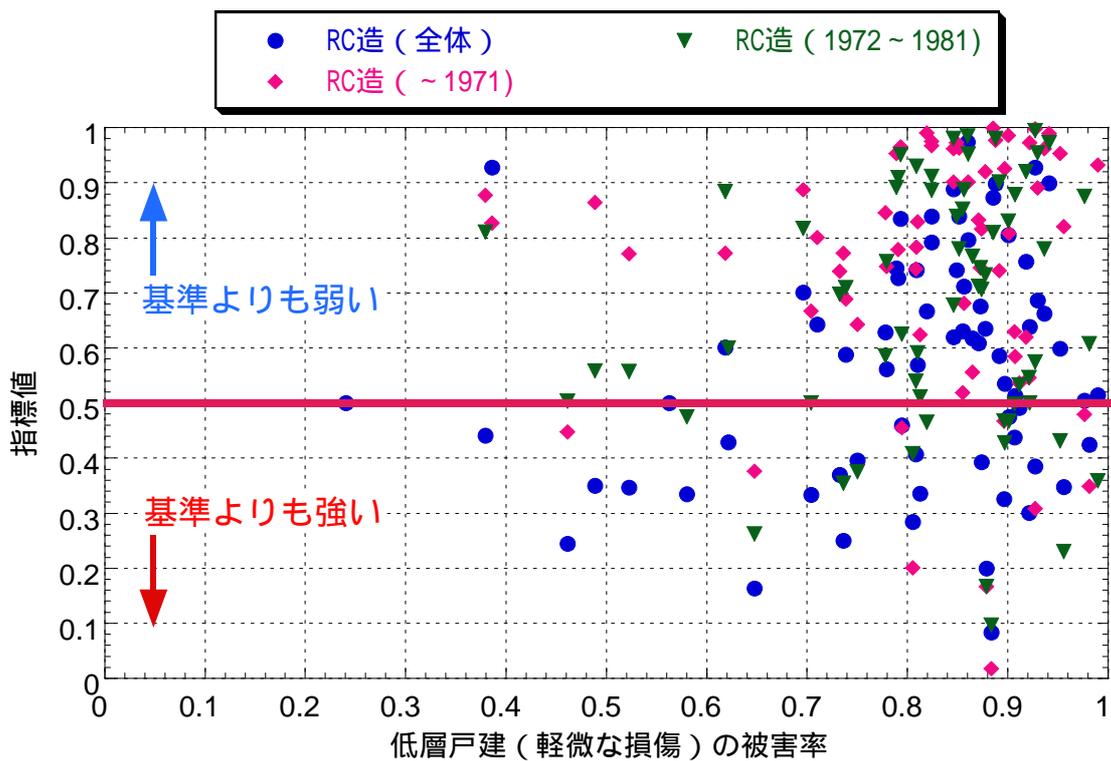


図 2.1-12 RC 造(1982～)を基準としたときの指標値

参考文献

- 1) 建設省建築研究所(1996)：平成 7 年兵庫県南部地震被害調査最終報告書 第 I 編中間報告書以降の調査分析結果,「この地図は,建設省建築研究所が建設省国土地理院長の承認を得て,同院発行の数値地図 10000 (総合)を複製した CD-ROM データに基づいて作成したものである。(承認番号 平成 8 総複,第 26 号)」
- 2) 日本建築学会近畿支部(1996)：1995 年兵庫県南部地震コンクリート系建物被害調査報告書

2.2 地震動強さの指標に関する検討

2.2.1 検討の目的

本節では、文献調査等により、地震動強さを表現する様々な指標間の相互関係の検討を行う。また、実際の強震記録を分析することにより、地震動強さの指標間の相互関係を統計的に検討して被害率曲線における相互変換を試みる。さらに、後述する構造物の被害と相関の良い指標を選定する際の知見を得ることを目的とする。

2.2.2 被害想定に用いられる地震動強さの指標

自治体の被害想定では、1.2項で述べたように様々な指標が用いられている。再掲すると、墓石転倒震度、実効加速度、最大加速度、最大速度、気象庁震度(旧)、計測震度、応答スペクトル、設計震度(設計用せん断力係数)など多岐にわたっている。地震動強さの指標は、対象とする構造物によって適切に設定することが必要である。しかし、被災地域の地震動強さの推定に用いられた指標をそのまま用いる場合が多いのも現状である。例えば、過去の被害地震における墓石転倒震度等、当時の地震動強さを推定する方法を用い、その推定結果をもとに作成された被害関数を参照することがある。

近年では、高層建物のみならず木造低層建物についても、破壊に結びつく指標として最大速度が適切であるという報告がある。兵庫県南部地震における建物被害の被害関数構築の際には、最大速度の指標を用いて検討される場合が多い。

2.2.3 地震動強さの指標の相互関係

前述したように、同じ構造物の損傷を表わす地震動強さの指標は多岐に渡っている。これは、被災地における地震動の強さを推定した際の指標に依存する場合が多く、必ずしも構造物の損傷を評価するための適切な指標とはなっていない。したがって、地震動指標間の相互関係を整理しておくことは、過去の地震被害を解釈するのみならず、今後の被害関数の構築においても重要である。

(1) 既往の検討結果について

地震記録が蓄積され始めてから、地震動強さの指標間の関係については比較的多くの検討例がある。最初に既往の検討結果について概観する。

1) 旧震度 I_{JMA} と地震動指標の関係

旧震度と地震動指標の検討例は少なく、下記のような結果が代表的な例である。

・河角(1943)

$$I_{JMA} = 2 * \text{Log}_{10}(PGA) + 0.7 \quad (2.2-1)$$

・翠川・他(1988)

$$I_{JMA} = 0.35 * \text{Log}_{10}(PGA) + 0.95 * \text{Log}_{10}(PGV) + 2.57 \quad \sigma = 0.34 \quad (\text{III} \leq I_{JMA} \leq \text{V}) \quad (2.2-2)$$

$$\text{Log}_{10}(PGA) = 0.46I_{JMA} + 0.05 \quad \sigma = 0.27 \quad (\text{I} \leq I_{JMA} \leq \text{V}) \quad (2.2-3)$$

$$\text{Log}_{10}(PGA) = 0.58I_{JMA} - 0.43 \quad \sigma = 0.25 \quad (\text{III} \leq I_{JMA} \leq \text{V}) \quad (2.2-4)$$

$$\text{Log}_{10}(PGV) = 0.53I_{JMA} - 1.78 \quad \sigma = 0.32 \quad (\text{I} \leq I_{JMA} \leq \text{V}) \quad (2.2-5)$$

$$\text{Log}_{10}(PGV) = 0.65I_{JMA} - 1.78 \quad \sigma = 0.23 \quad (\text{III} \leq I_{JMA} \leq \text{V}) \quad (2.2-6)$$

$$\text{Log}_{10}(S.I.) = 0.58I_{JMA} - 1.57 \quad \sigma = 0.40 \quad (\text{I} \leq I_{JMA} \leq \text{V}) \quad (2.2-7)$$

$$\text{Log}_{10}(S.I.) = 0.71I_{JMA} - 2.06 \quad \sigma = 0.27 \quad (\text{III} \leq I_{JMA} \leq \text{V}) \quad (2.2-8)$$

S.I.の定義に関しては後述する。

2) 計測震度 I を目的変数とした関係

計測震度は 1995 年にその計算方法が修正され、次式で計算されるようになった。

$$I = 2 * \text{Log}_{10}(a_0) + 0.94 \quad (2.2-9)$$

ここで、 a_0 は、0.62Hz をほぼピークとした緩やかなバンドパスフィルターを施した加速度波形の 3 成分合成最大加速度であり、パルスの最大値を避けるためにピーク値より 0.3 秒後の最大加速度値である。

a) 計測震度 I と旧震度 I_{JMA} との関係

翠川・他(1999)は、旧震度と計測震度間の相関について検討を行い、ばらつきは 0.63 程度と大きいながらも両者の間には概ね対応が取れているとしている。用いられたデータに関しては後述する。

b) 計測震度と各種地震動指標との関係

近年、強震記録の蓄積に伴って数多くの検討が行われている。説明変数としては、最大加速度、最大速度、 $S.I.$ 、 $M.S.I.$ 等多種にわたり検討され、それぞれの関係式が提案されている。ここでは、代表的なものとして、下記のデータベースを用いた検討結果について、説明変数ごとに記載する。

- ・童・他(1996)：1995 年兵庫県南部地震(76 記録)、1994 年 Northridge 地震(27 記録)、1993 年釧路沖地震、1994 年北海道南西沖地震、1994 年北海道東方沖地震、1994 年三陸はるか沖地震、1992 年東京湾地震、1995 年兵庫県南部地震余震の計 205 の記録で比較的バランスは取れている。
- ・Khosrow. T. S. ・他(1998)：87 型の記録(1988~1996)、77 地点 1020 記録、圧倒的に低震度のデータが多い。
- ・菅原・他(1998)：K-net(1996.5~1997.12)の 414 地震、11014 記録であり、圧倒的に低震度のデータが多い。
- ・菅原・他(1999)：K-net(1996.5~1998.12)の 549 地震、15323 記録であり、圧倒的に低震度のデータが多い。
- ・翠川・他(1999)：1968 年十勝沖地震(9 記録)、1973 年根室半島沖地震とその余震(5 記録)、1975 年大分県中部地震(1 記録)、1978 年 2 月宮城県沖地震(2 記録)、1978 年宮城県沖地震(10 記録)、1980 年伊豆半島東方沖地震(7 記録)、1982 年浦河沖地震(3 記録)、1983 年日本海中部地震(11 記録)→SMAC(震度 4~5)、横浜気象台での速度記録(108 記録)→(震度 0~4)、水戸地方気象台での加速度記録(49 記録)→(震度 0~4)、1995 年兵庫県南部地震(4 記録)→(震度 6~7)であり、低震度のデータに比べ、高震度領域のデータは比較的少ないもののバランスは取れている。
- ・宮崎・他(1999)：K-net(1996.10~1998.12)の九州周辺で観測された 159 地震、3167 記録であり、圧倒的に低震度のデータが多い。

- ・水谷・他(1997) : El-centro 波, 八戸波, 神戸波を基盤波として, 22 種類の表層地盤モデルにより非線形解析を行い作成した模擬地震波
- ・栗田・他(2000) : 1979 年 ImperialValley 地震, 1987 年千葉県東方沖地震, 1989Lomaprieta 地震, 1993 年釧路沖地震, 1994 年 Northridge 地震, 1994 年北海道東方沖地震, 1995 年兵庫県南部地震, 1998 年東京湾の地震の計 277 記録

最大加速度 PGA を説明変数とした場合

- ・童・他(1996)

$$I = 1.89 * \text{Log}_{10}(PGA) + 0.59 \quad \sigma = 0.281 \quad (2.2-10)$$

- ・Khosrow, T. S. ・他(1998)

$$I = 1.86 * \text{Log}_{10}(PGA) + 0.23 \quad \sigma = 0.319 \quad (2.2-11)$$

- ・菅原・他(1999)

$$I = 1.82 * \text{Log}_{10}(PGA) + 0.03 \quad \sigma = 0.42 \quad \rho = 0.87 \quad (2.2-12)$$

$$I = 2.00 * \text{Log}_{10}(PGA) - 0.13 \quad \sigma = 0.43 \quad (2.2-9) \text{式定義より係数 } 2 \text{ に固定} \quad (2.2-13)$$

- ・翠川・他(1999)

$I=0\sim7$

$$I = 2.07 * \text{Log}_{10}(PGA) + 0.14 \quad \sigma = 0.30 \quad (2.2-14)$$

$$I = 2.00 * \text{Log}_{10}(PGA) + 0.22 \quad \sigma = 0.31 \quad (2.2-9) \text{式定義より係数 } 2 \text{ に固定} \quad (2.2-15)$$

$I=4\sim7$

$$I = 1.90 * \text{Log}_{10}(PGA) + 0.55 \quad \sigma = 0.30 \quad (2.2-16)$$

$$I = 2.00 * \text{Log}_{10}(PGA) + 0.32 \quad \sigma = 0.30 \quad (2.2-9) \text{式定義より係数 } 2 \text{ に固定} \quad (2.2-17)$$

- ・水谷・他(1997)

$$I = 0.92 * \text{Ln}(PGA) - 0.06 \quad \rho = 0.971 \quad \nu = 0.160 \quad (2.2-18)$$

これらの関係を図 2.2-1(a)に示す. 低震度領域が多いデータセットを用いた回帰曲線は, 計測震度を低く見積もる傾向にあり, 比較的高震度のデータを含む回帰曲線では, ほとんど一致している.

最大速度 PGV を説明変数とした場合(図 2.2-1(b))

- ・童・他(1996)

$$I = 2.01 * \text{Log}_{10}(PGV) + 2.30 \quad \sigma = 0.418 \quad (2.2-19)$$

- ・菅原・他(1999)

$$I = 1.86 * \text{Log}_{10}(PGV) + 2.69 \quad \sigma = 0.19 \quad \rho = 0.98 \quad (2.2-20)$$

$$I = 2.00 * \text{Log}_{10}(PGV) + 2.76 \quad \sigma = 0.20 \quad (2.2-9) \text{式定義より係数 } 2 \text{ に固定} \quad (2.2-21)$$

- ・翠川・他(1999)

$I=0\sim7$

$$I = 1.82 * \text{Log}_{10}(PGV) + 2.54 \quad \sigma = 0.19 \quad (2.2-22)$$

$$I = 2.00 * \text{Log}_{10}(PGV) + 2.55 \quad \sigma = 0.25 \quad (2.2-9) \text{式定義より係数 } 2 \text{ に固定} \quad (2.2-23)$$

$I=4\sim7$

$$I = 1.72 * \text{Log}_{10}(PGV) + 2.68 \quad \sigma = 0.21 \quad (2.2-24)$$

$$I = 2.00 * \text{Log}_{10}(PGV) + 2.32 \quad \sigma = 0.24 \quad (2.2-9) \text{式定義より係数 } 2 \text{ に固定} \quad (2.2-25)$$

・水谷・他(1997)

$$I = 0.85 * \ln(PGV) + 2.11 \quad \rho = 0.983 \quad \nu = 0.124 \quad (2.2-26)$$

最大加速度 PGV と最大速度 PGA を説明変数とした場合(図 2.2-1(c))

・童・他(1996)

$$I = 0.78 * \log_{10}(PGV) + 1.25 * \log_{10}(PGA) + 1.11 \quad \sigma = 0.18 \quad (2.2-27)$$

・翠川・他(1999)

$I=0\sim7$

$$I = 0.98 * \log_{10}(PGV * PGA) + 1.40 \quad \sigma = 0.15 \quad (2.2-28)$$

$$I = 1.00 * \log_{10}(PGV * PGA) + 1.38 \quad \sigma = 0.15 \quad (2.2-9) \text{式定義より係数 1 に固定} \quad (2.2-29)$$

$I=4\sim7$

$$I = 1.02 * \log_{10}(PGV * PGA) + 1.25 \quad \sigma = 0.15 \quad (2.2-30)$$

$$I = 1.00 * \log_{10}(PGV * PGA) + 1.32 \quad \sigma = 0.15 \quad (2.2-9) \text{式定義より係数 1 に固定} \quad (2.2-31)$$

・水谷・他(1997)

$$I = 1.03 * \text{式}(27) - 0.43 \quad \rho = 0.986 \quad \nu = 0.112 \quad (2.2-32)$$

童・他(1996), 翠川・他(1999)は, 他の指標からの推定に比べてばらつきが小さいことから, 本指標によって実用的に震度を推定することができるかと指摘している。

応答スペクトル関連指標を説明変数とした結果(図 2.2-1(d))

応答スペクトルをもとに相関を検討した例として, 応答スペクトル値そのものを用いる評価と, 平滑化を施して平均的な指標 $S.I.$, $M.S.I.$, SI 値, ASA として用いる場合の検討例がある。平均化する指標に関する定義を下記に示す。

$$S.I. = \int_{0.1}^{2.5} S_{V,0.05}(T) dT, \quad M.S.I. = \int_{0.1}^{0.5} S_{A,0.05}(T) dT,$$

$$SI \text{値} = \frac{1}{2.4} \int_{0.1}^{2.5} S_{V,0.20}(T) dT, \quad ASA_{T_1-T_2} = \frac{1}{T_2 - T_1} \int_{T_1}^{T_2} S_{A,0.05}(T) dT$$

ここで, S の添字 A は加速度応答, V は速度応答, その横の数値は減衰定数をそれぞれ示す。

・童・他(1996)

$$I = 1.96 * \log_{10}(SI \text{値}) + 2.43 \quad \sigma = 0.174 \quad (2.2-33)$$

・菅原・他(1999)

$$I = 1.74 * \log_{10}(S.I.) + 1.67 \quad \sigma = 0.23 \quad \rho = 0.96 \quad (2.2-34)$$

$$I = 2.00 * \log_{10}(S.I.) + 1.67 \quad \sigma = 0.26 \quad (2.2-9) \text{式定義より係数 2 に固定} \quad (2.2-35)$$

$$I = 1.97 * \log_{10}(M.S.I.) + 0.32 \quad \sigma = 0.20 \quad \rho = 0.97 \quad (2.2-36)$$

$$I = 2.00 * \log_{10}(M.S.I.) + 0.30 \quad \sigma = 0.20 \quad (2.2-9) \text{式定義より係数 2 に固定} \quad (2.2-37)$$

・水谷・他(1997)

$$I = 0.85 * \ln(ASA_{0.75-0.95}) - 0.12 \quad \rho = 0.989 \quad \nu = 0.099 \quad (2.2-38)$$

・栗田・他(2000)

$$I = a_0 + a_1 \ln[S_{A,0.05}(T_1)] + a_2 \ln[S_{A,0.05}(T_2)] + \dots + a_{81} \ln[S_{A,0.05}(T_{81})] \quad \rho = 0.991 \quad (2.2-39)$$

の係数を定数項+10 パラメータにリダクションし評価 $\rho = 0.989$

複合説明変数を説明変数とした結果

SI 値と PGA の組合せ

・ 童・他(1996)

$$I = 1.29 * \text{Log}_{10}(SI\text{値}) + 0.69 * \text{Log}_{10}(PGA) + 1.68 \quad \sigma = 0.097 \quad (2.2-40)$$

PGA と M の組合せ

・ 菅原・他(1998)

$$I = 2.00 * \text{Log}_{10}(PGA) + 0.36(M - 5) - 0.43 \quad (\text{表層地盤卓越周期が } 0.2 \text{ 秒以下}) \quad (2.2-41)$$

$$I = 2.00 * \text{Log}_{10}(PGA) + 0.36(M - 5) - 0.14 \quad (\text{上記以外の地盤}) \quad (2.2-42)$$

・ 宮崎・他(1999)

$$I = (0.11M + 1.22)\text{Log}_{10}(PGA) + 0.28M - 1.3 \quad \rho = 0.934 \quad \nu = 0.334 (M = 6.6\text{時}) \quad (2.2-43)$$

その他

ここで示した指標以外にも、翠川・他(1999)は、 $|a(t)*v(t)|_{\max}$ 加速度パワーの関係式を、また菅原・他(1999)は、加速度パワー、最大入力率、エネルギースペクトル ($T=0.1, 0.2, 0.5, 1.0$) の関係式を提案しているが、これらの指標は被害関数に直接用いる指標ではないため本稿では割愛する。

3) 最大速度 PGV を目的変数とした関係

・ 小林・他(1978) : S.I. を説明変数

$$PGV = 0.3 * S.I. \quad (2.2-44)$$

・ 菅原・他(1999) : S.I. を説明変数

$$PGV = 0.3 * S.I. \quad (2.2-45)$$

・ 童・他(1996) : 計測震度 I を説明変数

$$\text{Log}_{10}(PGV) = 0.45 * I - 0.97 \quad \sigma = 0.447 \quad (2.2-46)$$

・ 水谷・他(1997) : 計測震度 I , 最大加速度 PGA , 平均加速度応答スペクトル ASA

$$\text{Ln}(PGV) = 1.19 * I (\text{式27で算定される計測震度}) - 2.86 \quad \rho = 0.985 \quad \nu = 0.134 \quad (2.2-47)$$

$$\text{Ln}(PGV) = 1.05 * \text{Ln}(PGA) - 2.35 \quad \rho = 0.957 \quad \nu = 0.224 \quad (2.2-48)$$

$$\text{Ln}(PGV) = 0.93 * \text{Ln}(ASA_{2.2-3.4}) - 0.87 \quad \rho = 0.986 \quad \nu = 0.129 \quad (2.2-49)$$

・ 永井(2001) : 計測震度 I を説明変数

$$\text{Log}_{10}(PGV) = 0.576 * I - 1.59 \quad (2.2-50)$$

本式は、気象庁が面的震度情報の提供を目的として、計測震度から最大速度に変換するとき用いることを検討中の式である。

4) 最大加速度 PGA を目的変数とした関係

・ 小林・他(1978) : M.S.I. を説明変数

$$PGA = 1.2 * M.S.I. \quad (2.2-51)$$

・ 菅原・他(1999) : M.S.I. を説明変数

$$PGA = 1.6 * M.S.I. \quad (2.2-52)$$

・ 童・他(1996) : 計測震度 I を説明変数

$$\text{Log}_{10}(PGA) = 0.51 * I - 0.23 \quad \sigma = 0.146 \quad (2.2-53)$$

・ 建築物荷重指針(1993) : 最大加速度 PGA を説明変数

$$PGA = 15 * PGV \quad (2.2-54)$$

ただし、本関係は、加速度応答スペクトルの卓越周期と PGA/PGV の関係を示した太田(1976)により、1種地盤で期待される加速度応答スペクトルの卓越周期 0.2 秒の値を参考にして暫定的に決めたものである。

5) SI 値を目的変数とした関係

- ・ 童・他(1994)：最大速度 PGV を説明変数

$$SI\text{値} = 1.18 * PGV \quad \rho = 0.971 \quad (2.2-55)$$

- ・ 童・他(1996)：計測震度 I を説明変数

$$\text{Log}_{10}(SI\text{値}) = 0.50 * I - 1.16 \quad \sigma = 0.08 \quad (2.2-56)$$

6) 応答スペクトルを目的変数とした関係

- ・ 建築物荷重指針(1993)：最大加速度 PGA ，最大速度 PGV を説明変数

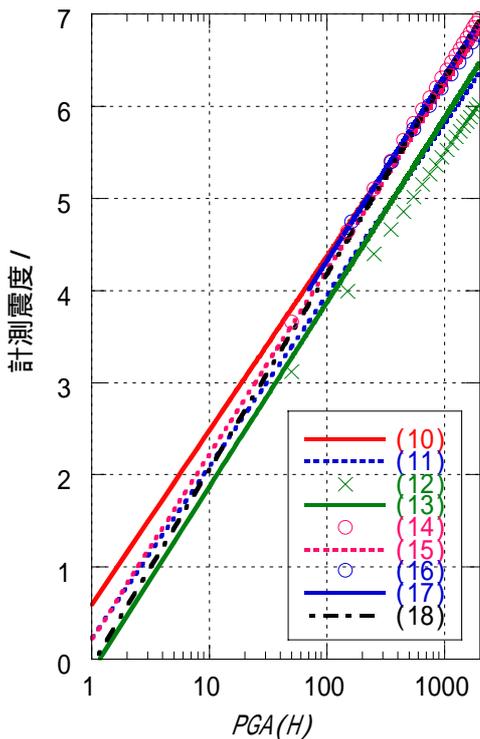
$$S_{A,0.05} = 2.5 * PGA \quad (1\text{種地盤 } 0.165 \sim 0.33\text{秒}, 2\text{種地盤 } 0.28 \sim 0.56\text{秒}, 1\text{種地盤 } 0.42 \sim 0.84\text{秒})$$

$$S_{A,0.05} * T / 2\pi = 2.0 * PGV \quad (1\text{種地盤 } 0.33\text{秒}\sim, 2\text{種地盤 } 0.56\text{秒}\sim, 1\text{種地盤 } 0.84\text{秒}\sim) \quad (2.2-57)$$

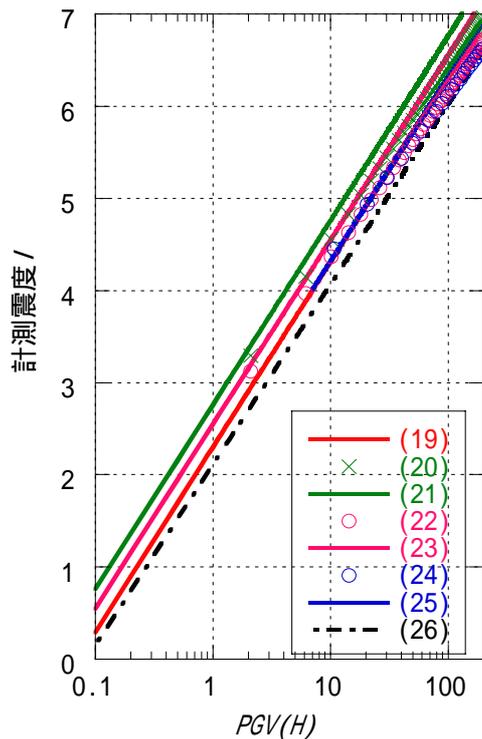
ただし、本関係は、ELCETRO, TAFT, HATINOHE, T101 の観測記録を参考にして暫定的に決めたものである。

7) 墓石転倒震度を目的変数とした関係

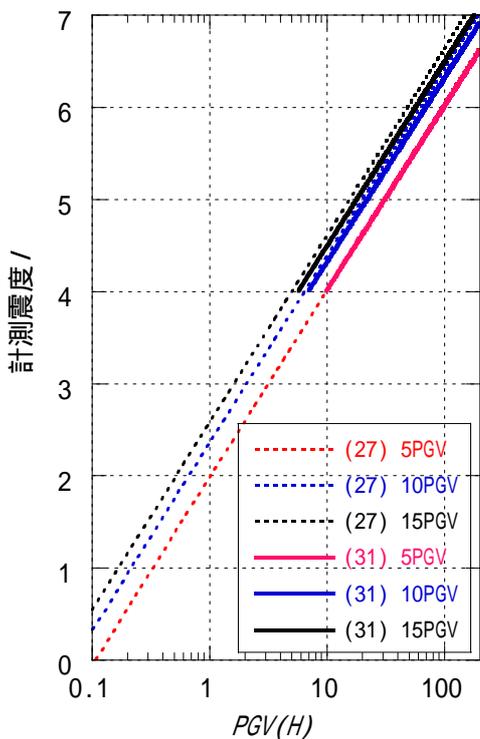
表・他(1978)は、大分の地震において墓石転倒震度と強震記録の最大加速度を比較し、墓石転倒震度は実効加速度 ($1/\sqrt{2}PGA$) にほぼ等しいとしている。しかしながら、単体の転倒は地震動の卓越周期に依存しており、地盤の影響や地震の規模により影響を受けることも指摘されている。



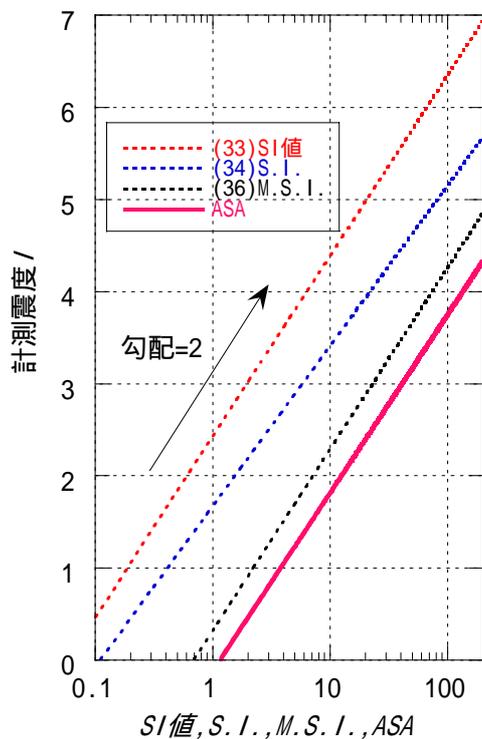
(a) 最大加速度 PGA との関係



(b) 最大速度 PGV との関係



(c) PGA と PGV との関係
($PGA=5PGV, 10PGV, 15PGV$)



(d) 応答スペクトルに関する指標との関係

図 2.2-1 計測震度を目的変数とした各指標との関係(既往の研究)
凡例における式番号は、各々2.2-を省略している

(2) 強震記録を用いた分析

既往の検討結果から、低震度領域のデータを多く含むデータセットと高震度までのデータを含むデータセットでは、地震動指標間の関係において若干傾向が異なることが示されている。本検討では、既往の検討結果を踏まえて、地震被害予測に必要な地震動強さの指標関係について整理を行う。また、既往の研究結果と比較して、高震度レベルのデータに重点をおいた強震記録による検討を行うことによって、既往の評価式との関係を考察する。

用いたデータセットは、表 2.2-1 に示すように野畑・他(2001)が用いた震源近傍のデータに加え、それ以降の地震や海洋型地震を加えた 35 地震 205 組の強震記録である。図 2.2-2 に計測震度の頻度分布を示す。同図に見られるように、高震度に焦点をあてたデータセットとなっている。

1) 最大加速度・最大速度と計測震度の関係

最大加速度 PGA と計測震度 I との関係を示したものが図 2.2-3(a) である。最大加速度を説明変数として回帰曲線を求めると、

$$I = 1.82 * \text{Log}_{10}(PGA) + 0.66 \quad \pm \sigma = 0.37 \quad (2.2-58)$$

となり、標準誤差は 0.37 とかなり大きい。結果としては、(2.2-10) 式[童・他(1996)]、(2.2-16) 式[翠川・他(1999)] とほぼ等しい結果となり、用いるデータセットを変えても概ね整合していることがわかる。

計測震度を説明変数として最大加速度との関係を求めると、次式のようになる。

$$\text{Log}_{10}(PGA) = 0.43 * I + 0.27 \quad \pm \sigma = 0.18 \quad (2.2-59)$$

最大速度 PGV と計測震度 I の関係を示したものが図 2.2-3(b) である。最大速度を説明変数として回帰曲線を求めると、

$$I = 1.57 * \text{Log}_{10}(PGV) + 2.88 \quad \pm \sigma = 0.29 \quad (2.2-60)$$

である。用いたデータセットには、周期 10 秒程度が卓越する 1999 年集集地震のように、計測震度が対応する周期帯とは異なる周期で最大速度を求めているため、ばらつきはより大きくなるものと考えられるが、標準誤差は最大加速度よりも小さくなっている。また、(2.2-19) 式[童・他(1996)] よりは、(2.2-24) 式[翠川・他(1999)] に近い結果となっている。

計測震度を説明変数として最大速度との関係を求めると、次式のようになる。

$$\text{Log}_{10}(PGV) = 0.55 * I - 1.36 \quad \pm \sigma = 0.17 \quad (2.2-61)$$

計測震度 I と最大加速度 PGA 、最大速度 PGV との関係を検討する際に注意すべき点は、最大加速度と最大速度との間に図 2.2-4 に見られるような弱い相関があるため、両者を個別の説明変数で評価するためには 2 段階回帰等の方法を用いる必要があるということである。本検討では、翠川・他(1999)に従い、両者の積との関係について評価を行った。図 2.2-3(c) に計測震度と $PGA * PGV$ の関係を示す。回帰曲線を求めると、

$$I = 0.97 * \text{Log}_{10}(PGV * PGA) + 1.34 \quad \pm \sigma = 0.18 \quad (2.2-62)$$

となる。この結果は、概ね(2.2-30)式[翠川・他(1999)]と対応している。標準誤差も0.18と低く、計測震度を説明するには実用的な指標であることがわかる。この指摘は、童・他(1996)、翠川・他(1999)との指摘とも対応しており、計測震度が最大加速度と最大速度の中間的な指標であることから理解できる。

逆に、計測震度を説明変数とした関係を求めると、次式のようになる。

$$\text{Log}_{10}(PGV * PGA) = 0.97 * I - 1.08 \pm \sigma = 0.18 \quad (2.2-63)$$

2) 最大加速度と最大速度の関係

最大加速度と最大速度との関係を図2.2-4に示す。両者の間の相関係数は0.73であり、ある程度ばらつきがある。両者の関係を回帰すると、次式が求まる。

$$\text{Log}_{10}(PGA) = 0.60 * \text{Log}_{10}(PGV) + 1.61 \pm \sigma = 0.26 \quad (2.2-64)$$

$$\text{Log}_{10}(PGV) = 0.89 * \text{Log}_{10}(PGA) - 0.74 \pm \sigma = 0.31 \quad (2.2-65)$$

両者の関係をより詳細に見ると、最大速度振幅が大きくなっても最大加速度はそれほど大きくなれないという傾向が見られる。この理由として、一つは、振幅が大きくなると表層地盤の非線形性が生じるため卓越周期が長周期化することが考えられる。もう一つの理由としては、地震規模が大きくなるにつれて卓越周期が長周期化することが考えられる。そこで両者の比を取り、 M_w との関係を示したのが図2.2-5である。かなりばらつきがあるものの、 M_w の増加に伴い PGA/PGV (見掛けの卓越振動数)は小さくなる傾向が見られる。

$$\text{Log}_{10}(PGA/PGV) = -0.26(M - 6) + 1.2 \pm \sigma = 0.27 \quad (2.2-66)$$

M_w が6程度であると、その比の平均的な値は15倍程度であり、既往の評価式(2.2-54)に示した関係をほぼ説明している。また、 M_w が8程度であると、その比の平均的な値は5倍程度になっている。

3) 加速度応答スペクトルに関連した指標との関係

図2.2-6に、加速度応答スペクトルの各周期における振幅値と最大加速度、最大速度、計測震度との相関係数を示す。同図から、最大加速度は周期0.3秒以下の加速度応答振幅値と対応が良く、最大速度は周期0.8秒以上の加速度応答振幅値と対応が良いことがわかる。また、計測震度はそのフィルターの定義より1秒弱付近での対応が良く、最大加速度、最大速度の中間的な周期帯を表わす指標となっている。このことは、計測震度が最大加速度、最大速度の両者を考慮した回帰式で最も標準誤差が小さいという前述の結果を支持している。

本検討では、一般的に用いられている減衰5%の応答スペクトルでの地震動強さの指標として、前述した $S.I.$ と $M.S.I.$ と ASA を説明変数とした。ただし、 $S.I.$ 本来の定義は速度応答スペクトルでの評価であるが、ここでは加速度応答スペクトルに着目しているため、疑似速度応答スペクトルとして評価した $S.I.'$ を用いることにした。

a) 計測震度を目的変数とした関係

計測震度を目的変数とした場合の説明変数は、 $S.I.'$ と図2.2-6より計測震度に関係の

深い(相関係数 0.9 以上)周期帯 0.4~1.0 秒の ASA を用いることにした. 図 2.2-7 にそれぞれの関係を示す. 回帰曲線の結果は,

$$I = 1.56 * \text{Log}_{10}(S.I.) + 2.07 \quad \pm \sigma = 0.30 \quad (2.2-67)$$

$$I = 1.62 * \text{Log}_{10}(ASA_{0.4-1.0}) + 0.98 \quad \pm \sigma = 0.24 \quad (2.2-68)$$

となり, 震度と良い相関を持つ周期帯領域に絞った $ASA_{0.4-1.0}$ の方が標準誤差は小さい結果となった.

b) 地震動最大値指標を目的変数とした関係

加速度応答スペクトルにおいて, 極短周期までその振幅の評価が可能な場合は, その極短周期の振幅値が最大加速度値と一致することになる. ここでは, 周期 0.1 秒以上しか推定が出来ない場合を考慮し, 最大加速度を説明する地震動指標としては, $M.S.I.$ と最大加速度と関連がある周期帯 0.1~0.3 秒までの ASA を用いて両者の関係を確認した. 図 2.2-8 にその関係を示す. $M.S.I.$ に関しては次式となる.

$$PGA = 1.16 * M.S.I. \quad \pm \sigma = 131.1 \quad (2.2-69)$$

(2.2-69) 式の関係は, 既往の評価式(2.2-51)と一致する. また, $ASA_{0.1-0.3}$ に関しては次式となる.

$$\text{Log}_{10}(PGA) = 0.88 * \text{Log}_{10}(ASA_{0.1-0.3}) + 0.01 \quad \pm \sigma = 0.11 \quad (2.2-70)$$

これらの変動係数を表 2.2-2 に示す. 変動係数は, ASA を用いて評価した方が $M.S.I.$ を用いた場合より比較的小さくなっている.

最大速度を目的変数とした場合の説明変数は, $S.I.'$ と最大速度に関連がある周期帯 0.8~4.0 秒の ASA とした. 図 2.2-9 にその関係を示す. $S.I.'$ に関しては次式となる.

$$PGV = 0.29 * S.I.' \quad \pm \sigma = 24.9 \quad (2.2-71)$$

この関係は, 式(2.2-44), 式(2.2-45)と一致しており, 異なる地震を用いた評価でも, (2.2-71) 式の関係が成り立つことがわかる. また, $ASA_{0.8-4.0}$ に関しては次式となる.

$$\text{Log}_{10}(PGV) = 0.89 * \text{Log}_{10}(ASA_{0.8-4.0}) - 0.54 \quad \pm \sigma = 0.15 \quad (2.2-72)$$

これらの変動係数を表 2.2-2 に示す. 変動係数は, $S.I.'$ を用いて評価した方が ASA を用いた場合より比較的小さくなっている. これは, ASA が長周期になると振幅が小さくなるため, 平均化の重みが小さくなるという加速度応答スペクトルの特性によるものと考えられる.

c) 地震動最大値指標から平均加速度応答スペクトル ASA を推定

前述したように, 平均加速度応答スペクトルを説明変数として, 各地震動の最大値指標の回帰分析を行った. また, 最大値指標から平均加速度応答スペクトルを推定するため, 説明変数と目的変数を逆にした回帰分析も行った. 図 2.2-7(b), 図 2.2-8(b), 図 2.2-9(b) に, 逆回帰分析の結果も示す.

$$\text{Log}_{10}(ASA_{0.1-0.3}) = 1.02 * \text{Log}_{10}(PGA) + 0.26 \quad \pm \sigma = 0.12 \quad (2.2-73)$$

$$\text{Log}_{10}(\text{ASA}_{0.4-1.0}) = 0.55 * I - 0.28 \pm \sigma = 0.24 \quad (2.2-74)$$

$$\text{Log}_{10}(\text{ASA}_{0.8-4.0}) = 1.00 * \text{Log}_{10}(\text{PGV}) + 0.80 \pm \sigma = 0.16 \quad (2.2-75)$$

(2.2-73)式～(2.2-75)式を用いることによって、地動最大値の指標から平均的な地震動の加速度応答スペクトルの推定が可能となる。

表 2.2-1 対象とした強震記録

地震名	Mw	対象記録	地震名	Mw	対象記録
1940Imperial Valley	6.9	1	1992JoshuaTree	6.2	1
1966Parkfield	6.2	1	1992Petrolia	7.0	2
1971San Fernando	6.6	1	1992Landers	7.3	2
1976Gazli	6.7	1	1992BigBear	6.5	1
1978Tabas	7.4	1	1993釧路沖	7.6	3
1979Imperial Valley	6.5	11	1993北海道南西沖	7.7	1
1980Mammoth Lakes	6.2	1	1994Northridge	6.7	15
1980Campania-Lucania	6.7	1	1994北海道東方沖	8.3	2
1980Mexicali Valley	6.4	2	1994三陸はるか沖	7.7	3
1983Coalinga	6.3	1	1995兵庫県南部	6.9	6
1984Morgan Hill	6.2	4	1997鹿児島県	6.1	20
1985Nahanni	6.7	1	1997鹿児島県	6.0	19
1985Michoacan	8.0	11	1999Kocaeli	7.4	3
1986NorthPalmSpring	6.0	6	1999ChiChi	7.6	19
1987Superstition Hills	6.6	2	1999Duze	7.1	2
1989Loma Prieta	7.0	8	2000鳥取県西部	6.6	33
1990Manjir	7.3	1	2001芸予	6.8	18
1992Erzincan	6.6	1	計		205

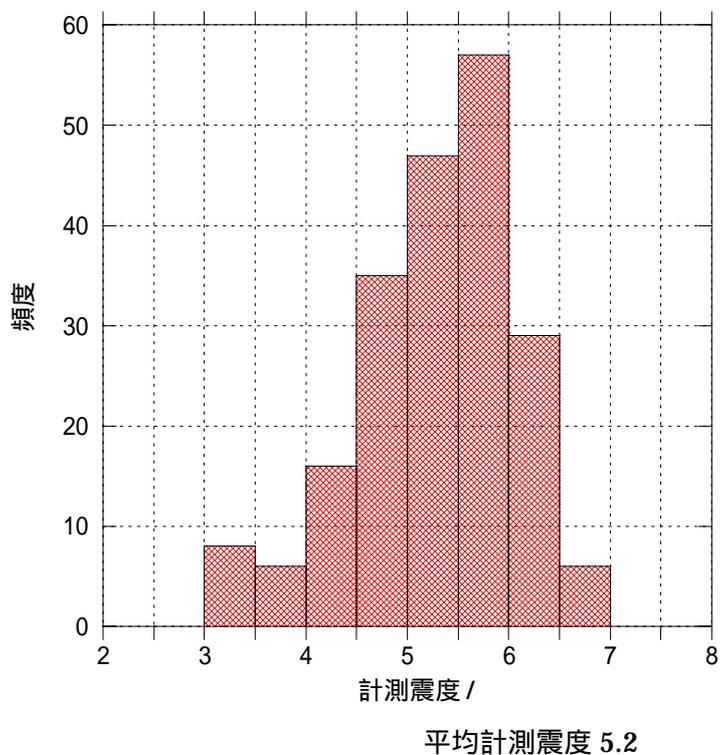
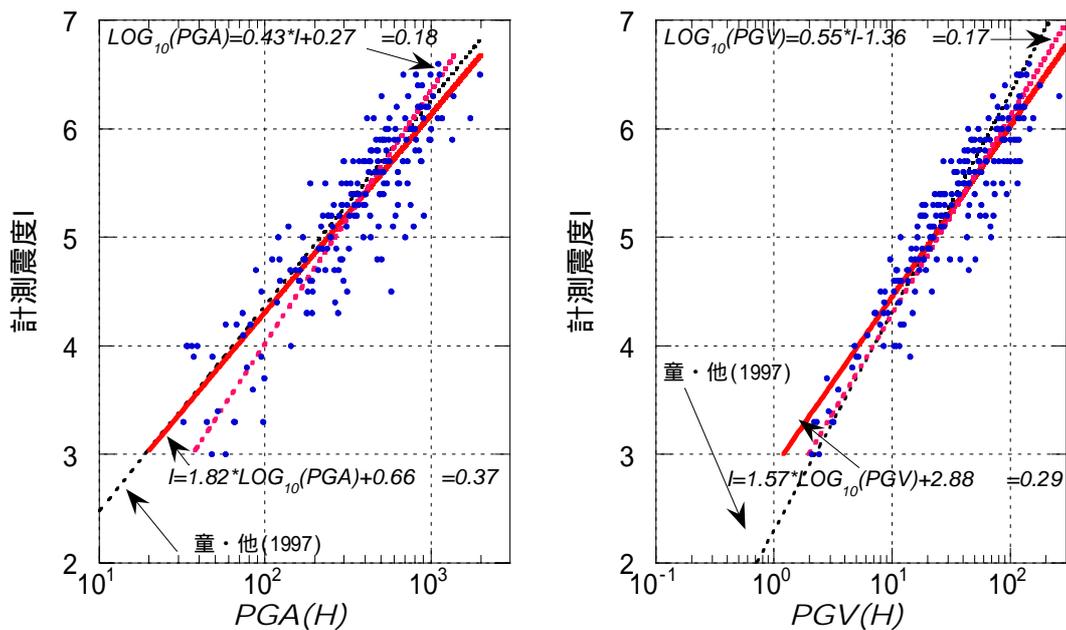
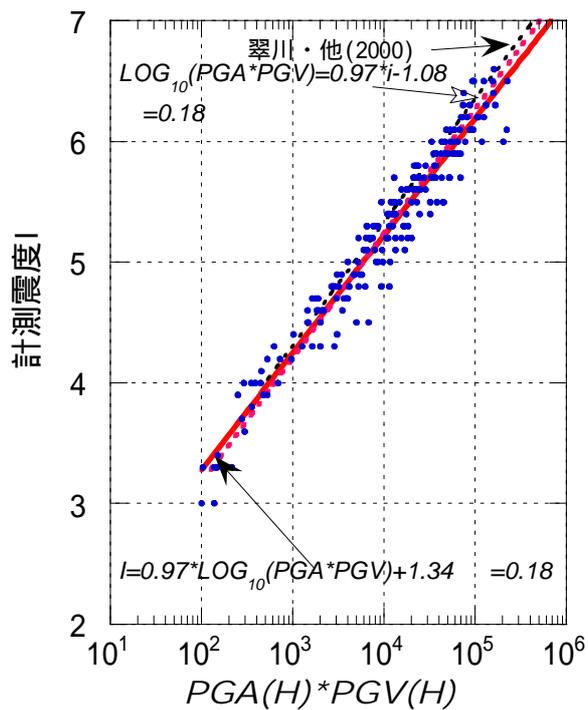


図 2.2-2 対象とした強震記録における計測震度の頻度分布



(a) 最大加速度 PGA との関係

(b) 最大速度 PGV との関係



(c) 最大加速度 PGA *最大速度 PGV との関係

図 2.2-3 計測震度 I を説明変数とした最大値指標との関係

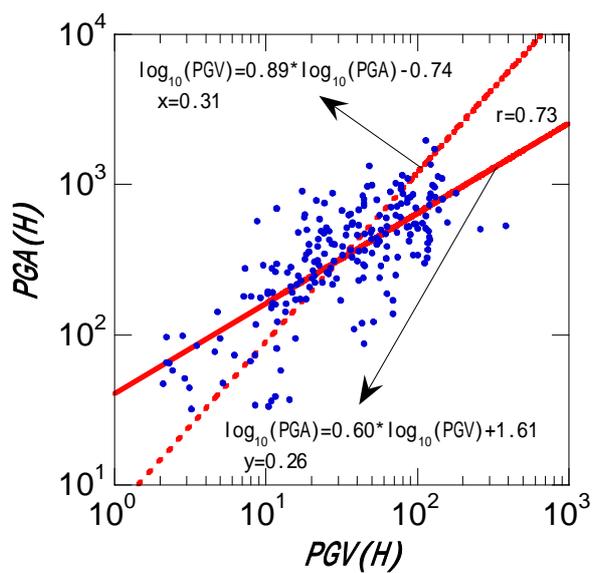


図 2.2-4 最大加速度PGAと最大速度PGVとの関係

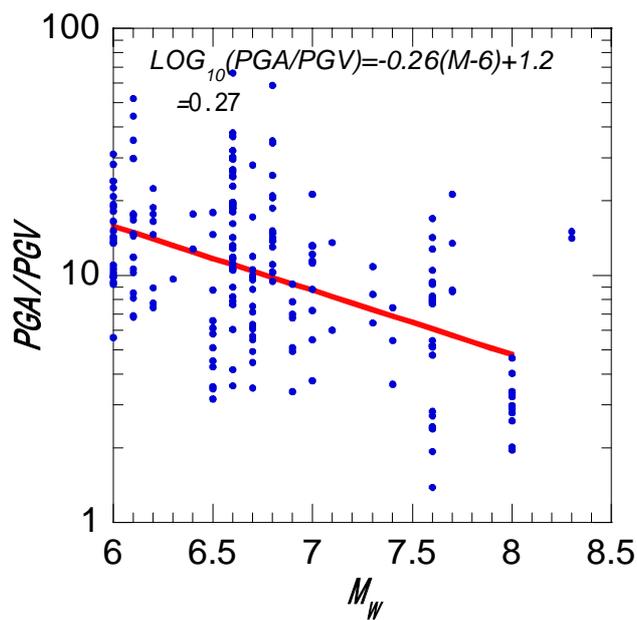


図 2.2-5 最大加速度PGA/最大速度PGVとMwとの関係

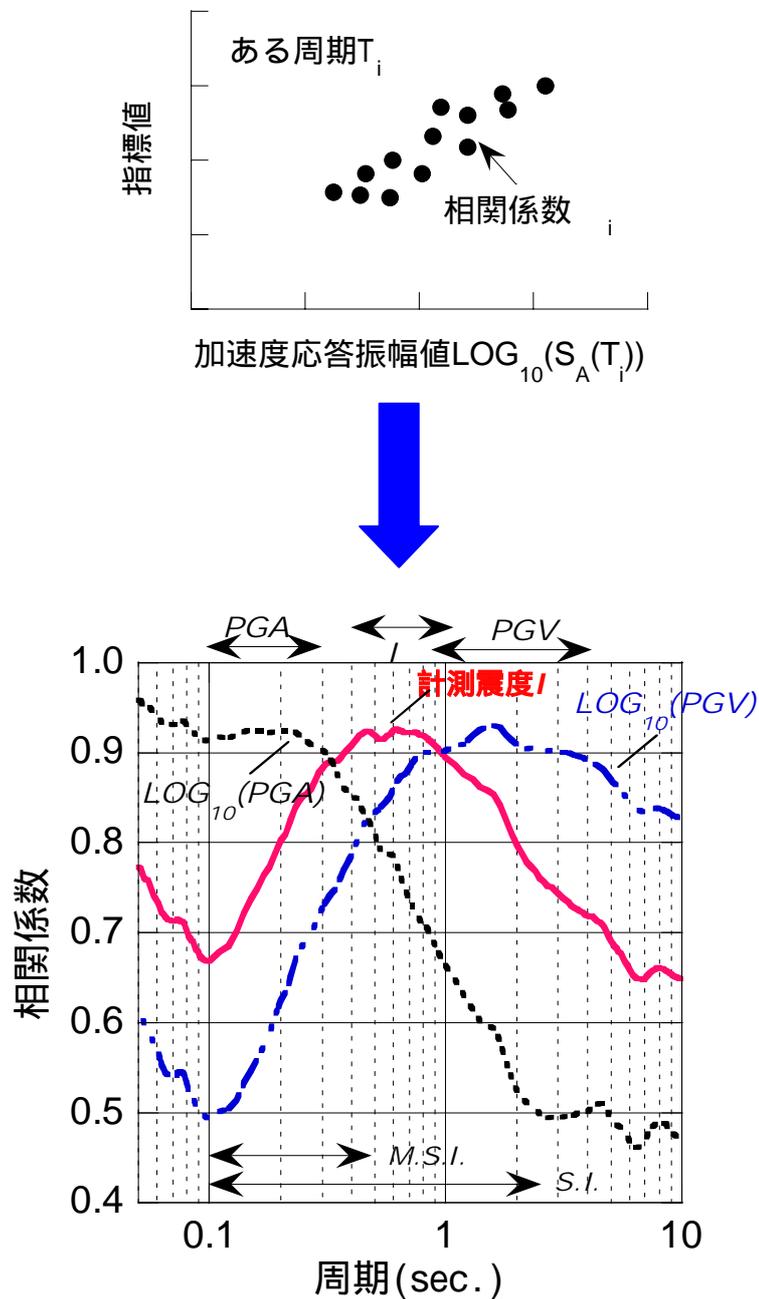
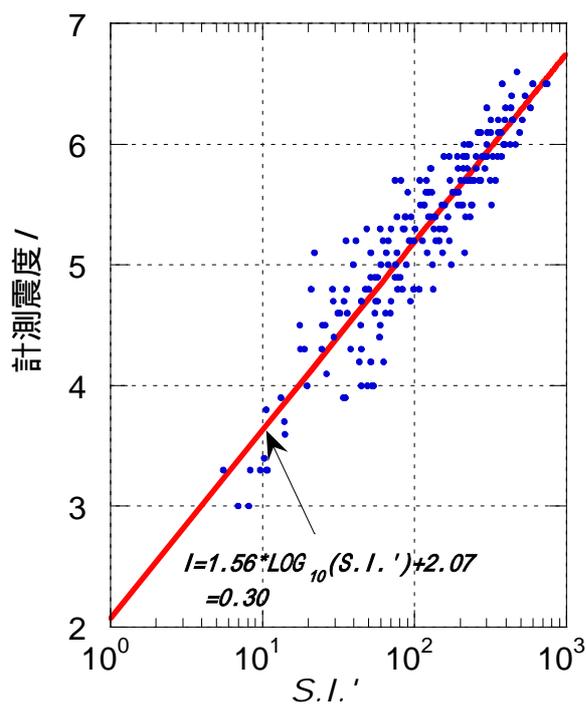
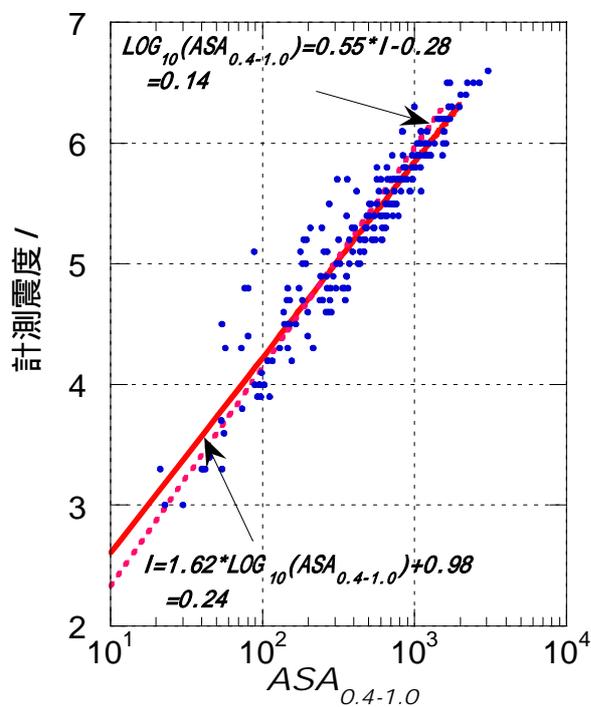


図 2.2-6 $Log_{10}[S_{A,0.05}(T)]$ と計測震度 I ，最大加速度 PGA ，最大速度 PGV の相関関係



(a) S.I.'との関係



(b) ASAとの関係

図 2.2-7 計測震度 I と加速度応答スペクトルに対応した指標との関係

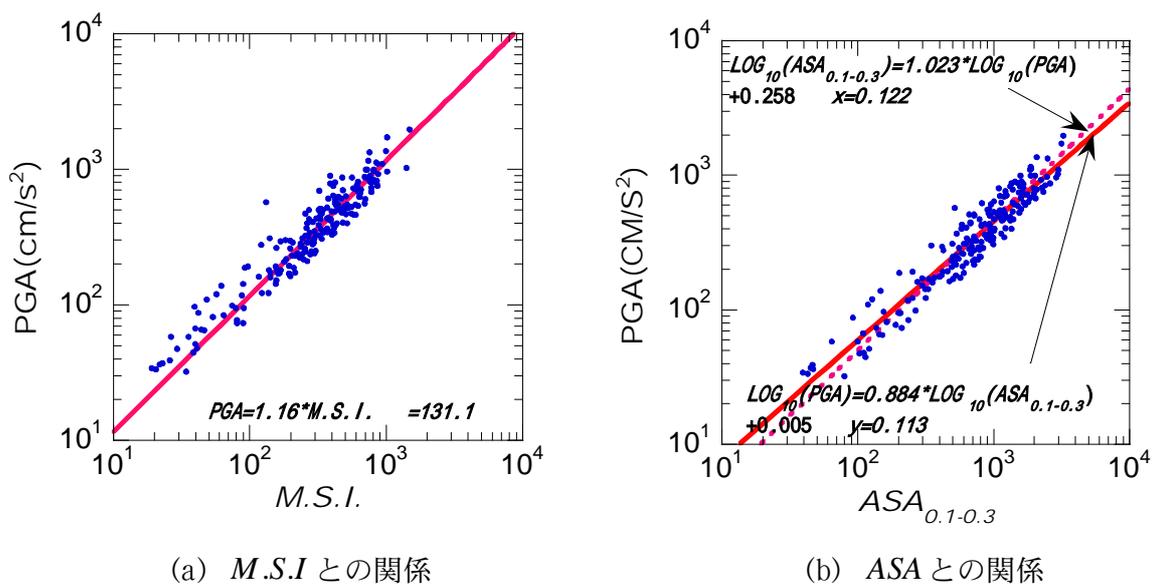


図 2.2-8 最大加速度 PGA と加速度応答スペクトルに対応した指標との関係

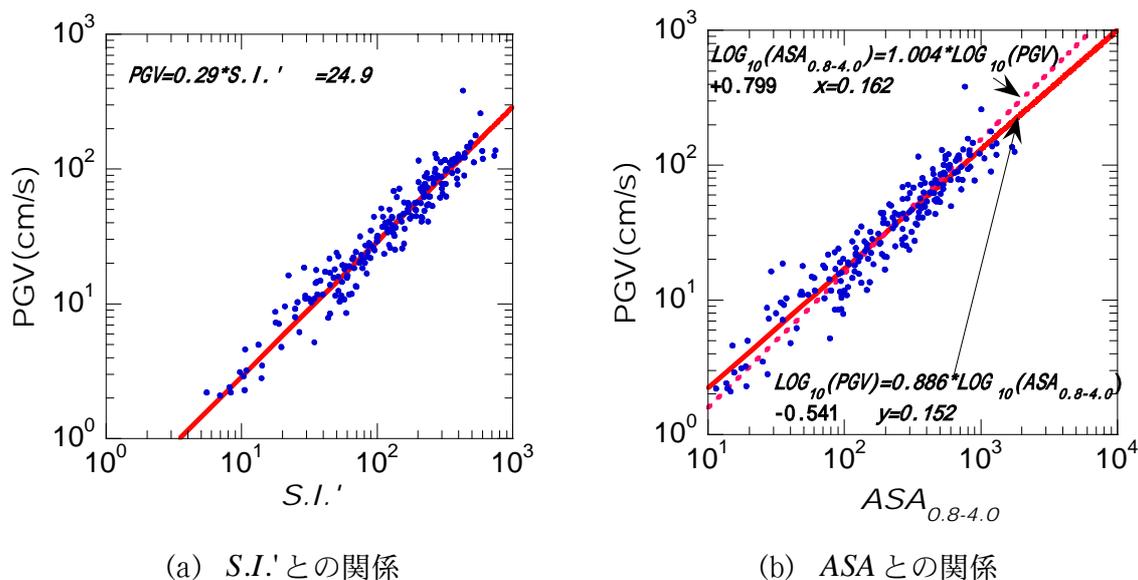


図 2.2-9 最大速度 PGV と加速度応答スペクトルに対応した指標との関係

表 2.2-2 最大加速度および最大速度との関係式における変動係数

説明変数	変動係数	説明変数	変動係数
$M.S.I.$	0.38	$S.I.$	0.34
$LOG_{10}(ASA_{0.8-4.})$	0.30	$LOG_{10}(ASA_{0.8-4.})$	0.42

(3) 強震記録を用いた主成分分析に基づく相関関係

前項では、説明変数に基づいた回帰分析を用いて、地震動強さ指標の相関関係を検討した。一般に、回帰分析では、データの説明変数と目的変数を逆にすると回帰曲線が異なるため、指標間で相互変換を行う場合、元の値に戻らなくなる等の不都合が生じることがある。ここでは、主成分分析(共分散 Matrix の主軸解析)を行うことで、相互変換が可能な関係式を示す。この操作は、図 2.2-10 に示すように、データまでの垂線の長さの 2 乗を最小にする直線を求めることを意味している。

1) 計測震度との関係

計測震度 I と最大加速度 PGA 、最大速度 PGV との関係、および最大加速度 PGA * 最大速度 PGV の関係を示している図 2.2-3 をもとに主成分解析を行った結果を図 2.2-11 に、また得られた関係式を次式に示す。ここで、 σ は回帰式の場合と同様に標準誤差を示す。

$$\begin{aligned} I &= 2.23 * LOG_{10}(PGA) - 0.38 \quad \pm \sigma = 0.40 \\ LOG_{10}(PGA) &= 0.45 * I + 0.17 \quad \pm \sigma = 0.18 \end{aligned} \quad (2.2-76)$$

$$\begin{aligned} I &= 1.76 * LOG_{10}(PGV) + 2.59 \quad \pm \sigma = 0.31 \\ LOG_{10}(PGV) &= 0.57 * I - 1.47 \quad \pm \sigma = 0.17 \end{aligned} \quad (2.2-77)$$

$$\begin{aligned} I &= 1.00 * LOG_{10}(PGA * PGV) + 1.21 \quad \pm \sigma = 0.18 \\ LOG_{10}(PGA * PGV) &= 1.00 * I - 1.21 \quad \pm \sigma = 0.18 \end{aligned} \quad (2.2-78)$$

最大加速度、最大速度の関係式における標準誤差は、それぞれを説明変数として回帰した場合に比べて若干大きくなっている。図中には、それぞれを説明変数として回帰した関係式も示している。低震度側では説明変数を計測震度とした場合に、高震度側では説明変数を最大加速度 * 最大速度とした場合に良く適合していることがわかる。

これらの関係式は、最短距離の 2 乗誤差を最小にして求めたものであり、その誤差分布が説明変数を用いた目的変数軸上(すなわち標準誤差)で最適に評価されているかどうかは保証されていない。そこで、標準誤差から期待される誤差の度数分布と観測値の誤差の度数分布を比較した結果を図 2.2-12 に示す。最大速度との関係では誤差分布に偏りが見られるものの、概ね両者は一致している。

以上から、(2.2-76)式～(2.2-78)式によって概ね観測値を評価でき、目的変数と説明変数を逆にした両方向からの推定も可能である。ただし、前述したように、一方向のみの推定を行う場合は、それぞれを説明変数とした回帰式の方が標準誤差も小さく、比較的精度の良い推定ができる。

2) 平均加速度応答スペクトル ASA との関係

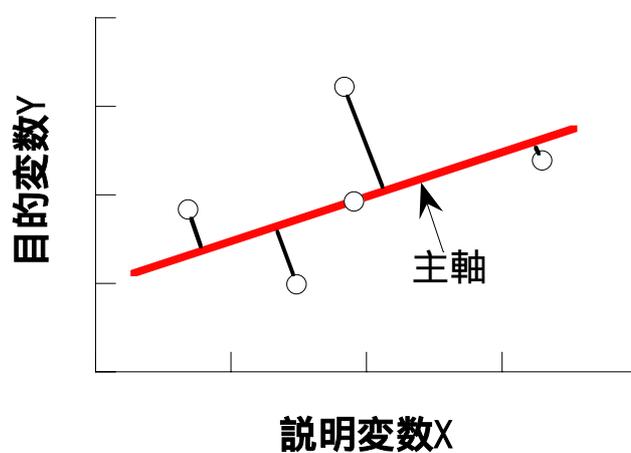
平均加速度スペクトル ASA とそれぞれの指標間との関係を主成分分析で検討する。ASA を評価する周期帯は、前述した回帰分析と同様にして、最大加速度では 0.1～0.3 秒、計測震度では 0.4～1.0 秒、最大速度では 0.8～4.0 秒とした。主成分分析を行った結果を図 2.2-13 に、また得られた関係式を次式に示す。

$$\begin{aligned} \log_{10}(PGA) &= 1.08 * \log_{10}(ASA_{0.1-0.3}) - 0.58 \quad \pm \sigma = 0.14 \\ \log_{10}(ASA_{0.1-0.3}) &= 0.92 * \log_{10}(PGA) + 0.53 \quad \pm \sigma = 0.13 \end{aligned} \quad (2.2-79)$$

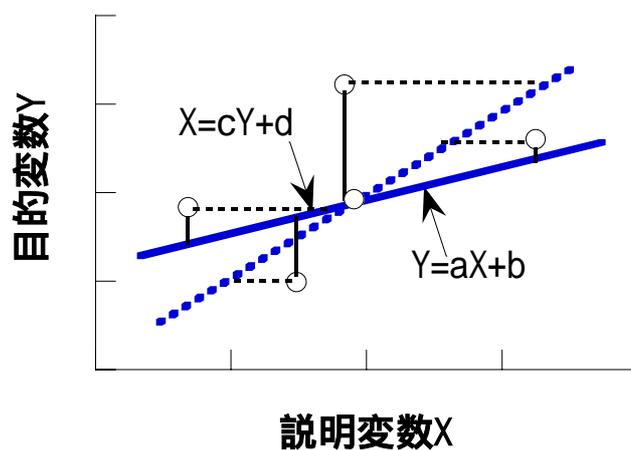
$$\begin{aligned} I &= 1.76 * \log_{10}(ASA_{0.4-1.0}) + 0.63 \quad \pm \sigma = 0.25 \\ \log_{10}(ASA_{0.4-1.0}) &= 0.57 * I - 0.36 \quad \pm \sigma = 0.14 \end{aligned} \quad (2.2-80)$$

$$\begin{aligned} \log_{10}(PGV) &= 1.07 * \log_{10}(ASA_{0.8-4.0}) - 0.96 \quad \pm \sigma = 0.18 \\ \log_{10}(ASA_{0.8-4.0}) &= 0.92 * \log_{10}(PGV) + 0.90 \quad \pm \sigma = 0.17 \end{aligned} \quad (2.2-81)$$

ここで提案した関係式は、目的変数と説明変数の逆も成り立つ関係にあり、相互に変数のやり取りが必要な場合は有効な関係式である。しかし、通常のように一方向からのみ評価する場合は、それぞれを説明変数とした回帰曲線を用いる方が誤差は少ない。

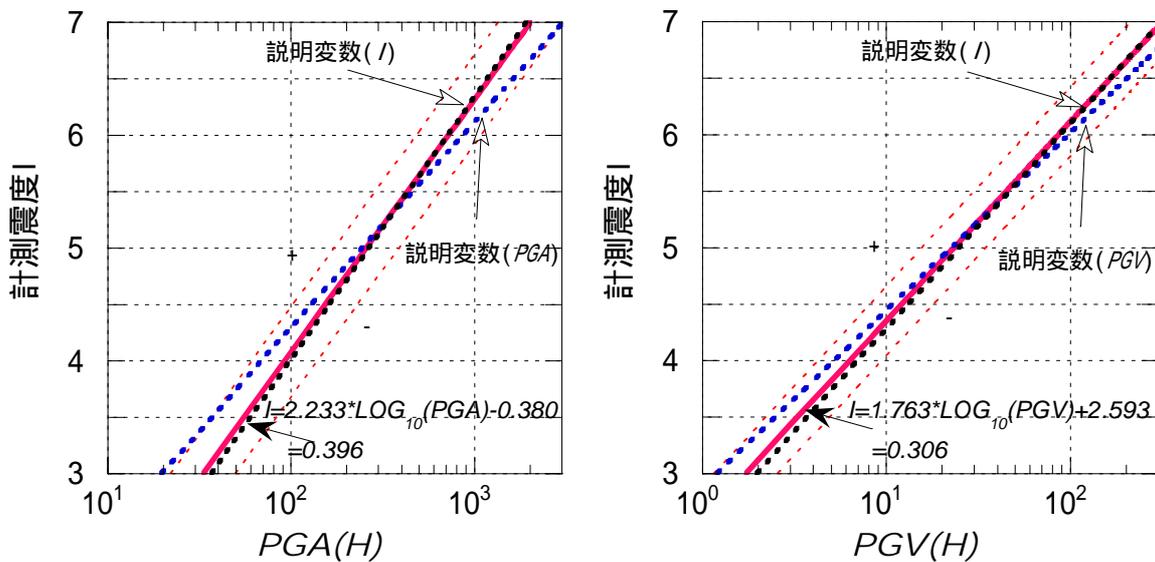


(a) 主成分分析



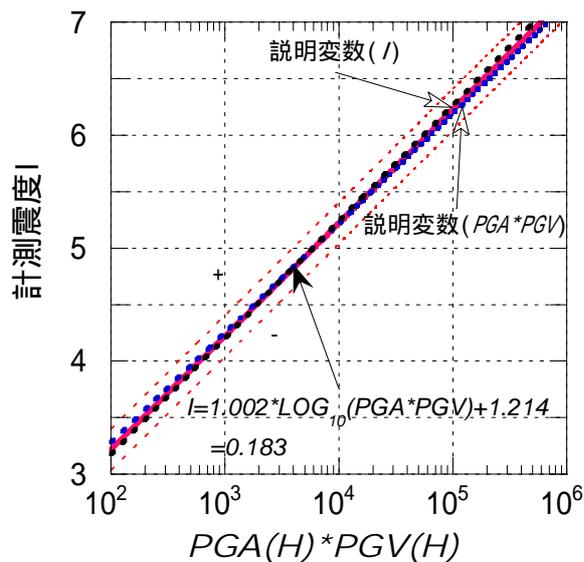
(b) 回帰分析

図 2.2-10 主成分分析と回帰分析の違い



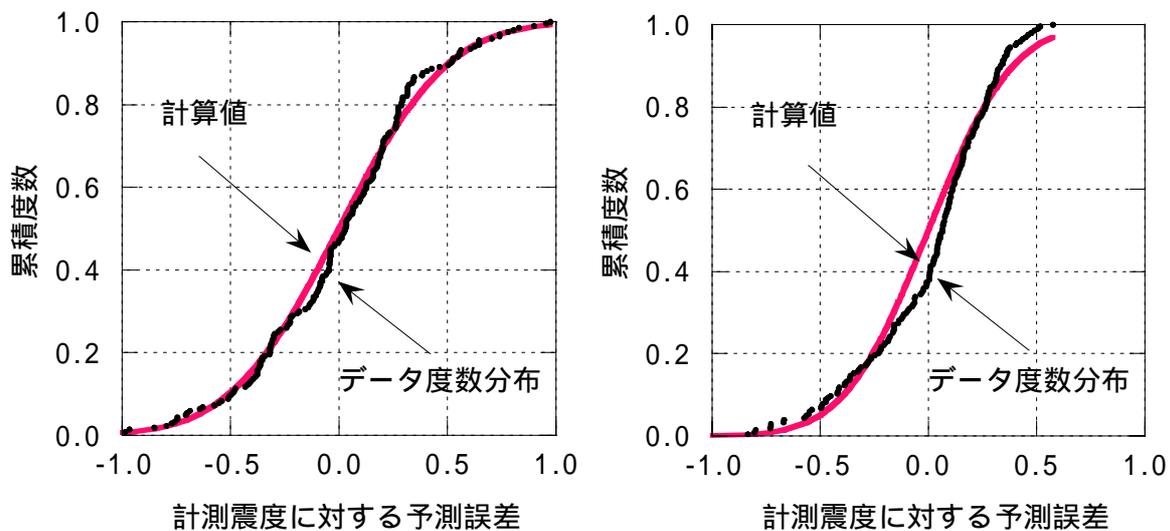
(a) 最大加速度 PGA

(b) 最大速度 PGV



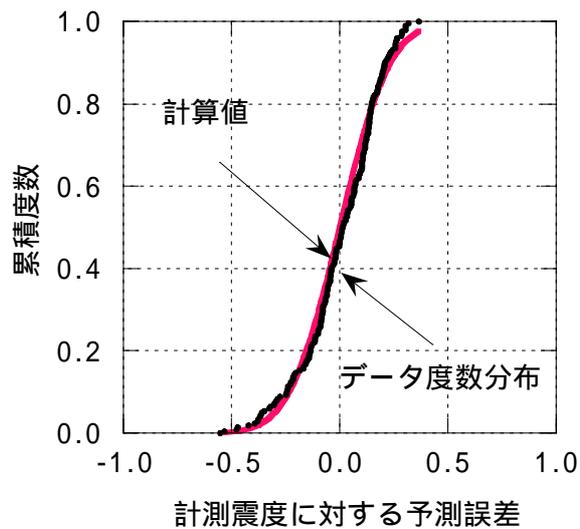
(c) 最大加速度 PGA * 最大速度 PGV

図 2.2-11 計測震度 I と最大値指標の関係(主成分分析)



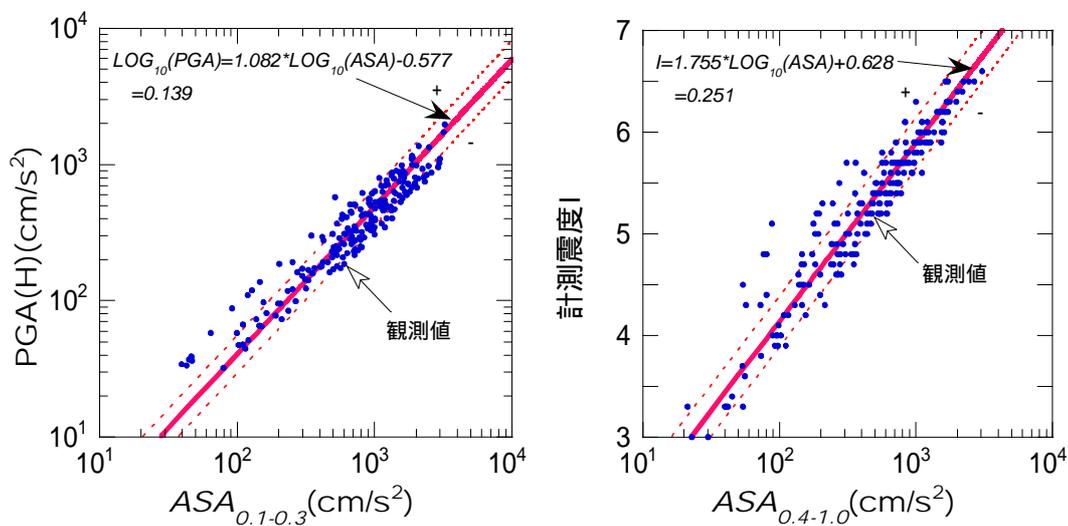
(a) 最大加速度 *PGA*

(b) 最大速度 *PGV*



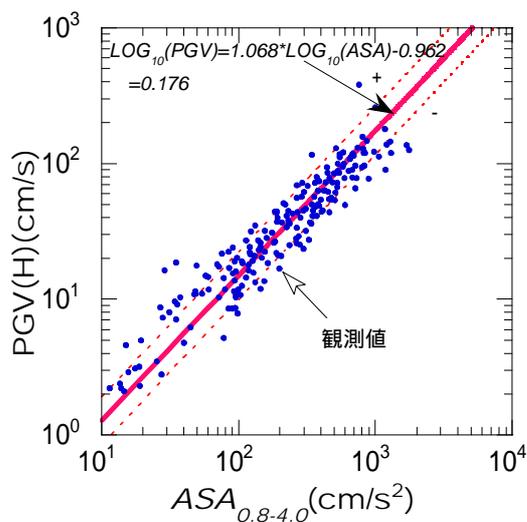
(c) 最大加速度 *PGA* * 最大速度 *PGV*

図 2.2-12 誤差分布の比較(主成分分析)



(a) 最大加速度 *PGA*

(b) 計測震度 *I*



(c) 最大速度 *PGV*

図 2.2-13 最大値指標と平均加速度応答スペクトル *ASA* との関係(主成分分析)

(4) 特定地震(1995年兵庫県南部地震)における相互関係

前述したように、最大加速度 PGA と最大速度 PGV の関係には M の影響も見られるため、特定の地震に限定して同様の評価を行った場合には推定精度が上がるものと思われる。ここでは、1995年兵庫県南部地震で観測された95地点(前述のデータベースの兵庫県南部地震に89地点の記録を追加したため、震源近傍のみならず広範囲の観測記録を用いていることに注意のこと)の記録と全地震を用いた場合について検討を行う。

図 2.2-14 に、計測震度 I と最大加速度 PGA ，最大速度 PGV ，最大加速度 PGA *最大速度 PGV との関係を示す。同図には、前述(2)の全地震で得られた関係式を併せて示してある。最大加速度と計測震度との関係では、最大加速度に比べて計測震度が全般的に大きくなる傾向が見られる。また、最大速度に関しては概ね全地震での関係式と対応しており、最大加速度*最大速度に関しては若干大きめになっていることがわかる。

これらの傾向を誤差の度数分布で表したものが図 2.2-15 である。最大加速度に関して全地震で得られた関係式からの計算値は、全体的に計測震度を小さく見積もる傾向がある。また、最大速度に関しては概ね一致しており、最大加速度*最大速度との関係では計測震度を小さく見積もる傾向が見られる。いずれの場合もそのばらつきは、度数分布がシャープに立ち上がっていることから、全地震の場合と比べて小さいと考えられる。

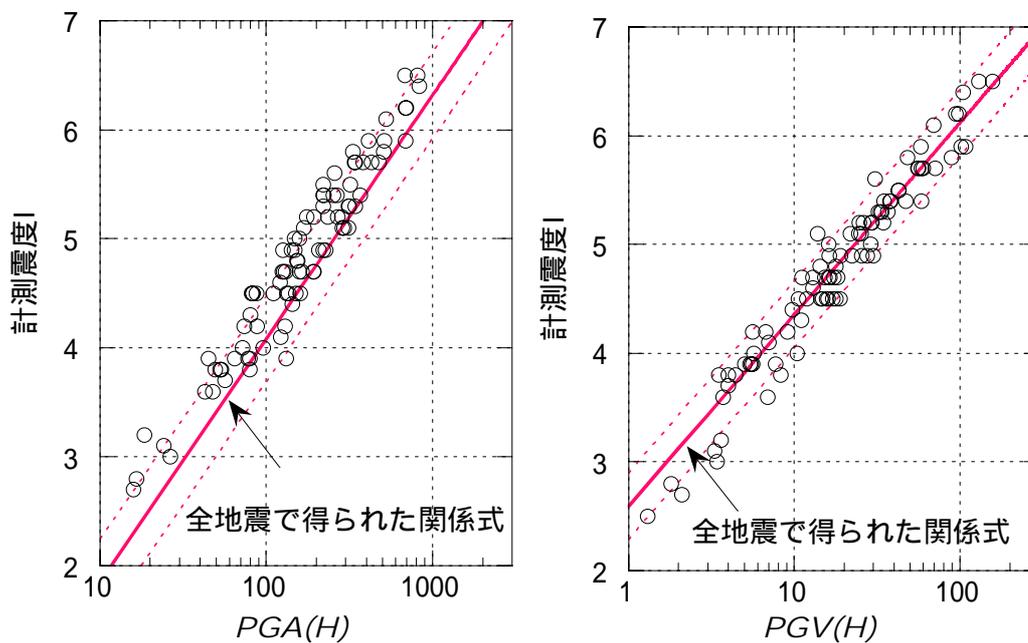
兵庫県南部地震における地震動強さの指標とその周期特性を把握するために、加速度応答スペクトル振幅と最大加速度、計測震度、最大速度の相関係数を求めたものを図 2.2-16(a)に示す。比較のため、図 2.2-16(b)には図 2.2-6 の全地震の場合を示している。兵庫県南部地震の場合は、一つの地震を対象としたため、周期ごとの相関係数は全地震の場合に比べて良くなっている。また、最大加速度と相関の良い周期帯が全地震の場合に比べて長周期側にシフトしており、0.3~0.6秒程度の値との相関が良くなっている。これは、兵庫県南部地震の卓越周期が1秒付近のパルス波の影響を受けて、比較的長周期になっていることに対応しているものと思われる。すなわち、最大加速度を支配している周期帯がやや長周期に移行し、計測震度を支配している周期帯に近づいていることを示している。このことが、前述した最大加速度と計測震度の関係において、最大加速度に比べて計測震度が大きめになっている要因だと考えられる。

以上、本節で示したように、地震動は地盤の影響のみならず、地震によって卓越周期が異なるため、地震動強さの指標の関係が異なることになる。より詳細な地震動指標の相関関係を構築するためには、対象とする地震の地震動を反映した地震動強さの指標間の関係を見る必要がある。

しかし、予測の段階では、どのような地震が発生するかという不確定性も多く残されており、全地震での平均的な関係、およびそのばらつきを考慮した地震動指標の相関関係を用いることがより現実的であると思われる。

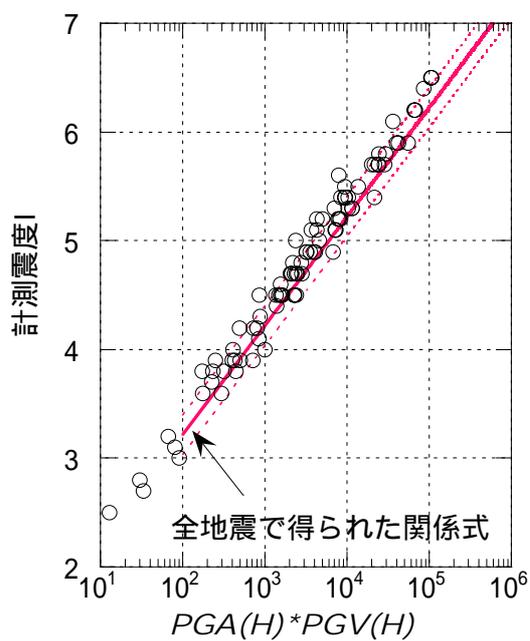
参考のために、後述する兵庫県南部地震における被害関数の補正に用いるため、兵庫県南部地震のデータによる最大加速度と最大速度との関係、および計測震度と最大速度の関係を図 2.2-17(a)，図 2.2-17(b)にそれぞれ示す。さらに、自治体の被害関数を補正するときに用いた全地震データによる平均加速度応答スペクトル ASA (0.3~0.6秒)

と最大加速度との関係を図 2.2-18 に示す。



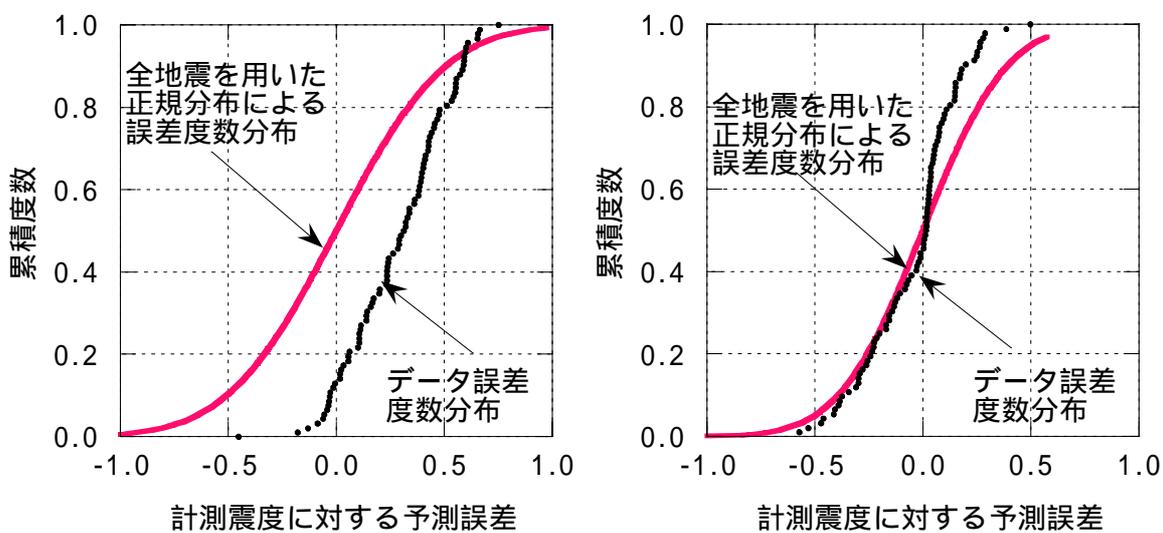
(a) 最大加速度 PGA

(b) 最大速度 PGV



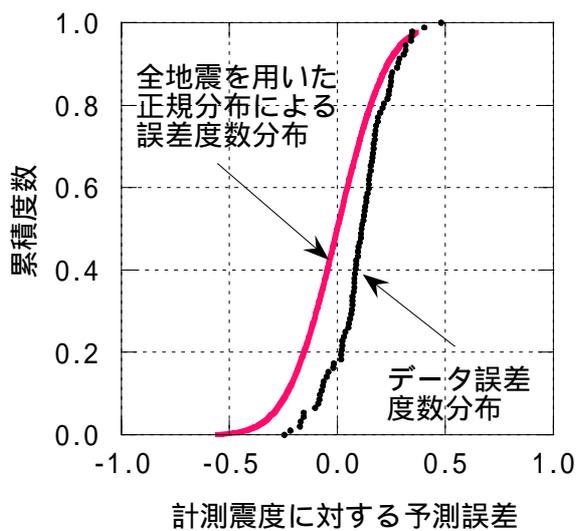
(c) 最大加速度 PGA * 最大速度 PGV

図 2.2-14 兵庫県南部地震と全地震との関係



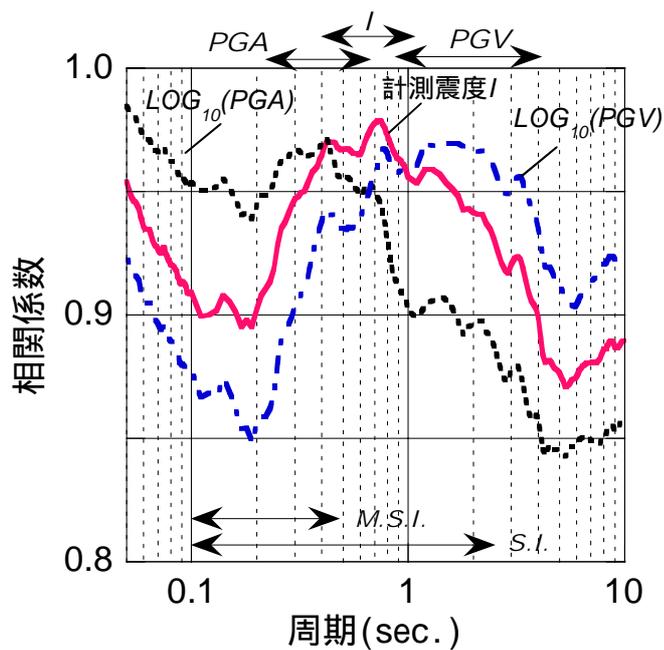
(a) 最大加速度 PGA

(b) 最大速度 PGV

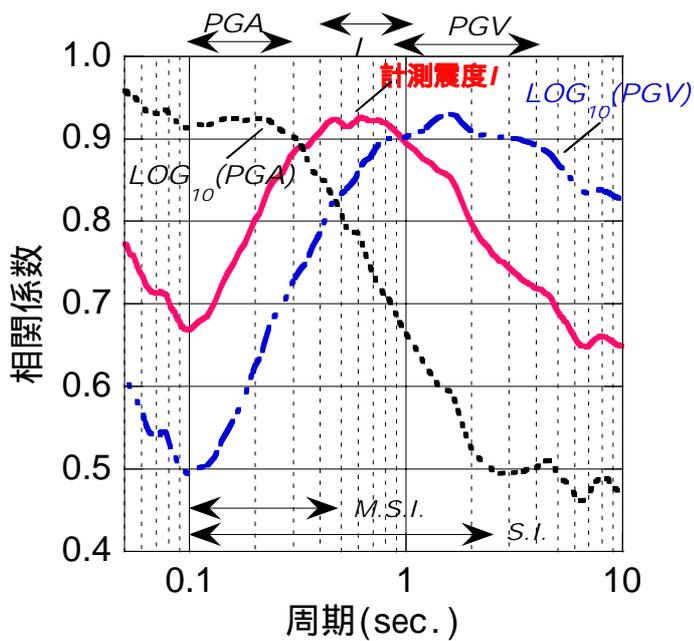


(c) 最大加速度 PGA * 最大速度 PGV

図 2.2-15 兵庫県南部地震と全地震による関係式との誤差分布の比較

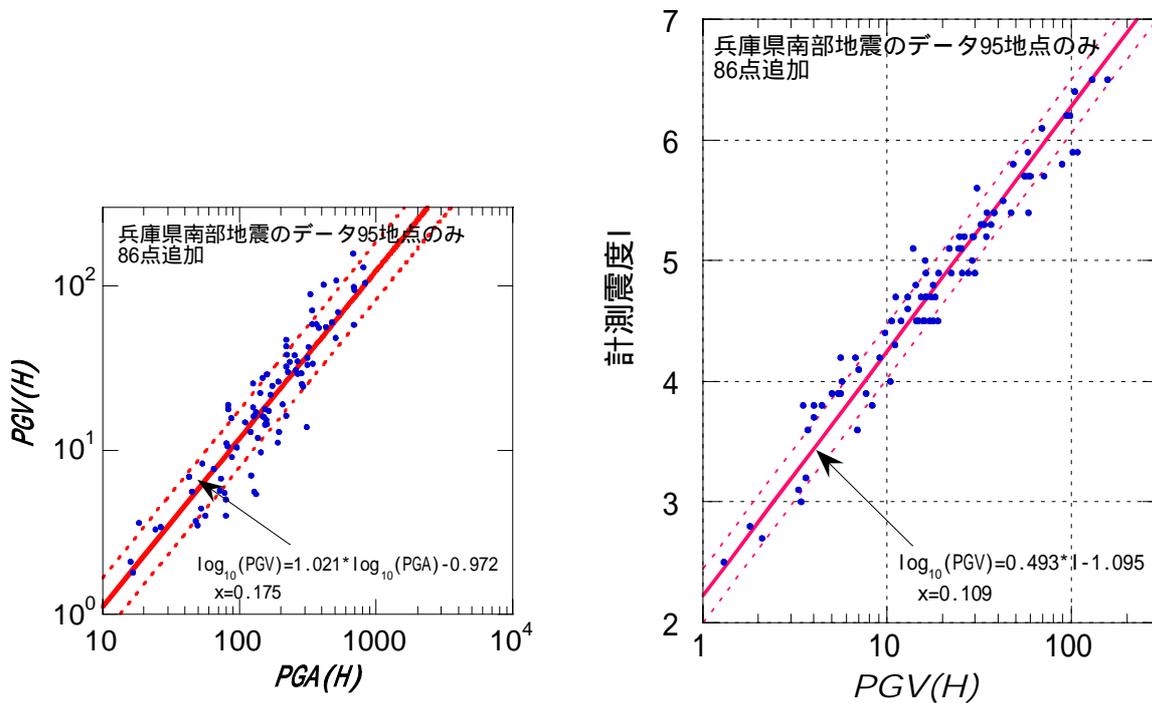


(a) 兵庫県南部地震の場合



(b) 全地震の場合 [図 2.2.6 再掲]

図 2.2-16 兵庫県南部地震の場合と全地震における $\text{Log}_{10}[S_{a,0.05}(T)]$ と計測震度 I 、最大加速度 PGA 、最大速度 PGV との相関関係



(a) 最大加速度 PGA と最大速度 PGV との関係 (b) 最大速度 PGV と計測震度 I との関係

図 2.2-17 兵庫県南部地震における地震動強さの関係

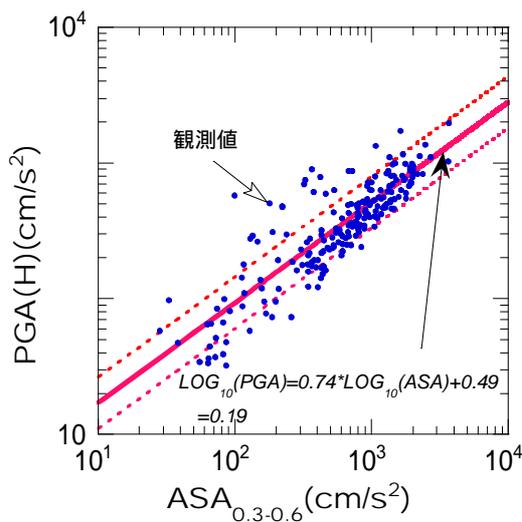


図 2.2-18 全地震による最大加速度 PGA と平均加速度応答スペクトル ASA との関係

2.2.4 地震動指標の変換による既往の被害関数の比較

自治体が被害推定に用いている被害関数は、各自治体の地震動強さの指標が異なるため、単純に横並びで比較することはできない。本項では、2.2.3 項で検討した地震動強さの指標の関係式を用いて、木造家屋の被害率曲線の相互比較の検討を行う。

1.2 節で述べたように、自治体の被害推定手法は大きく三つの手法に分類される。手法Ⅰは過去の地震被害データから被害率曲線を作成する手法であり、手法Ⅱは存在建物の耐力から被害率曲線を作成する方法である。また、手法Ⅲは地震応答解析から直接的に被害率を推定する方法である。手法は同じでも、自治体によっては地震動指標が異なる場合がある。

構造物の年代区分は、2.1.2 項で述べたように設計基準の変遷から大きくは昭和 25 年、昭和 46 年、昭和 56 年に変更されており、木造は昭和 34 年にも規定が強化されている。自治体における木造家屋の被害率曲線も設計基準の変遷を考慮して、大きくは昭和 46 年以前、昭和 56 年以降の 2 つに分けた評価を行っている。ただし、自治体によってその間の区分は統一されていない。本検討においては、年代区分は 3 区分とし、自治体がさらに細かく区分している場合には平均化して比較を行った。

本検討で用いた被害関数、地震動指標、年代区分に関して以下に示す。

(1) 自治体 1 (ケース 1, 手法)

- ・年代区分の平均化および地震動指標の補正は行わない。

(2) 自治体 2 (ケース 2, 手法)

- ・屋根構造：重量屋根を選択
- ・昭和 45 年以前の場合：昭和 35 年以前と昭和 36 年～45 年の 2 タイプを平均化
- ・実効加速度を $\sqrt{2}$ 倍して、地表最大加速度に変換

(3) 自治体 3 (ケース 3, 手法)

- ・直下型地震と海洋型地震のうち、直下型地震の場合の被害率曲線を選択

(4) 自治体 4 (ケース 4, 手法)

- ・(2.2-64) 式により、地表最大速度を地表最大加速度に変換

(5) 自治体 5 (ケース 5, 手法)

- ・2 階建ての木造建物を選択
- ・昭和 34 年以前の木造建物における降伏強度の平均値を 0.20、昭和 35 年以降の平均値を 0.45 に設置
- ・応答加速度を地表最大加速度に変換(図 2.2-18 参照)

ただし、応答加速度の周期は、0.3～0.6(sec)の範囲を平均

(6) 自治体 6 (ケース 6, 手法)

- ・瓦屋根の専住 2 階建てを設定
- ・昭和 45 年以前の木造建物の降伏強度の平均値を 0.34、昭和 46 年～55 年の平均値を 0.65、昭和 56 年以降の平均値を 0.79 に設定
- ・ケース 5 と同様に、応答加速度を地表最大加速度に変換

図 2.2-19 に概ね昭和 46 以前に建築された木造建物の被害関数を示す。ケース 4 では

地震動指標を最大速度から最大加速度に変換したが、ケース 3 とは概ね一致している。また、手法Ⅱに基づく評価では非常にばらつきが小さく、手法Ⅰに比べて中央値も小さいことがわかる。図 2.2-20 に概ね昭和 46 年～昭和 56 年に建築された木造建物の被害関数を示す。ケース 3 とケース 4 の被害関数の形状は異なっており、全てのケースにおいても被害関数は異なっている。図 2.2-21 に概ね昭和 56 年以降に建築された木造建物の被害関数を示す。ケース 3 では、昭和 56 年以降において被害関数を変更していないため、概ね昭和 46 年～昭和 56 年の年代区分と同じになっている。

図 2.2-19～図 2.2-21 において、手法Ⅰと手法Ⅱはかなり異なっていることがわかる。手法Ⅰでは、かなり大きい最大加速度で全壊が生じるような被害関数になっている。

以上、各自治体の被害関数の比較にあたり、地震動指標を同一の最大加速度にした上で検討を行った。その結果、各自治体において異なる被害関数を設定していることがわかった。

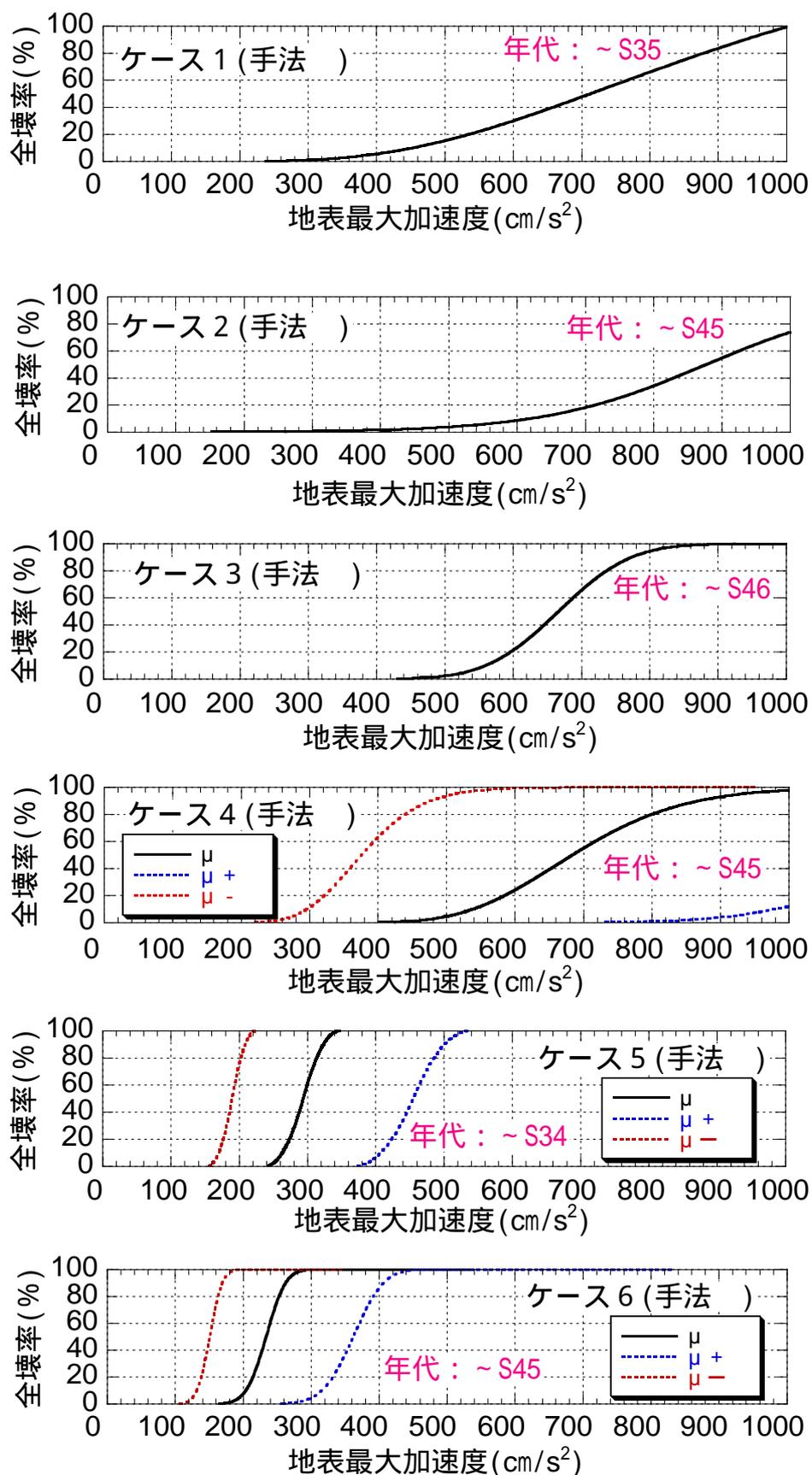


図 2.2-19 自治体における被害関数の比較(概ね昭和 46 年以前の建物)

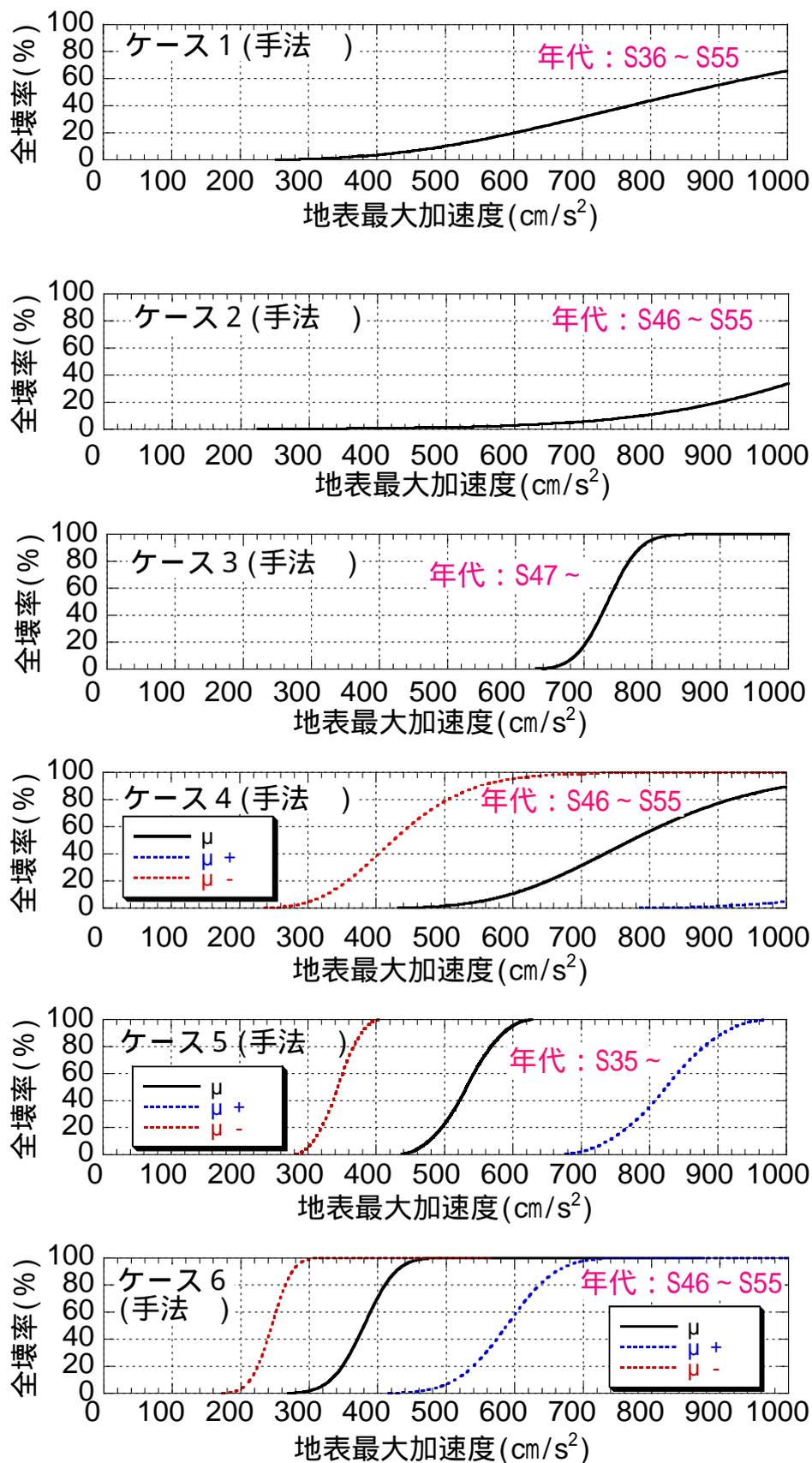


図 2.2-20 自治体における被害関数の比較(概ね昭和 46~56 年の建物)

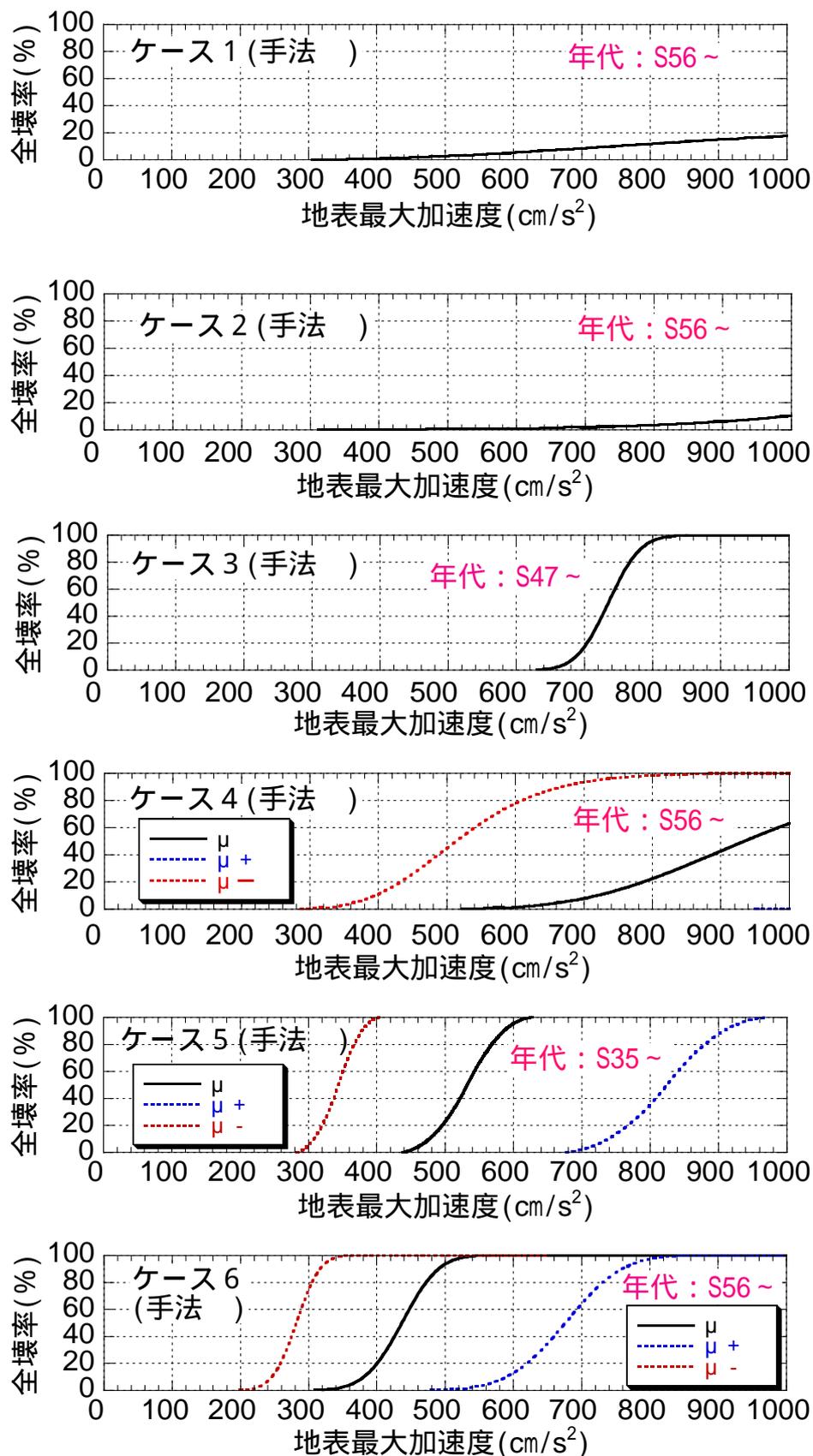


図 2.2-21 自治体における被害関数の比較(概ね昭和 56 年以降の建物)

参考文献

- 1) 童華南, 山崎文雄(1996): 地震動強さ指標と新しい気象庁震度との対応関係, 生産研究, 第48巻, 11号, pp. 547-550
- 2) 童華南, 山崎文雄, 佐々木裕明, 松本省吾(1994): 被害事例に基づく地震動強さと家屋被害率の関係, 第9回日本地震工学シンポジウム, pp. 2299-2304
- 3) 水谷守, 川瀬喜雄, 宮本英治(1997): 地震動指標の相互関係に関する統計的分析(第一次), 第24回地震工学研究発表会講演論文集, pp. 217-220
- 4) 栗田哲史, 高橋聡, 嶋田昌義, 安中正(2000): 応答スペクトルを用いた計測震度推定と震源断層推定への応用, 応用力学論文集, 土木学会, Vol. 3, pp. 547-557
- 5) 翠川三郎, 藤本一雄, 村松郁栄(1999): 計測震度と旧気象庁震度および地震動強さ指標との関係, 地域安全学会論文集, Vol. 1, pp. 51-56
- 6) 翠川三郎, 福岡知久(1988): 気象庁震度階と地震動強さの物理量との関係, 地震第2輯, 第41巻, pp. 223-233
- 7) 河角廣(1943): 震度と震度階, 地震, 第15巻, pp. 6-12
- 8) Khosrow, T., S., F. Yamazaki(1998): Attenuation Relationship of JMA Seismic Intensity Using Recent JMA Records, 第10回日本地震工学シンポジウム, pp. 529-534
- 9) 菅原正晴, 小林義尚, 真下貢(1999): 計測震度と各種地震動強さ指標との関係について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B2, pp. 175-176
- 10) 菅原正晴, 小林義尚, 渡辺健, 中村亮一(1998): 地震動の最大加速度と計測震度の関係に関する検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B2, pp. 33-34
- 11) 宮崎雅徳, 岩崎宏輔, 尻無濱昭三, 他(1999): 計測震度と最大加速度および最大速度に関する一考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B2, pp. 177-178
- 12) 永井章(2001): 面的震度分布情報の発表について, 地震学会ニュースレター, Vol. 13, No. 4, pp. 54-55
- 13) 気象庁監修(1996): 震度を知る, 基礎知識とその活用, ぎょうせい, pp. 238
- 14) 小林啓美, 翠川三郎, 田鎖隆(1978): 震源域周辺での地震基盤からの入射波の強さについて, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 534-554
- 15) 野畑有秀, 翠川三郎(2001): 強震記録に基づく震源近傍での地震動強さ, 構造工学論文集, 日本建築学会, Vol. 47B, pp. 173-180
- 16) 宮越淳一, 林康裕, 渡辺宏一, 田村和夫(1997): 1995年兵庫県南部地震の建物被害に基づく建物の耐震性能評価, 構造工学論文集, 日本建築学会, Vol. 43B, pp. 269-276
- 17) 村尾修, 山崎文雄(2000): 自治体の被害調査結果に基づく兵庫県南部地震の建物被害関数, 日本建築学会構造系論文集, 第527号, pp. 189-196

3. 地震損傷度評価における不確定要因の分類

3.1 解析的手法における不確定要因の分類

3.1.1 本分類の目的

建物の地震被害推定では、地震動の大きさに応じた建物被害率を参照して建物被害数を評価する。建物被害関数については、これまで様々なものが利用されているが、その多くは過去の被害事例を参照して決定したと説明されている。しかし、地震による建物被害事例は必ずしも多くはなく、データの質としてもそれほど良好なものではない。

本検討では、建物被害関数に関して、地震動と平均被害率との関係から推定する単純な記述統計的方法ではなく、論理的な構成を持つ地震損傷度曲線を参照して、検討および開発を進めるものとする。地震損傷度曲線の値である条件付損傷確率は、1.1 節で述べたように、応答や耐力が確定論的に求められない場合に両者を確率評価することによって、応答確率が耐力確率を超過する確率の評価から得ることができる。この構造信頼性の枠組みにおいて、不確定要因とは、応答や耐力が確定値として決定できない原因を指すものである。

不確定要因、すなわち、ばらつきの原因を分類整理することによって、地震被害推定に用いる建物群を対象とした損傷度曲線の特性に関して、より深く洞察することが可能となる。また、量的および質的に不完全な地震被害データの合理的な取り扱い方や、今後の検討方針等の立案に役立てることが可能となる。

本項目では、建物群を対象とした地震損傷度曲線に関わる不確定要因を抽出分類し、論議することを目的とする。

3.1.2 地震損傷度曲線の概要

本項では、地震損傷度曲線の意味およびその作成法の概要を示し、その後の不確定性要因に関する論議の明確化をはかるものとする。

(1) 建物群を対象とした地震損傷度曲線の意味

建物の地震被害推定に用いられる地震損傷度曲線は、建物群を対象とし、小破、中破、大破といった損傷状態の発生率(被害率)を評価する際に利用される。正しくは、小破を超える確率、中破を超える確率、大破確率を評価し、その差分をそれぞれの被害率として解釈する。地震損傷度曲線は、特定の構造物を対象とした特定の損傷状態に関して、横軸に地震動の大きさを表す指標(最大加速度, 最大速度, 周波数加速度, 計測震度 *etc.*), 縦軸に確率を用いて、地震動の大きさに応じた損傷の発生確率(条件付損傷確率)を表現するものである。

地震損傷度曲線は、上記のように特定構造物を対象とした損傷確率を示すが、本研究では特定構造物ではなく建物群を対象とするため、この損傷確率を被害率として取り扱うこととする。同じ耐震性能を示す構造物が数多くあれば、単一の構造物の損傷確率はその集合に対する被害率と同義である。建物群について、その耐震性能が一定の確率分

布に従う集合であると定義できれば、その集合に対して算定された損傷確率が対象建物群の被害率であると見なすことができる。

(2) 地震損傷度曲線の評価法

地震損傷度曲線を評価する場合、損傷を構造物の応答が耐力を超過する状態として考え、一般に次の方法が用いられる

1) 損傷モードの定義

損傷を特定の物理量(変位, 応力, 加速度など)により定義する。

2) 耐力の確率評価

損傷モードに対応した構造物の耐力を確率評価し、耐力確率密度 $S(x)$ を算定する。

3) 条件付応答の確率評価

特定の地震動指標で表現された地震動に対する応答を確率評価して、条件付応答確率密度 $R(x|a)$ を算定する

4) 条件付損傷確率の評価

確率で表現された応答が確率で表現された耐力を超過する確率は、次式によって算定される。

$$Pf(a) = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^a S(\alpha) \cdot d\alpha \cdot R(x|a) \cdot dx \quad (3.1-1)$$

5) 地震損傷度曲線の作成

地震動の大きさを変化させながら条件付損傷確率を算定することにより地震損傷度曲線を得る。

これは、一般的な地震損傷度曲線の評価の方法である。本研究における特徴としては、地震動の大きさが特定区域を代表する値である点と、耐力が特定の構造物ではなく建物群である点が挙げられる。これらの特徴は、後述するように、地震被害推定手法に固有の不確定要因として考慮しなければならない。

(3) 地震被害推定手法における損傷度曲線の位置付け

地震被害推定においては、地震源を設定して地震動強さの分布を求め、地震動強さに応じた建物被害率を地震損傷度曲線から求めて建物被害分布を評価する。すなわち、地震損傷度曲線は、地震動と建物被害率との関係を示す被害関数として位置付けられる。したがって、地震損傷度曲線は、地震動評価における指標の選択と推定精度の拘束を受けるものとなる。現状、様々な地震動評価手法が存在しているが、それらすべてに同じ地震損傷度曲線を適用することはできない。

本研究では、地震被害推定手法として、以下に述べる方法に従うものを対象とする。ここで示す方法と異なる地震動推定を行う場合には、地震損傷度曲線に関わる不確定要因について新たな論議を要する。

1) 評価ポリゴンの設定

地震動分布や建物被害分布を評価する単位領域を設定する。この領域内では、地震動強さを内部の一点における値で代表させる。

2) 地震源の設定

地震源を位置および規模によって定義する。これは基本的に、距離減衰式の適用を意識した手続きである。

3) 基盤地震動の評価

ポリゴン代表点下部の基盤地震動を距離減衰式によって評価する。このとき、何らかの地震動指標を用いることによって、この指標が地震損傷度曲線を表現する変数となる。

4) 地表面地震動の評価

ポリゴンの表層地盤増幅特性を代表する地震動指標の増幅率を基盤地震動の大きさに乗じることにより、地表面地震動の大きさを評価する

5) 建物被害率の評価

地震損傷度曲線から地表面地震動の大きさに対応する損傷確率を参照して、そのポリゴンにおける建物被害率とする。また、建物群に属する建物の総数と被害率を掛け合わせて推定被害数とする。

3.1.3 地震損傷度曲線に関わる不確定要因

建物群を対象とした地震損傷度曲線に関わる不確定要因は、地震動評価に関わるもの、応答評価に関わるもの、耐力評価に関わるものの三種類に分類することができる。本項では、この分類に従って不確定要因を整理する。なお、ここで示す各要因の説明は他の要因の影響を排除した場合、すなわち他の要因はばらつきを与えないと考えた場合のものである。

(1) 地震動評価に関わる不確定要因(F1i)

ポリゴンで評価される地震動指標に対して、その大きさにばらつきを与えるものを地震動不確定要因と呼ぶことにする。

1) 距離減衰式のばらつき(F11)

基盤での地震動評価に用いられる距離減衰式は、あくまで経験式であり、ばらつきを持った関係式である。一般に、この不確定要因によるばらつきは大きい。距離減衰式のばらつきの大きさは、その関係式の開発時点に誤差の形で認識されるが、開発に用いた地震動のデータセットの特性を受けするため、利用にあたっては距離減衰式の来歴を把握しておくことが望ましい。なお、一般に距離減衰式から得られる値は推定中央値となっている。また、距離減衰式のばらつきは、対数正規分布に従うことも確かめられている。

2) 表層地盤増幅特性の不確定性(F12)

基盤から表層地盤への地震動指標の増幅は、SHAKEなどに代表される数値解析モデルを利用して評価される。一次元波動伝播は地震波形に依存するため、特定の地震動指標を用いて大きさを定義しても増幅率は一義的に定まらない。また、数値解析モデルでは、地盤物性のランダム性は十分に考慮されず、成層仮定や非線形特性など多くの仮定や理想化が導入されるため評価結果は不確定である。したがって、評価結果はばらつきを持つものと考えなければならない。

3) ポリゴンを一点で代表させることに伴うばらつき (F13)

地震被害推定において、ポリゴンという有限な領域における地震動をその内部の一点で代表させる場合、基盤での地震動は空間的広がりに伴う距離減衰変化を反映して、ばらついたものとなる。また、ポリゴン領域内における表層地盤の増幅特性は一様でないため、地表面地震動のばらつきの要因となる。これらのばらつきは、ポリゴンを微細化することによって低減することができる。

上記に示したように、ポリゴン内のある一点で評価した地震動を用いる場合は、ばらつきの考慮が必要となる。このばらつきは、ポリゴンの大きさ、および表層地盤の特性に依存するものである。

(2) 応答評価に関わる不確定要因 (F2i)

応答評価に関わる不確定性は、評価された地震動から建物群に作用する応力や変形（損傷モードの説明パラメータ）を推定する際、その結果にばらつきを与える。

1) 地震動を特定の指標で表現することに伴うばらつき (F21)

地震被害推定手法では、地震動の大きさを何らかの単一指標で表現する。この場合、同じ大きさの地震動といっても様々な地震波が対応し、その大きさの地震動に対する構造物の応答を一義的に決定することはできないため、応答にばらつきが生じる。このばらつきの大きさは、選択される地震動指標に依存する。

例えば、最大速度が 100cm/s の地震動といっても、そのような地震波形は無限に存在する。構造物に対する地震動の作用は地震波形に依存するため、最大速度 100cm/s の地震動から算定された応力や変形は当然ばらついたものとなる。

2) 応答計算に関わる不確定性 (F22)

構造物の応答計算では、構造物を数値モデルに置き換え、種々の解析手法を用いた算定が行われる。モデル化や数値解析手法には、剛性、粘性減衰、境界条件等に多くの仮定が導入されるため、正確な応答を推定することはできない。この手法の不完全さが、推定された応答に対してばらつきを与えると考えなければならない。

3) 建物群を対象とすることによるばらつき (F23)

建物群に含まれる構造物は多様である。構造物ごとに当然異なった応答特性を持つため、この多様さが応答評価結果にばらつきを与える。これはまた、建物群をいかに定義するかにも依存する。そのため、建物群は応答特性の類似性に基づいて分類されるべきである。

(3) 耐力評価に関わる不確定性要因 (F3i)

耐力評価では、損傷モードに従って構造物の耐力を評価する。構造物の耐力においてもまた、一義的に決定することは困難であり、耐力にばらつきを考慮する必要がある。

1) 損傷モードの決定に関する不確定性 (F31)

構造物の損傷モードとしては、小破や大破といった表現が存在する。しかし、実際にはその物理的状態は複雑であり多様であるため、それらを応力や変形といった物理量で規定することは必ずしも容易ではない。損傷モードを物理量で規定することに不確定性が存在し、それがばらつきの要因となる。

2) 強度評価に関わる不確定性(F32)

構造物の強度は、材料強度に基づき強度評価式によって評価される。材料強度はばらつきを伴うものであり、また強度評価式には不完全さが存在する。したがって、強度評価結果にはばらつきが伴うことになる。

3) 建物群を対象とすることによるばらつき(F33)

応答評価における場合と同様に、個々の構造物の強度はそれぞれ固有のものであり、建物群が構造物の集合として定義されると、耐力評価結果は当然ばらつきを持つものとなる。そのため、建物群は強度特性の類似性に基づいて分類されるべきである。

3.1.4 不確定要因に関連する考察

建物群の地震損傷度曲線に関わる不確定要因は、前項において抽出し列記した。ここでは、その特徴について考察する。

(1) 地震損傷度曲線に対する不確定要因の作用

地震損傷度曲線が示すものは、地震動指標によって表現された地震動が作用する場合の条件付損傷確率であり、それは応答確率が耐力確率を超過する確率として算出される。

不確定要因は、地震動自体や応答、耐力にばらつきを与えるものである。不確定要因が存在しなければ応答も耐力も確定値として推定され、地震被害推定の結果は損傷無しであるか、すべてが損傷するという結果になる。

ばらつきが大きくなると、条件付損傷確率は 50%以下の場合で損傷確率を大きく、50%以上の場合で小さくする作用を持つため、地震損傷度曲線の勾配が緩やかとなる。不確定性が非常に大きい場合はその極限において、地震動領域での損傷確率が 50%となる。

不確定性要因が与えるばらつきは小さいほうが良い。しかし、ばらつきの中には低減できない部分も存在する。しかし、建物群の設定、地震動指標の選定、ポリゴンの設定などは、できる限りばらつきを小さくする努力が有用である。

(2) 地震被害想定に用いる場合に固有の特性

3.1.3 項で示した不確定要因のうち、ポリゴンを一地点の情報で代表させること、および建物群を対象とすることは地震被害想定に固有のものである。これら固有の不確定要因のためにばらつきが増加し、特定構造物の地震損傷度曲線と比較して、勾配の緩やかな損傷度曲線となることは避けられない。また、これらの不確定要因はポリゴンの分割や建物群の定義に依存するため、特定の被害推定手法に使用される地震損傷度曲線をそのまま別の手法に適用できるとは限らない。

地震被害想定におけるもう一つの特徴として、想定地震を利用するため、評価された地震動のばらつきを考慮することがある。確率論的リスク評価では、地震動のばらつきは地震ハザード曲線として個別の確率論的処理が行われるが、地震被害想定では応答確率に作用するばらつきとして取り扱わなければならない。この手続きは応答確率のばらつきを増加させ、地震損傷度曲線の勾配を緩やかにする。

現状で行われている地震被害想定では、被害関数と地震動推定手法との関連があまり

意識されていない。しかし、利用すべき被害関数については、採用する地震被害推定手法全体を通じた適用性を検討することが重要である。

(3) ばらつきの合成

不確定要因の作用の大きさは、その要因が地震動、応答、耐力に与えるばらつきの大きさを表現される。ここで取り上げた不確定要因は、積の形で作用する要因である。個々の要因が確率的に独立であるとき、積の形で合成されるばらつきを対数標準偏差で表すと、その二乗が個々の要因の与えるばらつきの対数標準偏差の二乗の和となる。したがって、3.1.3項で述べたすべての不確定要因の作用が個別に評価できれば、正しい地震損傷度曲線を解析的に評価することができる。しかし、現状では、ある程度確率的な検討が行われている要因は距離減衰式のみであり、残された要因については解析的な検討は進んでいない。

地震動確率と応答確率は積の形で表すことができる。条件付損傷確率は、この応答確率を耐力確率で除した値が1を超える確率として表現される。以下に、数式による展開を示す。

$$\text{地震動確率 } G = B \cdot A \cdot F_{11} \cdot F_{12} \cdot F_{13} \quad (3.1-2)$$

基盤計算値 B (距離減衰式によって求まる確定値)

増幅計算値 A (代表地盤モデルから算定される確定値)

$$\text{応答確率 } R = K / (A \cdot B) \cdot F_{21} \cdot F_{22} \cdot F_{23} \quad (3.1-3)$$

応答計算値 K (応答計算によって求まる確定値)

$$\text{耐力確率 } S = C \cdot F_{31} \cdot F_{32} \cdot F_{33} \quad (3.1-4)$$

耐力計算値 K (強度計算によって求まる確定値)

$$\text{条件付損傷確率 } P_f = \text{Prob}(G \cdot K / S \geq 1.0) \quad (3.1-5)$$

ここで、 $G \cdot K / S$ のばらつきにおける対数標準偏差の二乗は、すべての不確定要因のばらつきにおける対数標準偏差の二乗和である。ここでの条件付損傷確率は、地震動指標の大きさが $A \cdot B$ で代表されるとき損傷確率を示している。

3.2 地震被害データを用いた不確定性の評価

本節では、1995 年兵庫県南部地震の被害データに基づき、3.1 節の項目で分類整理された建物群と既往の方法で推定された地震動強さを用いて、統計的に被害率曲線を求め、その不確定要因についての検討を行う。

3.2.1 検討の目的

被害率曲線における不確定性は、個々の建物における損傷の不確定性を含んだ建物群において、群としての耐震性の不均質性に本質的な要因がある。建物群における統計単位領域内の地震動強さのばらつきは、本質的ではないが、その要因の一つとして捉えられるべきものである。

実際の統計的な被害率曲線では、地震動強さの統計単位の中央値である推定値の不確定性、群としての被害を考えたときのグルーピングの不確定性、さらに、建物群の損傷と最も関係の深い地震動強さの指標値を用いているかどうかの不確定性などが要因として考えられる。結果として、様々な不確定要因が包含され評価されていることになる。

本項では、被害資料の豊富な 1995 年兵庫県南部地震のデータを用いて地震動強さの推定と統計解析を行うことにより、これらの不確定性のうち、構造種別ごとに分類された建物群の被害と地震動強さの指標における不確定性の度合い、および地震動推定手法の違いによる被害率曲線の不確定性の度合いを検討する。

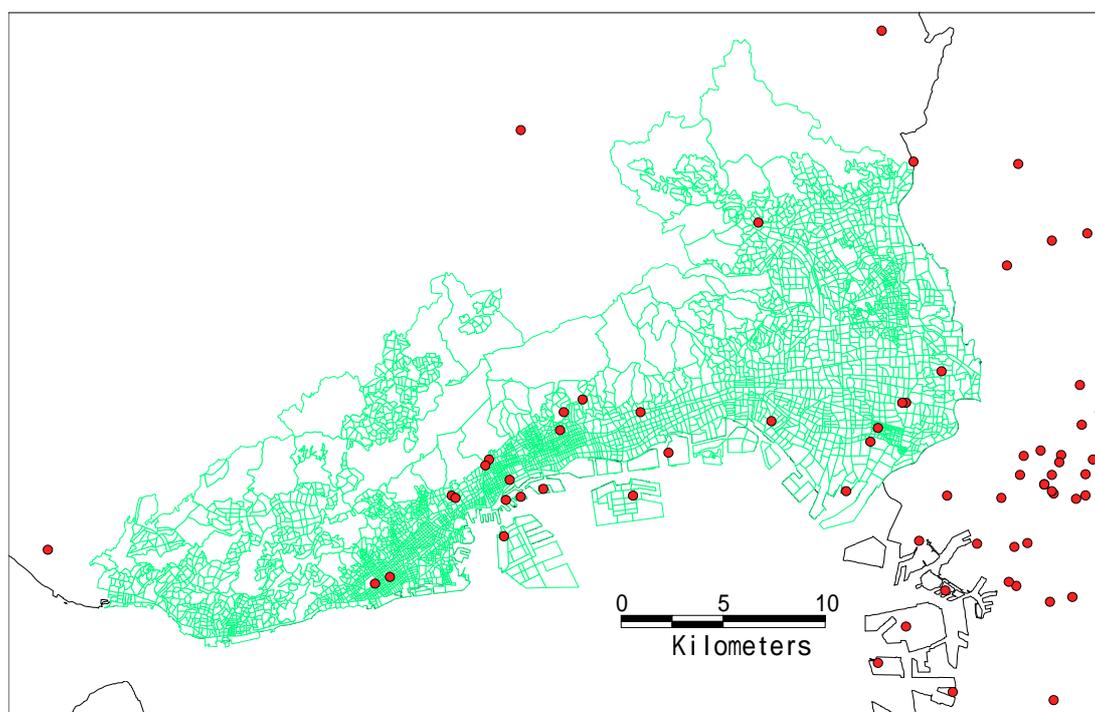


図 3.2-1 兵庫県南部地震における強震観測記録位置(建屋上部を除く)

3.2.2 兵庫県南部地震における地震動強さの推定

地震被害データを用いて建物群の損傷確率と地震動強さの関係を評価するため、対応する地域における地震動強さの推定が必要となる。地震動強さの推定においては、観測事実である強震記録をもとに評価することが最も重要である。しかしながら、1995年兵庫県南部地震においては強震記録が比較的多数得られたものの、**図 3.2-1**に示されているように、その観測点は点在しており、建物群の被害を評価できるほどの面的な地震動強さの分布を得ることは難しい。一つの方法として、建物群の被害から地震動強さの面的分布を推定する方法も考えられる。しかし、震災被害予測に用いる建物群の被害率曲線は、地震動予測手法に応じた評価が必要であることを考慮しなければならない。

本検討では、既存の予測手法から地震動強さの分布を把握し、建物群の損傷確率と地震動強さの関係を評価することによって、被害率曲線の推定に関する問題点を抽出する。

(1) REDReSS による推定結果

REDReSSは篠塚研究所が提案した評価手法であり、加速度応答スペクトル距離減衰式をもとに評価する手法である。地表面の地震動予測は、表層地盤をモデル化した数種の土柱モデルに既存の著名地震波を入力することにより、表層地盤のレベルに応じた加速度応答スペクトルの周期帯ごとの増幅倍率を予め用意しておき、基盤のスペクトル評価式に乗算することで評価される。兵庫県南部地震の評価においては、ANNAKA(1988)の提案する工学的基盤でのスペクトル距離減衰式をもとに、22種類の表層地盤モデルを各町丁目に当てはめることにより評価している。

図 3.2-2に地表面で推定された最大加速度相当(周期 0.02sec の加速度応答スペクトル振幅)と、**図 3.2-3**に平均加速度応答スペクトル ASA (周期 0.6~0.8sec) を示す。表層地盤の増幅を周期帯ごとに考慮しているため、比較的地盤の柔らかい平野部では、周期 1sec 付近の平均加速度応答スペクトルの増幅が最大加速度分布に比べ顕著に現れている。

(2) 国土数値情報を用いた推定

本手法は、最大速度の距離減衰式により工学的基盤の最大速度を推定し、国土数値情報の地形分類に基づいて表層地盤 30m の平均 S 波速度を推定し(翠川・他, 1995)、その S 波速度をもとに増幅倍率(Midorikawa *et al.*, 1994)を乗算して地表面の最大速度を推定する方法である。この手法は、比較的広域な地震動強さを簡便に推定することに適しているため、自治体における被害想定手法に良く用いられている。

ここで用いた最大速度の距離減衰式は、(1)で示した REDReSS の結果と整合させるために、ANNAKA(1988)の最大速度の距離減衰式とした。支持基盤相当層での推定結果を**図 3.2-4**に、地表面最大速度分布を**図 3.2-5**に示す。(1)の手法も(2)の手法も、表層地盤の影響は1次元波動伝播理論や国土数値情報により考慮されているものの、各種の地震や地盤の平均的な距離減衰特性に基づき評価されているため、兵庫県南部地震の特徴の一つである周期 1sec 付近のキラーパルスを表現してはいない。しかしながら、これらの手法の良さは、簡便であること、また距離減衰式に基づく地震動推定の不確定性を回帰式での推定誤差という形で表現できることにメリットがある。

(3) 3次元有限差分法に基づく推定

兵庫県南部地震では、その断層地形により堆積平野内に入射される波が「震災の帯」を形成したことが報告されている。近年、強震動予測において3次元有限差分法を用いた理論的な評価方法が行われ始めており(例えば、Pitarka, 1996)、「震災の帯」形成の原因とされている「エッジ効果」を表現できる手法として、強震動シミュレーションに利用されている。今後、このような理論的な地震動推定も行われることを考慮し、本検討では、一例として田中・他(2000)の3次元有限差分法のシミュレーション結果をもとに神戸地域の最大速度、計測震度を評価した。田中・他(2000)の検討では、神戸地域の地盤は概ね $V_s=0.35, 0.55, 1.0, 3.0\text{km/s}$ の4層でモデル化され、Sekiguchi *et al.* (1996)の震源モデルを用いている。彼らの評価では、周期 2sec 以下の周期成分はローカットフィルターで落とされているが、ここでは周期 1sec 以下のローカットフィルターを用いて評価した。ただし、この結果は $V_s=0.35\text{km}$ 層までの評価であり、地表面での評価とはなっていない。

図 3.2-6 に最大速度分布を、図 3.2-7 に計測震度の分布を示す。「エッジ効果」やディレクティビティ効果を表現できているため、山地に比べ、平野部での増幅がはっきりと表現されていることがわかる。しかしながら、このような確定的手法に基づく評価では、地盤構造のモデリングエラーや震源設定の不確定性などに伴う評価誤差を現状では取り込む方法が無く、被害率曲線にその不確定要因の全てが反映されてしまうこととなる。

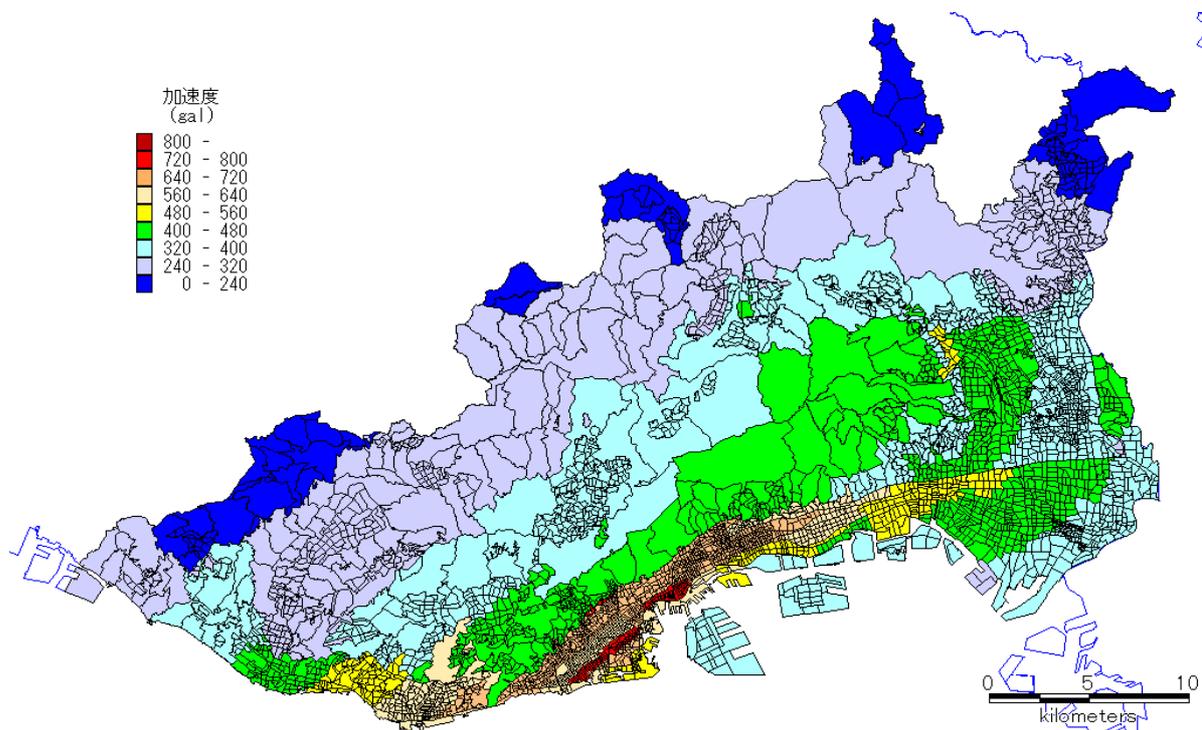


図 3.2-2 REDReSSによる地表面の最大加速度(T=0.02sec)

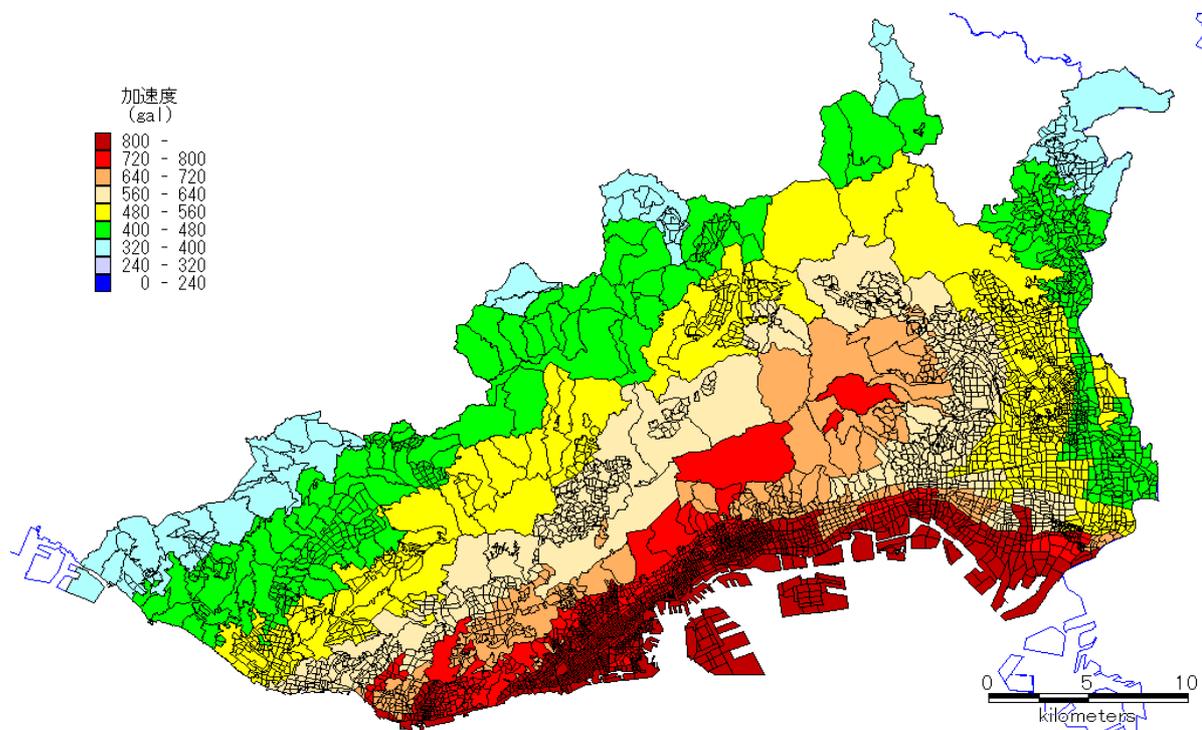


図 3.2-3 REDReSSによる地表面の平均加速度応答スペクトル ASA (T=0.6~0.8sec)

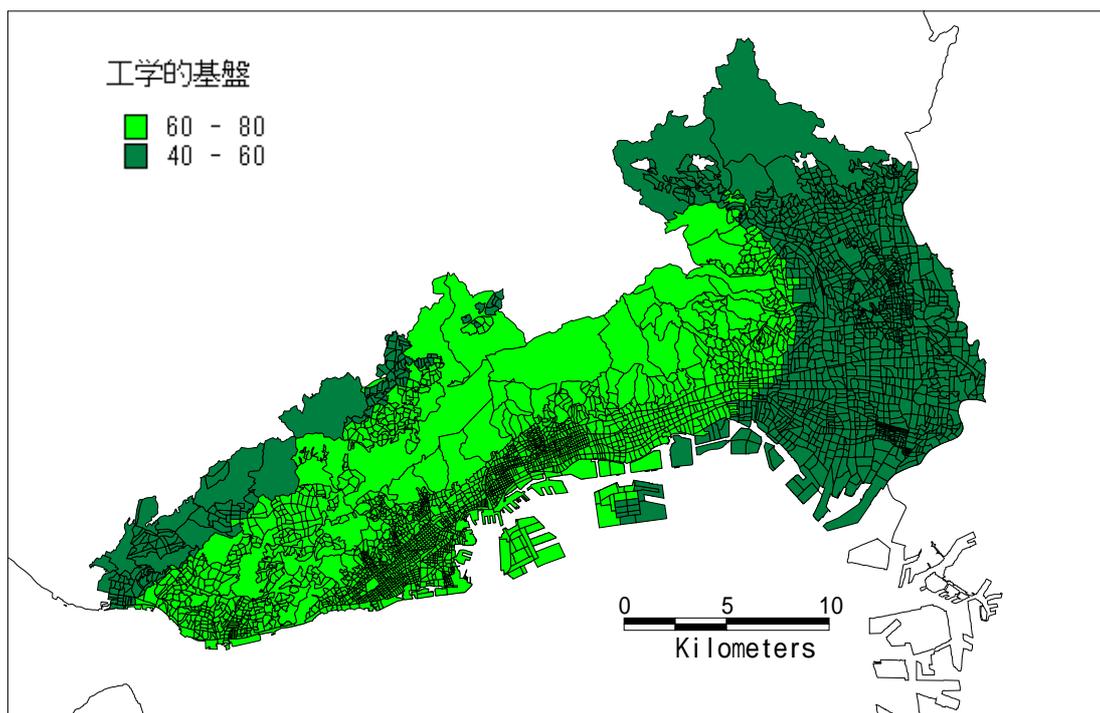


図 3.2-4 最大速度距離減衰式を用いた支持基盤相当層での最大速度PGV

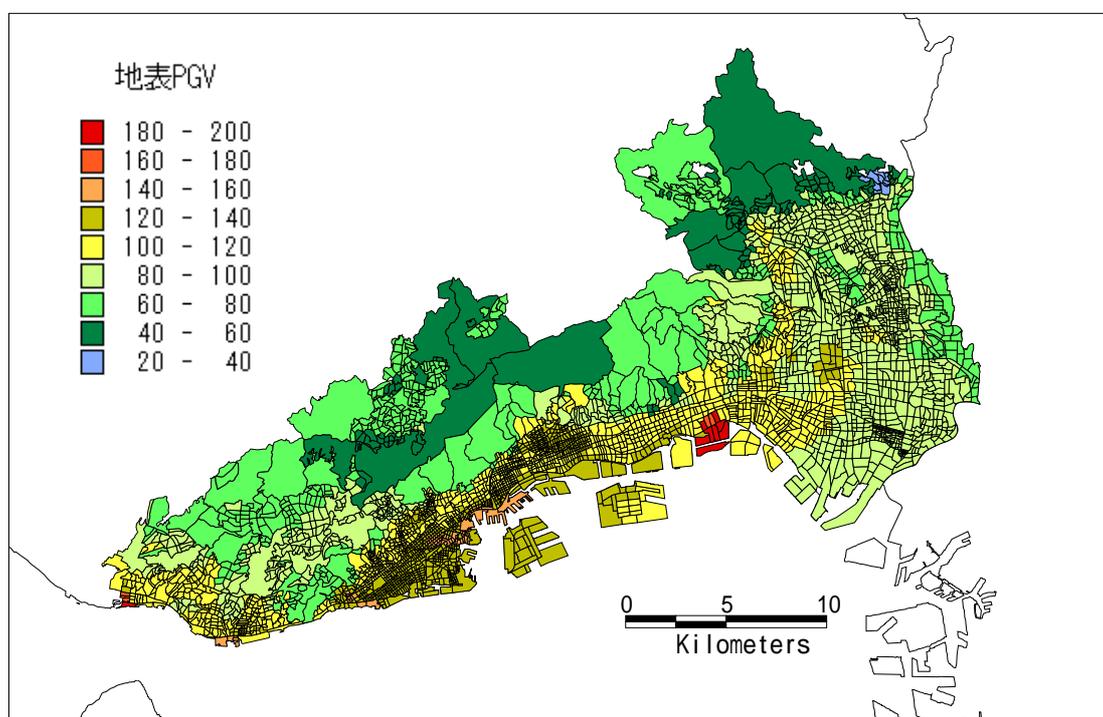


図 3.2-5 国土数値情報を利用した地表面での最大速度PGV

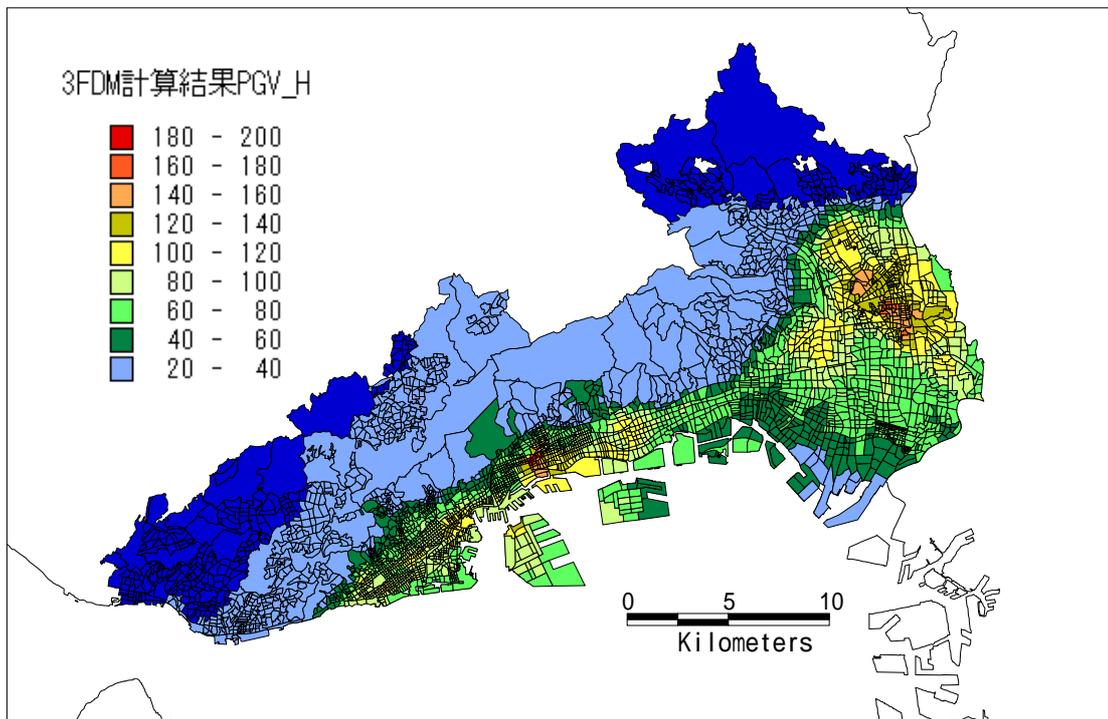


図 3.2-6 3次元有限差分法による最大速度PGV

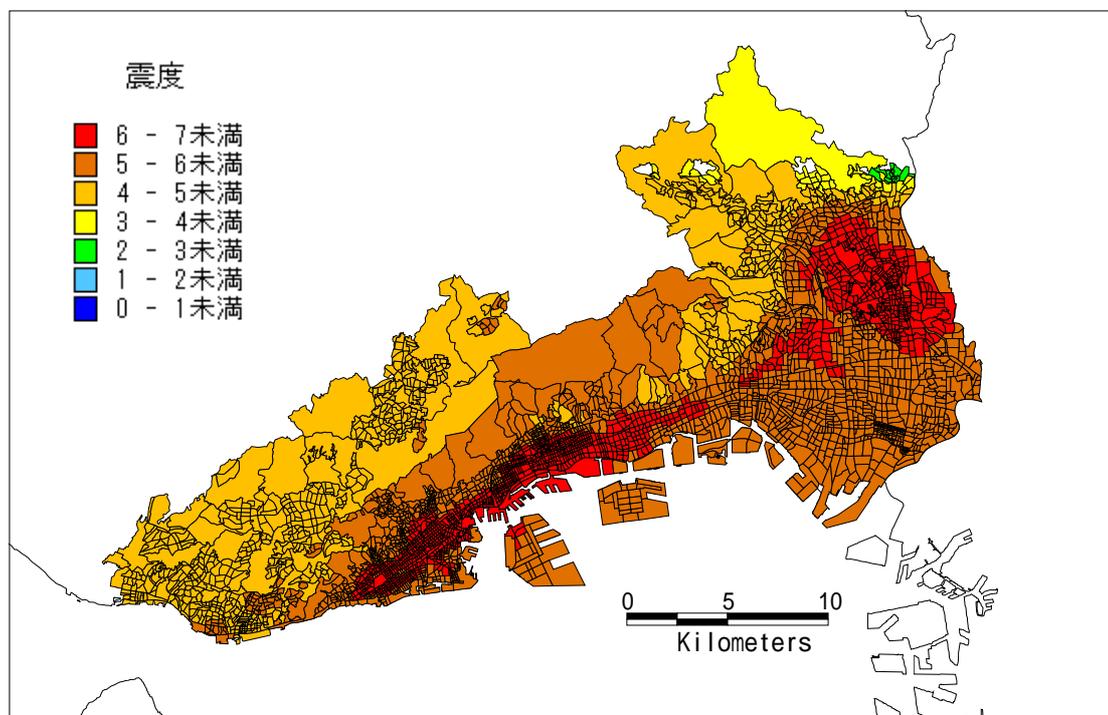


図 3.2-7 3次元有限差分法による計測震度

3.2.3 被害率曲線の評価法

(1) 最尤法による被害率曲線の作成

3.2.2 項で得られた兵庫県南部地震に対する地震動強さの分布と 1.3 節でまとめられた地震被害データをもとに、評価単位(町丁目や町)ごとに地震動強さと被害率の関係をマッチングさせる。そして、得られた地震動強さ a と被害率 r の関係を被害率曲線 $F(a)$ によって回帰する。地震動強さ a と被害率 r の関係を模式的に図 3.2-8 に示す。

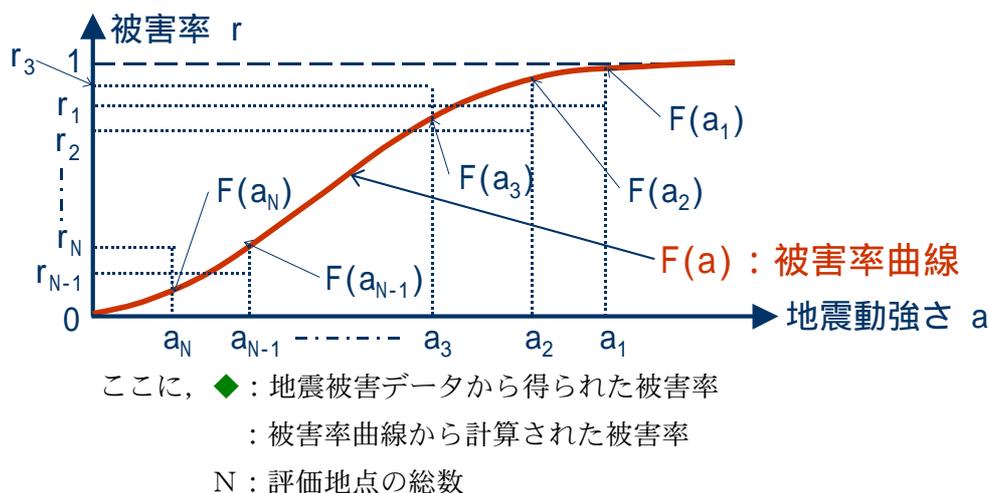


図 3.2-8 被害率曲線の作成

被害率曲線の作成法として確率紙を用いた最小二乗法があるが、この手法は被害率そのものを用いて回帰を行うため、被害率を計算する際に用いた建物数の重みを考慮することができない。同じ値の被害率でも評価単位における存在建物数および被害建物数が異なれば、被害率の確からしさは当然異なり、一般的に建物数が多いほど被害率の信頼度は向上すると考えられる。本検討では、被害率だけでなく建物数による重みも同時に考慮して回帰を行うため、二項分布を用いた最尤法により被害率曲線を作成することにした。

ある評価地点において、地震被害データから存在建物数 M 、被害建物数 m が得られ、また、強震動シミュレーションなどにより評価地点の地震動強さ a が計算されたとする。このとき、回帰をしたい被害率曲線 $F(a)$ のパラメータ評価法について考える。個々の建物の被害発生が互いに独立であると仮定すると、 M 棟の中で m 棟の建物が被害を受ける確率 $P(m)$ は、 $F(a)$ を用いて二項分布の確率関数により計算できる。

$$P(m) = {}_M C_m \times \{F(a)\}^m \times \{1 - F(a)\}^{M-m} \quad (3.2-1)$$

ここで、 ${}_M C_m = \frac{M!}{m!(M-m)!}$

同様に、全ての評価地点 ($i=1 \sim N$) に対して上式が成り立つ。全ての評価地点において、地震動強さと被害率の関係 (a_i, r_i) が最も実現しやすい被害率曲線 $F(a)$ のパラメータを推定することは、評価地点の被害の発生確率 $P(m)$ を $1 \sim N$ まで掛け合わせた関

数を最大化することと等価である。このように、パラメータの推定量を直接的に誘導する手法は最尤法と呼ばれている。このとき、尤度関数 L は次式のようになる。

$$L = \left({}_{M_1} C_{m_1} \times \{F(a_1)\}^{m_1} \times \{1 - F(a_1)\}^{M_1 - m_1} \right) \\ \times \left({}_{M_2} C_{m_2} \times \{F(a_2)\}^{m_2} \times \{1 - F(a_2)\}^{M_2 - m_2} \right) \\ \times \cdots \times \left({}_{M_N} C_{m_N} \times \{F(a_N)\}^{m_N} \times \{1 - F(a_N)\}^{M_N - m_N} \right) \quad (3.2-2)$$

上式をそのまま計算すると桁落ちする恐れがあるため、尤度関数 L の自然対数をとった対数尤度関数 $\ln L$ を用いて計算する。

$$\ln L = \left(\ln \left({}_{M_1} C_{m_1} \right) + m_1 \times \ln \{F(a_1)\} + (M_1 - m_1) \times \ln \{1 - F(a_1)\} \right) \\ + \left(\ln \left({}_{M_2} C_{m_2} \right) + m_2 \times \ln \{F(a_2)\} + (M_2 - m_2) \times \ln \{1 - F(a_2)\} \right) \\ + \cdots + \left(\ln \left({}_{M_N} C_{m_N} \right) + m_N \times \ln \{F(a_N)\} + (M_N - m_N) \times \ln \{1 - F(a_N)\} \right) \quad (3.2-3)$$

被害率曲線の分布形としては、変数が正の領域にのみ分布し、かつ単調増加関数であることが求められる。被害率曲線の地震動指標として最大加速度や最大速度を採用した場合、被害率曲線の分布形として対数正規分布が一般的に用いられている。ここで、対数正規分布を用いると、それぞれの評価地点の被害率 $F(a_i)$ は次式から求められる。

$$F(a_i) = \Phi \left(\frac{\ln a_i - \lambda}{\zeta} \right) \quad (i = 1 \sim N) \quad (3.2-4)$$

ここで、 λ は被害率曲線の対数平均値、 ζ は被害率曲線の対数標準偏差、 Φ は標準正規分布関数である。

一方、地震動指標として最大加速度を用いたときに被害率曲線の形状を対数正規分布と仮定した場合、地震動指標に計測震度を採用したときは、被害率曲線の形状として正規分布を設定するのが適切であると思われる。このとき、それぞれの評価地点の被害率 $F(a_i)$ は次式から求められる。

$$F(a_i) = \Phi \left(\frac{a_i - \mu}{\sigma} \right) \quad (i = 1 \sim N) \quad (3.2-5)$$

ここで、 μ は被害率曲線の平均値、 σ は被害率曲線の標準偏差である。

以上の条件のもとで、被害率 $F(a_i)$ を対数尤度関数に代入すると $\ln L$ が計算できることになり、 $\ln L$ を最大化する被害率曲線 $F(a)$ のパラメータ (λ, ζ) および (μ, σ) を最適化の一手法であるシンプレックス法により求めた。

(2) 被害率曲線の誤差分析

(1)の手法により、観測データを回帰した被害率曲線が推定できる。しかし、地震被害データから得られた被害率と被害率曲線から計算された被害率との間の2乗誤差を計算し、被害率曲線の観測データへの適合度を検証しておく必要がある。

ところで、誤差分析に評価地点ごとの被害率 r を用いると、たとえ被害率の値が同一でも評価単位内の存在建物数および被害建物数が評価地点ごとに異なるため、(1)で指摘したように被害率の信頼度がそれぞれ異なり、被害率曲線の誤差分析が正確に実行できない恐れがある。したがって、地震被害データから得られた被害率をそのまま用いるのではなく、存在建物数を同一にした条件のもとで新たに被害率を計算し直さなければならない。

ここでは、全ての評価地点 N に存在する建物の合計 M を n 階層(ただし、 $n < N$)に分割し直して、一つの階層に含まれる存在建物数を全ての階層に対して等しくするため、表 3.2-3 に説明する階層単位の地震動強さ b と被害率 d の関係を用いて、誤差分析を行うこととする。

① 評価地点での地震動強さの大きさ a が、

$$a_1 > a_2 > a_3 > \dots > a_N \quad (N : \text{評価地点の合計})$$

となるように、地震被害データを並び替える。

② 全ての評価地点 N に存在する建物の総数 M を n 分割すると、一つの階層に含まれる存在建物数 k は、全ての階層に対して以下ようになる。

$$k = \text{int}\left(\frac{M}{n}\right) + 1 \quad (3.2-6)$$

③ 評価単位ごとの地震動強さ a と被害率 r を用いて、評価単位に含まれる全ての建物に対して地震動強さ A と被害率 D をそれぞれ表 3.2-1、表 3.2-2 のように割付ける。

④ 以上により、階層単位での地震動強さ b と被害率 d の関係を表 3.2-3 のように定める。

表 3.2-1 地震動強さの割付け

評価単位		建 物	
1	a_1	1	$A(1)=a_1$
		2	$A(2)=a_1$
		\vdots	\vdots
		M_1	$A(M_1)=a_1$
2	a_2	M_1+1	$A(M_1+1)=a_2$
		M_1+2	$A(M_1+2)=a_2$
		\vdots	\vdots
		M_1+M_2	$A(M_1+M_2)=a_2$
\vdots	\vdots	\vdots	\vdots
N	a_N	$\sum_{i=1}^{N-1} M_i + 1$	$A\left(\sum_{i=1}^{N-1} M_i + 1\right) = a_N$
		$\sum_{i=1}^{N-1} M_i + 2$	$A\left(\sum_{i=1}^{N-1} M_i + 2\right) = a_N$
		\vdots	\vdots
		M	$A(M) = a_N$

表 3.2-2 被害率の割付け

評価単位		建 物	
1	r_1	1	$D(1)=r_1$
		2	$D(2)=r_1$
		\vdots	\vdots
		M_1	$D(M_1)=r_1$
2	r_2	M_1+1	$D(M_1+1)=r_2$
		M_1+2	$D(M_1+2)=r_2$
		\vdots	\vdots
		M_1+M_2	$D(M_1+M_2)=r_2$
\vdots	\vdots	\vdots	\vdots
N	r_N	$\sum_{i=1}^{N-1} M_i + 1$	$D\left(\sum_{i=1}^{N-1} M_i + 1\right) = r_N$
		$\sum_{i=1}^{N-1} M_i + 2$	$D\left(\sum_{i=1}^{N-1} M_i + 2\right) = r_N$
		\vdots	\vdots
		M	$D(M) = r_N$

表 3.2-3 地震動強さと被害率の関係

	地震動強さ b	被害率 d
1	$\frac{\sum_{i=1}^k A(i)}{k}$	$\frac{\sum_{i=1}^k D(i)}{k}$
2	$\frac{\sum_{i=k+1}^{2k} A(i)}{k}$	$\frac{\sum_{i=k+1}^{2k} D(i)}{k}$
\vdots	\vdots	\vdots
n	$\frac{\sum_{i=\{k(n-1)+1\}}^M A(i)}{M - k(n-1)}$	$\frac{\sum_{i=\{k(n-1)+1\}}^M D(i)}{M - k(n-1)}$

次に、表 3.2-3 に基づいて計算された被害率 X と被害率曲線から推定された被害率 Y との間の 2 乗誤差 Δ^2 について述べる。図 3.2-9 に誤差分析の模式図を示す。

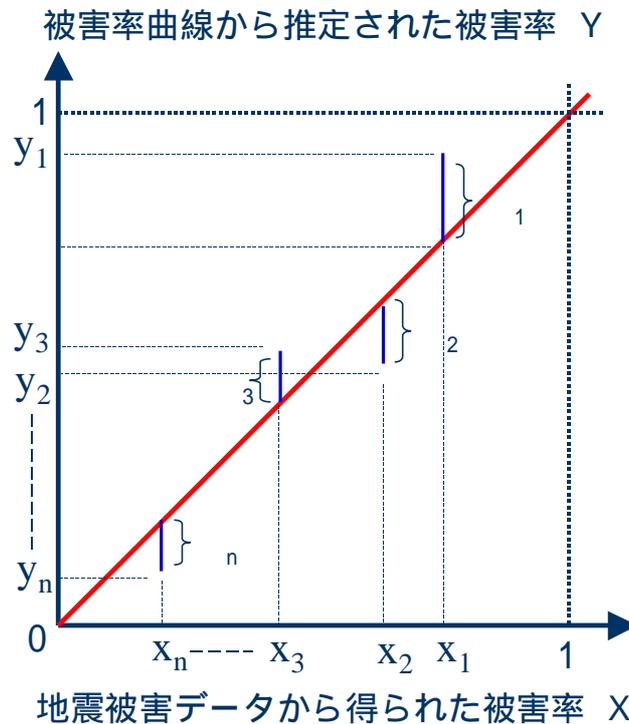


図 3.2-9 誤差分析

このとき、2 乗誤差 Δ^2 は次式から計算される。

$$\Delta^2 = \sum_{i=1}^n (y_i - x_i)^2 \quad (3.2-7)$$

したがって、誤差の標準偏差 $S_{Y|X}$ は次式から求められる。

$$S_{Y|X} = \sqrt{\frac{\Delta^2}{n}} \quad (3.2-8)$$

一方、 X と Y の相関係数 ρ は次式から求められる。

$$\rho = \frac{1}{n-1} \times \frac{\sum_{i=1}^n (x_i \times y_i) - n \times (\mu_X \times \mu_Y)}{S_X \times S_Y} \quad (3.2-9)$$

ここで、 S_X は X の不偏標準偏差、 S_Y は Y の不偏標準偏差であり、標本平均 μ_X 、 μ_Y を用いてそれぞれ次式から求められる。

$$S_X = \sqrt{\frac{1}{n-1} \left(\sum_{i=1}^n x_i^2 - n \times \mu_X^2 \right)} \quad (3.2-10)$$

$$S_Y = \sqrt{\frac{1}{n-1} \left(\sum_{i=1}^n y_i^2 - n \times \mu_Y^2 \right)} \quad (3.2-11)$$

3.2.4 低層戸建の被害率曲線

(1) 被害率の定義

建物の地震被害データとして、建設省建築研究所の阪神・淡路大震災復興計画策定支援システムによる建築物被災度集計結果データを用いた。この地震被害データによると、被災度の定義として、①外観上の被害なし、②軽微な損傷、③中程度の損傷、④全壊または大破、⑤火災による損傷が用いられている。さらに、その他のデータとして、⑥未調査・不明というものがある。未調査・不明は、被災度調査等の段階で被災度が未調査のものを示している。

建築物被災度集計結果データでは、評価単位ごとの存在建物数と被害建物数が調査されているので、評価単位ごとの被害率を以下のように求めた。

$$\cdot \text{軽微な損傷以上の被害率} : r_1 = \frac{m_1 + m_2 + m_3}{M - (F + U)} \quad (3.2-12)$$

$$\cdot \text{中程度の損傷以上の被害率} : r_2 = \frac{m_2 + m_3}{M - (F + U)} \quad (3.2-13)$$

$$\cdot \text{全壊または大破の被害率} : r_3 = \frac{m_3}{M - (F + U)} \quad (3.2-14)$$

ここで、 m_1 は軽微な損傷の建物数、 m_2 は中程度の損傷の建物数、 m_3 は全壊または大破の建物数、 F は火災による損傷の建物数、 U は未調査・不明の建物数、 M は評価地点の存在建物数である。

以下、地震防災を行う上で最も重要となる低層戸建(ただし、2階以下)に対する被害率曲線を作成することにする。

(2) 地表面最大加速度 PGA を指標とした場合

地震動強さの指標を地表面最大加速度 PGA にした場合の被害率曲線を図3.2-10～図3.2-12に示す。ただし、被害率曲線の形状としては対数正規分布を用いている。

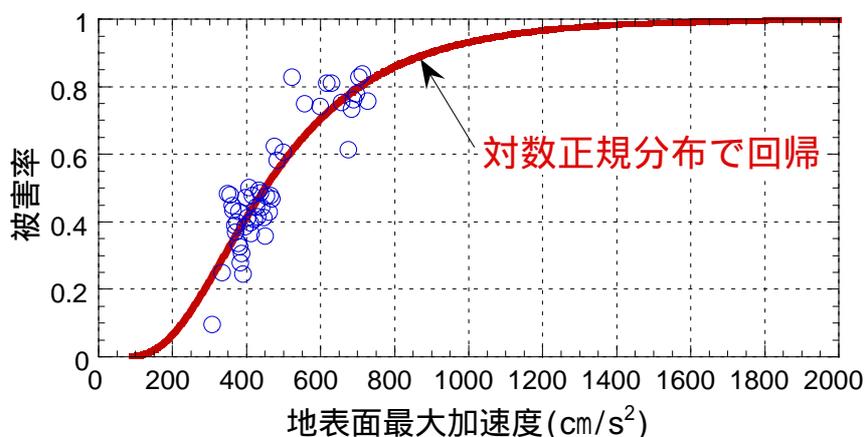


図3.2-10 被害率曲線(軽微な損傷以上)

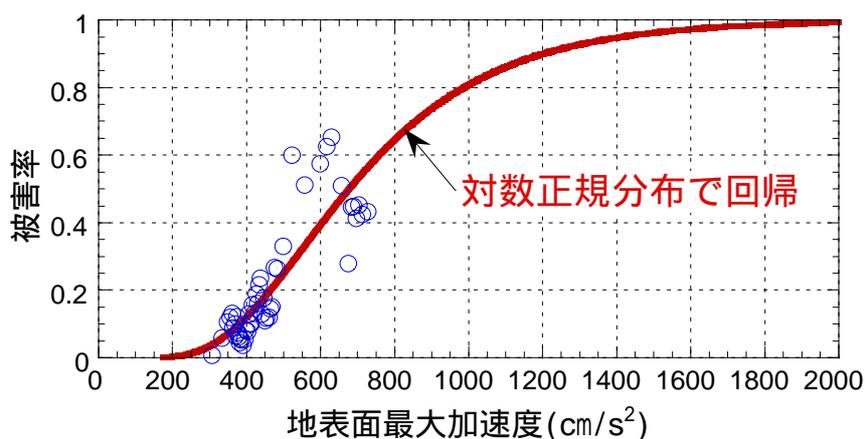


図 3.2-11 被害率曲線(中程度の損傷以上)

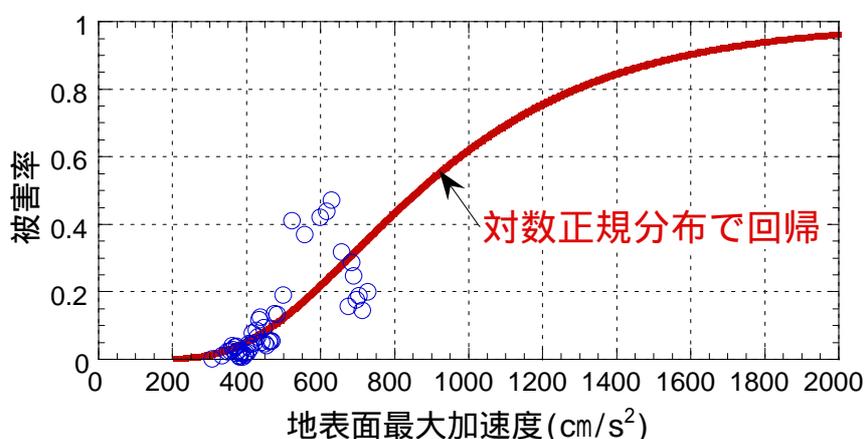


図 3.2-12 被害率曲線(全壊または大破)

(3) 平均加速度応答 ASA を指標とした場合

評価地点ごとに加速度応答スペクトルが推定されているので、それぞれの周期帯ごとに(3.2-3)式の対数尤度関数 $\ln L$ を計算し、対数尤度が小さくなる周期帯(すなわち、被害結果との相関が高い周期帯)について調べた。ただし、全ての周期帯に対して、被害率曲線の形状は対数正規分布を用いている。

図 3.2-13 より、対数尤度が比較的小さくなる周期帯は 0.6~0.8sec である。よって、0.6~0.8sec までの加速度応答を平均したものを平均加速度応答 ASA と定義し、地震動強さの指標として用いることにした。

地震動強さの指標を平均加速度応答 ASA にした場合の被害率曲線を図 3.2-14~図 3.2-16 に示す。ただし、被害率曲線の形状としては対数正規分布を用いている。

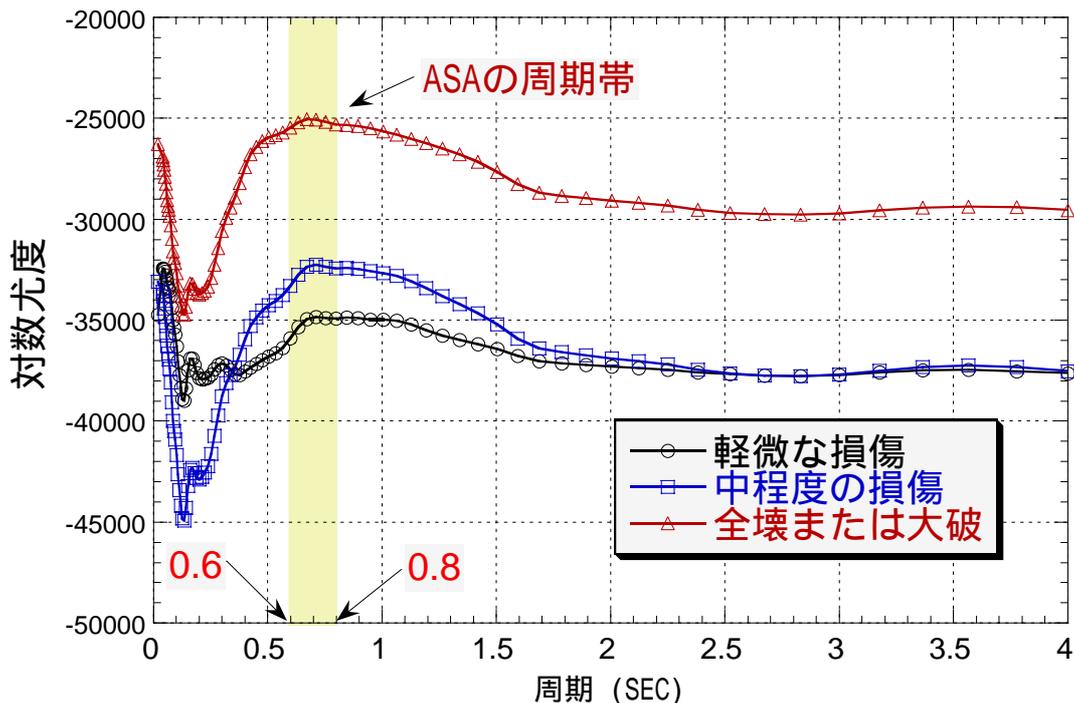


図 3.2-13 周期と対数尤度の関係

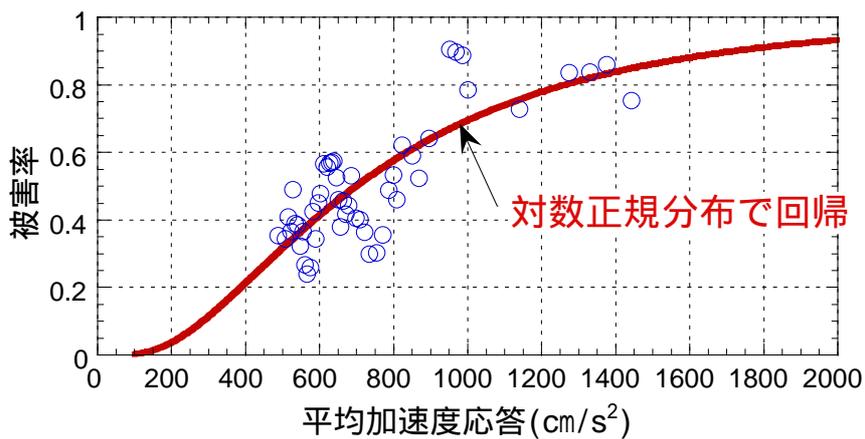


図 3.2-14 被害率曲線(軽微な損傷以上)

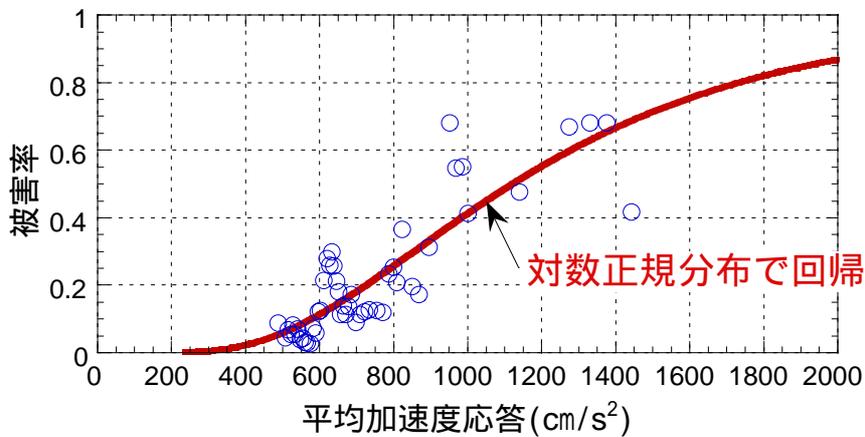


図 3.2-15 被害率曲線(中程度の損傷以上)

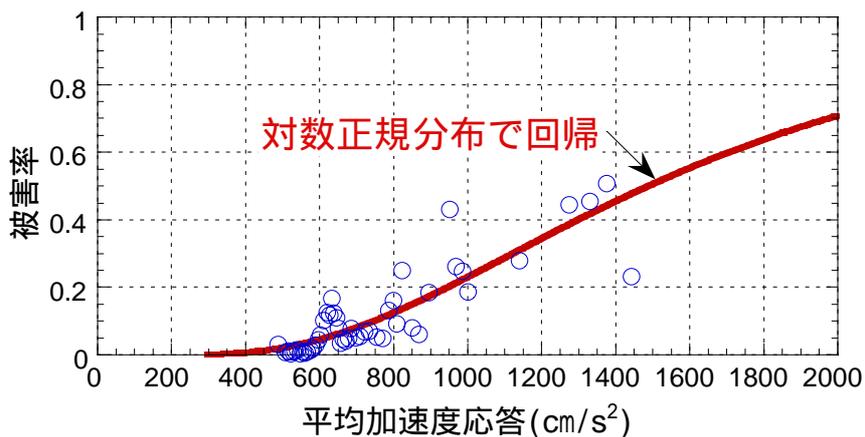


図 3.2-16 被害率曲線(全壊または大破)

(4) 地表面最大速度 PGV を指標とした場合

地震動強さの指標を地表面最大速度 PGV にした場合の被害率曲線を図 3.2-17～図 3.2-19 に示す。ただし、被害率曲線の形状として対数正規分布を用いている。

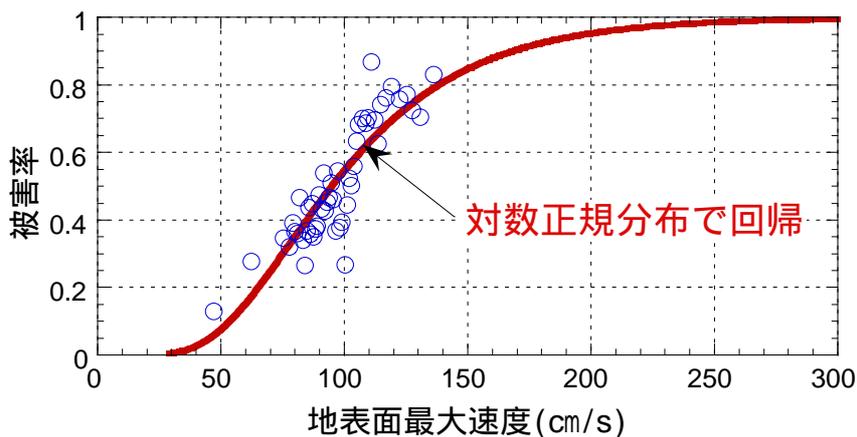


図 3.2-17 被害率曲線(軽微な損傷以上)

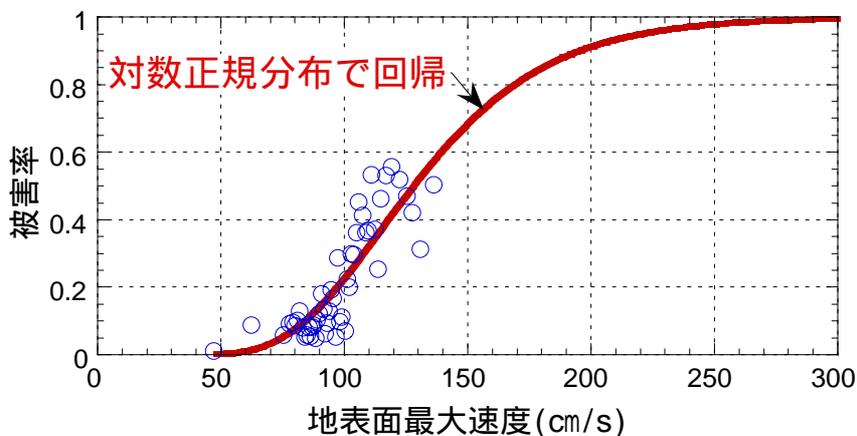


図 3.2-18 被害率曲線(中程度の損傷以上)

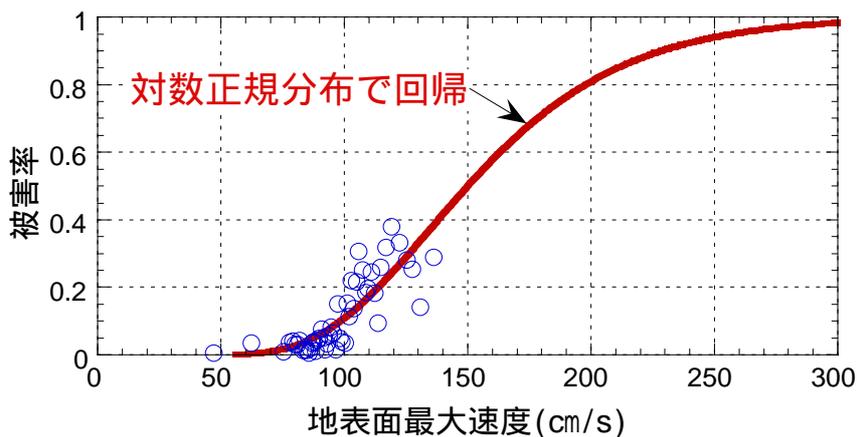


図 3.2-19 被害率曲線(全壊または大破)

(5) 計測震度を指標とした場合

地震動強さの指標を計測震度にした場合の被害率曲線を図 3.2-20～図 3.2-22 に示す。ただし、計測震度を計算した地点は、地表ではなくほぼ工学的基盤に相当する。被害率曲線の形状として正規分布を用いている。

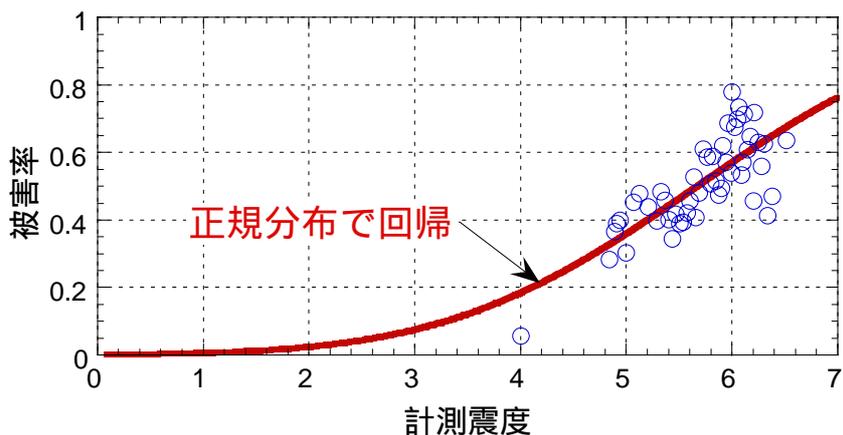


図 3.2-20 被害率曲線(軽微な損傷以上)

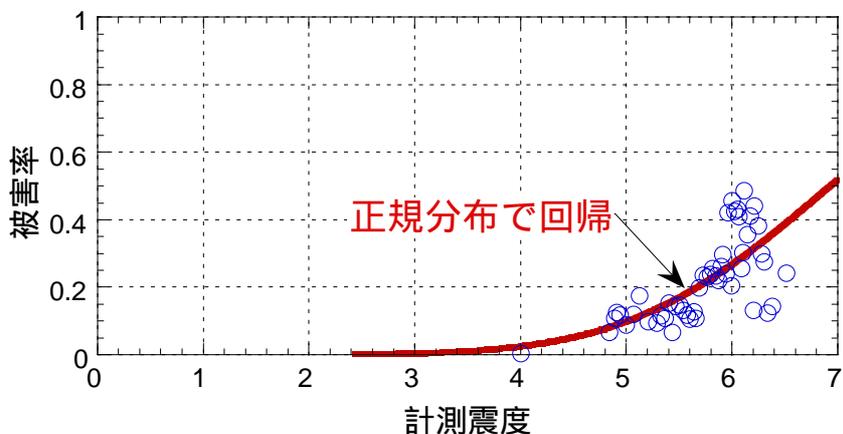


図 3.2-21 被害率曲線(中程度の損傷以上)

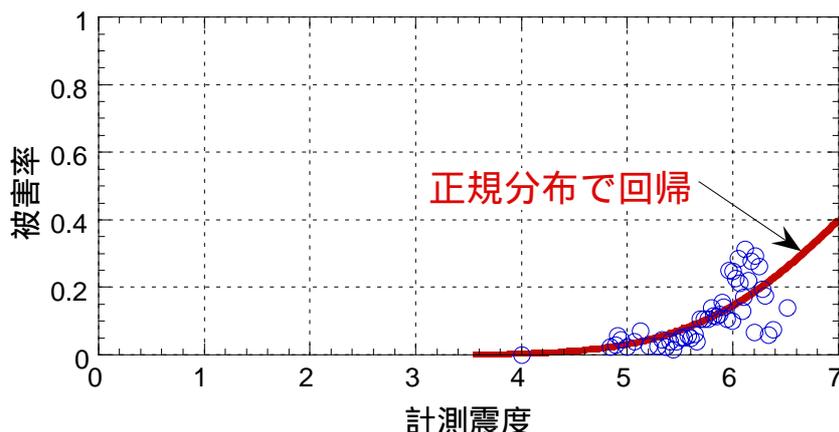


図 3.2-22 被害率曲線(全壊または大破)

(6) 被害率曲線の適合度の検討

地震動強さの指標ごとに、地震被害データから得られた被害率と被害率曲線から計算された被害率との間の誤差分析を行った。ただし、地震被害データから得られた被害率は、評価単位ごとの被害率をそのまま用いるのではなく、3.2.3 の(2)で説明したように、存在建物数を同一にしたときの被害率を用いた。データの階層数 n は 50 に設定した上で、(3.2-9)式から相関係数を、(3.2-8)式から誤差の標準偏差をそれぞれ求めた。

図 3.2-23 から、地震動強さの指標として計測震度を用いると相関係数が小さくなる傾向が見られるが、これは計測震度のレンジが他の指標と比較して狭いからである。被害率曲線の適合度を検討する場合に相関係数を用いることは適切ではなく、誤差の標準偏差を用いる方が良いと考えられる。以下、それぞれの地震動強さを用いた場合の誤差の標準偏差について検討する。

図 3.2-24 から、軽微な損傷のときは、地震動強さの指標として PGA を用いると誤差の標準偏差を最も小さくすることができる。しかし、被災度が中程度の損傷、全壊または大破の場合は、地震動強さの指標として ASA もしくは PGV を採用した方が PGA よりも誤差の標準偏差を小さくすることができる。

したがって、全ての被災度に対して同一の地震動強さの指標を用いて被害率曲線を作成することは適切ではなく、被災度に応じて被害率と相関の高い地震動強さの指標を選択する必要がある。

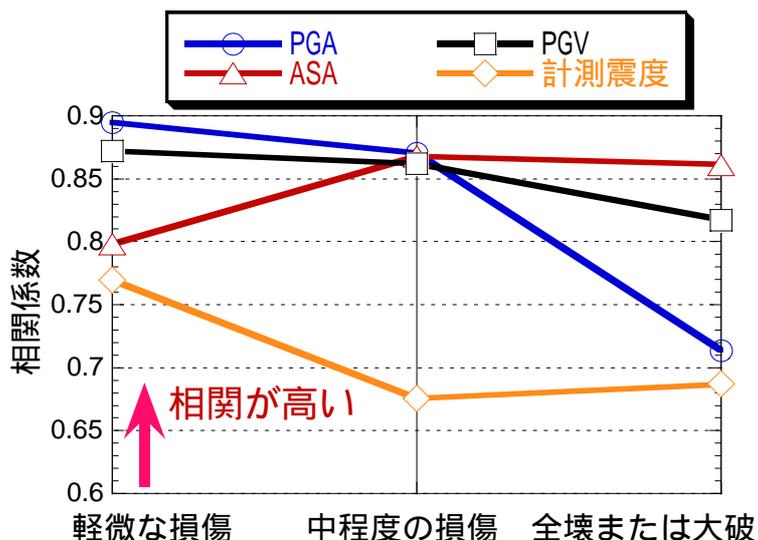


図 3.2-23 相関係数

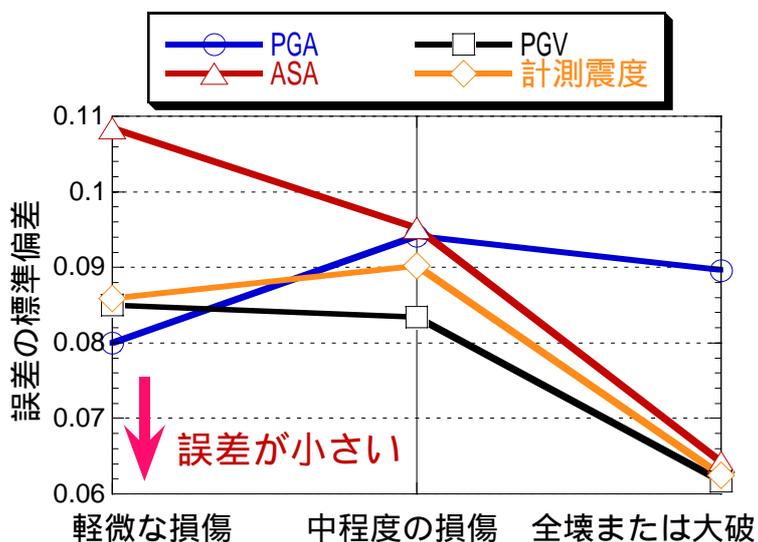


図 3.2-24 誤差の標準偏差

3.2.5 RC 造建物の被害率曲線

(1) 被害率の定義

建物の地震被害データとして、日本建築学会近畿支部が調査した建築物被災度集計結果データを用いた。この地震被害データによると、被災度の定義は中破以上のみである。建築年代は、①～1971、②1972～1981、③1982～、④全体と区分されている。

地震被害データでは、評価単位ごとの存在建物数と被害建物数が調査されているので、評価単位ごとに中破以上の被害率を以下のように求めた。

$$\cdot \text{中破以上の被害率} : r = \frac{m}{M} \quad (3.2-15)$$

ここで、 m は中破以上の建物数、 M は評価地点の存在建物数である。

(2) 地表面最大加速度 PGA を指標とした場合

地震動強さの指標を地表面最大加速度 PGA にした場合の被害率曲線を図 3.2-25～図 3.2-27 に示す。ただし、被害率曲線の形状として対数正規分布を用いている。

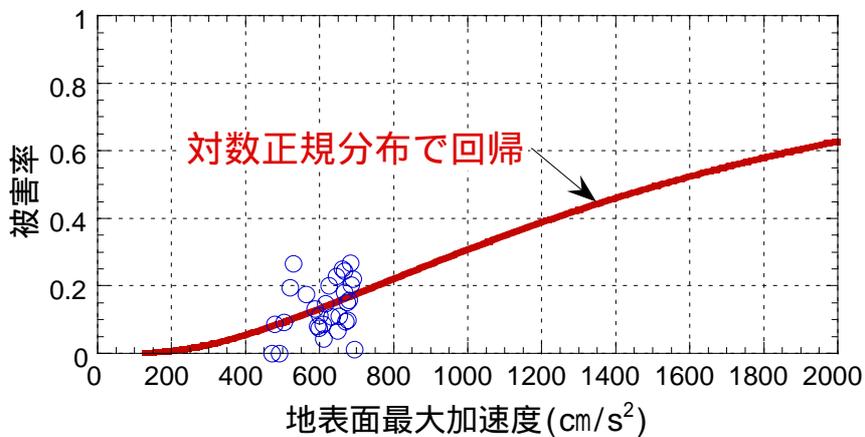


図 3.2-25 被害率曲線(～1971)

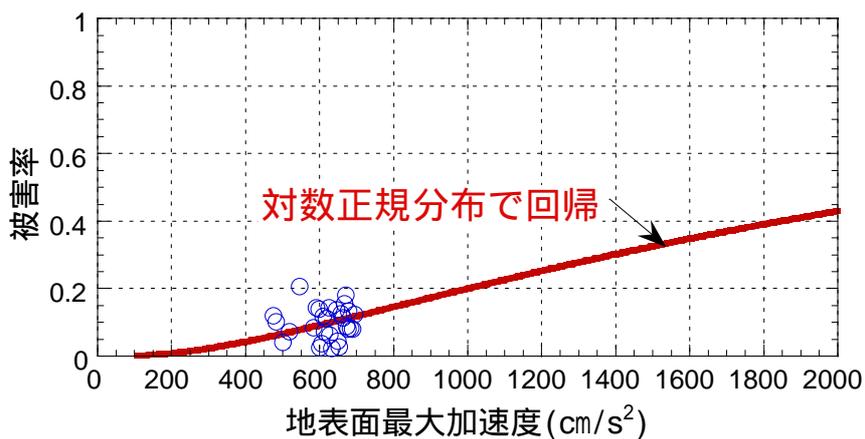


図 3.2-26 被害率曲線(1972～1981)

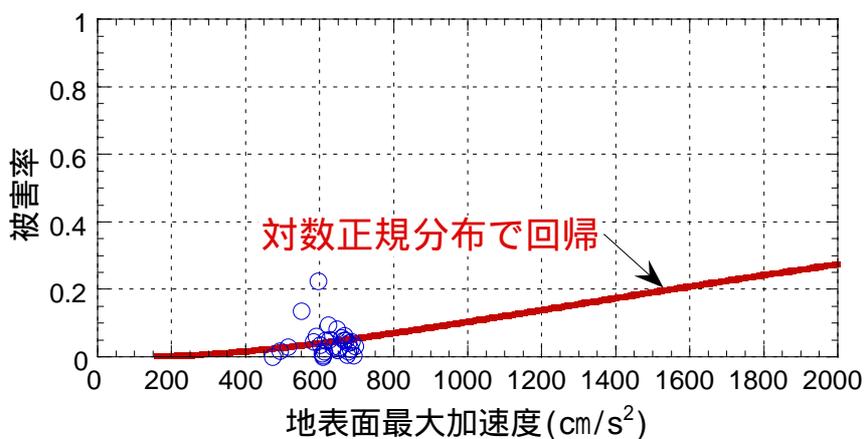


図 3.2-27 被害率曲線(1982～)

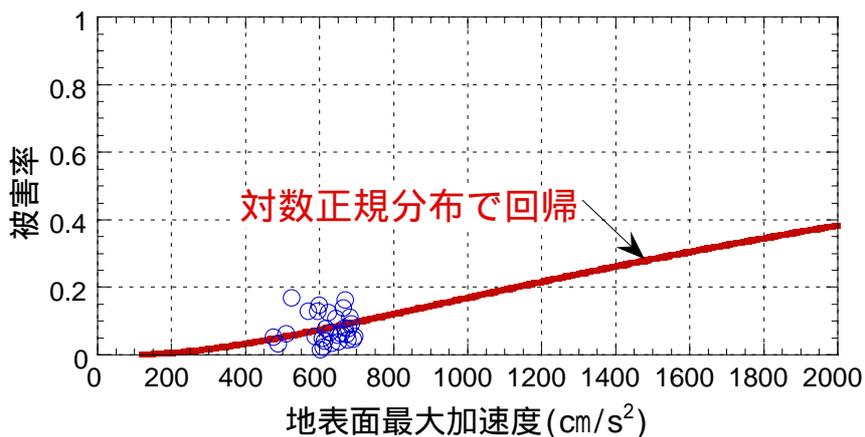


図 3.2-28 被害率曲線(全体)

(3) 平均加速度応答 ASA を指標とした場合

地震動強さの指標を平均加速度応答 ASA にした場合の被害率曲線を図 3.2-29～図 3.2-32 に示す。ただし、平均加速度応答を求めるときの周期帯は、低層戸建と場合と同様に 0.6～0.8sec とした。被害率曲線の形状として対数正規分布を用いている。

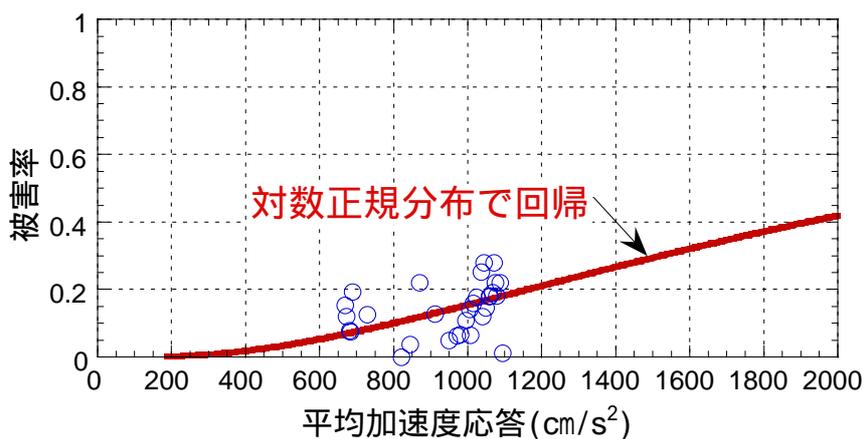


図 3.2-29 被害率曲線(~1971)

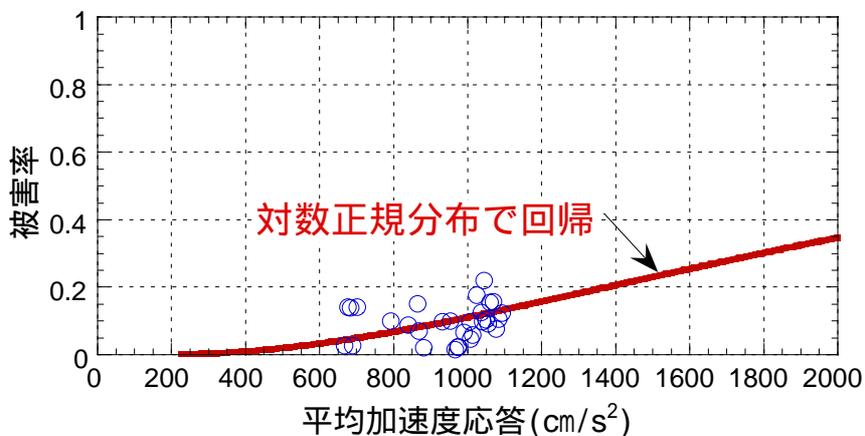


図 3.2-30 被害率曲線(1972~1981)

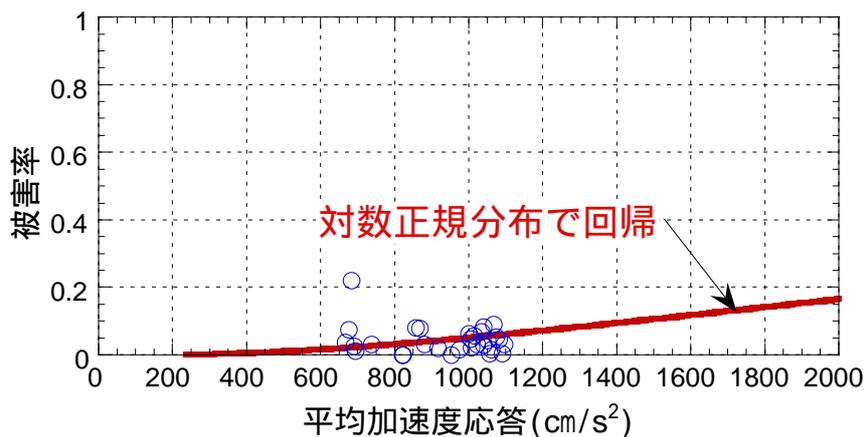


図 3.2-31 被害率曲線(1982～)

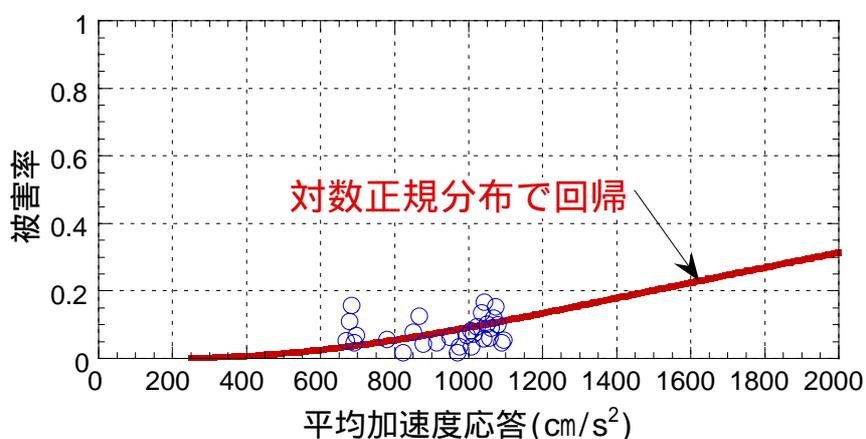


図 3.2-32 被害率曲線(全体)

(4) 地表面最大速度 PGV を指標とした場合

地震動強さの指標を地表面最大速度 PGV にした場合の被害率曲線を図 3.2-33～図 3.2-36 に示す。ただし、被害率曲線の形状として対数正規分布を用いている。

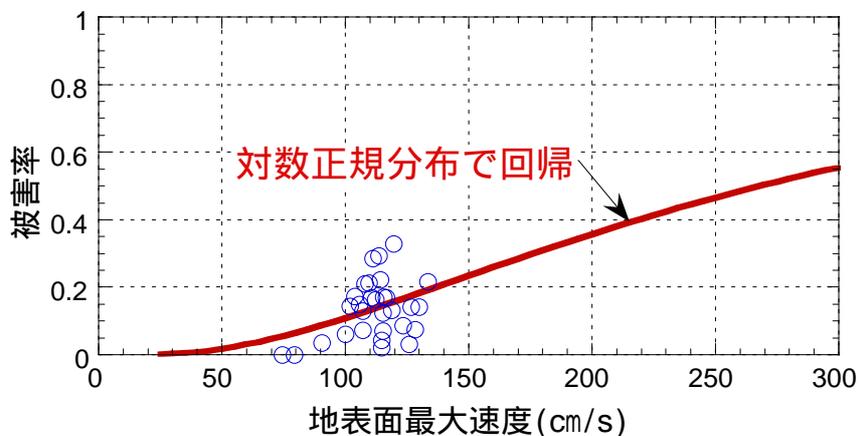


図 3.2-33 被害率曲線(～1971)

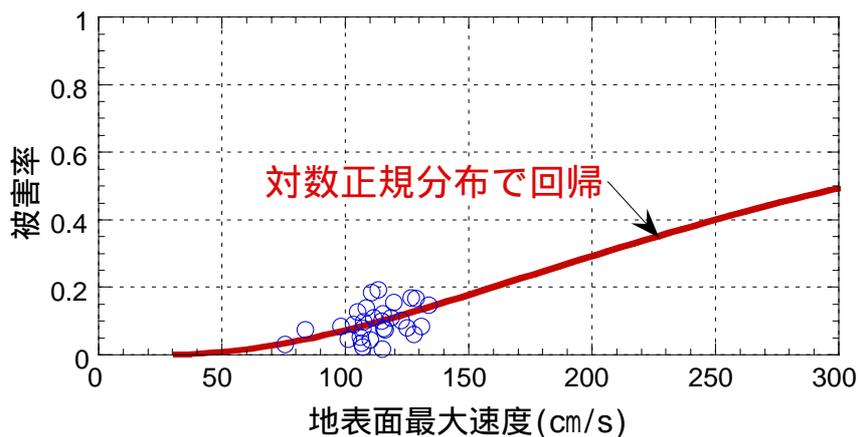


図 3.2-34 被害率曲線(1972~1981)

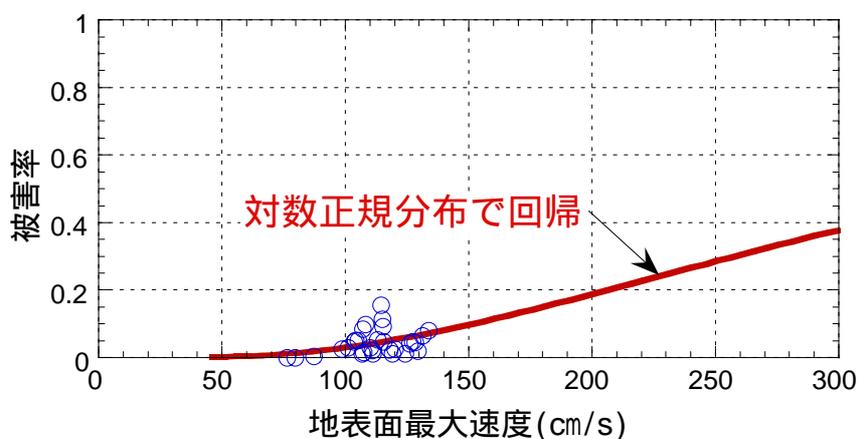


図 3.2-35 被害率曲線(1982~)

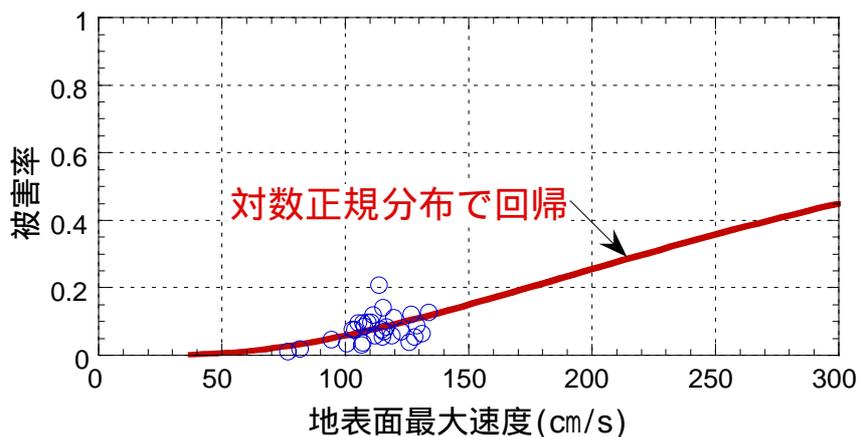


図 3.2-36 被害率曲線(全体)

(5) 計測震度を指標とした場合

地震動強さの指標を計測震度にした場合の被害率曲線を図 3.2-37~図 3.2-40 に示す。ただし、計測震度を計算した地点は、地表ではなくほぼ工学的基盤に相当する。被害率曲線の形状としては正規分布を用いている。

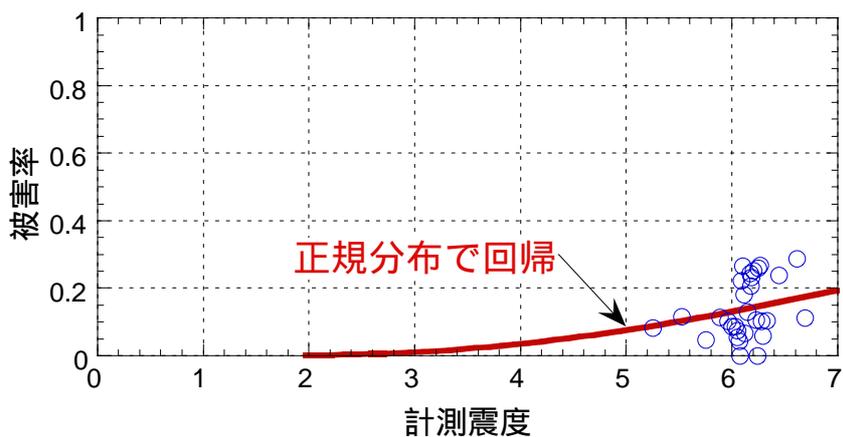


図 3.2-37 被害率曲線 (~1971)

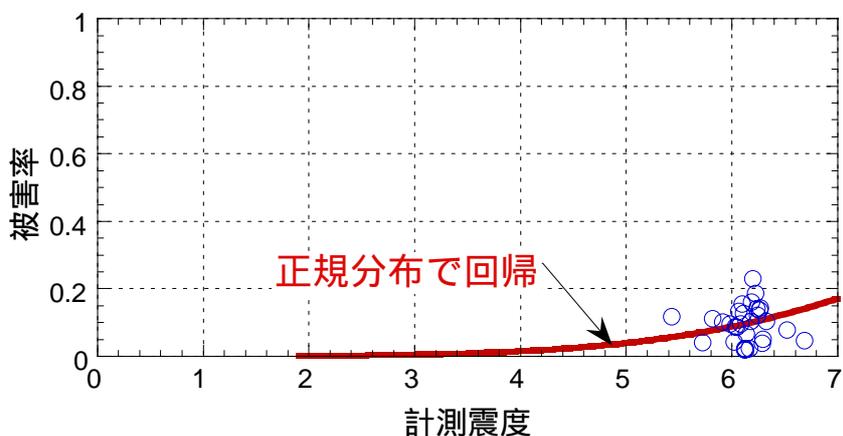


図 3.2-38 被害率曲線 (1972~1981)

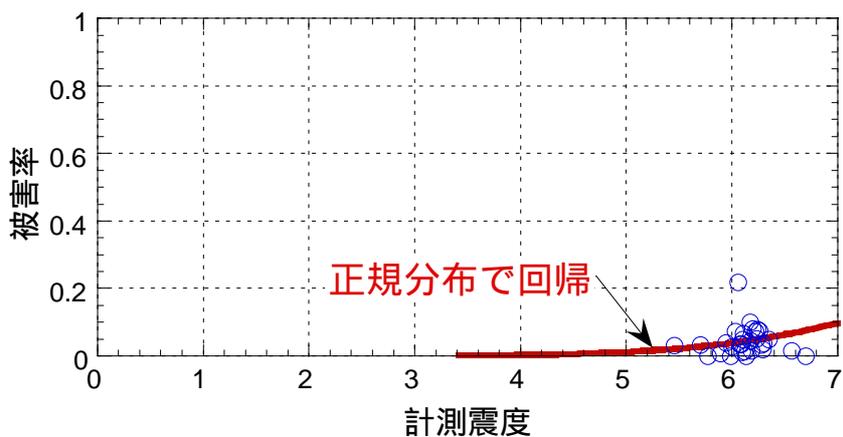


図 3.2-39 被害率曲線 (1982~)

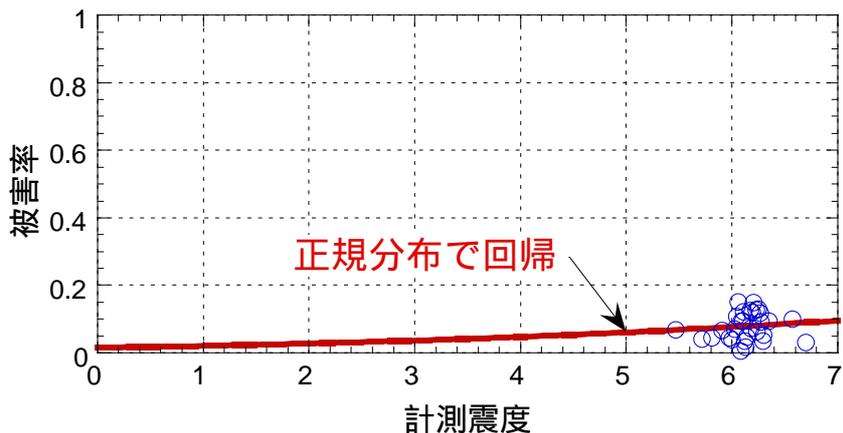


図 3.2-40 被害率曲線(全体)

(6) 被害率曲線の適合度の検討

地震動強さの指標ごとに、地震被害データから得られた被害率と被害率曲線から計算された被害率との間の誤差分析を行った。ただし、地震被害データから得られた被害率は、評価単位ごとのデータの被害率をそのまま用いるのではなく、3.2.3 の(2)で説明したように、存在建物数を同一にしたときの被害率を用いた。データの階層数 n は 30 に設定した上で、(3.2-9)式から相関係数を、(3.2-8)式から誤差の標準偏差をそれぞれ求めた。

図 3.2-42 から、建築年代が～1971 の場合には、地震動強さの指標として ASA もしくは PGA を用いると誤差の標準偏差が最も小さくなるのがわかる。しかし、全ての年代に対して誤差の標準偏差が最も小さくなるのは、地震動強さの指標として PGV もしくは ASA を用いた場合であることがわかる。

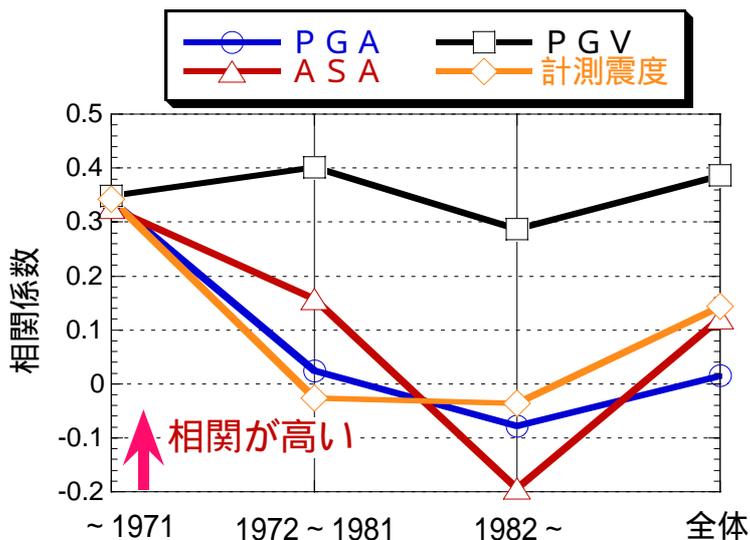


図 3.2-41 相関係数

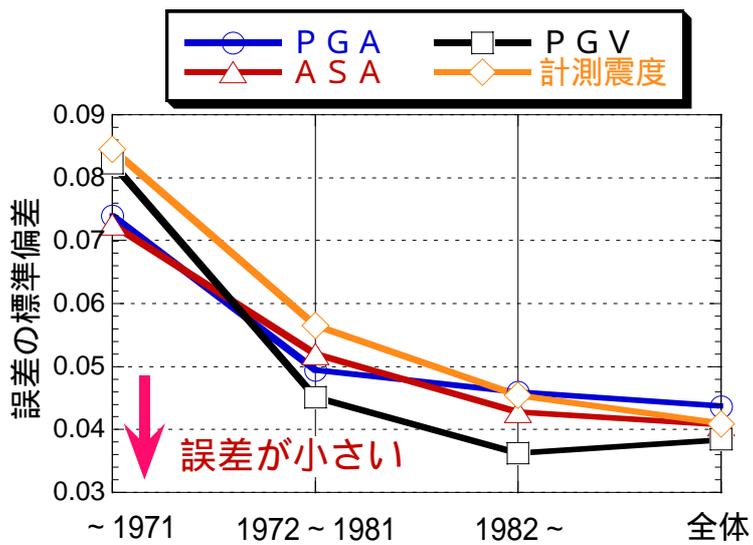


図 3.2-42 誤差の標準偏差

参考文献

- 1) (株)篠塚研究所：REDReSS による兵庫県南部地震の地震動分布の推定
- 2) ANNAKA, T. , NOZAWA, Y. (1988) : A Probabilistic Model for Seismic Hazard Estimation in the Kanto District, Proc. of 9th World Conference on Earthquake Engineering, pp. II 107-II 112
- 3) 翠川三郎, 松岡昌志(1995) : 国土数値情報を利用した地震ハザードの総合的評価, 物理探査, Vol. 48, No. 6, pp. 519-529
- 4) Midorikawa, S., Matuoka, M., Sakugawa, K. (1994) : Site Effects on Strong Motion Records Observed during the 1987 Chiba-ken-toho-oki, Japan Earthquake, Proc. 9th Japan Earthquake Engineering Symposium, 3, pp. 85-90
- 5) 田中清和, 栗本修, 奥田暁, 若松邦夫(2000) : 大阪平野の3次元地下構造モデルと地震動シミュレーション, その3 3次元有限差分法による1995年兵庫県南部地震のシミュレーション, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B2, pp. 189-190
- 6) 建設省建築研究所：平成7年兵庫県南部地震被害調査最終報告書 第I編中間報告書以降の調査分析結果, 1996
「この地図は, 建設省建築研究所が建設省国土地理院長の承認を得て, 同院発行の数値地図10000(総合)を複製したCD-ROMデータに基づいて作成したものである。(承認番号 平成8総複, 第26号)」
- 7) 日本建築学会近畿支部：1995年兵庫県南部地震コンクリート系建物被害調査報告書, 1996.4. まとめ及び今後の評価方針

4. まとめ

4.1 各節のまとめ

以下、各章における検討内容を要約する。

4.1.1 確率論的地震損傷度評価手法に関する文献調査

原子力発電所を対象とした確率論的地震リスク評価手法の開発において、地震による構造物の損傷を確率論的に評価する方法論が既に整備されていることがわかった。

確率論的地震損傷度解析手法は、作用が耐力を超過する事象を損傷として捉え、作用や耐力の不確定性を確率によって表現することで損傷確率を算定するものである。様々な不確定性を考慮しそれらの関係を構成するこの手法を、地震被害推定における構造物群の被害関数評価に利用することは意義深い。

構造物の被害関数を構造物群に対する地震損傷度曲線(SFC: Seismic Fragility Curve)として捉えることにより、不確定要因の作用を明確化した構成を持つ関数として表現することが可能である。

4.1.2 地震被害想定および推定手法に関する調査

地方自治体等によって行われた地震被害想定報告書を中心に、そこで用いられている建物被害推定手法を調査した。震源の設定、地震動の推定、建物被害の推定という基本的な流れを有しているが、その方法は多様であり相互比較は困難である。地震被害関数に関しても地震動強さの指標が異なるものも多く、また建物分類や被害の定義も同一でない。このような異なる方法をもつ地震被害想定に対して、いくつかの類型化を行った。類型化において、手法Ⅲのように地震応答解析により被害率を推定する方法が存在したが、地震PRAにおける解析的手法と比較すると構造物の固有周期のみに不確定性を考慮したものであり、確率論的手法と呼べるほどのものではない。

現状では、地震動の推定および建物被害関数の設定において、それぞれ様々な方法が用いられているため、その評価結果も一貫性のないものとなっている。構造物の被害予測においては、地震動強さとの関連から被害率を定めるのであるから、地震動予測手法を含めた一貫した手法の提案が必要である。

4.1.3 代表的な地震被害データの収集

構造物の地震被害関数の検討においては、過去の地震被害を参照することが重要である。ここでは、現状で利用可能な地震被害データについて調査し収集を行った。日本における地震被害データを考えると、その被害の大きさや調査の詳細さの点において兵庫県南部地震を上回るものはない。

兵庫県南部地震の建物被害データベースの代表的なものとして、建設省建築研究所によるもの、日本建築学会近畿支部によるもの、関係地方自治体によるものが存在する。調査対象地域の大きさやデータの一貫性から考えて、統計資料としての有用性は建設省

建築研究所によるものが最も高い。ただし、RC 建物の被害については、調査対象地域がやや狭まるものの、日本建築学会近畿支部によるものが詳しい。地方自治体によるものは調査対象地域が限定され均質性の保証もないため、そのまま利用することができない。しかし、他の被害データとの関連を考慮して利用することは可能だと考えられる。

建物被害の集計においては、データベースごとに建物群の分類や被害の定義が異なるため、相互関係の検討を行って利用する必要がある。また、地震被害想定で実際に用いられる建物群の分類との関係も検討する必要がある。

4.1.4 建物群の分類に関する検討

建物群の分類は、耐震性能の差異を反映する形で行わなければならない。ここでは、まず、耐震強度の支配要因の一つと考えられる耐震設計基準の変遷を概観した。また、地震被害データを利用して、そこで用いられている建物分類の有為性を統計的手法により検討した。この検討においては、地震動の推定結果を利用せず、地震動の強さを建設省建築研究所の被害データにおける低層戸建の軽微以上被害率によって表現した。

建設省建築研究所の地震被害データからは、低層戸建に関して、軽微、中程度、全壊または大破という分類が十分なコントラストを持っていることが明らかとなった。一方、日本建築学会近畿支部の被害データからは、RC 建物の年代分類が必ずしも十分なコントラストを示さないこと、また、低層戸建の軽微以上被害率との単調増加関係もさほど明瞭には示されないことがわかった。

4.1.5 地震動強さの指標に関する検討

建物群の被害関数は地震動の強さに依存する。地震動強さは、最大加速度や最大速度のような単一の指標で表現されるが、選択する指標によって被害関数は当然異なったものになる。地震動指標は、建物の被害を最もよく説明するものを選択すべきである。本検討では、強震動記録を用いることにより様々な地震動指標の関係を統計的に検討した。

最大加速度、最大速度、計測震度、応答加速度等に関して相互の関係式を作成し、その誤差(不確定性)についても評価した。また、兵庫県南部地震の強震動記録と本検討で得られた関係式との差異についても検討した。この結果は、異なる地震動指標によって表現された被害率曲線の比較や被害率曲線(損傷度曲線)の不確定要因の検討に利用することができる。各自治体の被害率曲線に対して、地震動指標として最大加速度を用いた場合には、指標間の不確定性のみを考慮しても大きなばらつきを示すことがわかった。

4.1.6 解析的手法における不確定要因の分類

建物群を対象とした地震損傷度曲線の評価において考慮すべき不確定要因を抽出分類した。不確定要因は、地震動推定に関わるもの、建物の応答推定に関わるもの、建物群の強度推定に関わるものに大きくは分類され、それぞれいくつかの不確定要因に分解した。また、不確定要因の分解に基づいた損傷度算定手法によって、地震損傷度曲線の第一次モデルを提案した。

4.1.7 地震被害データを用いた不確定性の評価

ここでは、地震被害データを用いて、統計的手法により建物群の地震損傷度曲線を評価し、そこに存在する不確定性について評価した。統計的に損傷度曲線を評価する場合には、地震動強さのデータが必要となる。地震動分布は、篠塚研究所の REDReSS による地震動(加速度応答スペクトル)と安中の最大速度に関する距離減衰式に対して、国土数値情報に基づいた表層地盤増幅率を考慮して作成したものを利用した。

建設省建築研究所および日本建築学会近畿支部による地震被害データを用いて、最尤法に基づく地震損傷度曲線評価手法を適用し、複数の地震動指標について評価を行った。低層戸建に関しては、軽微以上では最大加速度が、全壊または大破では最大速度や平均応答加速度が最も説明力のある指標となることがわかった。RC 建物に関しては、地震動の大きさの分布範囲が小さく、今回の検討では判然とした結果は得られなかった。

統計的に地震損傷度曲線を評価する場合には、地震動のレンジが広く、建物存在数が多いデータを利用することが必要である。それが得られない現状では、この方法のみから十分な精度を持った評価を行うことは難しい。また、地震動推定の評価精度に関する検討も重要であることがわかった。

4.2 問題点および今後の方針

4.2.1 本検討から明らかとなった問題点

本検討では、地震損傷度曲線の評価手法に関する調査、自治体の地震被害想定調査報告書に関する調査、兵庫県南部地震における地震被害データの調査および検討を行った。本検討を通じて、以下の問題点が明らかになった。

(1) 自治体の地震被害想定に利用される被害率曲線の多様さ

各自治体で行われた地震被害想定に利用された被害率曲線は、多様であり、それらから算定される被害率には大きな差がある。また、その評価法の詳細も明らかではないため、標準的な被害率曲線の評価手法の開発が必要である。

(2) 建物群や被害分類の不整合

自治体等の地震被害想定や地震被害データの収集において、建物群の定義や被害状態の定義は必ずしも統一されておらず、その定義も不明確である。地震被害に関する建物群や被害分類を明確に定義することが必要である。ただし、建物群の分類に関しては、地震被害推定に用いられる存在建物のデータが、主として課税台帳に基づくことを考慮しなければならない。

(3) 地震動推定に用いられる地震動指標

地震動の強さを表現する地震動指標には、最大加速度、最大速度、計測震度、応答加速度などが利用されているが、指標の選定によって被害率曲線は当然異なったものとなる。現状では、様々な地震動指標が用いられているため、被害関数の相互比較は難しい。

建物被害関数に用いる地震動指標は、建物被害を最も良く説明できるものを選択すべきである。地震被害データの検討からは、建物種別や被害分類において必ずしも同一の地震動指標が最良とは限らないという結果も得られている。

(4) 地震被害データの不完全性

地震被害関数の作成において、実際の地震における実被害データが最も役立つ情報である。しかし、被害地震は少なく、そのデータも完全ではない。これまでに指摘した建物群や被害の分類といった問題点以外にも、被害判定の均一性などの問題が存在する。また、統計資料として扱うにはデータサンプル数において必ずしも十分ではない。被害関数の作成に必要な地震動データが推定に頼らざるを得ないことも大きな問題である。

地震被害データの蓄積を望むことは不謹慎ではあるが、将来、被害地震が発生した際に、良質なデータを蓄積できる体制を整備しておくことは重要である。なお、地震動に関しては、近年、数多くの地震計が設置されるようになり、以前と比較すれば格段の精度で地震観測が可能となりつつある。

(5) 不確定要因のモデル化

地震被害関数に関わる不確定要因は、その数が多く、必ずしも十分に理解されてもいない。地震 PRA のように合理的なモデル化が不確定要因との関わり方の理解に役立つと思われる。しかし、個々の不確定要因のモデル化については利用できるデータは少なく、今後の検討に期待するものが多い。

4.2.2 今後の方針

本検討によって、現状利用されている建物被害関数は多様であり、その根拠も明確ではないことがわかった。また、建物の地震被害データも量的、質的に十分ではないことも明らかとなった。このような状況において、地震被害関数を評価する場合は、地震PRAで用いられた地震損傷度曲線として扱い、そこに関わる不確定要因の作用を明確にした検討を行うことが有意義である。

地震損傷度曲線には、地震動推定の不確定性も大きく作用するため、地震動評価を含めた標準的な建物被害推定手法を確立すべきである。しかし、本研究では地震動評価が範囲外であるため、地震動を不確定要因の一つとして分離して扱えるように検討を進めるものとする。地震損傷度曲線を構成する各不確定要因のモデル化、およびその作用の検討においては、地震被害に関する統計的データの不完全さを補うためにも数値解析による検討も利用すべきである。

今後行うべき検討項目を以下に示す。この検討項目は、建物群に対する地震損傷度曲線の第一次評価を目的とするが、その数値精度よりは不確定要因とその作用を明確に表現することに重点をおくものとする。

- (1) 建物群の定義
- (2) 建物群の地震損傷度評価手法の開発
- (3) 数値シミュレーションによる個別建物の損傷度評価
 - 1) 代表的な建物の設定
 - 2) 不確定性要因のモデル化
 - 3) モンテカルロシミュレーション
- (4) 地震被害データによる建物群の損傷度評価
 - 1) 代表的な地震被害データに対する地震動強さの推定
 - 2) カテゴリーに分類された建物群の損傷度評価
 - 3) 建物分類の有為性の検討
- (5) 建物群の地震損傷度曲線の第一次評価

謝辞

本研究は、「強震動・震災被害予測システムに関する研究」のサブテーマの1つとして実施された。多くの研究者や実務者からは、基本的な考え方や技術的な議論に至るまで数多くの貴重なご意見を頂いた。ここに記して感謝致します。

- 第197号 中国崑崙山脈策勒河上流における気象観測—その2— (1994年9月～1997年8月) 90pp. 2000年2月発行
- 第198号 松代群発地震関連の文献・資料目録 90pp. 2000年2月発行
- 第199号 NIED Seismic Moment Tensor Catalogue January-December, 1999 56pp. 2000年2月発行
- 第200号 地すべり地形分布図 第11集「富山・高山」—5万分の1・27葉. 2000年3月発行
- 第201号 積雪分布と気象観測資料(2) (1992 / 93年～1995 / 96年4冬期) 284pp. 2000年3月発行
- 第202号 富山県の雪崩災害(1880 / 81～1998 / 99) 23pp. 2000年3月発行
- 第203号 Kyoshin Net 強震データ CD-ROM Vol.7—平成11年強震データ(7月—12月) 土質データ. 2000年3月発行
- 第204号 An Anomalous Electric Field Variation Associated with the Seismic Swarm(1) -Underground Electric Field Observation at Hodaka Station- (1993-1999) 223pp. 2000年3月発行
- 第205号 NIED Seismic Moment Tensor Catalogue January-December, 1997 35pp. 2000年6月発行
- 第206号 長岡における積雪観測資料(24) (1999.11～2000.4) 14pp. 2000年8月発行
- 第207号 Kyoshin Net 強震データ CD-ROM Vol.8—平成12年強震データ(1月—6月) 土質データ. 2000年10月発行
- 第208号 関東・東海地殻活動観測網の稼働状況—特別研究「関東・東海地域における地殻活動に関する研究」—観測成果のまとめ(その1) 58pp. 2000年12月発行
- 第209号 関東・東海地域における最近20年間の地震活動—特別研究「関東・東海地域における地殻活動に関する研究」—観測成果のまとめ(その2) 130pp. 2001年3月発行
- 第210号 地すべり地形分布図 第12集「金沢・七尾・輪島」—5万分の1・24葉. 2001年3月発行
- 第211号 地すべり地形分布図 第13集「甲府」—5万分の1・16葉. 2001年3月発行
- 第212号 長岡における積雪断面観測資料(1991.12～1997.3) 287pp. 2001年3月発行
- 第213号 関東東海地域の3次元速度構造—特別研究「関東・東海地域における地殻活動に関する研究」—観測成果のまとめ(その3) 55pp. 2001年3月発行
- 第214号 Hydrological and Micro Meteorological Data at the Khuwae Noi River Basin in the Nan River, north-east Chao Phraya River Basin, Thailand. Water Year 1996 to 1998. (Part1) 465pp. 2001年3月発行
- 第215号 Hydrological and Micro Meteorological Data at the Khuwae Noi River Basin in the Nan River, north-east Chao Phraya River Basin, Thailand. Water Year 1996 to 1998. (Part2) 483pp. 2001年3月発行
- 第216号 Hydrological and Micro Meteorological Data at the Khuwae Noi River Basin in the Nan River, north-east Chao Phraya River Basin, Thailand. Water Year 1996 to 1998. (Part3) 513pp. 2001年3月発行
- 第217号 NIED Seismic Moment Tensor Catalogue January-December, 2000 131pp. 2001年2月発行
- 第218号 NIED Seismic Moment Tensor Catalogue January-December, 1998 (Revised) 51pp. 2001年3月発行
- 第219号 Kyoshin Net 強震データ CD-ROM Vol.9—平成12年強震データ(7月—12月) 土質データ. 2001年3月発行
- 第220号 機器・配管系の経年変化に伴う耐震安全裕度評価手法の研究報告書 78pp. 2001年10月発行
- 第221号 地すべり地形分布図 第14集「静岡」—5万分の1・20葉. 2002年3月発行
- 第222号 地すべり地形分布図 第15集「豊橋」—5万分の1・18葉. 2002年3月発行
- 第223号 長岡における積雪観測資料(25) (2000.11～2001.4) 36pp. 2002年3月発行
- 第224号 関東・東海地域における最近20年間の地震観測結果(発震機構解)—特別研究「関東・東海地域における地震活動に関する研究」—観測成果のまとめ(その4) 84pp. 2002年3月発行
- 第225号 関東平野の深層観測井地質試料のナンノ化石分析 71pp. 2002年3月発行
- 第226号 マルチパラメータレーダによる三宅島雄山の噴煙観測 21pp. 2002年6月発行
- 第227号 大型せん断土槽を用いた液状化地盤における鋼管杭基礎の振動実験 64pp. 2002年4月発行
- 第228号 強震ネットワーク 強震データ Vol.1 (1996.1～1996.12). 2002年3月発行
- 第229号 Photographs of NIED Nojima fault drilling cores at Hirabayashi borehole 7pp. 2002年4月発行
- 第230号 強震ネットワーク 強震データ Vol.10 (2001.1～2001.6). 2002年3月発行
- 第231号 Observation of Electric Field Variations at the Miyake-jima Volcano 41pp. 2002年3月発行
- 第232号 「主要災害調査」集 第1号～第37号. 2002年5月発行
- 第233号 強震ネットワーク 強震データ Vol.11 (2001.7～1997.12). 2002年3月発行
- 第234号 Proceedings of the International Workshop on Physics of Active Fault 383pp. 2003年12月発行
- 第235号 長岡における積雪観測資料(26) (2001.11～2002.4) 32pp. 2003年3月発行
- 第236号 確率論的地震動予測地図作成手法の検討と試作例. 2002年12月発行

