

損傷を受けた木造住宅の余震による倒壊危険性に関する研究†

高 梨 成 次*¹ 大 嶋 勝 利*¹ 高 橋 弘 樹*¹

我が国は、世界有数の地震多発国であり、過去には幾度も巨大地震によって建築物が倒壊するなどの甚大な被害を受けてきた。現在も東海、東南海地震および関東地方を中心とした首都圏直下型地震の発生が危惧されている。このような自然災害に対して、建築物の被害を完全に回避することは、経済性や機能性確保のため困難である。そのため災害が発生した後は、建築物の解体・撤去工事や補修工事が必要になる。復旧工事を行うに当たり、被害を受け不安定になった建築物が、余震を受けた際の倒壊危険性に関する検討は、これまで殆ど行われてきていない。本研究では、既に損傷を受けた建築物が、余震を受けた際の倒壊危険性について、新耐震設計法以前に設計された標準的な木造住宅をモデル化し、本震による損傷度合いと本震に対する余震の大きさの比率をパラメータとした地震応答解析によって検討を行った。その結果、本震によって、ある一定以上の損傷を受けた木造建築物は、余震によって損傷が進行し、倒壊する危険性が高くなることが分かった。

キーワード: 木造住宅、地震応答解析、塑性率、損傷状況、倒壊危険性、危険度判定

1 はじめに

我が国は、世界有数の地震多発国であり、過去には幾度も巨大地震によって建築物等が倒壊するなどの甚大な被害を受けてきた。現在も東海、東南海地震および関東地方を中心とした首都圏直下型地震の発生が危惧されている。このような大地震に対して建築物の被害を完全に回避することは、経済的理由や建築物の機能性の問題により困難である。そのため、それらの災害が発生した後は、建築物の解体・撤去工事や補修工事等が必要になる。さらに、2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震では、強震とされる震度階5を超える大きさの余震が何度となく観測されている。このような状況下においては、本震によって被害を受けた建築物が、余震によって倒壊する危険性が高くなると考えられる。そこで、本研究では、損傷を受けた木造建築物の余震による倒壊危険性について地震応答解析によって検討し、作業員が復旧作業中に二次災害に巻き込まれる恐れを回避させるための安全情報を提供することを目的とした。

2 解析モデル

1) 復元力特性モデル作成用建築物の模型実験

地震応答解析を行うに先立ち、想定建築物の復元力特性モデルを構築する必要がある。そのため、復元力特性モデルを得るための実験を実施した。想定した建築物は、新耐震設計法が施行された1981年以前に建設された、比較的耐震性能が低い木造2階建住宅とした。そのため、試験体の接合部は、1980年に発行された住宅金融公庫住宅「木造住宅工事共通仕様書」¹⁾を参考にして決めた。実験で使用した試験体は、その一部を取り出したものである。試験体の軸組み図を図1に示す。実験は、図1に示した軸組の試験体と、同軸組で筋かいを省略し、強度が低い部位を想定した試験体で実施した。柱、梁、土台の材料は、ホワイトウッド集成材で、柱の寸法は105mm

×105mm、梁および土台の寸法は105mm×240mmとした。間柱および筋かいの材料はスギとし、間柱の寸法は27mm×105mm、筋かいの寸法は30mm×90mmとした。試験体は図1中のA点で反力床に固定された鉄骨架台に緊結された²⁾。外壁は、木ずりにメタルラスを貼付けた上に、厚さ20mmのモルタル仕上げとした。内壁は厚さ9.5mmの石膏ラスボード下地に厚さ8mmの漆喰仕上げとした。

想定建築物の重量は品確法性能表示が想定する荷重に従い、重い屋根1274N/m²、壁735N/m²、床588N/m²、積載598N/m²と仮定したため、質量約4.3tの錘を試験体の上部に設置した。

2) 復元力特性モデル

図1に示した試験体を用いた加力実験で得られた復元力特性をモデル化する。復元力モデルは、バイリニアモデルとスリップモデルを並列結合したモデルを用いることにした。バイリニアモデルとスリップモデルを図2に示す。同図中には、各状態の整理番号を記し、これら各状態における剛性と構成則のルールをまとめた表を併記した。表中に記した載荷とは、変位の絶対値が増大する

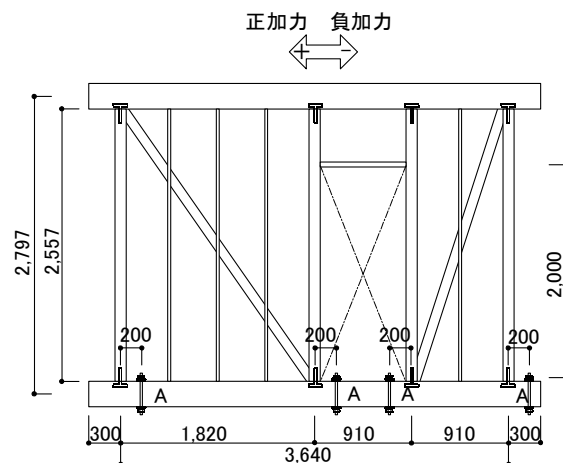


図1 試験体軸組み図 (単位:mm)

*¹ 建設安全研究グループ

状況であり、除荷とは変位の絶対値が減少する状況を意味する。パイリニアモデルは、一般的に使用されている正負対称のモデルを使用した。図 1 に示したように、筋かいが正負非対称に配置されたため、スリップモデルは正負非対称モデルを構築した。非対称にできるパラメータは、各状態の剛性(K1~K5)、弾性限界変位($\delta s1+$, $\delta s1-$)、第二折れ点の変位($\delta s2+$, $\delta s2-$)とした。

実験で得られた荷重-変形角関係と解析モデルの荷重-変形角関係の適合性を計る尺度を、それぞれの荷重と変形角が囲む履歴面積の累積値とした。それを残差として、解析モデルのパラメータを非線形最小二乗法によって同定した。非線形最小二乗法は、改訂マルカート法³⁾によってった。

ここでのパラメータは、パイリニアモデルの弾性限変形と各状態の剛性 K1, K2 およびスリップモデルの弾性限変形と第二折れ点の変位および各状態での剛性 K1~K5 とした。

筋かい付試験体と筋かい無し試験体における荷重-変形角関係を実験結果と解析結果を対比して図 3, 図 4 に示す。また、両図には非線形最小二乗法で残差とした履歴面積の累積値のステップ歴と変形角のステップ歴の関係を示した。

どちらの試験体に対しても剛性が低下する領域まで、解析結果は実験結果と良い適合を示している。特に、正負の非対称性が強い筋かい付き試験体においては、その非対称性を含めて良い適合を示した。しかしながら、筋

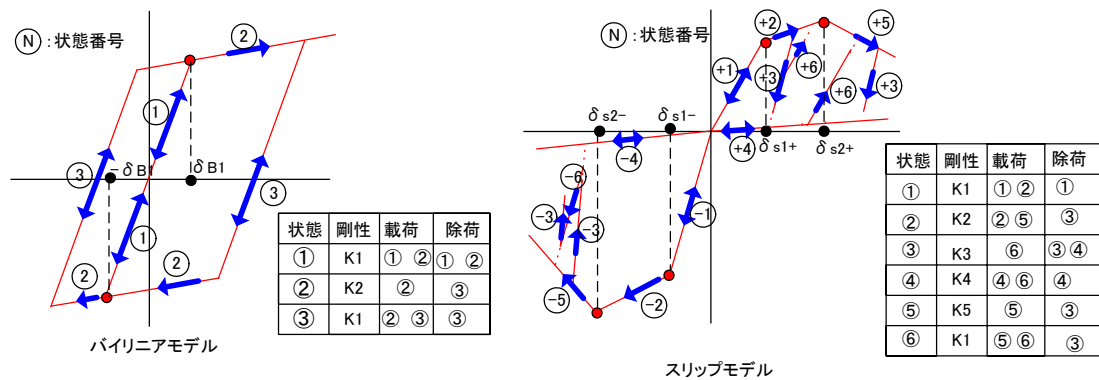


図 2 解析用モデル

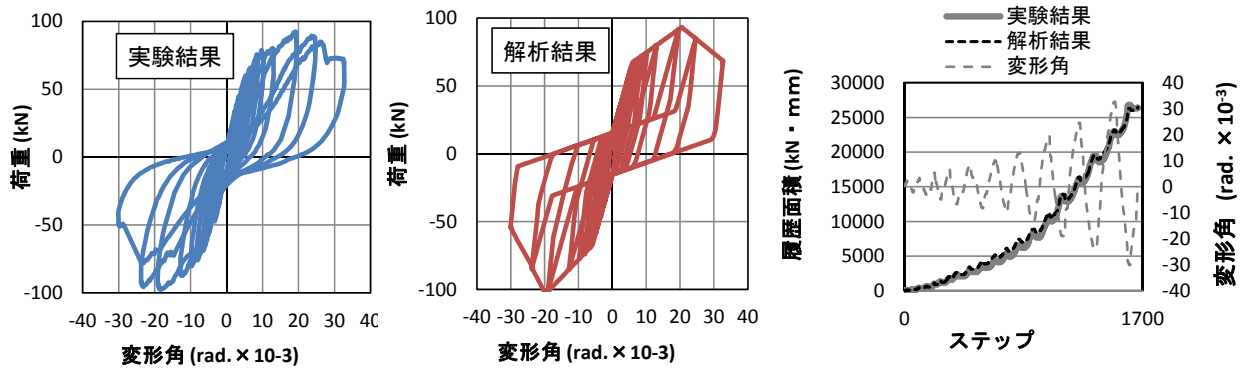


図 3 筋かい付き試験体における実験結果と解析結果の荷重-変形角関係および累積履歴面積の比較

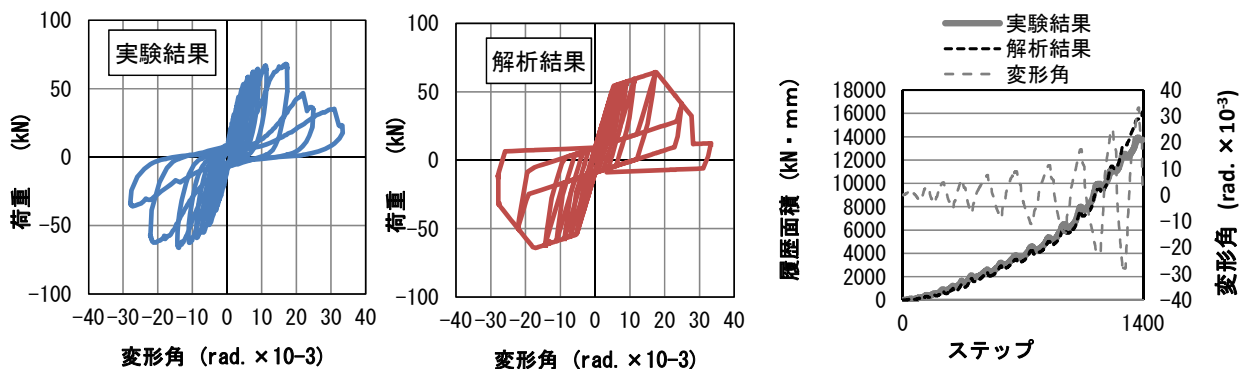


図 4 筋かい無し付試験体における実験結果と解析結果の荷重-変形角関係および累積履歴面積の比較

かい無し試験体においては、耐力低下後の変形角 $25 \times 10^{-3} \text{rad}$ 程度以上の変形角時に、解析結果は履歴面積を大きく見積もる傾向にあることが分かった。

3) 想定建築物

地震応答解析の対象とする想定建築物は、各階の床面積が 50 m^2 の 2 階建て木造住宅とした。木造建築物の設計時には、壁倍率と呼ばれる指標と壁の長さの積である壁量の総和で建築物の耐力を評価することが一般的である。実験で使用した試験体で設計上、壁倍率として認識される部材は、木ずりと筋かいである。木ずりとは、壁の下地として、壁面全体に取り付けられる板であり、本試験体では厚さ 12 mm 、幅 90 mm のスギ板を鉛直方向に 20 mm の隙間を空けて、水平に外壁側にのみ設置した。そのため、「木摺りを片面に設けた軸組」として壁倍率を 0.5 とした。筋かいに関しては、筋かいの断面寸法により壁倍率が定められているが、本例の場合「 $30 \text{ mm} \times 90 \text{ mm}$ 以上の筋かい」として壁倍率を 1.5 とした。また、1980 年以前の設計法に従って、壁量の計算に当たっては、引張筋かいを無視した。これは、当時の筋かい端部の納め方では、引張力に対する強度が低かったことによる。実建築物には、筋かい付きの壁と筋かいが無い壁が混在している。

本論文では、旧基準で建てられた木造住宅を対象としており、1980 年以前に建設された地上 2 階建ての重い屋根の木造住宅を想定している。同建物に要求される地震荷重に対する壁率は、当時の基準で⁴⁾ 2 階部分で 15 cm/m^2 、1 階部分で 24 cm/m^2 と定められていた。ここで壁率とは、各階の壁量を当該階の床面積で除した値である。図 5 に各壁タイプの壁量を示す。壁 A と壁 B は同一の壁

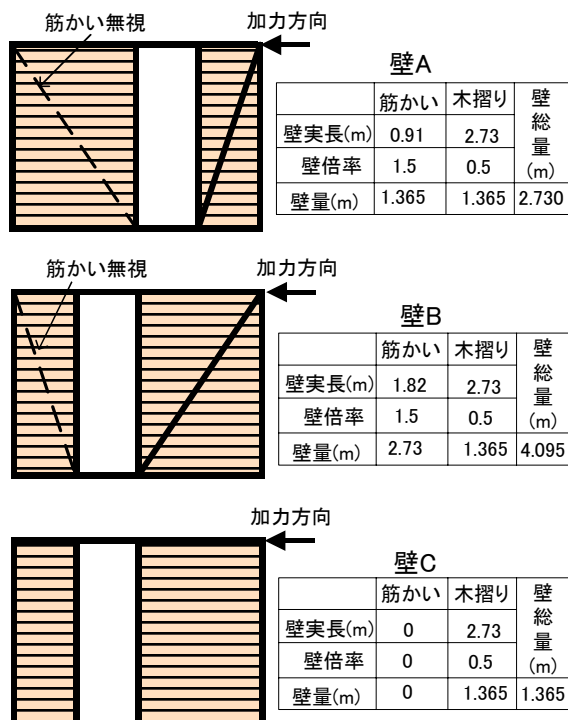


図 5 壁量算定用モデル

であるが、加力方向に対して設計上の有効な筋かいが異なるため、壁量が異なることになる。これらの壁量算定用モデルを組み合わせ、必要とされる壁率を満たす建物を想定した。ただし、2 階部分の壁率は実情に合わせて 1 階部分の壁率の 80% 程度となるようにした。想定した建物の各階の各壁枚数を表 1 に示す。表 1 中の壁率で正加力とは図 5 中に示したように軸組を紙面の右から左に加力する場合とし、負加力とは左から右への加力と定義した。

4) 地震応答解析用モデル

地震応答解析で用いた解析モデルは、図 6 に示したように、せん断バネ ($K1, K2$) と質点 ($m1, m2$) で構成される 2 質点、2 自由度モデルとした。各質点の重量は、重い屋根、壁、床、積載荷重等を勘案して決定した。その結果、屋根部分で 81.9 kN 、2 階部分で 108.2 kN となった。各階の剛性は、図 3、図 4 で示した各解析モデルの各状態での剛性を、表 1 に示した壁枚数分を加算して算出した。各階の質量と初期剛性を用いて固有値解析を行った結果、1 次固有周期は 0.27 秒、2 次固有周期は 0.11 秒であった。減衰定数は設計時に用いられることが多い減衰定数を採用し、1 次モード、2 次モードとも 3% とした。

3 地震応答解析用入力地震波

2011 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震では、強震とされる震度階 5 を超える大きさの余震が何度となく観測⁵⁾されている。本震の大きさが震度階 6 弱以上の地区で、特に余震活動が活発であった地区における

表1 各モデルの壁枚数および壁率

階数	壁A	壁B	壁C	壁率 cm/m^2	
				正加力	負加力
2階	2枚	1枚	0枚	19.1	21.8
1階	2枚	1枚	2枚	24.6	27.3

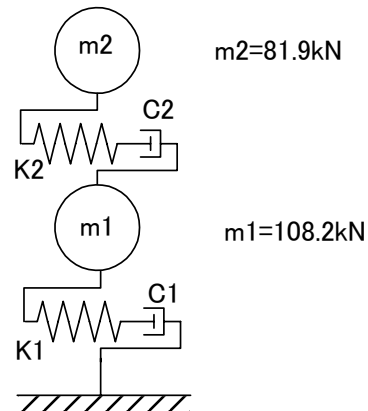


図 6 解析用ばね一質点モデル

余震発生状況を図 7 に示す。これらの地区で観測された余震の大きさは、本震の 50%～90%程度であった。

地震応答解析で用いた入力地震波の時刻歴波形の一例を図 8 に示す。はじめに入力された加速度を本震とし、その後入力される加速度を順に余震 1、余震 2 とし、余震 9 までの入力とした。本震と余震、余震と余震それぞれの間には、10 秒間の地動加速度が無い時間帯を挿入した。余震と本震の違いは、振幅のみであり周波数特性、位相特性は同一とした。9 回入力される余震の大きさは、同一とした。入力地震波は、神戸海洋気象台波(1995 年兵庫県南部地震、以降 JMA・NS と称す。)、エルセントロ波(1940 年 Imperial Valley 地震、以降エルセントロ・NS と称す。)、八戸港湾波(1968 年十勝沖地震、以降八戸・NS と称す)の 3 波とした。入力地震波の諸元を表 2 示す。各地震波の最大速度を 0.5m/s に基準化した応答変位スペクトルを図 9 に示す。本解析例の建物の 1 次固有周期は 0.27 秒である。一般に、被害を受けた建物の周期は長くなるので、その後に余震が入力された場合には、被害が進行するであろうことが定性的に推測することができる。

4 解析ケースおよび被害程度の定義

解析ケースの分類は、本震による建物の被害程度と余震の大きさとした。本震による建物の被害程度の定義の概念図を図 10 に示す。本震が入力された場合の建物の 1 層目の最大層間変形角が、最大荷重を発生する時の変形

角であった場合を $\mu_{100\%}$ とし、最大変形角がその 80%、120%であった場合をそれぞれ $\mu_{80\%}$ 、 $\mu_{120\%}$ と呼ぶことにした。本震による被害程度を以上の 3 種類とした。それらの被害を受けた建物に、本震の振幅に対して 60%、70%、80%、90%の余震が 9 回入力されるものとした。

5 解析結果

表 3 に解析結果の一覧を示す。最上段から下段に向かって順に、余震の大きさが本震の 60%、70%、80%、90%の場合である。また左から右に向かい、本震による被害程度が $\mu_{80\%}$ 、 $\mu_{100\%}$ 、 $\mu_{120\%}$ の場合である。横軸には、本震および余震の回数を取り、縦軸には本震および各余震を受けた時に経験した最大の変形角を示している。図中の最大変形角は、安全限界⁶⁾とされる変形角 $1/30(33 \times 10^{-3} \text{rad.})$ までとした。

解析結果によると、本震により $\mu_{100\%}$ の被害を受けた建物は、余震の大きさが本震の 60%であるならば、検討した 3 波では、安全限界を超えなかったが、余震が本震の 70%になると、安全限界を超える可能性が非常に高く

表 2 入力地震波の諸元

	最大加速度	最大速度
	m/s ²	m/s
JMA・NS	-8.18	-0.83
エルセントロ・NS	3.42	-0.33
八戸・NS	2.25	0.31

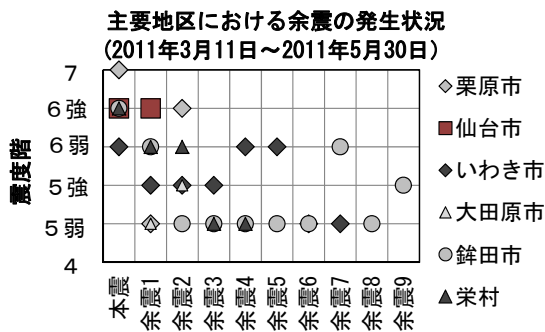


図 7 余震発生状況

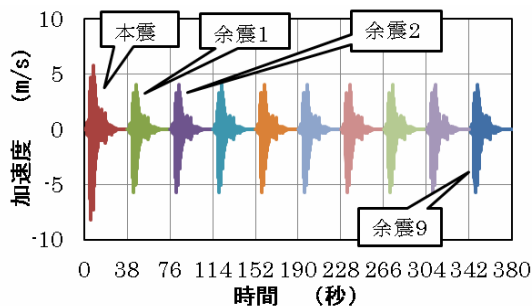


図 8 入力地震波の例

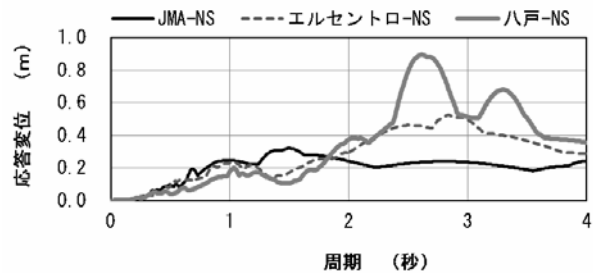


図 9 入力地震波の応答変位スペクトル

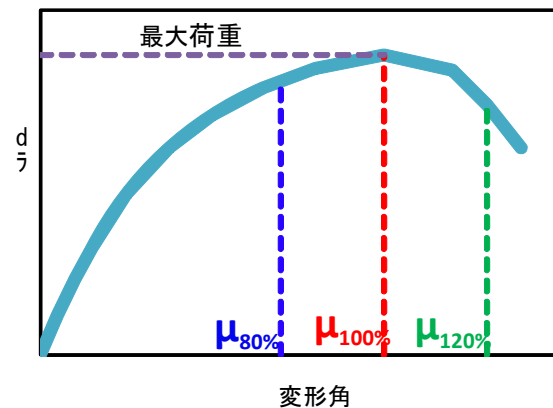


図 10 本震による建物の被害程度の定義の概念図

なり, 検討した3波中2波で安全限界を超えた. さらに, 余震が本震の80%だと, 全ての検討波で安全限界を超えた. これに対し, 本震により $\mu_{80\%}$ の被害であった建物では, 余震が本震の70%以下では, 検討した3波では, いずれの入力に対しても安全限界を超えなかった. 余震の大きさが本震の60%以下の場合では, 本震による被害程度が $\mu_{120\%}$ であっても, 安全限界を超えた解析例はなく, 安全限界を超える可能性が低いことが分かった.

最大変形角が安全限界にまで達するのは, 5回目以内の余震であることが多い. また, そのような被害状況となるケースでは, 安全限界に達するまでに余震を受ける度に損傷が進行していることが分かった. これらの解析結果は, 異なる特性を有する地震波に対して, 同様な特性を示したことから, 今後発生するであろう, 地震波に対しても同様の結果になることが推測される.

また, これらの建物が, 本震により受けた被害の程度の詳細を知ることが困難であるが, 同SRR中の「旧基準で建てられた木造住宅の耐力と損傷状況」で記されているように, 外壁仕上げがモルタルの場合には, 開口部周辺のひび割れ幅, 外壁仕上げがサイディングの場合には, サイディングを固定している釘の抜け出し状況によって最大荷重を経験している(本論文では $\mu_{100\%}$)か否かの大まかな判断ができるので, 余震活動の状況と合わせて倒壊危険性の判断ができる一資料を得ることができたものと考えられる.

6 まとめ

本震による建物の損傷の程度と余震の大きさをパラメータとして地震応答解析を実施した. その結果, 本震により最大耐力に達する被害を受けた建物は余震の大きさが本震の70%でも倒壊に至る危険性が高いことが分かった. 今後は, 壁係数をパラメータとした同様の検討を行い, 建物の強度の違いが, 余震に受ける影響の違いについて検討を行う予定である.

【謝辞】本論文で使用した告示波は日本大学の北嶋圭二先生に提供されたものです.ここに感謝の意を表します.

参 考 文 献

- 1) 木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2008年版), 財団法人日本住宅・木材技術センター発行, 2008.12
- 2) 高梨成次他: 旧基準で建てられた木造住宅の倒壊に対する安全限界の研究(その1~その4), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), 2010年7月
- 3) Marquardt, D.W., An algorithm for least squares estimation of nonlinear parameters, SIAM J. Appl. Math., 11, 1963
- 4) 日本の木造住宅の100年, (社)日本木造住宅産業協会
- 5) 気象庁ホームページ
- 6) 2007年版建築物の構造関係技術基準解説書, 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会

表3 解析結果の一覧

	$\mu_{80\%}$	$\mu_{100\%}$	$\mu_{120\%}$
余震の大きさは 本震の60%			
余震の大きさは 本震の70%			
余震の大きさは 本震の80%			
余震の大きさは 本震の90%			