

伝統的木造住宅の耐震性能に関する研究開発

構造研究グループ 上席研究員 河合 直人

目次

- I 社会的背景と建研の取り組み
- II 伝統的木造住宅の地震時挙動研究の背景
 - 1) 過去の地震被害例、実大建物実験例
 - 2) 伝統的木造住宅の震動台実験の概要
 - 3) 軸組のみの静的加力実験
- III 耐震要素と構造モデル化手法
 - 1) 垂れ壁付き構面振動実験の概要
 - 2) 耐力要素に関する知見
 - 3) 水平構面の剛性に依じた構造モデル化手法
- IV 石場建ての場合の地震時挙動
 - 1) 過去の地震被害例
 - 2) 計算による滑り量予測の可能性
 - 3) 柱脚滑りを伴う木造住宅の地震時挙動の試算
- V 今後の展望
- 参考文献

I 社会背景と建研の取り組み

木造建築物は他の建築材料による建築物に比べて、建設時の二酸化炭素排出量が少なく、省エネルギー、二酸化炭素削減に効果的であると考えられ、近年、環境面からの評価が高まっている。文献 1)によると、木材（天然乾燥材）の生産に要した炭素放出量は 15 kgC/m^3 で、鋼材 $5,320 \text{ kgC/m}^3$ 、アルミニウム $22,000 \text{ kgC/m}^3$ 、コンクリート 120 kgC/m^3 などに比較してかなり小さい。

また、木材は空気中の二酸化炭素を炭素の形で固定する効果がある。廃棄して燃やされれば二酸化炭素となってしまいが、木材を建築材料として利用することで森林に新たに樹木を育成する余地が生まれ、これが育つ過程で空気中の二酸化炭素を削減する。別の見方をすると、樹木の形であれ建築物の形であれ、炭素固定量が増えれば、その分空気中の二酸化炭素が減っていることになる。

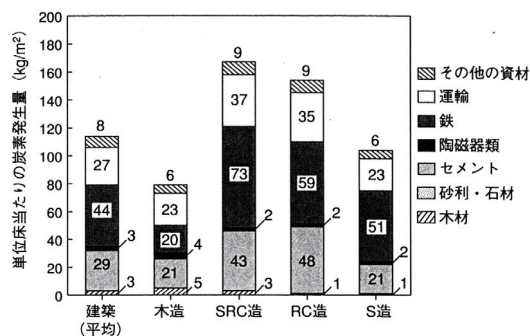
図 1 は、構造別の単位床面積当り炭素放出量の推定である。

木造建築物も木材だけで作られるわけではなく、様々な材料が含まれるが、生産に要するエネルギー消費、すなわち炭素放出量が少なく、炭素固定効果を考えれば、むしろ炭素放出量がマイナスになっていることがわかる。

また、鉱物や化石燃料が再生産不可能な材料であるのに対して、木材は 50 年程度で建築構造用材料として使える程度にまで成長する。建築物の量と寿命に対応して、永続的に材料供給を可能とするにはどのくらいの森林面積が必要か、といった議論に耐え得る材料なのである。

我が国の森林を、そうした資源の持続性という観点から見ると、木材資源としての蓄積は増してはいる。しかし、それを支えているのはスギ、ヒノキなどの人工林であり、その人工林においては図 2 に示すように若い層の森林が少ないという問題がある。森林面積に限りがある以上、育った木材を伐採、消費して、新たに若い樹木を育成しなければ将来の供給はおぼつかない。今、木材を使うことが必要とされているのである。

a) 炭素固定量を0とした場合



b) 炭素固定量をマイナスとした場合

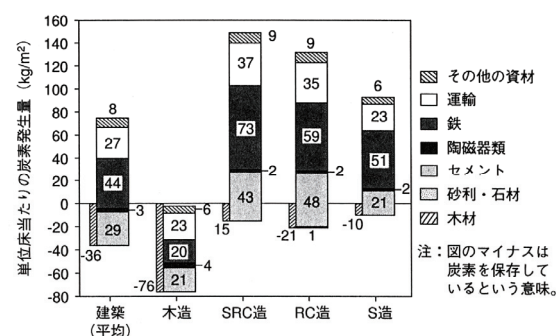


図1 建築構造別単位面積あたりの炭素放出量¹⁾

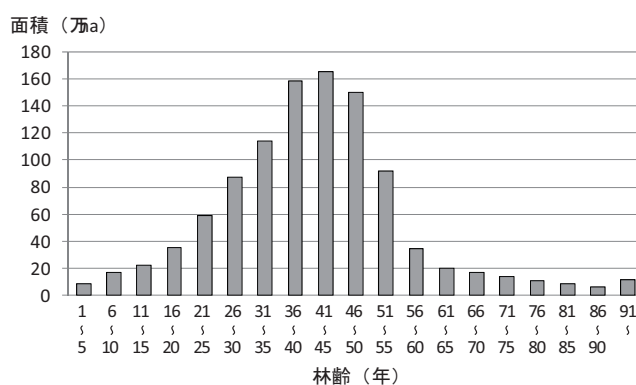


図2 人工林の林齢別面積 (平成19年3月31日現在)²⁾

こうした木造建築物の中でも、比較的太い無垢の製材を柱はり等に用い、壁を土塗り壁等とした伝統的な木造建築物は、その地域で取れる木材や土その他の材料を有効に利用して建てられ、また維持がなされ、森林の育成と建築の生産が循環的になされてきた持続可能な建築であった。環境にやさしいという点では、ひとつの規範であると言える。

また、無垢の木材を用いた柱や梁で骨組みをつくることによって、親しみやすく、しかも壁の少ない開放的な空間が生み出されているところも魅力の一つである。地域に育まれた文化の継承という観点からもその意義が再確認されている。さらに、今日の工業化された生産方式に対して、人の手で作り上げていくことの価値や、作り手と住み手の顔の見える繋がりも見直されている部分である。

このため、伝統的構法による住宅の新築や改修には根強い必要がある。しかし歴史的にも多くの地震被害の記録があり、近年の地震でも被害が報告されていて、そのままでは耐震性能の不十分なものも多い。近年、伝統的木造建築物の耐震性に関する研究は盛んであるが、未だ不明な点も多く、設計の実務に活

かせるような資料は不十分である。工学的な観点からの構造的な性能評価や適切な構造設計法の開発が必要とされている。

このような背景から、建築研究所では「伝統的木造建築物の保全に資する構造・防火関連の技術開発」(H18-20)、「伝統的木造建築物の構造設計法の開発」(H21-22)を実施し、住宅を対象に工学的な性能評価を可能にする技術資料の蓄積、構造設計法の開発を行ってきた。

II 伝統的木造住宅の地震時挙動研究の背景

1) 過去の地震被害例、実大建物実験例

古い時代には地震は人知の及ばぬ天災であり、建築物を耐震的に作るという考え方は希薄で、一昔前の建築物は、自然災害に対しては極めて脆弱なものであったように見える。もっとも、台風などによる強風が毎年のように吹く恐れのある日本では、風に対する配慮はそれなりに成されている。一方で、大きな地震は何百年に1回といった頻度である。時間間隔が何世代もの長きに亘るもので、これに対処する技術の蓄積や伝承が可能な時間間隔をはるかに超えているように思われる。

表1 濃尾地震から今市地震までの主な地震被害³⁾

地震名称	発生年	被害概要
濃尾地震	明治24年(1891年)	建物全壊14万余、半壊8万余、死7273
庄内地震	明治27年(1894年)	山形県下で全壊3858、半壊2397、焼失2148、死726
陸羽地震	明治29年(1896年)	秋田県岩手県両県で全壊5792、死209
江濃(姉川)地震	明治42年(1909年)	滋賀岐阜両県で住家全壊978、死41
秋田仙北地震	大正3年(1914年)	家屋全壊640、死94
関東大地震	大正12年(1923年)	家屋全半壊25万4千余、焼失44万7千余、死・不明14万2千余
北但馬地震	大正14年(1925年)	家屋全壊1295、焼失2180、死428
北丹後地震	昭和2年(1927年)	家屋全壊12584、死2925
北伊豆地震	昭和5年(1930年)	家屋全壊2165、死272
西埼玉地震	昭和6年(1931年)	家屋全壊207、死16
(静岡市付近の地震)	昭和10年(1935年)	住家全壊363、非住家全壊451、死9
男鹿地震	昭和14年(1939年)	住家全壊479、死27
鳥取地震	昭和18年(1943年)	家屋全壊7485、半壊6158、死1083
東南海地震	昭和19年(1944年)	住家全壊17599(除、長野)、半壊36520、流失3129、死・不明1223
三河地震	昭和20年(1945年)	住家全壊7221、半壊16555、非住家全壊9187、死2306
南海地震	昭和21年(1946年)	家屋全壊11591、半壊23487、流失1451、焼失2598、死1330
福井地震	昭和23年(1948年)	家屋倒壊36184、半壊11816、焼失3851、死3769
今市地震	昭和24年(1949年)	住家全壊290、半壊2994、非住家全壊618、死10

五重塔を除くと地震による被害は多く、社寺建築、民家とも、倒壊例は無数にある。表1に明治24年(1891年)の濃尾地震から昭和24年(1949年)今市地震までの主な地震被害を拾ってみた。これらの大多数は伝統構法による木造建築物の被害であり、木造住宅の被害も多い。

伝統的な木造建築物の耐震性能に関して、科学的な目で地震被害調査が行われたのは1891年の濃尾地震が最初であろう。当時の民家の耐震性の問題について、お雇い外国人として日本に滞在中でこの地震被害調査を行ったジョサイア・コンドル(イギリス人建築家)は、壁の中に斜材がない、土台がない、屋根が重いといった問題点を挙げている。

その後、度重なる地震などで木造住宅が被害を受けたこともあり、昭和初期には木造住宅の耐震性の研究が精力的に行われている。いわば伝統的な構法から、工学に裏打ちされた新たな木造への改変であり、そこで重視されたのが壁であった。1950年には建築基準法が制定され、各階各方向で筋かいを入れた軸組などの長さに乗率を乗じた値の和が、床面積当たりの基準値以上であることを求める基準が設けられた。今日の木造建築物の壁量規定にそのまま繋がっている。

それでは、伝統的な木造住宅の実際の地震被害がどのようなものか、近年の地震被害例を見てみよう。

写真1、写真2は2004年宮城県北部の地震における農家の地震被害例⁴⁾、写真3、写真4は2007年中越沖地震での町屋の被害

害例⁵⁾である。伝統的な木造住宅では、土塗り壁の他に、柱と内法壁(鴨居から上にある壁、垂れ壁)から成るフレームが重要な耐震要素と考えられる。柱の曲げで地震に抵抗する形となる。しかしながら、柱の折損を生じるようだと粘りの小さい脆的な破壊となるため、地震に対しては不利である。この2例はそうした柱の折損を生じた被害例で、伝統的な木造住宅の耐震性能あるいは耐震設計について重要な示唆を与える例である。

一方、伝統的な木造住宅に対する水平加力実験からも、耐震性能に関する重要な示唆が得られる。

筆者らは1984年に、茨城県で明治43年に建てられた農家の水平加力実験を行っている。図3に試験体及び加力方法、図4に得られた荷重変形関係(建物全体の水平力と大黒柱列の高さ3500mmでの水平変形の関係)及び平面の変形状態(高さ2100mmでの測定値による)を示す⁶⁾。図4からわかるように、水平変位120mm(変形角で約30分の1)まで荷重は上昇傾向にあり、最大耐力は約5.0tonfであった。建物の質量が20ton程度とすると、ベースシア換算(最大耐力の自重に対する比)で約0.25にとどまっている。

また平面的な変形状態を見ると、建物右側にある土間の上部、及び中2階の床が張られた中央部は比較的矩形を保ったままであるのに対して、建物左側の座敷上部は大きく平行四辺形に変形している。鉛直構面をつないでいる屋根や床といった水平構面のせん断剛性が決して大きくはないことを示している。



写真1 農家の被害例



写真2 写真1の内部、柱の折損

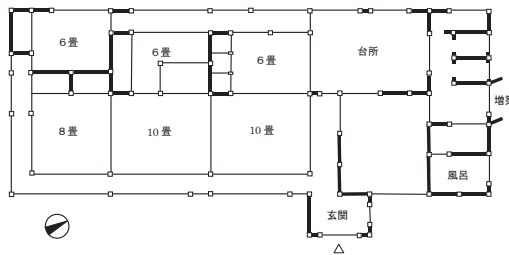


図1 写真1の住宅の平面図



写真3 町屋の被害例



写真4 写真3の内部、柱の折損

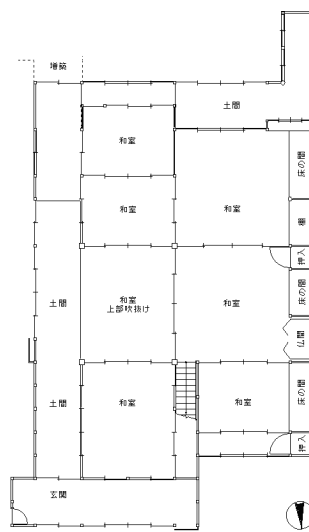


図2 写真3の住宅の1階平面図

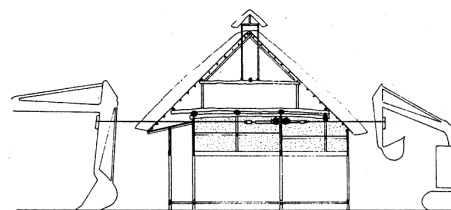
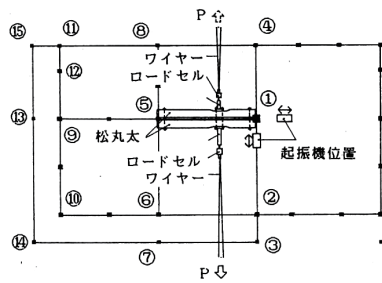


図3 農家の水平加力実験例—試験体平面図及び加力方法

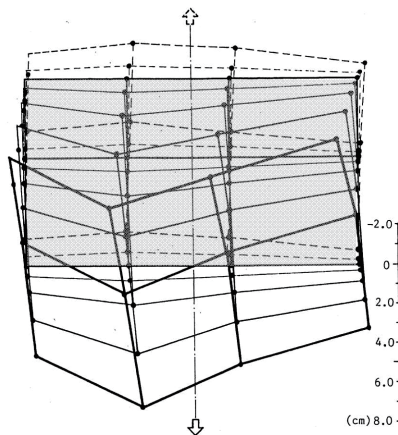
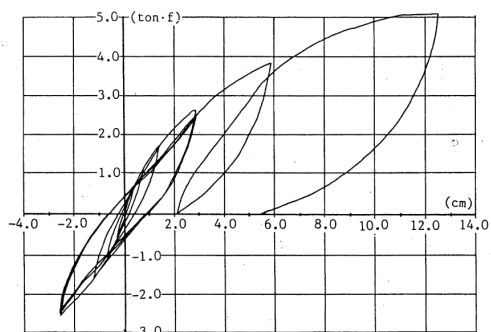


図4 農家の加力実験例—実験結果—荷重変形関係及び平面の変形状態

2) 伝統的木造住宅の震動台実験の概要

建築物の地震時挙動の把握には実大震動台実験が極めて有効である。2008年11月から12月にかけて、国土交通省の事業の一環として伝統的木造住宅2棟の実大震動台実験が(独)防災科学技術研究所の兵庫耐震工学研究センターの実大三次元震動破壊実験施設(Eーディフェンス)において行われた。事業主体である(財)日本住宅・木材技術センターと(独)防災科学技術研究所との共同研究として、「伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会(委員長:坂本功 慶應義塾大学教授(当時))の審議を踏まえ実施されたものである。筆者は委員としてこの実験に参加した。

以下に実験方法と結果の概要を述べる。詳細は、(財)日本住宅・木材技術センターから公表されている報告書⁷⁾を参照されたい。

試験体は2棟で、A棟は部材断面が大きな「地方型」の伝統的木造を、B棟はA棟より部材断面が小さい「都市近郊型」の伝統的木造を想定している。図5、図6にA棟及びB棟の平面図を、写真5、写真6にそれぞれの全景を示す。ほぼ同じ間取りを持つが、A棟はモジュール985mm、貫寸法15mm×105mm、B棟はモジュール909mm、貫寸法27mm×120mmで各階床面積、階高等も異なる。A棟、B棟とも、外周の主要な柱10本は150mm角の通し柱であるが、内部の2本はA棟が210mm角の通し柱、B棟では150mm角の管柱である。

壁量は、建築基準法の必要壁量に対する充足率で、A棟が1.03、B棟が1.18である。

柱脚の様子は両試験体で異なり、A棟では礎石の上に直接柱が建つ石場建てであるが、金属製のダボを入れてある。一方のB棟では土台を回し、土台は鉄骨架台に固定され、柱は土台に長ほぞ差しとなっている。従って、両試験体とも柱脚の浮き上がりは許容されるが、水平移動は拘束された形となっている。

主な入力地震動として、A棟に対しては(財)日本建築センターの人工地震波BCJレベル2、1995年兵庫県南部地震における記録波JMA神戸及びJR鷹取を、また、B棟に対してはBCJレベル2及びJMA神戸を用いた。それぞれ記録波はより強いNS方向成分を長辺方向に入力している。

図7にA棟の、図8にB棟の、それぞれのBCJ-L2及びJMA神戸に対する実験結果の1階荷重変形関係を示す。A棟ではBCJ-L2波で1階の最大層間変形角が1/20radを超え、JMA神戸では、NS成分を入力した長手方向の応答が大きく七通りで1/11radであった。その後に入力したJR鷹取に対しては、写真7に示すように、倒壊防止ワイヤーが働き実質的に倒壊に達した。B棟ではBCJ-L2波で1/40rad以下、JMA神戸では七通りで1/10radを超える層間変形

角を示した。

また、BCJレベル2の加振で土塗り壁のせん断による損傷や剥落が生じ、A棟では通し柱の曲げ破壊を生じた。JMA神戸の加振では、土塗り壁の剥落が進み、通し柱の2階床高さ及び1階柱の鴨居高さでの曲げ破壊が多数生じた。最大耐力はベースシア換算でA棟1階長手方向が0.52、B棟1階長手方向が0.67であった。

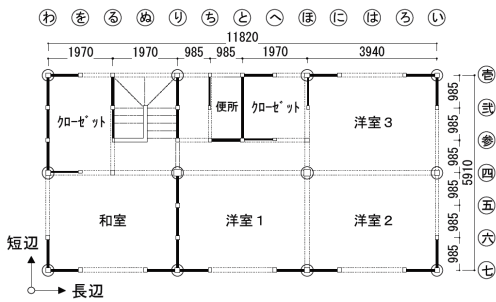
3) 軸組のみの静的加力実験

実大震動台実験の試験体とほぼ同じ仕様であるが土塗り壁のない軸組のみの試験体に対する実大静的加力実験が、建築研究所と一般社団法人木を活かす建築推進協議会との共同研究として2009年8月から9月にかけて行われた⁸⁾。実験の主たる目的は、軸組の強度特性を把握し、昨年度の震動台実験結果との比較から土壁と軸組の強度分担を把握すること、及び高度な計算すなわち限界耐力計算における構造モデル化の方法に役立てることである。

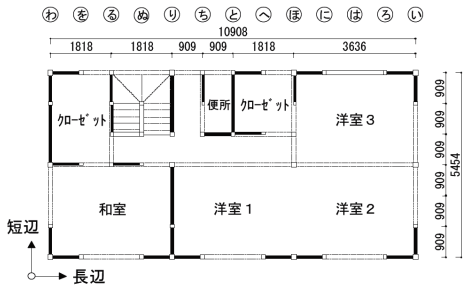
試験体A棟の長辺方向に大変形を生じさせる実験では、1階の層間変形角が7.5分の1となる大変形まで加力を行ない、1階の傾きが8.9分の1(0.112ラジアン)に達したところで最大耐力134(kN)を記録した。この前後から通し柱の2階床高さ、及び1階の差し鴨居の高さで柱の曲げ破壊が生じはじめ、その後、耐力は徐々に低下した(写真8、9)。同様に試験体B棟に対して大変形を生じさせる実験では、1階の傾きが8.2分の1(0.122rad)に達したところで最大耐力129(kN)を記録した。

A棟について震動台実験の結果との比較を図9に示す。震動台実験での最大耐力は約200(kN)、この時の変形角0.03~0.04(rad)時には、静的加力実験での耐力は70~84(kN)である。その比率から計算すると、軸組のみで全体の耐力の35~42%を占めていることになる。さらに大変形になると軸組の負担割合が上昇し、0.08(rad)近くで同様に軸組の負担割合を算出すると約75%となる。

実際には、土塗り壁が加わると接合部の回転角も変化するもので、単純にその差が軸組みの効果とは言い切れない。また、震動台実験の結果と静的加力実験の結果をそのまま比較するのは、耐力の速度依存性を考えると問題が残る。さらに、土塗り壁が構造物全体の性能を決める上で重要な要素であることには変わりはない。しかしながら軸組みの抵抗も、特に大変形領域においては、相当な割合を占めることがこの実験結果からも明らかである。



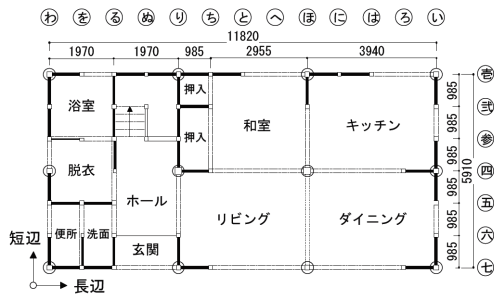
2階平面図



2階平面図

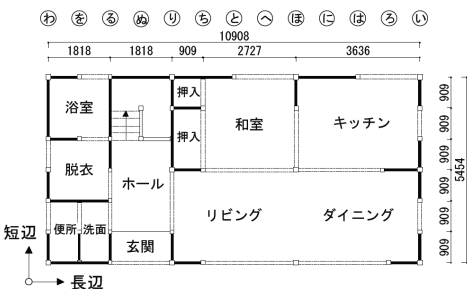


写真5 A棟全景



1階平面図

図5 A棟平面図



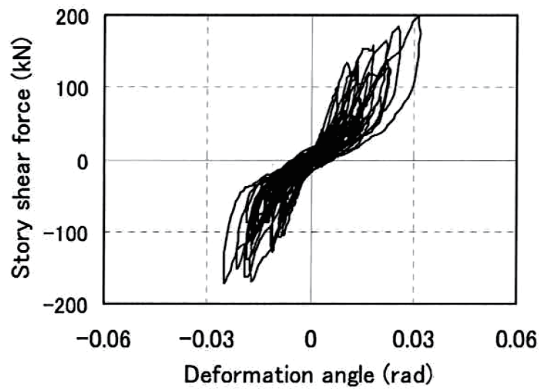
1階平面図

図6 B棟平面図

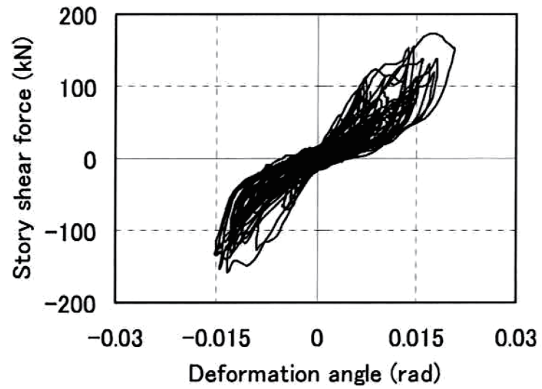


写真6 B棟全景

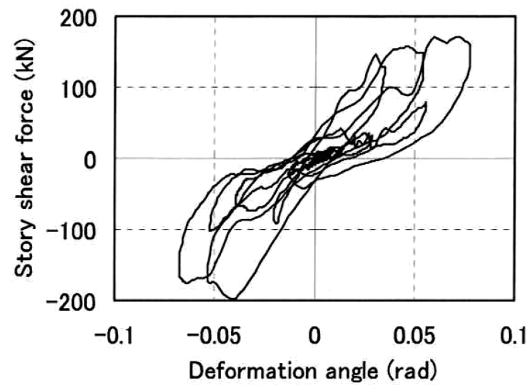
(1) BCJ レベル2



(1) BCJ レベル2



(2) JMA 神戸



(2) JMA 神戸

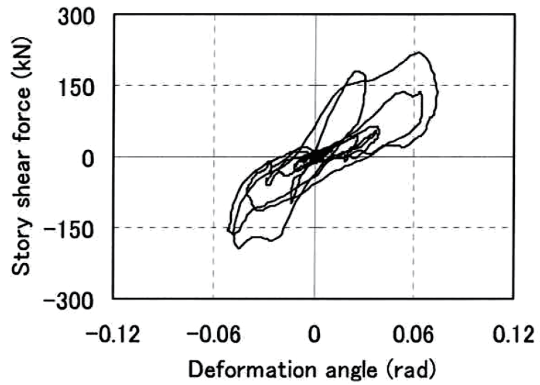


図7 A棟実験結果—1階長辺方向 荷重変形関係

図8 B棟実験結果—1階長辺方向 荷重変形関係



写真7 A棟のJR鷹取による加振時の様子

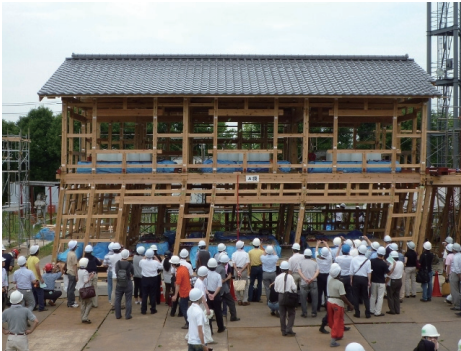


写真8 静的加力実験の様子

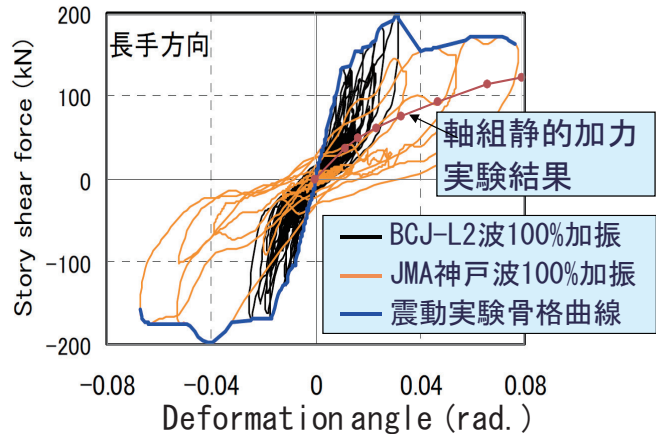


図9 震動台実験と軸組静加力実験の比較



写真9 静的加力実験による柱の折損

III 耐震要素と構造モデル化手法

1) 垂れ壁付き構面振動実験の概要^{9)~11)}

①実験方法

建築研究所では、垂れ壁と柱から成る構面の地震時挙動の把握、簡易な荷重変形関係の算出方法の提案、及び柱脚の滑りを許容する設計法の可能性の検討を目的に、(独)防災科学技術研究所と共同で2008年1月と2009年2月に垂れ壁付き独立柱構面、合計4体の振動台実験を行った。

図10に試験体A及びBの立面図を、写真10に試験体A、写真11に試験体Bの全景を示す。振動台実験においては、同一仕様の構面を2列に並べ、直交壁を設けて箱型とした試験体を用いた。試験体AとBは柱の断面寸法が150mm角、試験体CとDは135mm角である。また、試験体AとCは足固めをアンカーボルトで鉄骨架台に緊結しているが、試験体BとDは柱を直接礎石に載せただけで滑りを許容する納まりとし、礎石は脱落防止のため長さ1mとした。

各試験体には約2tonの重錘を載せた。ただし、試験体Aでは重錘を約3tonとした場合の加振も行っている。

加振は垂れ壁付き構面と平行方向への一方向加振とし、入力地震波としては、1995年兵庫県南部地震における記録波JMA神戸NS方向成分を、25%、50%、100%としたもの、及び建築センターによる人工地震波BCJレベル2の100%を用いている。

②実験結果1—柱の太さの影響

表2にJMA神戸100%の加振に対する実験結果の概要を示す。この中から、まず、「アンカーあり」で柱寸法の異なる試験体A(重錘2ton)とCとを比較する。

柱寸法150mmの試験体Aでは上部構造の最大応答変位(梁の高さでの柱脚に対する水平移動量の最大値)が149mm(梁の高さ3210mmに対して約1/22ラジアン)に納まった。損傷は土塗り壁の亀裂が生じた程度である。これに対し、柱寸法135mmの試験体Cでは柱6本全てが曲げ破壊し、最大応答変位が454mmに達した。倒壊防止ワイヤーが働いたので実質的には倒壊である。

試験体Aに対して重錘を3tonとして再度JMA神戸NS100%で加振した結果は、最大応答変位329mm(約1/10ラジアン)、垂れ壁がせん断破壊して壁土の剥落が生じた。

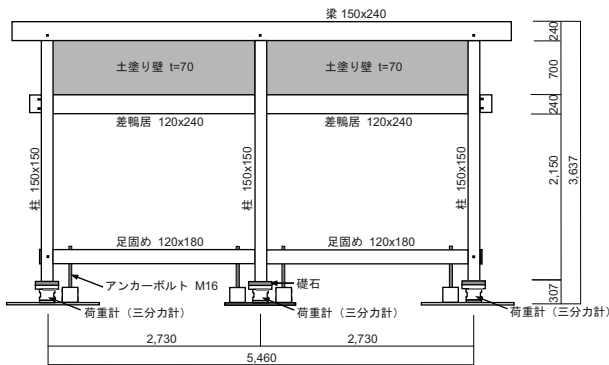


図10 試験体A 立面図

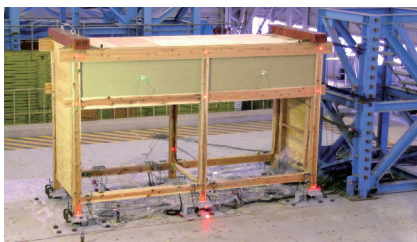


写真10 試験体A 全景

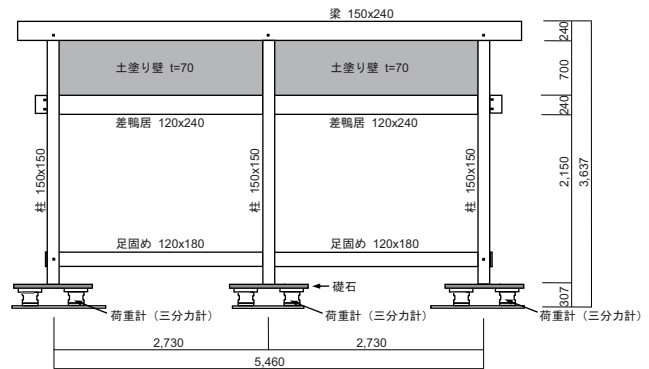


図11 試験体B 立面図



写真11 試験体B 全景

表2 JMA 神戸 100%に対する実験結果概要

試験体	試験体の柱断面寸法 (mm)	重錘 (ton)	アンカー	上部構造最大応答変位 (mm)	柱脚滑り量 (mm)	破壊形態
A	150×150	2	あり	149	—	壁亀裂
A	150×150	3	あり	329	—	壁剥落
B	150×150	2	なし	57	229	壁亀裂
C	135×135	2	あり	(454)*	—	柱折損
D	135×135	2	なし	101	145	壁亀裂

*試験体Cでは倒壊防止ワイヤーが働いたため454mmは参考値



写真12 試験体A JMA 神戸 NS100% (重錘3ton) 加振中

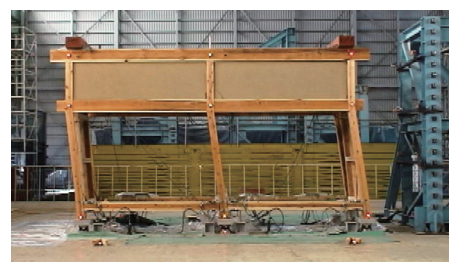
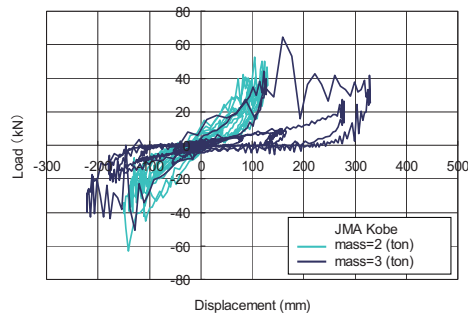


写真13 試験体C JMA 神戸 NS100%加振後

(1) 柱150mm角の場合 (試験体A)



(2) 柱135mm角の場合 (試験体C)

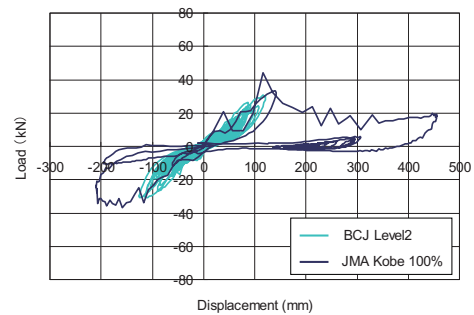


図12 振動台実験で得られた荷重変形関係

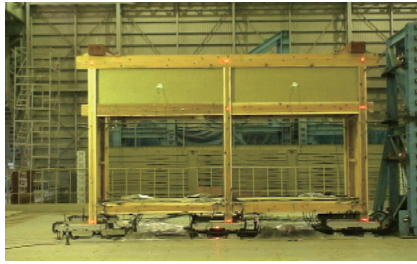
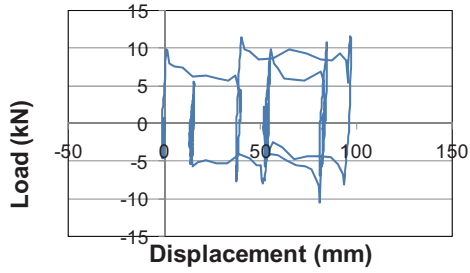


写真14 試験体B JMA神戸NS100% 加振後



写真15 試験体D JMA神戸NS100% 加振後

(1) JMA神戸NS50% 加振時



(2) JMA神戸NS100% 加振時

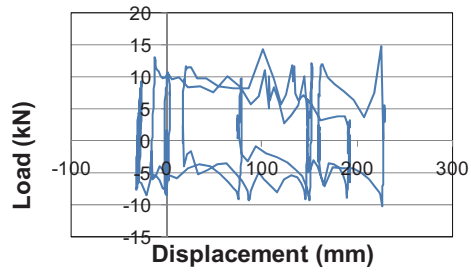
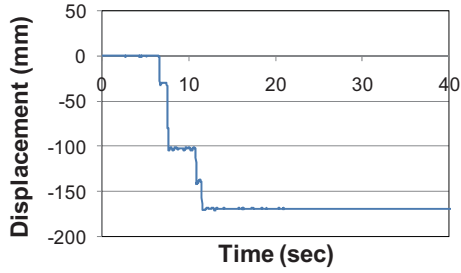


図13 試験体Bの滑り-摩擦力関係

(1) JMA神戸NS50% 加振時



(2) JMA神戸NS50% 逆向き加振時

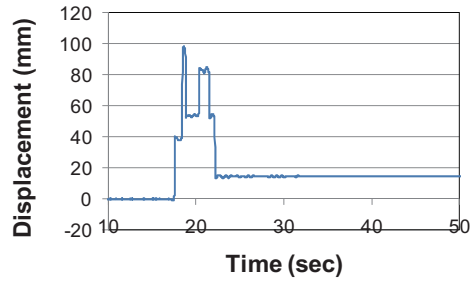
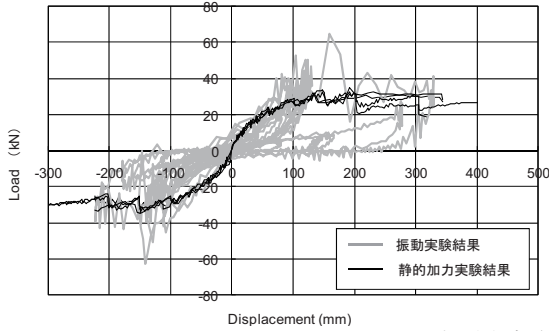


図14 柱脚移動量の非対称性

(1) 柱150mm角の場合(試験体A)



(2) 柱135mm角の場合(試験体C)

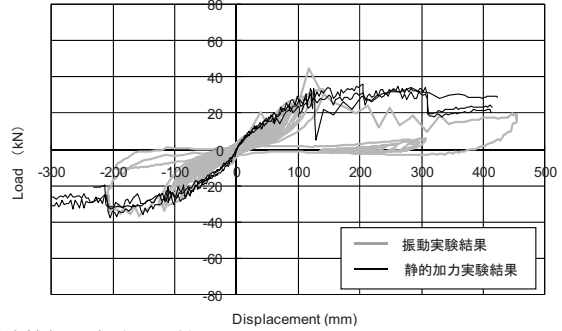


図15 振動台実験と静的加力実験の比較



写真16 試験体Cと同一仕様の静加力実験後

2) 耐力要素に関する知見

① 垂れ壁付き独立柱^{7), 12)}

開放的な空間でありながら柱の曲げ抵抗で地震力・風圧力に抵抗する伝統的構法らしい構造要素として、垂れ壁（内法壁）と柱から成るフレームがある。これを柱1本当たりでの耐力要素として捉えたのが垂れ壁付き独立柱で、文化財建造物の耐震診断法や一般的な木造住宅の耐震診断法にも取り入れられている。また、同様の考え方をすれば、垂れ壁と腰壁が付いた場合も、柱1本当たりでの耐力要素と捉えることが出来る。もちろん、垂れ壁や腰壁をブレース置換して、構面全体に対して詳細なモデル化を行えば良いが、簡易な設計法のためには、あらかじめ荷重変形関係や許容耐力が算出されているのが望ましい。

図16のように垂れ壁と独立柱からなるフレームの柱1本ずつを取り出し、仕口の回転抵抗は簡単のために無視して、垂れ壁のせん断変形（弾塑性）と柱の曲げ変形（弾性～破壊）の加算が成り立つものとする、図17のように比較的簡単に柱1本当たりの荷重変形関係が算出できる。ただし、図18のように柱上

部（垂れ壁の取りつく高さ）に逆せん断が生じるため、垂れ壁のせん断力 Q_w は外力 P に高さの比 (h/a) を乗じたものとなることに注意が必要である。 h/a が3から4程度あるとすると、垂れ壁には外力 P の3～4倍のせん断力が発生する。逆に言えば、見かけ上、垂れ壁の耐力が a/h に低下すると考えても良い。

標準的な垂れ壁付き独立柱について、荷重変形関係を算出すると次のとおりである。

垂れ壁として土塗り壁を想定し、その応力度-変形角関係は「重要文化財（建造物）耐震診断指針¹³⁾」に基づいて図19に示すように60分の1までの折れ線を「曲線」化したものを考える。この場合の壁長1mの許容せん断耐力は、厚さ7cmで3kNとなる。また、横架材心までの高さ $h=3m$ 、鴨居までの高さ $b=2.25m$ 、負担垂れ壁長さ $L=0.91m$ 、又は1.82m、樹種はスギで材料強度 $F_b=22.2(N/mm^2)$ 、ヤング係数 $E=7.0(kN/mm^2)$ とし、垂れ壁の許容せん断耐力は1(kN/m)から6(kN)までの5種類、柱の断面寸法は120mmから240mmまでの6種類として、合計60通りの組み合わせについて計算した。

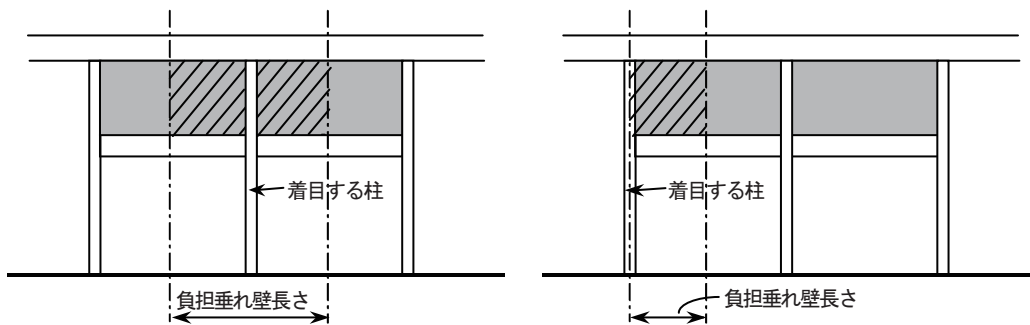
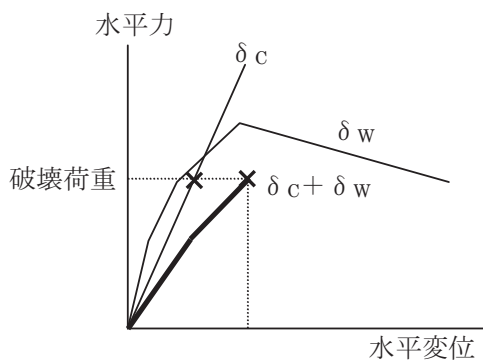


図16 垂れ壁付き独立柱

(1) 柱の曲げ破壊を生じる場合



(2) 柱の曲げ破壊を生じない場合

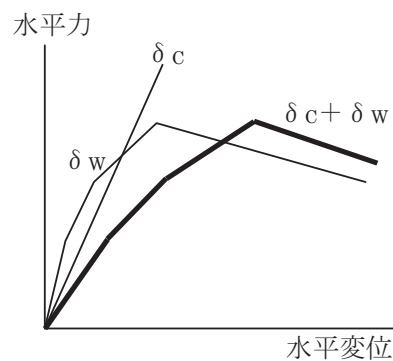


図17 垂れ壁付き独立柱の荷重変形関係

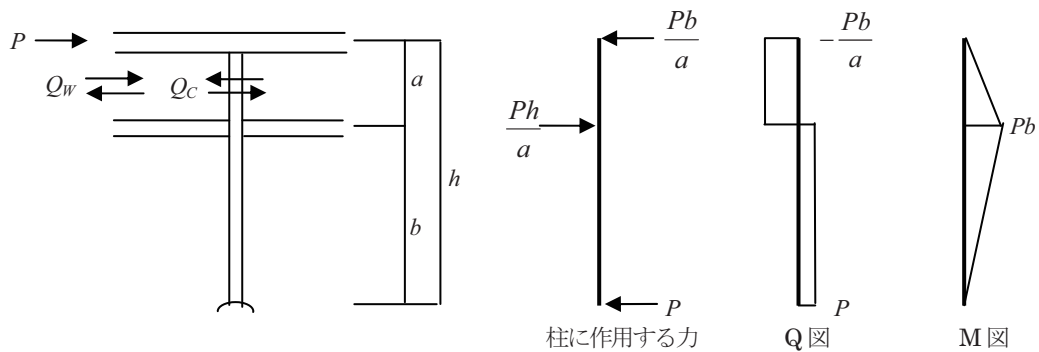


図18 柱と垂れ壁の負担せん断力

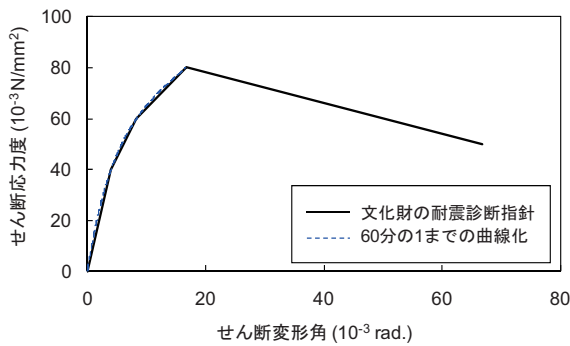


図19 土塗り壁の応力度-変形角関係の想定

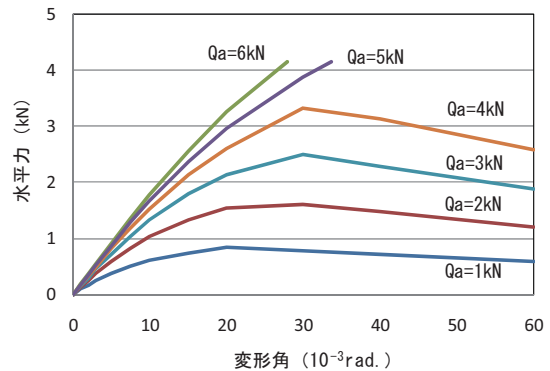


図20 荷重変形関係の算出例

表3 垂れ壁付き独立柱の許容耐力-柱スギの場合 (単位: kN)

(1) L=0.91m の場合

		垂れ壁の許容耐力 (kN/m)					
		1 以上 2 未満	2 以上 3 未満	3 以上 4 未満	4 以上 5 未満	5 以上 6 未満	6 以上
柱の 小径	120mm 以上 135mm 未満	0.20	0.35	0.48	0.57	0.61	0.47
	135mm 以上 150mm 未満	0.21	0.39	0.54	0.67	0.80	0.91
	150mm 以上 180mm 未満	0.22	0.41	0.59	0.74	0.88	1.02
	180mm 以上 240mm 未満	0.22	0.45	0.65	0.84	1.02	1.18
	240mm 以上	0.22	0.45	0.68	0.91	1.13	1.36

(2) L=1.82m の場合

		垂れ壁の許容耐力 (kN/m)					
		1 以上 2 未満	2 以上 3 未満	3 以上 4 未満	4 以上 5 未満	5 以上 6 未満	6 以上
柱の 小径	120mm 以上 135mm 未満	0.35	0.57	0.47	0.44	0.43	0.43
	135mm 以上 150mm 未満	0.39	0.67	0.90	0.70	0.65	0.63
	150mm 以上 180mm 未満	0.41	0.74	1.02	1.26	1.02	0.94
	180mm 以上 240mm 未満	0.45	0.84	1.18	1.50	1.79	2.06
	240mm 以上	0.45	0.91	1.36	1.77	2.16	2.54

算出した荷重変形関係の一例として、負担垂れ壁長さ $L=1.82\text{m}$ 、柱スギ 150mm 角の場合を図 20 に示す。なお、荷重変形関係の計算に当たり、柱の断面係数 Z は断面欠損を考慮して 75% に低減しているが、柱の曲げ変形については鴨居位置での断面欠損を特に考慮していない。

さらに、得られた荷重変形関係から、指定性能評価機関の定める業務方法書で用いられている壁倍率の算出方法に倣って 4 つの指標に対する値を求め、その最小値を柱 1 本当たりの許容せん断耐力として整理した結果を表 3 に示す。変形角 30 分の 1 程度で柱の曲げ破壊を生じるという結果になる場合も多く、4 つの指標のうちでは $0.2Pu\sqrt{(2\mu-1)}$ で決まることが多い。

建築研究所が行った垂れ壁付き構面の振動実験及び静的加力実験の試験体について、上で述べた方法に準じて荷重変形関係を計算し、実験結果との照合により計算方法の妥当性の検証を

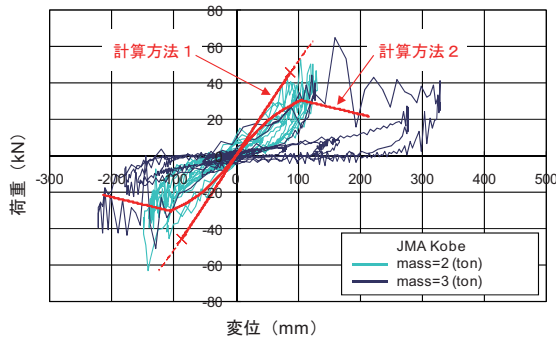


図 21 振動実験結果と計算結果の比較

行った。柱 150mm 角の場合の荷重変形関係について、計算結果の振動実験結果との比較を図 21 に、静的加力実験 2 体との比較を図 22 に示す。図中の計算方法 1 は図 18 において仮に外力 P と垂れ壁せん断力 Q_w が等しいと考えた場合であり、計算方法 2 は上で述べた計算方法である。ただし、土塗り壁の応力-変形角関係は、同じ仕様の土塗り壁の試験結果に基づいて図 19 の 1.7 倍としており、また、断面係数は 3 本の柱の和、垂れ壁負担長さは試験体長 5.46m として計算している。

振動実験結果との比較を見ると、計算方法 2 で計算される耐力が低めに見えるが、静的加力実験との比較では良い一致が見られる。また、実験では柱の曲げ破壊は生じておらず、この点も計算方法 2 の方が実験結果と一致している。なお、さらに接合部の回転抵抗を考慮すれば、特に大変形時の適合性が増すものと考えられる。

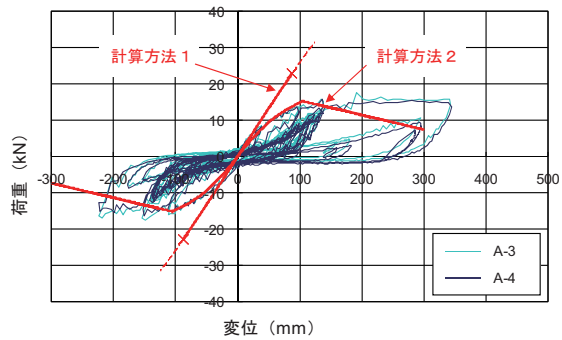


図 22 静的加力実験結果と計算結果の比較

②垂れ壁・腰壁付き独立柱

垂れ壁と腰壁が付いた場合も同様に、図 23 のように柱 1 本当たりを取り出して荷重変形関係を算出することが可能である。この場合の応力状態は図 24 のようになり、力の釣り合いから弾性解は次式で与えられる。

$$\left[\left\{ \frac{h_1(h_0 - h_1)^2}{3EIh_0} + \frac{1}{G_1l_1t_1} \right\} \left\{ \frac{h_2(h_0 - h_2)^2}{3EIh_0} + \frac{1}{G_2l_2t_2} \right\} - \frac{h_1h_2}{36E^2I^2h_0^2} (h_0^2 - h_1^2 - h_2^2)^2 \right] Ph_0^2 = \left\{ \frac{h_1h_2}{3EI} (3h_0 - 2h_1 - 2h_2) + \frac{h_2}{G_1l_1t_1} + \frac{h_1}{G_2l_2t_2} \right\} \delta$$

これを増分形式で表わして非線形領域まで計算すれば、柱 1 本当たりの荷重変形関係が計算できる。荷重変形関係の算出例

を図 25 に、許容せん断耐力の計算結果を表 4 に示す。ただし、横架材心までの高さ $h=3\text{m}$ 、垂れ壁高さ $h_1=0.75\text{m}$ 、腰壁高さ $h_2=1.1\text{m}$ 、負担垂れ壁長さ $L=0.91\text{m}$ 、又は 1.82m とし、その他、樹種や柱の断面寸法等の組み合わせは垂れ壁付き独立柱に対する計算と同様である。図 25 の荷重変形関係は負担垂れ壁長さ $L=1.82\text{m}$ 、柱スギ 150mm 角の場合である。

腰壁がついた場合にも、単純に垂れ壁や腰壁が強くなれば垂れ壁・腰壁付き独立柱の許容耐力が上昇するとは限らない。壁が強くなることにより柱の折損を生じると、変形能力がなくなって、許容耐力を決める 4 つの指標の内、 $0.2Pu\sqrt{(2\mu-1)}$ で決まってしまう、大きな数値にはならないためである。表 3 や表 4 で、垂れ壁等の許容耐力が大きい方が、逆に独立柱としての許容耐力が小さい場合があるのはこのためである。

特に垂れ壁と腰壁の双方が取り付く場合には、全体で見れば剛性、耐力は垂れ壁のみの場合よりも上昇するが、柱の曲げが厳しいので、小さな層間変形角で柱の折損を生じる場合がある。

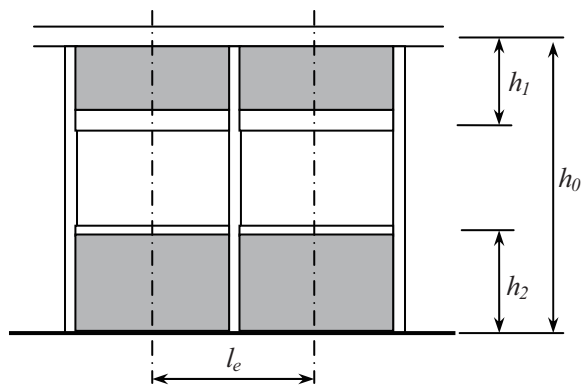


図 23 垂れ壁・腰壁付き独立柱

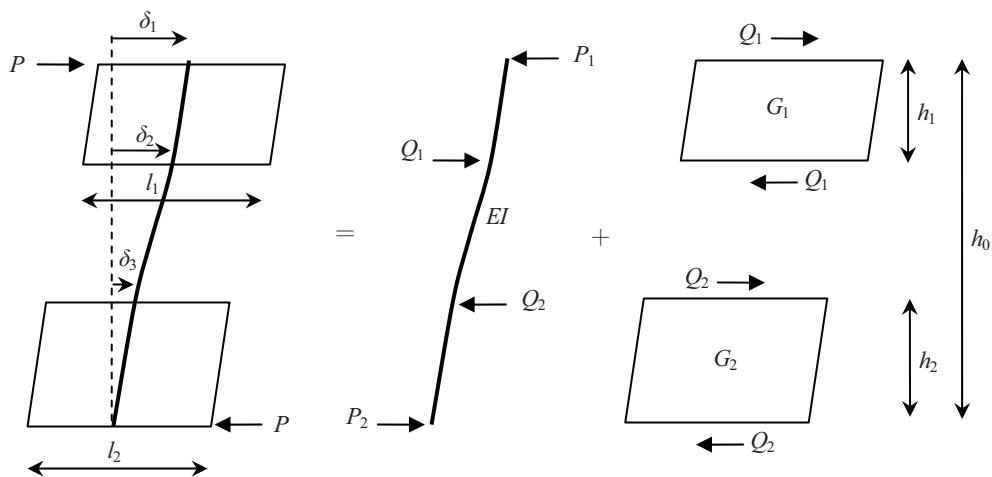


図 24 柱と壁の応力状態

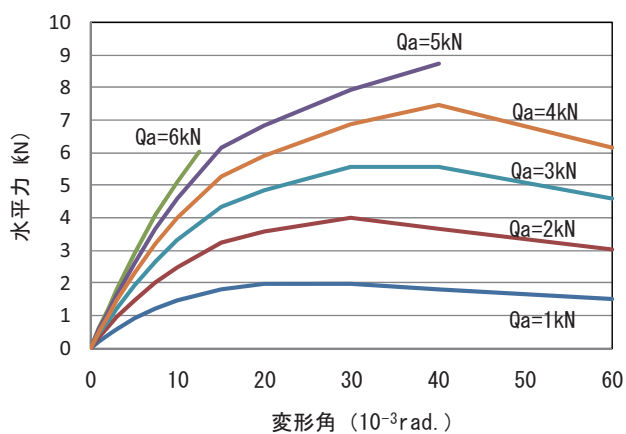


図 25 荷重変形関係の算出例

表4 垂れ壁・腰壁付き独立柱の許容耐力一柱スギの場合（単位：kN）

(1) L=0.91m

		垂れ壁・腰壁の許容耐力 (kN/m)					
		1 以上 2 未満	2 以上 3 未満	3 以上 4 未満	4 以上 5 未満	5 以上 6 未満	6 以上
柱の 小 径	120mm 以上 135mm 未満	0.50	0.88	1.23	1.56	1.82	0.68
	135mm 以上 150mm 未満	0.53	0.96	1.34	1.70	2.04	2.37
	150mm 以上 180mm 未満	0.54	1.03	1.45	1.84	2.20	2.56
	180mm 以上 240mm 未満	0.55	1.09	1.60	2.07	2.51	2.93
	240mm 以上	0.55	1.11	1.66	2.21	2.76	3.30

(2) L=1.82m の場合

		垂れ壁・腰壁の許容耐力 (kN/m)					
		1 以上 2 未満	2 以上 3 未満	3 以上 4 未満	4 以上 5 未満	5 以上 6 未満	6 以上
柱の 小 径	120mm 以上 135mm 未満	0.88	1.56	0.68	0.54	0.49	0.47
	135mm 以上 150mm 未満	0.96	1.70	2.37	2.30	0.86	0.76
	150mm 以上 180mm 未満	1.03	1.84	2.56	3.25	3.89	1.41
	180mm 以上 240mm 未満	1.09	2.07	2.93	3.70	4.44	5.16
	240mm 以上	1.11	2.21	3.30	4.35	5.32	6.27

3) 水平構面の剛性に応じた構造モデル化手法⁷⁾

水平構面が十分な剛性を有していない場合の建物全体のモデル化においては、そのせん断変形を考慮したモデル化を行う必要がある。その際、鉛直構面の荷重変形関係は、次のいずれかにより求められるものとする。

方法 A：接合部の変形が無視できるなどの条件のもとで、耐力壁等の要素の荷重変形曲線の加算により求める。

方法 B：部材レベルのモデル（接合部変形も考慮する）の増分解析（荷重増分又は変位増分）によって算出する。

建物全体の荷重変形関係の算出は、水平構面剛性と偏心の程度により、次のいずれかによるのが考えられる。

方法 1：ねじれ変形及び水平構面変形が小さいという条件のもとで鉛直構面の荷重変形関係の和として算出する。

方法 1'：水平構面は剛と見なせるが、ねじれを生じる場合、各鉛直構面の荷重変形関係について、図 26 に示す方法でねじれ補正係数を用いて補正した上で加算する。

方法 2：柱脚接合部の引き抜けが生じない場合には、鉛直構面と水平構面のせん断変形を考慮した疑似 3 次元モデルを用いて増分解析を行う。

方法 3：柱脚接合部の引き抜けが生じ、これにより層間の荷重変形関係が非独立の場合には、部材レベルの 3 次元モデルに対する増分解析を行う。

ただし、方法 1' のねじれ補正係数を用いる方法については、

塑性域も含めた応答予測の妥当性の検証が必要である。

また、方法 2 でいう疑似 3 次元モデルは、図 27 に示すようなモデルで、各通りの鉛直構面のせん断力一せん断変形関係を K で、鉛直構面で区切られた各水平構面のせん断力一せん断変形関係を G で表わしている。図 28 に示すようにして、2 階建てモデルにおいて通し柱の曲げ抵抗を考慮することも可能である。平成 20 年度の委員会報告書⁷⁾には、これらのモデルに対する外力と変形の関係を示す式を掲載している。水平構面の変形を考慮した簡易なモデル化の方法であり、自由度は各層の鉛直構面の数の和となるので、部材レベルでの 3 次元モデルに比べて容易に水平構面の変形を考慮したモデル化が可能である。

限界耐力計算では、上記の方法 1 から方法 3 のいずれの場合も、次式により 1 自由度系への縮約を行う。

$${}_c S_a = \frac{\sum m_i \delta_i^2}{(\sum m_i \delta_i)^2} \cdot \sum P_i$$

$${}_c S_d = \frac{\sum m_i \delta_i^2}{\sum P_i \delta_i} \cdot {}_c S_a$$

疑似 3 次元モデル、3 次元モデルのように水平構面の変形を考えた場合でも、各階、各鉛直構面の変形を用いて上の式により 1 自由度系への縮約を行えば、そのまま限界耐力計算に持ち込むことができると考えられる。外力の水平方向の分布は、偏心率が小さくかつ水平構面が剛と見なせる場合には、各鉛直構面が負担する質量に比例すると仮定してよからう。

(1) $\alpha > \alpha_G$ の耐力壁線 (大きくふられる側)

(2) $\alpha < \alpha_G$ の耐力壁線 (変形の小さい側)

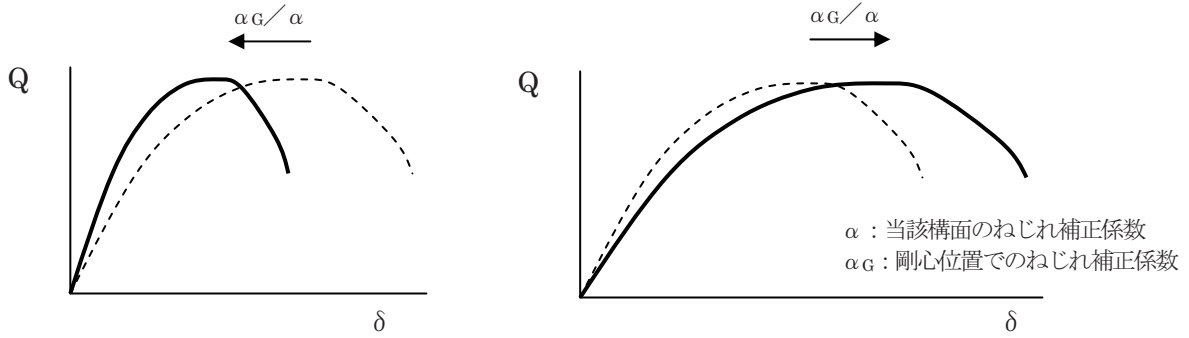


図 26 ねじれ補正係数 α を用いた荷重変形関係の補正方法

(1) 平屋の場合

(2) 2階建ての場合

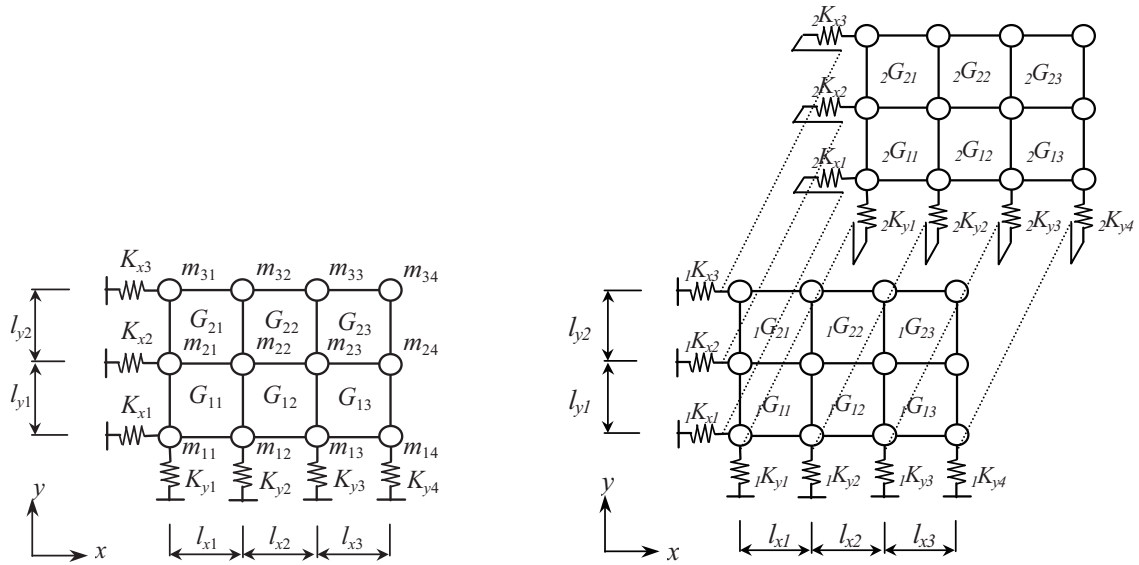
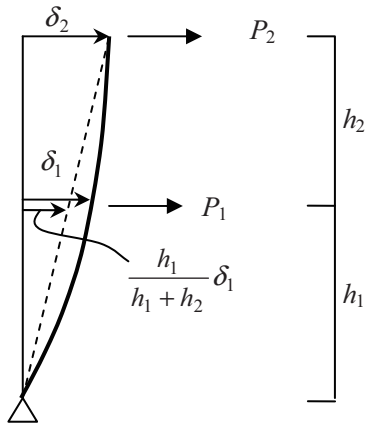


図 27 疑似3次元モデル



$$\begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} cK & -\gamma cK \\ -\gamma cK & \gamma^2 cK \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \end{Bmatrix}$$

ただし、

$$cK = \frac{3EI(h_1 + h_2)}{h_1^2 h_2^2}$$

$$\gamma = \frac{h_1}{h_1 + h_2}$$

図 28 通し柱に作用する力と変形の関係

IV 石場建ての場合の地震時挙動

1) 過去の地震被害例

石場建てについては、自然素材を用いた構法であること、柱脚の滑りにより大きな地震動に対して上部構造への入力軽減される可能性があることなどから、強い関心が持たれている。一方で、実際の地震時の滑り量や建物全体の挙動、滑っても脱落しない大きな礎石の使用の可否、構面ごとにばらばらに滑るときの安全性確保方策など、安全性をきちんと確認して設計に活かすためには、現時点では不明な点も多い。

過去の地震被害を見ておくことも必要と思われる。

写真 17、18 は 1995 年の兵庫県南部地震で、柱がばらばらに動いた結果、柱脚が開いて土塗り壁が落下した被害例、写真 19 は 2007 年能登半島地震で、写真の奥にある比較的固い妻壁が左に 25cm 程度滑り、それに引きずられて手前の柱列が大変形を

起こした被害例¹³⁾である。写真 19 の住宅の平面図を図 29 に示す。柱脚がばらばらに動く危険であることは明白である。

一方、住宅の柱脚移動量と被害程度を調査した例として、久田俊彦による福井地震の被害調査がある¹⁴⁾。調査対象は 69 例で、平屋、2 階建てに分けて、さらに被害程度を無傾斜、小傾斜、中傾斜、大傾斜、倒壊に区分している。これを見ると、69 例の多くは土台基礎の緊結がなく、最大で 80cm の移動を生じている。

興味深いことに、平屋で無傾斜だった 14 例のうちの 6 例、2 階建てで無傾斜だった 3 例のうち 2 例は土台基礎が緊結してあった。また、平屋で大傾斜となった 4 例のうち 1 例は 60cm の柱脚移動があったが大傾斜を生じている。この調査結果を見ると、柱脚が滑れば上部構造が安全であるとは決して言えないし、柱脚を緊結していると倒壊し易いとも言うことはできない。



写真 17 柱脚が開いた被害例

写真 18 写真 17 の詳細

写真 19 柱脚移動に伴う被害例

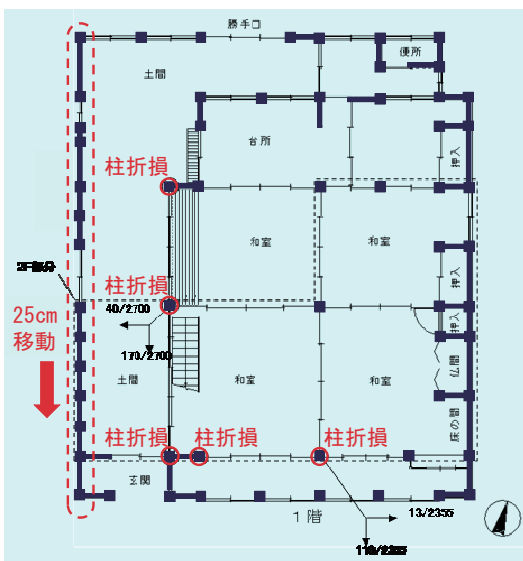


図 29 写真 19 の住宅の平面図

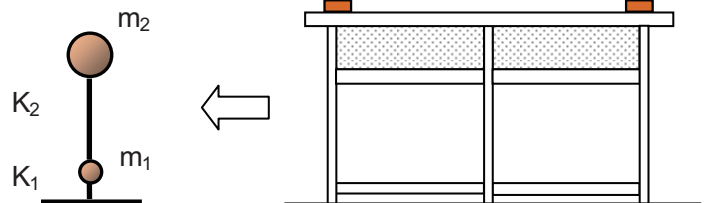


図 30 垂れ壁付き構面試験体の 2 質点系へのモデル化

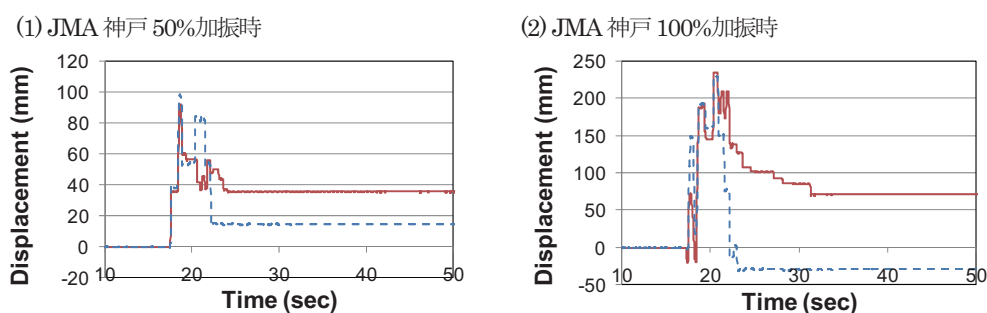


図 31 柱脚移動量の実験と解析の比較 (実線：解析結果、破線：実験結果)

2) 計算による滑り量予測の可能性

柱脚の滑りを許容する設計法に向けた課題の一つ目は、礎石上に載った柱脚が地震動に対して滑るか滑らないか、さらに滑るとしたらその移動量が正しく予測できるか、ということである。話を簡単にするために、まずは建物が一体に滑る場合を想定しよう。

前述の柱脚の滑りを許容する構面に対する振動台実験について、時刻歴応答計算と実験結果との照合を行った¹⁵⁾。

前述のように振動実験に際して礎石下に設置した荷重計（三分力計）で摩擦力を測定しており、動摩擦係数を求めたところ、およそ 0.3 と 0.4 であった。数字が 2 つあるのは、同じ礎石であるにもかかわらず、左向きと右向きで動摩擦係数が異なっていたためである。

図 30 に示すように試験体を 2 質点系でモデル化し、柱脚滑りに対応するバネとしては、上記の摩擦係数に対応する降伏耐力を有する弾塑性（初期剛性は非常に大きな数値としているのでほぼ剛塑性）としている。上部構造は実験でほとんど損傷がなかったので弾性と仮定した。

実験結果と解析結果を比較した例を図 31 に示す。動き出す瞬間や最大滑り量などは、かなり良い適合性が見られる。ただし加振後の残留移動量はあまりよく合っていない。また、BCJ レベル 2 のように継続時間が長い地震入力に対しては、誤差が蓄積されるためかあまり良い適合を示さなかった。

このように、平らな礎石で摩擦係数がわかっていて、上部構造の荷重変形関係が正しく追えていれば、時刻歴応答計算により、かなりの程度まで滑り量の予測は可能であると言えよう。

滑り出す瞬間は動摩擦係数ではなく静止摩擦係数を用いるべきかもしれないが、すでに柱のロッキングを生じているので、静止摩擦係数で良いかどうかは疑問の余地がある。安全側で評価するならば動摩擦係数を用いた方が良さそうである。

3) 柱脚滑りを伴う木造住宅の地震時挙動の試算

礎石と柱脚の間の摩擦係数が 0.3 や 0.4 であるとする、滑ったとしても上部構造の地震入力が軽減されるとは限らない。

住宅をイメージして上部構造の耐力や地震動の大きさを変化させ、滑り量及び上部構造の変形量がどのようになるか、簡易なモデルを用いて時刻歴応答計算により算出してみた。

解析モデルは、2008 年度に振動台実験を行った A 棟を参考とし、図 32 に示すように 2 質点系のモデルとする。質量は試験体重量を参考にして $m_1=10$ (ton)、 $m_2=40$ (ton) とし、せん断ばね K_1 は動摩擦係数 0.3、0.4 に対応する降伏耐力を有する弾塑性で、上部構造は振動実験結果を参考にしてパイリニア+スリップの履歴モデルとした。A 棟の最大耐力は上部重量の約 0.5 倍であるので、これを標準として剛性、耐力を変化させ、ベースシア係数で 0.2 から 0.8 まで 0.1 刻みのパラメータとした。なお比較のため、柱脚固定の場合についても計算している。

建築センター波 BCJ レベル 2 と兵庫県南部地震における神戸海洋気象台での記録波 JMA 神戸 NS に対する計算結果を図 33、図 34 に示す。BCJ レベル 2 に対しては、柱脚滑り量は変化するが、上部構造の最大応答変位は摩擦係数 0.3、0.4、固定のいずれの場合でもほとんど変化せず、建物の強さで決まっている。

安全限界を 15 分の 1 ラジアン（この場合は変位 223mm に相当）とすると、BCJ レベル 2 の入力に対して上部構造が安全限界変位におさまるためには、柱脚が滑る仕様であっても滑らない仕様であっても、ベースシア係数で 0.4 程度必要である。

一方、JMA 神戸 NS に対しては、摩擦係数 0.3、0.4 の場合に柱脚が滑ることによって、柱脚固定に比べて上部構造の応答が抑えられている。柱脚固定では上部構造のベースシアが 0.8 でも安全限界を超えるのに対して、摩擦係数 0.4 の場合はベースシア 0.6、摩擦係数 0.3 であればベースシア係数 0.5 で安全限界以下に収まるという結果であった。

以上から、基準法レベルの入力地震動に対しては、柱脚の滑りを止めても止めなくても、上部構造に必要な耐力はほとんど変わらないが、それを超える地震入力に対しては、柱脚の滑りによって上部構造の変形が抑えられる可能性があると言える。各構面が一体に滑るかどうかは1階床の剛性に依存するが、一般に伝統的構法の床は柔らかく、各鉛直構面のばらばらな移

動を抑えるほどの剛性はない。各柱列で負担重量に対する耐力の比がほぼ均等であれば、1階床の剛性が低くても各柱列が同様の滑り挙動を生じる可能性はある。しかし、そのような設計は設計法としては制約が大きすぎる。一般論でいえば、1階床も含めて水平構面のせん断変形を考慮した3次元的な振動モデルによる解析が必要となろう。

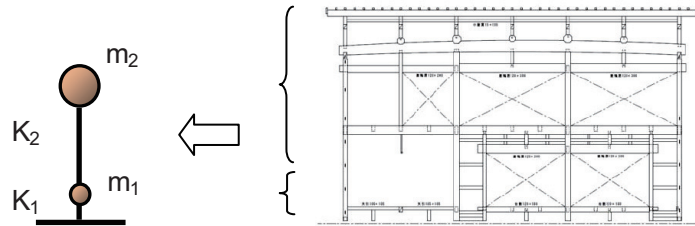
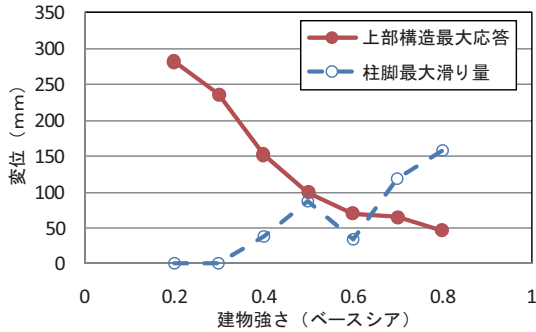
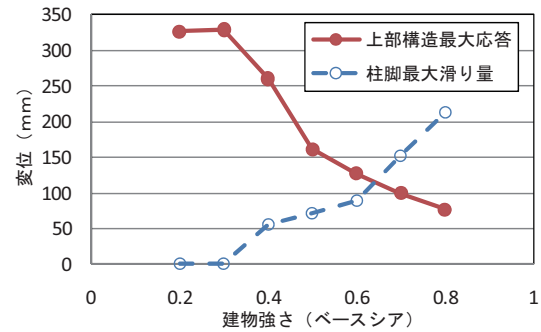


図32 震動台実験の試験体A棟のモデル化

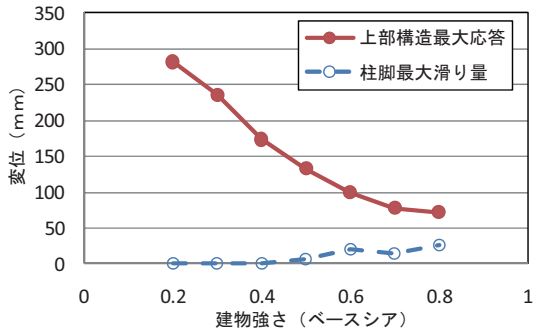
(1) 摩擦係数0.3の場合



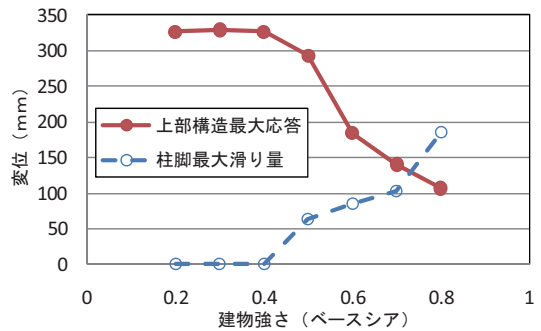
(1) 摩擦係数0.3の場合



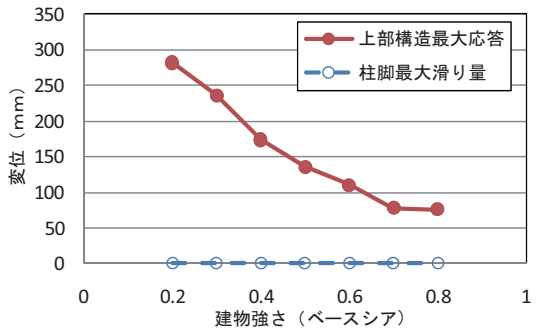
(2) 摩擦係数0.4の場合



(2) 摩擦係数0.4の場合



(3) 柱脚固定の場合



(3) 柱脚固定の場合

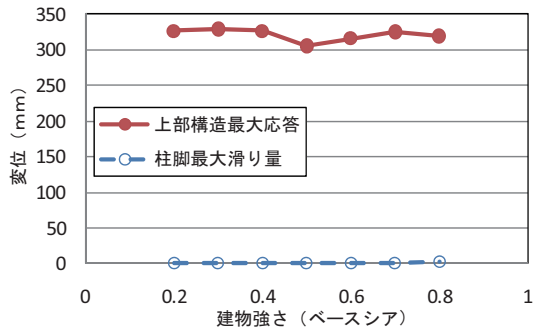


図33 BCJ レベル2に対する応答計算結果

図34 JMA 神戸 NS に対する応答計算結果

V 今後の展望

伝統的木造住宅の各種の耐震要素の力学特性、建物の地震時挙動は、ここで紹介した以外にも多くの研究の蓄積があり、柱脚の滑りの問題を除けば、かなりの程度まで明らかになってきた。

伝統的構法の特徴として、一般に30分の1を超える大変形まで荷重が上昇傾向にあるという利点がある。振動台実験や静的加力実験でも、倒壊限界までは相当の余裕があることが確認されている。大変形時の柱の折損や接合部の破壊、鉛直荷重が建物を倒壊させるように働くP・Δ効果などを解析で正しく考慮することができれば、限界耐力計算に持ち込むことは困難ではない。ただし、柱の曲げ破壊をどの程度まで許容するかといった安全限界の設定については、議論の余地が残っている。

一方、水平構面のせん断剛性が小さく、変形を生じやすいことも伝統的構法の一般的な特徴の一つである。これについては、汎用解析プログラム等を用いて水平構面のせん断剛性をブレース置換で表わした3次元モデルを用いるか、または、ここで提案したような疑似3次元モデルを用いて増分解析を行うことにより、限界耐力計算に持ち込むことが可能であろう。

柱脚の浮き上がりを許容する設計法は、限界耐力計算において部材レベルの3次元モデルを用いて増分解析を行うのであれば、可能性があるように思われる。

こうした計算が可能であるということは、平面計画などの設計ルールをある程度縛り、各部の仕様や最低性能を押さえることによって、仕様規定的な簡易な設計法に持ち込むことも可能であることを意味する。水平構面の剛性があり、柱脚の移動や浮き上がりを許容しない場合については、平成21年度の委員会報告書で提案を行っている⁸⁾。ただし、柱脚が浮き上がる場合や、滑りを許容する場合の簡易な設計法の構築は容易ではない。

特に柱脚の滑りを許容する設計法については、摩擦係数のばらつき、上部構造耐力のばらつき、不同沈下の影響、柱軸力変動の影響、上下動の影響など、不確定な要素が非常に多い。また、風に対する安全性の問題もあるように思われる。柱脚の滑りは偏りを生じやすいため、限界耐力計算の元となる等価線形化法の適用範囲外であるという指摘もある。現在のところ、振動実験の結果を解析的にどこまで追えるかが課題であり、その後にパラメトリックな解析によって設計法を検討する手順になる。

いずれにしても、伝統的構法による木造住宅の技術は、先人から受け継いで後世に伝えていくべき豊富な価値を有する貴重な財産である。ここに工学的な判断を加え、地震や風に対する不安を払しょくして安全安心をもたらす設計法を構築することが、

現代に生きる技術者の責務であると考え。更なる研究の蓄積と研究成果の段階的な実務への還元に期待し、また、自らも貢献できれば幸いであると考え。

参考文献

- 1) 有馬孝禮「建築が地球環境に与える影響3 資源利用」、建築雑誌 Vol.108 No.1342、日本建築学会、1993年5月
- 2) 林野庁「森林・林業統計要覧2010」より作図
- 3) 文部省国立天文台編「理科年表2001」より作表
- 4) 国土技術政策総合研究所資料第133号「平成15年7月26日宮城県北部地震被害に係わる現地調査報告」、国土交通省国土技術政策総合研究所、2003年10月
- 5) 建築研究資料第109号「平成19年(2007年)新潟県中越沖地震建築物被害調査報告」、国土交通省国土技術政策総合研究所、独立行政法人建築研究所、2007年12月
- 6) 坂本功他、伝統的木造住宅の水平加力ならびに振動実験その1～3、日本建築学会大会学術講演梗概集、1985年10月
- 7) (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の報告」、2009年6月
<http://www.howtec.or.jp/gijyutsu/dento/dentohoukoku.html>
- 8) 一般社団法人木を活かす建築推進協議会「伝統的構法の設計法作成および性能検証報告書」、2010年6月
http://www.kiwoikasu.or.jp/gijyutsu/21dento_04sekkei.pdf
- 9) 和田幸子他、伝統的木造住宅の垂れ壁付き構面振動台実験その1、日本建築学会大会学術講演梗概集、2008年9月
- 10) 桂川晋他、伝統的木造住宅の垂れ壁付き構面振動台実験その4、日本建築学会大会学術講演梗概集、2009年8月
- 11) Kawai, N., et. al., Shake Table Tests on Frames with Hanging Walls used in Japanese Traditional Wood Houses, WCTE 2010 Conference Proceedings, 2010年6月
- 12) 河合直人他、伝統的木造住宅の垂れ壁付き構面振動台実験その5、日本建築学会大会学術講演梗概集、2009年8月
- 13) 久田俊彦、福井地震における木造住宅壁体の効果、昭和23年福井地震侵害調査報告II 建築部門、北陸震災調査特別委員会、1951年8月
- 14) 建築研究資料第107号「平成19年(2007年)能登半島地震建築物被害調査報告」、国土交通省国土技術政策総合研究所、独立行政法人建築研究所、2007年10月
- 15) 河合直人他、伝統的木造住宅の垂れ壁付き構面振動台実験その2、日本建築学会大会学術講演梗概集、2008年9月