

木造住宅の構造安全性評価のあり方

平成9年11月

財団法人 日本住宅・木材技術センター

目次

1	木造住宅の新しい構法	1
(1)	構造の高度化	1
(2)	生産の合理化	2
(3)	構法と材料	2
(4)	各部構造の合理化	3
(5)	「木材」オリエンテッド住宅	4
(6)	プレハブ住宅とツーバイフォー構法	4
(7)	新しい「木質住宅」へ	4
2	J R 鷹取波加振による軸組構法木造住宅の実大振動実験	5
(1)	その1 研究概要	5
(2)	その2 平屋建試験体 (S 1) の実験概要と中小加振	7
(3)	その3 平屋建試験体 (S 1) の3次元フルスケール加振	9
(4)	その4 総2階建試験体 (S 2) の実験概要と中小加振	11
(5)	その5 総2階建試験体 (S 2) の3次元フルスケール加振	13
(6)	その6 下屋付き2階建試験体 (S 3) の実験概要と中小加振	15
(7)	その7 下屋付き2階建試験体 (S 3) の3次元フルスケール加振	17
(8)	その8 総2階建試験体 (S 2) の動的崩壊過程	19
3	多度津 A 棟静的実大実験	21
(1)	軸組	21
(2)	軸組 + G B	21
(3)	軸組 + G B + S D	21
4	これからの木質構造住宅の接合部	24
(1)	クレテック型金物	24
(2)	補強金物と構造金物	24
(3)	キーワードは「保有耐力と変形性能」	24
(4)	実大振動実験の結果	25
(5)	構造特性係数 D S	25
(6)	2つの耐震性能目標	25
(7)	性能規定時代の設計	26
(8)	保有耐力の確認が必要	26
(9)	接合部にも保有耐力の考え方が必要	26
(10)	接合部の実験法	26
(11)	ツーバイフォー構法の改訂告示	27
(12)	土塗り壁と性能規定	27
(13)	まとめ	27
5	性能規定化と木造住宅	28
(1)	住宅性能に関するユーザーニーズの整理と消費者ニーズ調査との対照	31
(2)	住宅性能に関するユーザーニーズの整理	32
(3)	住宅性能表示・保証制度の意義・効果	33
(4)	住宅性能に関する情報提供手段について	34
(5)	住宅性能表示・保証制度フロー図 (案)	35

木造住宅の新しい構法

大橋好光・東京大学助手

木造住宅、特に軸組構法住宅は、今、新しい時代に入ろうとしている。昨年の特集号（'94年11月号「特集・木質構造の技術」）で木造住宅の新しい動きを述べたが、1年後の今、その方向性が一層明らかになってきた感がある。ここでは、木造住宅の特に躯体構法に関する動向を紹介する。

構造の高度化

神戸と軸組構法

木造住宅にとって、この1年間で最も衝撃的な出来事は、やはり兵庫県南部地震であった。全壊戸数約10万戸、6千人に及ぶ死者の8割以上は、潰れた建物の下敷きになっての圧死といわれる。特に、比較的大きな被害を生じた建物の多い軸組構法では、問題点の洗い出しが行われている。

こうした状況の下、構造に関することがいくつか見られる。それらを一言でまとめると、構造技術の高度化といっても良いであろう。

軸組構法と構造計算

平成2年度まで実施された、建設省のいわゆる「新木造総プロ」では、木造建築のほとんどの分野で設計法の見直しが行われた。そして、その新木造総プロで打ち出された一つの姿勢は、「木造建物も構造計算で構造安全性を確認する」ということであった。3階建て以上の大規模な木造では、当然、法規的にも構造計算

は要求されるが、小規模な建物でも、構造計算によって安全性が確認できれば、仕様規定的な設計による範囲を超えた実現可能にしようとするものであった。

例えば、軸組構法住宅の構造設計は、これまで、いわゆる壁率の計算によっていた。昨年の特集で、「新木造総プロでは、小規模な木造軸組構法だけが、その構造計算法の見直しが残された」と記したが、この一年の間に、軸組構法にもそうした動きが生まれてきた。住宅を構造計算に基づいて、設計しようとするものである。

後で述べる高倍率の耐力壁の使用、変形量の計算、あるいは2階に耐力壁を配置したときの筋かい強度の評価、などを実現しようとするれば詳細な構造計算は必須である。しかし何よりも、「木造は構造計算をしていないのか」という一般の素朴な疑問に答えられるようになることに最大の意味がある。

今後は、こうした構造計算を行った場合には、壁率の計算との切り放し、あるいは融資上の優遇、など制度上のサポートが求められる。

高倍率耐力壁の使用

プレハブ住宅では高倍率の耐力壁は珍しくないが、軸組構法では、2割の筋かい（倍率2.0）を用いる程度で、比較的低い倍率の耐力壁が使用されてきた。ところが、最近、軸組構法でも高倍率の耐力壁を使用するシステムが増えている。

こうした傾向は、3階建ての一般

化以来の現象と考えられる。3階建てで使用した高倍率の耐力壁を2階建てに用いると、耐力壁の配置に余裕ができてうまいことがわかったのであろう。新しく開発される構法では、高倍率の耐力壁を用いて、外周壁のみで壁量をまかなおうとするものが多い。

間口に壁のない住宅を実現する

また、神戸では、2間程度の狭い間口の住宅で大きな被害を生じたが、商店のような間口に壁が少ない建物を木造でつくるにはどうしたらよいかは、木造界全体に投げかけられた課題といえる。

そうした間口に壁のない建物を可能にする1つの方法は、いわゆるラーメン架構を実現することである。昨年の特集号で、集成材等を用いたラーメン架構をいくつか紹介したが、それらは現在コストダウンに苦心している。住宅価格の低下は、それらの普及の妨げになっている。

そうした課題はツーバイフォー構法やプレハブ住宅でも同様である。ツーバイフォー構法住宅の開口部分に集成材の門型フレームを組み込んで解決しようとするものが現われた。こうした異なった構造方式の組合せでは、地震時の挙動を一体化させることが最も重要で、両者の剛性を整合させることに最大の注意が払われた。

また、プレハブメーカーでも、軸組の要素を取り入れた構法を開発して、これに対応しようとしている。

ホールダウン金物の2階建てへの使用

また、ホールダウン金物を2階建てにも用いるところが現れている。

神戸では、隅角部の柱が土台から抜け出した例が数多く報告された。実際、隅角部の柱には、数トンの引抜き力が生じる可能性があることが明らかになってきている。

一方、引抜き力が予想以上であったことは、ツーバイフォー構法やプレハブ住宅の反省材料でもある。これらの構法は比較的被害が小さかったと言われているが、被害を受けた建物では、やはり壁の脚部が浮き上がったたり、外側にずれたりしているものが見られる。

生産の合理化

プレカット加工の普及

軸組構法の躯体生産の合理化で、最も普及しているのがプレカット加工である。特に、大手の住宅メーカーは、ほとんどがこれを採用しており、近年では、小屋垂木など軸組以外の部材もプレカットしているところが増えている。

また、プレカット工場が情報の中心としての役割を果たす可能性を指摘する向きもある。プレカット工場には、さまざまな設計情報が集中しており、ここに各種の部品情報も集約される可能性がある。また、コンピュータで処理すれば、「今売れているプラン」とか「最近流行っているシステムキッチン」などの分析を簡単に行うことができよう。

また、一方で、プレカットは、大工職人を躯体の加工から解放してくれる。そこで、躯体の組立と内装工事の分業も始まっている。プレカット業者には、中小の工務店に向けて「躯体の建方サービス」を実施しようとしているところがある。

プレカットとパネル化工法

プレカットの次に、軸組構造の住宅メーカーが採用した合理化工法が、外壁などのパネル化であった。バブルが崩壊した現在、パネル化採用の勢いは一時ほどではないが、メーカーは長期的にはパネル化は避けられない趨勢と考えている。

そこで、軸組部材のプレカットとパネル化の組み合わせは、多くの合理化構法で採用されている。三ツワの「P & P 工法」はそうした工法の一つである。ただし、この2つの技術を有機的に結びつけるためには、横架材せいの統一や、筋かい耐力壁の処理など、まだ、いくつかの問題点が残されている。殖産住宅の「LWS システム」は横架材のせいを積極的に統一しており、管柱、間柱、筋かいなどの部材をそれぞれ同一長さ揃えることが可能となった。

軸組構法とパネル構法・ユニット工法

軸組構法とツーバイフォー構法などのパネル構法の境目がなくなってきていることは、前回の特集でも記したが、一層、その傾向が高まっている。

例えば、エス・バイ・エルの「新桂」のグリッドシステムはユニークである。パネル構法であるが、ダブルグリッドを採用しているため、グリッドの交点には柱のようなダミー材が配されている。そして、大きめの頭つなぎ材を用いると、軸組構法にパネルを組み込んだ構法とほとんど同じになる。

また、エス・バイ・エルはこれをさらに進めたユニット工法を開発した。同社の「コモハウス」は、あたかも「軸組のユニット住宅」である。木質系住宅のユニット工法は積水化学がツーバイフォー構法の「ツーユーホーム」で先鞭を付けたが、名実ともに軸組構法のユニット住宅も可能性がある。なお、「コモハウス」は、ユニットを「離れ置き」するこ

とで部材の重複を避けるなど、架構の組立も興味深い。

ところで、このように、軸組構法なのかパネル構法なのかは、単に部位形状だけを見たのでは分かりにくくなっている。こうした複合的な構法では、構造の原則を整理しておかないと、各部の設計で食い違いが生じる可能性がある。

構法と材料

パネル化と加工精度

壁や床をパネル化する構法が軸組構法の中に広がっていることは、前述のとおりである。こうした躯体要素の部品化は、部材に高い寸法精度を要求する。その対策として、エンジニアリングウッドと呼ばれる木質部材の採用が増えている。具体的には、乾燥された製材、集成材、PSLなどを柱や横架材、パネルの枠に用いるというものである。

集成材・ディメンジョンランバーの軸組構法への普及

住宅の部屋は大きくなるのに対して、太径の部材は得にくくなっている。それに対する解決策の一つは太径材を使用しない構法とすることで、例えば住友林業の「スミリン SF'85」は、そうした例である。

一方、製材の太径材を別の部材に置き換える方法がある。近年、集成材を住宅の軸組に用いる例が増えている。住宅メーカーにとっては、集成材の価格が下がって製材と遜色なくなってきたことに加えて、材の乾燥収縮の心配が少ないことが大きなメリットになっている。現在のところ、30 cm を超えるような大きな梁材を集成材に切り替えるところが多いが、徐々に小さい材にも広がっている。

同様の主旨で、軸組構法の中に、ツーバイフォー構法用のディメンジョンランバーを取り入れたものが増

えている。旭化成スクラムハウスの「スクラムハウス」はこの典型的な構法で、軸組にはパララムを用い、その他の部材はディメンジョンランバーによって構成されている。国産材はまったく使用されていない。軸組構法のメーカーでも、すべての柱を集成材としたシステムが現われている。

この点でツーバイフォー構法やプレハブ住宅は一步先んじている。以前から乾燥材の使用を当然のこととしてきた。それでも一層徹底しようという動きがある。単にディメンジョンランバーを用いるのではなく、LVLなどのさらに通直性の高い材料を採用するところも現れている。木材にも、①価格の安定、②品質の安定、③供給の安定、という工業製品には必須の3つの安定を求められている。軸組構法はこの意味でも、「工業化」を避けて通ることはできないようである。

サンドイッチ・パネル

サンドイッチ・パネル構法については、昨年の特集で詳しく触れた。高い断熱性能と、施工の合理性からこの構法に注目しているメーカーは多い。外壁下地としてのサンドイッチパネルは、間柱を省略できるなど、施工上のメリットも大きい。

これを、軸組構法や集成材の躯体と組み合わせたものがある。サンドイッチパネル外壁をカーテンウォールのように取付け、併せて外断熱するものである。重機の使用を前提とすれば、部品は、多少大きくても数が少ない方がよいであろう。

三井ホームの「Rコントロール住宅」は、サンドイッチパネルを構造躯体として用いたものである。こうした構法も、その後いくつかのシステムが加わった。これらの構法では、小さい開口なら現場加工が可能など、施工は簡素化されている。内部間仕切壁はツーバイフォー構法でつくる

ほか、現在のところ設計のルールもツーバイフォー構法に準じている。

Iビームと新しい面材

海外から紹介される新しい材料の普及も著しい。OSBやLVLなどは、住宅メーカーを中心に着実に定着しているが、その後も新しい材料は次々と導入されている。

Iビームは、従来、ツーバイフォー構法に使用が限られていたが、軸組構法への使用も可能になった。また、これらの梁材として開発された材料を、パネル構法のスタッドに用いるなど、応用の範囲は広がっている。

また、新しい合板類の導入も多い。こうした合板の多くは、これまでの単にラミナを張り合わせたものから、ストランド状のものを接着したもの、紙状のものを接着したものなど、木材の歩留りを高めたものが多い。耐力壁となる面材の種類は一層増加しつつある。

また、断熱材・気密性を高めた構法では、前述のサンドイッチパネルだけでなく、成形したウレタンやスチレンをディメンジョンランバーなどと接着したものが紹介されている。**厚板利用による根太の省略**

床の構法では、板厚24~28mm程度の厚い板を用いて、根太を省略する構法が増えている。野村ホームの「G構造」はその例である。

また、こうした厚板合板による床の合板の接合法には、T&Gと呼ばれる接合法が用いられている。T&G工法では、施工の効率を上げるために、合板の周辺に実はぎ加工を施し、くぎ受け材を省略している。ただし、このT&G構法による床では、水平剛性の確保のためには、実はぎ部分に接着剤を併用することが望ましい。

なお、こうした厚板を「実」でなく、ドリフトピンなどのシアファスナーで接合しようとする構法も現れている。

各部構造の合理化

軸組構法への合板耐力壁の普及

パネル化とともに、軸組構法の中に、合板耐力壁を採用するところが増えている。パネルへの筋かいの組込みや、壁下地材の施工を考慮してのものであろう。松本建工の「FP軸組工法」は早くからのそうした例である。

しかし、軸組構法への合板の使用で注意しなければならないのは、壁の内部結露である。壁の内部結露は、かつて工業化住宅が直面した大きな問題の一つである。パネル化に関しては、工業化住宅の歩んだ道を、軸組構法が辿っている。また、構造的には、構造用合板などを用いた耐力壁では、合板類を柱や間柱に直張りする必要がある。強度を確保しながら、壁体内通気を確保するディテールの開発が求められている。

また、床板の場合と同様に、厚板合板を真壁に入れ、間柱を省略する耐力壁も現れている。

補強金物から金物による接合へ

また、本特集で紹介されているタツミの「クレテック金物」あるいは類似の金物が、多くのシステムで採用されている。この金物は2つの点で、現在の軸組構法を象徴している。

第1は生産の合理化で、軸組部分の生産性を上げる手法として、プレカットに並ぶ主要な手段となっている。プレカットは機械のコストが大きく、相当の生産量が確保されなければ採算は成り立たない。中小規模の工務店がプレカットに頼らないで軸組の合理化を進めるためには、簡単な工作機械で加工可能な接合が必要となる。「クレテック金物」や三井木材の「ストロングラム接合金物」は、こうした要求に応えたものである。

このように、軸組構法の接合部の

合理化は、大手を中心にしたプレカット加工と中小工務店の金物接合の両極に進んでいると言ってよかろう。

第2は構造的な側面で、これまで軸組構法の金物はあくまでも補強と考えられていた。しかし、この構法では、柱-梁は金物がなければ架構が成り立たない。応力のすべてを金物が負担するようなメカニズムになっている点である。

ただし、力学的にこれらの接合金物に要求される性能のレベルは定かでない。現在は、既存の仕口加工の接合との比較で強度の確認を行っているが、実験項目も必ずしも標準化されているわけではない。また、こうした構法が、基準法施行令の想定するいわゆる「軸組構法」の範疇を逸脱していないか、どこかの時点で再検討しておく必要があると思われる。

「木材」オリエンテッド住宅

一方で、木造であることにこだわってつくっている住宅がある。木材の使用材積は多く、大工の手間も多い。ここでは、こうした住宅を「木材オリエンテッド住宅」と呼ぶことにしよう。現代計画研究所が進めてきた「民家型住宅」や三澤康彦らの「杉板真壁工法」はそうした住宅である。

一見、合理化に背を向けたように見えるこれらの住宅も、「合理化構法」に負けない競争力を目標としているので、具体的な手法は共通するものが多い。パネル化や部材種類の集約などの部品生産の効率化は、合理化構法と同様の思想に基づいている。同一の材料を壁や床、野地などの用いて資材の集約を図っている。異なっているのは、小規模生産を前提にしていることである。大工手間の多さや材積の多さは、窓口を一本化して間接経費や職種を削減することが狙いでもある。

また、これらの住宅の特徴は建築家と木材関係者との結びつきの中から生まれてきたものが多いということである。単なる中小規模工務店の住宅と異なっているだけでなく、住宅メーカーとも違った新しい住宅生産を目指している。

プレハブ住宅とツーバイフォー構法

プレハブ住宅は、設計要項に従って設計される。一般に、その設計要項は、制約が大きく自由度は高くないと考えられている。しかし、設計要項を超えるような建物は、現在の技術では構造的に何らかの問題が生じる可能性があるか、または問題がないことを確認できないものである。原則的には、これを「制限」と捉えるべきではないだろう。また、設計要項は、次々と追加の申請が加えられており、プレハブ住宅の設計の自由度は決して小さくない。例えば、ミサワホームは、階高を大きくして、床下や天井に大きな収納を組み込むことができるようなシステムまで開発した。

同様に、ツーバイフォー構法も、現在ではかなり自由な設計が可能になっている。特に平成4年の枠組み壁工法の技術基準告示の見直しの結果、例えば以下のような項目の変更が可能になった。①耐力壁線に囲まれる面積が60㎡を超えるもの。②耐力壁線間の距離が12mを超えるもの。③耐力壁の合板の種類やくぎの仕様、くぎ打ち間隔の独自設定。

このように、それぞれの構法の設計段階の自由度は大きくなっており、「ツーバイフォーやプレハブは設計の自由度が低い」という簡単な図式は成り立たない。

新しい「木質住宅」へ

現在、軸組構法でシェアを伸ばし

ているのはフランチャイズの住宅メーカーである。地方の工務店が次々とフランチャイズの代理店になっていること自体が、住宅の構法が大きく変わりつつあることを示していると思われる。

なぜならば、地方や中小の工務店の情報収集力、開発力には限界がある。フランチャイズへの加盟は、具体的な構法の導入もさることながら、高断熱・高气密、外壁通気工法、パネル化などの新しい技術に関する、情報収集の保険としての側面も否定できない。

軸組構法住宅は、少しずつ構法に変革が加えられ、大手のメーカーが供給している住宅と、小規模の大工・工務店による住宅との違いが大きくなってきている。そして、大手メーカーのつくる住宅は、構造用合板による耐力壁や小屋組などへのディメンジョンランバーの採用など、ツーバイフォー構法に近づいている。

一方、ツーバイフォー構法やプレハブ住宅は軸組の要素を取り入れながら、設計の自由を高めている。軸組構法やツーバイフォー構法、プレハブ構法はもはや論拠している法律上の分類であって、具体的な構法は、連続的に繋がっていると言ってよかろう。

こうした傾向は、しばらくは、一層強まっていくと考えられる。その過程で、これらの住宅は現在の施行令の想定する木造住宅像とは一層離れていく。施行令3章3節の見直しが必要となるであろう。

これら新しい住宅に共通する特徴は、構造的には計算による設計に代表される「構造の高度化」であり、生産の上からは「工業化」である。こうしてつくられる新しい住宅は、まとめて「木質住宅」と呼ぶのが相応しいかもしれない。

(おおし よしみつ)

JR 鷹取波加振による軸組構法木造住宅の実大振動実験

その1 研究概要

正会員 ○坂本 功*¹ 同 大橋 好光*²
同 木村正彦*³ 同 川久保政茂*⁴
同 宮本善人*⁵ 同 永尾 弘行*⁶

X 3. 振動実験、実大建物実験 Y 7. 軸組構造 Z 3. 地震応答

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震では、新しい住宅にも被害を受けたものが少なくないことから、軸組構法による木造住宅の耐震安全性の再検討が必要になった。

建物の耐震性を確認する最も直接的な方法は、実大の建物を振動台に載せ、地震動を与えることである。本研究は、実物大の木造軸組構法住宅に、兵庫県南部地震で観測された地震動記録による振動台加振実験を行い、その結果をまとめたものである。その1は、一連の実験の概要を述べたものである。

2. 試験体概要

試験体は合計3体で、図1.1~1.3に立面図・平面図をそれぞれ示す。S1試験体は平屋建、S2試験体は総2階建、S3試験体は2階建下屋付きである。1階の平面はすべて3.6m×5.5m、床面積約20㎡の長方形である。なお、S1試験体は、S2試験体の1階部分に相当している。各試験体は、基礎に相当する鉄骨架台に、土台を

アンカーボルトで緊結した。また、軸組の接合部は、金融公庫仕様書程度の接合金物で補強されている。柱脚にはホールダウン金物を使用した。また、内壁は石膏ボード張り、外壁は横張りサイディングで、床面は合板張り、天井面の仕上げはない。なお、屋根面および2階床面には、重りを載せ振動台加振実験を行った。重りは、耐力壁の許容耐力が概ね $C_0=0.2$ に相当するような重さとした。写真1.1~1.3に各試験体の軸組の状態の外観写真を、表1.1に主な部材の仕様を示した。

3. 計測計画

振動特性を確認するために、各試験体に加速度計・変位計・歪みゲージを取り付けて、実験を行った。各試験体とも、加速度計は、1階床・2階床・2階天井(梁・桁)面に約20成分設置した。軸力の測定のために、歪みゲージを柱、筋かい、ホールダウン金物に取り付けた。また、梁に歪みゲージを貼り、その曲げモーメントを測定した。また、柱脚の引き抜け、および試験体の層間変

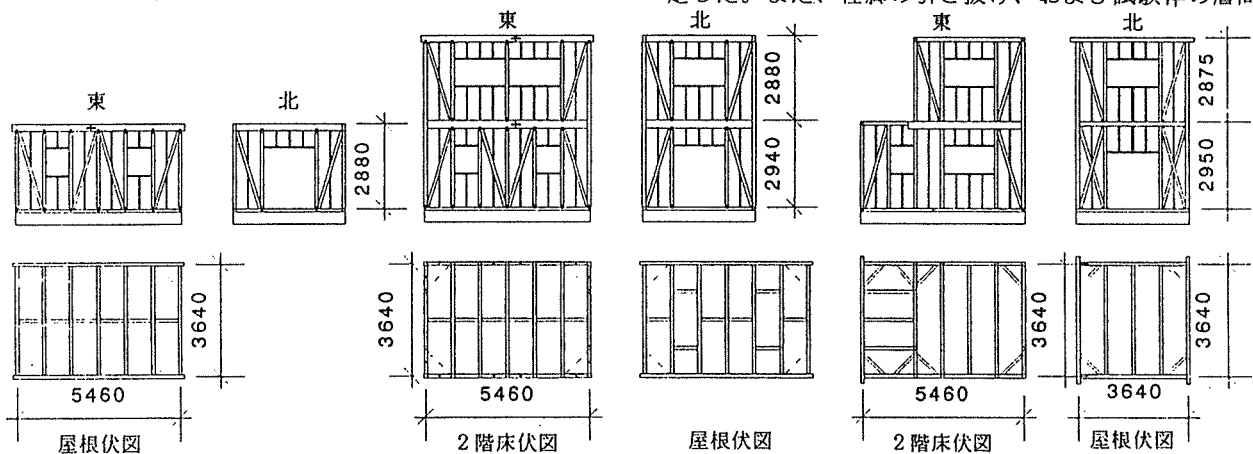


図1.1 S1試験体の立面図・平面図

図1.2 S2試験体の立面図・平面図

図1.3 S3試験体の立面図・平面図

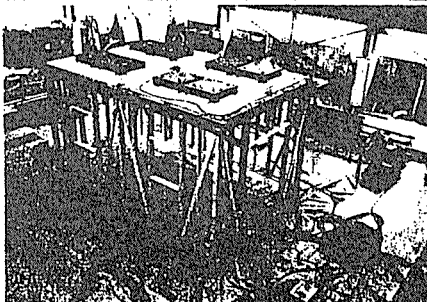


写真1.1 S1試験体

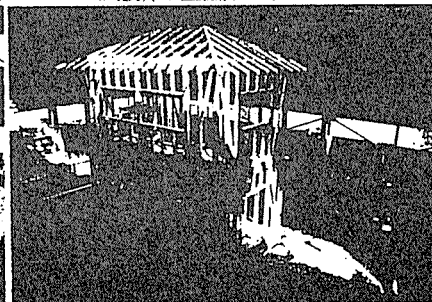


写真1.2 S2試験体

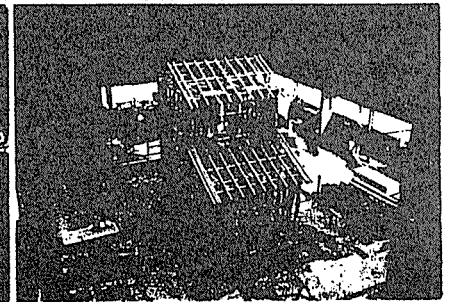


写真1.3 S3試験体

Shaking Table Test of Fullscale Wood-Framed Residential Structures to JR-Takatori Seismic Motions
(Part I) Overview of Experiment

SAKAMOTO Iano, OHASHI Yoshimitsu, KIMURA Masahiko, KAWAKUBO Masashige,
MIYAMOTO Yoshito and NAGAO Hiroyuki

位を測定するための変位計を設置した。

試験体に設置された上記の計器類による測定のほかに、試験体の構造変更後および加振後に、常時微動測定を行い、試験体の剛性の変化を調べた。

実験日 平成8年10月8日～平成8年11月12日

実験場所 東急建設(株)技術研究所 構造実験棟

4. 加振波

入力地震動として、1995年兵庫県南部地震の際に、JR西日本鷹取駅構内でJR警報地震計により観測された地震動記録(以下JR鷹取波と呼ぶ)を用いた。ただし、振動台の可動最大振幅の関係から、各成分とも反時計回りに40°回転させることで3次元フルスケール加振を実現した。図1.4に40°回転させたJR鷹取波のXYZ方向の加速度の時刻履歴波形を、表1.2にJR鷹取波各成分の最大値を、図1.5にJR鷹取波の振動台のXY方向の変位軌跡を示す。X方向の最大変位が50cm、最大速度が135kineと極めて大きな振幅をもつことが特徴的である。なお、加振時間は約40秒である。また、図1.6にその加速度応答スペクトルを示す。この図から、卓越周期はX方向成分が1.2秒付近であり、Y方向成分が0.2~0.4秒であることがわかる。

また、試験体の振動特性を把握するため、JR鷹取波の他に正弦波およびホワイト波(X:0Hz~30Hz、Y:0Hz~50Hzのホワイトノイズ)による加振も併せて行った。

5. 加振スケジュール

各試験体とも各フェーズにおいて、主にJR鷹取波フルスケールの約1/5である25kine加振波を用いて1方向加振、2方向加振、3方向加振を行った。主に以下の(1)~(6)を1サイクルとし、振動台加振を行った。

- (1) ホワイト波 50gal 2次元
- (2) 正弦波掃引加振 25gal 1次元(X方向・Y方向)
- (3) JR鷹取波 25kine 1次元(X方向・Y方向)
- (4) JR鷹取波 25kine 2次元
- (5) JR鷹取波 25kine 3次元
- (6) ホワイト波 50gal 2次元

大振幅加振としては、JR鷹取波3次元50kine、3次元135kine(フルスケール)加振を行った。

実験の結果については、その2~その8で述べる。

謝辞

S1試験体実験は、(財)日本住宅・木材技術センターと東急建設(株)技術研究所、東京大学坂本研究室の共同研究により実施したものである。また、JR鷹取波は、(財)鉄道総合技術研究所ユレダス開発推進部の中村豊博士から提供いただきました。深く感謝いたします。

表1.1 各試験体の主な使用部材

	S1・S2	S3
通し柱	120×120 ベイマツ集成材	120×120 ヒノキ
管柱	105×105 杉付ワラビ集成材	105×105 ロックウールM集成材
桁・梁	105×210~270 ベイマツ	105×120~330 ベイマツ
筋かい	45×90 ホワイトウッド	45×105 ベイマツ
土台	105×105 ベイツガ	105×105 ベイヒバ
大引	105×105 ベイツガ	105×105 ベイマツ
床構造用合板	3'×6' 厚12	3'×6' 厚12
石膏ボード	3'×8' 厚12.5	3'×8' 厚12.5
サイディング	1.5'×9' 厚12	1.5'×9' 厚12

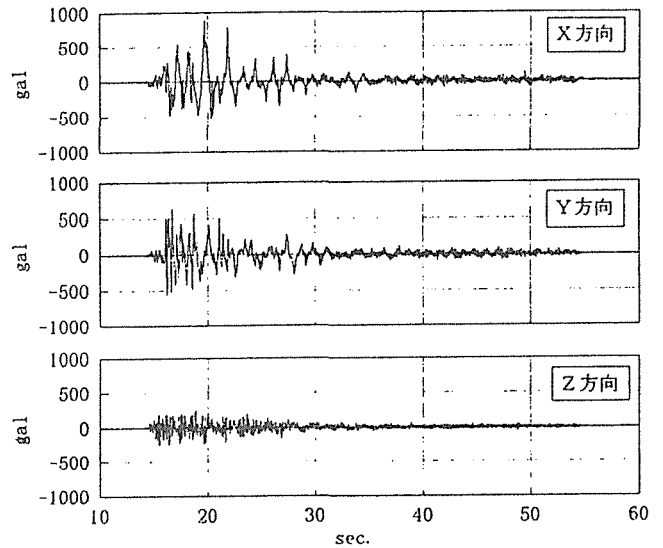


図1.4 JR鷹取波の加速度の時刻履歴波形

表1.2 振動台での実測におけるJR鷹取波の各成分の最大値

成分	加速度	速度	変位
X方向	818 gal	135 kine	50.0 cm
Y方向	566 gal	55 kine	18.0 cm
Z方向	227 gal	13 kine	4.9 cm

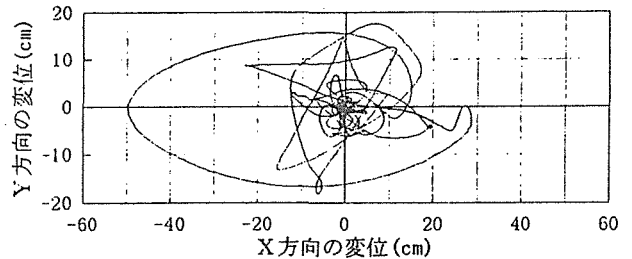


図1.5 JR鷹取波の振動台の変位軌跡

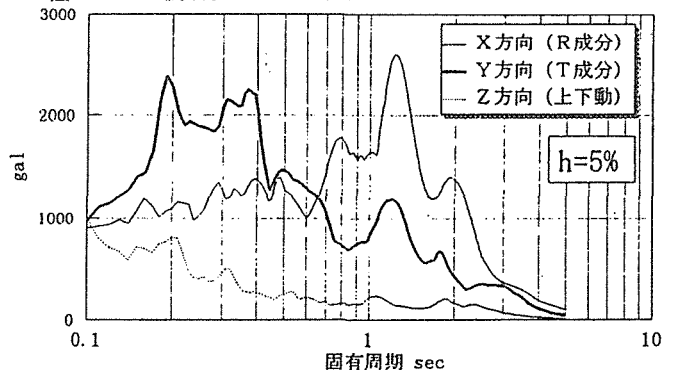


図1.6 JR鷹取波の加速度応答スペクトル

*1 東京大学建築学科教授・工博 Prof., Dept. of Arch., The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.

*2 東京大学建築学科助手・工博 Assoc. Res., Dept. of Arch., The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.

*3 東急建設(株)技術研究所・工博 Tokyu Construction Co. Ltd., Dr. Eng.

*4 東急建設(株)技術研究所・振動研究室長 Tokyu Construction Co. Ltd.

*5 殖産住宅相互(株)技術開発部 Shokusan-jutaku-sogo Co. Ltd.

*6 住友林業(株)筑波研究所 Sumitomo Forestry Co. Ltd.

JR鷹取波加振による軸組構法木造住宅の実大振動実験 その2 平屋建試験体(S1)の実験概要と中小加振

正会員 ○小野塚浩基*1
同 大橋 好光*2
同 木村 正彦*3
同 坂本 功*4

X 3. 振動実験、実大建物実験 Y 7. 軸組構造 Z 3. 地震応答

1. はじめに

その2では、軸組構法による平屋建て試験体S1に対する振動台実験の概要と中小加振レベル(25kineまでの加振)の振動台実験結果について報告する。

2. 試験体S1

試験体S1は二間×三間の長方形プランをもつ平屋建てであるが、2階建ての1階部分を想定している。屋根面には鉄製のおもりを8t載せている。この試験体は筋かいの配置や内壁、外壁の組合せにより、計5つのフェーズで振動性状を測定した。図2.1に示すように、軸組は基本配置(X方向筋かい8本、Y方向筋かい4本)および偏心配置(X、Y方向ともに筋かい6本)の2つの筋かい配置がある。まず、軸組+筋かいで、これら2つのフェーズを実施した。次に、それぞれに石膏ボード(GB)を取り付けた2フェーズ、最後に偏心の軸組に石膏ボード、サイディング(SD)を取り付けたフェーズの計5フェーズとした。なお、隅柱柱脚はホールダウン金物により土台と緊結されている。

3. 中小レベル(25kine)加振結果

図2.2は、各フェーズにおけるX方向・Y方向の振動台の加速度と屋根面中央の応答加速度の最大値を表している。X方向(長辺方向)の加速度の応答倍率は、軸組+筋かい基本配置のときに1.3倍である。Y方向(短辺方向)でみると、応答加速度は内外壁の付いた時が最も大きく、およそ応答倍率は1.8倍である。

図2.3は、各フェーズにおけるX方向・Y方向の層間変形角を表している。軸組基本のY方向で最も大きく、およそ1/120rad.(約24mm)変形している。

図2.4は、軸組偏心の状態における応答加速度の最大値を比較したものである。北面よりも南面で応答加速度が大きく、Y方向の偏心が大きいが分かる。

図2.5は、各フェーズにおけるX方向とY方向の層間変形角と層せん断力(屋根中央加速度×質量)のグラフである。この3フェーズのグラフは、軸組がすべて偏心の状態であり、石膏ボードおよびサイディングの効果を比較することができる。3次元25kine加振では、Y方向の剛性は、石膏ボードを付けると軸組剛性の約2.0倍、

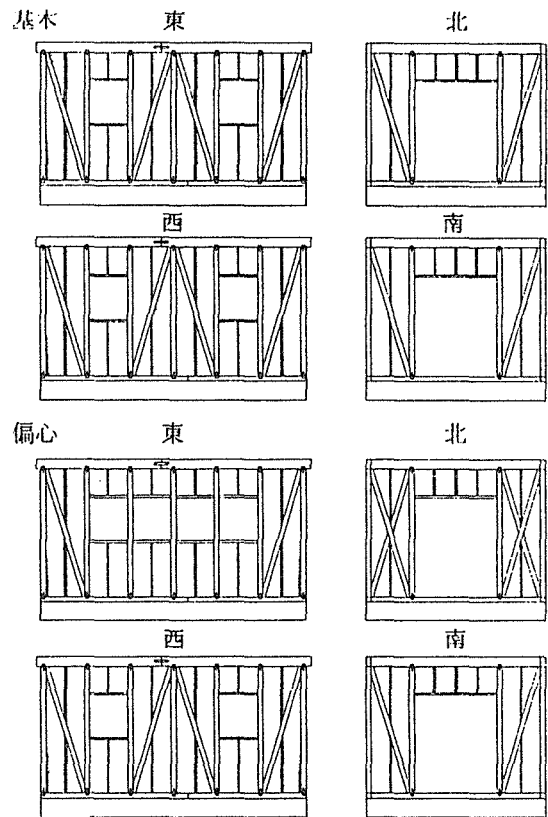


図2.1 筋かいの配置

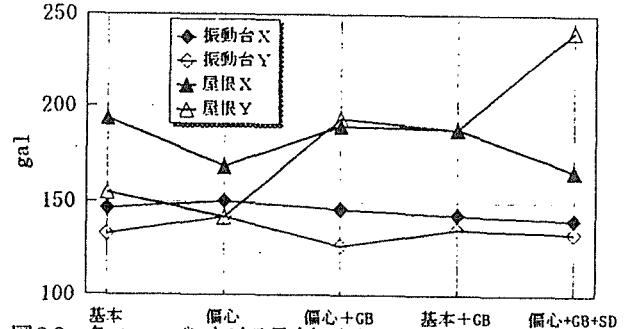


図2.2 各フェーズにおける最大加速度の最大値

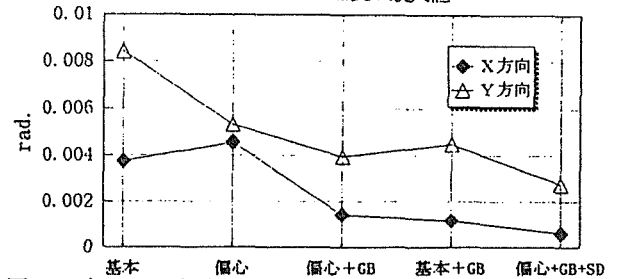


図2.3 各フェーズにおける層間変形角の最大値

Shaking Table Test of Fullscale Wood-Framed Residential Structures to JR-Takatori Seismic Motions

(Part 2) Overview and Test Results of S1 by Medium-level Excitation

ONOZUKA Koki, OHASHI Yoshimitau, KIMURA Masahiko and SAKAMOTO Isao

サイディングを付けると軸組剛性の約3.8倍であった。

図2.6は、軸組が偏心の状態における層間変形角と柱および筋かいの軸力の関係である。隅柱は500kg弱の引張力が生じ、中央の管柱にはほぼ引張力のみが生じている。X方向の筋かいは500kg前後の圧縮力が生じているのに対し、Y方向の筋かいは最大で約1.5 tもの圧縮力が加わったことが分かる。

4. まとめ

試験体S1の中小加振において、石膏ボードやサイ

ディングが剛性に大きく寄与していること、隅柱には大きな引き抜き力が生じることが分かった。大加振の実験結果については、その3で述べる。

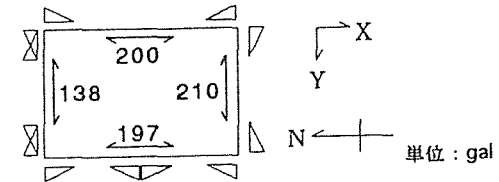


図2.4 筋かいの偏心配置時の最大応答加速度

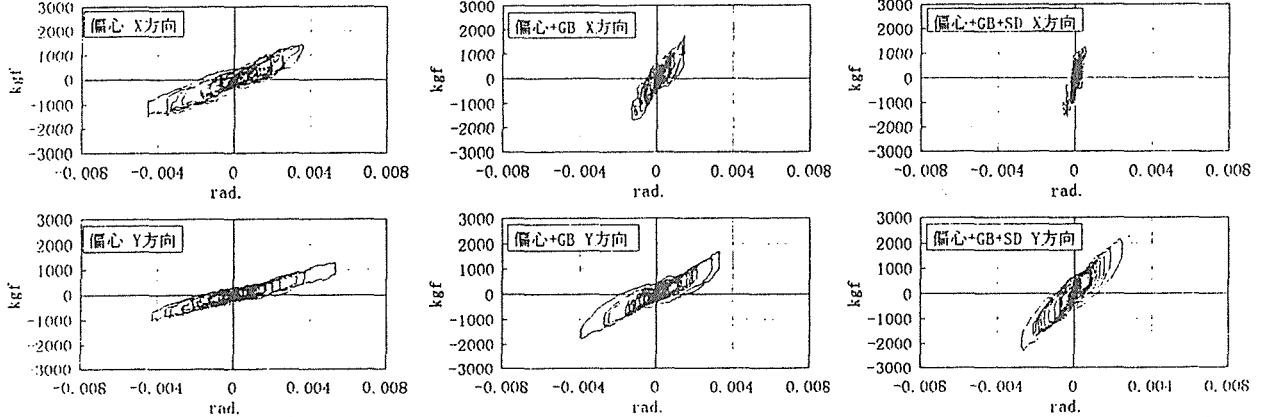


図2.5 層間変形角と層せん断力

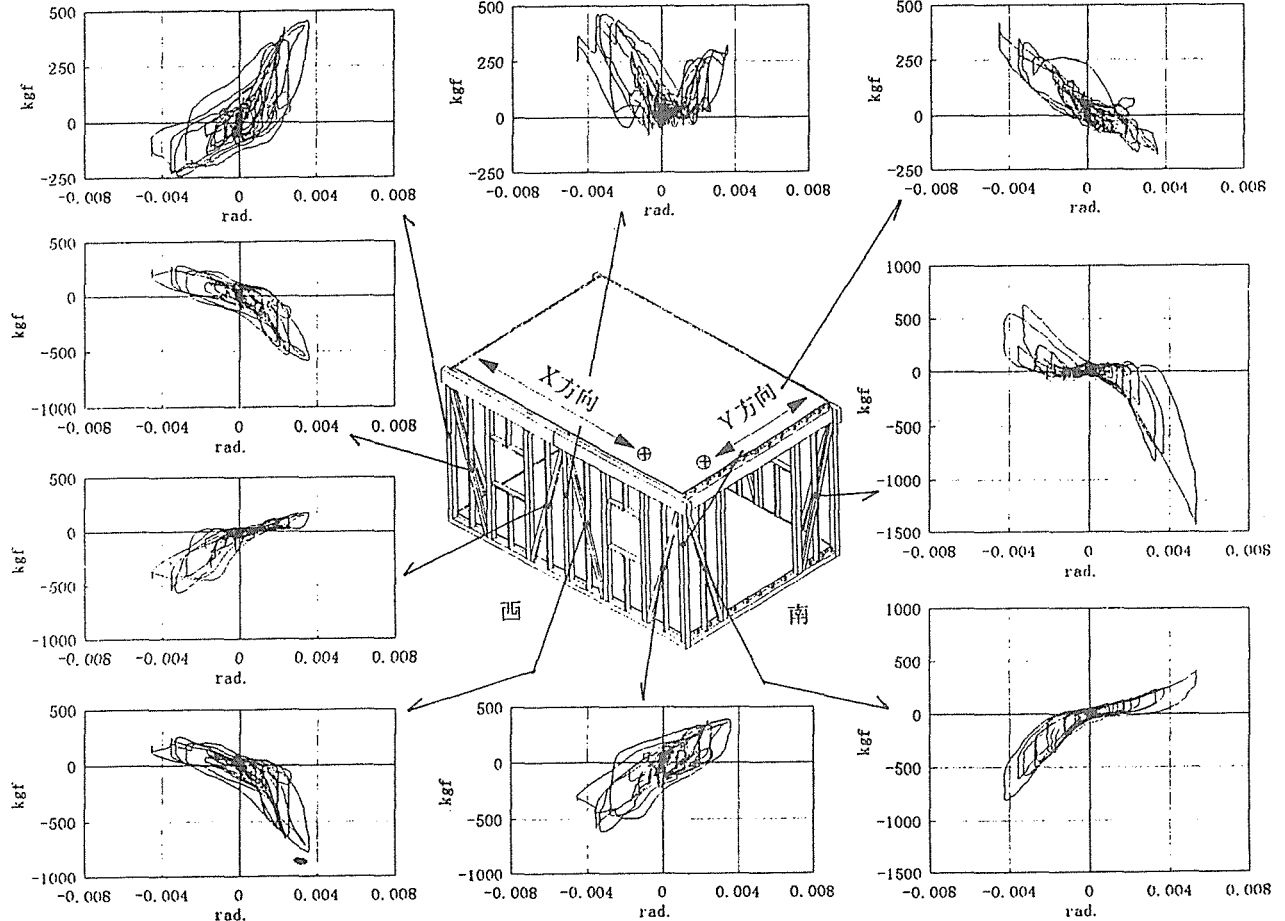


図2.6 柱および筋かいの荷重変形曲線(筋かい、偏心配置の状態)

- *1 東京電機大学大学院修士課程
- *2 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻助手・工博
- *3 東急建設(株)技術研究所・工博
- *4 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻教授・工博

Dept. of Arch and Building Eng. Grad. school of Tokyo Denki Univ.
 Assoc. Res., Dept. of Arch., Grad. school of Eng. The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.
 Institute of Technology, Tokyu Construction Co. Ltd., Dr. Eng.
 Prof., Dept. of Arch., Grad. school of Eng. The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.

J R 鷹取波加振による軸組構法木造住宅の実大振動実験 その3 平屋建試験体 (S1) の3次元フルスケール加振

正会員 ○田中 裕樹*1
同 大橋 好光*2
同 木村 正彦*3
同 坂本 功*4

X 3. 振動実験、実大建物実験 Y 7. 軸組構造 Z 3. 地震応答

1. はじめに

その3では、軸組構法による平屋建て試験体S1をJR鷹取波で大振幅加振を行った結果について報告する。振動台加振は、JR鷹取波3次元50kine加振のあとにJR鷹取波3次元135kine (フルスケール) 加振を2回行った。なお、試験体は筋かいを偏心配置した軸組 (X、Y方向ともに筋かい6本) に石膏ボードとサイディングを取り付けた状態で、隅柱柱脚にはホールダウン金物を取り付けてある。

2. 試験体の損傷

50kine加振および135kine加振1回目後の試験体は、開口部隅や脚もとの石膏ボードに小さな亀裂がいくつか生じる程度の損傷で、軸組の損傷は観察されなかった。135kine 2回目加振の後には、石膏ボードの割れが進展し、サイディングもY方向で一部剥落した。また、筋かい金物接合部の損傷など躯体軸組にも損傷がおよび、ホールダウン金物も変形していた。

3. 応答加速度

図3.1は、上記3回の加振について、X方向とY方向の振動台および屋根面中央の加速度の最大値を示したものである。50kine加振レベルでは、最大応答加速度はY方向でおよそ420galである。135kine加振では、応答加速度はX方向でおよそ1Gに達するが、応答倍率では1.3倍程度である。

図3.2は、図3.1で示した振動台と屋根面中央のX方向およびY方向の加速度の時刻歴波形である。135kine 2回目の波形は、1回目と比べると、Y方向で大きなピークの数減り、応答加速度の絶対値も小さくなっている。このとき、試験体は大きく変形し、最大層間変位がY方向でおよそ14cm (1/20rad.) に達し、135kine加振1回目のおよそ1.5倍の変形が確認された。

4. 各部応力

図3.3は、各加振について、X方向のベースシア係数がはじめて0.2に達した時刻における各筋かいの軸力を示している。なお、引張が正である。135kine 2回目加振のX方向の筋かいの圧縮軸力が、1回目加振よりも2倍以上大きく、建物全体の水平力に対する筋かいの負担

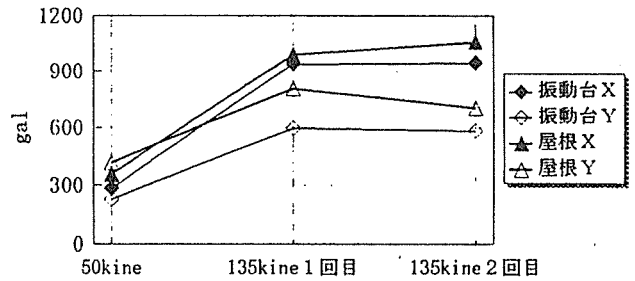


図3.1 大加振時における加速度の最大値

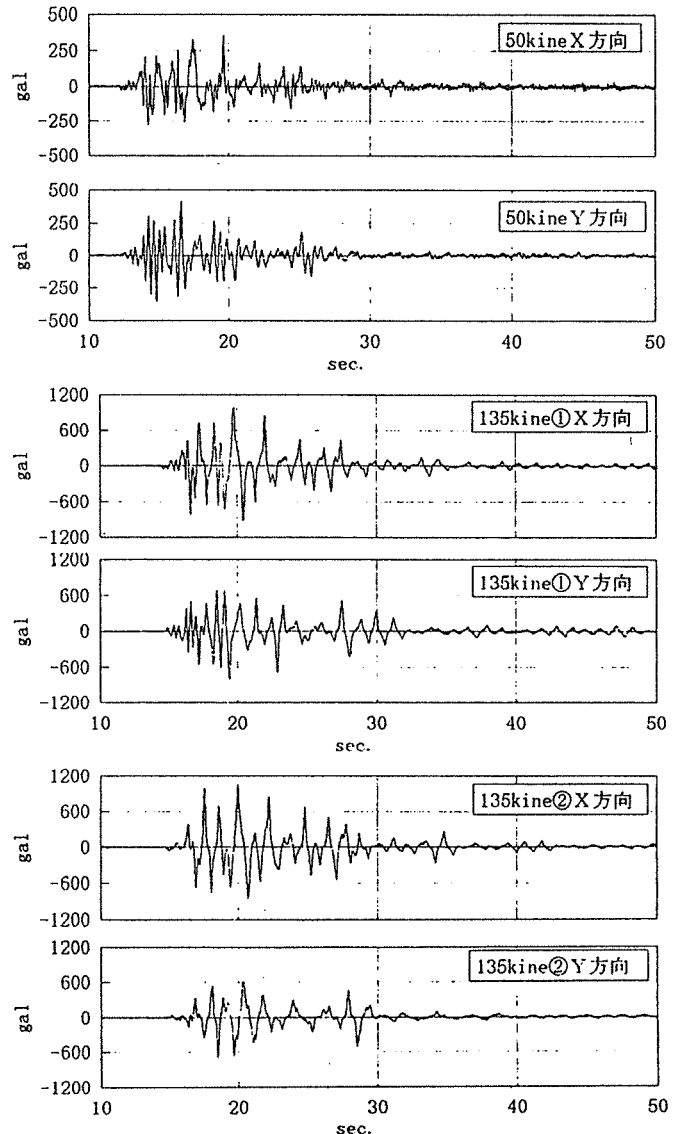


図3.2 応答加速度 (屋根面) の時刻歴波形

Shaking Table Test of Fullscale Wood-Framed Residential Structures to JR-Takatori Seismic Motions

(Part 3) Test Results of S1 by 3D Fullscale Excitation

TANAKA Yuki, OHASHI Yoshimitsu, KIMURA Masahiko and SAKAMOTO Isao

する割合が大きくなったことが分かる。石膏ボードやサイディングは繰り返しの実験で、小変形時には水平力を負担できなくなっていることが分かる。

図3.4は、各加振について、4隅のホールダウン金物の引張軸力を示したものである。50kine加振ではホールダウンの引張軸力は1tを超えることはなかった。135kine加振では2回目の方が全体的に大きな引張軸力を生じており、およそ2~3tである。

図3.5は、層間変形角がはじめて1/120に達した時刻の各構面の応力状態を示している。この変形角において、筋かいの圧縮軸力は最大で約1.5t、柱の軸力は最大で引張圧縮ともに500kg前後である。また、隅柱に大きな軸力が生じている。

図3.6は、フルスケール1回目の荷重-変形曲線を示している。変形は最大で約10cm (1/28rad.) であるが、まだ、最大耐力には達していないものと考えられる。

5. 固有周波数

図3.7は、X方向およびY方向の各フェーズにおける、加振の前後の固有周波数の推移を表したものである。常時微動、ホワイト波加振 (50gal) およびサインスイープ試験 (25gal) から固有周波数をそれぞれ算出した。この三者は、測定中の試験体の振幅が大きいほど、固有周波数は小さくなる傾向にある。ホワイト波加振およびサインスイープによる固有周波数は、常時微動測定による固有周波数よりも、それぞれ約1.0Hz、約1.5Hz小さい。ただし、石膏ボードを張ったフェーズでは、いずれの差もやや大きい傾向にある。

また、石膏ボード (GB) やサイディング (SD) の取り付けにより、固有周波数が増加し、試験体の剛性が著しく向上していることが分かる。なお、石膏ボードを取り付けたフェーズの25kine加振の後に固有周波数の低下が見受けられるが、これは135kine加振1回目後のときが最も顕著で、固有周波数はおよそ半分に低下している。

6. まとめ

JR鷹取波の加振により、大振幅加振時の挙動を把握することができた。平屋建て試験体S1は、1回目のフルスケール加振では大きな損傷は見られなかった。2回目のフルスケール加振では、層間変位で10cm以上もの大きな変形を生じていた。その結果、石膏ボードの割れ、サイディングの一部剥落、筋かい金物接合部の損傷などが観察されたが、倒壊に至ることはなかった。

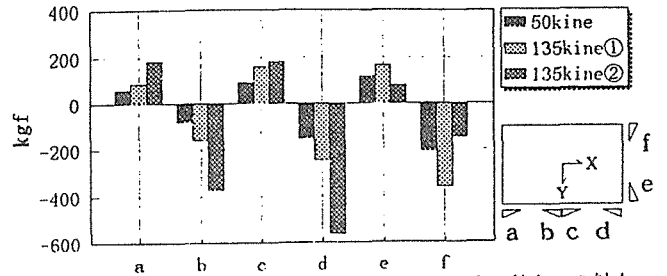


図3.3 層せん断力係数が最初に0.2に達したときの筋かいの軸力

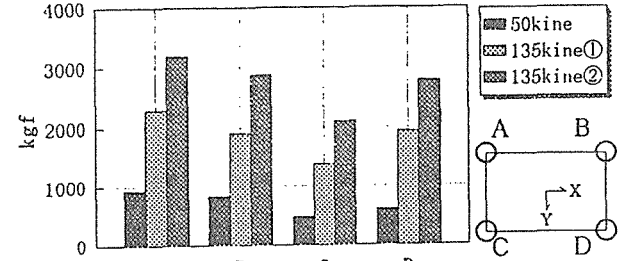


図3.4 ホールダウン金物の最大引張軸力

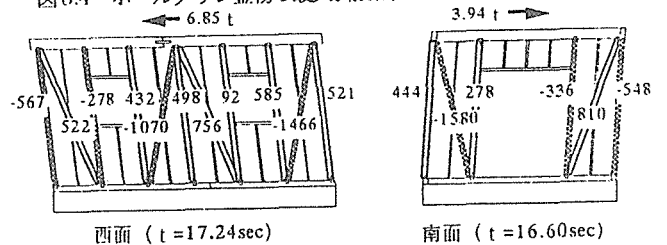


図3.5 層間変形角が最初に1/120に達したときの柱・筋かいの軸力

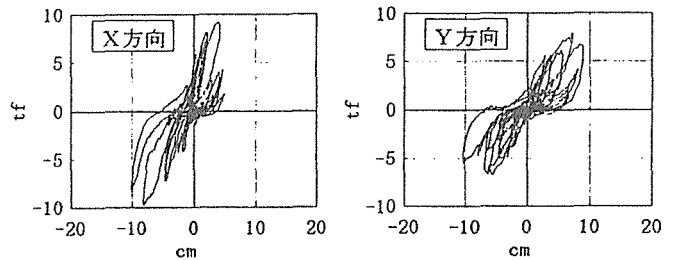


図3.6 フルスケール加振 (1回目) の荷重変形曲線

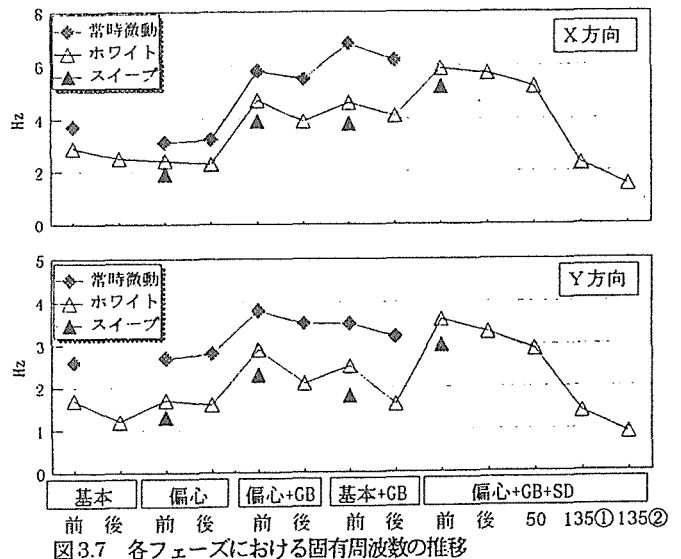


図3.7 各フェーズにおける固有周波数の推移

*1 東京大学大学院修士課程
*2 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻助手・工博
*3 東急建設(株)技術研究所・工博
*4 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻教授・工博

Grad. school of Eng. The Univ. of Tokyo
Assoc. Res., Dept. of Arch., Grad. school of Eng. The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.
Institute of Technology, Tokyuu Construction Co. Ltd., Dr. Eng.
Prof., Dept. of Arch., Grad. school of Eng. The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.

J R 鷹取波加振による軸組構法木造住宅の実大振動実験

正会員 ○ 宮本善人*¹

その4 総2階建試験体(S2)の実験概要と中小加振

同 木村正彦*² 同 田中裕樹*³

同 大橋好光*⁴ 同 坂本 功*⁵

X 3. 振動実験、実大建物実験 Y 7. 軸組構造 Z 3. 地震応答

1. はじめに

その4では、軸組構法による総2階建実大試験体S2に対する振動台実験の概要と中小加振レベル(25kine加振)の振動台実験結果について報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体S2は実大の総2階建軸組構法木造住宅で、平面の寸法は三間×二間である。2階床と屋根裏に鉄製の重りを載せ、屋根荷重と積載荷重を代替している。試験体S2は、試験体を構成する構造要素の組み合わせにより、6つのフェーズを実現させた。実現された6つのフェーズを図4.1に示す。これらのフェーズは、軸組木造住宅の構成要素がどのような力学的役割を果たしているのかを明らかにすることを目的として設定している。フェーズ1.1は、構造的に対称となっている軸組のみで構成された状態で基本形としている。フェーズ1.2は筋かいの設置位置を非対称にすることにより偏心をもつ軸組のみの構造を実現している。フェーズ2.1はフェーズ1.2の試験体に石膏ボードを貼った状態である。フェーズ2.2は再び筋かいを対称になるように取り付け、フェーズ1.1の基本形に石膏ボードを貼った状態である。フェーズ3は基本形1.1の試験体から2階床の半分(南側)を取り去って吹き抜けの状態を実現させた。フェーズ4はフェーズ3の試験体に石膏ボードを貼っている。フェーズ5はフェーズ4の試験体の筋かいを非対称位置に設置し直して偏心させ、これにサイディングを貼った状態である。フェーズ6.1は、フェーズ5の試験体からサイディングをはがした状態である。フェーズ6.2はフェーズ6.1の試験体から隅柱に使用されているホールダウン金物(HD)を除いた状態である。フェーズ6.3は、フェーズ6.2試験体の1階部筋かいを長辺、短辺とも2本ずつ減らした状態である。なお、S2のフェーズの中で隅柱にHDがないのは、6.2と6.3のみである。また、図4.1にはS2を2質点系に置換した場合の質点重量(振動に寄与する重量)も示した。

2.2 振動台加振波

加振は各フェーズとも、常時微動測定、2次元ホワイト波加振、1次元サインスイープ加振、1次元25kine加振を原則とし、耐力の高いフェーズでは50kine加振と

3次元フルスケール加振を実施した。フェーズ6.3では、地震動による動的崩壊過程を調べるための破壊実験を実施している。地震波加振は、J R 鷹取波を振動台入力波とし、波形を須磨断層に直角な方向(R成分)と平行な方向(T成分)に分解して使用した。加振方向は、試験体の長辺方向(X方向)をR成分加振、短辺方向(Y方向)をT成分加振とした。

2.3 振動計測と波形処理

計測は、各階の絶対加速度と層間変位、筋かいの軸ひずみ、胴差しの曲げひずみである。計測チャンネル数は75~79程度である。計測されたデータは、波形処理され、伝達関数、カー変位関係、時系列などの形で考察する。

3. 中小レベル(25kine)加振結果

図4.2に軸組のみのフェーズであるS2-11の25kine加振における長辺方向(X方向、R成分加振)と短辺方向(Y方向、T成分加振)の屋根裏位置(RF)の応答加速度波形、振動台入力加速度波形、伝達関数を示す。R成分の25kineは最大加速度で約150Gal程度、T成分は約300Gal程度である。表4.1と表4.2には、25kine加振で計測された加速度記録から同定されたS2の1次の固有振動数、減衰定数、剛性値、剛性比をフェーズごとに示す。固有振動数と減衰定数は、入力を振動台絶対加速度、出力を屋根裏部(RF)の絶対加速度として1自由度系のシステム同定理論から求めている。表4.1と表4.2に示す水平剛性は、同定された1次の固有振動数と質量から求めているが、石膏ボードやサイディングを使用しているフェーズでは剛性が軸組のみの場合に比べて数倍にも増大しているのが明瞭である。25kine加振レベルの応答では、石膏ボードやサイディングは軸組と同一の変形をして応答をしていると考えてよいので、各フェーズの剛性値の比から、軸組、石膏ボード、サイディングが受け持つ水平剛性の分担比を求め、表4.3と表4.4に示した。

4. まとめ

軸組構法木造住宅の構成要素である石膏ボードとサイディングは25kineレベルの地震応答時には全体の水平剛性に大きく寄与している。振動台加振実験で得られた総2階建三間の場合の分担比を表4.3に、同様に総2階建二間の場合の分担比を表4.4に定量的に示した。

Shaking Table Test of Fullscale Wood-Framed Residential Structures to JR-Takatori Seismic Motions

Part 4 Overview of S2 Experiment and Test Results of S2 by Medium-level Excitation

MIYAMOTO Yoshito, KIMURA Masahiko, TANAKA Yuki, OHASHI Yoshimitsu and SAKAMOTO Isao

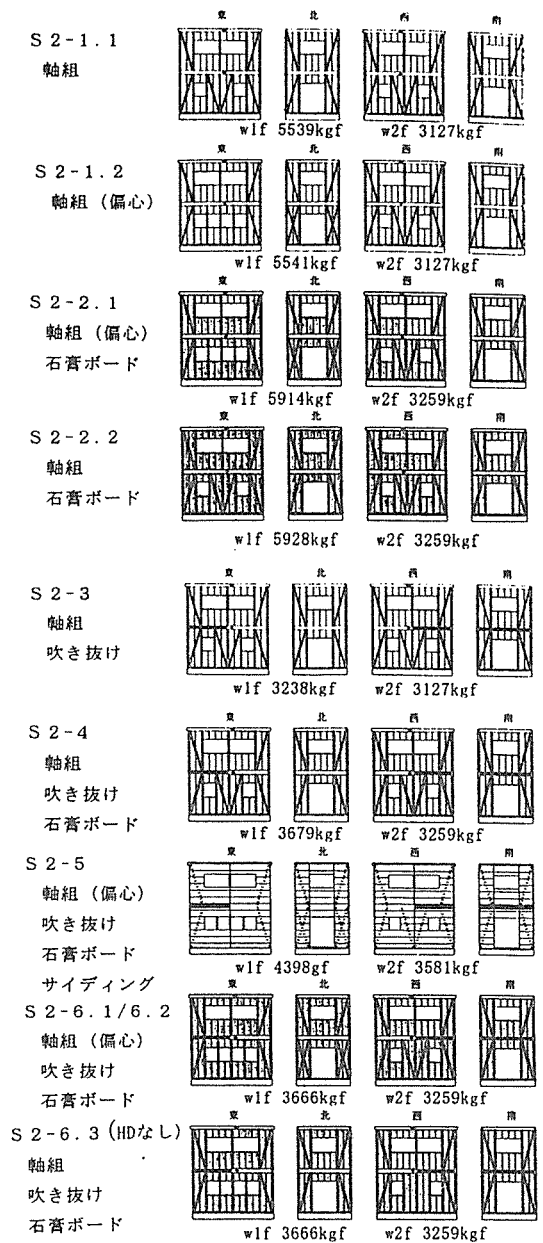


図4.1 軸組構法総2階建試験体S2のフェーズ

表4.3 S2試験体長辺方向の水平剛性の分担比

試験体の構成	軸組	石膏ボード	サイディング
軸組+石膏ボード	1	1.90	—
軸組(吹き抜け)+石膏ボード	1	2.36	—
軸組(吹き抜け, 偏心)+石膏ボード+サイディング	1	2.36	1.76

表4.4 S2試験体短辺方向の水平剛性の分担比

試験体の構成	軸組	石膏ボード	サイディング
軸組+石膏ボード	1	0.28	—
軸組(吹き抜け)+石膏ボード	1	0.61	—
軸組(吹き抜け, 偏心)+石膏ボード+サイディング	1	0.61	2.17

*1 殖産住宅相互(株) 技術開発部
 *2 東急建設(株) 技術研究所 工博
 *3 東京大学大学院工学系研究科 大学院生
 *4 東京大学大学院工学系研究科 助手 工博
 *5 東京大学大学院工学系研究科 教授 工博

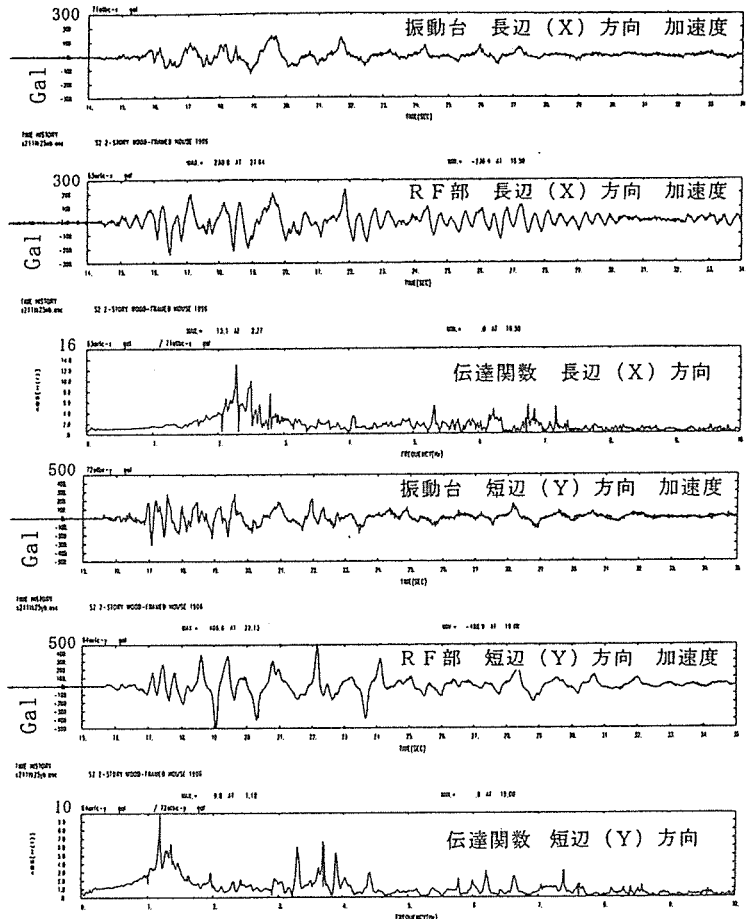


図4.2 S2-1.1の振動台とRF部の加速度波形と伝達関数

表4.1 JR鷹取波R成分25kine加振によるS2長辺方向動特性と剛性値

フェーズ	固有振動数 Hz	減衰定数	固有振動数比	重量 Kgf	剛性値 Kgf/cm	剛性比
S2-1.1	2.29	0.135	1.00	8667	1831	1.00
S2-2.1	3.52	0.145	1.54	9174	4579	2.50
S2-2.2	3.79	0.167	1.66	9187	5316	2.90
S2-3	2.45	0.137	1.07	6366	1539	0.84
S2-4	4.3	0.164	1.88	6938	5168	2.82
S2-5	4.95	0.155	2.16	7978	7875	4.30

表4.2 JR鷹取波T成分25kine加振によるS2短辺方向動特性と剛性値

フェーズ	固有振動数 Hz	減衰定数	固有振動数比	重量 Kgf	剛性値 Kgf/cm	剛性比
S2-1.1	1.23	0.126	1.00	8667	528	1.00
S2-2.1	1.54	0.148	1.25	9174	876	1.66
S2-2.2	1.35	0.112	1.10	9187	674	1.28
S2-3	1.25	0.125	1.02	6366	401	0.76
S2-4	1.52	0.158	1.24	6938	646	1.22
S2-5	2.17	0.165	1.76	7978	1513	2.87

Dept. of Technical Development, Shokusan jutaku sogo Co., Ltd.
 Institute of Technology, Tokyu Construction Co., Ltd., Dr. Eng.
 Graduate Student, The Univ. of Tokyo, Eng. Dept.
 Res. Assoc., Eng. Dept., The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.
 Prof., Eng. Dept., The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.

J R 鷹取波加振による軸組構法木造住宅の実大振動実験

正会員 ○ 鍋田文男*¹

その5 総2階建試験体(S2)の3次元フルスケール加振 同 木村正彦*² 同 大橋好光*³

同 坂本 功*⁴

X 3. 振動実験、実大建物実験 Y 7. 軸組構造 Z 3. 地震応答

1. はじめに

その5では、軸組構法による総2階建実大試験体S2をJR鷹取波で3次元フルスケール加振した結果について報告する。

2. 加振概要

2.1 試験体のフェーズ

JR鷹取波3次元フルスケール加振における試験体S2のフェーズは5、6.1、6.2である。フェーズ5は軸組(偏心、吹き抜け)に石膏ボードとサイディングが加わった状態であり、一連のフェーズの中では最も水平耐力の高い試験体である。フェーズ5の試験体は、現代的な軸組構法で施工された乾式の軸組構法木造住宅である。フェーズ6.1は、フェーズ5からサイディングを取りはずした試験体である。フェーズ6.2では、さらに隅柱のホールダウン金物を取り外している。フェーズ6.2は、過去の加振履歴により石膏ボードは軸組にゆるく留められている状態である。

2.2 JR鷹取波

JR鷹取波の3次元フルスケール加振入力レベルは、
X方向(R成分,長辺方向) 135kine 818Gal 50cm
Y方向(T成分,短辺方向) 55kine 566Gal 18cm
Z方向(上下動成分) 13kine 227Gal 5cm
であり、最大速度と最大変位が極めて大きな大振幅波形である。上記の値は振動台での測定値である。

この記録は、1995年兵庫県南部地震で神戸市須磨区のJR西日本鷹取駅構内の地表レベルに設置された地震計で記録された加速度波形である¹⁾。

3. 3次元フルスケール加振結果

表5.1と表5.2に、測定された加速度記録から同定した固有振動数と減衰定数、水平剛性、剛性比などを示す。剛性比はフェーズ1.1(軸組のみ)の25kine加振で求められた値を基準にしている。

フェーズ5では、JR鷹取波3次元フルスケール加振でも損傷は軽微であった。この時の最大層間変形角は、長辺方向1階部で1/129、同2階部で1/218、短辺方向1階部で1/45、同2階部で1/105であった。

フェーズ5の水平剛性は、長辺方向で25kine加振時に7875kgf/cmであったが、3次元フルスケール加振時には2538kgf/cmと約32%に低下している。同様に、短

辺方向の剛性は25kine加振時に1513kgf/cmを示したが、3次元フルスケール加振時には833kgf/cmと55%に低下した。振動パラメータ(固有振動数、減衰定数)の変化で見ると、長辺方向が25kine加振時に4.95Hz、15.5%であったものが、3次元フルスケール加振時には2.81Hz、26.3%を示し、大きな固有振動数の低下と減衰の増大が見られる。短辺方向では、2.17Hz、16.5%から1.61Hz、19.9%に変化している。

フェーズ6.1の3次元フルスケール時の最大層間変形角は、短辺方向1階部で1/35、同2階部で1/61であった。同様にフェーズ6.2では、短辺方向1階部で1/34、同2階部で1/48の最大層間変形角を示した。

図5.1と図5.2にはフェーズ5におけるS2の長辺方向(三間)および短辺方向(二間)の加速度応答(RF)と伝達関数を示す。図5.3~図5.5には短辺方向1階部の層せん断力-層間変位関係を示す。

4. まとめ

(1)フェーズS2-5の構成[軸組(偏心、吹き抜け)+石膏ボード+サイディング]からなる軸組構法木造住宅(隅柱HD使用)は、JR鷹取波3次元フルスケールの地震動に対して長辺方向1階部の最大層間変形角は1/129、短辺方向1階部の最大層間変形角は1/45、ベースシア応答が1程度であり、損傷も軽微であった。石膏ボードとサイディングが軸組にしっかり留めてあれば、これらの構成要素は剛性を大きく高め、変形を抑える働きをする。

(2)フェーズS2-5試験体の短辺方向1階部の層せん断力-変位関係は、スリップ的、硬化型、multi-linearな性状を示した。

(3)フェーズS2-6.2試験体は、加振履歴により石膏ボードの留めがゆるくなっていると考えられる。石膏ボードが軸組にゆるく留められている、ホールダウン金物を使用していない軸組であるこの試験体は、JR鷹取波3次元フルスケール加振でも倒壊はしなかったが、大きな変形応答を示した。このときの応答は、短辺方向の1階部で1/34、2階部で1/48の最大層間変形角を示し、ベースシア応答は約0.9であった。

参考文献1)中村豊ほか:1995年兵庫県南部地震の地震動記録(II),

(財)鉄道総合技術研究所ユレダス開発推進部、1996年3月

表5.1 J R 腐取波3次元フルスケール加振による総2階建試験体S2の長辺方向動特性と剛性値 (単位 重量kgf 剛性値kgf/cm)

フェーズ	固有振動数 Hz	減衰定数	固有振動数比	重量	剛性値	剛性比	試験体の構成
S2-5	2.81	0.263	1.23	7978	2538	1.39	軸組(偏心)、吹き抜け、石膏ボード、サイディング
S2-6.1	1.75	0.305	0.76	6925	854	0.47	軸組(偏心)、吹き抜け、石膏ボード
S2-6.2	1.43	0.264	0.62	6925	570	0.31	軸組(偏心)、吹き抜け、石膏ボード、HDなし

表5.2 J R 腐取波3次元フルスケール加振による総2階建試験体S2の短辺方向動特性と剛性値 (単位 重量kgf 剛性値kgf/cm)

フェーズ	固有振動数 Hz	減衰定数	固有振動数比	重量	剛性値	剛性比	試験体の構成
S2-5	1.61	0.199	1.31	7978	833	1.58	軸組(偏心)、吹き抜け、石膏ボード、サイディング
S2-6.1	1.32	0.145	1.07	6925	486	0.92	軸組(偏心)、吹き抜け、石膏ボード
S2-6.2	1.13	0.160	0.92	6925	356	0.67	軸組(偏心)、吹き抜け、石膏ボード、HDなし

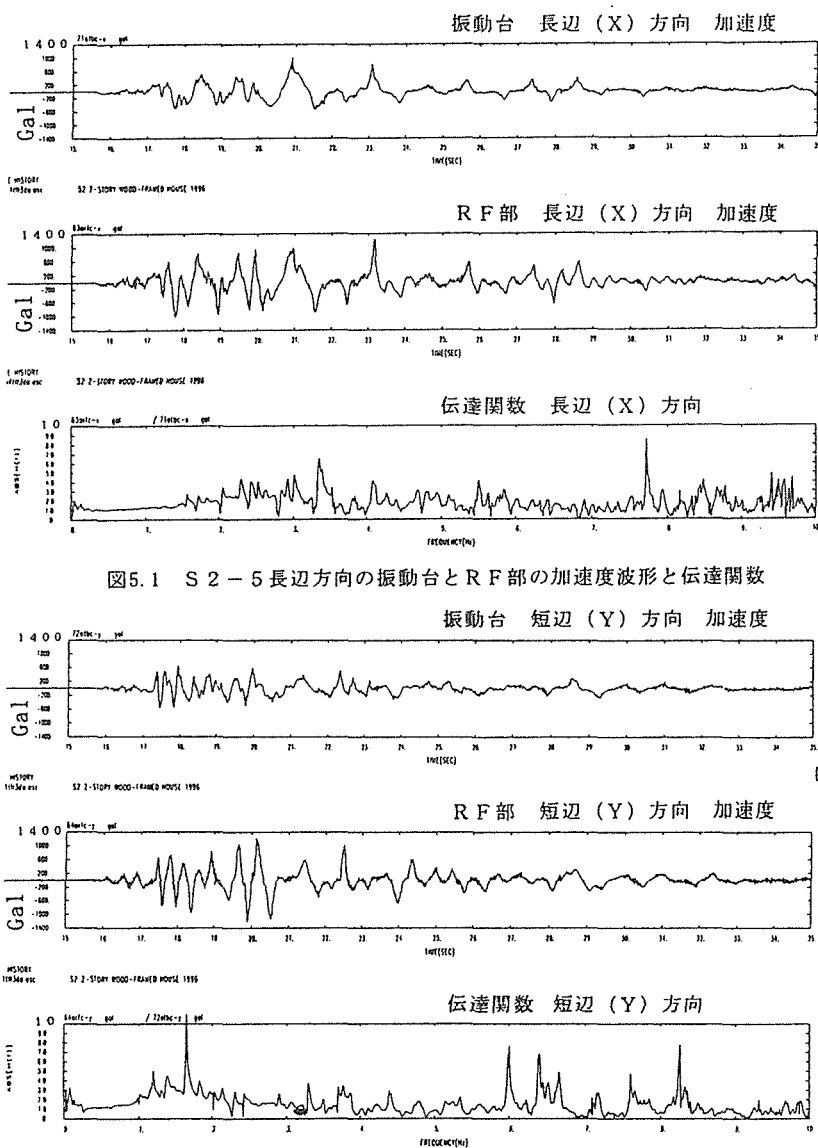


図5.1 S2-5長辺方向の振動台とRF部の加速度波形と伝達関数

図5.2 S2-5短辺方向の振動台とRF部の加速度波形と伝達関数

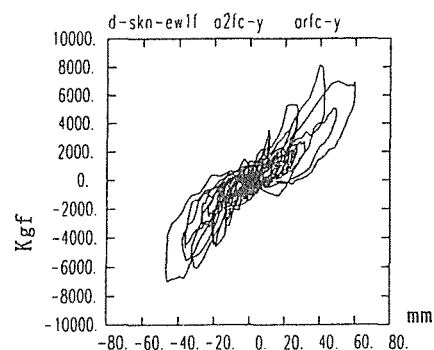


図5.3 S2-5短辺方向1階部の層せん断力-層間変位関係

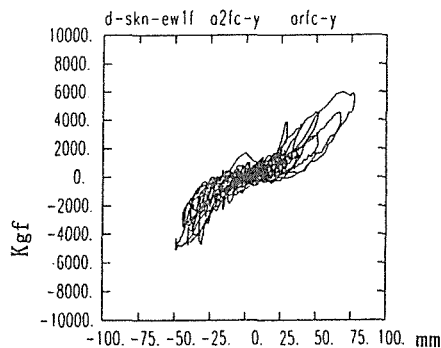


図5.4 S2-6.1短辺方向1階部の層せん断力-層間変位関係

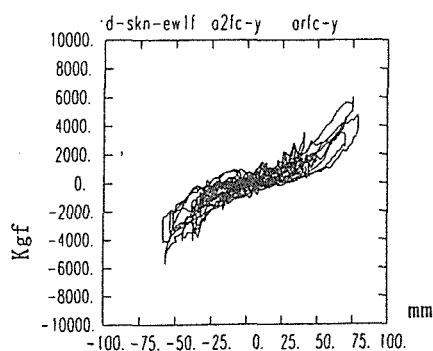


図5.5 S2-6.2短辺方向1階部の層せん断力-層間変位関係

*1 殖産住宅相互(株) 技術開発部
 *2 東急建設(株) 技術研究所 工博
 *3 東京大学大学院工学系研究科 助手 工博
 *4 東京大学大学院工学系研究科 教授 工博

Dept. of Technical Development, Shokusan jutaku sogo Co., Ltd.
 Institute of Technology, Tokyu Construction Co., Ltd., Dr. Eng.
 Res. Assoc., Eng. Dept., The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.
 Prof., Eng. Dept., The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.

J R 鷹取波加振による軸組構法木造住宅の実大振動実験

正会員 ○ 永尾弘行*¹

その6 下屋付き2階建試験体(S3)の実験概要と中小加振

同 木村正彦*² 同 田中裕樹*³

同 大橋好光*⁴ 同 坂本 功*⁵

X 3. 振動実験、実大建物実験 Y 7. 軸組構造 Z 3. 地震応答

1. はじめに

その6では、軸組構法による下屋付き2階建実大試験体S3に対する振動台実験の概要と中小加振レベル(25kine加振)の振動台実験結果について報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体S3は実大の下屋付き2階建軸組構法木造住宅で、平面の寸法は三間×二間である。2階床と屋根裏、下屋屋根裏部に鉄製の重りを載せ、屋根荷重や積載荷重を代替している。試験体S3は、試験体を構成する構造要素の組み合わせにより、5つのフェーズを実現させた。5つのフェーズを図6.1に示す。

フェーズ1.1は、筋かいが逆向きに取り付けられた構造的に対称な軸組のみで構成されている。フェーズ1.2は筋かいを通常の向きに取り付けた構造的に対称な軸組のみの状態で基本形としている。フェーズ1.3はフェーズ1.2の試験体の1階部北面と西面に筋かいを1ペアずつ増設し、構造的に偏心とさせている。フェーズ2は基本形(フェーズ1.2)の西面1階部の管柱を2本抜いた状態としている。フェーズ3はフェーズ2の試験体に石膏ボードを貼った状態である。フェーズ4はフェーズ3の試験体にサイディングを貼り、1階部北面と東面に1本ずつ筋かいを増設した試験体である。フェーズ5はフェーズ4の試験体から1階部の筋かいを全部取り去り、代わりに合板を使用した状態である。なお、S3のすべてのフェーズで隅柱にホルダダウン金物を使用している。図6.1には試験体S3を2質点系に置換した場合の質点重量(振動に寄与する重量)も示した。

2.2 振動台加振波

加振は各フェーズとも常時微動測定、2次元ホワイト波加振、1次元サインスイープ加振、1次元25kine加振を原則とし、耐力の高いフェーズでは50kine加振と3次元フルスケール加振を実施した。加振方向は、試験体の長辺方向(三間、X方向)をJR鷹取波のR成分加振、短辺方向(二間、Y方向)をJR鷹取波のT成分加振とした。

2.3 振動計測と波形処理

計測は、各階の絶対加速度と層間変位、筋かい、柱

の軸ひずみである。計測チャンネル数は75~79程度である。計測されたデータは、波形処理され、伝達関数、力-変位関係、時系列などの形で考察した。

3. 中小レベル(25kine)加振結果

図6.2に軸組のみのフェーズであるS2-1.2の25kine加振における長辺方向(X方向、R成分加振)と短辺方向(Y方向、T成分加振)の屋根裏位置(RF)の応答加速度波形、振動台入力加速度波形、伝達関数を示す。R成分の25kineは最大加速度で約150Gal程度、T成分は約300Gal程度である。

表6.1と表6.2には、25kine加振で計測された加速度記録から同定したS3の1次固有振動数、減衰定数、剛性値、剛性比をフェーズごとに示す。固有振動数と減衰定数は、入力を振動台絶対加速度、出力を屋根裏部(RF)の絶対加速度として線形1自由度系のシステム同定理論から求めている。表6.1と表6.2に示す水平剛性は、同定された1次の固有振動数と質量から求めている。石膏ボードやサイディングを使用しているフェーズでは剛性が軸組のみの場合に比べて大きく増大している。25kine加振レベルの応答では、石膏ボードやサイディングは軸組と同一の変形をして応答をしていると考えてよいので、各フェーズの剛性値の比から、軸組、石膏ボード、サイディングが受け持つ水平剛性の分担比を求め、それらの値を表6.3と表6.4に示した。表6.3と表6.4から、石膏ボードやサイディングは、25kine加振レベルでは、大きな剛性分担比を持つことがわかる。

4. まとめ

(1) 軸組構法木造住宅の構成要素である石膏ボードとサイディングは、25kineレベル入力の地震応答では、全体の水平剛性に大きく寄与している。今回の加振実験から求められた、下屋付き2階建三間の場合の分担比を表6.3に、同様に下屋付き2階建二間の場合の分担比を表6.4に定量的に示した。

(2) 軸組のみの試験体であるS3-1.2(1階部全柱数16本)から1階部管柱を2本抜くことで、水平剛性は、長辺方向、短辺方向とも8%低下した。管柱を2本中抜きすることでも、水平剛性には無視できない影響が現れる。

Shaking Table Test of Fullscale Wood-Framed Residential Structures to JR-Takatori Seismic Motions
Part 6 Overview of S3 Experiment and Test Results of S3 by Medium-level Excitation

NAGAO Hiroyuki, KIMURA Masahiko, TANAKA Yuki, OHASHI Yoshimitsu and SAKAMOTO Isao

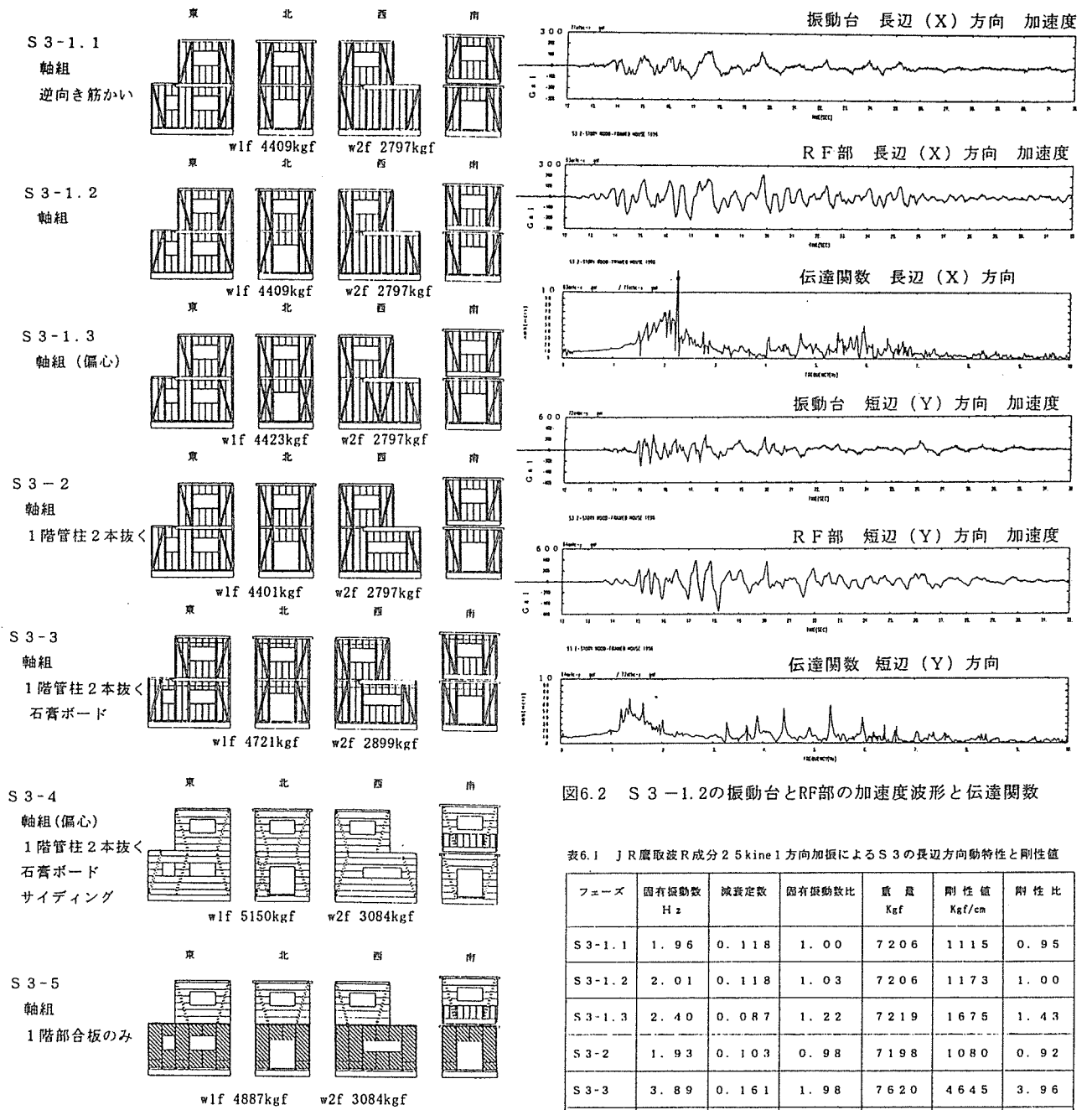


図6.1 軸組構法下屋付き2階建試験体S3のフェーズ (すべてのフェーズで隅柱にHD使用)

表6.3 S3試験体長辺方向の水平剛性の分担比 (JR鷹取波R成分2.5kine加振)

試験体の構成	軸組	石膏ボード	サイディング
軸組(1階管柱2本抜く、偏心)+石膏ボード+サイディング	1	3.3	2.48

表6.4 S3試験体短辺方向の水平剛性の分担比 (JR鷹取波T成分2.5kine加振)

試験体の構成	軸組	石膏ボード	サイディング
軸組(1階管柱2本抜く、偏心)+石膏ボード+サイディング	1	0.55	1.12

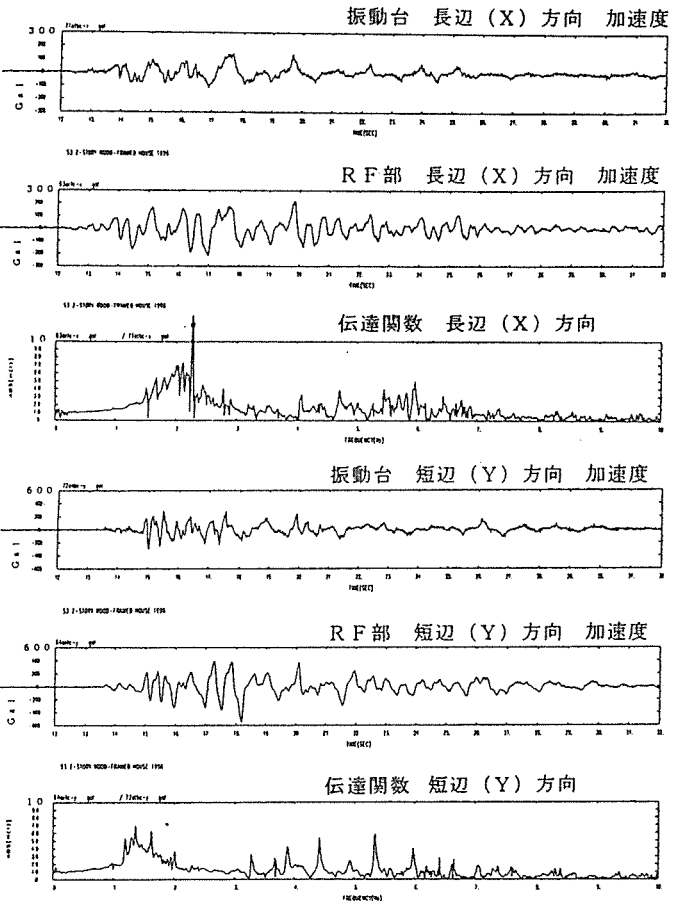


図6.2 S3-1.2の振動台とRF部の加速度波形と伝達関数

表6.1 JR鷹取波R成分2.5kine1方向加振によるS3の長辺方向動特性と剛性値

フェーズ	固有振動数 Hz	減衰定数	固有振動数比	重量 Kgf	剛性値 Kgf/cm	剛性比
S3-1.1	1.96	0.118	1.00	7206	1115	0.95
S3-1.2	2.01	0.118	1.03	7206	1173	1.00
S3-1.3	2.40	0.087	1.22	7219	1675	1.43
S3-2	1.93	0.103	0.98	7198	1080	0.92
S3-3	3.89	0.161	1.98	7620	4645	3.96
S3-4	4.70	0.195	2.40	8234	7327	6.25

表6.2 JR鷹取波T成分2.5kine1方向加振によるS3の短辺方向動特性と剛性値

フェーズ	固有振動数 Hz	減衰定数	固有振動数比	重量 Kgf	剛性値 Kgf/cm	剛性比
S3-1.1	1.6	0.131	1.00	7206	743	1.17
S3-1.2	1.48	0.139	0.93	7206	636	1.00
S3-1.3	1.61	0.133	1.01	7219	754	1.19
S3-2	1.42	0.122	0.89	7198	585	0.92
S3-3	1.72	0.167	1.08	7620	908	1.43
S3-4	2.17	0.176	1.36	8234	1562	2.46

*1 住友林業(株) 筑波研究所
 *2 東急建設(株) 技術研究所 工博
 *3 東京大学大学院工学系研究科 大学院生
 *4 東京大学大学院工学系研究科 助手 工博
 *5 東京大学大学院工学系研究科 教授 工博

Tsukuba Research Institute, Sumitomo Forestry Co., Ltd.
 Institute of Technology, Tokyu Construction Co., Ltd., Dr. Eng.
 Graduate Student, Eng. Dept., The Univ. of Tokyo
 Res. Assoc., Eng. Dept., The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.
 Prof., Eng. Dept., The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.

J R 鷹取波加振による軸組構法木造住宅の実大振動実験

正会員 ○ 三川 卓*¹

その7 下屋付き2階建試験体(S3)の3次元フルスケール加振

同 木村正彦*² 同 大橋好光*³

同 坂本 功*⁴

X 3. 振動実験、実大建物実験 Y 7. 軸組構造 Z 3. 地震応答

1. はじめに

その7では、軸組構法による下屋付き2階建実大試験体S3をJR鷹取波で3次元フルスケール加振した結果について報告する。

2. 加振概要

2.1 試験体のフェーズ

JR鷹取波3次元フルスケール加振における試験体S3のフェーズは4である。フェーズ4は軸組(偏心、1階管柱2本抜き)に石膏ボードとサイディングが加わった状態である。1階部の管柱を2本抜いた状態は、開口部の関係で一般の住宅でよく見られる状態である。フェーズ4はS3の一連のフェーズの中では最も水平耐力が高く、現代的な軸組構法で施工された乾式の軸組構法木造住宅であるといえる。

2.2 JR鷹取波

JR鷹取波の3次元フルスケール加振入力レベルは、
X方向(R成分,長辺方向) 135kine 818Gal 50cm
Y方向(T成分,短辺方向) 55kine 566Gal 18cm
Z方向(上下動成分) 13kine 227Gal 5cm
であり、最大速度と最大変位が極めて大きな大振幅波形である。上記の値は、試験体が振動台に載っていない状態でJR鷹取波の3次元フルスケール再現を実施したとに振動台の動きを実測した値である。この実測には、速度計、加速度計、変位計を使用し、物理量ごとにそれぞれ独立したセンサーを用いた。

このJR鷹取波は、1995年兵庫県南部地震で神戸市須磨区のJR西日本鷹取駅構内の地表レベルに設置された地震計で観測された加速度波形である¹⁾。

3. 3次元フルスケール加振結果

表7.1と表7.2に、測定された加速度記録から同定した固有振動数と減衰定数、水平剛性、剛性比を示す。

固有振動数と減衰定数の同定は、線形1自由度系のシステム同定理論を使って求めた。観測された入出力波形から計算される伝達関数の振幅と位相の情報から1次固有振動数と減衰定数をまず特定し、この値を初期値として、仮定した系の伝達関数と実測から求められた伝達関数の差が最小になるように固有振動数と減衰定数を決定している。

剛性比はフェーズ1.2(軸組のみ)の25kine加振で

求められた値を基準にしている。フェーズ4では、JR鷹取波3次元フルスケール加振による試験体の損傷は比較的少かったが、大きな変形応答を示した。このときの最大層間変形角は、長辺方向(三間)の1階部で1/78、同2階部で1/123、短辺方向(二間)の1階部で1/36、同2階部で1/110であった。

フェーズ4の剛性は、長辺方向で25kine加振時には7327kgf/cmであったが、3次元フルスケール加振時には1724kgf/cmと約24%に大きく低下している。同様に短辺方向の剛性は25kine加振時に1562kgf/cmを示したが、3次元フルスケール加振時には787kgf/cmと50%に低下した。

振動パラメータ(固有振動数、減衰定数)の変化で見ると、長辺方向で25kine加振時に4.7Hz、19.5%であったものが、3次元フルスケール加振時には2.28Hz、29.0%に変化し、大きな固有振動数の低下と減衰の増大が見られる。同様に短辺方向では、2.17Hz、17.6%から1.54Hz、18.6%に変化している。

図7.1と図7.2にはフェーズ4におけるS3の長辺方向および短辺方向の応答加速度波形(振動台とRF部)と伝達関数を示す。

図7.3には3次元フルスケール加振時の長辺方向1階部の層せん断力-層間変位関係を示す。図7.4には参考までに50kine加振における長辺方向1階部の層せん断力-層間変位関係を示す。なお、表7.1と表7.2には50kine加振時の結果も併せて示した。

4. まとめ

(1)フェーズS3-4の構成(軸組(偏心、1階管柱2本抜き)+石膏ボード+サイディング)からなる下屋付き2階建軸組構法木造住宅(隅柱HD使用)は、JR鷹取波3次元フルスケールの地震動に対しても倒壊はせず、ベースシア応答は1程度であった。しかしながら、大きな変形応答を示し、短辺方向(二間)の1階部の最大変形角は1/36であった。

(2)フェーズS3-4の層せん断力-層間変位関係(長辺方向、三間)は、硬化型、ダブルバイリニア的な性状を示した。

参考文献 1)中村豊他:1995年兵庫県南部地震の地震動記録(II)、

(財)鉄道総合技術研究所ユレダス開発推進部、1996年3月

Shaking Table Test of Full-scale Wood-Framed Residential Structures to JR-Takatori Seismic Motions
Part 7 Test Results of S3 by 3D Fullscale Excitation

MIKAWA Takashi, KIMURA Masahiko, OHASHI Yoshimitsu and SAKAMOTO Isao

表7.1 J R 腐取波 3 次元フルスケール加振および 50kine 加振による試験体 S 3 (フェーズ S 3-4) の長辺方向動特性と剛性値 (単位 重量 kgf 剛性 kgf/cm)

加振レベル	固有振動数 Hz	減衰定数	固有振動数比	重量 Kgf	剛性値 Kgf/cm	剛性比	試験体の構成
50 kine	3.56	0.263	1.82	8234	4204	3.58	軸組(偏心)、1階管柱2本抜く、石膏ボード、サイディング
フルスケール	2.28	0.290	1.13	8234	1724	1.47	軸組(偏心)、1階管柱2本抜く、石膏ボード、サイディング

表7.2 J R 腐取波 3 次元フルスケール加振および 50kine 加振による試験体 S 3 (フェーズ S 3-4) の短辺方向動特性と剛性値 (単位 重量 kgf 剛性 kgf/cm)

加振レベル	固有振動数 Hz	減衰定数	固有振動数比	重量 Kgf	剛性値 Kgf/cm	剛性比	試験体の構成
50 kine	2.12	0.156	1.33	8234	1491	2.34	軸組(偏心)、1階管柱2本抜く、石膏ボード、サイディング
フルスケール	1.54	0.186	1.04	8234	787	1.24	軸組(偏心)、1階管柱2本抜く、石膏ボード、サイディング

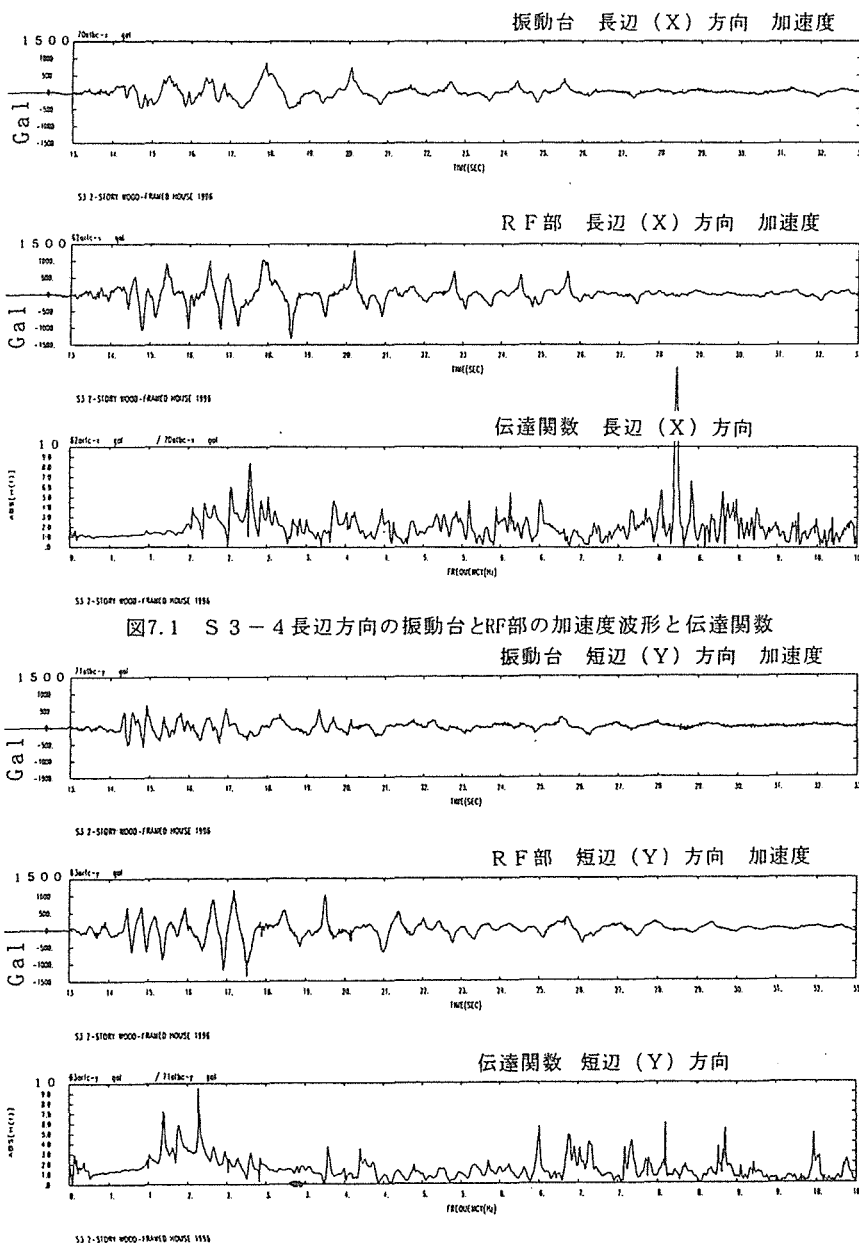


図7.1 S 3-4 長辺方向の振動台とRF部の加速度波形と伝達関数

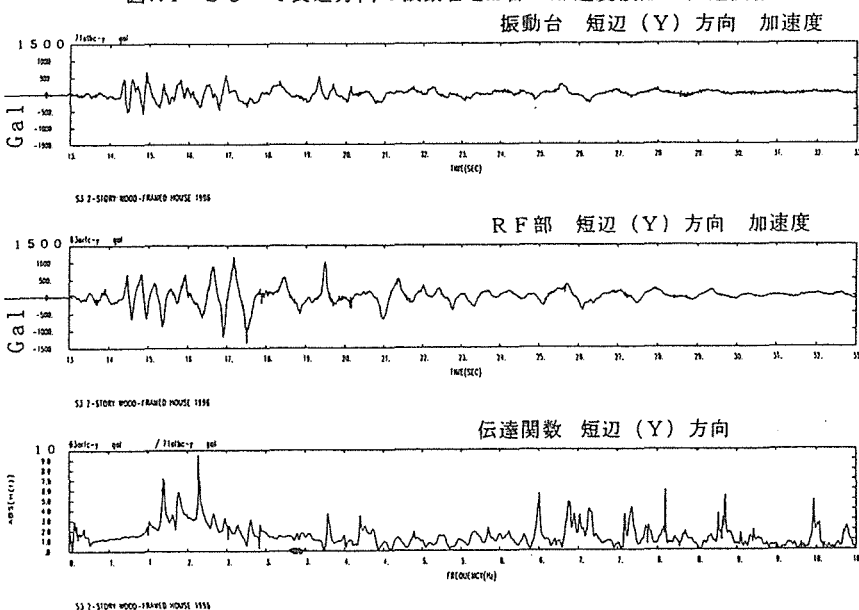


図7.2 S 3-4 短辺方向の振動台とRF部の加速度波形と伝達関数

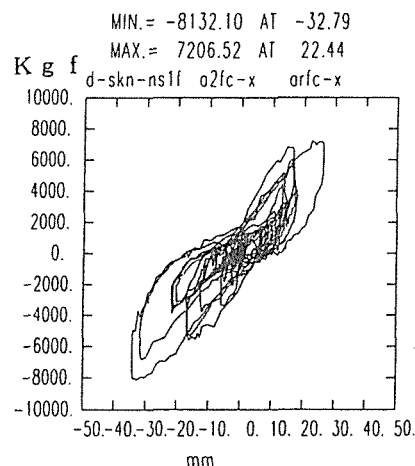


図7.3 S 3-4 長辺方向1階部の層せん断力-層間変位関係 (3次元フルスケール加振)

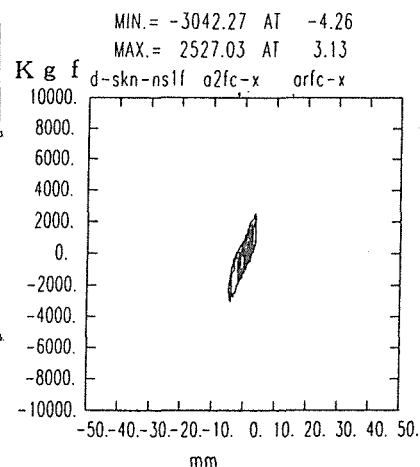


図7.4 S 3-4 長辺方向1階部の層せん断力-層間変位関係 (3次元50kine加振)

- *1 住友林業(株)住宅本部
- *2 東急建設(株)技術研究所 工博
- *3 東京大学大学院工学系研究科 助手 工博
- *4 東京大学大学院工学系研究科 教授 工博

Housing Headquarters, Sumitomo Forestry Co., Ltd.
 Institute of Technology, Tokyu Construction Co., Ltd., Dr. Eng.
 Res. Assoc., Eng. Dept., The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.
 Prof., Eng. Dept., The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.

J R 鷹取波加振による軸組構法木造住宅の実大振動実験 その8 総2階建試験体(S2)の動的崩壊過程

正会員 ○大橋 好光*1
同 木村 正彦*2
同 田中 裕樹*3
同 坂本 功*4

X 3. 振動実験、実大建物実験 Y 7. 軸組構造 Z 3. 地震応答

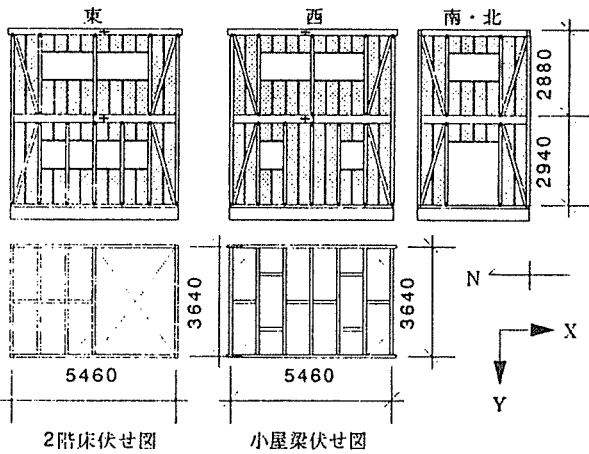


図8.1 試験体の立面図・平面図

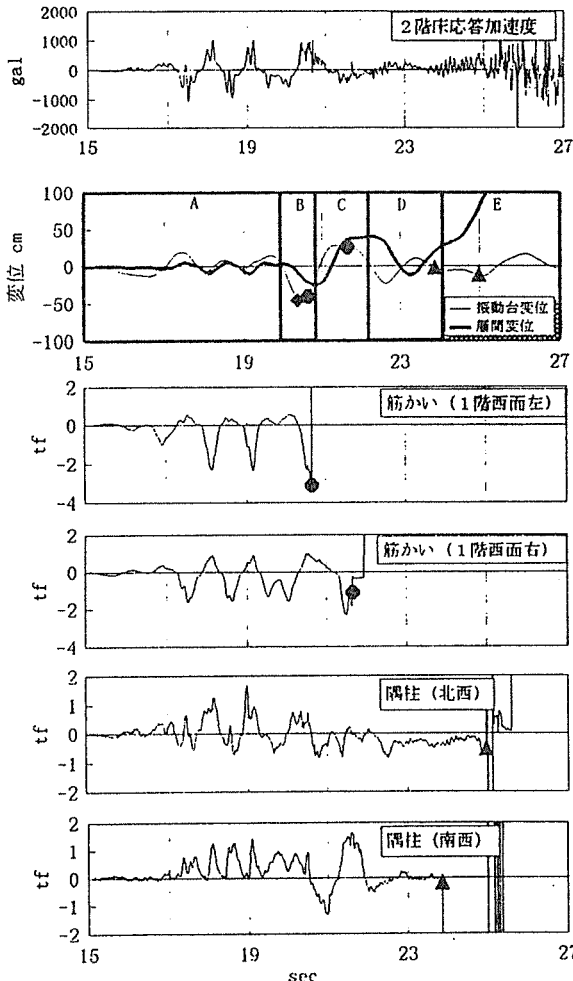


図8.2 振動台変位および筋かい・柱の軸力の時刻歴

1. はじめに

その8では、軸組構法による総2階建て実大試験体S2のJR鷹取波フルスケール加振による動的な崩壊過程について報告する。

2. 試験体の状態

図8.1に、このフェーズにおける試験体S2の状態を示した。試験体は、軸組に石膏ボードを取り付けた状態で、筋かいはX、Y方向、1階、2階ともに4本ずつである。また、2階床は半分が吹き抜けとなっており、4隅の柱脚のホールダウン金物は留め付けていない。さらに、この加振の前にすでにフルスケール加振を2回行っており、石膏ボードの耐力はすでにある程度低下している。

3. 3次元フルスケール加振の結果

図8.2は、X方向の2階床の応答加速度、西面の2本の筋かいおよび2本の隅柱の応力を、振動台の変位の時刻歴波形の時間軸に揃えたものである。筋かいは座屈の瞬間を、柱は引き抜きの瞬間をプロットしてある。座屈した瞬間の筋かいの圧縮軸力はおよそ3tであった。

図8.3は、崩壊に至る前の1階部分の荷重変形曲線を示している。1階の最大層せん断力は、およそ7tであった。加振の前半は、筋かい軸組で一般的に見られる挙動を示している。その後、筋かいの座屈により、耐力が低下し、変形が進む様子が表れている。図表のマークは、荷重変形曲線の履歴からはずれる瞬間をプロットした。

図8.4は、JR鷹取フルスケール加振の1階のX、Y方向の

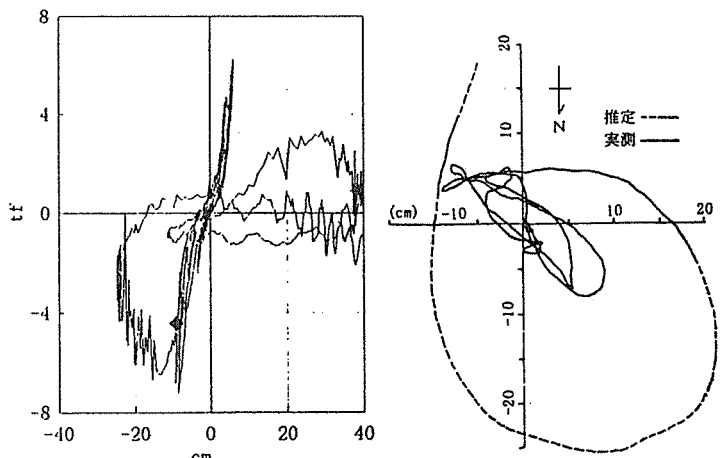


図8.3 倒壊前の荷重変形曲線

図8.4 2階床部分の変位軌跡

Shaking Table Test of Fullscale Wood-Framed Residential Structures to JR-Takatori Seismic Motions
(Part 8) Process of Collapse

OHASHI Yoshimitsu, KIMURA Masahiko, TANAKA Yuki and SAKAMOTO Isao

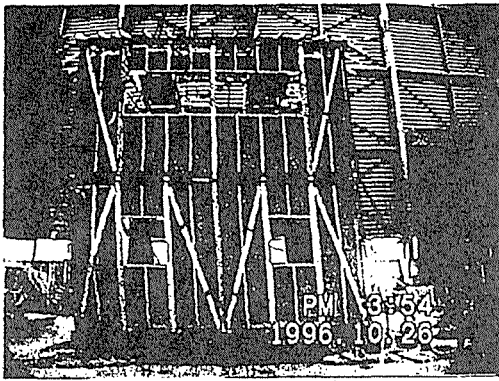


写真8.1 西面 1階左側の筋かい座屈
(1階中央2本の筋かいは事前に切断しておいた)

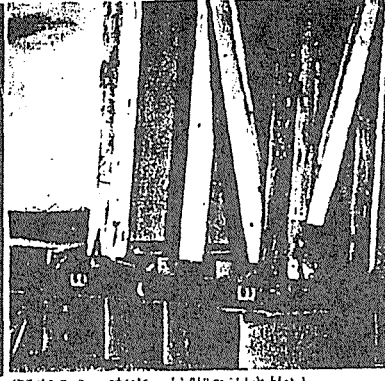


写真8.2 南東 柱脚の引き抜け

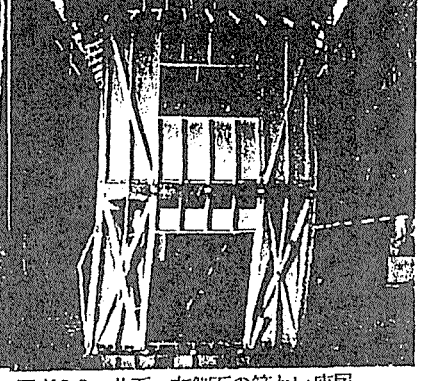


写真8.3 北面 左側面の筋かい座屈

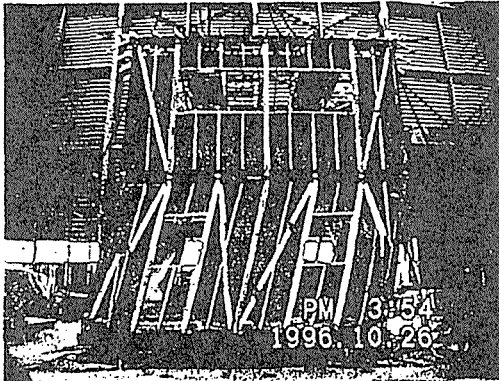


写真8.4 西面 1階右側の筋かい座屈

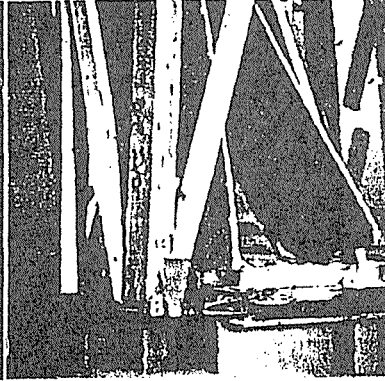


写真8.5 南東 柱脚の踏み外し

層間変位の軌跡である。加振の前半では、1階の層間変位は10cm以下で北西から南東方向に動いている。後半は、変形が大きかったために、すべての軌跡を追跡することはできなかったが、解析により北側に最大で25cmの層間変位が生じたと推定された。その後、南側に大きく変形し倒壊に至った。写真8.1～8.8に、試験体を西側から見た写真を中心に、その崩壊過程を示す。

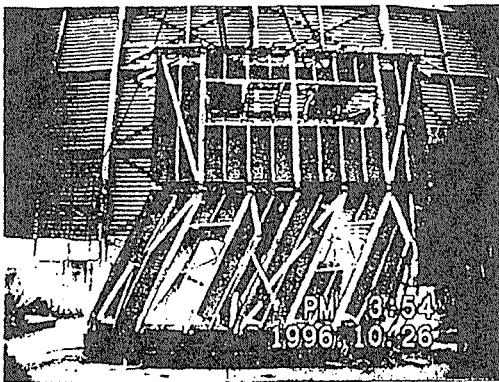


写真8.6 西面 通し柱の折損

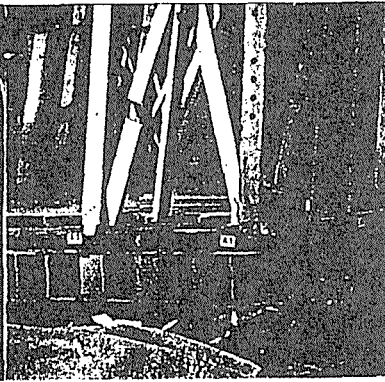


写真8.7 北面 柱脚の引き抜け

写真8.1～8.3は、振動台が大きく北に変位し、西面および東面の1階の北側筋かいが座屈した瞬間である。このとき、南東の柱脚が完全に持ち上がっている。写真8.4、8.5は西面南側の筋かいが座屈し、それと同時に南東の柱脚が踏み外した状態である。その後は、1階部分の傾斜が徐々に南側に大きくなり、通し柱が折損し(写真8.6)、北面の柱脚が引き抜かれ(写真8.7)、最後に1階が完全に潰れた(写真8.8)。

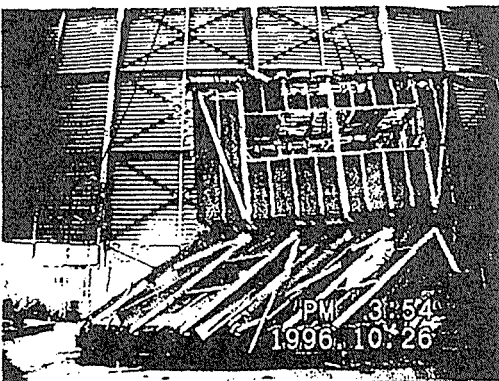


写真8.8 西面 1階部分の倒壊

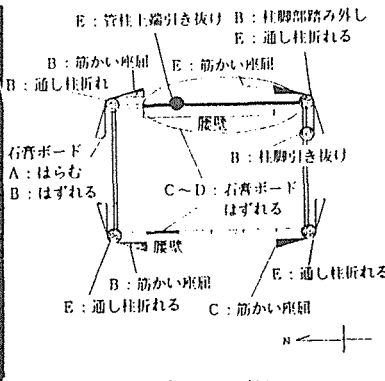


図8.5 試験体各部の損傷状況

なお、図8.2に示すように、時刻歴を損傷状況によりA～Eの5つに区分したが、その範囲に生じた試験体の損傷状況を図8.5に示した。

4. まとめ

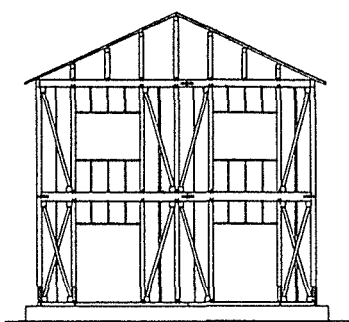
木造住宅の地震被害は、1階が崩壊し、2階には大きな損傷が見られないケースが数多く見られる。本実験において、このような崩壊のプロセスを把握することができた。

*1 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻助手・工博
*2 東急建設(株)技術研究所・工博
*3 東京大学大学院修士課程
*4 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻教授・工博

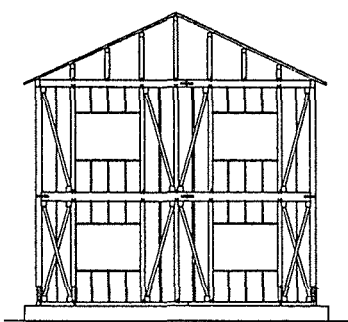
Assoc. Res., Dept. of Arch., Grad. school of Eng. The Univ. of Tokyo, Dr.Eng.
Institute of Technology, Tokyu Construction Co. Ltd., Dr.Eng.
Grad. school of Eng. The Univ. of Tokyo
Prof., Dept. of Arch., Grad. school of Eng. The Univ. of Tokyo, Dr.Eng.

多度津 A 棟 静的実大実験

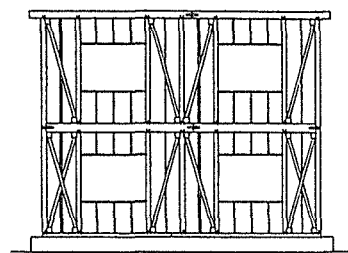
軸組



南面

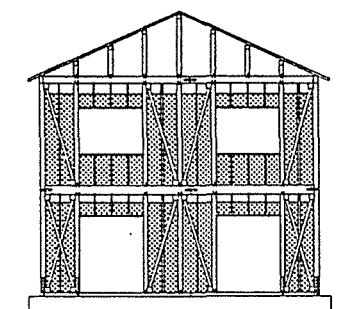


北面

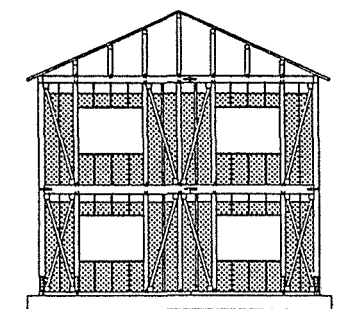


東西面

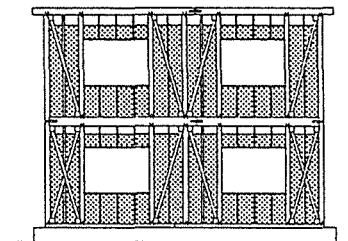
軸組+GB



南面

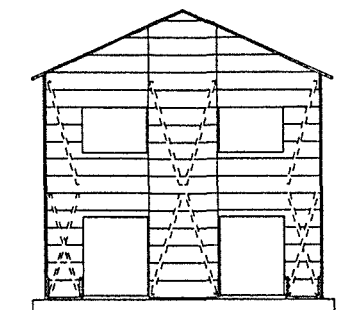


北面

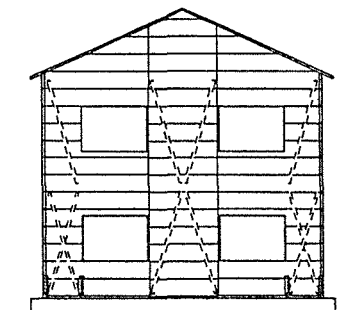


東西面

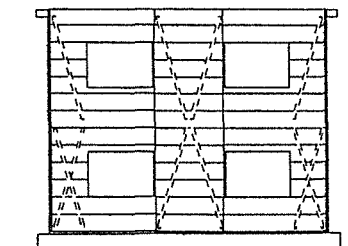
軸組+GB+SD



南面

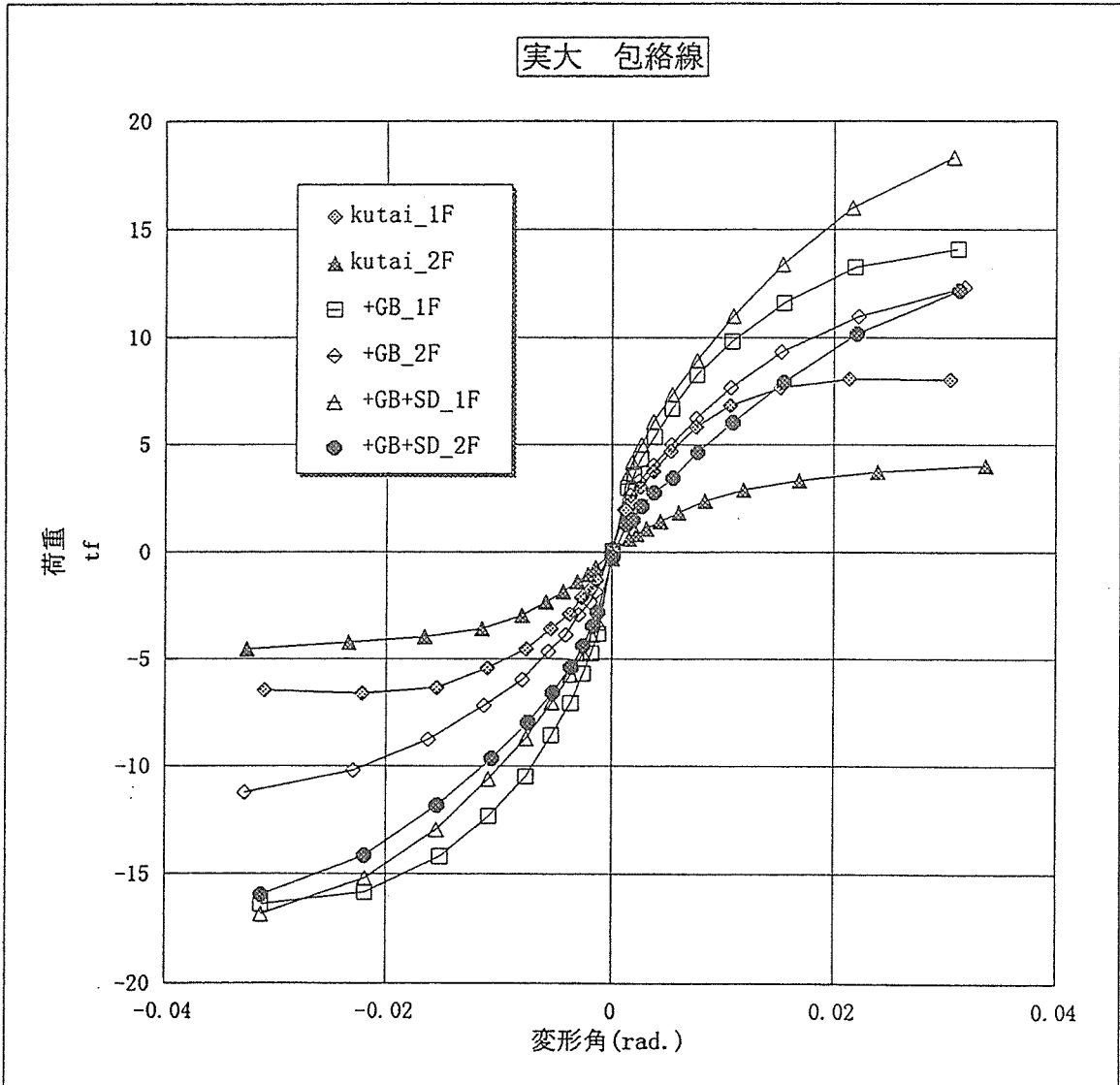


北面

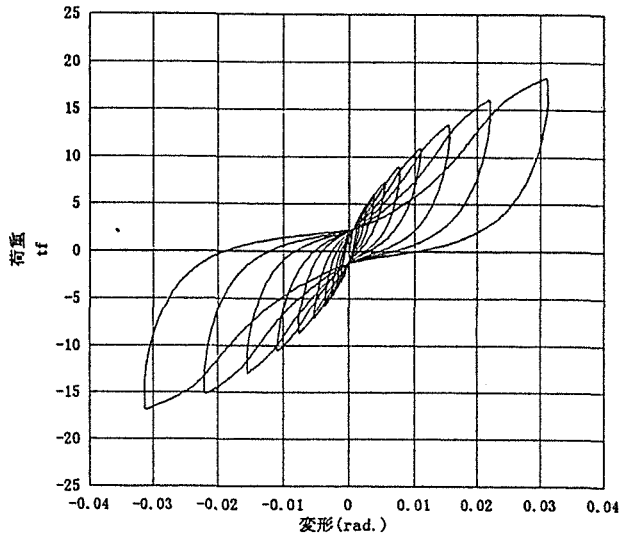


東西面

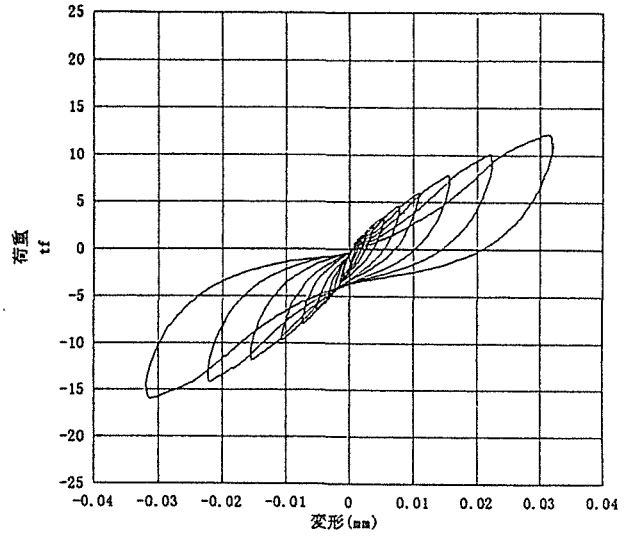
実大 包絡線



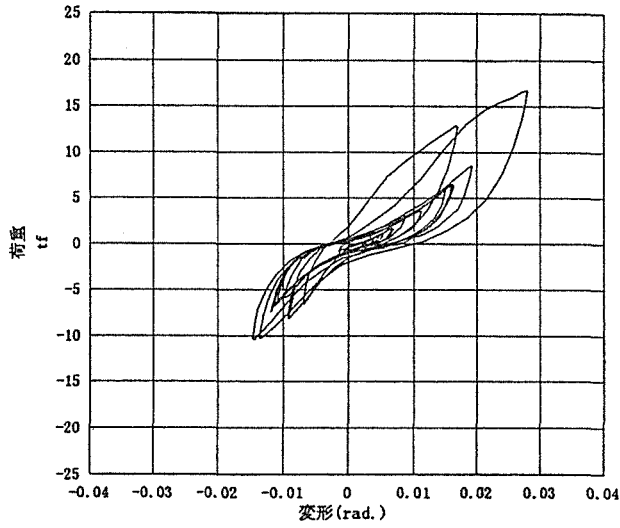
静加力試験 荷重変形曲線
 躯体+GB+SD-1階



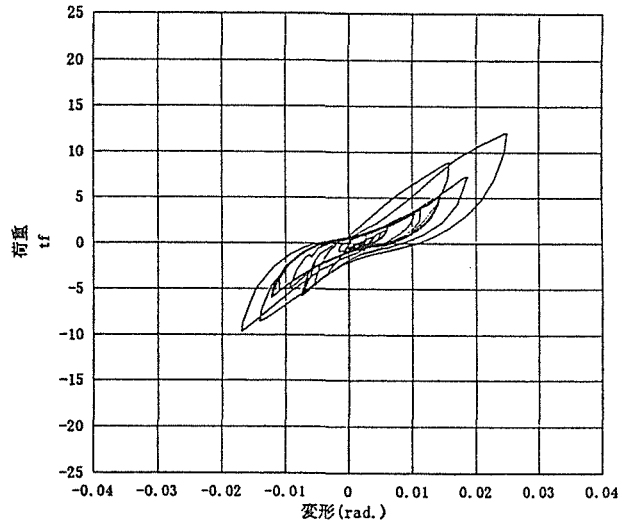
静加力試験 荷重変形曲線
 躯体+GB+SD-2階



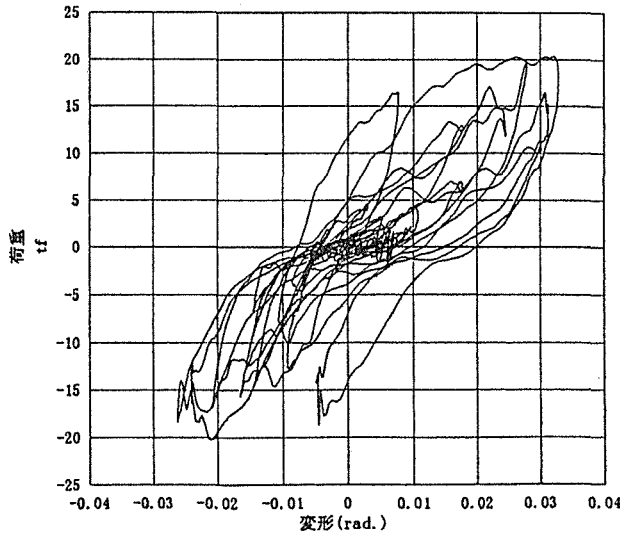
仮動的応答実験 荷重変形曲線
 躯体+GB+SD-1階



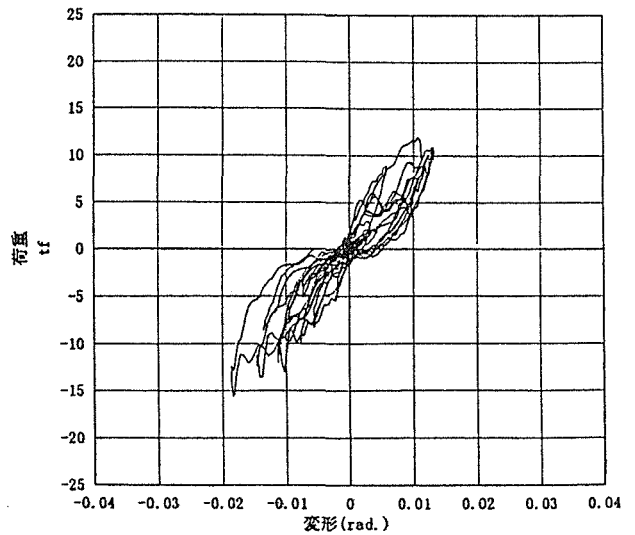
仮動的応答実験 荷重変形曲線
 躯体+GB+SD-2階



振動台実験 荷重変形曲線
 躯体+GB+SD-1階



振動台実験 荷重変形曲線
 躯体+GB+SD-2階



これからの木質構造住宅の接合部

——性能規定と接合部——

大橋好光

木造の設計で、接合部は、厄介だが木造の醍醐味を味わせてくれる部分でもある。建築家による新しい接合の試みが行われており、本書でも興味深い接合部がいくつも紹介されている。接合部の形態は、構造だけから決まるものではないが、まず、所定の構造的な強度を備えていなければならないことは言うまでもない。ところが、木造住宅の場合、所定の強度が必ずしも明解でないために、さまざまところで問題を生じている。ここでは、これからの接合部開発における強度の評価法を述べてみたい。

クレテック型金物

まず、具体的な例で見てみよう。現在、軸組構造木造住宅で普及の著しい金物の一つにクレテック金物というものがある。これは、図1のように、カットした鋼板を曲げて作った金物で、主に柱-梁、梁-梁の接合部に用いる。受け側の柱や梁にはラグスクリューやボルトで固定する。梁の端部には金物が入り込むスリットとドリフトピン用のドリル穴が明けられており、梁は、落とし込んでドリフトピンを打ち込むだけである。簡便なことから、この方式を採用する住宅メーカーが増えている。構造金物の中で、特定の会社が社内で用いるというのではなく、一般化しているという意味でも意義が大きい。このタイプを仮にクレテック型金物と呼ぼう。

この種の金物は、前述のように簡便なことから、プレカットと並んで、軸組部分の構法合理化の大きな手段となっている。一貫したラインのプレカットは、大きな投資を必要とするが、クレテック金物は大きな加工ラインを必要としない。手軽な合理化手法として、中小規模の事業体の合理化手法として採用が増えている。

第2に、加工や組立が手軽な上に、金物が露出しないので、金物を使っているとの印象が薄いこと。大工も、外見上金物が露出していなければ、金物を使うことに抵抗感が少ないのだという。

補強金物と構造金物

さて、ここで注意しなければならないのは、この金物は、従来軸組構法で用いられてきた金物とは、構造上の意味づけが大きく異なっているということである。

従来、木造建物の金物は補強金物であった。これは、基本的には木材自体の接合により、耐力をまかなうもので、金物は、

あくまでも補強として用いられてきた。(財)日本住宅・木材技術センターの認定している「Zマーク金物」は、そうした金物の代表的な例である。ところが、このクレテック型の金物は、この金物がないと架構が成り立たない。こういう金物を仮に「構造金物」と呼ぼう。現在、住宅の接合金物は、この「補強金物」と「構造金物」が位置づけが曖昧なまま、混在しているのである。

そのようになったのは、以下の経緯によるものと考えられる。昭和50年代の後半からの木造建物の見直しに伴って、大型の木造建築が次々と建てられるようになった。そうした大規模木造建築における接合部は、基本的にはガセットプレートなどの鋼材によって力を伝達していた。つまり、それらの建物の多くは、伝統的な木造の仕口ではなく、鉄骨造のような接合を行っていたのである。それは、これらの建物の設計が、従来、木造とは関わりの少なかったゼネコンや設計事務所の人間によってなされたこととも関係している。この時点で、これらの建物と住宅の接点はなかった。

次に、都市部で3階建て木造が建てられるようになる。昭和62年のことである。3階建ては、それまでの強度の小さい耐力壁では、1階が壁だらけになってしまうことから、壁倍率の高い耐力壁が必要とされた。そうした中で、前述の大断面木造に用いられていたような強度の大きな接合方式が住宅にも適用したものが現れてくる。住宅にも集成材を用いることが増え、併せて、徐々に住宅にも普及していったと考えられる。

こうして、住宅の接合部に関して、「補強金物」と「構造金物」とが同じような扱いで使用されるという今日の状況が生まれた。

木造住宅の接合金物は、もう一度、抜本的に整理し直す時期にきている。そして、それに伴って、金物以外の接合も再評価を行うことになろう。

キーワードは「保有耐力と変形性能」

今後の木造建物の構造設計を考えるのに重要となるのは、やはり「兵庫県南部地震」と「性能規定」である。接合部に限らず、木造建物の構造設計は大きく変わろうとしているが、その今後の構造設計のキーワードとして、ここでは「保有耐力と変形性能」をあげたい。特に構造設計が性能規定に向けて動いている今日、この言葉は、一層重要性を増しているように思われる。少し話は長くなるが、「兵庫県南部地震」と「性能規定」の2つの面か

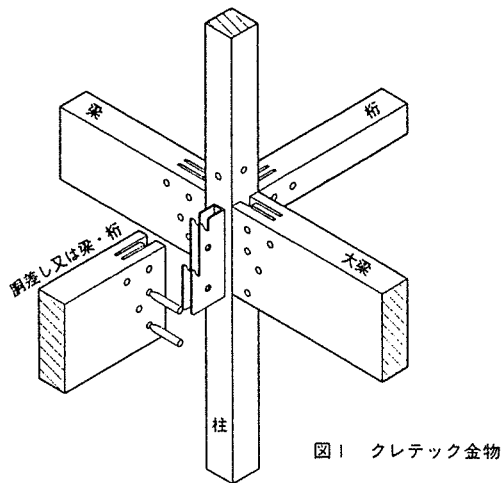


図1 クレテック金物

ら、キーワード「保有耐力と変形性能」を考えてみたい。そうした住宅全体の構造設計の仕組みを考えることで、これからの具体的な接合部の考え方が明らかになると考えるからである。

実大振動実験の結果

兵庫県南部地震では、多くの古い木造建物が倒壊して注目されたが、新しい建物や鉄筋コンクリート構造、鉄骨造建物も少なからず被害を受けた。まず、その地震の揺れの大きさについて触れてみたい。

図2は、兵庫県南部地震の後に行われた、実大の木造住宅の振動実験の結果を示している。一般的な軸組構法木造住宅を振動台に載せ、兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台で観測された地震動(註1)の、水平1成分と鉛直成分をそのままの大ききで同時に加えたものである。図は、1階部分の層せん断力と層間変形角の関係を示している。ちなみに、建物の1階が支えている重量は約18トンである。

この図から、次のようなことが読みとれる。

「この建物は、層せん断力係数で1.0相当程度の最大耐力があった。」

「にも拘わらず、約1/30rad.まで変形した。」

ちなみに、これは軸組構法だからということではなく、この程度の最大耐力・粘りの建物であれば、どの構法でも同じような結果になる。

この応答変位の大きさは、今後の耐震設計にとって重要な意味を持っているように思われる。

これと、現在の設計基準の耐震レベルとはどのような関係にあるのだろうか。

現在の施行令に定める基準は、許容応力度設計は200gal相当の $C0=0.2$ である。保有耐力設計は $C0=1.0$ を標準として、構造特性係数 Ds が0.4であれば保有耐力設計は400gal相当の最大耐力で設計することになる。とすると、兵庫県南部地震では、基準法ぎりぎりに設計された建物は、法律を満たしていても、倒壊に近い被害を受けてもおかしくないと言える。基準法では、800galもの地盤入力想定していないといつてよいだろう。現在の法律の基準は、兵庫県南部地震の揺れに対して、倒壊しないことを保証できない(註2)。

施主がそうした現在の設計法で実現される建物のレベルを正

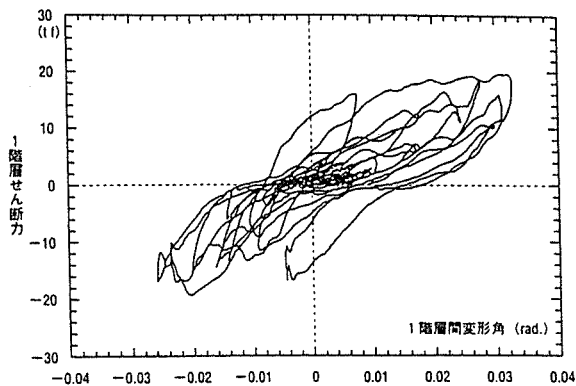


図2 多度津A棟の層せん断力-変形角曲線(建物の条件:壁量は施行令46条の1.5倍。内壁は石膏ボード、外壁は窯業系のサイディング張り。1階の階が支える重量18t。縦軸の層せん断力は加速度と質量を掛けたもの。)

確に理解しているならばそれでもよいかもしれない。しかし、一般には、現在の基準で実現される建物は、「関東大震災にも耐える頑丈な建物」ができると思われてきた。しかも、この場合の「関東大震災」は、最大級の大地震として理解されていることが多い。すなわち、「建物の性能は横並びで、それは大地震にも耐えられる」と考えられてきた。

しかし、兵庫県南部地震によって、こうした解釈は間違っていたことが明らかになった。建物によって性能に大きな差があり、また、基準法を満たしていても壊れる建物があること、が明らかになった。もっとも、建築基準法の第1条は、この法律は「建築物の(中略)構造(中略)に関する最低の基準を定め(中略)」たものと述べている。むしろ、正しい解釈になったというべきかもしれない。しかし、では、そうした大地震にも耐え得るような建物を確実に建てたい場合には、基準法を上回る性能を設定しなければならないことになる。また、それに従って、設計法も、いくつかの性能レベルに対応できるような手法でなければならない。

構造特性係数 Ds

ここで、 Ds を説明しておこう。構造特性係数(Ds)は、保有耐力設計において、標準せん断力係数に乗ずる係数の一つである。建物が振動するときの減衰性や、変形が大きくなってからの粘りを評価した係数で、図3に示すように、粘りのある構造は、最大耐力自体は小さくても、エネルギー吸収により倒壊を防ぐことができるという性質を考慮したものである。粘りの大きい架構は、 Ds を小さく設定してよいことになる。

2つの耐震性能目標

ところで、現在の耐震設計は、次のような2つの目標を掲げている。「中地震で構造体に損傷を生じないこと」、そして「大地震では、構造体は損傷を受けるが、倒壊を防ぎ人命を守ること」である。この場合、いわゆる1次設計と呼ばれる許容応力度の設計は、第1の中地震に対する具体的な評価手法と位置づけられる。したがって、いわゆる1次設計だけで終わってしまう場合には、第2の大地震に対する目標に関しては、具体的な評価のプロセスは省かれていることが分かる。

その理由は、現在の1次設計は、それによって実現される建

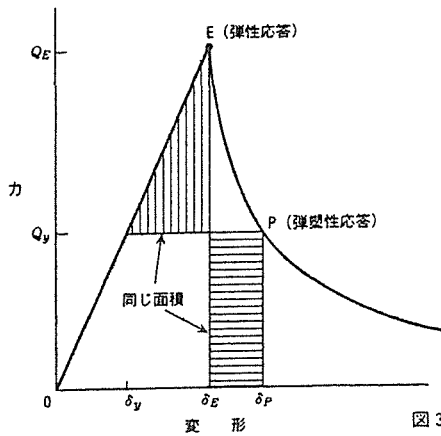


図3 構造特性係数 (Ds) の考え方

物の「保有耐力と変形性能」が概ね想定されており、その範囲で適用する限り、構造特性係数Dsを考慮すれば、必要な保有耐力を満足することができるという見込みがあるためと考えられる。たとえば、短期の許容耐力に対して2.0倍の安全率を有している場合、Dsが0.4以下となるような建物であれば、自動的に保有耐力も満足されるという推定が成り立つ。

ところが、たとえば、前述のような兵庫県南部地震で倒壊しないかを確認したいといった要求に対して、実質的に保有耐力設計が行われていない現在の木造の設計法では対応できない。現在の許容値の評価法は、必ずしも変形性能を考慮していないので、現在の許容応力度設計法でしか使えないのである。

性能規定時代の設計

第2は性能規定である。現在、建設省によっていわゆる「新構造総プロ」が進められている。その成果を受けて、近い将来、設計法は、現在の仕様規定的な内容から、性能規定に移行するといわれている。

そうした性能規定時代の建物の構造設計はどのように進められるのであろうか。その要点は、設計のクライテリアが要求性能で示されるという点にある。既に一部のゼネコンや大手の設計事務所では、建物の耐震性のレベルを何段階かに定めて設計を進めるようなことが行われているが、これからの設計は、施主と設計者が協議して、建てようとする建物の性能を設定してから取りかかることになる。耐震性に関する建物全体の目標でいえば、例えば「中地震に対して構造は無被害。大地震に対しても、構造躯体は大きな損傷を受けず、仕上げ材はいくらかの被害を受ける」というような目標を設定してもよい(註3)。

そして、性能を定めて設計するからには、正しく性能が満足できていることを、設計の中で検証できなければならない。

また、性能規定は、要求性能を規定するために、それを評価する設計法は、複数の手法を許容するとされる。これまでの許容応力度設計は、そうした評価手法の一つと位置づけられるという。そうした場合、前述のように、現在の木造の許容応力度設計法は、いくつかの修正が必要となろう。

保有耐力の確認が必要

その第1の変更点は、仕様によらない設計では、1次設計と呼ば

れる段階でも、何らかの手法で保有耐力を確認することが必要となるだろうという点である。前述のように、大地震に対する具体的な評価を行うには、保有耐力の設計を行う以外にない。

ところが、現在の1次設計の許容応力度設計は、これから出てくるであろうさまざまな架構形式に対応できない。特に木質構造の場合、あらゆる構造形式が可能である。そこでは、Dsが大きな値となる架構もあり得る。たとえば、木材自体の圧縮、引張、曲げは靱性に乏しい破壊形態を示すが、そうした破壊がクリティカルになる架構では、現在の安全率、許容応力度の手法では、十分な保有耐力が確保できない。また、接着剤を用いた接合なども同様である。

性能規定の時代には、自由度が高くなる分だけ、確認しなければならない項目は増える。今後、粘りのない構造なども構造計算により実現していくことを考えると、仕様によらない場合には、1次設計と呼ばれる段階でも、何らかの手法で保有耐力を確認することが必要となるであろう。

接合部にも保有耐力の考え方が必要

接合部も同様である。架構全体に保有耐力が求められるなら、これまでのような許容耐力だけを求める接合部実験では不足である。接合部もそうした性能規定に基づいた設計に耐え得るだけの情報を整備しておかなければならない。

接合部の実験法

以上のような背景の下で、当面考えられる接合部の実験法および評価法の一例を紹介する(註4)。最大のポイントは、「接合部の変形性能を適切に考慮すること」である。

実験は次のように行う。

- ①試験は繰り返しの加力を標準とし、試験体数は3体以上とする。
- ②加力は変形制御とし、各サイクルの最大変位は、前のサイクルの最大変位の $\sqrt{2}$ 倍とする。
- ③最初のサイクルは、事前に1体単調加力を実施した実験の結果から、最大耐力の20%の荷重における変位とする。
- ④加力は、破壊、荷重が最大荷重の80%以下まで低下、または、変位が50mmに到達、のいずれかに達するまで行う。次に、実験の評価を行うために、繰り返し加力の包絡線から、

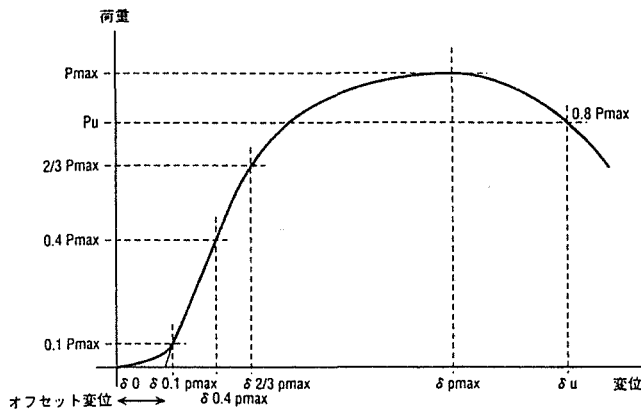


図4 実験結果の整理法

以下のような諸量を整理しておく(図4参照)。これらは、設計用のデータベースとして集積するのが望ましい。

- ①最大荷重の10%の荷重時の荷重(0.1Pmax)と変位(δ 0.1pmax)
- ②最大荷重の40%の荷重時の荷重(0.4Pmax)と変位(δ 0.4pmax)
- ③最大荷重の2/3の荷重時の荷重(2/3Pmax)と変位(δ 2/3pmax)
- ④最大荷重(Pmax)と変位(δ pmax)
- ⑤最大荷重の後の80%の荷重時の荷重(0.8Pmax)と変位(δ 0.8pmax)
- ⑥初期剛性：①と②の点を結ぶ直線の傾き
- ⑦オフセット変位：⑥の直線とX軸の交点の変位

もし、これらから、完全弾塑性モデルへの読み替えを行うのであれば、例えば、図5のような方法がある。ただし、この方法では、降伏付近の強度が危険側に設定されてしまうことなど、さまざまな意見があり、議論が続いている。

ツーバイフォー構法の改訂告示

さて、6月1日に施行されるツーバイフォー構法の改訂告示は、性能規定を先取りしたものとされる。そこでは、部位ごとの接合部の必要耐力が示されている。例えば、「根太と土台は1カ所当たり110kg」とか、「垂木と棟木は1カ所当たり240kg」と示されている。いずれ軸組構法でも、これと同様な要求性能の設定が行われるであろう。

その場合、いつかの時点で、軸組構法の従来の仕様が確かに要求性能を満たしているか、どのような性能に相当するのか、を確認しておかなければならない。また、特殊なディテールを採用している場合には、メーカーが確認を行わなければならない。更に、特殊な構造形式を採用している場合には、保有耐力設計の考え方、例えば、Dsとしてどのような数値を採用するか、をまとめておく必要がある。

土塗り壁と性能規定

また、そうした作業の過程で、性能を正確に評価できない構法は、淘汰される可能性がある。接合部では、各種の伝統的継手・仕口も、仕様と強度の関係を再整理しておく必要があるだろう。

話は接合部からそれるが、土塗り壁は、現在、高い強度は認

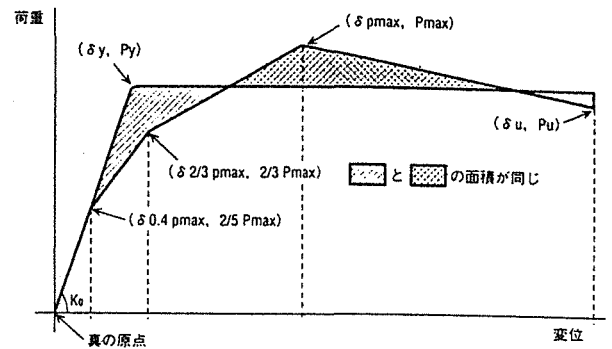


図5 完全弾塑性モデルへの変換

められていない。しかし、実際に土塗り壁を試作して加力実験をしてみると、かなりの強度を有していることが分かる。少なくとも壁倍率0.5の何倍かの強度を示す。これまでの実験を整理してみると、壁長さ1m当たり、壁厚1cm当たり数十kg程度の許容耐力を見込めそうなことが分かっている。しかし、現時点ではそれを担保するような仕様書がない。どのような材料でどうやって施工すればどのような強度になるのか、データを集積し、標準仕様書のようなものを整備する必要がある。

これまで、土塗り壁だけの建物は「こっそり」施工してきた例も少なくないのではなかろうか。次の設計法の改訂では、品質管理に関しても何らかの新しい仕組みが取り入れられると言われている。その際、きちんと性能を確保できるものは、正々堂々と造ることができるようになるが、そうでないものは施工できなくなる可能性がある。

まとめ

接合部は、地震時の性能を評価し直す時期にきている。そして、設計法が性能規定へ移行することを考えると、その評価法は、保有耐力と変形性能を適切に考慮したものでなければならない。特に、軸組構法は、これまで性能が曖昧な点多かった。構造安全性に限らず、性能を定量的に評価することが求められている。また、そうしたデータをできるだけ多くの人が活用できるような仕組みが求められている。

(おおし・よしみつ 東京大学助手)

註1) 加えた神戸海洋気象台波の諸元。水平成分の最大加速度818gal, 最大速度90kine, 最大変位20.2cm。上下成分の最大加速度332gal, 最大速度40kine, 最大変位10.2cm。

註2) 新しい住宅の被害が小さかったのは、内装石膏ボードや外壁サイディングなどの非耐力壁による余力が大きかったためである。

註3) もちろん、具体的な計算では、構造形式を設定して、層せん断力係数や層間変形角といった諸量で目標を設定することになると考えられる。具体的な性能クライテリアの設定例が、『日経アーキテクチャ』1997.3.24号に示されている。

註4) 本稿で紹介した接合部試験法、および評価法は、(財)日本住宅・木材技術センターの略称「接合部設計法委員会(委員長:坂本功東京大学教授)」の検討過程で提出された資料に基づいている。

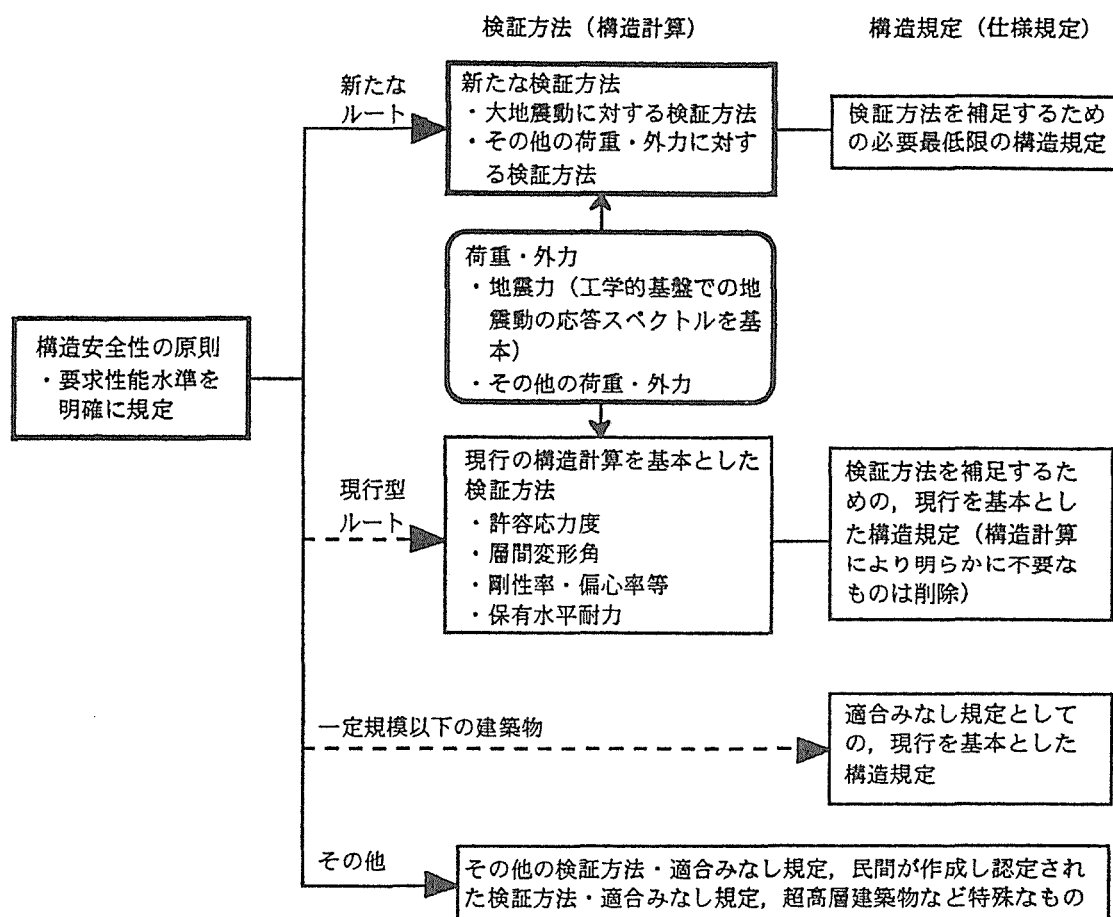


図1 性能規定型構造規準の基本的構成イメージ

表1 構造骨組に対する要求と荷重・外力レベル(案) (建築研究所・緑川資料)

要求	荷重・外力	地震	風	雪	積載	
(a) 人命保護 (作用時に階の崩壊を生じない)		想定すべき最大級 (過去の記録, 地震地体構造, 活断層等により設定)	想定すべき最大級 (再現期間概ね100年~数100年程度)			
(b) 損傷防止 (構造安全性の維持に支障のある損傷, 又は法令による他の要求を満たさない状態になる損傷を生じない) [本要求には(a)の要求も含まれる]		1度以上遭遇を想定 (再現期間概ね数10年~50年程度)			非日常を想定	日常を想定
(c) 機能性の確保 (機能性を損なう変形等を生じない) [本要求には(a),(b)の要求も含まれる]		/		日常的に (複数回)想定 (再現期間概ね数年~5年程度)	/	

注) (1)建築物の供用期間中における材料特性の低下を考慮すること。(2)斜線部分は要求しない。

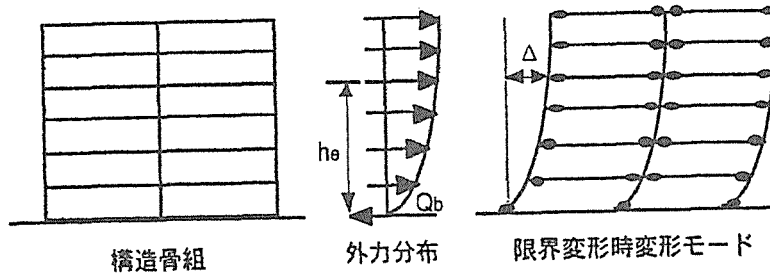
表2 各要求に対する新たな検証方法に用いる応答値, 限界値, 解析法 (案)

要求	荷重・外力		地震	風	雪	積載	
	レベル	応答値	想定すべき最大級 (過去の記録, 地震 地体構造, 活断層等 により設定)	想定すべき最大級 (再現期間概ね100年~数100年程度)		非日常を 想定	日常を 想定
(a) 人命保護 (作用時に階の崩 壊を生じない)	レベル						
	応答値	地震によって生じる 最大変形	風によって生じる最 大応力	積雪によって生じる 最大応力	積載によって生じる 最大応力		
	限界値	限界変形 (塑性域で の繰返しの影響を考 慮した限界値)	限界応力 (塑性域で の繰返しの影響を考 慮した限界値)	限界応力 (クリープ の影響を考慮した限 界値)	限界応力 (クリープ の影響を考慮した限 界値)		
	解析法	応答スペクトル法等 (変形計算法)	静的弾塑性解析法等		静的弾塑性解析法等		
(b) 損傷防止 (構造安全性の維 持に支障のある損 傷, 又は法令によ る他の要求を満た さない状態になる 損傷を生じない)	レベル	1度以上遭遇を想定 (再現期間概ね数10年~50年程度)				非日常を 想定	日常を 想定
	応答値	各部に生じる応力				各部に生じる応力	
	限界値	限界応力 (骨組全体が概ね弾性挙動を示す範囲)	限界応力 (骨組全体 が概ね弾性挙動を 示す範囲, かつクリ ープの影響を考慮 した限界値)		限界応力 (骨組全体 が概ね弾性挙動を 示す範囲, かつクリ ープの影響を考慮した 限界値)		
	解析法	静的弾性解析法等				静的弾性解析法等	
(c) 機能性の確保 (機能性を損なう 変形などを生じな い)	レベル	/		日常的に (複数回) 想定 (再現期間概ね 数年~5年程度)	/		日常を 想定
	応答値			要求される部分に生 じる応力又は変形			要求される部分に生 じる応力又は変形
	限界値			限界応力・変形 (弾 性限以下の応力, かつ クリープの影響を考 慮したたわみ)			限界応力・変形 (弾 性限以下の応力, かつ クリープの影響を考 慮したたわみ)
	解析法			静的弾性解析法等			静的弾性解析法等

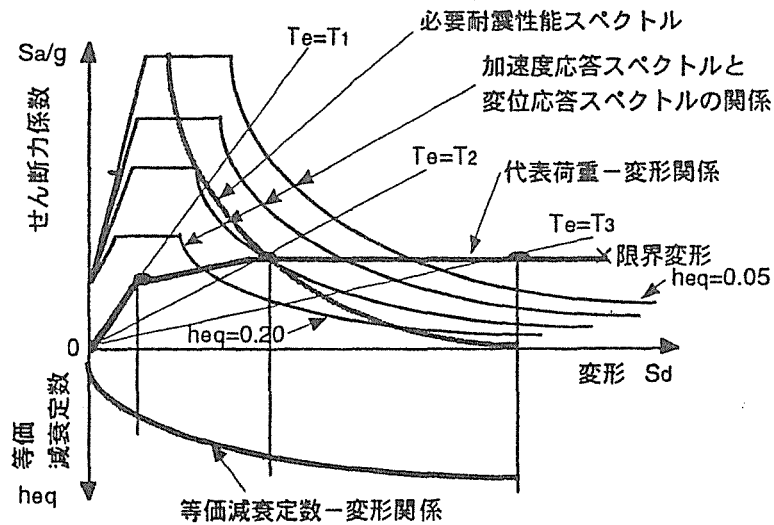
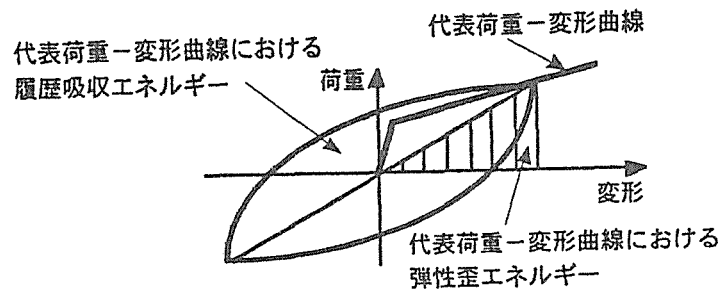
注) (1) 人命保護の荷重・外力レベルに対応する構造骨組の限界値は, 応力の釣合い, 変形の適合が保証されて
いる下で, 鉛直支持能力の喪失以前の状態で設定する。
(2) 2次部材, 設備等に対する要求水準から定まる限界値に対応する変形と応答加速度を, 限界値として考
慮する場合がある。
(建築研究所・緑川資料)

大地震動に対する新たな検証方法の手順の流れ
(縮約1自由度系と等価線形化による応答スペクトル法)

(建築研究所・緑川資料)



he : 等価高さ, Δ : 等価高さの水平変形, Qb : ベースシヤー



住宅性能に関するユーザーニーズの整理と消費者ニーズ調査との対照

(建設省資料)

<ユーザーニーズ>

<住宅性能に関する消費者ニーズ調査>

1. 構造安定性
- ①人命の保護
 - ②財産の保護
 - ③使用性の確保

2. 火災安全性
- ①早期火災感知
 - ②避難の安全
 - ③消火・救助の円滑実施
 - ④火災による倒壊防止
 - ⑤建物内の延焼防止
 - ⑥建物外の延焼防止

3. 温熱空気環境
- ①防寒
 - ②防暑
 - ③防露
 - ④省エネルギー
 - ⑤空気清浄

4. 音環境
- ①騒音防止
 - ②プライバシー確保

5. 光・視環境
- ①光環境の快適性
 - ②視環境の快適性
 - ③外部環境への影響
 - ④照明の省エネルギー

6. 耐久性
- ①物理的耐久性
 - ②社会的耐久性

7. 移動・操作
- ①移動・操作の安全性
 - ②移動・操作の容易性
 - ③高齢者等への配慮

8. ライフスタイルへの空間の適合性
- 面積に関する項目
 - 高さに関する項目
 - 間取りに関する項目
 - 基本的な機能に関する項目

○今後住みたいと思える分譲マンションの条件で「大地震に対しても十分に耐えられること」がトップで41%
(「分譲マンションに関する意識調査」(1996/東京都住宅局))

○阪神・淡路大震災を機に重視するようになった住宅要素では、「耐震性」が首都圏74%関西圏91%でトップ。その他、「耐火性」が両地区とも60%以上。「耐久性」は関西圏で50%強
○阪神・淡路大震災以降、住宅に関して「今後の重視したい点」では、「耐震性」がトップとなり、「耐火性」「耐久性」などのポイントが上昇
(「阪神・淡路大震災後の住宅意識に関する調査報告」(1995/三井ホーム))

○居住環境に対する消費者の評価では、住宅に対して重要であると考えられる要素として、「日当たりや風通し」63.9%に次いで、「耐久性や耐震性」が50.0%をポイント
(「都市生活に関する意識調査」(1995/東京都情報連絡室))

○住宅選択の際に重視するポイントについて、「今住んでいる住宅」と「今後の住宅」との間のポイント差が大きい項目は、「耐震性」24.5%と最大。次いで、「地盤の強さ」、「医療」、「耐久性」、「耐火性」の順
(「住宅に関するアンケート-阪神・淡路大震災を控えて-」(1995/さくら総合研究所))

○注文住宅における相談の内容は、「雨漏り」がトップで41%、次いで「亀裂」「傾斜」「振動」の順
○建売住宅における相談の内容は「雨漏り」「亀裂」がトップで各22%、次いで「傾斜」「振動」の順
(日弁連「欠陥住宅110番」の結果より)

○「居住者間の生活のマナー」をめぐるトラブルでは騒音問題が46.5%と最も多く、「建物の不具合」については、雨漏り29.7%、水漏れが23.7%。
(「目で見るマンション管理」(財)マンション管理センター)

○持家取得時の重視事項としては、間取り・広さ、収納に次いで、「耐久性があること」が多く、88.9%
(「住宅需要動向調査」(1996/住宅金融公庫))

○住宅の構造についてのユーザー評価では、「高耐久住宅」について76.2%、「段差解消」について64.3%が「必要と感じる」と回答。
(「新築一戸建て購入意向者調査」(1996/リクルート住宅情報事業部))

○住宅に関して、不満率の高い項目は、収納に次いで「遮音性や断熱性」で54.8%
(住宅需要実態調査(1993/建設省))

○居住後に住宅購入時に不足していたと思う情報では、「住宅の遮音や断熱・耐久性などに関する情報」がトップで、34%
(「住情報利用主体アンケート調査」(1990/ベクターリビング))

住宅性能に関するユーザーニーズの整理

(建設省資料)

1. 構造安定性

- ①人命の保護（人命に危険が及ぶ構造躯体の破壊や部材の脱落等が生じないこと）
- ②財産の保護（再び使用することが困難な構造躯体や部材の損傷等が生じないこと）
- ③使用性の確保（通常の居住に適さない揺れや変形等が生じないこと）

2. 火災安全性

- ①早期火災感知（避難、初期消火のため、火災を早期に感知できること）
- ②避難の安全（安全、容易に避難ができること）
- ③消火・救助の円滑実施（消火・消防活動が妨げられず、円滑に行われること）
- ④火災による倒壊防止（人命に危険が及ぶ構造躯体の破壊が生じないこと）
- ⑤建物内の延焼防止（避難・財産保護のため、建物内で火災が広がり難いこと）
- ⑥建物外の延焼防止（外部の火災を受け難いこと、外部に火災を広げ難いこと）

3. 温熱空気環境

- ①防寒（冬季に寒さを防げること）
- ②防暑（夏季に暑さを防げること）
- ③防露（結露により、仕上げ・構造体が損傷を受けないこと）
- ④省エネルギー（灯油、電気、ガス等のエネルギーの消費が低減されること）
- ⑤空気清浄（人体にとって、有害・不快な物質の影響を受けないこと）

4. 音環境

- ①騒音防止（騒音を受けない、与えない、発生させないこと）
- ②プライバシー確保（生活上発生する音が近隣に聞こえないこと）

5. 光・視環境

- ①光環境の快適性（日照・採光の確保、明るさの程度・ムラ、光の方向性・拡散性、照明の色の効果、照明設備、窓の調節性）
- ②視環境の快適性（外部情報の取り入れ、眺望の確保、プライバシーの確保等の外部との接触、コミュニケーションの確保等の内部の接触、空間の見え方・使い勝手・色）
- ③外部環境への影響（外装や建物のボリュームの周辺に与える影響）
- ④照明の省エネルギー性（昼光利用等による照明の経済性）

6. 耐久性

- ①物理的耐久性（居住が困難になる（致命的で大規模改修等が必要な構造上の劣化の発生）までの期間及び日常生活に支障が生じる（不具合の発生）までの期間が長いこと）
- ②社会的耐久性（通常生じる劣化を低減するための維持管理が容易に行われ、ライフサイクルに応じて、増改築が容易に行われることにより、長期に居住できること）

7. 移動・操作

- ①移動・操作の安全性（建物内での移動、設備・建具の操作が安全にできること）
- ②移動・操作の容易性（建物内での移動、設備・建具の操作が容易にできること）
- ③高齢者等への配慮（高齢者等の身体機能が低下した者が、建物内での移動、設備・建具の操作を安全かつ容易に行えること）

8. ライフサイクルへの空間の適合性

- 面積に関する項目（建築面積、住戸専用面積、建蔽率、容積率、室有効床面積等）
- 高さに関する項目（建物高さ、軒高さ、階高、天井高等）
- 間取りに関する項目
- 基本的な機能に関する項目（サービス系統、収納、共用部施設等）

*その他特別な措置（免震・制振構造の採用、情報化配線、防犯装置、リサイクル・緑化等の環境共生への配慮等）

住宅性能表示・保証制度の意義・効果

(建設省資料)

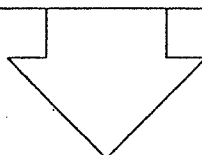
[住宅の性能に関する現状の問題点]

○住宅取得等に関する消費者の不安

- ・住宅の性能の内容が良くわからない
- ・約束された住宅の性能に十分な担保がない
- ・住宅の紛争の解決が円滑に進まない

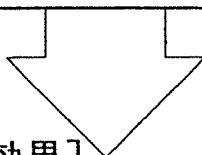
○住宅の性能に関する制度上の課題

- ・建築規制体系の抜本の見直し（性能規定化、規制項目の見直し等）が必要
- ・住宅が製造物責任（PL）法の対象でなく、民法における瑕疵立証が困難
- ・住宅の売買等に関する専門的な紛争処理機関がない



住宅性能表示・保証制度の整備

- 住宅性能の表示に関する共通ルールの設定
- 性能表示をする住宅に保証責任の義務付け等を法定
- 瑕疵発生時の瑕疵認定等を行う専門的紛争処理機関を設置

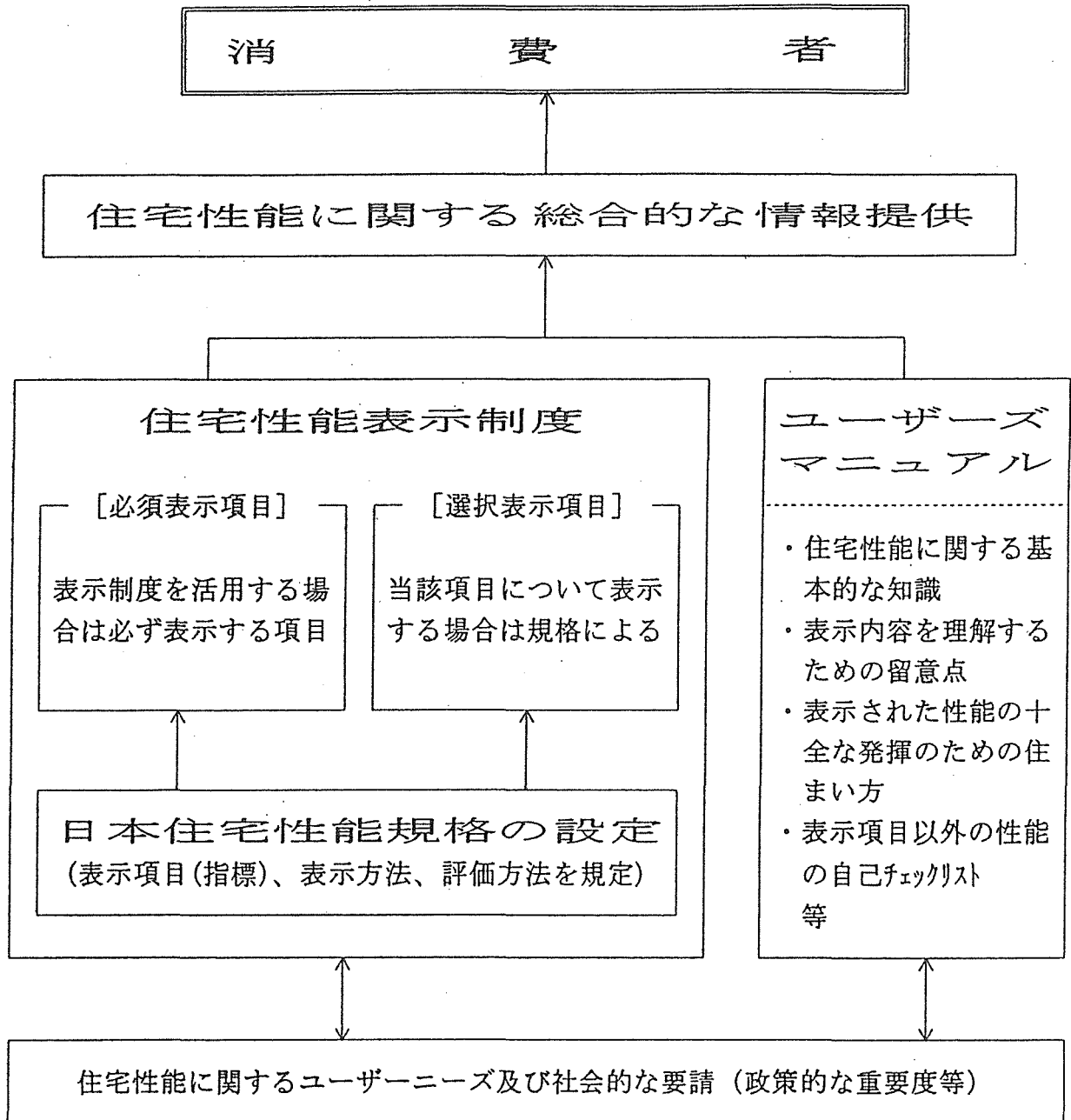


[住宅性能表示・保証制度の効果]

- 住宅に関する消費者の合理的な選択を支援
- 住宅に関するトラブル・紛争の防止、円滑な解決を促進
 - ：制度上の消費者クレームを吸収し、合理的な処理を促進
- 住宅市場の条件整備を通じて、住宅生産者の生産の合理化を促進
- 建築規制体系との適切な役割分担による住宅水準の確保・向上
- PL法、民法の規定の補充・代替による消費者保護の充実
- 中古住宅市場、リフォーム市場の拡大・活性化
- 住宅性能向上に資する技術開発、新技術を有する企業参入の促進

住宅性能に関する情報提供手段について

(建設省資料)



※ユーザーズマニュアルは、住宅性能表示者が自らの判断で提供することとなるが、公的主体の役割として、標準ユーザーズマニュアルの作成を検討。住宅生産者の団体等が作成することも考えられる。

住宅性能表示・保証制度フロー図（案）

（建設省資料）

