

1. 研究の背景と目的

現在日本には現行の耐震基準を満たしていない住宅が全国で1400万棟程存在し、そのおよそ1200万棟を木造住宅が占めるとされている。1997年に発生した兵庫県南部地震ではこのような古い木造住宅が倒壊し、甚大な地震被害を引き起こす結果を招いた。こうしたことから、既存木造住宅を対象とした耐震性能評価は地震防災において重要な役割を果たすと考えられる。

既存木造住宅の耐震性能を評価する方法として、日本建築防災協会の「木造住宅の耐震診断と補強方法」<sup>1)</sup>(以下、耐震診断基準)による耐震診断があり、建物に耐震補強が必要か判断を行う指標として用いられている。

しかし、耐震診断では性能評価の結果に応じて当該建物が大地震時に倒壊する可能性を判定するが、判定結果は抽象的な表現にとどまり定量的説明に乏しい。また、地震応答特性がそれぞれ異なる建物に対して同一の評価結果を示す場合があるが、それらの耐震性能が等価であるか検討はなされていない。

そこで、木造住宅の耐震診断基準による性能評価の検討を本研究の目的として、木造住宅を対象とした地震応答解析を行い、性能評価の結果と地震応答との関係について考察する。

2. 耐震診断・地震応答解析プログラムの開発

本研究では、木造住宅を対象に耐震診断および地震応答解析を行うプログラムを開発し、これを用いて耐震診断基準による性能評価の検討を行うこととした。本節では、本プログラムにおける耐震診断および地震応答解析の概要を説明する。

2.1 耐震診断

本プログラムの耐震診断は、耐震診断基準で示されている精密診断法に従って行う。これは、当該建物に必要とされる耐力(必要耐力  $Q_r$ )と実際に保有している耐力(保有耐力  $Q_d$ )を算出し、 $Q_r$ に対する $Q_d$ の割合(以下、評点)を建物の耐震性能の評価結果とする。必要耐力  $Q_r$  については建築基準法に定める地震力とし、保有耐力  $Q_d$  については各階・方向について(1)式により求める。

$$Q_d = Q_w \times F_s \times F_e \quad (1)$$

ここで、 $Q_w$  : 壁の耐力  
 $F_s$  : 剛性率による低減係数  
 $F_e$  : 偏心率と床の仕様による低減係数

耐震診断ではこの評点の値に応じ、表1のように当該建物の大地震時における倒壊の可能性を判定する。

2.2 地震応答解析

解析対象となる木造住宅は、X・Y各方向について図1に示す質点系せん断ばねモデルに置換する。質点は各階の質量を、せん断ばねは当該方向の木造壁を表す。こ

表1 耐震診断基準による判定

評点	判定結果
1.5以上	倒壊しない
1.0～1.5未満	一応倒壊しない
0.7～1.0未満	倒壊する可能性がある
0.7未満	倒壊する可能性が高い

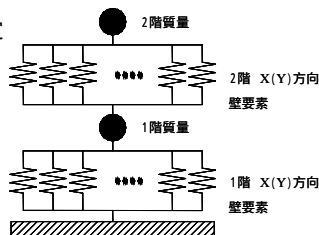


図1 解析モデル

こで、偏心によるねじれ振動を考慮する場合、重心位置での層間変位、回転角および重心座標系における各せん断ばねの作用線の位置からそれぞれの変位を求めることとした。

また、木造住宅を想定した地震応答解析を行う際、スリップや剛性低下、ピンチングといった木質構造に特有な復元力特性を適切に再現する必要がある。そこで既往の研究<sup>2,3)</sup>を参考に、図2に示すバイリニア+スリップモデルを用いて木造壁の復元力モデルを設定する。このモデルは比較的容易に操作でき、先述の木質構造の復元力特性における特徴を適度に再現することが可能なことから採用した。各パラメータについては、耐震診断基準で示されている各壁仕様の荷重-変形関係包絡線および等価減衰係数  $h_{eq}$  を基に決定した。

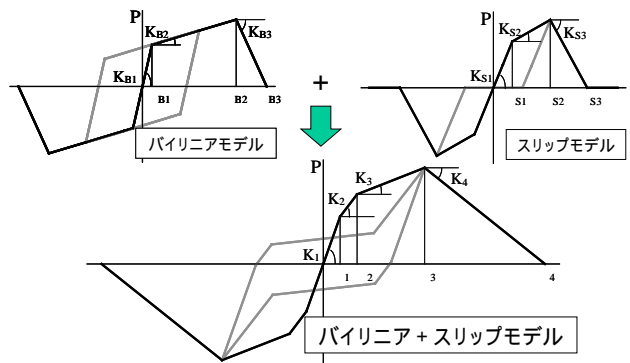


図2 復元力モデル

3. 振動実験による復元力モデルの検討

木質構造の地震時応答性状を把握するとともに、地震応答解析で用いる木造壁の復元力モデルおよびパラメータ決定の方法について検討するため、実大の木造壁を用いた振動実験を実施した。

3.1 実験計画

試験体は図3に示す在来の筋交い工法による木造軸組試験体である。現行の耐震基準に従って適切な接合金物を使用することで接合強度が確保されており、現在の木造住宅を想定している。

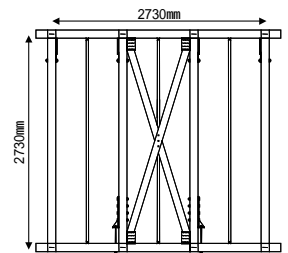


図3 試験体概要

加力方法については、図4に示す加力装置を用いて試験体への地震波入力を行った。振動台に固定した鋼製基礎に試験体を設置し、加振直交方向への倒壊を防止する木造のパネルを取り付けた。また、試験体に地震力を負荷させるため、錘として上部治具(質量1.66ton)を試験体に載荷した。上部治具の質量については、振動台の転倒モーメントに対する許容限界を考慮して決定した。

入力地震波については、図5に示す模擬地震波を使用した。建築基準法の限界耐力計算法を参考にして第2種地盤に対する目標加速度スペクトルを設定し、これに近似するような応答加速度スペクトルを持つように作成した地震波である。ただし、振動台の特性から図5(b)に示すように試験体の周期を考慮して10Hz以上のごく短周期および0.7Hz以下の長周期部分に修正を施した。

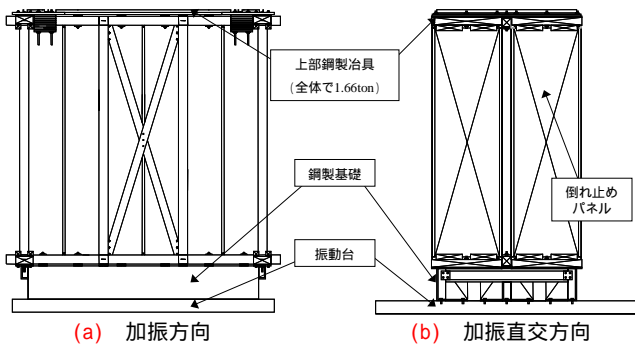


図4 加力装置立面図

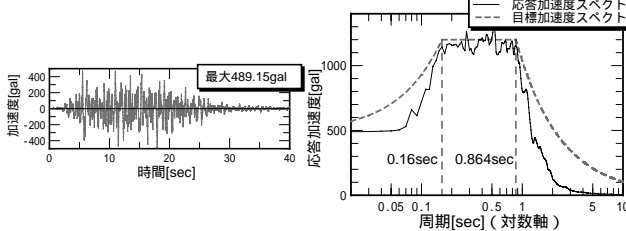


図5 入力地震波

加振計画については、入力地震波倍率を25、50、75、100%と徐々に増大させた。100%入力に達した時点で試験体の耐力に余力があると判断した場合、入力倍率100%の加振を数回繰り返した。

### 3.2 復元力特性の検討

[接合金物あり]試験体について耐震診断基準が示す荷重 - 変形関係包絡線を基に復元力特性をモデル化し、この試験体を想定した解析モデルを設定した。この解析モデルを用い、入力地震波倍率100%加振1回目に計測した振動台の加速度データを入力地震波として地震応答解析を行い実験結果と比較することで、復元力モデルの検討を行った。実験結果と解析結果を比較したものを図6(a)に示す。ここで、図中の実験結果は入力倍率25%から100%入力1回目までの慣性力 - 変形角関係を重ねて表示したものである。また解析結果について、初期の粘性減衰係数を3%として計算を行った。図6(a)を見ると、0.005rad.程度までは復元力特性が一致しているが、これ以降の変形角では剛性の変化に大きな差があることが分かる。これは試験体両端の柱が、中央半間部分の耐力要素の柱に作用する転倒モーメントを軽減させる働きをし、耐震診断基準よりも耐力が大きい復元力特性を示したためと考えられる。

そこで、振動実験により得られた試験体の荷重 - 変形関係包絡線から復元力モデルを設定し、同様の条件で地震応答解析を行い実験結果と比較した。解析結果と実験結果を比較したものを図6(b)に示す。耐震診断基準を用いて復元力モデルを設定した場合と比べ、復元力特性や履歴ループの面積などが概ね一致していることが分かる。最大応答変形角を比較してもほぼ同程度と考えられ、以上より本復元力モデルによる木質構造の復元力特性

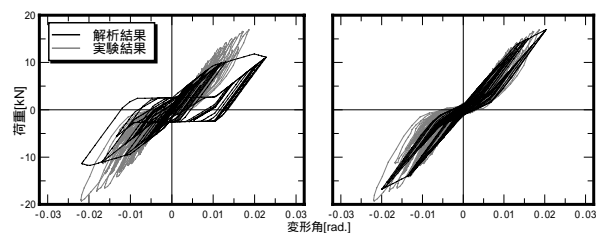


図6 復元力モデルの比較

のモデル化について、適切に応答性状を再現することが確認された。

## 4. 実在木造住宅を用いた解析

実在する木造住宅を対象に解析モデルを設定して地震応答解析を行い、限界耐力計算法による応答推定の結果と比較する。

### 4.1 建物の概要

解析に用いる建物の耐震診断による診断結果を表2に示す。当該建物は壁量が不足しがちで、X・Y両方向にて評点0.7を下回るため、大地震時に倒壊する可能性が高いと判定されている。また、Y方向の偏心が大きいため、保有耐力の低減が為されている。

	X方向	Y方向
面積[m <sup>2</sup> ]	99.37	
建物重量[kN]	198.74	
必要耐力[kN]	39.75	
偏心率	0.134	0.434
壁が保有する耐力[kN]	13.42	22.02
保有耐力[kN]	13.42	11.32
評点	0.34	0.28

表2 耐震診断結果

### 4.2 解析条件

応答推定に用いる地震波については、限界耐力計算法に従って「極稀に発生する地震動」を想定した加速度応答スペクトルを用いた。推定方法については図7に示すように、耐震診断基準に従って求めた当該建物の復元力特性と地震波のSa-Sd曲線から応答推定を行った。

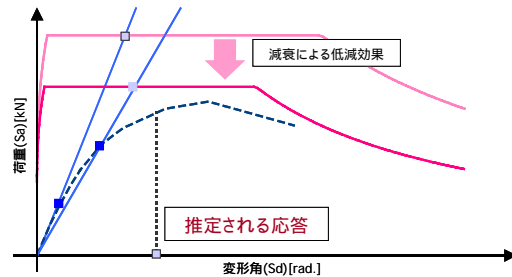


図7 応答推定の方法

地震応答解析では、当該建物がY方向に大きな偏心を有していることから、ねじれ振動を考慮して計算を行った。入力地震波については応答推定に用いる地震波と同等な3.1で説明した模擬地震動を用い、周期の調整などを行っていない状態で入力した。

検討方法については、入力地震波倍率を0.1倍から0.1ずつ増大させ、各入力倍率時の最大応答変形角を比較することで行う。ただし地震応答解析では、限界耐力計算法における加速度応答スペクトルの調整係数(平屋建:0.80、2階建:0.85)を考慮し、各入力地震波倍率にこの値を乗じて入力した。また、変形角が1/15rad.を超えた場合、建物の倒壊とみなすこととした。

### 4.3 解析結果

解析結果と応答推定結果を比較したものを図8に示す。X方向の解析結果を見ると、入力倍率0.4、0.5倍の推定結果を上回っている。これは応答推定では各方向独立して計算を行うが、地震応答解析では建物のねじれに

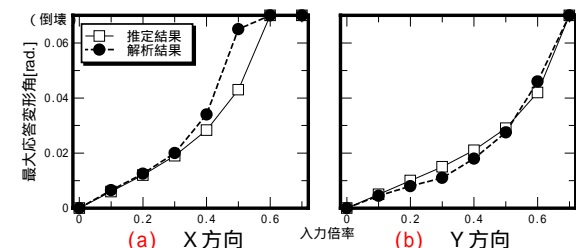


図8 解析結果と推定結果の比較

より各方向で互いに影響を及ぼす関係にあるため、Y方向の偏心によりX方向の応答結果が大きくなったものと考えられる。一方、Y方向では概ね推定結果と概ね等しく、また両方向とも倒壊に達する入力倍率が一致している。以上より、本研究における地震応答解析の妥当性を確認した。

### 5. 構造特性が建物の耐震性能に及ぼす影響

木造住宅を想定した解析モデルを設定して地震応答解析を行い、耐震診断基準による評価結果と解析モデルの耐震性能を比較することで、耐震診断基準の性能評価値が持つ動的特性について比較・検討する。

解析対象とする木造住宅の設定および解析モデルの条件の一覧を表3に示す。質量については、耐震診断基準に従って各階床面積から建物重量を算出し、この重量を重力加速度で除した値とした。

解析モデルの性能評価方法については、安全限界を1/16rad.として解析モデルの最大応答変形角がこれに達するような入力地震波倍率を限界地震波倍率  $A_u$  と定義し、この値を解析モデルの耐震性能を示す指標とした。

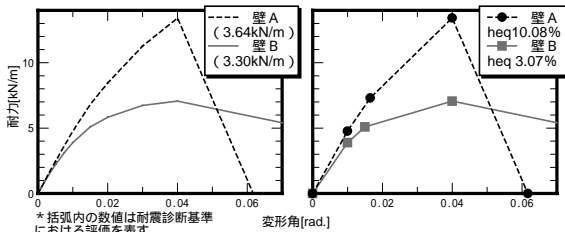
表3 対象建物の設定および解析モデルの条件

パラメータ	2階床面積 $S_2$ [m <sup>2</sup> ]	地震時挙動	壁仕様
建物の復元力特性	0	並進振動	仮想木造壁A, B
偏心率	0	ねじれ振動	筋交い、モルタル塗り、化粧合板
2階評点	0.5 × S1	並進振動	筋交い、モルタル塗り、化粧合板

#### 5.1 建物の復元力特性

図9に示すような荷重 - 変形関係包絡線を持つ木造壁 A・B を仮定し、これらの壁から構成される評点 1.0 の平屋建て解析モデルを設定した。壁 A・B の荷重 - 変形関係包絡線については、耐震診断上ほぼ同等の評価を受けるよう設定した。建物全体の壁量に対するそれぞれの壁が占める割合  $WL_A$ 、 $WL_B$  を表4のように変化させることで建物の復元力特性を変化させ、解析モデルの耐震性能に及ぼす影響を検討する。

解析モデルの最大応答変形角が 1/50、1/25、1/20、1/15 rad. に達するようなそれぞれの入力地震波倍率について比較したものを図10に示す。ここで図中の線は、解析モデルを  $WL_A$ 、 $WL_B$  の値に応じて分類し  $WL_A$ 、 $WL_B$ 、 $WL_A$ 、 $WL_B$  それぞれの場合について求めた平均値、および全体の平均値を表す。 $WL_A$ 、 $WL_B$  の場合、1/20rad. までは全体の平均値よりも高い入力倍率であることが分かる。しかし、1/20rad. 時と安全限界である 1/15rad.



(a) 荷重 - 変形関係包絡線 (b) 復元力モデル

図9 木造壁 A・B の設定

表4  $WL_A$ 、 $WL_B$  の一覧

$WL_A$	1.0	15.0	5.0	3.0	2.0	1.5	1.0
$WL_B$	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
解析モデルの最大耐力	147.41	143.88	137.92	133.06	128.12	124.11	118.01
安全限界時	0.00	3.86	10.41	15.73	21.15	25.54	32.24
$WL_A$	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	
$WL_B$	1.5	2.0	3.0	5.0	15.0	1.0	
最大耐力	111.78	107.55	102.20	96.75	89.81	85.58	
解析モデルの安全限界時	39.07	43.70	49.57	55.54	63.15	67.80	

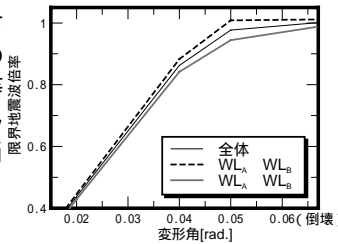


図10 倒壊までの挙動

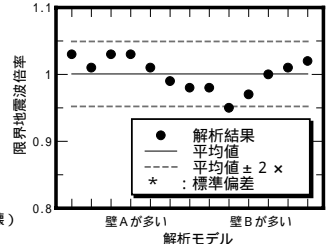


図11 限界地震波倍率の比較

での入力倍率にほとんど差がなく、ある大きさの入力倍率で変形が一気に増大し倒壊に至る傾向を示している。一方、 $WL_A$ 、 $WL_B$  の場合、全体平均よりも入力倍率が小さいが、安全限界に達するまで段階的に破壊が進行していることが分かる。

次に、解析モデルの限界地震波倍率  $A_u$  を比較したものを図11に示す。図中の線は、全体の平均値と標準偏差を求めそれぞれ平均値に  $\pm 2\sigma$  を加えた値を表している。ばらつきの程度を示す標準偏差は 0.024 であり、評点が 1.0 であっても、建物の復元力特性の違いによって限界地震波倍率  $A_u$  の上限と下限に 0.1 程度の幅があると考えられる。

#### 5.2 偏心によるねじれ振動

耐震診断基準では、水平構面の剛性と建物の偏心率に応じて低減係数  $F_e$  を定義し保有耐力に乗じることで、ねじれ振動による影響を考慮している。そこで、図12に示す1軸偏心を有する解析モデルを設定し、耐震診断基準におけるねじれ振動の評価について検討する。CASE1 ではX方向全体の壁量は一定のまま X2 通りの壁量を  $2(1-a)$  倍することで ( $0.1 < a < 0.5$ )、CASE2 では X2 通りの壁量を  $b$  倍することで ( $b > 1.0$ ) 偏心を生じさせることとし、いずれの場合も剛床を仮定した。CASE1 において解析モデルの偏心率を変化させることで、低減係数  $F_e$  による耐力の低減を行った場合とねじれ振動として応答計算を行った場合の耐震性能の違いを検討する。また、 $F_e$  による低減を受けない評点 1.0 の解析モデルと低減を受けた状態で評点 1.0 の解析モデルについても比較・検討を行う。

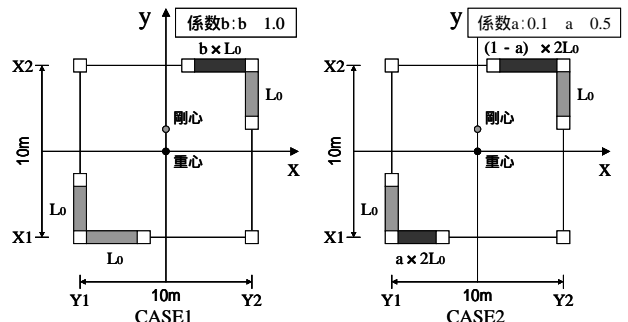


図12 偏心を有する解析モデル

耐震診断基準に従って低減係数  $F_e$  により耐力を低減した解析モデルとねじれ振動を考慮した計算を行った解析モデルの限界地震波倍率  $A_u$  を比較したものを図13に示す。ここで、図中の薄線破線は低減係数  $F_e$  と偏心率の関係を表す。図13を見ると、偏心率が大きくなるにつれて  $F_e$  による低減を受けた解析モデルとねじれ振動を考慮した解析モデルの耐震性能との差が小さいことが分かる。一方、低減係数  $F_e$  の値が変化を始める偏心率 0.15 付近ではその差がもっとも大きく、耐震診断基準による評価はねじれ振動を考慮して計算した場合よりも 1~2 割程度大きい結果を示した。

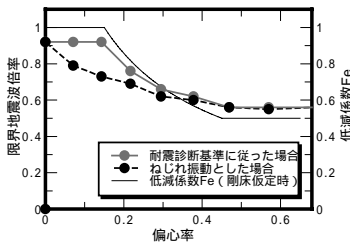


図 13 限界地震波倍率と偏心

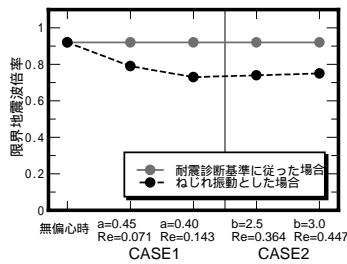


図 14 限界地震波倍率の比較

次に、CASE1 および CASE2 において評点が 1.0 となる解析モデルの限界地震波倍率  $A_u$  を比較したものを図 14 に示す。耐震診断基準に従って低減係数  $F_e$  によりねじれ振動を考慮した場合、評点が同じ 1.0 であると偏心を有していても限界地震波倍率が同じ (0.92) であることが分かる。一方、ねじれ振動を考慮して計算した場合、標準偏差 0.070 のばらつきを持ち、平均値は 0.786 であった。以上から、耐震診断基準によって同一の評価を受けた建物の耐震性能について、偏心を有する建物の方が低いと考えられる。

### 5.3 高さ方向の耐力分布

2 階建ての木造住宅では各階・方向について評点の算出を行い、階・方向ごとに倒壊の可能性を評価する。耐震診断では、高さ方向の耐力分布の偏りについて、剛性率による低減係数  $F_s$  を定義し保有耐力に乘じることで考慮している。しかし、通常の木造住宅では  $F_s$  による低減は生じず、また低減される場合には極端な耐力分布の場合であり、このような建物では  $F_s$  による低減に関わらず補強が必要であるため、実質的に  $F_s$  が機能しているとは考えがたい。そこで、1 階評点(1.0)に対する 2 階評点の割合  $c$  をパラメータとして低減係数  $F_s$  による低減が生じないような解析モデルを設定し、高さ方向の耐力分布が建物全体の耐震性能に及ぼす影響について検討する。ここで  $c$  の値の範囲については、耐震診断上 1 階よりも 2 階必要耐力の方が低く、また間取りの大空間が多くなりがちな 1 階よりも壁量が確保しやすいことから、2 階評点が結果的に 1 階評点よりも大きくなる傾向があるため、 $c=0.9 \sim 1.4$  として 0.1 刻みで変化させた。

1 階評点に対する 2 階評点の割合  $c$  と限界地震波倍率  $A_u$  の関係を図 15 に示す。ここで、 $A_u$  は 1 階または 2 階のどちらかが安全限界に達するような入力地震波倍率とし、図中の数字は安全限界に達した階を表す。また、同図中の破線はそれぞれの  $c$  における解析モデルの 1 次固有ベクトルを  $\{u_1, u_2\}$  とし、1 次モード  $u_1/u_2$  を表す。図 15 を見ると、 $c=0.9, 1.0$  において 2 階が先に安全限界に達し、 $c=1.1$  以上では 1 階が安全限界に達しており、 $c=1.0$  の  $A_u$  が最も高いことが分かる。これは 1 次モードと比較した場合、 $c=0.9$  では 2 階に変位が集中し、 $c=1.0$  以上では  $c$  が大きくなるにつれて 1 階に集中してしまうが、 $c=1.0$  ではほぼ均等に各階で変位が生じるためであると考えられる。

### 5.4 耐震診断基準による評価と地震応答との関係

5.1、5.2 では評点 1.0 の平屋建て木造住宅を想定した解析モデルを設定し、建物の復元力モデルと偏心率が耐震診断基準による性能評価に及ぼすばらつきの影響を検討した。同様の手順により、評点 0.5、0.7、1.3、1.5 についても解析モデルを設定して地震応答解析を行い、解析モデルの限界地震波倍率  $A_u$  について評点ごとに平均値と標準偏差を求めたものを図 16 に示す。ここで、限界地震波倍率  $A_u$  については 4 節において説明した係

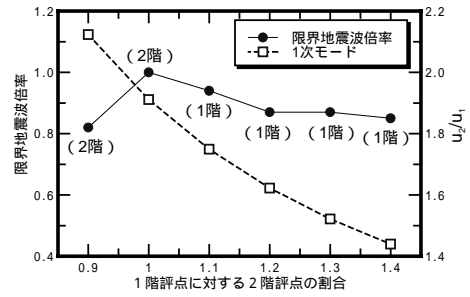


図 15 高さ方向の耐力分布と限界地震波倍率

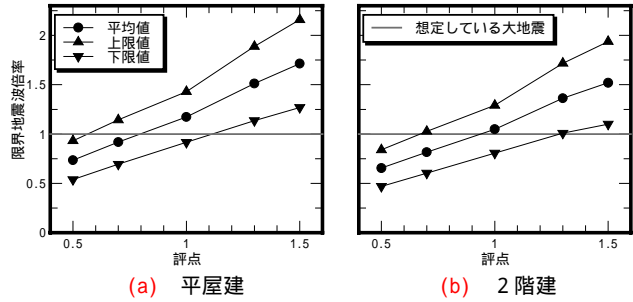


図 16 耐震診断による性能評価と限界地震波倍率

数による修正を行った。また、図中の上限値および下限値とは、平均値を  $\bar{x}$ 、標準偏差を  $\sigma$  としてそれぞれ  $\bar{x} \pm 2\sigma$  をあらわしている。

図 16(a) から耐震診断基準での評点による判定と比較すると、「倒壊する可能性がある」と判定される下限値である評点 0.7 では、上限値が大地震に相当する入力地震波倍率 1.0 を超えているが平均値はこれを下回っている。また、補強の目安とされている評点 1.0 では「一応倒壊しない」と判定されるが、平均値では 1.0 を満たしているものの下限値でこれを下回っている。一方、評点 1.5 以上では「倒壊しない」と判定されるが、下限値を見ると評点 1.3 で既に限界地震波倍率  $A_u$  が 1.0 を上回っており、「倒壊しない」という判定区分は安全率を考慮して設定された条件であると考えられる。

次に、5.3 で行った検討についても同様に、1 階評点を 0.5 ~ 1.5 まで行い各評点での限界地震波倍率  $A_u$  の平均値を求めた。この平均値から平屋建てでの検討により得られた各評点における  $A_u$  の標準偏差を用いて、図 16(b) に示すように評点と限界地震波倍率  $A_u$  との関係を推定した。耐震診断基準での判定と比較すると、図 16(a) の平屋建てと同様の傾向を示していることがわかる。以上により、木造住宅の耐震性能と耐震診断基準による評価結果との関係について平均値と標準偏差を用いて表現することができた。

## 6. まとめ

地震応答解析を用いて木造住宅の耐震診断基準による耐震性能評価と動的特性との比較・検討を行った。耐震診断による性能評価で同等と見なされる木造住宅でも、その構造特性の違いにより、異なる地震応答を示すことが指摘できた。

### 【参考文献】

- 財団法人日本建築防災協会：木造住宅の耐震診断と補強方法、木造住宅の耐震精密診断と補強方法（改訂版）、2004.3
- 荒木康弘、腰原幹雄、大橋好光、坂本功：木造住宅の地震応答解析のための復元力モデルに関する研究、日本建築学会構造系論文集、第 579 号、pp79-85、2004.5
- 町田健一、綿引誠、大橋好光：木造軸組工法耐力壁の動的性状の加算則検証と地震応答解析、日本建築学会構造系論文集、第 605 号、pp135-141、2006.7