

### 3.1.2.2 木造建築物を対象とした簡便かつ高精度な耐震診断技術の開発

#### 目 次

##### (1) 業務の内容

- (a) 業務題目
- (b) 担当者
- (c) 業務の目的
- (d) 5ヵ年の年次実施計画（過去年度は、実施業務の要約）
- (e) 平成17年度業務目的

##### (2) 平成17年度の成果

- (a) 業務の要約
- (b) 業務の実施方法
- (c) 業務の成果
  - 1) 改訂耐震診断法（精密診断法1－保有耐力診断法－）のExcelマクロの作成
  - 2) 木造住宅の現位置的耐震診断値測定アルゴリズムの改良
  - 3) 木造家屋の耐震壁量の減少に伴う振動特性の変化
  - 4) 地震動の入力方向および耐力壁の部分的強度低下が木質構造住宅の耐震性能に及ぼす影響について
  - 5) 微動の通年実測による建物暴露環境条件の診断への影響調査
  - 6) 建物補強の診断への影響  
(付図、付表)
- (d) 結論ならびに今後の課題
- (e) 引用文献
- (f) 成果の論文発表・口頭発表等
- (g) 特許出願，ソフトウェア開発，仕様・標準等の策定

##### (3) 平成18年度業務計画案

## (1) 業務の内容

(a) 業務題目 木造建築物を対象とした簡便かつ高精度な耐震診断技術の開発

(b) 担当者

所属機関	役職	氏名
名古屋工業大学 大学院工学研究科	教授	岡田成幸
同	教授	谷口仁士
北海道大学 大学院工学研究科	教授	城 攻
同	助教授	高井伸雄
同大学 大学院農学研究科	教授	平井卓郎
北海道立北方建築総合研究所 生産技術部生産システム科	研究員	植松武是
松本建工株式会社 技術研究所	所長	林 勝朗
日本データサービス株式会社 (北海道大学 大学院工学研究科)	技術顧問 (名誉教授)	石山祐二
(協力者)		
北海道大学 大学院工学研究科	助教授	後藤康明
同	助手	北野敦則
北海道立林産試験場 性能部構造性能科	研究員	戸田正彦
北海道立林産試験場 技術部加工科	研究員	野田康信
北海道立林産試験場 企画指導部企画課	研究員	大橋義徳
松本建工株式会社 技術研究所	研究員	松田健志
佐藤商事株式会社		佐藤克己
北海道大学 大学院工学研究科	大学院生	名知典之
同	同	島田佳和
同大学 建築都市学科	学生	日登 輝
名古屋工業大学 大学院工学研究科	大学院生	磯部信宏
同大学 社会開発工学科	学生	岡本和也

(c) 業務の目的

地震被災度の高い既存木造建物に対して、耐震安全性を高めるため、耐震診断技術の開発、耐震補強指針の開発、行政ならびに市民が容易に理解でき普及可能性の高い耐震補強技術の開発、耐震補強後の建物についての耐震補強診断技術の開発を行う。

(d) 5 (あるいは計画年数) ヲ年の年次実施計画 (過去年度は、実施業務の要約)

1) 平成14年度：実施業務の要約

建物微動の簡易耐震診断法への利用可能性の検討：木造住家の耐震性診断を微動の挙動複雑性（カオス性）に着目した方法で定式化するために、その有効性と汎用性について、既存データを用いて検討した。

木造住家の耐震診断上の問題点の検討：木造耐力壁（筋かい軸組を含む）には多くの仕様があるが、現行法規では同一の基本仕様に対して一律の許容耐力が与えられている。しかし、実際の建物中における耐力壁のせん断耐力は、基本仕様が同じでも、鉛直荷重や柱脚・柱頭部の接合仕様など、建物中における脚部浮き上がり拘束の程度によって大きく異なる。現在は柱脚・柱頭接合部の先行破壊による耐力壁の転倒を避けるため、一定の接合仕様に従うか、構造計算による接合耐力の確認を行うことになっているが、既存建物にはこのような接合耐力の確認が行われていないものが多いことが判明した。

住宅の総合耐震性に関する非破壊調査法の検討：既往診断法に関する文献調査の他、低刺激入力時の住宅の応答特性とそれによって評価可能な耐震性能項目、耐震性能評価のための実在住宅における震動測定方法（換振器の配置等）、外装材等の非構造部材の耐震安全性の評価方法、躯体の老朽化とそれに起因する構造耐力の低下の評価方法、等々に着眼して情報を整理し、各種震動測定による躯体及び非構造部材の耐震性能評価法とその適用範囲について検討するとともに、実在住宅における震動測定を実施した。

木造住家の簡易耐震診断による被害予測と耐震補強への活用に関する検討：簡易耐震診断による判定値を被害予測と耐震補強への活用を目的に診断値と被害との関連分析と自己診断のばらつきに関する検討を行った。前者については、阪神淡路大震災で被災した家屋の診断を行い、診断値 1.0 以上あれば大きな被害を免れることを明らかにし、また後者については、愛知県内で 150 軒の調査から 30 軒を選択し、専門家による詳細診断を行って自己診断のバラツキを明らかにした。

簡易耐震診断法他種構造形式への適用可能性の検討：木造以外の鉄筋コンクリート造・鉄骨造・ブロック造などの構造形式への微振動による非破壊診断の適用は未知であるため、先ずその可能性について検討するための基礎的な資料の収集を行った。現地実測データと耐震性能との関わりは、構造体の水平剛性とそのばらつき度合い、減衰性能とそのばらつき度合いが主たる要因と考えられるが、この外の実測ないしは聞き取り調査あるいは構造関連書から比較的簡易に得られる資料の重要性について検討を行った。

## 2) 平成15年度：実施業務の要約

14年度の結果を承け、耐震診断事例を増やし、関連の資料収集を愛知県にて行った。また、低レベル振動による診断の問題点を明らかにするために、実大振動実験を実施した。さらに、木造住家の構造複雑化に鑑み、混構造住家の診断の可能性についても検討した。その結果、以下のことが成果として得られた。

愛知県における住家所有者による自己診断と専門家による耐震精密診断との精度比較：素人による「わが家の耐震診断表」を用いての自己診断は極めて精度の悪いことが判明した。その原因は、特に偏心率関連の評点にあること・壁量関連の計算ミスが多いことなど、専門的項目が逆に精度劣化に繋がっている。

愛知県における建物微動による簡易耐震診断の実施：簡便かつ精度の高い診断方法の開発を目的として、前年度の北海道での計測に加え、愛知県において建物の微動を計測しその記録より、住家の固有周期に加え、揺れの複雑さをカオス度の概念より数値評価し併用することにより、診断精度が格段に向上することを示した。また、カオス度の計算に当たり、その精度向上のためのノウ・ハウが蓄積できた。

また、札幌市の既存木造住家においても同様の診断を行い、住様式の地域差による影響

も検討した。

木造実大箱型モデル試験体を用いた振動台実験：建築構法（仕様）・偏心率などを考慮した木造実大箱型試験体を製作し、北海道立北方建築総合研究所所有の振動台を用いた加振実験を実施した。実験では、試験体の地震応答特性を把握するための換振器の種類や配置パターンについても比較を行った。常時微動、調和振動、White Noise、実地震波に対する実測データを整理・分析し、以下の点について検討した。①換振器の配置による応答特性の評価可能範囲と評価精度、②偏心率と地震応答特性との関係、③構法（仕様）と地震応答特性との関係、④低レベル加振時と大地震時の応答特性の違い、⑤低レベル加振時の応答特性と偏心率、構法との関係、⑥大地震波入力前後の応答特性の変化。以上により、常時微動測定や低レベル加振による耐震性能評価に関する検討課題の整理を行った。

簡易耐震診断法の多種構造形式への適用可能性：近年の木造住家の構造複雑化に鑑み、木造に加えて RC 造やコンクリートブロック造を併用した混構造住家の診断可能性を検討すべく、基礎となる RC 及び SRC による構成部材の振動測定を実施した。その結果、RC については無損傷時の卓越周期が損傷時において面内方向及び面外方向の両方向とも 2 倍程度に長周期化することが分かった。また、SRC においては、フーリエスペクトルがコンクリートの強度さによる卓越周期の相違と共に、常時微動に比べてと強制加振により周期が若干長期化すること、およびピーク曲線の山の幅が大きくなること等が判明した。

### 3) 平成 16 年度：業務実績の要約

主として以下の 5 点について研究を進め、住家の低レベル振動測定による高精度耐震診断法の実用化に大きく前進した。また、屋外からの測定法も試行し、その有効性を確認した。

木造住宅の耐震性能変化に関する実大実験：愛知県における住家解体工事を利用した壁率の変化（精密耐震診断値の低下）に伴う振動特性の変化について、強制加振と微動観測から得られる固有周期の変動を分析した結果、建物固有周期等の変化に影響が大きく現れ、建物微動を利用して住家耐震性が十分に把握出来ることを確認した。

レーザードップラー振動計による建物外部からの診断：屋外からの測定法を導入することにより、測定の簡便化が際立つことが期待される。レーザー光を利用したドップラー振動計を通常地震計システムと併用して測定を行った結果、スペクトル解析に十分耐える分解能を持つ記録を得た。解析法を工夫することにより、耐震診断への応用の道が開けた。

微動実測による既存木造住宅の耐震診断法確立のための実験的研究：前年度に引き続き、構法・耐力壁の配置の異なる実大箱型試験体の正弦波・White Noise・実地震波による加振実験を実施し、既存住宅の応答特性を適正に評価するための換振器の配置法や被災前後の振動応答特性と被災程度との関係等を示すためのデータを蓄積し、様々な周期成分を含むランダム波に対しては、常に低剛性側の応答加速度が大きくなるとは限らないこと等を示すと共に、建物重心位置で計測した固有周期から建物の水平耐力（水平剛性）を推定する方法についての問題点と補足法等を検討した。

既存住宅耐震性の経年変化に関する研究：既存住宅の耐震性能初期値を求め、さらに経年変化による耐久性劣化度を推定し、両方のファクターからその時点での耐震性能を簡便に予測しようとする手法を展開している。また、精密耐震診断法が大改訂されたことに伴う、評価値の新旧比較を行うため、新診断法による計算マクロを作成し、新旧の評価値

比較を実施した。

簡易耐震診断法の多種構造形式への適用可能性：近年の住宅の構造複合化に対応し診断結果の精度向上を目的とする。住宅の構造形式を、木造・コンクリートブロック造・RC造・鉄骨造とそれらの混合構造に分類した。幾つかの異なる構造形式および偏心や床面内変形を伴う住宅の振動計測を実施し、その影響を無視できないことを明らかにした。

#### 4) 平成17年度：

2004年7月に耐震精密診断法が大改訂された。これにより、本研究提案の診断法が大改訂に追随しているかどうかの新たなかつ大きな検証作業が発生した。17年度は、この検証を本研究目的のメインに据え、多地域における木造住家耐震診断の調査を継続することとなる。関連して、多地域においても耐震性評価が可能な汎用的方法への改良、そして建物耐震性に関わる諸要因を振動実験等により把握し、木造建築の複雑化にも対応できるように検討を継続する。

#### 5) 平成18年度：

木造建築物を対象として開発した高精度簡易耐震診断法、経年変化特性評価、既存建物の耐震性能の地域別評価の成果をまとめる。

### (e) 平成17年度業務目的

平成16年度に大改訂された耐震精密診断法が、これまで進めてきた計測法でも再現が可能かどうかの検証および診断精度向上を目的とし、以下のサブテーマを実施する。

- 1) 改訂耐震診断法（精密診断法1－保有耐力診断法－）の作業効率を上げるために、マイクロソフト社の表計算アプリケーション（MS-Excel）のマクロを作成する。
- 2) 上記ソフトウェアを利用し、これまでの診断資料を改訂診断値に再評価し、木造住宅の現位置的耐震診断値測定アルゴリズムの改良を試みる。
- 3) 旧診断値の普及性に鑑み、木造家屋の耐震壁量の減少に伴う振動特性の変化が旧診断値に反映されるべく新耐震診断値への変換実験式の構築を試みる。
- 4) 木質構造住宅の耐震診断において検証の不足している、地震動が耐力壁線に対して任意の入力角をもって作用した時の隅各部等への応力集中に関する実験的・解析的検討を行うと共に、改訂診断法では条件設定が不十分な接合部腐朽劣化に関する荷重－変形関連データを実験的に蓄積し、耐力低減率の根拠を明らかにしつつ、診断値と微動による原位置的診断結果との整合を図る。
- 5) 木造戸建て住宅を主たる対象としながら、構造形式及び屋根形状の異なる家屋の常時微動並びに人力加振による振動計測を行い、近年の住家構造形式の多様化に対応すべく多種構造形式（混構造の代表である組積造を対象とする）への診断法適用可能性を検討する。
- 6) 木造建物の補強方法による耐震診断値への影響を評価し、改築後の住家耐震診断精度の向上に資すると共に適切な補強方法を探る。

## (2) 平成17年度の成果

### (a) 業務の要約

2004年7月に耐震精密診断法が大改訂されたことを承け、本研究提案の診断法がこれに追随しているかどうかの検証作業を今年度の主目的とし、改訂耐震診断値計算ツールの作成・旧診断値の改訂診断値への変換実験式の構築・部材劣化度の耐力低減率の根拠等の付帯的研究成果を加味し、建物微動記録からの診断推定値と改訂精密診断値との比較を行った。その結果、改訂診断値は住家の固有周期との関係性が強く示唆され、さらに狭帯域フィルタを操作したカオス度を導入することにより、より精度の向上が図られることが分かった。一方で、改訂診断法が地盤・基礎に相当する下部構造と上部構造の診断を分割する方法を採用したことにより、微動を用いる総合診断との齟齬が問題点として指摘された。

#### (b) 業務の実施方法

本研究業務を円滑に遅滞なく遂行するために、係る研究課題をサブテーマに分け、それぞれの領域における第一人者を研究分担者として加え、共同的に進める体制を構築している。各成果は以下の業務成果として、各担当者が執筆した。

- 1) 改訂耐震診断法（精密診断法1－保有耐力診断法－）のExcelマクロの作成  
松本建工株式会社技術研究所 林 勝朗
- 2) 木造住宅の現位置的耐震診断値測定アルゴリズムの改良  
名古屋工業大学大学院工学研究科 岡田成幸・岡本和也  
北海道大学大学院工学研究科 高井伸雄・名知典之・島田佳和
- 3) 木造家屋の耐震壁量の減少に伴う振動特性の変化  
名古屋工業大学大学院工学研究科 谷口仁士・磯部信宏
- 4) 地震動の入力方向および耐力壁の部分的強度低下が木質構造住宅の耐震性能に及ぼす影響について  
北海道立北方建築総合研究所 植松武是  
北海道大学大学院農学研究科 平井卓郎  
日本データサービス株式会社 石山祐二
- 5) 微動の通年実測による建物暴露環境条件の診断への影響調査  
北海道大学大学院工学研究科 城 攻
- 6) 建物補強の診断への影響  
松本建工株式会社技術研究所 林 勝朗

## (c) 業務の成果

### 1) 改訂耐震診断法（精密診断法 1－保有耐力診断法－）の Excel マクロの作成

#### a) はじめに

木造住家の耐震診断法は 1985 年に文献<sup>1)</sup>によるものがオーソライズされてきたが、2004 年 7 月に大幅に改定された<sup>2)</sup>。この改定精密診断法は、現行の建築基準法の構造計算方法を準用し、精緻化と内容の大幅充実を図ったものである。本研究では、診断結果が改訂診断値と整合する必要があることから、実験対象とした住宅の診断値を求め直す必要が出てきた。そこで、改訂精密診断を容易に実行できるツールを MS・Excel のマクロにより作成した。

#### b) 改定診断法の種類

まず、改訂された診断法について説明しておく。診断法は大きく 3 種に分類される。

- (1) 「誰でもできるわが家の耐震診断」：一般ユーザー向け
- (2) 「一般診断法」：建築士および建築関係者向け
- (3) 「精密診断法」：建築士向け

さらに精密診断法には次の 4 種類の方法が用意される。

- ① 保有耐力診断法（精密診断法 1）
- ② 保有水平耐力計算による方法（精密診断法 2）
- ③ 限界耐力計算による方法（精密診断法 2）
- ④ 時刻歴応答解析による方法（精密診断法 2）

「精密診断法」は補強の要否の最終判断ならびに補強後の耐震診断を主な目的とし、診断者は原則として建築士を対象とする。精密診断法は 4 種類ある。① 保有耐力診断法は壁耐力による方法である。これは木造建物の構造計算に用いられる壁量計算とほぼ同様のものであり、建築関係者であれば容易に使うことができる。しかし近年、制振装置など新たな耐震補強技術が提案されてきており、その技術評価には壁耐力法では限界がある。②～④の精密診断法は制振等の新たな技術を評価するための高度な評価方法である。② 保有水平耐力法は、耐震要素の荷重～変形関係を実験又は数値計算により求め、壁構面ごとの関係に置き換えて「保有耐力と必要耐力の比」の最小値を評点とする。③ 限界耐力法は各階の「安全限界時の限界耐力/作用する地震力」の最小値を評点とする。作用する地震力は、地盤面の安全限界固有周期に対応した加速度応答スペクトルにより求められる。制振装置等、履歴減衰の付加減衰効果は、ここでは計算式により求めることができる。④ 時刻歴応答解析法は、大地震を想定した入力地震動の加速度レベルを増減させ、「建物の応答値が安全限界となる地動加速度の最大値/もとの大地震を想定した地震動の加速度」が評点となる。

#### c) 精密診断法の選択

本報告では、より一般的な精密診断法と思われる① 保有耐力診断法を採用する。それは次の理由による。

(1) 保有耐力診断法（精密診断法 1）は、多種の壁、軸組、接合部等の耐力要素について、基準耐力と剛性が数値化されており（文献-2：表 4.5～4.9 表-4.14 など）、MS・Excel マクロを作成することによって仕様入力が可能である。

(2) 基準耐力表は建築基準法施行令 46 条 4 項 1 表と告示 1100 号の壁種類を網羅してお

り、一般的な住宅の耐力要素仕様はほぼ適用できると考えられる。

(3)偏心率の計算など、複雑な計算も MS-Excel で自動計算ができる。

旧診断法に新たに加えられた計算要素は、 $A_i$  分布、構造特性係数  $D_s$ 、基準耐力と剛性（絶対値）、床倍率、開口係数、形状割増係数、接合部係数、劣化係数 などであり、極めて精緻化されている。しかしながら、MS-Excel マクロによる自動計算により、診断者の負担を大幅に軽減できる。

#### d) 旧診断法による耐震性能算出

ここで参考のため旧診断法についても触れておく。この診断法は、「わが家の耐震診断表<sup>1)</sup>」に記載されている耐震要素、すなわち「A.地盤・基礎 B.建物の形 C.壁の配置 D.筋違の有無 E.壁の割合 F.老朽度」を診断値算定のベースにしている。B×C(偏心)及びD×E(水平抵抗力)を計算式により算出、最後にまとめてA×B×C×D×E×Fを計算し、総合判定数値によって「安全～危険」の耐震性4ランクに評価分類するものである。

総合評点と判定は以下のとおりである。

- ・ 1.5 以上：安全である。
- ・ 1.0 以上～1.5 未満：一応安全である。
- ・ 0.7 以上～1.0 未満：やや危険である。
- ・ 0.7 未満：倒壊または大破壊の危険がある。

改定診断法も判定基準の考え方は同じであるが、表現が以下のように変更になっている。

- ・ 1.5 以上：倒壊しない。
- ・ 1.0 以上～1.5 未満：一応倒壊しない。
- ・ 0.7 以上～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

#### e) 改定診断法 MS-Excel 計算フォーマット

改定精密診断法は、極めて複雑な計算手法になっているため、計算フォーマットを作っておく必要がある。付図-1 に計算のフローチャートを付表-1～16 に MS-Excel を用いた計算表を示す。この付表には計算例として後述の(c)6)「建物補強の診断への影響」表-3 の No.20 の住宅に関する計算値を併記している。

以下、付表番号に沿って入力項目と計算内容を示す。

(1)付表-1：建物概要、各部の構造（外壁、軸組を除く）、地盤・構造計画、各種係数（地域、地盤種別、積雪区分）、壁面開口率（外壁、内壁）

(2)付表-2：開口率計算（外壁、内壁）

(3)付表-3：壁基準耐力（外壁、内壁）

(4)付表-4：必要耐力の算定①:床面積の計算

(5)付表-5：必要耐力の算定②:荷重表、支持荷重の計算、震動特性係数  $R_t$ 、 $A_i$  分布、必要耐力の算定（地域係数  $Z$ 、震動特性係数  $R_t$ 、 $A_i$  分布、支持荷重  $W_i$ 、標準せん断力係数  $C_o$ 、軟弱地盤割増、地震力  $P_i$ 、必要耐力  $Q_d$ ）

(6)付表-6：必要耐力の算定③:床面積あたり必要耐力、必要耐力の算定  
参考表-1:必要耐力表、参考表-2:各係数の算定、参考表-3:形状割増係数、  
参考表-4:建物の重量（軽/重）

(7)付表-7：壁の耐力・剛性リスト 参考表-1:開口低減係数、参考表-2:壁端柱の接合低

減係数（最上階、2階建の1階、3階建の1、2階）

- (8)付表-8：壁の耐力・剛性1階X方向（劣化指数導入、他の入力項目は付表参照）
- (9)付表-9：壁の耐力・剛性1階Y方向（劣化指数導入、他の入力項目は付表参照）
- (10)付表-10：壁の耐力・剛性2階X方向（劣化指数導入、他の入力項目は付表参照）
- (11)付表-11：壁の耐力・剛性2階Y方向（劣化指数導入、他の入力項目は付表参照）
- (12)付表-12：剛性率の計算（耐力と剛性、剛性率）
- (13)付表-13：重心位置の計算（各階ごと）
- (14)付表-14：偏心率の計算（各階ごと）
- (15)付表-15：床倍率と低減係数（平均床倍率(各階)、偏心率・床仕様による低減係数）
- (16)付表-16：保有耐力と耐震度判定

## 2) 木造住宅の現位置的耐震診断値測定アルゴリズムの改良

### a) 業務目的

2004年7月に耐震精密診断法が大改訂された<sup>2)</sup>。これにより、微動測定による本研究提案の診断法が大改訂に追随しているかどうかの新たなかつ大きな検証作業が発生した。この検証のため昨年度までに収集した住家診断・微動記録を主たる解析対象として改訂診断値（保有耐力診断法による略算必要耐力表を用いた精密診断）を新たに求め、微動記録から推定される診断値との比較を行う。

### b) 改訂耐震診断法による耐震診断

#### i) 診断法

本稿では、2004年7月に改訂された診断法を改訂診断法と呼び、従来からの耐震精密診断法を旧診断法と呼ぶこととする。改訂診断法はその診断方法・精度により以下の8種が用意されている。

- ①誰でもできるわが家の耐震診断
- ②一般診断法：略算法（必要耐力に、床面積あたりの必要耐力表を用いる方法）
- ③一般診断法：精算法（各階床面積から必要耐力を算出する方法）
- ④精密診断法1：保有耐力診断法（必要耐力に、略算による必要耐力表を用いる方法）
- ⑤精密診断法1：保有耐力診断法（建築基準法施行令に準じて必要耐力を求める方法）
- ⑥精密診断法2：保有水平耐力計算による方法
- ⑦精密診断法2：限界耐力計算による方法
- ⑧精密診断法2：時刻歴応答計算による方法

本研究目的は補強の要否をスクリーニングすることであり、その意味において上記②一般診断法が目的に合致しているが、診断値の精度議論に深く入り込む必要があるため、住家の耐震要素を個々に評価する精密診断法との結果と比較することをまず試みる。対象住家はこれまで在来木造住家としてきたので、壁耐力を評価する保有耐力診断法を採用する。また、必要耐力の評価の方法としては略算による耐力表を用いる。すなわち、上記④による診断法を用いることとする。

#### ii) 計算用マクロの作成

保有耐力診断法による精密診断を実際に行うに当たり、MS-Excelの表に値を入れることで自動的に算定できるマクロを、本研究グループで新たに作成し、それを用いる。このマクロについては前節(c)1)改訂耐震診断法（精密診断法1－保有耐力診断法－）のExcelマクロの作成）を参照されたい。

### c) 解析対象住家

#### i) 対象住家の選別と診断法の仮定

今回対象とした住家は、当グループが2003年に愛知県下で調査し、旧耐震診断値を求めた在来木造住家57棟のうちから、諸条件を揃えるため以下のものは解析対象から除外し、27棟とした。

- ・平屋
- ・増改築により一部鉄骨造を採用したもの
- ・母屋と離れが一体化しているもの
- ・微動測定位置が1階と2階で大きくずれているもの

・微動測定記録に風や車両通行等のノイズが大きく影響しているもの

建物の概要（データ名、建築年、旧耐震診断値等）を表1に示す。なお、データ名は当研究グループの2003年度報告書<sup>3)</sup>と同じであるので、床面積・外壁仕様・基礎種類・重心位置・老朽度・住家平面図等の諸情報はそちらを参照されたい。

表1 解析対象住家の概要

No.	データ名	所在地	建築年	旧耐震診断値		
				X方向	Y方向	診断値
1	HA01	半田市	1973	1.23	1.39	1.23
2	HA02	〃	1973	0.80	1.48	0.80
3	HA03-1	〃	1978	0.89	1.24	0.89
4	HA04	〃	1960	0.61	0.88	0.61
5	HA05	〃	1980	0.55	0.97	0.55
6	TY02	豊橋市	1930	0.27	0.33	0.27
7	TY05-2	〃	1969	1.24	1.35	1.24
8	TY08	〃	1966	0.97	1.05	0.97
9	TY09	〃	1979	0.96	1.46	0.96
10	TY10	〃	1980	0.87	1.32	0.87
11	TY11-1	〃	1979	0.82	0.92	0.82
12	TY12-2	〃	1977	0.79	1.04	0.79
13	TY13-1	〃	1966	0.73	0.77	0.73
14	TY14-1	〃	1975	0.93	0.90	0.90
15	TY16	〃	1978	1.10	0.62	0.62
16	TY21	〃	1961	0.41	0.24	0.24
17	TY22-1	〃	1970	0.49	0.57	0.49
18	TY23	〃	1973	0.20	0.30	0.20
19	KA02	刈谷市	1979	0.85	1.38	0.85
20	KA03	〃	1969	0.86	1.03	0.86
21	KA04	〃	1973	0.75	1.12	0.75
22	KA06a	〃	1959	0.86	1.18	0.86
23	KA08b	〃	1973	1.10	1.24	1.10
24	KA09	〃	1979	0.98	1.15	0.98
25	KA12a	〃	1904	0.17	0.20	0.17
26	KA16	〃	1980	0.73	0.77	0.73
27	KA17	〃	1972	0.69	0.78	0.69

なお、後述する住家微動は2003年に測定した記録を用いた。測定機器等については報告書<sup>3)</sup>を参照されたい。

上記住家に対して改訂耐震診断法（保有耐力診断法による精密診断1）で耐震診断値を評価し直した。診断に際し用いた資料は、旧耐震診断（精密耐震診断）を行った際の診断表と室内内観・住家外観写真であり、実地踏査したわけではない。従って診断表の不明項目は建築年代等より推察するか、それでも決定できない項目については全住家共通に仮定値を設定した。共通仮定条件は以下とした。

・筋交いの使用は外壁のみとし、外壁下地に木ずり用いているものについては、1959年改正の建築基準法において木ずり壁の壁倍率が大きく設定されているためその当

時の木づくり使用の外壁には筋交いを必要とする考えはなかったであろうと判断し、筋交いなしとした。

- ・押し入れ・浴室内の壁要素耐力は考慮しない。改訂耐震診断においては内壁面の要素基準耐力として、押し入れによく用いられるベニヤ合板による壁や浴室に用いられるタイル壁は値が設定されていないので要素耐力として考慮しないこととする。
- ・床仕様・接合部・壁劣化による耐力低減は考慮しない。要素ごとに詳細な状況が判断できないので、全住家共通に低減考慮しないこととした。ただし、劣化については別途議論する。

診断値は前節に報告した MS-Excel マクロにより計算した。入力値の例は前節(c)1)の付表を参照。これによる結果（保有する必要耐力、剛性率低減係数、偏心低減係数、床仕様低減係数（1.0に固定）、保有する耐力、および評点（診断値））を一覧として付表に示す。

#### ii) 旧診断値と改訂診断値との比較

旧診断値（精密診断値）と新たに求めた改訂診断値（略算表による保有耐力診断法）との関係を図1にプロットする。点は住家の X、Y-方向独立としてプロットしてある。

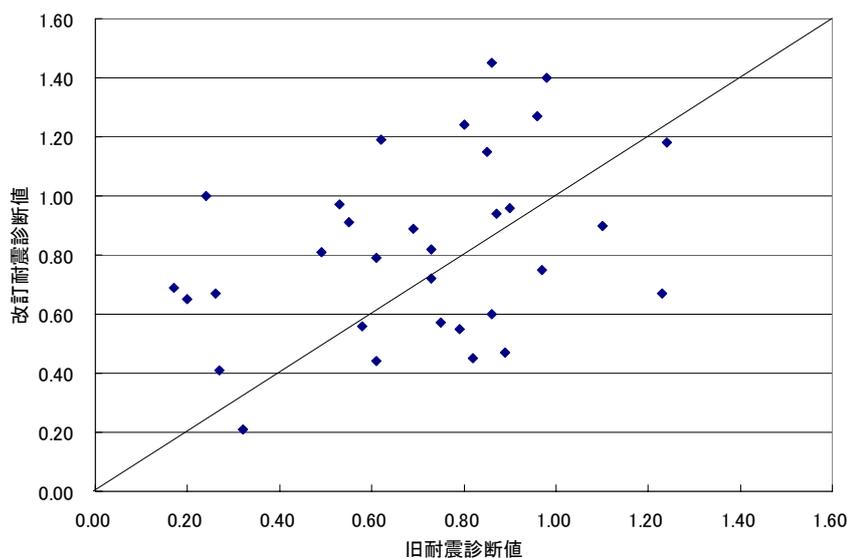
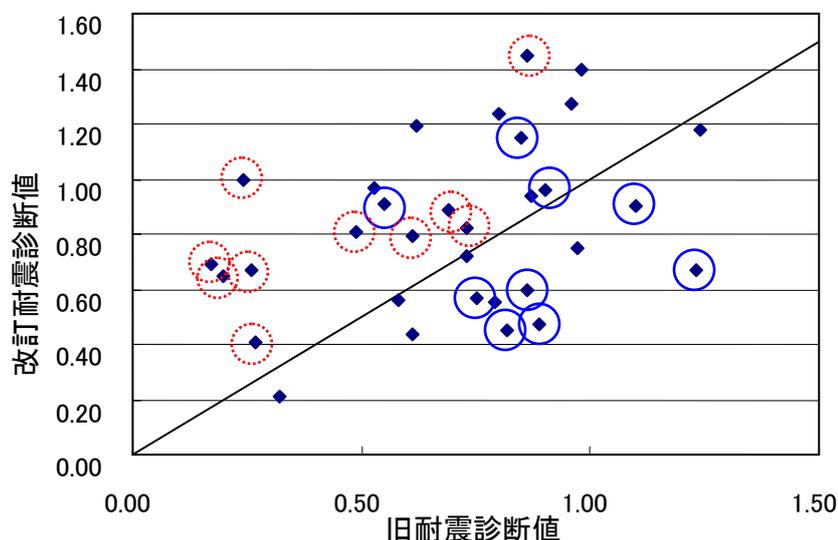


図1 旧耐震診断値と改訂耐震診断値の比較

両者の関係に正の相関は認められるものの、ばらつきは大きい。同図からは改訂耐震診断値の方が約1割程度大きく評価されている。旧診断法では評価に入っていなかった雑壁等の影響が大きいと考えられる。また、旧診断では考慮していた地盤・基礎の影響（旧診断法によるA評点）や老朽度（旧耐震診断法によるF評点）が改訂診断法では明示的に評価していないことも一因であろう。但し、この傾向が一般的かというところそう単純ではない。田端・大橋<sup>4)</sup>によると、阪神淡路大震災で被災した神戸市内の木造住家111棟について調べた結果、旧耐震診断値の方が改訂診断値よりも2割程度大きく評価されている。住家の地域性も診断結果に大きく影響しており、旧診断値から改訂診断値へ系統的に読み替えることは難しい。図2は図1についてばらつきの要因を「地盤・基礎の評価（旧耐震診断においてA評点により旧診断値が低減された住家）」と「偏心率の評価（旧診断より改訂診断において偏心率が大きく評価され、改訂診断値が低減された住家）」に識別して表現したも

のである。図より、旧耐震診断値が大きく評価された住家は「地盤・基礎の評価」によるものが多く、改訂耐震診断値が大きく評価された住家は「偏心率の評価」で大きくなったものが多いことが分かる。「基礎・地盤」と「偏心率」のそれぞれの診断値への寄与率の大きさが伺える。



○：旧耐震診断において地盤による低減を受けた住宅  
 ○：旧耐震診断より新耐震診断の方が、偏心率が高く、それによって低減を受けた住宅  
 (どちらの要因も含んだ住宅に関しては、その低減率を比較し影響の大きいほうの色を付すこととし、低減率が等しい場合は両方の丸印を付すこととする。)

図2 旧耐震診断値と改訂耐震診断値の不整合要因

#### d) 改訂精密診断法1の特徴

上記記載事項に関し、改訂耐震診断法の特徴を整理しておく。ここで採用した改訂耐震診断法は、保有する必要耐力を略算による耐力表を利用して求める保有耐力法である。その保有する必要耐力 $Q_r$  (kN)に対する保有耐力 $Q_d$  (kN)の比を評点(診断値)とするものである。

$$\text{評点(診断値)} = Q_d / Q_r \quad \dots (1)$$

さらに、必要耐力 $Q_r$ は略算表による場合でも、基本的に建築基準法施工令第88条に定める地震力を $Q_r$ とする。考え方は以下のとおりであり、層剪断力に建物総重量 $\Sigma W_i$ を乗して求める。

$$Q_r = \{Z \times R_t \times A_i \times C_0\} \times \Sigma W_i \quad \dots (2)$$

ここに、 $Z$ は地域係数(昭和55年建設省告示1793号による)、 $R_t$ は振動特性係数(昭和55年建設省告示1793号第2による)、 $A_i$ は層剪断力分布係数、 $C_0$ は標準剪断力係数(0.2以上)である。

また、保有耐力 $Q_d$ は以下で求められる。

$$Q_d = \{Q_{wn} + Q_{ww}\} \times F_s \times F_e \quad \dots (3)$$

ここに、 $Q_{wn}$ は無開口壁の耐力、 $Q_{ww}$ は有開口壁の耐力、 $F_s$ は剛性率による低減係数、 $F_e$ は偏心率と床の仕様による低減率である。

改訂精密診断法1の特徴の一つ目は以下である。

#### ①総合診断から部材単位診断へ変更

上式(3)より分かるように、壁の耐力 $Q_{wn}$ や $Q_{ww}$ の評価において個々の壁・柱の材質・接合部状態・老朽度等が考慮される。即ち、旧耐震診断では保有する耐力や老朽度に関して住家全体の総合判断としていたものを、部材要素個々の状態を診断しその累加として耐力を求める。個々の要素を詳細に検討でき、また耐震補強した場合、その補強要素の影響を計算できることから、有用性の高い式と言えよう。しかしその反面、個々の要素の状態を正確に見極めなければ累積誤差が大きくなり誤った診断となること（実際に、接合部などは非破壊で状態を見極めることは難しい）、また微動等を利用した動的振動測定に基づく診断法は建物全体の挙動からの総合的評価であり評価法が整合しないなどの問題点も残る。二つ目の特徴は以下である。

#### ②伝統構法などの従来対象外であった建物への適用拡大

伝統構法等の変形で破壊エネルギーを吸収する機構を有する壁の少ない建物は、主として壁率で耐震性を評価する旧診断法では診断不可能であったが、改訂診断法では垂れ壁付き独立柱の基礎耐力を設定することで、同様のアルゴリズムで診断が可能になった。三つ目の特徴は以下である。

#### ③垂れ壁や腰壁の耐力設定

旧耐震診断では、開口部を有する壁は雑壁として耐力要素とはしていなかったため、この点に関しては実際より脆弱に評価していた。次節(c)3)木造家屋の耐震壁量の減少に伴う振動特性の変化)において詳述されるが、腰壁・垂れ壁の耐震要素としての効果は大きい。四つ目の特徴は以下である。

#### ④地盤・基礎と上部構造との診断の分割

旧診断法では地盤・基礎についてはA評点として評価し、B～F評点の建物上部構造に関する評点との乗算で診断値としていた。改訂診断法では、地盤・基礎の評価は直接診断値には反映させず、「各部の検討」として問題箇所を指摘することに止めている。旧診断値と改訂診断値との不一致の大きな要因となっているのは既述のとおりである。住家の耐震性は上部構造のみで判断されるものではなく、また、微動等による振動特性には地盤要素も含まれているのは明らかであり、微動等を利用した耐震診断にとり改訂診断値を目標にすることは大きな問題となろう（詳細は後述）。五つ目の特徴は以下である。

#### ⑤必要耐力 $Q_r$ の補正による適用条件の緩和

改訂診断法では、多雪地域においては積雪深に応じて地域係数 $Z$ を増分補正するほか、著しく軟弱な地盤においては必要耐力を1.5倍に補正、細長い階を保有する建物に関してはその階より下の階全ての必要耐力を割り増し係数で補正、鉄骨造やRC造の混構造建物に関しては木造部分の必要耐力を1.2倍に補正するなど、適用条件を広げている。

#### e) 固有周期との関係

改訂耐震診断法は以上のような特徴を有しているが、式(1)～(3)から推定されることは、住家の固有周期が明示的に診断値に導入されていることである。住家の固有周期は質点系モデルの場合、以下で計算される。

$$T_0 = 2\pi\sqrt{m/k} \quad \dots \quad (4)$$

ここに、 $m$ は住家質量であり式(2)の $\Sigma W_i/g$ で表される。また $k$ は剛性であり式(3)の $F_s$ で算定される。すなわち固有周期を決める質量と剛性の比が耐震診断値算定式に含まれている。このことは、改訂耐震診断値が住家の固有周期と相関関係にあることを強く示唆している。

図3および図4はそれぞれ、対象住家に関して固有周期と旧診断値および改訂診断値と

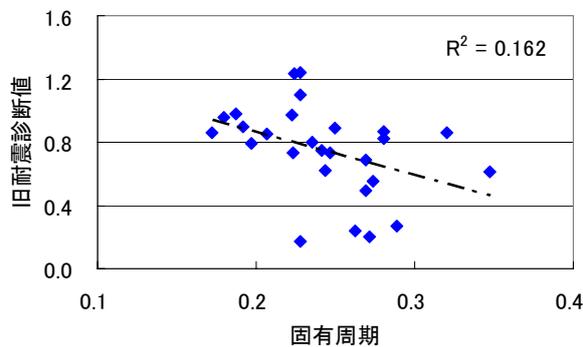


図3 固有周期と旧診断値の関係

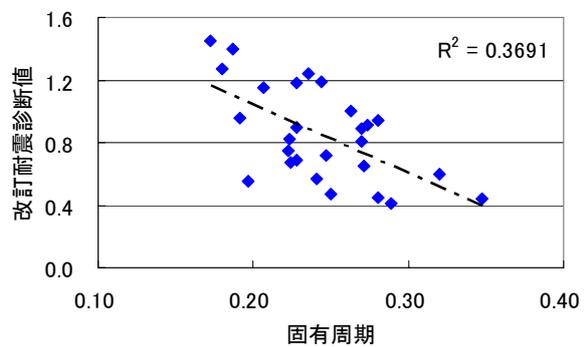


図4 固有周期と改訂診断値の関係

の関係プロットしたものである。住家の固有周期は、測定した微動（速度波形）のフーリエスペクトルを1階および2階について求め、その1階に対する2階の伝達関数から計算された卓越周期を固有周期とした。

旧診断値と固有周期との相関係数 $R^2$ が0.16であるのに対し、改訂診断値との関係は0.37であり、相関は高い。対象とした住家は在来軸組構法のみであるが、構法を限定すれば、微動による固有周期のみから改訂耐震診断値の推定はある程度可能であるといえよう。この結論は、当研究グループによる前年度成果（建物微動による簡易耐震診断法－レーザードップラー振動計による建物外部からの診断－）の応用を支持するものである。

#### f) 次元解析法の導入

当研究グループは、建物微動による診断法の精度を上げる一つの試みとして、建物の振動の複雑さをカオス度により定量化し、それを診断要因に加えることの有効性を議論してきた。診断法が改訂されたことに伴い、改訂診断値との関係について以下に議論する。

これまで行ってきたカオス度の計算方法を以下に整理する。

- ①波形の切り出し：7～10分間の記録の中で、交通ノイズの少ない区間5秒間を切り出す。
- ②加速度記録に変換：速度波形を微分することにより加速度に変換する（速度計で記録した場合）。
- ③2階と1階の差分波形の計算、もしくは2階のみの波形を使用：2階と1階の波形記録の差分を計算し、この波形について零線補正した上で以下の処理を行う。または2階の波形記録のみ使用し、この波形について零線補正した上で以下の処理を行う。

④相空間の再構成：時間遅れの方法  $\{x(t), x(t+\tau), x(t+2\tau), \dots, x(t+(n-1)\tau)\}$  により  $n$  次元(埋め込み次元と呼ぶ)の相空間をコンピューター上に再構成する。ここで  $\tau$  は時間遅れであり、切り出し区間のスペクトル解析により求まる建物固有周期( $T$ )から  $\tau = T/4$  で決定させる。

⑤フラクタル次元の計算：各次元にその相空間を埋める軌跡（トラジェクトリ）のフラクタル次元  $\nu$  を以下の式により求め、これをアトラクタ次元と呼ぶ。但し  $r$  は相空間原点を中心に持つ半径である。

$$\nu = \log C(r) / \log r \quad \dots(1)$$

ここに

$$C(r) = \lim_{m \rightarrow \infty} \frac{1}{m^2} \sum_{i,j=1}^m H(r - |x_i - x_j|) \quad \dots(2)$$

⑥カオス度の決定：相空間の埋め込み次元数を上げることにより、アトラクタ次元がある値に収束していく。相空間の次元数  $x$  (上限を 30 次元とする)とアトラクタ次元  $y$  の関係をプロットし、その収束先  $a$  を次式の 0 を切片にもつ指数関数を再尤法により求める。

$$y = -a(e^{-x/a} - 1) \quad \dots(3)$$

このときの収束値  $a$  が切り出された微動波形のアトラクタ次元、すなわちカオス度であり、値が大きいほど複雑な挙動を示している。

⑦精度の向上：計算されるカオス度の精度を高めるために、同波形の別の区間について①～⑦の手続きを 3 回繰り返し、合計 4 区間のカオス度を計算し、最終的に 4 つの平均値をその建物のカオス度とする。

以上が前年度まで行ってきたカオス度の求め方である。カオス度はその計算法や対象システムの状態変数により値が大きく変動する敏感な指標である<sup>5)</sup>。特に影響するのは固有周期 $T$ 、相空間構成の時間遅れ  $\tau$ 、解析時間長さ（データ数） $N$ 、解析区間（測定時間）、測定場所、ノイズ等々である。ここではそれらの影響の大きさを、計算されるカオス度の値の変動を調べることにより検討し、カオス度の計算方法を吟味する。

#### i) 固有周期の時間安定性

対象システム（ここでは木造住家）の固有周期は、カオス度を計算する際の時間遅れ  $\tau$  の決定に関与する。また、前節の議論より固有周期が耐震診断にとり有効な指標であることが判明したので、この値の時間安定性について検討することは意味のあることである。すなわち、測定記録のどの部分を解析に用いるのが妥当であるかということである。

図 5（上）は住家 2 階部分で得られた微動の速度記録の例である。この記録は 0.01 秒間隔で A/D 変換され 500 サンプルを一区間としてフーリエスペクトルを計算し、順次時間移動させる所謂ランニングスペクトルを求め、その卓越周期をプロットしたのが図 5（下）

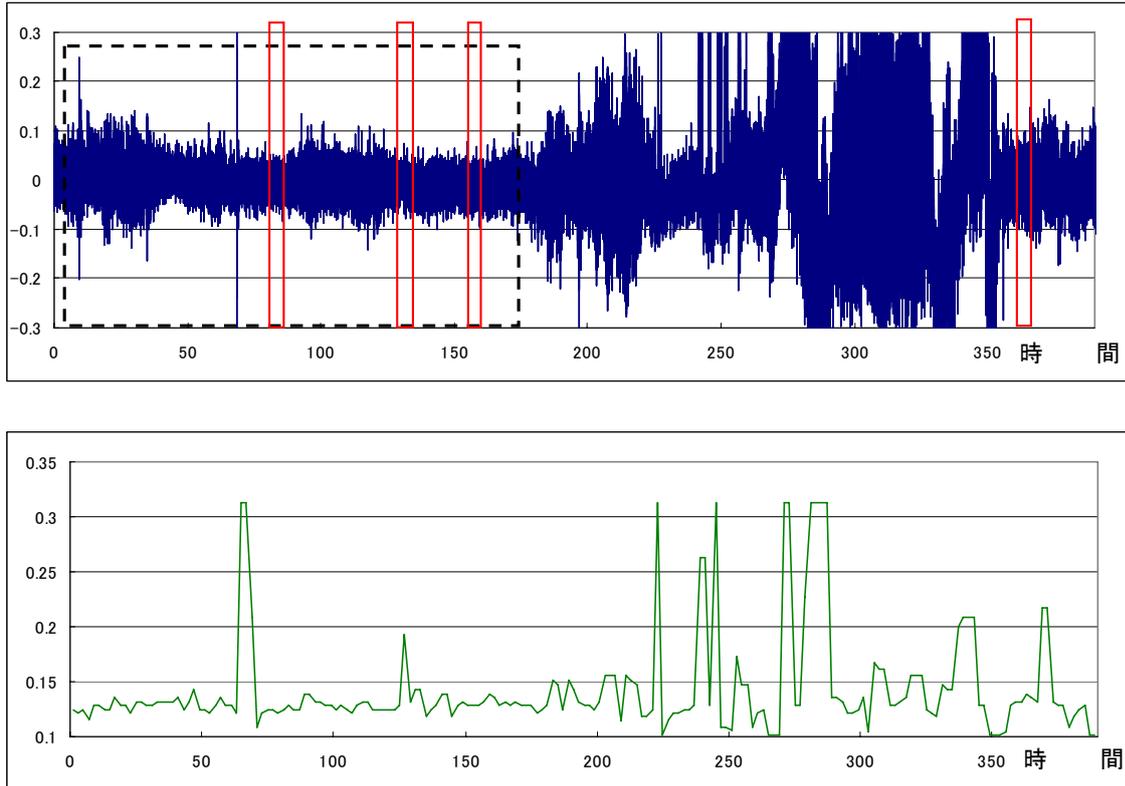


図5 記録速度波形（上）と卓越周期の変化（下）

である。これは記録から計算される建物のみかけ固有周期の時間変動を示したものである。外部擾乱（ノイズ）により微動波形は大きく乱されており、それによりみかけ固有周期（卓越周期）も大きく変動しているのが分かる。全区間について求めた卓越周期（全区間平均固有周期）と比較的ノイズの少ない4区画（図5においては実線で囲った部分）について卓越周期を求めその平均（4点平均固有周期）とを比較したのが図6（左）である。周期の長い建物はどちらの固有周期も長い値を与えており、その傾向は同じであるとはいえ、一般に全区間平均固有周期の方が長周期を与え、また飛び抜けて大きな値を与えているケースも見られる。図5において記録前半部分（点線で囲った部分）は比較的安定した波形が得られている。このように、安定した区間を選定しその部分についての卓越周期を求め（選定区間固有周期）、4点平均固有周期と比較したのが図6（右）である。左と比較し、飛び抜けた値がなくなっているのが分かる。すなわち、固有周期については比較的安定した区間について4点程度を選び、その平均値をもって固有周期とするのが妥当であろう。

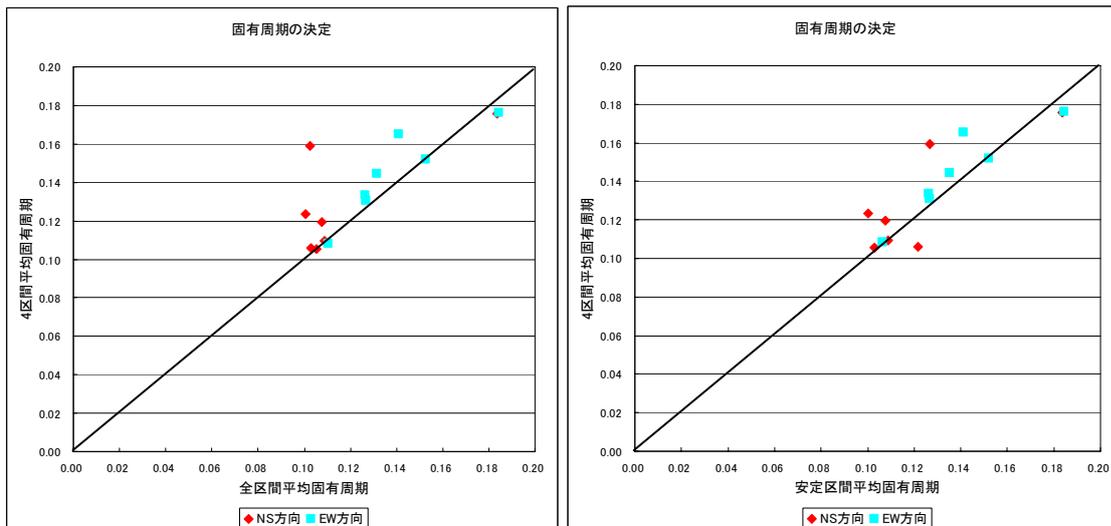


図6 4点平均固有周期と全区間平均固有周期（左）及び選定区間固有周期（右）との比較

ii) 時間遅れ  $\tau$  の影響

カオス度を計算する際に時間位相  $\tau$  により多次元の相空間を作り出している。 $\tau$  は固有周期  $T$  の  $1/4$  により与えることとしているが、この値の違いがカオス度の結果にどの程度影響するのかを調べた。図7に  $\tau$  を 0.03 秒 ( $\tau=3$ )、0.04 秒 ( $\tau=4$ )、0.05 秒 ( $\tau=5$ ) とし、ランニングスペクトルと同様に 500 サンプルずつ波形を移動させながらカオス度を計算した結果の一例を示す。 $\tau$  が 0.03~0.05 秒の変化は固有周期に換算すると 0.1~0.22 秒の変動に相当する。 $\tau$  の違いによるカオス度の変動は小さく、固有周期の変動は最終結果にそれほど大きく影響してはいないようである。むしろ、カオス度の時間変動が大きいことが分かる。すなわち、波形記録のどこを計算するかにより、カオス度は大きく異なる。

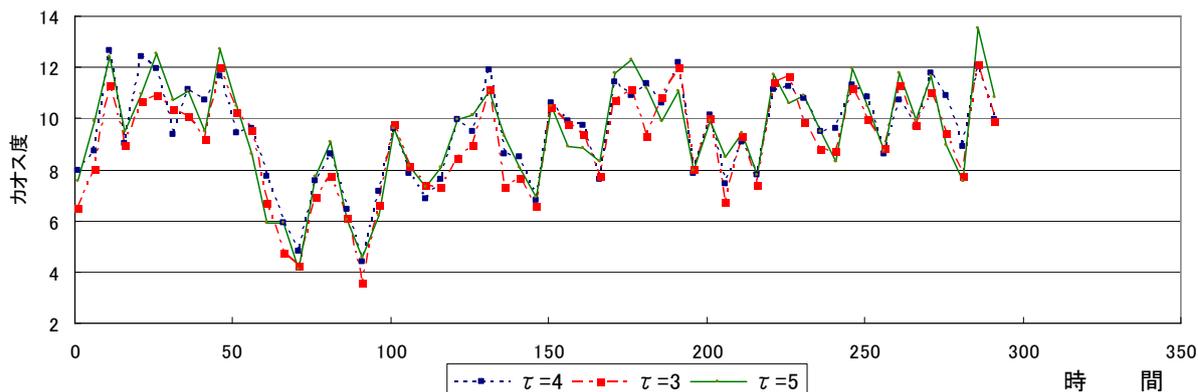


図7 カオス度の時間変動と時間遅れ  $\tau$  の影響

iii) カオス度の時間変動性

振幅の大小をまずスペクトルで比較してみる。図8は解析対象とした速度波形である。この記録から比較的安定した部分（記録開始45～50秒付近）と振幅が大きくなっている部分（記録開始220～225秒付近）を取り出し、スペクトル比較したのが図9である。

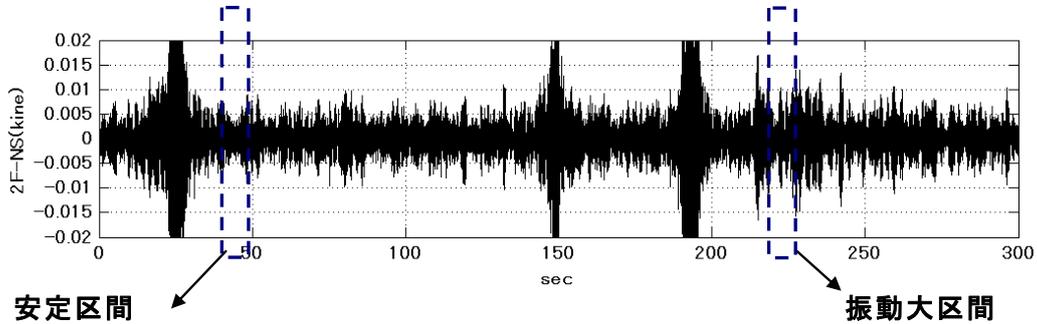


図8 速度波形（データ名：KA16）

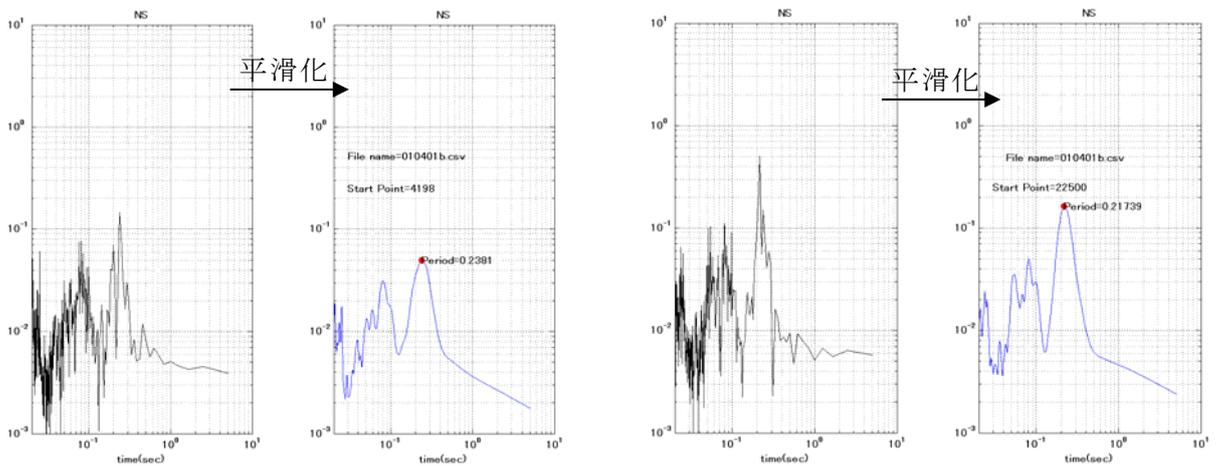


図9 安定区間のフーリエスペクトル（左）と振動大区間のスペクトル（右）

スペクトル形状は、振幅が大きい場合は卓越周期廻りのピークが鋭くっており、他方、安定区間においてはピーク廻りでスペクトルがやや広がって見える。それぞれのカオス度を計算するとこの傾向が数値化され、安定区間のカオス度の方が大きな値（10.78）を示し、複雑性が高いことを示している（図10参照）。

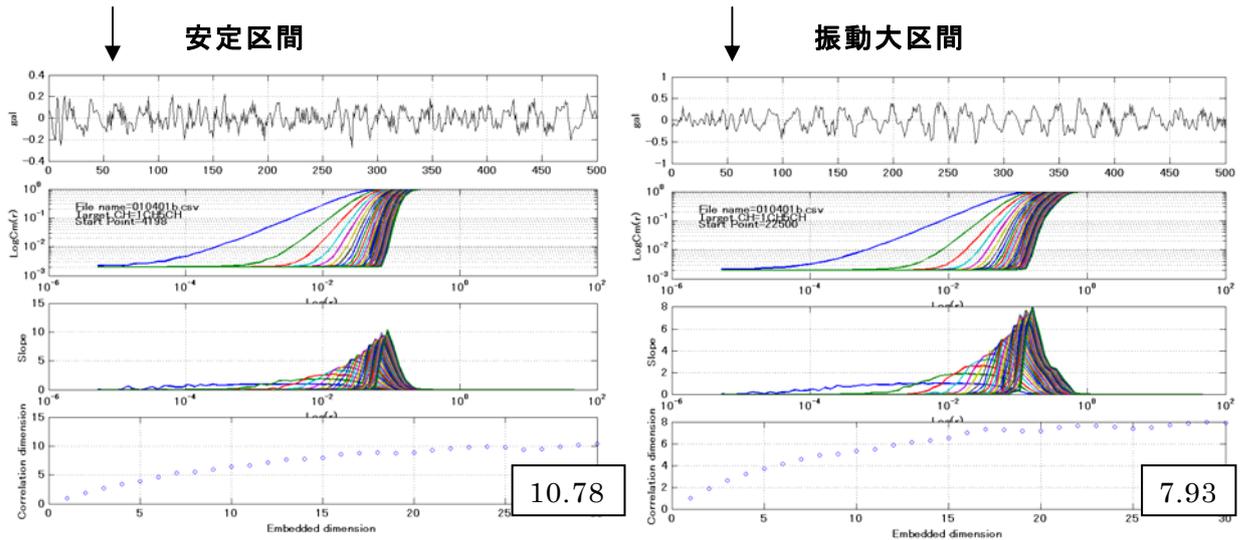


図 10 安定区間のカオス度（左）と振動大区間のカオス度（右）

もう一つ例を示す。図 11 に波形記録とランニングカオス度（500 サンプルずつカオス度を計算し、時間移動させてプロットしたもの）を示す。前例のとおり一般に、記録波形振幅が大きいときほどカオス度は小さくなり、振幅が小さいときカオス度は大きくなる傾向があるが、明瞭ではない。微動振幅の大小を以下の実効値で代表させ、同図に示してある。

$$\text{実効値} = \sqrt{\frac{\sum A(t)^2}{N}} \quad \dots(4)$$

ここに、 $A(t)$  は微動の振幅（速度値）であり、 $N$  はデータ総数である。同図より、記録開始 50～100 秒周辺で振幅値が大きくなっており、カオス度はその時間帯では低い傾向を示している。しかしながら、短時間内におけるカオス度の変動は大きく、傾向を示すに留まる。振幅が大きくなるほどカオス度が小さくなる傾向は以下で説明されよう。すなわち、外部擾乱が大きくなると、建物に対するの入力が大きくなったことに等しく、システムとしての建物が単振動に近い挙動を示すことになるかと理解される。外部擾乱の小さいとき（すなわち建物への入力が小さいとき）の方が建物特有の複雑な挙動が表出しているのかもしれない。同図には、固有周期の時間変動も示してある。比較的微動が安定した区間（選定区間）については、固有周期・カオス度共に安定した値を示している。図 12 は、固有周期と同様に、選定区間に対して平均的カオス度を求めた場合（選定区間平均カオス度）と 4 区間の平均カオス度（4 点平均カオス度）とを比較したものである。両者に大きな違いはなく、ここでは取り敢えず、比較的安定した区間について 4 点平均カオス度を計算することとする。

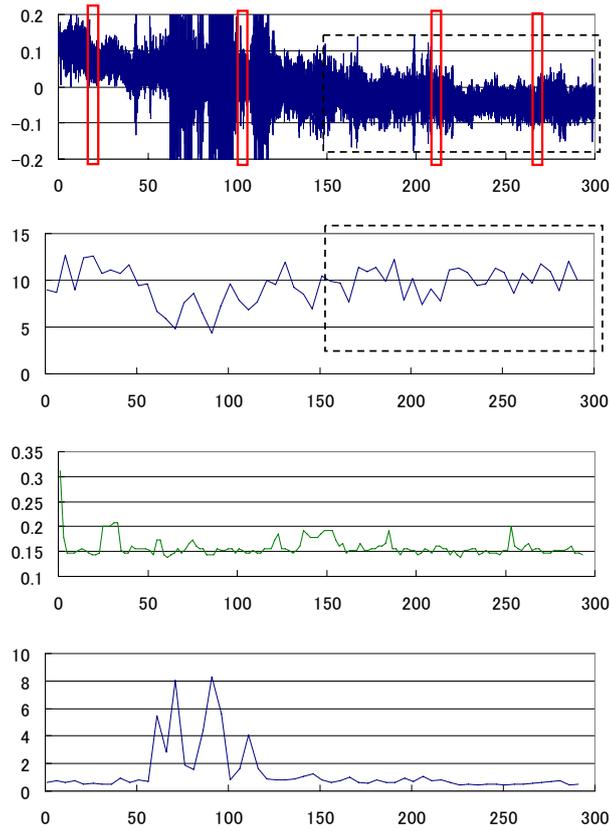


図 11 記録速度波形（上）・ランニングカオス度（二段）・固有周期（三段）・実効値（下）の変動比較

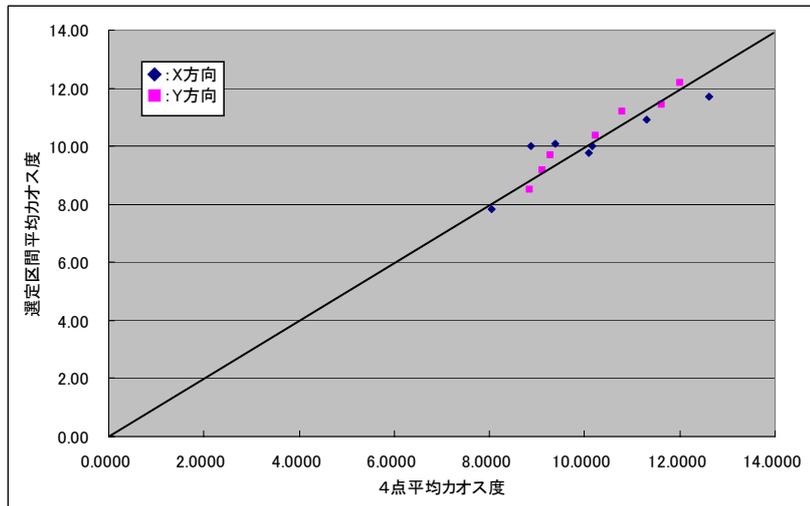


図 12 4点平均カオス度と選定区間平均カオス度の比較

iv) データ数の影響

カオス度の計算には、7～10 分間の記録の中から車両通行ノイズの少ない区間 5 秒間を安定区間として切り出し、その 5 秒間（サンプリングレートが 100Hz で 500 点のデータ数）について計算している。カオス度、すなわちある埋め込み次元  $p$  における相空間内のトラジ

エクトリのフラクタル次元（相関次元） $D_c$ は前節で見た時間遅れ $\tau$ の他に、データ長（データ数）も影響する。本来、対象とする建物の振動においてこれらのパラメータをいくつに設定すべきかという理論的背景が必要である。合原<sup>6)</sup>によれば、データ数 $N$ は大きいほどカオス度の値は正確になり、また推定する次元（相関次元 $D_c$ ）を結論づけるためにはデータ数 $N$ との間に以下の関係が満足される必要がある。

$$N \geq 10^{\frac{D_c}{2}} \quad \dots(5)$$

たとえば、推定するデータ数が 500 サンプルの場合、信頼できる相関次元は 5.4 以下である。本研究においては、求められたカオス度（相関次元）は最大で 12.0 程度であるので、必要なデータ数は 1,000,000 サンプル（10,000 秒）ということになる。一般に、データ長及び埋め込み次元は大きいほど相関次元  $D_c$  は安定した結果が得られるが、前節で見たとおり長時間の測定においては波形の定常性が崩れるし、また計算時間が膨大になる。因みに、本研究で使用しているコンピュータ（DELL OptiPlex GX280）とプログラム（Matlab）の組み合わせでは、2,000 サンプル（20 秒）が限界であった。サンプル数が少ないことによる影響を図 13 に示す。一つの記録に対して、サンプル数を 10 から 500 まで適宜変更し、カオス度を求めたものである。埋め込み次元数による相関次元の変化を追ってみた。これを見る限り、サンプル数の大小はカオス度の計算結果に与える傾向にそれほど大きな違いは認められない。

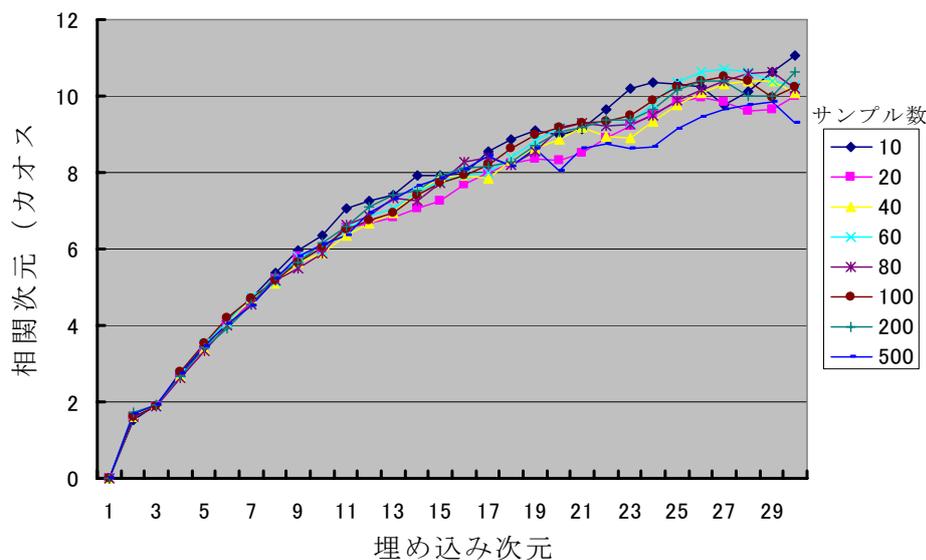


図 13 埋め込み次元数とカオス度の関係（サンプル数をパラメータとして）

埋め込み次元は大きいほどカオス度の値は大きく計算され、またある値に漸近し安定してくる。本研究では、その漸近値を指数関数を当てはめることにより決定しているので、埋め込み次元が少ない場合でもその漸近傾向から最終漸近値を求めることができる。

図 14 に、27 記録例についてサンプル数が 500 の場合（5 秒）と 1,000 の場合（10 秒）の計算結果を示す。500 サンプルと 1,000 サンプルでは 1,000 サンプルのほうが、全体的にカオス度が大きくなっているのが分かる。しかしながら、記録間の大小の傾向は同じな

ので、計算法を統一すればデータ数の違いによるカオス度のばらつきは無視できよう。よって課題は残るが、カオス度算出は区間 500 サンプル (5 秒) より求めるものとする。

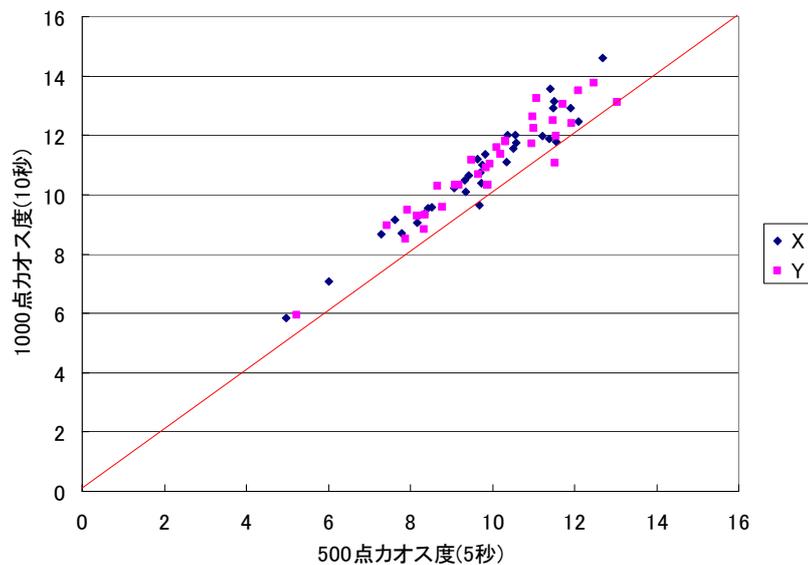


図 14 500 サンプルと 1000 サンプルのカオス度計算結果の比較

g) カオス度と改訂耐震診断値

上記方法で計算したカオス度と改訂耐震診断値との関係を比較したのが図 15 である。

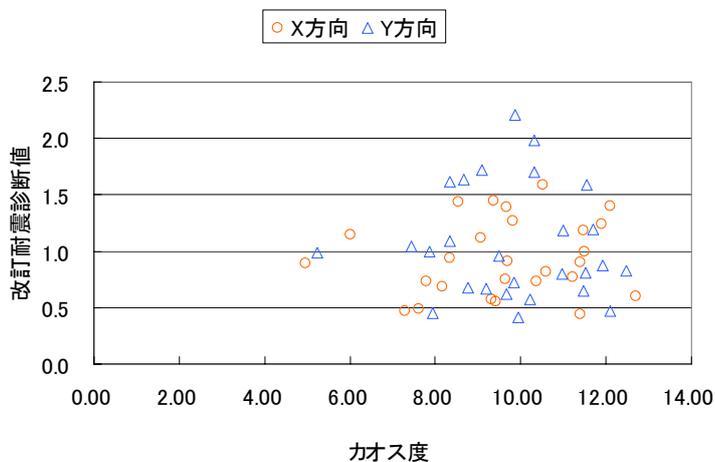


図 15 カオス度と耐震診断値の関係

一見して相関は認められない。改訂耐震診断値で近い値を示しながらもカオス度が大きく異なる事例比較をすることにより、その原因を探ってみる。図 16 に示す。

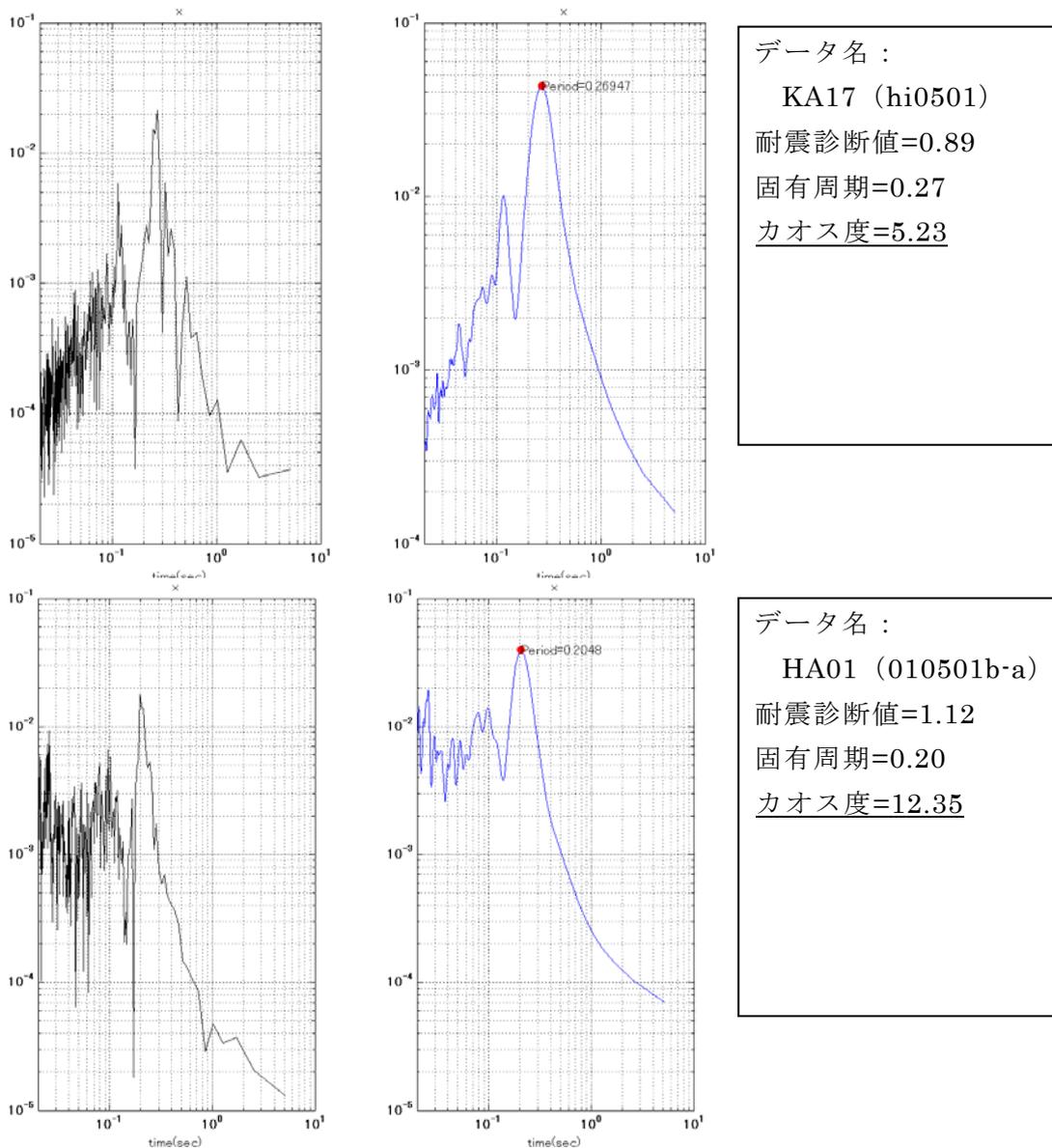


図 16 フーリエスペクトル (左) と平滑化したフーリエスペクトル (右)

i) 0.1-1.0 濾波カオス度

それぞれデータ名がKA17とHA01の記録であり、診断値は0.89と1.12である。前者がやや危険な建物、後者が一応安全な建物に分類されるが、値はほぼ同じである。固有周期は0.27秒と0.20秒で、前者がやや柔な構造である。しかしながら、カオス度による評価は大きく異なり、5.23と12.35となり後者が複雑な挙動を示す非耐震的な建物と評価されている。図16で両者を比較すると、後者(HA01)の建物は0.1秒以下の短周期成分のパワーが圧倒的に大きいのが分かる。短周期成分によりスペクトルの根本も広がり、複雑挙動を呈している。それに対し、0.1~1秒間のスペクトルの形状は両者ほど同じとみなせる。カオス度への影響は0.1秒以下の短周期成分の存在にあることが推察される。土方・三田<sup>4)</sup>

は、2質点系モデルにホワイトノイズを入力として当グループと同様の計算法でカオス度を算定し、カオス度の種々の要因に対する値の変動鋭敏性をシミュレーションより検討している。その中で、波形に短周期成分が増えることによりカオス度が上昇することを指摘している。0.1秒以下の短周期成分波が建物の耐震性に関与しているかどうかは慎重な検討を要するところではあるが、改訂耐震診断値が両者においてほぼ同じ値を与えていることに鑑みるなら、少なくともスペクトルに見られる違い（短周期成分波の存在）は、改訂耐震診断においては無視するべきなのであろう。

以上の検討より、カオス度の算定において波形に狭帯域濾波回路（バンドパスフィルター）を操作し、診断に不必要な周波数成分を除去することとする。濾波帯域の設定には、帯域と診断値との相関関係を試行錯誤し、最終的に0.1～1秒とした。フィルターは時刻歴で操作可能なバターースフィルターを用い、フィルター操作による周波數位相差をキャンセルするために、時刻歴上で波形の先頭及び最後尾の両方向からフィルター操作を行った。これにより求められるカオス度を、ここでは0.1-1.0濾波カオス度（略して、濾波カオス度）と仮称する。

濾波カオス度と改訂耐震診断値との相関関係は未だ低い（図17）。しかし、濾波カオス度は診断要素である建物の偏心率と相関をもっている（図18）。同図は改訂診断法による偏心率を、従来のカオス度と濾波カオス度で比較したものである。固有周期が剛性に対応しているのに対し、濾波カオス度は偏心に対応していると言える。

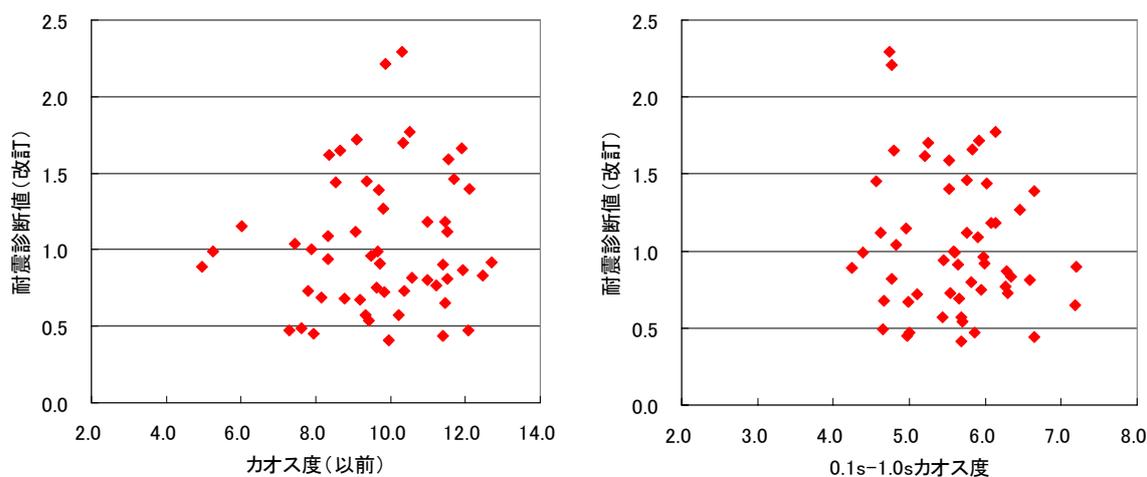


図17 改訂耐震診断値と従来法によるカオス度と濾波カオス度との関係

ii) 固有周期周辺カオス度

濾波カオス度は振動系のノイズ成分を除去したカオスである。振動系の状態パラメータ

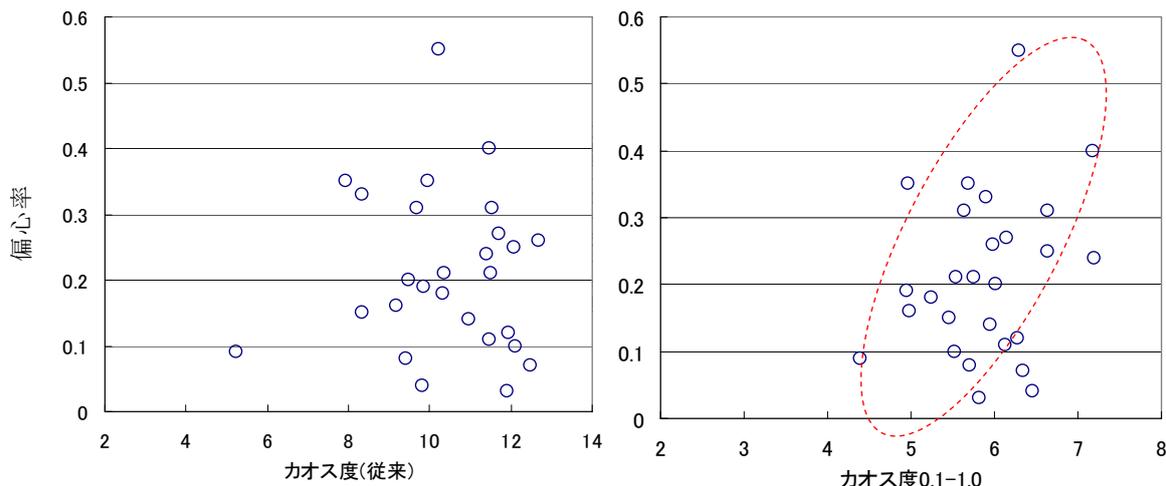


図 18 カオス度と偏心率の関係

である固有周期（卓越周期）周辺の周波数に着目したカオス度を次に考える。固有周期廻りのスペクトル形状に着目するものであり、振動系が固有周期で共振する際の周波数選択性をみたものである。計算法は、固有周期を中心周波数とし±0.5Hzの狭帯域フィルター操作を時系列で行い、濾波カオス度と同様に求める。これを、固有周期周辺カオス度と仮称する。スペクトルピークの尖鋭度を見るのに等しく、同様の計算に以下のハーフパワー法がある（図 19）。

$$h = (\omega_2 - \omega_1) / 2\omega_0 \quad \dots (6)$$

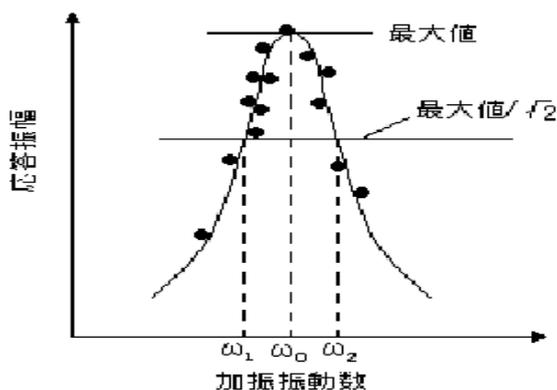


図 19 ハーフパワー法

強制振動の場合、上式は系の減衰定数算定式となるが、本研究においては強制加振ではなく微動に対する操作であるので、文字通り固有周期周辺のスペクトルの尖り具合を数値化したものと理解する方がよいであろう。カオス度の理解より振動の周期選択性が強いほど（スペクトルのピークが尖っているほど）単純振動とみなせ、カオス度は小さくなる。図 20 はそれを示しており、固有周期周辺カオス度とスペクトル尖度  $h$  に正の相関関係が認められる。

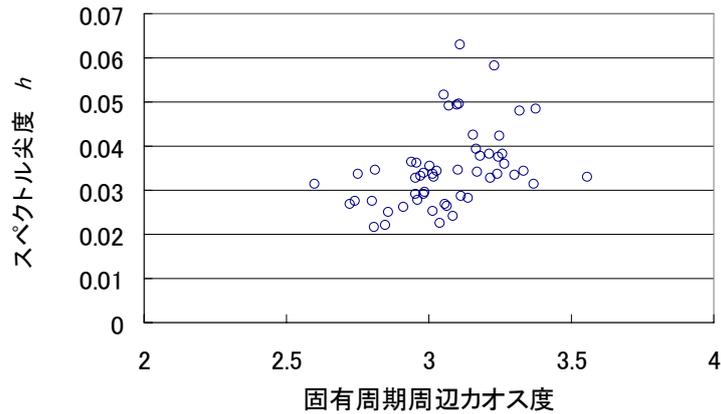


図 20 固有周期周辺カオス度の意味（スペクトル尖度  $h$  との関係）

図 21 は改訂耐震診断値と固有周期周辺カオス度との関係を見たものである。相関は高いとは言えないものの、カオス度が高くなるほど耐震性が劣る結果となっている。図 22 は固有周期周辺カオス度と老朽度との関係を見たものである。改訂診断法では建物総合としての老朽度は数値化されないので、旧耐震精密診断法の老朽度評点（F 値）との関係を見たものである。評点が 3 段階なので明瞭とは言えないまでも、老朽度が進んだ建物ほど（F 値が小さい建物ほど）固有周期周辺カオス度が大きくなっており、部材接合部の強度が低下し建物全体としての挙動が複雑化してくるのに対応している。以上の考え方は常時微動による地盤種別法とのアナロジーが成立する。地盤種別においては周期頻度曲線を作成し、その形状より地盤を第 1 種（硬質）地盤・第 2 種（普通）地盤・第 3 種（軟弱）地盤の 3 種に区分する。硬質地盤は卓越周期周辺の狭い周期帯のみの振動を選択し頻度曲線において鋭いピークを持っており、逆に軟弱な地盤ほど様々な入力周期を広い範囲で増幅させ頻度曲線において顕著なピークを持たない。図 20・21 で示した関係と同じである。よって、

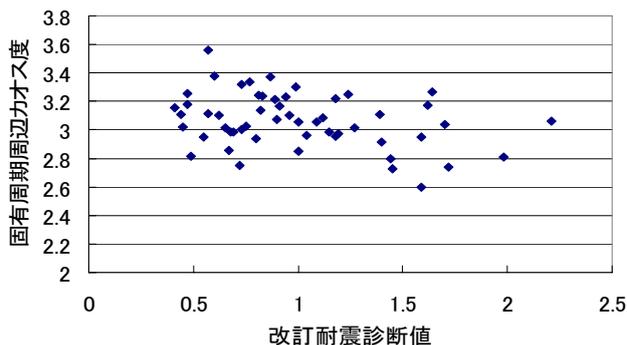


図 21 固有周期周辺カオス度と改訂耐震診断値

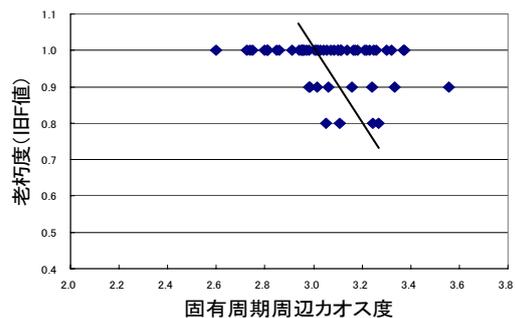


図 22 同カオス度と老朽度（F 値）

固有周期周辺カオス度は建物総合で見たときの硬質性・軟弱性を示しており、すなわち建物の老朽度に関係する指標との理解ができる。

#### h) 改訂耐震診断値を評価するための重回帰式

以上見てきた固有周期・0.1-1.0 濾波カオス度・固有周期周辺カオス度がそれぞれ建物の剛性・偏心率・老朽度との関係性が強いことを指摘した。以上の 3 変数を説明変数とし、改訂耐震診断値を目的変数に重回帰分析を行った。求められた式は以下である。参考まで

に、旧耐震精密診断値との重回帰式も示す。

(旧耐震精密診断値との重回帰式)

$$y = -0.387x_1 - 0.0792x_2 - 2.62x_3 + 3.08 \quad \dots(7)$$

(改訂耐震診断値との重回帰式)

$$y = -0.170x_1 - 0.0589x_2 - 3.85x_3 + 2.72 \quad \dots(8)$$

ここに、 $y$ が耐震診断推定値、 $x_1$ は固有周期周辺カオス度、 $x_2$ は0.1-1.0濾波カオス度、 $x_3$ は固有周期である。それぞれの関係をプロットしたのが図23と図24である。

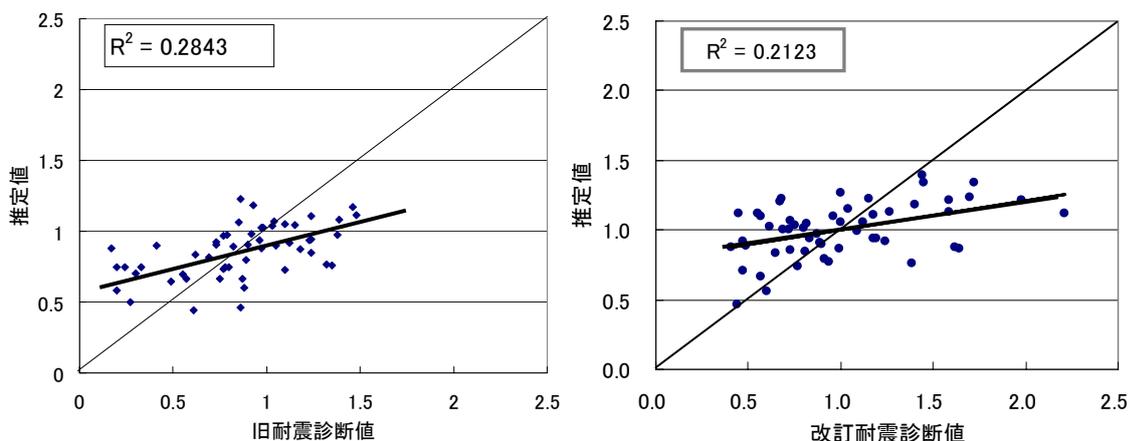


図23 旧耐震診断値と式(7)推定値との関係 図24 改訂耐震診断値と式(8)推定値との関係

#### i) 改訂耐震診断に関する考察

図23と図24を比較すると、微動を用いた耐震診断推定値は改訂耐震診断値よりも旧診断値とのほうが相関関係は強いことが分かる。その理由の一つとして、改訂耐震診断法(精密診断法1:保有耐力診断法(必要耐力に、略算による必要耐力表を用いる方法))は、建物の部材単位で老朽度・壁倍率・接合部等の評価を行い、それぞれ単独に評価されたものから建物剛性・偏心・床倍率等を算定し、建物全体としての保有耐力に総和する考え方を採用している。それに対し、微動を計測してそれから耐震性を評価する方法は、建物全体の動きを総合的に捉え指標化するものであり、回帰式(8)の説明変数は改訂耐震診断法の診断要素説明とは必ずしも一対一に対応しておらず、この考え方はむしろ旧耐震診断法に近い。部材単位で評価する改訂診断法に対し、建物全体で総合評価する方法の違いが表出している可能性がある。

微動による診断が旧耐震診断法により相関を得たもう一つの理由は、改訂耐震診断法においては地盤・基礎の評価を行っていないことによるものと考えられる。さらに本研究においては、部材ごとの老朽度が判定できないため、改訂耐震診断において老朽度は考慮していない。その影響も考えられる。それを検証するため、旧耐震診断法における地盤・基礎の評価(A評点)と老朽度(F評点)を改訂耐震診断値に乘算し、両者の影響を反映させた値について重回帰式の構成を試みた。改訂耐震診断法が地盤・基礎を考慮しないので、老朽度のみを乗算したものについても同様に求めた。

(地盤・基礎及び老朽度を考慮した改訂耐震診断値との重回帰式)

$$y = -0.538x_1 - 0.0837x_2 - 4.07x_3 + 3.88 \quad \dots(9)$$

(老朽度を考慮した改訂耐震診断値との重回帰式)

$$y = -0.242x_1 - 0.0625x_2 - 3.90x_3 + 2.94 \quad \dots(10)$$

両者の関係を図 25 と図 26 に示す。図 23 及び図 24 に比較し、相関が高くなっていることが分かる。診断に当たり無視していた老朽度が微動には情報として含まれていたことが分かる。診断に当たり老朽度を精査することの必要性が理解できると共に、全部材について老朽度を精査することの難しさに比較し、微動測定では総合値として評価されることが分かった。さらに、地盤・基礎の情報を入れることにより、より高い精度で診断できることが分かった。改訂診断法では基礎と上部構造を分離してしまったが、建物の耐震性は上部構造のみで決まるものではなく、基礎さらに地盤の状態が被震時に大きな影響を与えることは疑いのないところである。これも含めた総合的診断が重要と考える。

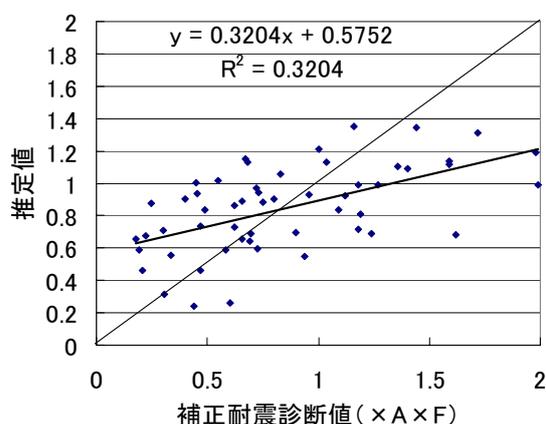


図 25 地盤及び老朽度で補正した診断値と (9)式との関係

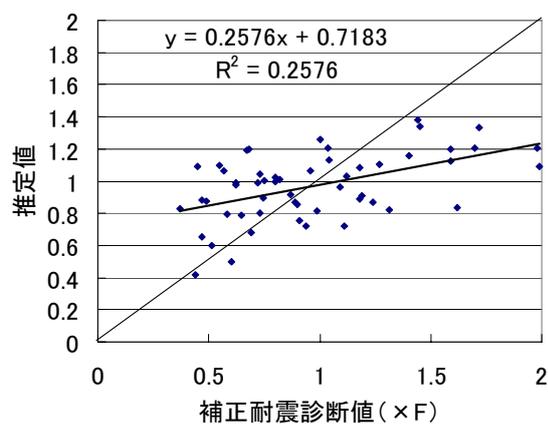


図 26 老朽度で補正した診断値と (10)式との関係

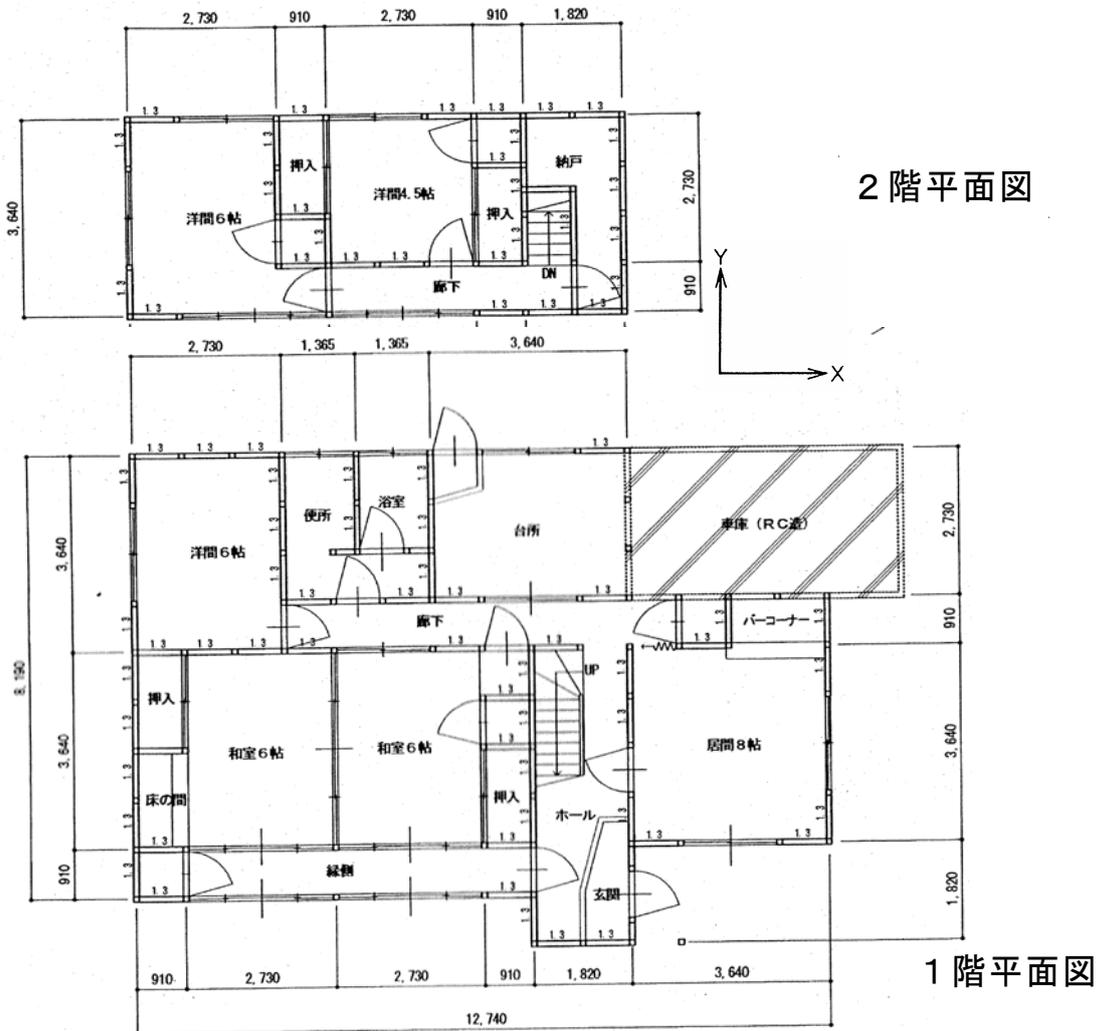
j) 付表：診断結果

次ページより診断結果出力および住家平面図を示す。

		保有する耐力 (kN) (低減前)	剛性率 低減係数 $F_s$	偏心 低減係数 $F_{eq}$	床仕様 低減係数 $F_{ef}$	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)
2階	Y方向	31.34	1.00	1.00	1.00	31.34
1階		57.61	1.00	1.00	1.00	57.61
2階	X方向	23.35	1.00	0.59	0.93	12.81
1階		53.15	1.00	0.96	1.00	50.91

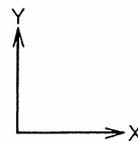
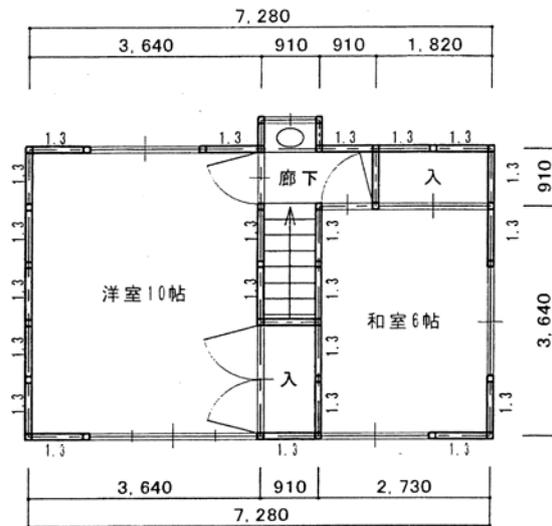
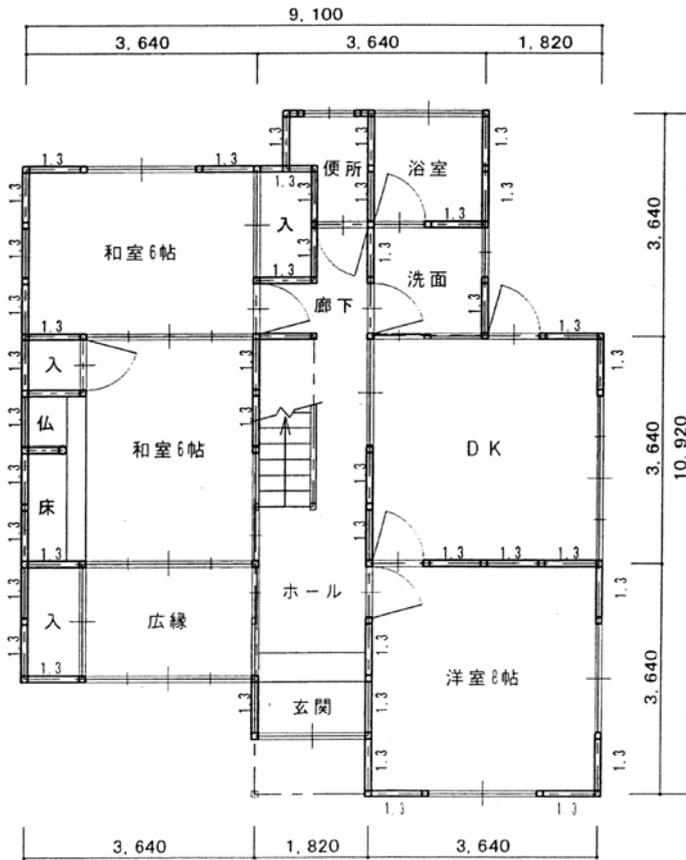
		必要耐力 $Q_r$ (kN)	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)	充足率 (評点) $Q_d/Q_r$	判定
2階	Y方向	19.06	31.34	1.64	倒壊しない
1階		51.50	57.61	1.12	一応倒壊しない
2階	X方向	19.06	12.81	0.67	倒壊する可能性が高い
1階		51.50	50.91	0.99	倒壊する可能性がある



		保有する耐力 (kN) (低減前)	剛性率 低減係数 $F_s$	偏心 低減係数 $F_{eq}$	床仕様 低減係数 $F_{ef}$	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)
2階	Y方向	36.71	1.00	1.00	1.00	36.71
1階		57.57	1.00	1.00	1.00	57.57
2階	X方向	46.37	1.00	1.00	1.00	46.37
1階		92.10	1.00	1.00	1.00	92.10

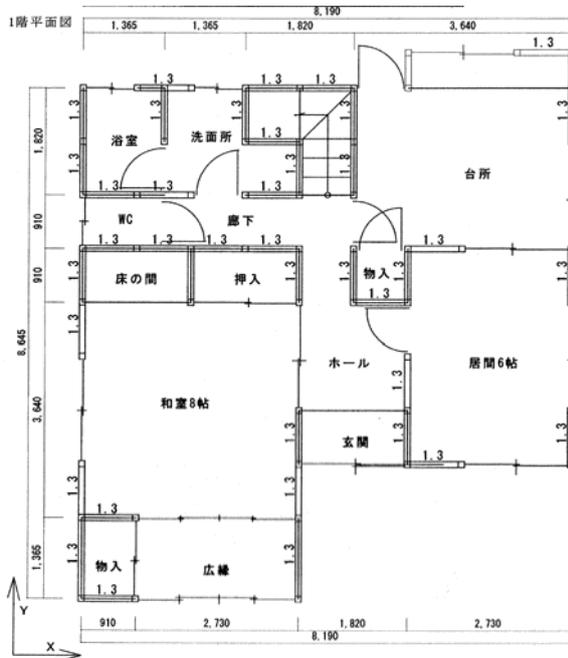
		必要耐力 $Q_r$ (kN)	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)	充足率 (評点) $Q_d/Q_r$	判定
2階	Y方向	18.62	36.71	1.97	倒壊しない
1階		46.40	57.57	1.24	一応倒壊しない
2階	X方向	18.62	46.37	2.49	倒壊しない
1階		46.40	92.10	1.98	倒壊しない



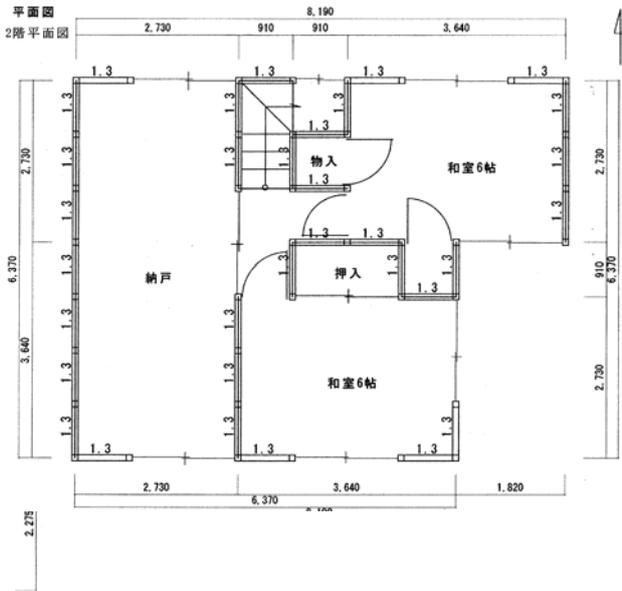
		保有する耐力 (kN) (低減前)	剛性率 低減係数 F <sub>s</sub>	偏心 低減係数 F <sub>eq</sub>	床仕様 低減係数 F <sub>ef</sub>	保有する耐力 (低減後) Q <sub>d</sub> (kN)
2階	Y方向	28.63	1.00	1.00	1.00	28.63
1階		37.73	1.00	0.62	0.93	21.77
2階	X方向	43.61	1.00	0.92	1.00	40.26
1階		50.77	1.00	1.00	1.00	50.77

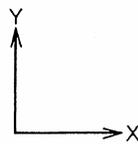
		必要耐力 Q <sub>r</sub> (kN)	保有する耐力 (低減後) Q <sub>d</sub> (kN)	充足率 (評点) Q <sub>d</sub> /Q <sub>r</sub>	判定
2階	Y方向	23.43	28.63	1.22	一応倒壊しない
1階		46.47	21.77	0.47	倒壊する可能性が高い
2階	X方向	23.43	40.26	1.72	倒壊しない
1階		46.47	50.77	1.09	一応倒壊しない



1階平面図



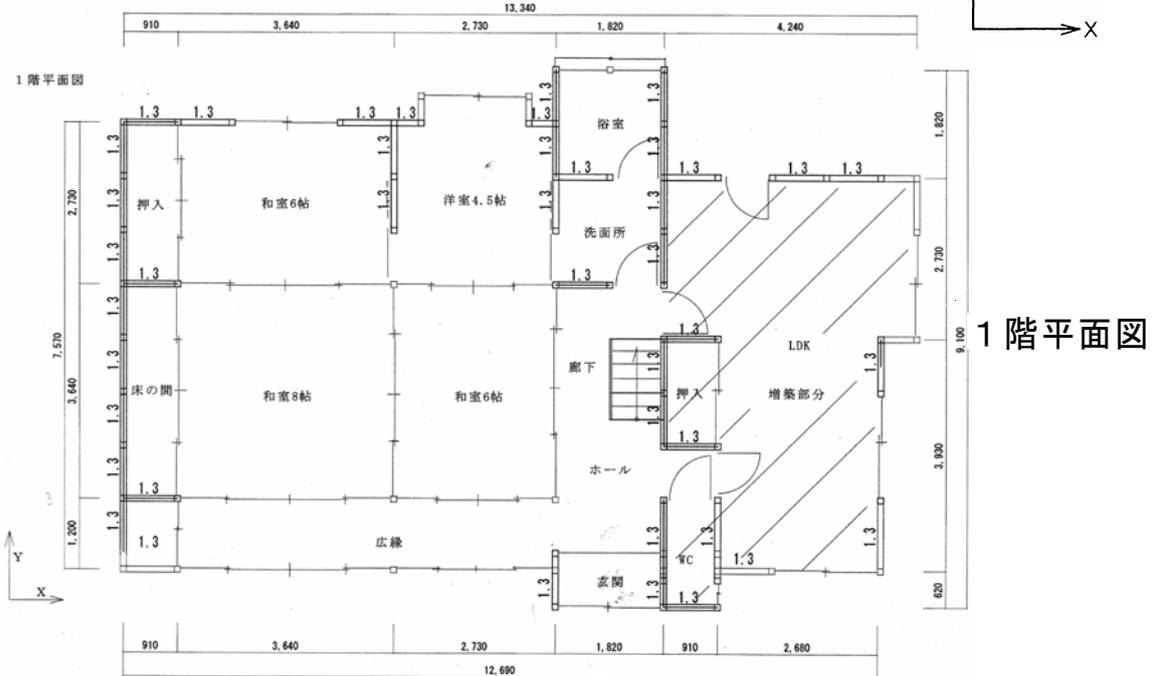
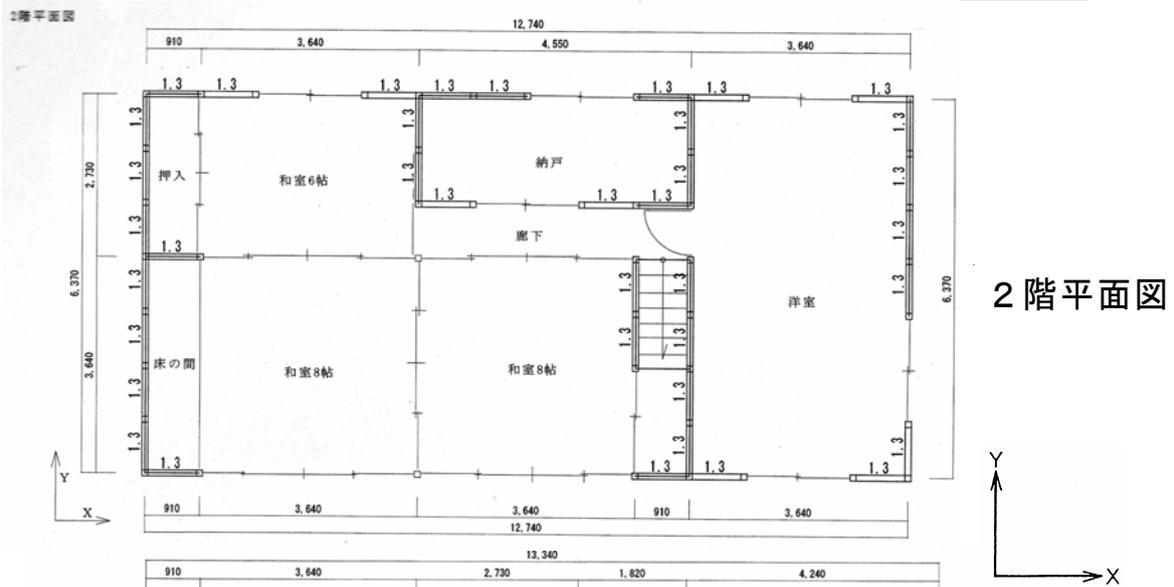
2階平面図



		保有する耐力 (kN) (低減前)	剛性率 低減係数 F <sub>s</sub>	偏心 低減係数 F <sub>eq</sub>	床仕様 低減係数 F <sub>ef</sub>	保有する耐力 (低減後) Q <sub>d</sub> (kN)
2階	Y方向	42.14	1.00	0.85	1.00	35.68
1階		37.93	1.00	0.91	1.00	34.63
2階	X方向	46.21	1.00	1.00	1.00	46.21
1階		49.43	1.00	0.75	1.00	36.90

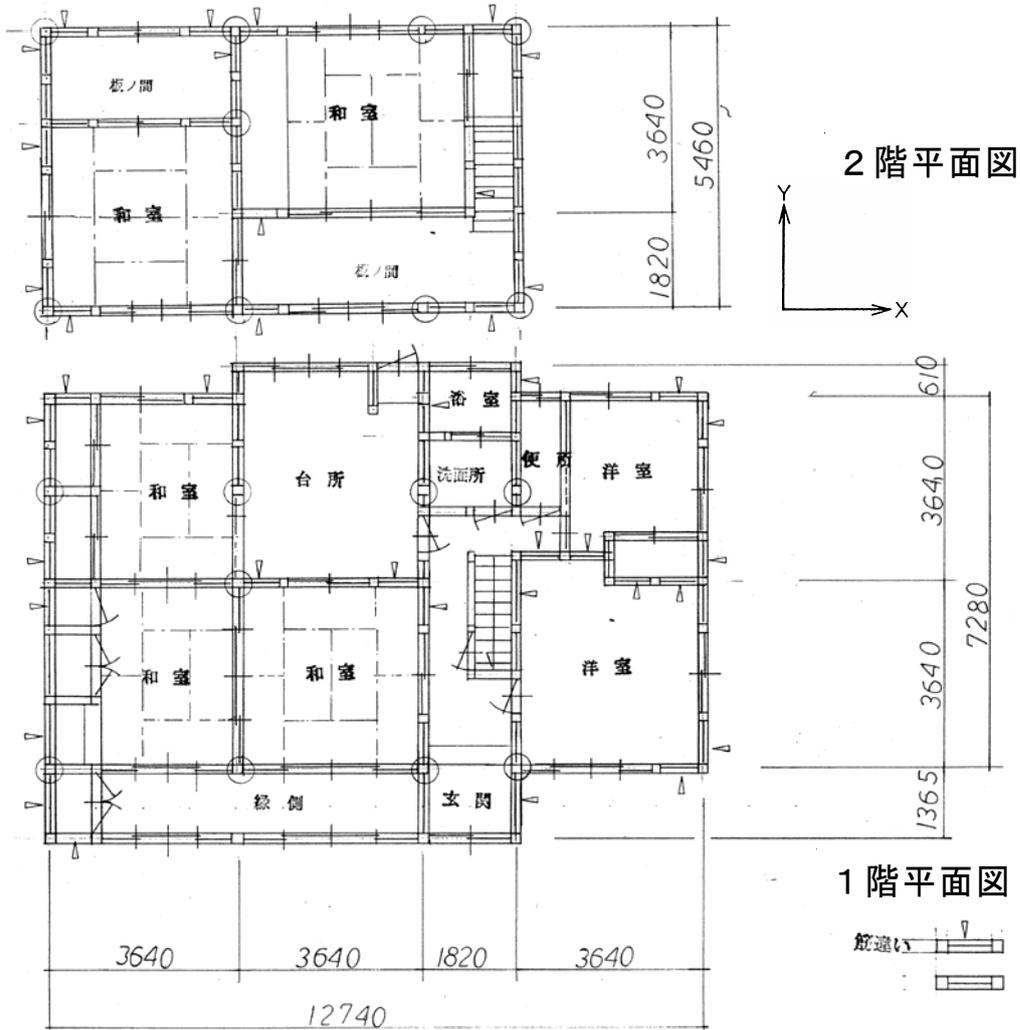
		必要耐力 Q <sub>r</sub> (kN)	保有する耐力 (低減後) Q <sub>d</sub> (kN)	充足率 (評点) Q <sub>d</sub> /Q <sub>r</sub>	判定
2階	Y方向	42.05	35.68	0.85	倒壊する可能性がある
1階		79.08	34.63	0.44	倒壊する可能性が高い
2階	X方向	42.05	46.21	1.10	一応倒壊しない
1階		79.08	36.90	0.47	倒壊する可能性が高い



		保有する耐力 (kN) (低減前)	剛性率低減係数 $F_s$	偏心低減係数 $F_{eq}$	床仕様低減係数 $F_{ef}$	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)
2階	Y方向	50.96	1.00	1.00	1.00	50.96
1階		59.12	1.00	1.00	1.00	59.12
2階	X方向	54.05	1.00	1.00	1.00	54.05
1階		111.55	1.00	0.66	0.93	67.81

		必要耐力 $Q_r$ (kN)	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)	充足率 (評点) $Q_d/Q_r$	判定
2階	Y方向	27.13	50.96	1.88	倒壊しない
1階		65.14	59.12	0.91	倒壊する可能性がある
2階	X方向	27.13	54.05	1.99	倒壊しない
1階		65.14	67.81	1.04	一応倒壊しない

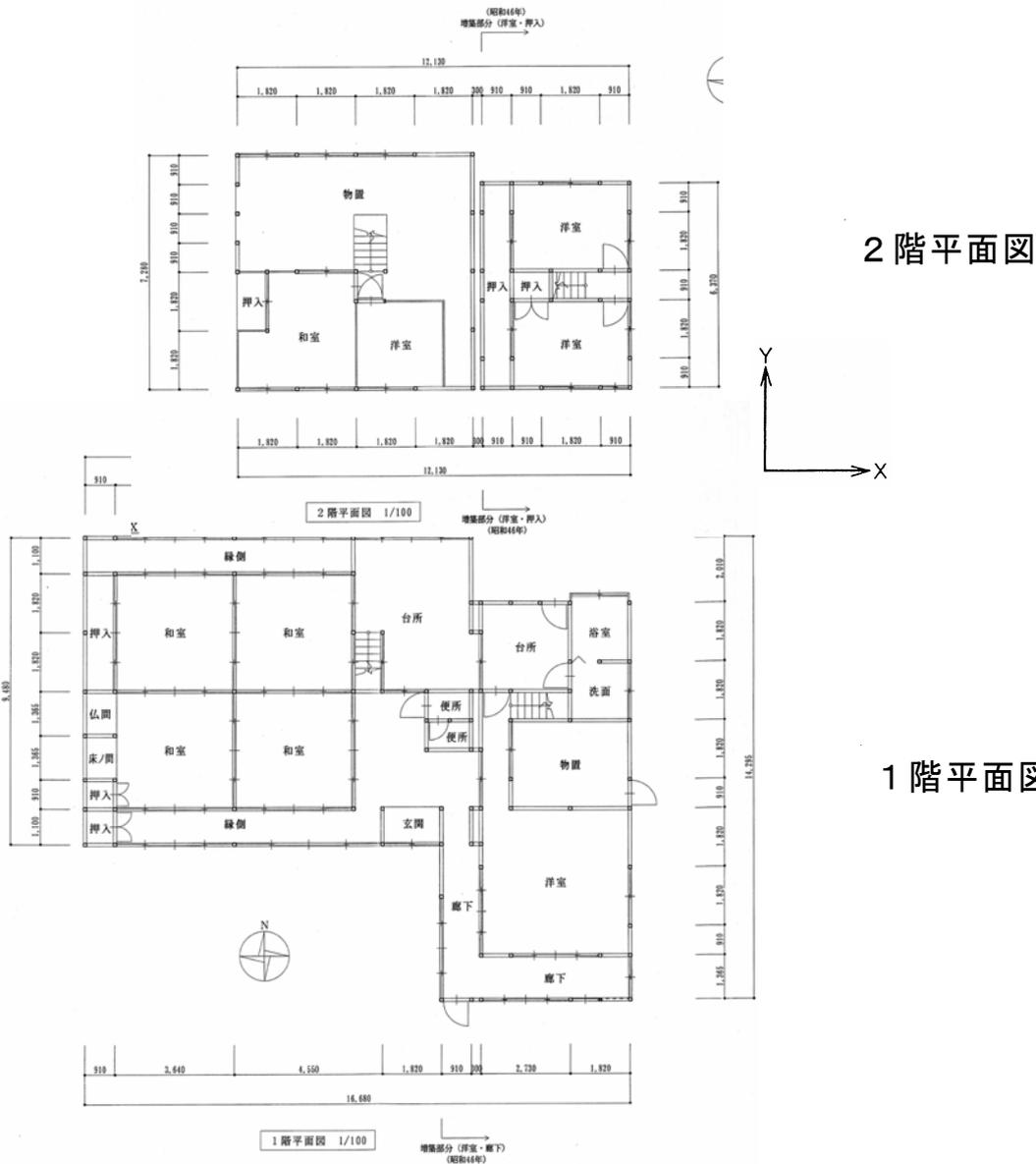


TY02

		保有する耐力 (kN) (低減前)	剛性率低減係数 $F_s$	偏心低減係数 $F_{eq}$	床仕様低減係数 $F_{ef}$	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)
		2階	1階	2階	1階	
Y方向	2階	38.84	1.00	0.89	1.00	34.52
	1階	62.65	1.00	1.00	1.00	62.65
X方向	2階	48.03	1.00	1.00	1.00	48.03
	1階	80.43	1.00	0.60	0.93	44.60

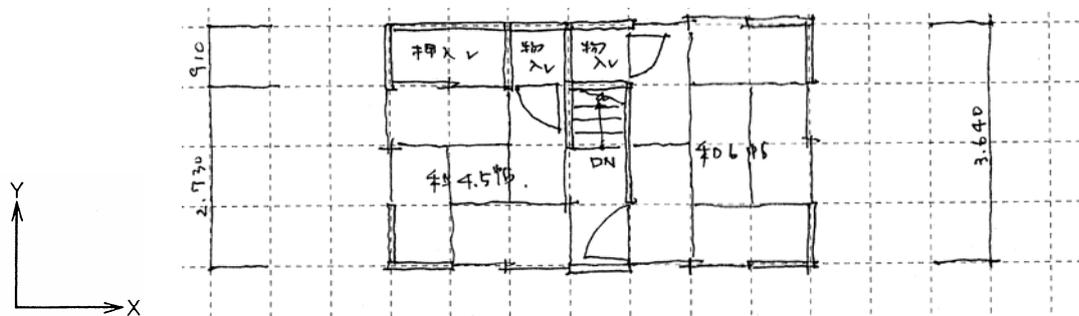
		必要耐力 $Q_r$ (kN)	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)	充足率 (評点) $Q_d/Q_r$	判定
		Y方向	2階	46.77	34.52
1階	110.06		62.65	0.57	倒壊する可能性が高い
X方向	2階	46.77	48.03	1.03	一応倒壊しない
	1階	110.06	44.60	0.41	倒壊する可能性が高い



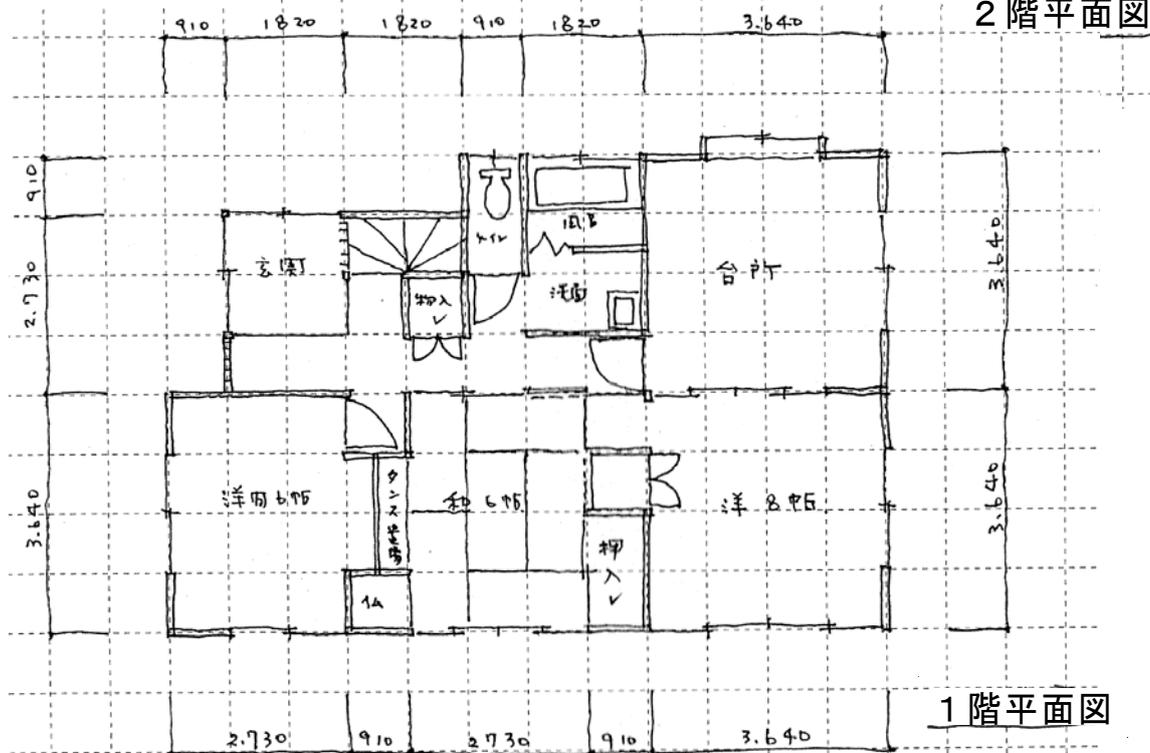
		保有する耐力 (kN) (低減前)	剛性率 低減係数 $F_s$	偏心 低減係数 $F_{eq}$	床仕様 低減係数 $F_{ef}$	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)
2階	Y方向	17.85	1.00	0.94	1.00	16.83
1階		48.93	1.00	1.00	1.00	48.93
2階	X方向	18.45	1.00	1.00	1.00	18.45
1階		47.26	1.00	1.00	1.00	47.26

		必要耐力 $Q_r$ (kN)	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)	充足率 (評点) $Q_d/Q_r$	判定
2階	Y方向	14.31	16.83	1.18	一応倒壊しない
1階		40.17	48.93	1.22	一応倒壊しない
2階	X方向	14.31	18.45	1.29	一応倒壊しない
1階		40.17	47.26	1.18	一応倒壊しない



2階平面図



1階平面図

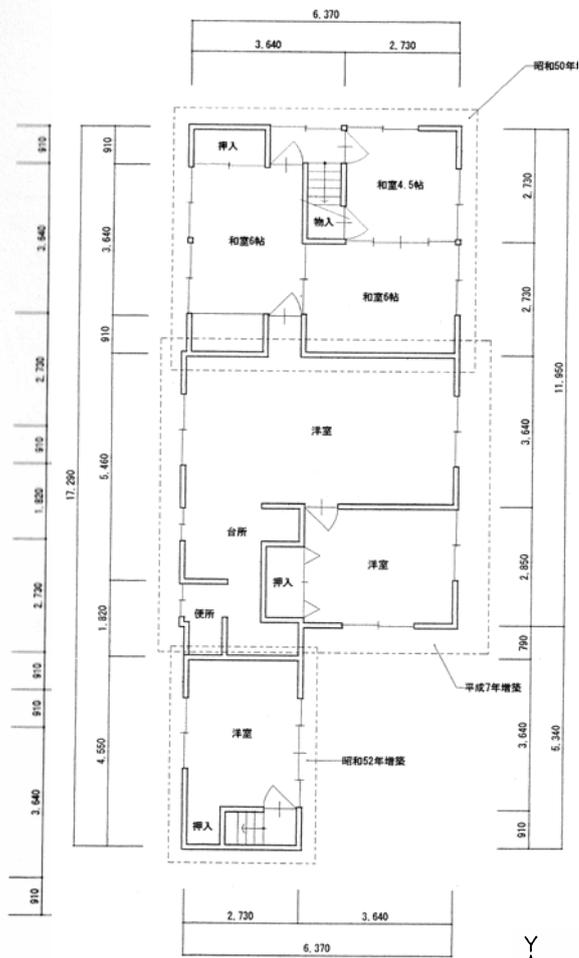
		保有する耐力 (kN) (低減前)	剛性率 低減係数 $F_s$	偏心 低減係数 $F_{eq}$	床仕様 低減係数 $F_{ef}$	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)
2階	Y方向	52.63	1.00	0.68	1.00	35.88
1階		70.03	1.00	1.00	1.00	70.03
2階	X方向	71.73	1.00	1.00	1.00	71.73
1階		71.82	1.00	1.00	1.00	71.82

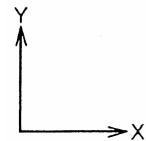
		必要耐力 $Q_r$ (kN)	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)	充足率 (評点) $Q_d/Q_r$	判定
2階	Y方向	47.93	35.88	0.75	倒壊する可能性がある
1階		89.84	70.03	0.78	倒壊する可能性がある
2階	X方向	47.93	71.73	1.50	一応倒壊しない
1階		89.84	71.82	0.80	倒壊する可能性がある



1階平面図



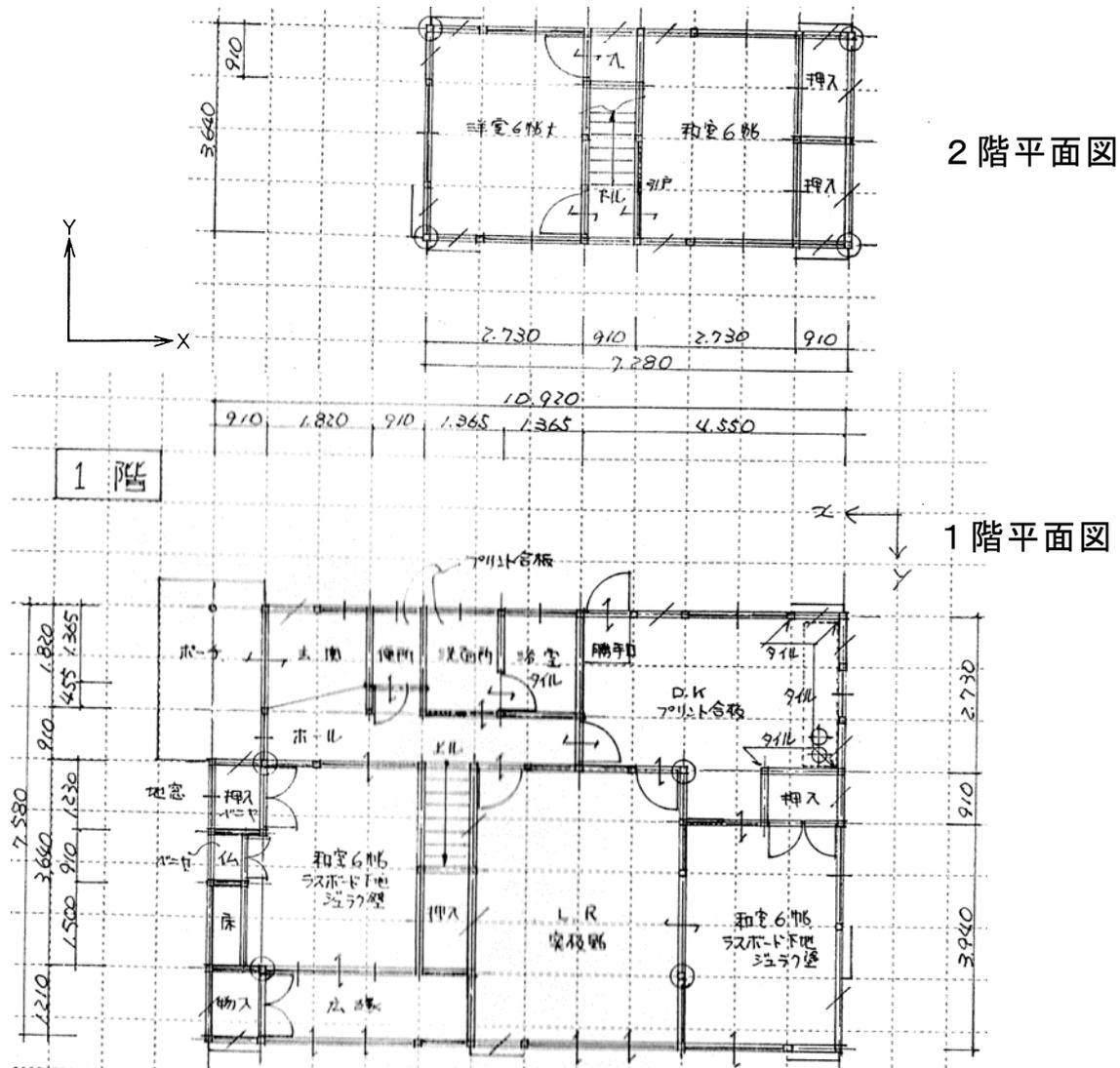
2階平面図



		保有する耐力 (kN) (低減前)	剛性率 低減係数 $F_s$	偏心 低減係数 $F_{eq}$	床仕様 低減係数 $F_{ef}$	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)
2階	Y方向	39.89	1.00	1.00	1.00	39.89
1階	Y方向	56.14	1.00	1.00	1.00	56.14
2階	X方向	34.00	1.00	1.00	1.00	34.00
1階	X方向	76.17	1.00	1.00	1.00	76.17

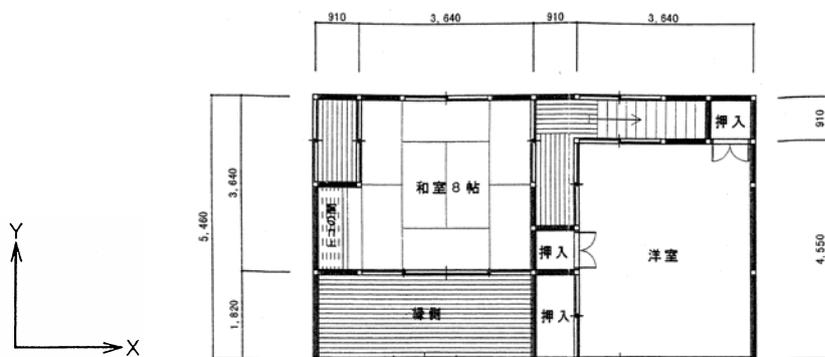
		必要耐力 $Q_r$ (kN)	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)	充足率 (評点) $Q_d/Q_r$	判定
2階	Y方向	16.15	39.89	2.47	倒壊しない
1階	Y方向	44.19	56.14	1.27	一応倒壊しない
2階	X方向	16.15	34.00	2.11	倒壊しない
1階	X方向	44.19	76.17	1.72	倒壊しない



		保有する耐力 (kN) (低減前)	剛性率 低減係数 $F_s$	偏心 低減係数 $F_{eq}$	床仕様 低減係数 $F_{ef}$	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)
2階	Y方向	63.41	1.00	1.00	1.00	63.41
1階		73.20	1.00	1.00	1.00	73.20
2階	X方向	65.21	1.00	1.00	1.00	65.21
1階		125.31	1.00	1.00	1.00	125.31

		必要耐力 $Q_r$ (kN)	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)	充足率 (評点) $Q_d/Q_r$	判定
2階	Y方向	29.64	63.41	2.14	倒壊しない
1階		77.56	73.20	0.94	倒壊する可能性がある
2階	X方向	29.64	65.21	2.20	倒壊しない
1階		77.56	125.31	1.62	倒壊しない



2階平面図

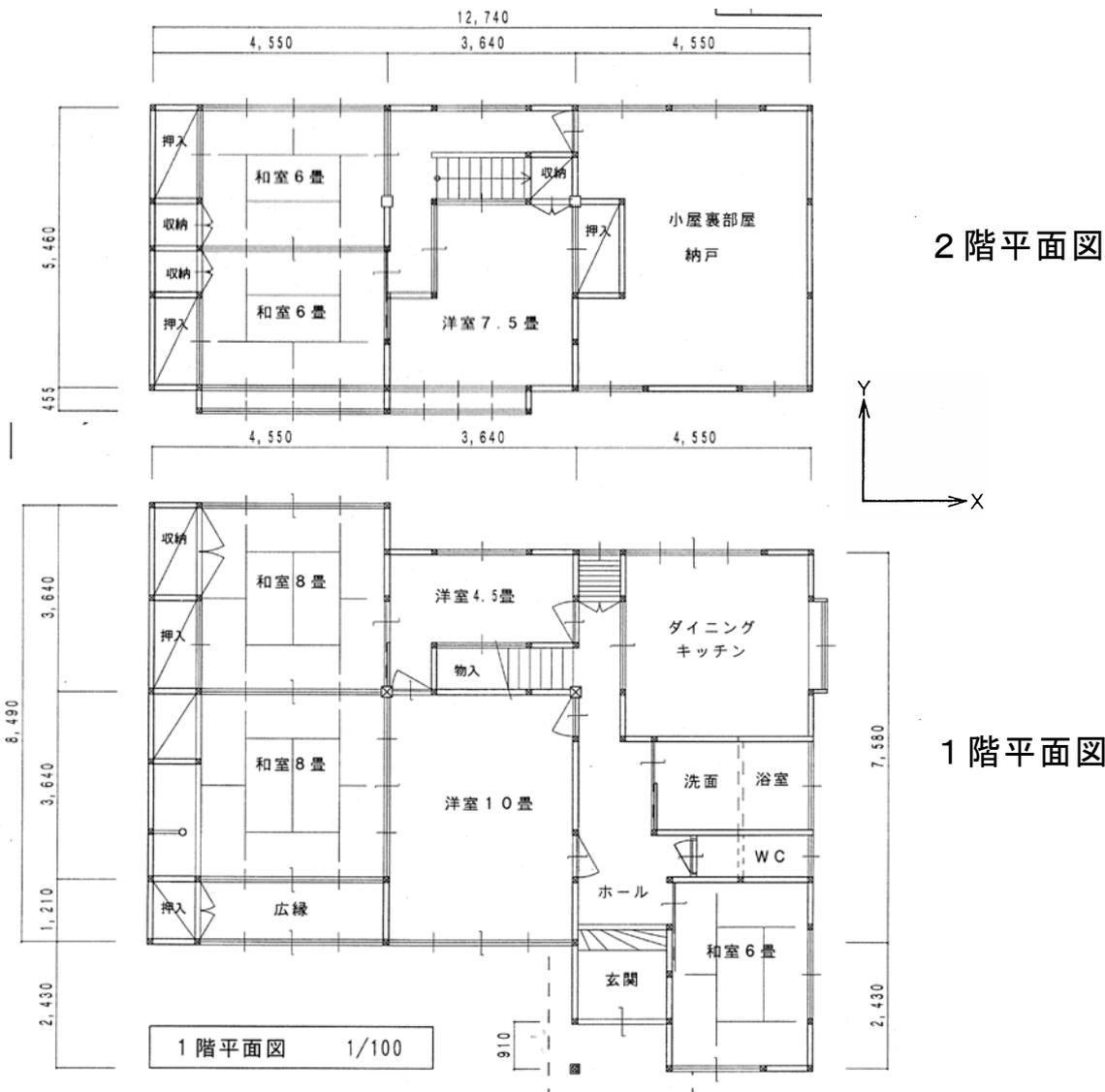


1階平面図

		保有する耐力 (kN) (低減前)	剛性率低減係数 $F_s$	偏心低減係数 $F_{eq}$	床仕様低減係数 $F_{ef}$	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)
2階	Y方向	26.73	1.00	0.73	1.00	19.46
1階		50.43	1.00	1.00	1.00	50.43
2階	X方向	24.79	1.00	0.78	1.00	19.40
1階		64.83	1.00	0.60	0.93	36.17

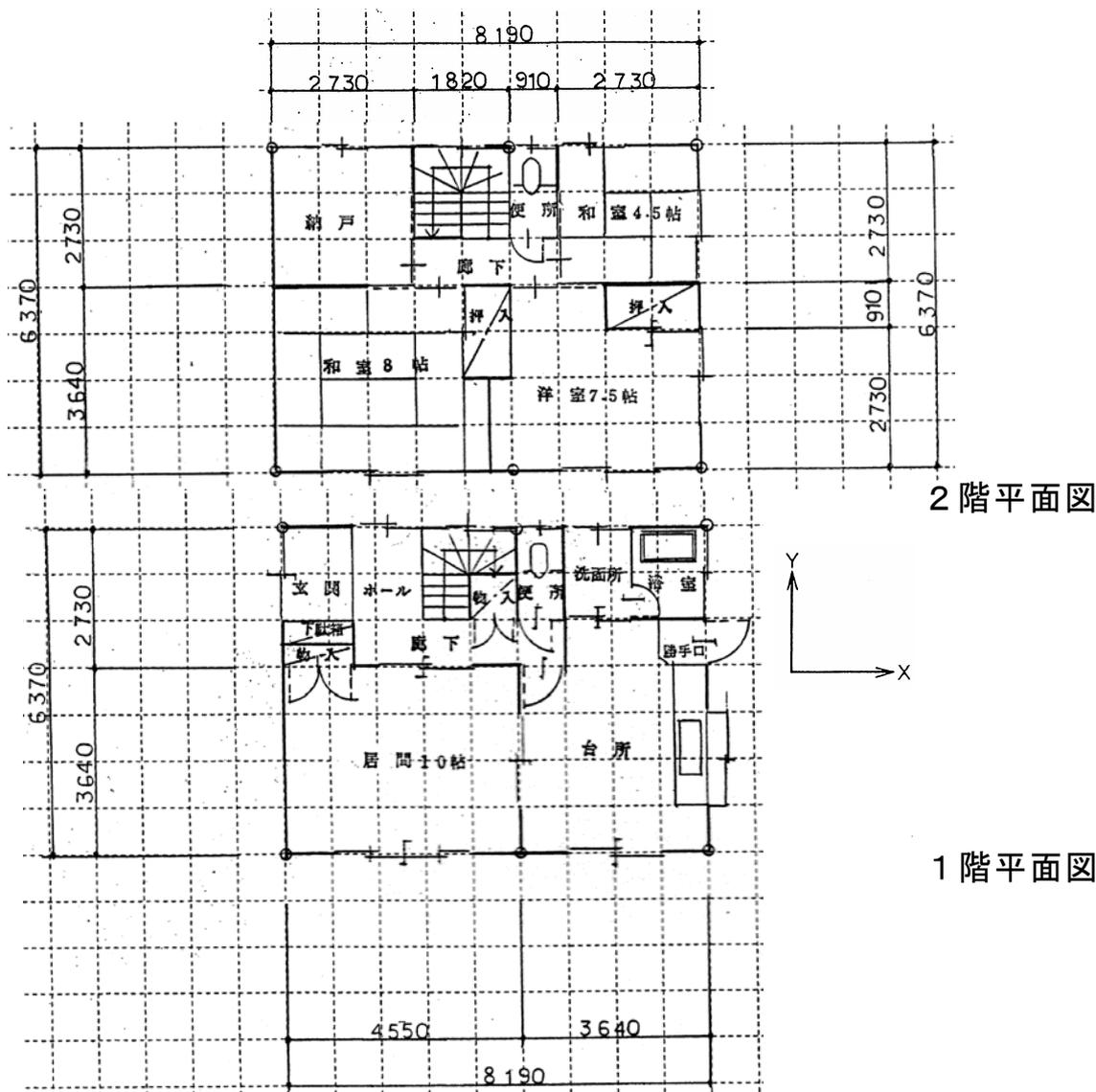
		必要耐力 $Q_r$ (kN)	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)	充足率 (評点) $Q_d/Q_r$	判定
2階	Y方向	39.33	19.46	0.49	倒壊する可能性が高い
1階		80.51	50.43	0.63	倒壊する可能性が高い
2階	X方向	39.33	19.40	0.49	倒壊する可能性が高い
1階		80.51	36.17	0.45	倒壊する可能性が高い



		保有する耐力 (kN) (低減前)	剛性率 低減係数 $F_s$	偏心 低減係数 $F_{eq}$	床仕様 低減係数 $F_{ef}$	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)
2階	Y方向	32.45	1.00	1.00	1.00	32.45
1階		26.58	1.00	1.00	1.00	26.58
2階	X方向	34.87	1.00	0.96	1.00	33.60
1階		32.64	1.00	1.00	1.00	32.64

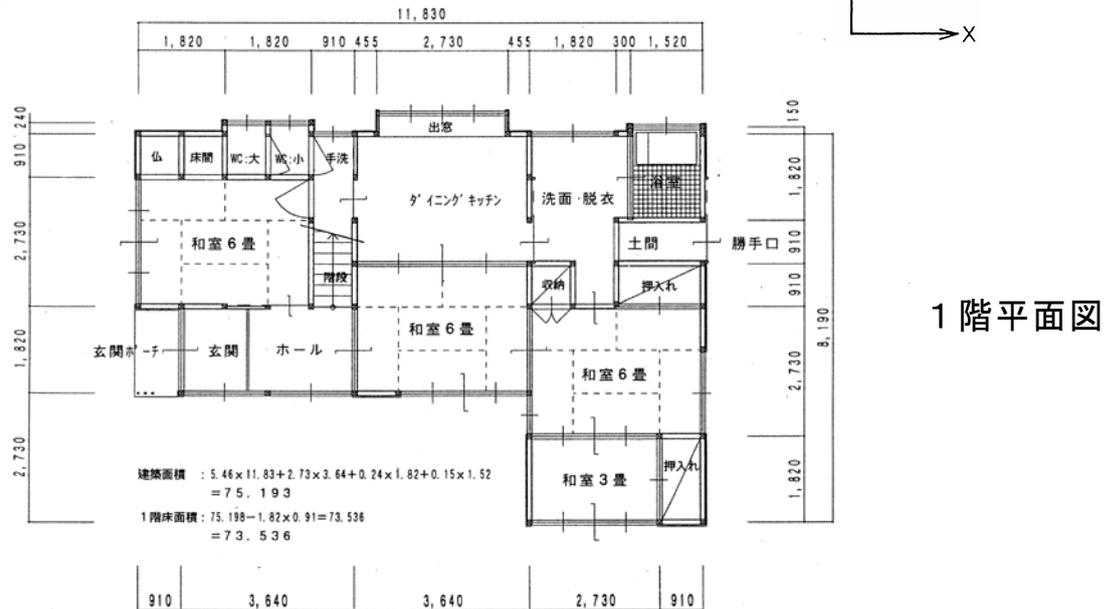
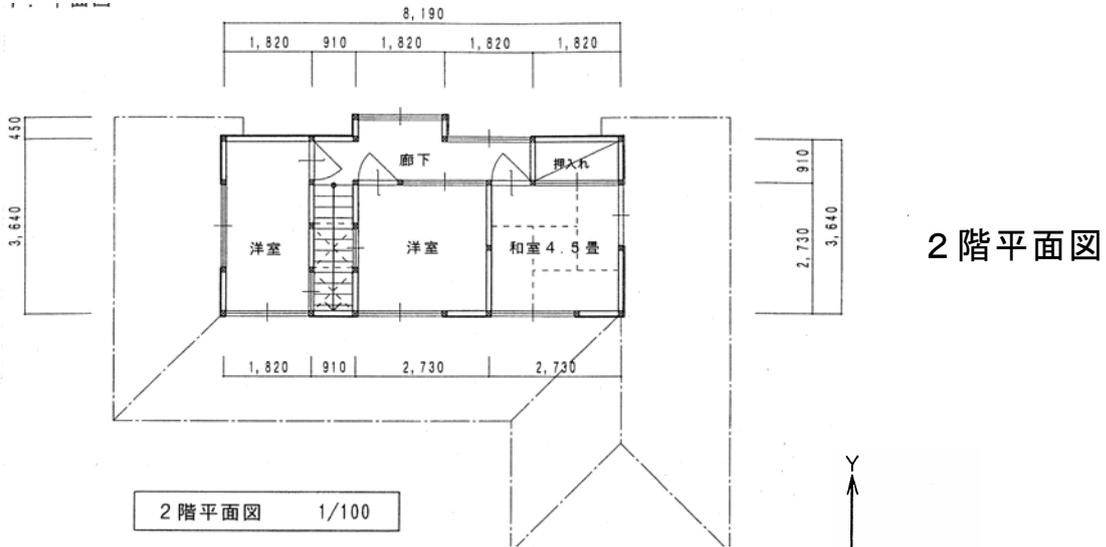
		必要耐力 $Q_r$ (kN)	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)	充足率 (評点) $Q_d/Q_r$	判定
2階	Y方向	27.13	32.45	1.20	一応倒壊しない
1階		48.00	26.58	0.55	倒壊する可能性が高い
2階	X方向	27.13	33.60	1.24	一応倒壊しない
1階		48.00	32.64	0.68	倒壊する可能性が高い



		保有する耐力 (kN) (低減前)	剛性率 低減係数 $F_s$	偏心 低減係数 $F_{eq}$	床仕様 低減係数 $F_{ef}$	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)
2階	Y方向	20.48	1.00	1.00	1.00	20.48
1階		33.73	1.00	0.94	1.00	31.65
2階	X方向	25.17	1.00	0.94	1.00	23.55
1階		37.56	1.00	0.83	1.00	31.20

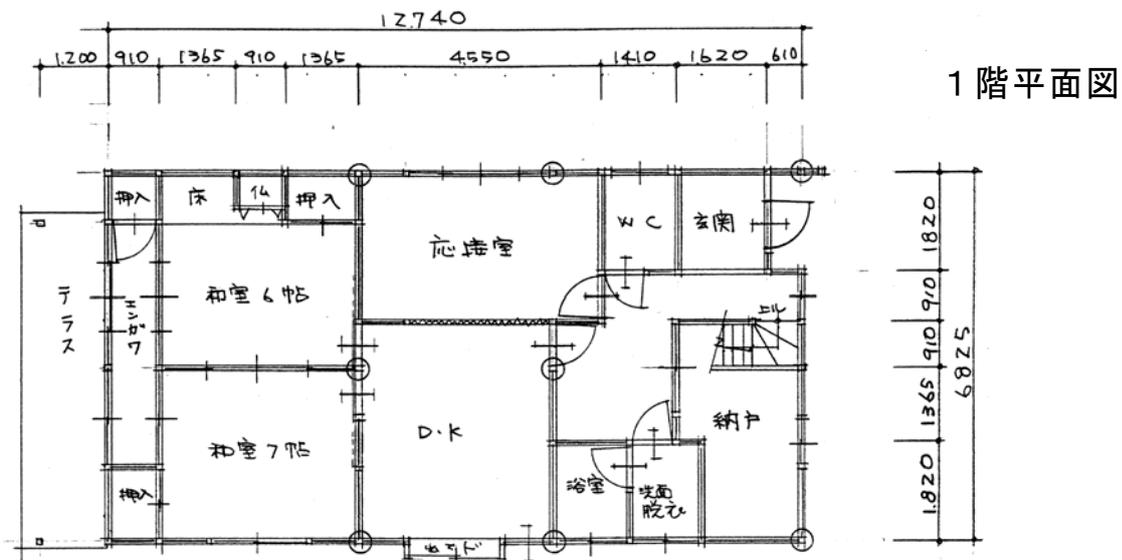
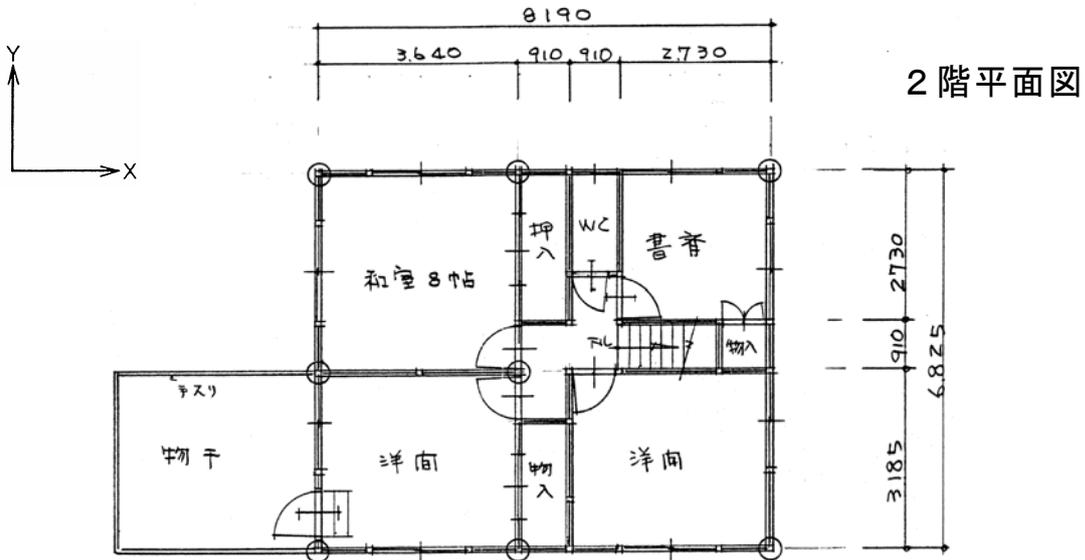
		必要耐力 $Q_r$ (kN)	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)	充足率 (評点) $Q_d/Q_r$	判定
2階	Y方向	17.42	20.48	1.18	一応倒壊しない
1階		43.51	31.65	0.73	倒壊する可能性がある
2階	X方向	17.42	23.55	1.35	一応倒壊しない
1階		43.51	31.20	0.72	倒壊する可能性がある



		保有する耐力 (kN) (低減前)	剛性率 低減係数 $F_s$	偏心 低減係数 $F_{eq}$	床仕様 低減係数 $F_{ef}$	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)
2階	Y方向	70.40	1.00	1.00	1.00	70.40
1階		90.15	1.00	1.00	1.00	90.15
2階	X方向	50.82	1.00	1.00	1.00	50.82
1階		69.91	1.00	0.86	1.00	60.09

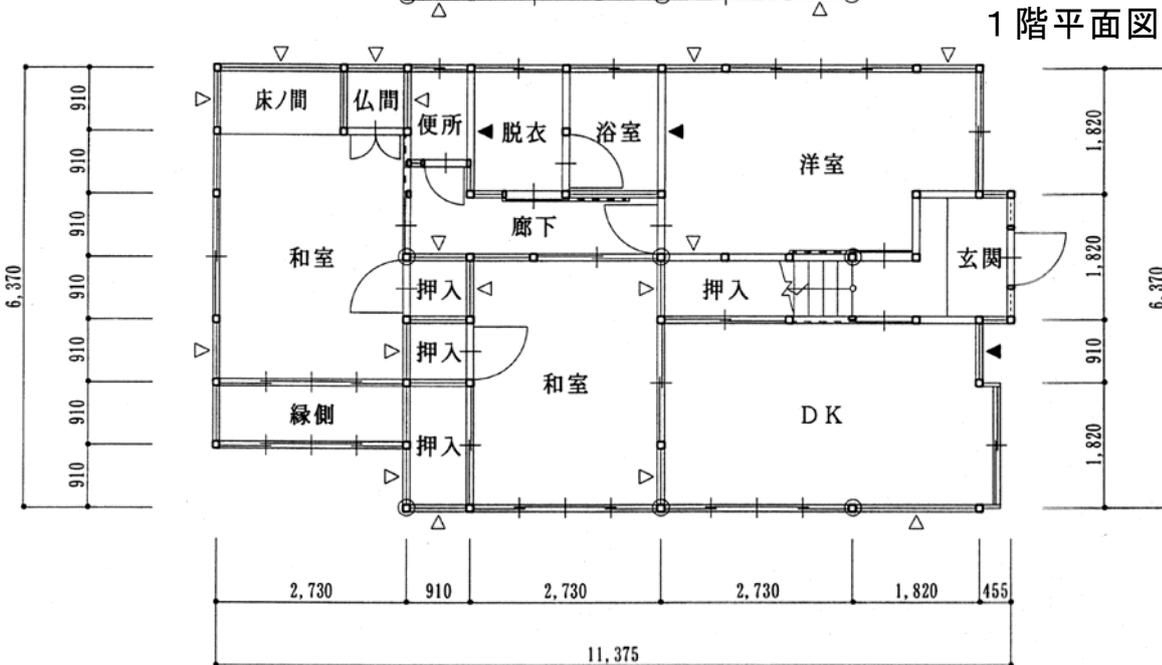
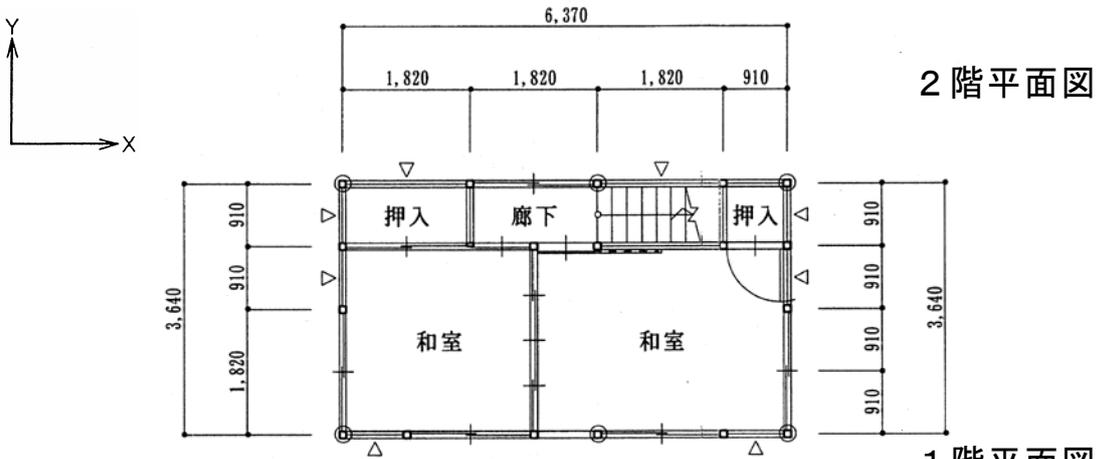
		必要耐力 $Q_r$ (kN)	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)	充足率 (評点) $Q_d/Q_r$	判定
2階	Y方向	30.39	70.40	2.32	倒壊しない
1階		62.45	90.15	1.44	一応倒壊しない
2階	X方向	30.39	50.82	1.67	倒壊しない
1階		62.45	60.09	0.96	倒壊する可能性がある



		保有する耐力 (kN) (低減前)	剛性率低減係数 $F_s$	偏心低減係数 $F_{eq}$	床仕様低減係数 $F_{ef}$	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)
2階	Y方向	36.64	1.00	1.00	1.00	36.64
1階		66.99	1.00	0.90	1.00	60.11
2階	X方向	20.09	1.00	1.00	1.00	20.09
1階		73.89	1.00	0.66	0.93	44.94

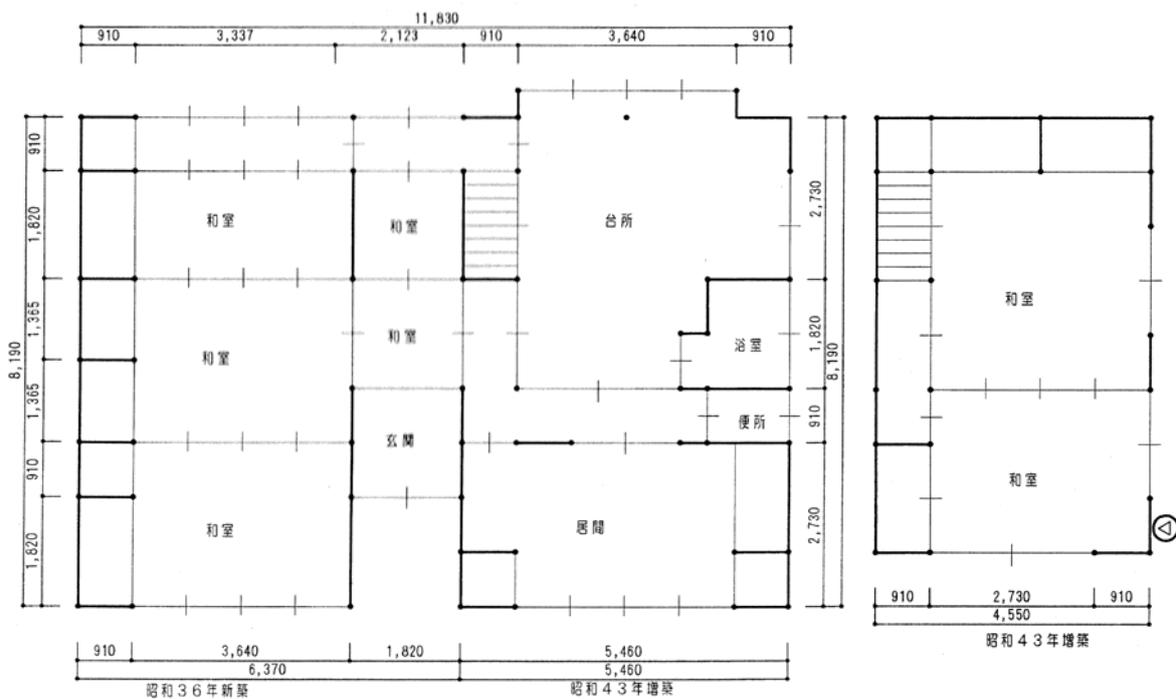
		必要耐力 $Q_r$ (kN)	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)	充足率 (評点) $Q_d/Q_r$	判定
2階	Y方向	14.02	36.64	2.61	倒壊しない
1階		37.78	60.11	1.59	倒壊しない
2階	X方向	14.02	20.09	1.43	一応倒壊しない
1階		37.78	44.94	1.19	一応倒壊しない



		保有する耐力 (kN) (低減前)	剛性率 低減係数 $F_s$	偏心 低減係数 $F_{eq}$	床仕様 低減係数 $F_{ef}$	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)
2階	Y方向	29.67	1.00	0.78	1.00	23.03
1階		51.27	1.00	1.00	1.00	51.27
2階	X方向	57.49	1.00	0.92	1.00	52.75
1階		101.68	1.00	0.83	1.00	84.12

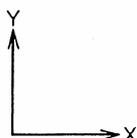
  

		必要耐力 $Q_r$ (kN)	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)	充足率 (評点) $Q_d/Q_r$	判定
2階	Y方向	19.02	23.03	1.21	一応倒壊しない
1階		51.20	51.27	1.00	一応倒壊しない
2階	X方向	19.02	52.75	2.77	倒壊しない
1階		51.20	84.12	1.64	倒壊しない



1階平面図

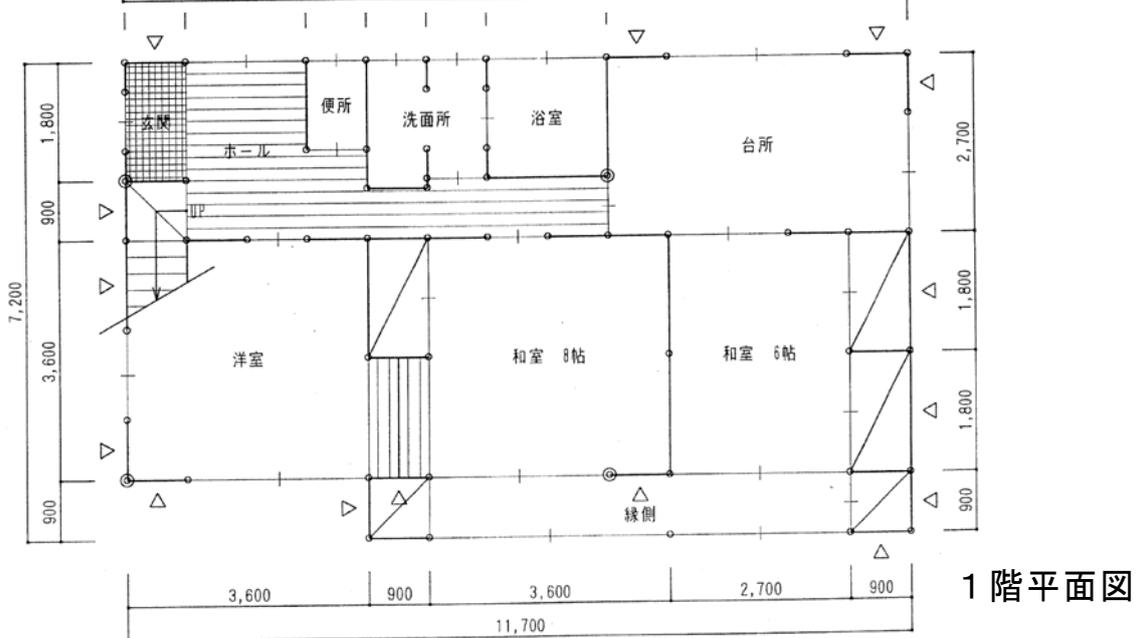
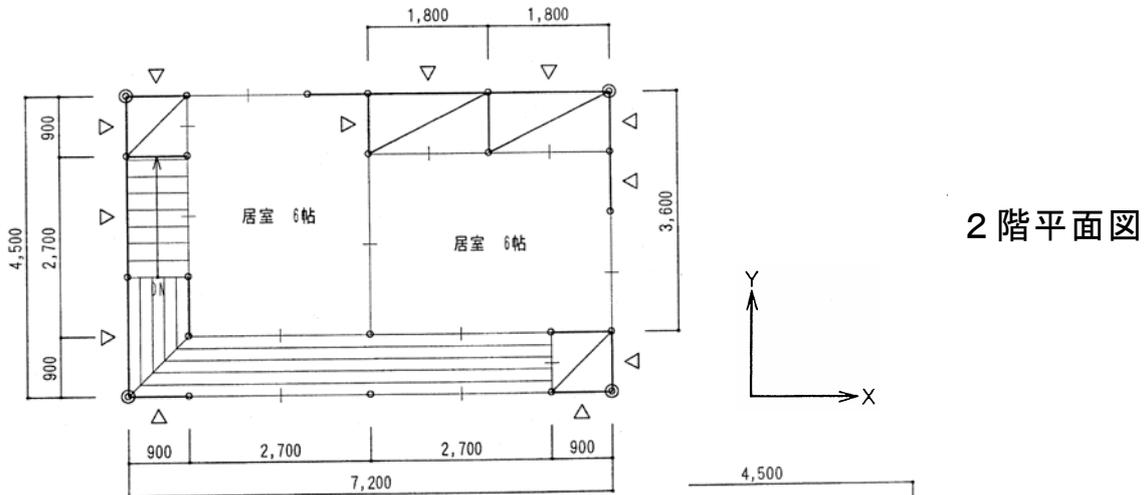
2階平面図



		保有する耐力 (kN) (低減前)	剛性率 低減係数 $F_s$	偏心 低減係数 $F_{eq}$	床仕様 低減係数 $F_{ef}$	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)
2階	Y方向	33.38	1.00	1.00	1.00	33.38
1階		66.31	1.00	1.00	1.00	66.31
2階	X方向	39.86	1.00	0.63	0.93	23.05
1階		64.23	1.00	0.65	0.93	38.90

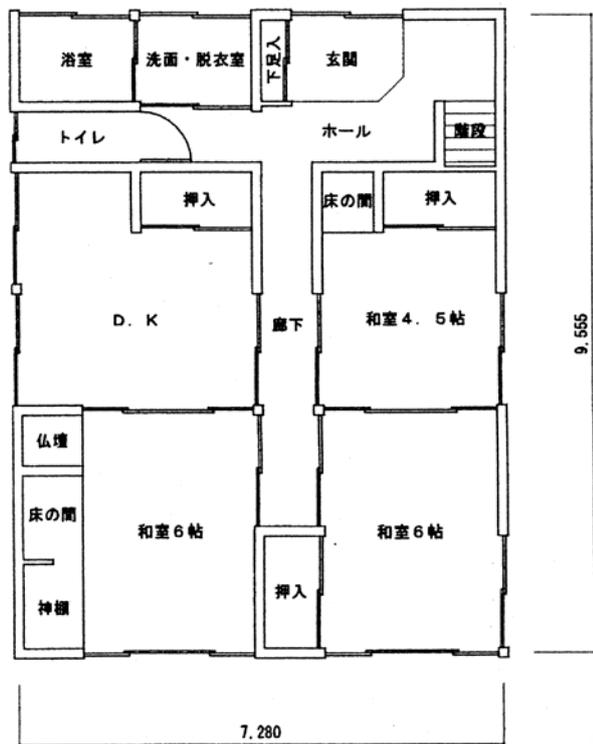
		必要耐力 $Q_r$ (kN)	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)	充足率 (評点) $Q_d/Q_r$	判定
2階	Y方向	19.30	33.38	1.73	倒壊しない
1階		47.84	66.31	1.39	一応倒壊しない
2階	X方向	19.30	23.05	1.19	一応倒壊しない
1階		47.84	38.90	0.81	倒壊する可能性がある



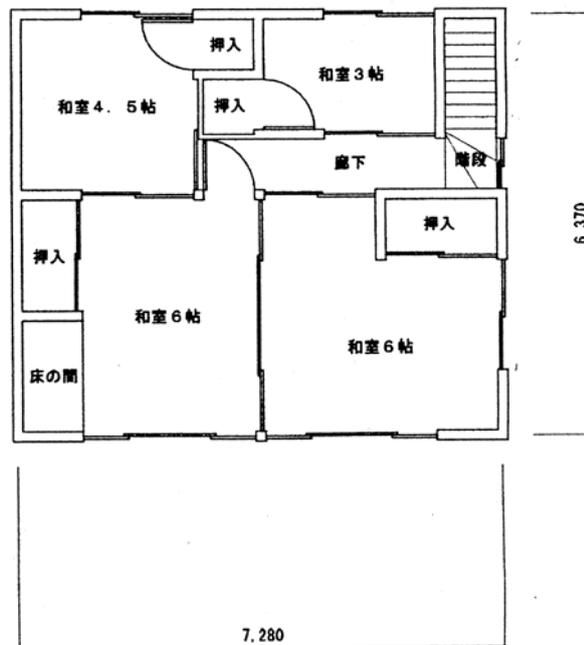
		保有する耐力 (kN) (低減前)	剛性率 低減係数 $F_s$	偏心 低減係数 $F_{eq}$	床仕様 低減係数 $F_{ef}$	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)
2階	Y方向	44.50	1.00	0.78	1.00	34.68
1階		43.38	1.00	0.90	1.00	39.22
2階	X方向	40.77	1.00	0.50	0.93	19.02
1階		66.07	1.00	0.55	0.93	33.39

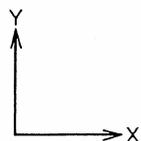
		必要耐力 $Q_r$ (kN)	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)	充足率 (評点) $Q_d/Q_r$	判定
2階	Y方向	25.13	34.68	1.38	一応倒壊しない
1階		51.19	39.22	0.77	倒壊する可能性がある
2階	X方向	25.13	19.02	0.76	倒壊する可能性がある
1階		51.19	33.39	0.65	倒壊する可能性が高い



1階平面図



2階平面図

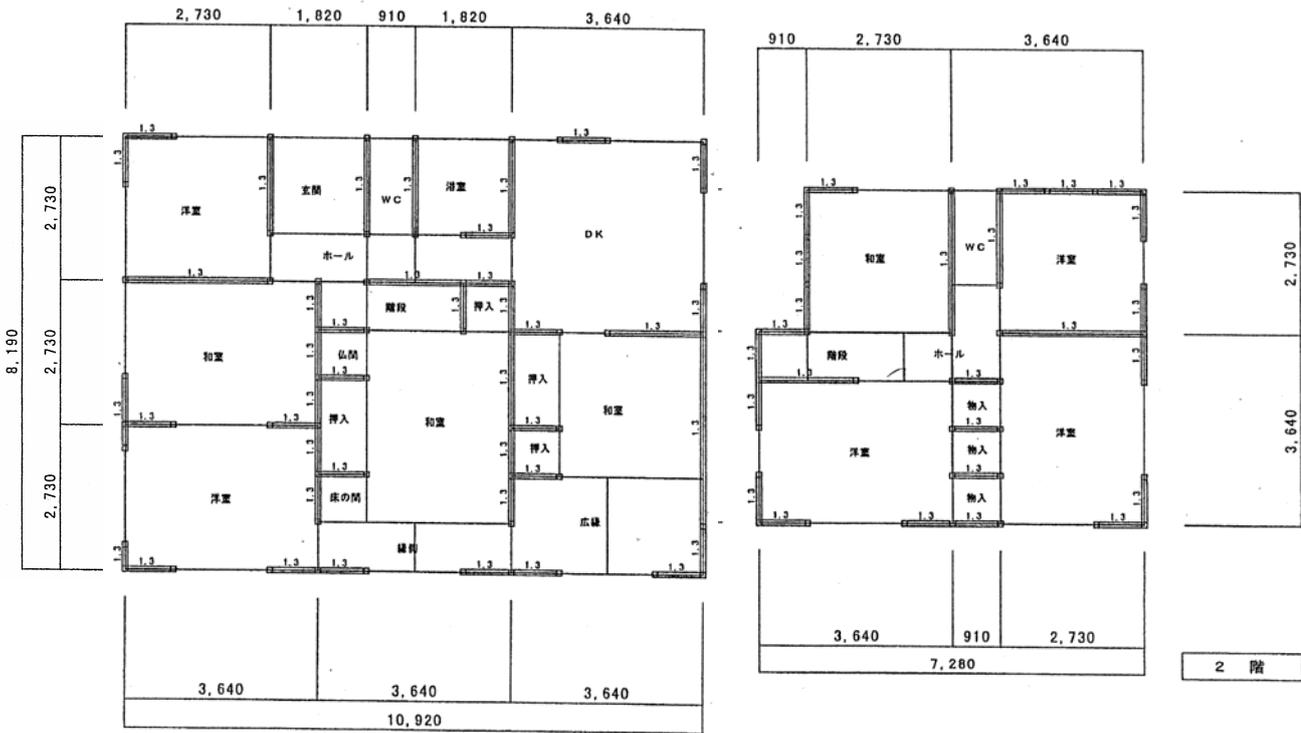




		保有する耐力 (kN) (低減前)	剛性率 低減係数 F <sub>s</sub>	偏心 低減係数 F <sub>eq</sub>	床仕様 低減係数 F <sub>ef</sub>	保有する耐力 (低減後) Q <sub>d</sub> (kN)
2階	Y方向	59.38	1.00	1.00	1.00	59.38
1階		79.46	1.00	1.00	1.00	79.46
2階	X方向	65.74	1.00	1.00	1.00	65.74
1階		102.72	1.00	0.91	1.00	93.11

		必要耐力 Q <sub>r</sub> (kN)	保有する耐力 (低減後) Q <sub>d</sub> (kN)	充足率 (評点) Q <sub>d</sub> /Q <sub>r</sub>	判定
2階	Y方向	23.54	59.38	2.52	倒壊しない
1階		54.86	79.46	1.45	一応倒壊しない
2階	X方向	23.54	65.74	2.79	倒壊しない
1階		54.86	93.11	1.70	倒壊しない



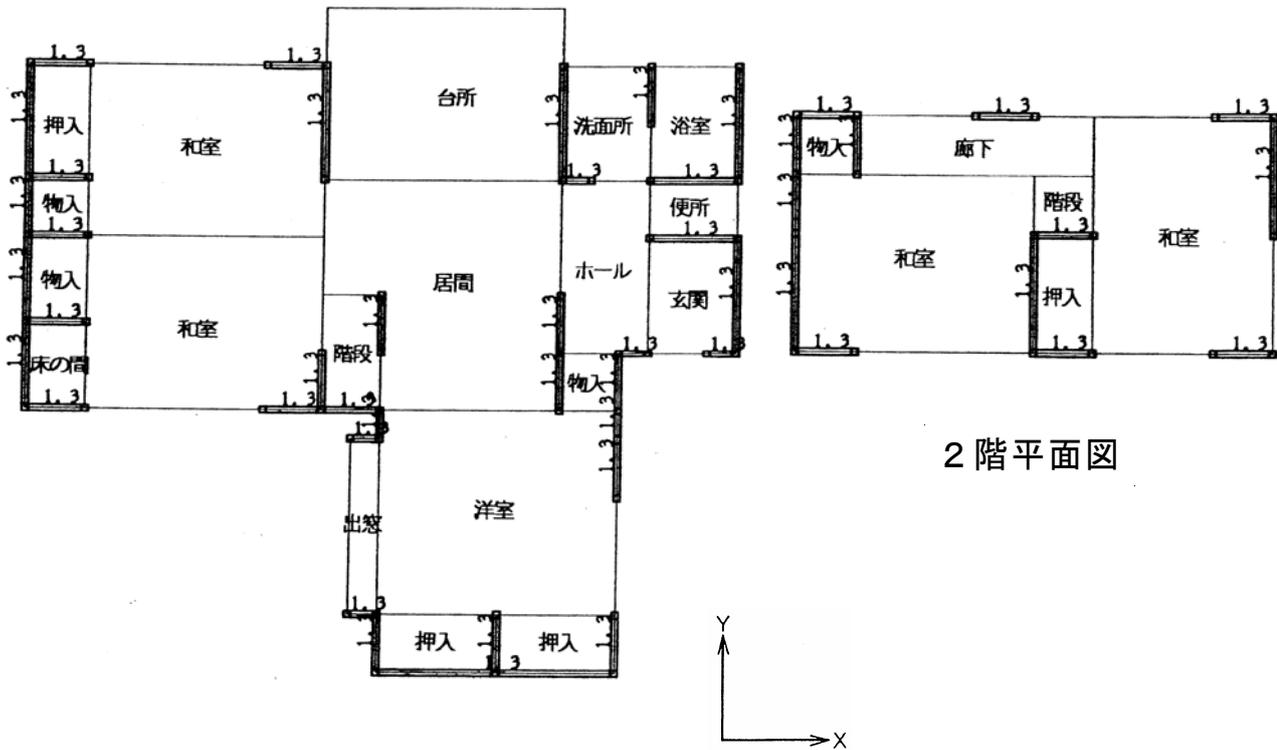
1階平面図

2階平面図

		保有する耐力 (kN) (低減前)	剛性率低減係数 $F_s$	偏心低減係数 $F_{eq}$	床仕様低減係数 $F_{ef}$	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)
2階	Y方向	18.75	1.00	1.00	1.00	18.75
1階		30.82	1.00	1.00	1.00	30.82
2階	X方向	18.91	1.00	0.84	1.00	15.96
1階		51.98	1.00	0.50	0.93	24.04

		必要耐力 $Q_r$ (kN)	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)	充足率 (評点) $Q_d/Q_r$	判定
2階	Y方向	15.55	18.75	1.21	一応倒壊しない
1階		42.05	30.82	0.73	倒壊する可能性がある
2階	X方向	15.55	15.96	1.03	一応倒壊しない
1階		42.05	24.04	0.57	倒壊する可能性が高い



1 階平面図

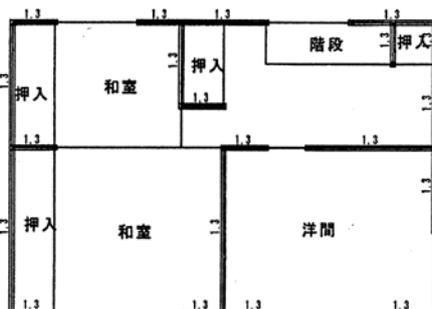
2 階平面図

KA06a

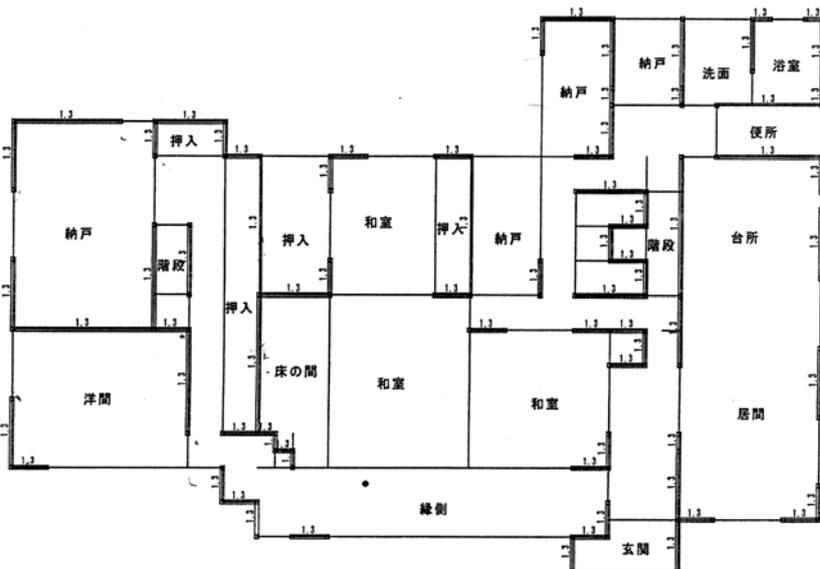
		保有する耐力 (kN) (低減前)	剛性率 低減係数 $F_s$	偏心 低減係数 $F_{eq}$	床仕様 低減係数 $F_{ef}$	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)
2階	Y方向	55.42	1.00	1.00	1.00	55.42
1階		81.75	1.00	1.00	1.00	81.75
2階	X方向	72.18	1.00	1.00	1.00	72.18
1階		114.16	1.00	0.74	1.00	84.44

		必要耐力 $Q_r$ (kN)	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)	充足率 (評点) $Q_d/Q_r$	判定
2階	Y方向	55.67	55.42	1.00	倒壊する可能性がある
1階		136.22	81.75	0.60	倒壊する可能性が高い
2階	X方向	55.67	72.18	1.30	一応倒壊しない
1階		136.22	84.44	0.62	倒壊する可能性が高い



2 階平面図



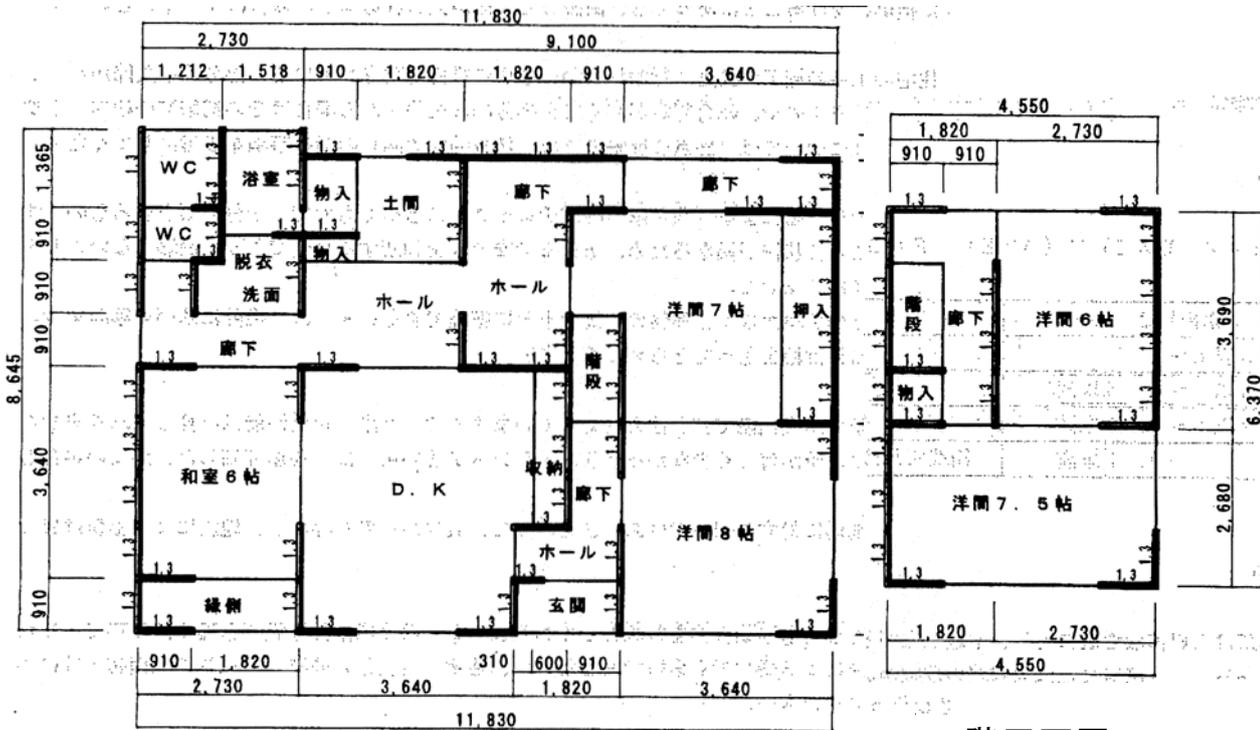
1 階平面図

KA08b

		保有する耐力 (kN) (低減前)	剛性率 低減係数 $F_s$	偏心 低減係数 $F_{eq}$	床仕様 低減係数 $F_{ef}$	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)
2階	Y方向	16.16	1.00	1.00	1.00	16.16
1階		46.67	1.00	1.00	1.00	46.67
2階	X方向	29.90	1.00	1.00	1.00	29.90
1階		66.82	1.00	0.76	1.00	50.94

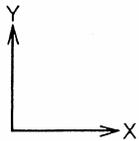
  

		必要耐力 $Q_r$ (kN)	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)	充足率 (評点) $Q_d/Q_r$	判定
2階	Y方向	17.96	16.16	0.90	倒壊する可能性がある
1階		50.81	46.67	0.92	倒壊する可能性がある
2階	X方向	17.96	29.90	1.66	倒壊しない
1階		50.81	50.94	1.00	一応倒壊しない



1 階平面図

2 階平面図

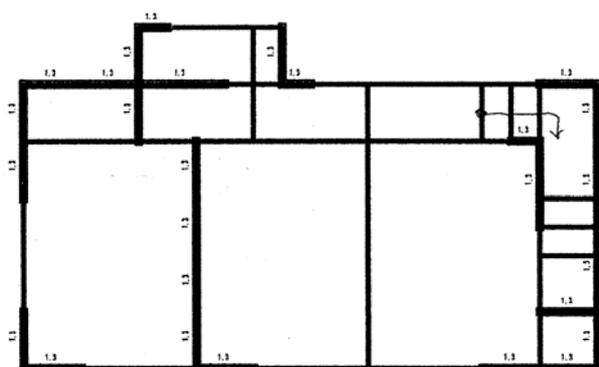


KA09

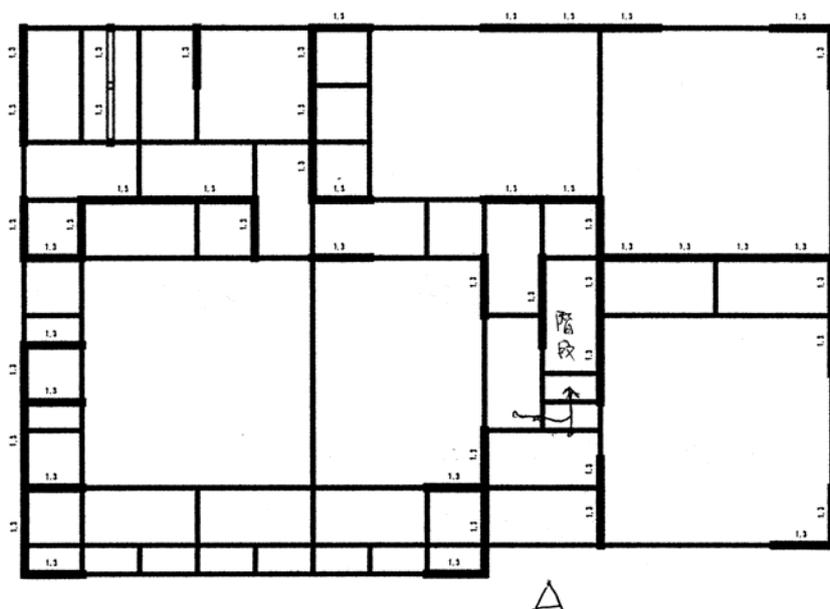
		保有する耐力 (kN) (低減前)	剛性率 低減係数 $F_s$	偏心 低減係数 $F_{eq}$	床仕様 低減係数 $F_{ef}$	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)
2階	Y方向	54.35	1.00	1.00	1.00	54.35
1階		85.95	1.00	1.00	1.00	85.95
2階	X方向	61.15	1.00	1.00	1.00	61.15
1階		97.96	1.00	1.00	1.00	97.96

		必要耐力 $Q_r$ (kN)	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)	充足率 (評点) $Q_d/Q_r$	判定
2階	Y方向	24.16	54.35	2.25	倒壊しない
1階		61.48	85.95	1.40	一応倒壊しない
2階	X方向	24.16	61.15	2.53	倒壊しない
1階		61.48	97.96	1.59	倒壊しない



2階平面図



1階平面図

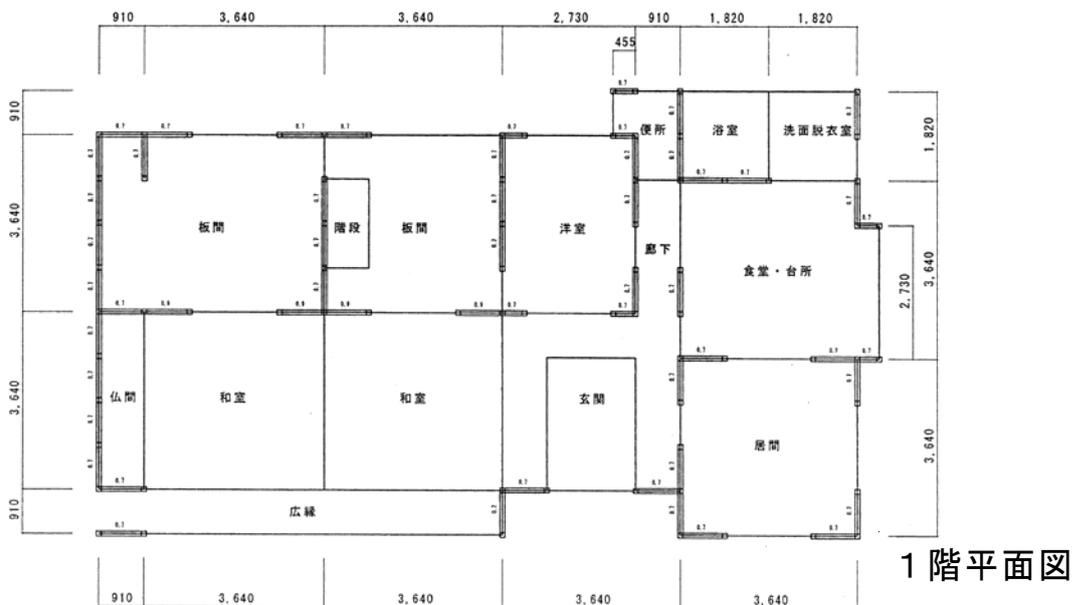
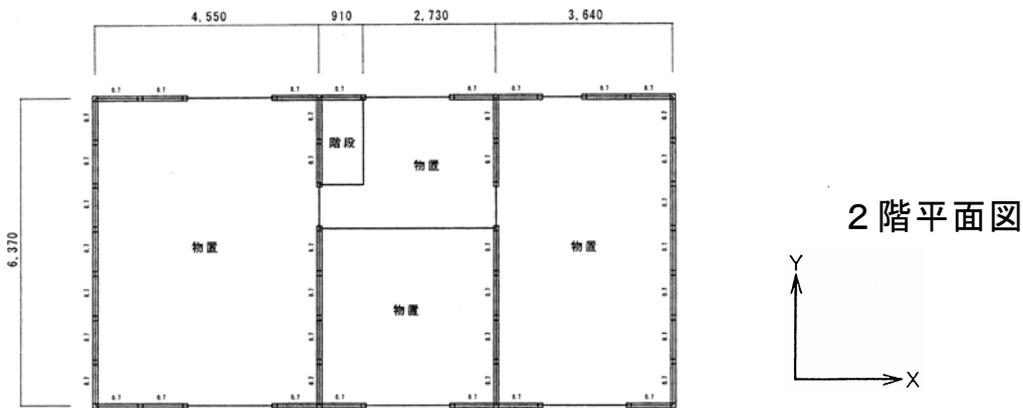
△

KA12a

		保有する耐力 (kN) (低減前)	剛性率 低減係数 $F_s$	偏心 低減係数 $F_{eq}$	床仕様 低減係数 $F_{ef}$	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)
2階	Y方向	40.97	1.00	1.00	1.00	40.97
1階		60.51	1.00	1.00	1.00	60.51
2階	X方向	59.91	1.00	1.00	1.00	59.91
1階		72.63	1.00	1.00	1.00	72.63

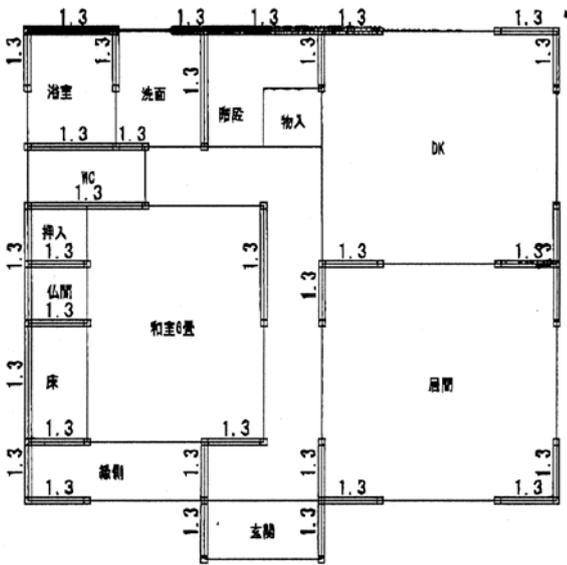
		必要耐力 $Q_r$ (kN)	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)	充足率 (評点) $Q_d/Q_r$	判定
2階	Y方向	40.73	40.97	1.01	一応倒壊しない
1階		87.92	60.51	0.69	倒壊する可能性が高い
2階	X方向	40.73	59.91	1.47	一応倒壊しない
1階		87.92	72.63	0.83	倒壊する可能性がある



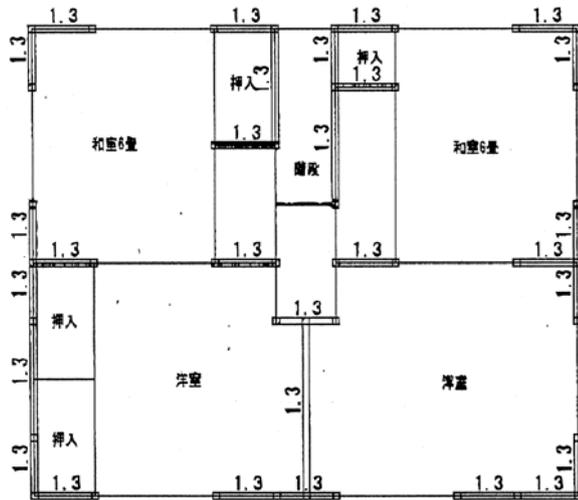
		保有する耐力 (kN) (低減前)	剛性率低減係数 $F_s$	偏心低減係数 $F_{eq}$	床仕様低減係数 $F_{ef}$	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)
2階	Y方向	36.65	1.00	1.00	1.00	36.65
1階		45.22	1.00	1.00	1.00	45.22
2階	X方向	44.61	1.00	0.65	0.93	27.01
1階		49.85	1.00	1.00	1.00	49.85

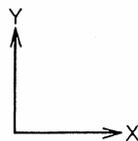
		必要耐力 $Q_r$ (kN)	保有する耐力 (低減後) $Q_d$ (kN)	充足率 (評点) $Q_d/Q_r$	判定
2階	Y方向	31.08	36.65	1.18	一応倒壊しない
1階		55.46	45.22	0.82	倒壊する可能性がある
2階	X方向	31.08	27.01	0.87	倒壊する可能性がある
1階		55.46	49.85	0.90	倒壊する可能性がある



1階平面図



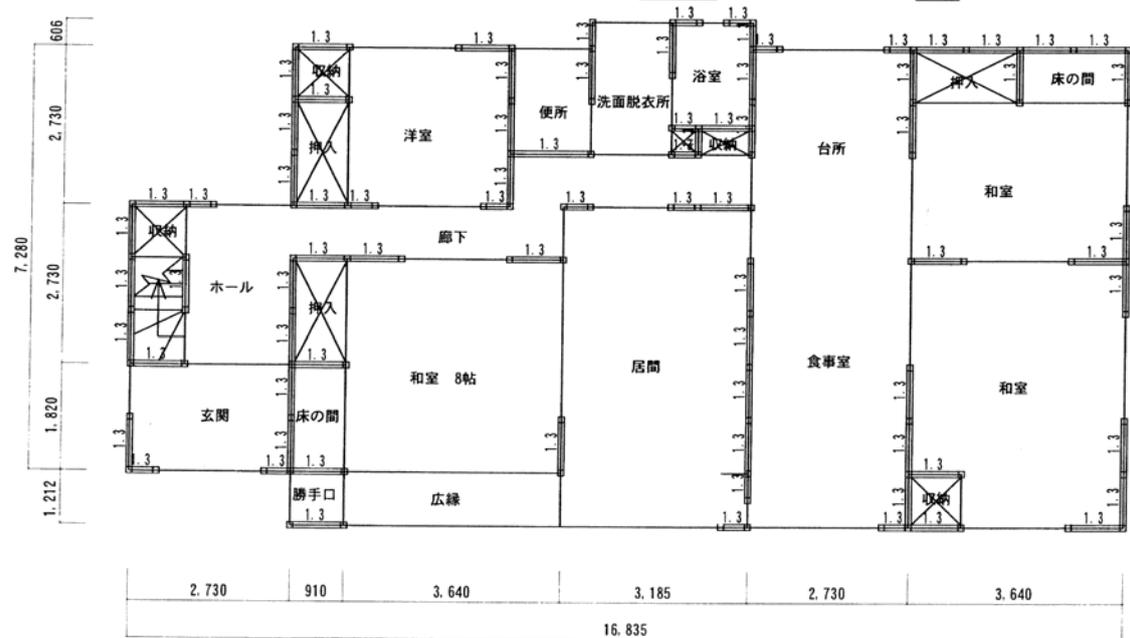
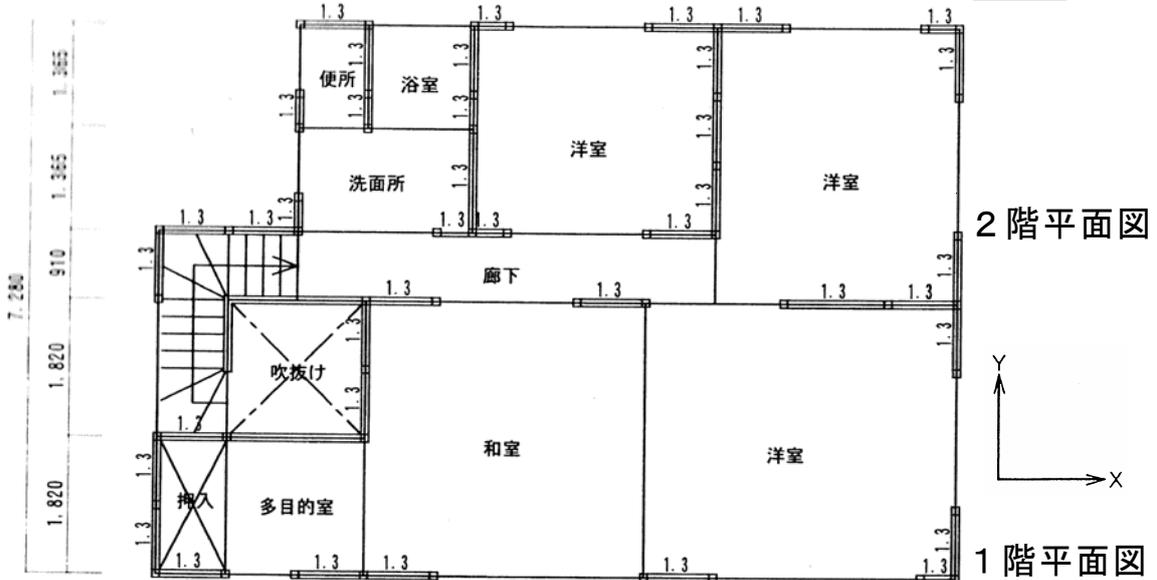
2階平面図



KA17

		保有する耐力 (kN) (低減前)	剛性率 低減係数 F <sub>s</sub>	偏心 低減係数 F <sub>eq</sub>	床仕様 低減係数 F <sub>ef</sub>	保有する耐力 (低減後) Q <sub>d</sub> (kN)
2階	Y方向	53.11	1.00	1.00	1.00	53.11
1階		70.97	1.00	1.00	1.00	70.97
2階	X方向	41.68	1.00	1.00	1.00	41.68
1階		79.05	1.00	1.00	1.00	79.05

		必要耐力 Q <sub>r</sub> (kN)	保有する耐力 (低減後) Q <sub>d</sub> (kN)	充足率 (評点) Q <sub>d</sub> /Q <sub>r</sub>	判定
2階	Y方向	37.38	53.11	1.42	一応倒壊しない
1階		79.84	70.97	0.89	倒壊する可能性がある
2階	X方向	37.38	41.68	1.12	一応倒壊しない
1階		79.84	79.05	0.99	倒壊する可能性がある



### 3) 木造家屋の耐震壁量の減少に伴う振動特性の変化

#### a) はじめに

過去多くの震災を経験してきた日本では、その経験を生かした様々な法律、耐震規定などが制定され、地震に強い街づくり・国づくりが行われてきた。しかし、1995年兵庫県南部地震で物的被害による直接的死者数が約5,000名にもものぼる甚大な被害が発生した。さらに、その約85%が木造家屋の倒壊を起因とする圧死・窒息死であったとされている。

この地震を契機に、1979年に発行された木造家屋の耐震診断法が「増補強版」として1995年に発行<sup>1)</sup>され、各自治体では診断の無料化などを含め精力的にこの診断法を用いた診断および補強が実施されてきた。さらに、2004年には雑壁などを考慮した診断法に改定され(以下、改定以前の診断法を「旧診断法」、2004年の改定後の診断法を「改訂診断法」と記す)、現在は改訂診断法<sup>2)</sup>が用いられている。

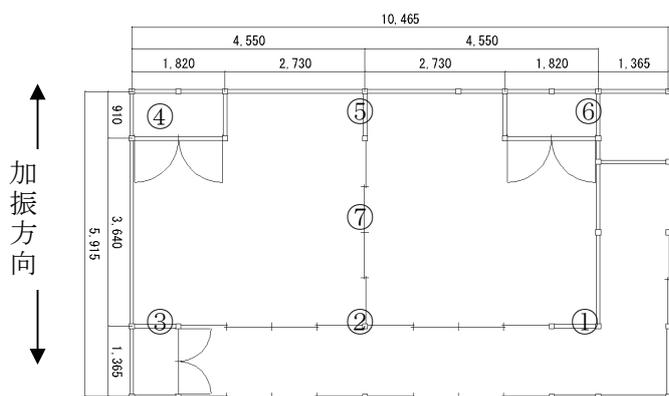
しかし、診断法が改訂されたとはいえ、旧診断法による診断値は未だ多く使われており、その影響力が大きく旧診断値が意味する耐震性能についても考察しておく必要がある。特に、旧診断法では考慮されていなかった雑壁(垂壁や腰壁)の影響など(改訂診断法では考慮されている)について定量的に把握することは重要である。

そこで、実存する木造家屋の雑壁や構造壁を徐々に取り除き、構造特性量の変化に伴う卓越周期の変化を定量的に把握するとともに雑壁の影響について考究した。

#### b) 試験体と実験方法

##### i) 試験体の概要

実験に用いた物件は、名古屋市南区に位置し 1984 年に建築された木造軸組在来工法による平屋建て(61.4 m<sup>2</sup>)で、RC コンクリート布基礎である。試験体の平面図および写真を図27、写真1に示す。また、振動観測用センサーの配置も併記した。



図中の①～⑦は天井と1階床上に設置した加速度計の位置である。ただし、⑦は天井のみに設置。

図 27 試験体平面図



解体途中の試験体。雑壁と構造壁の一部が撤去済みである。

写真 1 物件の全景写真

##### ii) 実験方法

以下の手順で実験を行った。

① 最大 119 N の加振力を持つ起振機を屋根裏に設置し、家屋の起振を行った(写真 2 参照)。

- ② 調和波による加振を 1 Hz から 10Hz まで 0.5Hz 刻みで行い、特に共振点付近では 0.1Hz 刻みとし、おのおの 10 秒間、出力を一定に加振した(加振方向は図27を参照)。
- ③ 家屋内 7 箇所に加速度計を設置し記録の収録を行った(図27の①～⑦および写真 3 参照)。



写真2 屋根裏に設置した加振機



写真3 振動計測用加速度計

- ④ データ収録後、雑壁、耐力壁の順に壁を撤去し、Case1～Case7 まで 7 通りの実験を行った。図 28に Case ごとに取り除いた壁を平面図に示した。なお、図 28に示した壁の特徴は、青色:耐震壁、薄い青色:筋交いなしの壁、黄緑色:雑壁を示している。また、写真 4、5 に Case2 と Case3 の壁撤去の様子を示した。

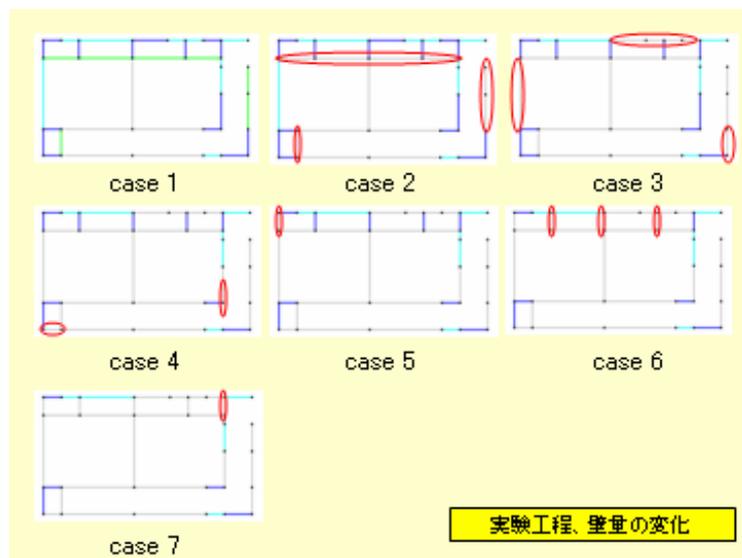


図 28 壁の配置と Case ごとに取り除いた壁の位置



写真 4 雑壁撤去の様子(Case2)



写真 5 耐震壁撤去の様子(Case3)

c) 振動特性の解析結果

i) 構造特性の変化

実験方法で述べたように雑壁や耐震壁を徐々に取り除くことによる旧耐震診断法による精密診断値の変化を表2に示した。同表で「壁の割合」「壁の配置」に関する点数は、それぞれ割合、配置に関する得点である。また、壁面積とは雑壁を含む面積を示している。

同表に示したように、壁の配置に関する得点はCase4を除いて全て1.00となっており、実験は「壁の割合の変化」に重点を置いた試験となっている。また、総合点および壁面積の変化をみても分かるように急激な変化をさせておらず、耐震力を徐々に低下させながら実験を行った。

表 2 壁量の変化に伴う旧診断法による各診断値の変化

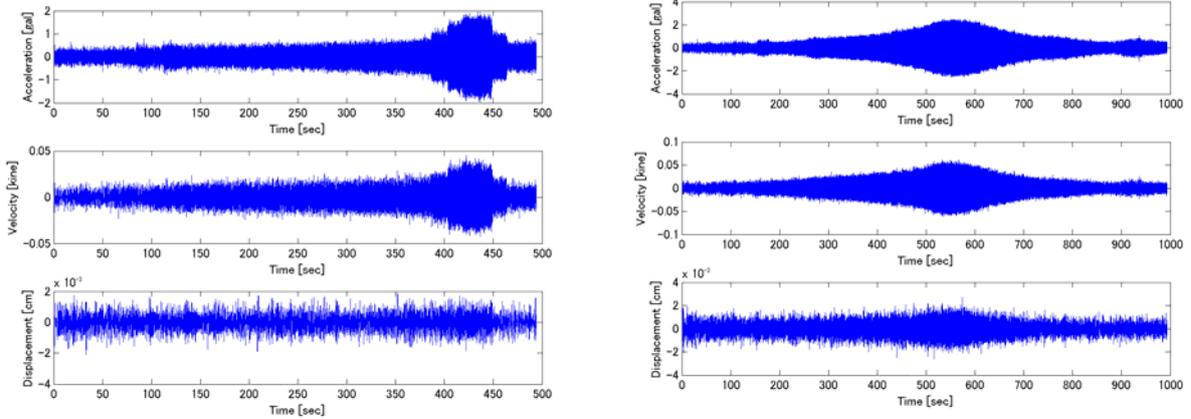
	旧耐震診断値					壁面積 (㎡)	壁の長さ (X方向)
	総合点	壁の割合		壁の配置			
		X	Y	X	Y		
Case1	1.23	1.54	1.56	1.00	0.95	42.25	14.29
Case2	1.23	1.54	1.56	1.00	0.95	34.86	14.29
Case3	0.90	1.13	1.13	1.00	1.00	23.09	10.50
Case4	0.73	0.93	1.03	0.97	1.00	18.65	8.68
Case5	0.67	0.84	1.03	1.00	1.00	16.43	7.77
Case6	0.43	0.54	1.03	1.00	1.00	9.77	5.04
Case7	0.36	0.44	1.03	1.00	1.00	7.55	4.13

X方向：加振方向 Y方向：加振方向に直行する方向

地盤・基礎の診断値：0.80

ii) 振動解析結果

図29に天上中央部で収録した加速度波形の一例として、Case1 と Case2 について示した。また、観測された加速度波形を積分し、速度、変位波形も併記した。



Case1: 上から加速度、速度、変位

Case2: 上から加速度、速度、変位

図29 天井中央部(図27のセンサー番号⑦)における加速度、速度、変位波形

このように収録した加速度波形をスペクトル解析<sup>7)</sup>することで卓越振動数を求めた。なお、スペクトル解析は観測全区間において 20.48 秒をオーバーラップさせながら 40.96 秒の波に分割し、フーリエ変換を行い、アンサンブル平均を求めた。平滑化についてはParzen Windowを用いてバンド幅 0.25Hzで行った。また、卓越振動数は、1Hzから 10Hzの区間で最大値もしくは極値を取るものとした。

スペクトル解析結果の一例として Case1 および Case2 の天井部と床部の結果を図 30、31に示した。

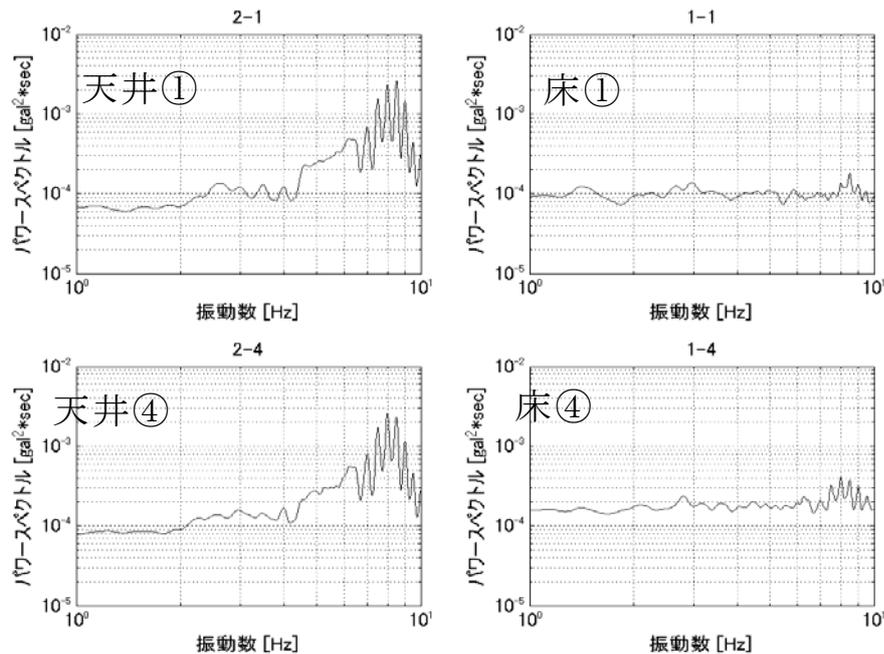


図 30 Case 1 (原型のまま) のスペクトル

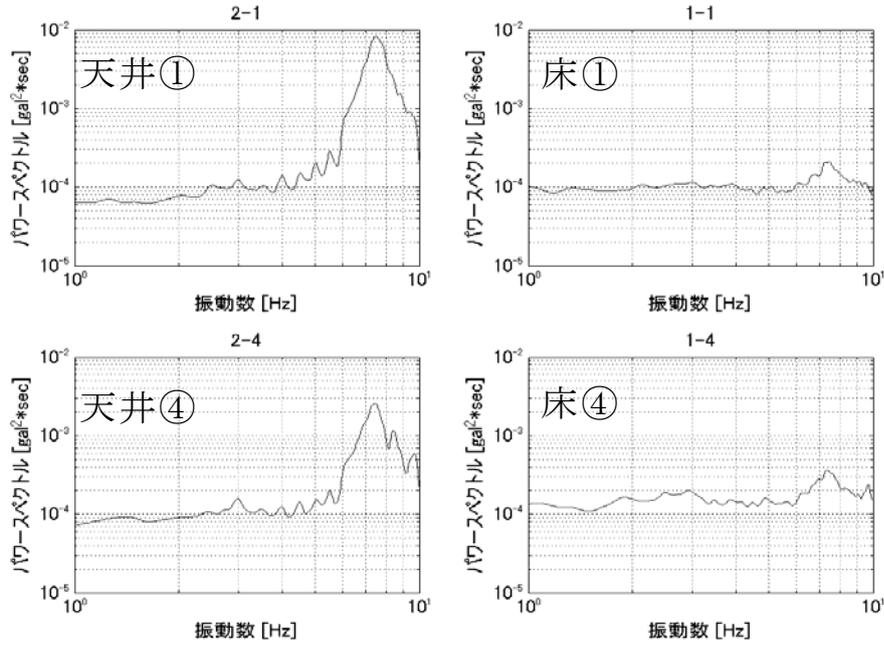


図 31 Case 2 (雑壁撤去後) のスペクトル

これらの図に示したように、天井部、床部とも壁の撤去に伴い卓越振動数が低周波数域に変動している。また、図 30 と図 31 の天上部におけるスペクトル形状を見ると、雑壁の撤去に伴い単純な形状となっている。しかし、各観測点の応答は、加振機による加振力や振動数(強制振動)の影響を受けることは容易に推察される。そこで、天井部で観測されたスペクトルを起振機の側に設置したセンサー(⑦番)のスペクトルで叙したスペクトル比を示したのが図 32(a)～(g)である。

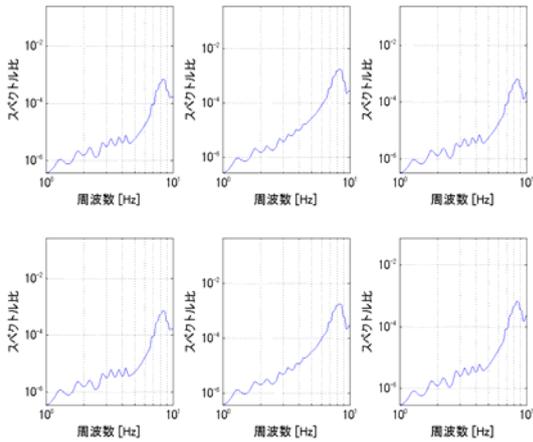


図 32(a) Case1 のスペクトル比

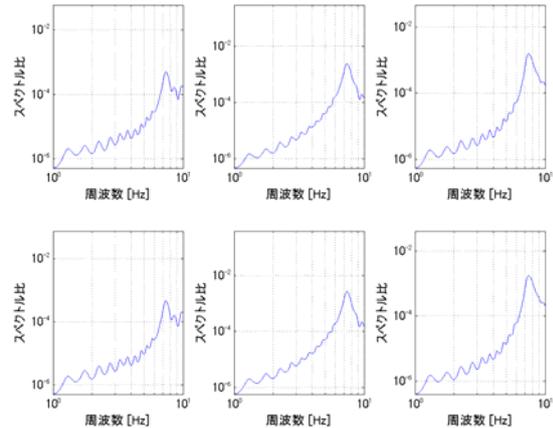


図 32(b) Case2 のスペクトル比

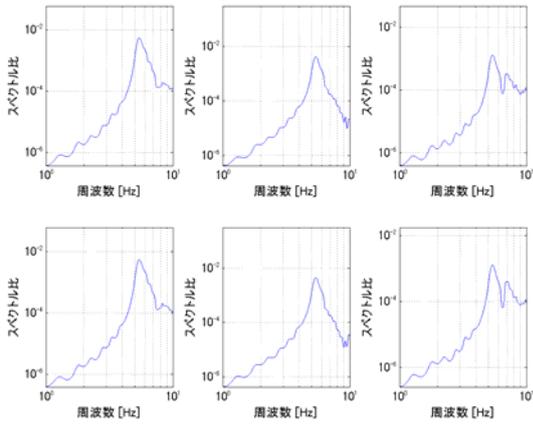


図 32(c) Case3 のスペクトル比

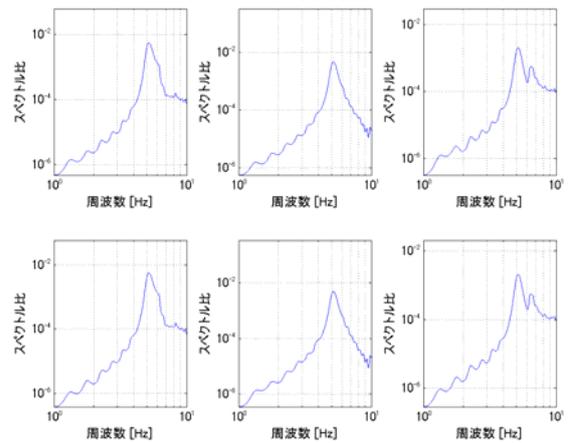


図 32(d) Case4 のスペクトル比

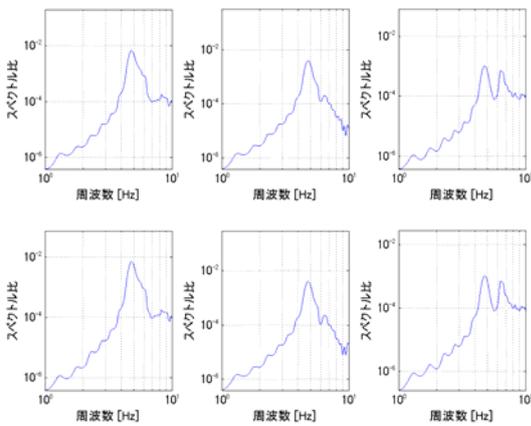


図 32(e) Case5 のスペクトル比

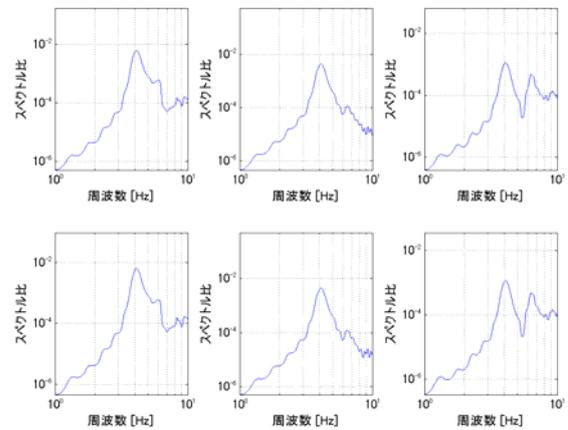


図 32(f) Case6 のスペクトル比

図 32(a) ~ (g) に示した Case1 ~ Case7 の各観測点でのスペクトル比から求めた卓越周波数は図 30、31 に示したスペクトルから得られた振動数と比較するとほぼ同じ値となっている。

そこで、このスペクトル比から求めた全ての観測点における卓越振動数を表 3 に示した。

表 3 に示したように、各観測点とも壁の撤去に伴い卓越振動数が長周期側に伸び、家屋の剛性が低下して行く様子が伺える。また、どの Case とも各観測点での卓越振動数がほぼ同じ値となっている。

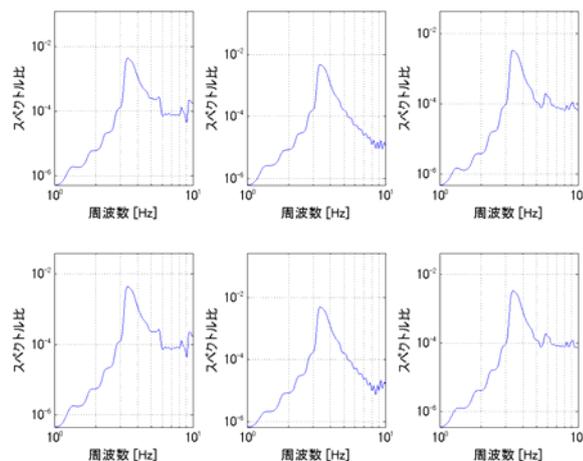


図 32(g) Case7 のスペクトル比

表3 全ての観測点における Case ごとの卓越振動数 (Hz)

	床						天井						
	1-1	1-2	1-3	1-4	1-5	1-6	2-1	2-2	2-3	2-4	2-5	2-6	2-7
case 1	8.50	8.45	8.50	8.50	8.50	8.50	8.60	8.38	8.38	8.40	8.40	8.50	8.38
case 2	7.50	7.52	6.96	7.35	7.44	7.55	7.42	7.38	7.38	7.38	7.38	7.42	7.38
case 3	5.40	5.37	5.52	5.37	5.40	5.47	5.40	5.42	5.45	5.45	5.42	5.42	5.42
case 4	5.20	5.15	5.06	5.18	5.15	5.20	5.18	5.18	5.18	5.18	5.18	5.15	5.18
case 5	4.71	4.66	4.69	4.69	4.66	4.66	4.74	4.74	4.76	4.76	4.74	4.74	4.74
case 6	4.01	3.98	3.98	4.01	3.98	4.03	4.10	4.10	4.13	4.13	4.10	4.10	4.10
case 7	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.54	3.42	3.42	3.42	3.42	3.42	3.42	3.42

以上のように卓越振動数はどの観測位置でも大差なく、今後の観測では数箇所の設置で家屋の振動特性は把握できるものと考えられる。また、壁量の減少に伴う卓越振動数の長周期側への変動は顕著であり、壁量が家屋の剛性に極めて強い相関を持っていることは明らかである。

d) 振動特性から旧診断値推定への試み

そこで、表3に示した天井部における各 Case ごとの卓越振動数と壁の面積、旧耐震診断値の関係を図33に示した。なお、Case 4は壁の配置に関する評定値は他の Case の場合より 0.02 程度小さいが、それ以外の評定値は同じである。図33に示したように壁面積や診断値が大きくなるほど、卓越振動数も大きくなり家屋の剛性が強くなっていく様子が分かる。

そこで、卓越振動数  $f$  と雑壁を含む壁面積  $w$ 、旧耐震診断値  $g$  との関係を探ると、それぞれ、以下の回帰式となった。

$$f = 0.15w + 2.38 \quad (\text{壁面積})$$

$$f = 4.19g + 2.02 \quad (\text{耐震診断値})$$

これらの式より  $w$  と  $g$  の関係は  $f$  を消去することで以下ようになる。

$$g = 0.036w + 0.086 \dots \dots (1)$$

なお、式(1)から求めた耐震診断値と旧耐震診断値を表4に示した。従来の診断値(旧)と比較すると旧耐震診断値が 1.0 以下の場合、式(1)から計算した値とはほぼ同じ値(差は 0.01)となったが、1.0 を超える場合、その差は大きく 0.07~0.25 となっている。特に、Case1の雑壁がある場合、その差は 0.25 となり雑壁が家屋全体の剛性に及ぼす影響が顕著

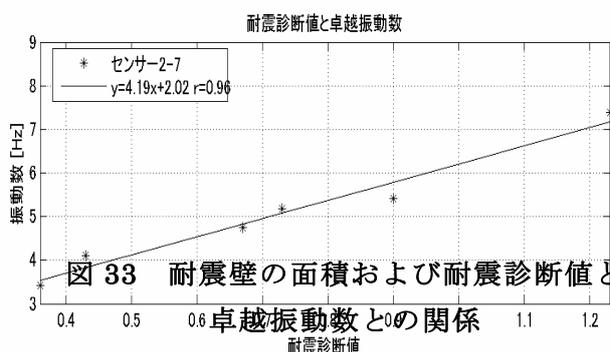
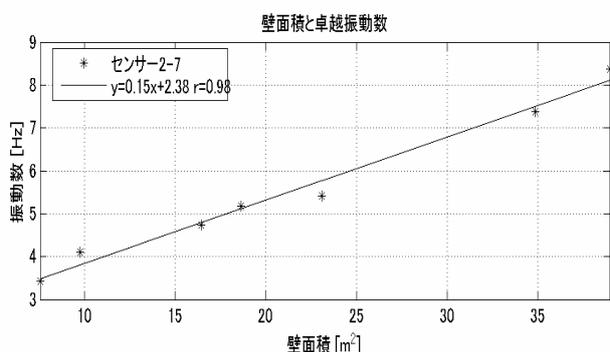


図33 耐震壁の面積および耐震診断値と卓越振動数との関係

に現れている。

表4 旧耐震診断値と式(1)から推定した診断値との比較

	旧診断 値(総合 点) (A)	式(1)より 推定した 値 (B)	B-A
Case1	1.23	1.48	0.25
Case2	1.23	1.30	0.07
Case3	0.90	0.89	0.01
Case4	0.73	0.74	-0.01
Case5	0.67	0.66	0.01
Case6	0.43	0.43	0
Case7	0.36	0.35	-0.01

この雑壁の影響による診断値の差について考察する。Case1ではその差は0.25、Case2では0.07となっている。すなわち、両Caseの差は0.18となり、この値が雑壁の影響による定量的な数値と考えることができる。Case1とCase2は雑壁のみを撤去した場合であるから、表2に示した雑壁の面積差(雑壁量)7.39 m<sup>2</sup>に相当する値である。また、この0.18は耐震壁量に換算すると約4.44 m<sup>2</sup>相当する面積(Case3とCase4参照)であり、長さに換算すれば約1.48m(壁の高さを3.0mとした場合)となる。これらのことから、雑壁の面積の約20%が耐震壁量(長さ)として加算できることになる。

#### e) 振動特性のシミュレーション

以上の解析結果に基づいて、試験体の振動シミュレーションの可能性についての検討を行った。まず、試験体の振動性状を表すモデル式として、 $\theta_1$ ,  $\theta_2$ ,  $\theta_3$  をパラメータとする式(2)に示す共振曲線<sup>8)</sup>を基本式とした。なお、モデル化は1 Hz から1次卓越振動数を越えた辺りまでとし、2次の卓越振動数は除外するものとした。そして、非線形回帰分析を行った。

$$z(\omega) = \theta_1 \cdot \frac{\left(\frac{\omega}{\theta_2}\right)^2}{\sqrt{\left\{1 - \left(\frac{\omega}{\theta_2}\right)^2\right\}^2 + 4\theta_3^2 \left(\frac{\omega}{\theta_2}\right)^2}} \quad (2)$$

非線形回帰分析結果として、天井中央部で得られた観測結果について壁量とパラメータ $\theta_1$ ,  $\theta_2$ ,  $\theta_3$  との関係を図26に示した。また、 $\theta_1$ に関する非線形解析結果を表5に示した。図26に示したように、壁量と $\theta_2$ の間には高い相関(相関係数0.99)が見られるが $\theta_1$ ,  $\theta_3$ については、それぞれ0.006、0.60と低い値となっている。

表 5 観測点における  $\theta_1$  の非線形解析結果

	1	2	3	4	5	6	7
case 1	0.0045	0.0073	0.0043	0.0043	0.0070	0.0044	0.0074
case 2	0.0051	0.0066	0.0027	0.0029	0.0061	0.0048	0.0066
case 3	0.0034	0.0065	0.0065	0.0077	0.0064	0.0035	0.0066
case 4	0.0039	0.0064	0.0074	0.0072	0.0062	0.0038	0.0063
case 5	0.0030	0.0060	0.0082	0.0080	0.0060	0.0029	0.0060
case 6	0.0034	0.0068	0.0084	0.0083	0.0067	0.0034	0.0068
case 7	0.0062	0.0075	0.0075	0.0075	0.0074	0.0062	0.0075

そこで、天井中央部におけるCase 1 から Case 7 の平均値  $\theta_1=0.0067$ (表 5 参照)を用いて再度、非線形回帰分析を行った結果を図 35 および表 5 に示した。

図 35 に示したように、図 34 に示した結果と比較すると  $\theta_2$ 、 $\theta_3$  の相関値が  $\theta_2$  では変化はないが、 $\theta_3$  は 0.60 から 0.91 となり高い値となった。しかし、 $\theta_3$  には上限値と下限値があるので、壁量の変化とともに任意の値に収束すると仮定し、壁量と  $\theta_3$  の関係をロジスティック関数を用いて、再度、非線形回帰分析を行った。その結果を図 36 に示した。

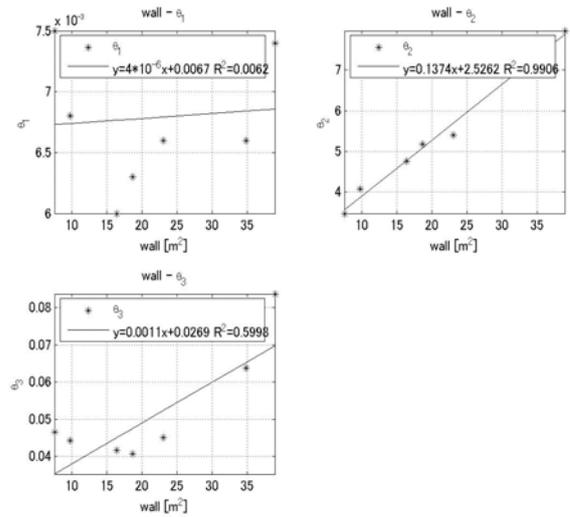


図 34 壁量と  $\theta_1$ 、 $\theta_2$ 、 $\theta_3$  の関係

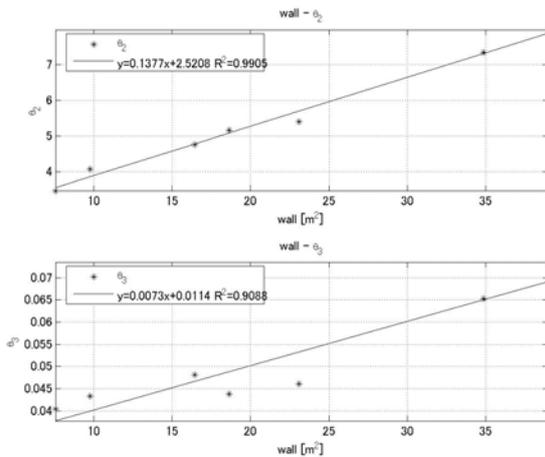


図 35 壁量と  $\theta_2$ 、 $\theta_3$  との関係

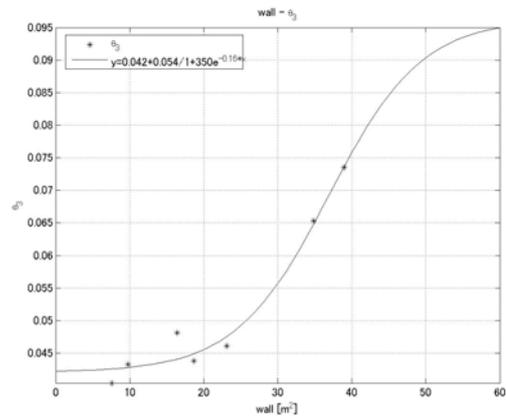


図 36 壁量と  $\theta_3$  との関係

以上のことから、式(2)に示した共振曲線のパラメーターは壁量を  $w$  とすると式(3)に示す結果となる。

$$\begin{aligned}
 \theta_1 &= 0.0067 \\
 \theta_2 &= 0.14w + 2.52 \\
 \theta_3 &= \frac{0.054}{1 + 350e^{-0.16w}} + 0.042
 \end{aligned}
 \tag{3}$$

ここで、天井中央部に設置したセンサー(⑦)で観測された振動特性と(3)式で示したパラメーターを用いて非線形回帰分析を行った結果の一例として Case1~Case4 について

図 37 に示した。

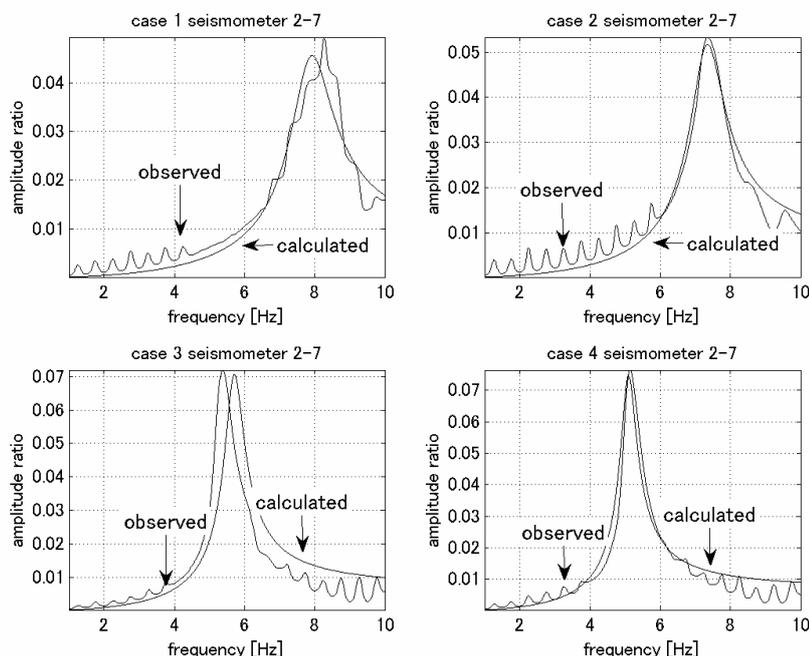


図 37 天井中央部におけるシミュレーション結果

図 11 に示した実測値との比較から Case2 および Case4 については卓越振動数および振幅値は、同一値となった。しかし、Case1 および Case3 の場合については、卓越振動数、振幅値とも若干のずれは見られるが、ほぼ同じ値であることが確認できた。なお、Case5～7についても Case3 と傾向である。

以上の結果の応用として、壁量から求めた共振曲線と任意の地震波のスペクトルから、家屋の応答スペクトルを求めることができ、さらにそのスペクトルを逆フーリエ変換することにより加速度波形を求め、家屋の振動挙動の再現が可能である。

#### f) 結論

本研究は、耐震診断値のもつ意味の理解とともに、旧診断法では考慮されていなかった雑壁(垂壁や腰壁)の影響などについて定量的に把握することを具体的な目的とし、実存する木造家屋の雑壁や構造壁を徐々に取り除くことで構造特性量を変化させ、その変化に伴う卓越周期の変化から雑壁の影響を定量的に解明したものである。その結果、以下のことが明らかとなった。

1. 壁量の減少とともに卓越振動数は長周期側に伸びて行くことから、剛性の低下を確認した。また、壁の減少量と卓越振動数の間には高い相関関係を有していることを確認した。
2. 旧耐震診断値(総合点)と耐震壁量の関係について定量的に推定する方法を開発した(式(1)参照)。式(1)から求めた耐震診断値と旧耐震診断値を比較すると旧耐震診断値が1.0以下の場合、式(1)による計算値とはほぼ同じ値(差は0.01)となったが、1.0を超える場合、その差は大きく0.07～0.25となった。

3. 特に、雑壁がある場合、その差は0.25となり雑壁が家屋全体の剛性に及ぼす影響が顕著に現れている。
4. 2004年改定前の「木造家屋の耐震診断」では腰壁や垂壁などの雑壁は耐震力を有していないものとして扱われていたが、実際には耐震力を有しており、雑壁の面積の約20%が耐震壁量(長さ)として加算できる結果を得た。
5. 実験から得られた振動特性のモデル化を行った結果、Case2およびCase4については卓越振動数および振幅値は同一値となったが、その他のCaseについては、卓越振動数、振幅値とも若干のずれは見られるが、ほぼ同じ値であることが確認できた。
6. すなわち、壁量から求めた共振曲線と任意の地震波のスペクトルから、家屋の応答スペクトルを求めることができ、さらにそのスペクトルを逆フーリエ変換することにより加速度波形を求め家屋の振動挙動の再現が可能となった。

この研究結果は平屋建て木造住宅に限定されたものである。今後の課題として、2階建て木造住宅を含む実験体を増やし多くの家屋に適用できるように改良する必要がある。