パルス性地震動に対する伝統木造建物の地震時挙動の解明と耐震性能評価

杉野　未奈

目次

第１章　序論

1.1　研究の背景 …… 1

1.2　既往の研究 …… 2

1.3　本論文の目的と構成 …… 6

第1章の参考文献 …… 9

第２章　パルス性地震動の特性化

2.1　はじめに …… 13

2.2　Gabor waveletのパルス特性評価 …… 14

2.3　観測地震動のGabor waveletへの特性化 …… 20

2.4　Gabor waveletと正弦波パルス・Ricker waveletの関係 …… 26

2.5　まとめ …… 31

第2章の参考文献 …… 32

第３章　単位軸組架構の動的変形特性評価式の提案

3.1　はじめに …… 33

3.2　最大応答の簡易評価 …… 34

3.3　木造軸組架構の振動台実験 …… 37

3.4　振動特性評価式 …… 46

3.5　最大応答の簡易評価結果 …… 50

3.6　まとめ …… 53

第3章の参考文献 …… 54

第４章　単位軸組架構の動的変形特性評価式の一般化

4.1　はじめに …… 55

4.2　実験概要 …… 56

4.3　木造軸組架構の仕様が復元力特性に及ぼす影響の分析 …… 65

4.4　静的実験結果と動的実験結果の比較 …… 77

4.5　動的変形特性の分析 …… 79

4.6　まとめ …… 81

第4章の参考文献 …… 82

第 5 章　2 層軸組架構の地震時挙動の把握と最大応答評価

5.1　はじめに …… 83
5.2　実験計画 …… 84
5.3　実験結果 …… 90
5.4　骨組解析 …… 98
5.5　簡略最大応答変形評価 …… 106
5.6　まとめ …… 111
第5章の参考文献 …… 112

第 6 章　連たんする軸組架構の地震時衝突挙動評価

6.1　はじめに …… 113
6.2　単位軸組架構の衝突実験 …… 115
6.3　連たんする木造建物群の衝突評価 …… 119
6.4　まとめ …… 131
第6章の参考文献 …… 132

第 7 章　伝統木造建物の耐震性能評価

7.1　はじめに …… 133
7.2　動的変形特性の評価式 …… 134
7.3　実建物の耐震性能評価 …… 137
7.4　まとめ …… 153
第7章の参考文献 …… 154

第 8 章　結論

8.1　本論文の結論 …… 155
8.2　今後の課題 …… 158

発表論文リスト …… 159

謝辞 …… 163

第 1 章　序論

1.1　研究の背景

1995年兵庫県南部地震では,震源近傍で発生したパルス状の波形をした地震動が多数の木造建物被害を及ぼした[例えば1.1)]. このような内陸地殻内地震の震源近傍で発生する地震動はパルス性地震動と呼ばれ, 断層の破壊伝播方向の観測点に現れるという指向性が指摘され, その生成要因の分析[例えば1.2)]などの研究が進められている. また, 川瀬ら[1.3)]は, 兵庫県南部地震で生じた被害の著しい「震災の帯」は, 神戸市下部の段差構造において, 盆地端部で発生し水平に伝播するエッジ生成波と鉛直下方から上昇してくる盆地直進S波が干渉して周期1秒前後の速度パルスが増幅されたために生じたことを明らかにしている. また, 地震調査研究推進本部による「上町断層帯における重点的な調査観測」[1.4)]において評価された地震動についてもパルス性地震動が生じているように, パルス性地震動は今後も日本各地で発生する可能性があり, 今後起こりうるパルス性地震動に対して適切な建物の耐震性能を確保することが人命や資産を守るために必要である.

一方, 我国には, 地域の気候や風土に適した伝統木造建物が多数存在する. 一例として, 京町家と呼ばれる住宅や寺社・仏閣といった伝統木造建物が数多く残る京都は, 南海・東南海地震などの海溝型の地震の震源域から十分に離れている一方,花折断層や桃山断層といった活断層の存在が確認されており, パルス性地震動が京都で発生する可能性は否定できない. パルス性地震動による伝統木造建物の被害を低減するためには,まずはパルス性地震動に対する伝統木造建物の地震時挙動を把握する必要がある. 伝統木造建物の場合, 柱脚が土台に固定されず礎石の上に立つ石場建て, 金物を使用しない特徴的な接合部によって横架材が接合された1階と2階を貫く通し柱など, 在来軸組構法とは異なる構造的な特徴を有することが確認されている[例えば1.5)]. そのような構造的な特徴により,建物がパルス性地震動に対してどのような挙動を示すかを把握することは伝統木造建物の耐震性能を評価する上で重要であると言える.

更に, パルス性地震動に対する伝統木造建物の地震時挙動を理解した上で, 多数存在する伝統木造建物の中から耐震性能の低い建物を効率的に選び出し,効果的な耐震補強を施す必要がある. そこで, 本研究では, 常時微動計測から得られる固有振動数から建物性能を把握することを考える. 固有振動数は常時微動計測より簡易に求めることができるため, 伝統木造建物の復元力特性や骨格曲線を求めることなく,簡易に伝統木造建物の耐震性能を把握する手法として期待される.

1.2 既往の研究

1.2.1 パルス性地震動の特性化とパルス性地震動に対する建物挙動

1995年兵庫県南部地震をはじめとして,内陸地殻内地震の震源近傍で発生するパルス性地震動により多数の建物被害が生じている[例えば 1.1)]．Hall et al. [1.6)]は，Mw=7.0 の地震発生時に震源近傍で発生する地震動を作成し,作成した地震動に対する20階建の鉄骨造建物モデルや免震建物モデルの建物応答を分析した結果,立地地点によっては非常に大きな損傷を被ることを示しているように，今後もパルス性地震動によって深刻な建物被害が生じる可能性がある．よって，今後起こりうるパルス性地震動から建物を守るためには,パルス性地震動に対する建物の地震時挙動の把握や最大応答評価を行い，建物の耐震性能を評価することが重要である．

パルス性地震動下における建物の地震時挙動の把握や最大応答評価を容易にするためには,パルス性地震動の単純化することが有用である．Mavroeidis et al. [1.7)]は，パルス周期，パルス振幅，継続時間（波数），位相の4つのパラメータより包絡曲線を修正したGabor wavelet を用いて地震動の速度波形を特性化する方法を提案している．Bray et al. [1.8)]は，断層直交方向のパルス性地震動の速度波形は，波数，振幅，速度波形の周期をパラメータとして，半周期分の正弦波のつなぎ合わせで評価できることを示している.Baker[1.9)]は,地震動がパルス性であるか否かを選定する評価基準を構築するとともに,ウェーブレット解析により観測地震動から速度が最大となるパルス波を抽出する手法を提案している．なお，Mavroeidis et al. [1.7)]，Bray et al. [1.8)]，Baker[1.9)]ともに，パルス地震動のパルス周期や最大地動速度とモーメントマグニチュードや断層距離との相関を評価しているように,パルス性地震動の特性値を地震の震源特性や震源との位置関係によって評価する研究が進められている．境ら[1.10)]は，構造物の弾塑性応答を等しくする条件の下で，加速度振幅と周期の2つのパラメータで地震動を正弦波に単純化可能であることを示している.鈴木ら[1.11)]は近年の内陸地殻内地震の震源近傍の観測記録や予測地震動が，正弦波1周期または2周期で加速度応答スペクトルを概ね近似できることを確認している.土方ら[1.12)]は,兵庫県南部地震で観測された地震動に対して,鋸波形状の要素波を重ね合わせた特性化波によって弾性応答および弾塑性挙動やエネルギーを適切に評価できることを示している．

単純化したパルス性地震動に対する建物応答評価に関する研究も行われており，山田ら[1.13)]は，速度および加速度パルス入力に対し,極限応答解析における仮定を検討し,1自由度系の地震時応答評価を行っている．張ら[1.14)]は，断続した正負矩形加速度パルス，連続した正負矩形速度パルス地動に対し，1自由度完全弾塑性系の応答を近似的に陽な予測式で表している．安井ら[1.15)]は，正弦波パルス1波に対する弾性1自由度系の最大応答および減衰特性について，時刻歴応答と最大応答値発生時刻理論解をもとに定式化している．Alavi et al. [1.16)]は，パルス性地震動の観測地震動およびパルス性地震動を単純化したパルス波に対する弾性および弾塑性の建物の応答を分析している．更に近年，パルス性地震動に対する各種構造の建物応答に関する研究が盛んに行われており，村瀬ら[1.17), 1.18)]は，免震構造と連結制振構造を組み合わせたハイブリッド建物が，パルス性

地震動を含めて幅広い地震動に対して応答を有効に低減できるメカニズムについて言及している.

以上のようにパルス性地震動の特性化および,パルス性地震動に対する建物応答の研究が進められている. しかしながら, 強い非線形を有する伝統木造建物がパルス性地震動に対してどのような地震時挙動を示すかについては未だ十分に解明されていない.

1.2.2 伝統木造建物の地震時挙動および耐震性能評価

伝統木造建物を地震から守るためには,伝統木造建物の地震時挙動や耐震性能を把握することが重要である. 伝統木造建物の地震時挙動や耐震性能を把握するために, 様々な静的水平加力実験や振動台実験が既往の研究では行われている.耐震要素となる軸組架構を取り出した試験体を用いた検討が複数行われており, 村上ら[1.19)ほか]は, 土壁の単位軸組架構の静的加力実験を行い, 破壊性状の分析によって土壁の抵抗機構を分析し, 力学モデルを構築している. 山田ら[1.20)]は, 各種の耐震要素を組み込んだ単位軸組架構の試験体を用いて振動台実験と静的加力実験を行い,破壊性状や復元力特性について検討している.

伝統木造建物の実大架構については, 杉山ら[1.21)]は, 江戸時代に建築された農家の静的水平加力試験を行い, 水平剛性について分析を行っている. 佐藤ら[1.22)]は, 農家型の伝統木造住宅の静的水平加力試験を行い, 力学モデルを用いて解析的に評価を行っている. 向坊ら[1.23)]や清水ら[1.24)ほか]は伝統木造建物の耐震性能を検討するため実大震動台実験を行い,実大建物の通し柱を含めた損傷過程や柱脚の水平移動や浮上りといった挙動や耐震補強効果を確認している.

伝統木造建物の構造特性の地域間比較として, 南部ら[1.25)]は, 重要伝統的建造物群保存地区8地区の伝統的木造住宅を対象として, 高さ, 重量, 床面積, 1階柱本数, 柱寸法, 降伏ベースシア係数などの構造特性値をを比較し,地域よって構造特性値に差が見られることを明らかにしている.

1.2.3 木造建物の最大応答評価および耐震性能評価

本研究では,多数の建物に容易に実施可能な建物の最大応答変形を評価基準とした耐震診断法の構築を目指す. そこで本項では, 伝統構法のみならず, 在来構法も含めた木造建物の既往の最大応答評価法の研究を示す. 真柄ら[1.26)]は, 枠組壁工法の建物の地震時の最大応答を, エネルギー入力率の確率分布に基づいて評価することを提案している. 荒木ら[1.27)]は, データベース化した多数の耐力要素の実験結果から復元力特性のパラメタを決定し,復元力モデルの重ね合わせにより実大建物の復元力モデルを予測する手法を提案している. 長岡ら[1.28)]は, 地震エネルギーを表現できる最大変形を変数とする有効周期を定義し,等価線形化法に用いて評価精度を確認している. 中川ら[1.29)]は, 2007年能登半島地震において被災した木造住宅を対象の地震被害の再現を, 個別要素法を基本理論とした数値解析モデルによる時刻歴応答解析により試みている. 本研究では, 簡略的な最大応答変形評価法を目指すため, 架構や要素の復元力特性を個々に与えることなく, 固有振動数の振幅依存性を表す動的変形特性から簡略的に最大応答変形を評価することを目指している点において, 既往の研究と一線を画す.

1.2.4　常時微動計測を用いた木造建物の耐震性能評価

常時微動計測は，短時間，非破壊に建物の固有振動数を容易に得ることができるため，常時微動計測を用いた木造建物の耐震性能評価に関する研究は多数行われている．山辺ら[1.30]は，固有振動数と築年数や壁量との関係を評価している他，田端ら[1.31]，柳澤ら[1.32]は，在来軸組構法について，常時微動計測で得られる固有振動数と(財)日本建築防災協会による「木造住宅の耐震診断と補強方法」の精密診断法1（保有耐力診断法）から得られる評点との関係は，若干の傾向は見られるがばらつきが大きいことを示している．そして，常時微動計測で得られる固有振動数を用いるためには，面材や筋交の微小変形時の剛性を評価することが有用であることを示している．岩本ら[1.33]は，6つの地域の計163戸の在来構法木造2階戸建住宅の常時微動計測から得られた振動特性と地域性・年代変化・建築面積との平均的傾向を分析している．岡田ら[1.34]は，固有振動数と耐震性能の関係を評価するのではなく，建物の常時微動をカオス現象として捉え，複雑さの程度から求めた診断推定値と精密診断法の評点は相関が高いことを示している．伝統木造建物に関しては，新居ら[1.35]が京町家に対して，常時微動計測から得た固有振動数から建物のベースシア係数を簡略的に推定できることを示している．

上記の研究は，常時微動計測結果と精密診断法の評点や建築年等との比較が主であり，建物の復元力特性や大変形時の変形性能に関しては議論されておらず，地震時の最大応答変形を評価する目的ではない．常時微動計測結果と復元力特性との関係を評価している研究としては，田中ら[1.36]は，常時微動計測から得られた固有振動数と図面より算出した壁量から求めた充足率の間には一定の相関があることを示し，常時微動計測結果を用いた3次元非線形動的挙動解析モデルを構築することを検討している．福本ら[1.37]は，常時微動計測結果を用いた荷重変形関係の推定法を提案することを目的として，木造住宅の重量変化，経年劣化，加振経験，耐力壁の増設といった試験体性状の変化による振動特性の変化を分析している．また，常時微動計測から得られる剛性と加振試験から得られる荷重変形関係との比較を行っている．

上記の2つの研究は，耐震診断で得た荷重変形関係やフレームモデルを常時微動計測結果を用いて補正することを目指しており，簡便な耐震診断法の構築を目的としていない．本論文では，常時微動計測結果から簡便に伝統木造建物の最大応答を評価することを目的とする．

常時微動計測結果から得られる固有振動数に着目すると，固有振動数には建物の変形に対して振幅依存性があることが報告されている．鈴木ら[1.38]は，実大軸組試験体の振動台実験および静的加力実験の結果から，試験体の復元力特性の割線剛性による等価固有振動数を算出し，試験体の変形が進むと対数関数的に試験体の固有振動数が低下することを指摘している．千葉[1.39]らは，五重塔の地震時挙動のデータを蓄積を目的として，1/5縮小模型を用いた振動台実験を行った結果，1次固有振動数の変位依存性を確認している．以上のように，建物の固有振動数が変形に依存して低下する性質は既往の研究により指摘されているが，固有振動数の振幅依存性を建物の最大応答評価に用いる研究は見られない．本研究では，固有振動数の振幅依存性を最大応答評価に用いることを考える．

1.2.5　隣接建物の衝突可能性評価および衝突挙動評価

日本各地に存在する伝統的木造建物は，隣り合う建物同士の間隔が非常に狭い場合がある．その場合，建物一棟一棟の耐震性能を評価するだけでは十分ではなく，隣接建物の影響を考慮する必要がある．特に，地震時には隣接する建物同士が衝突する可能性が十分に考えられ，衝突による影響を考える必要がある．実際に，国外では地震時に建物同士の衝突によって建物被害が生じていることが報告されている[例えば1.40), 1.41)]．

Hayashi et al. [1.42)]は，連たんする伝統的木造建物群において常時微動計測を実施し，隣接する建物のフーリエスペクトル比の比較から，その建物が独立に振動している場合と，いくつかの建物が一体あるいは連成して振動している場合を区別できることを示している．しかし，建物が独立に振動している場合には，隣接する建物同士が衝突する可能性があり，地震時の挙動に大きく影響を及ぼす事が懸念されるが，衝突するか否か（衝突可能性）や衝突時の建物挙動については検討がなされていない．

建物の衝突可能性については，建物間の距離を棟間相対変位が超過するか否かによって決定される．すなわち，衝突可能性評価では，非衝突の解析結果を基にして最大棟間相対変位を推定することとなる．笠井ら[1.43)]は，定常不規則振動論に基づいて2棟の最大応答変位と2棟間の等価周期比および等価減衰定数から表される相関係数を用いて最大棟間相対変位を推定する方法（SPD則）を提案し，最大応答変位の単純和（ABS則）や2乗和平方根（SRSS則）と比較して，その推定精度が良好であることを示している．

建物の衝突時の挙動については，諸岡ら[1.44)]は，建物連結補強を目的として，共振曲線の理論解に基づいて遊隙連結系の等価線形化を行うことにより，1自由度系でモデル化された建物の遊隙連結による応答制御効果，および応答制御し得る遊隙部材の特定法を明らかにしている．Anagnostopoulos[1.45)]は，バネとダッシュポットからなる衝突要素を有するせん断1自由度系の衝突時の最大変形について，建物（1自由度系）の棟数や周期，隣棟間隔，1自由度系の降伏耐力，質量比，衝突要素の剛性や減衰定数をパラメータとして分析を行っている．

上記の研究は，建物の衝突可能性の評価や，衝突時の挙動について分析しているが，パルス性地震動が入力された場合に対しても同様の傾向を示すかは明らかでない．パルス性地震動に対する建物の衝突時挙動に関する研究では，免震建物と擁壁部の衝突についての先行研究が存在する．柏ら[1.46)]は衝突解析によって擁壁部特性や入力レベル等が免震層や上部構造の最大応答に与える影響を分析するとともに，衝突直前の情報を用いて衝突時の応答を評価する手法を提案している．解析によって断層近傍強震動下における擁壁との衝突との衝突はせいぜい2回程度であり，衝突しないときにクリアランスを超える変形を被る回数と，衝突するときの回数は殆ど等しいことを示している．しかし，上記の知見が伝統木造建物の同士の衝突に対して有効であるか否かは明らかでない．

1.3　本論文の目的と構成

本論文の目的は,内陸地殻内地震の震源近傍で発生するパルス性地震動に対する伝統木造建物の地震時挙動の解明と耐震性能の簡略評価である．本論文で提案する耐震性評価法は，多数の伝統木造建物の中から耐震性能の低い建物を効率的に選び出すことを目的としており,フローを図1.1に示す．まず，地域で予測されるパルス性地震動を特性化した単純なパルス波に近似する．次に，対象とする伝統木造建物の常時微動計測を実施して固有振動数を推定する．そして，本論文で提案する極微小変形から大変形時における固有振動数及び減衰定数の変化を表す動的変形特性の評価式を応答スペクトル法に適用して最大応答変形角を評価する．最後に，評価された最大応答変形角と設定した限界変形角とを比較することにより詳細な安全性評価が必要か否かを検討する．

本研究の特色は，伝統木造建物の復元力特性や骨格曲線を意識することなく，極微小変形から大変形時における固有振動数の振幅依存性を表す動的変形特性を用いた最大応答評価を提案している点にある．

本論文は8章から構成され，各章の構成について図1.2に示し，各章の構成を以下に示す．

第1章「序論」では，本研究の背景および目的を述べ，既往の研究についてまとめた．

第2章「パルス性地震動の特性化」では，パルス性地震動下における伝統木造建物の地震時挙動を把握を容易にし，簡略的に最大応答評価を行うことを目的として，パルス性地震動のパルス周期・パルス振幅・継続時間という3つの特性値を用いてGabor waveletに置換する方法について検討を行う．

第3章「単位軸組架構の動的変形特性評価式の提案」では，単位軸組架構試験体の振動台実験を行い，伝統木造軸組架構の振動特性（固有振動数と減衰定数）の振幅依存性を表す動的変形特性について検討する．試験体は，全面が壁で構成される全壁試験体2体と，軸組主体の試験体4体とする．入力波は，パルス性地震動を単純化した正弦波パルス及び継続時間の長い告示波を用いる．

第4章「単位軸組架構の動的変形特性評価式の一般化」では，前章で示した単位軸組架構の動的変形特性の一般化を目指して,伝統木造軸組架構の仕様(接合部，非構造部材の有無，壁材・木材の違い，軸組断面寸法など)の違いが復元力特性や動的変形特性に及ぼす影響を定量的に分析する．分析においては,微小変形から最大変形角1/10rad以上で水平抵抗力を喪失するまで実施した単位軸組架構の静的水平加力実験結果と,前章で示した単位軸組架構の振動台実験結果を用いる．静的水平加力実験に用いた軸組主体の試験体は，軸組試験体4体，垂壁試験体8体，差鴨居試験体6体の計18体であり，全壁試験体は7体である．

第5章「2層軸組架構の地震時挙動の把握と最大応答評価」では，パルス性地震動下における伝統木造建物の地震時挙動の分析と，最大応答変形角の簡略評価を目的として，2層軸組架構の振動台実験を行う．試験体は，柱脚は石場建てで非対称な壁配置とし，試験体は，側柱が壁配置が連層壁か1階壁抜けか，柱通しか梁通しかの組み合わせとする．また，2層軸組架構の骨組解析により，振動台の性能上，実験できなかった大振幅加振時の建物応答特性を分析する．

第6章「連たんする軸組架構の地震時衝突挙動評価」では，隣接建物同士が衝突する可能性を評価するとともに，衝突の可能性がある場合に，衝突による影響を検討可能な解析モデルの構築を行う．まず，単位軸組架構を衝突させる振動台突実験を行い，実験結果を基に衝突挙動を分析する．次に，実験結果と数値解析の結果をもとに，パルス性地震動の特性値を用いた衝突可能性の評価式を構築する．最後に，衝突時の挙動を評価可能なシミュレーション解析モデルを構築し，建物間の衝突ばねのパラメータスタディを行い，解析モデルの有効性を検討する．

第7章「伝統木造建物の耐震性能評価」では，伝統木造建物の耐震性能を簡便に評価するために用いる動的変形特性の評価式を構築し，既往の震動台実験結果に適用することで耐震性能の評価基準である最大変形角の推定精度を検証を行うとともに，実京町家への適用事例を示す．

第8章「結論」では，各章から得られた結論をまとめ，本論文の総括を行う．

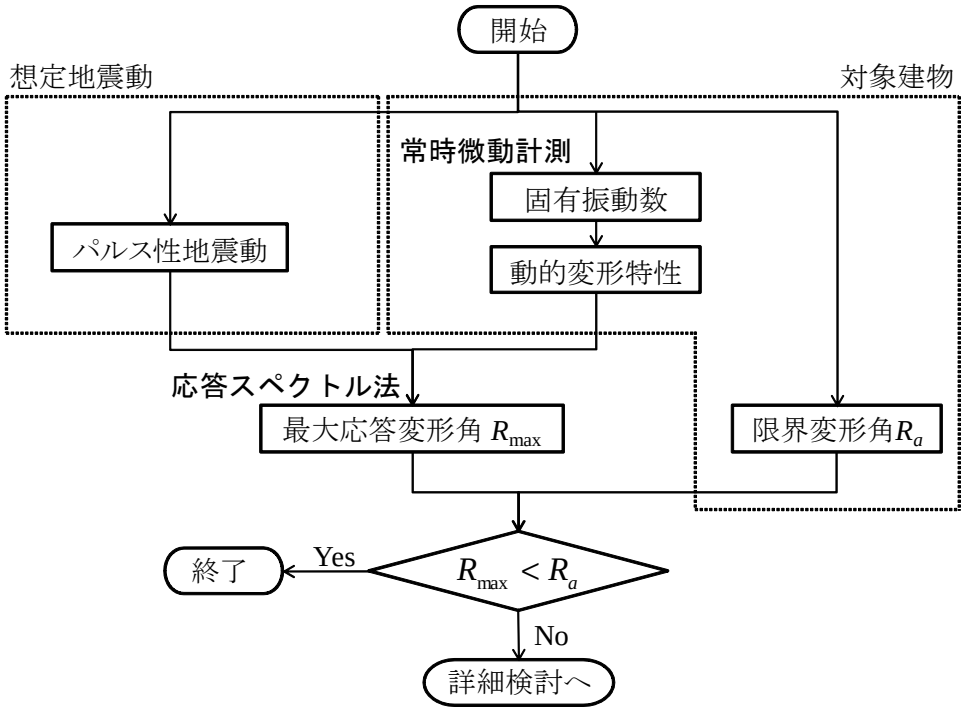


図 1.1　本論文で提案する耐震性評価法

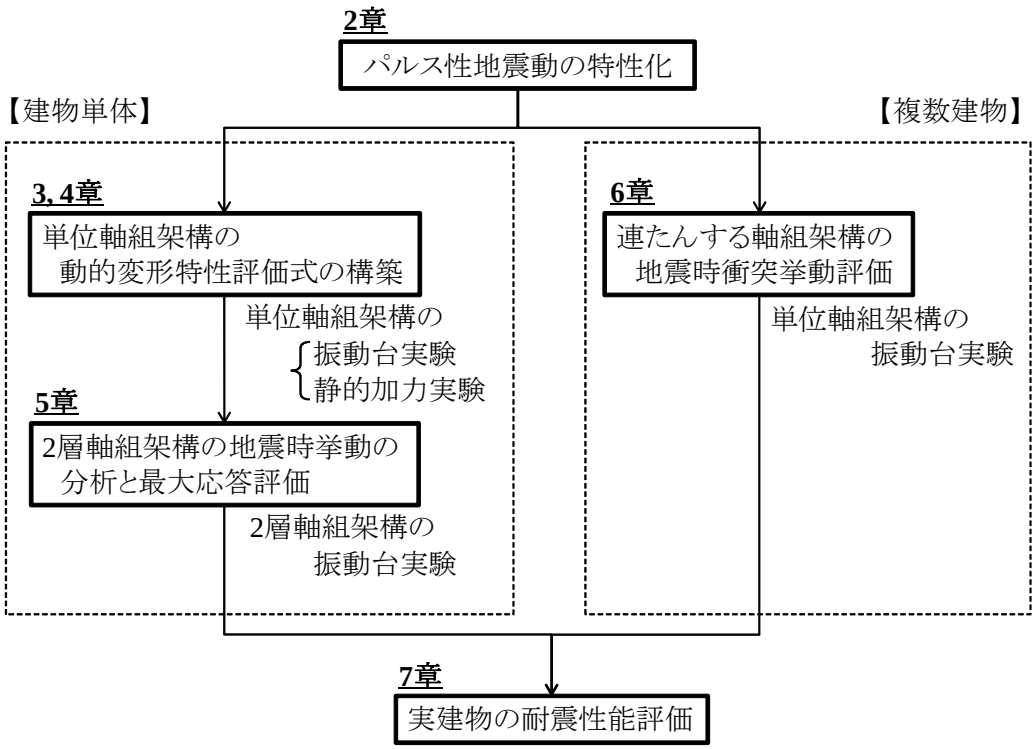


図 1.2　本論文の構成

第１章の参考文献

1.1) 日本建築学会：阪神・淡路大震災調査報告　木造建物　建築基礎構造, 1998.3.

1.2) 宮武隆：断層近傍の強震動パルスの成因, 地震, 第2輯, 第51(2) 巻, pp.161-170, 1998.

1.3) 川瀬博, 林康裕：兵庫県南部地震時の神戸市中央区での基盤波の逆算とそれに基づく強震動シミュレーション, 日本建築学会構造系論文集, No.480, pp.67-76, 1996.2.

1.4) 文部科学省研究開発局, 国立大学法人京都大学防災研究所：上町断層帯における重点的な調査観測 平成22~24年度 成果報告書, 2013.3.

1.5) 須田達, 鈴木祥之, 奥田辰雄, 小笠原昌俊：京町家の構造調査に基づく構造特性の評価, 地域安全学会論文集, 地域安全学会, Vol. 7, pp. 15-21, 2005.11.

1.6) Hall, J., T. Heaton, M. Hailing and D. Wald : Near-source ground motion and its effects on flexible buildings, *Earthquake Spectra*, 11, pp.569-606,1995.

1.7) Mavroeidis, G. and A. Papageorgiou : A mathematical representation of near-fault ground motions, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.93, No.3, pp.1099-1131, 2003.

1.8) Bray, J. and A. Rodriguez-Marek : Characterization of forward-directivity ground motions in the nearfault region, *Soil dynamics and earthquake engineering*, 24(11), pp.815-828, 2004.

1.9) Baker, J.W. : Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.97, No.5 , pp.1486-1501, 2007.10.

1.10) 境有紀, 南忠夫, 壁谷澤寿海：構造物の弾塑性地震応答を考慮して地震動をサイン波1波に単純化する方法, 構造工学論文集, Vol.45B, pp.81-86, 1999.3.

1.11) 鈴木恭平, 川辺秀憲, 山田真澄, 林康裕：断層近傍のパルス地震動特性を考慮した設計用 応答スペクトル, 日本建築学会構造系論文集, No.647, pp.49-56, 2010.1.

1.12) 土方勝一郎 , 柳下文雄：兵庫県南部地震を対象とした強震動の特性化の研究(その1, 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅰ, pp.327-330, 2014.9.

1.13) 山田稔, 河村広, 谷明勲, 藤谷秀雄：パルス応答解析による1質点系の地震応答評価‐Bi-linear型復元力特性：完全弾塑性型と塑性劣化型について‐, 日本建築学会構造系論文報告集, No.369, pp.48-59, 1986.11.

1.14) 張富明, 酒井久和, 河村廣, 久保哲夫：正負地動パルスによる１自由度完全弾塑性系の地震応答の予測, 日本建築学会構造工学論文集, Vol. 50B, pp. 435-440, 2004.3.

1.15) 安井雅明, 西影武知, 見上知広, 亀井功, 鈴木恭平, 林康裕：パルス地震動に対する1自由度系最大応答理論解と応答特性, 日本建築学会構造系論文集, 第75巻, No.650, pp.731-739, 2010.4.

1.16) Alavi, .B and H. Krawinkler : Behavior of moment-resisting frame structures subjected to near-fault ground motions, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol33, pp.687-706, 2004.5.

1.17) 村瀬充, 藤田皓平, 辻聖晃, 竹脇出：幅広いタイプの地震動にも頑強な免震と連結制振のハイブリッド構造, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造II, pp.915-916, 2013.9.
1.18) 村瀬充, 藤田皓平, 辻聖晃, 竹脇出：免震と連結制振を組み合わせたハイブリッド構造システムの連結ダンパー量決定法 構造II, pp.915-916, 2014.9.
1.19) 村上雅英, 景山誠, 鈴木有, 稲山正弘：静的水平加力実験に基づく土壁の耐荷機構の解明-せん断破壊が先行しない土壁の力学挙動-, 日本建築学会構造系論文集, No.582, pp.103-108, 2004.8.
1.20) 山田真澄, 鈴木祥之, 後藤正美, 清水秀丸：単位木造フレームを用いた動的・静的実験による木造軸組の耐震性能評価, 日本建築学会構造系論文集, No.582, pp.95-102, 2004.8.
1.21) 向坊恭介, 鈴木祥之, 鎌田輝男, 具典淑, 川上沢馬：京町家の実大振動台実験による地震応答特性の分析, 第12回地震工学シンポジウム論文集, pp.770-773, 2006.11.
1.22) 杉山英男, 野口弘行, 鈴木秀三, 安藤直人：江戸時代に建築された農家の水平加力試験の結果, 日本建築学会構造系論文集, No.360, pp.23-30, 1986.2.
1.23) 佐藤弘美, 松田昌洋, 藤田香織, 腰原幹雄, 坂本功：現地実験による伝統的木造住宅の構造性能に関する研究 -山口県の農家を対象とした静的水平加力実験- , 日本建築学会構造系論文集, No.602, pp.187-194, 2006.4.
1.24) 清水秀丸, 向坊恭介, 堀川恵巳子, 槌本敬大, 河合直人, 大橋好光：実大震動台実験による伝統的な木造建物の耐震性能検証に関する研究-部材断面がやや小さい都市近郊型試験体の震動台実験結果, 日本建築学会構造系論文集 , 第76巻, No.663, pp.943-950, 2011.5.
1.25) 南部恭広, 焦鍵, 多幾山法子, 渡辺千明, 林康裕：伝統木造住宅における構造的特徴の地域性, 日本建築学会構造工学論文集, Vol.59B, pp.585-592, 2013.3.
1.26) 真柄琢哉, 三宅辰哉, 五十田博, 田守伸一郎, 笹川明：枠組壁工法建築物の地震時最大応答変位に関する考察：エネルギー入力率に基づく1質点系の最大応答変位予測, 日本建築学会構造系論文集, No.506, pp.75-82, 1998.4.
1.27) 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, No.579, pp.79-85, 2004.5.
1.28) 長岡修, 五十田博：等価線形化法による木造住宅の地震時応答推定とその精度, 日本地震工学会論文集, 第13巻, 第3号, pp.1-13, 2013.
1.29) 中川貴文, 佐藤弘美, 多幾山法子, 腰原幹雄, 林 康裕：2007年能登半島地震における木造住宅の被害の再現, 日本建築学会構造系論文集, 第78巻, No.688, pp.1113-1122, 2013.6.
1.30) 山辺克好, 金井清, 寺尾次夫：川崎市における木造家屋(2階建)の固有周期の測定：日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.501-502, 1977.10.
1.31) 田端千夏子, 大橋好光：微動測定とその耐震診断への応用の可能性 -木造建築物の耐震診断法に関する研究その2- , 日本建築学会構造系論文集, No.616, pp.141-147, 2007.6.

1.32) 柳澤泰男, 田端千夏子, 大橋好光：既存木造軸組構法住宅の耐震性評価の精度向上のための常時微動の活用に関する研究 -実測値と理論値の関係- , 日本建築学会技術報告集, 第17巻, No.37, pp.873-878, 2011.10.

1.33) 岩本亮, 川瀬博, 包那仁満都拉：微動計測に基づいた在来木造住宅の振動特性の地域性および年代変化, 日本建築学会構造系論文集 , 第74巻, No.635, pp.33-39, 2009.1.

1.34) 岡田成幸, 高井伸雄, 島田佳和：微動のカオス性に着目した次元解析による木造住宅の原位置的簡易耐震診断法の開発, 第12回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.1054-1057, 2006.11.

1.35) 新居藍子, 林康裕, 森井雄史, 井田祥子, 鈴木祥之：常時微動計測から推定される京町家の振動性状, 日本建築学会構造系論文集, No.613, pp.43-50, 2007.3.

1.36) 田中宏明, 川瀬博:実測データに基づく木造住宅の三次元非線形動的挙動解析モデルの構築 , 日本建築学会構造系論文集, No.592, pp.121-128, 2005.6.

1.37) 福本有希, 腰原幹雄, 三宅辰哉, 槌本敬大, 五十田博：微動計測を用いた既存木造住宅の荷重変形関係推定手法に関する研究, 日本建築学会構造工学論文集, Vol.55B, pp.163-169, 2009.3.

1.38) 鈴木祥之, 前野将輝, 西塔純人, 北原昭男, 後藤正美, 須田達, 大下達哉：伝統木造軸組の実大振動実験･静的水平力載荷実験, 日本建築学会構造系論文集, No.574, pp.135-142, 2003.12.

1.39) 千葉一樹, 藤田香織, 腰原幹雄, 河合直人, 箕輪親宏, 花里利一, 坂本功：振動台加振実験から得られた伝統的木造構法五重塔の基礎的な振動特性 -伝統的木造構法五重塔の縮小模型実験 その1- , 日本建築学会構造系論文集, No.614, pp.69-75, 2007.4.

1.40) Kasai, K. and B. F. Maison : Building pounding damage during the 1989 Loma Prieta earthquake, *Engineering Structures*, Vol.19, No.3, pp.195-207, 1997.

1.41) Cole, G. L., R. P. Dhakal and F. M. Turner : Building pounding damage observed in the 2011 Christchurch earthquake, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol41, No.5 pp.893-913, 2012.8.

1.42) Hayashi, Y., S. Higa, Y. Hasebe, T. Morii, M. Matsuda M. and Koshihara : Seismic performance evaluation for groups of historic wooden houses, *ICOSSAR'09*, pp.890-896, 2009.9.

1.43) 笠井和彦, Tran. B. T. : A simplified method to predict peak value and trend of seismic relative motion between adjacent buildings (地震時における隣接建物間の相対変位の最大値やその傾向の簡易予測法), 日本建築学会構造系論文集, No.582, pp.47-55, 2004.8.

1.44) 諸岡繁洋, 篠原達巳, 御澤昇明, 中島正愛：遊隙連結系の等価線形化と応答制御への適用, 日本建築学会構造系論文集, No.587, pp.61-68, 2005.1.

1.45) Anagnostopoulos, S. A. : Pounding of buildings in series during earthquakes, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol.16, pp.443-456, 1988.

1.46) 柏尚稔, 中安誠明, 中島正愛：過大地震動下における免震建物の応答と損傷特性, 日本建築学会構造工学論文集, Vol.51B, pp. 237-246, 2005.3.

第 2 章　パルス性地震動の特性化

2.1　はじめに

内陸地殻内地震の震源近傍で発生するパルス性地震動に対する建物の安全性を評価するためには，地震動の特性が建物応答に及ぼす影響を把握することが肝要である．本研究では，パルス性地震動に対する建物応答を評価するために，パルス性地震動を数少ないパラメータで表現可能な単純な波に特性化し，パルス特性値を変化させることによってパルス特性値が建物応答に与える影響を把握する．本章では，地震動の最大速度振幅（パルス振幅），卓越周期（パルス周期）のほかに地震動の継続時間（波数）を評価し，Gabor wavelet[2.1)ほか]をパルス性地震動を単純化した波形として用いて観測地震動を単純化する．Gabor wavelet を用いる利点は，継続時間（波数）を考慮可能であることにある．

パルス性地震動を単純化する研究として，Mavroeidis et al. [2.2)], Bray et al. [2.3)], Baker[2.4)]などの研究が存在する．それらの研究の中でもMavroeidis et al. [2.2)]は，包絡曲線を改良したGabor wavelet を用いて，パルス周期，パルス振幅，継続時間（波数），位相の 4 つのパラメータより地震動の速度波形を特性化する方法を提案している．しかし，パルス振幅は速度波形および擬似速度応答スペクトルの最大値に適合するように，波数，位相に関しては，速度・変位波形に適合するように試行錯誤によって評価している．そこで本章では，パルス性地震動の継続時間（波数）をエネルギーの集中率によって容易に評価する手法を提案する．また，継続時間が短く，使用するパラメータが少なく扱いが容易である正弦波パルスや Ricker wavelet[2.5)]と Gabor wavelet との対応関係を確認する．

本章の構成を以下に示す．2.2節では，パルス性地震動を特性化するために用いるGabor wavelet を定義し，時刻歴波形および応答スペクトルを示す．また，地震動の継続時間を評価する方法を検討するために，Gabor waveletの継続時間と瞬間入力エネルギーと総入力エネルギーの速度換算値である入力エネルギーの集中率の関係について分析を行う．2.3節では，パルス性地震動の観測地震動 4 波をGabor wavelet に特性化する手法を示す．2.4 節では，次章以降で用いる正弦波パルスや Ricker wavelet と Gabor wavelet を時刻歴波形や応答スペクトルを用いて比較し，両者の対応関係を確認する．2.5 節では，本章のまとめを述べる．

2.2 Gabor waveletのパルス特性評価

2.2.1 時刻歴波形

本研究では, パルス性地震動を特性化した波形として式(2.1)~(2.3)で表されるGabor wavelet[2.1)]の速度波形を用いる．式(2.1)に示す速度波形は，図2.1に示すように速度振幅V_p，円振動数ω_p, 位相ϕの調和波に，標準偏差σのガウス関数を乗じて求めている．ガウス関数の継続時間は$0 \le t \le 6\sigma/\omega_p$の範囲とし，$\phi$=0のとき$t=3\sigma/\omega_p$で最大速度をとるようにする．ここで, σを波数に相当するkで表すと式(2.3)となる．このkを無次元化継続時間と定義する．また，T_p=$2\pi/\omega_p$をパルス周期と呼ぶ.

$$\dot{y}_0(t) = V_p \cdot \exp\left\{-\left(\omega_p t'/\sigma\right)^2\right\} \cdot \cos\left(\omega_p t' - \phi\right) \tag{2.1}$$

$$t' = t - 3\sigma/\omega_p \tag{2.2}$$

$$\sigma = k\pi/3 \tag{2.3}$$

式(2.1)の速度波形を微分すると式(2.4)の加速度波形が求まる.

$$\ddot{y}_0(t) = V_p \cdot \exp\left\{-\left(\omega_p t'/\sigma\right)^2\right\} \cdot \left\{-2\left(\omega_p{}^2 t'/\sigma^2\right) \cdot \cos\left(\omega_p t' - \phi\right) - \omega_p \sin\left(\omega_p t' - \phi\right)\right\} \tag{2.4}$$

図2.2にk=3,9のGabor waveletの加速度，速度，変位の時刻歴波形を示す．ただし，同図では，ϕ=0としてガウス関数が最大となるときに調和波が最大となるように設定している.

なお，地動変位の最大値D_pは，式(2.5)に示すD_{p0}によりT_p ,V_pから略算する.

$$D_{p0} = V_p T_p / (2\pi) \tag{2.5}$$

図2.3には，数値解析により求めたD_pとD_{p0}の比D_p/D_{p0}をkを変化させて示す．同図より，kが5程度以上では概ねD_pとD_{p0}が等しいことが分かる.

2.2.2　応答スペクトル

図 2.4 に T_p=1, V_p=1, ϕ =0 のとき，無次元化継続時間 k を k=1, 3, 6, 9 と変化させた場合の応答スペクトルを示す．ただし，T は建物の固有周期を表し，減衰定数 h は h=0.05 とする．同図より，k が小さい場合，加速度応答スペクトルおよび速度応答スペクトルの最大値が T=1 よりも小さい周期で生じることが分かる．これは，加速度応答は変位応答に比べて，短周期で応答が大きくなることに加え，kが小さい場合には調和波にガウス関数を掛け合わせることにより，Gabor wavelet の極値の間隔が調和波に比べて狭くなることが一因であると考えられる．また，k を大きくすれば，V_p が一定の場合も応答スペクトルの最大値は T / T_p=1 付近で大きくなる．これは，k が大きくなるほど，調和波入力に近づくことで建物が定常応答に近づくためである．

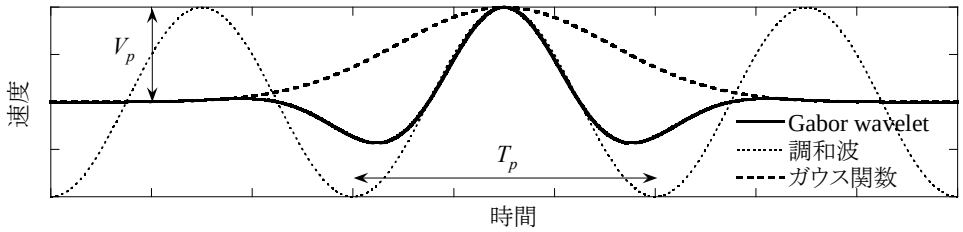


図 2.1　Gabor wavelet の速度波形 [k=3, ϕ=0]

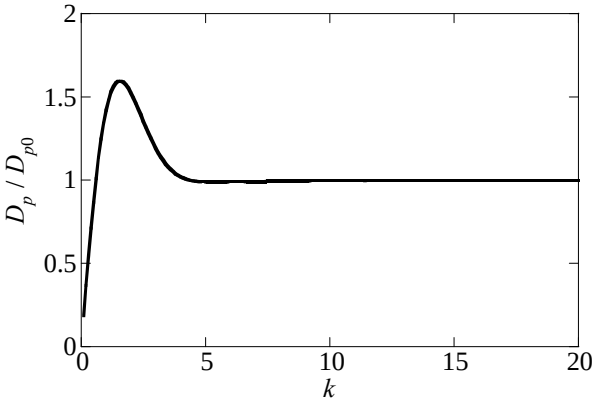
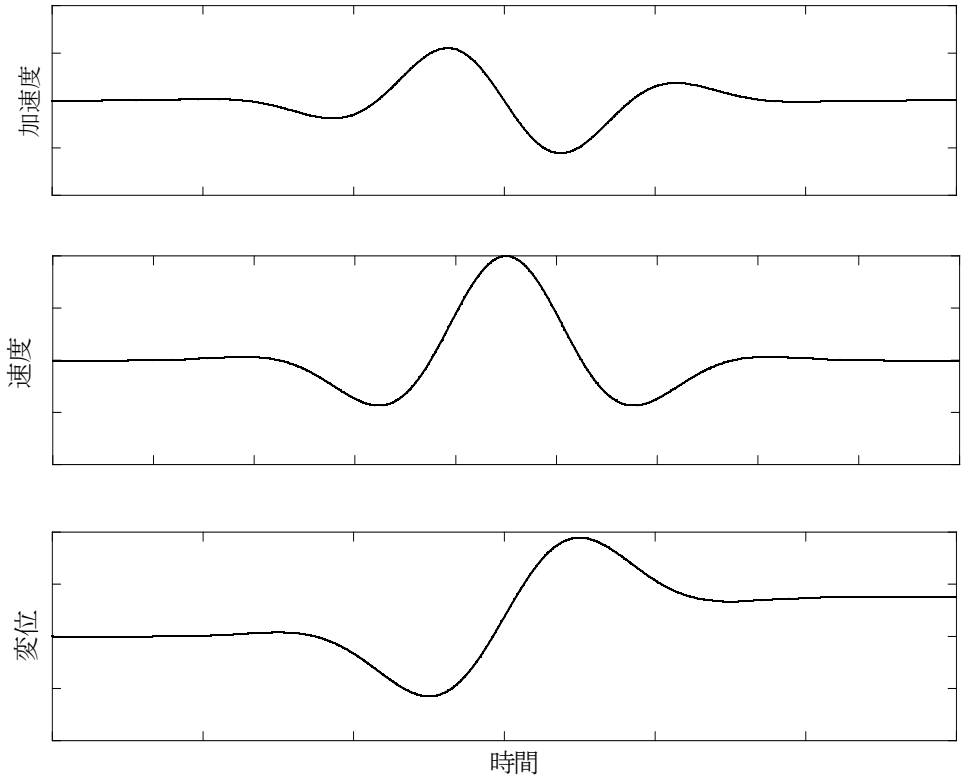
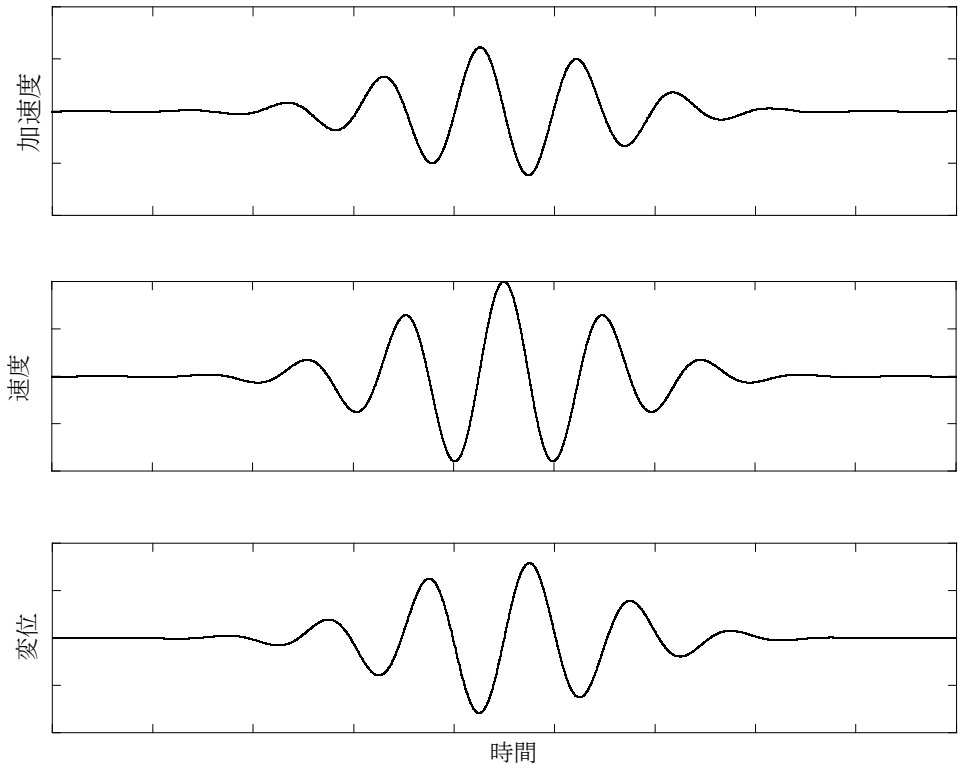


図 2.3　Gabor wavelet における D_p/D_{p0} と k の関係[ϕ=0]



(a)　基準化継続時間 k=3



(b)　基準化継続時間 k=9

図 2.2　Gabor wavelet の時刻歴波形 [k=3, ϕ=0]
(上：加速度，中：速度，下：変位)

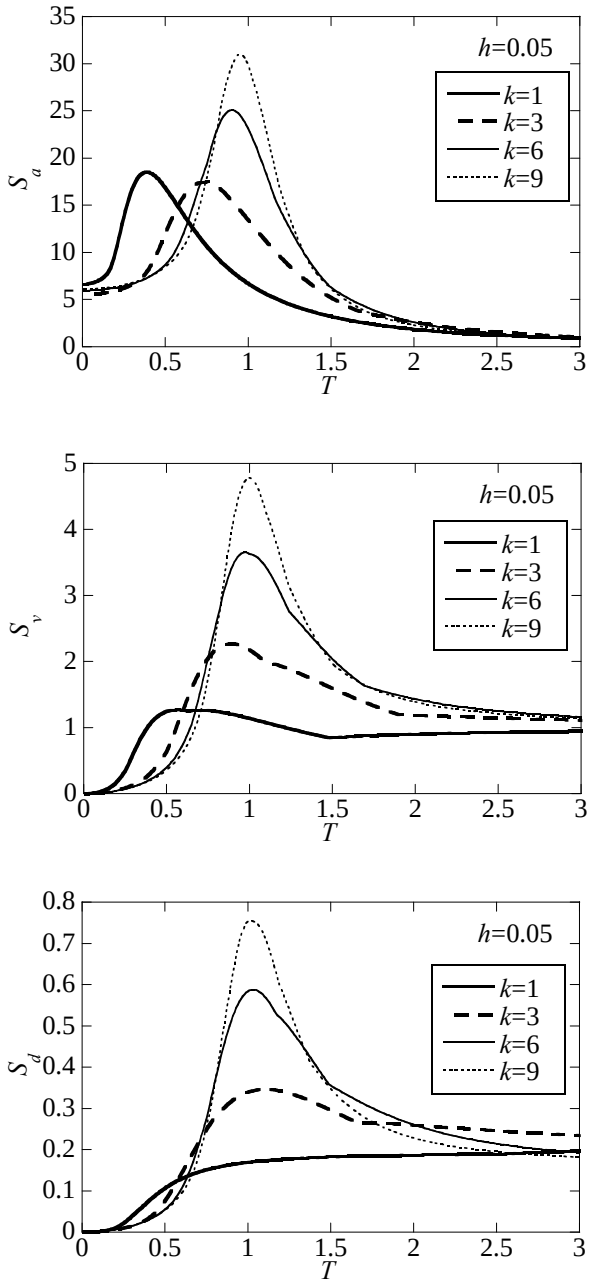


図 2.4　Gabor wavelet の応答スペクトル[T_p=1, V_p=1, k=3, ϕ=0, h=0.05]
(上：加速度，中：速度，下：変位)

2.2.3 入力エネルギー

本項では，Gabor wavelet のエネルギー入力に関して分析する．地動加速度 $\ddot{y}_0$ を受ける 1 自由度系の運動方程式を式(2.6)に示す．

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = -m\ddot{y}_0 \tag{2.6}$$

ここで，m は質量，c は減衰係数，k は剛性，y は 1 自由度系の相対変位である．式(2.6)の両辺に $\dot{y}$ を掛けて，0 から t まで積分すると式(2.7)が求まる．

$$\frac{1}{2}m\dot{y}^2 + \int_0^t c\dot{y}^2\,dt + \frac{1}{2}ky^2 = \int_0^t (-m\ddot{y}_0)\dot{y}dt \tag{2.7}$$

式(2.7)の左辺から，時刻 t における $W_e(t)$を運動エネルギー，$W_h(t)$を減衰により吸収されるエネルギー，$W_p(t)$を弾性ひずみエネルギー，$E_t(t)$を入力エネルギーとすると式(2.7)は式(2.8)で表される．

$$W_e(t) + W_h(t) + W_p(t) = E_t(t) \tag{2.8}$$

ここで，単位時間 Δt あたりの入力エネルギー $E_t(t)$の増分の最大値を瞬間入力エネルギー ΔE_t とすると式(2.9)で求めることができる．

$$\Delta E_t = \max\{E_t(t) - E_t(t-\Delta t)\} \tag{2.9}$$

本研究では，Δt を建物の固有周期 T とする．地震終了後の $E_t(t)$を総入力エネルギーと E_t とする．総入力エネルギー E_t の速度換算値 V_e は式(2.10)で，瞬間総入力エネルギー ΔE_t の速度換算値 V_{ei} は式(2.11)で求める．

$$V_e = \sqrt{2 \cdot E_t / m} \tag{2.10}$$

$$V_{ei} = \sqrt{2 \cdot \Delta E_t / m} \tag{2.11}$$

図 2.5 に，T_p=1, V_p=1, ϕ=0, k=3,9 の Gabor wavelet の V_e，V_{ei} のスペクトルを示す．ただし，減衰定数はh=0.10 とする．また，V_e，V_{ei}によってエネルギーの集中度を表す，エネルギー入力集中率換算速度比 R_v を式(2.12)のように定義する[2.6)]．

$$R_v = V_{ei} / V_e \tag{2.12}$$

図 2.6 に T_p=1, V_p=1, ϕ=0, k=3,9 の場合における R_v スペクトルを示す．図 2.5，図 2.6 より，k が大きくなるとR_vが小さくなりエネルギーの集中度が小さくなることが分かる．

さらに，T/T_p=1 における R_v を R_{v0} と定義し，図 2.7 に示すように k を変化させたときの R_{v0} との回帰式を式(2.13)に示す．

$$k = \mathrm{e}^{(4.96 - 4.07 R_{v0})} \tag{2.13}$$

次節では，式(2.13)を用いて，観測地震動のR_{v0}からGabor waveletの無次元化継続時間kを決定する. さらに, 地震動の擬似速度応答スペクトルの最大値をとるときの周期, 最大地動速度PGVを，それぞれGabor waveletのパルス周期T_p, パルス速度振幅V_pとし，地震動を単純化するGabor waveletを求める.

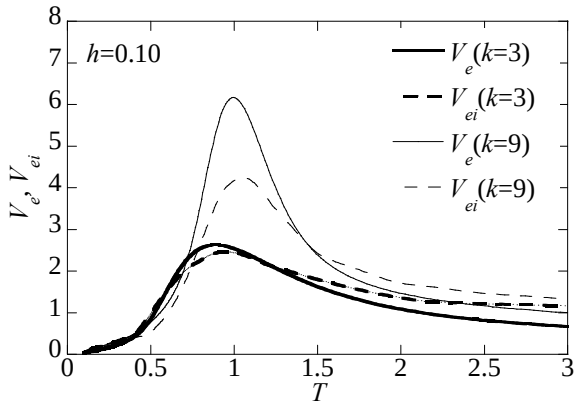


図 2.5　Gabor wavelet の V_e, V_{ei} スペクトル [T_p=1, V_p=1, ϕ=0, h=0.10]

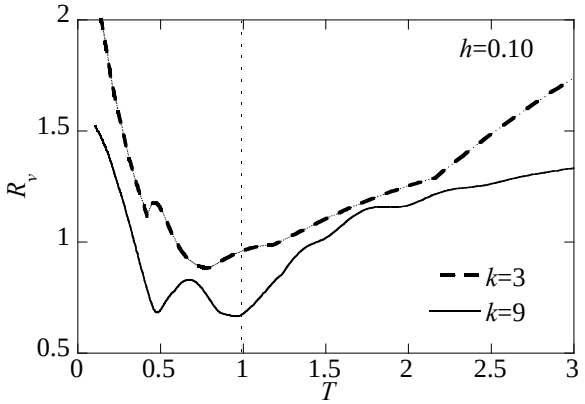


図 2.6　Gabor wavelet の R_v スペクトル [T_p=1, V_p=1, ϕ=0, h=0.10]

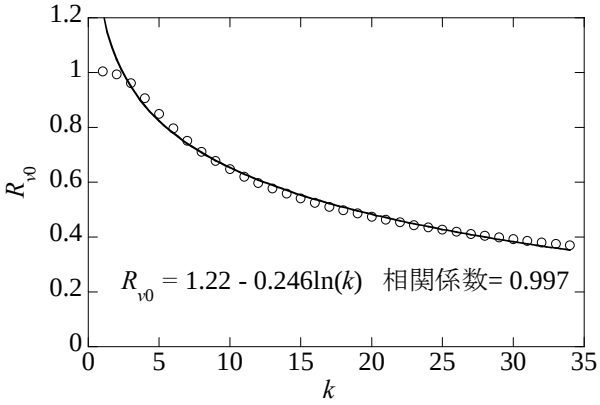


図 2.7　Gabor wavelet の R_{v0} と k の関係 [ϕ=0, h=0.10]

2.3 観測地震動のGabor waveletへの特性化

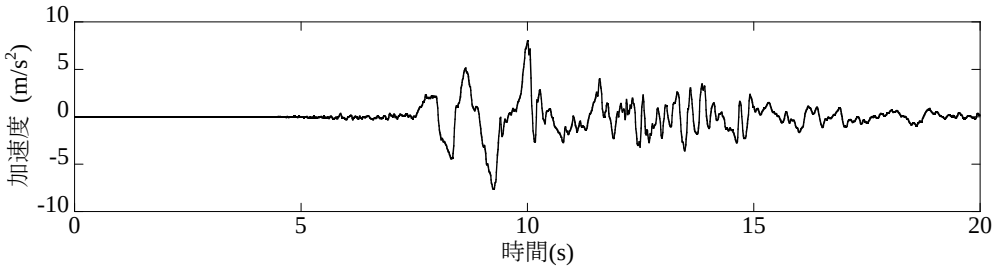
近年発生した内陸地殻内地震の震源近傍で得られた観測地震動のパルス特性値を抽出し, Gabor wavelet へ置換することで, Gabor wavelet でパルス性地震動を単純化可能であることを示す. 分析には, 表 2.1 に示す 1995 年兵庫県南部地震の大阪ガス葺合供給所の N37W 方向（以下, 葺合）および神戸海洋気象台の NS 方向（以下, JMA 神戸）, 2004 年新潟県中越地震の川口町役場の EW 方向（以下, JMA 川口）, 2007 年新潟県中越沖地震の K-NET の NIG018（柏崎）の NS 方向（以下, 柏崎）の観測地震動を用いる. それぞれの観測地震動の加速度波形を示す図 2.8 に示す. 図 2.9 には, それぞれの波形から求めた h=0.05 の擬似速度応答スペクトル ${}_pS_v$ を示す. ${}_pS_v$ が最大値をとるときの周期をパルス周期 T_p として表 2.1 に示す.

次に, 無次元化継続時間 k を求めるために, 図 2.10 には, 総入力エネルギーの速度換算値 V_e および瞬間総入力エネルギーの速度換算値 V_{ei} のスペクトルを示す. ここで横軸は固有周期 T をそれぞれの地震動のパルス特性値 T_p で除した値 T/T_p としている. V_{ei} と V_{ei} の比から T/T_p=1 におけるエネルギー入力集中率換算速度比 R_v である R_{v0} を求めた結果を表 2.1 に示す. また, 前節式(2.13)の R_{v0} と k の関係により求められる Gabor wavelet に換算した無次元化継続時間 k も併せて示す.

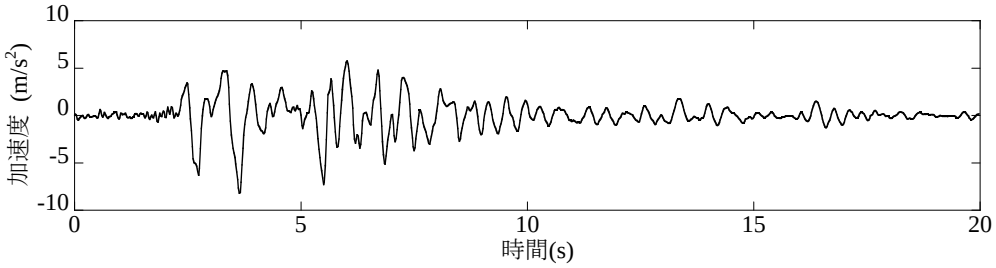
パルス速度振幅 V_p は, それぞれの観測地震動における最大地動速度 PGV と等しいとみなし, パルス周期 T_p, k の 3 つの値をパルス特性値として Gabor wavelet へ置換する. 図 2.11 には, 観測地震動と求めた Gabor wavelet を速度波形で比較して示す. 図 2.12~15 には, 観測地震動と求めた Gabor wavelet の応答スペクトルの比較を示す. 図 2.12~15 より, 葺合の変位応答スペクトルにおいて長周期側を十分に評価できていないといった場合があるものの, それぞれの応答スペクトルの最大値をとる周期付近のスペクトルを概ね近似できている. ただし, 卓越する周期が複数ある場合は, 応答スペクトルの形状を 1 波の Gabor wavelet では表現できないため, より適した地震動の単純化法については今後の課題とする.

表 2.1 観測地震動の特性値

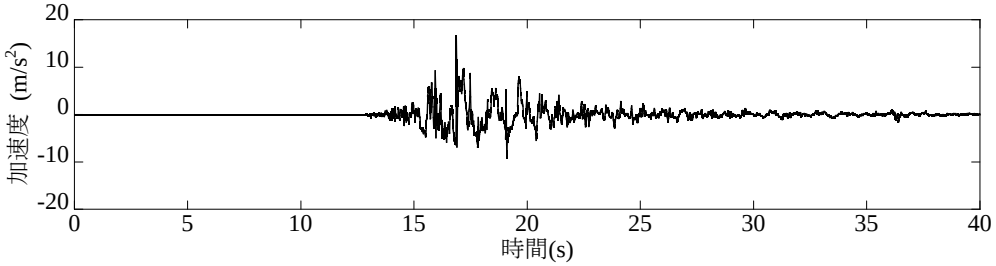
地震	略称	成分	T_p (s)	PGA (m/s^2)	PGV (m/s)	D_{p0} (m)	R_{v0} -	k -
1995年 兵庫県南部地震	葺合	N37W	1.16	8.02	1.29	0.24	0.92	3.4
	JMA神戸	NS	0.89	8.18	0.86	0.12	0.79	5.8
2004年 新潟県中越地震	JMA川口	EW	1.32	16.66	1.34	0.28	0.68	9.1
2007年 新潟県中越沖地震	柏崎	NS	2.39	6.67	1.24	0.47	0.75	6.6



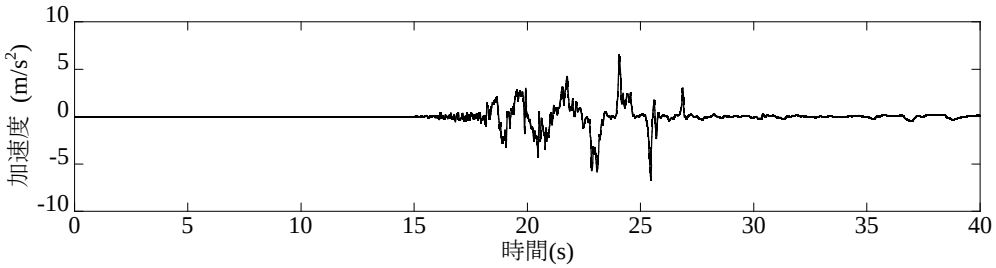
(a)　葺合



(b)　JMA 神戸

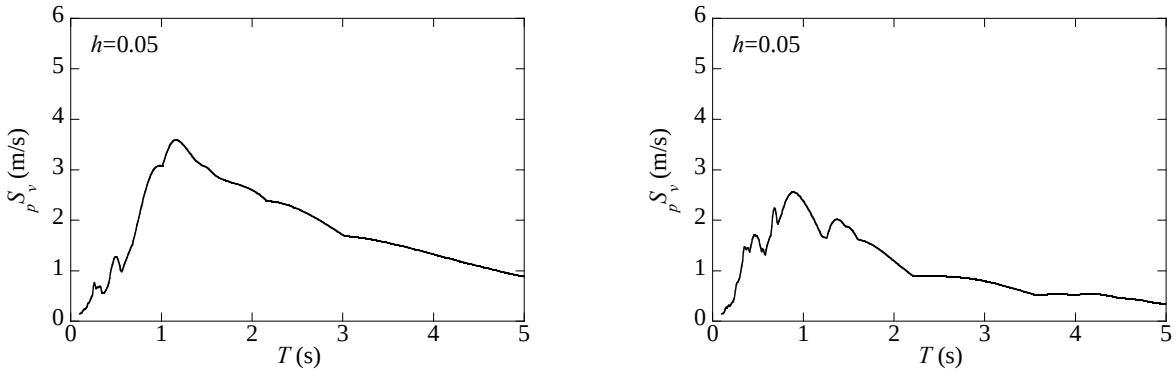


(c)　JMA 川口

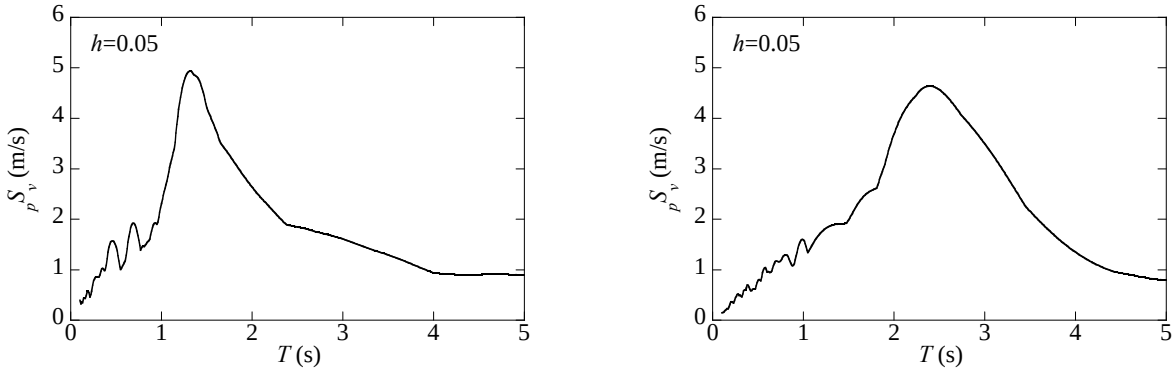


(d)　柏崎

図 2.8　観測地震動の加速度波形

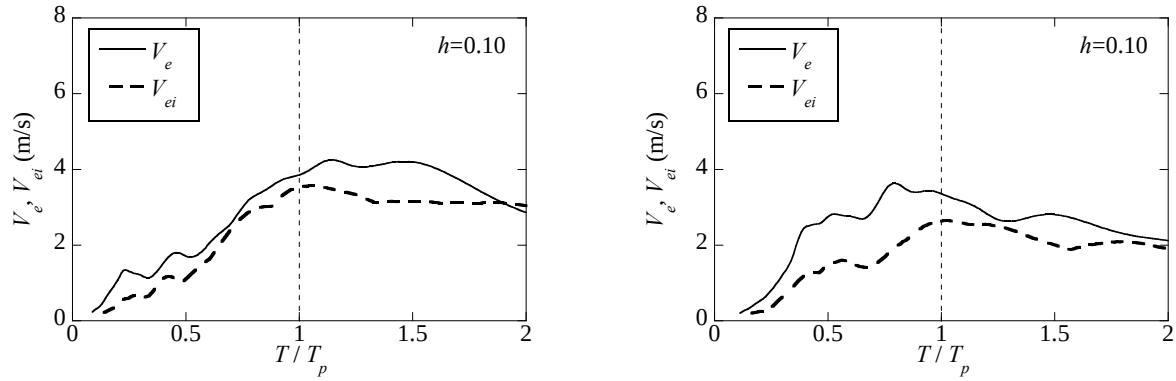


(a)　葺合　　(b)　JMA 神戸

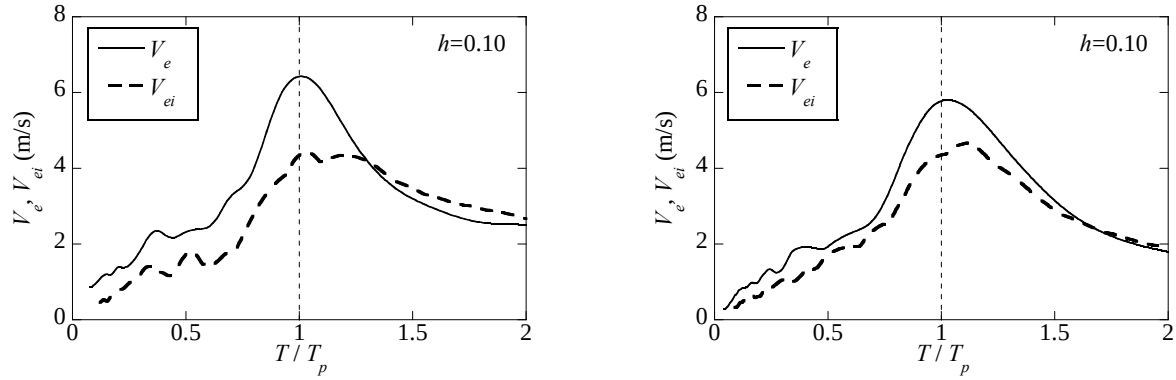


(c)　JMA 川口　　(d)　柏崎

図 2.9　擬似速度応答スペクトル[h=0.05]

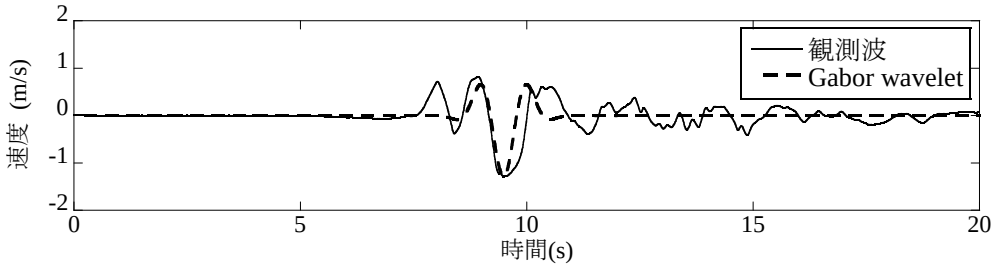


(a)　葺合　　(b)　JMA 神戸

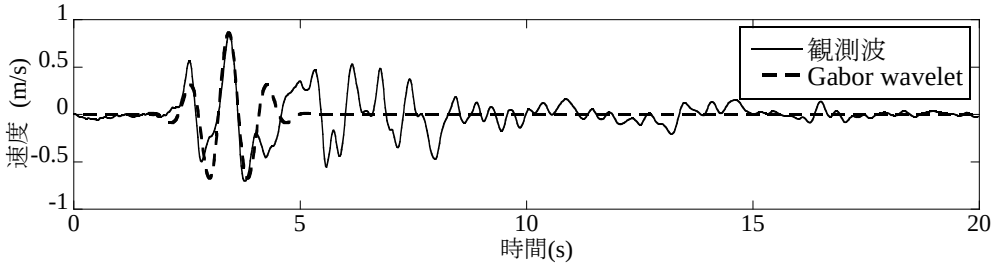


(c)　JMA 川口　　(d)　柏崎

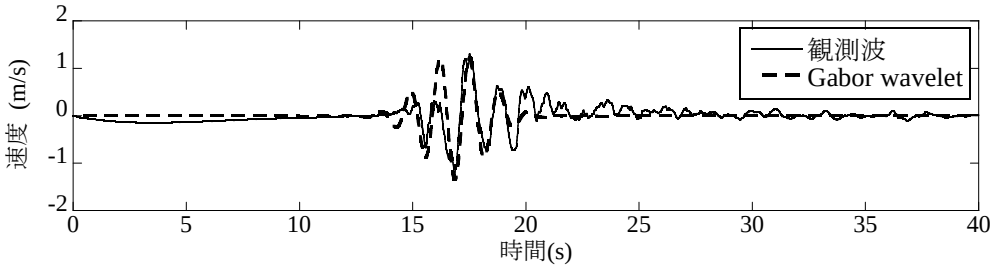
図 2.10　エネルギー入力集中率換算速度比 R_v スペクトル[h=0.10]



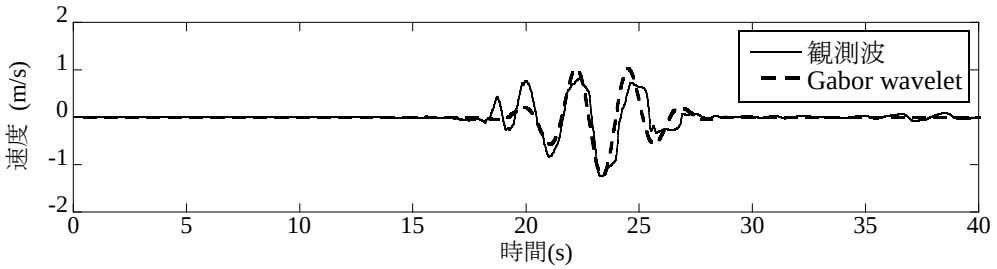
(a)　葺合と Gabor wavelet[T_p=1.16, V_p=1.29, k=3.4, ϕ=0]



(b)　JMA 神戸と Gabor wavelet[T_p=0.89, V_p=0.86, k=5.8, ϕ=0]

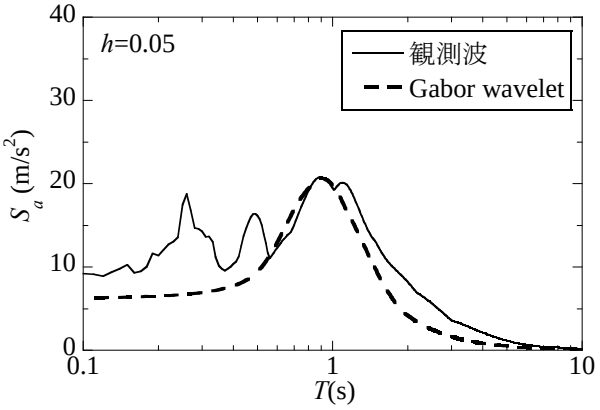


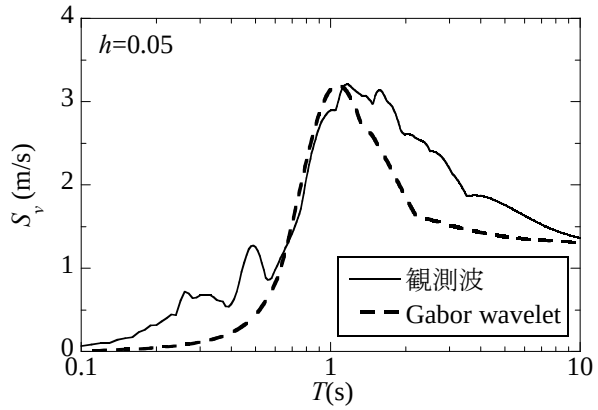
(c)　JMA 川口と Gabor wavelet[T_p=1.32, V_p=1.34, k=9.1, ϕ=0]



(d)　柏崎と Gabor wavelet[T_p=2.39, V_p=1.24, k=6.6, ϕ=0]

図 2.11　観測地震動の速度波形





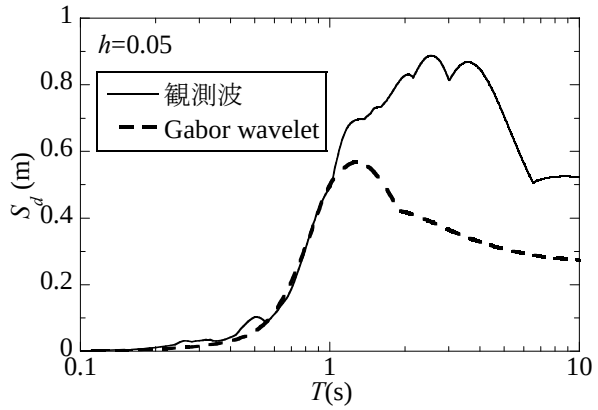
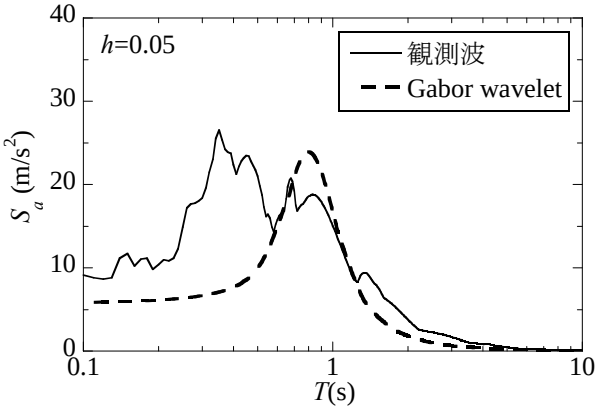
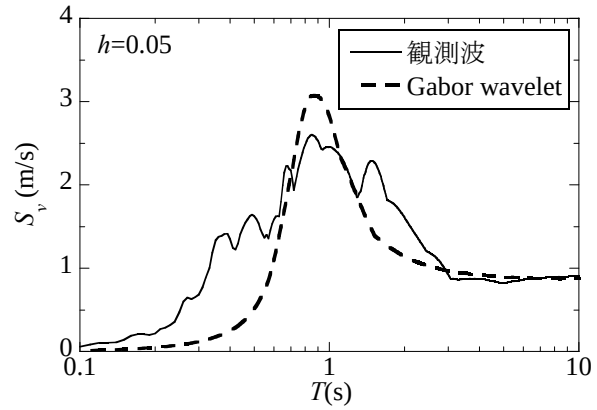


図 2.12　葺合と Gabor wavelet
[T_p=1.16, V_p=1.29, k=3.4, ϕ=0]
の応答スペクトル
(上：加速度，中：速度，下：変位)





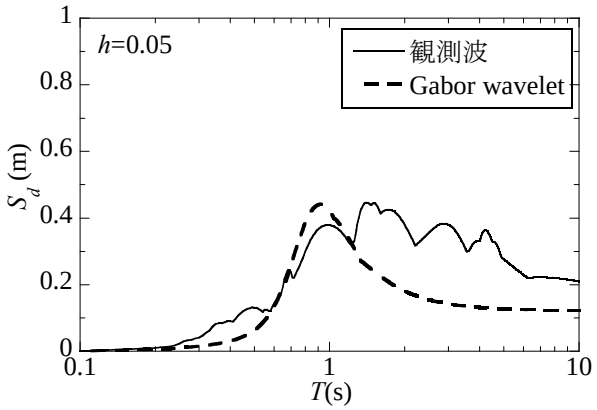
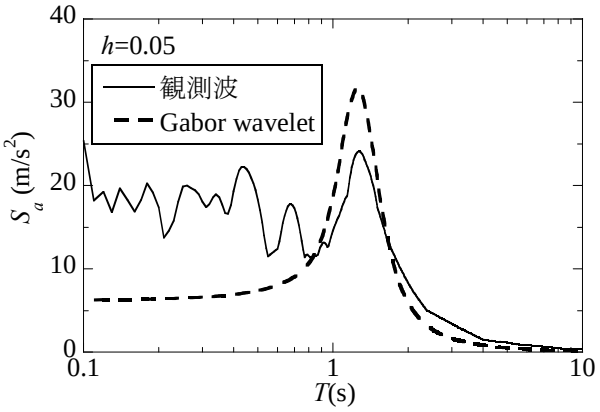
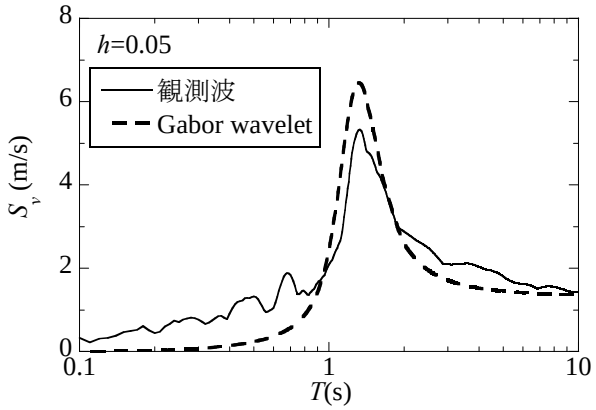


図 2.13　JMA 神戸と Gabor wavelet
[T_p=0.89, V_p=0.86, k=5.8, ϕ=0]
の応答スペクトル
(上：加速度，中：速度，下：変位)





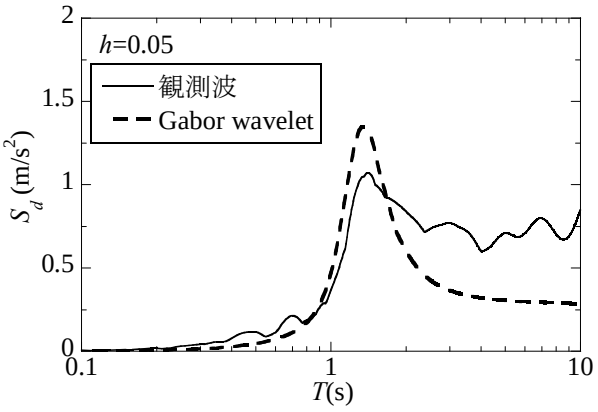
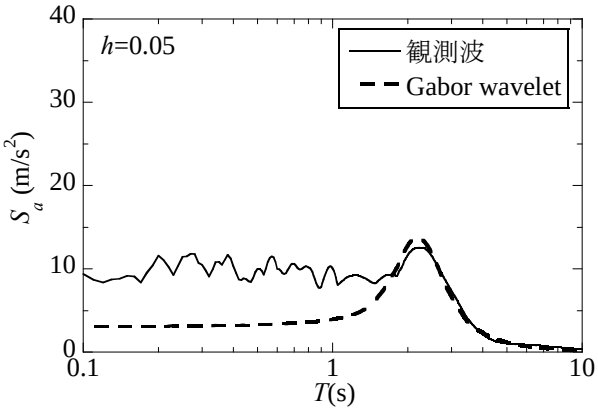
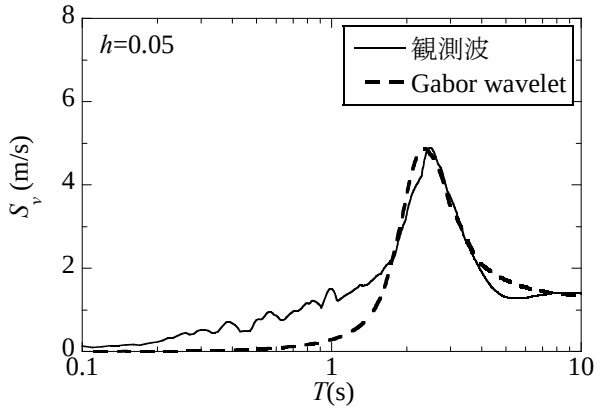


図 2.14　JMA 川口と Gabor wavelet
[T_p=1.32, V_p=1.34, k=9.1, ϕ=0]
の応答スペクトル
(上：加速度，中：速度，下：変位)





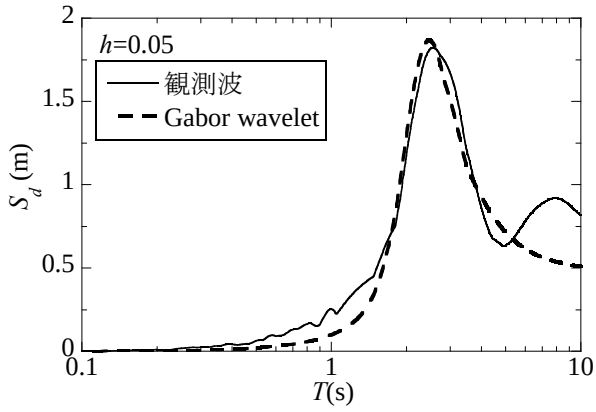


図 2.15　柏崎と Gabor wavelet
[T_p=2.39, V_p=1.24, k=6.6, ϕ=0]
の応答スペクトル
(上：加速度，中：速度，下：変位)

2.4　Gabor waveletと正弦波パルス・Ricker waveletの関係

本節では，次章以降で用いる正弦波パルス・Ricker waveletと本章で検討したGabor waveletの関係を示す．

2.4.1　正弦波パルス

正弦波パルスは加速度波形が正弦波1波から成り，変位が残留する．正弦波パルスのT_pは，正弦波1周期である．正弦波パルスの加速度，速度，変位は式(2.14)～式(2.17)で表され，時刻歴波形を図2.16に示す．ここで，A_p，V_p，D_pはパルス加速度振幅，パルス速度振幅，パルス変位振幅である．

$$\ddot{y}_0(t)=\begin{cases}A_p\sin(2\pi t/T_p) & (0\le t\le T_p)\\ 0 & (T_p<t)\end{cases} \tag{2.14}$$

$$\dot{y}_0(t)=\begin{cases}-(V_p/2)\cdot\{\cos(2\pi t/T_p)-1\} & (0\le t\le T_p)\\ 0 & (T_p<t)\end{cases} \tag{2.15}$$

$$y_0(t)=\begin{cases}-(D_p/2\pi)\{\sin(2\pi t/T_p)-(2\pi t/T_p)\} & (0\le t\le T_p)\\ D_p & (T_p<t)\end{cases} \tag{2.15}$$

$$A_p=\pi V_p/T_p \tag{2.16}$$

$$D_p=T_pV_p/2 \tag{2.17}$$

2.4.2　Ricker wavelet

一方，Ricker wavelet[2.5)]は変位非残留であり，パルス周期T_pは，フーリエ変換の極大値をとるときの周期である．Ricker waveletの加速度，速度，変位は式(2.17)～式(2.22)で表され，時刻歴波形を図2.17に示す．

$$\ddot{y}_0(t)=A_p(\tau^2-1)\exp(-\tau^2/2) \tag{2.17}$$

$$\dot{y}_0(t)=-V_p\cdot\sqrt{e}\cdot\tau\cdot\exp(-\tau^2/2) \tag{2.18}$$

$$y_0(t)=D_p\exp(-\tau^2/2) \tag{2.19}$$

$$\tau=\sqrt{2}\pi(t-2T_p)/T_p \tag{2.20}$$

$$A_p=V_p/T_p\cdot(\pi\sqrt{2e}) \tag{2.21}$$

$$D_p=V_pT_p\cdot(\sqrt{e/2}/\pi) \tag{2.22}$$

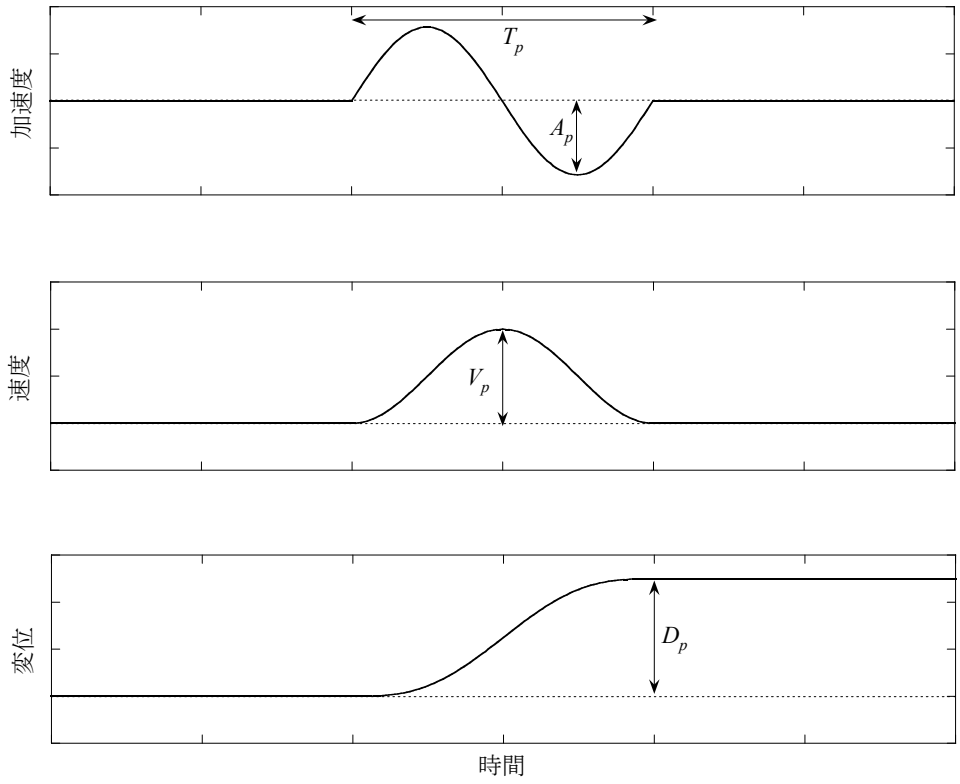


図 2.16　正弦波パルスの時刻歴波形
(上：加速度，中：速度，下：変位)

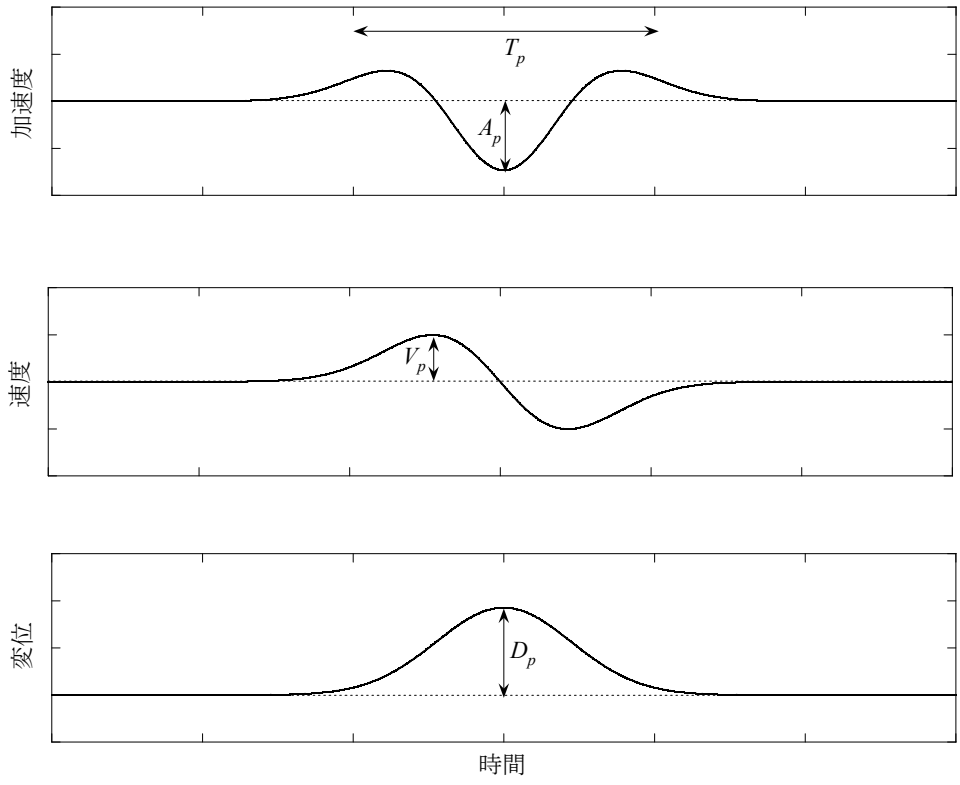


図 2.17　Ricker wavelet の時刻歴波形
(上：加速度，中：速度，下：変位)

正弦波パルス，Ricker wavelet について，h=0.05 の基準化加速度応答スペクトル，速度応答スペクトルおよび変位応答スペクトルを図2.18 に示す．ここで，横軸についてはパルス周期 T_p で，縦軸についてはパルス加速度，速度，変位振幅 A_p，V_p，D_p で基準化している．

2.4.3 Gabor wavelet との関係

前節で用いたGabor wavelet と正弦波パルスおよびRicker wavelet との関係を時刻歴波形および応答スペクトルを用いて示す．T_p=1.0, V_p=1.0 の正弦波パルスは，T_p=2.2, V_p=1.0, k=1 のGabor wavelet で概ね置換できることが図2.19に示す時刻歴波形と図2.21に示す応答スペクトルより分かる．T_p=1.0, V_p=1.0 の Ricker wavelet の場合は，T_p=1.3, V_p=-1.5, k=2, 調和波の位相を表す ϕ を $\phi=\pi/2$ にした場合のGabor wavelet を用いると，図2.20 に示す時刻歴波形および，図2.22 に示す応答スペクトルと概ね良い対応を示すことが分かる．以上より，無次元化継続時間 k が小さいGabor wavelet によって，正弦波パルスやRicker wavelet を用いて概ね置換できることが分かる．なお，正弦波パルスおよびRicker wavelet に適合するGabor wavelet の特性値は試行錯誤により決定した．

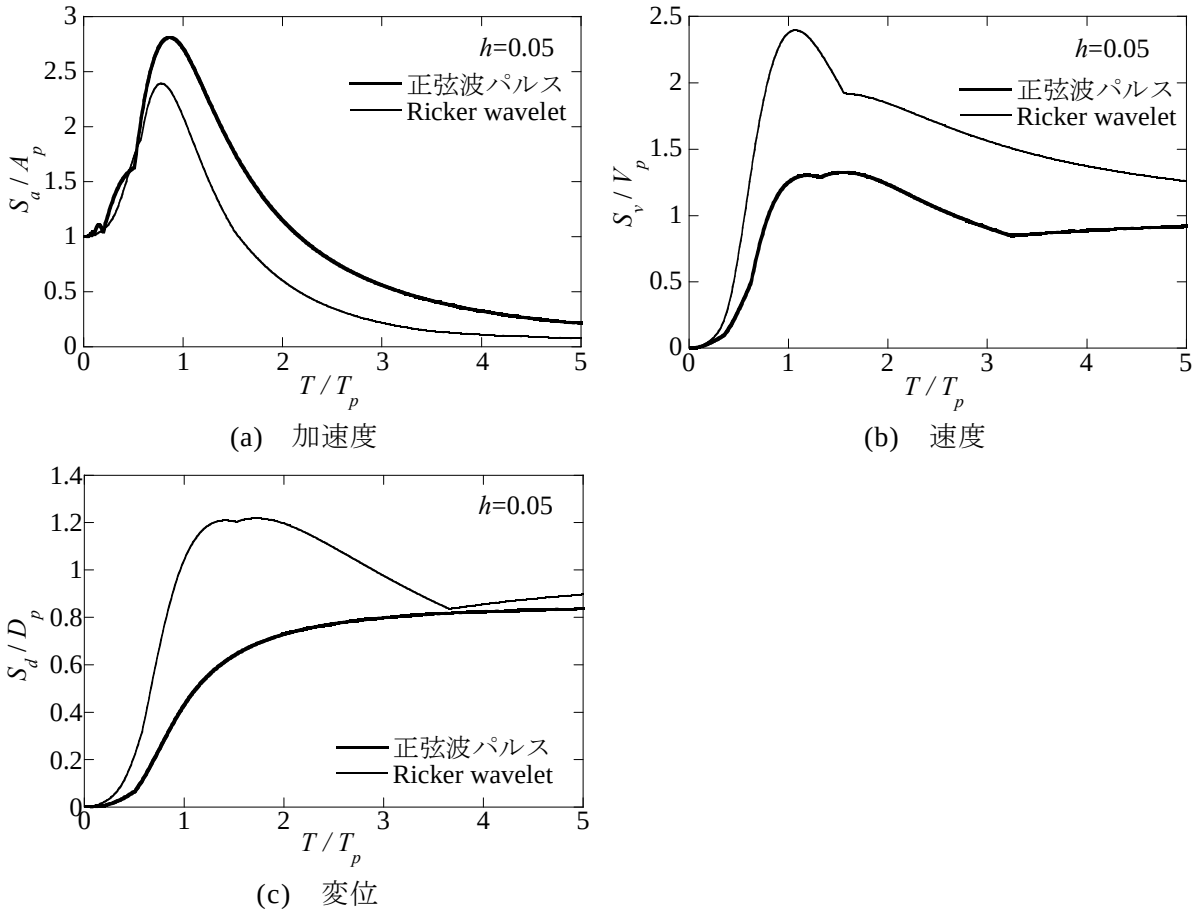


図 2.18 正弦波パルス・Ricker wavelet の基準化応答スペクトル

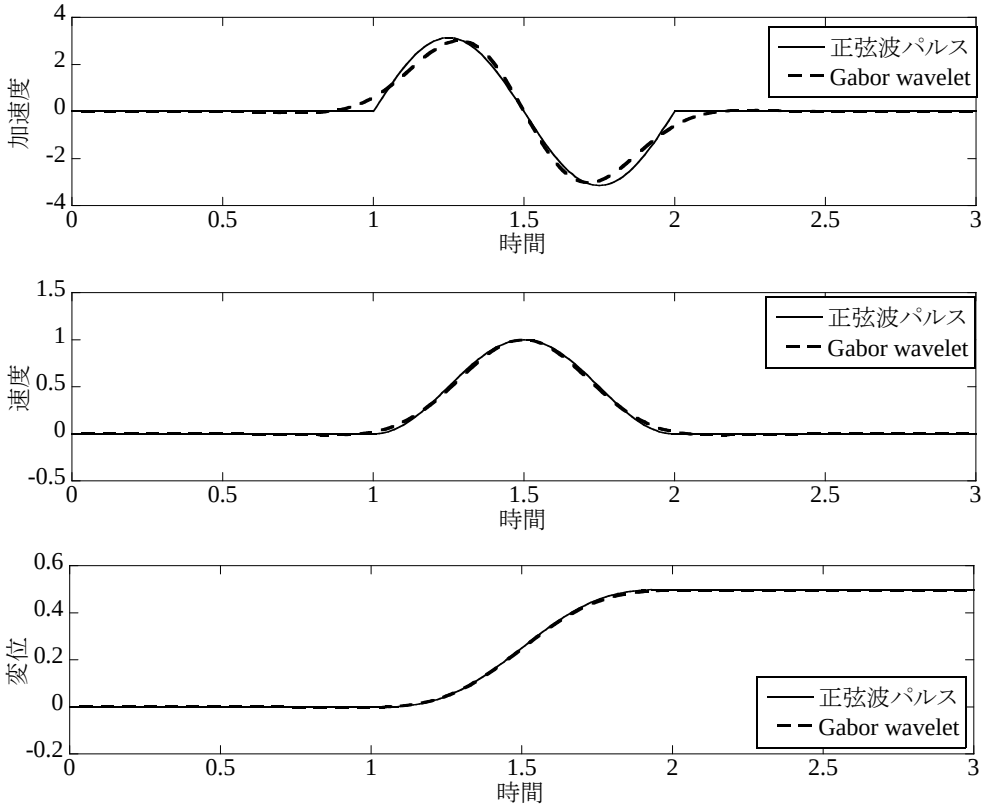


図 2.19　正弦波パルス[T_p=1.0, V_p=1.0]と Gabor wavelet[T_p=2.2, V_p=1.0, k=1, ϕ=0]の時刻歴波形(上：加速度，中：速度，下：変位)

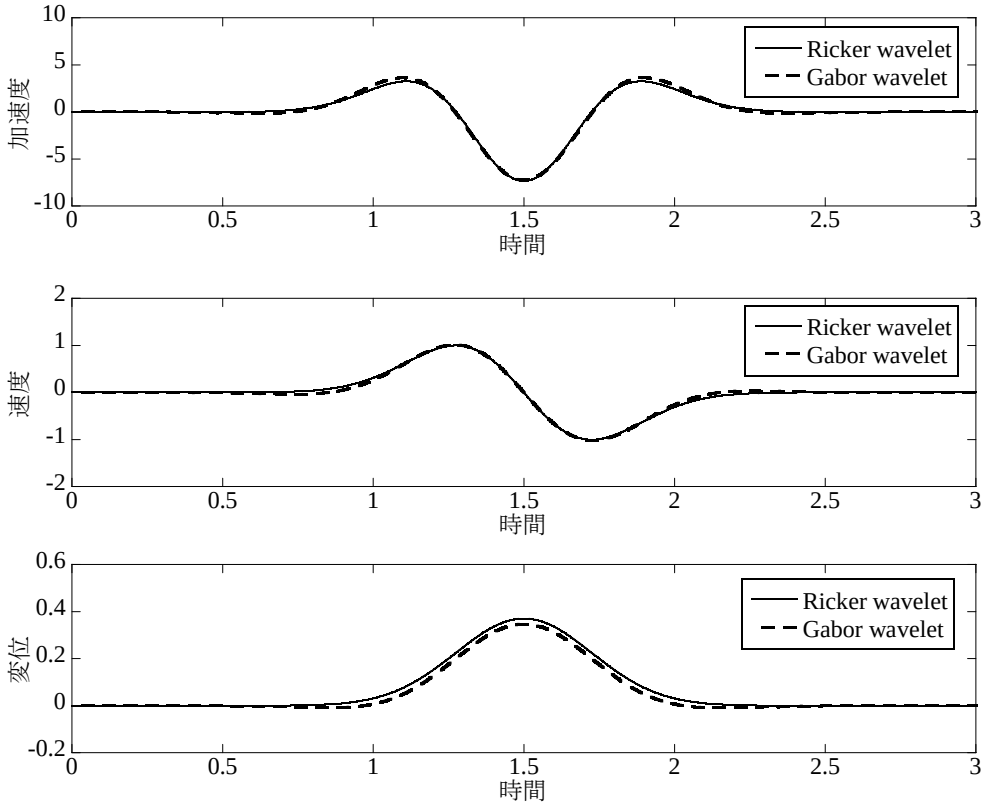
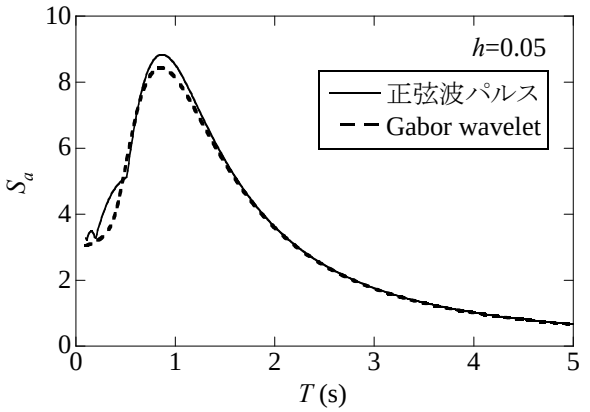
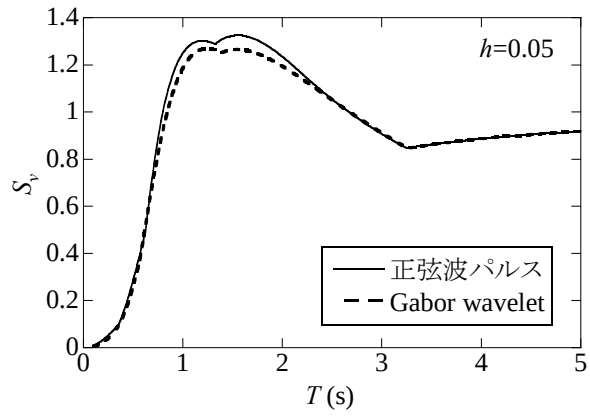


図 2.20　Ricker wavelet[T_p=1.0, V_p=1.0]と Gabor wavelet[T_p=1.3, V_p=-1.5, k=2, ϕ=π/2]の時刻歴波形(上：加速度，中：速度，下：変位)





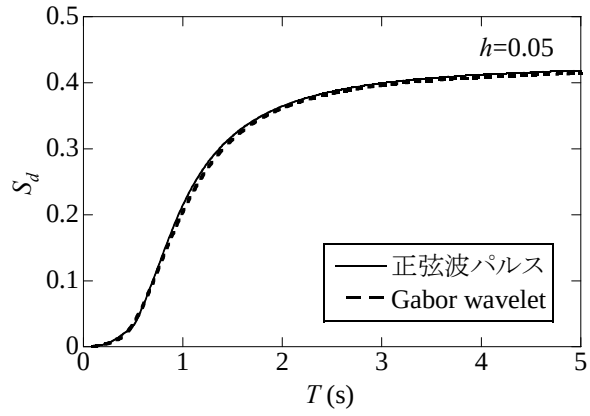
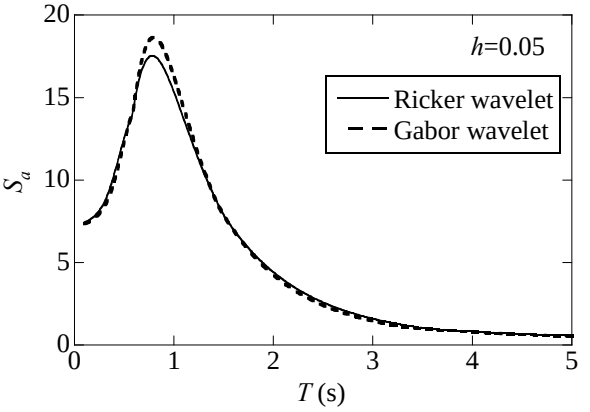
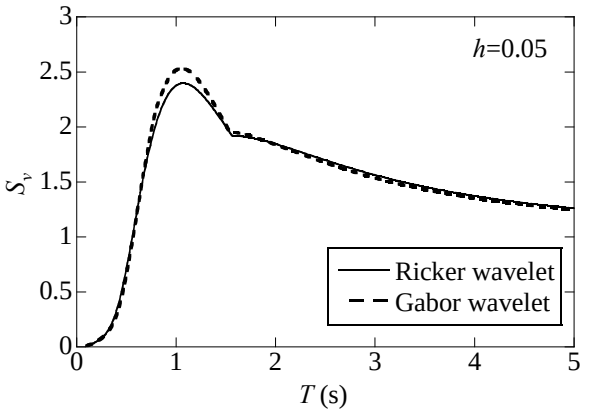


図 2.21　正弦波パルス[T_p=1.0, V_p=1.0]と Gabor wavelet[T_p=2.2, V_p=1.0, k=1, ϕ=0] の応答スペクトル
(上：加速度，中：速度，下：変位)





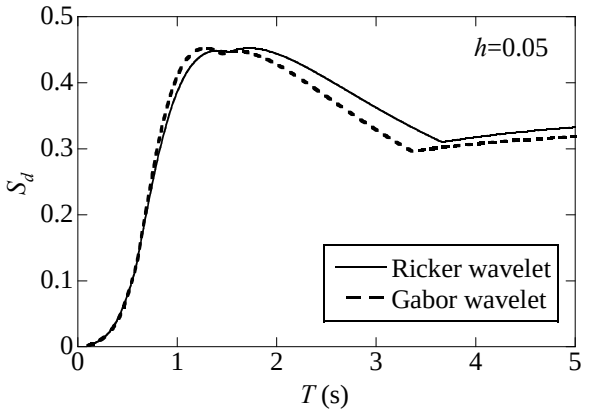


図 2.22　Ricker wavelet[T_p=1.0, V_p=1.0]と Gabor wavele[T_p=1.3, V_p=-1.5, k=2, ϕ=π/2] の応答スペクトル
(上：加速度，中：速度，下：変位)

2.5 まとめ

本章では，パルス性地震動下における伝統木造建物の地震時挙動を把握を容易にし，簡略的に最大応答評価を行うことを目的として，パルス性地震動のパルス周期・パルス振幅・継続時間の3つの特性値を用いてGabor waveletに置換する方法について検討を行った．

本章で得られた結果を以下に示す．

1) 地震動の入力エネルギー集中率(瞬間入力エネルギーと総入力エネルギーの各速度換算値の比）を基に，パルス性地震動の継続時間を特性化する方法を新たに提示した．
2) 1)で提示した継続時間に加え，パルス振幅・パルス周期を考え，パルス性地震動を特性化し，Gabor waveletに置換する手法を提示した．そして，近年観測されたパルス性地震動を対象としてGabor waveletへ置換した結果，パルス周期付近の加速度応答スペクトルを概ね近似可能であることを例示した．
3) 本章で分析したGabor waveletと，次章以降で用いる正弦波パルスやRicker waveletの対応関係を確認した．

第２章の参考文献

2.1) Gabor, D. : Theory of communication, I, The analysis of information, *IEEE,* 93, pp.429-441, 1946.

2.2) Mavroeidis, G. and A. Papageorgiou : A mathematical representation of near-fault ground motions, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.93, No.3, pp.1099-1131, 2003.6.

2.3) Bray, J. and A. Rodriguez-Marek : Characterization of forward-directivity ground motions in the nearfault region, *Soil dynamics and earthquake engineering*, 24(11), pp.815-828, 2004.

2.4) Baker, J.W. : Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.97, No.5 , pp.1486-1501, 2007.10.

2.5) Ricker, N. : The Form and Laws of Propagation of Seismic Wavelets, *Geophysics*, Vol. 18, Issue.1, pp.10-40, 1953.

2.6) 林康裕, 宮腰淳一, 田村和夫 : 1995年兵庫県南部地震の地震動強さと建物被害の検討, 清水建設株式会社ORI研究報告97-01, 1997.3.

第 3 章　単位軸組架構の動的変形特性評価式の提案

3.1　はじめに

日本各地に多数存在する伝統木造建物の耐震性能を評価し, 必要な建物対して耐震補強を促進するためには, 膨大な数の建物の中から耐震性能の低い建物を効率的に選び出す必要がある. そこで本研究では, 伝統木造建物を対象として, 簡便・低コスト・非破壊・短時間で実施可能な常時微動計測より得られる固有振動数を基に, 耐震性能の評価基準となる地震時の建物の最大応答変形角を簡略的に評価する方法を構築ことを目的としている.

本研究で提案する伝統木造建物の最大応答の予測法は, 限界耐力計算[3.1), 3.2), 3.3)]の計算過程と同様に応答スペクトル法を用いる(図3.1). 限界耐力計算においては, 建物を 1 自由度系に置換して, その復元力特性の骨格曲線から変形量に応じた等価な固有周期を求め, 減衰定数とともに, 応答スペクトル法を用いて最大応答の推定を行う(図3.2). 本研究で提案する方法は, 復元力特性や骨格曲線を意識することなく, 極微小変形から大変形時における固有振動数及び減衰定数の振幅依存性 (以下, 固有振動数及び減衰定数の動的変形特性と呼ぶ) を用いて最大応答を評価する点に特徴がある. これは, 限界耐力計算において地盤の地震動増幅率を算定する際に, 土質種別を砂質土と粘性土に分けて地盤の剛性低下曲線と減衰増大曲線を定義し, 表層地盤の応答を予測する手法[3.1), 3.2), 3.4)]に対応している.

ここで, 伝統木造建物の固有振動数の動的変形特性を用いた最大応答評価法を構築することの意義は, 下記の通りである.

a) 固有振動数の動的変形特性を把握できれば, 常時微動計測によって計測可能な固有振動数を建物の最大応答評価に利用することが可能となる. 特に, 通常の耐震診断と異なり, 最も時間と労力を要する重量算定を行う必要が無い. すなわち, 常時微動計測を簡易耐震診断, あるいは, 耐震診断が必要な建物の効率的な選定に用いる事が可能となる.
b) 固有振動数の動的変形特性を用いる事で, 地震動や地盤の卓越振動数と建物応答の対応関係を容易に把握可能である.

そこで本章では，上記のような最大応答評価法を構築するために，正弦波パルスを入力した単位軸組架構の振動台実験と常時微動計測を実施し，下記の目標を達成する．

1) 極微小変形から大変形領域に至るまでの伝統木造建物の固有振動数の動的変形特性を定量化するため，実験データの蓄積を行う．
2) 地震被害を経験すると固有振動数は低下するが，経験変形量に応じた低下量を把握する．

なお，振動台実験において入力として正弦波パルスを用いる利点は，パルス性地震動を単純化した波であるため，パルス性地震動に対する建物応答を容易に把握できる点はもちろんのこと，パルス周期を変化させることで単位軸組架構の応答変形を容易に制御可能であり，また，正弦波パルス入力終了後に生じる自由振動部分を分析可能であることから，固有振動数の動的変形特性と経験変形量に応じた固有振動数の低下を定量的に把握可能な点にある．

本章の構成を以下に示す．3.2節では，既往の最大応答評価法と本章で提案する最大応答評価法の違いを説明する．3.3節では，単位軸組架構の振動台実験で用いた試験体や入力波，計測方法について述べるとともに，実験から得られた荷重変形角関係や振動特性を示す．3.4節では，固有振動数と減衰定数に関して動的変形特性の評価式を実験結果の回帰により求める．3.5節では，固有振動数との減衰定数の動的変形特性の評価式を応答スペクトル法に適用することで最大応答変形角の簡略的な評価を行う．3.6 節では，本章のまとめを述べる．

3.2 最大応答の簡易評価

3.2.1 既往の評価法

本項では, 最大応答変形角の簡易評価法に用いる応答スペクトル法[3.5), 3.6)]の概念を説明する. 応答スペクトル法は, 想定される地震動の加速度応答スペクトルS_aと直接比較可能なように, 建物特性を等価な性能等価応答スペクトルS_{ae}に変換することで, S_aとS_{ae}の交点から最大応答変形角Rを求める方法である(図 3.1). 式(3.1)に既往の評価法によるS_{ae}を示す. 式(3.2)に示す減衰補正係数F_hは, 正弦波パルス 1 波の場合は$\alpha=\pi$[3.7)], 告示波の場合には$\alpha=10$[3.1), 3.2)]とする.

$$S_{ae}(R, R_y, C_y)F_h(h(R)) = Q(R, R_y, C_y)/M \tag{3.1}$$

$$F_h(h(R)) = (1+0.05\alpha)/(1+h(R)\cdot\alpha) \tag{3.2}$$

式(3.1)に示したように, 限界耐力計算法などの既往の応答スペクトル法では, 建物の復元力特性の骨格曲線に相当する$Q(R,R_y,C_y)$と減衰定数$h(R)$を用いる(図 3.2). ここで, R_yは降伏変形角, C_yは降伏せん断力係数である. また, 過去の被災経験による剛性の低下のような建物特性の変化は考慮できていない.

3.2.2 提案評価法

本章では, 骨格曲線の替わりに, 建物特性を建物の固有振動数$f(R, R_d, f_0)$及び減衰定数$h(R)$の振幅依存性を表す動的変形特性で評価し, 地震動に対する最大応答変形角Rを評価する方法を提案する(図 3.3). 被災経験後に実施する常時微動計測から得られる固有振動数f_mは建設時点の固有振動数f_0より低下する. そこで, 過去の地震で経験した最大応答変形角R_dより小さい範囲での$f(R, R_d, f_0)$に修正を加えることで被災経験を考慮した建物特性を表現する. 以上より, $f(R, R_d, f_0)$, $h(R)$から求めたS_{ae}を式(3.3)に示す.

$$S_{ae}(R, R_d, f_0)F_h(h(R)) = (2\pi f(R, R_d, f_0))^2 RH \tag{3.3}$$

提案する評価式に用いる固有振動数f及び減衰定数hの動的変形特性を把握するために, 単位軸組架構の振動台実験を行い, 動的変形特性の評価式を作成する.

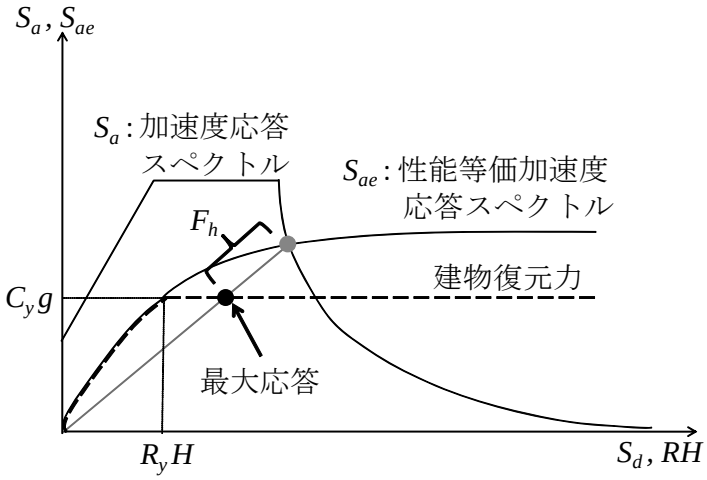


図 3.1　応答スペクトル法の概念

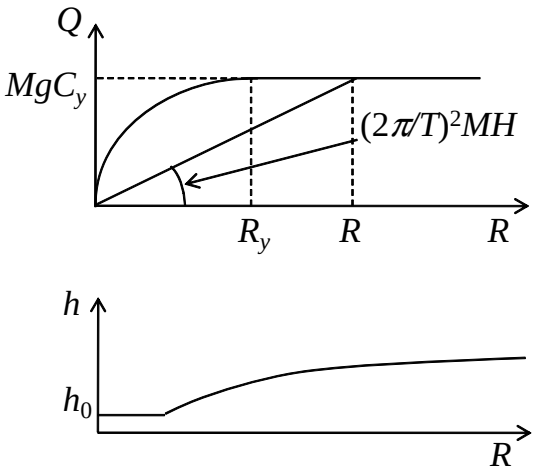


図 3.2　$Q(R,R_y,C_y)$関係と $h(R)$関係

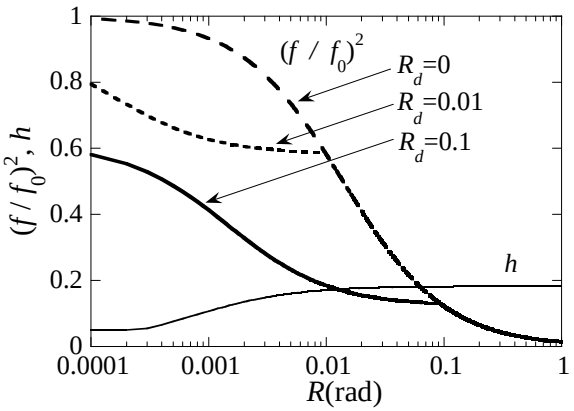


図 3.3　$f(R,R_d,f_0)$関係と $h(R)$関係

3.3 木造軸組架構の振動台実験

3.3.1 実験概要

(A) 試験体

試験体は図3.4に示すような6種類の単位軸組架構を2構面平行に配置し，天板（構造用合板+小梁）及び筋交い（ステンレス製）で結合したものである．試験体は土台を振動台上の架台にアンカーボルトで固定し，天板の上に上載重量（おもり）を載せる．試験体の諸元を表3.1に示す．上載荷重は，試験体の柱脚部に浮き上がりが生じないよう各試験体の最大耐力を既往の静的載荷実験結果[例えば3.8), 3.9)]から想定して決定している．差鴨居はベイマツE110（断面寸法120x270mm）を用いる．柱と桁および土台の接合部は，軸組・下見板・乾式パネル・垂壁試験体では短ほぞ（ほぞ寸法30x84x52.5mm）に加えて両面山型プレートで留める仕様とし，差鴨居・垂壁差鴨居試験体は長ほぞ（柱頭ほぞ寸法30x80 x150mm，柱脚ほぞ寸法30x80x100mm）を15mm角の込栓（材種：米松）で留める仕様としている．乾式パネルは26mm厚のパネルを受け材仕様で施工している[3.10)]．

本章で行う単位軸組架構の振動台実験と同時に，第6章で行う単位軸組架構の衝突実験を行っている．CASE1~4は互いに試験体を衝突させる試験体の組み合わせである．本研究ではCASE4の非木造試験体は使用しない．また，軸組試験体はCASE1およびCASE2の2体存在するが，本章ではCASE2の結果を用いる．

表 3.1 試験体諸元

CASE	試験体	幅	柱高さ	柱径	柱材種	壁面 耐力要素	上載重量	固有 振動数f_0
		(mm)	(mm)	(mm)	-	-	(kN)	(Hz)
1	軸組	1820	2625	105角	スギE70	なし	22.0	0.9
	下見板	1820	2625	105角	スギE70	下見板	22.6	5.6
2	軸組	1820	2625	105角	スギE70	なし	22.0	0.9
	乾式パネル	1820	2625	105角	スギE70	乾式パネル (片面)	32.8	4.8
3	差鴨居	1820	2610	105角	スギE70	なし	32.5	1.4
	垂壁差鴨居	1820	2610	105角	スギE70	乾式パネル (両面)	23.4	1.8
4	垂壁	1820	2625	105角	スギE70	乾式パネル (片面)	22.6	1.5
	非木造	1820	2625	H-125*125	SS400	なし	23.5	4.1

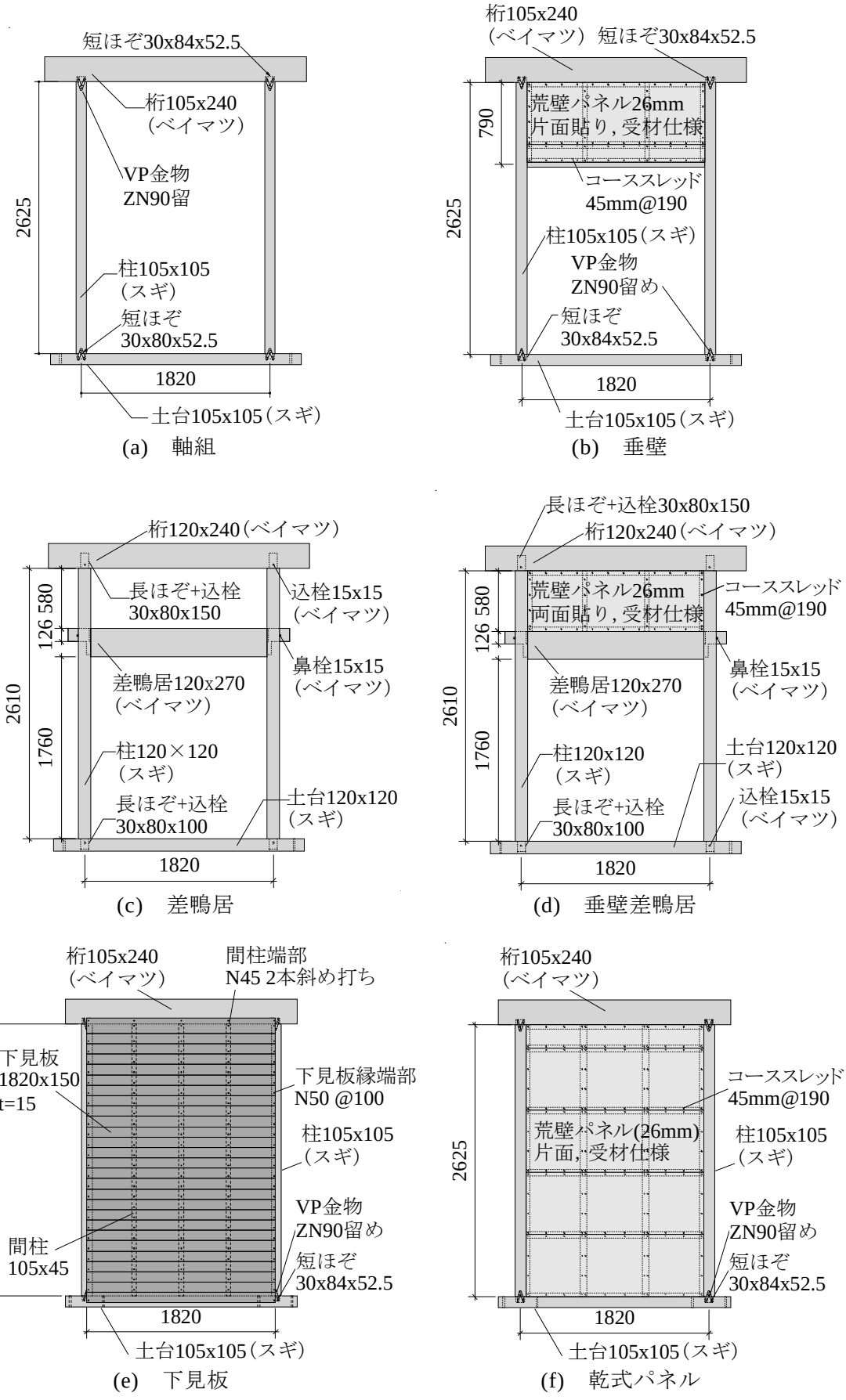

短ほぞ30x84x52.5
桁105x240
（ベイマツ）
VP金物
ZN90留
2625
柱105x105
（スギ）
短ほぞ
30x80x52.5
1820
土台105x105（スギ）
(a)　軸組
桁105x240
（ベイマツ）
短ほぞ30x84x52.5
荒壁パネル26mm
片面貼り，受材仕様
790
コーススレッド
45mm@190
2625
柱105x105（スギ）
VP金物
ZN90留め
短ほぞ
30x84x52.5
1820
土台105x105（スギ）
(b)　垂壁
桁120x240（ベイマツ）
長ほぞ+込栓
30x80x150
込栓15x15
（ベイマツ）
126 580
鼻栓15x15
（ベイマツ）
差鴨居120x270
（ベイマツ）
2610
1760
柱120×120
（スギ）
長ほぞ+込栓
30x80x100
土台120x120
（スギ）
1820
(c)　差鴨居
長ほぞ+込栓30x80x150
桁120x240（ベイマツ）
荒壁パネル26mm
両面貼り，受材仕様
コーススレッド
45mm@190
126 580
鼻栓15x15
（ベイマツ）
差鴨居120x270
（ベイマツ）
2610
1760
柱120x120
（スギ）
土台120x120
（スギ）
長ほぞ+込栓
30x80x100
込栓15x15
（ベイマツ）
1820
(d)　垂壁差鴨居
桁105x240
（ベイマツ）
間柱端部
N45 2本斜め打ち
下見板
1820x150
t=15
下見板縁端部
N50 @100
柱105x105
（スギ）
2625
VP金物
ZN90留め
間柱
105x45
短ほぞ
30x84x52.5
1820
土台105x105（スギ）
(e)　下見板
桁105x240
（ベイマツ）
コーススレッド
45mm@190
荒壁パネル(26mm)
片面，受材仕様
柱105x105
（スギ）
2625
VP金物
ZN90留め
短ほぞ
30x84x52.5
1820
土台105x105（スギ）
(f)　乾式パネル

図 3.4　試験体立面図

(B) 入力波

加振は一方向加振とし，変位制御で加振する．加振スケジュールを表3.2に示す．入力波は正弦波パルス，Ricker wavelet及び告示波を用いる．

正弦波パルスは，加速度波形が正弦波1波からなり，その変位波形を図3.5(a)に示す．正弦波パルスはパルス周期 T_p=0.5, 1.0, 2.0, 3.0s とし，最大地動変位 D_p を250mmで一定とする．ただし，T_p=0.5sのときは応答が過大となる可能性があったため200mmとしている．正弦波パルスを用いる利点は，パルス周期 T_p を変化させることで最大応答を制御できること，加振終了時間が明らかであるため，明瞭な自由振動波形を取り出せること，が挙げられる．以上より，固有振動数と減衰定数の振幅依存性を把握することができる．また，表3.2のNo.2と8のように，同一の入力波で2度加振するのは，被災の有無（大変形を経験したか）による建物応答の変化を調べるためである．

Ricker waveletは，第6章で分析する衝突実験のために入力しているため，本章での分析には用いない．Ricker waveletは，T_p=0.7sで一定とし，振幅を徐々に増大して衝突が生じるまで加振する．Ricker waveletの変位波形は図3.5(b)に示す．

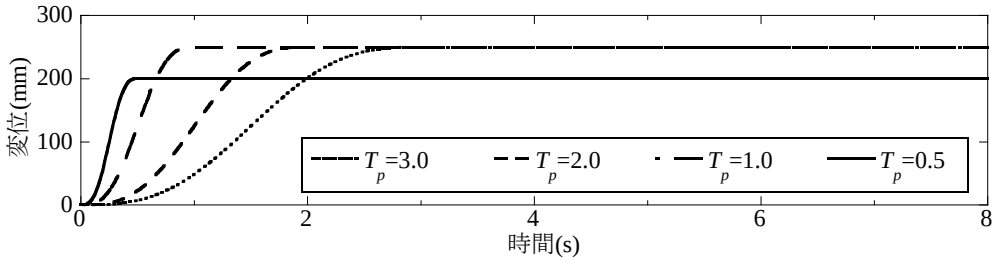
正弦波パルスとの比較を行うために，継続時間が長い告示波を用いる．ここで告示波は，解放工学的基盤上での安全限界時の標準加速度応答スペクトル（減衰5%）に合うように，ランダム位相を用いて作成した模擬地震動（継続時間165秒）とする．本研究では，倍率を変えて4種類入力する．変位波形を図3.5(c)に示す．

表3.2に示す加振スケジュールにおいて衝突実験に○が付いている回は，ロードセルを設置してクリアランスを縮めて試験体同士が衝突しやすいようにしているが，必ずしも全てのCASEにおいて試験体同士が衝突しているわけではない．またCASE1では，No.16の加振後に告示波(100%)による衝突実験を行っている．入力波No.4(T_p=1.0s)では，軸組・下見板・全壁試験体は加振中に試験体同士が衝突しているため，本章の検討から除外する．

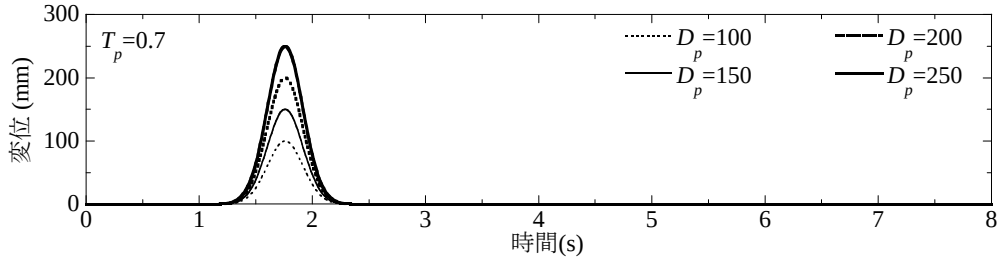
表 3.2　加振スケジュール

No.	入力波	T_p(s)	D_p, D_0(mm)	倍率(%)	衝突実験
1	正弦波パルス	3.0	250	—	—
2		2.0			
3		1.0			
4		1.0			○
5		0.5	200		—
6		0.5			
7		1.0	250		
8		2.0			
9	告示波	—	36	20	
10			90	50	
11			125	70	
12			179	100	
13	Ricker wavelet	0.7	100	40	○
14			150	60	
15			200	80	
16			250	100	

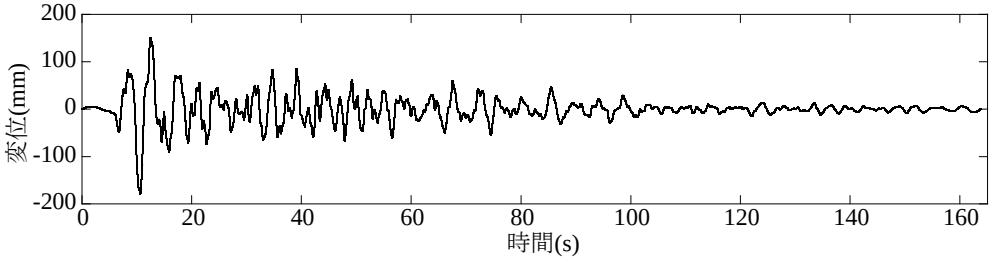
T_p: パルス周期
D_p: 最大地動変位 (正弦波パルス)
D_0: 最大地動変位 (告示波)



(a)　正弦波パルス



(b)　Ricker wavelet



(c)　告示波

図 3.5　入力波の変位波形

(C) 計測方法

本章の分析に用いた計測機器の設置位置を図3.6に示す. おもり上及び振動台上の加振方向に加速度計をそれぞれ2台，桁位置及び各構面の振動台上の加振方向に変位計をそれぞれ2台設置している．サンプリング周波数は1000Hzであり，計測後に100Hzに変換して分析する．計測値は2台の計測機器の平均値とし，計測データのノイズを除去するためにフィルタをかける．加速度は20Hz，変位は下見板・全壁試験体は10Hz，他の試験体は3Hz以上をcos関数で減少させるローパスフィルタをかける．

また，各加振の前後に常時微動計測を行う．GPSアンテナを用いて2台の振動計の同期をとり，1台を振動台上に，1台を試験体上に設置して同時計測を行う．計測は，サンプリング周波数100Hz，ローパスフィルタ5Hz，計測時間5分間とする．試験体の固有振動数を求めるために，フーリエ変換後，標本のアンサンブル平均を行い，Parzen Windowにより0.1HzのWindow幅で平滑化を行う．試験体上で得られたフーリエスペクトルを振動台上の計測で得たフーリエスペクトルで除して，フーリエスペクトル比を求める. 求めたフーリエスペクトル比のピーク値を固有振動数とする. 表3.1の実験前固有振動数 f_0 は，実験前(入力波 No.1 加振前)に常時微動計測から得た固有振動数である．

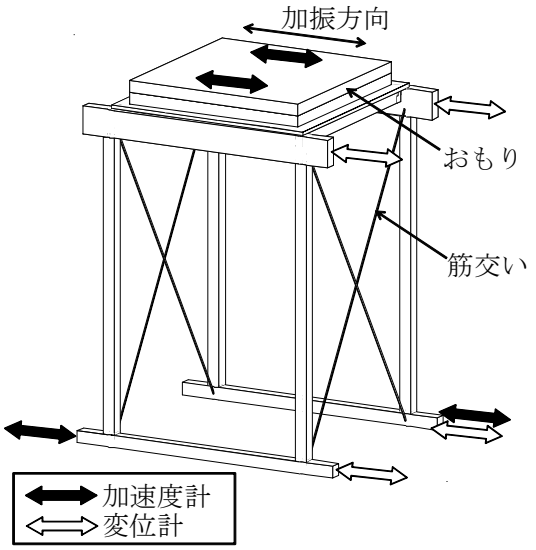
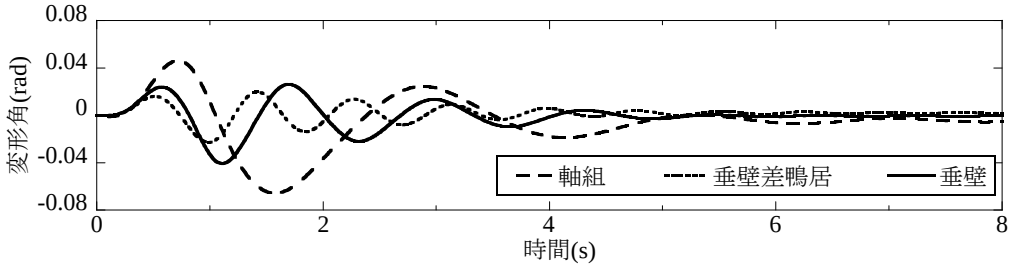


図 3.6　計測位置

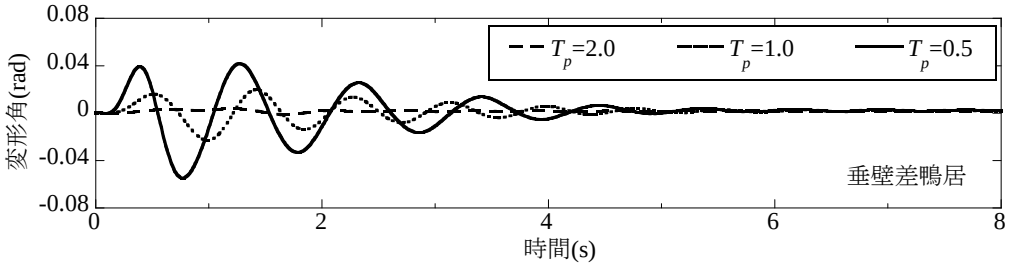
3.3.2　実験結果

(A)　変形角応答波形

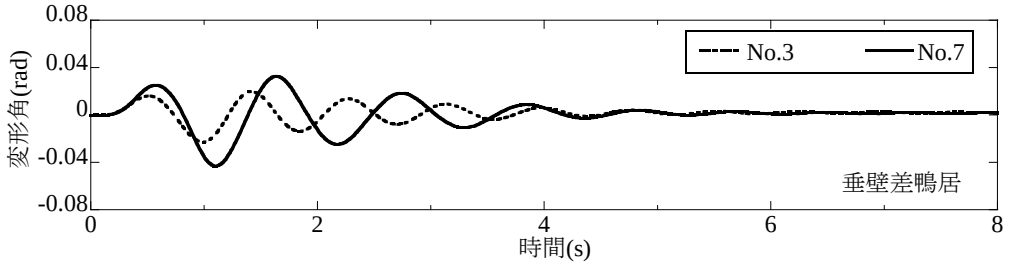
試験体の変形角は，試験体の相対変位を柱高さで除したものとし，その時刻歴波形を図3.7に示す．図3.7(a), (b)に示すように試験体の固有振動数と正弦波パルスのパルス周期の関係により，試験体の最大応答は大きく変化することが分かる．また，図3.7(c)のように同じ入力波・試験体であっても2回目の加振（被災経験後）のほうが応答が大きく，固有振動数が低いことが確認できる．



(a)　試験体種類（No.3 T_p=1.0）



(b)　パルス周期（被災経験なし）



(c)　被災経験による違い（T_p=1.0）

図 3.7　層間変形角の時刻歴応答（正弦波パルス）

(B)　荷重 - 変形角関係

試験体の応答加速度と質量を掛け合わせて求めた慣性力と変形角から，単位構面の荷重 - 変形角関係を求める．図3.8は各試験体における正弦波パルス加振の8回分の荷重 - 変形角関係を重ね描いている．同図より，試験体によって同じ変形角で負担する荷重には大きな差があることが分かる．

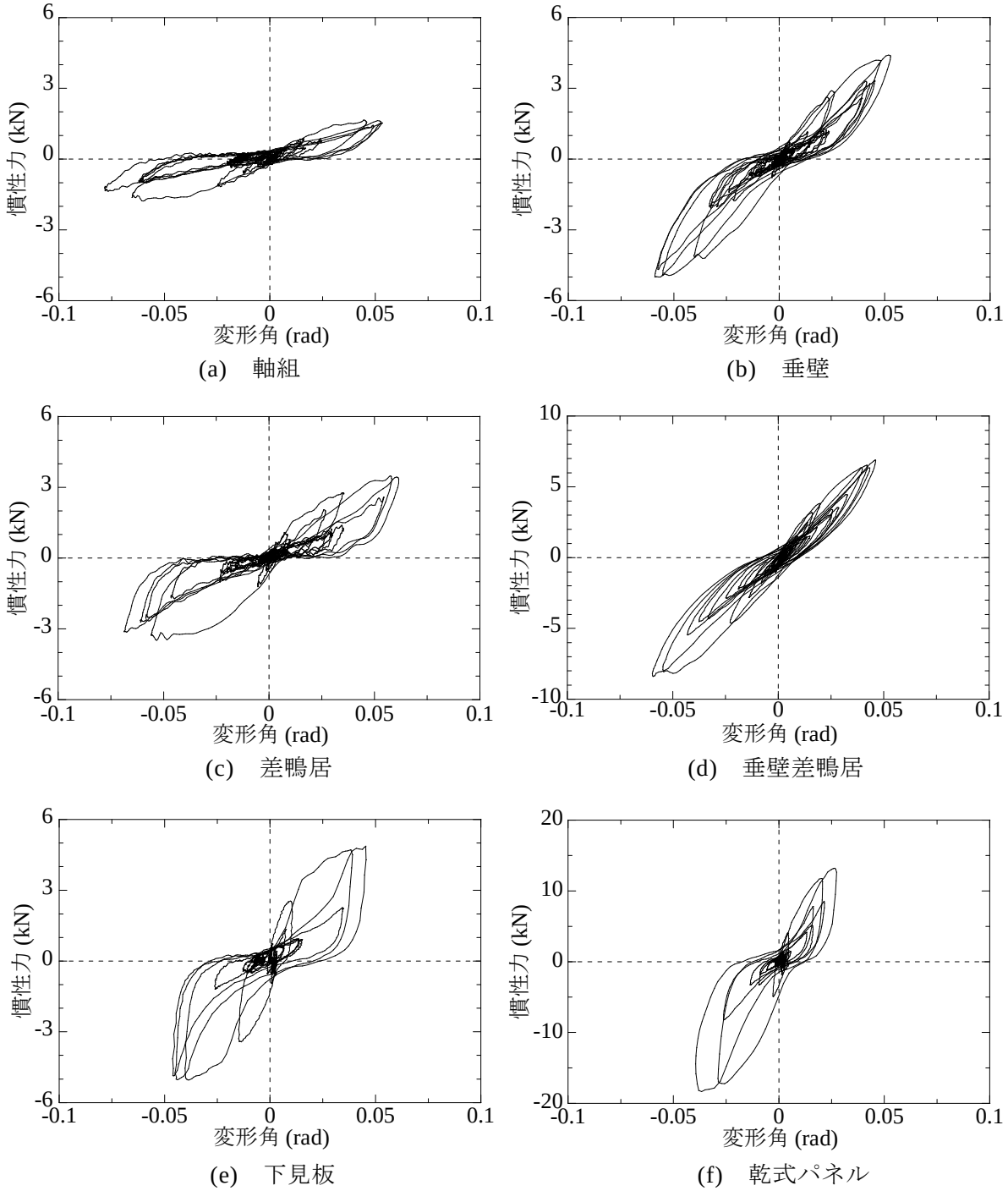


図 3.8　荷重 - 変形角関係

(C) 固有振動数

固有振動数は, 常時微動計測及び加速度計の計測値より求めた試験体下部に対する上部のフーリエスペクトル比のピーク値より推定する．本論文では，常時微動計測による加振前後のピーク振動数f_mと加速度計による加振中のピーク振動数f_eをする．垂壁差鴨居試験体の正弦波パルスNo.3の加振中及び加振前後のフーリエスペクトル比を図3.9に示す．このように，加振後のf_mは加振前のf_mよりも減少しており，被災経験によって固有振動数が低下していることが分かる．また，加振中のf_eが加振前後の固有振動数よりも小さいことから, 固有振動数は建物が変形している時に低下する，つまり固有振動数には振幅依存性があると考えられる．

また，正弦波パルス加振の場合，加振中のf_eから加振後のf_mへの固有振動数の推移を加振終了後の自由振動から求めることができる. 図3.10(a)のように加振終了以降の応答波形のピーク間隔から1周期ごとに求めた自由振動中の固有振動数f_{fi}(i=1,2,3...)と, その時の変形角R_{fi}との関係を図3.10(b)に示す．R_{fi}が減少するにつれf_{fi}は増加し，f_eからf_mに漸近することが分かる．ここでは，固有振動数は，表3.1に示す実験前固有振動数f_0で無次元化したものを2乗して剛性比としている．

(D) 減衰定数

加振中の減衰定数h_eは，エネルギーの釣り合い[3.11)]から式(3.4)を用いて求める．

$$h_e = \frac{-\int_0^T \ddot{x}\dot{y}dt}{2\cdot 2\pi f_e \int_0^T \dot{y}^2 dt} \tag{3.4}$$

ここで, $\ddot{x}$は絶対地動加速度, $\dot{y}$は相対速度, Tは計測時間である．

加振前後の常時微動の減衰定数h_mは，常時微動計測結果からRD法[3.12)]を用いて求める．RD法の適用例を図3.11に示す.

また，正弦波パルスの場合は，固有振動数と同様に，図3.10(a)の応答波形のピーク振幅から対数減衰率を用いて減衰定数の振幅依存性の推移を求める．図3.10(b)のように，R_{fi}が減少するにつれh_{fi}も減少し，h_eからh_mに漸近することが分かる．

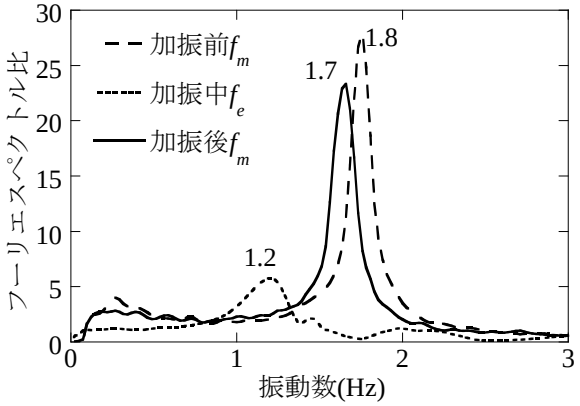
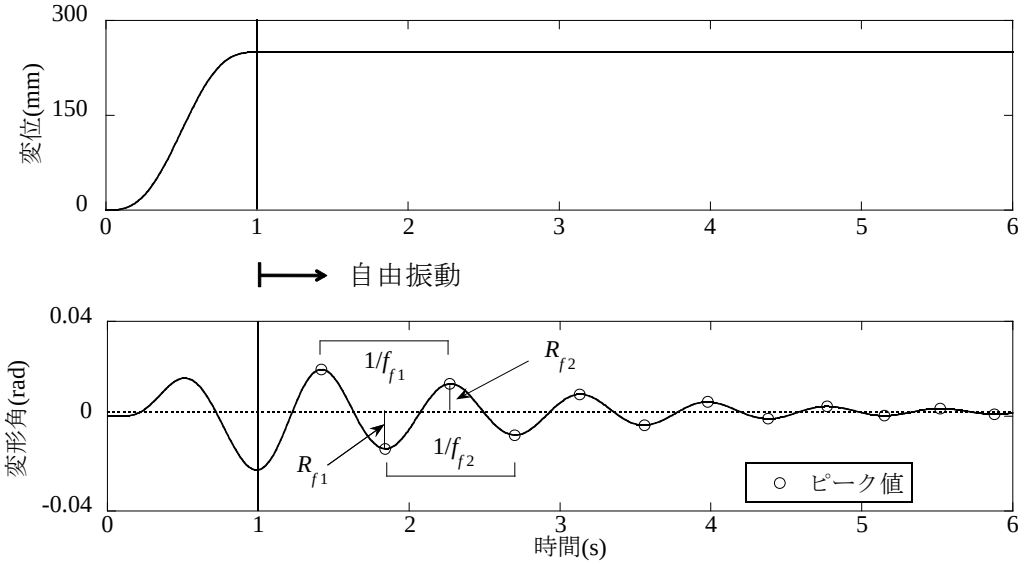
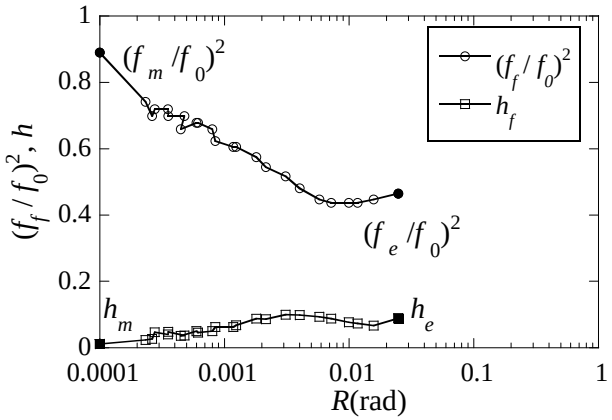


図3.9 フーリエスペクトル比 （垂壁差鴨居 No.3 T_p=1.0）



(a)　入力波（上），応答波形（下）



(b)　固有振動数および減衰定数と変形角の関係

図 3.10　加振後自由振動（垂壁差鴨居試験体 正弦波パルス No.3 T_p=1.0）

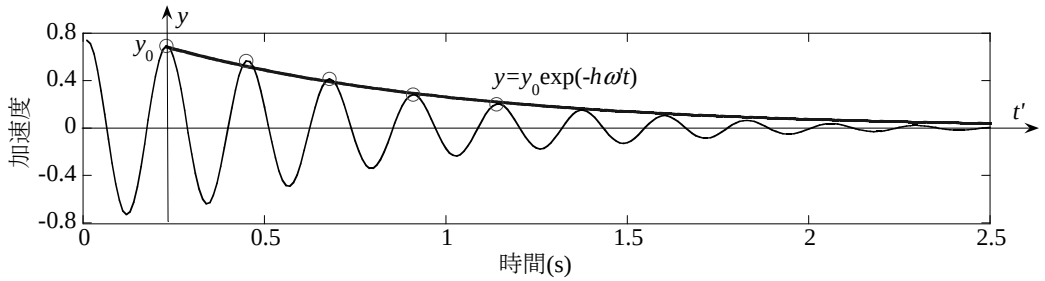


図 3.11　RD 法の適用例
（乾式パネル試験体 正弦波パルス No.4T_p=1.0 加振後）

3.4 振動特性評価式

3.4.1 評価式の概要

本章では，応答スペクトル法に適用して建物の最大応答変形を求めるために用いる，固有振動数及び減衰定数の振幅依存性を表す動的変形特性の評価式を提案する．単位軸組架構に対する固有振動数の動的変形特性は式(3.5)，減衰定数の動的変形特性は式(3.10)で表し(図 3.3)，式(3.5),(3.10)中の各変数は，式(3.6)~(3.9)及び式(3.11)から求める．

$$K(R,R_d)=\min\{K_e(R),K_d(R,R_d)\} \tag{3.5}$$

$$K_e(R)=(f_e/f_0)^2=1/(1+R/R_{0.5e}) \tag{3.6}$$

$$K_m(R)=(f_m/f_0)^2=1/(1+R/R_{0.5m}) \tag{3.7}$$

$$K_f(R,R_d)=\{(f_f/f_0)^2-K_e(R_d))/(K_m(R_d)-K_e(R_d))$$

$$=1/\{1+(R/R_d)/R_{0.5f}\} \tag{3.8}$$

$$K_d(R,R_d)=\{K_m(R_d)-K_e(R_d)\}\cdot K_f(R)+K_e(R_d) \tag{3.9}$$

$$h(R)=\max\{h_0,h_f(R)\} \tag{3.10}$$

$$h_f(R)=h_{\max}\{R/(R+R_{0.5h})\} \tag{3.11}$$

ここで動的変形特性の評価式は，代表的な土の非線形モデルとして用いられるHardin-Drnevichモデル（せん断歪-せん断剛性比関係とせん断歪-減衰定数関係）[3.13]を参考としている．ただし，Hardin-Drnevichモデルでのせん断歪-せん断剛性比関係と対応させるために，本章では固有振動数fを実験前の固有振動数f_0で無次元化して2乗したものを用い，これを剛性比と考えている．また，R_dは過去に経験した最大変形角であり，式(3.5)は被災経験が無い場合の剛性比はK_eで，被災経験がある場合には，$R<R_d$では剛性比がK_dに低下することを表している．

式(3.5)~(3.11)中で，振動台実験結果を用いて回帰するパラメータは表3.3に示す5つで，以下のように回帰を行う．

はじめに，加振中のピーク振動数f_eと最大変形角Rの関係を式(3.6)を用いて回帰して$R_{0.5e}$を求める．次に，加振後の常時微動のピーク振動数f_mと最大変形角Rの関係を式(3.7)を用いて回帰し，$R_{0.5m}$を決定する．ただし，以上の2つのパラメータの回帰には$R_d<R$が成立する加振のみを用いる．

また，前章の図3.10(b)で示したように，各加振での自由振動中の固有振動数f_fは，加振中のピーク振動数f_eから加振後のピーク振動数f_mに漸近する．ここでは，自由振動中の変形角-固有振動数関係（図3.10(b)）が，被災経験による剛性の低下を表現していると考え，式(3.8)を用いて表現する．そして，式(3.6), (3.7)にR_dを代入した$K_e(R_d)$, $K_m(R_d)$を既知とし，式(3.8)を回帰して$R_{0.5f}$を求める．

一方，減衰定数$h(R)$についても，図3.10(b)のように自由振動中のh_{fi}は，加振中の減衰定数h_eから加振後の減衰定数h_mに漸近するので，式(3.11)を用いて減衰定数の振幅依存性を回帰し，$h_{\max}$, $R_{0.5h}$を決定する．なお，式(3.10)中のh_0は，減衰定数の下限値である．

3.4.2 固有振動数の変化

正弦波パルス入力の振動台実験の結果を用いて上記の固有振動数の動的変形特性評価式を算定した結果について説明する．ここで，単位軸組試験体のうち，壁を主体とするか否かによって振動特性の振幅依存性が異っていたため（図3.12~3.17参照），軸組・差鴨居・垂壁差鴨居・垂壁試験体の軸組を主体とする4試験体と，下見板・乾式パネル試験体の全壁を有する2試験体に分けて検討を行う．なお，下見板・乾式パネル試験体は加振波No.1, 2(T_p=3.0, 2.0)などの応答が小さい場合は自由振動の信号がノイズに埋もれてしまうため，回帰に用いない．

はじめに，加振中のピーク振動数f_e及び加振後の常時微動のピーク振動数f_mを用いて，固有振動数の振幅依存性について検討する．各加振について，f_e及びf_mと加振中の最大変形角Rとの関係を式(3.6), (3.7)を用いて回帰すると，回帰パラメータは表3.3のようになる(図3.12, 3.13)．前述のように，軸組が主体となる試験体については，固有振動数fを実験前の固有振動数f_0で除して無次元化したものを2乗し，剛性比として検討すると，軸組に差鴨居や垂壁が加わっていても概ね同一に回帰できることが分かる．一方，壁を主体とする下見板・乾式パネル試験体のf_eについての回帰式(3.6)は，全ての点について回帰するとR_e=0.0028となり，R=1/100を越えるような場合の固有振動数の急激な低下を表現できていない．そこで，比較的小さな変形角の影響を無視し，R=1/100以下の点を除いて回帰した結果R_e=0.00090となる．

また，自由振動中の固有振動数f_fの振幅依存性を式(3.8)を用いて回帰すると，回帰パラメータは表3.3のようになる(図3.14)．ただし，図3.14(b)のように下見板・乾式パネル試験体で計測値が少ないのは，減衰が大きく自由振動部分を十分に確認できなかったり，自由振動部分の信号がノイズに埋もれた計測結果は除外しているためである．

以上をまとめると，固有振動数の動的変形特性評価式は，軸組を主体とする単位軸組架構と全壁の単位軸組架構の2種類に分類して表現することができた．

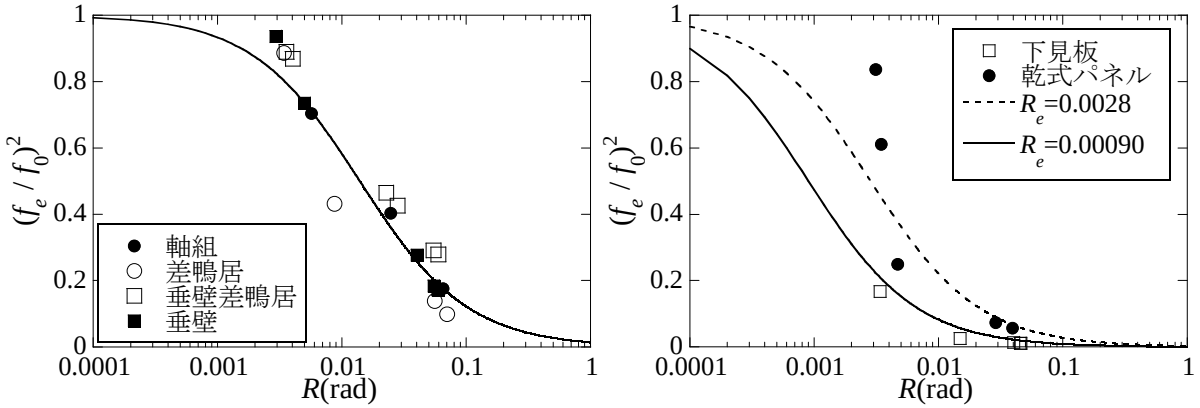
3.4.3 減衰定数の変化

加振中の減衰定数h_eおよび加振後の常時微動の減衰定数h_mと最大変形角Rを比較したものを図3.15, 3.16に示す．h_eおよびh_mの振幅依存性については不明確であるが，それぞれ概ね0.05~0.40及び0.01~0.06の間を推移することが分かる．

また，前章で説明したように，自由振動中の振幅のピーク値の対数減衰率を用いて減衰定数h_fを求め，式(3.11)を用いて回帰すると，回帰パラメータは表3.3のようになる(図3.17)．式(3.10)は，式(3.11)と加振中・加振後の減衰定数の概算値から下限をh_0=0.05と定めて回帰式を求めている．

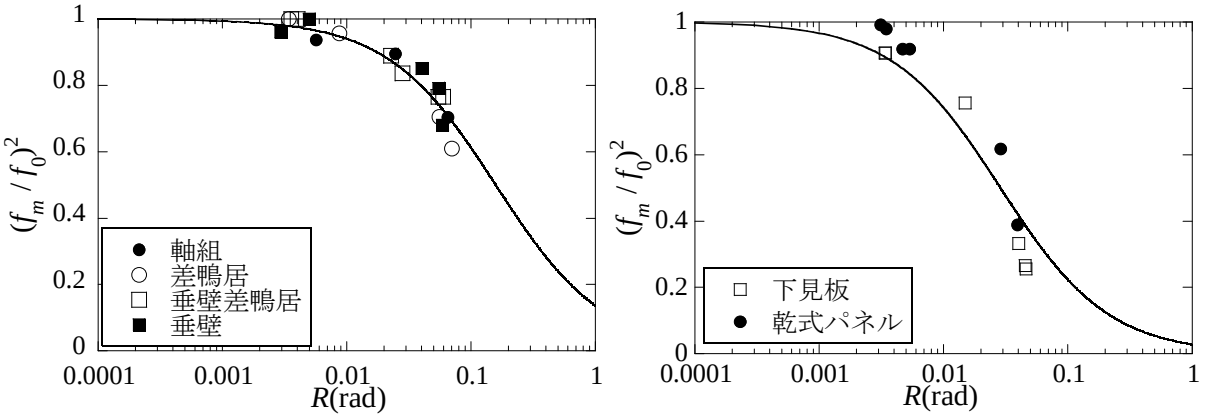
表 3.3　動的変形特性のパラメータ

試験体	$R_{0.5e}$	$R_{0.5m}$	$R_{0.5f}$	$R_{0.5h}$	$h_{\max}$
軸組・差鴨居・垂壁差鴨居・垂壁	0.014	0.16	0.015	0.00071	0.18
下見板・乾式パネル	(0.0028) 0.00090	0.029	0.0024	0.00015	0.33



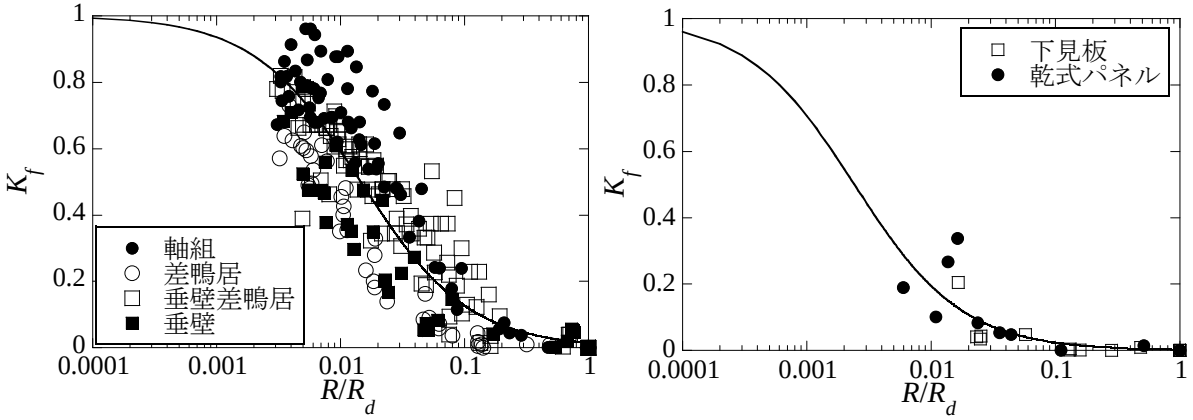
(a)　軸組・差鴨居・垂壁差鴨居・垂壁試験体　　(b)　下見板・乾式パネル試験体

図 3.12　加振中のピーク振動数 f_e



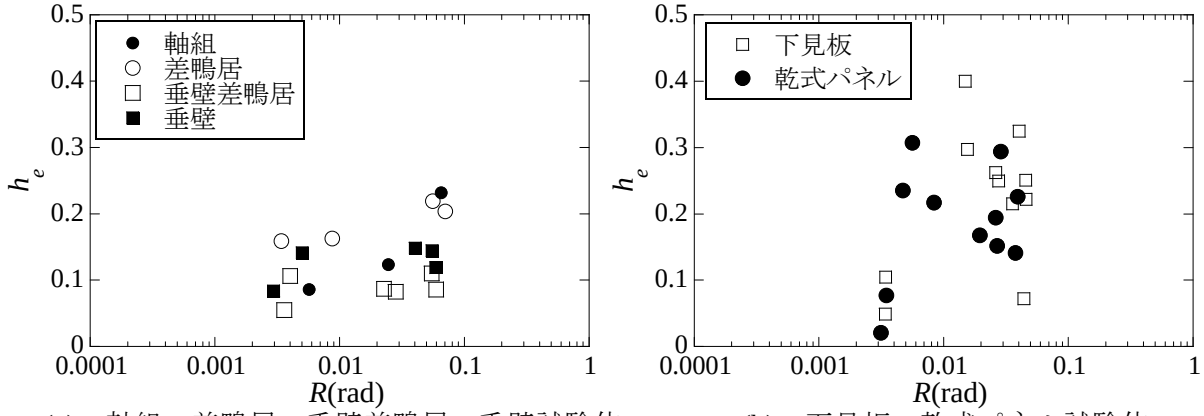
(a)　軸組・差鴨居・垂壁差鴨居・垂壁試験体　　(b)　下見板・乾式パネル試験体

図 3.13　常時微動のピーク振動数 f_m



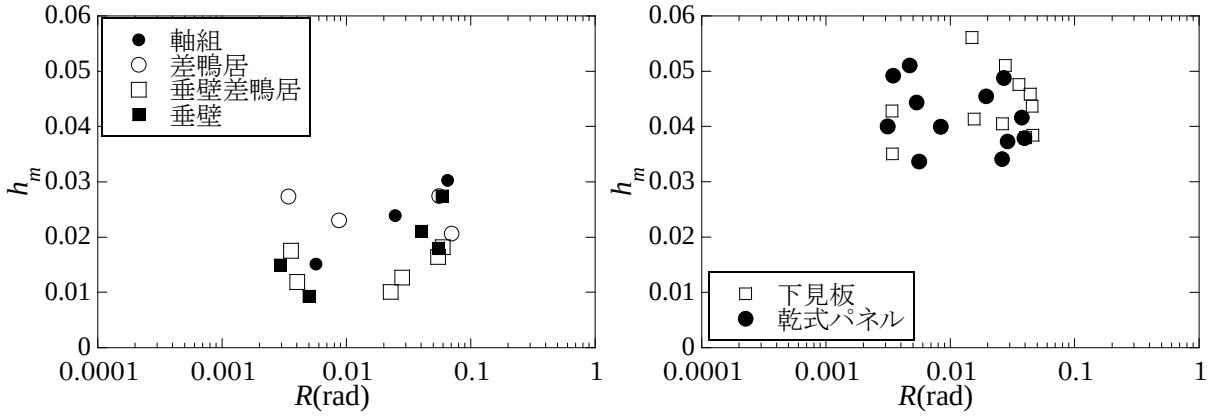
(a)　軸組・差鴨居・垂壁差鴨居・垂壁試験体　　(b)　下見板・乾式パネル試験体

図 3.14　自由振動中の固有振動数 f_f



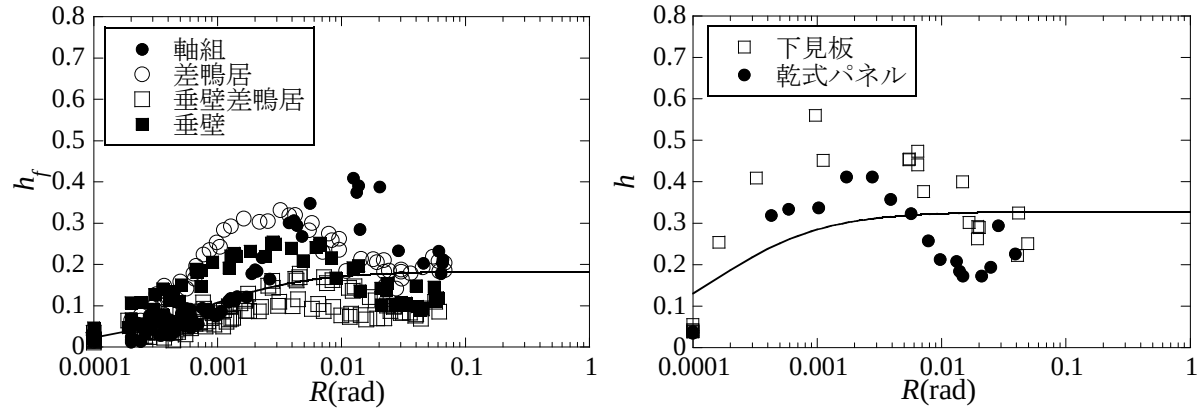
(a)　軸組・差鴨居・垂壁差鴨居・垂壁試験体　　(b)　下見板・乾式パネル試験体

図 3.15　加振中の減衰定数 h_e



(a)　軸組・差鴨居・垂壁差鴨居・垂壁試験体　　(b)　下見板・乾式パネル試験体

図 3.16　常時微動の減衰定数 h_m



(a)　軸組・差鴨居・垂壁差鴨居・垂壁試験体　　(b)　下見板・乾式パネル試験体

図 3.17　自由振動中の減衰定数 h_f

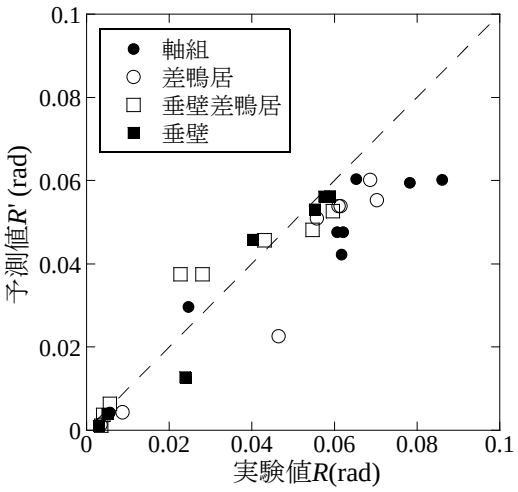
3.5 最大応答の簡易評価結果

単位軸組架構について求めた式(3.5)の固有振動数と式(3.10)の減衰定数の動的変形特性の評価式を式(3.3)に代入し, 応答スペクトル法に適用することで最大応答の簡易評価を行う. ただし, 式(3.5)の K は剛性比としているため，式(3.12)を用いて固有振動数に変換して検討する.

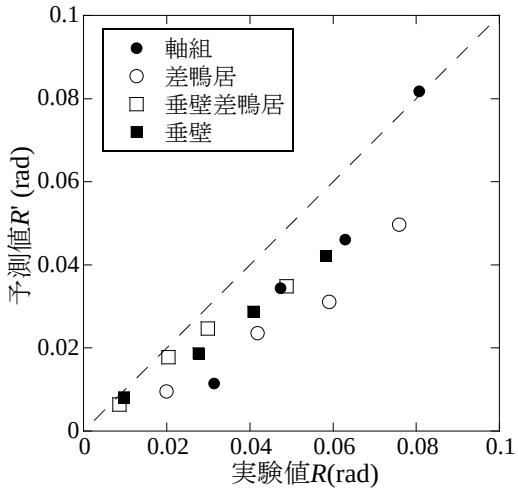
$$f = f_0\sqrt{K} \tag{3.12}$$

振動台実験での各加振の最大変形角 R の実測値と, 本研究で提案している予測法で算出した最大変形角 R' を比較した結果を図3.18~3.20に示す. ただし，評価式で用いる最大経験変形角 R_d は，ここでは実験値を用いる. これより，軸組・差鴨居・垂壁差鴨居・垂壁試験体の4試験体については，正弦波パルスの場合は，ばらつきがあるが概ね最大応答を予測できていることが分かる. 告示波の場合は, やや小さめに評価する傾向がある. 全壁・下見板試験体の2試験体については, 加振中のピーク振動数 f_e に関する回帰式(3.6)のパラメータを R_e=0.0028 とすると，図3.19のように大幅に応答を過小評価する. 全面に壁を持つ試験体は, 脆性的な破壊により耐力が急激に低下し固有振動数が大幅に減少するが, 与えたパラメータでは急な固有振動数の低下を表現できていないためと考えられる. そこで, R=1/100以上について回帰したパラメータ R_e=0.00090 を用いて評価すると，図3.20のように告示波の場合はやや小さめに評価する傾向があるが, 予測値が実験値に近づくことが分かる.

次に，入力波による違いを検討するため，図3.21~3.23にパルス周期 T_p 及び告示波の倍率をそれぞれ横軸に，最大変形角を縦軸とした軸組・垂壁・全壁試験体の応答予測結果を例示する. 図中の番号は表3.2の加振番号を示す. 図3.21~3.23の各試験体における T_p=2.0 の(入力波No.2, 8)ように, 本予測法を用いれば R_d の変化（被災経験の有無）による R の増加を追跡できることが分かる.

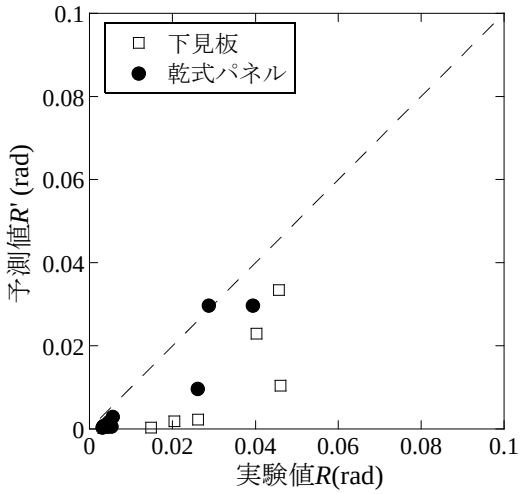


(a)　正弦波パルス

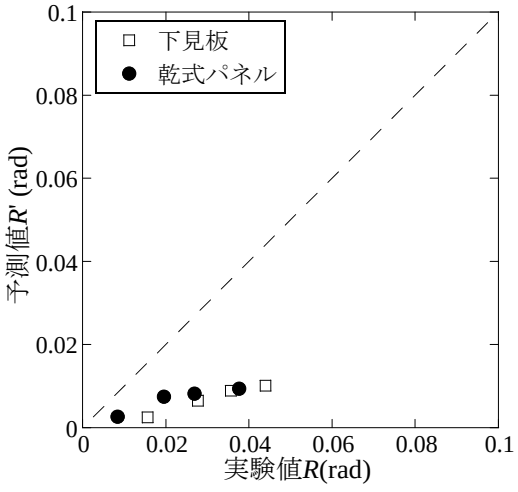


(b)　告示波

図 3.18　最大応答値の比較【軸組・差鴨居・垂壁差鴨居・垂壁試験体】

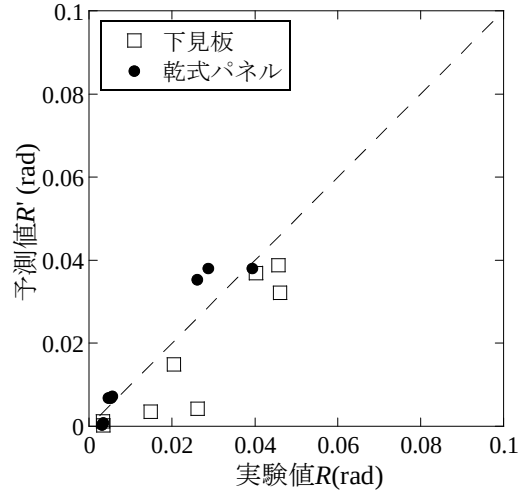


(a)　正弦波パルス

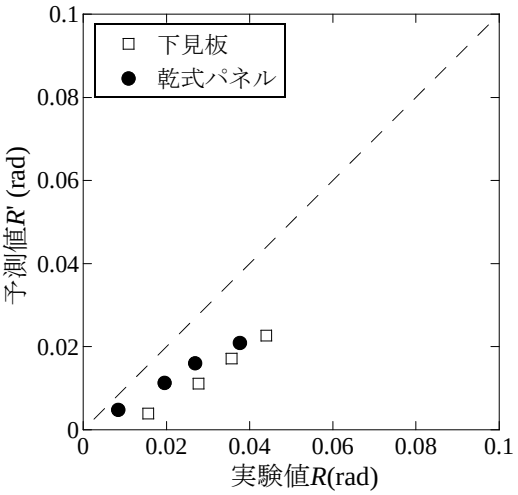


(b)　告示波

図 3.19　最大応答値の比較【下見板・全壁試験体】(R_e=0.0028)

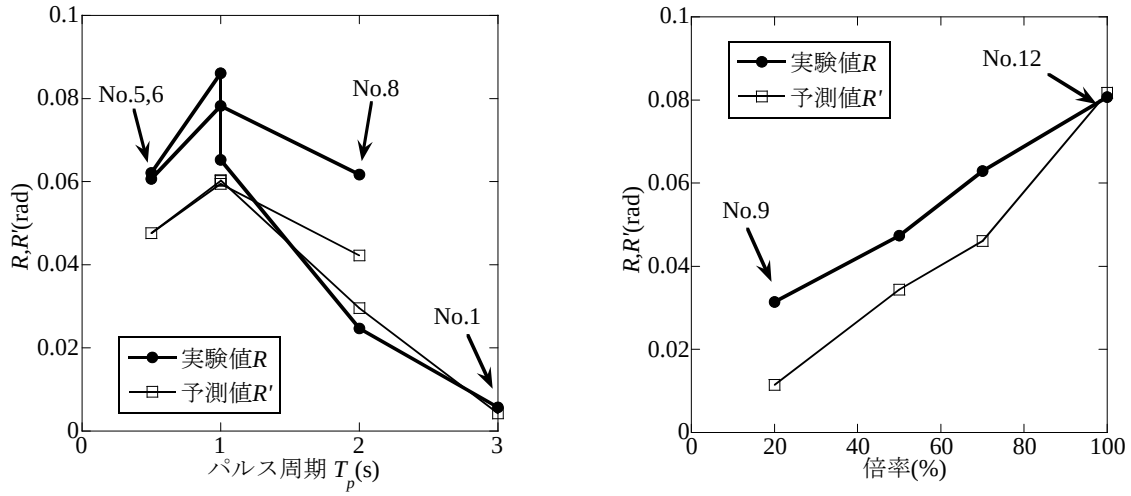


(a)　正弦波パルス



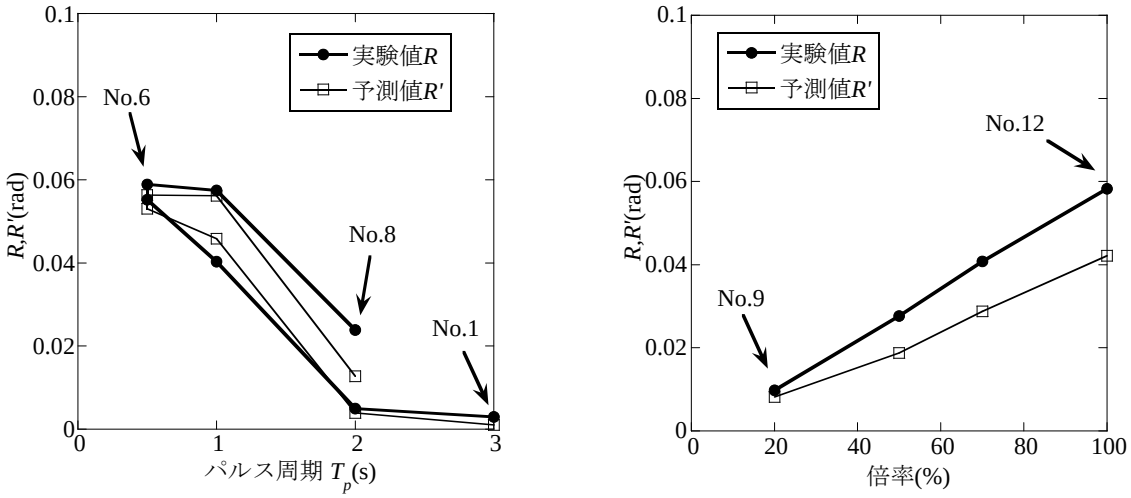
(b)　告示波

図 3.20　最大応答値の比較【下見板・全壁試験体】(R_e=0.00090)



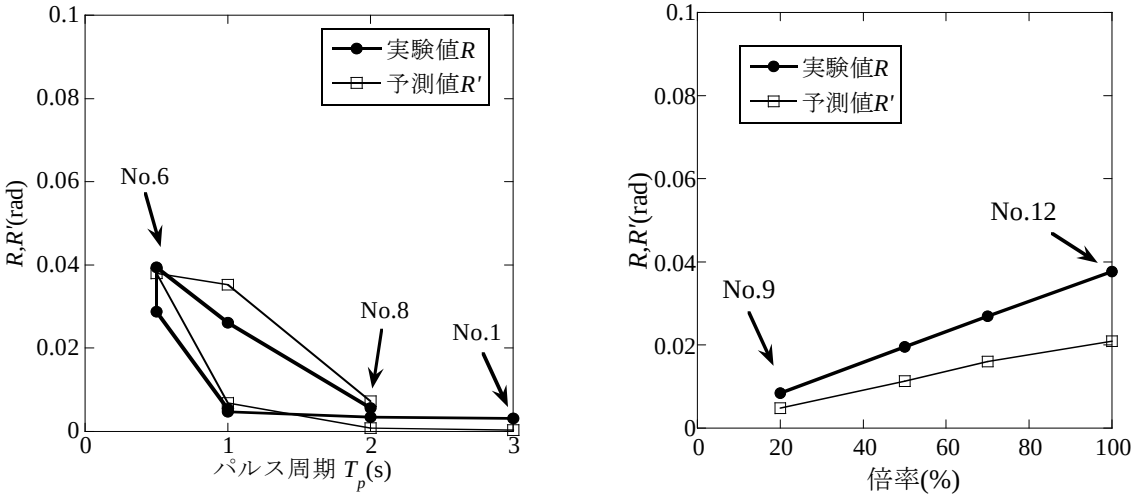
(a) 正弦波パルス　　(b) 告示波

図 3.21　最大応答値の比較（軸組試験体）



(a) 正弦波パルス　　(b) 告示波

図 3.22　最大応答値の比較（垂壁試験体）



(a) 正弦波パルス　　(b) 告示波

図 3.23　最大応答値の比較（乾式パネル試験体 , R_e=0.00090）

3.6　まとめ

本章では，単位軸組架構試験体の振動台実験を行い，伝統木造軸組架構の振動特性（固有振動数と減衰定数）の振幅依存性を表す動的変形特性について検討した．試験体は，全面が壁で構成される全壁試験体2体と，軸組主体の試験体4体とする．入力波は，パルス性地震動を単純化した正弦波パルス及び継続時間の長い告示波を用いた．

本章で得られた結果を以下に示す．

1) 常時微動・加振中の振動・加振後の自由振動から，架構の過去に経験した最大変形を考慮可能な単位軸組架構の動的変形特性評価式を構築した．
2) 実験を行った6種類の試験体の動的変形特性は，全壁試験体と軸組を主体とする試験体の2種類に大別することが可能であることを示した．
3) 単位軸組架構の動的変形特性評価式を応答スペクトル法に適用することにより振動台実験結果のシミュレーションを行い，単位軸組架構の最大応答変形を十分な精度で予測できることを確認した．

第３章の参考文献

3.1) 国土交通省建築研究所 : 改正建築基準法の構造関係規定の技術的背景, ぎょうせい, 2001.

3.2) 国土交通省住宅局建築指導課 他 : 2001年 度版限界耐力計算法の計算例とその解説, 工学図書株式会社, 2001.

3.3) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会 : 伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル －限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法, 学芸出版会, 2004.

3.4) 地盤工学会 地盤の動的解析－基礎理論から応用まで－編集委員会 : 地盤工学･基礎理論シリーズ2 地盤の動的解析－基礎理論から応用まで－, 社団法人 地盤工学会, 2007.

3.5) 林康裕 : 性能等価応答スペクトルに基づく建築物の地震荷重評価, 第11回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.651-656, 2002.11.

3.6) Y. Hayashi, A. Nii and T. Morii : Evaluation of Building Damage Based on Equivalent - Performance Response Spectra, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Oct., 2008.

3.7) 鈴木恭平, 川辺秀憲, 山田真澄, 林康裕 : 断層近傍のパルス地震動特性を考慮した設計用 応答スペクトル, 日本建築学会構造系論文集, No.647, pp.49-56, 2010.1.

3.8) 山田 真澄, 鈴木 祥之, 後藤 正美, 清水 秀丸 : 単位木造フレームを用いた動的・ 静的実験による木造軸組の耐震性能評価, 日本建築学会構造系論文集, No.582, pp.95-102, 2004.8.

3.9) 森井雄史，宮本慎宏，高橋遥希，林 康裕 : PΔ効果が木造軸組架構の変形性能に及ぼす影響, 日本建築学会構造系論文集, No.650, pp.849-857, 2010.4.

3.10) 杉山亮太, 鈴木祥之, 後藤正美, 村上 博 : 乾式土壁パネルを用いた木造軸組耐力壁の開発, 日本建築学会技術報告集, 第23号, pp.149-154, 2006.6.

3.11) 柴田明徳：最新耐震構造解析, 森北出版, 1981.

3.12) 田中幸雄, 佐々木淳, 塚越治夫 : RD法による構造物のランダム振動時の減衰評価, 日本建築学会構造系論文報告集 第454号, pp29-38, 1993.12.

3.13) Hardin,B.O. and Drnevich,V.P. : Shear Moduls and Damping in Soils : Design Equations and Curves, *Proc.ASCE, SM7*, pp667-692, 1972.

3.14) 森井雄史, 井田祥子, 新居藍子, 林康裕 : 微動計測に基づく京町家の簡易耐震診断(その1，2), 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ, pp.121-124, 2008.9.

第 4 章　単位軸組架構の動的変形特性評価式の一般化

4.1　はじめに

伝統木造建物では, 様々な木造軸組架構の復元力特性の重ね合わせから建物全体の復元力特性を評価する手法が耐震設計や耐震診断で実用されており[例えば4.1), 4.2)], 各木造軸組架構の復元力特性を適切に評価することが重要である. 既往の研究[例えば4.3), 4.4)]では, 在来構法も含めて多数の木造軸組架構の静的水平加力実験が行われ, 損傷状況の分析や復元力モデルの提案が行われている. しかし, 伝統木造軸組架構の仕様の違いが微小変形時から大変形時に至るまで復元力特性に及ぼす影響については十分に比較検討されていない.

一方, 伝統木造建物について, 常時微動計測結果から求まる固有振動数と降伏ベースシア係数の相関が既往の研究[4.5)]で見出されており, 固有振動数の耐震性能評価法への活用が期待される. そこで本研究では動的変形特性を用いた耐震性能評価法の構築を目指し, 第3章では, 固有振動数の最大変形角依存性を表す動的変形特性を単位軸組架構の振動台実験の結果から提案し, 動的変形特性を用いて地震時の最大応答変形を簡易に評価できることを示した. しかしながら, 木造軸組架構の仕様が異なる場合, 動的変形特性がどのように変化するかは明らかではない.

そこで本章では, 伝統木造軸組架構の仕様の違いが, 復元力特性や等価固有振動数の最大変形角依存性を表す動的変形特性に及ぼす影響を定量的に分析する. 分析においては, 微小変形から最大変形角1/10rad以上で水平抵抗力を喪失するまで実施した静的水平加力実験[4.6)~4.9)]の結果を用い, 振動台実験の結果との比較も行う.

本章の構成を以下に示す. 4.2節では, 分析に用いた単位軸組架構の静的水平加力実験および振動台実験で用いた試験体について説明するとともに, 静的水平加力実験および振動台実験の加力および加振方法について説明する. 4.3節では, 架構の仕様が復元力特性に及ぼす影響を定量的に分析する. 4.4節では, 3体の試験体についての静的水平加力実験および振動台実験の実験結果を比較し, 復元力特性や固有振動数および剛性, 動的変形特性の関係について分析する. 4.5節では, 本章のまとめを述べる.

4.2　実験概要

本節では，単位軸組架構の静的水平加力実験[4.6)~4.9)](以下，静的実験)および振動台実験(以下，動的実験)で用いた試験体について説明する．次に，静的実験および動的実験の加力および加振方法について説明する．

4.2.1　試験体

本章では，柱と桁および土台から構成される軸組のみの架構，軸組に垂壁を有する架構，軸組に差鴨居を有する架構，全壁を有する架構の4種類に分類した計25体の試験体を分析する．本論文ではそれぞれ分類した試験体をまとめて軸組試験体，垂壁試験体，差鴨居試験体，全壁試験体と呼ぶ．表4.1および表4.2に試験体の詳細を，図4.1-4.4に試験体の立面図を示す．

表4.1に示す4つの試験体は，軸組，垂壁，差鴨居試験体，全壁試験体の中でも標準となる試験体であり，それぞれ[軸組標準]，[垂壁標準]，[差鴨居標準]，[全壁標準](以下，本文中では個々の試験体名を[ ]で囲う)と呼ぶ．本研究では，[軸組標準]，[垂壁標準]，[差鴨居標準]の3つの標準試験体について静的実験結果と動的実験結果を比較する．標準試験体の仕様は静的実験，動的実験ともに同一である．静的実験では，事前に想定した試験体の最大耐力に基づいて柱脚が浮上らないように上載重量を決定している．一方，動的実験では，柱脚が浮上らないようにするとともに目標とする固有振動数を定めて上載重量を決定している．表4.1に示す静的実験の上載重量はおもりの重量のみを示しているが，動的実験の重量はおもり及び天板，試験体の内法高さの半分以上の重量を足し合わせた値であり，以降の検討では表4.1の重量を用いる．

本研究では，標準試験体から仕様を変えた試験体の静的実験により，仕様の違いが復元力特性に及ぼす影響を分析する．表4.2に試験体一覧と標準試験体からの仕様の差異を示す．表4.2に示していない仕様に関しては，標準試験体と同じである．以下に，それぞれの試験体について説明する．

(A)　軸組試験体

[軸組標準]は，柱，桁，土台で構成され，柱と桁および土台の接合部は，短ほぞ(ほぞ寸法30x84x52.5mm)とし，両面からVP金物で留める仕様とする．

軸組試験体は[軸組標準]および，[軸組標準]よりも上載重量を軽くした[おもり軽]や，柱頭・柱脚接合部にVP金物を用いない[短ほぞ]，[長ほぞ]の計4体である．

(B) 垂壁試験体

[垂壁標準]の乾式土壁パネルは，26mm厚のパネルを受け材仕様で片面貼りで施工する[4.10]．鴨居の断面は105x45mmであり，柱にほぞ差ししてビス2本で留め付けている．[垂壁標準]の柱と桁および土台の接合部は，短ほぞ(ほぞ寸法30x84x52.5mm)とし，両面からVP金物で留める仕様とする．

垂壁試験体は[垂壁標準]および，襖・障子の非構造部材を垂壁の下に設けた[襖]，[障子]，柱径を105角から150角にした[柱径大]，垂壁の材種を乾式土壁パネルから変更した[下見板]，[石膏ボード]，[土壁]，そして[垂壁標準]を二間並列に並べた[二間]の計8体である．

(C) 差鴨居試験体

[差鴨居標準]の柱・梁接合部は鼻栓で留められており，ほぞの寸法を図4.5(a)に示す．[差鴨居標準]は長ほぞ(柱頭ほぞ寸法30x80x150mm，柱脚ほぞ寸法30x80x100mm)を15mm角のベイマツの込栓で留める．

差鴨居試験体は[差鴨居標準]および，鼻栓にカシを用いた[鼻栓カシ]，図4.5(b)の柱・梁接合部に対して，込栓にカシを用いた[込栓カシ]，図4.5(c)のように差鴨居のせいが高い[梁せい高]，柱材をスギからケヤキに変更した[柱ケヤキ]，乾式土壁パネルの垂壁を有する[垂壁あり]の計6体である．

(D) 全壁試験体

[全壁標準]は，壁厚60mmの土壁から成り，3本の横貫と1本の縦貫を有する．柱の材心位置には，30mm程度のエツリ竹と18mm程度の下地竹が30mm程度の間隔で格子状に配置されている．[全壁標準]の柱と桁および土台の接合部は，短ほぞ(ほぞ寸法30x96x52.5mm)とし，両面から留めたVP金物に加えて，計4つのHD金物で柱と桁や鉄骨架台を引き寄せる．

全壁試験体は[全壁標準]および，[全壁標準]の横貫の断面を120x40mmと厚くして土壁から露出するようにした[貫露出]，[貫露出]の壁厚を60mmから200mmに厚くし，エツリ竹および下地竹のかわりに柱の表面位置に30mm程度の丸竹を約75mm間隔で配置した[厚塗壁]，柱径を105角とし，105x15mmの横貫が柱を貫通する[土壁柱径小]，[土壁柱径小]と同様の軸組に下見板を付した[全壁下見板]，[土壁柱径小]の上に[全壁下見板]と同じ仕様の下見板を取り付けた[土壁＋下見板]，壁材に受材仕様，片面貼りの乾式パネルを用いた[乾式パネル]の計7体である．

全壁試験体は他の試験体に比べて重量が大きく，大変形時のPΔ効果は他の試験体に比べて大きくなるため，各試験体の重量を記す．[全壁標準]は4.6kN，[貫露出]は5.0kN，[厚塗壁]は14.2kN，[土壁柱径小]は2.6kN，[全壁下見板]は1.3kN，[土壁＋下見板]は4.5kN，[乾式パネル]は1.6kNである．

表 4.1　標準試験体の詳細

試験体	柱		柱頭・柱脚接合部		静的実験	動的実験	
	内法高さ	断面	接合部	ほぞ寸法	上載重量	重量*)	固有振動数
	(mm)	(mm)		(mm)	(kN)	(kN)	(Hz)
軸組標準	2625	105角	短ほぞ+VP金物	30x84x52.5	9.3	11.0	0.9
垂壁標準	2625	105角	短ほぞ+VP金物	30x84x52.5	23.7	11.3	1.5
差鴨居標準	2610	120角	長ほぞ+込栓	30x80x150(柱頭) 30x80x100(柱脚)	23.7	16.3	1.4
全壁標準	2700	120角	短ほぞ+VP金物+HD金物	30x96x52.5	25.7	-	-

*)おもり及び天板，試験体の内法高さの半分以上の重量の足し合わせ

表 4.2　仕様の異なる試験体の詳細

比較する試験体	試験体	標準試験体との差異	
		部位	仕様
軸組標準	おもり軽	上載重量	上載重量4.5kN
	短ほぞ	柱頭・柱脚	VP金物なし
	長ほぞ	柱頭・柱脚	VP金物なし，長ほぞ30x80x150mm(柱頭)，30x80x100mm(柱脚)， 上載重量16.5kN
垂壁標準	襖	非構造部材	襖2枚(襖紙:新鳥の子)
	障子	非構造部材	障子2枚(障子枠材:スプルス，障子紙:美濃紙機械漉き)
	柱径大	柱径	柱径150角，短ほぞ36x120x52.5mm+VP金物
	下見板	壁材	断面1900x180mm，厚さ15mmのスギ材が上下に30mmずつ重なるよう N50釘で板と柱を留め付ける
	石膏B	壁材	9.5mm厚の石膏ボード，両面貼り，横貼り，ボードビス150mm間隔
	土壁	壁材	壁厚60mm，縦貫・横貫1本ずつ，内法高さ2557.5mm
	二間	架構の数	[垂壁標準]を二間並べる，中柱は1本とし両側の垂壁で共有， 上載重量44.9kN
差鴨居標準	鼻栓カシ	柱梁接合部	鼻栓（カシ），接合部詳細：図4.5(a)
	込栓カシ	柱梁接合部	込栓（カシ），接合部詳細：図4.5(b)
	梁せい高	梁せい	差鴨居のせい540mm，鼻栓（ベイマツ），内法高さ2880mm， 接合部詳細：図4.5(c)
	柱ケヤキ	柱材	柱材(ケヤキ)，鼻栓（ベイマツ），接合部詳細：図4.5(a)
	垂壁あり	壁材	荒壁パネル26mm受け材仕様，両面貼り，接合部詳細：図4.5(a)
全壁標準	貫露出	貫	横貫の断面120x40mm，横貫が土壁から露出
	厚塗壁	貫,壁厚,竹小舞	横貫の断面120x40mm，横貫が土壁から露出，壁厚200mm， 柱の表面位置に30mm程度の丸竹を約75mm間隔で格子状に配置
	土壁柱径小	柱，接合部など	柱径105角，短ほぞ30x84x52.5mm+VP金物，HD金物なし， 壁厚60mm，貫の断面105x15mm，横貫が柱を貫通， 上載重量23.7kN，内法高さ2557.5mm
	全壁下見板	壁材など	[土壁柱径小]の軸組に断面1820x150mm，厚さ15mmのスギ材が上 下に30mmずつ重なるようN50釘で板と柱を留め付ける， 上載重量23.7kN
	土壁+下見板	壁材など	[土壁柱径小]の上に[全壁下見板]と同仕様の下見板を取り付ける， 柱脚にL字金具2個ずつ，上載重量23.7kN
	乾式パネル	壁材	26mm厚の乾式パネル，貫仕様，片面貼り， 横貫の断面105x18mm，縦貫なし

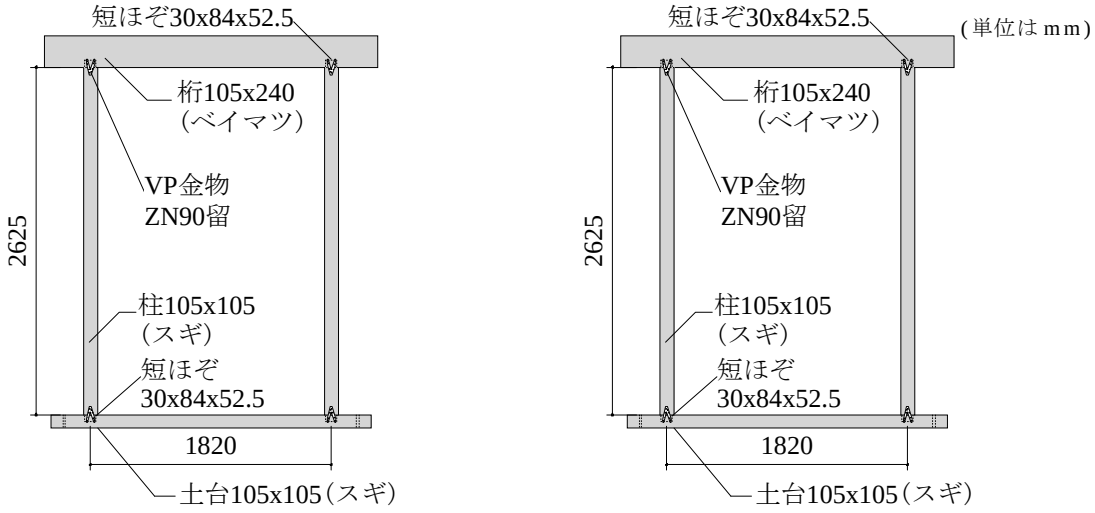


図 4.1 軸組試験体の立面図

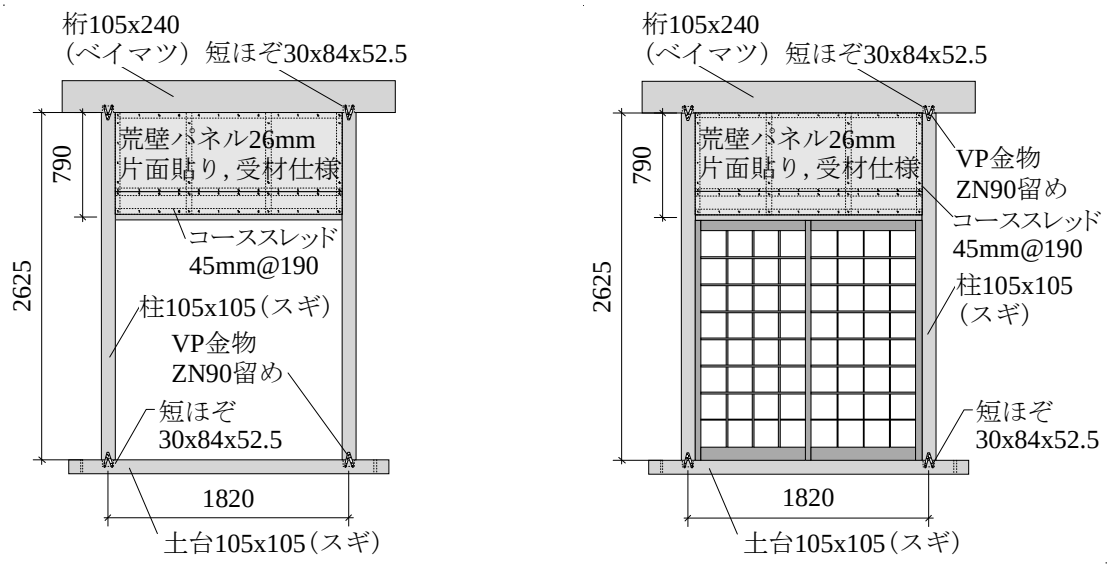
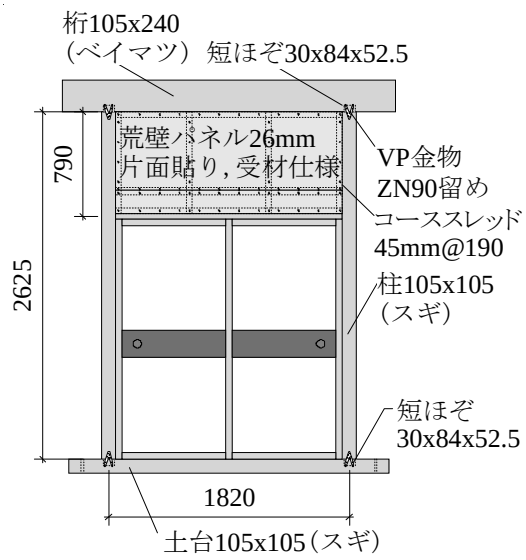
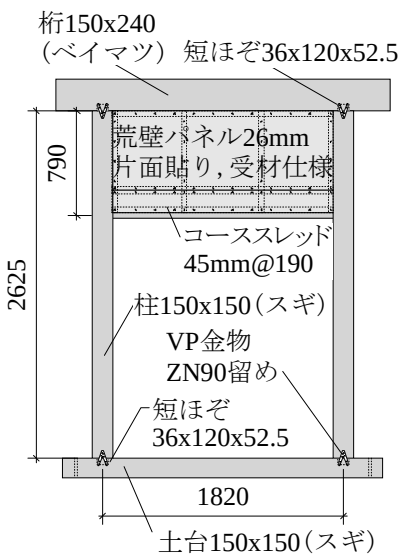


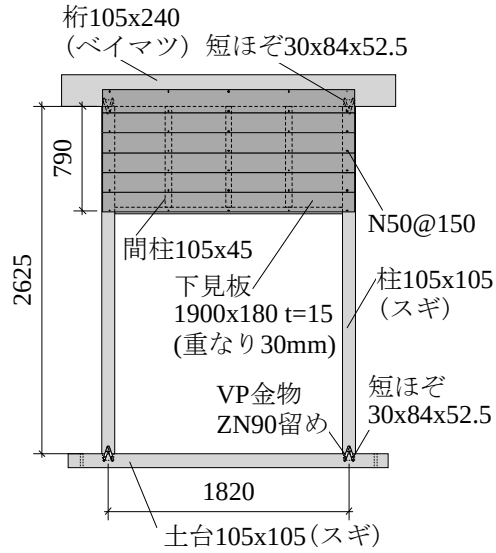
図 4.2(1) 垂壁試験体の立面図



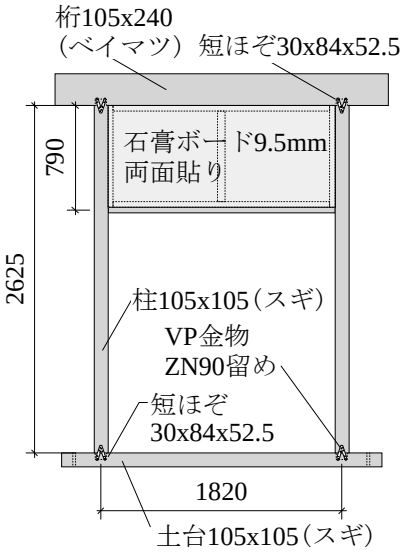
(c)　[障子]



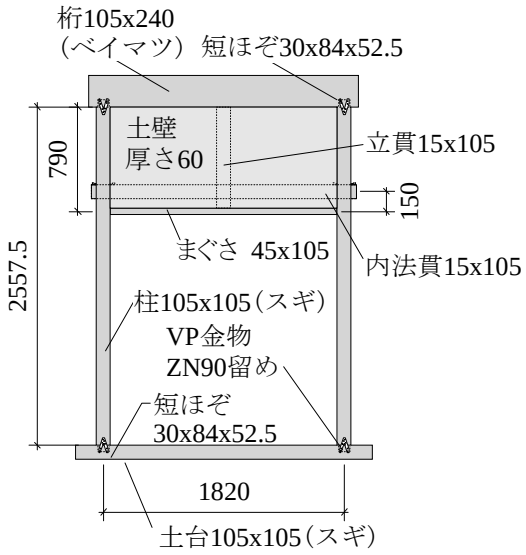
(d)　[柱径大]



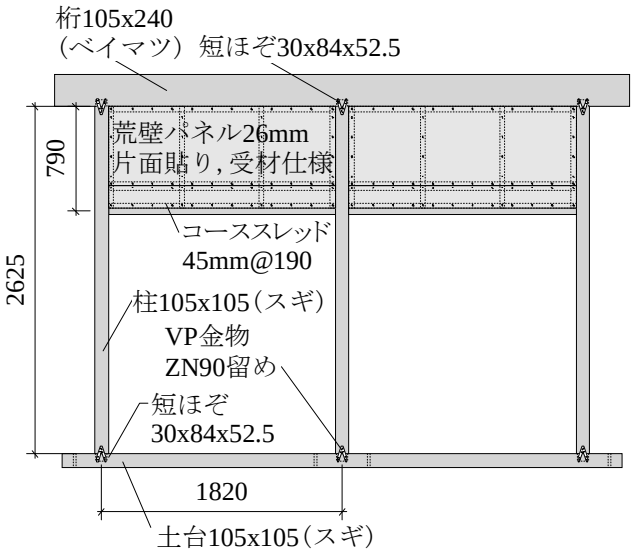
(e)　[下見板]



(f)　[石膏 B]

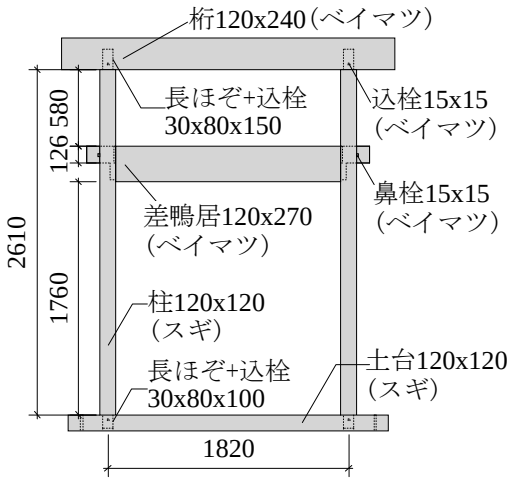


(g)　[土壁]

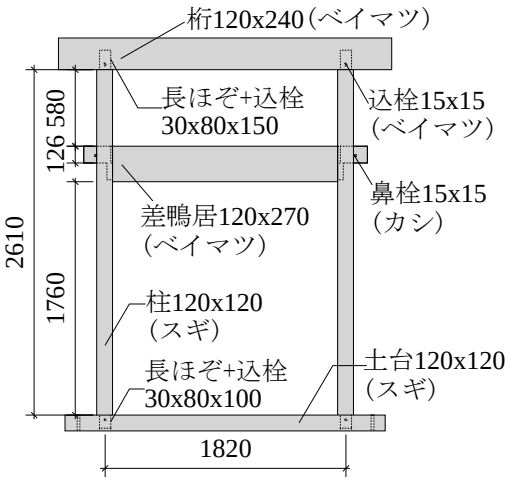


(h)　[二間]

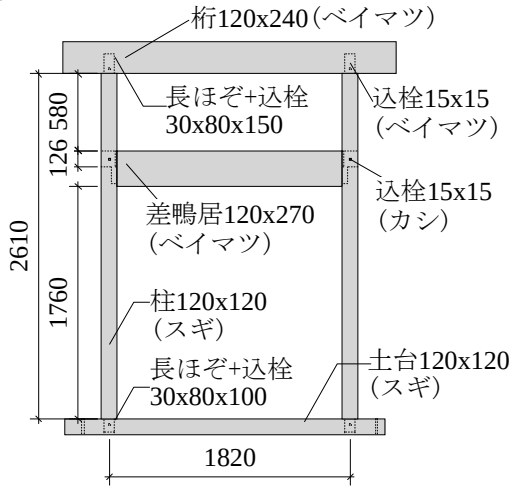
図 4.2(2)　垂壁試験体の立面図(つづき)



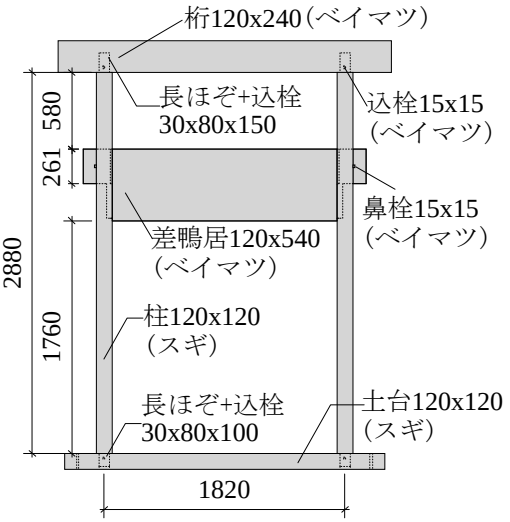
(a) [差鴨居標準]



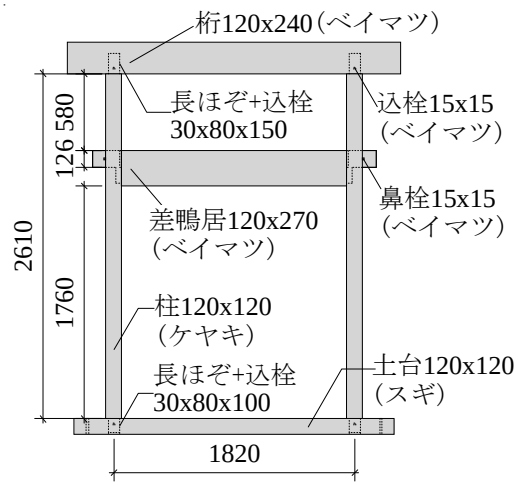
(b) [鼻栓カシ]



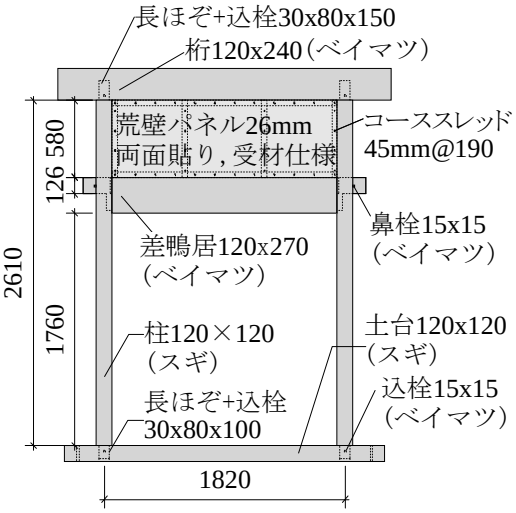
(c) [込栓カシ]



(d) [梁せい高]

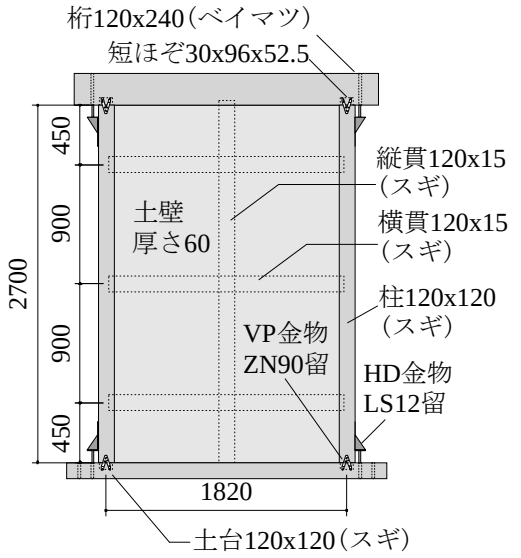


(e) [柱ケヤキ]

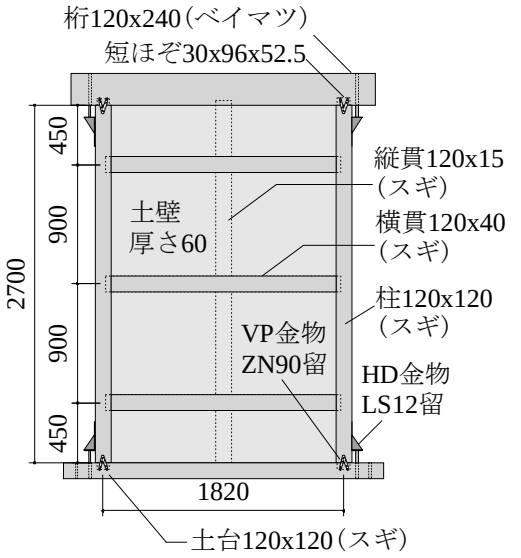


(f) [垂壁あり]

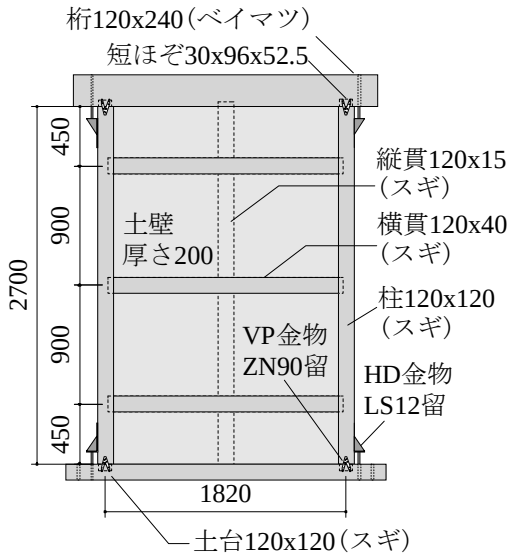
図 4.3 差鴨居試験体の立面図



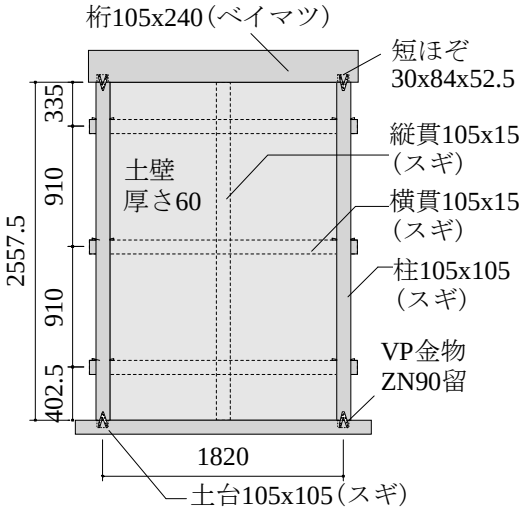
(a) [全壁標準]



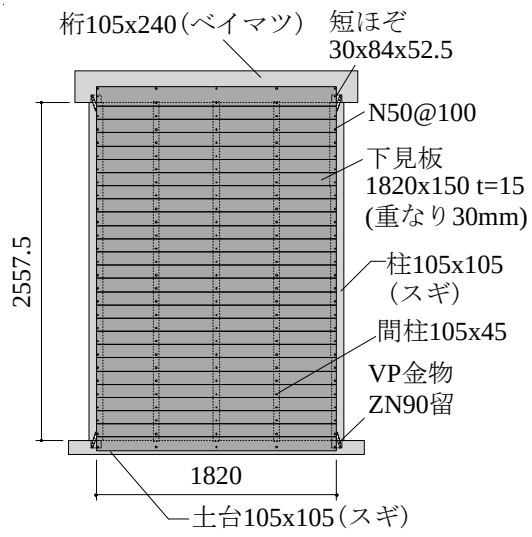
(b) [貫露出]



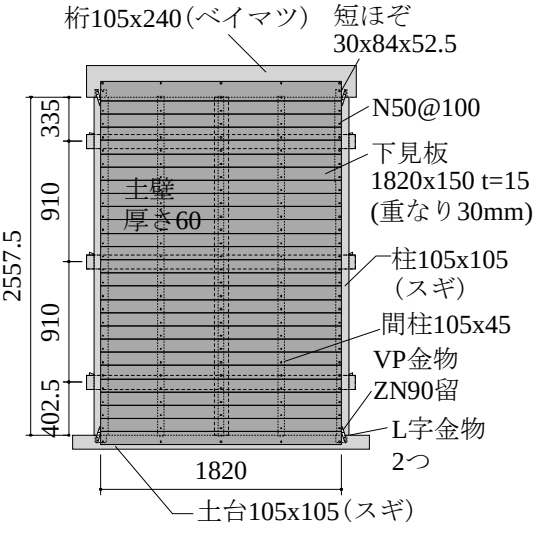
(c) [厚塗壁]



(d) [土壁柱径小]

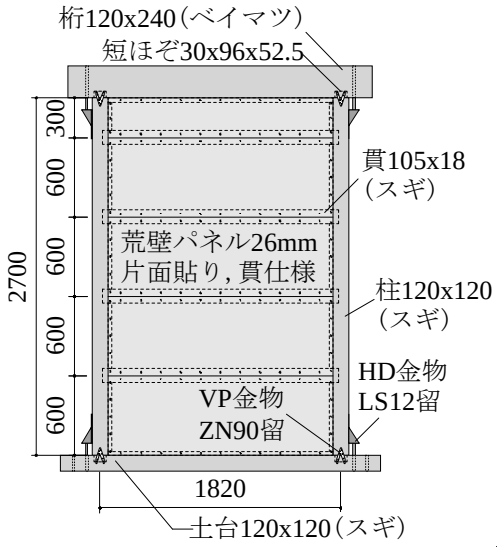


(e) [全壁下見板]



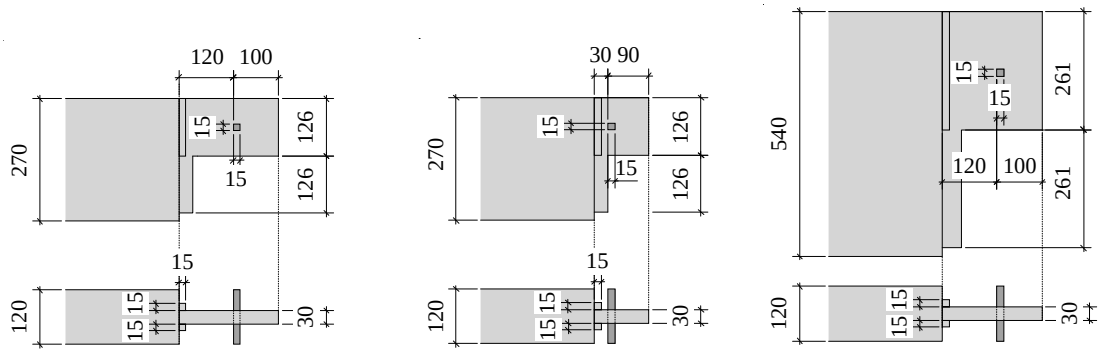
(f) [土壁 + 下見板]

図 4.4(1) 全壁試験体の立面図



(g) [乾式パネル]

図 4.4(2) 全壁試験体の立面図(つづき)



(a) [差鴨居標準] (b) [込栓カシ] (c) [梁せい高]

図 4.5 柱・梁接合部詳細[4.9)]

4.2.2　実験方法

(A)　静的実験

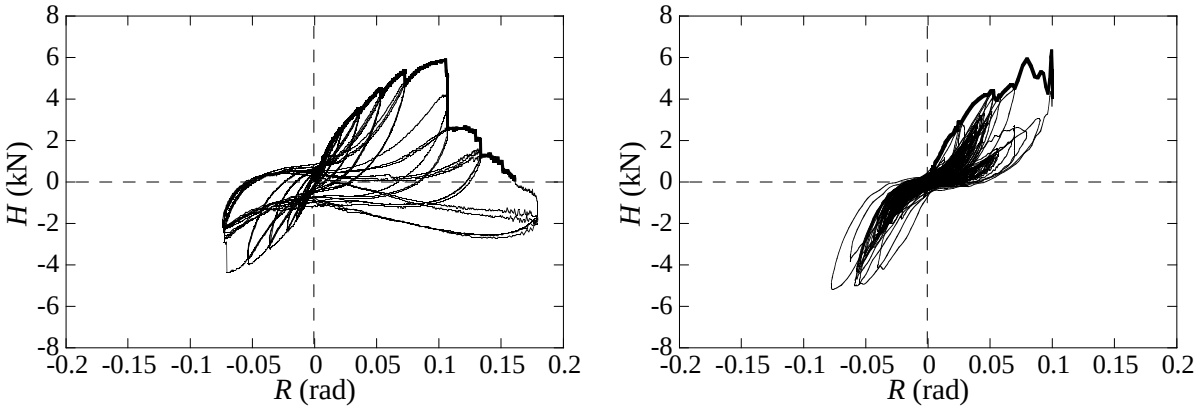
静的実験では，試験体の土台をアンカーボルトで鉄骨梁に固定し，試験体の桁をアクチュエータによって加力する．上載重量として，桁頂部からターンバックルを介しておもりを吊るす．加力は正負交番 3 回繰返加力ないしは，正負交番 2 回繰返加力である．ただし，[全壁標準]，[貫露出]，[厚塗壁]，[乾式パネル]を除いてアクチュエータのストロークの限界のため，試験体の頂部変位を柱の内法高さで割って求まる層間変形角が1/15rad以上の加力は正側のみを漸増させる．

アクチュエータに取りつけたロードセルの計測値を試験体の水平抵抗力Hとする．変形角Rは柱の水平変位を柱の内法高さで除して求める．静的実験における[垂壁標準]の水平抵抗力Hと変形角Rの関係を図4.6(a)に示す．同図に太線で示すように，大変形まで加力している正側の骨格曲線を復元力特性として以後の検討で用いる．

(B)　動的実験

動的実験では，第 3 章に示すように，木造軸組架構を 2 構面平行に配置し，構造用合板と小梁から成る天板および筋交いで結合させて試験体を自立させる．試験体の土台をアンカーボルトで鉄骨梁に固定し，試験体の天板の上におもりを載せる．加振は一方向加振とし，変位制御で加振する．入力波は，加速度波形が正弦波 1 波からなる正弦波パルス，Ricker wavelet および模擬地震動(告示波)であり，変位振幅および卓越周期を変化させて入力する．

試験体の水平抵抗力Hは，試験体頂部で計測した加速度に質量を掛けた慣性力から求める．変形角Rは柱の水平変位を柱の内法高さで除して求める．動的実験における[垂壁標準]の水平抵抗力Hと変形角Rの関係を図4.6(b)に示す．動的実験では，全加振結果の中での最大変形角を計測した加振方向の骨格曲線(図 4.6(b)太線)を復元力特性として以後の検討で用いる．



(a) 静的実験　　(b) 動的実験

図 4.6　[垂壁標準]の水平抵抗力 H と変形角 R の関係

4.3　木造軸組架構の仕様が復元力特性に及ぼす影響の分析

本章では，表4.2のように標準試験体から仕様を変化させることで，損傷状況や最大水平抵抗力などがどのように変化するかを定量的に分析する．

4.3.1　試験体ごとの比較

図4.7~4.10には，軸組，垂壁，差鴨居，全壁試験体に関して，仕様の異なる試験体の復元力特性を示す．同図には，主要な損傷状況を併せて示している．図4.11には，図4.7~4.10で示した復元力特性から求める最大水平抵抗力H_{max}などの代表値の模式図を示す．H_{max}は最大水平抵抗力，R_{max}はH_{max}のときの変形角，$R_{0.8max}$はR_{max}以降で$0.8H_{max}$となるときの変形角である．また，H_Rは変形角Rでの水平抵抗力，k_Rは変形角Rでの原点との割線剛性である．ただし，変形角Rちょうどに計測点が存在しない場合，復元力特性の変形角Rの直前と直後の2計測点の線形補間からRでの計測値を求める．

図4.12~4.15には，R_{max}および$R_{0.8max}$，H_RおよびH_{max}，H_R / H_{max}，k_Rを比較して示す．図4.12~4.15より，仕様が異なることによって損傷状況や，H_{max}などの代表値が変化することが分かる．以下に，図4.7~4.15より得られた軸組，垂壁，差鴨居試験体ごとの代表的な特徴を箇条書きにして示す．

(A)　軸組試験体

- 損傷は桁および土台，もしくはほぞに限られている．
- 上載荷重を変化させた場合，H_{max}は大きく変化しないが，大変形時にPΔ効果の影響によりHに大きな差が生じる．
- 全ての試験体について，R_{max}は0.02~0.04radであり，1/30radの水平荷重$H_{1/30}$とH_{max}はほぼ等しい．
- VP金物を取付けない[短ほぞ]では，VP金物を取付けた[軸組標準]に比べH_{max}が約1/3となり，R_{max}も小さくなる．

(B)　垂壁試験体

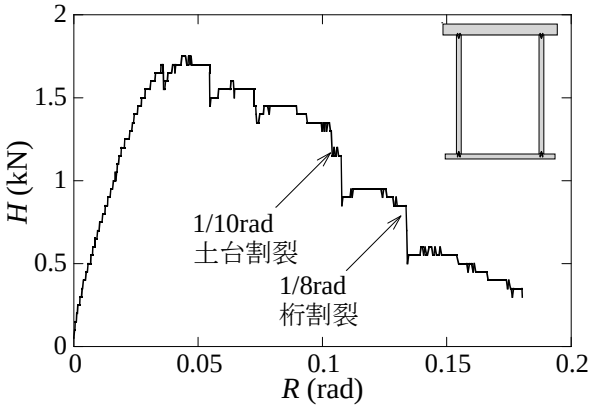
- 柱が折損する場合，1/20~1/10radで柱が折損している．一方，柱が折損しない場合は1/30~1/20radで垂壁の損傷が先行している．
- [下見板]，[石膏ボード]では1/30rad程度で壁材が浮いたり面外にはらみだしたりするため，柱が折損することなくH_{max}も[垂壁標準]に比べて半分程度となる．
- 非構造部材の有無でH_{max}は殆ど変化しないが，非構造部材を有する場合，微小変形での割線剛性が大きくなり，非構造部材が無い場合に比べて早期に柱が折損する．
- [二間]を[垂壁標準]と比べた場合，[二間]は中柱がより早期に折損したが，両者でH_{max}は殆ど変わらない．

(C) 差鴨居試験体

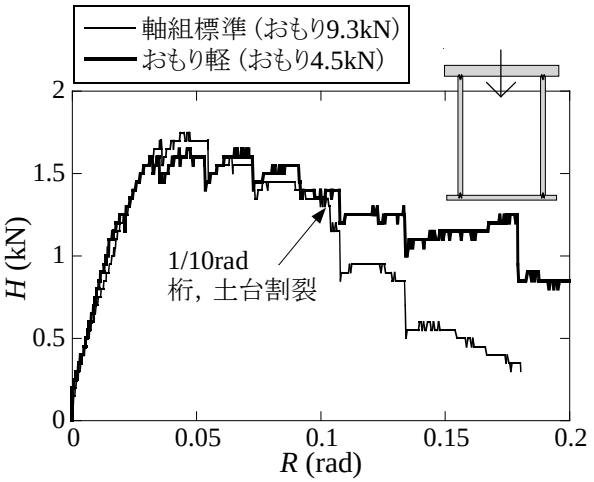
- 鼻栓の材種では復元力特性は殆ど変化しないが, 柱の材種, 差鴨居のせい, 鼻栓・込栓仕様によって復元力特性は変化する.
- [垂壁あり]以外の全ての試験体について，$k_{1/100}$, $k_{1/200}$はほぼ等しく，$H_{1/200}$のときは概ね1kN程度である.
- [垂壁あり]では, [垂壁標準]の3倍程度のH_{max}となる.

(D) 全壁試験体

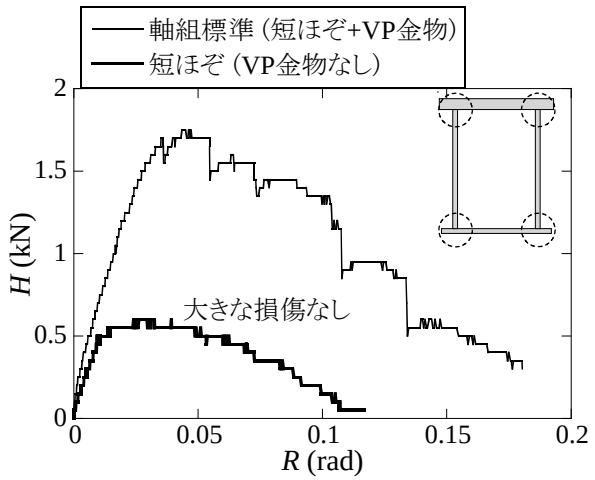
- 土壁の壁厚が60mmの試験体は，H_{max}が15~20kN程度の範囲に収まる.
- [厚塗壁]のH_{max}は, [貫露出]のH_{max}の1.8倍程度であるが, R=1/200のときの$H_{1/200}$は1.3倍程度と，変形角Rが小さいときは水平抵抗力や割線剛性の違いは小さい.
- H_{max}のときの変形角R_{max}と，R_{max}以降で$0.8H_{max}$となる変形角$R_{0.8max}$の差は小さく，最大水平抵抗力H_{max}を経験後にHがすぐに低下する. ただし, 正負交番加力における負側加力や繰返し加力の影響によってもHが低下していることに留意する必要がある.



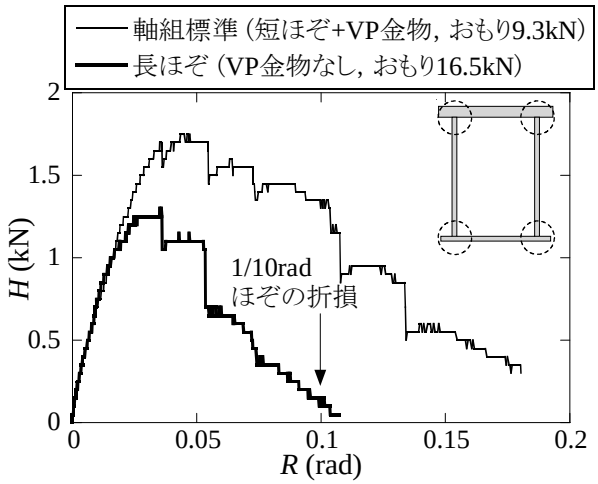
(a) 標準試験体



(b) おもり重量

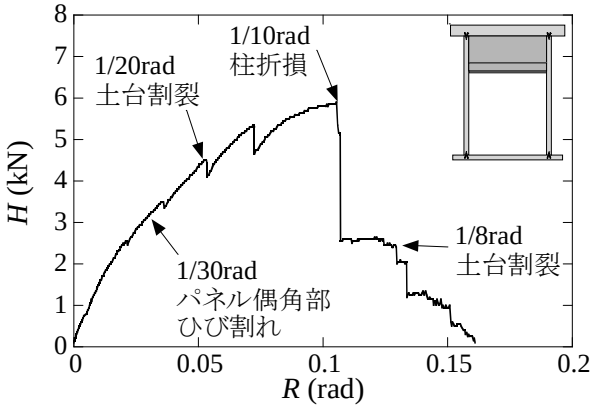


(c) 柱頭・柱脚接合部(短ほぞ)

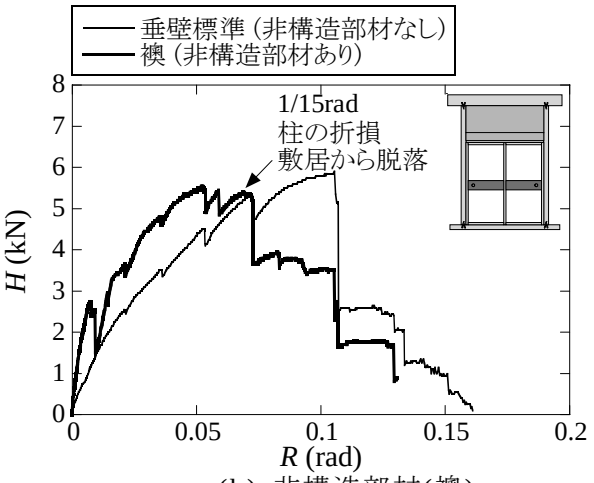


(d) 柱頭・柱脚接合部(長ほぞ)

図 4.7　軸組試験体の復元力特性

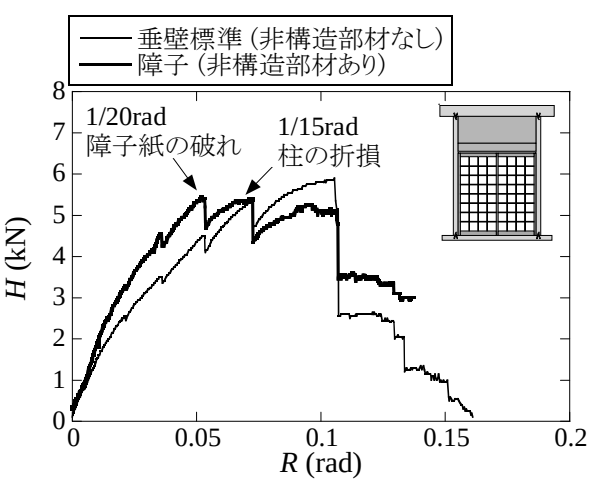


(a) 標準試験体

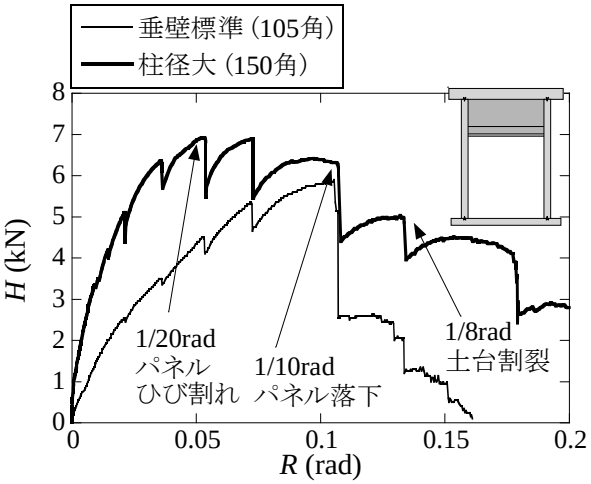


(b) 非構造部材(襖)

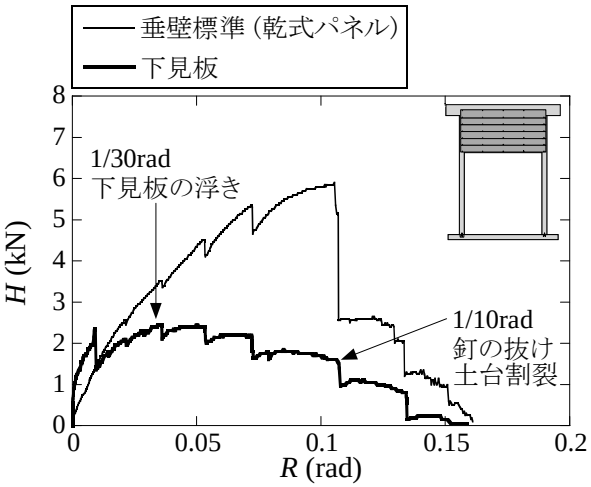
図 4 .8(1)　垂壁試験体の復元力特性



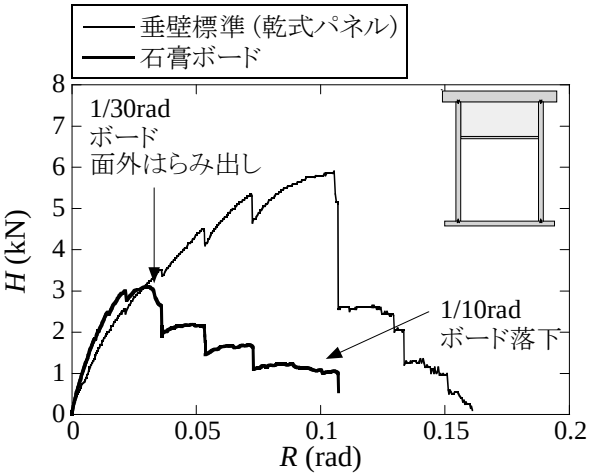
(c) 非構造部材(障子)



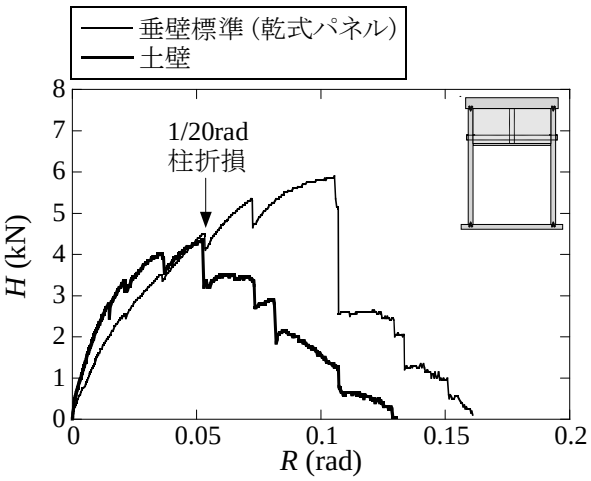
(d) 柱径(150 角)



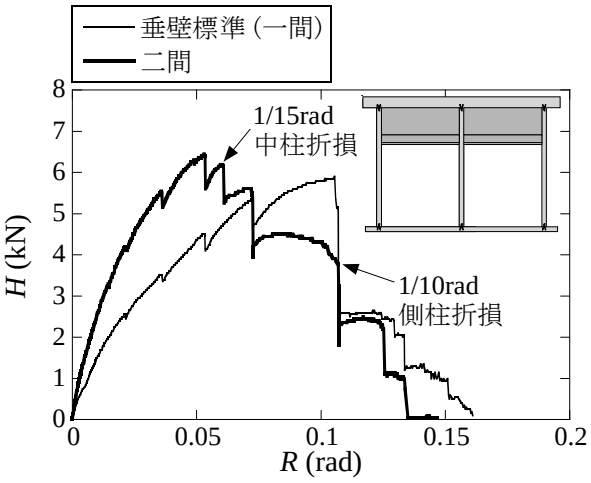
(e) 壁材(下見板)



(f) 壁材(石膏ボード)

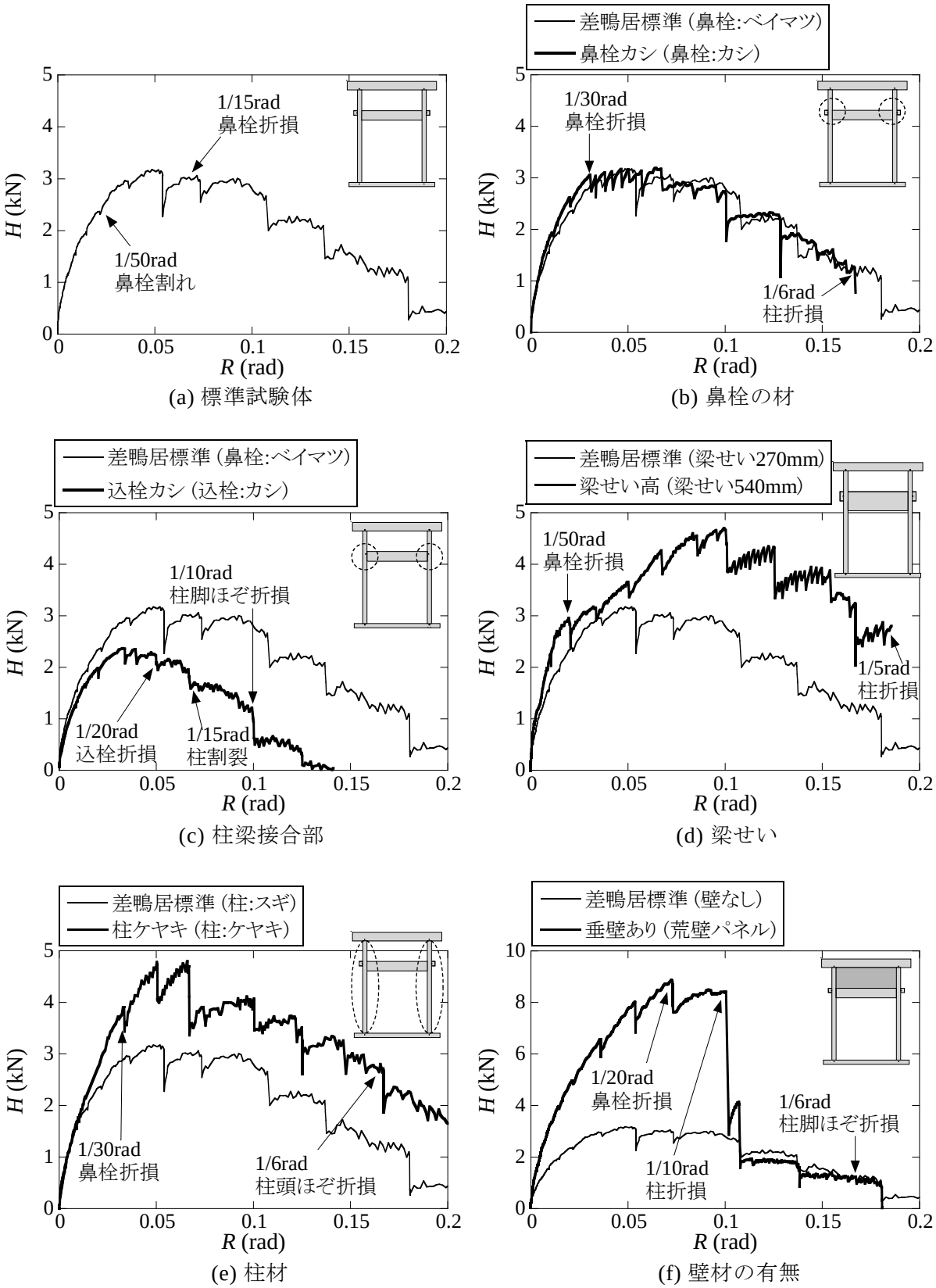


(g) 壁材(土壁)



(h) 水平構面(二間)

図 4.8(2)　垂壁試験体の復元力特性(つづき)

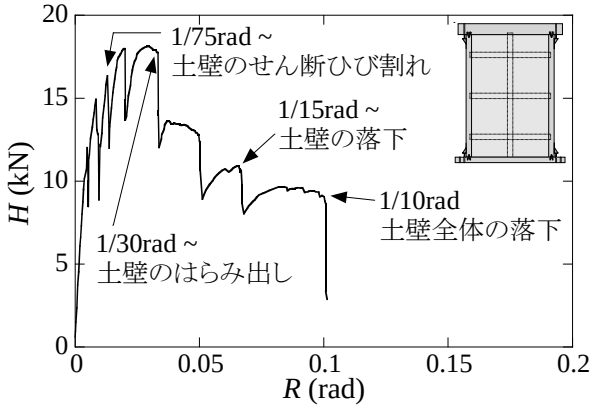


(a) 標準試験体　(b) 鼻栓の材

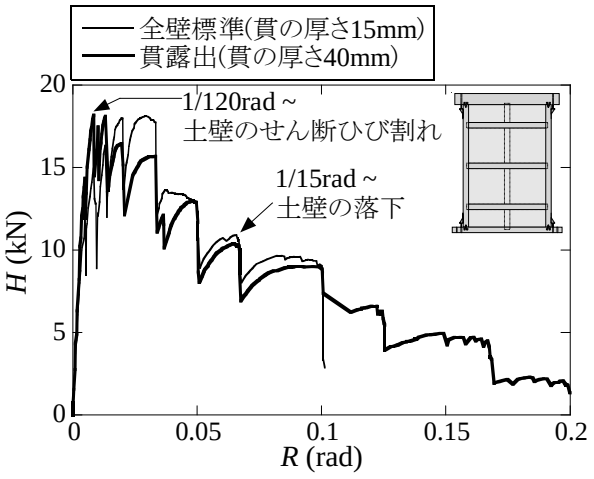
(c) 柱梁接合部　(d) 梁せい

(e) 柱材　(f) 壁材の有無

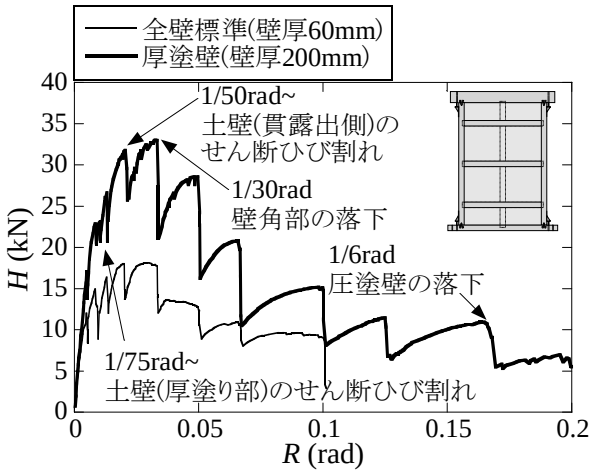
図 4.9　差鴨居試験体の復元力特性



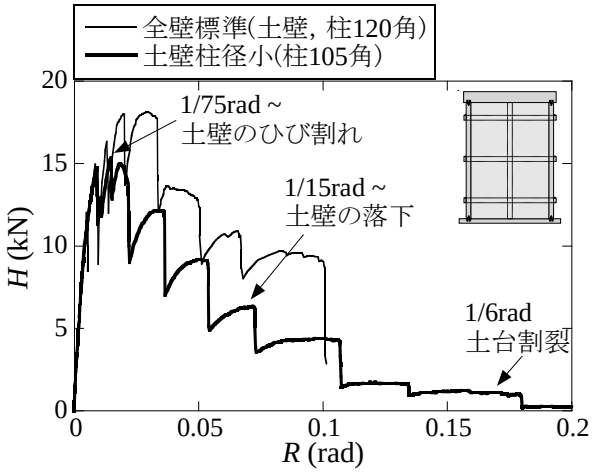
(a) 標準試験体



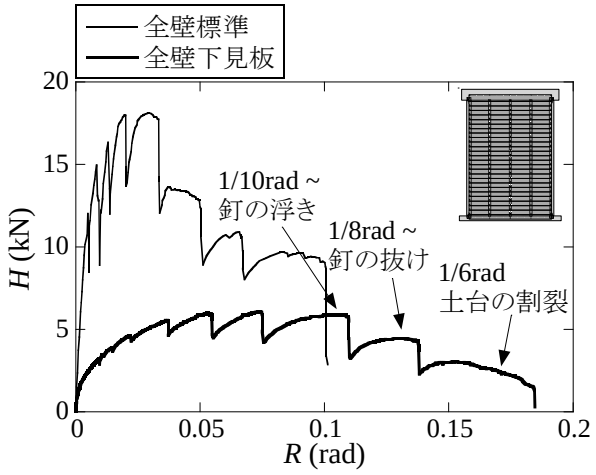
(b) 貫露出



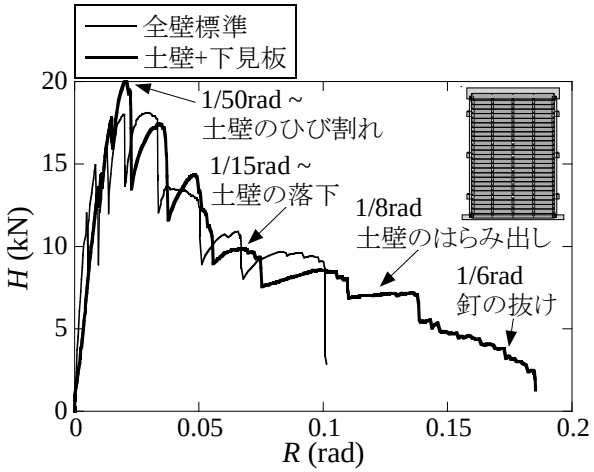
(c) 乾式パネル



(d) 土壁柱径小

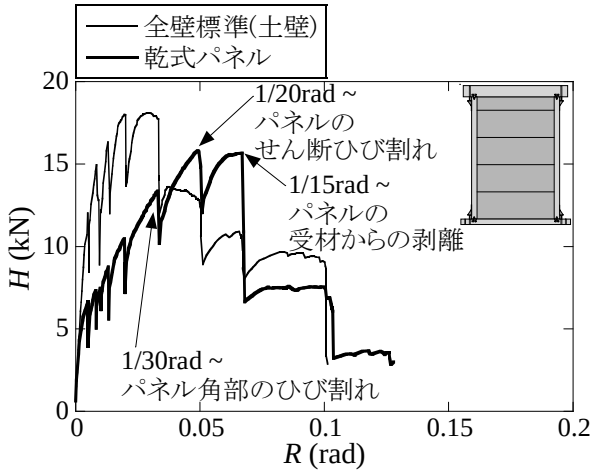


(e) 全壁下見板



(f) 土壁 + 下見板

図 4.10(1)　全壁試験体の復元力特性



(g) 乾式パネル

図 4.10(2)　全壁試験体の復元力特性(つづき)

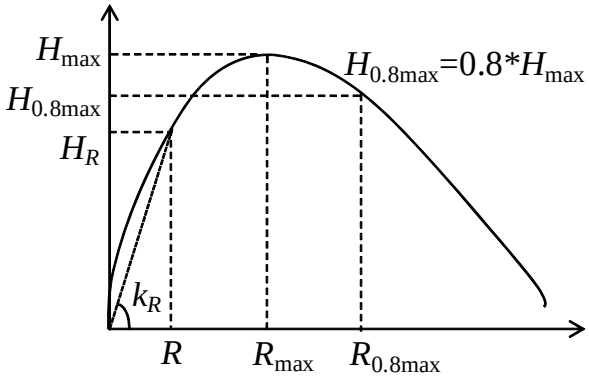
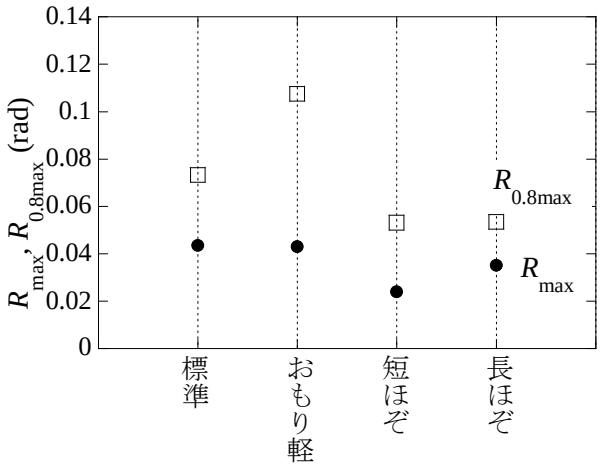
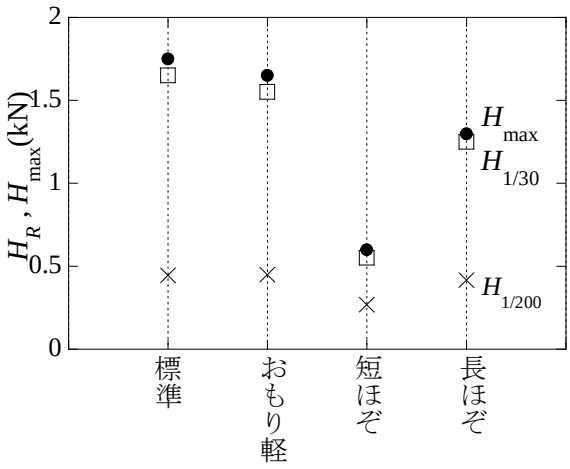


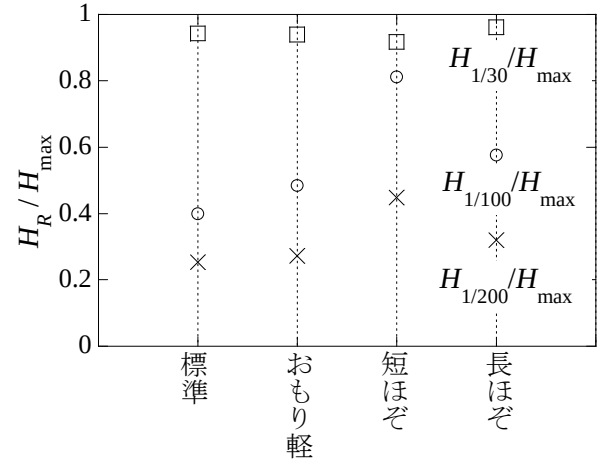
図 4.11　復元力特性から算出する代表値



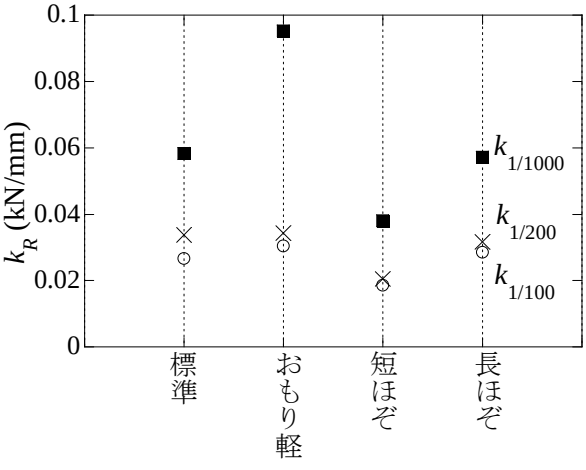
(a)　R_{max},　$R_{0.8max}$



(b)　H_R,　H_{max}

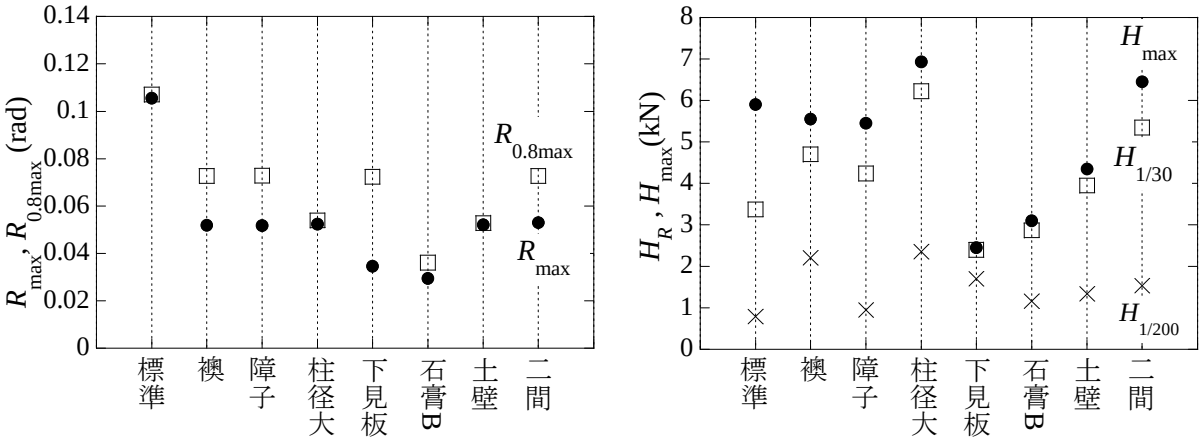


(c)　H_R / H_{max}



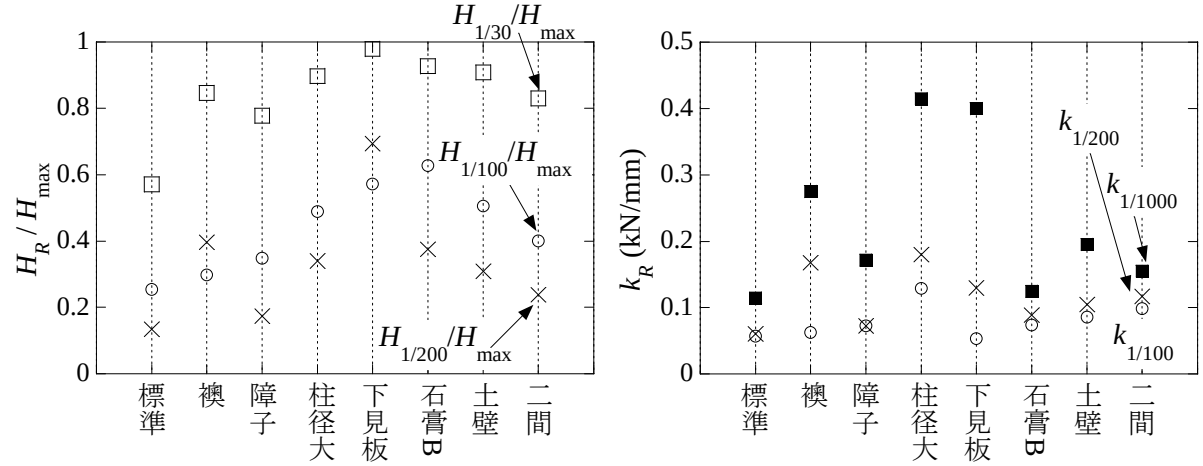
(d)　k_R

図 4.12　軸組試験体の代表値の比較



(a) R_{max}, $R_{0.8max}$

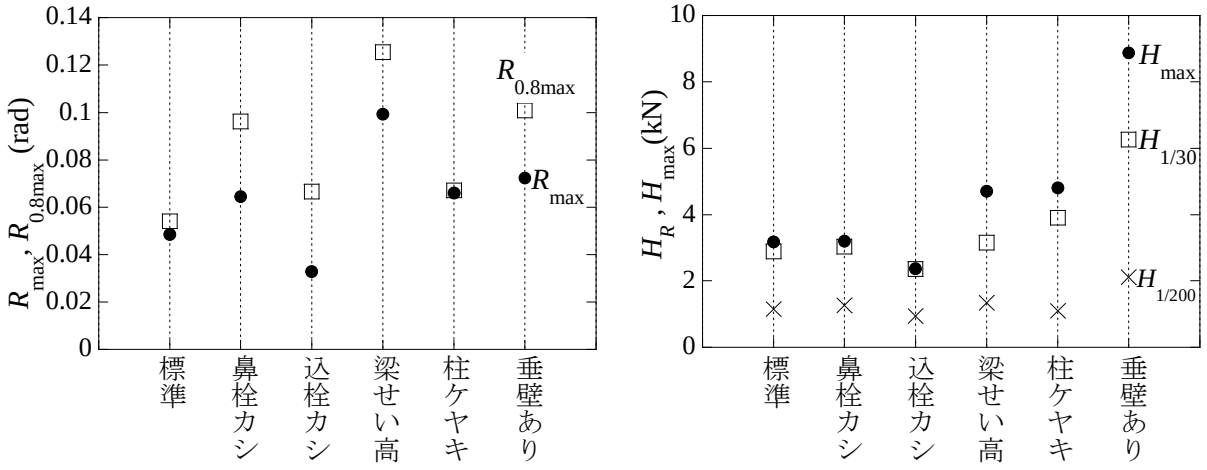
(b) H_R, H_{max}



(c) H_R / H_{max}

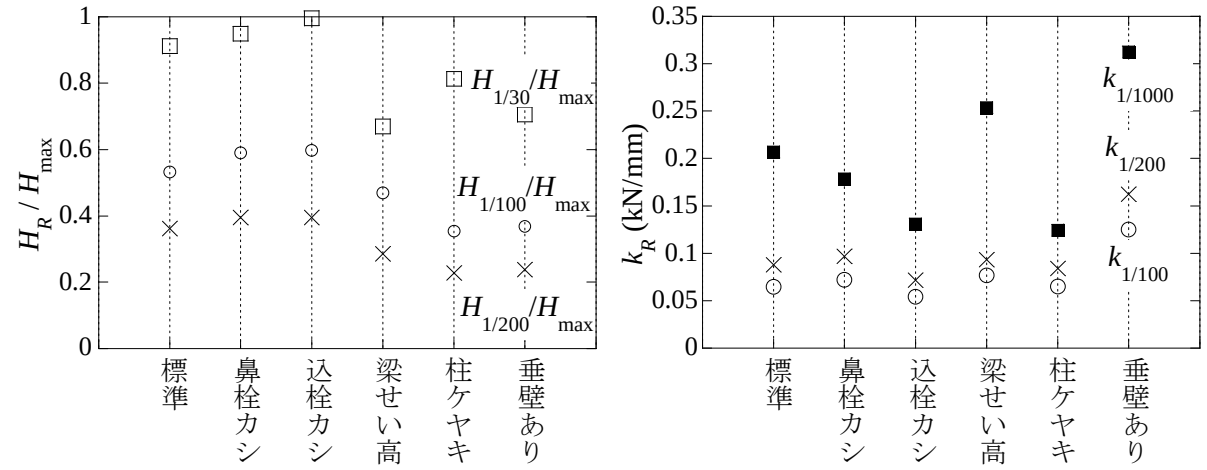
(d) k_R

図 4.13　垂壁試験体の代表値の比較



(a) R_{max}, $R_{0.8max}$

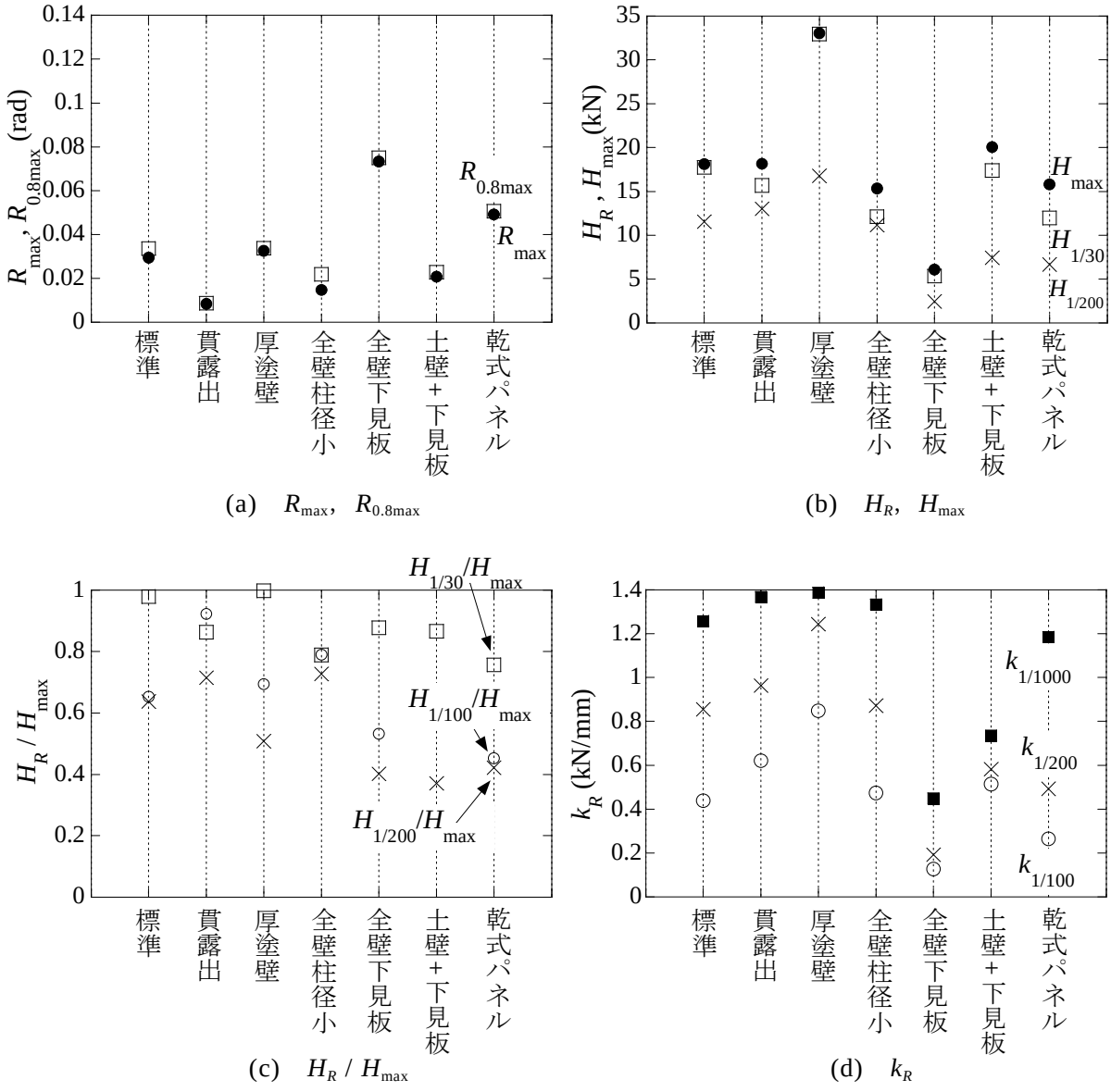
(b) H_R, H_{max}



(c) H_R / H_{max}

(d) k_R

図 4.14　差鴨居試験体の代表値の比較



(a) R_{max}, $R_{0.8max}$　(b) H_R, H_{max}

(c) H_R / H_{max}　(d) k_R

図 4.15　全壁試験体の代表値の比較

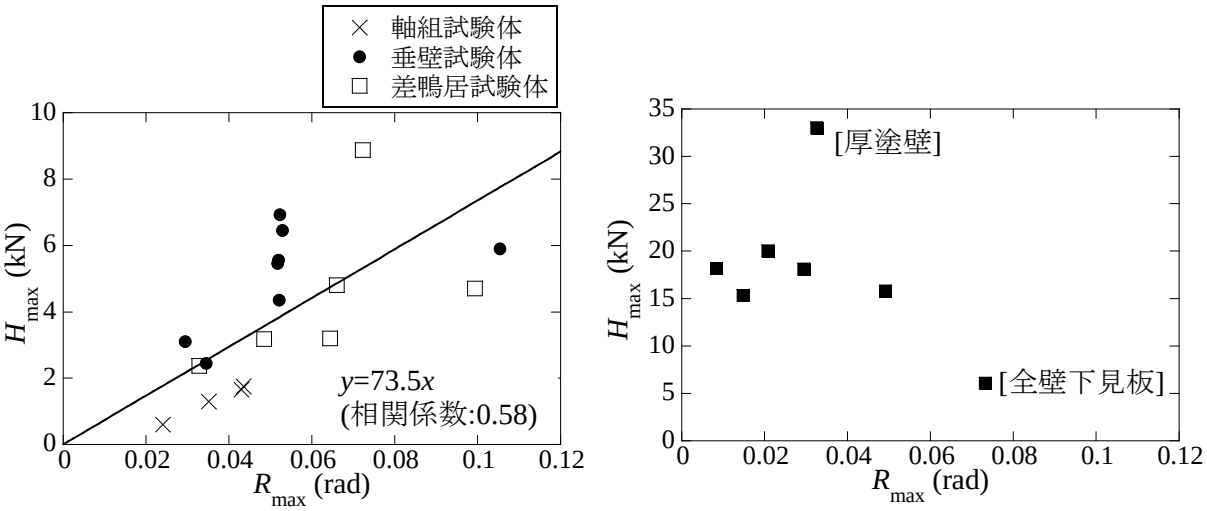
4.3.2　代表値ごとの比較

本節では,前節で得た各試験体の代表値をあわせて比較することによって仕様によらない傾向を把握する．ただし，軸組，垂壁，差鴨居試験体および全壁試験体の2つに大別して比較を行う．

図4.16には，最大水平抵抗力H_{max}とH_{max}のときの変形角R_{max}の関係を示す．軸組，垂壁，差鴨居試験体については原点を通る回帰式を同図に併せて示しており，H_{max}が大きくなれば，R_{max}が大きくなる傾向は確認ができるが，H_{max}とR_{max}の相関が高いとは言えない．全壁試験体については,[厚塗壁],[全壁下見板]を除いてR_{max}によらずH_{max}は15~20kN程度である．

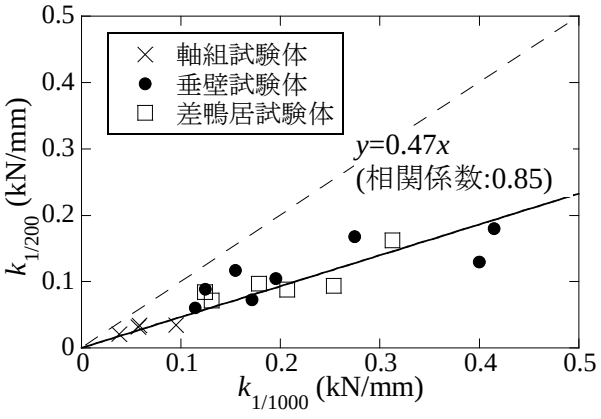
図4.17には，1/1000radでの割線剛性$k_{1/1000}$と1/200radでの割線剛性$k_{1/200}$の関係を示す．同図より，軸組，垂壁，差鴨居試験体については$k_{1/1000}$と$k_{1/200}$で概ね半分程度，全壁試験体では$k_{1/200}$は$k_{1/1000}$の7割程度である．

図4.18および図4.19には，最大水平抵抗力H_{max}と変形角Rのときの水平荷重H_Rの関係を示す．R=1/200radのときはH_{max}と$H_{1/200}$の相関が良いとは言えないが，R=1/30radになると$H_{1/30}$はH_{max}に近づくことが分かる．

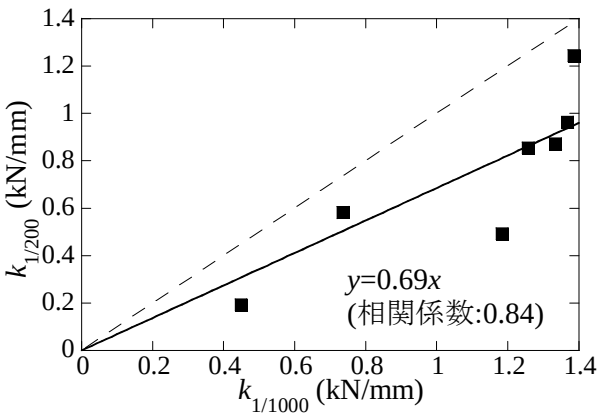


(a)　軸組・垂壁・差鴨居試験体　　(b)　全壁試験体

図4.16　H_{max}とR_{max}の関係

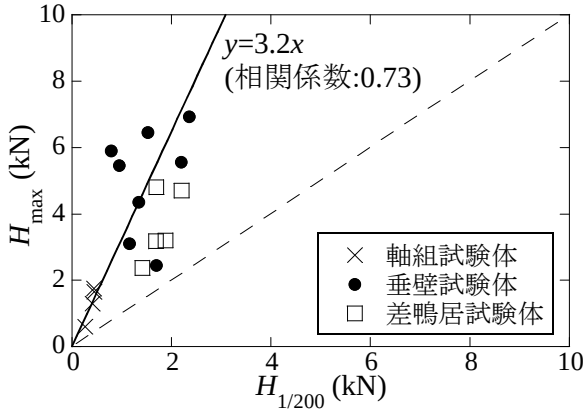


(a)　軸組・垂壁・差鴨居試験体

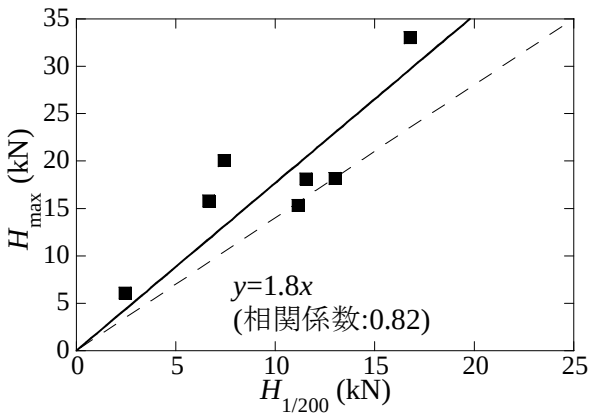


(b)　全壁試験体

図4.17　$k_{1/1000}$ と $k_{1/200}$ の関係

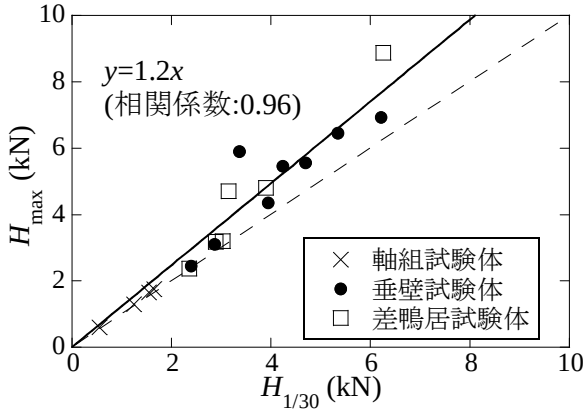


(a)　軸組・垂壁・差鴨居試験体

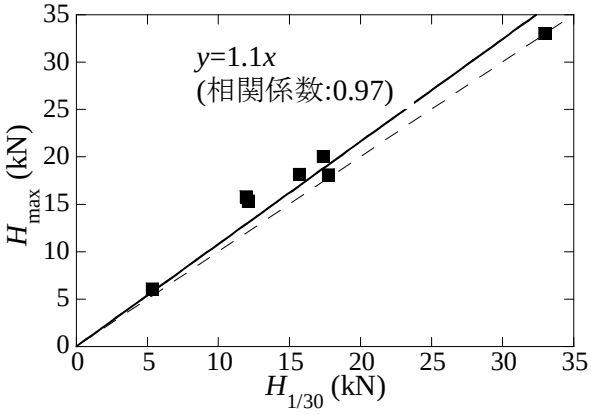


(b)　全壁試験体

図4.18　H_{max} と H_{120} の関係



(a)　軸組・垂壁・差鴨居試験体



(b)　全壁試験体

図4.19　H_{max} と H_R の関係

4.4　静的実験結果と動的実験結果の比較

本章では，表4.1に示した3体の標準試験体の静的実験および動的実験の実験結果を比較し，復元力特性や固有振動数および剛性，動的変形特性の関係について分析する．

4.4.1　復元力特性

図4.20には動的実験と静的実験から求めた復元力特性を示す. 同図より，上載重量や載荷速度，載荷履歴はそれぞれ異なるものの，同図より復元力特性は概ね等しくなることが分かる．

4.4.2　固有振動数と割線剛性との関係

動的実験における常時微動計測結果から得られた固有振動数f_0と復元力特性から得られる変形角Rでの割線剛性k_Rの関係を分析する．固有振動数f_0から初期剛性k_0を式(4.1)により算出する．

$$k_0 = (W / g) \cdot (2\pi f_0)^2 \tag{4.1}$$

ただし，Wは表4.1に示す動的実験での重量，gは重力加速度とする．

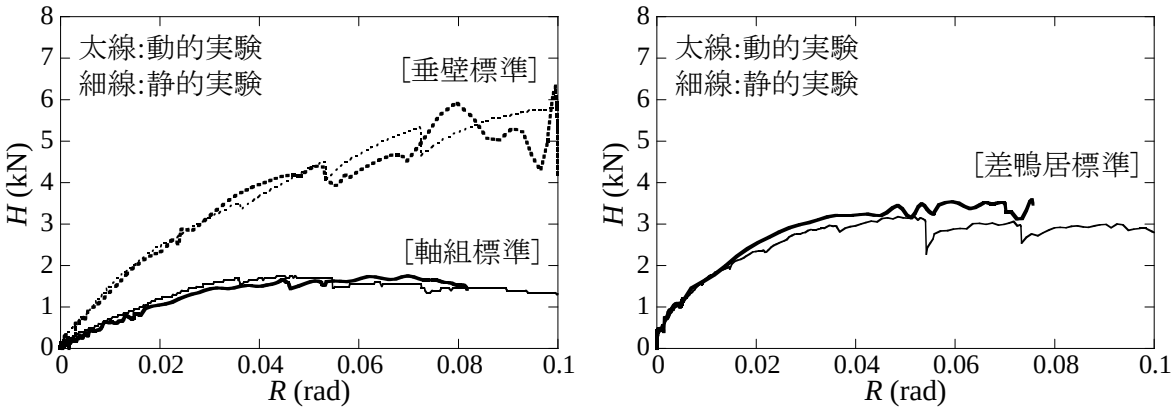
k_0と復元力特性から求めた1/200radおよび1/1000radでの割線剛性$k_{1/200}$および$k_{1/1000}$を比較して図4.21に示す．ただし，動的実験においては，1/300rad程度より小さな変形角では，精度のある復元力特性が得らなかったため，1/1000radでは静的実験結果のみを示す．図4.21より，1/200radでは静的実験と動的実験の$k_{1/200}$は概ね等しい．また，$k_{1/200}$はk_0よりもやや小さく，$k_{1/1000}$はk_0よりも大きい．最も差の大きい[垂壁標準]では$k_{1/1000}$はk_0よりも1.6倍程度大きい．

4.4.3　動的変形特性

第3章では，動的実験において加振中から自由振動中にかけての応答加速度と地動加速度のフーリエスペクトル比のピーク値を取る振動数を等価固有振動数f_eとしている．f_eを固有振動数f_0で基準化したf_e / f_0が最大変形角に依存して変化する性質を動的変形特性と呼び，地震時の簡易最大応答評価を行う上で有用であることを第3章では示した．本論文では，式(4.2)に示すように静的および動的実験から求めた復元力特性のR(rad)での割線剛性k_Rを式(4.1)で求めた初期剛性k_0で割って2乗根を取ったf_R / f_0を求める．

$$f_R / f_0 = \sqrt{k_R / k_0} \tag{4.2}$$

図4.22には，動的実験において等価固有振動数f_eから求めたf_e / f_0と静的実験と動的実験の復元力特性から求めたf_R / f_0を比較する．ただし，静的実験から求めたf_R / f_0は常時微動計測から求めた動的実験におけるk_0を算出に用い，動的実験から求めたf_R / f_0は1/300rad以上の結果を示す．同図より，動的実験と静的実験から求めたf_R / f_0がほぼ等しい．また，f_e / f_0は1~2割下回る点はあるもののf_R / f_0と概ね等しい．よって，振動台実験から得られる等価固有振動数f_eは，静的実験から得られた復元力特性の割線剛性k_Rから求めたf_Rと等しいとして評価可能であることが分かる．



(a) [軸組標準], [垂壁標準]　　(b) [差鴨居標準]

図 4.20　動的実験と静的実験から求めた復元力特性

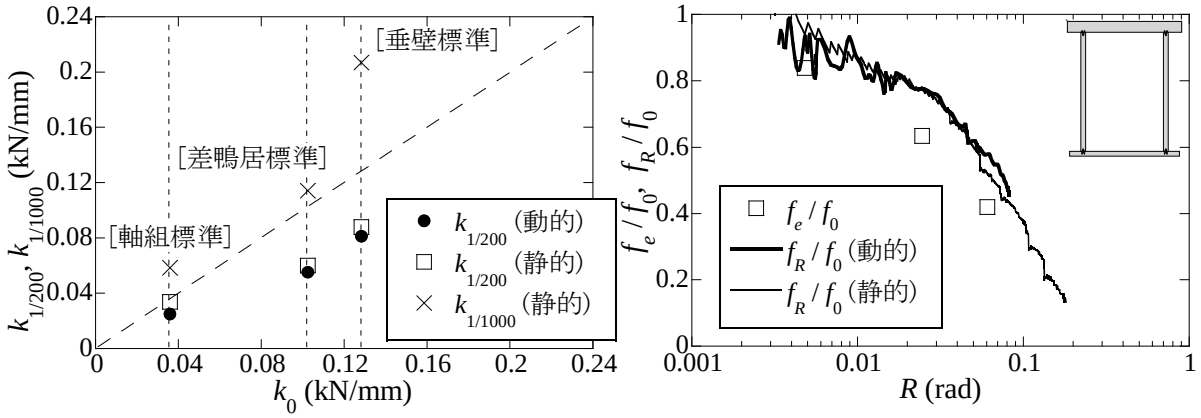
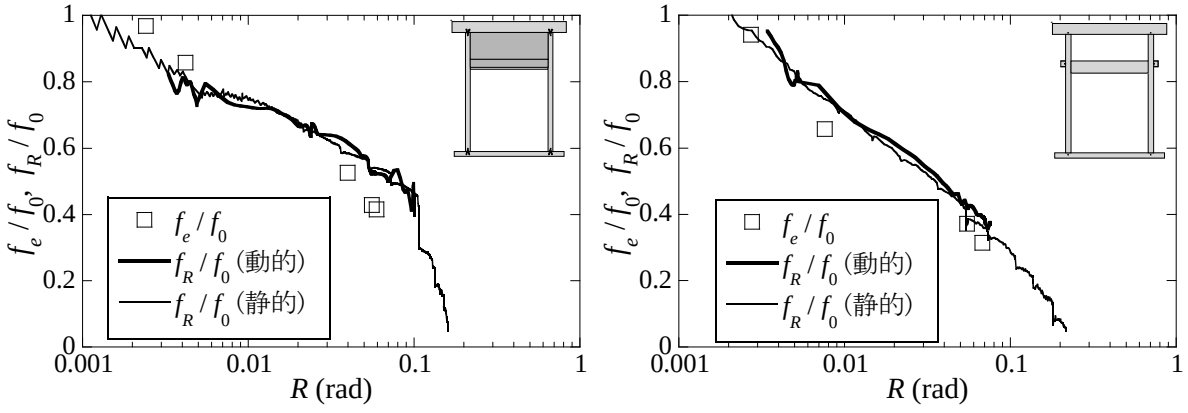


図 4.21　k_0 と ,$k_{1/200}$, $k_{1/1000}$ の関係

(a) [軸組標準]



(b) [垂壁標準]　　(c) [差鴨居標準]

図 4.22　動的実験と静的実験から求めた動的変形特性

4.5　動的変形特性の分析

前節より，地震時の簡易最大応答評価を行う上で有用である動的変形特性は，静的実験から得られた復元力特性を基に評価可能であることを明らかにした．そこで本章では，軸組，垂壁，差鴨居試験体および全壁試験体の動的変形特性を静的実験から求める．

静的実験では，常時微動計測時の固有振動数f_0は求まらないため，1/1000radでの割線剛性$k_{1/1000}$を用いて式(4.3)によって$f_R / f_{1/1000}$を算出する．

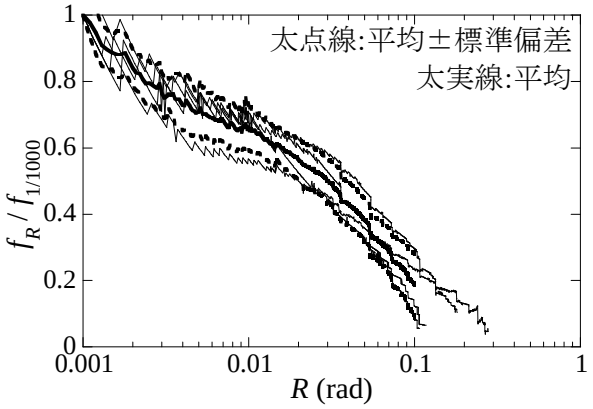
$$f_R / f_{1/1000} = \sqrt{k_R / k_{1/1000}} \tag{4.3}$$

図4.23には，軸組，垂壁，差鴨居，全壁試験体の動的変形特性$f_R / f_{1/1000}$をまとめて示す．同図では，各試験体の$f_R / f_{1/1000}$について0.001radから0.1radの間で0.0001rad刻みに線形補間を行い，軸組，垂壁，差鴨居，全壁試験体の$f_R / f_{1/1000}$の平均および標準偏差を求め，併せて描いている．

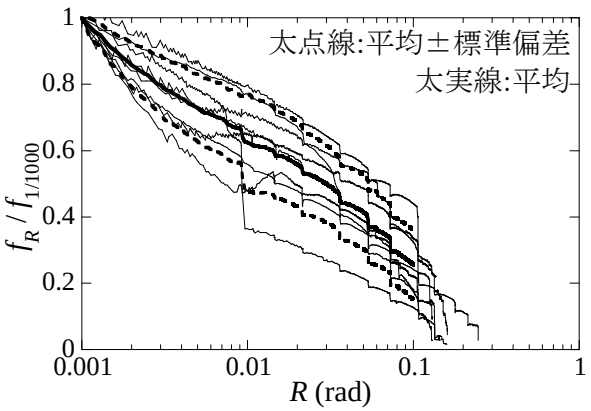
図4.24(a)には，軸組，垂壁，差鴨居試験体の$f_R / f_{1/1000}$の平均値を示す．同図より，$f_R / f_{1/1000}$の平均値は互いに非常に良い相関を示しており，1/1000radのときに$f_R / f_{1/1000}$=1となる式(4.4)によって回帰した結果，a=-0.37と求まる．

$$f_R / f_{1/1000} = a \log_{10}(R \cdot 10^3) + 1 \tag{4.4}$$

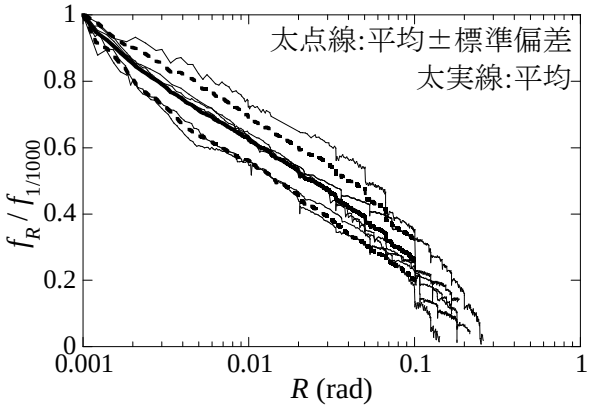
図4.24(b)には，同様にして全壁試験体の$f_R / f_{1/1000}$の平均値を式(4.4)によって回帰した結果を示しており，a=-0.41と求まる．図4.24や式(4.4)の結果に基づけば，一つ一つの試験体の動的変形特性にはばらつきはあるものの，軸組，垂壁，差鴨居試験体の動的変形特性の平均値は概ね一つの回帰式で表現可能であり，全壁試験体の動的変形特性についても軸組，垂壁，差鴨居試験体の動的変形特性と大きく変わらないことが分かる．



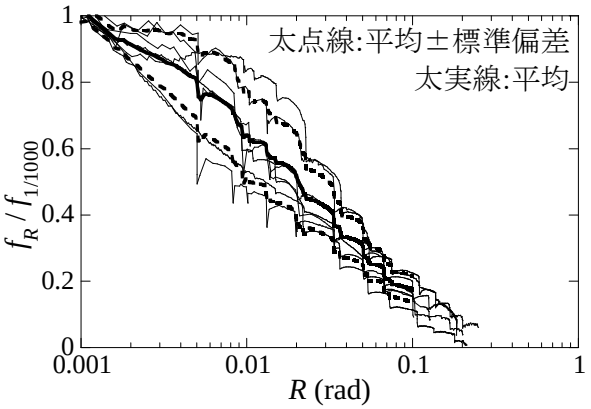
(a) 軸組試験体(4 体)



(b) 垂壁試験体(8 体)

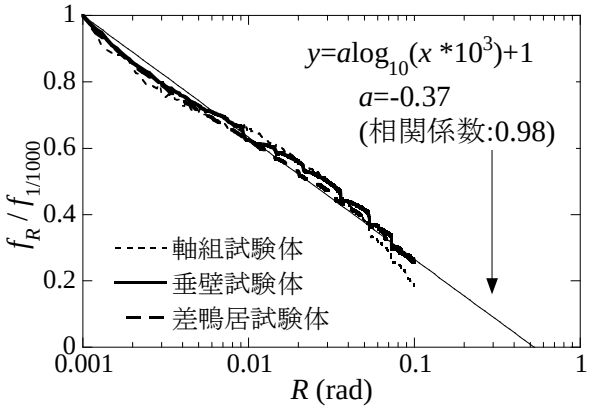


(c) 差鴨居試験体(6 体)

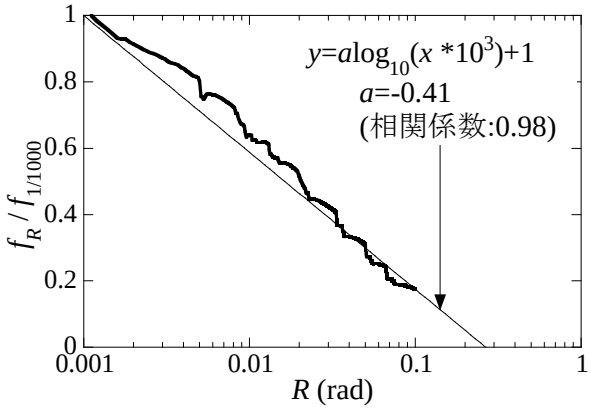


(d) 全壁試験体(7 体)

図 4.23　動的変形特性の比較



(a) 軸組・垂壁・差鴨居試験体



(b) 全壁試験体

図 4.24　動的変形特性の平均値の比較

4.6　まとめ

本章では，単位軸組架構の動的変形特性の一般化を目指して，単位軸組架構の接合部，非構造部材の有無，壁材・木材の違い，軸組断面寸法などの仕様の違いが復元力特性や動的変形特性に及ぼす影響を分析した. 分析においては, 微小変形から最大変形角1/10rad以上で水平抵抗力を喪失するまで実施した単位軸組架構の静的水平加力実験結果と, 前章で示した単位軸組架構の振動台実験結果を用いた．用いた静的水平加力実験の試験体数は，軸組主体の試験体は軸組試験体4体，垂壁試験体8体，差鴨居試験体6体であり，全壁試験体は7体である.

本章で得られた結果を以下に示す.

1) 振動台実験結果より, 振動中の地動加速度に対する応答加速度から求まる等価固有振動数と復元力特性から得られる割線剛性に対応関係があることを示した. また, 同一仕様の試験体の振動台実験と静的水平加力実験から得られた復元力特性および動的変形特性は概ね一致した.
2) 軸組架構の仕様によって復元力特性は大きく変化するが, 全壁試験体および軸組主体の試験体の1/1000rad以上での動的変形特性は概ね一つの回帰式で表現可能であることを示した.

第 4 章の参考文献

4.1) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会:伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル - 限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法, 2004.

4.2) (社)日本建築構造技術者協会関西支部:伝統的な軸組構法を主体とした木造住宅･建築物の復元力特性評価・耐震補強マニュアル(追補改訂版), 2011.3.

4.3) 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, No.579, pp.79-85, 2004.5.

4.4) 山田 真澄, 鈴木 祥之, 後藤 正美, 清水 秀丸 : 単位木造フレームを用いた動的・静的実験による木造軸組の復元力特性評価, 日本建築学会構造系論文集, No.582, pp.95-102, 2004.8.

4.5) 新居藍子, 林康裕, 森井雄史, 井田祥子, 鈴木祥之 : 常時微動計測から推定される京町家の振動性状, 日本建築学会構造系論文集, No.613, pp.43-50, 2007.3.

4.6) 宮本慎宏, 高橋遥希, 森井雄史, 多幾山法子, 林 康裕 : 木造軸組架構の接合部変形による層間変形角 の推定と最大接合部変形記憶センサーの提案, 日本建築学会構造系論文集, No.649, pp.609-616, 2010.3.

4.7) 森井雄史, 宮本慎宏, 高橋遥希, 林 康裕 : PΔ効果が木造軸組架構の変形性能に及ぼす影響, 日本建築学会構造系論文集, No.650, pp.849-857, 2010.4.

4.8) 宮本慎宏, 高橋遥希, 森井雄史, 林 康裕 : 非構造部材が木造軸組架構の耐震性に及ぼす影響, 日本建築学会技術報告集, Vol.16, No.33, pp. 505-509, 2010.6.

4.9) 松本拓也, 多幾山法子, 林 康裕 : 柱－差鴨居接合部の力学特性に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第77巻, No.675, pp.747-754, 2012.5.

4.10) 杉山亮太, 鈴木祥之, 後藤正美, 村上 博 : 乾式土壁パネルを用いた木造軸組耐力壁の開発, 日本建築学会技術報告集, 第23号, pp.149-154, 2006.6.

4.11) 杉野未奈, 高橋遥希, 多幾山法子, 大西良広, 林 康裕 : 連檐する伝統的木造建物群の地震時衝突挙動評価に関する研究, 日本建築学会構造工学論文集, Vol.58B, pp.163-168, 2012.3.

第 5 章　2 層軸組架構の地震時挙動の把握と最大応答評価

5. 1　はじめに

全国各地に数多く残る伝統木造建物は，上下階を 1 本の部材で貫く通し柱や，柱脚が固定されずに礎石の上に立つ石場建てといった構造的な特徴を有する．また，壁配置が非対称である場合や上下階で偏る場合が多い．パルス性地震動に対する伝統木造建物の被害を軽減するためには，上述の構造的特徴を反映して伝統木造建物の動的挙動を把握する必要がある．伝統木造建物の動的挙動に着目した先行研究として，実大伝統木造建物[5.1)~5.4)]や軸組架構[5.5)]の震動台実験を行った事例が存在し，兵庫県南部地震で観測されたパルス性地震動を加振波として用いた事例もあるが，パルス性地震動に対する建物応答の分析には主眼を置いていない．

本章では，下記の 2 点を目的として伝統木造建物の構造的な特徴を有する 2 層軸組架構の振動台実験を実施し，2 層軸組架構の解析モデルを用いた建物応答評価を行う．

(a)　地震時に注意を要する構造箇所を把握すること

(b)　耐震性能評価指標として有効な最大応答変形を簡略的に評価すること

振動台実験では，パルス性地震動が伝統木造建物に及ぼす影響を把握するため，試験体および加振波を単純化する．試験体は，上下階に偏った非対称な壁配置や石場建て，通し柱などの伝統木造建物の構造的な特徴を有しつつ単純化した 2 層軸組架構とする．また，加振に用いるパルス性地震動は，加速度が正弦波 1 波からなる正弦波パルスや Ricker wavelet に単純化し，周期や振幅による建物応答の変化を把握する．更に，実験で用いた試験体の解析モデルを用いて，実験では確認しきれない大変形が生じる加振時の架構の応力分布といった建物応答を把握する．そして，実験結果に基づいた建物の等価固有周期を算出し，応答スペクトルと常時微動計測結果を用いて最大応答変形を簡略的に評価する．

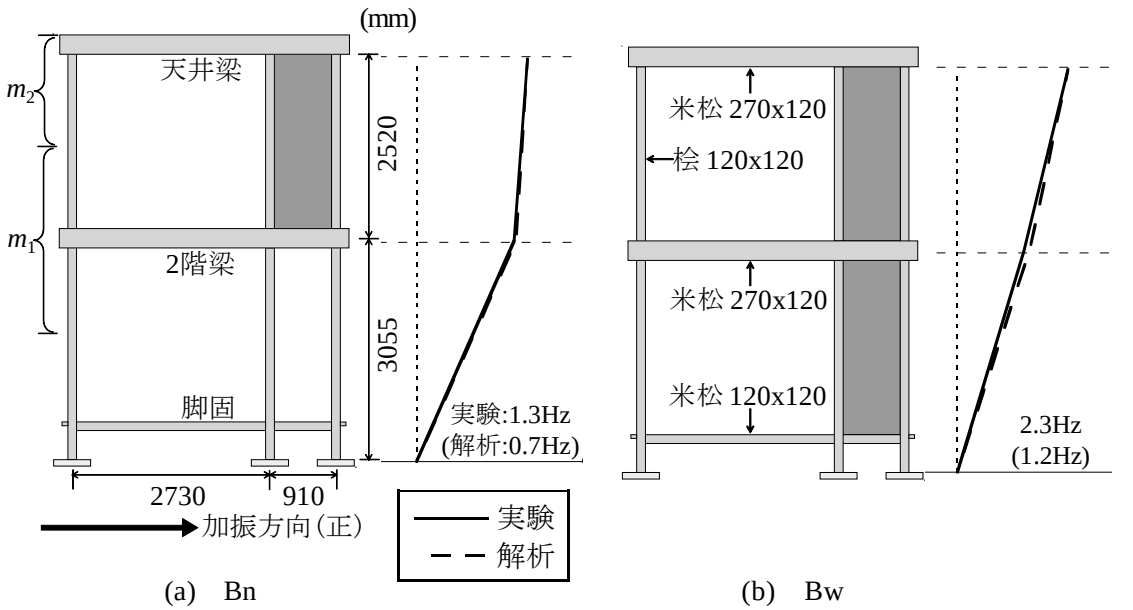
本章の構成を以下に示す．5.2 節では，2 層軸組架構の振動台実験の試験体詳細や加振波，計測計画といった実験計画について述べる．5.3 節では，損傷状況，復元力特性，柱脚の挙動，パルス特性値と最大変形の関係といった項目に分けて実験結果を分析する．5.4 節では，実験では確認できなかった大変形となる加振時の 2 層軸組架構の建物応答特性を把握するために，2 層軸組架構の骨組解析を行い，柱脚の拘束の有無や通し柱の有無が架構の変形性状や損傷状況に与える影響を明らかにする．5.5 節では，パルス性地震動に対する伝統木造建物の簡略的な最大応答変形評価を目的とする．実験より得られた 2 層軸組架構の最大全体変形および 1 階および 2 階最大層間変形角を，実験結果から算定した等価固有周期，応答スペクトル，常時微動計測結果をもとに簡略的に評価する．5.6 節では，本章のまとめを述べる．

5.2 実験計画

5.2.1 試験体

本実験では，図5.1に示す通し柱と1階壁の有無をパラメータとした4試験体を用いる．試験体名称は，2階梁(図5.1(a))の両端の接合部において隅柱が1階と2階を貫く通し柱となる試験体をC(Column)とし，隅柱が1階と2階で分かれている試験体をB(Beam)とする．1階，2階ともに壁を有して連層壁となる試験体にはw(wall)，1階に壁を有さない試験体にはn(none)を付す．

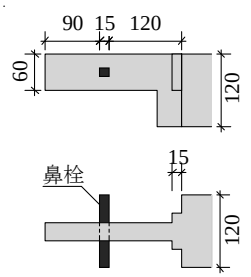
すべての柱は桧で断面は120x120mmである．天井梁，2階梁は米松で断面は270x120mmである．脚固は米松で断面は120x120mm，鼻栓と込栓は米松で断面は15x15mmである．各接合部の寸法を図5.2に示す．柱脚は礎石立ちとし，ほぞやダボを設けず柱脚の移動や浮上りを許容する．また，礎石はビシャン仕上げとしている．壁は左右非対称な配置とし，26mm厚の荒壁パネル[5.6)]を貫と受け材に釘で打ちつけて片面に貼り付ける．試験体を自立させるため，図5.3に示すように同じ2構面を平行に配置し，小梁，根太，構造用合板および筋交いで結合して一体とする．天井梁，2階梁，脚固上の床面をそれぞれ天井床，2階床，1階床とし，それぞれ2.00ton, 2.00ton, 0.38tonのおもりを載せる．ただし，架構の降伏，柱脚の水平移動，柱脚の浮上りのいずれかが先行して生じると考え，推定される静摩擦係数0.6-0.9[5.7)]および動摩擦係数0.3-0.5[5.8), 5.9)]，文献5.10)から算定した降伏ベースシア係数，1階壁のアスペクト比と柱にかかる軸力の関係から求まる震度の3つを比較した．Bnでは架構の降伏，Bwでは1階の浮上りが先行して生じるように，Bnでは降伏ベースシア係数が，Bwでは荒壁のアスペクト比と柱にかかる軸力の関係から求まる震度が最小となるようにおもりの質量と壁量を決定した．おもりと各部材の質量を加えた1構面あたりの試験体の質量を表1に示す．ここで，m_1, m_2は図5.1(a)に示す各階の質量であり，mは総質量である．



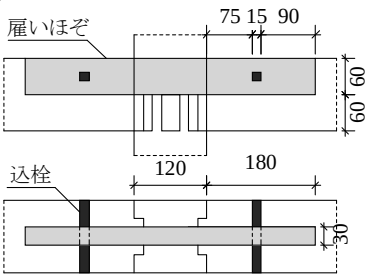
(a) Bn　　(b) Bw

(c) Cn　　(d) Cw

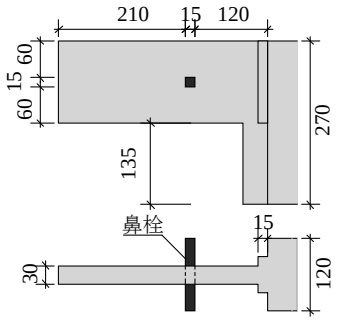
図 5.1　試験体の立面図と 1 次固有モードおよび 1 次固有振動数



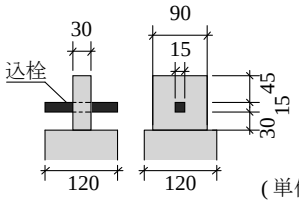
(a)　隅柱 - 脚固



(b)　中柱 - 脚固



(c)　通し柱 -2 階梁



(d)　柱頭・柱脚 - 梁

(単位は mm)

図 5.2　接合部寸法

表 5.1　1 構面あたりの試験体質量

	m_1	m_2	m
Bn	1.24	1.21	2.77
Bw	1.26		2.81
Cn	1.24	1.20	2.76
Cw	1.25		2.80

(単位は ton)

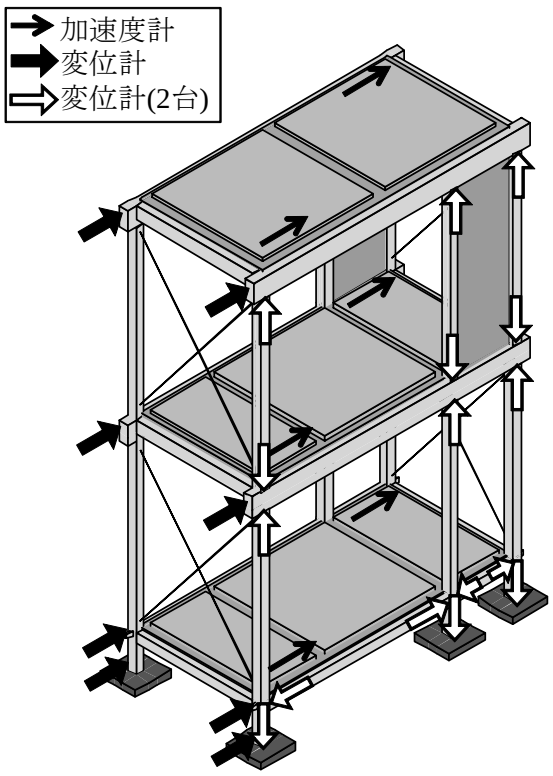


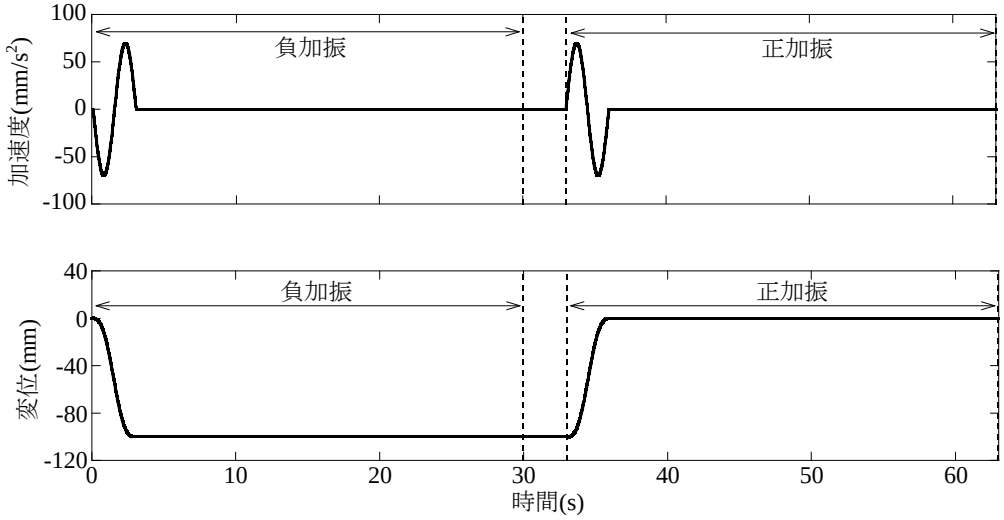
図 5.3　試験体構成と計測位置

5.2.2 入力波

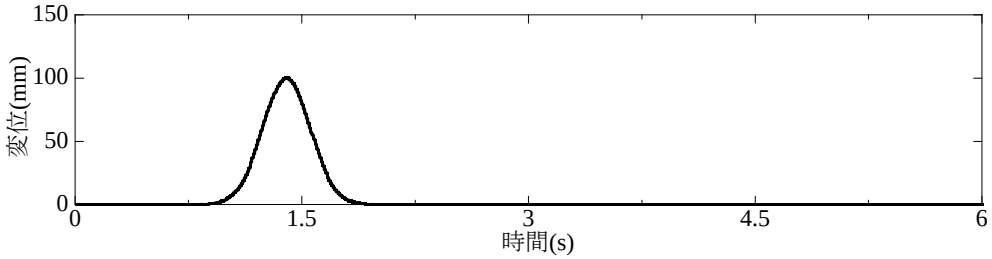
加振は変位制御とし，図5.1(a)の紙面右方向を正とする一方向加振を行う．図5.4に示すように加振波は，パルス性地震動をパルス周期T_pおよびパルス変位振幅D_pで特性化した正弦波パルス，Ricker waveletを用いる．正弦波パルスは加速度波形が正弦波1波であり，正弦波1周期をT_pとする．加振方向による違いを把握するために，図5.4(a)に示すように正加振を負加振の30秒後に連続して加振し，それらを分割して2つの加振として分析を行う．Ricker waveletでは，加速度波形のフーリエ振幅スペクトルのピーク周期をT_pとする．D_pは変位の最大値である．また，パルス性地震動と比較するため，継続時間が長い告示波による加振も行う．告示波は，解放工学的基盤上での安全限界時の標準加速度応答スペクトル(減衰5%)に適合するように，ランダム位相を用いて作成した模擬地震動(継続時間165秒)であり，最大地動変位D_0は178.8mmである．本研究では，告示波を20%に縮小したD_0=35.8mmについても加振を行う．加振スケジュールは，表5.2に示すようにBn, Cnの変形が徐々に大きくなるように加振し，Bw, CwはNo.11加振終了後のBn, Cnに1階壁を設置して加振する．また，No.30の加振終了後のBw, Cwから1階壁を撤去したBn, Cnに対して，Ricker waveletを用いて大変形が生じるように加振する．ここで，±は負加振と正加振を連続して行うことを表す.

表5.2　加振スケジュール

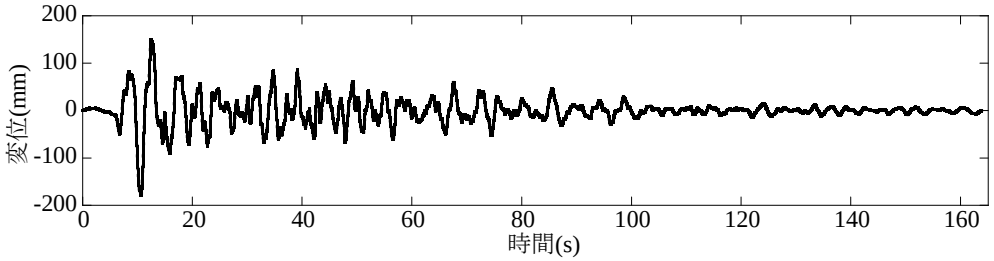
No.	入力波	T_p (s)	D_p , D_0 (mm)	試験体
1~8	正弦波パルス	3.0, 2.0, 1.0, 0.5	±100	Bn, Cn
9, 10		1.0	±100	
11	告示波		35.8 (20%)	
12~19	正弦波パルス	3.0, 2.0, 1.0, 0.5	±100	Bw, Cw
20, 21		1.0	±100	
22	告示波		35.8 (20%)	
23, 24	正弦波パルス	1.0	±200	
25~28		0.5	±150, ±200	
29	告示波		178.8 (100%)	
30	Ricker wavelet	0.7	-250	
31~34		0.7	100, 150, 200, 250	Bn, Cn
35		1.0	250	
36, 37		1.5, 2.0	250	Cn
38		1.5	290	



(a)　正弦波パルス T_p=3.0s, D_p= ± 100mm



(b)　Ricker wavelet T_p=0.7s, D_p=100mm



(c)　告示波 倍率 100%

図 5.4　入力波の変位波形

5.2.3　計測計画と応答値の算出

変位計と加速度計を用いてサンプリング周波数100Hzで計測を行う．図5.3に示すように，加速度計は各床上に2台配置し，変位計は床の水平変位を計測するために各床レベルに2台，柱の引抜け量や柱脚の浮上り量を計測するために各接合部及び柱脚に2台ずつ配置する．計測値は，9Hzから10Hzにかけてcos関数で減少するローパスフィルタを施してノイズを除去する．各階の加速度，変位は2台の計測値の平均値とする．引抜け量や浮上り量は，梁や礎石のフェイス面から材が離れる瞬間を0とし，材端までの垂直方向の距離の最小値とする．

各加振の前後には，天井床，2階床，振動台上に地震計を1台ずつ設置し，サンプリング周波数100Hz，ローパスフィルタ5Hzで5分間の常時微動計測を行う．計測値をフーリエ変換後，アンサンブル平均を行い，Parzen Windowにより0.1HzのWindow幅で平滑化を行う．天井床，2階床で得られたフーリエスペクトルを振動台上で得たフーリエスペクトルで除して，フーリエスペクトル比を求める．求めたフーリエスペクトル比の1次ピークのピーク値を取る振動数を1次固有振動数とし，天井床と2階床との振幅比から1次固有モードを求める．加振前のCwのフーリエスペクトル比を図5.5に示し，各試験体の1次固有振動数と1次固有モードを図5.1に示す．なお，5.4節に後述する解析モデルの1次固有振動数を括弧で示し，1次固有モードを破線で示す．

1階層間変形D_1は，2階床変位と柱脚変位の差，2階層間変形D_2は，天井床変位と2階床変位の差とする．架構の頂部の相対変形を表す全体変形$D_{(1+2)}$は，天井床変位と柱脚変位の差とする．i階層間変形角R_i(i=1,2)は，i階層間変形D_iを図5.1(a)に示す層間高さで割った値とする．1階層せん断力Q_1は，2階床加速度と1階質量m_1の積と天井床加速度と2階質量m_2の積を足し合わせて求めた1構面あたりのせん断力である．D_iおよびR_iの振幅の最大値を$D_{i\max}$および$R_{i\max}$とする．

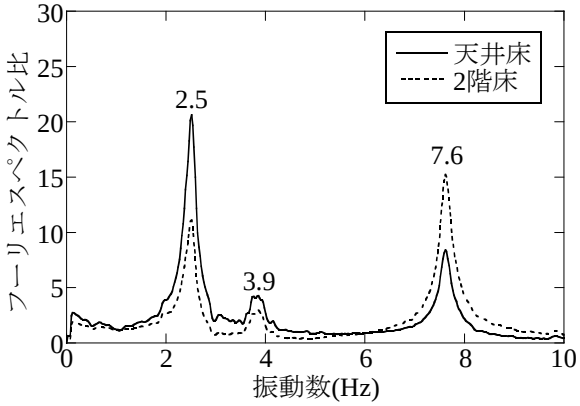


図5.5　Cwの加振前のフーリエスペクトル比

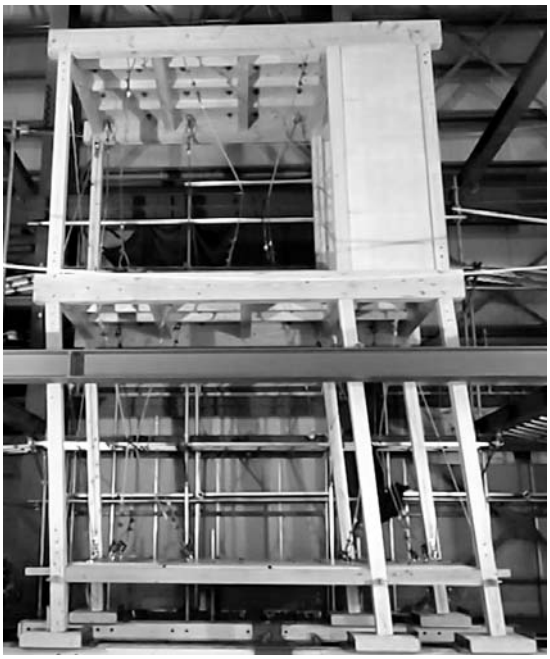
5.3 実験結果

5.3.1 損傷状況

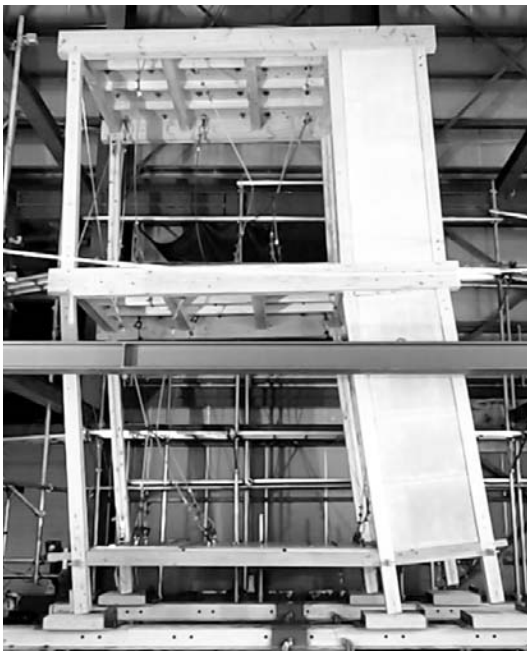
代表的な変形性状として, Ricker wavelet加振時における各試験体の変形状況を写真5.1に示す. BwおよびCwでは, 正側柱脚において目視で確認できる浮上りが生じた. 浮上りに伴う1階壁の回転により, 1階中柱柱頭が引抜け, 込栓が折損するとともに柱頭ほぞの断面が欠損した. また, 1階層間変形角が大きくなることにより, 図5.2(a)に示す負側の隅柱-脚固接合部の鼻栓が折損し, 1階壁上部の釘周辺にひび割れが確認された. Bw, CwにおいてRicker wavelet T_p=0.7s, D_p=-250mm加振後に折損した負側の隅柱-脚固接合部の鼻栓, 1階中柱柱頭の込栓は新しい栓に取り替え実験を継続した. 全加振終了後には, 図5.2(b)に示す中柱-脚固接合部の負側の雇いほぞの端抜けが確認されたほか, 負側の隅柱-脚固接合部の鼻栓の折損が再び確認された. 雇いほぞの端抜けは, 柱脚の浮上り時に1階壁の回転により中柱の左右で変形が大きく異なったために生じたと考えられる. Cn およびCw では, 図5.2(c)に示す負側の隅柱-2階梁の鼻栓が折損した.

5.3.2 復元力特性

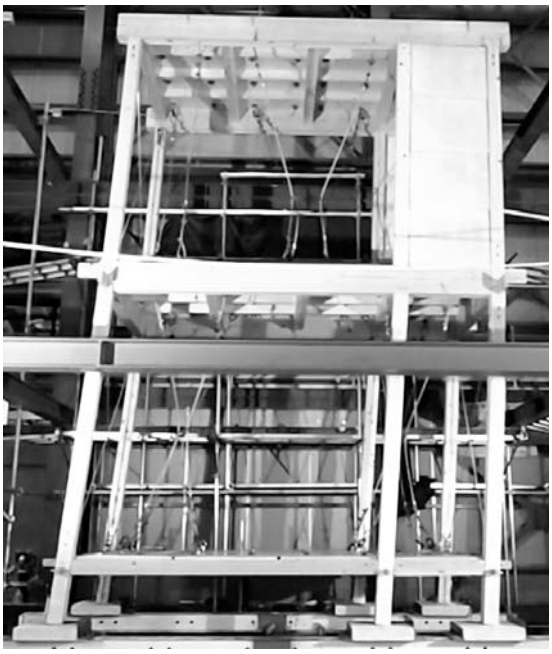
各試験体について, 全加振の1階層せん断力Q_1と1階層間変形角R_1から求めた1構面あたりの荷重-変形角関係を重ね描いて図5.6に示す. ここで, Ricker wavelet T_p=0.7s, D_p= ± 250mm加振を太線で示す. また, Q_1を(m_1+m_2)gで割ったベースシア係数の骨格曲線を図5.7に示す. ただし, Bn, Cn はNo.1~11 と No.31~ の2回に分けて加振しているため, 骨格曲線を別々に描いた. Bw, Cwにおいて柱脚の浮き上がりが確認された負方向では, 1階層せん断力Q_1が頭打ちして1階層間変形角R_1が増加することが分かる. 柱脚の浮上りについては5.3.4項で述べる.



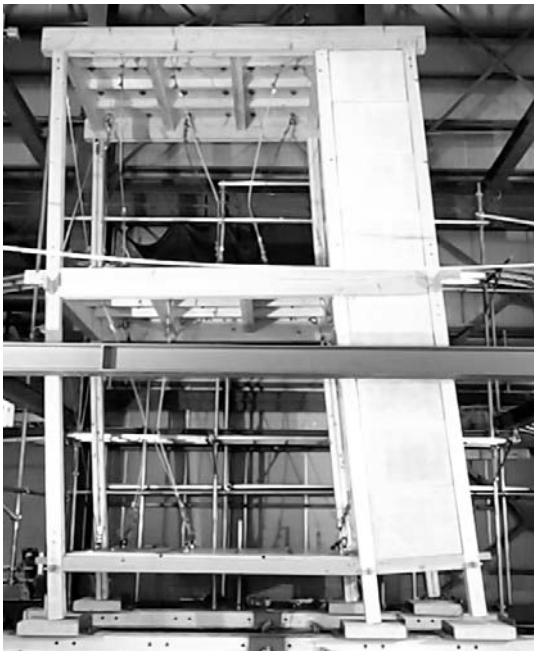
(a) Bn (Ricker wavelet T_p=0.7s, D_p=250mm)



(b) Bw (Ricker wavelet T_p=0.7s, D_p=-250mm)

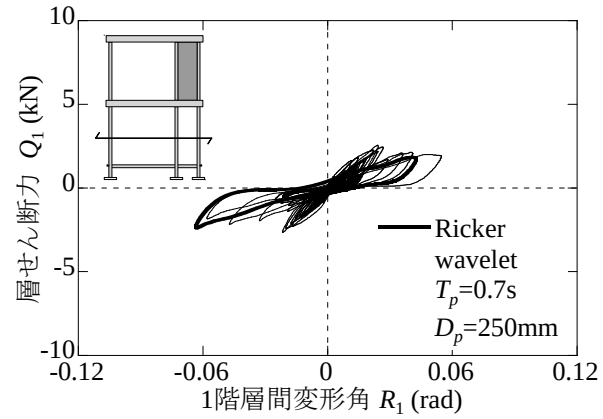


(c) Cn (Ricker wavelet T_p=1.5s, D_p=290mm)

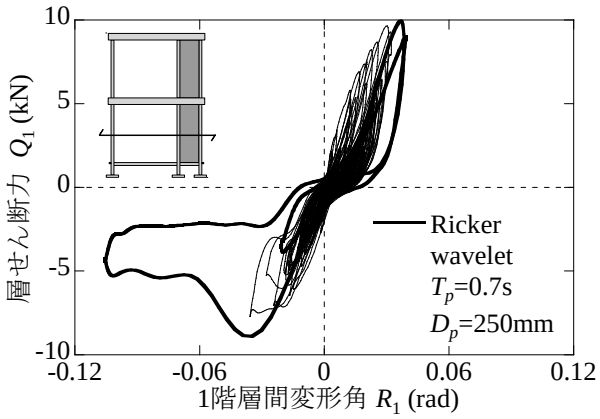


(d) Cw (Ricker wavelet T_p=0.7s, D_p=-250mm)

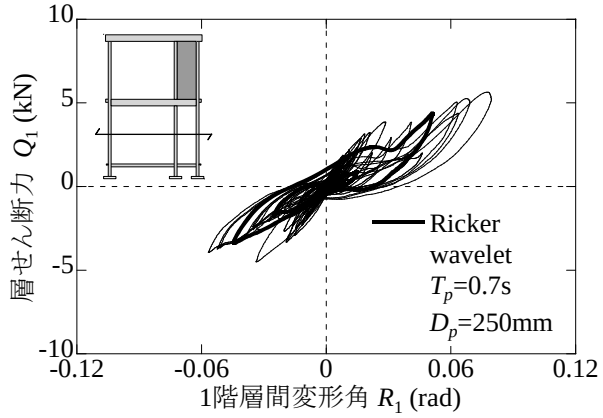
写真 5.1　加振中の試験体の変形状況



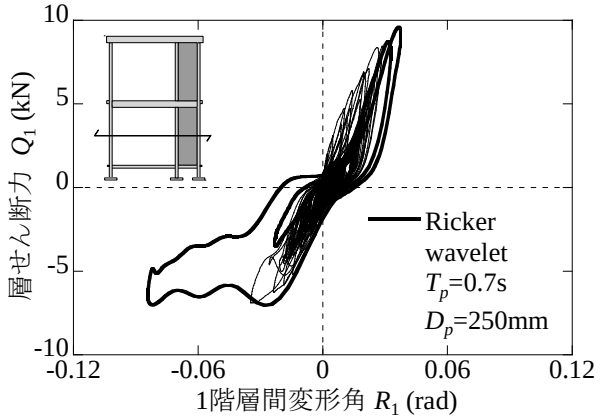
(a) Bn



(b) Bw

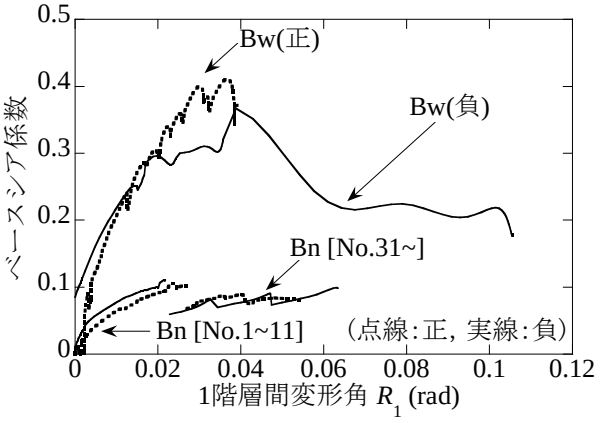


(c) Cn

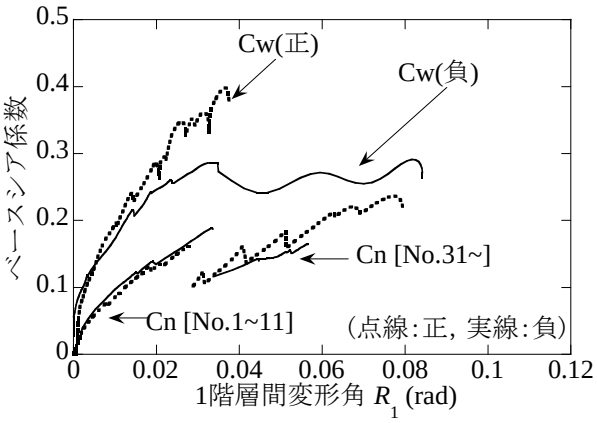


(d) Cw

図 5.6 荷重 - 変形角関係(1 階)



(a) Bn, Bw



(b) Cn, Cw

図 5.7 ベースシア係数の骨格曲線(1 階)

5.3.3　柱脚の水平移動量

各加振回の負側柱脚の水平移動量と1階最大層間変形角R_{1max}の関係を図5.8に示す．1階に壁のないBn, Cnは，大変形時においても柱脚は殆ど移動しない．一方，連層壁を有するBw, Cwでは，柱脚の移動が確認できるが，最大で5mm以下と小さい．ここで，図5.7に示すベースシア係数の最大値である約0.4は柱脚-礎石間で推定される静摩擦係数0.6~0.9[5.14)]より小さく，動摩擦係数0.3~0.5[5.15), 5.16)]程度である．しかし，架構全体の水平移動は生じず，負側柱脚の浮上り後の着地時に小さいながら柱脚の移動が生じた．一方，告示波加振時にはR_{1max}は大きくはないが，Bwにおいて，最大の柱脚の移動量が計測された．告示波加振時におけるBwの負側柱脚の時刻歴波形を図5.9に示す．同図より，継続時間の長い地震動では，徐々に柱脚が移動することが分かる．ただし，変位計は柱脚の材端から100mm程度上部に設置しているため，加振時の計測値には試験体の変形が含まれている．

5.3.4　柱脚の浮上り量と柱頭の引抜け量

大きな計測値を記録した正側柱脚の浮上り量と1階中柱柱頭の引抜け量を分析する．図5.10, 5.11では各試験体における正側柱脚の浮上り量，1階中柱柱頭の引抜け量を示す．1階層間変形角が正方向のとき，浮上りや引抜けが全試験体において殆ど生じなかったため，同図では，各加振における1階層間変形角の負方向の最大値を$|R_{1min}|$とし，$|R_{1min}|$と同時刻の浮上り量と引抜け量を示す．ただし，Bwにおける Ricker wavelet T_p=0.7s, D_p=-250mmの加振では正側柱脚の変位計が74mmで振り切れたため，図5.10(a)の浮上り量に掲載していない．図5.10より，Bn, Cnでは大変形時も殆ど柱脚は浮上りが生じない．一方，Bw, Cwは，$|R_{1min}|$が大きくなるにつれて正側柱脚の浮上りが大きくなることが確認できる．同様に，中柱の引抜けも生じているため，正側柱脚が浮上ることによって1階中柱柱頭のほぞや脚固の雇いほぞといった接合部が損傷を受けやすくなると言える．

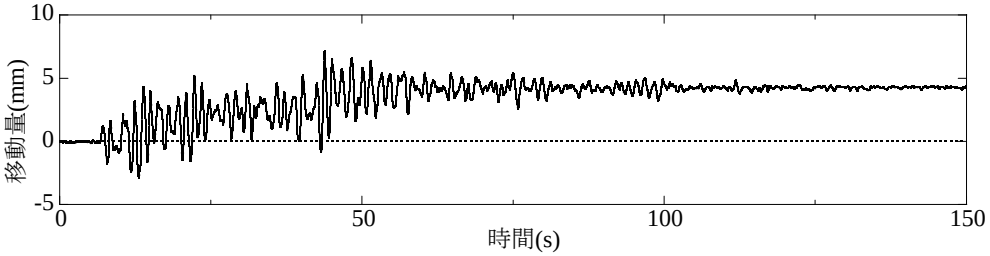
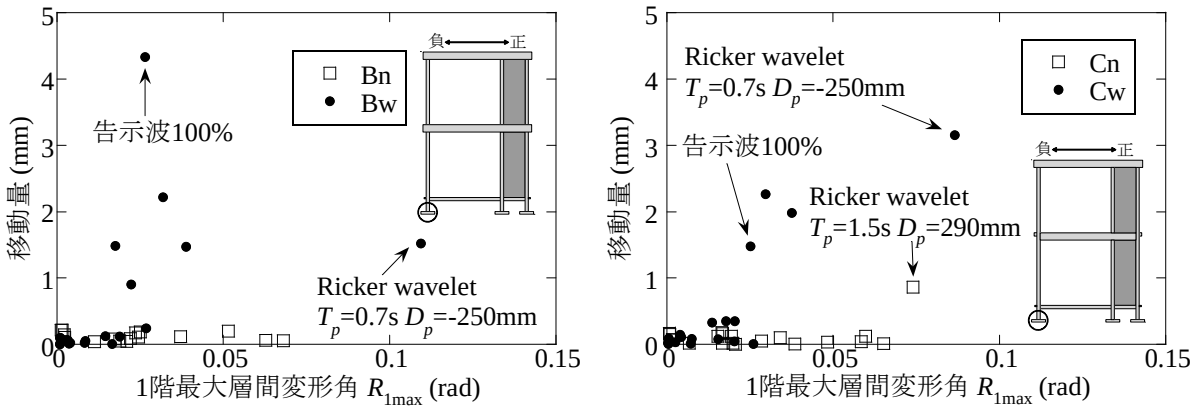
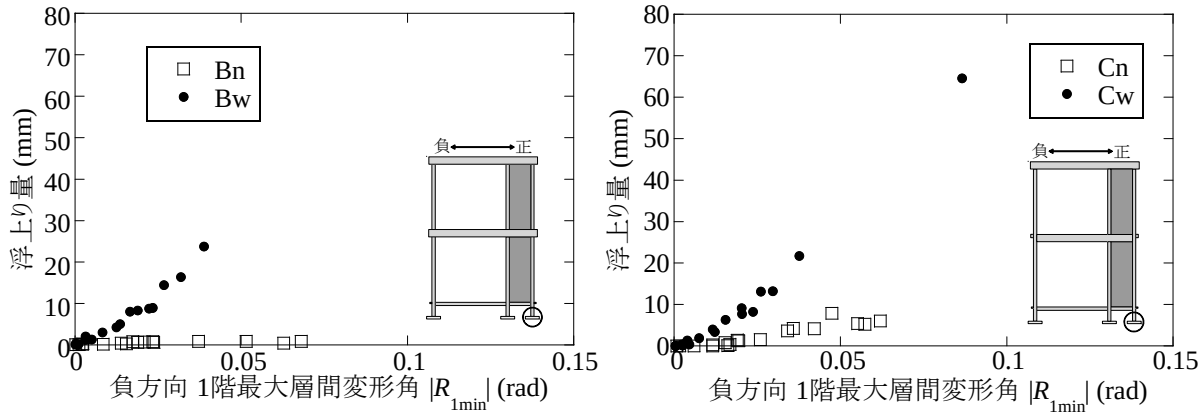


図5.9　Bwの負側柱脚の移動量(告示波100%)



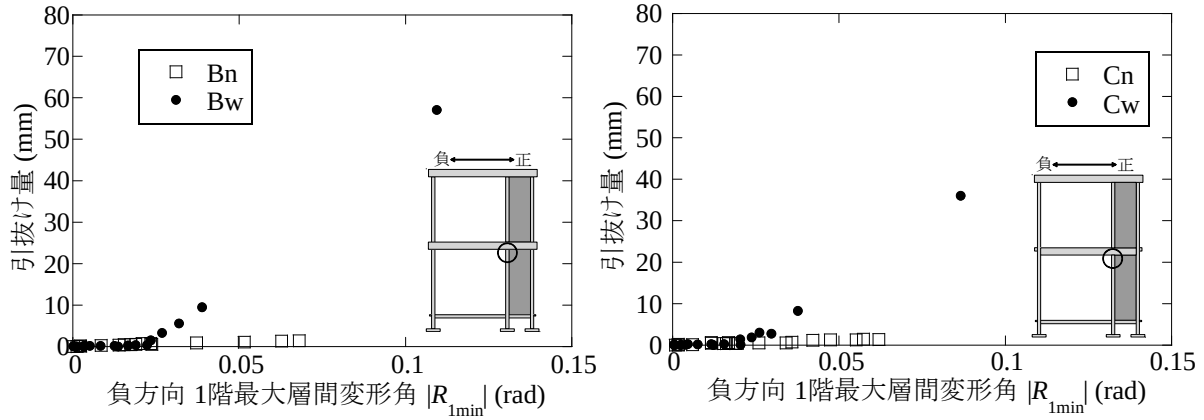
(a) Bn, Bw　　(b) Cn, Cw

図 5.8　負側柱脚の移動量



(a) Bn, Bw　　(b) Cn, Cw

図 5.10　正側柱脚の浮上り量



(a) Bn, Bw　　(b) Cn, Cw

図 5.11　1 階中柱柱頭の引抜け量

5.3.5　最大全体変形

図5.12では，D_p=-100mm一定でT_pを変化させた正弦波パルスでBnに加振した場合について，全体変形$D_{(1+2)}$の時刻歴波形を示す．同図より，加振中にはT_pが短いほど，全体変形$D_{(1+2)}$の周期が短くなる．一方，加振終了後の自由振動時は，$D_{(1+2)}$が大きいほど$D_{(1+2)}$の周期が長くなる．次に，$D_{(1+2)}$の振幅の最大値である最大全体変形$D_{(1+2)\max}$のパルス周期T_pによる変化を図5.13に分析する．加振波は正弦波パルスD_p=-100mmで一定とする．図5.13より，全試験体についてT_pが短くなる程，$D_{(1+2)\max}$が大きくなる．また，通し柱が$D_{(1+2)\max}$に与える影響は小さく，BnとCn，BwとCwは概ね同様の傾向を示す．よって，$D_{(1+2)\max}$には1階壁の有無が大きく影響しており，特にT_p=1.0sのときに顕著となる．一方，T_p=0.5sでは全試験体の$D_{(1+2)\max}$が概ね一致する．この理由については，5.5.2項で後述する．図5.14では，正加振と負加振における$D_{(1+2)\max}$を比較する．負加振で$D_{(1+2)\max}$が最大で1割程度大きくなるが，本実験の範囲内では加振方向による$D_{(1+2)\max}$への影響は小さい．

5.3.6　各階最大層間変形

1階および2階層間変形D_1, D_2の時刻歴波形の例として，正弦波パルスT_p=0.5s, D_p=-100mmをBnおよびCnに加振した場合を図5.15に示す．Bnでは1階のみが大きく変形している一方，CnはBnに比べて1階の変形が小さくなり，2階の変形が大きくなることが分かる．

各試験体の変形性状を比較するため，各試験体の変形をRicker wavelet T_p=0.7s, D_p=±250mm加振の1階層間変形角の負方向の最大値から求めて図5.16に示す．ここで，試験体の変形は各階の変形および接合部回転量から求め，5mm以上の柱脚の浮上り量，柱および脚固の引抜け量を同図に示す．ただし，5.3.4項で示した通り，Bwの正側柱脚の変位計は振りきれたため，振り切れる直前の計測値を掲載している．Bnでは1階のみに大きな変形が生じる一方，Cnでは通し柱の効果により1階と2階の変形が同程度となった．Bwでは，1階壁においてせん断変形よりも回転変形が顕著に生じ，正側柱脚に70mm以上の浮上りが生じた．同様の現象はCwでも生じたが，1階の変形量が大きいBwのほうが柱脚の浮上りやほぞの引抜け量も大きい．

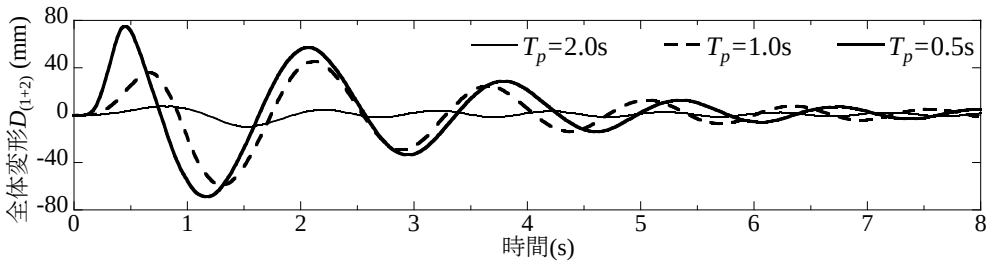


図5.12　Bnの全体変形(正弦波パルスD_p=-100mm)

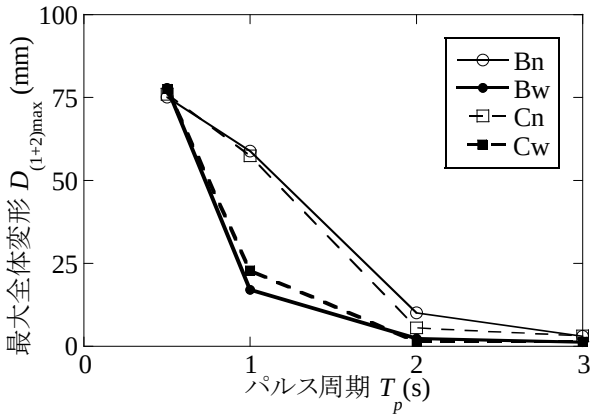


図 5.13　最大全体変形 (正弦波パルス D_p=-100mm)

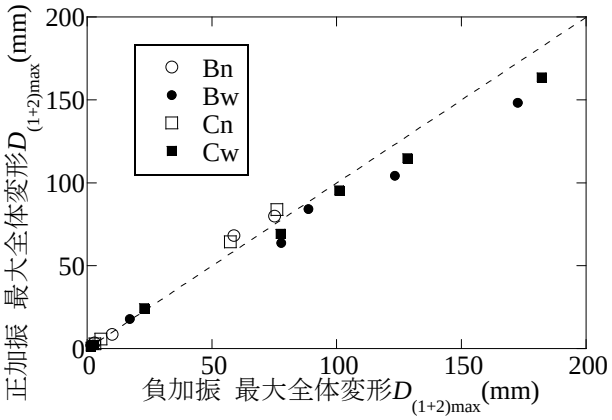
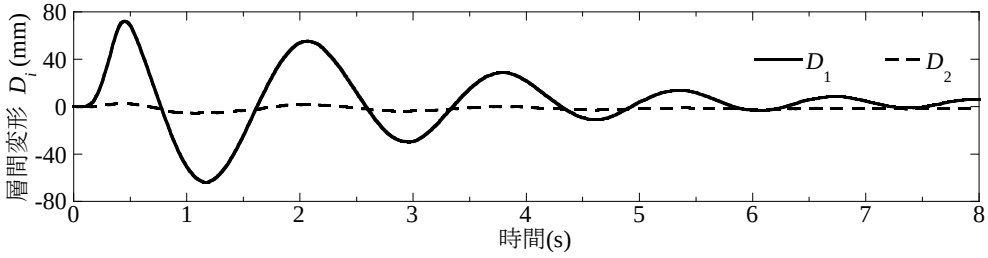
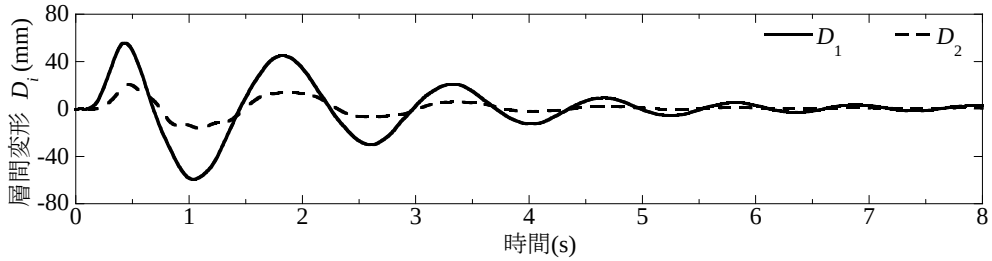


図 5.14　正負加振の最大全体変形（正弦波パルス）



(a)　Bn



(b)　Cn

図 5.15　各階層間変形(正弦波パルス T_p=0.5s, D_p=-100mm)

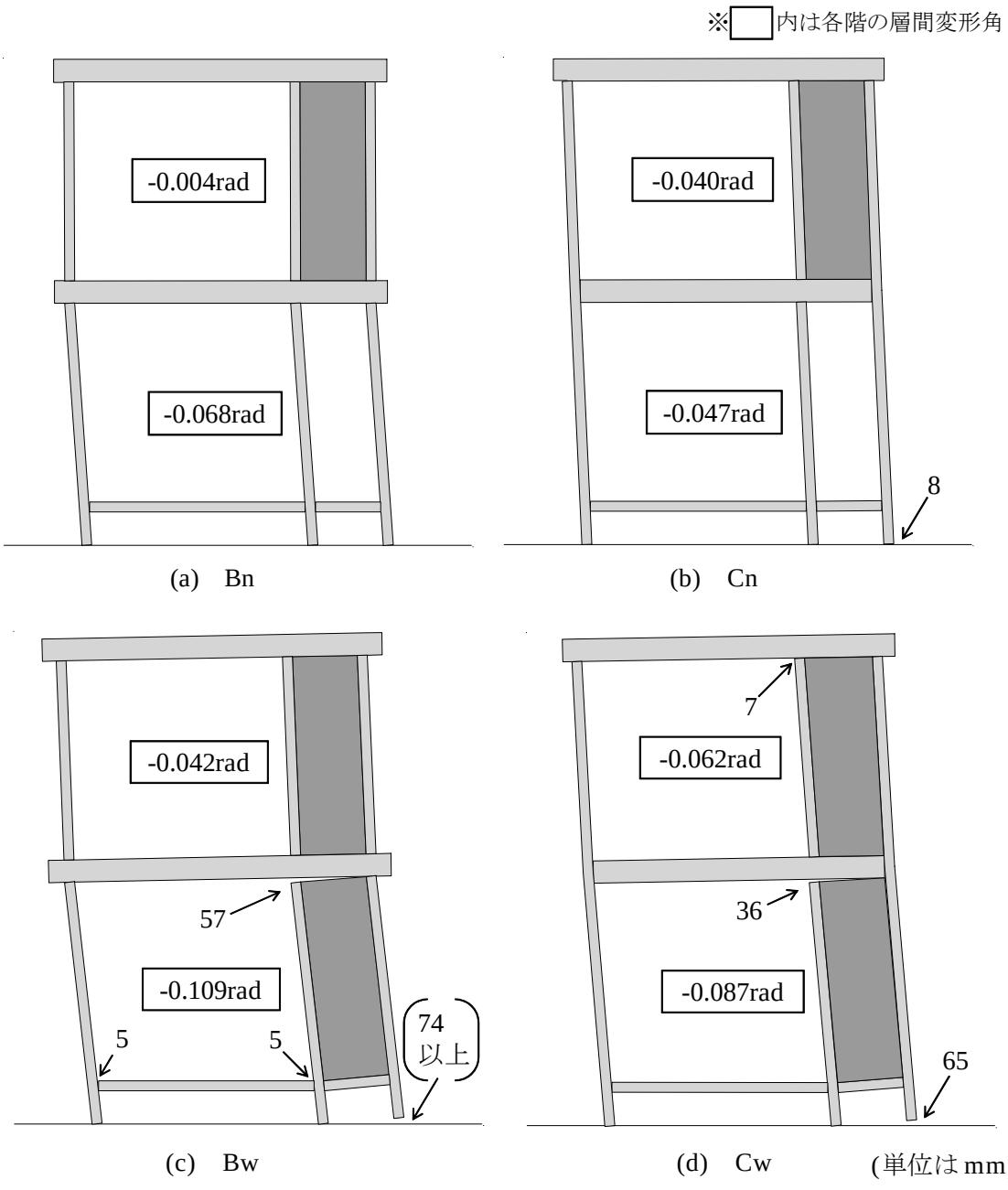


図 5.16　試験体の変形(Ricker wavelet T_p=0.7s, D_p= ± 250mm)

5.4 骨組解析

本章では，実験では確認できなかった大変形となる加振時の2層軸組架構の建物応答特性を把握するために，2層軸組架構の骨組解析モデルを構築し，柱脚の拘束の有無や通し柱の有無が架構の変形性状や損傷状況に与える影響を明らかにする．

5.4.1 骨組解析モデル

2層軸組架構の1構面の解析モデルを任意形状立体フレームの弾塑性解析ソフトSNAP(ver6)にて構築する．例としてBnとCnの解析モデルを図5.17に示す．

(A) 柱，梁

柱と梁は，両端に節点をもつ弾性の梁・柱要素でモデル化する．軸方向，回転方向に対する剛性は，図5.1(b)に示す材の寸法，およびヤング係数から定める．ただし，ヤング係数は桧を$7.8\text{x}10^3(\text{N/mm}^2)$とし[5.11)]，米松を$1.0\text{x}10^4(\text{N/mm}^2)$とする[5.12)]．

(B) 柱脚

柱脚はピン支持とし，柱脚ピンとの間に鉛直方向のバネを設置することで柱脚の浮上りを評価する．この柱脚部バネは圧縮方向変位に対しては線形で，引張方向変位に対しては作用しない復元力特性とする．バネの圧縮方向には，柱材と等しいヤング係数を与える．ただし，5.3.3項に示したように本試験体の柱脚の水平移動量は小さいため，柱脚の水平移動は考慮しない．

(C) 接合部

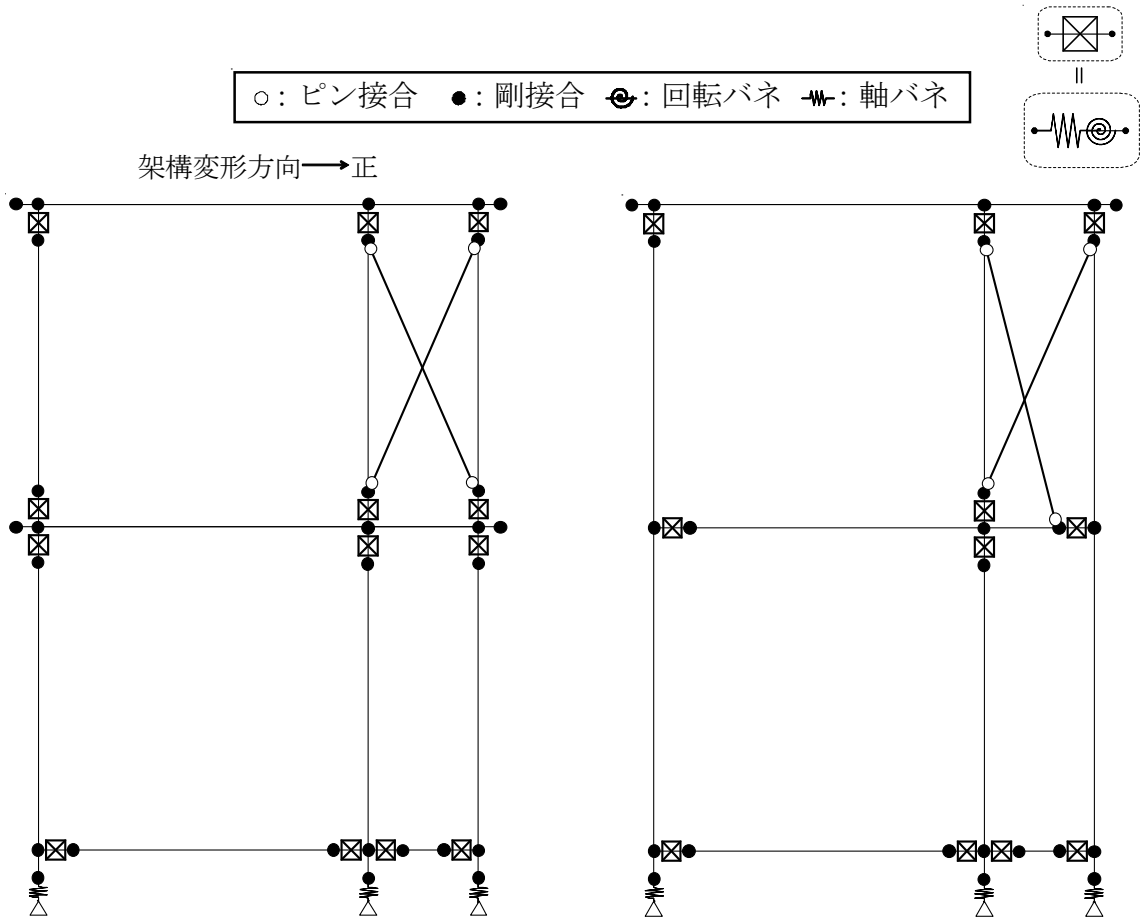
柱-梁接合部は，ほぞを有する側の材に軸方向と回転方向に弾塑性バネを配置し，軸方向の圧縮力や引張力による材のめり込みや引抜け，曲げモーメントによる接合部の回転変形を考慮する．例えば，通し柱は柱脚から天井梁まで同一の柱要素とし，2階梁との接合部は梁端部にバネを設ける．接合部の復元力特性は，図5.18に示すように接合部形状を簡略化して評価する．

接合部の曲げ変形を評価する回転成分のバネ特性は文献5.13), 5.14)に基づく．正方向回転時には点Aを，負方向回転時には点Bを回転中心とし，部材同士の接触面でのめり込み力，めり込み摩擦力および栓の抵抗力がモーメント抵抗として働くと考える．ここで，回転に伴うめり込み力の働く位置の変化と図5.18に示す軸力Nは無視し，栓の抵抗力は材軸方向に働くものとする．雇いほぞ接合部では雇いほぞは動かないものとし，栓のみが抵抗すると考える．ほぞのめり込み力とめり込み摩擦力については三角形変位めり込み式[5.15)]から，栓の抵抗力については栓の推定破壊モード[5.16)]から初期剛性と降伏耐力を算出し，各々バイリニアスリップ型の復元力特性で評価する．以上より，接合部の回転バネ全体の復元力特性は図5.19(a)に示すトリリニアスリップ型で評価する．

接合部軸方向成分のバネ特性については，文献 5.15), 5.16)を参考に圧縮方向はほぞ穴周辺部の材のめり込み力が，引張方向は栓の抵抗力が働くと考え，各々の抵抗力の初期剛性と降伏耐力を算出し，図 4.19(b)に示すバイリニアスリップ型で評価する．

(D)　壁

壁はせん断変形するものとし，水平耐力が等しくなるようにブレース置換し評価する．壁の復元力特性は既往の水平加力実験結果[5.6)]を基に，図 5.19(c)に示す第 1 折点 1/120rad，第 2 折点 1/30rad のトリリニアスリップ型に置換する．



(a)　Bn　　(b)　Cn

図 5.17　解析モデル

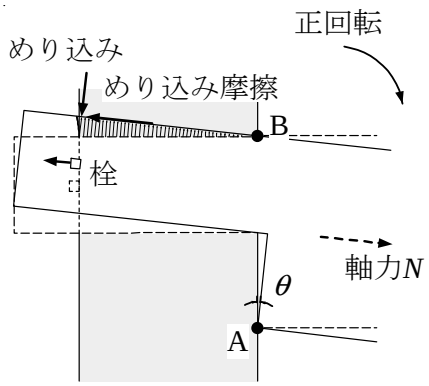
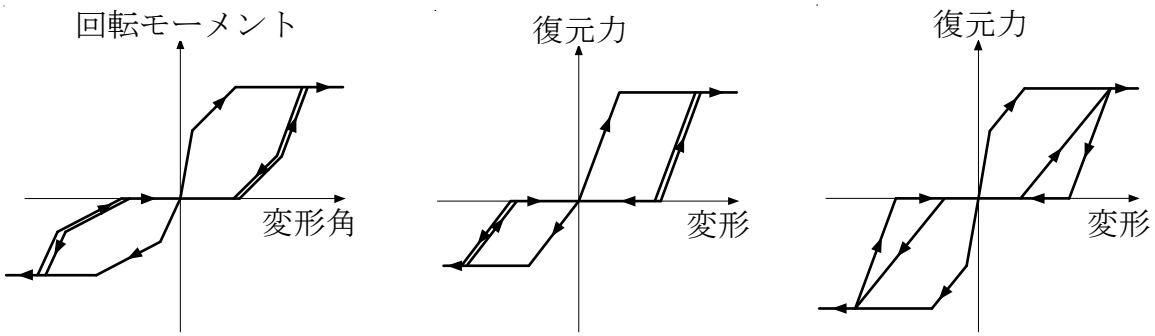


図 5.18　接合部回転抵抗要素



(a)　接合部(回転方向)　　(b)　接合部(軸方向)　　(c)　壁

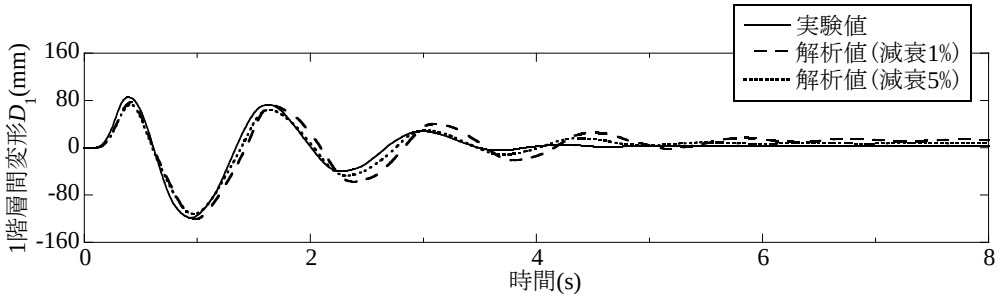
図 5.19　接合部・壁の復元力特性

5.4.2　実験結果のシミュレーション

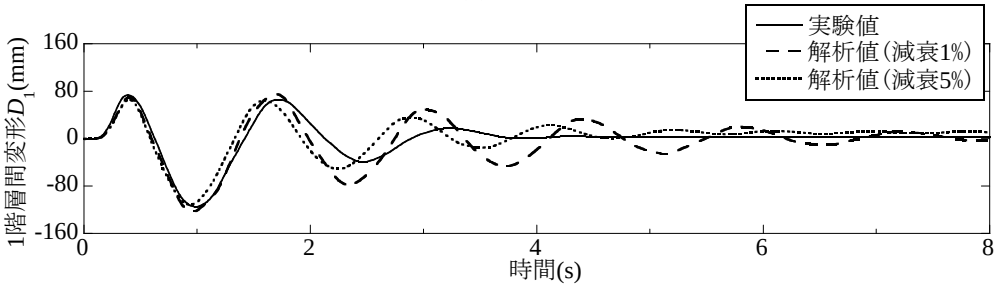
前節で示した解析モデルを用いて，実験結果のシミュレーション解析を行う．加振波は，実験時に計測した振動台上の加速度を5.2.3項と同様のローパスフィルタを施して使用し，解析結果に対しても同様のフィルタ処理を行う．

解析モデルの1次固有振動数と1次固有モードを図5.1に示す．1次固有モードは最大誤差2割程度の精度で実験値を評価しているが，1次固有振動数は実験値を下回る．これは，常時微動計測で算定された固有振動数に相当する初期剛性時の変形角[例えば5.17)]は微小であるのに対し，解析モデルは第1折点の変形角を大きく設定しているため，初期剛性が実験値に比べて下回ると考えられる．

図5.20には，Bw,Cwの正弦波パルス T_p=0.5s，D_p=-200mm加振時を例に，1階層間変形の時刻歴波形の比較を示す．解析では瞬間剛性比例型減衰を用い，減衰定数はh=1%と5%の場合を示している．最大応答変形発生後の時刻歴波形には減衰定数hの影響がCwに大きく現れているが，最大応答変形は減衰定数の設定に関係なく誤差1割未満の精度で実験値を評価できている．そこで，以後ではh=1%とした結果を示す．



(a)　Bw

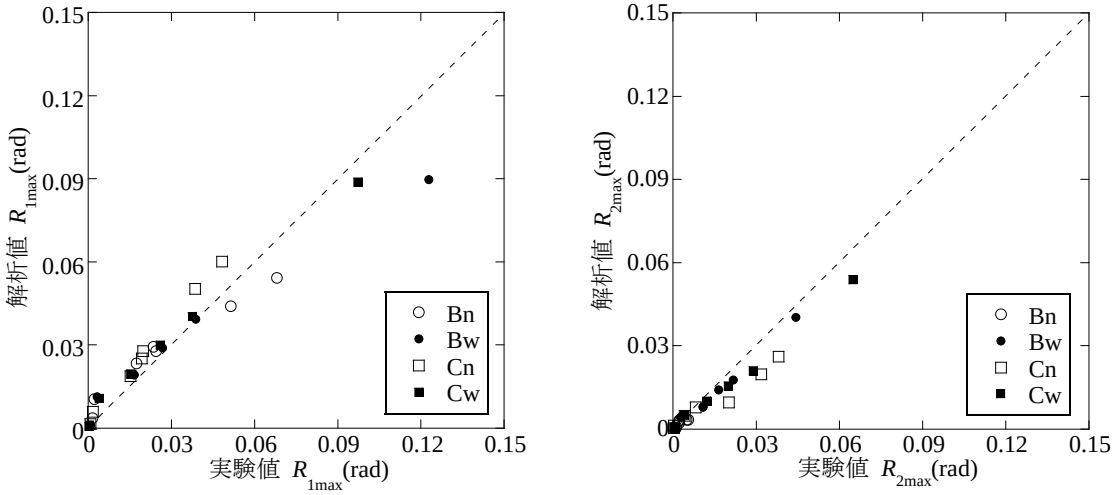


(b)　Cw

図5.20　1階層間変形(正弦波パルス T_p=0.5s, D_p=-200mm)

図5.21には，各階最大層間変形角$R_{i\max}$について実験結果との比較を示す．ただし，同図では，Bw, Cwは正弦波パルスT_p=0.5~3.0s, D_p=-100~-200mmとRicker wavelet T_p=0.7s, D_p=-250mm, Bn, Cnは正弦波パルスT_p=0.5~3.0s, D_p=-100mmとRicker wavelet T_p=0.7s, D_p=100~250mmについて示す．$R_{1\max}$，$R_{2\max}$ ともに最大変形時で誤差3割未満の精度で実験値を評価できている．

次に，Cwを例に応力分布，変形性状について比較を行う．まず，静的増分解析を行い，1階の復元力特性を実験結果と比較した結果を図5.22に示す．なお，解析ではAi分布に比例した外力を各床レベルに与え，層せん断力を算出した．次に，時刻歴応答解析から求めた，柱脚の浮上り量について比較する．図5.23に示す各加振時の1階最大層間変形角の負方向最大値$|R_{1\min}|$と同時刻時の正側柱脚の浮上り量の関係より，最大変形時で誤差2割未満の精度で実験値を評価できている．このように，本解析モデルでは架構の応力や変形性状について評価することが可能である．



(a)　1階($R_{1\max}$)　　(b)　2階($R_{2\max}$)

図5.21　各階最大層間変形角の実験値と解析値の比較

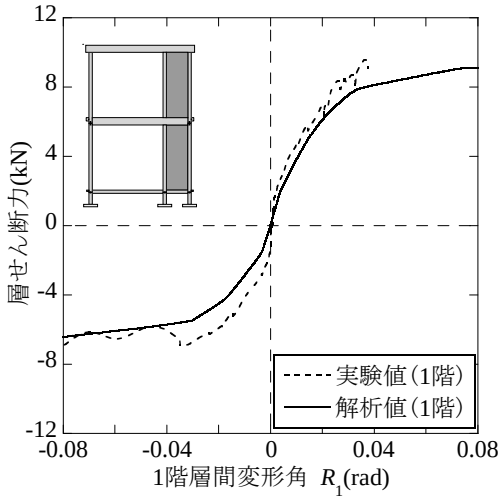


図5.22　Cwの復元力特性(1階)

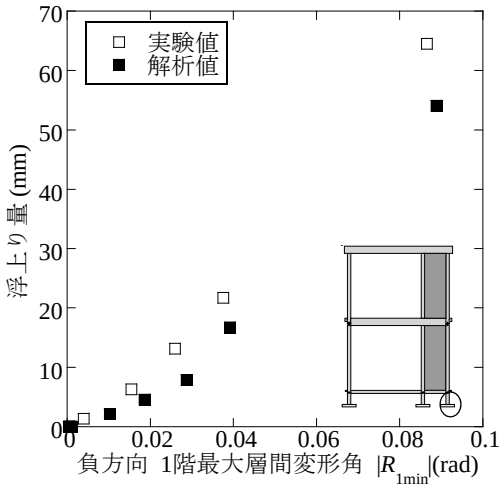


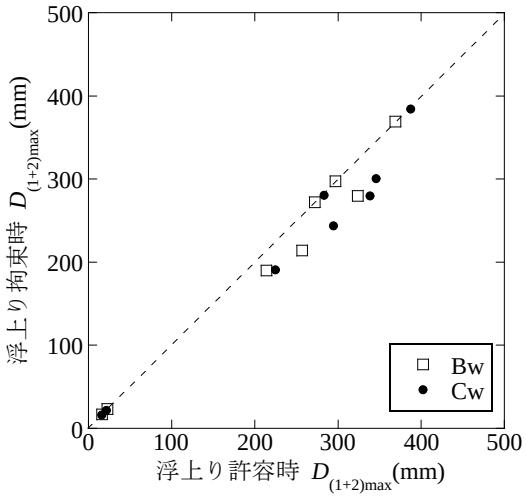
図5.23　Cwの柱脚の浮上り量

5.4.3　大振幅地震動に対する建物応答

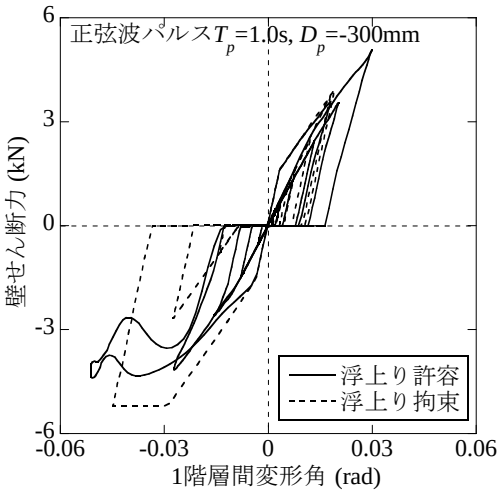
本項では, 振動台の性能上, 実験では確認できない大変形が生じる加振時に, 2層軸組架構の柱脚の拘束の有無や通し柱の有無が架構の変形性状や損傷状況に与える影響を分析する. 加振波は正弦波パルスとし, パルス周期T_p=0.3~2.0s, パルス変位振幅D_p=-300~-400mmと変化させて加振する.

Bw, Cwについて，柱脚の拘束の有無と最大全体変形$D_{(1+2)max}$の関係を調べる．図5.24(a)に示すように，柱脚の浮上りを許容した場合の$D_{(1+2)max}$は，拘束した場合の$D_{(1+2)max}$に比べてやや大きくなる傾向があるが，最大でも2割程度である．すなわち，柱脚の拘束条件を考慮してもしなくても$D_{(1+2)max}$の評価には大きく影響しないことがわかる．また，図5.24(b)にCwの正弦波パルスT_p=1.0s, D_p=-300mm加振における1階壁のせん断力-層間変形角関係を示す．柱脚の浮上りが顕著に生じた負側において，浮上りを許容した場合の方が1階壁に生じるせん断力は小さい．そこで，正弦波パルスT_p=1.0s, D_p=-300mm加振時のCwの最大全体変形時の機構図を図5.24(c)に示す. 同図より, 浮上りを許容した場合, 1階中柱柱頭でほぞの引き抜けが生じ, 壁に生じるせん断力が低減する.

次に，通し柱の有無と各階最大層間変形角R_{imax}の関係を調べる．図5.25(a)に示すBnとCnのR_{1max}，R_{2max}の比較より，通し柱を有するCnの変形は，Bnに比べてR_{1max}は小さく，R_{2max}は大きくなる．また，図5.25(b)にBnとCnの側柱にかかる最大曲げ応力度の比較を示す．本解析モデルでは柱は弾性としているため, 設定したヤング係数に合わせ, 機械等級区分E90のヒノキの曲げに対する基準強度を実線で併せて示す. 同図より, 柱に生じる最大曲げ応力度はCnの方が大きく，大変形時には柱が折損する可能性がある．最後に，正弦波パルスT_p=0.5s, D_p=-400mmの場合のBnとCnの最大全体変形時の機構図を図5.25(c)に示す．通し柱を有する場合，図5.25(a)に示すように架構のR_{1max}は低減されるが, 柱脚の浮上りや2階壁の損傷が生じ, また柱が折損する可能性がある.

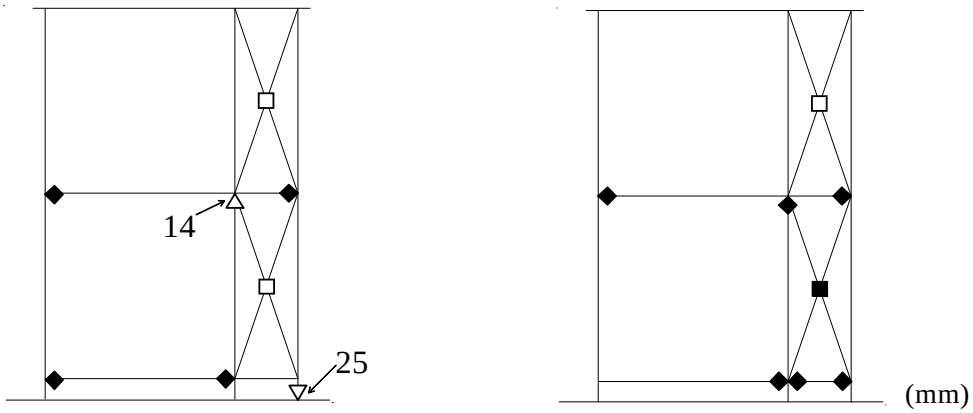


(a) $D_{(1+2)max}$



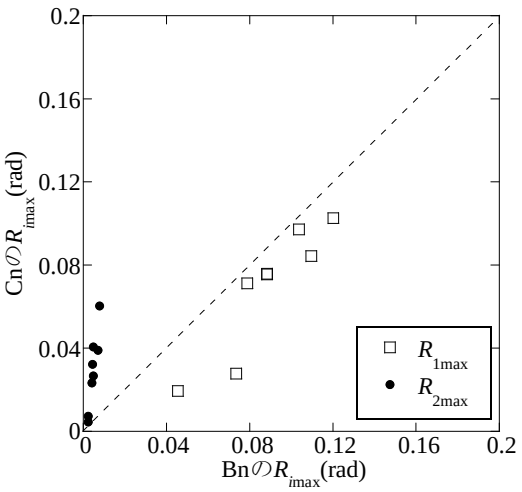
(b) 壁のせん断力(Cw)

正弦波パルス T_p=1.0s,D_p=-300mm

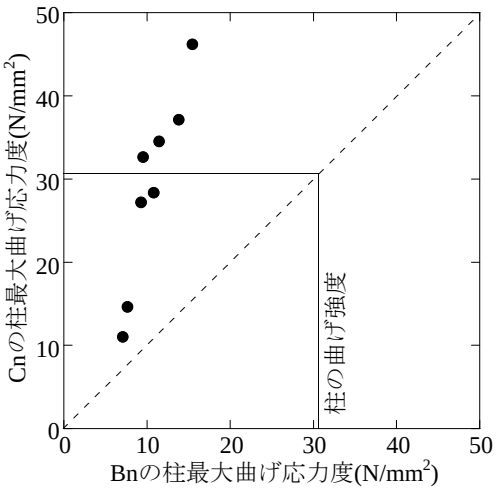


(c) 最大全体変形時の機構図(Cw)

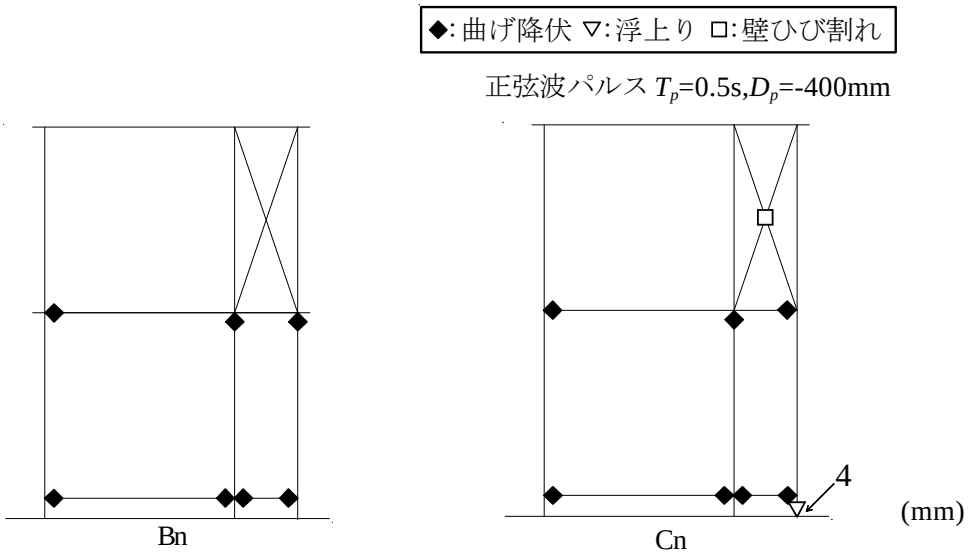
図5.24　浮上りの有無による応答の比較



(a) R_{imax}



(b) 柱の最大曲げ応力度



(c) 最大全体変形時の機構図

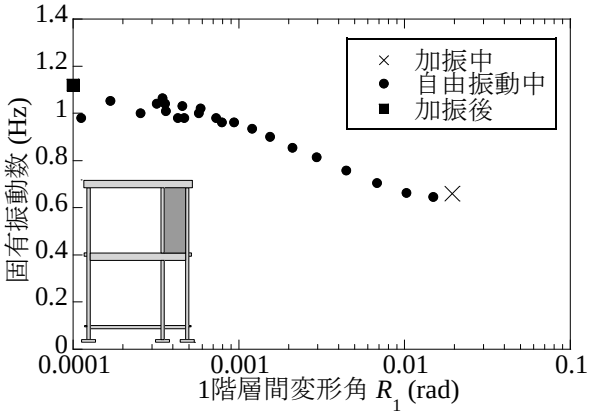
図5.25　通し柱の有無による応答の比較

5.5　簡略最大応答変形評価

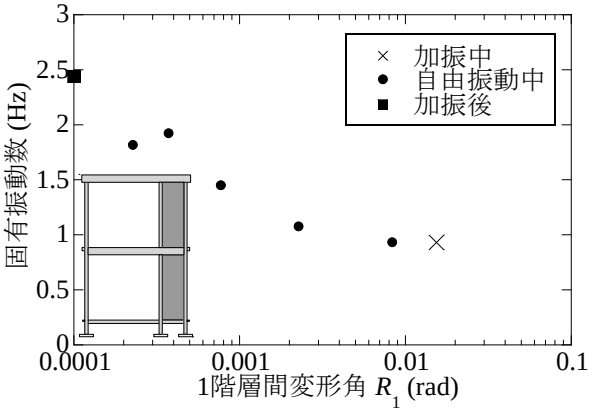
本節では,パルス性地震動に対する伝統木造建物の簡略的な最大応答変形評価を目的とする.実験より得られた2層軸組架構の最大全体変形$D_{(1+2)max}$および1階最大層間変形角R_{1max}と2階最大層間変形角R_{2max}を，実験結果から算定した等価固有周期T_e，応答スペクトル，常時微動計測結果をもとに簡略的に評価する.

5.5.1　等価固有周期

本節では，簡略応答評価に用いるために，建物変形に依存した等価固有周期T_eを実験結果をもとに算定する．まず，試験体の固有振動数の変化を加振中・自由振動中・加振後の3つに分けて求める．例として，図5.26に正弦波パルスT_p=0.5s, D_p=-100mm加振時のCn, Cwの固有振動数の変化を示す.加振中の固有振動数は，加振開始から自由振動が収束するまでの加速度波形から算出したフーリエスペクトル比の1次ピーク値を取るときの振動数とする．ただし，フーリエスペクトル比の1次ピーク値の判定が困難な場合は，天井床フーリエスペクトルの1次ピークを加振中の固有振動数とする．また，加振終了後の自由振動中の固有振動数は，1階層間変形角R_1の自由振動中のピーク値の時間間隔から求める.加振後の固有振動数は，常時微動計測結果から算出したフーリエスペクトル比の1次ピーク値を取るときの振動数とする．ただし，図5.26では加振後の固有振動数を0.0001radに示している．同図に示すように，加振中に低下した固有振動数は,自由振動を経て徐々に加振後の固有振動数に漸近していく.ここで,加振中の固有振動数は,応答変形が最大となる時刻周辺の振動に対応していると考えて,この振動数を等価固有振動数とし，逆数の等価固有周期T_eを次節に示す最大全体変形$D_{(1+2)max}$の評価に用いる．図5.27には，参考のために，自由振動時の対数減衰率から求めた減衰定数と1階層間変形角R_1の関係を示す.



(a)　Cn



(b)　Cw

図 5.26　固有振動数の振幅依存性　(正弦波パルス T_p=0.5s, D_p=-100mm)

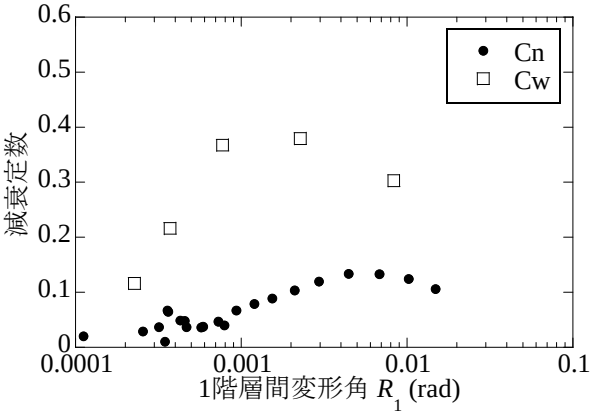


図 5.27　減衰定数の振幅依存性　(正弦波パルス T_p=0.5s, D_p=-100mm)

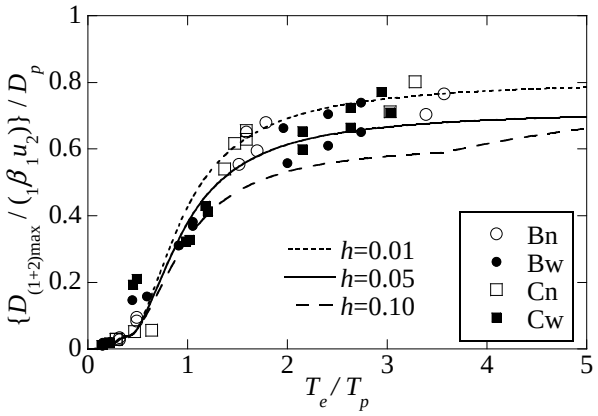
5.5.2 最大全体変形

図 5.28(a), (b)では，全試験体の実験結果について，パルス周期 T_p で基準化した等価固有周期 T_e と，パルス変位振幅 D_p および 1 次固有モード(図 5.1)と各階の質量比から求めた 2 階の 1 次の刺激関数 ${}_1\beta_1 u_2$ で基準化した最大全体変形 $D_{(1+2)\max}$ の関係を示す．図中には，減衰定数 1%，5%，10%の変位応答スペクトルを同様に基準化して示す．同図より，減衰定数の影響は小さく，実験結果は応答スペクトルに概ね対応するため，架構の等価固有周期T_eおよび刺激関数を把握すれば，T_p，D_p と応答スペクトルを用いて簡易に最大全体変形$D_{(1+2)\max}$を評価可能であるとわかる．5.3.5 項の図5.13でT_p=0.5sにおいて全試験体の$D_{(1+2)\max}$が概ね一致する理由は，正弦波パルスにおいてT_e/T_pが大きい場合，図5.28(a)から分かるように$D_{(1+2)\max}$が一定値に漸近するためである．ただし，図5.28(b)で，応答スペクトルよりも$D_{(1+2)\max}$の実験値が4割程度大きくなっている2点は，図5.6(b), (d)中に太線で示した Bw, Cw の Ricker wavelet T_p=0.7s, D_p=-250mm 加振である．この加振回は 1 階最大層間変形角 $R_{1\max}$ が 1/10rad 程度となり，浮上りが非対称に生じて履歴特性が大きく偏ったため評価精度が低下している．しかし，他の加振回については $R_{1\max}$ が最大で 1/20rad であり，2 割程度以下の誤差で$D_{(1+2)\max}$を評価できている．また，T_e / T_p=1 付近では応答スペクトルの傾きが急であり，T_e / T_pの微小な変化で$D_{(1+2)\max}$が大きく変化するため，T_eやT_pに幅を持たせて$D_{(1+2)\max}$を評価するなどの注意を払う必要がある．図5.28(c)には，告示波の基準化変位応答スペクトルを示す．ただし，横軸は，等価固有周期 T_e，縦軸は，建物の最大全体変形 $D_{(1+2)\max}$ を地動変位の最大値 $D_{\max}$ および刺激関数 ${}_1\beta_1 u_2$ で基準化している．同図より，告示波は正弦波パルスや Ricker wavelet に比べ，減衰定数の変化によって応答スペクトルの形状が大きく変化することが分かる．つまり，告示波のような継続時間が長い地震動の場合，T_eのみならず等価減衰定数を適切に評価する必要がある．

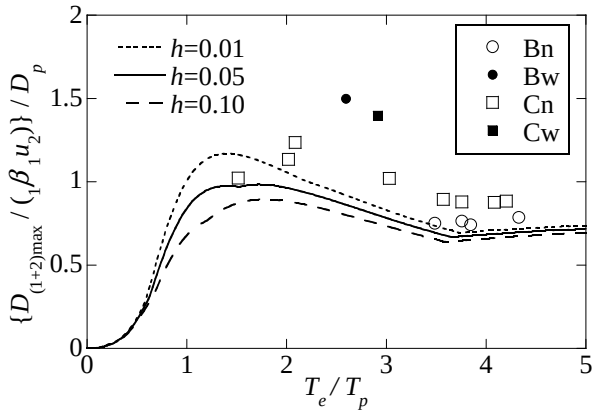
5.5.3 各階層間変形角

前節で評価した最大全体変形$D_{(1+2)\max}$をもとに，各階の最大層間変形角$R_{i\max}$を評価する．図5.29には常時微動計測から求めた1次ピークでの天井床と2階床との振幅比と，1階最大層間変形$D_{1\max}$を最大全体変形$D_{(1+2)\max}$で割った値を示す．同図より，常時微動計測から求めた振幅比は，実験結果を概ね評価できることがわかる．ただし，CnのNo.31加振以降は振幅比から大きく離れている．これらの加振回は，$D_{(1+2)\max}$の発生時刻と各階における最大層間変形の発生時刻が異なることを確認しており，このことによって振幅比と実験値が離れていると考えられる．

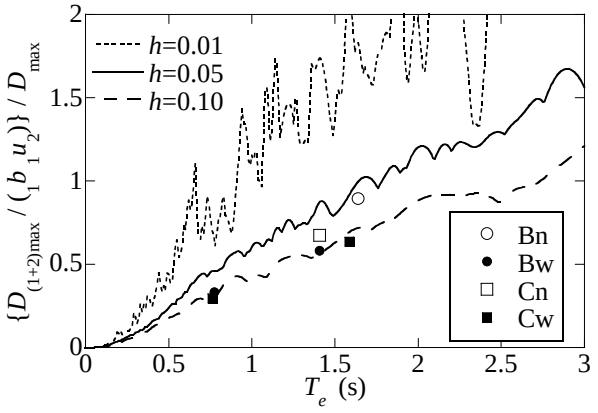
図5.30には，図5.28の減衰定数1%の基準化変位応答スペクトルをもとに刺激関数を掛け合わせることで求めた各階層間変形角$R_{i\max}$を実験値と比較して示す．同図より，実験値が振幅比から外れていたCnの評価値は，1階が実験値よりも大きく，2階が実験値よりも小さく評価されている．また，1階において実験値よりも小さく評価されている Bw, Cw の 2 点は，図 5.28 で実験値の$D_{(1+2)\max}$が基準化応答スペクトルよりも大きいことが原因である．しかし，他の加振回に関しては概ね各階最大層間変形角 $R_{i\max}$ を評価できていることが分かる．



(a)　正弦波パルス

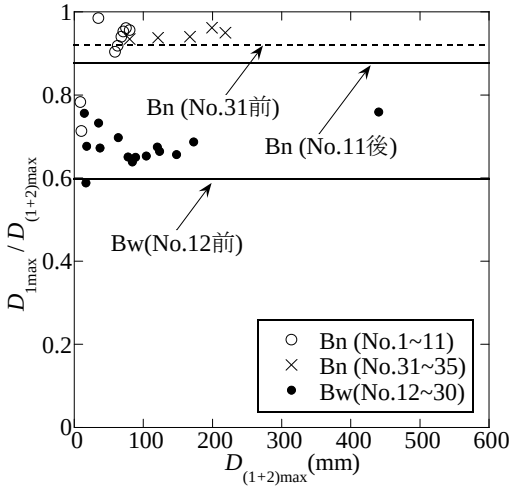


(b)　Ricker wavelet

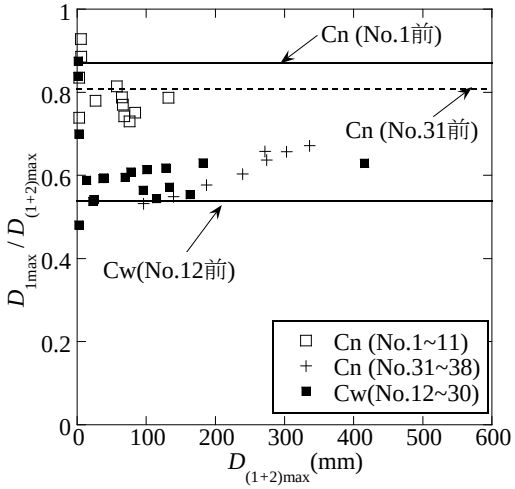


(c)　告示波

図5.28　基準化変位応答スペクトルと最大全体変形

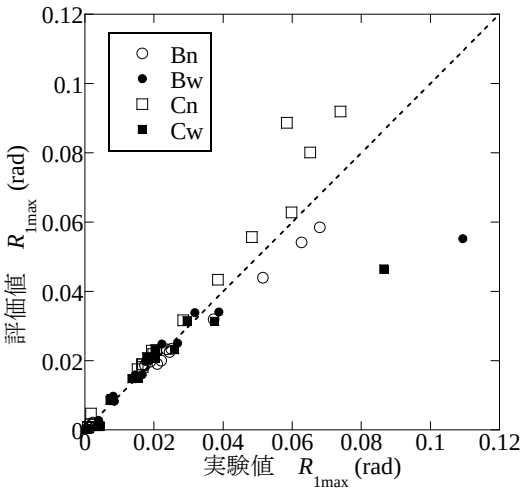


(a)　Bn, Bw

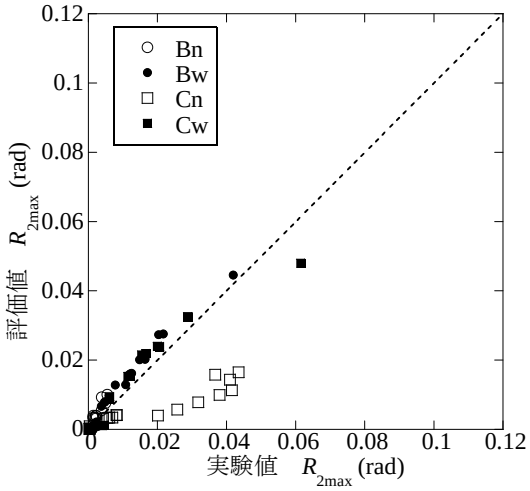


(b)　Cn, Cw

図 5.29　最大全体変形時における１階層間変形の比



(a)　R_{1max}



(b)　R_{2max}

図 5.30　最大層間変形角の比較

5.6 まとめ

本章では，パルス性地震動下における伝統木造建物の地震時挙動の分析と，最大応答変形角の簡略評価を目的として，2層軸組架構の振動台実験を行った．試験体は，柱脚は石場建てで非対称な壁配置とした．試験体数は，壁配置が連層壁か1階壁抜けか，側柱が柱通しか梁通しかの組み合わせにより4体用意した．加振波は正弦波パルスとRicker waveletとし，パルス周期と変位振幅を実験変数とした．また，2層軸組架構の骨組解析により，振動台の性能上，実験できなかった大振幅加振時の建物応答特性を分析した．

本章で得られた結果を以下に示す．

1) 連層壁を有する場合，柱脚の浮上りが生じ，1階壁周辺の軸組接合部に損傷が生ずるものの柱折損は生じなかった．また，非対称な壁配置によって柱脚の浮上りが非対称に生じ，復元力特性も非対称となった．また，2階のみに壁を有し1階壁抜け柱となるとき，通し柱を有する場合には1階の最大層間変形は通し柱を有さない場合に比べて小さくなるが，大変形時には通し柱が折損する可能性がある．
2) 2層軸組架構の解析モデルを用いた建物応答評価により，柱脚を拘束して浮上りを抑止してもパルス性地震動下の架構頂部の最大相対変形は大きく変化しないが，接合部や壁の応力状態が変化して損傷箇所が変化することを示した．
3) 2層軸組架構の頂部の最大相対変形および各層の層間変形角は，壁配置や通し柱の有無によらず，地震動の変位振幅や周期と架構の1次等価固有周期，推定される刺激関数をもとに，変位応答スペクトルを用いて簡略的に評価可能であることを確認した．

第５章の参考文献

5.1) 小笠原昌敏, 鈴木祥之, 林秀春, 小嶋伸仁, 清水秀丸, 中村いずみ : 新築京町家の実大振動台実験による耐震性能評価 : 第12回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.798-801, 2006.11.

5.2) 向坊恭介, 鈴木祥之, 鎌田輝男, 具典淑, 川上沢馬 : 京町家の実大振動台実験による地震応答特性の分析 : 第12回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.770-773, 2006.11.

5.3) 清水秀丸, 向坊恭介, 堀川恵巳子, 槌本敬大, 河合直人, 大橋好光 : 実大震動台実験による伝統的な木造建物の耐震性能検証に関する研究-部材断面がやや小さい都市近郊型試験体の震動台実験結果, 日本建築学会構造系論文集, 第76巻, No.663, pp.943-950, 2011. 5.

5.4) 清水秀丸, 向坊恭介, 堀川恵巳子, 槌本敬大, 河合直人, 大橋好光 : 実大震動台実験による伝統的な木造建物の耐震性能検証に関する研究-部材断面が大きな地方型試験体の震動台実験結果, 日本建築学会構造系論文集 , 第75巻, No.657, pp.2001-2008, 2010. 11.

5.5) 向坊恭介, 須田達, 山田耕司, 鈴木祥之 : 通し柱を有する伝統木造軸組の地震応答に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ, pp.423-424, 2012.9.

5.6) 杉山亮太, 鈴木祥之, 後藤正美, 村上 博 : 乾式土壁パネルを用いた木造軸組耐力壁の開発, 日本建築学会技術報告集, 第23号, pp.149-154, 2006.6.

5.7) 荒木慶一, 李東潤, 遠藤俊貴, 吉田亘利, 上谷宏二 : 伝統木造柱脚- 礎石間の静摩擦係数, 日本建築学会技術報告集, vol. 15(30), pp.405-409, 2009. 6.

5.8) 河合直人, 和田幸子, 中川貴文, 五十田博, 岡部実, 箕輪親宏:伝統的木造住宅の垂れ壁付き構面振動台実験 その2柱脚の移動量とその予測方法, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造III, pp. 39-40, 2008.9.

5.9) 清水秀丸, 向坊恭介, 中川貴文, 須田達, 後藤正美, 齋藤幸雄, 鈴木祥之: 伝統的構法の実大振動台実験 その2 実大試験体No.5, No.6, 日本建築学会学術講演梗概集 構造Ⅲ, pp.555-556, 2013.8.

5.10) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会 : 伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル －限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法, 学芸出版会, 2004.

5.11) 中井孝, 山井良三郎 : 日本産主要35樹種の強度的性質, 林業試験場研究報告No.319, 1982.

5.12) 日本建築学会 : 木質構造設計基準・同解説 -許容応力度・許容耐力設計法-, 2006.

5.13) 松本拓也 : 伝統木造建物における差鴨居接合部の力学特性評価に関する研究, 京都大学工学研究科修士論文, 2012.

5.14) 岩本いづみ, 清水秀丸, 棚橋秀光, 鈴木祥之 : 伝統木造軸組における柱-差鴨居接合部のモーメント抵抗メカニズム, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ, pp.413-414, 2007.

5.15) 稲山正弘 : 木材のめり込み理論とその応用, 東京大学工学部博士論文, 1991.

5.16) 日本建築学会 : 木質構造接合部設計マニュアル, 2009.

5.17) 柳澤泰男, 田端千夏子, 大橋好光 : 既存木造軸組構法住宅の耐震性評価の精度向上のための常時微動の活用に関する研究-実測値と理論値の関係-, 日本建築学会技術報告集, 第37号, pp.873-878, 2011.10.

第 6 章　連たんする軸組架構の地震時衝突挙動評価

6.1　はじめに

日本各地に現存する伝統木造建物の中には，写真 6.1 に示す京都府京都市，長野県塩尻市奈良井，京都府与謝群伊根町などの地域のように，連たんする建物群が独特な町並みと地域の景観を形成している場合も少なくない．連たんとは建物が軒を連ねて建ち並ぶ様を言い，連たんする建物では，隣り合う建物同士の間隔が非常に狭い，あるいは接触しているような状態にある．このため，連たんする伝統的木造建物の安全性を検討する上では，建物一棟一棟の耐震性能を評価するだけでは十分ではなく，隣接建物の影響を考慮する必要がある．特に，地震時には隣接する建物同士が衝突する可能性が十分に考えられ，衝突による影響を考える必要がある．また，写真 6.1 に例として挙げた京都の場合，南海・東南海地震などの海溝型の地震の震源域から十分に離れている一方，花折断層や桃山断層といった活断層の存在が確認されており[6.1)]，内陸地殻内地震の震源近傍で発生するパルス性地震動に対する安全性評価が重要となる．

以上より，本章では，パルス性地震動に対して，隣接建物と衝突が生じるか否かを等価線形解析から求めた最大棟間相対変位により簡易に判定する非衝突の衝突可能性評価法を提案し，それによって衝突の可能性があると判定された場合に，衝突の影響を検討する非線形時刻歴解析に基づく衝突挙動評価法を提案し，それらの有用性を確認する．

本章の構成を以下に示す．6.2 節では，第 3 章で示した振動台実験と同時に実施した，単位木造軸組架構の振動台実験の衝突実験の計画と実験結果について述べる．6.3 節では，6.2 節で示した非衝突の実験結果より，単位軸組架構の応答特性の分析や衝突可能性評価法の有効性の検証を行う．また，衝突実験の実験結果と比較することにより，非線形時刻歴解析モデルで衝突実験結果をシミュレーション可能な事を示した上で，衝突挙動を表現する衝突ばねの設定方法について検討する．6.4 節では，本章のまとめを述べる．

(a)　京都府京都市

(b)　長野県塩尻市奈良井

(c)　京都府与謝群伊根町

写真 6.1　連檐する伝統的木造建物群

6.2 単位軸組架構の衝突実験

6.2.1 実験概要

単位軸組架構の衝突実験は，第3章に示した単位軸組架構の振動台実験と同時に実施した．試験体の詳細や入力波については第3章に記す通りである．単位軸組架構の衝突実験は，図6.1に示すように単位軸組架構を振動台上に2体を並行に配置し加振する．2体の単位軸組架構の組合せは，写真6.2に示すようにCASE1~4の4つの組み合わせとし，衝突実験時には，図6.1に示すように加速度計・変位計に加え，ロードセルを設置して計測を行う．衝突時の挙動を把握するために，各計測器のサンプリング周波数は1000Hzとする．ロードセルは衝突実験での衝突時の荷重の計測に用い，設置及び取外しが可能である．2つの試験体の桁の衝突側断面には鉄板を取り付け，衝突実験ではX軸負側の試験体の鉄板にロードセルを設置する．ここで，試験体間の衝突部での距離を棟間距離，各試験体の変位の差を棟間相対変位，加振前の棟間距離をクリアランスと定義する．棟間距離及び棟間相対変位は振動中に刻々と変化し，クリアランスは過去の加振による残留変形によって変化する．これら3つの関係は，(棟間距離)=(クリアランス)-(棟間相対変位)となる．ロードセル設置時のクリアランスが約125mm，非設置時が約250mmである．

加振は，図6.1に示すようにX軸方向の一方向加振とし，変位制御で加振する．入力波にはパルス性地震動を模擬した正弦波パルスとRicker waveletの2種類を用いる．入力波の詳細および加振スケジュールは第3章に記す通りである．正弦波パルスはパルス周期T_p=1.0s，最大振動台変位D_p=250mmの加振回No.4で衝突実験を行う．Ricker waveletはT_p=0.7sで一定とし，振幅を徐々に増大して衝突が生じるまで加振する．本章では，正弦波パルスとRicker waveletをあわせてパルス波と呼ぶ．パルス波との比較のために，第3章で示した継続時間の長い告示波を入力する．

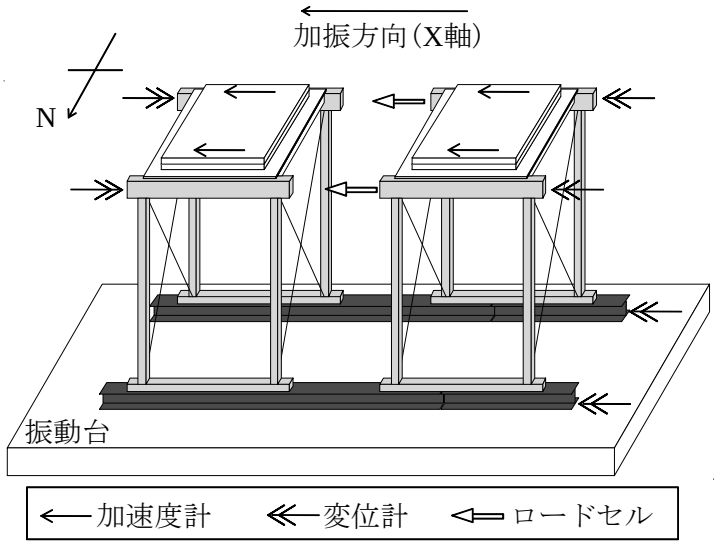


図 6.1　試験体配置図

(a)　CASE1 : 下見板（左），軸組（右）

(b)　CASE2 : 乾式パネル（左），軸組（右）

(c)　CASE3 : 垂壁差鴨居（左），差鴨居（右）

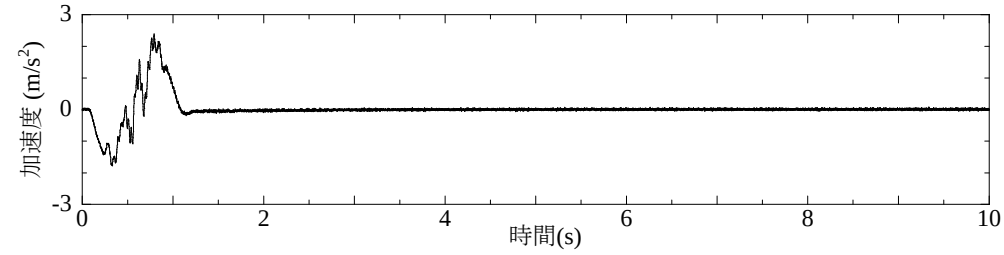
(d)　CASE4 : 非木造（左），垂壁（右）

写真 6.2　単位軸組架構の組合せ（実験風景）

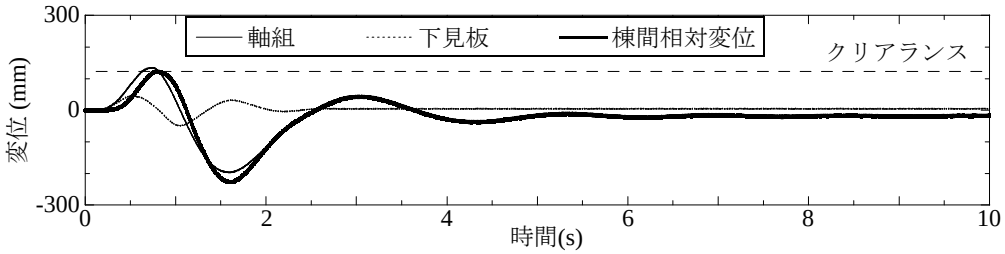
6.2.2　衝突実験の結果

図6.2～6.5に衝突実験についての結果を示す．図6.2はCASE1（軸組+下見板）で正弦波パルス（T_p=1.0s）を入力した場合の時刻歴波形を示している．衝突は棟間相対変位がクリアランスを超過した時に生じる．衝突時には加速度の増大が見られるが変位には見られない．図6.3に衝突荷重の時刻歴を，正弦波パルス加振と告示波加振について示す．衝突回数はパルス波では1～2回程度と少ない．一方，告示波のようなランダム位相で継続時間の長い波では衝突回数は多い．

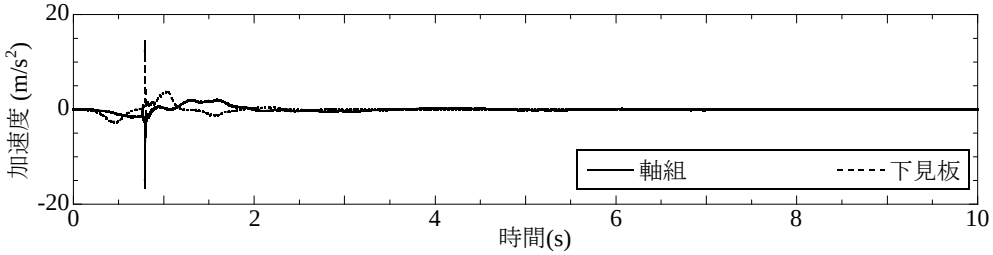
図6.4は最大衝突荷重と衝突継続時間の関係を示している．ここでは，全ての衝突時における南北2つのロードセルの計測結果を掲載している．衝突継続時間が長くなるにつれて最大衝突荷重が増大する傾向が見られた．衝突荷重は最大で30kN程度であり，衝突継続時間は約0.01～0.03s程度であった．図6.5には衝突が2回生じた場合の衝突荷重と棟間相対変位の関係を示している．矢印は棟間相対変位の進行方向を示しており，実線が一回目，破線が二回目の衝突時について表している．1回目の衝突により生じた残留変形により，2回目の衝突ではクリアランスは増加している．



(a)　入力加速度

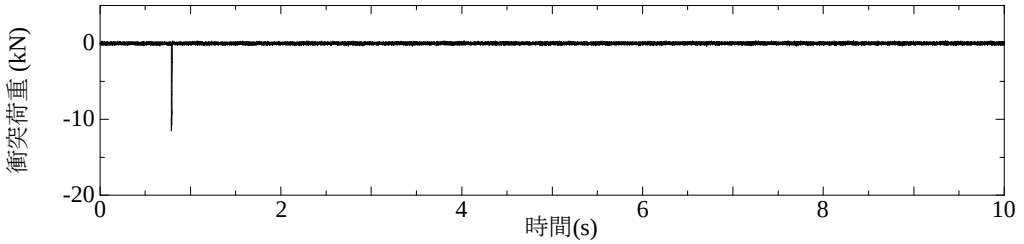


(b)　応答変位

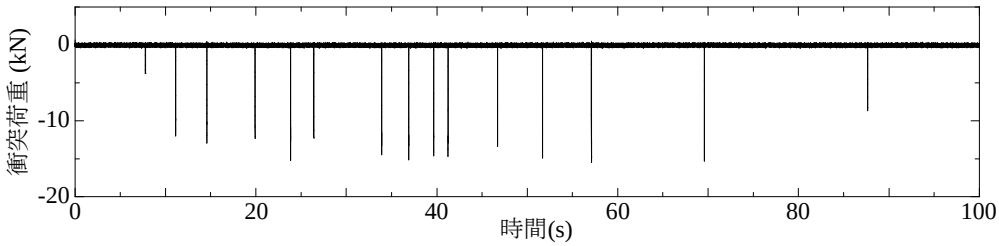


(c)　応答加速度

図6.2　衝突実験の時刻歴波形（CASE1, 正弦波パルス入力）



(a)　正弦波パルス



(b)　告示波

図 6.3　衝突荷重時刻歴（CASE1）

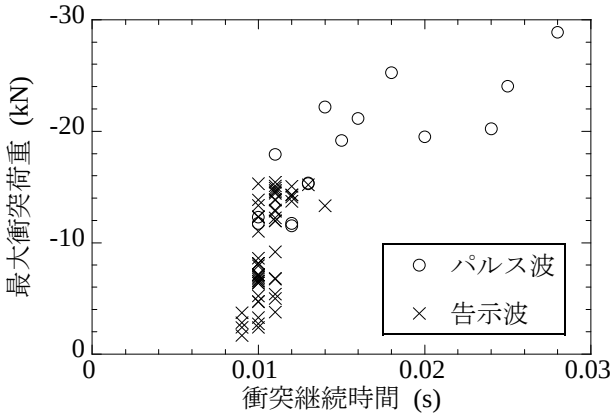


図 6.4　最大衝突荷重と衝突継続時間の関係

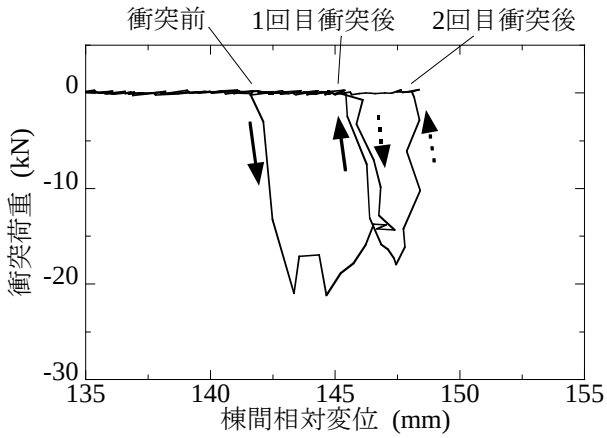


図 6.5　衝突荷重と棟間相対変位の関係

6.3　連たんする木造建物群の衝突評価

6.3.1　衝突評価フロー

地震時衝突評価は衝突可能性と衝突挙動の2つの観点から行う．評価手法を図6.6に示す．ここで，地動に対する建物の変位をX軸の負側から順に，Δ_1, Δ_2 とすると，$(\Delta_1-\Delta_2)$は棟間相対変位である．衝突可能性評価法では，衝突非考慮の等価線形解析から求めた各建物の最大応答変位$|\Delta_i|_{max}$(i=1,2)を基に，文献6.2)に示す笠井ら(2004)によって提案されたSpectral Difference Rule（SPD則）により最大棟間相対変位$|\Delta_1-\Delta_2|_{max}$を求める．ここでは，棟間相対変位は正の値$(\Delta_1-\Delta_2)_{max}$を用いるべきであるが，SPD則の性質から最大棟間相対変位を$|\Delta_1-\Delta_2|_{max}$とする．$|\Delta_1-\Delta_2|_{max}$とクリアランスを比較し衝突判定を行う．次に，衝突可能性ありと判定された場合には衝突を考慮した非線形の時刻歴解析を行い，衝突時の挙動を検討する．

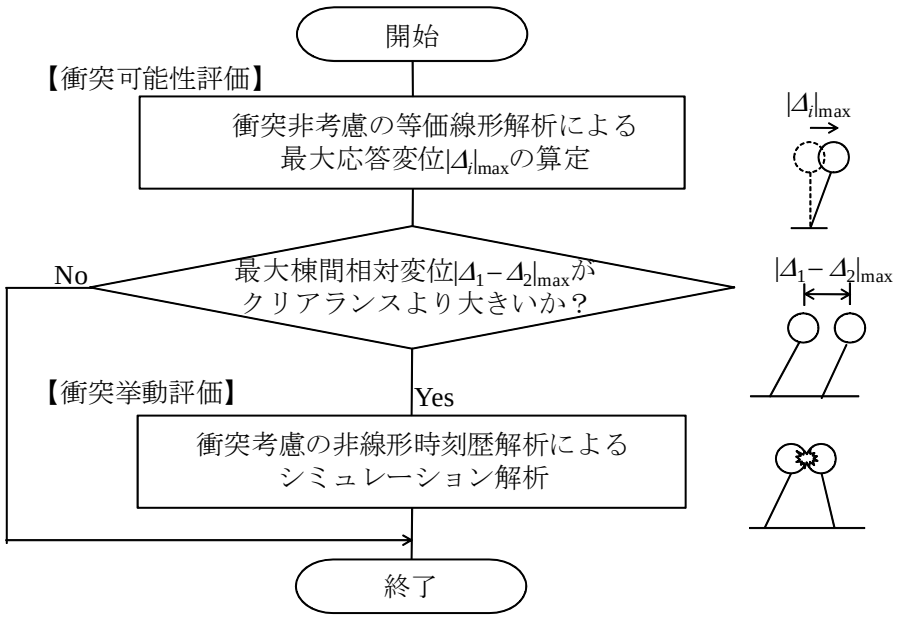


図6.6　衝突挙動評価フロー

6.3.2　等価線形解析による最大応答変位の算定

本項では等価線形解析による各建物の最大応答変位の簡易な算定法を示す. 等価線形解析では応答スペクトル法の概念[6.3)-6.5)]を用いる（図6.7）. 応答スペクトル法は建物特性をそれと等価な性能等価加速度応答スペクトル S_{ae}（h=0.05）に変換したものであり，地震動の応答スペクトル S_a（h=0.05）と直接的に比較可能である．このスペクトルの交点から最大応答変形角 R が算定できる. 建物の等価周期 T_e と性能等価加速度応答スペクトル S_{ae} は等価高さ H_e, 降伏せん断力係数 C_y, 総質量 M，有効質量 M_e をパラメータに式(6.1), (6.2)で与えられる.

$$T_e = 2\pi\sqrt{\frac{RH_e}{(M/M_e)C_y g}} \tag{6.1}$$

$$S_{ae} = (2\pi/T_e)^2 RH_e / F_h \tag{6.2}$$

このとき，最大応答変形角 R の関数として減衰補正係数 F_h は式(6.3), (6.4)で与えられる．ただし，R_y は降伏変形角である．また，告示の方法では α=10 だが，パルス性地震動に対しては減衰の効果が小さいことより $\alpha=\pi$ となる[6.6)]．

$$F_h = (1+0.05\alpha)/(1+h_e\alpha) \tag{6.3}$$

$$h_e = 0.2(1-1/\max(\sqrt{R/R_y},1)) + 0.05 \tag{6.4}$$

本章では, 非衝突実験で得られた荷重－変形角関係を完全弾塑性型にモデル化し, 式(6.1)～(6.4)を用いて性能等価加速度応答スペクトル S_{ae} に変換する. 表6.1に実験値と完全弾塑性型モデルの諸元を示す．図6.8に軸組試験体(CASE2)の実験の荷重－変形角関係と完全弾塑性型モデルを例示する.

等価線形解析結果と実験結果の最大応答変位 $|\Delta_i|_{\max}$ の比較を図6.9に示す．ただし，図6.9は各軸を最大地動変位 D_p で無次元化している. 図6.9の実測値には, CASE1~3の試験体に T_p=3.0, 2.0, 1.0, 0.5sの正弦波パルスを入力したときの応答値を用いる. 等価線形解析に用いる入力波応答スペクトルは実験で得られた加速度応答スペクトル S_a を用いる．図6.9から，比較的小さい応答変形領域において，解析結果は実験結果を過小評価している．この原因は，実験結果の荷重－変形角関係を完全弾塑性型にモデル化したことによって, 比較的小さい変形領域での試験体の剛性を過大に評価しており, 木造建物特有の復元力骨格曲線を高精度にモデル化すれば向上すると考えられる.

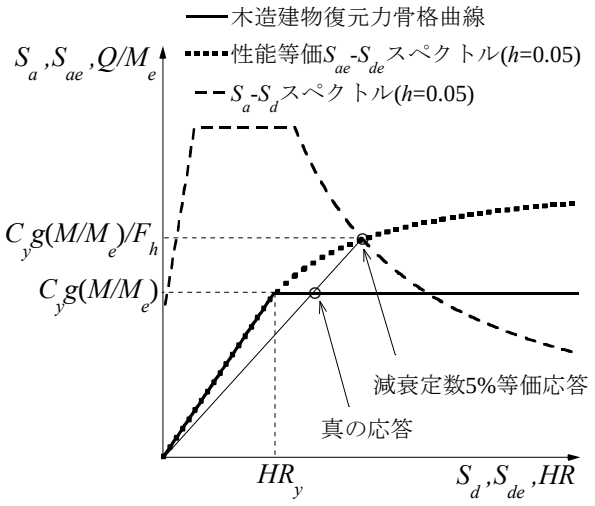


図 6.7　性能等価加速度応答スペクトル

表 6.1　完全弾塑性モデルの諸元

CASE	1		2		3	
試験体	軸組	下見板	軸組	乾式パネル	差鴨居	垂壁差鴨居
C_y	0.18	0.44	0.16	1.12	0.21	0.72
R_y (rad)	0.02	0.01	0.02	0.01	0.02	0.02
H_e (mm)	2625	2625	2625	2625	2610	2610
M/M_e	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

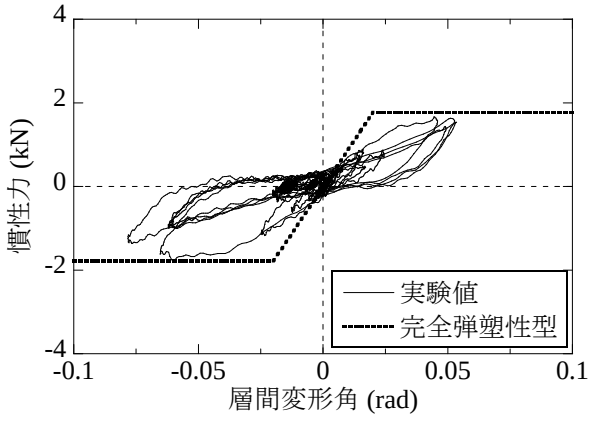


図 6.8　荷重－変形角関係の
完全弾塑性へのモデル化
（軸組 CASE2）

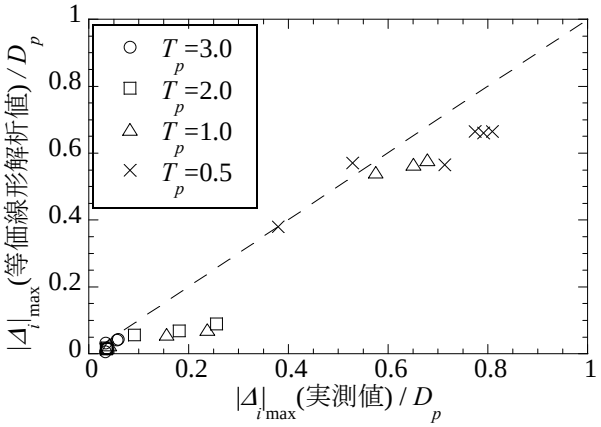


図 6.9　最大応答変位の
等価線形解析値と
実験値の比較

6.3.3　衝突可能性評価

本節では，連檐する木造建物の衝突可能性を検討するため，非衝突の実験結果をもとに最大棟間相対変位の推定法について検討する．

はじめに，笠井ら[6.2)]により提案されている，定常不規則振動論に基づいて2棟の最大応答変位と2棟間の等価周期比および等価減衰定数から表される相関係数を用いて最大棟間相対変位を推定する方法である Spectral Difference Rule(以下，SPD 則)を用いて最大棟間相対変位の推定を行う．SPD則では，最大棟間相対変位$|\Delta_1-\Delta_2|_{\max}$ を式(6.5), (6.6)に示す各建物の最大応答変位$|\Delta_i|_{\max}$ と 2 棟間の相関係数ρ_{12}を用いて算出する．ρ_{12}は等価周期比$\beta^*=T_{e2}/T_{e1}$と等価減衰定数h_{ei}で表される．

$$|\Delta_1-\Delta_2|_{\max}=\sqrt{|\Delta_1|_{\max}{}^2+|\Delta_2|_{\max}{}^2-2\rho_{12}|\Delta_1|_{\max}|\Delta_2|_{\max}} \tag{6.5}$$

$$\rho_{12}=\frac{8\sqrt{h_{e1}h_{e2}}(h_{e2}+\beta^* h_{e1})\beta^{*1.5}}{(1-\beta^{*2})^2+4h_{e1}h_{e2}(1+\beta^{*2})\beta^*+4(h_{e1}+h_{e2})\beta^{*2}} \tag{6.6}$$

まず，完全弾塑性型に近似した非衝突実験時の荷重－変形角関係から応答スペクトル法により求めた最大応答変位 $|\Delta_i|_{\max}$，式(6.1)より等価周期 T_{ei}，式(6.4)より等価減衰定数 h_{ei} を求める．求めた値を SPD 則に適用した結果を図 6.10 に示す．図 6.10 での SPD 解析値は実験値をやや小さめに評価する傾向があるが，完全弾塑性型モデルを用いた等価線形解析による $|\Delta_i|_{\max}$ の過小評価に起因する可能性がある．

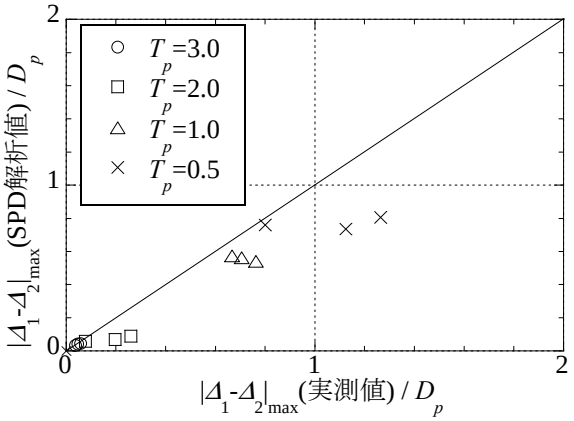


図 6.10　等価線形解析値と実験値の比較（最大棟間相対変位）

そこで, SPD則の精度検証のために非衝突実験から得られた$|\Delta_i|_{max}$, T_{ei}及びh_{ei}の実験値より$|\Delta_1-\Delta_2|_{max}$を推定する. T_{ei}は試験体頂部と振動台上で計測された加速度のフーリエスペクトル比のピーク周期から算定し, h_{ei}は式(6.7)に示すエネルギーの釣り合いから算定した[6.7].

$$h_{ei}=\frac{-\int_0^T \ddot{x}\dot{y}dt}{2\cdot(2\pi/T_{ei})\cdot\int_0^T \dot{y}^2dt} \tag{6.7}$$

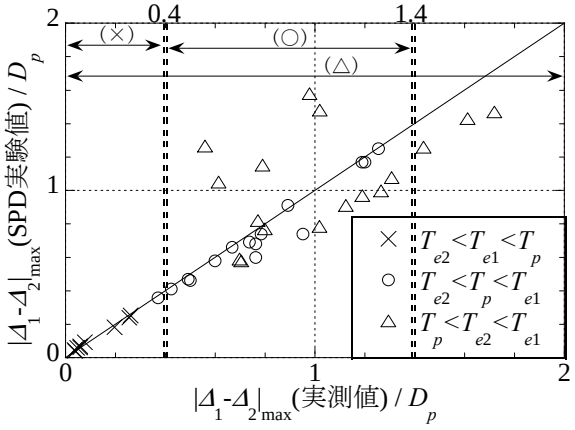
ここで, $\ddot{x}$は絶対地動加速度, $\dot{y}$は相対速度, Tは計測時間である. 図6.11に実測値とSPD則により求めたSPD実験値の比較を示す. パルス波については, 図6.11(a)のように2棟の等価周期T_{e1},T_{e2}とパルス周期T_pの大小関係で場合分けして示す. SPD則では, 告示波入力において実験結果を概ね精度よく評価できるが, パルス波の場合は, 等価周期がパルス周期よりも長い場合に, 評価誤差が大きくなっていることが分かる. しかし, パルス波の場合, 最大棟間相対変位$|\Delta_1-\Delta_2|_{max}$は, 図6.15(a)より$T_p$と$T_{e1}$,$T_{e2}$の大小関係から最大振動台変位$D_p$に対して式(6.8)~(6.10)のように大凡の値を把握できる.

$T_{e2}<T_{e1}<T_p$の場合　$|\Delta_1-\Delta_2|_{max}\leqq 0.4D_p$ (6.8)

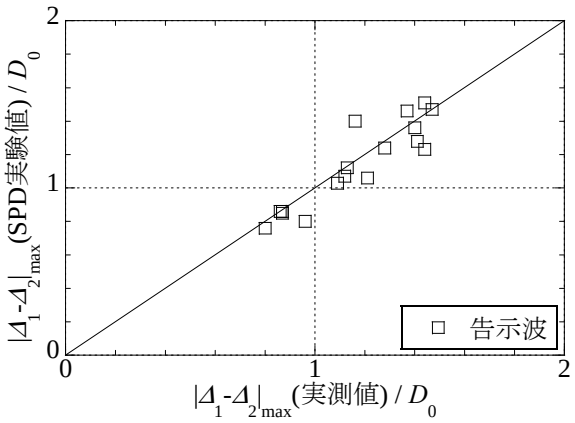
$T_{e2}<T_p<T_{e1}$の場合　$0.4D_0\leqq|\Delta_1-\Delta_2|_{max}<1.4D_p$ (6.9)

$T_p<T_{e2}<T_{e1}$の場合　$|\Delta_1-\Delta_2|_{max}\leqq 2.0D_p$ (6.10)

この分布傾向は図6.12に示すT_pとT_{e1},T_{e2}の関係による$|\Delta_i|_{max}$の推移及び, 図6.13に示すような代表的な変位波形から理解される. $T_{e2}<T_{e1}<T_p$の時, 両試験体とも変形が小さいため衝突の可能性は低い. $T_{e2}<T_p<T_{e1}$の時, 等価周期T_{ei}がパルス周期T_pより大きい試験体がパルス地動変位D_pと同程度まで大きく変形することで$|\Delta_1-\Delta_2|_{max}$も増大し, 衝突の可能性が高まる. $T_p<T_{e2}<T_{e1}$の時, 両試験体ともに変形が大きく, 加振中にはほぼ同位相で振動しているため衝突の可能性が低いが, 自由振動中に逆位相となることで$|\Delta_1-\Delta_2|_{max}$は大きくなり, 衝突の可能性が高くなる. なお, SPD則で求めた$|\Delta_1-\Delta_2|_{max}$を線形の時刻歴応答解析から求めた$(\Delta_1-\Delta_2)_{max}$と比較し, 概ね精度よく推定できることを別途確認している.



(a) パルス波



(b) 告示波

図 6.11　実験結果による SPD 則の精度検証

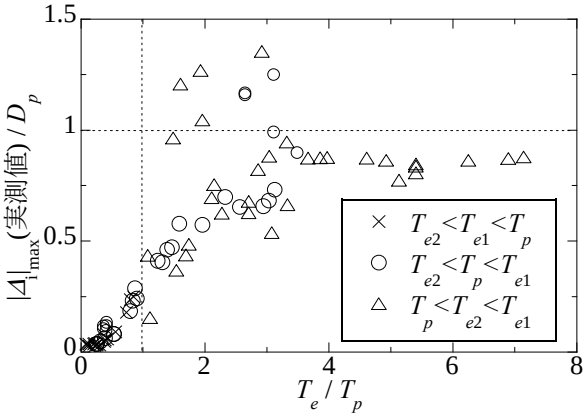
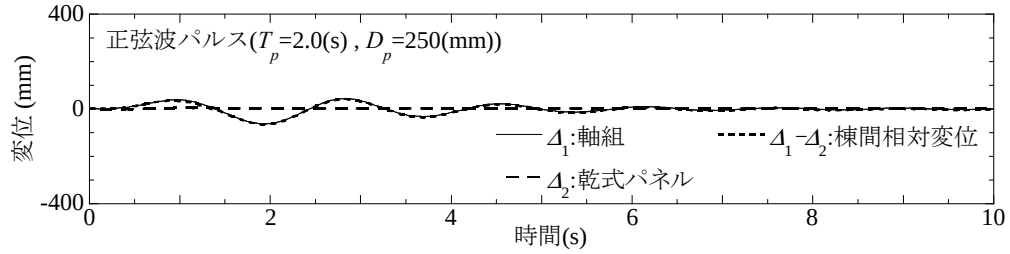
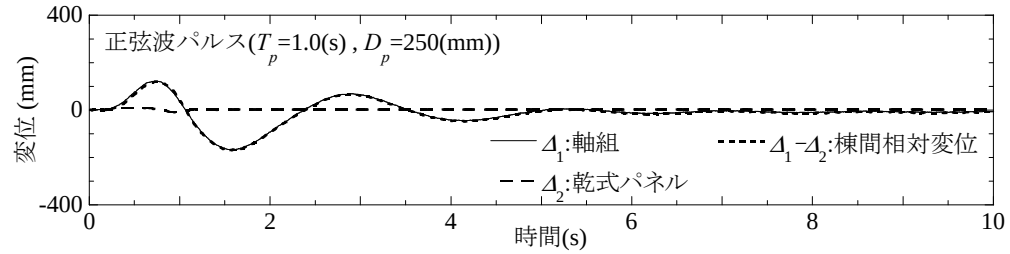


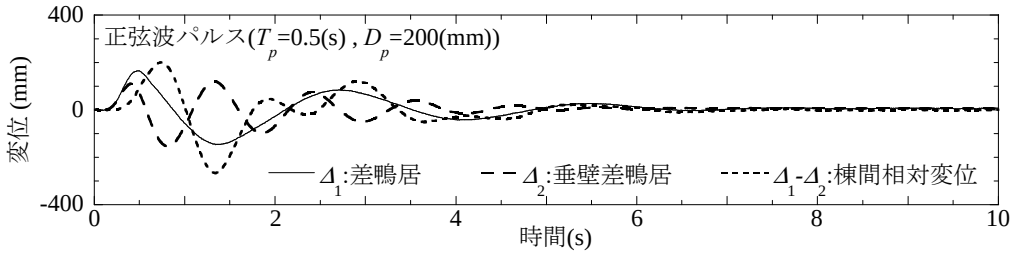
図 6.12　最大応答変位と等価周期の関係



(a) $T_{e2} < T_{e1} < T_p$ の場合



(b) $T_{e2} < T_p < T_{e1}$ の場合



(c) $T_p < T_{e2} < T_{e1}$ の場合

図6.13　非衝突実験によるパルス波に対する応答変位の例

6.3.4　衝突挙動評価解析モデルの構築

本節では，衝突挙動を検討可能な非線形時刻歴解析モデルについて説明し，衝突実験のシミュレーション解析を行う．

(A)　衝突を考慮した非線形時刻歴解析モデルの構築

衝突解析モデルは図6.14(a)に示すように1自由度系モデルをクリアランスを設けて複数棟並列させたモデルとし，棟間相対変位(Δ_1-Δ_2)がクリアランスを超過した時に働く図6.14(b)に示すような衝突ばねを設ける．衝突時に働く外力Pは衝突ばね剛性K_pと反撥係数eをパラメータにして式(6.11), (6.12)で与える．

$$P = K_p(\Delta_1 - \Delta_2) + c_p(\dot{\Delta}_1 - \dot{\Delta}_2) \tag{6.11}$$

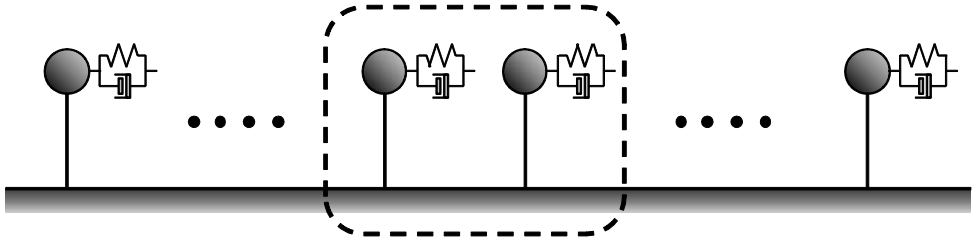
$$h_p = -\ln(e)/\sqrt{\pi^2 + (\ln(e))^2} \tag{6.12}$$

ここで，c_p,h_pは衝突時の減衰係数及び減衰定数である．

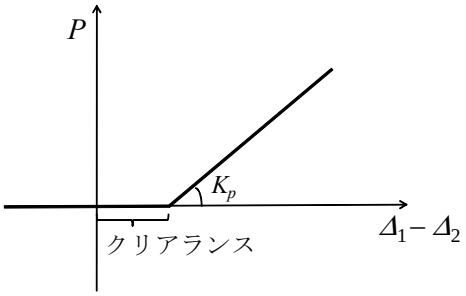
(B)　シミュレーション解析

衝突解析モデルの検証として衝突実験のシミュレーション解析を行う．対象はCASE1の軸組・下見板の組合せとし，入力波は正弦波パルスT_p=1.0sとする．衝突ばねのパラメータは衝突実験の結果と6.3.4項(C)のパラメータスタディーの結果を参考にして決定する．衝突バネ剛性K_pは，図6.5のような衝突荷重-変形関係を完全弾塑性型に近似した場合の初期剛性から10~20kN/mmと推定される．また，反撥係数eは，衝突前後の試験体の速度変化から0.1~0.5と推定される．時刻歴解析にはNewmarkのβ法を用いる．時刻歴解析モデルは図6.14(c), (d)に示すように，各建物を1自由度系とし，建物の復元力特性は図6.15に示すようにBi-linear型とSlip型と線形ばねの重ね合わせで与える[6.8]．この復元力特性は，単純でモデル化しやすく，ピンチングといった木質構造物の復元力特性に特徴的な現象を再現できる．Slip型はトリリニアの骨格曲線を有する．また，除荷時にはSlip型の第一勾配K_{s1}で戻る．正負の最大応答後にSlip型が荷重0となる変位を記憶させ，以降の応答時にはその変位から荷重の増大が始まるようにする．はじめに，非衝突ケースのシミュレーション解析を行い，図6.16に示すように荷重－変形角関係が概ね整合するように表6.2に示す各試験体の復元力特性のパラメータを定める．特に，骨格曲線の形状とBi-linear型の履歴吸収面積が等しくなるように設定する．

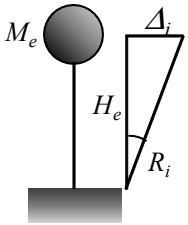
衝突ケースのシミュレーション解析結果を実験結果と比較して図6.17および図6.18に示す．図6.17の荷重－変形角関係では，衝突時の層間変形角が若干異なるが，解析結果は実験結果を概ね模擬している．図6.18(a)は衝突時刻近辺の衝突荷重を示しており，衝突時刻と衝突継続時間を概ね模擬している．図6.18(b), (c)の加速度波形では衝突による瞬間的な加速度の増大や衝突後の応答性状を十分良く模擬している．図6.18(d)の棟間相対変位では，衝突後の振幅を解析ではやや大きめに評価している．これらより，衝突中及び衝突後の挙動を概ね再現できている．



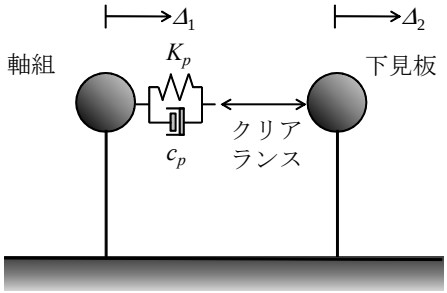
(a) 衝突解析の例



(b) 衝突ばね復元力特性

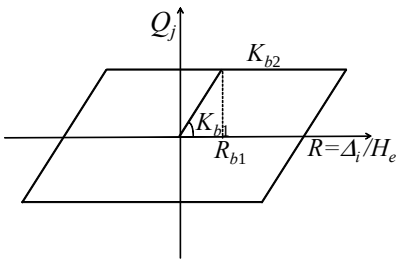


(c) 1 自由度系モデル

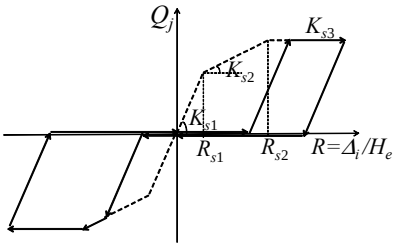


(d) CASE1 モデル

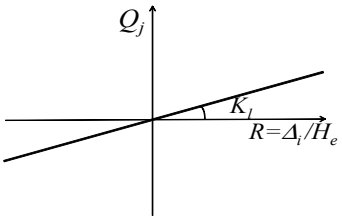
図 6.14　衝突解析モデル



(a)　Bi-linear型



(b)　Slip型

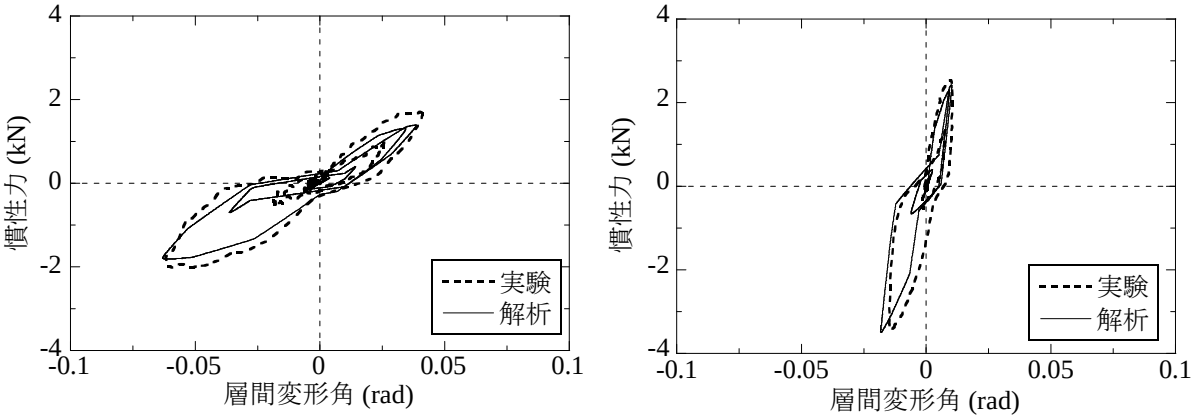


(c)　線形ばね

図 6.15　時刻歴解析モデル

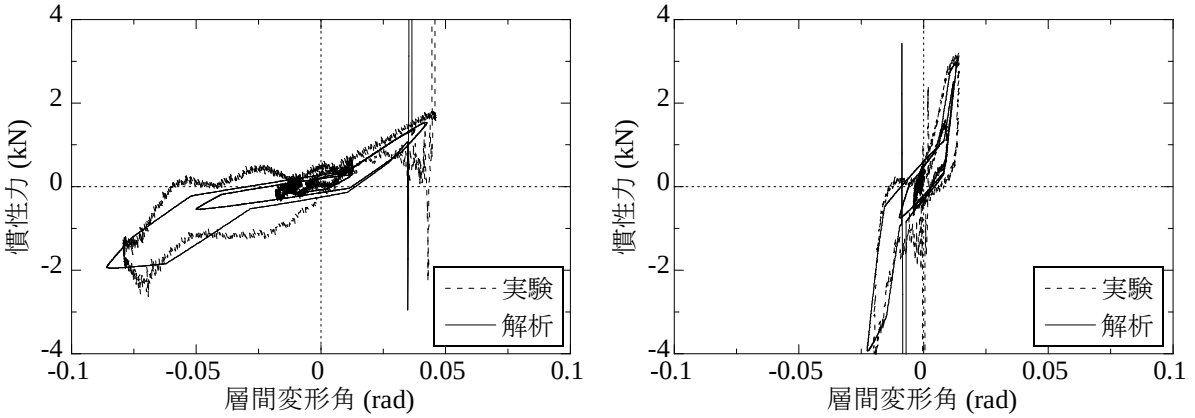
表 6.2　復元力特性のパラメータ

	質量	高さ	初期減衰定数	Bi-linear型		
				第1勾配	第2勾配	第1折れ点
	M_e(kg)	H_e(mm)	h_0	K_{b1}(kN/mm)	K_{b2}(kN/mm)	R_{b1}(rad)
軸組	1124.5	2625	0.03	0.0082	0	0.005
下見板	1155.5	2625	0.03	0.0434	0	0.002
	Slip型					線形ばね
	第1勾配	第2勾配	第3勾配	第1折れ点	第2折れ点	勾配
	K_{s1}(kN/mm)	K_{s2}(kN/mm)	K_{s3}(kN/mm)	R_{s1}(rad)	R_{s1}(rad)	K_l(kN/mm)
軸組	0.012	0.0053	0	0.025	0.050	0.0038
下見板	0.130	0.0455	0	0.002	0.007	0.0266



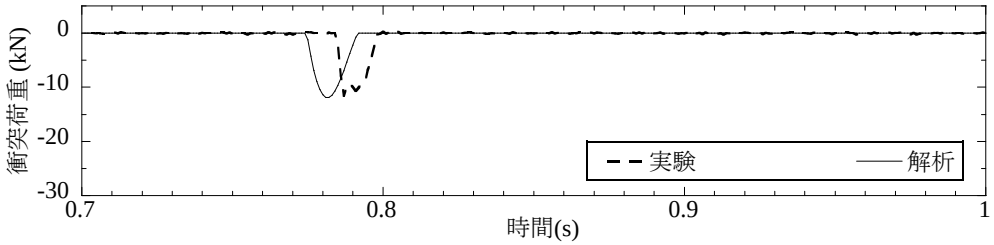
(a) 軸組　　(b) 下見板

図 6.16　荷重 - 変形角関係の非衝突解析結果と実験結果の比較

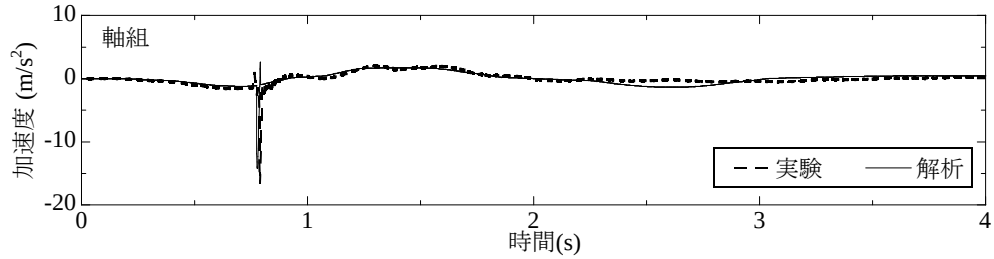


(a) 軸組　　(b) 下見板

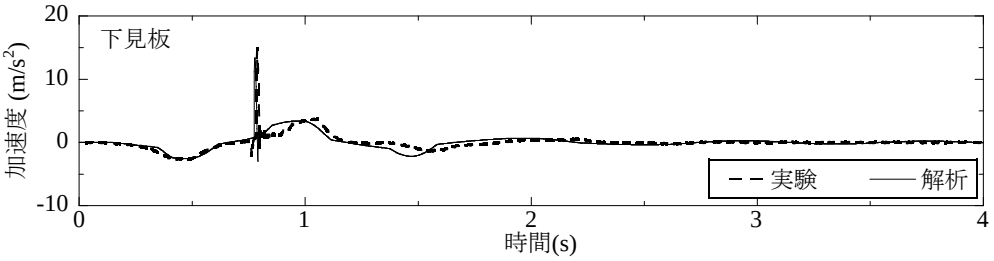
図 6.17　荷重 - 変形角関係の衝突解析結果と実験結果の比較



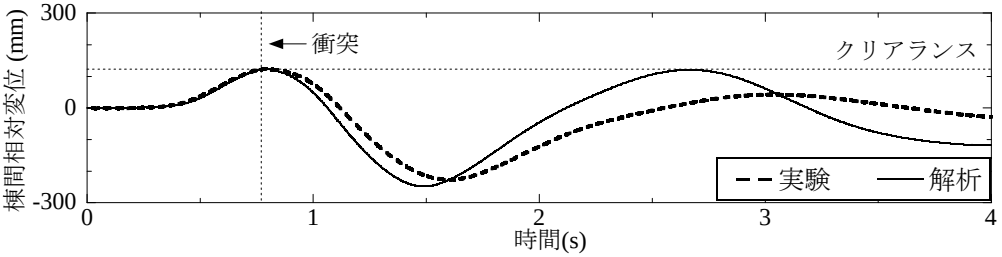
(a) 衝突荷重



(b) 加速度(軸組)



(c) 加速度(下見板)

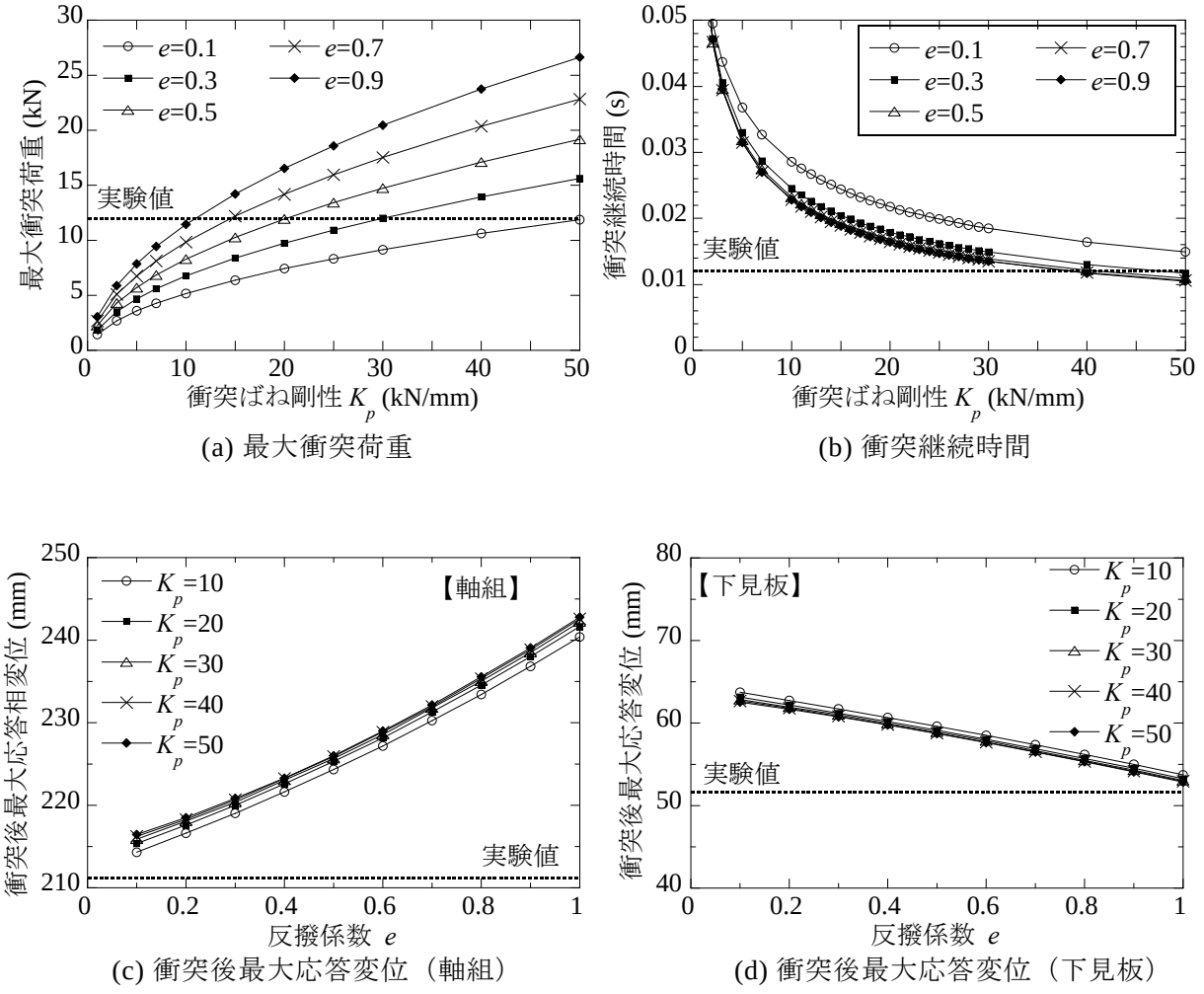


(d) 棟間相対変位

図6.18　時刻歴波形の衝突解析結果と実験結果の比較

(C)　衝突ばねの設定が応答解析結果に及ぼす影響

図6.19は前項の衝突ケースにおける衝突ばねの剛性K_pと反撥係数eをパラメータとし，衝突時の最大衝突荷重，衝突継続時間及び衝突後の最大応答変位への影響を検討する．衝突ばね剛性K_pは，図6.19(a),(b)に示すように，最大衝突荷重及び衝突継続時間に影響するが，図6.19(c),(d)に示すように軸組試験体や下見板試験体における衝突後の最大応答変位への影響は小さい．また，反撥係数eは，最大衝突荷重には影響するが，衝突継続時間への影響は大きくない．そして，図6.19(c),(d)に示すように衝突後の各試験体の最大応答変位についても最大でも30mm以内の差であり，予測には大きな影響を及ぼさないことがわかる．すなわち，衝突が生じた場合の損傷度予測を，各建物の最大応答変位に基づいて行う場合，K_p及びeの設定で多少の誤差が生じていても大きく影響しないと考えられる．なお，K_pは建物の最大応答変位に大きくは影響しないこと，実験結果より概ね10~20 kN/mmであることから0~50 kN/mmでの検討結果を示す．



(a) 最大衝突荷重　　(b) 衝突継続時間

(c) 衝突後最大応答変位（軸組）　　(d) 衝突後最大応答変位（下見板）

図 6.19　衝突ばねのパラメータスタディ

6.4 まとめ

本章では，隣接建物の衝突を考慮した耐震性能の評価を可能とするため，隣接建物相互の衝突可能性の簡略的な評価法の構築および，衝突の可能性がある場合に衝突による影響を検討可能な解析モデルの構築を行った．まず，近接させて設置した 2 体の単位軸組架構に正弦波パルス，Ricker wavelet および告示波を入力して衝突させる振動台実験を行い，実験結果を基に衝突挙動を分析した．次に，実験結果および数値解析結果に基づいて，パルス性地震動の特性値を用いた衝突可能性の評価式を構築した．最後に，衝突時の挙動を評価可能なシミュレーション解析モデルを構築し，解析モデルの有効性を検討するために建物間の衝突ばねのパラメータスタディを行った．

本章で得られた結果を以下にまとめる．

1) 衝突回数は，多数回衝突する告示波の場合に比べて，パルス波入力の場合は1，2回と少ない．衝突時には，瞬間的に高レベルの加速度が建物に生じるが，衝突継続時間は0.01～0.03秒程度と短い．
2) パルス波入力に対して，2棟の等価固有周期と入力波のパルス周期との大小関係に従って，最大棟間相対変位を簡略的に評価し，衝突可能性を評価する方法を提示した．
3) 衝突後の最大応答変位の評価を解析モデルを用いて行う場合には，衝突バネの設定が評価結果に及ぼす影響は大きくないことを確認した．

第 6 章の参考文献

6.1) 京都市 : 京都市第3次地震被害想定 報告書, 2003.10.

6.2) 笠井和彦, Tran. B. T. : A simplified method to predict peak value and trend of seismic relative motion between adjacent buildings (地震時における隣接建物間の相対変位の最大値やその傾向の簡易予測法), 日本建築学会構造系論文集, No.582, pp.47-55, 2004.8.

6.3) 国土交通省建築研究所 : 改正建築基準法の構造関係規定の技術的背景, ぎょうせい, 2001.

6.4) 国土交通省住宅局建築指導課 他 : 2001年 度版限界耐力計算法の計算例とその解説, 工学図書株式会社, 2001.

6.5) 林康裕 : 性能等価応答スペクトルに基づく建築物の地震荷重評価, 第11回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.651-656，2002.11.

6.6) 鈴木恭平，川辺秀憲，山田真澄，林康裕 : 断層近傍のパルス性地震動特性を考慮した設計用応答スペクトル，日本建築学会構造系論文集，No.647，pp.49-56，2010.1.

6.7) 柴田明徳 : 最新耐震構造解析，森北出版，1981.

6.8) 荒木康弘，腰原幹雄，大橋好光，坂本功 : 断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，No.579，pp.79-85，2004.5.

第 7 章　伝統木造建物の耐震性能評価

7.1　はじめに

内陸地殻内地震の震源近傍で発生するパルス性地震動に対して,伝統木造建物の被害から守るために,多数の伝統木造建物の中から効率的に耐震性能の低い建物を選び出すための耐震性能評価法が望まれる. そこで本研究では, 常時微動計測で得られる固有振動数を用いた簡便な耐震性能評価法の構築を目的としている. 本耐震性能評価法が実現できれば, 耐震性能が低い, すなわち詳細な耐震診断が必要な建物を効率よく選び出すことができる.

本章では, 前章までに得られた結果に基づいて, 動的変形特性を用いた簡便な最大応答評価手法を構築し, 実建物に本評価手法を適用する. 本章の構成を以下に示す. 7.2節では, 実建物に適用可能な動的変形特性の評価式を地震観測結果, 前章までに示した振動台実験結果, 静的加力実験結果より構築する. 7.3節では, 既往の実建物の震動台実験結果より, 本研究で提案した動的変形特性の評価式を用いた最大応答評価法の精度を検証する. 最後に, 京都市内に実存する建物に対して最大応答評価を行うことにより簡易に耐震性能を評価する. 7.4節では, 本章のまとめを述べる.

7.2　動的変形特性の評価式

7.2.1　動的変形特性の評価式の構築

本節では, 前章までに求めた結果に基づいて伝統木造建物における固有振動数の動的変形特性を評価する．図 7.1 には，東本願寺御影堂[7.1)]，京町家 3 棟[7.2)]の地震観測および第 5 章で求めた 2 層軸組架構・第3章で求めた単位軸組架構の振動台実験より得た固有振動数の動的変形特性を示す. ただし, 等価固有振動数f_eは, 地震観測結果, 振動台実験ともに建物の振動中の加速度のフーリエスペクトル比のピークとなる振動数から求めている．東本願寺御影堂，京町家3棟については，水平 2 方向の計測結果を独立に 2 つの計測結果として図中に示している．

文献7.1)で示されている東本願寺御影堂の変形角Rは，五重梁で計測された加速度を積分して変位にし，地表面に対する最大相対変位を求め，高さ 32m で除して求めている．1 次の固有振動数は，NS, EW 方向ともに 0.8Hz であった．文献 7.1)で用いられている 2003 年 4 月から 2005 年 1 月までの地震観測記録のうち，2004 年 9 月 5 日 23 時 57 分に三重県南東沖(東海道沖)で発生した Mw=7.4 の地震時に計測震度が 3.3 で最大を記録し，NS 方向で最大地動速度は 2.2cm/s，最大相対変位は 2.6cm を記録した．

文献7.2)で示されている京町家3棟の変形角Rは，小屋位置で計測された加速度を積分して変位にし, 地表面に対する最大相対変位を求め, 観測点高さで除して求めている. 2棟は京町家の典型的な特徴である細長い平面形状と通り庭を有しており，並進となる 1 次の固有振動数は，桁行き方向で 2.2Hz および 2.7Hz，張り間方向で 5.3Hz および 4.6Hz であった．1 棟は郊外型の町家であり，1 次の固有振動数は，弱軸方向で 6.4Hz，強軸方向で 7.4Hz であった．文献 7.2)では，各建物で観測開始時期は異なるが，概ね 2004 年から 2005 年に得られた計測記録を用いられている．計測震度が最大となった地震動は，建物によって異なり，東本願寺御影堂と同様に 2004 年 9 月 5 日 23 時 57 分に三重県南東沖(東海道沖)で発生した地震時ないしは，2004 年 12 月 1 日 23 時 30 分に京都府南部で発生した M=4.0 の地震時であった．

2 層軸組架構の変形角Rは，天井床と柱脚の変位の差を天井梁下端から柱脚までの高さで除して求めている．単位軸組架構の変形角Rについては，第 3 章に示す通りである．

以上の地震観測および振動台実験結果より，変形角Rが 1/1000rad から 1/10rad について，動的変形特性を式(7.1)によって評価することを考える．

$$f_e / f_0 = (f_{1/1000} / f_0) \cdot (f_e / f_{1/1000}) = b\{a \log_{10}(R \cdot 10^3) + 1\} \tag{7.1}$$

式(7.1)は$(f_{1/1000} / f_0)$と$(f_e / f_{1/1000})$の積により表される. $(f_{1/1000} / f_0)$は，1/1000rad での等価固有振動数f_eの固有振動数f_0に対する低下量であり，式(7.1)ではbで与える．図 7.1 より，京町家は 1/1000rad のときに約 0.6 倍に低下していることが分かるため，図 7.1 ではb=0.60 を代入するが，bは建物によって変化させることが可能である．一方, $(f_e / f_{1/1000})$は，第 4 章で求めた静的加力実験から求めた動的変形特性と等しく, 図7.1では全壁試験体7体の動的変形特性の平均値の回帰式から求めたa=-0.41 を代入する．

7.2.2　ベースシア係数

本項では等価1自由度系のせん断型モデルを考え，前項の式(7.1)で評価した動的変形特性から求めたベースシア係数C_bを確認する．式(7.1)の動的変形特性の変形角Rは，建物頂部と柱脚の相対変形角であるが，本検討では等価1自由度系の変形角Rと等しいと見なして検討を進める．等価1自由度系のせん断力Qを式(7.2)により求める．

$$Q = m_e(2\pi f_e)^2 RH_e \tag{7.2}$$

ここで，m_eは等価質量，H_eは等価高さである．せん断力Qを総重量mgで割った値をベースシア係数C_bと定義すれば，C_bは式(7.3)のように表される．

$$C_b = Q/(mg) = \mu(2\pi f_e)^2 RH_e / g \tag{7.3}$$

ここで，mは総質量，μは有効質量比であり，$\mu = m_e/m$とする．

図7.2では，固有振動数f_0=4Hz, 有効質量比μ=0.9, 等価高さH_e=4.5mの場合について，式(7.1)を式(7.3)に代入して求めたC_bを示す．ただし，式(7.1)は1/10radまでの静的水平加力実験の動的変形特性の平均値より求めているため，1/10rad以降の結果は点線で示している．同図より，C_bは変形角が0のときから単調に増加し，極大値を過ぎた後に減少していくことが分かる．

そこで，C_bの極大値をベースシア係数の最大値$C_{b\max}$とし，式(7.3)をRについて微分して$C_{b\max}$となるときのRを求めると式(7.4)となる．

$$R = 10^{-(3+1/a)} / e^2 \tag{7.4}$$

式(7.4)より，$C_{b\max}$となるときのRはaのみによって決定されることが分かる．有効質量比μ=0.9, 等価高さH_e=4.5m，a=-0.41, b=0.60の場合について，式(7.1), (7.4)を式(7.3)に代入すると式(7.5)のように近似することができる．

$$C_{b\max} \approx f_0^{\,2} / 40 \tag{7.5}$$

一方，文献7.3)では，京町家6棟の常時微動計測から得た固有振動数f_0と限界耐力計算の計算過程において求めた降伏ベースシア係数C_yとの関係を回帰することにより評価式(7.6)を提案している．

$$C_y = f_0^{\,2} / 60 \tag{7.6}$$

ただし，文献7.3)において降伏ベースシア係数C_yは，各構造要素の復元力特性の累加により1階の復元力特性を求め，変形角1/30radのときの復元力を総重量除して求められている．

図7.3では，f_0とC_yの関係について本研究で求めた式(7.5)と既往の研究で提案されている式(7.6)を比較して示す．同図には，既往のを算定するために用いられた京町家6棟（桁行，梁間）の結果も併せて示す．f_0が等しいとき，本研究で近似した$C_{b\max}$は文献7.3)で提案されているC_yの1.5倍である．これは，既往の研究ではC_yは設計値であるのに対し，本研究では$C_{b\max}$を実験値から算出していることが原因のうちの1つとして考えられる．

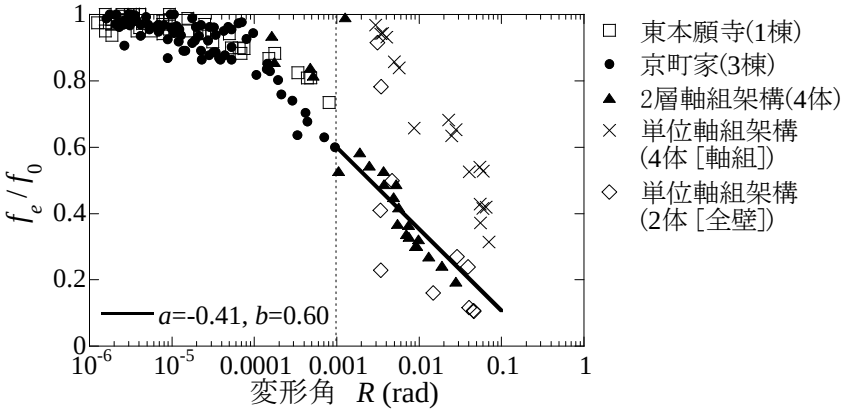


図 7.1　動的変形特性の評価式
（東本願寺:1 棟[7.1)]，京町家:3 棟[7.2)]，2 層軸組架構:4 体，単位軸組架構:6 体）

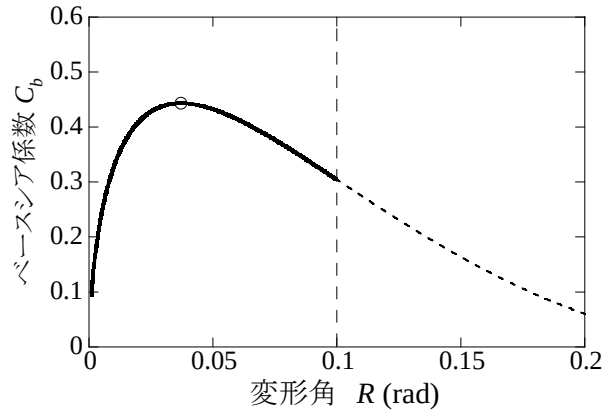


図 7.2　ベースシア係数 C_b と変形角 R の関係
(f_0=4Hz, μ=0.9, H_e=4.5m)

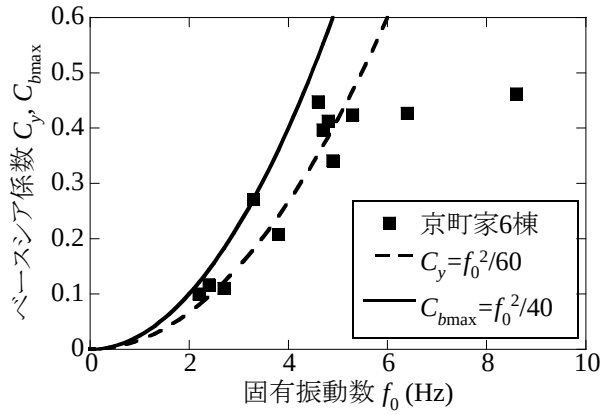


図7.3　降伏ベースシア係数 C_y およびベースシア係数の最大値 $C_{b\max}$
と固有振動数 f_0 の関係
（京町家 6 棟の調査結果[7.3)]と評価式の比較）

7.3　実建物の耐震性能評価

7.3.1　建物のモデル化と最大応答評価

実建物の耐震性能評価を評価するために,本項では建物のモデル化と最大応答評価の方法について説明する．図7.4には，建物のモデル化と最大応答評価のフロー図を示す．本節では，図中の(a)-(d)の4つの項目に分けて説明する．

(a)　2自由度系のせん断型モデルへの置換

伝統木造建物の各層の最大応答変形角を簡便に評価するために，伝統木造建物を図7.5(a)に示す2自由度系のせん断型モデルに置換する．本研究では，文献7.6)の性能等価加速度応答スペクトルの考えに基づき最大応答変形角の評価を行う．また，第5章で2層軸組架構の各階の最大層間変形の比は，常時微動計測から得られた1次モードの振幅比より概ね評価可能であることを示した．本研究では簡略的な耐震診断法の構築を目指すため，非線形時も線形時の1次モードで振動していると仮定する．図7.5(b)に示す等価1自由度系のせん断型モデルに縮約する際，等価周期，等価高さを求めるために1次モードの振幅比がu_2/u_1必要になる．2階床および天井床の2点で常時微動計測を行っている場合は，それらのフーリエスペクトル比の1次のピークの比をu_2/u_1とみなすこととする．本評価法では，1階の階高H_1, 2階の階高H_2および1階上半分と2階下半分の質量比m_2/m_1，1次モードの振幅比u_2/u_1のみを必要とするため，文献7.4)，文献7.5)と異なり1階上半分と2階下半分の質量m_1, 2階上半分と小屋組の質量m_2をそれぞれ求める必要はない．

常時微動計測結果からu_2/u_1を得ることができない場合については，質量比m_2/m_1および1階と2階の剛性の比k_2/k_1を仮定し，u_2/u_1を求めることとする．この場合に関してもm_1, m_2, k_1, k_2をそれぞれに求める必要はない．以下に算定式を示す．

2自由度系の1次モードが零ベクトルにならないためには式(7.7)となる必要がある．

$$\left| -\omega_0^{\,2}\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1+k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \right| = 0 \tag{7.7}$$

ここで，ω_0は固有円振動数である．式(7.7)を解けば式(7.8)が求まる．

$$\omega_0^{\,2} = \frac{\{m_1k_2 + m_2(k_1+k_2)\} \pm \sqrt{\{m_1k_2 + m_2(k_1+k_2)\}^2 - 4m_1m_2k_1k_2}}{2m_1m_2} \tag{7.8}$$

1次モードの振幅比u_2/u_1は式(7.8)より式(7.9)のように求まる．

$$u_2/u_1 = (-m_1\omega_0^{\,2} + k_1 + k_2)/k_2 \tag{7.9}$$

質量比m_2/m_1および剛性比k_2/k_1を式(7.10)で与える．

$$m_2/m_1 = p,\ k_2/k_1 = q \tag{7.10}$$

式(7.10)を式(7.8)に代入すると式(7.11)が求まる.

$$\omega_0^{\,2} = \frac{(p\cdot q+p+q)\pm\sqrt{(p\cdot q+p+q)^2-4\cdot p\cdot q}}{2\cdot p}\cdot\frac{k_1}{m_1} = A\cdot\frac{k_1}{m_1} \tag{7.11}$$

ここで，A は式(7.12)とする.

$$A=\frac{(pq+p+q)-\sqrt{(pq+p+q)^2-4pq}}{2p} \tag{7.12}$$

式(7.12)を式(7.9)に代入すると式(7.13)により u_2/u_1 が求まる.

$$u_2/u_1=(-A+1+q)/q \tag{7.13}$$

m_2/m_1 および k_2/k_1 から式(7.13)により求めた u_2/u_1 を常時微動計測結果から u_2/u_1 が求まらない場合は用いることとする.

(b) 等価１自由度系のせん断型モデルへの縮約

応答スペクトル法に適用するためには，図7.5(b)のような等価1自由度系のせん断型モデルへ縮約する必要がある. 本検討では，1次モードで振動していると仮定し，等価1自由度系のせん断型モデルの等価質量 m_e は式(7.14)より求まる.

$$m_e=\frac{(m_1u_1+m_2u_2)^2}{m_1u_1^{\,2}+m_2u_2^{\,2}}=\frac{\{1+p\cdot(u_2/u_1)\}^2}{1+p\cdot(u_2/u_1)^2}\cdot m_1 \tag{7.14}$$

よって有効質量比 μ は，式(7.15)のように求まる.

$$\mu=\frac{m_e}{(m_1+m_2)}=\frac{\{1+p\cdot(u_2/u_1)\}^2}{\{1+p\cdot(u_2/u_1)^2\}\cdot(1+p)} \tag{7.15}$$

等価高さ H_e は式(7.16)のように求まる.

$$H_e=\frac{m_1u_1H_1+m_2u_2(H_1+H_2)}{m_1u_1+m_2u_2}=\frac{H_1+p\cdot(u_2/u_1)\cdot(H_1+H_2)}{1+p\cdot(u_2/u_1)} \tag{7.16}$$

(c) 最大応答変形の算出

等価1自由度系のせん断型モデルの最大応答変形 $D_{e\max}$ は，性能等価加速度応答スペクトル S_{ae} を用いた応答スペクトル法により算出する.

性能等価加速度応答スペクトル S_{ae} は式(7.17)により求める.

$$S_{ae}=(2\pi f_e)^2RH_e/F_h \tag{7.17}$$

ここで，f_eは等価固有振動数，Rは等価1自由度系の変形角，H_eは等価高さ，F_hは減衰補正係数である．等価固有振動数f_eは前節で評価した動的変形特性f_e / f_0により求める（式(7.18)）．

$$f_e / f_0 = b\{a \log_{10}(R \cdot 10^3) + 1\} \tag{7.18}$$

ここで，f_0は固有振動数であり，本研究ではa=-0.41, b=0.60とする．

減衰補正係数F_hは，式(7.19)を用いる．

$$F_h = (1 + 0.05\alpha)/(1 + h_e \cdot \alpha) \tag{7.19}$$

ここで，h_eは等価減衰定数である．式(7.19)のαは，平成12年建設省告示第1457号では過去の地震記録から求めた経験式であるα=10が用いられる．一方，文献7.7)では正弦波パルス入力の理論式として$\alpha=n\pi$が提案されている。ここでnは波数であり、1波の場合n=1である．本章では，パルス性地震動であることを考慮して，$\alpha=\pi$として検討を行う．

等価減衰定数h_eの振幅依存性は，$\alpha=\pi$のとき，α=10に比べてF_hは1に近づくため，h_eの変化が最大応答評価に与える影響は大きくない．そこで，等価減衰定数h_eは平成12年建設省告示第1457号に基づく式(7.20)を用いる．

$$h_e = 0.05 + 0.2 \cdot \left[1 - 1/\left\{\max\left(\sqrt{R / R_y}, 1\right)\right\}\right] \tag{7.20}$$

ここで，本研究ではR_y=1/100radとして用いる．

本研究では，S_a-S_dスペクトルとS_{ae}スペクトルの交点を求め，減衰補正F_hを行うことで等価1自由度系のせん断型モデルの最大応答変位$D_{e\max}$を求める．

(d)　各層の最大層間変形角の算出

等価1自由度系のせん断型モデルから，2自由度系のせん断型モデルの各層の最大応答変形角は$D_{1\max}$, $D_{2\max}$を式(7.21), (7.22)により求める．

$$D_{1\max} = \beta u_1 D_{e\max} \tag{7.21}$$

$$D_{2\max} = \beta u_2 D_{e\max} \tag{7.22}$$

ここで，βは1次の刺激係数であり，式(7.23)で表される．

$$\beta = \frac{m_1 u_1 + m_2 u_2}{m_1 u_1^{\,2} + m_2 u_2^{\,2}} \tag{7.23}$$

$D_{1\max}$, $D_{2\max}$を各層の高さH_1, H_2で割ることにより各層の最大層間変形角$R_{1\max}$, $R_{2\max}$が求まる．

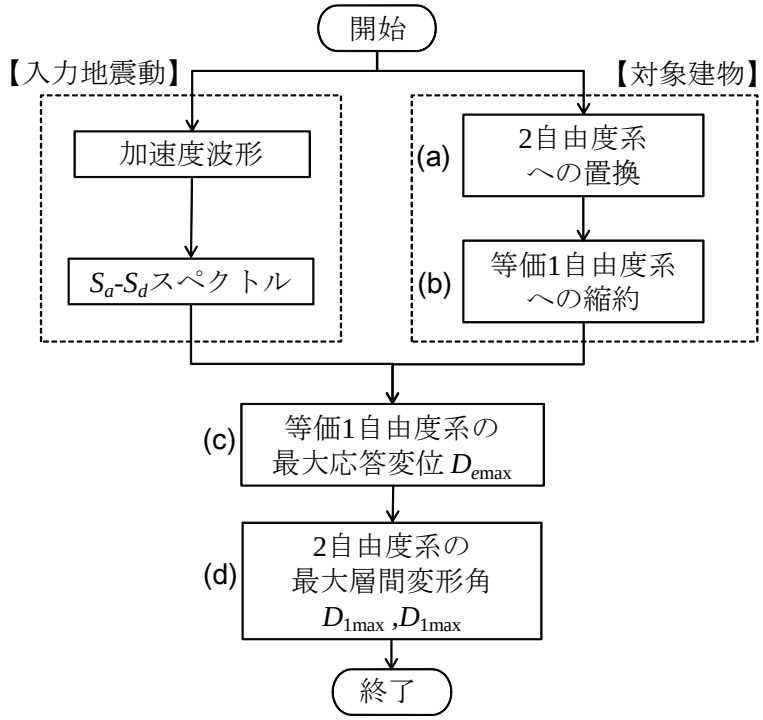
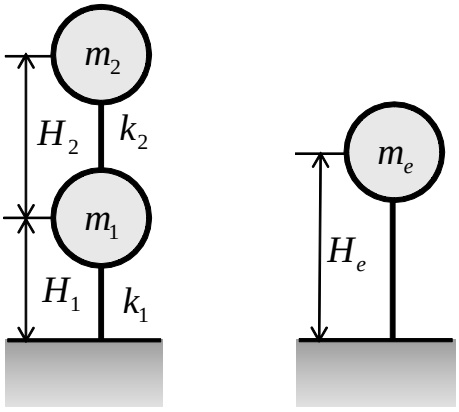


図 7.4　建物のモデル化と最大応答評価のフロー



(a)　2 自由度系　　(b)　等価 1 自由度系

図 7.5　せん断質点系モデル

7.3.2　実建物の震動台実験による精度検証

本研究で提案した動的変形特性を用いた最大応答変形評価法の評価精度を検証するために, 実建物の震動台実験結果を用いて最大層間変形角の評価を行う．本項では，文献 7.8), 7.9)に示されている試験体を「都市近郊型試験体」，文献 7.11)~ 7.13)に示されている試験体を「京町家試験体」と称し，2 体に対して最大応答変形を評価した結果を示す.

(a)　都市近郊型試験体

文献 7.8), 7.9)に示されている対象とする新築の実大総 2 階建ての伝統木造建物である「都市近郊型試験体」の外観を写真 7.1 に，各階の平面図を図 7.6 に示す.「都市近郊型試験体」は，文献7.10)の地方型伝統木造建物より柱梁などの軸組断面が小さく, 特定の地域的な構造特性を持たない建物である. 試験体の最高高さは7.33m, 階高は1階が2.76m, 2階は2.60m, 総重量は470.8kNである. 試験体は礎石立ちとするが, 水平方向の移動は拘束しており, 上下方向の浮上りは150mmまで許容している．なお，階段や二次部材，非構造部材は用いていない．土壁の壁倍率を 1.5 とし，接合部の仕様規定を満たす場合，試験体は，建築基準法施行令および住宅の品質確保の推進等に関する法律における充足率を満足しており，偏心率も 0.3 以下である[7.8)].

入力地震動は，ステップ波，日本建築センター模擬波（基盤波）の BCJ-L2 波，1995 年兵庫県南部地震の神戸海洋気象台の 3 軸方向の変位振幅 100%（以下, JMA 神戸）が用いられている．本検討では，2 回入力されている JMA 神戸の 1 回目の加振結果を用いて精度検証を行う．震動台実験では，長手方向が NS 方向，短手方向が EW 方向となるように入力されているため，本評価では長手方向が NS 成分のみ, 短手方向が EW 成分のみが入力されると考えて評価を行う. なお, 本評価で用いた加速度波形は震動台上で得られた波形ではなく, 観測波形を入力している. JMA 神戸の NS, EW 方向の速度波形および減衰定数 h=0.05 の応答スペクトルを図 7.7 に示す.

実験時の損傷としては, JMA 神戸の入力前に実施された BCJ-L2 波 100%加振時には, 1 階壁表面の貫に沿って土壁のひび割れが発生しているが, 軸組の損傷は見受けられなかった. 本項で評価対象とする JMA 神戸では，多くの土壁や柱に剥落，ひび割れが生じた．なお，同加振回には柱脚の浮上りが確認されており，浮上り量が最大であった「い-壱」では約 116mm の浮上りが生じている[7.8)].

試験体の最大応答変形角を評価するために，文献 7.8), 7.9)に基づいて 7.3.1 項によるモデル化を行う．求めた質点系モデルの諸元を表 7.1 に示す．本試験体は実験開始前に常時微動計測が行われているため，長手方向および短手方向の固有振動数 f_0 を用いる．しかし，2 階床のみの計測であるため，常時微動計測結果から 1 次モードの振幅比 u_2 / u_1 を推定することができない．そこで，u_2 / u_1 は，7.3.1 項に記した通りに質量比 m_2 / m_1 および剛性比 k_2 / k_1 から求める．質量比 m_2 / m_1 は文献 7.8)より，剛性比 k_2 / k_1 は，長手，短手方向それぞれについて，2 階の全壁の長さを 1 階の全壁の長さで除して簡略的に推定する.

7.2節に従って求めた長手および短手方向のベースシア係数C_bを図7.8に示す. 同図より, ベースシア係数の最大値は, 長手方向で0.30, 短手方向で0.25と評価される. 文献7.8)の実験値から求めたベースシア係数の最大値は, 長手方向で0.67, 短手方向で0.55であり, 本研究の評価値は実験値を下回る. なお, 文献7.9)では土壁のみを耐力要素として, 偏心を考慮せずに算出した長手方向の1階の荷重変形関係から求まるベースシア係数の最大値は, 公益財団法人 日本住宅・木材技術センターによる「木造軸組工法住宅の限界耐力計算による設計の手引き」を用いた場合は約0.5, 一般財団法人 日本建築防災協会による「木造住宅の耐震診断と補強方法」を用いた場合は0.6程度であると報告されている. 本研究の目的は, ベースシア係数を評価することでなく, パルス性地震動に対する最大応答変形角を評価することであるため, 図7.8の結果に修正を加えずに最大応答変形を評価することとする.

以上の条件のもとに, JMA神戸の長手および短手方向の1階最大層間変形角を評価する. 図7.9には, 1階最大層間変形角R_{1max}の実験値と評価値を比較して示す. 同図には, 各構面のR_{1max}の平均値も併せて示す. 長手方向では, 実験値の平均値と評価値がほぼ一致している. 短手方向では, 実験値の平均値の7割程度でR_{1max}を評価している. しかしながら, 構面によって1層最大層間変形角R_{1max}の実験値が大きく異なり, 構面によってはR_{1max}を小さく評価していることが分かる. 文献7.8)では, 平面振動モードより, 建物全体は一体として振動しているため, 水平構面の柔床的なせん断挙動よりも捩れ振動成分が多く含まれていることが確認されている. 本研究で用いている限界耐力計算の計算過程である応答スペクトル法では, 各構面ごとの最大層間変形角を定量的に評価することができない. しかし, 文献7.4), 7.5)のように限界耐力計算を行っても同様に各構面ごとの最大層間変形角を定量的に評価することは難しいため, 本研究で提案している最大応答評価法は, 各構造要素を数え上げることなく非常に簡略的に1階最大層間変形角の平均値を評価している点で有用であると言える.

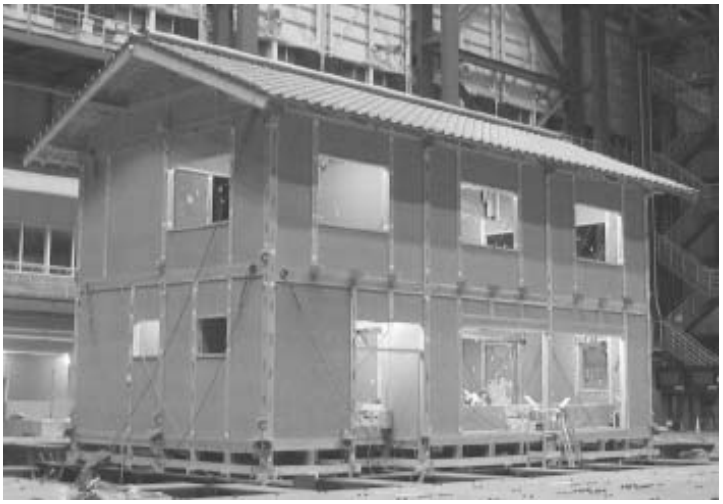
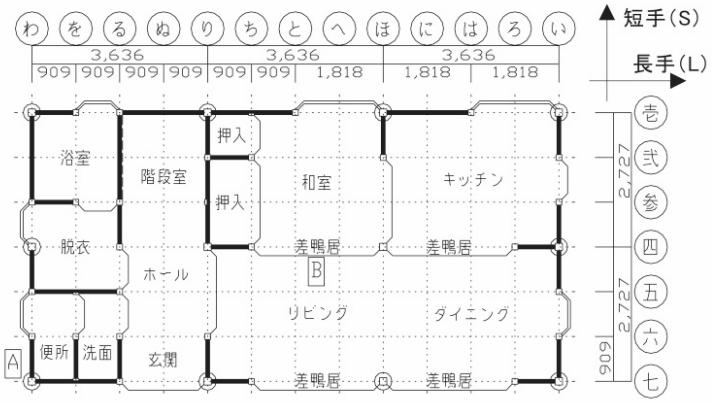


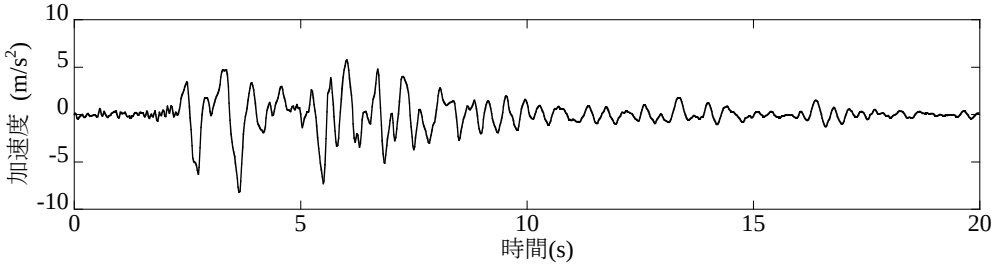
写真 7.1　試験体外観 [都市近郊型試験体][7.8)]

(a)　2 階平面図

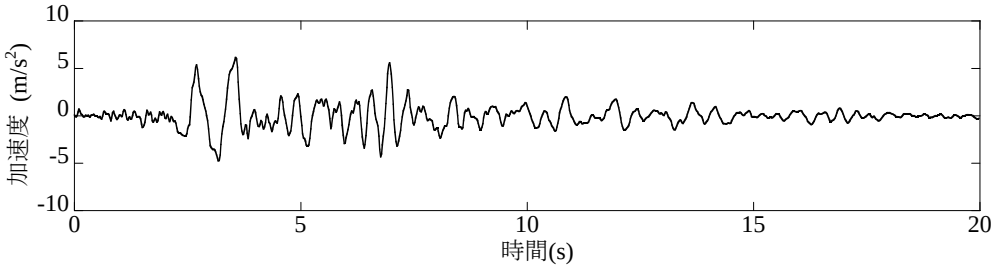


(b)　1 階平面図

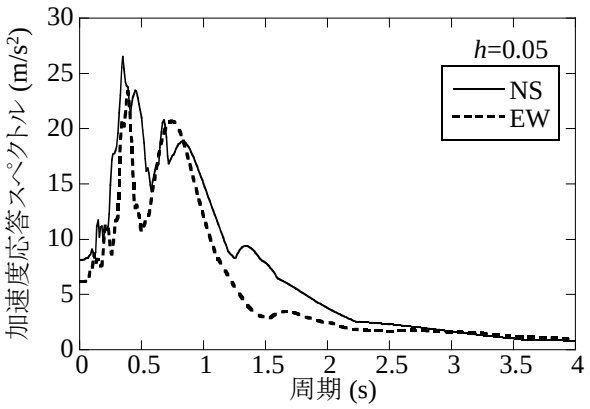
図 7.6　試験体の各階平面図 [都市近郊型試験体][7.8)]



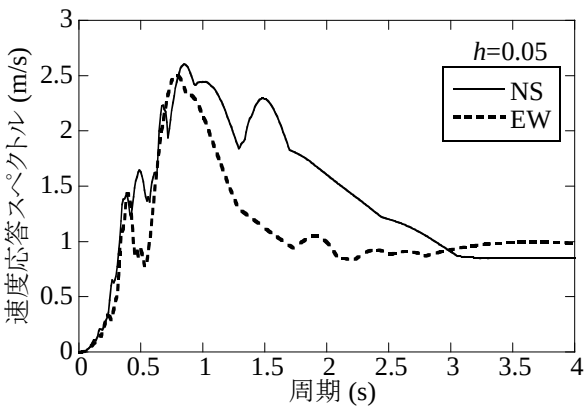
(a)　NS 方向 加速度波形



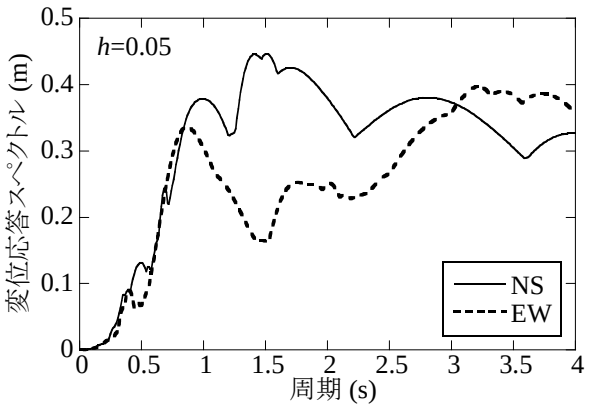
(b)　EW 方向 加速度波形



(c)　加速度応答スペクトル



(d)　速度応答スペクトル



(e)　変位応答スペクトル

図 7.7　JMA 神戸の時刻歴波形と応答スペクトル

表 7.1　モデルの諸元 [都市近郊型試験体]

	f_0	H_1	H_2	m_2/m_1	k_2/k_1	u_2/u_1	μ	H_e
	(Hz)	(m)	(m)	-	-	-	-	(m)
長手	3.3	2.76	2.60	0.785	0.824	1.69	0.935	4.25
短手	3.0				0.944	1.59	0.949	4.21

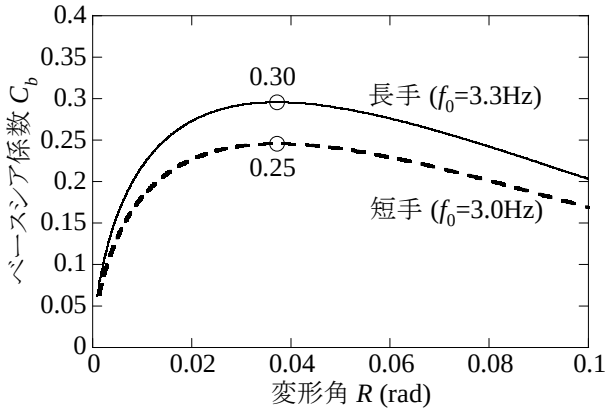
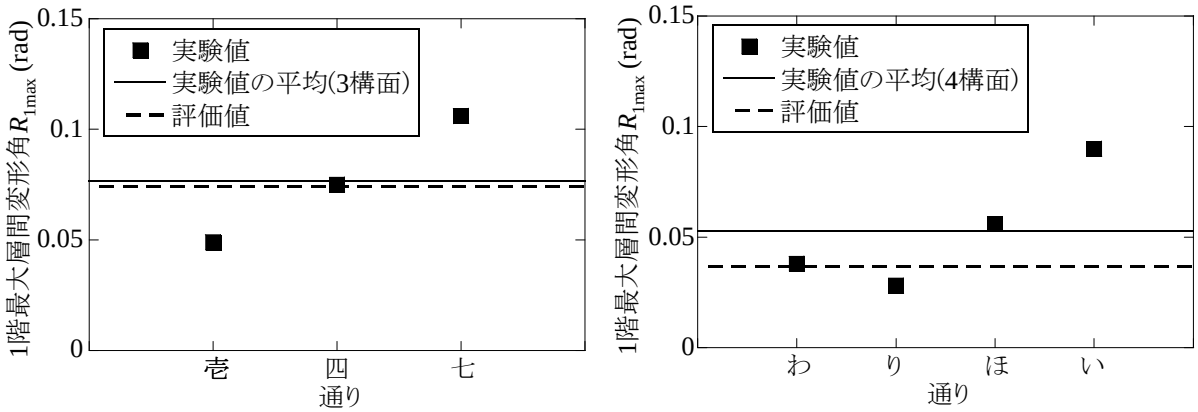


図 7.8　ベースシア係数 C_b と 変形角 R の関係[都市近郊型試験体]



(a)　長手方向 (f_0=3.3Hz) [JMA 神戸 NS]

(b)　短手方向 (f_0=3.0Hz) [JMA 神戸 EW]

図 7.9　1 階最大層間変形角 [都市近郊型試験体]

(b) 京町家試験体

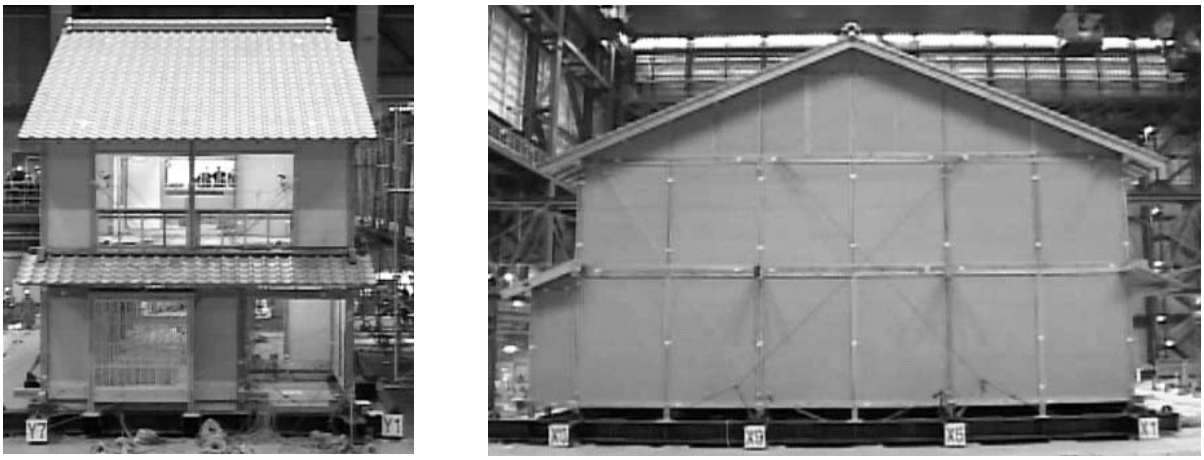
文献 7.11)~ 7.13)に示されている対象とする新築の「京町家試験体」の外観を写真 7.2 に，各階の平面図を図 7.10 に示す．試験体の最高高さは 8.24m，総重量は 271.8kN である．柱脚は石場建てとし，水平方向，上下方向に移動可能である．

入力地震動は，日本建築センター模擬波（基盤波）の BCJ-L2 波，1995 年兵庫県南部地震の神戸海洋気象台の 3 軸方向の変位振幅 100%（以下, JMA 神戸）が用いられている．本検討では, JMA 神戸(3 軸方向 100%)の加振結果を評価する．震動台実験では，長手方向が NS 方向，短手方向が EW 方向となるように入力されているため,「都市近郊型試験体」と同様に本評価では長手方向が NS 成分のみ，短手方向が EW 成分のみが入力されると考えて評価を行う．なお，本評価で用いた加速度波形は震動台上で得られた波形ではなく，観測波形を入力している．

実験時の損傷としては，JMA 神戸加振前までは，壁仕上げのひび割れ等軽微な損傷であった．JMA 神戸加振では, 柱脚が移動し, 礎石周囲を固定していた金物によって通し柱脚部の折損が生じた他，漆喰などの剥離やひび割れの増大が確認された．ただし，壁全体が剥落するなどの大きな損傷はなかった．なお, 試験体が長手方向（X 方向）に約 230mm, 短手方向（Y 方向）に約 100mm 移動した[7.11)]．

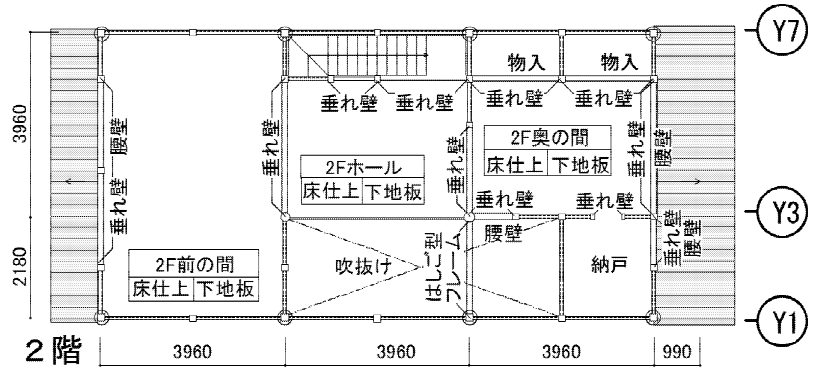
試験体の最大応答変形角を評価するために，文献 7.11)~ 7.13)に基づいて 7.3.1 項によるモデル化を行う．求めた質点系モデルの諸元を表 7.2 に示す．本試験体は実験開始前に常時微動計測が行われているため，長手方向および短手方向の固有振動数 f_0 を用いる．しかし，常時微動計測結果から 1 次モードの振幅比 u_2 / u_1 を推定することができない．そこで，u_2 / u_1 は，7.3.1 項に記した通りに質量比 m_2 / m_1 および剛性比 k_2 / k_1 から求める．質量比 m_2 / m_1 は試験体の 1 階と 2 階の質量比が明らかでなかったため，文献 7.11)により，建築基準法施行令 84 条の数値に基づいて計算された各階の地震力計算重量の比より求める．剛性比 k_2 / k_1 は，長手，短手方向それぞれについて，2 階の全壁の長さを 1 階の全壁の長さで除して簡略的に推定する．

7.2 節に従って求めた長手および短手方向のベースシア係数 C_b を図 7.11 に示す. 同図より, ベースシア係数の最大値は，長手方向で 0.64，短手方向で 0.18 と評価される．文献 7.12)において実験値から求めたベースシア係数の最大値は, 短手方向で約 0.42 であり, 本研究の評価値は実験値を下回る．なお，文献 7.11)では耐震要素を土壁，同小壁，荒壁パネル，同小壁，はしご型フレーム, 軸組として, 各耐震要素の復元力特性の加算により評価された 1/15rad でのベースシア係数は長手方向で 0.58，短手方向は 0.35 である．

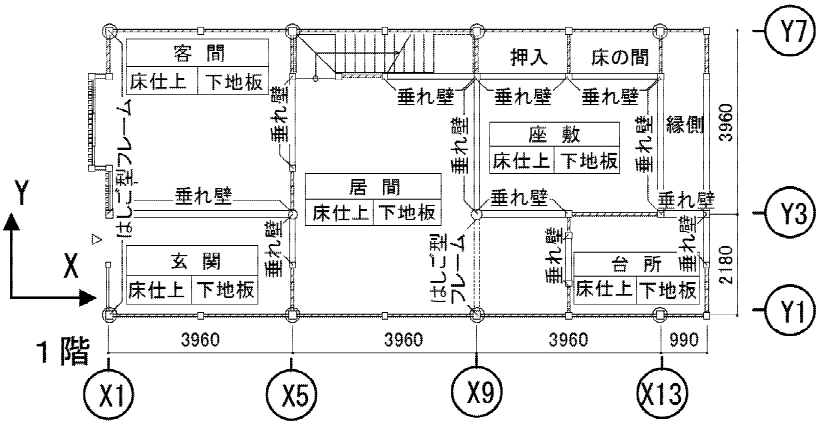


(a)　短手（桁行）方向　　(b)　長手（梁間）方向

写真 7.2　試験体外観 [京町家試験体][7.13)]



(a)　2階平面図



(b)　1階平面図

図 7.10　試験体の各階平面図 [京町家試験体][7.12)]

以上の条件のもとに，JMA 神戸の長手および短手方向の1階最大層間変形角R_{1max}を評価する．図 7.12 には，R_{1max}の実験値と評価値を比較して示す．同図には，各構面のR_{1max}の平均値も併せて示す．ただし，同図のR_{1max}は1階床を基準として算出されているため，柱脚の移動量は含まない．短手方向では，実験値の平均値の約 1.4 倍でR_{1max}を評価している．一方，長手方向では，実験値の平均値の約4倍でR_{1max}を評価している．これは，長手方向はベースシア係数が高く，柱脚の水平移動が生じて試験体の変形が進まなかったためであると考えられる．

表 7.2　モデルの諸元 [京町家試験体]

	f_0	H_1	H_2	m_2/m_1	k_2/k_1	u_2/u_1	μ	H_e
	(Hz)	(m)	(m)	-	-	-	-	(m)
長手	4.7	2.75	2.80	0.994	0.944	1.66	0.942	4.49
短手	2.5				1.21	1.49	0.962	4.42

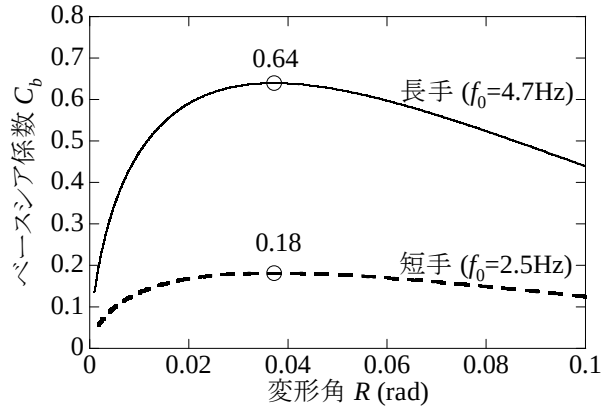
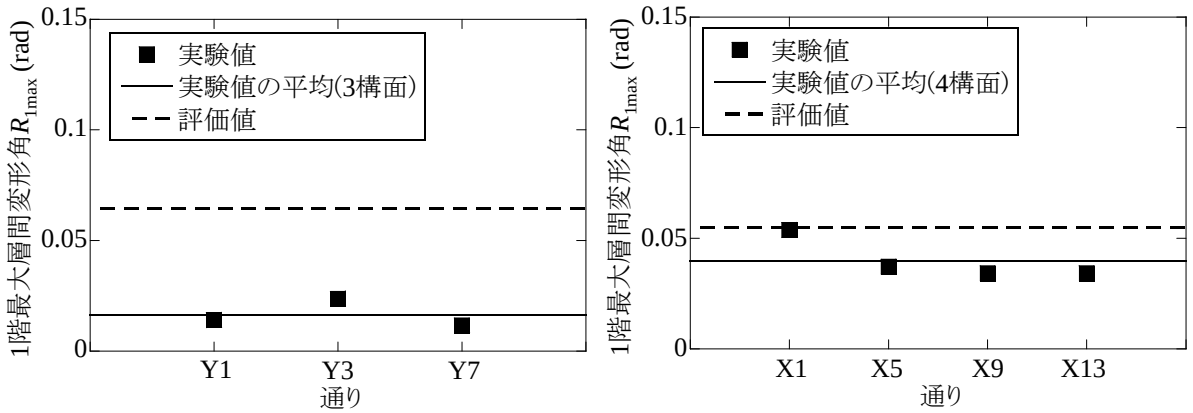


図 7.11　ベースシア係数 C_b と変形角 R の関係 [京町家試験体]



(a)　長手方向 (f_0=4.7Hz)
[JMA 神戸 NS]

(b)　短手方向(f_0=2.5Hz)
[JMA 神戸 EW]

図 7.12　1階最大層間変形角 [京町家試験体]

7.3.3　実存建物への適用

最大応答評価の例として，実存建物に本研究で提案した最大応答評価法を適用する．本研究で対象とする建物は京都市中京区に建つ伝統木造建物であり，最高高さ 8.3m，総重量 654kN であり，KJ 邸と表記する．KJ 邸では文献 7.14)において限界耐力計算による耐震診断が既に実施されている．KJ 邸の外観を写真 7.3 に，各階の平面図を図 7.13 に示す．

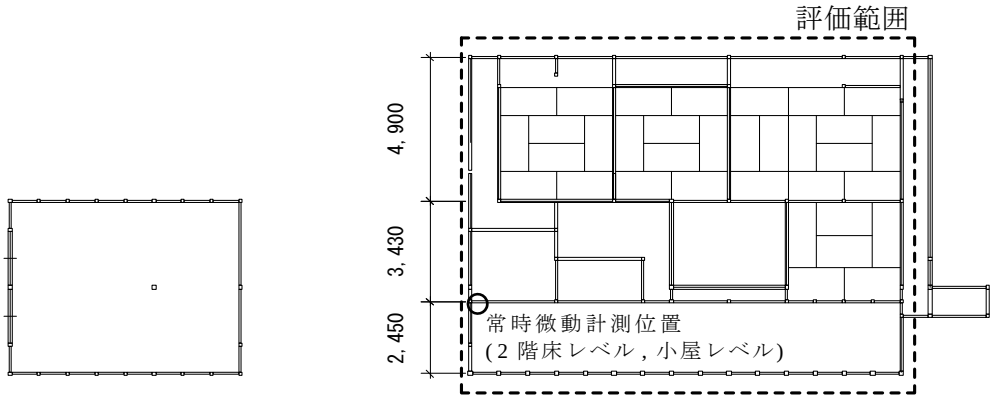
入力地震動は，京都市第 3 次地震被害想定[7.15)]による花折断層での Mw=6.9 の KJ 邸の立地地点での表層地盤の予測地震動とする．予測地震動の加速度，速度波形および減衰定数 5% における応答スペクトルを図 7.14 に示す．

KJ 邸では，図 7.15 に示すように常時微動計測を 2 階床および天井床の 2 層で計測を行っている．そこで，1 次モードの振幅比 u_2 / u_1 はフーリエスペクトル比の振幅比から求める．表 7.3 には，質点系モデルの諸元を示す．ここで，階高 H_1, H_2 や質量比 m_2/m_1 は文献 7.14)に基づいている．

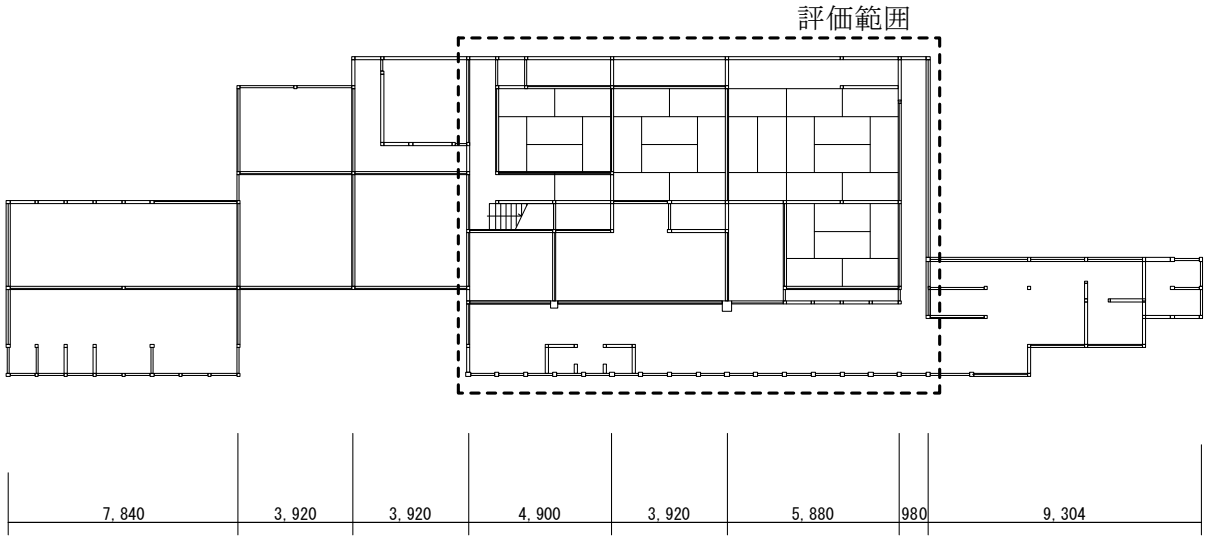
図 7.16 には，動的変形特性から算定したベースシア係数 C_b と限界耐力計算から算出した C_b を比較して示す．動的変形特性から算定したベースシア係数 C_b の最大値は，限界耐力計算から算出した C_b の最大値の短手方向には約 1.5 倍，長手方向には約 2 倍となっている．

図 7.17 には，性能加速度スペクトル S_{ae} と S_a - S_d スペクトルの交点から等価 1 自由度系の最大応答変形 D_{emax} を求めた結果を示す．長手，短手方向ともに D_{emax} から各階の最大層間変形角を求めた結果を表 7.4 に示す．安全限界での限界変形角を 1/30rad と仮定すれば，短手方向に関しては限界変形角を上回る応答変形角となり，詳細な耐震診断を要することとなる．ただし，限界変形角の設定方法は今後も検討を重ねる必要がある．以上のように，実存する伝統木造建物に対しても，本研究で提案した耐震性能評価を容易に実施可能であることが本項の検討により確認された．

写真 7.3　KJ 邸外観[7.3)]

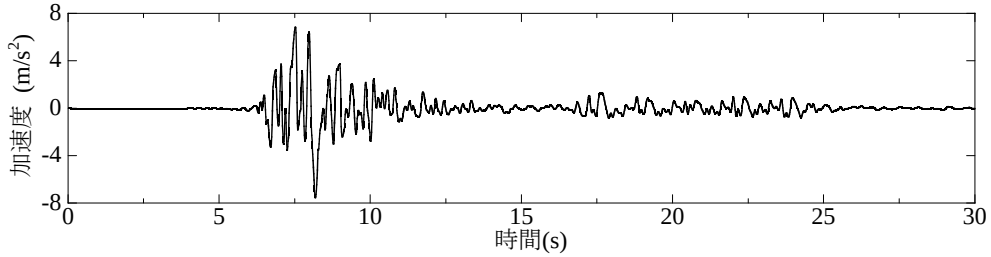


(a)　2 階平面図

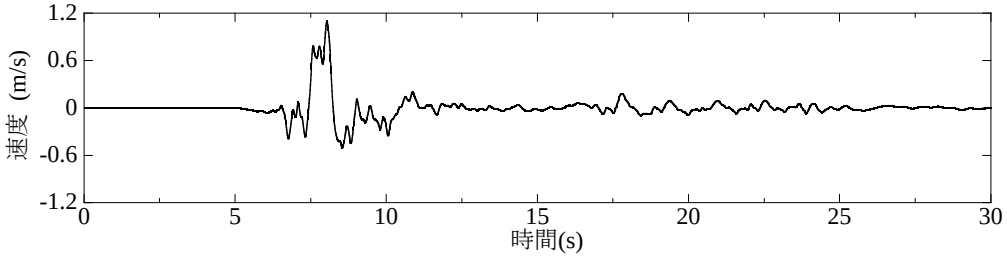


(b)　1 階平面図

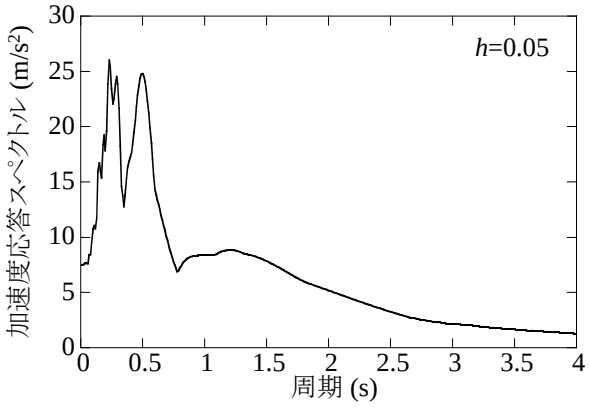
図 7.13　各階平面図[7.3)]



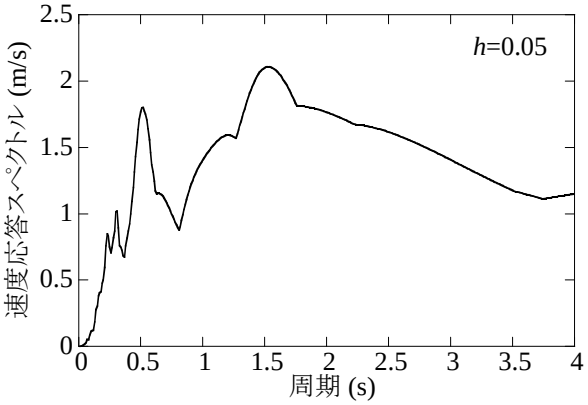
(a)　加速度波形



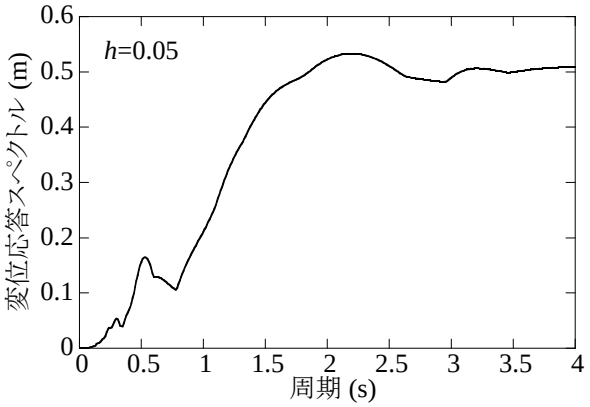
(b)　速度波形



(c)　加速度応答スペクトル



(d)　速度応答スペクトル

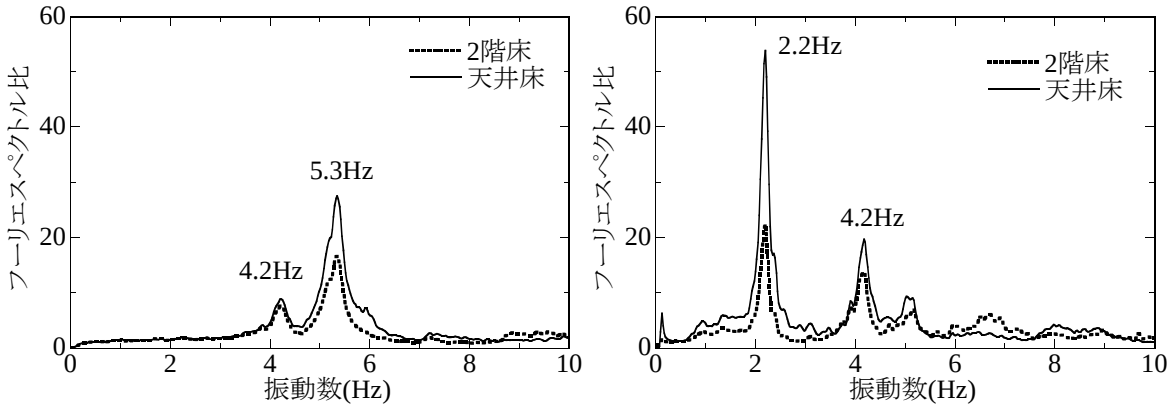


(e)　変位応答スペクトル

図 7.14　KJ 邸での想定地震動[7.15)]の時刻歴波形と応答スペクトル

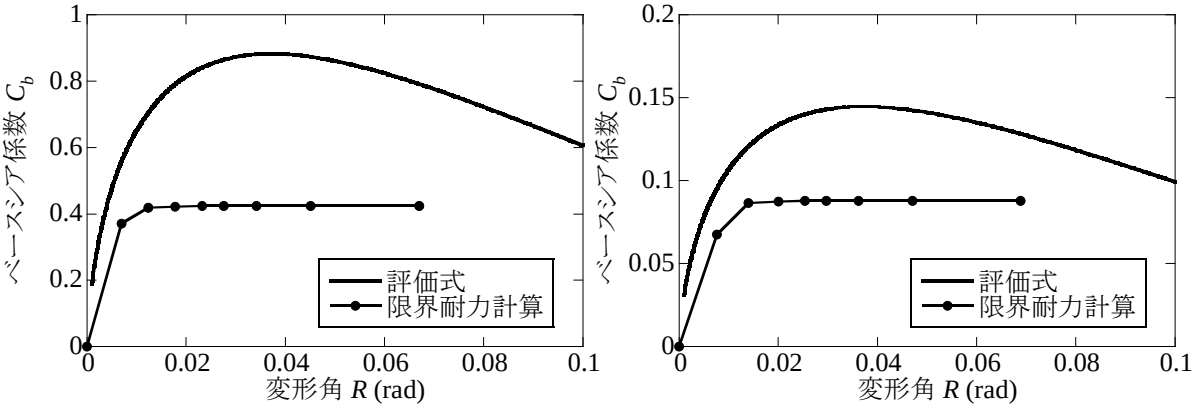
表 7.3　モデルの諸元 [KJ 邸]

	f_0	H_1	H_2	m_2/m_1	k_2/k_1	u_2/u_1	μ	H_e
	(Hz)	(m)	(m)	-	-	-	-	(m)
長手	5.3	3.08	2.79	1.07	-	1.66	0.943	4.87
短手	2.2				-	2.41	0.858	5.09



(a)　長手方向 (f_0=5.3Hz)　　(b)　短手方向(f_0=2.2Hz)

図 7.15　常時微動計測から得たフーリエスペクトル比 [KJ 邸]



(a)　長手方向 (f_0=5.3Hz)　　(b)　短手方向(f_0=2.2Hz)

図 7.16　ベースシア係数 C_y と変形角 R の関係 [KJ 邸]

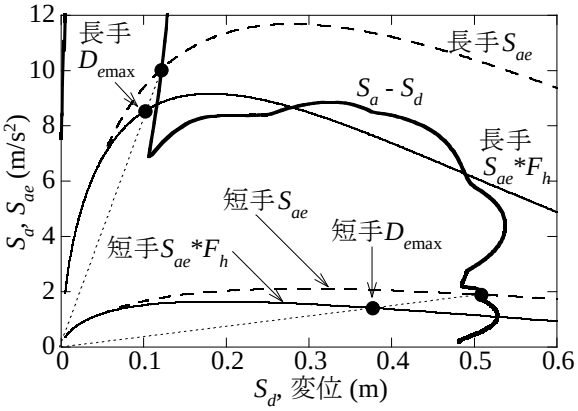


図 7.17　ベースシア係数 C_b と変形角 R の関係 [KJ 邸]

表 7.4　最大応答変形角の評価結果 [KJ 邸]

	$R_{e\max}$	$R_{1\max}$	$R_{2\max}$
	(rad)	(rad)	(rad)
長手	0.021	0.024	0.017
短手	0.074	0.061	0.095

7.4　まとめ

本章では,一般的な伝統木造建物の簡略的な耐震性能評価に適用する動的変形特性の評価式を前章までの結果および既往の地震観測記録に基づいて構築している．まず，常時微動計測から得た固有振動数と，1/1000radでの等価固有振動数の低下率と，1/1000rad以上での単位軸組架構の静的加力実験の結果に基づいて伝統木造建物の動的変形特性の評価式を構築した．次に，伝統木造建物の耐震診断基準となる最大応答変形角を,常時微動計測結果と上記の動的変形特性を用いて簡略的に推定する方法を提示したのち,既往の実大木造建物の振動台実験結果を用いて精度検証を行うとともに，実在する京町家への適用事例を示した．

第 7 章の参考文献

7.1) 宮本慎宏, 林康裕, 具典淑, 新居藍子, 森井雄史, 鈴木祥之：地震観測に基づく東本願寺の振動特性に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp.447-448, 2005.9.

7.2) 新居藍子,林康裕,具典淑,鈴木祥之：地震時における京町家の固有振動数の変化,日本地震工学会大会-2005 梗概集,pp.112-113,2005.11.

7.3) 新居藍子, 林康裕, 森井雄史, 井田祥子, 鈴木祥之：常時微動計測から推定される京町家の振動性状, 日本建築学会構造系論文集, No.613, pp.43-50, 2007.3.

7.4) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会：伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル - 限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法, 2004.

7.5) (社)日本建築構造技術者協会関西支部：伝統的な軸組構法を主体とした木造住宅･建築物の復元力特性評価・耐震補強マニュアル(追補改訂版), 2011.3.

7.6) 林康裕：性能等価応答スペクトルに基づく建築物の地震荷重評価, 第11回日本地震工学シンポジウム, pp.651-656, 2002.11.

7.7) 鈴木恭平, 川辺秀憲, 山田真澄, 林康裕：断層近傍のパルス地震動特性を考慮した設計用 応答スペクトル：日本建築学会構造系論文集, No.647, pp.49-56, 2010.1.

7.8) 清水秀丸, 向坊恭介, 堀川恵巳子, 槌本敬大, 河合直人, 大橋好光：実大震動台実験による伝統的な木造建物の耐震性能検証に関する研究-部材断面がやや小さい都市近郊型試験体の震動台実験結果：日本建築学会構造系論文集, Vol.76, No.663, pp.943-950, 2011.5.

7.9) (財)日本住宅・木材技術センター：伝統的木造軸組構法住宅の耐震性能検証実験報告書, 2009.3.

7.10) 清水秀丸, 向坊恭介, 堀川恵巳子, 槌本敬大, 河合直人, 大橋好光：実大震動台実験による伝統的な木造建物の耐震性能検証に関する研究-部材断面が大きな地方型試験体の震動台実験結果, 日本建築学会構造系論文集 , 第75巻, No.657, pp.2001-2008, 2010.11.

7.11) 小笠原昌敏, 鈴木祥之, 林秀春, 小嶋伸仁, 清水秀丸, 中村いずみ：新築京町家の実大振動台実験による耐震性能評価：第12回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.798-801, 2006.11.

7.12) 向坊恭介, 鈴木祥之, 鎌田輝男, 具典淑, 川上沢馬：京町家の実大振動台実験による地震応答特性の分析：第12回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.770-773, 2006.11.

7.13) 京町家震動台実験研究所：京町家の耐震補強と新しい京町家をつくる, 2006.7.

7.14) 須田達, 新居藍子, 森井雄史, 林康裕, 鈴木祥之：京町家の構造特性評価に関する研究 -その 2 限界耐力計算に基づく耐震性能評価法の検討-, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp.255-256, 2004.7.

7.15) 京都市：京都市第3次地震被害想定 報告書, 2003.10.

第 8 章　結論

8.1　本論文の結論

本論文の目的は,内陸地殻内地震の震源近傍で発生するパルス性地震動に対する伝統木造建物の地震時挙動の分析と耐震性能の簡略的な評価である. 本論文で提案する耐震性能評価法は, 多数の伝統木造建物の中から耐震性能の低い建物を効率的に選び出すことを目的としており,パルス性地震動に対する最大応答変形角を耐震性能の評価値とする. 本研究の特色は, 極微小変形から大変形までの固有振動数の振幅依存性を表す動的変形特性の評価式を伝統木造建物に対して新たに構築した点にある. 動的変形特性を用いることにより, 建物の復元力特性を直接評価することなく, 常時微動計測により得られる固有振動数を基に, パルス性地震動に対する最大応答変形角を簡便に評価することが可能となる.

本研究で得られた成果を，第 2 章から第 7 章に分けて以下に示す.

第 2 章では，パルス性地震動下における伝統木造建物の地震時挙動の把握を容易にし，簡略的に最大応答評価を行うことを目的として，パルス性地震動をパルス周期・パルス振幅・継続時間の 3 つの特性値を用いて Gabor wavelet に置換する方法について検討を行った.

本章で得られた結果を以下に示す.

1) 瞬間入力エネルギーと総入力エネルギーの各速度換算値の比として算定される地震動の入力エネルギー集中率を基に,パルス性地震動の継続時間を特性化する方法を新たに提示した.
2) 1)で提示した継続時間に加え，パルス振幅・パルス周期の3つの特性値から，近年観測されたパルス性地震動を対象としてGabor waveletへ置換した結果,パルス周期付近の加速度応答スペクトルを概ね近似可能であることを例示した.
3) 本章で分析したGabor waveletと，次章以降で用いる正弦波パルスやRicker waveletの対応関係を確認した.

第3章では，単位軸組架構の振動台実験を行い，架構の固有振動数および減衰定数の振幅依存性を表す動的変形特性について検討した. 試験体は, 全面が壁で構成される全壁試験体2体と, 軸組主体の試験体4体を用いた．入力波は，パルス性地震動を単純化した正弦波パルス及び継続時間の長い告示波を用いた.

本章で得られた結果を以下に示す.

1) 常時微動･加振中の振動･加振後の自由振動から, 架構の過去に経験した最大変形を考慮可能な単位軸組架構の動的変形特性評価式を構築した.
2) 実験を行った6種類の試験体の動的変形特性は, 全壁試験体と軸組を主体とする試験体の2種類に大別することが可能であることを示した.
3) 単位軸組架構の動的変形特性評価式を応答スペクトル法に適用することにより振動台実験結果のシミュレーションを行い, 単位軸組架構の最大応答変形を十分な精度で予測できることを確認した.

第4章では，単位軸組架構の動的変形特性の一般化を目指して，単位軸組架構の接合部，非構造部材の有無，壁材・木材の違い，軸組断面寸法などの仕様の違いが復元力特性や動的変形特性に及ぼす影響を分析した. 分析においては, 微小変形から最大変形角1/10rad以上で水平抵抗力を喪失するまで実施した単位軸組架構の静的水平加力実験結果と, 前章で示した単位軸組架構の振動台実験結果を用いた．静的水平加力実験に用いた軸組主体の試験体は，軸組試験体4体，垂壁試験体8体，差鴨居試験体6体の計18体であり， 全壁試験体は7体である.

本章で得られた結果を以下に示す.

1) 振動台実験結果より, 振動中の応答加速度から求まる等価固有振動数と復元力特性から得られる割線剛性に対応関係があることを示した. また, 同一仕様の試験体の振動台実験と静的水平加力実験から得られた復元力特性および動的変形特性は概ね一致した.
2) 軸組架構の仕様によって復元力特性は大きく変化するが, 全壁試験体および軸組主体の試験体の1/1000rad以上での動的変形特性は概ね一つの回帰式で表現可能であることを示した.

第5章では，パルス性地震動下における伝統木造建物の地震時挙動の分析と，最大応答変形角の簡略評価を目的として, 2層軸組架構の振動台実験を行った. 試験体は, 柱脚は石場建てで非対称な壁配置とした．試験体数は，壁配置が連層壁か1階壁抜けか，側柱が柱通しか梁通しかの組み合わせにより4体用意した．加振波は正弦波パルスとRicker waveletとし，パルス周期と変位振幅を実験変数とした. また, 2層軸組架構の骨組解析により, 振動台の性能上, 実験できなかった大振幅加振時の建物応答特性を分析した.

本章で得られた結果を以下に示す.

1) 連層壁を有する場合, 柱脚の浮上りが生じ, 1階壁周辺の軸組接合部に損傷が生ずるものの柱折損は生じなかった. また, 非対称な壁配置によって柱脚の浮上りが非対称に生じ, 復元力特性も非対称となった．また，2階のみに壁を有し1階壁抜け柱となるとき，通し柱を有する場合には1階の最大層間変形は通し柱を有さない場合に比べて小さくなるが, 大変形時には通し柱が折損する可能性がある.
2) 2層軸組架構の解析モデルを用いた建物応答評価により, 柱脚を拘束して浮上りを抑止して

もパルス性地震動下の架構頂部の最大相対変形は大きく変化しないが,接合部や壁の応力状態が変化して損傷箇所が変化することを示した.

3) 2層軸組架構の頂部の最大相対変形および各層の層間変形角は,壁配置や通し柱の有無によらず，地震動の変位振幅や周期と架構の1次等価固有周期，推定される刺激関数をもとに,変位応答スペクトルを用いて簡略的に評価可能であることを確認した.

第6章では，隣接建物の衝突を考慮した耐震性能の評価を可能とするため，隣接建物相互の衝突可能性の簡略的な評価法の構築および,衝突の可能性がある場合に衝突による影響を検討可能な解析モデルの構築を行った．まず，近接させて設置した2体の単位軸組架構に正弦波パルス，Ricker waveletおよび告示波を入力して衝突させる振動台実験を行い，実験結果を基に衝突挙動を分析した．次に，実験結果および数値解析結果に基づいて，パルス性地震動の特性値を用いた衝突可能性の評価式を構築した．最後に，衝突時の挙動を評価可能なシミュレーション解析モデルを構築し,解析モデルの有効性を検討するために建物間の衝突ばねのパラメータスタディを行った.

本章で得られた結果を以下にまとめる.

1) 衝突回数は，多数回衝突する告示波の場合に比べて，パルス波入力の場合は1，2回と少ない. 衝突時には, 瞬間的に高レベルの加速度が建物に生じるが, 衝突継続時間は0.01～0.03秒程度と短い.
2) パルス波入力に対して, 2棟の等価固有周期と入力波のパルス周期との大小関係に従って,最大棟間相対変位を簡略的に評価し，衝突可能性を評価する方法を提示した.
3) 衝突後の最大応答変位の評価を解析モデルを用いて行う場合には,衝突バネの設定が評価結果に及ぼす影響は大きくないことを確認した.

第7章では，一般的な伝統木造建物の簡略的な耐震性能評価に適用する動的変形特性の評価式を前章までの結果および既往の地震観測記録に基づいて構築している．まず，常時微動計測から得た固有振動数と，1/1000radでの等価固有振動数の低下率と，1/1000rad以上での単位軸組架構の静的加力実験の結果に基づいて伝統木造建物の動的変形特性の評価式を構築した．次に，伝統木造建物の耐震診断基準となる最大応答変形角を,常時微動計測結果と上記の動的変形特性を用いて簡略的に推定する方法を提示したのち,既往の実大木造建物の振動台実験結果を用いて精度検証を行うとともに，実在する京町家への適用事例を示した.

8.2　今後の課題

本研究では，伝統木造建物の動的変形特性の評価式を新たに提案し，常時微動計測結果を用いたパルス性地震動に対する耐震性能評価法を提案した．本研究で提案した耐震性能評価法は，簡便な手法であるため，多数の建物に実施して耐震性能の低い建物を効率良く選び出すためのスクリーニングとしての活用が期待される．今後，更なる高精度化，汎用性を高めるための課題を以下に示す．

伝統木造建物が建ち並ぶ地域には，長周期・長時間継続地震動に対する被害が懸念される地域が存在する．継続時間の長い地震動は，特定の周期で建物が共振し建物応答が増大するため，継本研究で提案した耐震性能評価法を適用するためには，より高精度の固有振動数の動的変形特性の評価が求められる．また，長時間にわたり建物は繰返し応答するため，減衰定数を適切に評価することも必要である．よって，今後も伝統木造建物の動的変形特性のデータの蓄積を続けることが重要であると言える．

本研究の最大応答変形評価で用いた応答スペクトル法は，各構面ごとの最大応答変形を定量的に評価することができない．今後，本研究で提案した耐震性能評価法の簡便さを失うことなく，常時微動計測結果などに基づいて，ねじれや柔床による最大応答変形の構面による差を評価することを考える．

本研究では，パルス性地震動下における伝統木造建物の地震時挙動の把握を容易にし，簡略的に最大応答評価を行うことを目的として，パルス性地震動を単純な波で置換した．しかし，観測地震動の中には，卓越周期が1つに定まらないパルス性地震動も存在するため，そのようなパルス性地震動に対する特性化について検討する必要がある．

以上の点については，今後の課題としたい．

発表論文リスト

1. 本論文に関係する発表論文

■ 全文査読論文(4 編)

1) 杉野未奈, 林康裕 : 伝統木造軸組架構の仕様が復元力特性に及ぼす影響, 日本建築学会技術報告集 , 第 21 巻 , No.47, pp.113-118, 2015.2. (採用決定)
2) 杉野未奈 , 中西統也 , 守屋友貴 , 多幾山法子 , 林康裕 : パルス性地震動に対する 2 階建伝統木造軸組架構の地震時挙動の把握と簡略応答評価 , 日本建築学会構造系論文集 , 第 79 巻 , No.700, pp.801-809, 2014.6.
3) 杉野未奈, 高橋遥希, 多幾山法子, 大西良広, 林 康裕 : 連檐する伝統的木造建物群の地震時衝突挙動評価に関する研究, 日本建築学会構造工学論文集, Vol.58B, pp.163-168, 2012.3.
4) 杉野未奈, 多幾山法子, 大西良広, 林 康裕 : 固有振動数の振幅依存性に基づく伝統木造建物の最大応答予測法 , 日本建築学会構造系論文集 , 第 77 巻 , No.672, pp.197-203, 2012.2.

■ 国際会議論文(3 編)

5) M. Sugino, Y. Moriya, T. Nakanishi, N. Takiyama, Y. Hayashi : Maximum Response Evaluation of Two-storied Traditional Wooden Buildings for Pulse-like Ground Motions, 11th International Conference on Structural Safety & Reliability, 2013.6.
6) M. Sugino, N. Takiyama, Y. Onishi, Y. Hayashi, H. Takahashi : Study on Evaluation of Seismic Pounding Behavior of Adjacent Traditional Wooden Houses 15th WCEE, Lisbon, 2012.9.
7) M. Sugino, N. Takiyama, Y. Hayashi : Maximum Response Evaluation of Traditional Wooden Buildings Based on Amplitude Dependency of Vibration Characteristics, World Conference on Timber Engineering, Tuesday pp.12-19, 2012.7.

■ その他の論文(11 編)

8) 山本大翔 , 岩崎光博 , 杉野未奈 , 林康裕 : Gabor wavelet を用いたパルス性地震動の特性評価と建物の最大応答評価(その 1)パルス特性評価 , 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造 II, pp.999-1000, 2014.9.
9) 杉野未奈, 山本大翔, 岩崎光博, 林康裕 : Gabor waveletを用いたパルス性地震動の特性評価と建物の最大応答評価(その 2)簡略最大応答評価 , 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造 II, pp.1001-1002, 2014.9.

10) 杉野未奈, 山本大翔, 岩崎光博, 林康裕 : Gabor waveletに対する非線形1自由度系の簡略最大応答変位評価 , 日本建築学会近畿支部研究報告集 第54号 構造系 , pp.133-136, 2014.6.
11) 杉野未奈, 中西統也 , 守屋友貴 , 多幾山法子 , 林康裕 : パルス波を用いた2 層伝統木造軸組架構の振動台実験 (その 1)実験計画と結果の概要 , 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造 III, pp.547-548, 2013.8.
12) 林康裕 , 杉野未奈, 中西統也 , 守屋友貴 , 多幾山法子 : パルス波を用いた2 層伝統木造軸組架構の振動台実験 (その 2)動的変形特性の分析と簡易応答評価法の提案 , 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造III, pp.549-550, 2013.8.
13) 中西統也 , 杉野未奈, 守屋友貴 , 多幾山法子 , 林康裕 : パルス波を用いた2 層伝統木造軸組架構の振動台実験 (その 3)シミュレーション解析と感度解析 , 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造 III, pp.551-552, 2013.8.
14) 中西統也 , 杉野未奈, 守屋友貴 , 多幾山法子 , 林康裕 : パルス性地震動に対する2 層伝統木造軸組架構の応答評価に関する研究 , 日本建築学会近畿支部研究報告集 第53号 構造系 , pp.253-256, 2013.6.
15) 林康裕, 杉野未奈, 浪江和隆, 高橋遥希, 宮本慎宏, 多幾山法子, 大西良広 : 伝統的木造建物の地震時挙動評価に関する実験的研究 (その 1)研究目的と振動台実験の概要 , 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造III, pp.391-392, 2011.8.
16) 杉野未奈, 浪江和隆, 高橋遥希, 宮本慎宏, 多幾山法子, 大西良広, 林康裕 : 伝統的木造建物の地震時挙動評価に関する実験的研究 (その2)常時微動計測結果に基づく最大応答予測, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造III, pp.393-394, 2011.8.
17) 高橋遥希 , 杉野未奈, 浪江和隆 , 宮本慎宏 , 多幾山法子 , 林康裕 : 伝統的木造建物の地震時挙動評価に関する実験的研究 (その 4)衝突実験結果とシミュレーション解析 , 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造III, pp.397-398, 2011.8.
18) 杉野未奈, 浪江和隆 , 高橋遥希 , 宮本慎宏 , 多幾山法子 , 林康裕 : 地震時における伝統木造建物の振動特性変化と最大応答の簡易予測 , 日本建築学会近畿支部研究報告集 第51号 構造系 , pp.409-412, 2011.6.

2. その他の発表論文

■ 全文査読論文(5 編)

19) 横山亮, 竹本直紀, 杉野未奈, 林康裕 : パルス性地震動に対する基礎浮上りによる建物応答低減効果 , 日本建築学会技術報告集 , 2015. (採用決定)

20) 岩崎光博, 杉野未奈, 林 康裕 : パルス性地震動に対する免震建物の簡易最大応答評価, 日本建築学会技術報告集 , 2015. (採用決定)

21) 木村友香, 杉野未奈, 林康裕 : パルス性地震動に対する木造建物の被害率曲線の提案, 地域安全学会論文集 , No.21, pp.45-50, 2013.11.

22) 浪江和隆, 焦 鍵, 杉野未奈, 多幾山法子, 林康裕 : 応力波伝播法に基づく木材の完全非破壊型ヤング係数推定法の提案 , 日本建築学会構造系論文集 , 第 78 巻 , No.686, pp.833-838, 2013.4.

23) 宮本慎宏 , 杉野未奈 , 林 康裕 : パルス性地震動に対する木造建物の最大応答予測と必要耐震性能 , 日本建築学会構造系論文集 , 第 77 巻 , No.675, pp.731-737, 2012.5.

■ 国際会議論文(2 編)

24) Y. Hayashi, M. Sugino, M. Yamada, N. Takiyama, Y. Onishi and T. Akazawa : Consecutive Vibration Characteristics Monitoring of High-rise Steel Building, STESSA 2012, pp.1065-1070, 2012.1.

25) S. Ohmura, T. Yokobe, Y. Shibuya ,Y. Nambu, M. Sugino and Y. Hayashi : Seismic Performance Evaluation on Historical Timber Frame Structures with Large Hanging Walls, IABSE Conference Nara 2015, 2015.5. (採用決定)

■ その他の論文(20 編)

26) 岩崎光博, 山本大翔, 杉野未奈, 林康裕 : 免震建物の正弦波パルスに対する簡易最大応答評価 , 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造 II, pp.599-600, 2014.9.

27) 中西統也 , 南部恭広 , 焦鍵 , 杉野未奈 , 林康裕 : 応力波伝播法に基づく既存木造建物の材料特性推定に関する研究 , 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造 III, pp.337-998, 2014.9.

28) 渡辺千明 , 南部恭広 , 岡沢理映 , 杉野未奈 , 多幾山法子 , 林康裕 : 重要伝統的建造物群保存地区・奈良県五條市五條新町の伝統的木造家屋の構造調査(その 1) 地域と家屋の特徴 , 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造 III, pp.603-604, 2014.9.

29) 多幾山法子 , 南部恭広 , 岡沢理映 , 杉野未奈 , 渡辺千明 , 林康裕 : 重要伝統的建造物群保存地区・奈良県五條市五條新町の伝統的木造家屋の構造調査(その 2)家屋の構造的特徴と他地域の木造家屋との比較 , 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造 III, pp.605-606, 2014.9.

30) 林康裕 , 竹本直紀 , 横山亮 , 三輪田吾郎 , 杉野未奈 : パルス波に対する模型振動台実験(その 1)実験概要 , 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造 II, pp.897-898, 2014.9.

31) 横山亮, 竹本直紀, 三輪田吾郎, 杉野未奈, 林康裕：パルス波に対する模型振動台実験(その2)基礎浮上り実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造II, pp.899-900, 2014.9.
32) 竹本直紀, 横山亮, 三輪田吾郎, 杉野未奈, 林康裕：パルス波に対する模型振動台実験(その3)中間層免震実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造II, pp.901-902, 2014.9.
33) 三輪田吾郎, 竹本直紀, 横山亮, 杉野未奈, 林康裕：パルス波に対する模型振動台実験(その4)基礎免震建物模型の擁壁衝突実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造II, pp.903-904, 2014.9.
34) 竹本直紀, 横山亮, 杉野未奈, 林康裕：パルス性地震動に対する中間層免震建物の応答特性に関する実験的研究, 日本建築学会近畿支部研究報告集 第54号 構造系, pp.201-204, 2014.6.
35) 横山亮, 竹本直紀, 杉野未奈, 林康裕：パルス性地震動に対する基礎浮上りによる建物応答低減効果, 日本建築学会近畿支部研究報告集 第54号 構造系, pp.117-120, 2014. 6.
36) 中西統也, 南部恭広, 焦鍵, 杉野未奈, 林康裕：応力波伝播法を用いた既存木造建物の材料特性推定に関する研究, 日本建築学会近畿支部研究報告集 第54号 構造系, pp.289-290, 2014.6.
37) 木村友香, 杉野未奈, 林康裕：パルス性地震動に対する木造住宅の地震対策に関する研究, 第31回日本自然災害学会学術講演会講演概要集, pp.11-12, 2012.9.
38) 杉野未奈, 木村友香, 林康裕：パルス性地震動に対する応答スペクトル法による木造建物の最大応答推定精度, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造II, pp.785-786, 2012.8.
39) 木村友香, 杉野未奈, 林康裕：パルス性地震動に対する木造建物の被害率曲線の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造II, pp.1183-1184, 2012.8.
40) 焦鍵, 浪江和隆, 杉野未奈, 多幾山法子, 林康裕：FAKOPPを用いた動的ヤング係数の完全非破壊測定手法の構築 (その1)治具の設計及びFAKOPP試験方法の決定, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造III, pp.673-674, 2012.8.
41) 浪江和隆, 焦鍵, 杉野未奈, 多幾山法子, 林康裕：FAKOPPを用いた動的ヤング係数の完全非破壊測定手法の構築 (その2)FAKOPPの補正値とヤング係数算出手法の決定, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造III, pp.675-676, 2012.8.
42) 木村友香, 杉野未奈, 林康裕：パルス性地震動に対する木造建物の被害率曲線の提案, 日本建築学会近畿支部研究報告集 第52号 構造系, pp.53-56, 2012.6.
43) 宮本慎宏, 杉野未奈, 浪江和隆, 高橋遥希, 多幾山法子, 林康裕：伝統的木造建物の地震時挙動評価に関する実験的研究 (その3)パルス性地震動に対する最大応答予測と衝突可能性評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造III, pp.395-396, 2011.8.
44) 赤澤隆士, 大西良広, 山田真澄, 杉野未奈, 多幾山法子, 林 康裕：超高層鉄骨造建物における連続地震観測, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造II, pp.375-376, 2011.8.
45) 大西良広, 赤澤隆士, 山田真澄, 杉野未奈, 多幾山法子, 林 康裕：超高層鉄骨造建物の振動モニタリング, 日本建築学会近畿支部研究報告集 第51号 構造系, pp.157-160, 2011.6.

謝辞

筆者は，学部4年生から博士後期課程に在籍した5年間において，パルス性地震動に対する伝統木造建物の地震時挙動や最大応答変形の評価法に関する研究に従事しました. 本研究を遂行するにあたり，多くの方々のご指導，ご支援をいただきました.

京都大学教授 林康裕先生には，5年間にわたり一貫して研究のご指導を賜り，多大なご助言と激励を頂きました．学部4年生のときに本研究テーマを与えてくださって以降，数多くの議論を重ねていただき，我慢強くご指導を賜りましたことで本論文をまとめることができました．本研究テーマ以外にも，5年間で多くの研究に関わる機会を与えてくださり，地域調査や実験，学会での研究発表などの数々の経験を積ませていただくとともに，日々の打ち合わせや研究室ゼミ，外部講師を招いた勉強会など，沢山の勉強し考える機会を与えてくださりました．ここに深く感謝するとともに，厚く御礼申し上げます.

京都大学教授 竹脇出先生，ならびに京都大学教授 川瀬博先生には，本論文をまとめるにあたり，貴重なご意見，ご指摘を数多くいただきました．ここに深く感謝するとともに，厚く御礼申し上げます.

京都大学准教授 大西良広先生には，研究の進捗についてのご助言や投稿論文の執筆に関してご教授いただきました．また，元京都大学助教 多幾山法子先生には，実験や研究に関し，多大なご助力，ご助言を頂きました．厚く御礼申し上げます.

株式会社 木村工務店 棟梁 木村忠紀氏には，試験体の設計について貴重なご助言をいただくとともに試験体を作成いただきました．ここに深く感謝するとともに，厚く御礼申し上げます.

元秘書 小池純子氏，秘書 田中麻依子氏には，研究費の管理や研究に関わる様々な手続きなど，研究生活を助けていただきました．ここに厚く御礼申し上げます.

第3, 5, 6章で実施した振動台実験では，京都大学防災研究所 強震応答実験装置を使用させていただくとともに，技術職員 岡田達司氏，技術職員 山崎友也氏の多大なご協力を受けて実施いたしました. また，第4章で実施した静的水平加力実験では，技術職員 藤平剛久氏，技術職員 野村昌弘氏の多大なご協力を受けて実施いたしました. ここに厚く御礼申し上げます.

第4章で使用した静的水平加力実験結果は，京都大学大学院工学研究科建築学専攻 建築保全再生学講座にて蓄積されたデータであり，元京都大学助教 森井雄史先生はじめ諸先輩が積み上げた成果に基づいております．ここに厚く御礼申し上げます.

第2章では，気象庁，防災科学技術研究所，大阪ガスなどの諸機関によって観測された記録を使用させていただきました．ここに記して深く謝意を表します．

本論文は，香川大学助教 宮本慎宏先生，元京都大学大学院生 高橋遥希氏，一般財団法人建築研究協会 守屋友貴氏および京都大学大学院生 岩崎光博君，中西統也君，山本大翔君，大村早紀さんと共に研究に取り組み，研究に関する議論やご協力によって完成に至りました．ここに厚く御礼申し上げます．

筆者と同じく博士後期課程に進学しました京都大学大学院生 南部恭広君をはじめ，筆者が5年間過ごした京都大学大学院工学研究科建築学専攻 建築保全再生学講座でご一緒した皆様には，日常生活のサポートから研究に関するご協力まで，幅広くお世話になりました．皆様のご指導，ご鞭撻，ご援助に対し，心から御礼申し上げます．最後に，常に支え，励ましてくれた両親と友人諸氏に感謝いたします．

2014年1月