

日本木材学会編

木造住宅の耐震

1996年4月

日本木材学会
(社)日本木材加工技術協会
(社)日本木材保存協会
(財)日本住宅・木材技術センター

はじめに

日本木材学会会長

岡野 健

火勢が衰えを見せずに迫ってきたとき、必死に助け出そうとしている息子に、瓦礫の下の父は「もういい、行ってくれ」と言ったという。人の命を守るはずの「家」が人を捉え、命を奪ってしまったのである。失われた命とその肉親を想うとき、私たちは胸にこみ上げて来るものを抑えることができない。

阪神・淡路大震災で、私達は改めて地震の恐ろしさを思い知らされた。私達は、いとも容易に瓦解した「家」を見せつけられたのである。ところが一方で、瓦解した「家」の隣にほとんど無傷の「家」が残っていたのも事実であった。しかもそれは例外ではなかった。壊れた「家」と壊れなかった「家」があったのはなぜか？ 地震の力が違っていただけだろうか？ それとも、両者に判然とした違いがあったのでだろうか？ あったなら、それはどのようなものであったのか？

さまざまな疑問がわいてくる。そのような疑問に答えるのは誰であろうか。木材の専門家集団である日本木材学会がなすべきことは何か。

地震発生後、木材強度・木質構造、木材保存関係の研究者からなる調査班が急遽組織され、現地を訪れたのは、2月13日であった。貴重な調査結果が3月17日に印刷公表された。その後、さまざまな疑問に答えるための地震プロジェクトが組織された。本書は地震プロジェクトのまとめであり、日本木材学会が世に問う報告書である。本書によって、「家」の耐震性に関する正しい知識が普及し、今後の被害を最小限に食い止めることができるものと確信している。

最後に、調査班並びにプロジェクトの諸先生方、まとめの労をお取り下さった有馬先生ならびに飯島、小松両先生に感謝いたします。

発 刊 に あ た っ て

日 本 木 材 学 会
地震プロジェクトチーム

1995年1月17日午前5時46分頃に発生した兵庫県南部地震（「阪神・淡路大震災」）は、6,000名を超える多くの尊い人命を奪い、住宅、都市機能に甚大な被害を与えた。震災で目にした痛ましい光景は“日本の建築物は安全”という認識を根底から覆すようなものであった。鉄筋コンクリート造、鉄骨造によるアパートやマンションなども多く倒壊したし、その解決や復旧対策は今後も延々と続くであろう。

多数の死者は木造住宅の倒壊による圧死であったことから、近年の地震災害で“木造住宅は強くなった”と評価されていたものが、一転して“木造はダメではないか”と評価されることもあった。最近では調査実態からやや踏み込んだ報道特集や論評もみられるようになってきたが、地震直後の木造住宅の倒壊した悲惨な風景から、かなり短絡的な評価が多かったし、現在でもそれが尾を引いていることも少なくない。

ここ20年余、地震の被害調査や実大住宅の構造実験をもとに、耐震対策を検討してきた木材・木質構造の研究者、また木造住宅の耐久性を研究してきた者にとって、今回の惨状に対して無念の思いは強い。それは耐震性への配慮がなされた木造住宅が倒壊を免がれ、あるレベルの安全性を確保できたという事実と、倒壊したり大きな損傷を受けた木造住宅は、過去に指摘された留意点や成果がほとんど活かされていなかったという事実への思いと自戒である。これを歴史の中の重大な教訓とするためには、倒壊した木造住宅からほとんど無傷の木造住宅までが存在していた事実を冷静にみて、今後に備えることが何より必要である。

日本木材学会では調査班を被災地に派遣し、その調査結果を速報的に報告書として公にした。また昨年4月、東京大学教養学部内で行われた日本木材学会年次大会において、会員の中で調査を行った人々によるパネル展示を行った。その後、各分野からの調査報告が明らかになった時点で、木材研究者の視点から阪神・淡路大震災における木造住宅の被害を検証し、木造住宅と木材に関する特性を明らかにするための編集作業を行った。

本書がその成果である。ここではとくに「木造軸組構法住宅の構造特性」と「木造住宅の耐久性」に主点をおき、種々の報告では触れられていない学術的な背景を示すこととした。なお、枠組壁工法と木質系プレハブについての記述はあえてしていない。

それは木造軸組構法とは若干の構法的な違いはあるものの、木質構造としての構造安全性、耐久性に関する基本的な事項については差異がないと思われるからである。

また、木材学会会員の中には今回のプロジェクトメンバー以外にも震災の調査に携わり、貴重な調査報告を行っている方が多くおられるため、出版元の下承を得て、そのうちの一部を<資料編>として、転載させていただいた。ここでは、木材、木造住宅の研究に関連の深い学術団体として、(社)日本木材加工技術協会、(社)日本木材保存協会、および震災調査委員会の木造分野のとりまとめが行われた(財)日本住宅・木材技術センターにもご協力を頂くことになった。

日本木材学会の研究分野は木材の基礎から利用まで広範囲にわたっている。今回の地震調査に関しては、木材強度・木質構造・木材保存の各分野の研究者が関与することとなった。もとより、これら研究分野の会員の多くは、他の学協会の活動にも参加している。たとえば日本建築学会の木質構造部門の主要メンバーであったり、日本木材加工技術協会、日本木材保存協会の会員になっている人も少なくない。それが幸いし、限られた期間内に作業が行えた。ご協力に厚く御礼申し上げたい。

今後、同じような地震が他の都市や地域を襲うことは予想されることであるし、地震警戒地域には予知の観測網も整備されてきた。しかしながら、予知されても心構えや応急的な処置ができる程度で、今の技術では地震を止めることはできない。住宅や建築物が人間のように逃げることができない以上、いかに耐震的にするかが肝要で、恐れていても解決にはならない。本書が今後の木造住宅の耐震性能の向上に寄与することを切に念じている。

* * * * *

プロジェクト・メンバー(50音順)と執筆担当は以下のとおりである。執筆内容については数回の討論を重ね、全体で責任の持てるものになるように留意した。

有馬孝禮(東京大学農学部林産学科・リーダー)	第1章、第5章
飯島泰男(秋田県木材高度加工研究所)	第3章、第4章
小松幸平(森林総合研究所木材利用部)	第2章、第3章
高橋旨象(京都大学木質科学研究所)	第4章
土居修一(秋田県木材高度加工研究所)	第3章

目 次

1. 阪神・淡路大震災および過去の地震から何が分かったのか	
1. 1 生かされなかった最近20年間の震災からの教訓	1
1. 2 阪神・淡路大震災における木造住宅の被害	3
1. 3 耐震対策の4条件	9
2. 木造軸組構法住宅の構造特性	
2. 1 耐力壁	11
2. 2 壁倍率	20
2. 3 壁量と壁量計算	23
2. 4 木造軸組構造における接合の重要性	29
3. 木造住宅の耐久性	
3. 1 耐久性確保の基本	35
3. 2 木材の劣化	38
3. 3 木材の腐朽とその特徴	40
3. 4 木材の劣化と構造劣化の関連	43
3. 5 耐久性付与の方法	47
3. 6 劣化度の判定法	49
3. 7 今後の展開	50
4. 日本木材学会調査班による地震被害調査の結果	
4. 1 調査の概要	53
4. 2 木材強度・木質構造の視点から	56
4. 3 腐朽・蟻害の視点から	80
5. 木造住宅の地震対策の要点	91

— 資 料 編 —

1. 阪神・淡路大震災と在来木造の将来（杉山英男）	93
2. 地震と被害の概要（坂本 功）	98
3. 木造建築物の被害報告（安村 基）	104
4. 木造住宅の被害の原因～材料供給側の視点から（中井 孝）	110
5. 同 ～ 構造的視点から（神谷文夫）	114
6. 同 ～ 構造計画・各部構法及び施工の視点から（大橋好光）	119
7. 既存住宅の耐震診断（中島史郎）	124
8. 木造住宅の耐震性評価（平嶋義彦）	129
9. 兵庫県南部地震による木造軸組住宅の被災調査（疋田洋子ほか）	133
10. 阪神・淡路大震災における木造住宅等の被害状況と 今後の検討課題について（木造住宅等震災調査委員会）	142
11. 木造住宅等の調査の総括（木造住宅等震災調査委員会）	147

以上のうち1～7は「木材工業」震災特集号（Vol.50-11、1995）、8は「木材学会中部支部大会講演集」（1995.10）、9は「木材保存」（Vol.21-4、1995）、10、11は木造住宅等審査調査委員会「平成7年阪神・淡路大震災木造住宅等震災調査報告書」（（財）日本住宅・木材技術センター、1995）から、それぞれ転載したものである。

1. 阪神・淡路大震災および過去の地震から何がわかったのか

1.1 生かされなかった最近20年の震災からの教訓

過去20年の地震災害における木造住宅の被害調査で、木材、木造の研究者によって指摘されてきた点をみると、今回の震災に関する共通点と相違点として参考となるところが多いので、以下にそれを記しておきたい。¹⁻⁷⁾

●伊豆半島沖地震（1974）：

断層上にあった南伊豆町の木造住宅が分断されるように変形、とくに床の水平剛性がなかったために床板が大きく跳ね上がり、耐力壁の少ないのは倒壊したものもあり、損傷が著しかった。土の上におかれた屋根瓦のずれが多く目立った。

前面開口のコンクリート土間、掘建て木造形式の土産物屋の被害が大きかったが、倒壊に到らなかったのは簡易な建物で軽い壁、屋根などが幸いした。

砂丘上の子浦地区では地盤が大きく移動し、玉石などの独立基礎、筋かいなどが少ない、瓦屋根の古い民家が大きく傾斜した。

田圃を造成した土地に、地盤からの湿気を防ぐために一階部分を鉄骨+ブレースによるピロティ形式にした別荘の木造住宅が倒壊し、安直な構造計算、施工管理による鉄骨構造の危険性が指摘された。

●大分県中部地震（1975）：

鉄筋コンクリート造ホテルが1階ピロティ部分から崩壊したことが衝撃的であったが、山村地で重い屋根の農家や土蔵が倒壊した。

●宮城県沖地震（1978）：

造成地の盛土、擁壁部の崩壊による住宅の被害が目立った。特に盛土上にあった住宅の被害が著しかったのに比較して、隣接した切土上にあった住宅の被害の少なさが対照的であった。また盛土上にあっても布基礎の一体化、床構面、耐力壁の剛性があったために上部構造の損傷は少なく、立て起こし後、基礎を補修して再利用した例があった。

人命に関わった顕著な被害としてモルタル壁の剥落、ブロック塀の倒壊による危険性が指摘された。モルタル壁の力骨なしでタッカ針のみの貧弱な止めつけが木造住宅の被害の代表であったが、都市部だけに問題が多かった。「耐震帳壁の施工マニュアル」が日本建築センターから発行され、住宅金融公庫融資木造住宅の共通仕様書もそれに準じたものとなった。

住宅金融公庫融資を受けた木造住宅について調査がなされ、大きな損傷がなく、建築基準法の壁量を満たしていることの重要さと検査に対する施工管理が有効に働いていることが認められた。

図1.1のように耐力壁量の余力率（＝有効壁量／必要壁量）が増すと内装などの損傷の比率が減少することが認められた。加速度が、600galを超えていたと推測される地域での損傷の程度から近年の内外装による余力や接合金物の効果がかなり検証された。

建設途中の在来軸組構法、枠組壁工法も倒壊した。とくに、筋違や合板耐力壁によってある一定の耐力が期待されるものでも、建設途中の接合や内外装などによる一体化が不足している状態での余力の少なさが注目された。倒壊した建設途中の枠組壁工法住宅では合板壁の自動釘打ち機による釘の打ち込み過ぎによる耐力低下も指摘された。

母屋に増築を行った住宅では、増築部分の基礎が重量ブロックを並べた簡易なもののために基礎がばらばらになり、壁が大きく亀裂損傷した例がみられた。

●浦河沖地震（1982）：

商店街の被害が多く、間口の大きなガラス戸、扉の損傷および、くの字になったいわゆる店舗付住宅の被害が目立った。はめ殺し窓のガラスの破損が大きく、引き戸の被害が比的少なかった。この後はめ殺し窓に関する対策は一段と進んだ。

モルタル壁の力骨なしでタッカ針のみの貧弱な止めつけ、断熱材挿入と防湿層の不適切な施工による木部腐朽、海岸地域におけるラスの腐蝕がモルタルの剥落を生じさせた。外壁に新たに用いられていたサイディングが剥落せずに住宅の大きな損傷を防いだという評価が多くみられた。以後この地域では外壁はモルタルが激減し、サイディングにおきかわった。

●日本海中部地震（1983）：

津波による人的被害が大きかった。砂地盤の液状化によって在来軸組構法が被害を受けた。無筋コンクリート基礎の破損が目立ち、鉄筋コンクリート布基礎の重要さが指摘された。

●釧路沖地震（1993）：

造成地での地盤崩壊による被害が多くみられた。その中でも床構面、耐力壁の剛性の程度と壁の偏在によって上部構造の損傷が倒壊から無傷まで大きく異なった。一般的な傾向としては、寒冷地のため布基礎が大きく深く一体化されており、開口部が少ないため壁量が多く、かなりの地震力で液状化がみられた地域でも上部構造は比較的被害は少なかった。砂地盤における亀裂や移動がみられときの基礎と床構面の一体化と強度と剛性が重要であることが枠組壁工法住宅の被害から認められた。すなわち、基礎が無筋で亀裂破壊が生じたことと、床構面の接合部に弱点があったために、平屋で壁量が十分であったにもかかわらず床面が大きくせん断変形し、耐力壁など

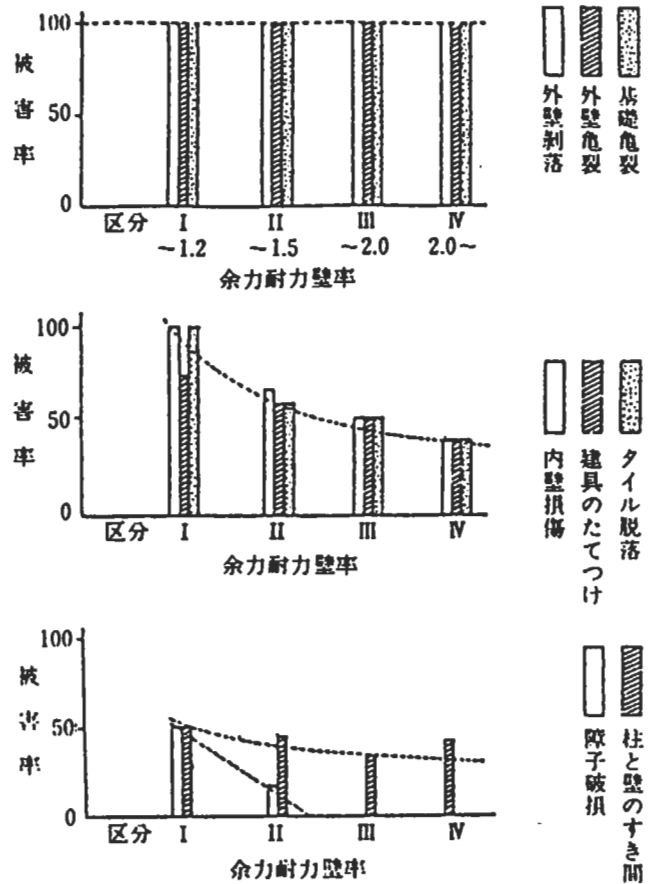


図 1.1 各部位の被害率と余力耐力壁率 (有効壁長/要壁長)³⁾

にも大きな損傷が見られた。

●北海道南西沖地震（1993.7）：

津波による人的被害、物的な被害が大きかった。函館近郊、長万部地区で液状化による不等沈下が多くみられた。被害の程度は釧路沖地震でみられたのと同じく、布基礎の一体化、床構面、耐力壁の剛性によって上部構造の損傷が大きく異なった。上部構造が無傷で、不等沈下によって傾斜しただけの住宅は立て起こしと、その補修が大きな課題となった。木賃アパートの大きな変形は南面に偏在した開口部と壁量の少なさが影響していた。砂地盤や埋立地においても基礎杭の効果はきわめて大きいことが認められた。

以上に述べた過去の地震では、いずれも阪神・淡路大震災でみられたような住宅の倒壊による圧死はきわめて少なく、死亡原因は土砂崩れや擁壁崩壊によるもの、あるいは津波といったものが大半を占めてた。それはここ20年の地震における木造の被害が倒壊には到っていないことを意味している。それは地震力の大きさの違いもあるが、構造的にみると釧路沖地震、北海道南西沖地震の北海道の2回の地震災害が比較的被害の少なかった点に集約されているようである。その主たる点を挙げれば以下ようになる。

- 1)外周壁の量が多く、寒冷対策のため開口部が比較的小さく、腰壁や垂れ壁のついた窓型が大半、掃き出し型はドアなどに限られる傾向にある。
- 2)外壁の仕上げ材はモルタル塗り、またボードサイディングが多く、近年は後者が主になっている（浦河沖地震のとき、モルタルの脱落、亀裂の被害が多くみられたこともかなり影響している。施工の管理や内部結露などからも、最近ではボードサイディングが好まれている。）
- 3)洋風の住まい方に対応し、間仕切りなどの量が比較的多い。
- 4)耐力壁だけでなく、外内壁に用いられているボード類による余力がかなり多く、その結果、壁の配置が比較的バランスがよい。
- 5)比較的土地が広いために、狭小な土地一杯に間口の小さい住宅を建てるのが少ない。したがって、転倒などを生じそうなバランスの悪さは比較的少ない。
- 6)凍結深度の深さから、基礎が大きく、GLから1～1.2m程度の深さまで下がっている。そのため鉄筋入り基礎であり、寸法も大きく曲げ剛性、強さが大きい。
- 7)屋根葺材として瓦はほとんどなく、概して軽い葺材が用いられる。かつては積雪対策を考慮し、屋根勾配が大きくなっていたが、現在では小屋裏利用を除けば他の地域と大きな差異はない。

これをみるならば本州以西の木造住宅の被害の予測に楽観性をもつことはできなかったことは容易に理解できるであろう。

1.2 阪神・淡路大震災における木造住宅の被害

倒壊など大きな被害を受けたものは現場に散在している資材や周辺状況から判断せざるをえないが、既存の実験や近年各地で発生した地震の実態調査から、その要因の推測は比較的容易である。被害を受けた木造住宅の構造的な要因を検討してみたい。

1. 2. 1 建設年次が古い木造住宅

建設後かなり経過した、いわゆる古い木造住宅は激震地はもとよりかなり広範囲で倒壊した。旧お屋敷と思われるものでも倒壊した例は少なくない。図1. 2のように建設年次で区分して倒壊率を比較した調査例をみれば明らかに古い住宅ほど倒壊率は高い。倒壊した住宅の柱や土台に腐朽やシロアリなどによる断面欠損などが多くみられたことは紛れもない事実である。

その結果、ともすれば倒壊の要因が住宅の老朽化や維持管理の不備であるようにとられているふしもある。しかしながら単純に「古いから倒壊した」では原因の究明にも今後の教訓にもならないし、被害状況をみる限り腐朽、シロアリなど劣化が生じてなかったとしても被害が生じたであろう、という要因があまりにも多いのである。建設当時の構造計画、材料の選択、施工技術の耐震性配慮の乏しさが主たる要因と考えられる。過去の地震災害を検証し、多くの実大構造実験をやってきたものの目でみれば、壊れるべくして壊れたという印象が強い。すなわち、

- 1) 葺土瓦、小舞壁、木摺り漆喰壁など重量が大きいにも拘らず、地震力に抵抗するのに必要な耐力壁（後述）量が少ない。
- 2) 気候、風土条件から概して開口部が大きく、開放的な構造が多い。
- 3) 構造的な補強もせずに平家を2階建に安易に増築した。
- 4) 筋かいのないもの、筋かいの接合不足。

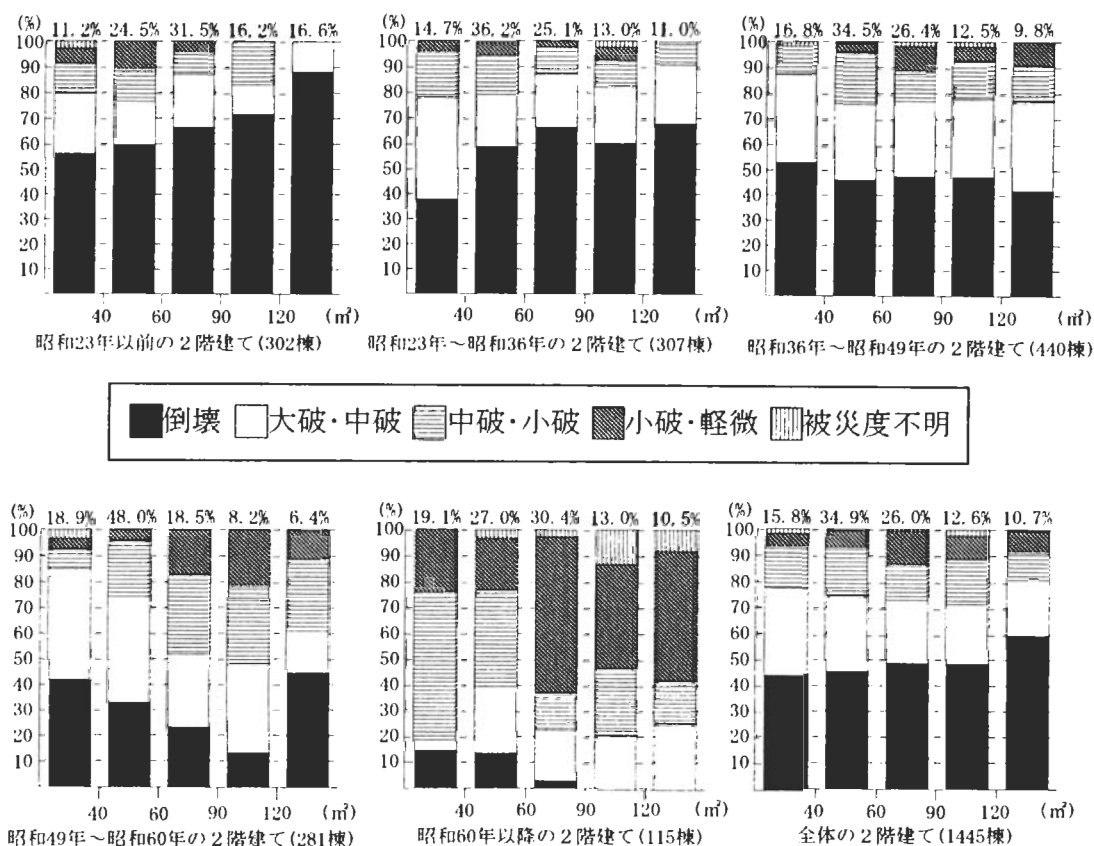


図1.2 在来構法の2階建て戸建て住宅の建築年代、建築面積と被害程度の関係⁸⁾

5)接合金物の欠如による粘り不足。

6)近年の住宅と違ってボード類などの内外装材や耐力壁にカウントされない間仕切り壁などがきわめて少なく、余力が少ない。

7)水周りや雨仕舞いの悪さなどで、部分的に腐朽、シロアリなど劣化が生じたことによる耐力低下の可能性が大きい。

などが倒壊の要因と推測される。なぜなら、比較的新しい住宅の半壊や全壊の要因もこれらとほとんど一致しているのである。

一般的にいつて古い木造が腐朽やシロアリの被害を受ける可能性は高くなる。しかしながら、耐久的に配慮された設計や施工がなされ、維持管理がなされている木造住宅の生物劣化は少ないはずで、30年程度の経過で耐力要素が著しく失われ、倒壊するということはまず考えられない。倒壊した多くの木造住宅は残念ながら構造的な配慮も耐久的な配慮もなされていなかったといえよう。それはとりもなおさず木造住宅の耐震性の歴史を物語っているのである。もし、木造住宅が30年程度経過しただけで、古くて危険があるということならば、今後この程度の規模の地震がある度毎にこのような被害がでることになる。そんなことが決してあってはならないし、ましてやそのような誤解があっては木造の技術や歴史が泣く。

1. 2. 2 木造軸組モルタル構造

ここで木造軸組モルタル構造（当地でもっとも在来構法木造といえる）を挙げた理由は防火木造として都市住宅として重要な位置にあり、とくに注目すべき点は被害の状況が広範囲にわたっていたことである。すなわち、倒壊したもの、モルタル壁は剥落したが倒壊は免がれたもの、ほとんど被害がなかったものに大別できることである。倒壊したものについての要因をみてみたい。

1) 建物重量の大きさ

倒壊した木造住宅のうち葺土瓦の比率が大きかったのは目立った傾向である。しかしながら、「瓦屋根の住宅が潰れた」は「瓦」に原因があるのではない。もちろん瓦葺は屋根重量としては大きいので、地震力が大きかったことは事実である。しかしながら建物の構造として考えるならば、瓦葺の重い屋根の地震力に耐えるための耐力壁を多くすればよいだけのことであり、倒壊した理由はその配慮がなされていなかったとみるべきである。建築基準法施行令で定めている地震に対して必要とされる耐力壁の量（床面積当たりの耐力壁の長さ）は、重い屋根の場合には量をやや多めにすればよいのである。瓦葺であっても被害を受けていない住宅が存在すること、過去の地震でも瓦屋根の住宅の倒壊の比率が高い訳ではない。また瓦のズレや落下は単に止めつけの問題である。

外壁仕上げモルタル、木摺り漆喰壁など重量が大きいものが多く、都市部のため2階建が多い。これらの重さが圧死した人の多かったことの主要因となっている。先に述べたように倒壊の原因は建物重量の大きさに問題があったのではなく、それを支えるような構造でなかったことである。葺土瓦を歴史的に考えるならば台風対策が主であったと予想されるが、「どっしりとした造り」という先入観が耐震性への配慮を欠いたともいえる。

2) 壁の少なさと壁の配置の偏り

この地方の気候、風土条件から概して開口部の大きなものが多く、結果的に耐力壁の不足をも

たらしているとおもわれる。著しく大きな開口部や隅角部の両面開口など無理のある計画が多い。

3) 壁耐力の不足

調査例にあるように建築基準法施行令で定めている地震に対して必要とされる耐力壁の量（床面積当たりの耐力壁の長さ）を明らかに満たさないであろうと思われる住宅も少なくない。図1.3に示すように、当然のことながら倒壊を免がれたものも、耐力壁量の少ないものでは残留変形が急激に大きくなっている。

筋かいは三割り（25mm程度）で突きつけ、釘のないものや、あっても釘2本で引張りに耐力を期待できないものがほとんどである。引張りと圧縮筋かいのバランスの極端に悪いものもみられている。筋かいはないもの、筋かい接合不足など耐震性への配慮がない構造や施工が多い。とくにバラバラになった倒壊は部材の細さや接合金物の不備が粘り不足を生じている可能性も少なくない。

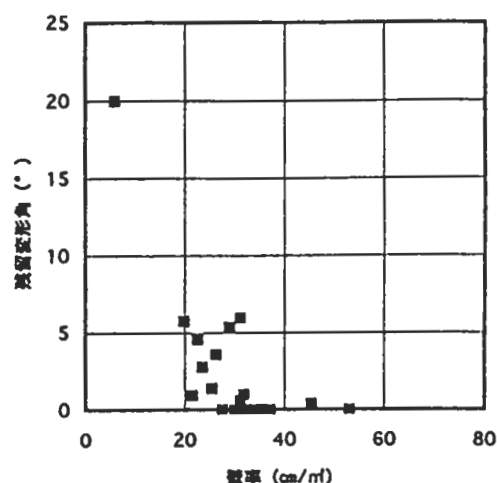


図1.3 壁率と残留変形角の関係
(平均壁倍率を1.0と仮定)⁹⁾

4) 余力不足

今回の地震（加速度）の大きさから考慮すると必要壁量を満たしていたとしても限界状態かそれを超えたことが予想される。一般に狭小地区にある住宅では内外装材や間仕切り壁などがきわめて少なく、余力が少ないと考えられるからである。モルタル壁は適切に施工されているならばきわめて大きな耐力を余力として期待できるはずであるが、剥落するような施工では耐力的な寄与がなかったとみるべきで、内装材も構造耐力上のプラスにならないような軽微な留めつけも倒壊現場から観察されている。

5) 腐朽、シロアリなど劣化

モルタル壁の内部の木部は雨仕舞いが悪かったり、水周りなど部分的には腐朽、シロアリなど劣化が生じている例は多い。近年の断熱材の施工不備による内部結露、それによって生じた腐朽なども要因になり得る。また、モルタルの剥落には下地の腐朽とラスやタツカなどの腐蝕も考えられている。前述したように腐朽、シロアリなどの劣化は決して古いとは同義ではなく、その要因は設計、材料選択、施工そして維持管理における耐久的配慮の不足であり、木材を使うときの基本的なことが忘れられていることこそ注目すべきである。

6) 安易な増改築

比較的安直な増築改築が引き金になったと思われる被害もある。とくに2階への増築が下階壁量不足を生んだ可能性が大きい。2階を増築するときに通し柱を添え付けて増築したが一体化がなされておらず、通し柱の中央付近で折損した例はきわめて多い。

このように被害のあったものは構造的な配慮の欠けたものであり、建築基準法や技術基準以前の構造計画、施工管理の不備の問題である推測される。すなわち在来軸組構法でモルタル壁であってもそれらの配慮されていたものは大きな被害を生じていない。

1. 2. 3 構造計画上の無理の生じがちな住宅

ここでは観測された構造計画上の無理によって生じた例を示しておきたい。すなわち、これらの建設が不可能であるということではなく、とくに耐震的な配慮が必要であるということである。

1) ミニ開発など構造計画上の無理のあるもの

狭小な土地のため前面間口が2～2.5間程度であり大きくとれず、壁の偏在が著しくなりがちである。このような「鰻の寝床」では一方向にはきわめて耐力壁の不足が生じがちである。土塗り壁や、三割り筋かい程度では必量壁量を満たすことは現実には不可能である。とくに、構造計画、施工上に配慮のなさ、あるいは手抜きといった建築基準法や技術基準以前の問題が被害を大きくしたと推測される。なぜならば60㎡以下の2階建の枠組壁工法住宅もかなりあるが、倒壊していない。また、連棟建は一戸の間口は戸建と同じぐらいであるが、連戸によるバランスや界壁の存在が損傷を少なくしているように見受けられる。狭小な土地に戸建で無理をするより、連棟の方が好ましく、都市に居住するための計画あるいは住民意識の変革も今後の課題と思われる。

2) ガレージ付き住宅

ガレージ部分の鉄筋コンクリート造に損傷がなく、上階についても構造的な配慮がなされていれば問題は比較的少ない。木造あるいは軽量鉄骨で安直に造られたピロティ形式のガレージ上に上階を有するタイプではかなり無理があり、倒壊を誘発したものも少なくない。

3) 店舗型住宅

前面が開口あるいは前面ガラスなどであることが多く、壁の著しい偏在が生じがちである。過去の被害では2階床部分で「く」の字になったりする例が多かったが、今回は倒壊がきわめて多い。ミニ開発と同じく密集地帯での間口の小ささなどが1階の耐力壁の不足や施工管理、維持管理（現実にはできない）の悪さが決定的な要因になっていると推定される。

4) 不用意な増改築

上階への増築の前記した通りであるが、平面の増築は接合部あるいは基礎に一体性がないため、変形性能の違いによる衝突などもみられている。

5) 建設途中

過去の地震でみられたように、構造的に不安定な状態であるため倒壊や損傷が生じた例も多い。

1. 2. 4 液状化地域における傾斜

構造的に配慮がなされていたと思われる現行の仕様の建物が液状化地域で傾斜した。地盤の崩壊や亀裂という視点からすると砂地の液状化、盛土の滑動、軟弱地盤の沈下、断層による亀裂やズレなどは類似のものであり、過去の震害からも明らかのようにその崩壊の程度によっては建築物が全壊することも少なくなかった。基礎の亀裂、破損、床のズレ、破損、さらに壁の破損に進行するといった破壊形態が多く、振動によるせん断変形とかなり異なることが近年の地震被害調査から明らかになってきている。もちろん、耐力壁量が不足した場合には両者の混在したような形態が生じるが、過去の被害例ではほとんどがこの形態である。すなわち、比較的古い建物は独立基礎あるいは、無筋の布基礎であり、床構面もせん断力や開きに対して抵抗が少ないものが多く、耐力壁の量が不足する致命的な被害を受けてきた。

一方、建物の各部位に損傷がなく、単純に建物全体が傾斜した例は釧路沖地震や北海道南西沖

地震でみられているが、それは、基礎、床天井構面および壁構面がしっかりした、いわゆる箱として形成されているものであった。とくに寒冷地であるため壁の量が多く、凍結深度の関係から基礎が堅固に造られている傾向にあった。

ここで阪神大震災における構造的に配慮がなされていたと思われる現行の仕様の木造住宅が液状化地域でどのような被害か、その状況を少し詳しく見てみたい。以下の記述は、とくに液状化のみられなかった近傍地域の被害状況と比較したものである。

対象地域は芦屋市の緑町と潮見町である。両町は芦屋市シーサイドタウンにあり芦屋川東側に位置して隣接している。兵庫県が事業主体になり埋め立て造成され、1974年に完了、1980年より戸建住宅の宅地分譲が開始されている。新設埋立地であるため芦屋浜団地中低層住宅基礎計画指針（1980年）に準じたベタ基礎が採用されている。緑町は道路等にみられる液状化の形跡が潮見町に比較するときわめて少ない傾向にある。この地域は比較的新しい住宅が多い、新興住宅地であり、在来構法木造、枠組壁構造、各種プレハブなどが混在しているが、各構造内では構造計画や仕様もかなり類似していると思われる。

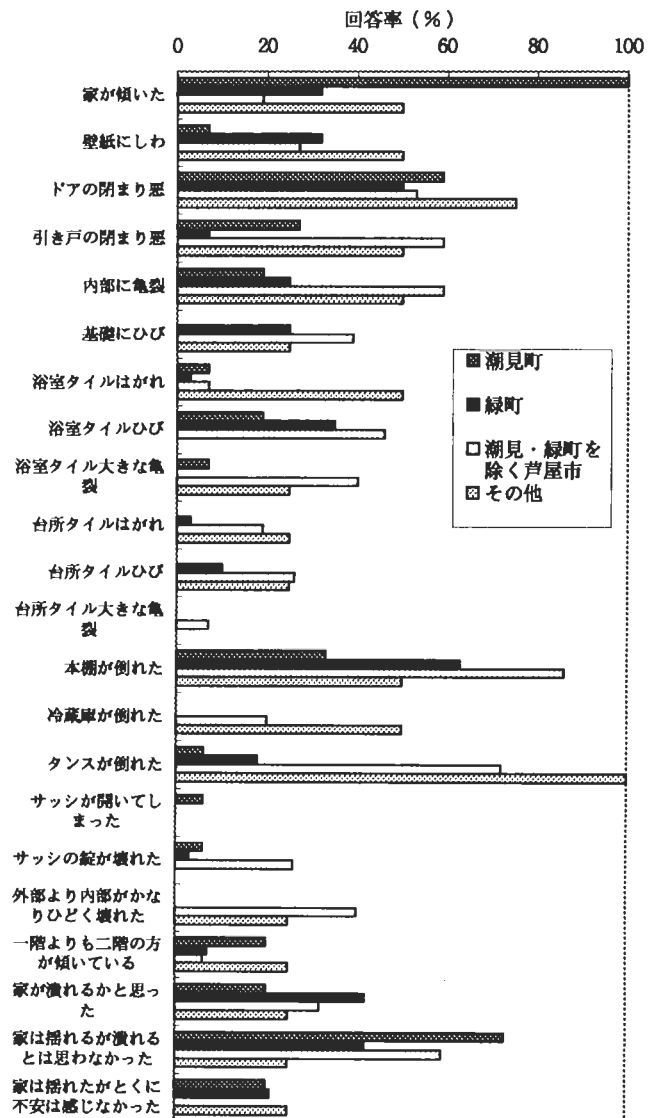
調査は現地外観調査と居住者に葉書一枚に収められたアンケート項目に該当するものを丸で囲んでもらう方法によっている。なお、住宅の外観上の損傷についてはきわめて少なく、あるいはほとんど見分けられなかった。

潮見町の道路や建物周辺には液状化による砂の噴出が随所にみられ、陥没や移動が観測された。アンケートの代表的な項目について各地域ごとに比率を比較した結果が図1.4である。注目される点を挙げれば以下のようなになる。

液状化が顕著であった潮見町では「家が傾いた」が100%になっており、緑町や他の地域と顕著な差異がみられている。枠組壁工法住宅について潮見町で1/100～1/30、緑町で1/500～1/130程度の傾きが観測されており、このアンケート調査の傾向を裏付けている。同様に液状化のみられた浜風地区についてもほぼ同じ傾きが観測されている。他の工法でもほぼ同じとみてよいであろう。

振動による壁のせん断変形が関与すると思われる「壁紙にしわ」や「内壁に亀裂」

などは潮見町、緑町とも他地域より被害率



が低くなっている。作用した加速度や構造的に配慮されたことによる差異が要因と推測できる。さらに潮見町と緑町の比較をしてみると潮見町の方が被害率がやや低く、液化化したことによる地震入力の緩和の可能性も考えられるが、構造計画上のこともあり十分明らかでない。

「ドアの閉まり悪」も開口部の変形によるものであるが、建物全体の傾斜との関係もあり大きな差異となっていない。「引き戸の閉まり悪」では比較的建設時期の新しい潮見町と緑町の被害が少なくなっている傾向が認められ、「内部の壁が落ちた」「引き戸がはずれた」などは全くみられていないことから、せん断は低く抑えられていたと推定できよう。

タイルの亀裂、剥落などは潮見町、緑町とも少なく、せん断変形の少なさ、あるいは浴室の基礎（腰高基礎）と土台との境界面でのズレのなかったことを示している。また、家具等の転倒も少ないことから、加速度が極度に大きかったとはいえない。

潮見町、緑町での基礎の亀裂、損傷の少なさはベタ基礎の仕様が基本条件を満たしていたといえよう。床構面、耐力壁量などの構造計画およびそれに応じた施工管理がなされていたと推測され、上部構造は補修しうる程度の損傷に抑えることが確保できたといえよう。

調査から得られた傾向と課題についてまとめると以下ようになる。

- 1) 液化が生じた潮見町の住宅とそれと隣接した液化のみられなかった緑町に建つ住宅では被害の状況が著しく異なった。前者は住宅の傾斜が大半の住宅で観測されており、後者はかなりその比率が少なくなっている。この地域は比較的新しい住宅が多い新興住宅地であり、在来構法木造、枠組壁構造、各種プレハブなどが混在しているが、液化地域でほぼ同様の傾向を示していることから、共通の課題と考えるべきであろう。
- 2) 液化による被害は外観上の損傷はほとんどみられないが、建物全体がそのまま傾斜する、いわゆる箱の転倒の形態であり、その傾きは1/100以上になっている例もかなり多い。
- 3) シーサイドタウンの基礎が共通的なベタ基礎になっていることと、各構法とも構造計画や仕様もかなり類似していると思われる。潮見町および緑町とも住宅の外観上の損傷などに差異はほとんどみられない。すなわち、床構面、耐力壁量などの構造計画およびそれに応じた施工管理がなされていたと推測され、上部構造は補修しうる程度の損傷に抑えることが確保できたといえよう。
- 4) 液化地域の潮見町は住宅の傾斜が大半の住宅で観測されているが、液化が少なかった緑町ではその比率はやや低い。その反面壁紙の亀裂などのせん断変形による損傷の比率が緑町の方がやや大きい傾向にある。それが対象となった住宅の計画上の差異によるものか、液化化したことによる地震入力の緩和なのか明らかでない。
- 5) 液化地域の住宅の傾斜は杭を用いない範囲での本仕様ではこの程度は起こり得ることが釧路沖地震、北海道南西沖地震で認められたのと同じく、改めて明らかになった。建設時の仕様として杭などを検討するか、それが条件によって不可能ならば転倒が生じた時の補修工法を予め検討しておくことも望まれよう。

1. 3 耐震対策の4条件

「プレハブやツーバイフォーは強かった」とか「在来構法（木造軸組構法）が被害大」といっ

た構造方法による差異が一部でいわれた。しかしながら耐震性は、すでにみてきたように、

- ①構造計画が適切か
- ②材料が適切か
- ③施工管理が適切か
- ④維持管理、補修がなされているか

の、4条件次第である。この4条件のどれが欠けても、安心できる住宅にはならないこと過去の地震、そして今回の被害例が正にしめしている。すなわち、いずれの構法にも4条件次第で強くもなれば、弱くもなるということである。鉄筋コンクリート造、鉄骨造とても同じであり、「構造方法」による耐震性の優劣比較は誤解を招くばかりか、建築物の耐震性の本質を曖昧にするので避けるべきである。安心な住宅を維持するには設計、材料、施工そして施主の協力が必要だということを肝に命ずるべきであろう。そういう意味では今回の地震で、「プレハブやツーバイフォーは強かった」ではなく、「今までこの地域で建設されたプレハブやツーバイフォーは構造計画、施工管理、維持管理がある一定のレベルにあった」と評価されてもよからう。もちろん在来構法木造もその条件を満たしていたものは被害は同じく少なかった。しかしながら、レベルを満たしていなかった木造住宅の倒壊によって多くの人命が奪われたという事実は住宅建設に携わる人々全体に問われたと認識すべきであり、謙虚に建設に携わるものの社会的責任の在り方を探るべきであろう。

文 献

- 1) 昭和49年伊豆半島沖地震調査報告、建築研究所報告、No.68 (1974)
- 2) 大分地震の震害調査報告、建築技術、No.289 (1975)
- 3) 1978年宮城沖地震における住宅金融公庫融資木造住宅の被害調査、日本住宅・木材技術センター (1978)
- 4) 浦河沖地震における木造住宅被害状況調査、日本住宅・木材技術センター (1982)
- 5) 有馬孝禮：1993年釧路沖地震における木造住宅の被害(I)(II)、木材工業、48：324～326、376～379 (1993)
- 6) 有馬孝禮ほか：1993年釧路沖地震調査報告、日本ツーバイフォー協会 (1993)
- 7) 有馬孝禮ほか：1993年北海道南西沖地震調査報告、日本ツーバイフォー協会 (1993)
- 8) 村上雅英：“3.3 東灘西部地区全数調査”、平成7年阪神・淡路大震災木造住宅等震災調査報告書、p.122、木造住宅等震災調査委員会 (1995)
- 9) 安村 基：“木造建築物の被害報告”、木材工業、50：505 (1995)
- 10) 東大農学部木質材料学教室：兵庫県南部地震における液状化地区住宅の被害調査、内部資料 (1995)

2. 木造軸組構法住宅の構造特性

先の兵庫県南部地震において、木造軸組構法住宅に被害が集中したことは、個々の事例に大きな質的差異はあったにせよ、統計的には歴然たる事実である。この極めて深刻な事実を真摯に受け止め、地震に強い木造軸組住宅を再興させることが、市民、業界、学会の一致した努力目標の一つである。本章は、木造軸組構法住宅の構造特性という表題ではあるが、特に筋違入り耐力壁がどのような変遷を経て進化し、そして今回の大地震を迎えたのかという点を軸に、論議を進めたい。

2.1 耐力壁

耐力壁は、地震や台風による水平力に抵抗する構造要素である（勿論、建物の重さや積載物による鉛直力にも同時に耐える）。軸組構法住宅の耐力（破壊強度、変形のしにくさを総称）は、この耐力壁の量と質、そしてその平面内ならびに立面的配置をどのように選択するかにかかっている。

2.1.1 耐力壁研究の起こり

日本で最初に本格的な耐力壁の実大実験が行われ、研究が始められたのは、1930年代後半だと言われている^{1)・3)}。そして、その推進の中心になったのが田辺平学である。

そのきっかけとなったのは、1923（大正12）年の関東大震災、並びに1925年から1930年代にかけて相次いだ大きな地震災害であったと言われている（表2.1参照）。

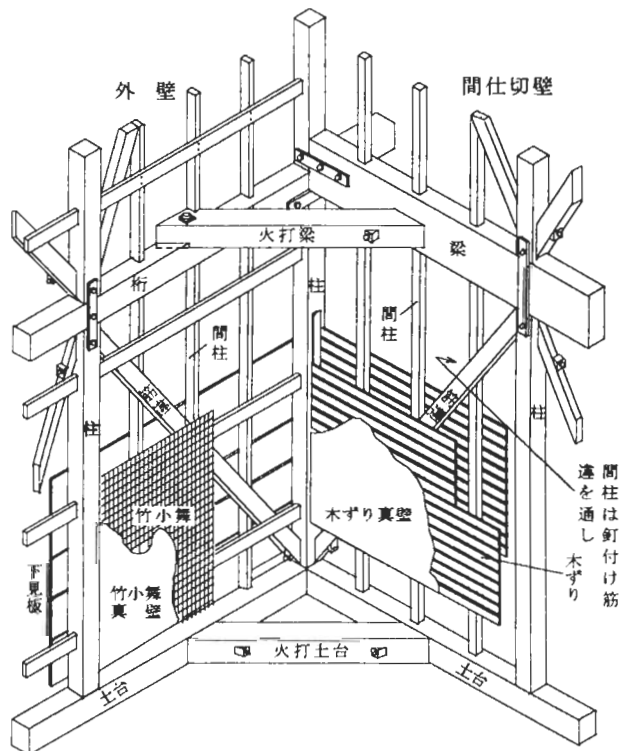


図2.1-(a)

田辺平学が提唱した和風木造(真壁)における筋違の入れ方¹⁾

(真壁とは壁面が柱面より引っ込み、柱が見える作りをいう。)

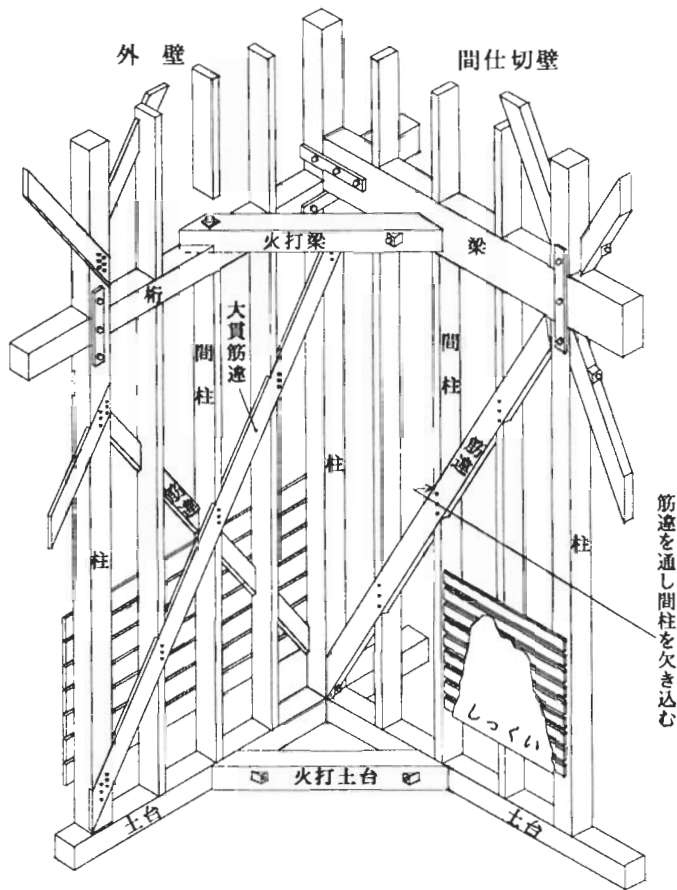


図2. 1 - (b)

田辺平学が提唱した洋風木造(大壁)における筋違の入れ方¹⁾
 (大壁とは壁面が柱を隠してしまう作りをいう。)

図2. 1 - (a), (b) は田辺平学が1930 (昭和5) 年に提唱した木造における望ましい筋違の入れ方を杉山の著書¹⁾よりトレースしたものである。田辺の提唱は、今日でも十分通用する非常に先進的なものであったことが分かる。しかし、当時としては画期的過ぎて、斜め材を入れる習慣のなかった一般の大工には殆ど受け入れられなかったようである¹⁾。代わりに、この種の提案が受け入れられたのは、学校建築や事務所建築等の大型でハイカラな「エリートの木構造」であったと云われている¹⁾。

筋違入り耐力壁を使用するよう最初に義務づけたのは、1950 (昭和25) 年に制定された建築基準法施行令である。しかし、この規定をさらに広く庶民レベルの住宅へ普及させることに貢献したのは、同年発足した住宅金融公庫であったと考えることもできる¹⁾。公庫発足当初の木造住宅工事共通仕様書には、制定されたばかりの建築基準法施行令第46条の規定 (筋違を入れるよう規定) と第47条の規定 (接合部へのボルト等の使用義務) が早速取り込まれ、「田辺が提案した洋式木造と我が国独特の和式木造とが住宅という場で初めてドッキングした」と杉山の著書¹⁾では記されている。

その後も、住宅金融公庫の木造住宅工事共通仕様書は、木造軸組住宅の構造詳細を規定する唯一の全国統一マニュアルとしての役割を演じ続けている。

なお、以後の論議の参考までに、明治から現在にいたる木造住宅の簡易耐震設計法のミニ変遷史を表2. 1に示す。この表は、神谷²⁾、水野⁴⁾の資料に、杉山の著書¹⁾、³⁾から関連情報を追加し筆者がアレンジし直したものである。

表 2. 1 木造住宅の簡易耐震設計法の変遷小史

西暦	年号	主な被害地震	耐震設計法の提案、関連する出来事
1891	明24	・濃尾地震(M8.0) 全半壊142,177戸 死者7,273人	<ul style="list-style-type: none"> ・滝大吉の提案：1)通し貫全廃 2)筋違、間柱設置 3)土台を使用 4)小屋組には木を使用（建築雑誌）。 ・震災予防調査会：1)土台、脚固めの使用 2)筋違をボルトで固定 3)屋根を軽く 4)接合の簡略化 5)斜め材の推奨
1893	明26		
1894	明27	・庄内地震(M7.0) 全半壊3,858戸 死者726人	<ul style="list-style-type: none"> ・佐野利器（家屋耐震構造論）：震度法の提案。木造：1)屋根を軽く 2)接合部に金物を 3)斜め材立体的使用 ・市街地建築物法：佐野の主張は一部採用されたが、耐震規定はなかった
1896	明29	・三陸地震(M6.8) 全半壊1,844戸 死者22,072人	
1916	大 5		
1919	大 8		
1923	大12	・関東大震災(M7.9) 全半壊128266戸 死者142,807人	<ul style="list-style-type: none"> ・市街地建築物法改定：階数によらず適当に筋違、方杖を入れる。
1924	大13		
1925	大14	・但馬地震(M6.8) 全半壊1,295戸 死者428人	<ul style="list-style-type: none"> ・田辺平学（耐震建築問答） 1)平面の外形は簡単な纏まりの良い形とする 2)なるべく多くの間仕切り壁を設け、かつこれを縦横に配置する 3)各階の間仕切り壁をなるべく一様に配置し、下方の階では間仕切りの数が減ぜぬようにする 4)上階の間仕切り壁と下階の間仕切り壁とがなるべく相重なるように 5)階段の配置に注意し筋違の働きをするように工夫する(1933)。
1927	昭 2	・丹後地震(M7.3) 全半壊12,584戸 死者2,925人	
1930	昭 5	・北伊豆地震(M7.3) 全半壊2,165戸 死者272人	<ul style="list-style-type: none"> ・田辺平学（建築物耐震構造要覧）： 1)木構造骨組みの実用応力分布係数 2)洋風真壁の提唱 ・新興木構造の時代（1940～1944）大規模な木構造が軍需用に建設された
1931	昭 6	・西埼玉地震(M7.0) 被害詳細不明	
1933	昭 8	・三陸地震(M8.1) 全半壊2,346戸 死者3,064人	
1940	昭10		
1943	昭13		
1944	昭14	・東南海地震(M7.9) 全半壊17,599戸 死者1,223人	
1945	昭15	・三河地震(M6.8) 全半壊7,221戸 死者2,306人	

表 2. 1 木造住宅の簡易耐震設計法の変遷小史 (つづき)

西暦	年号	主な被害地震	耐震設計法の提案、関連する出来事
1946	昭16	・南海地震(M8.0) 全半壊11,506戸 死者1,464人	
1948	昭18	・福井地震(M7.1) 全半壊36,184戸 死者3,769人	
1950	昭25		<ul style="list-style-type: none"> ・建築基準法令制定：第46条で「壁または筋違を入れた軸組を釣り合い良く配置せねばならない」。初めて所要壁量と壁・筋違に対する倍率が制定された。 ・建築基準法施行令改正：所要壁率の値が改正。久田俊彦の耐力壁の実験結果が盛り込まれる。 ・建築基準法施行令改正：風圧力に対する壁量を規定。 ・渡部、川島（建研）による各種耐力壁の静的・動的せん断実験(1971)。 ・建研、林試、防災センター共同で木造耐震関係プロジェクト研究開始。室田・有馬・佐藤ら（建研）による実大住宅対象の、平嶋・金谷・畑山・神谷ら（林試）による耐力壁対象の、各種実大実験が行われる。 ・建築基準法施行令改正（新耐震設計法導入）：木造に関しては上記プロジェクト研究の成果が反映される・木材学会誌に林試チームの実験結果（軸組、面材耐力壁）が報告される(1981～82)。 ・神戸で観測された地震波を用いた木造軸組構造住宅の実大振動実験が多度津の振動実験施設で実施される。
1959	昭34		
1964	昭39	・新潟地震(M7.5) 全半壊1,960戸 死者26人	
1968	昭43	・第2次十勝沖地震(M7.9) 全半壊676戸 死者52人	
1971	昭46		
1974	昭49	・伊豆半島沖地震(M6.9) 全半壊134戸 死者38人	
1976	昭51		
1978	昭53	・宮城県沖地震(M7.4) 全半壊1,183戸 死者28人	
1979	昭54		
1980	昭55	(改正)	
～81	～56	(施行)	
1983	昭58	・日本海中部地震(M7.7) 全半壊934戸 死者104人	
1993	平 5	・北海道南西沖地震(M7.8) 全半壊1,144戸 死者230人	
1995	平 7	・兵庫県南部地震(M7.2) 全半壊約177,000戸 死者6,000以上	

2. 1. 2 耐力壁の強度・変形特性

1981（昭和56）年までに、我国で実施された耐力壁の水平せん断加力実験としては、田辺らの創始者的実験^{5)・6)・7)}、現在の大系を方向付けた久田の実験^{8)・9)}、その後の建研渡部・川島らの実験¹⁰⁾、新耐震設計法成立につながる杉山らの実験¹¹⁾、宮城県沖地震後の建研チームの実大住宅実験と補足用耐力壁単体実験¹²⁾、林試チームの耐力壁と筋違接合部に関する実験^{13)・14)}等が、在来軸組の分野では、代表的なものである。

表2. 2は、1981（昭和56）年の新耐震設計法（保有耐力設計を含み、設計法が大幅に見直された）施行時に、日本建築学会から発行された関連図書¹⁵⁾に収録された、上述した耐力壁単体の水平せん断試験結果の概要を示す。

表2. 2 耐力壁の水平加力試験の結果¹⁵⁾

番号	壁の種類	接合方法	一定変形時の耐力(kg/m)			最大荷重時		試験法
			1/200	1/120	1/60	耐力	変形角	
			rad	rad	rad	kg/m	rad	
1	土壁	裏返し塗りなし（貫4段、竹小舞）	39	55	98	286	1/9	林試(C)幅2P
2		裏返し塗りあり（貫4段、竹小舞）	71	106	137	374	1/8	林試(C)幅2P
3		裏返し塗りあり（竹小舞のみ）	41	66	118	181	-	久田のデータ(C)幅2P
4		内面小舞土塗り、外面南京下見板張り	140	170	178	179	-	久田のデータ(C)幅2P
5		内面木ずり土塗り、外面南京下見板+三割り筋違い	217	335	574	989	-	久田のデータ(C)幅2P
6	ドイツ下見	幅16.4cm、厚さ10mm、N38	91	104	114	345	1/12	林試(C)幅2P
7	大貫筋違い	柱・横架材へ欠き込み、それぞれ5-N65	246	341	561	790	1/24	林試(C)幅2P
8	鉄筋筋違い	9mmφ、たすき掛け、ピン8mmφ、4-N90打ち	398	509	673	681	1/58	林試(C)幅2P
9	三割筋違い	突付け、柱へ（2-N75T、1-N90F）	185	257	366	452	1/34	林試(C)幅2P
10		横架材へ傾き大入れ。柱へ（2-N75T、1-N90）	155	225	323	530	1/18	林試(C)幅2P
11		横架材相欠き添付け5-N65	276	384	547	595	1/43	林試(C)幅2P
12A		横架材相欠き添付け。引張り	121	165	280	-	-	建研(a)幅1P
12B		横架材相欠き添付け。圧縮	148	264	407	-	-	建研(a)幅1P
13A		突付け 引張り	121	154	209	-	-	建研(a)幅1P
13B		突付け 圧縮	148	264	407	-	-	建研(a)幅1P
14	二割筋違い	突付け。柱へ（2-N75T、1-N90F）	147	254	412	602	1/27	林試(C)幅2P
15	柱同寸	突付け、柱へ（2-N90T、2-N90F）かすがい1本、柱脚部、柱頭部金物補強	310	381	568	907	1/21	林試(C)幅2P
16	石膏ボード	3'x9'厚さ12mm。胴縁（欠込み@455mm）	403	469	562	602	1/38	林試(C)幅2P
17	ラスボード+プラスター（真壁）	ラスボード厚さ7mm、プラスター塗厚15mm	368	468	554	566	1/64	林試(C)幅2P
18	構造用合板	3'x9'厚さ7.5mm片面張り、@150胴縁（欠込み）脚部N50@50、その他N38	428	587	805	907	1/46	林試(C)幅2P
19		3'x9'厚さ7.5mm片面張り、胴縁なし N50@150	460	560	707	735	-	林試(C)幅2P
20		3'x9'厚さ7.5mm	258	363	533	-	-	建研(a)幅1P

表2. 2において、1Pとは幅91cmを意味する。なお、林試の試験データ（試験体番号1, 2, 6~11, 14~19）は文献13）、14）に対応し、久田の試験データ（試験体番号3~5）は文献8）

に対応している。また、建研での試験データ（試験体番号12, 13及び20番）は、当時の関係者によると、建研の内部資料である。

図2. 2-(a)～(d)に、表2. 2の「試験法」の列に示されている耐力壁の試験法を示す。

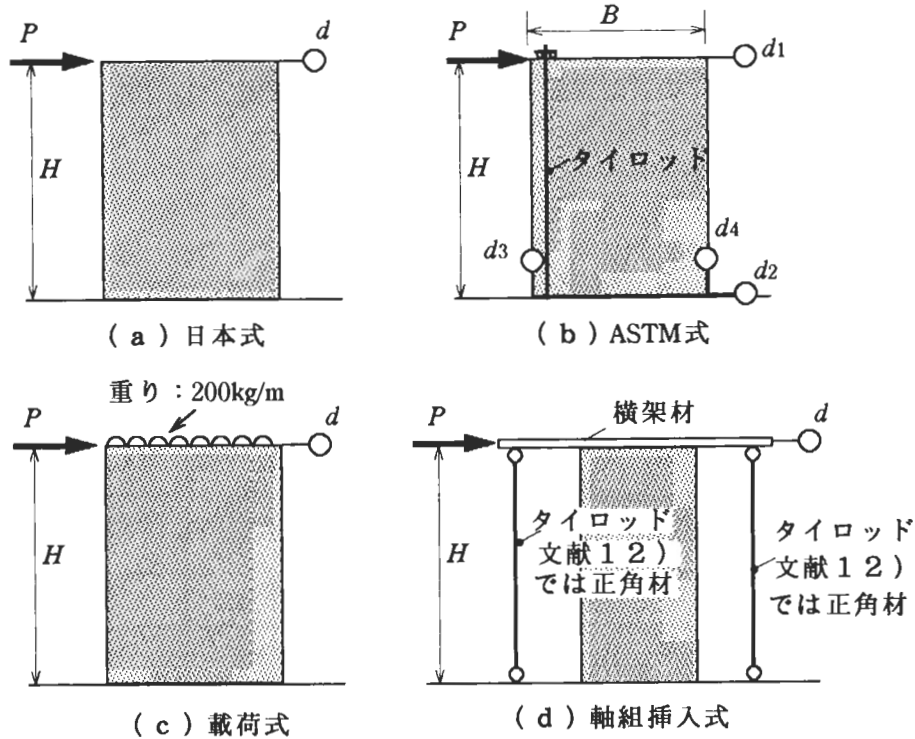


図2. 2 耐力壁の水平加力試験方法の種類¹⁵⁾

(a)の日本式は、加力側脚部の浮き上がりによる変形が大きく、耐力壁の剪断剛性や耐力よりも、脚部の補強工法の試験を行っているのと同様な状況になりやすい。反面、安全側の結果を与えるという利点もある。文献10)の建研における渡部・川島の実験では、この(a)法に相当する試験と(c)法に相当する試験の2種類が行われている。

この方法は、在来軸組構法・各種プレハブ工法などの壁倍率(後述)を決めるために用いられてきたもので、現在ではJ I Sにも定められている。せん断変形角は見かけの値で、 γ_1 は式1)で評価される。

$$\gamma_1 = \frac{d}{H} \dots 1)$$

(b)のASTM式は、北米で発達した方法で、上述した在来軸組の耐力壁試験では用いられていない。この方法はJ I Sに定められており、枠組壁工法に用いられる耐力壁の壁倍率を決定する際に用いられてきた。これによると、耐力壁の浮き上がりがタイロッドにより抑えられるので、耐力壁面内の剪断変形が壁の変形の大部分を占める。真のせん断変形角 γ_3 は式2)で評価される。

$$\gamma_3 = \frac{d_1 - d_2}{H} - \frac{d_3 - d_4}{B} \dots 2)$$

(c) の荷重式は、久田俊彦の実験⁸⁾で最初に採用された方法である。耐力壁の浮き上がりを実際の建物の場合に近い状態で抑制するために、鉛直荷重（通常は200kg/m）を耐力壁の上面に載荷しながら水平荷重を作用させるものである。1981（昭和56）年施行の新耐震設計法に基づいた壁倍率決定の際にも、この方法による実験結果が数多く採用された。せん断変形角としては、式1)で評価される見かけの値 γ_1 を用いる。

(d) の軸組挿入式は以上の3つの特徴を組み合わせた新しい方法で、文献12)に類似の試験法が示されているが、タイロッドではなく、実際の軸組を構成する正角の柱が用いられている。(d)法は、実際の軸組の内部における耐力壁の挙動を最も忠実に再現できる試験方法の一つと考えられる。せん断変形角は、式1)の見かけの値 γ_1 が用いられる。

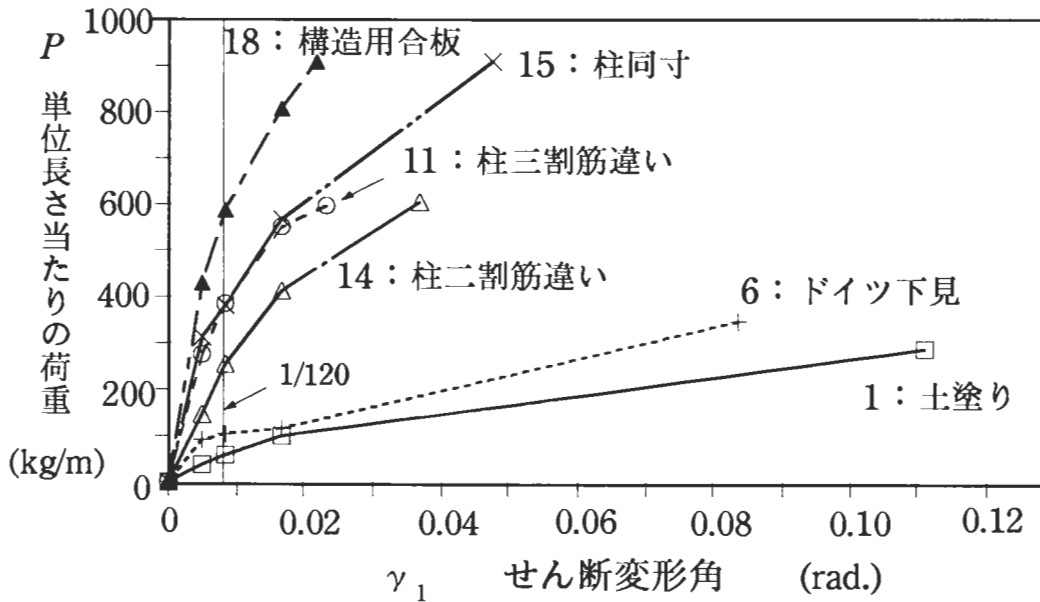


図2.3 代表的耐力壁単体のせん断性能の比較

表2.2の結果の中から、代表的な耐力壁6種類の荷重—せん断変形角の関係をプロットしたものが図2.3である。図中の番号が表2.2の番号に対応している。この図から代表的な耐力壁のせん断性能の特徴をおおよそ知ることができる。すなわち、

- 1) 構造用合板を釘打ちした耐力壁は剛性、最大耐力とも最も高く、耐力壁として最も優れた性能を示す。破壊性状は、合板厚さ、製材比重、釘打ち間隔等によって変わるが、釘頭が合板を突き抜けるパンチングシアで破壊すると粘りが小さく、釘が引き抜ける場合は粘りが大きいと言われている。
- 2) 貫を挿入した土塗り壁は、耐力壁として剛性が最も低いが、粘りは非常に大きい。ただ、最大耐力は明確ではない（変形が大き過ぎて加力不能）。
- 3) 筋違い耐力壁は土塗り壁と合板張り耐力壁の中間的な性能を示す。図2.3の場合は、柱二割筋違いの方が柱三割筋違いを上回っているとは限らない。平嶋らの指摘によれば、金物で補強しない筋違い耐力壁の性能は、施工精度に影響されやすい¹³⁾。

2. 1. 3 筋違入り耐力壁の理論計算

筋違入り耐力壁の剛性・耐力に関する理論的研究は、面材張り耐力壁のそれ¹⁶⁾に比べて非常に少ない。その理由は、筋違入り軸組の変形挙動に、筋違一横架材間接合部でのめり込みや、筋違の座屈、大変形しやすい点等、モデル化が難しい要因が多数含まれているためと考えられる。数少ない例外として、平嶋ら¹³⁾は図2. 4のような筋違入り耐力壁(幅2P)をトラス構造と見なして、その変形と耐力を理論計算している。

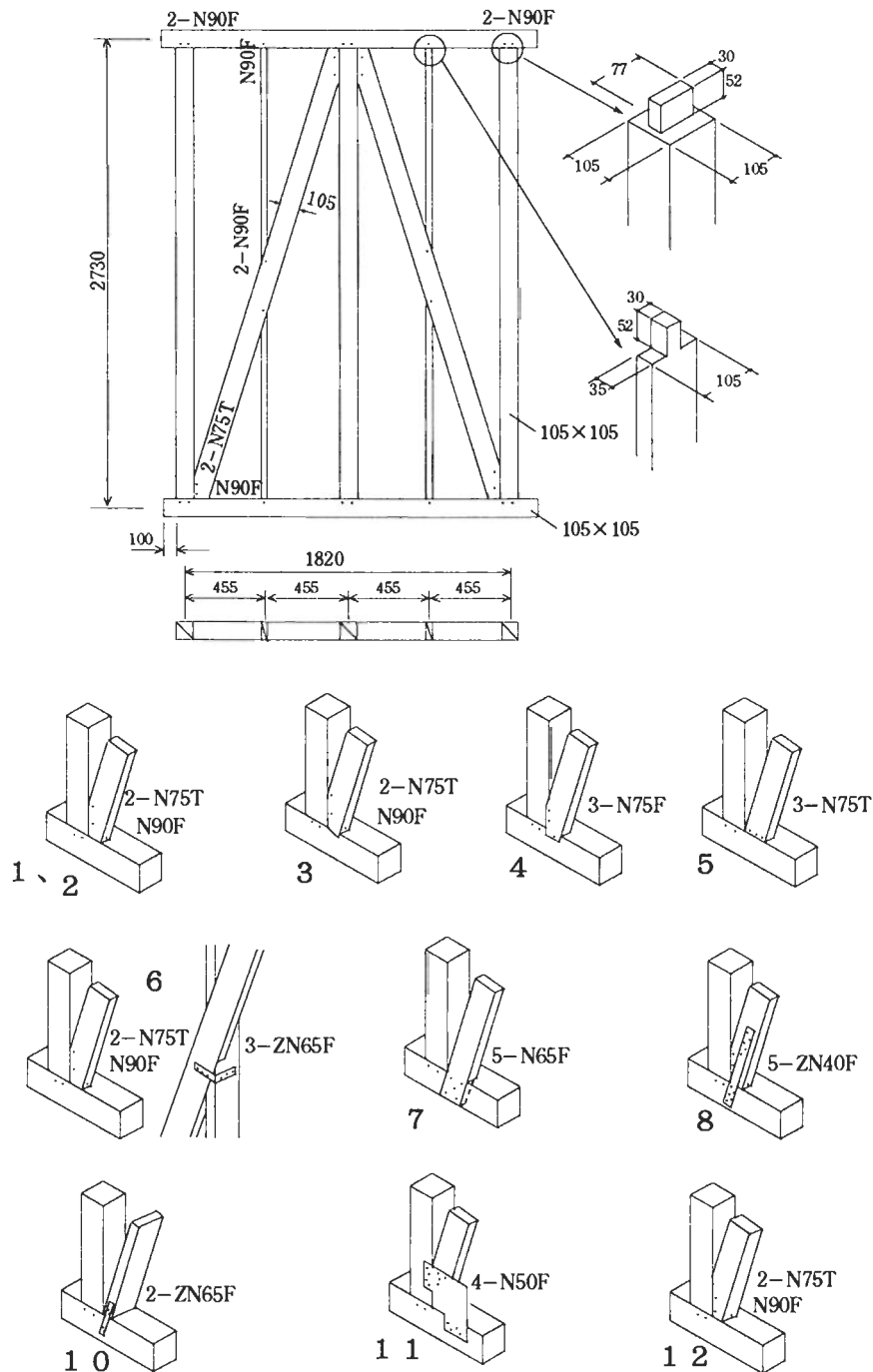


図2. 4 平嶋らが解析対象とした筋違入り耐力壁試験体と接合部詳細¹³⁾
(図中の番号は、平嶋らの論文で使われたインデックスNo.と同じ)

平嶋らは、図2.5に示す「筋違端部接合部の実大部分実験」で得られた筋違端部の荷重－変形関係や、柱－横架材間の実大引き抜き試験の結果等を用いて、耐力壁全体の変形挙動や耐力を計算によって推定した。元来、木造軸組の変形挙動は、部材の弾性変形を無視して接合部の変形量の総和でほぼ近似できるともいわれており、この場合も計算値と実測値の適合性は図2.6に示すように全般的にかなり高い。

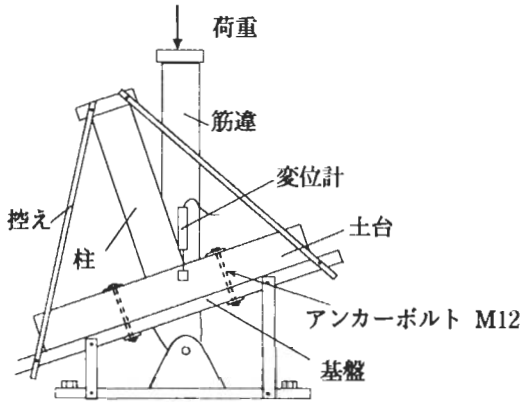


図2.5
筋違端部接合部の圧縮加力実験法¹³⁾

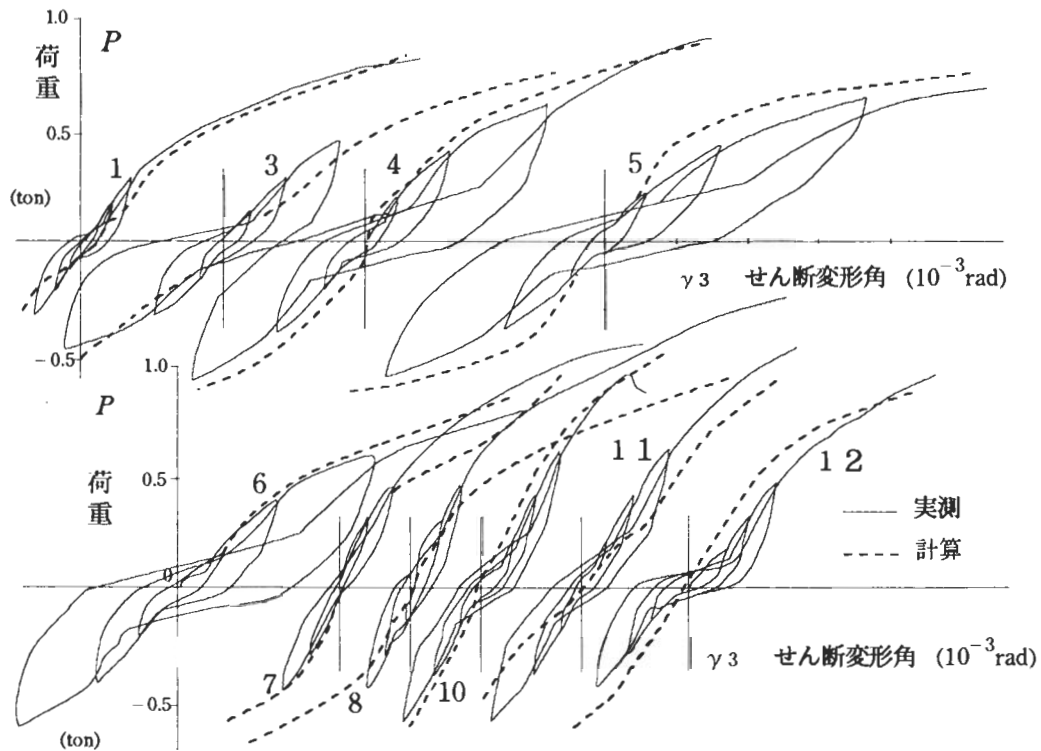


図2.6 耐力壁の荷重－真のせん断変形角関係の実測値と計算値の比較¹³⁾
(図中の番号は図2.4の接合部詳細図の番号と対応している)

この種の軸組構造の理論計算の分野では、河合¹⁷⁾が予備的なレベルで試みたように、軸組を構成している、部材の力学的性質、釘一本のせん断性能、そして単位接触面積当たりの木材のめり込み剛性やめり込み耐力等から、軸組全体の変形や耐力を推定できる精密モデルを開発することが今後の課題であろう。

2.2 壁倍率

2.2.1 壁倍率の起こり

杉山の著書¹⁾によれば、壁倍率の基になった考え方は久田俊彦によって提案されたという。久田は1950(昭和25)年当時の各種耐力壁の水平加力実験の結果から、「壁面仕上げに相当の亀裂、損傷が入った状態であるが、しかし修理に莫大な費用がかかるという少し手前の状態」として、せん断変形角1/60ラジアンをとり、この時の各種耐力壁の耐力を比較して許容耐力の比、すなわち、後に壁倍率となった係数を表2.3のように提案した⁹⁾。

表2.3 久田俊彦が提案した耐力壁の許容耐力と比率(壁倍率)⁹⁾

軸組、壁体の種類	長さ1m当たりの 許容耐力(kg/m)	比率
真壁(下見板張のもの含む)	120	0.9
大壁 木ずり打ち片面	200	1.5
大壁 木ずり打ち両面	400	3.0
大貫 片筋違	130	1.0
大貫 たすき筋違	260	2.0
柱三割 片筋違	200	1.5
柱三割 たすき筋違	400	3.0
柱二割 片筋違	300	2.3
柱二割 たすき筋違	600	4.6
柱同寸 片筋違	400	3.0
柱同寸 たすき筋違	600	4.6
鉄筋φ-16 たすき筋違	450	3.5

表2.3を見ると、大貫片筋違の1/60ラジアン時の許容耐力が130kg/mで、この許容耐力を基に、他の耐力壁の許容耐力の比率(現在の壁倍率)が示されている。

この最初の値が130kg/mであったことを受け、現在でも、ある特定せん断変形時に130kg/mの水平せん断力を負担できる耐力壁の倍率を1と定めている。

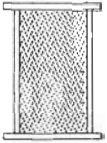

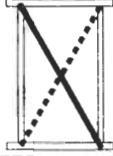
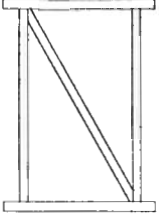
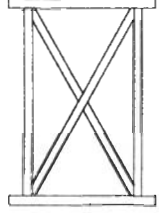
2.2.2 現行の壁倍率

現在の建築基準法によれば、耐力壁と呼ばれるものには以下の種類がある。

- ①土塗り壁や木ずりを柱・間柱に打ちつけた軸組
 - ②筋違
 - 木材の筋違
 - 鋼鉄製の筋違
 - ③①②を併用した軸組
 - ④構造用合板を柱・間柱に打ち付けたものなど建設大臣が認定する軸組(昭和56年建設省告示第1100号による)
- } 基準法施行令第46条による

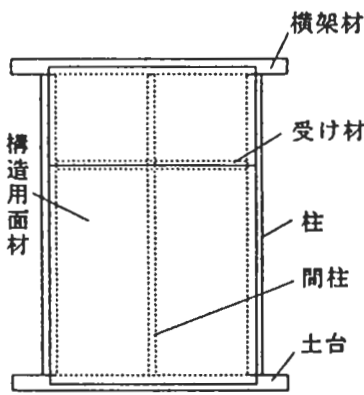
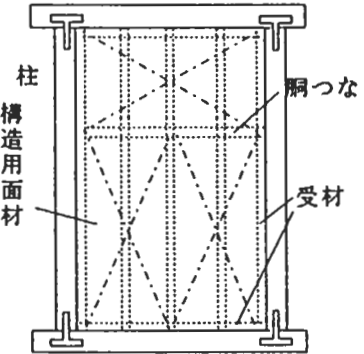
表2.4に、施行令第46条による耐力壁の種類と壁倍率を、また表2.5に建設省告示第1100号(最終改訂は平2:建告1897)によって追加された耐力壁の種類と壁倍率を示す。

表 2. 4 施行令第46条による耐力壁の種類と壁倍率

軸組の種類		倍率	備考（旧基準*との比較等）		
1	 土塗り壁	0.5	裏返しの有無に拘わらず0.5 （旧基準では裏返しのある場合は1.0であった）		
2	 木ずり壁	木ずりを片面に打ち付けた場合	0.5	旧基準では片面1.5、両面3.0。新基準は部材断面、工法の変化に対応した実験結果に基づく	
3		木ずりを両面に打ち付けた場合			1.0
4	 径9mmの鉄筋筋違	片筋違	1.0	径12mmの鉄筋筋違の規定がなくなった	
5		たすき掛け筋違	2.0		
6	 木材筋違	厚さ1.5cm、幅9cmの木材筋違	1.0	引張筋違。大貫材相当。旧基準と変わらず	
7		厚さ3cm、幅9cmの木材筋違	1.5		圧縮筋違。倍率変わらず。表現変更、旧柱3ツ割材相当。
8		厚さ4.5cm、幅9cmの木材筋違	2.0		
9		9cm角の木材筋違	3.0		
10	 木材のたすき掛け筋違	6のたすき掛け筋違（断面1.5x9.0cm）	2.0	たすき掛けとした場合には、5.0を越えない範囲で、片筋違の2倍の倍率とする。 9の筋違の場合には、2倍にする と5.0を越えるので、上限値の5.0としている。	
11		7のたすき掛け筋違（断面3.0x9.0cm）	3.0		
12		8のたすき掛け筋違（断面4.5x9.0cm）	4.0		
13		9のたすき掛け筋違（断面9.0x9.0cm）	5.0		
14	1～3の壁と、4～12までの筋違を併用した軸組	それぞれの倍率の和	5.0を越えない範囲で、倍率の加算を認めている		
15	その他建設大臣が1～13と同等以上の耐力を有すると認めている軸組	0.5～5.0の範囲において、建設大臣の認める数値	新しい材料・施工法による壁の耐力を告示等で認めてゆく為の規定。 表2.5（建設省告示）参照。		

*：旧基準とは、1980（改正）～1981（施行）年にかけての新耐震設計法以前の建築基準法施行令を指す。

表2.5 建設省告示第1100号による耐力壁の種類と壁倍率

軸組の種類			倍率	
大壁造仕様の耐力壁の場合  <p>右のボード類を、横架材、土台、柱間柱、受け材等の片面に右に示した釘及び間隔で打ち付けた軸組</p> <p>(注) N釘：JIS A 5508 鉄丸釘 GN釘：電気亜鉛メッキをした釘 SN釘：広頭釘</p>	N50 @150mm以下	構造用合板(JAS)特類7.5mm以上(ただし、耐候措置をした場合は5mm以上) パーティクルボード(JIS A5908の200P、150P) 12mm厚以上 ハードボード(JIS A5907の450、350) 5mm厚以上 硬質木片セメント板(JIS A5417の0.9C) 12mm厚以上	2.5	
	GN40 @150mm以下	フレキシブルボード(JIS A5403) 6mm厚以上 石綿パーライト板(JIS A5413の0.8-P、0.8-P・A) 12mm厚以上 石綿ケイ酸カルシウム板(JIS A5418の1.0-CK) 8mm厚以上 炭酸マグネシウム板(JIS A6701の0.8) 12mm厚以上	2.0	
		パルプセメント板(JIS A5414) 8mm厚以上 石こうボード(JIS A6901) 12mm厚以上。ただし屋外等以外に使用のこと	1.5	
		SN40 外周部@100mm その他@100mm	シージングボード(JIS A5905) 12mm厚以上	1.0
		N38 @150mm以下	ラスシート(JIS A5524) 鉄板の厚さ0.4mmかつメタルラスの厚さ0.6mm以上。	
	真壁造仕様の耐力壁の場合 	N50 @150mm以下	構造用合板(JAS)特類7.5mm以上(ただし、耐候措置をした場合は5mm以上)	2.5
		GNF32又はGNC32 @150mm以下	石こうラスボード(JIS A6906-1983) 9mm厚以上。	1.5
		GNF40又はGNC40 @150mm以下	石こうボード(JIS A6906-1983) 12mm厚以上。屋外壁等以外に限る	1.0
	施行令第46条で規定する筋違いや本告示に示すボード類を併用した軸組(ただし重ね張りした場合を除く)		それぞれの倍率の和。ただし、合計が5.0を越える場合は5.0とする	

現在では、壁仕上げ材等の変形限界を考慮して、 $\gamma=1/120$ ラジアンを壁倍率決定時の「特定せん断変形角」としている。文献15)によれば、現行の施行令46条に規定されている壁倍率(表2.4)は、表2.2に示す耐力壁の実験データ等を基本にして、原則的には式3)によって算定されたという。

$$\text{壁倍率} = \frac{3}{4} \times P_{1/120} \times \frac{1}{130} \dots\dots 3)$$

ここで、 $3/4$: データのバラツキによる低減係数。

$P_{1/120}$: 特定せん断変形角が $1/120$ ラジアン時の耐力(kgf/m)

130 : 倍率1の耐力壁の基準耐力(kgf/m)である。

ただし、木質構造設計規準・同解説¹⁸⁾によると、実際の壁倍率は式3)に、更に低減係数 α ($=0.6\sim 1.0$)が掛けられて算定されていると記載されている。 α の詳細については不明であるが、耐久性と施工性による低減を考慮した低減係数と言われている。なお、在来軸組以外のプレハブ工法や枠組み壁工法住宅の場合は、式3)とはやや異なる評価体系で評価されている。

2.3 壁量と壁量計算

2.3.1 壁量とは

壁量とは、地震力や風圧力に対して、住宅が大きな損傷を受けない(変形角 $=1/120$ ラジアン)ために倍率1の耐力壁が単位面積当たり何cm必要かを表す基準量である。

そして、建物内外における耐力壁の量が、必要壁量を満たしているかどうかを照査する計算が、いわゆる壁量計算と呼ばれる簡易耐震・耐風設計法である。

この壁量計算の大系を作る中心となったのは久田俊彦であった¹⁾。1950(昭和25)年制定の基準法施行令第46条に規定された必要壁量の草案は、久田が行った福井地震の被害調査結果等に基づいて作られたと考えられている¹⁾。その後、1959(昭和34)年に久田の実験結果⁸⁾を勘案して必要壁量は大きく改訂された。更に、1981(昭和56)年に施行された新耐震設計法によって地震力の算定法が大きく変わったことを受けて、必要壁量は更に大きく改訂された。表2.6に必要壁量のこれまでの変遷を示す。

表2.6 建築基準法施行令第46条における必要壁量の変遷¹⁾
(ただし、地震に対しての値で、単位は cm/m^2)

建 物	制 定 改正年次	平屋 建て	2階建て		3階建て		
			2階	1階	3階	2階	1階
壁の重い建物、屋根が重い(かわら葺き等の)建物、土蔵造り	1950年	1.2	1.2	1.6	1.2	1.6	2.0
	1959年	1.5	1.5	2.4	1.5	2.4	3.3
	1980年*	1.5	2.1	3.3	2.4	3.9	5.0
屋根が軽い(金属板、スレート、木板等で葺いた)建物	1950年	0.8	0.8	1.2	0.8	1.2	1.6
	1959年	1.2	1.2	2.1	1.2	2.1	3.0
	1980年*	1.1	1.5	2.9	1.8	3.4	4.6

*新耐震設計法の実際の施行は1981年

表2.6から、必要な耐力壁の量は、時代と共に増加していることが明白である。たとえば、屋根の重たい2階建ての1階部分について見ると、45年前の必要壁量と新耐震設計法以後の必要壁量とでは2倍も増加している。これは、耐震設計法の進歩によって、地震力をより合理的に算定できるようになったことが大きいと考えられる。

今回の兵庫県南部地震で大きな被害が集中した「古い、屋根の重い木造住宅」は、地震力の算定がおおらかであった時代の壁量規定に従って作られていたため、震度7を越える直下型の地震に対して、抵抗能力が著しく不足していたものと考えられる。

2.3.2 地震力に対する必要壁量の算定根拠

表2.7に地震力に対する必要な壁量の算定根拠の新旧比較を示す。

表2.7 地震力に対する必要壁量の算定根拠の新旧比較¹⁵⁾

項目	従来の前提	新耐震設計法的前提		単位
屋根荷重	90	90		kg/m ²
(軽い屋根の場合)	60	60		kg/m ²
壁荷重	30	60		kg/m ²
積載荷重	0	60		kg/m ²
床面積と屋根面積の比	1 対 1.3	1 対 1.3		
各層のせん断力 係数(旧震度)	全て0.2		3階建て 2階建て	
		3階	0.32	—
		2階	0.24	0.28
		1階	0.20	0.20
非耐力壁部分の負担	1/5	1/3		

新耐震設計法で特に変わった点は以下の通りである¹⁵⁾。

- 1) 壁荷重が倍になってより現実的となった。しかし、これでも壁の多い建築物やモルタル仕上げの壁の場合には小さい値である。
- 2) 従来無視されていた積載荷重が考慮され、施行令の居室の値が採用された。
- 3) 地震層せん断力が上階へゆくほど大きくなるという新耐震設計規定の改正に沿って、各層の層せん断力係数(昔でいう震度に相当) C_i は、振動解析理論によって導かれる値を近似化した値が用いられた。
- 4) 非耐力負担部分の負担率を1/5から1/3へと大きくした。この仮定は、後述する各種木造住宅に関する実大実験の結果からおおまかに定められたものである。この値については、面材を壁仕上げに用いた新しい工法では妥当な値であるが、下見板張りのような古い工法では1/5のほうが妥当である。

必要壁量は以下のように決定された。重い屋根の2階建ての場合を例にとって説明する。

- 1) 建築物重量の算定

$$w = \left(1.3 \times 90 + \frac{60}{2} \right) = 147 \text{ kg/m}^2$$

2) 各層に働く地震層せん断力 Q_i の算定

新耐震設計法の計算規定によって、各層の層せん断力は；

$$Q_i = C_i \cdot \sum_{k=1}^n w_k$$

ここで、

w_k : k階の重量

C_i : 各層の層せん断力係数

(振動解析結果を近似化して表2.7のように決定される)

2階部分に作用する単位面積あたりの層せん断力 Q_2 は；

$$Q_2 = 0.28 \times 147 \text{ kgf/m}^2 = 41.16 \text{ kgf/m}^2$$

うち、1/3は非耐力部分が負担すると仮定しているので、耐力壁が負担する分は、

$$Q_2' = Q_2 \times \frac{2}{3} = 41.16 \times \frac{2}{3} = 27.44 \text{ kgf/m}^2$$

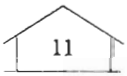
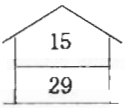
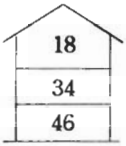



3) 倍率1の壁が何mあれば Q_2' に耐えられるか？

2階部分の床面積を A_2 、倍率1の耐力壁の必要長さを L_2 とする。倍率1の壁は単位長さ当たり130kgfの力に耐えるから、壁の総抵抗力=2階部分の層せん断力 の関係より、

$$130L_2 = 27.44A_2 \rightarrow \frac{L_2}{A_2} = \frac{27.44}{130} = 0.211 \text{ m/m}^2 \approx 21 \text{ cm/m}^2$$

以上例示した層せん断力の計算を全ての場合に実行することによって、必要壁量の値は表2.8のように決定される。このように、壁量計算の基となる必要壁量は、簡易耐震計算法とはいえ、正式な構造計算に基づいて算出されていることが分かる。

表2.8 地震力に対する必要壁長さ

建物の種類	必要壁量 (床面積当たり cm/m^2)		
金属板、石綿スレート等の瓦など軽い屋根葺	 11	 15 29	 18 34 46
瓦など重い屋根葺き材の建物	 15	 21 33	 24 39 50

注：地盤が著しく軟弱な場合にはこの値の1.5倍をとる

2.3.3 風圧力に対する必要壁量

風圧力に対する必要壁量の算出根拠も、基本的には地震力の場合と同じで、ある種の仮定の基に風荷重に対する構造計算を行って、「風による層せん断力=耐力壁の抵抗力」の関係から単位面積当たりの必要壁量が表2.9のように算出される(詳細は省略)。

表2.9 風圧力に対する必要壁量

	必要壁量 (見付け面積当たり cm/m^2)
特定行政庁が特に強い風が吹くと して定めた地域	51~75の間で特定行政庁が定め た値
その他の地域	50

ただし、風圧力に抵抗する壁とは、図2.7に示すように、見付け面積を算出した壁面に対して直角方向の壁であり、見付け面積の算出に当たっては、各階の床面から1.35mより上の部分をとる。図2.8に風荷重に対する壁量計算用の見付け面積の取り方を示す。

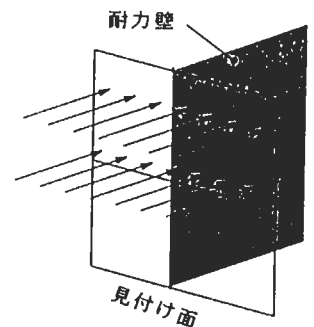


図2.7 風の受圧面と
耐力壁の関係

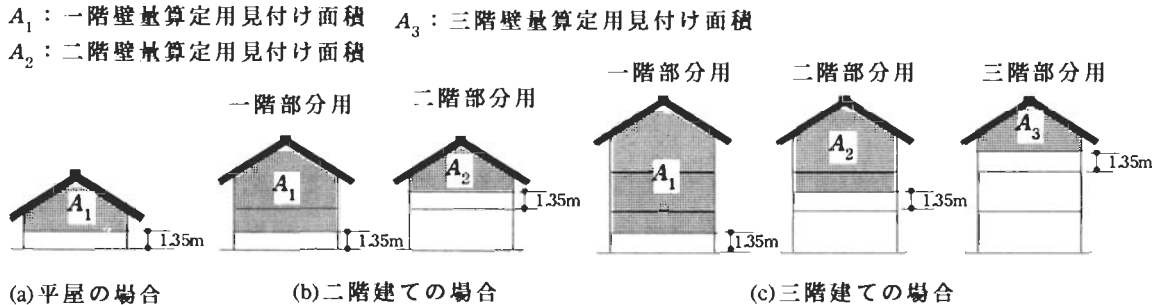


図2.8 風圧力に対する必要壁長さ算定用見付け面積の取り方

2.3.4 有効な耐力壁長さの定義

耐力壁の長さを計る時には、図2.9に示す l_1 、 l_2 だけを有効と見なす。壁の長さが短いもの($l_0 = 60\text{cm} \sim 70\text{cm}$ 以下)は袖壁といって、耐力壁の長さには算入しない¹⁾。また、図2.9に示す垂れ壁、腰壁も有効な耐力壁の長さには算入しない¹⁾。

しかし、実際にはこれら非耐力部分の

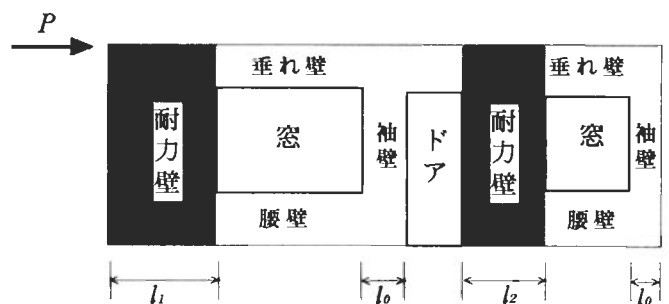


図2.9 有効な耐力壁とその他の壁¹⁾
(l_1 、 l_2 だけを有効な耐力壁と見なす)

壁等もかなりの耐力を負担しており、大雑把に言えば、全耐力の1/5~1/3はこれら腰壁、袖壁、垂れ壁によって負担されていると仮定して、壁量計算は成り立っている。

2.3.5 壁量計算の例

図2.10に示す住宅を例にとって、壁量計算の実例を示す。屋根葺き材料は日本瓦と仮定する。

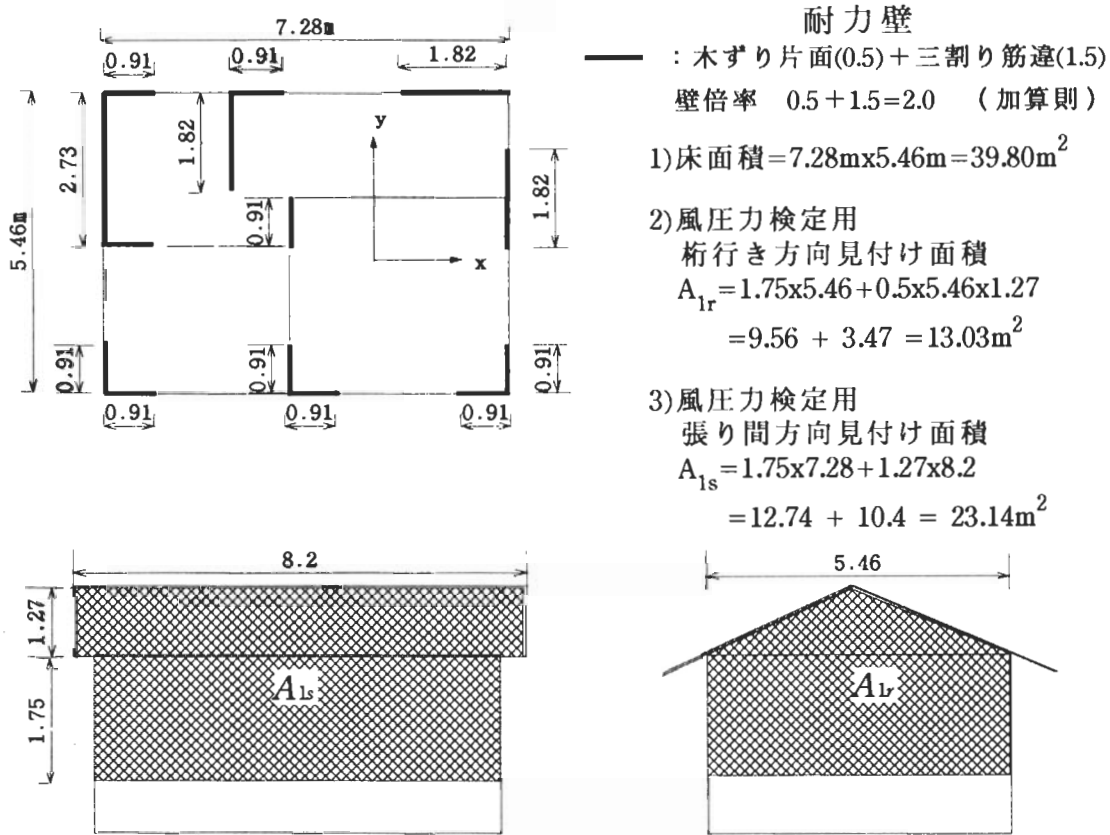


図2.10 壁量計算のための例題

1)地震力に対する必要壁量(長さ)

表2.8より、桁行き方向、張り間両方向とも

$$L_e = 39.8\text{m}^2 \times 15\text{cm}/\text{m}^2 = 597\text{cm} = 5.97\text{m} \quad \dots a)$$

2)風圧力に対する桁行き方向必要壁量(長さ)

表2.9、図2.10より、

$$L_{wr} = 13.03\text{m}^2 \times 50\text{cm}/\text{m}^2 = 652\text{cm} = 6.52\text{m} \quad \dots b)$$

3)風圧力に対する張り間方向必要壁量(長さ)

表2.9、図2.10より

$$L_{ws} = 23.14\text{m}^2 \times 50\text{cm}/\text{m}^2 = 1157\text{cm} = 11.57\text{m} \quad \dots c)$$

よって、桁行き方向の必要壁量は 1)と2)の大きいほうで $L_r = 6.52\text{m}$

張り間方向の必要壁量は 1)と3)の大きいほうで $L_s = 11.57\text{m}$

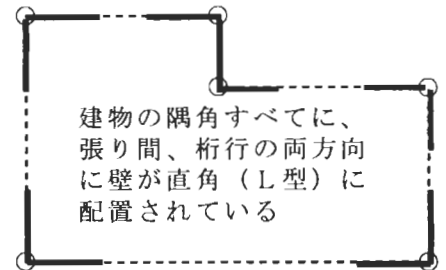
4) 設計壁量のチェック

- ①桁行き方向壁量のチェック： $0.91\text{m} \times 8\text{枚} \times 2.0 = 14.56\text{m} > L_r = 6.52\text{m}$ ok.d)
- ②張り間方向壁量のチェック： $0.91\text{m} \times 11\text{枚} \times 2.0 = 20.2\text{m} > L_s = 11.57\text{m}$ ok.e)

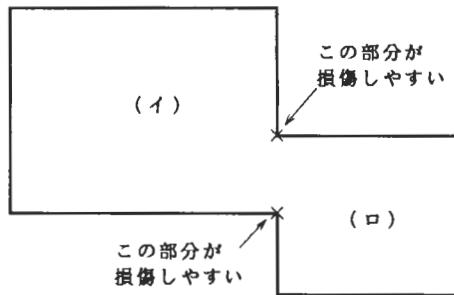
以上で基準法施行令第46条に定められた必要壁量のチェックはokである。この計算には直接含まれないが、必要壁量が満たされている他に、以下の点が重要である。

- (1)外周は耐力壁線で囲まれており、隅角部にはなるべくL字型に耐力壁を設ける(図2.11)。

図2.11
隅角すべてがL型壁



- (2)外周耐力壁線は可能な限り単純なものとする。凸凹の著しいものは力が隅角に集中して壊れやすい(図2.12)。



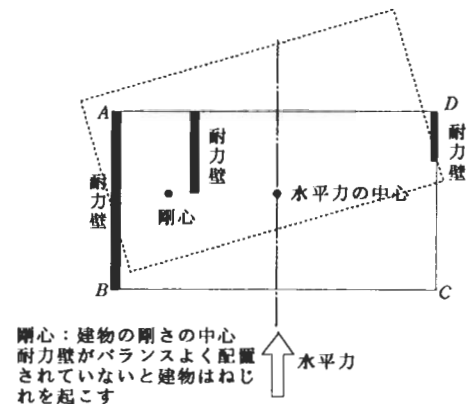
(イ)の部分と(ロ)の部分の振動特性が異なるため(イ)と(ロ)の境界が地震時に損傷しやすい

図2.12
不整形な平面形を有する建物

- (3)耐力壁線内に存在する開口部部分が著しく大きいのは好ましくない。

- (4)耐力壁線または耐力壁が一方向に片寄ると建物はねじれを起こす。耐力壁はバランスよく入れる(図2.13)。

図2.13
耐力壁と建物のねじれ



- (5)床構面の水平剛性を出来るだけ高くする。

地震や風による水平力は、床や屋根面の水平構面を伝って各耐力壁に伝達される。この水平構面の剛性が耐力壁の剛性に比べて低いと、水平力を受けたときに建物は部分的に大きな変形を起こして内外装に被害がでる。建物を一体化して風や地震に対して強くするためには、耐力壁の剛

性に見合った剛性の高い水平構面をバランス良く配置することが大切である。水平構面を固めるためには、床組や小屋組の隅角部に火打ち材、合板などの面材の釘打ち（釘打ちの仕様によって剛性が異なる、「資料編」の神谷報告を参照）、小屋組には振れ止めや小屋筋違いを入れる。なお、大きな吹き抜けや、階段等の開口部は水平構面の剛性を低下させ、バランスが崩れる要因ともなるので、それらを設けるときは、配置や周辺補強に留意する。

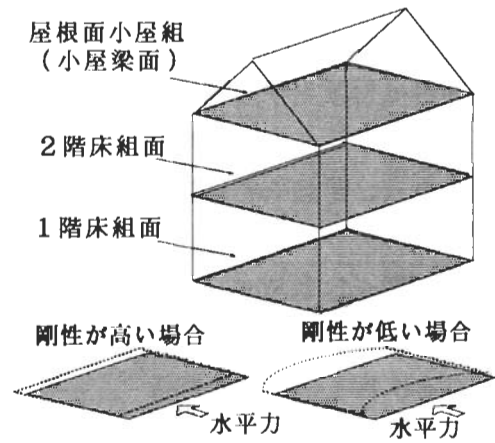


図2.14 水平構面の重要性¹⁸⁾

2.3.6 実際建物の耐力と耐力壁の耐力との関係

実際建物の耐力と個々の耐力壁の耐力の総和との間には、次の関係が成り立つと考えられている。

$$\text{「実際建物の耐力」} = \text{「各耐力壁の耐力の総和」} \times \text{調整係数}$$

現行規準では、この調整係数に、非耐力部分から寄与する係数として、 $3/2=1.5$ を採用している。表2.10は、実大規模の住宅を対象として水平加力実験を行い、この調整係数が実際にどの範囲にあるかを検討した結果¹⁵⁾を示す。

表2.10 実際建物の水平耐力と耐力壁の耐力の総和との間の調整係数¹⁵⁾

構造等	$P_{1/200}$	$P_{1/120}$	$P_{1/60}$	P_{max}
古い住宅	1.2~1.6	1.1~1.4	0.9~1.1	0.6~0.8
新しい住宅	筋違と軸組のみ	1.4~2.0	1.2~1.5	-
	ボード下地工法	1.4~1.6	1.4~1.5	1.6
	モルタル仕上げ	1.4	1.5	1.6

これらの余力には、非耐力壁の効果に加えて、壁量計算では通常考慮されない直交する方向の壁による寄与（直交壁効果）も含まれている。表2.10を見ると、古い住宅では余力が少なく、 $1/120$ ラジアン時の値で1.1~1.4程度である。一方、新しい住宅では結構余力が大きく、1.2~1.5という現行の数字に近い値が得られている。

2.4 木造軸組構造における接合の重要性

図2.15は木造軸組構法住宅の強さを支える耐力壁構造を模式的に書いたものである。柱、胴差（桁）、土台、筋違等の部材がピン接合されて架構を形成している。架構の中では、図中に○印で示した接合部に力が集まり、向きの異なる力が互いに打消し合って架構は均衡を保ち、多少の変形はするものの、倒壊せずに原型を保っている。何らかの要因で、この均衡

が破れた時、架構は崩壊する。

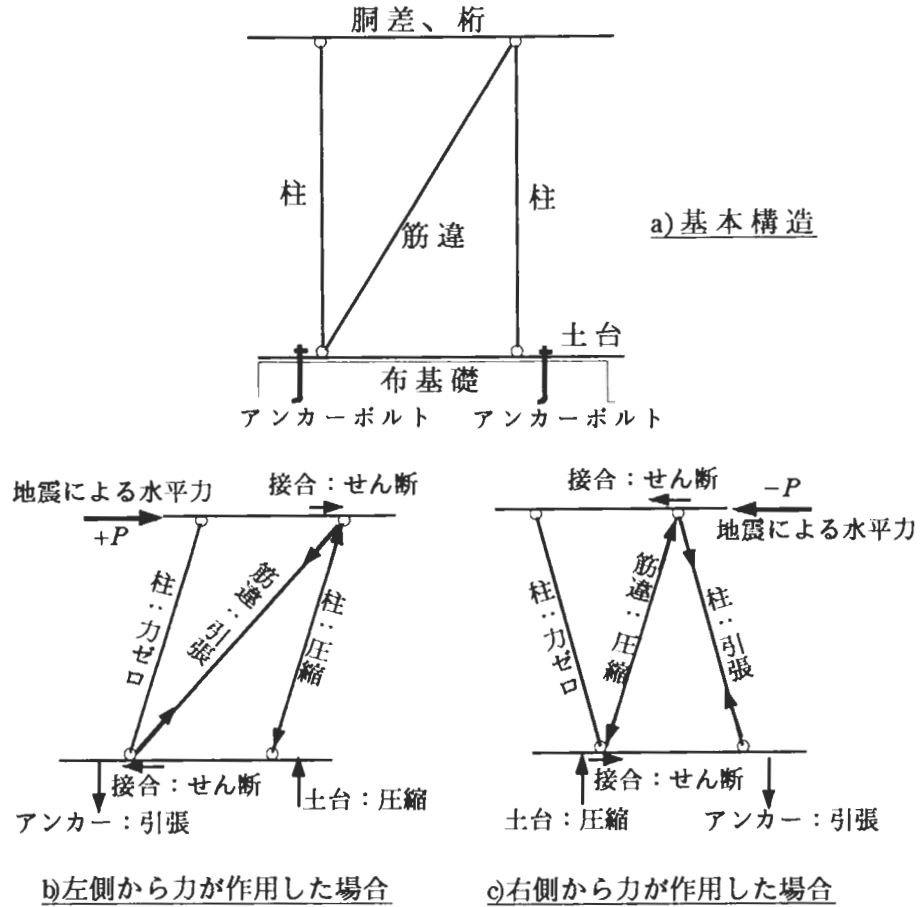


図2. 15 筋違入り軸組と水平荷重によって各部に働く力

兵庫県南部地震で甚大な被害を出した古い仕様の木造軸組構法住宅では、観察の結果、以下に示すいくつかの崩壊様式が推定された。

- 1) 補強金物なしの筋違端部接合部が引張を受けて破断し、筋違としての機能を失った。
- 2) 圧縮筋違の端部が面外へ踏み外して、筋違としての機能を失った。
- 3) 圧縮筋違が薄すぎて間柱間で面外挫屈を起こした。
- 4) 土台と柱の接合が外れて、柱や筋違自体はまだ健全であるのに、筋違の踏張りが効かず、架構が崩壊した。
- 5) 通し柱の2階洞差接合部分で柱が折れて（断面欠損）架構が崩壊した。
- 6) 隅柱の洞差接合部から洞差が抜け落ちて（補強金物なし）架構が崩壊した。
- 7) 最初から筋違が入っていなかった。

上述した各様式は、崩壊現場の状態から、最も大きく影響したであろうと思われる要因を推定したもので、実際には様々な要因が複合された結果と考えられる。また、腐朽や蟻害が直接の原因であった場合も少なくはないであろう。

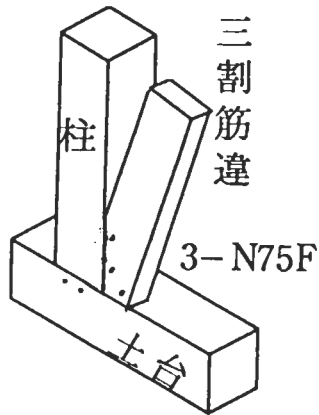


図2.16 補強金物を付けていない筋違端部接合部の例

1)の筋違端部の破壊については、図2.15-b)のように、筋違が単純に引張を受けて釘接合部が破断した場合と、地震の強い衝撃で、筋違端部が柱や横架材から面外に外れてしまった(釘の引き抜け)場合とが考えられる。

いずれにせよ、このように筋違端部が破壊したものは、図2.16に例示するように、柱、土台に切り欠を入れず、N75程度の釘を2~3本斜め打ちしただけで、補強金物を使っていない古い仕様のものに多く見られた。このような仕様は、本来圧縮筋違を意図したものと考えられるが、地震力は様々な方向から襲ってくるので、面外への外れ防止と、接合耐力増強に効果のある補強金物の使用が、今後必須条件となろう。

また、図2.15-c)に示すように、筋違が圧縮を受けると、には引抜き力が作用するが、古い仕様の軸組構造の場合、柱-土台間の接合が十分な引抜き耐力を有していたかどうか問題である。これについては、図2.17のようなモデルを設定して、筋違入り軸組がどの程度まで変形可能かを試算してみる。

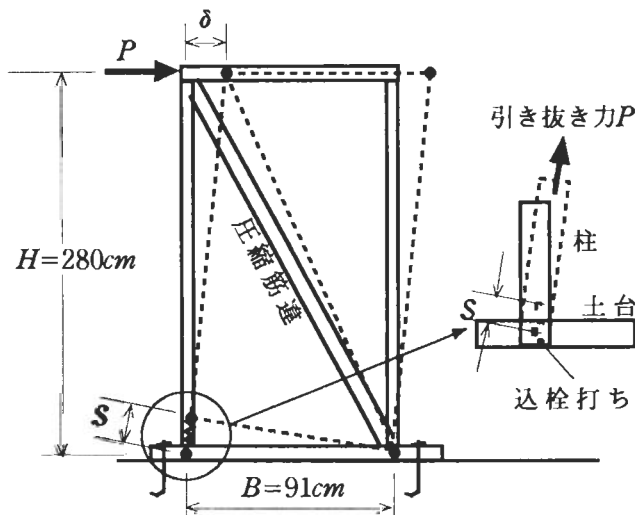


図2.17 圧縮筋違入り軸組における柱の土台からの引き抜け

図2.17に示すように、柱は土台から引抜けるように変形するが、胴差は上階からの荷重で水平を保つものと仮定する。部材の弾性変形や圧縮側のめり込みを無視すると、直角三角形の定理より、軸組の水平変位 δ は式a)で算定される。

$$\delta = \sqrt{(H+S)^2 - H^2} \dots a)$$

ここで、 S :土台-柱間の相対すべり。

H ：軸組の芯々高さで、280cmと仮定

柱－土台間の接合は、神戸で観察した限り、長柄差し込釘打ちの場合や、短柄差しN90釘2本打ちの場合が多かった。ここでは、実際にデータが得られている込釘打ち仕口の場合を考えてみる。

図2.18は飯塚ら¹⁹⁾が行ったベイツガ105mm正角材と、18mm角ナラ込釘を用いた込釘仕口の実験データである。この実験条件と図2.17の柱－土台間の込釘接合部が同じものであると仮定する。実験データでは、すべり量4mm以内で最大耐力を迎えており、 $S=4\text{mm}$ を終局限界状態と見ることができる。

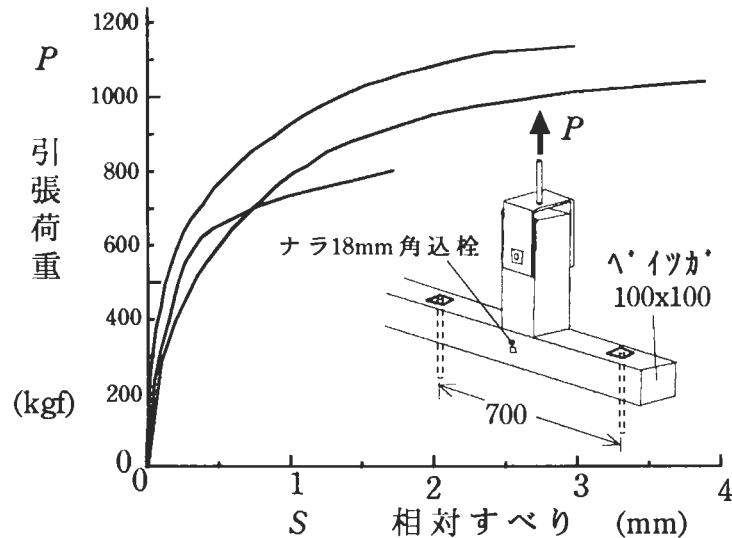


図2.18 ナラ18mm角込釘打ち仕口の荷重 (P)－すべり (S) 関係

よって、 $S=0.4\text{cm}$ 、 $H=280\text{cm}$ を a)式に代入すると、柱－土台間の込釘が終局状態を迎える時点で、筋違入り軸組が示す最大変形角を以下のように推定できる。

$$\delta = \sqrt{(H+S)^2 - H^2} \doteq 15\text{cm} \dots b)$$

$$\frac{\delta}{H} = \frac{15}{280} \doteq \frac{1}{19} \text{ rad.} \dots c)$$

この変形角と表2.2に示す筋違入り耐力壁で観測された最大荷重時変形角 ($\gamma_{P_{\max}} = 1/58 \sim 1/18\text{rad.}$ と報告されている¹⁵⁾)を比較すると、柱－土台間の接合部変形能力が筋違入り耐力壁の変形能力より必ずしも小さいわけではないが、腐朽等の影響で条件が少しでも悪くなれば、この種の接合部の変形能力と耐力が軸組の終局耐力を左右する重要な要因となりうることを示唆している。

神戸で大きな被害を受けた古い仕様の木造住宅の多くは、こういった接合部の破壊で一瞬にして軸組構造の原則が崩れてしまったものが少なくなかった。逆に、図2.19に示すような「補強

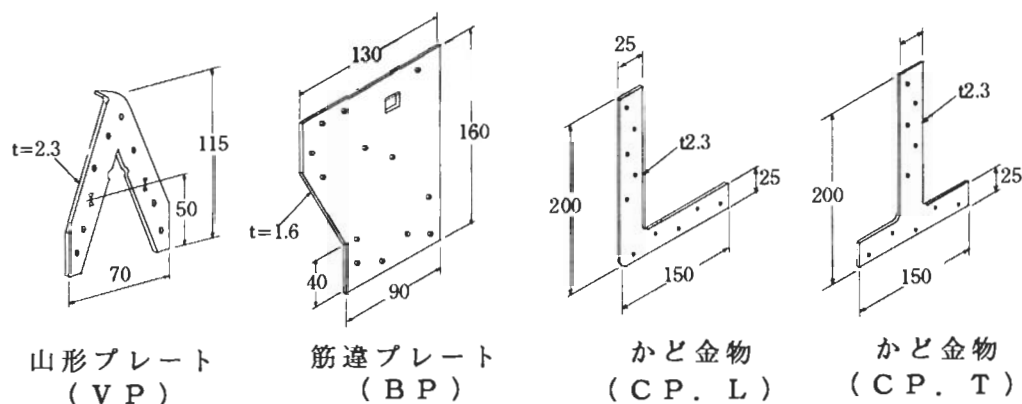


図2.19 軸組構法住宅用各種補強金物（日本住宅木材技術センター）

金物」を接合部に付けていた比較的新しい仕様の軸組構法住宅では、仕上げ材料の剥落等はあるものの、倒壊した例は少なかった。接合部が健全であるということは、人命を守る上で極めて重要なことである。

筋違入り耐力壁は面材張り耐力壁に比べて、応力集中が大きく、一カ所の破壊が全体破壊につながる等、劣勢は否めない。このため、筋違との決別も各所で叫ばれている。

しかし、その叫びが真に意味している所は、「筋違を使うのであれば、力学的に効果のあるものとせよ。それができないのなら止めたほうがよい」という意味であろう。

最後に、筋違にこだわるのであれば、ぜひ留意すべきであろうと思われる点を、以下に挙げておきたい。

- 1) 引張力に対して筋違を効かせる場合は、十分な端距離をもって筋違端部に接合金物を固定し、他端を軸組に接合具で固定する。
- 2) 圧縮力に対しては、筋違端部が軸組にめり込で効くようにする。その場合、筋違端部が面外に踏み外さないように、ガセット板状のプレートを添えることが望ましい。
- 3) 地震の強い衝撃で接合部が面外にはずれないように、ナットで緊結できる接合金物を使用することが望ましい。
- 4) 柱が土台から引き抜けないように、金物等で柱と土台を固定する。ホールダウン金物を使用するのも一つの選択であろう。

文 献

- 1) 杉山英男：第9章「地震との勝負は壁」、木造の家は地震に強いのか、講談社（1985）
- 2) 神谷文夫：壁量計算による住宅の耐震設計法の歴史、森林総研神戸地震調査班向け部内資料、2月（1995）
- 3) 杉山英男：第1章「木質構造とその歴史」、ティンバーエンジニアリング読本、オーム社（1985）
- 4) 水野 昇：これだけは知っておきたい地震の基礎知識、建築知識1995年5月増刊号、p.134-

143 (1995)

- 5) 田辺平学、勝田千利：交番水平荷重をうける木造無壁骨組みの実験、建築学会論文集、昭和12年3月(1937)
- 6) 田辺平学、勝田千利、後藤一雄：交番水平荷重をうける木造有壁骨組み(真壁)の実験、建築学会論文集、昭和13年4月(1938)
- 7) 田辺平学、後藤一雄、菊田守雄：交番水平荷重をうける木造有壁骨組み(大壁)の実験、建築学会論文集、昭和14年4月(1939)
- 8) 久田俊彦：木造壁体の耐力に関する研究、建築学会論文集、No.42、pp.71-79(1951)
- 9) 久田俊彦：木造建物の耐力計算法一案、建築技術、No.47、pp.1-7(1955)
- 10) 渡部 丹、川島謙一：木造軸組壁体のせん断耐力に関する研究、建築研究報告、No. 59、pp.1-29(1971)
- 11) 杉山英男、佐野 弘、伊藤友一：在来工法各種壁体の耐力変形性能に関する実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1979-1980(1972)
- 12) 室田達郎、有馬孝礼、佐藤雅俊、斉藤完治、岡田 恒、益田恵吾：在来軸組工法木造住宅の地震時挙動に関する実大静的繰返し水平加力試験、建築研究資料、No.28、pp.1-47(1981)
- 13) 平嶋義彦、金谷紀行、畑山義男、神谷文男：筋違入り軸組の剪断性能とその構造解析(第1報) 軸組の水平剪断試験、(第2報) 軸組の構造解析、木材学会誌、27(12)、pp.845-854、および、pp.855-862(1981)
- 14) 平嶋義彦、金谷紀行、畑山義男、神谷文男：面材張り壁体および塗壁の剪断性能とその構造解析(第1報) 壁体の水平剪断試験、木材学会誌、28(2)、pp.97-106(1982)
- 15) 日本建築学会(編)：建築耐震設計における保有耐力と変形性能、pp.39-60、丸善(1981)
- 16) 最も仮定の少ない解析として、例えば；神谷文夫：面材を釘打ちした耐力壁のせん断剛性および強度に関する理論的研究、建築学会論文報告集、第309号、pp.86-94(1981)
- 17) 河合直人：木造在来構法耐力壁の耐力と剛性、建築学会大会梗概集、pp.73-74(1994)
- 18) 日本建築学会(編)：木質構造設計規準・同解説、「204 小規模な建築物」、pp.109-110(1995)
- 19) 飯塚五郎蔵、石井卓郎：和風仕口の引張耐力試験、建築学会大会梗概集、pp.1977-1978(1977)

3. 木造住宅の耐久性

阪神・淡路大震災では、木材の劣化、とりわけ「腐朽」と「蟻害」の著しい木造住宅の倒壊で多数の死傷者がでた。そのことによって、地震直後から、多くのジャーナリズムや一部の有識者は、これを「木造住宅の<老朽化>が地震被害を大きくした」と論じた。

この<老朽化>という言葉の問題点は後で述べるが、ここで、まず明確にしなければならないのは、世界に誇る日本の伝統的な木造建築をみれば分かるように、木材に耐久性がないのではなく、「設計・材料・施工・維持管理を含めた配慮さえすれば、木材の急激な経年劣化が構造体内で単純に生じることはない」ということ（この基本は、木造住宅に限ったことではない！）である。木材の劣化は主に生物による攻撃によるものであり、ある環境におかれて初めて進行するのであって、古いから必ず劣化している、とはいえないのである。そして「木造住宅の耐久性確保」は「生物劣化の制御」ということでもある。

さらに、木材への耐久性付与といえ、薬剤による防腐・防蟻処理に短絡化されることも多いが、それらの情報も十分に建築側には理解されていないように思われる。

こうしたことは、住宅の構造安全性や耐久性を確保する際の大きな盲点である。

本章では今後の木造住宅の耐震対策のため、木材劣化現象の正しい理解と木材劣化防止の基本的な事項を述べることにする。

3.1 耐久性確保の基本

3.1.1 木造住宅の「老朽化」

木造住宅の<老朽化>と地震被害の関連では、「腐朽・蟻害」と木造住宅の倒壊の因果関係を論証するためには、肱黒¹⁾の指摘にもあるように、こうした住宅は「耐震構造上の問題が無いにもかかわらず、劣化による構造体の断面欠損によって、当初の耐震性能が損なわれたことによって倒壊した」ことが実証されなければならない。確かに「木材が生物劣化」していた住宅の倒壊例が多かったことは事実であるにしても、その明確な実証は困難であり、むしろ状況証拠としては否定的である（1.2.1参照）。このことは、今後の研究がさらに明確な結論を導いてくれることになるだろう。

ともあれ、この論議の中では、かなり疑問がある言葉の使い方も散見されている。そこでまず、用語の定義から始めよう。

●老化・劣化・老朽化

木材工学辞典²⁾によれば「老化 (aging)」は「常温において徐々に進行する木材材質の変化。風化とは異なり、内部までほぼ一様に進行する。」、「劣化 (deterioration)」は「木材および接着剤・塗料などが時間の経過とともに、熱・水分・酸素・オゾン・紫外線・生物などの作用によって物理的・化学的変質を起こし、物性が低下する現象。」とそれぞれ定義される。すなわち、前者が木材実質の数百年単位での材質変化であるのに対し、後者は外部的要因によるもので、条件によっては数年で急激に変化する場合もある。

つきに「老朽化」であるが、これは建築大辞典³⁾では「建物、住宅等が耐久性、耐用性を失っていくこと。構造、設備などの物理的的老朽化と、社会の進展に取り残された利用性の点での社会的老朽化がある。」とし、「住宅の主要部分の腐朽破損の激しい住宅を<老朽住宅>という」といった定義をしている。また、広辞苑⁴⁾によれば、「老いて朽ちること。年をとり、または古びて、役に立たないこと。また、そのような人または物。」とあり、一例として老朽家屋という単語があげられている。ちなみに、この「老朽」の英訳は「**superannuated** (= too old for work or use、すなわち、使用に耐えないほど古い)」となっている。

したがって「老朽化」を物理的な意味に限定して解釈すると、確かに「老化」は「老朽化」の一要因なのではあるが、往々にして「老朽化」と「老化」が混同して捉えられがちであり、さらに「木材の老化は早いから、住宅の耐用年数が短い」という短絡的な考えにとられる可能性が大きいことから、震災等の調査では「老朽化した木造住宅」ではなく「劣化した木造住宅」と記述するのが、より適切な表現であろうと思われる。

●腐朽・腐食・腐敗

「腐朽 (decay)」とは「木材腐朽菌が木材に侵入し、細胞壁構成物を分解吸収して栄養源とするため、材組織が破壊されること」²⁾である。しかし、この他に木材の「腐食 (腐蝕)」「腐敗」という言葉も散見された。

建築大辞典³⁾では「腐食 (corrosion)」をきわめて幅広い現象に適用し、木材では「腐敗菌の繁殖によるものと害虫などの食害によるもの」をあげており、また金属では前述と同様の現象をさすとしている。しかし、この言葉は一般的には金属関係で多く用いられ、「純化学的あるいは電気化学的反応によって変質破壊される現象」をいい、木材に適用される場合でも「薬品によって変質・破壊されること」と定義している⁴⁾。また、「腐敗 (putrefaction)」は、一般に含窒素有機化合物の微生物の作用による嫌氣的分解をさす。

今回の震災の際に問題になったのは、明らかに微生物による好氣的生分解 (腐朽) と、シロアリによる食害であって「腐食」「腐敗」ではない。したがって、以上のような言葉の使い方は、それを用いる人々の意図に関わらず、少なからず木材の劣化に対して誤った対応を誘導する恐れがある。木材に限定して言えば、腐朽菌 (前述したように「腐敗菌」は不適當である) による「腐朽」と、動物による「食害」 (虫害: **insect attack**, 蟻害: **termite attack**) とは、それらの生じる条件と現象に異なる点があり、対応は当然異なるのである。

2. 1. 2 耐久性確保の考え方

木造住宅の耐久性を低下させる大きな要因が「木材の腐朽」であり、この能力のもっとも高いのは、木材腐朽菌の一つである担子菌である (この腐朽のメカニズムは後述する)。したがって「耐久性の確保」ということは、つきつめれば担子菌の生育条件 (栄養源・水分・温度) のいずれかを制御すればよい、ということになる。

このうちの「温度」については制御が難しいが、「水分」では木材の乾燥状態を工法的に確保することによって可能になる。

日本の木造住宅の歴史を考えてみても、徒然草に「家の作りようは、夏を旨とすべし」とあるように、日本の住宅は古くから高温多湿の気候に対処するシェルターであったが、これは同時に

表3.1 「在来」と「最近」の木造住宅の相違点

	「在来」の木造住宅	「最近」の木造住宅
住宅の考え方	開放型：風通しの良い家、夏向きの家	密閉型：防火・断熱構造、冬向きの家
材 料	耐久性のある樹種が容易に選べた、土台にクリ、ヒバ、ヒノキ、心持ち材など	耐久性のある樹種が容易に選べない、たとえばベイツガ、ベイモミ、スプルースが多い
生活様式	内湯は少ない、水回りは土間か下屋部分に多く置かれた	浴室・台所、便所がすべて一体になり、主屋内にある
建築様式	和風・真壁造、土台は露出し、乾燥が可能	洋風・大壁造、土台・柱は被覆され、防水と雨仕舞にたよる
構造形式	軒の出があり、足固めを用いたため、床下通風がよく、主屋が廊下等で囲まれている	主構造部分に外周壁が置かれ、軒の出が少ない
点検検査	構造材が露出しており、容易である	構造材が被覆されており、困難である
修 理	土台の取り替えや柱の根継ぎなど、技術が体系化されていた	技術が体系化されていない

住宅の耐久性を考えた工法でもあったと言える(表3.1)⁵⁾。したがって、現在でも十分乾燥した材を使う、あるいはその乾燥状態を維持できるよう、ソイルカバーや外壁通気層などの工法を採用することによって、一定の制御はできるのである。

しかし、最近の木造住宅では木材以外の材料が多く使われ、構造的にも密閉型に変化してきたことから、実際には、こうした工法上の工夫だけで木材の腐朽を制御するのは難しくなっている。

これは、日本住宅の近代史とも関連がある。たとえば、関東大震災や第2次大戦時の空襲による大火災の後、住宅の不燃化が社会的要求とされ、また、台風や地震に対する対策としてモルタル外壁と布基礎に代表されるような閉鎖系の工法が出現した。このとき、我が国の気象的条件は無視され、耐久性より防火性に重点をおかれた。

また近年では、1950年ごろから北海道のような寒冷地での木造住宅の居住性向上と不燃化を目指した寒地住宅工法が普及する際にも、やはり耐久性を十分に考慮することはなく、断熱と防火性に重点が置かれていた。これらの結果、ナミダタケをはじめとする木材腐朽菌の繁殖を助長し、シロアリの繁殖を容易にしてしまったのである。

このように、現在の木造住宅は、耐久性からみるときわめて不利な条件が多く存在しているといえる。

たとえば、防火工法としてのモルタル外壁である。これは、木材が水に曝されないよう、建築時には防水紙を使用するなどして、防水に心がけている。また、最近の住宅ではこれに代えて使用することが多くなった各種のサイジングでは、塗装によって防水性を確保している。しかし、これらの防水性は一般に数年間と考えられ、住宅メーカーや建材メーカーも維持管理の必要性を認めている。維持管理を理想的に行うことによって防水性を維持することは可能であろうが、コーキング材などの劣化や維持管理の手抜きなど、予期せぬトラブルによって水分制御ができなくなる事態も、事実上少なくない。ここで、フェールセーフ(安全装置)として、木材の防腐処理が必要となるのである。

この防腐処理とは、腐朽菌が木材を「栄養源」と摂取できなくなる状態にすること、つまり、腐朽菌の木材への侵入を防ぐための処理なのである。

蟻害の制御(防蟻処理)も、基本的には工法的配慮と保存処理による水と栄養源の制御によるであろう。ただ、イエシロアリなどの生息する地域では、シロアリが水を自分で運ぶので、土壌処理やシロアリの侵入を防ぐ工法上の工夫を重点的に行わなければならない。

3.2 木材の劣化

3.2.1 老化と劣化

劣化とは「物質が時間の経過とともに、熱、紫外線、酸素、オゾン、酸、アルカリ、水分、放射線、生物などの作用によって物理的・化学的に変質し、その物性を低下させる現象」である。劣化を引き起こすこれらの要因は、一般に「劣化外力」と呼ばれる。木材は、植物体である樹木から切り出されて住宅の材料として使われる全過程を通じて上述した様々な外力の作用を受け劣化する。

いわゆる「老化」は常温下で徐々に進行する木材材質の変化であるから、広い意味では劣化の一つと考えられる。木材が飽水状態の時と乾燥状態の時とは、成分的变化や物理的变化の様相や速度に相違があるが、乾燥状態下での老化を木材強度でみると、図3.1⁶⁾に示すように、通常のタイムスケールではほとんど問題にならないほど、きわめて緩慢に進行する。つまり、数～数十年程度の短期間では、強度的な「老化」はないと考えてよい。

例えば、30年近く屋根下地に使われていたエゾマツ材の材質劣化の測定結果では、日射や雪による寒熱過程や常時荷重下にあったにもかかわらず、そのヤング率は健全材のそれと全く同じであった⁷⁾。また、紫外線による分解もその透過深さがごく表面に限られるため、短期的には実用上問題にならないといえる。

したがって、木材劣化の最大の要因はこうした「老化」ではなく、動物、微生物による「生物劣化」といえる。

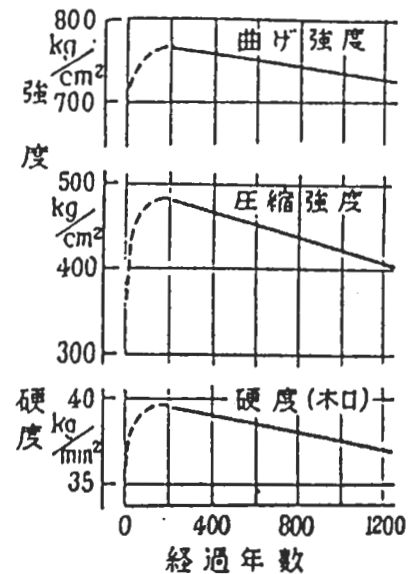


図3.1 木材強度の経年変化

3.2.2 動物による劣化

1) 木材を食害する動物の種類

木材を食害する動物を類別した一例を表3.2⁸⁾に示す。この表ではそれぞれの目に属する動物の例を掲げてあるが、実際に被害を与える種の数に上ると思われる。これらの動物は幼虫時代もしくは一生を通じて木材を食料として摂取するか、あるいは住みかとして利用する。

鞘翅目の大部分は立木あるいは生丸太の害虫である。これらは、成虫が立木の樹皮直下に穿孔あるいは産卵管を差し込んで産卵するので、特殊な場合をのぞき製材・乾燥した木材に被害を与えることがない。ときおり木造住宅で発見される被害は、原木や含水率の高い時に穿孔した親成虫か、その子孫が孵化脱出したことが原因である。

表3.2 木材を劣化させる動物

分類	例
昆虫類	鞘翅目 ルイスザイノキクイムシ、ヤチダモノナガキクイムシ、オオゾウムシ
	膜翅目 ニホンキバチ
	等翅目 ヤマトシロアリ、イエシロアリ
甲殻類	等脚目 ククイムシ
	端脚目 ヒラタクイモドキ
斧足類	無面目 カゴメガイモドキ、フナクイムシ

同じ目に属するヒラタキクイムシ科（ヒラタキクイムシ、ナラヒラタキクイムシ、ケヤキヒラタキクイムシなど）、ナガシクイムシ科（チビタケナガシクイムシ、カキノフタトゲナガシクイムシなど）、シバンムシ科（マツザイノシバンムシ、ケブカシバンムシ、クシヒゲシバンムシなど）および一部のカミキリムシ科（ベニカミキリ、イエカミキリ）は乾燥材に穿孔産卵して被害を与える。大部分は幼虫時代に材部を食い荒らす、一部は脱出した成虫が再び穿孔して繁殖する。全国的に分布するヒラタキクイムシは、幼虫がナラ、ラワンなどの広葉樹材中のでんぷんを食餌するため辺材を食害するが、針葉樹材を食害することはない。

以上のうち、耐震性能上注意が必要な昆虫は、地域によっては構造部材にも大きな被害をもたらすことがあるイエカミキリくらいで、その他はほとんど問題にならない。

膜翅目のキバチ（ニホンキバチ、ニトベキバチなど）も生丸太の害虫、また、甲殻類や斧足類の被害は海水中で生ずるので、いずれも住宅の場合では、劣化の要因にはならないと思われる。

2) シロアリによる木材の食害

木造住宅に最大の被害を与える動物はシロアリである。

シロアリはゴキブリの近縁種で社会性昆虫であり、特に下等シロアリは食材昆虫の代表的存在でもある。我国には現在14種の存在が確認されている⁸⁾。

ヤマトシロアリは、コロニーの個体数が1～3万程度で、乾燥に弱く、自ら水を運ぶ能力もない。そのため湿った状態の木材中で生息せざるを得ず、住宅内で水が常時供給されやすい部分に被害が限定される。分布は沖縄から北海道の砂川近辺まで広く、木造住宅の被害は札幌市でもしばしば見受けられる（図3.2）⁹⁾。

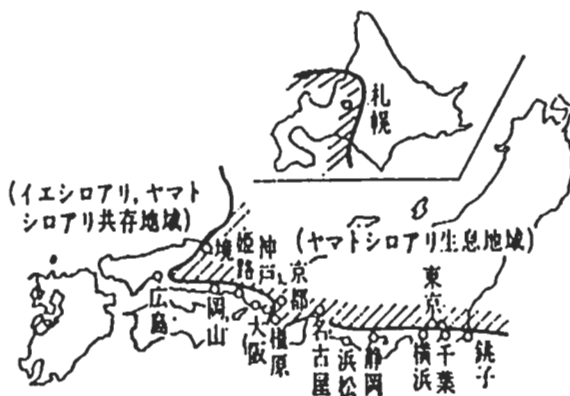


図3.2 シロアリの生息地域

イエシロアリの被害地域はヤマトシロアリのそれより狭いが、コロニーの個体数が数10万から100万に達するほど大きい。その上、水を運ぶ能力があり、乾燥している木材にも水を供給しつつ加害するので、住宅での被害は建物全てに及ぶ。したがって、住宅にとってはヤマトシロアリの被害より深刻な状態となる。その北限は現在のところ千葉県房総半島近辺であろうと思われるが、建築物の温湿度環境の変化に伴って徐々に北上しつつある。

他のシロアリの被害は沖縄や和歌山県など一部の地方に限られており、全国的に見ればヤマト、イエの両シロアリ（いずれも下等シロアリのミゾガシラシロアリ科に属する）が木造住宅の耐久性上もっとも重要な種といえよう。

いずれのシロアリとも、腐朽材、とくに褐色腐朽材を好むことが知られているが、これは腐朽の結果、材が柔らかくなることと、誘因物質ができる場合とがあるためと考えられており、実際いくつかの木材腐朽菌によって生産される代謝産物の誘因効果が確認されている¹⁰⁾。したがって、シロアリによる被害は木材腐朽菌の被害と同居して発見される場合も多い。

とくにヤマトシロアリの被害は、木造住宅では台所、浴室などいわゆる水回りでの多く見られ

るとされているが、近年の住宅工法の変化にともなって、各地の地震被害の際に明らかになっているようにモルタル壁内の柱、間柱、たる木などを含め、著しい場合には屋根下地まで食害されている場合がある。

これらの被害はいわゆる出隅入隅の部分に多いが、こうした部分は構造的にも応力が集中するところなので、モルタルの亀裂が発生しやすいうえに、雨水があたりやすく水が供給されやすいためと考えられる。北海道などの寒冷地の場合には、これらに加えて壁内結露（この原因については後述する）による水分供給で同様の事態が引き起こされる。なお、30°C以上の時や低温時には、暑さや寒さを避けて地中や木材中にひそんでおり、被害の進行は盛夏前後がもっとも著しい。

3.2.3 微生物による劣化

はじめに述べたように微生物による木材の好氣的分解を腐朽という。1900年代初頭から現在までに明らかにされているところでは、原核生物である細菌をはじめとして、接合菌、子囊菌、不完全菌、担子菌と多岐にわたる真菌が木材の腐朽に関与する（表3.3）。

微生物	腐朽様式あるいは型
細菌・放線菌	細胞壁をトンネル状、空洞状に分解、また細胞内腔側から浸食など
接合菌・子囊菌・不完全菌	軟腐朽・白色腐朽
担子菌	褐色腐朽・白色腐朽

これらの微生物が木材を腐朽する能力には大きな差異があり、主役となる微生物は条件によって異なる。担子菌による褐色および白色腐朽については次項で述べるが、例えば、土壌中や水中では、酸素が不足するために担子菌以外の微生物が活動し、軟腐朽が高頻度で起こる。

軟腐朽は木材表面がスポンジ状に侵害される型のもので、木材の組織構造の2次壁S₂層のセルロース・ミクロフィブリル配向に沿った穿孔（cavity）を作ったり、細胞内腔壁に浸食痕(erosion)を形成することを特長としている(図3.3)¹¹⁾。

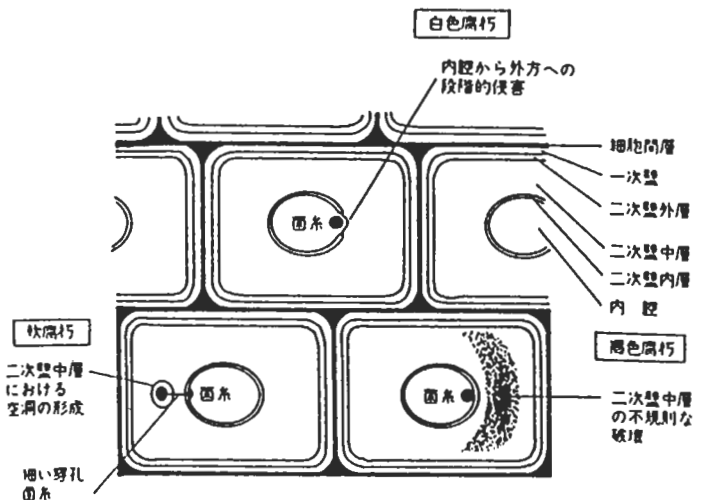


図3.3 各腐朽型の細胞壁侵害様式

しかしながら、昔の建築様式のように構造部材を直接土中に埋め込むような工法はないのが普通であり、石あるいはコンクリート製の束やコンクリート布基礎の上に立つ木造住宅に限定して考えると、いずれの部位でも好氣的条件が整っており、腐朽の主役は担子菌によることは間違いない。

3.3 木材の腐朽とその特徴

3.3.1 腐朽型と腐朽条件

木材腐朽を引き起こすのは、主として担子菌のなかのヒダナシタケ目に属する一群である。

担子菌による木材の腐朽には、**褐色腐朽**（主としてセルロース、ヘミセルロースをはじめとする炭水化物が分解消費される）と、**白色腐朽**（リグニンをも同時に分解消費される）がある。これらの名前は、腐朽した木材の色調が褐色あるいは白色に変化するために名付けられたのであるが、後述するようにその物理的、組織的変化の特徴をよく反映している。また、前者はどちらかといえば針葉樹材つまり住宅の構造部材で生じやすく、後者は広葉樹材で生じやすい。白色腐朽は土壤中でも比較的高頻度で生ずる。

これまでに確認・同定された建築物の木材腐朽菌は十数種に及び¹²⁾、そのほとんどが褐色腐朽菌である。これは、住宅の構造材のほとんどが針葉樹材であることと関連している。

腐朽材は**外見的特徴**から、褐色方形腐朽（腐朽材が立方体状に崩壊する）、あるいは両者に共通的な型として孔腐朽（スポット状に腐朽する）、海綿状腐朽（全体的にスポンジ状になる）、輪状腐朽（腐朽部が年輪に沿って広がる）などと分類されている。これらのうち住宅の部材で重大な強度低下をきたすのは褐色方形腐朽であろう。これらの菌が生育する条件を表3.4¹³⁾に示す。

菌の**エネルギー源**や菌体を構成するためには炭素化合物、窒素化合物、無機成分などが必要であるが、ほとんどの場合、これらを全て木材で賄っている。ただし、ナミダタケのように土壤中の窒素や断熱材あるいは壁に使われた材料中の無機成分を利用する場合もある。

生育適温については種による違いがあるが、生育可能温度はナミダタケのような一部の低温菌を除きそれほど大きな差はなく、居住環境に近い条件である。

水分条件としては、理論的に木材中の自由水が存在する繊維飽和点以上が必要とされるが、実際には20%以上の含水率になれば腐朽菌が生育できる。また、種にもよるが、一旦木材中に侵入定着した菌は、乾燥状態が多少長い間続いても死滅せず、カワラタケやマツオオジなどが25℃で45~60%程度の材含水率になっても3~5年間以上も生き続けたというデータもある¹⁴⁾。したがって、夏期に高温高湿の我国の気候は木材腐朽にとっては好都合で、逆に木造住宅にとっては欧州や北米とは比較にならないほど厳しい環境に置かれているといえる。

空気中の**二酸化炭素分圧**の生育に及ぼす影響はほとんど調べられていないが、ツリガネタケ、カイガラタケなどでは二酸化炭素を10%にするとむしろ生育が促進されるという報告¹⁵⁾もあり、あまり阻害的要因にはならないと考えられる。

なお、腐朽菌が生育する（すなわち、木材腐朽が進行する）条件は、温度や水分状態によって異なるので、南北に長い我が国では**地域差**がでることも容易に想像できる。実際、同一ロットから採取したスギ辺材を北海道から沖縄の各地域で、非接地状態の屋外のコンクリート平板上に5年間暴露した後、腐朽による重量減少率や曲げヤング率低下率を測定した結果¹⁶⁾によれば、若干の例外はあるものの、北海道、中部山岳地帯のような寒冷地ではそれらの率が小さく、北陸、温暖な近畿から九州にかけての地域では大きくなること（重量減少率では2~45%の範囲にばらつく、図3.4参照）が分かっている。

表3.4 木材腐朽菌の生育適温区分

区 分	生育適温	菌 名
好低温菌	24℃以下	イドタケ、ナミダタケ、ホシゲタケ イチョウタケ、オオウズラタケ、カイガラタケ、カタウロコタケ、カワラタケ、スエヒロタケ、チョークアナタケ、マツオオジ、マワタグサレダケ、ワタグサレタケ
好中温菌	24~32℃	アカゲカワラタケ、キカイガラタケ、ヒイロタケ
好高温菌	32℃以上	

3.3.2 腐朽による木材の強度的変化

組織構造の面から見れば明らかなように（図3.3）¹¹⁾、木材の強度を本質的に担っている細胞壁の主要部が腐朽によって消失するのであるから、重量が減少するとともに各種の強度が低下する。

曲げヤング係数に関しては、先の文献¹⁶⁾に曲げヤング係数と重量減少率（健全時の重量に対する腐朽による重量の減少率）の関係が示されている（図3.4）。これによれば、その関係は比例的ではなく、10%の重量減少でもヤング係数は初期の60%程度まで急激に低下することが示されている。

木材腐朽菌の純粋培養下における腐朽と強度低下との関連を検討した多くの実験結果では、腐朽のきわめて初期には衝撃曲げ強度がきわめて鋭敏に反応し、重量減少率が1%程度でも、多い時には40%近く低下する¹⁷⁾。これは通常の静的な力が負荷されている時には、あまり問題とならないが、地震のようにきわめて短時間に衝撃的な力が加わる時には大きなマイナス要素になる。

褐色腐朽菌（オオウズラタケ）と白色腐朽菌（カワラタケ）のスギ辺材に対する静的曲げ強

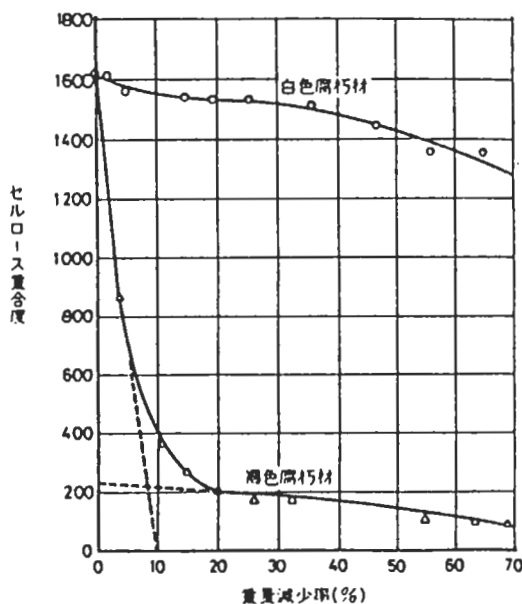


図3.6 腐朽によるセルロース重合度の変化

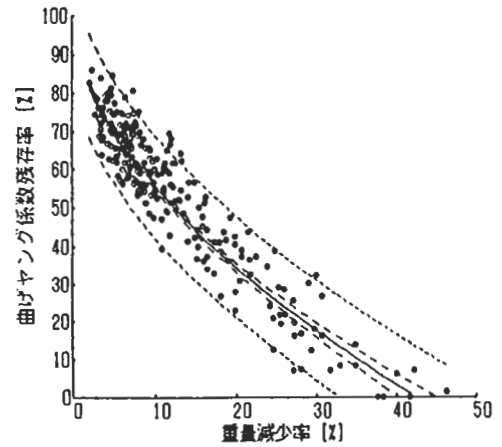


図3.4 重量減少率と曲げヤング係数残存率の関係（スギ辺材5年間暴露後）

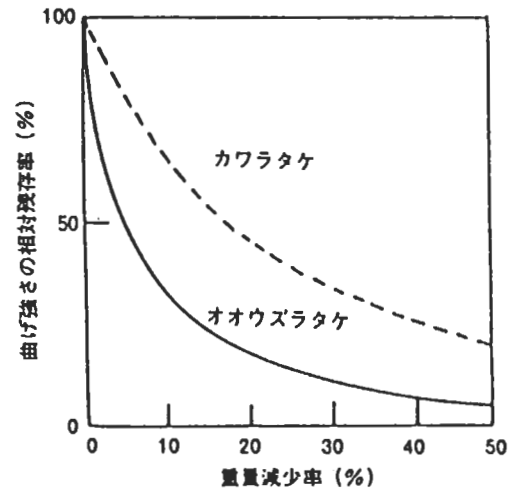


図3.5 腐朽による重量減少率と曲げ強さ残存率の関係（スギ辺材、1x1x16cm）

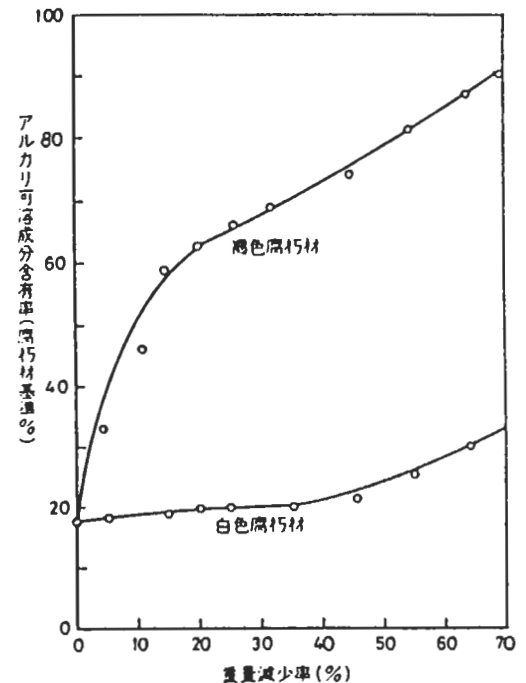


図3.7 腐朽による1%アルカリ可溶分の変化

度に及ぼす影響は図3.5¹⁸⁾のような概念図で示すことができる。図は、褐色腐朽の方がごく初期に急激な強度低下を起こすことを示している。

すなわち、褐色腐朽菌は木材の曲げ強度に寄与しているセルロースの鎖を、腐朽のごく初期に低分子化し、その断片をすぐには消費しないで蓄積するので、褐色腐朽材は重量減少が少ないわりには強度低下が急激に起こるのである(図3.6)¹⁹⁾。この現象は1%アルカリ可溶分が多く蓄積されることから支持される(図3.7)¹⁹⁾。

これに対して白色腐朽では、セルロースの低分子化が緩やかに進行し、しかもそれらの低分子化物が速やかに分解消費されるので、重量減少と強度減少との関係が褐色腐朽より比較的比例的に起こる。

腐朽による曲げ強度の低下例として、今回の地震調査で、現場で木材の強度を推定する方法として採用した、ピロディン(PILODYN:スイスProceq社製、ピン直径2.5mm、図3.8に概念を示す)の打込み深さとの関係を示す。この測定器は、木材の腐朽が進行し、材が柔らかくなると、ピンがより深く材中に入っていくことを応用したもので、強度とピロディン打込み深さ P_e の関係は一般的には反比例の関係にある。

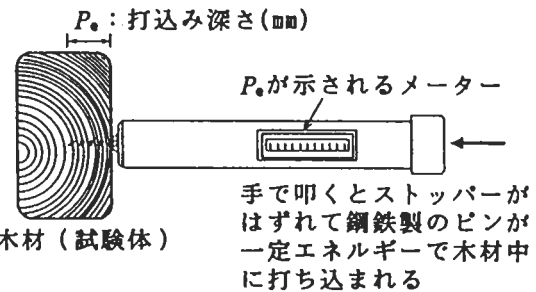


図3.8 ピロディン測定概念図

図3.9に田中ら²⁰⁻²¹⁾によるスギおよびエゾマツ腐朽材に対する曲げ破壊係数MORとピロディン打込み深さ P_e との関係を示す。当然ながらMORと P_e との負の相関関係には樹種特性があるので、これらのデータから一般的な樹種における関係を推定することは正確ではない。しかしMORと P_e との関係は、密度(重量減少率)と強度の関係を裏付けているものと考えられる。

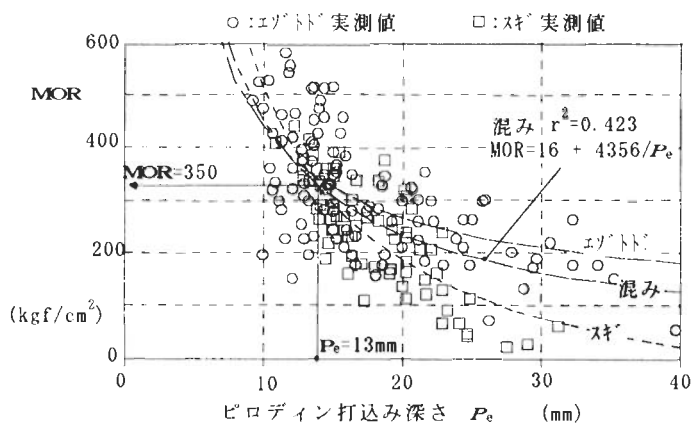


図3.9 曲げ破壊係数とピロディン打ち込み深さの関係(原報告の図から再プロットしたもの)²²⁾

3.4 木材の劣化と構造劣化の関連

3.4.1 木造住宅の被害と木材の劣化

今回の地震における木造住宅の倒壊のプロセスは十分に解明されたわけではない。しかし、多くの調査結果から見ると「モルタル壁の落下」「軸組の損傷・破壊」「全体の崩落」の順に、しかも、極めて短時間のうちに進行していったものと思われる。

ここで、今回の震災の際多数見受けられた筋違い部分や隅角部の柱と土台の接合部についての状況を、木材の生物劣化の面から考えてみると以下ようになる。

まず、腐朽や蟻害の引き金になる水の木材への供給速度は、木材中への水の自然浸透速度に依

存する。そして、一般に繊維方向の浸透性は繊維と直角方向の数十倍に達する。

軸組工法では、筋違いの木口、土台のほぞ孔部分の木口及びそのほぞ孔に差し込まれる柱木口部分が90cmピッチで外壁に沿って作られており、隅角部では土台同士の木口部分が接合され、その上に柱の木口が差し込まれることになる。しかも都合の悪いことに、外壁内部の土台に近い部分や隅角部は結露水や雨水が供給されやすい。

木口から水が供給され腐朽条件が整って腐朽菌の侵入が始まると、木口からの菌糸の進行速度が他の面からのそれよりきわめて早い²³⁾ので、二重の意味で不利な状況下におかれることになる。そして腐朽した木材は水を吸収しやすいので、腐朽が加速度的に進行し、さらに蟻害が加わることになるのであろう。今回の破壊した構造物における木材の劣化状況は、こうした過程をよく示している。

さらに、現在、釘や接合金物なしで木造住宅を建てることはできない、といってよい。しかし、これらの使用は木材の耐久性の点から見ると、きわめて矛盾した存在でもある。とくにモルタル壁の落下は下地との釘接合、軸組の損傷・破壊は羽子板ボルト等の接合金物付近（この部分は断面欠損の大きいこともあるが）で起こっていることが多いことを見ても明らかである。

したがって、構造体としての木造住宅の劣化を考えると、これまで述べてきたような木材の劣化に関する情報だけではなく、木材同士を繋ぐ各種の金属類やその他の材料の存在とそれらの劣化、および全体としての構造的な挙動を検討しておく必要がある。

3. 4. 2 木材の初期含水率と構造性能

使用された木材が建築時にどのくらいの含水率であったか、という点は重要である。すなわち、未乾燥材を主要構造用・下地用として用いた際に起こりうる問題点として、内部に含まれる水分と材料劣化の関係、さらに直接的には接合部分の材の乾燥に伴う収縮・割れと構造性能との関連がある。前者については3.5.1で述べることにし、ここでは、後者について考える。

この点に関し、神谷は実験室レベルではあるが、乾燥に伴う接合部のせん断性能の影響について実験（2面せん断）を行っている²⁴⁾。一部を表3.5、図3.10に示す（試験体数は各条件5～7体）。これによれば、乾燥材に釘を打ったとき、その後の時間経過による影響は無視できるが、未乾燥材では、乾燥に伴うせん断抵抗の低下は、とくにスリップの小さい範囲で著しく、釘耐力評価の根拠になるスリップ1mm時では当初から乾燥材を使用したときの45～60%、また、最大耐力では65～80%である。さらに、この結果からの実大壁耐力のせん断性能の予測しており、未乾燥材を使用した壁材の6ヶ月経過後のせん断耐力は、当初から乾燥材を使ったときの80%になる、としている。

本論文中では、こうした現象についての理論的説明はとくに行われていない。また、錆についての記載もないので、釘・木材の劣化と、釘周辺の木材の割れなどによる保持力低減のどちらの影響が大きいかは特定しにくい。しかし、ここで注目すべきは、含水率が21%（これも市場では「乾燥材」

表3.5 試験体の概要

	BO-0	BO-6	B6-0	B12-0	B12-6	S	N	S-C	N-C
添え板	7.5mm, ラワン合板					12mm, 石膏ボード			
スタッド	204					204			
釘	CN50					GN40			
釘打時MC	21	15	14	14	Green		14~16		
試験時MC	21	15	15	14	14~16				
釘打ち→試験(日)	3	180	3	0	6	730	1100	0	0

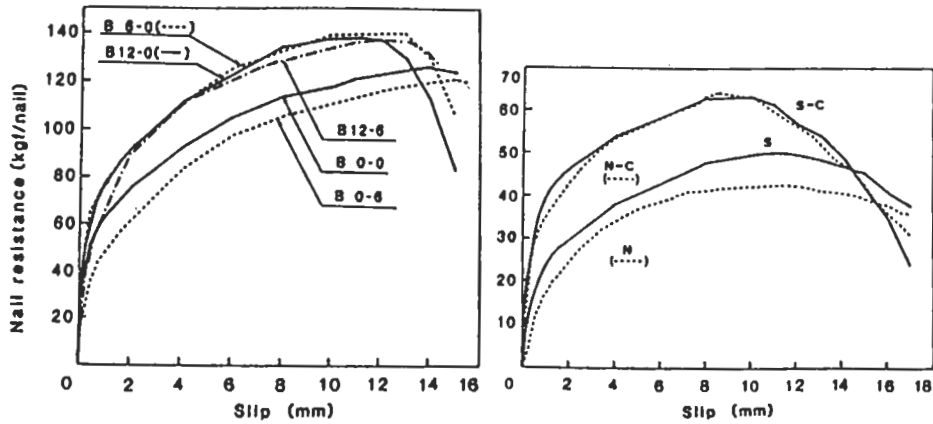


図3.10 釘打ち部材のせん断試験結果

(横軸：変位量、縦軸：釘1本あたりのせん断荷重、試験体の種類は表3.5を参照)

である)から15%に変化しただけでも、釘耐力が相当に低下していることである。これは繊維飽和点(含水率25~30%)以下の領域で、はじめて収縮など様々な材質変化が進行するのであるから、木材の物理現象から考えると、いわば当然のことともいえる。

なお、本実験では端部の割れを防止するため、材料にシールを施している。したがって、実際の住宅では、釘打ちの端距離が足りない例も多く、割れの影響がかなりあるものと思われる。

3.4.3 釘・接合金物の劣化

つぎに、釘・接合金物の劣化(腐食)と木材の劣化の関係について考える。これら金物類のほとんどは、化学的には「鉄」であるので、以下、これに限定して話を進める。

まず、木材と鉄の接触面での劣化メカニズムは、釘の場合を例に取れば概ね以下のように考えられている²⁵⁾。

- ①鉄が木材との界面で水(結露水の場合もある)と反応して酸化鉄(錆)になる
- ②錆は木材を熱分解しやすくさせるとともに、空間に露出している部分が陰極、内部が陽極になって、釘と木材の双方が徐々に劣化する。
- ③釘が痩せることによって木材との間に空隙が生じる
- ④空隙に水が滞留しやすくなり、劣化が促進され、腐朽菌が活動しやすい状態になる

以上の状態を経たのち、とくに褐色腐朽では、腐朽が始まると材の含水率が高くなるとともに酸が蓄積し、その酸が釘の劣化を促進するという悪循環に陥ることが容易に想像できる。

したがって、釘・金具の劣化の問題では、錆による断面欠損等で、それ自体の強度が低下する、ということにとどまらず、木材との接触面で、熱と生物による木材劣化を促進していることを、まず理解することが重要である。

こういった点を念頭に置いて、今村による実大住宅(築後3~34年の枠組壁工法および在来構法)モルタル壁内における釘の劣化度に関する調査結果²⁵⁾を見てみよう。

これは、釘の劣化度Dを目視によって5段階評価法($1 \leq D \leq 5$ 、図3.11、表3.6)によって区分し、経過年数、せん断耐力、材の腐朽との関連を検討したものである。結果は図3.12-13のようである。また、劣化度4(約40年経過後)のとき、初期せん断耐力(劣化度1のとき)の






劣化度	基準	例
1	微小さび	
2	表面部分的さび 肉眼的損傷なし	
3	表面全面さび 内部健全	
4	部分的損傷 原長維持	
5	原形不明	

図 3.11 釘の劣化度評価基準

表 3.6 劣化した釘の測定結果

建物の種類	枠組壁	在来	在来	枠組壁(?)
使用釘	CN50	N32	N38	L=50, d=2.15
経過年数 (t)	3	11	13	34
釘の劣化度 (D)	1.0	169	0	0
	1.5	19	0	1
	2.0	21	0	4
	2.5	11	7	1
	3.0	55	18	8
	3.5	3	20	2
	4.0	6	12	2
	4.5	0	0	2
	5.0	0	0	0
	計	284	57	20
平均	1.64	3.32	3.00	3.93
標準偏差	0.892	0.473	0.822	0.814

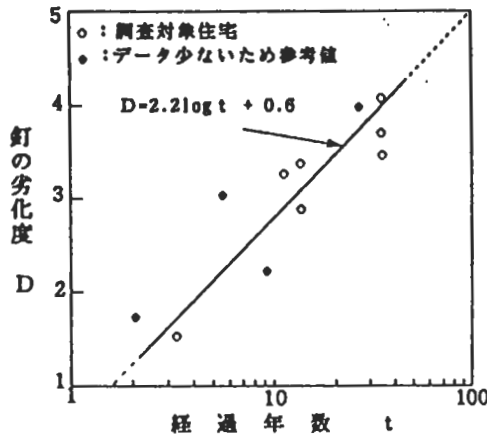


図 3.12 モルタル塗り壁における釘の劣化度

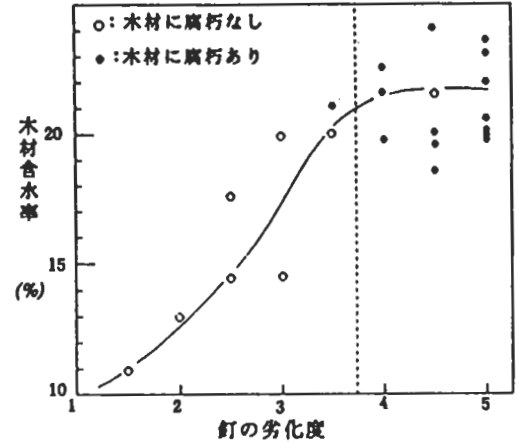


図 3.13 木材の含水率と釘の劣化度と住宅の経年変化

50%に低下することが報告されている。

このデータによれば、ほぼ釘劣化度 3.5を境にして、これを超えるものでは木材の腐朽率が急激に高くなっていることが分かる。このときの木材含水率は約20%であり、上記の劣化メカニズムの③～④に相当した状況になっていたものと想像できる。釘の形状は見た目にも損傷が確認できる状態であろう。

なお、釘のせん断力については、新築時に平衡含水率条件の材料を使用していたとは考えにくく、先の神谷の報告²⁴⁾ からみて、劣化度1のとき、すでに本来の初期耐力をかなり下回っていた可能性が大きい、と考えるべきであろう。とすれば、劣化度4では、管理された条件での耐力の20～30%しかなかった、ということになる。

調査住宅は調査時点から逆算すると1950～80年代に建てられたものであるが、その初期性能、壁内の換気状態、維持管理状況については不明である。したがって、本データで劣化度 3.5が築後20年くらいに対応している、あるいは劣化度4（築後約40年）の釘のせん断力が初期の50%に低下した、といった結果をもって、釘と木材接触部の強度的な耐用年数を決定するのはやや早計と思われる。

また、高湿度環境下（木材の平衡含水率は繊維飽和点に相当）における釘接合部分の錆の発生、径の減少、耐力の低下については宮村の報告²⁶⁾ がある。これによれば、錆はきわめて早い段階

で発生し、主材に湿潤材（側材はパーティクルボード）を用いたときでは、主材に挿入された部分の中央部で最も釘径の減少率が高い。この部分の18ヶ月経過後の減少率は、N32（径1.9mm）、N50（径2.75mm）、CN50（径2.87mm）それぞれで、約40、35、18%となっている。

以上の結果から、金属・木材接触部の耐用年数の予測には、今後の実験的検討が必要と考えられるが、いずれにしても、鉄と水の存在は木材の劣化に大きく影響しており、これを設計・施工・維持管理の面からコントロールすることの重要さは十分読みとれると思われる。

3.5 耐久性付与の方法

3.5.1 水分の制御

1) 木造住宅に関係する水とその対策

木造住宅の耐久性の面から水分の制御を考える時、その水の発生要因を特定して対策をたてる必要があり、これが高耐久性を確保するための一つの手段である。また、水の制御ができれば、直接的に腐朽菌の生育条件をはずすという効果の他、担子菌以外の細菌、子囊菌、不完全菌等の微生物の孢子・菌体そのもの、さらにその代謝産物あるいは塵の発生も抑えられる効果が期待できる。

木造住宅に関係する水とその対策は、おおよそ次のようになる。

●**木材中の水分**：もともと木材は伐採直後には表3.7の<生材時含有水分量>を含んでおり、流通の過程で

表3.7 主な木材の比重・含水率・含有水分量

樹種	全乾比重	生材時含水率 (%)		含有水分量 (kg/m ³)				
		辺材	心材	生材時		含水率 35%時	含水率 25%時	含水率 15%時
				辺材	心材			
スギ	0.35	140	80	490	280	122.5	87.5	52.5
ヒノキ	0.40	200	40	800	160	140.0	100.0	60.0
アカマツ	0.50	140	50	700	250	175.0	125.0	75.0
カラマツ	0.45	80	40	360	180	157.5	112.5	67.5
エゾマツ	0.38	200	50	760	190	133.0	95.0	57.0
トドマツ	0.35	180	60	630	210	122.5	87.5	52.5

注) 全乾比重、生材時含水率は概数値、含有水分量はこれから求めた計算値である

状態になっている。したがって、この差の10~20%分の水が建築後、材外に放出されることになる。

これについては「乾燥材を使う」あるいは「材が乾燥しやすい」状態にすることが、まず必要である。しかし、最近のような密閉型の住宅では、材は乾燥しにくい条件に置かれることが多く、未乾燥材のような含水率が高い材を使用したとき、その設置条件での平衡含水率に達するまでに、長い時間を要することがあるので、とくに工法上の配慮が重要なのである。

●**雨水**：文字通り雨水、ひょうあるいは雪などである。寒冷地での凍害によるすがもり、地面から外壁などに跳ね返る水なども含まれる。

●**土壌水**：床下土壌が露出している一般的な住宅で、床下土壌表面から蒸散する水。

以上の2つの制御は、屋根の形状と外壁の耐水性を高め、かつ壁内や床下内に防湿層を設ければ、使われている材料の耐久性に比例してかなり確実なものとなる。

●**生活水**：生活にともなって水廻り（台所、便所、浴室など）で使用され、廃棄される水。これに関しては、上水道から下水道までの配管に故障を生じない限り問題はない。ただし、通常壁内や床下に配管されるため、故障の発見が遅れるおそれがあるので、外部から何らかの方法でチェ

ックできる工夫をする必要がある。

●**結露水**：住宅内で発生する水蒸気が外気との温度差で結露する水、内壁あるいは窓ガラス表面だけでなく、壁内結露、床下結露も含む。また、水道配管表面などの結露も検討の対象となる。これは、実際の住宅においてもっとも制御しにくいであろう。結露は、湿度の侵入を許し、温度差があれば、いかなる材料の表面あるいは内部にも生ずるからである。

2) 内部結露の問題

床下や壁内部の構成材料表面での結露を**内部結露**と表現することが多い。壁の内部結露が生じるか否かは壁を構成するビニールクロス、石膏ボードあるいは合板などの面材、防湿フィルム、断熱材、防水フィルム、外壁材料（サイジングあるいはモルタルなど）など、それぞれの熱貫流率と透湿抵抗及び建物内外の温湿度差によって決まる。したがって、定常状態を想定して設計すれば結露を防ぐことができるが、実際には非定常状態になる上に、それぞれの壁構成材料の透湿抵抗が100%発揮されないことが多い。たとえば、防湿フィルムや各種の面材は、建築工事の過程で釘穴やコンセントボックスの設置などが行われるため、それらの透湿抵抗の低下を免れないからである。

熱貫流率の面でも、実際の建築ではしばしば断熱材の挿入が不完全な状態になるので、理論値よりかなりかけ離れた状態になると思われる。そこで、現状では壁内に浸入した湿流をなんらかの方法で外部に逃がす工夫がされている。その一つが外壁通気層である。

結露に関連しては、3.4.3で述べたような**釘や接合金物周辺の腐朽**も今後の検討の対象であろう。構造材に十分乾燥した木材を使った場合でも、釘・羽子板ボルトなどの金具が、外気に接した部分で冷却されるために結露が発生し（熱橋・ヒートブリッジという）、その結果できた酸化鉄（錆）によって木材が劣化することも考えられている。さらに、腐朽に必要な水が供給されやすくなり、第一鉄イオンと腐朽菌が作り出す過酸化水素との反応（フェントン反応という）が関わっているということからすれば、釘の周辺での腐朽が促進される可能性が大きくなる。

3.5.2 保存処理

我が国における近代的な木材の保存技術の採用、つまり工場的規模での保存処理材の生産は、1872年、新橋－横浜間に鉄道を敷設する時に始まる。

木造住宅の耐久化を図るために、木材の保存剤（主として腐朽と蟻害による劣化を防ぐ）として用いられてきたのは、主としてPCP（ペンタクロロフェノール）とPF（ジニトロフェノール・フッ化物）系およびクレオソート油、少し遅れてCCA（クロム・銅・砒素）系とクロルナフタリン、有機錫化合物などであるが、環境に対する配慮から、この数年でこれら保存剤の種類や使い方が大きく様変わりしている。

こうした保存処理材が住宅に採用され始めたのは1964年ころからである。それまでの保存処理はせいぜいクレオソート油を塗布する程度のものであった。これはヒバ、ヒノキなどの高耐朽性木材が入手しやすく、しかも閉鎖系の住宅建築がほとんどなかったことによる。土井らのグループ²⁷⁾の神戸市東灘区での調査によると、築30年前と後で腐朽・蟻害率が大きく異なっているが、これは保存技術の発展と関連しているのかもしれない。

ところで今回の地震で大破した住宅の多くで、保存処理がほとんど施されておらず、腐朽・蟻

害がきわめて多いことが、この他の報告²⁸⁻²⁹⁾でも指摘されているが、こうした傾向にさらに拍車をかけた原因の一つに、ヒノキに対する過信があったように思われる。ヒノキといえども刃材には耐朽性成分がほとんどなく高耐朽性を期待できない。さらに近年、ヒノキは産地間および樹齢等で耐朽性のバラツキがあることも明らかになっており³⁰⁾、高い耐朽性・耐蟻性を期待できない場合もある。こうしたことを十分認識せずに、被害住宅では刃材を含む、丸身つき土台さえもが使われていた。

また、耐朽性の大きい材は耐蟻性も大きいとはいえないことも、銘記する必要がある。

表3.7³¹⁾に示すように耐朽性が大きくても耐蟻性は中程度以下という樹種も多いのである。

したがって、腐朽と蟻害に対する確実なフェールセーフ機構を確保するためには、現在のところ、薬剤による保存処理を併用せざるを得ないであろう。

さて、工場規模で行われている保存処理法のほとんどは、加圧注入法である。この方法では、難注入材でも大きい薬剤の吸収量が確保できるように、インサイジング（木材表面に強度に影響のない程度の刺し傷をつける）が前処理として取り入れられているが、やや不十分な状況の場合も多く、本質的な注入性向上策が望まれている。

なお、現在加圧処理で使われている保存処理剤にはCCA系の他にアルキルアンモニウム（AAC）系、酸化銅系、ナフテン酸金属塩（銅および亜鉛）系などがある。この他に現場での追加的処理のために主として油剤の形態で塗布・吹付処理に使われる防腐・防蟻剤は、それぞれに有効な成分を混合するなどして製剤化し、市販されている。これらの製品に関する情報は日本木材保存協会や日本シロアリ対策協会で購入することができる。

3.6 木材劣化度の判定法

以上に述べてきたことは、いわば「これからの耐震設計法の開発」に関連したことで、そのためのフェールセーフ機構としての「耐久性確保策」であり、一つの方向としては、維持管理とそれを可能とする工法の開発が今後の重要な課題になっていくものと思われる。これは、本来我が国の木造住宅は、軸組工法で土台や柱など構造上主要な部材を露出することによって、劣化したら取り替えるという対応をしてきたことをみても、明らかである。

しかし、最近の閉鎖系住宅（耐久性対策からみた「既存不適格」とでもいうべきであろう）では、断熱性や気密性を高めるために大壁工法をとるようになったため、維持管理が簡単にできな

表3.8 建築用主要樹種の耐朽・耐蟻性

樹種	耐朽性				耐蟻性		
	大	中	小	極小	大	中	小
ヒバ	○				○		
ヒノキ・ベイヒ・ケヤキ・クリ	○					○	
ベイスギ	○						○
サワラ・ベイヒバ・ホワイトメランチ	○					?	
スギ		○				○	
ベイマツ・カラマツ・ダフリカカラマツ・ミズナラ		○					○
イエローメランチ		○				?	
ツガ			○			○	
アカマツ・クロマツ・ベイツガ・ブナ			○				○
アビトン			○			?	
トドマツ				○		○	
エゾマツ・ラジアタマツ・セン・ラミン				○			○
スプルーース・アガチス・マカンバ・シオジ・シナ			○			?	

いだけでなく、劣化の程度や劣化する危険性を容易には判定できない。そこで、まず住宅の判定手法が重要な鍵になる。

一般に木材の劣化度判定には、釘の引抜き抵抗や針の打込抵抗（3.3.2で述べたピロディンなど）、ドリル穿孔時のトルク、超音波の伝達速度や減衰を測定する方法、電気抵抗をはかる方法（腐朽すると含水率が上がるので変化する）などがある。しかしながら、これらは電柱や枕木など比較的形状が単純で測定の容易なものを対象にしている。この他に、実験的ではあるが腐朽や蟻害の判定にアコースティックエミッションを測定する方法などが試みられている。

住宅の土台や柱で露出している部分には、針の打込抵抗を測定するなどの方法が可能であるが、壁内部などの構造部材の評価はできない。腐朽が進行すると含水率が上がり熱伝導率が変わるので、外部から放射熱などを測定する方法なども考えられるが、関連する要素が多く判断が難しいと思われる。

現在のところは、床下から観察あるいは測定できる土台や柱の一部をできるだけ詳細にチェックするしかないであろう。ただし、増改築時には壁の中や床下を見ることができるので、こうした機会には是非ともできるだけ広範囲にチェックを行いたいものである。目視でシロアリの存在や腐朽菌の有無を確認するだけでなく、ハンマーによる打音やドライバーによる材表面の硬さ測定などを併用すれば、ある程度の劣化度判定が可能であろう。部材からのサンプリングが可能であれば、顕微鏡的に腐朽の有無を調査することもできる。

もっとも簡単な点検は目視によるものであるが、この際注意すべきは、建築物の腐朽菌のほとんどが、いわゆる「キノコ」らしい形の子実体を作らないので、腐朽菌の存在に気づかない場合があることである。菌糸が材表面に認められれば容易に腐朽の存在を認知できるが、イドタケなどのように材表面に土が付着したように形成される子実体などがあるので疑わしい場合には専門家の判断を仰ぐべきであろう。

また、床下などでは腐朽におよばなくてもカビが発生している場合がある。カビ発生条件は腐朽・蟻害の発生条件に近い場合もあり、カビ自体が腐朽菌の養分環境を有利にすることも考えられるので注意が必要である。

3.7 今後の展開

今後、住宅の気密化・断熱化が全国的に推進される気運が高まっている中で、初期の耐震性を構造的に確保するだけでなく、その初期性能をいかに長く維持できるようにするか、といった観点の重要性は明らかである。これは、4.の「調査班報告」の中でも触れているが、これまでの様々な報告でも、いくつかのイメージ的な図（図3.14）が示されている。

しかし、そのためには、防腐・防蟻といった「木材の保存処理」は、本来、水に関する何らかの欠陥が生じた時のフェールセーフ機構として考えるべきであり、以上で述べたように「工法で木材の乾燥状態を確保すること」がまず重要であることを、銘記すべきであろう。

かつて、北海道では気密化なき断熱化によって、快適な住環境が得られず、省エネルギー効果を上げられなかった。そしてそれだけではなく、住宅各部での結露を生じて住宅の耐久性を著しく低下させたという³²⁾。こうしたことも教訓として生かさなければならない。

地震に強い住宅とは新高時の強さを長期に保持すること
= 耐久性設計がキーポイント

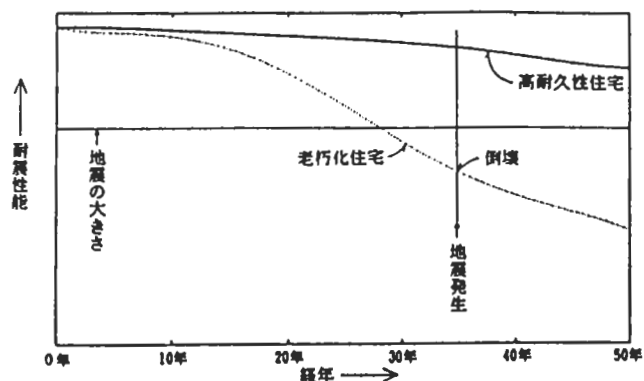
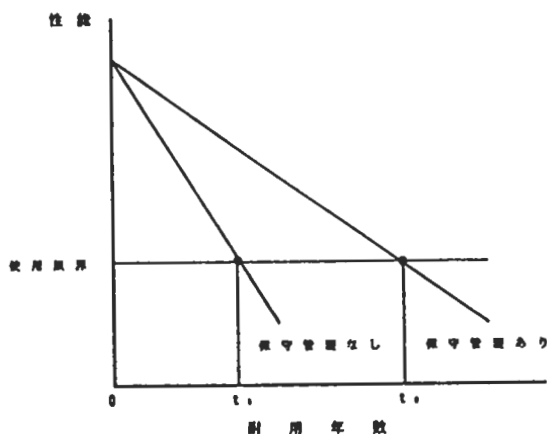


図-1 高耐久性計画
キーワード：雨仕舞・水廻り防水・防湿・地盤面防湿
動く空気・通気工法・換気



第1図 材料・製品の耐用年数

図3.14 木造住宅の耐久性設計に関するイメージ (左は須貝²⁸⁾、右は森³¹⁾による)

いずれにしろ、省エネルギー、快適な居住性などと構造的安全性、耐久性が統一的に追求されねばならない時期にきていると考える。

文 献

- 1) 肱黒弘三：木質構造体の耐久性能に関する考察、木材工業、50(11)、529-533 (1995)
- 2) 日本材料学会木質材料部門委員会編：木材工学辞典、p.708およびp.712、工業出版社 (1982)
- 3) 彰国社(編)：建築大辞典 第2版、p.1769およびp.1447 (1993)
- 4) 新村出：広辞苑、第4版、p.2730およびp.2242、岩波書店 (1991)
- 5) 肱黒弘三：日本木材住宅技術センター編 木造住宅 3、耐久性向上の手引、丸善、p.4 (1982)
- 6) 小原二郎：木材の老化、満久崇磨編 木材工学、p.314、養賢堂 (1961)
- 7) 土居修一ら：木質構造部材の耐久性 (第1報)、北林産試月報、No.361、6-9(1982)
- 8) 日本木材保存協会：木材保存入門、p.69(1995)
- 9) 布村昭夫：虫害、日本木材保存協会編 木材保存学、p.88、文教出版(1982)
- 10) 西本孝一ら：シロアリの道しるべ物質、化学、30(2)、105-111 (1975)
- 11) 高橋旨象：きのこと木材、p.57、筑摩書館 (1989)
- 12) 同上、p.78
- 13) 原口隆英：腐朽、日本木材保存協会編 木材保存学、p.36、文教出版 (1982)
- 14) W. P. K. Findlay: Forestry, 23, 112-115(1950)
- 15) V. Hintikka: The colonisation of litter and wood by basidiomycetes in Finnish forests, in "Decomposer Basidiomycetes, their biology and ecology (ed. J. C. Frankl

and et al.) ”, 227-239, Cambridge Press (1982)

- 16) 林野庁大プロ「国産針葉樹材の高付加価値化技術の高度化」全国劣化マップ作成チーム：第46回日本木材学会大会発表要旨集（1996）
- 17) W.W. Wilcox: Review of literature on the effects of early stages of decay on wood strength, Wood & Fiber, 9(4), 252-257(1978)
- 18) 今村祐嗣：AEモニタリングによる木材の劣化診断、木材研究・資料、26, 38-60(1990)
- 19) Cowling, E. B.: Chemical Modification of Wood During Microbial Deterioration, Holz und Organismen, 1, 91, suppl. Material und Organismen, (1965)
- 20) 田中俊成ほか：スギ間伐実大材の”PILODYN”により判定した腐朽度と曲げ強度、第33回木材学会大会要旨集、p.223（1983）
- 21) 田中俊成ほか：”PILODYN”により判定した腐朽度と曲げ強度（第3報）、第35回木材学会大会要旨集、p.330（1985）
- 22) 小松幸平：ピロディン打ち込み深さと木材の曲げ破壊係数の関係、1995年兵庫県南部地震による木材・木造住宅被害調査報告書、p.95、日本木材学会地震調査班（1995）
- 23) 松岡昭四郎：木材の耐朽性に関する研究（第3報）繊維、半径、および接線3方向の腐朽の難易について、林試研報、188、175-182（1966）
- 24) 神谷文夫ほか：乾燥を伴う時間経過が接合部の剪断性能に与える影響、木材学会誌、29-12（1983）
- 25) 今村浩人ほか：木造家屋の外壁における釘の劣化からみた木材の劣化環境、林試研報、345（1987）
- 26) 宮村雅史ほか：釘接合の高湿度環境下における釘径の変化について、昭和58年度建築学会大会梗概集、p.2221（1983）
- 27) 宮野道雄ら：平成7年阪神・淡路大震災木造住宅等震災調査報告書、261-269(1995)、木造住宅等震災調査委員会
- 28) 疋田洋子ら：平成7年阪神・淡路大震災木造住宅等震災調査報告書、270-278(1995)、木造住宅等震災調査委員会
- 29) 須貝 高：平成7年阪神・淡路大震災木造住宅等震災調査報告書、279-290(1995)、木造住宅等震災調査委員会
- 30) 西本孝一ら：産地別ヒノキの耐朽・耐蟻性、木材研究・資料、20、104-118（1985）
- 31) 文献10のp.75
- 32) 森 光正：大震災後芽ばえた消費者の目、木材工業、50(11)、561-562（1995）
- 33) 鈴木大隆ら：寒冷地技術のもたらすもの—住宅工法・設備からのアプローチ、新建築、第95号、96-100(1994)

4. 日本木材学会調査班による 地震被害調査結果

これまでの地震の際には、日本木材学会に所属する多くの研究者・技術者が被害調査に赴き、木造住宅の耐震性に関する様々な調査・提言を行ってきた。

しかし今回の地震では、木造住宅の被害が非常に大きく、社会問題化したことから、日本木材学会では組織としては初めて被害調査を実施し、とくに木材学の立場から、木材の樹種、腐朽・シロアリ被害、木材強度、接合部の被害状況等に力点をおいて調査を行った。

本章は、1995年3月、木材学会に提出されたその調査報告書をもとに、その後の討論結果を踏まえて再編集したものである。

4. 1 調査の概要

調査の日時、場所および調査員は表4. 1のとおりである。詳細はそれぞれの調査グループの報告に記載されている。調査地域のうち兵庫県伊丹市のみが最大加速度400～500ガル程度と推定されるほかはいずれも600～300ガル（震度階7）の地域と考えられる。

調査方法は人数、調査範囲が限られているため、数をこなす調査より、調査員の専門分野に応じて可能な限り木材学的見地から木造住宅、木材の被害に関する情報を収集することに努めた。

調査は木材強度・木質構造と木材の腐朽・蟻害の2つの側面に着目して進められた。そして、小松・飯島・土居のグループが主として前者に、高橋・吉村・足立のグループが後者に力点を置き、それぞれが概ね異なった経路で調査を進めた。各調査地域と調査物件を図4. 1に示す。

表4. 1 調査の概要

日 時	調 査 場 所	調 査 員
2月13日	西宮市を南北に調査	小松幸平（森林総合研究所・責任者）、飯島泰男、土居修一（以上、秋田県木材高度加工研究所）
2月14日	JR芦屋～JR摂津本山間、主としてJR北側を東西に調査	小松幸平、飯島泰男、土居修一
	同上、主としてJR南側を東西に調査	高橋旨象、吉村 剛、足立昭男（以上、京都大学木質科学研究所）
2月15日	阪急小林周辺～伊丹市郊外	小松幸平、飯島泰男
	阪急小林周辺～門戸厄神周辺	高橋旨象、吉村 剛、足立昭男

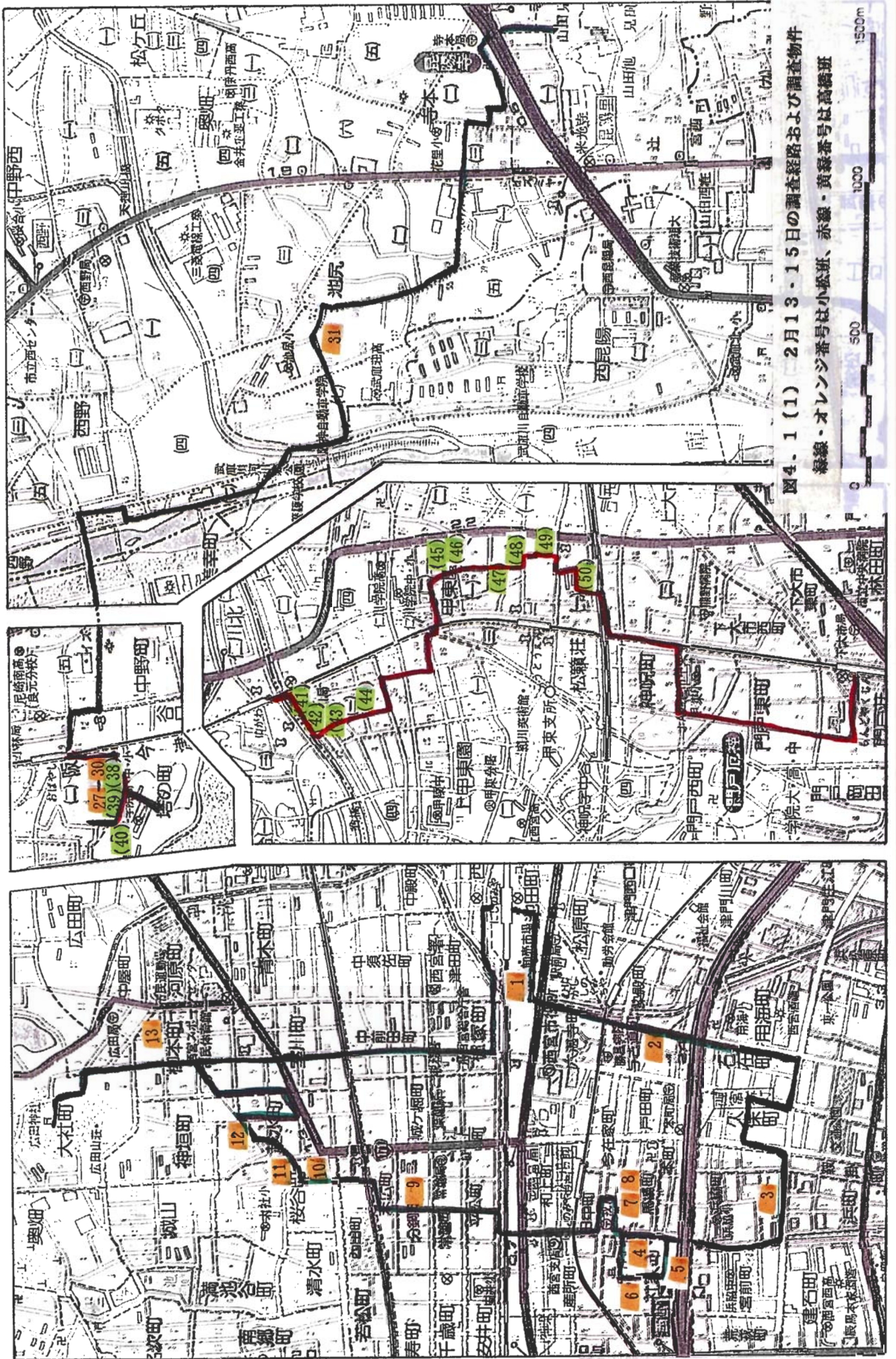


図4.1(1) 2月13・15日の調査経路および調査物件
 緑線・オレンジ番号は小松班、赤線・黄線番号は高橋班

4. 2 木材強度・木質構造の視点から

4. 2. 1 結果の概要

調査した木造建築物の結果を表4. 2に一覧した。

表4. 2 調査物件一覧(注; MC:含水率(%), Pe:ピロディン抵抗(mm), θ :傾斜角度(ラジアン))

No.	所在地	名称・種別	建築年	階数	構造種別	基礎	土台	柱・梁・桁	壁	備考
1	西宮市池田町	店舗併用住宅	古い	2	在来	レンガ、鉄筋?換気口あり	スギ、健全	柱:スギ、90mm角、MC=38、Pe=20(健全部)、30(腐朽部)	土塗り	
2	西宮市与古道町	住宅		2	在来、1F一部鉄骨					
3	西宮市浜町	松竹梅酒造倉庫	30年以上前	1	洋風トラス	コンクリート	ヒノキ、健全	柱:ヒノキ、120mm角、MC=16、健全、当初は土台にボルトで繋結、ボルトのない部分が多く、土台から抜け、トラス:1間間隔、方杖が柱を圧している、樹種は不明	土塗り、桁行き方向筋かないし、梁間方向鉄筋ブレースによる補強、モルタル外壁剥離、開口部付近変形顕著	軒に腐れ、シロアリ被害あり、隣接する鉄骨柱に支えられて全壊を免れた(?)
4	西宮市社家町	戎神社正門(?)		-	伝統(ラーメン?)	東石	なし	柱:ヒノキ、朱塗り、450mm角、MC=7、 $\theta=30/1000$ 、桁(差し鴨居?):若干緩み		変形軽微、ただし地震直後の状況が維持されていたかどうか不明
5	西宮市社家町	戎神社裏門(?)	1991.7	-	同上(開口4m)	東石	なし	柱:ヒノキ、MC=13~14、接合部割裂・座屈、地震直後は片側の柱2本約1mずつ、測定時(柱位置復旧後) $\theta=15\sim16/1000$		
6	西宮市社家町	戎神社倒壊物		?	?	?	?	梁:マツ、Pe=20~36	?	
7	西宮市馬場町	中央通り商店街店舗併用住宅(1F全壊)	1950	2	在来	?	腐れ、シロアリ	柱:2F小屋梁近くまで腐れ、シロアリ	木ずり、見かけ上腐れなし、モルタル大きく剥離	
8	西宮市馬場町	中央通り商店街店舗併用住宅(洋装店)	比較的最近	2	在来	あり、換気口不明	腐れなし	柱:ベイツガ、MC=12、健全、 $\theta=200/1000$ 、梁:ケヤキ、健全	1F:間口約2.5間ほぼ全面開口、0.5P程度の木ずり壁3カ所、筋かないし、モルタル・レンガ風仕上げ、1F全面・2F一部剥離	隣家(鉄骨?)に支えられている
9	西宮市分銅町	アパート		2	在来	布基礎、鉄筋入り	内部:MC=14~16、Pe=12~18、腐れ、シロアリ	内部柱:スギ、MC=12~14、Pe=8、健全、 $\theta=280/1000$ 、外部柱:ヒノキ、Pe=40	内部:土塗り、筋かないし、シロアリ、外部:土塗り、木ずり、細いたすき筋かない、モルタル仕上げ、ほとんど崩落	
10	西宮市桜谷町	アパート		2	在来			1.5間車庫オーバーハング部分柱:ベイツガ、褐色腐朽、MC=14、Pe=32		
11	西宮市桜谷町	アパート	古い	2	在来		スギ、シロアリ、腐れ、MC=14~15、健全部Pe=8、腐朽部Pe=20~32	柱:スギ、MC=13~14、シロアリ被害部MC=7~8	土塗り、竹小舞、木ずり、筋かい27mmのものわずか、間仕切り筋かないし	電柱で支えられている
12	西宮市越水町	住宅(民家型、全壊)	比較的新しい	2	在来			柱:ヒノキ、120mm角、梁:ペイマツ、120x300mm		調査票なし
13	西宮市柳本町	住宅(12棟ミニ開発)	比較的新しい	2	在来		腐れ、シロアリ被害顕著			
14	芦屋市月若町	住宅	比較的最近改築?	2	在来				裏側壁:腐れ、崩落、塀部材:スギ、イエシロアリ、腐れ、MC=10、Pe=28~36	
15	芦屋市月若町	アパート	20年以上?	2	在来	布基礎あり、換気口あり	ヒノキ、健全、一部初期腐朽、水回りMC=30	柱:ヒノキ、健全、MC=12~13、Pe=8~10、 $\theta=105/1000$ 、2F小変形	土塗り、木ずり、筋かい3つ割、N75~90の3本打ち	
16	芦屋市月若町	住宅		2	在来	布基礎あり、換気口あり		柱:ベイツガ、健全部MC=14、腐朽部MC=20、ガレージ部分 $\theta=160/1000$		
17	芦屋市西芦屋町	住宅	72年前	2	在来	東石、一部布基礎、2Fの梁の被害のあった部分の下は東石	一部シロアリ被害材残存(布基礎上)	柱:スギ、室内MC=8、ほぼ健全、玄関脇シロアリ被害材MC=7~8、健全部Pe=12、腐朽部Pe=40、横架材:2F一部的小屋梁落下、アリのみ、金具による補強なし	土塗り、下見板張り、筋かいは見あたらない	土台回りのシロアリ被害材を昨年取り替え

18	芦屋市 三条町	三条公園屋 外構築物 (バラソ ル型家屋)		-	-	ポール コン ストラ クシ ョン		柱: ベイマツ、230mmφ、MC=13、Pe=13、健全、基部曲げ破壊		
19	芦屋市 三条南 町	住宅(ミニ 開発)3棟 連続	20年前 くらい	2	在来(問 口2間)	あり、換 気口あり	ベイツ ガ、MC=10、健全	柱: ベイツガ、100mm角、健全	1F: 1Pの耐力壁、内 壁3mm合板、断熱材な し、仕上げモルタル崩 落、筋かい30mm、N100、 1本で柱に固定、引張で 釘抜け	最北の住宅全壊、こ この数値は中央にあっ たもの
20	芦屋市 三条南 町	アパート (芦屋レオ パレス)	1981年 以前? 最近外 装のみ 改築か?	2	在来		ベイツ ガ、イン サイジ ングなし CCA、健 全、MC=9	柱: ベイツガ、100mm角、土台一柱: Z マーク金物使用、健全、 $\theta=90/1000$	断熱材使用、筋かい42× 83、外装は乾式サイジ ングボード(バルブ混入セ メント板)、各戸のドア は完全に閉閉不能	隣家の鉄骨アパートに 圧されて損壊、庭木の 敷地にシロアリ被害材 存在、建物付属の階段 手摺材(モルタル外 装)にシロアリ被害あ り、CCA処理効果ありと 推定
21	東灘区 森北町	住宅	かなり 新しい	2	在来(問 口3.5 間)	あり、正 常	ヒノキ、 丸身つ き、MC=19、健全	柱: ベイツガ、105mm角、土台に短ほぞ 落とし込みのみ、金具なし、 $\theta=402/1000$	木ずり、モルタル、断熱 材使用、筋かいなし	1F 2Fの開口部がず れている、隣家に支え られて全壊を免れている
22	東灘区 森北町	住宅(ミニ 開発)4棟 コの字連続		2	在来	あり、換 気口あり	ベイツ ガ、100 角、MC=10~15	柱: ベイツガ、シロアリ、 $\theta=10/1000$ 、健全部MC=10、Pe=10	モルタル、筋かい30×100	ベランダ床板、玄関開 口部すべてシロアリ被 害
23	東灘区 森北町	住宅(1F 全壊)		2	在来		ベイツガ	通し柱: ベイツガ120mm角、MC=14、Pe =8~10、健全、羽子板ボルト等金物 使用、金物若干腐食、接合部で完全に 折損、2F中央柱: ヒノキ、シロアリ 被害、健全部MC=12~16、Pe=11	断熱材、内装石膏ボー ド、モルタル仕上げ、筋 かい85×28、釘2本打ち	隣家に圧された感じが する
24	東灘区 本山中 町	住宅(1F 全壊)	かなり 新しい	2	在来			通し柱: ベイツガ105mm角、MC=14、Pe =10、健全、羽子板ボルト、L型金具 等金物使用、金物健全、接合部付近で 完全に折損、2F床梁: 105×140、破 損なし、MC=12、Pe=12	断熱材、モルタル仕上 げ、筋かい3つ割り、N90 程度釘2本打ち、端距離 不足で効いていない	
25	東灘区 本山中 町	住宅(1F 全壊)	かなり 新しい	3	在来(問 口3間、 小屋裏利 用?)			1F-2F通し柱: ベイマツ105mm角、MC=12~15、Pe=10~12、健全、羽子板ボ ルト使用、金物健全、接合部付近で完 全に折損、管柱: 短ほぞ、金具なし、 桁: ベイマツ、95×150mm、低質、MC=10~14、Pe=12、健全、主要横架材同 主は羽子板ボルト、火打ちは釘3本斜 め打ち	1F 2Fモルタル、3F サイジング、筋かい25× 90、釘2本止め、金物な し、断熱材なし	2F-3Fの通し柱は なく金具による繋結も ない。3F部分のみ、 2Fにただ載せただけ の増築のように思われ る
26	東灘区 岡本町	大学院講義 棟(甲南大 学18号棟)	戦前	2	在来	レンガ	ヒノキ、 MC=10~ 14、Pe=10、特許 松平式シ ロアリ駆 除剤	柱: スギ、Pe=14		すでに撤去されており 詳細は不明
27	宝塚市 塔の町	S学園集 会施設(全 壊)	1993秋	1	在来(通 直大断面 集材・製 材混用)、 最大スパン 13m、約 70坪	あり、換 気口あり、異常 なし	ヒノキ、 155× 110、MC =13、健 全	柱: ヒノキ、145mm角、背割りあり、土 台に短ほぞ落とし込み、こみ栓(カ ン)止め、MC=10~12、2mピッチ、 横架材: ベイマツ集材(160b×400 ~600b)、製材、丸太を混用、和小 屋、横架材どうしには相欠き、金具補 強なし、火打ち: ラグスクルーM 12、1本止め	耐力壁筋かいの詳細不 明、明らかに絶対量不足	
28	宝塚市 塔の町	S学園宿 泊施設	1993秋	2	在来(お そらく同 上)、ス パン10 m、約 100坪	あり、換 気口あり、異常 なし	ヒノキ、 115× 110、健 全	隅柱: ヒノキ、165mm角は両側18cm広 がる、柱のほぞ折損、 $\theta=28/1000$ 、横 架材の詳細不明	妻側耐力壁4P(4m)、 耐力壁筋かいあり	
29	宝塚市 塔の町	S学園 No.27-28の 玄関	1993秋	1	在来(湾 曲集材) 、アーチ 部分スパン 4m、22 坪	あり、換 気口あり、異常 なし		アーチ部損傷なし	耐力壁筋かい、N70程度釘 3本斜め打ち、引き抜け	
30	宝塚市 塔の町	S学園移 設民家	不明	1	伝統(問 口8間)	あり、換 気口あり、異常 なし	異常なし	大黒柱: スギ、230mm角、横架材との取 り合い部分に割れ、 $\theta=20/1000$ 、横架 材: 大黒柱に大入れ、込み栓(カン) 打ち、横架材のほぞ、断面欠損部で破 断、梁は無傷	たすき筋かい、軸ボルト による補強、引張破壊	瓦の落下なし、移設時 に補強した様子あり
31	伊丹市 油尻	小規模家 屋	建築途 中	1	在来	あり	ヒノキ、 異常なし	柱: ヒノキ、横架材とはほぞ・こみ栓 止め、土台とはほぞ・金具使用不明、 横架材: ベイマツ、横架材同士はボル ト繋結	土盛り、筋かいは厚さ 20mm程度、上部は柱、下 部は土台に欠き込み、N50 程度の釘4~5本打ち、 地震時に抜け、ほとんど 効いていない	認識票なし

4. 2. 2 用途・形式別被害状況

調査対象数は31で、住宅以外の構造物も含まれている。それらの建築年代、様式は様々で、住宅の中には築後72年のものから、数年以内のものまでであった。そして、被害の程度は建築物の構造的な配慮によってもかなり異なっており、単に建築年代のみで耐震性は論じられない。そこで、被害構造物のうちの特徴的なものをいくつかの用途・形式によって区分して状況をみておく。なお、以下の写真等の説明では、含水率をMC（%、高周波型含水率計DELTA-5を使用）、ピロディン抵抗をPe（mm、現場で簡単に木材の強度を推定する方法として、ピロディン-PILODYN：スイスProceq社製、ピン直径2.5mm—でその打込み深さを測定）、構造体の傾斜角度を θ （ラジアン、1mの下げ振りと30cmの竹製物差しで測定）と略記する。

1) 一戸建て木造住宅

一戸建ての住宅は、建築面積が比較的大きいものと間口2間程度の小規模住宅に分類できる。全体的な景観としては写真4.2.1-6のようである。

以下、調査事例を示す。

●No. 14 (図4.2.1、写真4.2.7-8、芦屋市月若町)

比較的軽微な被害であった住宅。一見新築にも見えるが、裏側は土塗り壁、筋かいはなく、腐朽・蟻害がかなり進行していた。増改築である可能性が高い。

●No. 16 (写真4.2.9、芦屋市月若町)

倒壊を免れた住宅。腐れ顕著で、筋かいは見えない。塀で倒壊を免れた可能性あり。

●No. 17 (写真4.2.10-12、芦屋市西芦屋町)

築72年の住宅である。隅柱と梁の接合部がはずれ、小屋梁が落下したものと思われる。小屋梁と桁の接合はありつき、金具はない。構造材は健全、玄関隅柱（スギ）はシロアリ被害。最近、シロアリ被害部分（土台回り）の材を取り替えたの由。

●No. 19 (図4.2.2、写真4.2.13-14、芦屋市三条南町)

同一施工者による2階建て住宅（3棟連棟）の倒壊例である。いわゆるミニ開発住宅で、北端の住宅のみが全壊した。このような間口2間住宅の倒壊例は極めて多い（たとえば写真4.2.2）が、写真4.2.3のように内部間仕切り等の壁耐力が有効に働いていたためか、被害が軽微であったものも少なくない。

●No. 21 (図4.2.3、写真4.2.15、東灘区森北町)

2階建てでかなり新しい大型の住宅である。柱類は短ほそ、金具なし。壁は木ずり、モルタル仕上げ、断熱材あり、外壁の筋かいはみあたらない。開口部が上下でずれている。土台はヒノキ、柱はベイツガでいずれも健全であるが、無処理。隣家に当たって倒壊は免れている。

●No. 22 (写真4.2.16、東灘区森北町)

No. 21に隣接する4棟ミニ開発住宅のうちの一棟。玄関、開口部柱、ベランダ床すべて蟻害。土台、柱ともベイツガ、筋かい細い。

●No. 23 (図4.2.4、写真4.2.17-18、東灘区森北町)

1階が全壊し、2階のみが原型を留めている住宅。やや建築年代は古い。

●No. 24 (図4.2.5、写真4.2.19-20、東灘区本山中町)

1階が全壊、2階のみが原型を留めている住宅。建築年代は比較的新しい。横架材はベイマツ。

壁はモルタル、L型金物使用。3つ割り筋かい、N90程度の釘2本斜め打ちであるが、端距離がなく、ほとんど効いていない。断熱材（GW）使用。通し柱はベイツガ。木材はいずれも無処理であったことからみて、耐久性上の配慮はされていないといえる。

●No. 25（図4.2.6、写真4.2.21-25、東灘区本山中町）

3階建て住宅。構造・仕上げからみて3階部分のみ増築の可能性が大きい。主要横架材同士の接合は大きな問題はないようであるが、柱類はいずれも短ほそ、斜め釘打ち程度。

2) 木造アパート

木造アパートの被害例も顕著であった。写真4.2.26-27がその典型的な倒壊例であるが、少し震源地を離れたところでは被害の少ない例も見受けられた（写真4.2.28）。

以下、調査事例を述べる。

●No. 9（図4.2.7、写真4.2.29-31、西宮市分銅町）

倒壊を免れた木造アパート。 θ は280/1000で危険物件に指定。土台スギで蟻害。妻壁は筋かいはあるが、厚さ27mmで折損。内部間仕切りは土塗り、竹小舞、筋かいなし。柱はスギ、健全。

●No. 10（写真4.2.31、西宮市桜谷町）

被害は比較的軽微。1階車庫部分（間口1.5間）の独立柱（ベイツガ）褐色腐朽。

●No. 11（図4.2.8、写真4.2.32、西宮市桜谷町）

電柱に支えられたため、倒壊を免れている。壁は一面に蟻害。

●No. 15（図4.2.9、写真4.2.33-34、芦屋市月若町）

1階の θ 105/1000。壁の筋かい3つ割、圧縮によって端部が面外に飛び出し。

●No. 20（図4.2.10、写真4.2.35-36、芦屋市三条南町）

隣家（鉄骨系アパート）に圧されて損壊した木造アパート。材料と金具の状況から見て築後10年程度経過している物件（改築）のようである。 θ は90/1000で各戸のドアは開閉不能。壁は乾式サイジングボード、断熱材使用。1階土台はベイツガCCA、健全、MC9、柱はベイツガ100mm角、健全、MC12、筋かいはベイツガ42×83mm。公庫仕様の金具使用。

3) 民家型住宅

ここでいう民家型住宅とは、建築年代の比較的古い、いわゆる〈お屋敷〉と、これらの伝統的な様式を残している新築家屋を含めたものとした。調査範囲でこの範疇に入る例は、伊丹市の農家集落（写真4.2.37-38）がほとんどであったが、都会密集地でも倒壊例があったほか、研修施設や民家を移築したものの損壊状態を観察した。

以下、調査事例を示す。

●No. 12（写真4.2.39-40、西宮市越水町）

全壊した築後数年の民家型住宅。瓦葺き、床面積70坪程度。

●No. 27-29（図4.2.11-15、写真4.2.41-55、宝塚市塔の町）

S女学院研修施設（1993年に新築）。平屋建て大広間の部分（No. 27）、2階建ての宿泊施設（No. 28）および玄関部分（No. 29）とからなる純和風の建築物である。平屋建て部分が完全に倒壊し、2階建て部分も大きな被害を受けた。建物の主要な横架材にベイマツ大断面集成材が使われている。

●No. 30（図4.2.16、写真4.2.56-59、宝塚市塔の町）

S女学院内移築民家型住宅。移設時に改築・構造的な補強を行っている。構造材がかなり破損しているが、瓦の落下なく、倒壊には至っていない。

●No. 31 (写真4.2.60-63、伊丹市池尻)

建築途中で地震に遭遇したと思われる小規模家屋(納屋か?)。壁は土塗り、筋かい併用であるが、筋かいの耐力は全く期待できない。これが地元周辺の施工業者による、当地での標準的(慣習的?伝統的?)な工法であるとすれば、全般的に、有効な耐力壁量の確保より、主要軸組同士の仕口緊結による剛性・耐力向上を重要視しているような印象を受ける。

4) 商店・その他

商店に関しては阪神西宮駅前(馬場町・田中町)の中央通り商店街ほかを調査した。この全体的な様子は写真4.2.64-66のようで、木造のみならず鉄骨系でも1階部分の壁がないためほぼ全壊し、2階のみが残っている例がほとんどである。建築年度は様々であるが、終戦直後から営業が続いている店舗が多く、写真4.2.65の店舗(写真中央やや左にメインストリートに直交した小路があった)は30年くらい以前に火災があり、その残材を使用していたとのことである。店舗の中には意匠上の若干のリフォーム(外装・内装)を行ったものもあったが、材料交換している例は少なく、腐朽・蟻害は著しかった。

倉庫では西宮市浜町の松竹梅酒造(No. 3)を調査した。これは30年以上前に建てられたもので、1間間隔で洋風トラスが配置されているものである。写真では見にくいだが、トラス(樹種不明、120×180~240mm)と柱(120mm角ヒノキ)をつなぐ方杖によって柱が折損しており、外部にあった鉄柱によって倒壊は免れている。また妻壁に鉄筋ブレースをいれて補強している。桁行き方向の壁は土塗り・竹小舞で筋かいは確認できなかった。基礎高は約90cmでその上に土台が乗り、柱は一応ボルトで緊結されている(ないところもある)。しかし柱の完全な引き抜けはない。構造材は見かけ上比較的健全で柱はMC16%であったが、軒は腐朽・蟻害が顕著である。

神社・仏閣では西宮市の戎神社・広田神社および伊丹市のいくつかを観察した(写真4.2.69-74)。

また特殊なものとして、芦屋三条公園内の築1~2年程度の新しいパラソル型**木製東屋**(No. 18、図4.2.19、写真4.2.75)の倒壊があった。小松はこの倒壊例を、一質点系振動モデルを適用し倒壊のメカニズムを推定した¹⁾。その結果では構造物の先端付近の加速度応答スペクトルSAの値は2244Galという値になり、神戸海洋気象台での実測最大地表加速度818Galの2.74倍に増幅されていることになる。これは、1995年2月16日付朝日新聞²⁾の「新幹線高架上で揺れ増幅」という見出しで、「JR総研が解析した山陽新幹線のコンクリート高架橋の応答加速度と地表加速度の比が、3~5倍であった」という結果に類似している。



写真4.2.1 在来木造が並んでおり損壊型が異なっている例（東灘区本山中町）



写真4.2.4 倒壊を免れたかなり建築年代の古いと思われる住宅。（芦屋市西芦屋町）



写真4.2.2 間口2間の住宅。手前の妻側には有効な耐力壁が見当たらない。（西宮市越水町）



写真4.2.5 全壊住宅。腐朽が著しい。手前は葦。（芦屋市船戸町）



写真4.2.3 間口2間のいわゆるミニ開発住宅。被害は軽微のようである。妻壁あるいは内部間仕切り壁の耐力が有効であったものと思われる。（芦屋市三条町）



写真4.2.6 2階のみが原形を留めている住宅。部材の腐朽が著しい。（東灘区森南船戸町）

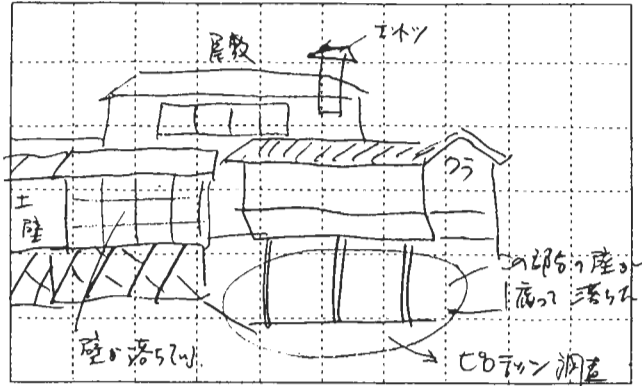


図4.2.1 No.14-倒壊を免れた住宅(芦屋市月若町)



写真4.2.9 No.16-倒壊を免れた住宅(芦屋市月若町)。ガレージ開口部横の柱、ベイツガ、下側は腐れ、MC20、上部はMC14、 $\phi 160/1000$ 。筋かいは見えない。塀で倒壊を免れた?



写真4.2.7 同上。玄関側。増改築か?



写真4.2.10 No.17-2階梁の落下した築72年の住宅(芦屋市西芦屋町)。シートが架かっているのが妻側の梁。手前に飛び出しているのが軒下の壁。隅柱と梁の接合部がはずれ、小屋梁が落下したと思われる。



写真4.2.8 同上の裏側。土塗り壁、筋かいなし。くされがかなり進行。塀部材と思われるイエシロアリによる蟻害あり。スギ、MC10、Pe28~32。



写真4.2.11 同上の内部。小屋梁(落下している丸太が見える)と桁の接合はありつき、金具はない。



写真4.2.16 No.22-シロアリ被害住宅4棟ミニ開発(東灘区森北町)。玄関、開口部柱、ベランダ床すべて蟻害。土台ベイツガMC10~15。 θ は10/1000。筋かい細い。柱ベイツガMC10、Pe10。健全。



写真4.2.18 同上。通し柱の破壊状況。ベイツガ120mm角、MC14、Pe8~10、材料は健全であるが接合部が破断、羽子板ボルト・釘は若干腐食している。

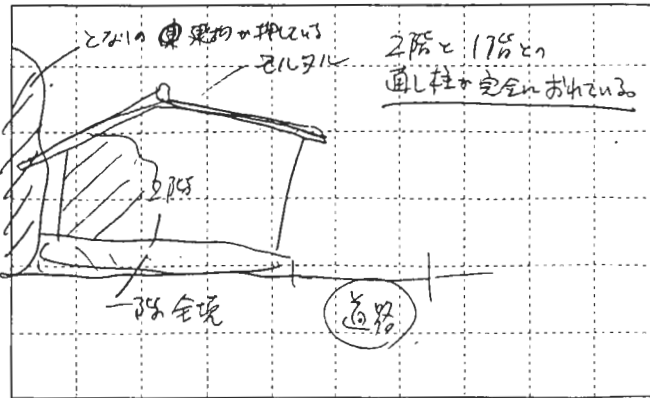


図4.2.4 No.23-1階全壊、2階のみが原型を留めている住宅(東灘区森北町)

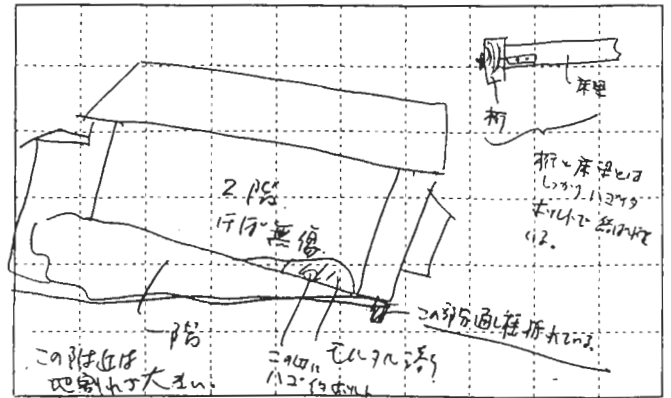


図4.2.5 No.24-1階全壊、2階のみが原型を留めている住宅(東灘区本山中町)



写真4.2.17 同上。2階管柱(ヒノキ?)にシロアリ被害。筋かい85×24mm、釘2本斜め打ち。近くの管柱(ヒノキ)、MC12~16、Pe11、健全。



写真4.2.19 同上。建築年代は比較的新しい。2階床梁ベイツガ、105×140mm、破損なし、MC12、Pe12。通し柱ベイツガ、105mm角、健全、MC14。



写真4.2.20 同上。壁はモルタル、L型金物使用。3つ割り筋かい、N90程度の釘2本斜め打ちであるが、端距離がなく、ほとんど効いていない。断熱材(GW)使用。



写真4.2.22 同上。1~2階部分。柱類は短ほそ、斜め釘打ち、壁は木ずり、モルタル仕上げ、ここでは筋かいは見えない(他の部分では25×90mmのところあり)

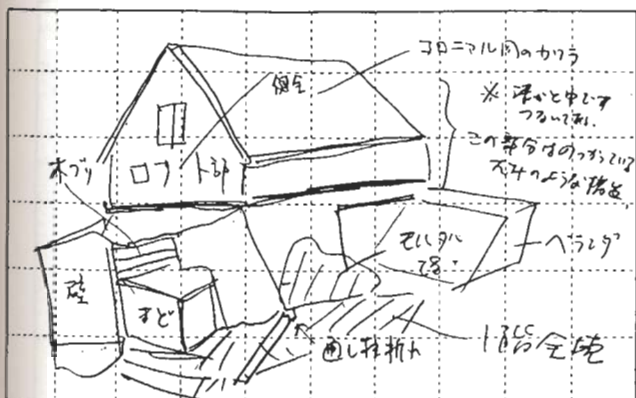


図4.2.6 No.25-3階建て住宅(東灘区本山中町)



写真4.2.23 1~2階をつなぐ隅通し柱の破壊状況 - ベイツガ105mm角、健全であるが接合部に大節、羽子板ボルト・釘は若干錆、MC12~15、Pe10~12。



写真4.2.21 同上の全景。



写真4.2.24 2~3階のつなぎ一柱はすべて短ほそ。仕上げは3階のみサイジングなので、3階部分のみ増築か？



写真4.2.25 2階の内部。主要横架材同士の接合は大きな問題はないようであるが、柱類はいずれも短ほぞ、斜め釘打ち程度。桁はベイマツで95×150mm、健全、MC10~14、Pe12、グレードは低い。



写真4.2.28 被害が少なかった木造アパート（伊丹市池尻）。震度階5以下の地域と思われる。倒壊した木造アパートは、このような外観だったのであろう。なお被害は妻壁はモルタル剥落程度。筋かいあり



写真4.2.26 木造アパートの典型的な倒壊例。1階全壊。（西宮市桜谷町）

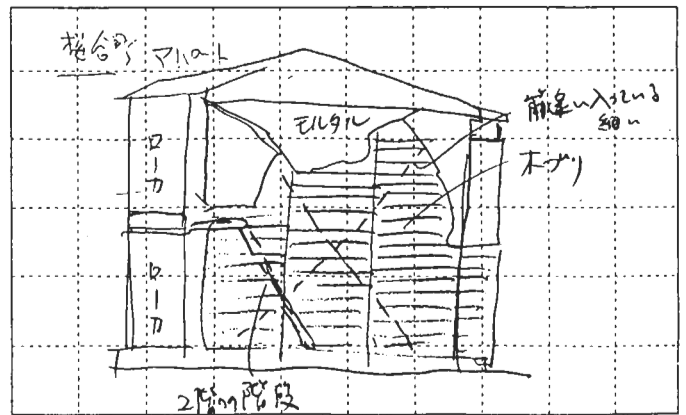


図4.2.7 No.9-倒壊を免れた木造アパート（西宮市分銅町）



写真4.2.27 同上の2階床。直下は1階床である。床梁は腐朽・蟻害。



写真4.2.29 同上。危険物件指定。土台シロアリ被害。スギ90mm角、MC14~16、Pe12~18、 ϕ 280/1000。妻壁に筋かいはあるが、厚さ27mmで折損。入り口横の独立柱（ヒノキ）に鉄骨補強あり。シロアリ被害Pe40。



写真4.2.30 同上の内部、間仕切りは土塗り、竹小舞、筋かいなし、柱はスギ、MC12~14、Pe8、健全

写真4.2.32 同上。電柱で倒壊を免れている。筋かい27mm、間仕切り筋かいなし。壁材シロアリ。柱はスギ。健全部MC12~14、Pe8mm、被害部Pe40mm。土台、シロアリ、比較的健全部MC14~16、Pe12~18

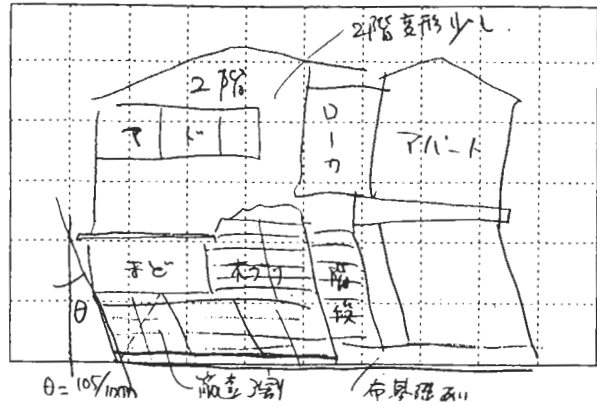


写真4.2.31 No.10。1階車庫部分（間口1.5間）の独立柱の腐朽（西宮市桜谷町）。ベイツガ、褐色腐朽、MC14、Pe32。

図4.2.9 No.15-倒壊を免れた木造アパート（芦屋市月若町）

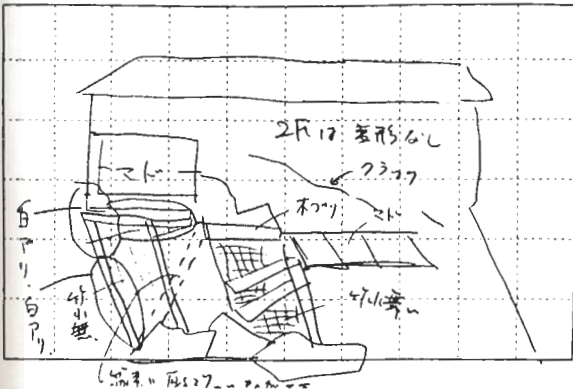


図4.2.8 No.11-倒壊を免れた木造アパート（西宮市桜谷町）

写真4.2.33 同上。土台はヒノキ、水回りのMC30。1Fのθ105/1000。



写真4.2.34 同上の壁部分。筋かい3つ割、端部は圧縮で面外に飛び出している。N90の3本打ち。柱はヒノキMC12~13、Pe8~10。



写真4.2.36 同上。1階土台近傍。土台ベイツガCCA、健全、MC9、柱ベイツガ100mm角、健全、MC12、筋かいベイツガ42×83mm。金具使用。

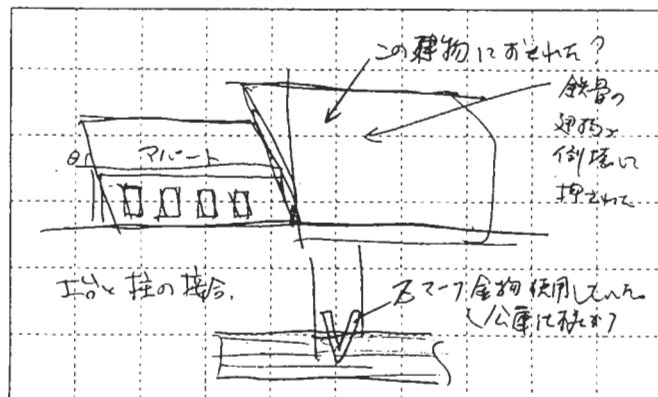


図4.2.10 No.20-隣家に圧されて損壊した木造アパート (芦屋市三条南町)



写真4.2.37 倒壊を免れている民家型住宅 (伊丹市池尻)



写真4.2.35 同上。外観、壁のθは90/1000。壁は乾式サイジングボード、断熱材使用、ただし材料と金具の状況から見て10年程度経過している物件(改築)か? オーバーハング部分の外壁材落下。各戸のドアは開閉不能



写真4.2.38 一部損壊に留まっている新築民家型住宅 (伊丹市池尻)。手前右隅の柱が土台からはずれていた。

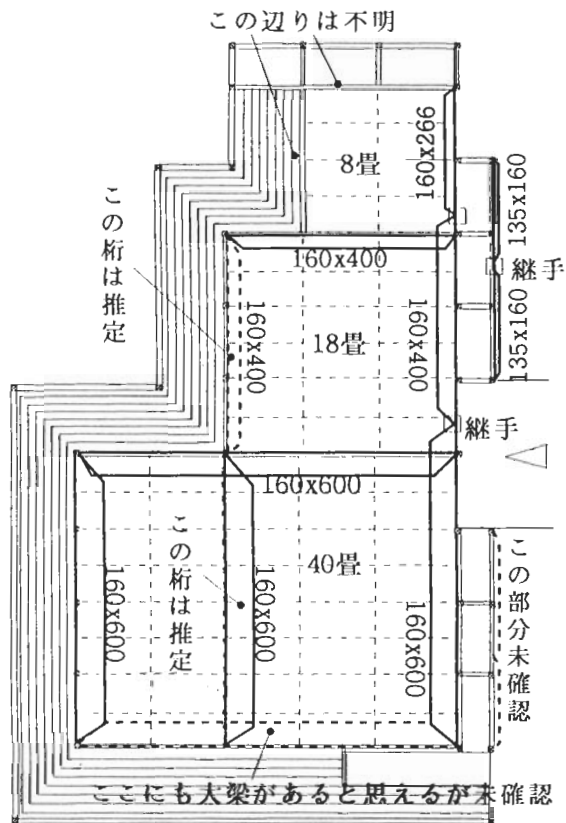


図4.2.12 同上平屋部分における集成材の使用箇所
(数字は断面寸法を示す)



写真4.2.43 同上の丸太梁と集成材梁、母屋、棟木の
取り合い。この写真は8畳間から18畳間の方向を撮
影したもので、奥に見える集成材梁が8畳間と18畳間
の間に入れられた幅16cm、せい40cmの大断面集成材
である。丸太梁が右側に存在していたであろう桁とど
のように接合されていたかは確認できていない。

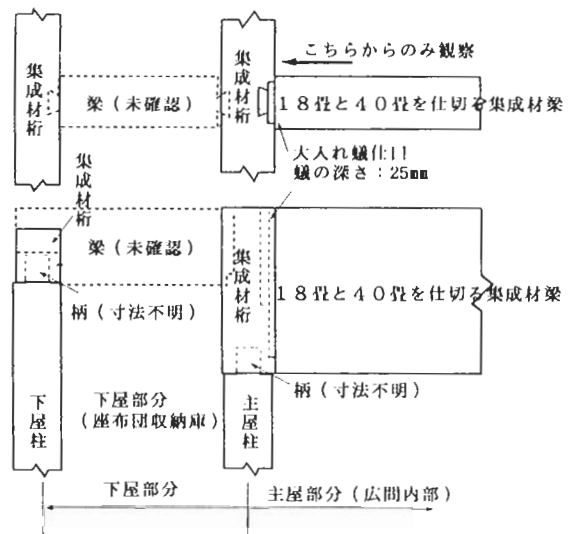


図4.2.13 18畳間と40畳間の間を仕切る大断面集成
材による大梁と桁の取り合い (推定図)



写真4.2.44 桁からの大梁の抜け落ち。大入れ深さ
約15mm程度、蟻の深さ25mm、集成材本体には全く損傷
なし。後方に丸太梁が集成材の桁に兜蟻的な様式で載
っているのが見える。火打ち梁固定のラグスクリュー
(M12、1本)は完全に引き抜け。



写真4.2.45 集成材桁の継手の引抜け。40畳間と18
畳間の境目辺りでせい60cmと40cmの集成材桁が柄差し
込栓打ちで接合されていた。部材は殆ど破損すること
なく込栓が折れて継手は完全に引抜け。



写真4.2.46 柱（ヒノキ製材、MC10～12）と桁（ベイマツ集成材）の取り合いの破損（女木側）。接合は柄差し込栓打ちで、倒壊のショックにより込栓が抜けかかっていた。



写真4.2.48 広縁外周部での柱の破壊状態。



写真4.2.47 付け根から折れた桁の継手男木の部分

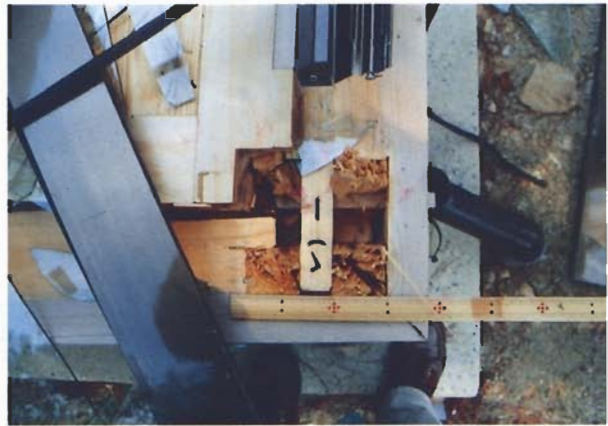


写真4.2.49 広縁コーナー部で観察された柱の破壊断面。1辺14.5cmのヒノキの柱（製材）が2方向からの柄穴による断面欠損のため、有効断面がほぼ半分近くになって曲げ破壊した状況が分かる。

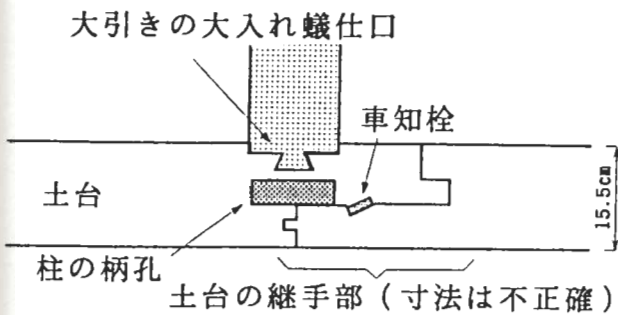


図4.2.14 下屋部分の土台（幅15.5cm、せい11cmのヒノキ製材、MC13）の継手部と柱、大引きの仕口の様子。土台の継手に車知栓が使われていた点が興味深い。



写真4.2.50 南面側から見た倒壊状態。大屋根がそのままの形で縁側に落下しており、束からはずれている束は一切見られない。手前に散乱しているのはアルミサッシの網戸である。



写真4.2.51 屋根の被害状況。瓦は瓦棧に釘2本で止め付けるタイプで、瓦の脱落はほとんどなかった。また、葺土が併用されているのが見える。



写真4.2.53 2階居室部分における耐力壁の状況。乾式ボード剥離、筋かいは三割りたすき掛け（X字型）がかすかに見える）、断熱材（GW）。内装材剥落程度、建物の変形は非常に軽く、耐力壁の威力が良く分かる。

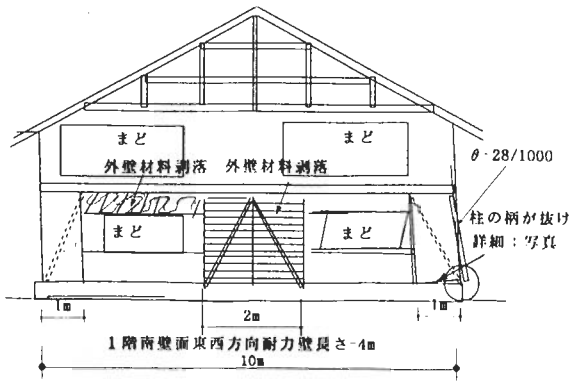


図4.2.15 南側から見た2階建て部分（No. 28）の被害・変形状態。比較的小さな部屋に分割され、要所要所に耐力壁が入っていたため、内装材等に大きな被害は出たものの、倒壊には至っていない。



写真4.2.54 玄関部分（No.29）。屋根梁にベイマツ湾曲集成材が使用。損傷はごく僅か、変形も軽微。



写真4.2.52 南東側コーナー部分での耐力壁の変形。耐力壁の θ は28/1000で、化粧用の付け柱と見られる柱が土台から抜けている。構造的に大きな被害ではない。アルミサッシの窓枠が変形しているのが見える。



写真4.2.55 玄関棟と平屋部分の境目の横架材の架設状況。比較的スパンが短いにも拘わらず「台持ち継ぎ」により、「込栓」ではなく、この建物としては珍しく「ボルト」で接合。この辺り、設計者の意図が不明。



写真4.2.61 同上壁筋かい上部。厚さ24mm、釘N65くらい、5本打ち（抜けている）、柱に切り欠き。この筋かいは、ほとんど効いていないように思える。柱材はヒノキ。



写真4.2.62 同上と同一筋かいの下部。なお、対称的に挿入された筋かいは下部の釘は止まっている。土台回りはしっかりしているようである。



写真4.2.63 下屋部分梁一桁のボルトによる接合の状況。柱一梁はこみ栓止め。横架材はすべてベイマツ。小屋組には火打ちはあるが、内部の梁一桁の接合では金物による補強は少ない。意匠的なものかも知れない。



写真4.2.64 商店街の状況（西宮市中央通り商店街）。木造のみならず鉄骨系でも1階部分の壁がないためほぼ全壊し、2階のみが残っている例がほとんどである。終戦直後から営業が続いている店舗が多い。



写真4.2.65 同上。写真中央やや左にメインストリートに直交した小路があった。この区画は30年くらい以前に火災があり、その残材を使用していたとの話である。腐朽・蟻害は著しい。

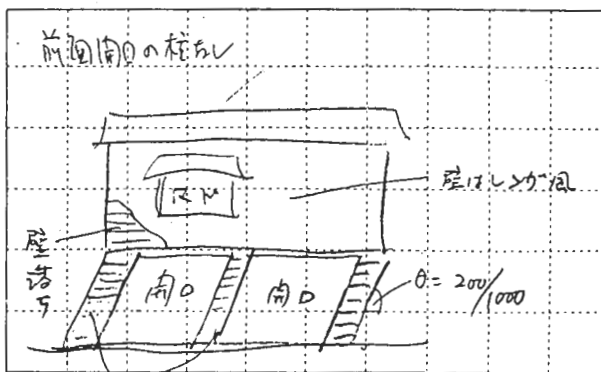


図4.2.17 No.8—商店街の店舗（西宮市馬場町）。右隣に鉄骨造の2階建て店舗があり、それに当たっていた。



写真4.2.66 同上。土台・柱等は交換しているようで健全。柱ベイツガMC12。θは200/1000。内部の梁はケヤキ。新しい。



写真4.2.68 同上。トラスと柱(120mm角ヒノキ)をつなぐ方杖による柱の折損。基礎高約90cm、上の土台と柱は一応ボルトで緊結(ないところもある)。柱の完全な引き抜けなし。構造材は比較的健全、柱のMC16。

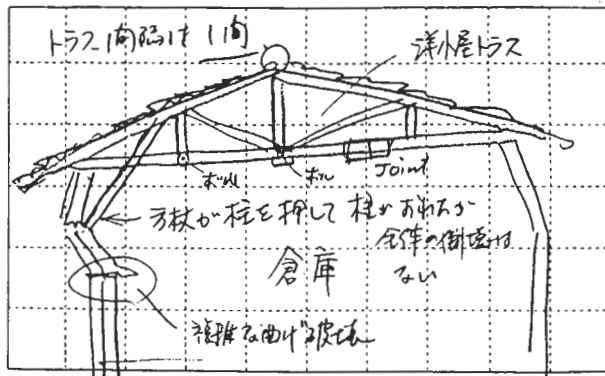


図4.2.18 No.3 トラスによる倉庫(西宮市浜町、松竹梅酒造)。30年以上前に建築、1間間隔洋風トラス。外部にあった鉄柱によって倒壊は免れている。妻壁に鉄筋ブレース補強。軒は腐朽・蟻害が顕著。



写真4.2.69 古い寺院。屋根陥没(伊丹市寺本)。材は腐朽・蟻害が著しい。



写真4.2.67 同上。トラス材(樹種不明、120×180~240mm)。桁行き方向の壁は土塗り・竹小舞で筋かい。は確認できなかった。



写真4.2.70 昆陽寺(伊丹市寺本)。屋根瓦の移動顕著。構造躯体に目立った損傷はない。



写真4.2.71 同上裏の新築の寺（伊丹市寺本）。壁にわずかの損傷。奥に住居部あり。大断面集成材使用。



写真4.2.74 No.6一戎神社全壊構造物の梁（マツ）。Pe20~36でかなり腐朽している模様



写真4.2.72 No.5一戎神社裏門の柱のずれ。材はヒノキ。測定時の θ は15/1000であったが、地震直後はこのような状況であった（本写真は東洋大学秋山氏の提供による）

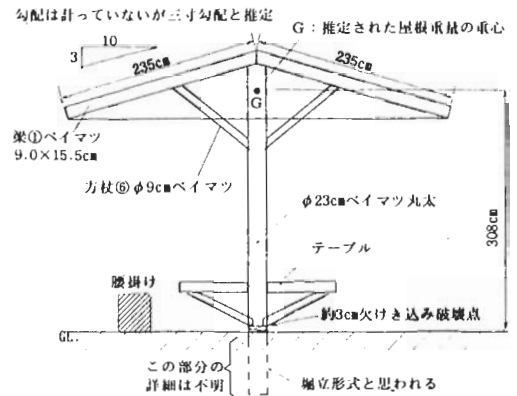


図4.2.19 No.18パラソル型東屋のおよその形状と寸法（立面：一部推定）



写真4.2.73 同上（本写真は東洋大学秋山氏の提供による）



写真4.2.75 同上。一質点系振動モデルを適用し倒壊のメカニズムの結果では構造物の先端付近の加速度応答スペクトルSAの値は2244Galとになった。

4.2.3 考察

1) 論点

木質構造物被害の調査結果の概要は、既に1.2で述べられている内容を裏付けているものと考えられるので、ここで改めて述べることはしない。しかし、調査目的の一つである「木材の劣化」と「木質構造物の耐震性」の関係を考察するため、まずその論点を整理してみたい。

一般に、構造物の耐力はある分布をもち、その被害の有無は負荷された外力（地震力）と耐力（耐震性能）の関係によって決定される。ここで、今回の調査結果を概括的にみれば、比較的最近に建築された住宅では、構造上不健全なものに損壊が見受けられているもの被害が少ない、逆に建築後かなり時間を経過したものでは、大部分に大きな被害があった、という事実がある。これを概念的に示せば図4.2.20のようになる。すなわち、被災時点での耐震性能の分布を、比較的最近に建築された住宅と建築後かなり時間を経過した住宅に大きく区分すれば、前者は図のA、後者はBのようであった、と考えることができる。

そこで、以下、調査結果を比較的最近に建築された構造物と材料劣化の進行した構造物の2つに分類して考察してみたい。

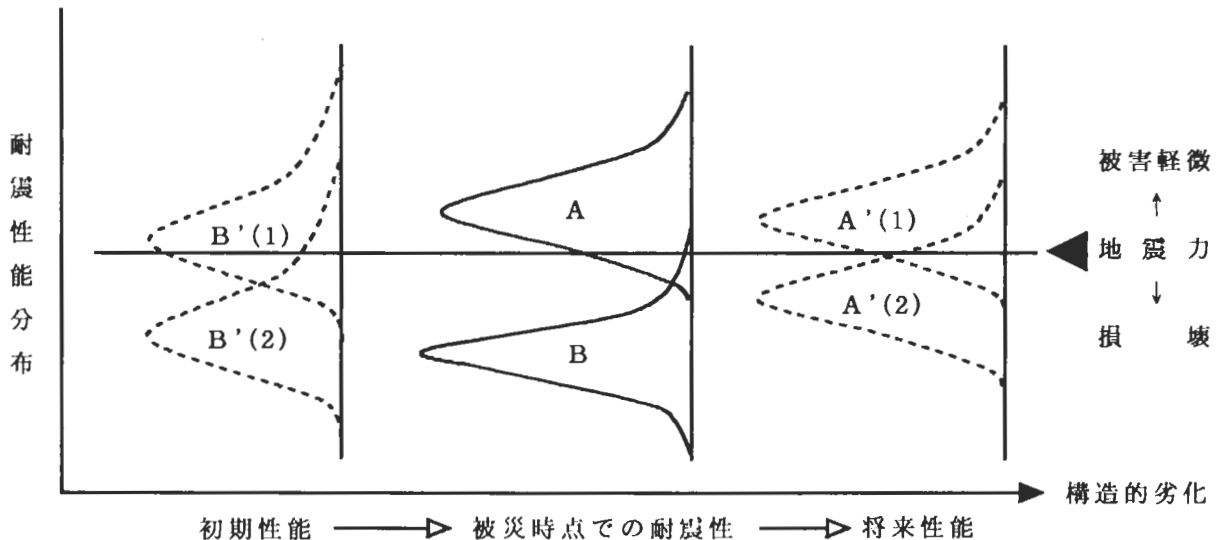


図4.2.20 住宅の耐震性能分布の概念図

A：比較的最近に建築された住宅の被災時点での耐震性能、A'：Aの将来性能予測-(1)は構造的劣化に対する配慮が十分な建築物、(2)は配慮が不十分な建築物、B：建築後かなり時間を経過した住宅の被災時点での耐震性能、B'：Bの初期性能推定-(1)は耐震性が比較的十分であったと考えられる場合、(2)はもともと耐震性能が不十分であったと考えられる場合

2) 比較的最近に建築された構造物の被害

建築年代が比較的新しく（おそらく新耐震以後）、構造物としての劣化がさほど進行していないと思われる建築物でも、屋根が相当に重く、壁量自体が足りない、あるいは配置に偏りのあるような構造計画上不健全な構造物では倒壊例が少なくないことが、本調査の範囲でも数件認められた。

その一例として、調査No. 27-29の主要構造部材に大断面集成材が使われていた比較的大規模な建築物をあげることができる。調査の結論から先に言えば、これは集成材そのものに不都合が

あったわけではなく、構造計画・設計（とくに接合）に対する構造力学的認識の不足が最大の原因であろうと思われる。この点は、いわゆる伝統的様式を残しているNo. 12および31、および住宅密集地内の比較的最近建築され、腐朽・蟻害の見当たらない住宅（No. 21、24、25）でも同様で、開口部を多く取ろうとするため、水平力に対しては「壁」ではなく、主要軸組同士の仕口緊結によるラーメン的な剛性・耐力向上を重要視しているような印象を受ける。しかし、この方法で安全性の確保ができないことは明白である。これに対し、民家型様式でも耐力壁を設けるなど、構造的な補強が行われていたNo. 30の移築民家型住宅では、構造材がかなり破損しているものの壊滅的な損傷を受けていないことはきわめて象徴的である。

なお、これらの建物の乾燥材の使用率については調査の範囲では不明であるが、測定時の主要構造材の含水率は概ね15%前後であった。

また、この地域での一般的な防腐処理状況を考えてみると、調査した住宅のうちで土台等にCCA等の処理材を使用していたのは、No. 20の一件のみであり、比較的新しい住宅でも無処理のヒノキ、スギ、ベイマツ、ベイツガなどが使われていたことから、耐久性上での配慮はされていないといえる。なお、No. 20の建物は、隣接建物が傾斜するにともなって連鎖的に傾斜したと考えられるものであるが、建物本体での腐朽・蟻害は全く認められなかったのに対し、雨水が供給されやすい外部階段手すりのモルタル剥落部には腐朽・蟻害が認められた。また、同一敷地内にある樹木の支柱にも蟻害が観察されており、この建物は腐朽・蟻害を受ける機会があったものと思われる。にもかかわらず本体が健全状態に保たれていたのは防腐処理と水仕舞の良さによるものと想像できる。

以上から、この種の建築物では、耐震構造に対する基本的認識が欠落していた、と考えざるを得ない。設計・施工上、建築行政上の検討も見逃せないようであるが、少なくとも住宅金融公庫共通仕様書程度の構造性能を有していれば、比較的軽微な損傷で収まったと思われる。

3) 材料劣化の進行した構造物の被害

材料劣化の進行した構造物の被害、すなわち構造物の劣化・耐久性に関することは、既往の報告では十分に解明されてはならず、材料劣化と構造劣化の関連についてはいくつかの見解がみられている。

その一つは地震直後から散見された「木造建築物の倒壊は老朽化による」とする断定的な論調である。ここでの「老朽化」は文意からみて「朽ちる」つまり「腐朽」を指しているようであり、調査地域の木造住宅にはモルタル下地（小幅板、間柱、柱）の腐朽とヤマトシロアリによる被害が顕著なものが多いことから、短絡的にこのような表現をしたものと思われる。

腐朽・蟻害に対する検討は高橋らのグループでも行われているが、我々のグループでも適切な処理を怠ったと思われる木造住宅では、モルタル剥落箇所の、とくに玄関、便所あるいは浴室などが集中する隅角部の柱や土台、2階テラスなどに被害が多いことを観察した。このモルタルの剥落は、これまで各地の地震害でも常に報告されてきており、元来モルタルの強度不足に起因しているが、それを保持する下地板は、背板を利用して製材された丸身付き小幅板で構成されていることがほとんどである。したがって、下地板には辺材部分が多く含まれており、しかもそれが壁の内側（室内側）に向けられるため、一見したところ健全に見える部分でも辺材部だけがシロアリに食害されていた。木ずりの下地板も壁率としては0.5（片面）～1.0（両面）と評価される

ことから考えて、この部材に耐久性を与えることを検討する必要がある。いずれにしても、モルタル剥落が下地材の劣化によって促進されたと見る事ができよう。

モルタル剥落で露出した柱、土台あるいは下地材などの含水率は、健全部ではおおむね通常の気乾含水率変動範囲（15～20%程度）、腐朽部では少数ではあるが20%をこえる含水率が記録された。また、ピロディン打ち込み深さによる硬さ測定では、外観上健全な部分については10～20mm程度の値を示したが、腐朽・蟻害のあった部分では30～40mm程度となった。これらの値を田中ら³⁻⁵⁾が実験的に示したピロディン指示値と木材の曲げ強度との関連（3.5を参照）で見ると、腐朽・蟻害を受けた部分では曲げ強度が1/5～1/3であったものと思われる。

以上のように「被害の大きかった住宅には腐朽・蟻害が目立つ」また「腐朽・蟻害材の強度は初期強度をかなり下回っていた」ことは事実である。しかし、このことは「住宅倒壊の第一の原因は老朽化であった」ことの証明にはならない。すなわち、いま、図4.2.20において、被災時点での分布Bは、その構造物の耐震性能が初期的には比較的十分であった場合にはB'(1)、もともと耐震性能そのものが不十分であった場合にはB'(2)のような性能分布であった、と考えることができる。そして、もし「腐朽・蟻害の大きかった<古い>住宅の耐震性能が初期的には比較的十分であった」ことが確認されるのであれば、材料・構造の劣化が木造住宅の大被害の主要な原因であった、との結論が得られることになる。被害の大きかった古い住宅の構造計画や材料がどのようなであったかを数値化するすべはないが、これまで述べた様々な状況証拠から直感的に類推する限り、元来B'(2)に近い分布であったような可能性が大きいと思われる。

今後、構造的にみた木質系材料・接合の耐久性を、構造計画のみならず、金属、モルタル等の他材料の劣化、施工やメンテナンスという人為的な作用を含めて学術的に評価していくことが必要である。さらに、この因果関係が総合的に明らかにされれば、現在、図4.3.20において、Aのように良好な耐震構造性能分布をもっている木造住宅が、その時間経過に伴ってどのような分布（A'）に変化していくか、すなわち、その構造物がどのくらいの年月にわたって安全性を確保できるか、が推定できることになるものとする。

文 献

- 1)小松幸平：芦屋市三条公園内のベイマツ丸太製パラソル型東屋倒壊の動的検討、1995年兵庫県南部地震による木材・木造住宅被害調査報告書第IV章、日本木材学会、1995
- 2)朝日新聞：1995年2月16日夕刊、「新幹線高架上で揺れ増幅」
- 3)田中俊成・中井 孝：スギ間伐実大材の"PILODYN"により判定した腐朽度と曲げ強度、第33回日本木材学会大会発表要旨集、p.223,1983.
- 4)田中俊成・中井 孝："PILODYN"により判定した腐朽度と曲げ強度（第3報）、第35回日本木材学会大会発表要旨集、p.330,1985.
- 5)田中俊成、斎藤壽義、鈴木憲太郎：イエシロアリに食害させたベイツガ材の曲げ試験（2）被害程度と曲げ強さ、第36回日本木材学会大会研究発表要旨集、p.20,1986

4. 3 腐朽・蟻害の視点から

4. 3. 1 調査方法

われわれは、損傷木質住宅における部材の腐朽と蟻害の状況に重点を置いて調査した。対象としたのは、全壊および火災により焼失した建物を除く、半壊および一部損壊の建物約50棟である。調査地域にはプレハブ住宅やツーバイフォー住宅も多く見られたが、外観では損傷がほとんど認められず、周囲の在来工法住宅とは対照的な様相を示す例が各地で認められた。損傷住宅のほとんどは無人であったため、維持管理の経緯や住宅内部の状況を居住者から聴取することができず、また、多くは家財保全のため、入口や周囲への立入り拒否表示が出されていた。そのため調査は大部分、建物正面からの外観観察にとどまっており、調査としては不十分なものとならざるをえなかった。

方法は目視およびドライバーによる触診により、床組および軸組部材の腐朽と蟻害の状態を調査し、適宜、写真を撮影した。水分計は携行したが、部材の含水率測定は、進行中の腐朽診断や爾後の腐朽発生可能性の予測にのみ有効であるため、今回は実施しなかった。

4. 3. 2 調査結果

腐朽と蟻害による劣化を調査した建物は、すべて在来の軸組構法によるものである。屋根はすべて瓦葺きで、形は入母屋または切妻である。壁はほとんど大壁造のモルタル塗りかサイジングを施したものであるが、真壁造・土壁塗りも数棟あった。建物周囲や内部など比較的詳しく調査できたものの例を以下に示す。

1)建物2（住宅、写真4.3.1、2）：半壊であるが建物は北側に傾斜している。基礎はせいの低い石をめぐらした布石式で、アンカーボルトのような土台と基礎の緊結がないため、建物全体が基礎からずれている。建築は戦後まもなくか戦前と思われる。壁は真壁・土壁塗りである。一部は洋風に見せるため外壁をタイル張りにし、さらに下部にコンクリートブロックを廻らしており、床下換気はきわめて不良だったと推測される。洋風部の内壁はほとんど崩壊していた。洋風部に隣接した玄関部分には土台がなく、柱（ヒノキ）は基礎からはずれていた。柱下部には内部まで達する著しい腐朽が認められた。

2)建物3（住宅兼医院、写真4.3.3-8）：住宅部分は真壁造であるが、サンルーム的に張り出した患者待合室と思われる部分は大壁造で上部にバルコニーがあったが、崩落している。敷地内には土蔵と物置があるが、ともに全壊している。基礎は建物2と同じく布石式であり、土台と基礎の緊結がないため、建物全体が25cm北側へ移動している。通し柱が梁との仕口で折れたためか2層の傾斜が著しい。バルコニーを支えていた待合室の張り出し部の外壁は剥離し、下地が露出している。柱（ヒノキ）の基部から上部まで、下地板の柱釘止め部、バルコニーを支える横架材と柱の仕口部には激しい腐朽と蟻害（ヤマトシロアリによる）があり、この部分の崩壊を促進した可能性が高い。一般にヤマトシロアリの被害は、その水分依存性から地面から1mまでといわれている。この場合はバルコニー床からの雨水漏出により壁面内部の木材は常に含水率が高く、上部まで被害が及んだと考えられる。同様の被害は他の住宅でも認められた。物置の土台は、腐朽と蟻害によりその機能がほとんど失われている。土台と基礎を緊結するアンカーボルトも激しく

腐蝕しており、各所で切断されていた。

3) **建物5** (住宅、写真4.3.9-11) : 基礎は布石式。建物は西側へ約 50cm移動し、北へ傾いていた。壁は外真壁・内大壁式である。柱 (ヒノキ) は土台からはずれて地面に落下し、下部はヤマトシロアリに激しく食害されていた。東面の壁は脱落し、柱や下地板が露出しているが、腐朽や蟻害は認められなかった。

4) **建物20** (寺院書院、写真4.3.12) : 建築後6年で、腐朽や蟻害は全くなかったが、南に接する倒壊した戦後建築の古い建物に押されて、2本の柱 (スギ) が鴨居との接合部で折れ、北へ傾いている。

5) **建物23** (住宅、写真4.3.13-15) : 瓦がすべて落下し、建物が基礎からずれていた。増築したと思われる部分は、独立基礎 (コンクリート) から柱が抜け出している。軒先は防火対策のためか、モルタル様のもので包んでいるが、水分滞留のため内部は激しく腐朽し、シロアリ食害も認められた。壁は真壁であるが、土台は腐朽と蟻害により内部まで劣化していた。

6) **建物38** (修養道場、写真4.3.16-17) : 小松班のNo.27-29と同じ建物。主屋・下屋とも床下はコンクリートを敷設し、主屋の床下部材には防腐・防蟻施工が行われており、ともに床下には腐朽・蟻害は全く認められなかった。しかし、屋内の一部の部材には腐朽が認められた。これは生立木の時、枝から樹幹に侵入した腐朽菌が活動を続けていたものと思われ、乾燥不良のまま建築された可能性が高い。

7) **建物39** (京の家、写真4.3.18-19) : 小松班の No.30と同じ建物で柱と横架材は各所で破損している。腐朽、蟻害は認められなかった。

8) **建物40** (茶室、写真4.3.20-23) : 戦前の建築で、灘の酒造業者邸内から移築したもの。布基礎、土台のない束立て工法である。建物自体には地震動による損傷は少ないが、柱はすべて束石から落下し、全体が数10cm移動し、若干傾斜している。しかし、その直接原因ではないが、大引・柱・敷居には蟻害がかなり認められた。

調査を通じて、顕著に認められたのは建物3のような**大壁**のモルタル壁の剥落と内部の木材の腐朽・蟻害である。それらの調査例を写真4.3.24-47に示す。また、**真壁**は事例が少なかったが、建物2、5、23、40のように腐朽と蟻害が認められた。**防腐剤注入土台**を使用した住宅は1例 (写真4.3.48 : 建物12、住宅) あり、他の部材にも腐朽・蟻害は認められなかった。しかし、土台と柱の仕口が折れ、壁が脱落して建物が傾斜していた。JR摂津本山駅前の南側ではRC建物も多くは一層が崩壊し、傾斜していたが、北側の建物にはなんら損傷がなく、阪急電鉄岡本駅北側でも1軒を除き、木質住宅を含めた建物の損壊は認められなかった。

調査結果は以下のようにまとめられる。

- 1) 損壊した真壁住宅の多くに、水回り部分を主体に、土台と柱基部の腐朽・蟻害が顕著に認められた。
- 2) 損壊した大壁住宅の多くは、外壁 (主としてモルタル壁) の一部～大部分が剥落し、水回り部分の土台、柱、下地板に腐朽・蟻害が顕著に認められた。また、その他の部分でも壁内上部からの漏水により、腐朽や2階付近まで達するヤマトシロアリ被害が認められた。
- 3) 雨仕舞不良の軒先は激しく腐朽し、蟻害が認められる場合もあった。
- 4) 損壊住宅のほとんどで、土台・柱・壁下地板の防腐・防蟻処理が行われていなかった。

5)ベイツガ、スギはもちろん、ヒノキの土台および柱にも心材内部まで達する腐朽と蟻害が多く認められた。

4. 3. 3 腐朽・蟻害に関する考察

下地板張りのモルタル塗大壁は、都市建物の防火を主な目的に普及した。しかし、今回の震災では、建物の内外で壁が剥落して柱や下地板が露出し、防火機能が失われて各所で大火災が発生した。腐朽や蟻害（とくに腐朽）は、木材の含水率が繊維飽和点以上にならなければ発生しないものであり、大壁施工では防水材料の取付けが義務づけられている。にもかかわらず腐朽と蟻害が多く発生していたのは、壁のひび割れや2階ベランダ床の亀裂部からの雨水の侵入、台所・風呂場・洗面所などの水回り部分の防水材料の劣化による生活水の侵入、壁内結露による水分の発生などにより、内部の木材の含水率が上昇したためである。大壁ではいったん侵入した水が滞留しやすく、これが腐朽と蟻害の原因になることは以前から指摘されていたが、今回の調査もそれを実証する結果となった。住宅金融公庫の木造住宅工事共通仕様書では、地盤面から高さ1 m以内の部分の防腐・防蟻措置が義務づけられているが、今回の調査では水分の供給があれば2～3 mの高さでも腐朽と蟻害が頻繁に発生することが示されている。

モルタル壁下地板は、背板を利用して製材された辺材を含む小幅板で構成されており、水分が供給されれば腐朽・蟻害を受けやすい。下地板も壁の耐力要素であり、この部材の耐久性維持は重要である。震度4程度で、建物構造の被害は軽微であった徳島県鳴門市でも、大壁、真壁とも壁の剥落した部分に蟻害が認められており¹⁾、壁内の木材劣化が剥落を促進するようである。また、土井ら²⁾によれば、震度7の淡路島北淡町と神戸市東灘区では、調査した841棟中276棟に腐朽・蟻害があり、その全壊率は89%にも達した。腐朽・蟻害なしの565棟でも全壊・半壊が50%であったとはいえ、この数字は腐朽・蟻害が建物の耐震性を大きく低下させることを示している。

都市木造住宅では、防火規制の点から在来軸組構法のほとんどは、部材が壁内に包みこまれる大壁式であり、ツーバイフォーやプレハブの場合も、その構造上、大壁式とならざるをえない。また、生活の洋風化、水回り部分の建物内部への設置や壁内断熱により、住宅はますます密閉化の方向に向かっている。今回顕著に示された壁内部材の腐朽・蟻害は、壁内への水の侵入が原因である。老朽化すなわち木材の腐朽・蟻害ではなく、他材料の劣化（老朽化）がなければ、木材は古くなっても腐朽・蟻害を受けることはない。大壁式密閉住宅では、新耐震基準にかなった設計であっても、定期的な点検・補修システムを確立しなければ、その寿命は腐朽・蟻害の発生により、構法に関係なく極めて短命なものになってしまう。

文 献

- 1)高橋旨象：阪神・淡路大震災における損壊木造住宅の腐朽と蟻害、しろあり、No.101、3-9(1995)
- 2)土井 正ら：木造家屋被害に対する構造部材の蟻害・腐朽による劣化の影響、1995年兵庫県南部地震—木造家屋の被害、日本建築学会近畿支部報告書、125-143(1995)



写真4.3.1 和洋折衷の真壁式住宅：建物2（芦屋市業平町5）。建物は北側に傾斜。布石式基礎、壁は真壁・土壁塗り、一部はタイル張り。床下換気はきわめて不良だったと推測される。



写真4.3.4 同建物の医院待合室（大壁式）と上部バルコニーの崩壊



写真4.3.2 同建物の洋間に隣接する玄関壁内柱の腐朽。洋風部に隣接した玄関部分の土台なし。柱は基礎からはずれ、柱下部は内部まで著しい腐朽。



写真4.3.5 同建物医院待合室（大壁式）と上部バルコニーの崩壊



写真4.3.3 一部大壁式の医院兼住宅：建物3（芦屋市業平町6）。真壁造の住宅部分。



写真4.3.6 同建物の布石基礎からのずれ。基礎は建物2と同じく布石式であり、土台と基礎の緊結がないため、建物全体が25cm北側へ移動している。



写真4.3.7 同建物の医院待合室大壁内部木材の腐朽と蟻害。待合室の張り出し部の外壁剥離、下地露出。柱（ヒノキ）の基部から上部まで腐朽と蟻害（ヤマトシロアリによる）が著しい。



写真4.3.10 同建物の南面部柱の蟻害。柱（ヒノキ）は土台からはずれて地面に落下し、下部はヤマトシロアリに激しく食害。



写真4.3.8 同建物敷地内物置の土台。腐朽と蟻害によりその機能がほとんど失われている。土台と基礎を緊結するアンカーボルトも激しく腐蝕しており 各所で切断。



写真4.3.11 同建物東面の壁の剥落。柱や下地板が露出しているが、腐朽や蟻害は認められなかった。



写真4.3.9 傾斜した外真壁・内大壁式住宅：建物5（芦屋市茶屋之町2）。基礎は布石式。写真は南面で、建物は西側へ約50cm移動し、北へ傾斜。



写真4.3.12 寺院書院の柱の破損：建物20（神戸市東灘区森南町2丁目9）。建築後6年で、腐朽や蟻害は全くなかったが、南に接する倒壊した戦後建築の古い建物に押されて、2本の柱（スギ）が鴨居との接合部で折れ、北へ傾いている。



写真4.3.13 独立基礎からの柱の落下：建物23（神戸市東灘区森南町3丁目3）。瓦がすべて落下、建物が基礎からずれ。増築部分は、独立基礎（コンクリート）から柱が抜け出している。



写真4.3.16 集成材／素材軸組構法建物の倒壊：建物38（宝塚市塔の町・S女子学院内）。主屋・下屋とも床下はコンクリート敷設、主屋の床下部材には防腐・防蟻施工、床下には腐朽・蟻害は認められなかった。



写真4.3.14 同建物の屋根軒先部の腐朽。軒先はモルタル様のもので包んでいるが、水分滞留のため内部は激しく腐朽し、シロアリ食害も認められた。



写真4.3.17 同建物の一部の部材に認められた腐朽。生立木の時、枝から樹幹に侵入した腐朽菌が活動を続けていたものと思われ、乾燥不良のまま建築された可能性が高い。



写真4.3.15 同建物の真壁内土台の腐朽と蟻害。内部まで劣化。



写真4.3.18 伝統工法民家の損傷：建物39（宝塚市塔の町・S女子学院内）。小松班のNo.30と同じ建物。腐朽、蟻害は認められなかった。



写真4.3.19 同建物の柱と横架材の損傷



写真4.3.22 同建物の床組部材の蟻害。大引・柱・敷居には蟻害がかなり認められた。



写真4.3.20 東立て式茶室：建物40（宝塚市塔の町・S女子学院内）。戦前の建築で移築したもの（手前の建物）。布基礎、土台のない東立て工法。建物自体には地震動による損傷は少ない。



写真4.3.23 同建物床組部材の蟻害



写真4.3.21 同建物柱の束石からの落下。全体が数10cm移動し、若干傾斜している。



写真4.3.24 モルタル壁の剥落と部材の腐朽・蟻害：建物1（芦屋市業平町5、店舗兼住宅）



写真4.3.25 モルタル壁の剥落と部材の腐朽・蟻害
: 建物6 (芦屋市茶屋之町6、住宅)



写真4.3.28 モルタル壁の剥落と部材の腐朽・蟻害
: 建物10 (芦屋市公光町2、店舗兼住宅)



写真4.3.26 モルタル壁の剥落と部材の腐朽・蟻害
: 建物7 (芦屋市茶屋之町4、住宅)



写真4.3.29 モルタル壁の剥落と部材の腐朽・蟻害
: 建物11 (芦屋市公光町1、店舗兼住宅)



写真4.3.27 モルタル壁の剥落と部材の腐朽・蟻害
: 建物8 (芦屋市大槻町5、住宅)



写真4.3.30 モルタル壁の剥落と部材の腐朽・蟻害
: 建物13 (芦屋市川西町3、住宅)



写真4.3.31 モルタル壁の剥落と部材の腐朽・蟻害
：建物15（芦屋市津知町8、住宅）



写真4.3.34 モルタル壁の剥落と部材の腐朽・蟻害
：建物21（神戸市東灘区森南町3丁目4、住宅）



写真4.3.32 モルタル壁の剥落と部材の腐朽・蟻害
：建物16（芦屋市津知町2、住宅）



写真4.3.35 モルタル壁の剥落と部材の腐朽・蟻害
：建物22（神戸市東灘区森南町3丁目4、住宅）



写真4.3.33 モルタル壁の剥落と部材の腐朽・蟻害
：建物19（神戸市東灘区森南町2丁目10、住宅）



写真4.3.36 モルタル壁の剥落と部材の腐朽・蟻害
：建物24（神戸市東灘区本山中町1丁目13、住宅）



写真4.3.37 モルタル壁の剥落と部材の腐朽・蟻害
: 建物26 (神戸市東灘区本山中町1丁目14、住宅)



写真4.3.40 モルタル壁の剥落と部材の腐朽・蟻害
: 建物32 (神戸市東灘区本山中町2丁目7、住宅)



写真4.3.38 モルタル壁の剥落と部材の腐朽・蟻害
: 建物27 (神戸市東灘区本山中町1丁目12、住宅)



写真4.3.41 モルタル壁の剥落と部材の腐朽・蟻害
: 建物35 (神戸市東灘区本山中町2丁目12、住宅)



写真4.3.39 モルタル壁の剥落と部材の腐朽・蟻害
: 建物29 (神戸市東灘区本山中町1丁目1、住宅)



写真4.3.42 モルタル壁の剥落と部材の腐朽・蟻害
: 建物37 (神戸市東灘区本山中町4丁目14、住宅)



写真4.3.43 モルタル壁の剥落と部材の腐朽・蟻害
：建物41（西宮市仁川町3丁目14、医院兼住宅）



写真4.3.44 モルタル壁の剥落と部材の腐朽・蟻害
：建物43（西宮市仁川町3丁目14、住宅）



写真4.3.45 モルタル壁の剥落と部材の腐朽・蟻害
：建物44（西宮市仁川町3丁目11、住宅）



写真4.3.46 モルタル壁の剥落と部材の腐朽・蟻害
：建物48（西宮市甲東園1丁目4、住宅）



写真4.3.47 モルタル壁の剥落と部材の腐朽・蟻害
：建物50（西宮市上田市1丁目3、住宅）



写真4.3.48 防腐剤注入土台と柱の仕口の破壊：建物12（芦屋市川西町2、住宅）。部材には腐朽・蟻害は認められなかった。しかし、土台と柱の仕口が折れ、壁が脱落して建物が傾斜していた。

5. 木造住宅の地震対策の要点

過去の震災および阪神・淡路大震災で明らかになった木造住宅の被害は、先に述べた4条件、すなわち、①構造計画、②材料選択、③施工管理、④維持管理が適切であったか、の問題であり、いずれかの条件が欠けた住宅が被害を受けたと言える。とくに維持管理については居住者の果す役割がきわめて大きく、同じ時期に、同じ地域に、同じ構法で、建設された住宅でも著しい差がある実態は注目すべきである。すなわち、地震に強い、長持ちする住宅は作る側と住む側の共同によってはじめて可能であることを改めて認識し、教訓としなければならないであろう。

以下にこの4条件に関してもっとも基本となる事項を示しておきたい。

1) 建築基準法施行令の遵守とゆとりある構造計画

木造住宅が地震や台風などの水平力に耐えるためには、耐力壁（代表的なものとして筋かいがある）が必要で、その満たすべき最低の量は建築基準法施行令で定められている。その必要壁量の確保は必要最低限のものであり、ゆとりを持たすことが安全率を増し、初期に生じる内外装の損傷を軽減する。壁倍率の多様性を生かすとともに、配置のバランスは基本要件である。

著しい耐力壁の偏在、大居住空間、複雑なプランを伴う住宅では構造計算を行い、構造計画の適正化を行うことは当然の措置である。

軟弱な地盤など、条件の悪いところは必要壁量の割り増しなど、構造計画の慎重さと並んで、後述するように材料選択、施工管理の綿密な連携が必要である。

阪神大震災の被害でみられたように不用意な増築はきわめて危険であり、既存部分である一階耐力壁の補強、基礎、接合の一体性の確保に留意する。

開口の大きい店舗型住宅、ガレージ付き住宅は直交壁面と水平構面の剛性の確保および脚部留めつけなに留意する。

地震に強い木造住宅を造るための設計の段階で、設計者と施主、居住者の関与する基本原則は次の通りである。

- 1) 平面は凹凸の少ない単純なものであること
- 2) 立面もなるべく単純で、上下階が一致していること
- 3) 耐力壁の量をなるべく多くとること
- 4) 耐力壁が隅角部にあり、一方向に片寄らないこと
- 5) 上下階の耐力壁はなるべく一致させること
- 6) 開口部はあまり大きくとらないこと
- 7) 部屋の面積をあまり大きくとらないこと

もちろん、実際の設計では、これらの原則を必ず外れるものが出てくる。そのときどのような処理をするかが設計者および施工技術者の役割である。とくに構造計画は施主のプラン上の要求との関連が強いだけに、ともすれば無理が生じることが少なくない。したがって施主の無理な要求には、しかるべき説明がなされるべきであろう。たとえば、最近の住宅の中には大きな吹きぬけ、大きなリビング、隅角部の大きなガラス開口などが、構造的な配慮がなく作られている例がある。これらが大きな被害となっていることは前述した通りである。

2) 材料選択

材料選択は本来、設計行為と施工管理の受け入れ検査に相当するであろう。とくに木材の品質などの場合には書類、図書には表せないものが少なくない。日本農林規格1級といった表示は可能であるが、実際の現場では独自の判断が必要なことも事実である。たとえば、筋かいでは、材の端部にあつて大きな問題にはならない程度の節であっても、それと同じ大きさで材中央にあるときには、座屈によって破壊する可能性もあるからである。

土地条件や地盤条件に対処するための材料や構法の選択も多く存在する。土地の選択が材料選択のもっとも基本であることはいうまでもない。

3) 施工管理

構造計画や材料選択が適正であったとしても実際の建設時にそのとおりになっているかが問題である。それが施工管理であり、検査である。それには釘打ち、金物や筋違の材質の判定などの現場施工管理と公的な検査がある。本来建築物の安全性確保のための管理は有資格者たる建築士による構造計画、材料選択、施工管理まで含まれる、いわゆる設計管理に相当するであろう。しかしながら現実には、住宅の現場施工管理がなされていないことも少なくない。阪神大震災の被害の要因に施工の不備が大きなウエイトを占めていたことから、どのような検査体制がもっとも適切か、改めてその所在が問われている。

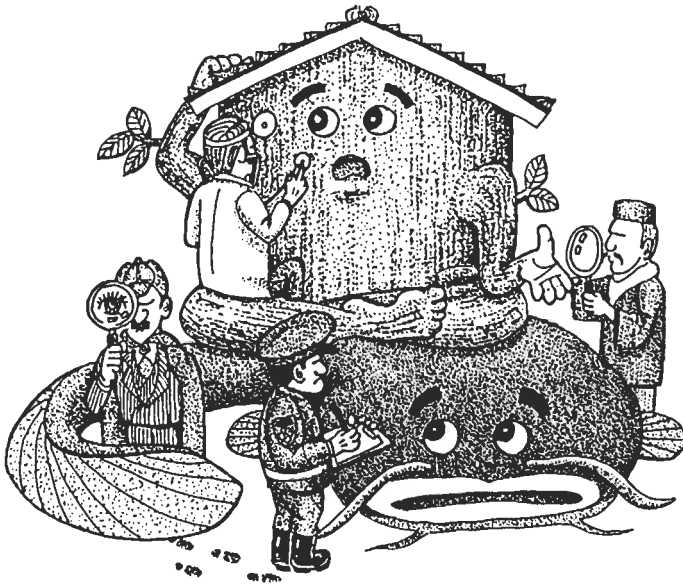
4) 維持管理

地震に耐え、木造住宅を長持ちさせるもっとも基本は住む人の日常的な配慮（維持管理）にある。とくに維持管理、補修に果たす大きな役割は居住者にあり、同じ時期に、同じ地域に、同じ構法で、建設された住宅でも、その劣化に著しい差があるという実態は注目すべきである。それは木部に水分を侵入させない、侵入した場合でも停滞時間なるべく短くし、乾燥した状態を保つ日常的な配慮と、何らかの支障が生じたときの施工者の迅速な連絡である。

新築の住宅の場合は設計段階、施工段階で構造安全性や耐久性のチェックがなされるが、既存住宅の場合は困難な場合が多い。簡便な既存住宅の耐震診断と補強については（財）日本建築防災協会、（社）日本建築士会連合会による「わが家の耐震診断と補強方法」「地震にそなえて—わが家の耐震知識」が参考になる。それで問題があるときには専門家に詳細の検討を依頼する。また、増築や改築の時には既存の住宅の補強をするいいチャンスになる。不用意な増改築が大きな被害を生んだ阪神大震災の教訓を忘れないようにしなければならない。この診断には地震に対する基本原則がほとんど載っており、点数になっているので、ここに載っている点数がなるべく高くなるように、もし低い点数があったら他で補うようにすることが重要である。とくに壁の配置と開口については、とくに留意すべきで、南側に全然壁がないものや、隅に壁、柱のないガラス張りなど問題が生じがちである。

すなわち、地震に強い、長持ちする住宅は作る側と住む側の共同によってはじめて可能であることを認識することこそ、今までの地震被害からの教訓といえよう。

— 資 料 編 —



I. 阪神・淡路大震災と在来木造の将来

東京理科大学
杉山英男

第1話

兵庫県南部地震における阪神地域の木質構造の被害率はどの程度だったのであろうか。残念ながら、それについての確かな情報とおぼしきもの、あるいは公式の印刷物を私はまだ手にしていない。

そこでこれまでに耳にした各種情報を私なりに解釈し総合してみると、震度6～7の地域における木質構造の修復不可能な程度の被害率は、15～20%ではないかと想像される。大きな被害である。

木質構造のそうした被害の殆ど全部は、在来構法の木造で、木質プレハブやツーバイフォーには、修復不可能な被害は殆どなかったと言われている。そうすると、多少の語弊を覚悟で言うならば、今回の地震における木質構造の被害は、いわゆる在来木造に限られたということが許されよう。

在来木造に関わる人々はそのように捉え、在来木造の被害原因と指摘されるものを謙虚に受けとめて、在来木造の耐震強化を考え、失地回復を考え、将来をおもんばかることが必要であろう。

いつの時代にも、地震を受けて家を失い路頭に迷うのは、経済的に恵まれない下層階級である。このことを思うと、「一部の在来木造が壊れたに過ぎない」と切り捨てることは許されないと思う。

また死者5千数百人のうち、8割ないし9割は圧死者、窒息死者であると言われている。そのほとんど大部分は在来木造の倒壊によるものと想像される。「一部の在来木造が壊れたに過ぎない」と切り捨てることは到底許されない。

大部分の在来木造は安全だったのだから、がたがた騒ぐことはないという考え方が、在来木造の関係者の中にはあるようだが、上のように考えるとそれでよいのだろうかという思いを強くする。またそう言って問題を突き放すことによって在来木造の将来が開けてくるであろうか。

がた落ちした人気を回復しようと、木質プレハブやツーバイフォーにも被害があったと揚げ足とりする向きもあるが、重箱の隅をつつつくような小事を挙げて他社を引きずり下ろそうとしても、在来木造自身の耐震性が向上するわけではない。

同僚のゴルフの欠点を挙げて批判し、自分は彼とそれほど腕前の上で差がないのだと暗に主張する人がいるが、そうすることにより自分の腕が上がるわけではない。自分で練習努力して自分の腕を磨かなければ、ゴルフ上手と他人から一目置かれるような存在にはなり得ないのである。

問題は在来木造自身の耐震性である。木質プレハブやツーバイフォーをおとしめてみても在来木造自身の耐震性は向上しないのである。

第2話

震災以来既に8ヶ月が経ち、多くの専門家により被害原因は語り尽くされた感がある。私も機会ある毎に、視点を変えながら、ソフトの問題あるいはハードの問題について個人的意見を述べてきた。従って今更、既に述べた事柄を繰り返してここに述べる気持ちはないし、読者も2番煎じの被害原因論を聞くのを快しとしないであろう。

参考のために、私がこれまで書いた主なものを次に紹介しておこう（読者の入手し易いものだけに限る）。

(1) 木質構造の法令と耐震化、阪神大震災の教訓（単行本）、1995年3月、日経BP社。

(2) 安全のためには規制が必要だ（インタビュー）、週刊東洋経済、1995年4月1日号。

(3) 筋かいと下地板への決別、日経アーキテクチュア、1995年5月22日号。

(4) 木質構造の耐震性、山林、1995年6月号。
ところで、木質構造を専攻する人々の指摘する

被害原因は、おおむね正鵠を得ている。しかし、木質構造を専攻していない耐震構造学者の原因指摘は核心をつくものではない（当たらずとも遠からずではあるが）ことが多い。そういう意見がマスコミを通して震災直後にまことしやかに報道されたが、マスコミは素人で不勉強だから取材する相手を間違えたのである。しかしマスコミによって報道された事柄が、今も一般の人に信じられていては困るのである。

瘦せても枯れても、木質構造という分野を専攻する人間がいることを忘れないで欲しい。そして木質構造の研究者の意見に耳を傾けて欲しい。

今回の地震は縦揺れが大きく、それで建物（木質構造だけでなく建物一般）が壊れたと当初マスコミにより報道されたが、伝え聞くところによると、最近では、識者の考え方は、被害は水平動によるものだという意見に取れんしつつあるようである。これなどは、マスコミ報道の早とちりの一例と言えよう。

第3話

読者に注意して欲しいことがある。「構法」と「構造」とは違うということである。江戸時代から伝えられてきた日本式の木造は構法としては優れていたが、耐震性を考慮してシステムができ上がっていたわけではない。この認識は、在来木造の将来を考える上できわめて重要である。

とにかく日本式木造は、こと耐震性に関しては明治時代が終わる頃までは、全く耐震について検討がされていなかった。だから江戸時代のままの構法を受け継いで大工達が建てた木造家屋は、大正、昭和と経て壊れ続けてきたのである。平成の時代もその延長線上にあることを阪神・淡路大震災が教えてくれたのである。

筋かいを入れることや壁率を計算する必要性を大工達に教えたのは、戦後になって建築基準法施行令が制定されたときであった。1950年施行令は耐震の観点から大工達が信奉してきた「大工の木造」の建て方に対し引導を渡したのである。この問題にはこれ以上触れないが、この認識は在来木造を考える上で重要である。

土塗壁だけの日本式木造は壊れ続けてきたので

ある。通し柱と梁の接合部では、梁の端部のホゾを柱の中に差すため、通し柱に孔を明けたから、通し柱はいつの地震でも折れたのである（第1図参照）。また柱の足元のホゾはいつの地震でも折れたのである（第1図参照）。第1図は田辺平学の著書「耐震建築問答」に掲げられた図である。

こういう現実にはぶつかりながら、大工達の間からは日本式木造を改良し耐震化しようという積極的動きは出てこなかった。知恵も出てこなかった。

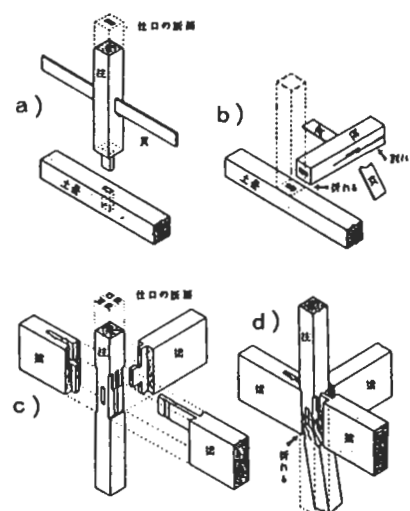
むしろ上記の接合部を精巧な突起や溝を作って構成することを大工技術の粋と考え、その技術を修得していることを大工たちは誇りに感じていたのである。だから地震の被害のことなど一向に気にしていなかったのである。

これについて田辺は、「大工の手からノミを奪え」と題して論説を書き（1927年の北丹後地震の後）、さらに「耐震建築問答」の中で、次のように書いている。

『図はある震災地で撮影した大工職の人達の復興作業ぶりであります。」「ホゾ差し」の為に潰れた建物を復興するのに、又してもセッセと「ホゾ」を削り出しているのであります。これでは単なる「復旧」に過ぎなくて、進歩を伴った「復興」に少しもなっていません』。

『一刻も早く「殺人的構造たるホゾ差し」の仕口を身をやつすことを止めて、これに代わるべき、より安全にして、より進歩した仕口を用いるようにすることです。』

昭和初頭の頃の話である。田辺は木質構造の耐



第1図 納差の仕口とその被害

震化のために、わが国で初めて耐力壁（筋かいも含む）の実験を行い、木造の耐震化のために啓蒙の筆をふるい講演を行った研究者であった。

第4話

日本式木造の欠点は、濃尾地震（1891年）以来、田辺の先輩研究者によって指摘され続けた。しかし一向に大工達に反応は出てこなかったのである。阪神・淡路大震災以後の大工達の動きはどうか。

「構法」というのは、建物の組み立て方や仕上げの方法、更には生産の方法を研究対象とするものであるが、耐震などを対象にした力学的考察は考慮の外である。「構法」というのはそういうものである。然るにわが国では「構法」と「構造」が混同して論じられがちである。こういう現象は鉄筋コンクリート造や鉄骨では見られない奇妙な現象である。日本式木造には「構法」はあったが、「構造」はなかったので、過去の地震で繰り返し壊れてきたのである。

木造が「構法」だけであった時代は過去のことである。在来木造が木質構造の中で、木質プレハブやツーバイフォーと伍して行くためには、「構造」の重要性を認識する必要がある。その辺の事情が在来木造の関係者には分かっていないように感じられる。「構法」と「構造」は別物なのである。

伝統木造や在来木造を賞揚する人々の中には、今回の震災後も、それらを援護する目的から論を展開している向きがあるが、日本式木造の「構法」を賛美する余り、日本式木造の「構造」的欠陥に目を覆っているように思える。もう少し過去の震災の歴史を振り返り、構造力学を勉強して貰いたいものである。

孫可愛いやの感情から無責任に子供を甘やかしていたら、子供の将来を危うくする。在来木造を甘やかしていたら、また「傷を嘗めあっていたら」在来木造には将来はないであろう。

とにかく「日本式木造」は地震に強いという信仰を捨てることである。それをしないと、在来木造についての将来的検討は出発できない。「日本式木造」が過去の地震において弱かった最大の原因は、日本伝統の木造、日本在来の木造が地震に強

いという過信と誤解が世間にあったことだと思っている。戦前の大工が、かたくなに自分の技術を固執し続けたのはその故であった。

なお、戦前の日本式木造は弱かったのである（これは今回の地震で証明された）が、今日の在来木造も弱いと言っているのではないので誤解なきようお願いしたい。今日の日本式木造は強くなっているが、日本式木造は昔から強かったと誤解して、勝手気ままなことをしては、地震にやられることになるのである。

局外者は在来木造を甘やかしてはいけない。甘言は在来木造を駄目にする。木質プレハブやツーバイフォーがいまだに直接間接に行政当局の指導規制を受けている実状を見るべきである。このことが木質プレハブやツーバイフォーが今回の地震で被害を受けなかった理由の一つではないかと思っている。

大正の終わりから平成の今日までに建てられた、各種の木質構造——在来木造、木質プレハブ、ツーバイフォー、丸太組——が、阪神の震災地には広く分布していた。そして今回の地震を受けたのである。それは自然が行った大規模な耐震性比較実験であったと捉えることができよう。今回の地震により我々木質構造の研究者は、木質構造の中で、どの構造が強いかを目の当たり見た。それは私が秘かに思っていたことが、間違っていなかったことを教えるものであった。

言い訳をしようがしまいが、とにかく在来木造が最も弱かったことは自明である。在来木造が壊れたパターンは、我々木質構造の研究者がこれまでに知っていたものばかりで、特に目新しいものはなかったのである。

第5話

今回の地震で壊れたか、壊れなかったかの結果は、構造の強弱による所も少なくないが、構造の弱点は人間の努力によって補えるものである。問題は、設計と施工に対する技術者の姿勢、特に設計施工のチェックに対する態勢だと思っている。

古い在来木造が壊れて、新しい在来木造は残ったと人々は指摘し、その原因を在来木造のハード面に求め、それ以上は突っ込んで論を展開するこ

とを躊躇している場合が多いが、もう一步突っ込んだ論議が必要だと思う。

我々がイメージする工務店よりも組織的に大きい工務店や住宅会社が、木造住宅市場に参入したのは比較的新しいことである。それが新しく建てられた在来木造が残ったという現象と、かなり相関関係を持っているように私には思えるのである。

在来木造の被害の有無は、その設計と施工を手掛けた大工、工務店、住宅会社並びに設計事務所の技術能力と大きく関係したのではあるまいか。在来木造の将来を論ずるとき、この点に光を当てる必要がある。在来木造に関わる人びとの心掛けや良心も問題にされなくてはならないかも知れない。「在来木造は構造が弱い」と考えるだけでは、阪神における在来木造の被害の原因が私には見えてこないのである。

一人大工と少数集団としての工務店の人々に、技術の変化に対応するための勉強を期待したいと思う。徒弟時代に習得した技術を未来永劫に金科玉条として固執するのでは時代に遅れる。デザインや新材料の使い方も勉強して貰わなくてはならない。アフター・ファイブを楽しんでばかりいて貰っては困る。阪神大震災を契機に最も反省し、勉強して貰わなくてはならないのは、一人大工と少数集団の工務店だと思っている。彼らを励まし後援援護することが、在来木造の将来を憂いている人々のなすべきことで、このサポーター運動を在来木造に関わる人々が忘れてるように思えるのは残念である。

規模の小さい設計事務所は、プランだけ作れば後は大工任せというのがしきたりらしいが、木造を知らなくて、大工任せにする面があるようである。もっと木質構造の勉強をして欲しいものである。現場監理を怠るのは時間的余裕がないからだが、これも困ったことである。

上に述べた事柄の解決を考えないで、震災後、在来木造の構法改良に走る人々がいるようだが、在来木造にとっての反省課題はそこにはないように思える。

私が提唱する「筋かいをやめる」、「モルタル壁をやめる」(前出の文献の中で私見を公表してきた)くらいのスケールで在来木造の構法改良を考えて

欲しいものである。

第6話

江戸時代に木割の術が完成され、木造建築の建て方が洗練の極地に達したと言われているが、そうした技術の完成洗練に意を注いだ工匠の目は、支配階級の建築物(神社仏閣、大名の邸宅、豪商の店屋敷など)に向けられていたと言ってよい。

ズバリ言って江戸時代の木造建築(木造建築・イコール・建築物であったが)は地震に弱かった。庶民の住家、特に町屋の耐震性はゼロに近かった。「耐震配慮がなかった」からである。「日本式木造」がここから出発したのだということを読者はしっかり認識して欲しいと思う。

日本の伝統的・在来的木造は地震に強いという信仰をもっている多くの現代の建築家は、神社仏閣、館宇邸宅のみに注目し、凡下庶民の住家が地震の度に大きな被害を受けてきた史実を直視していない。それを意図的に避けている節がある。

いつの時代にも、地震を受けて家を失い路頭に迷うのは、経済的に恵まれない階層、すなわち下層階級であった。在来木造を甘やかし、おだてる人々はこの現象をどのように捉えているのであろうか。

古代、帝王貴族の館が残ったとき、民衆の住む陋屋は潰れたはずである。

五重の塔や寺の本堂が残ったとき、その日暮らしの壇家の家は潰れたのである。

近世、大名の邸や豪商の店は残っても、裏長屋は壊れたのである。

同じく近世、名主・庄屋の家は残ったが、水呑み百姓の家は倒れたのである。

現代の初め、高位高官の館は残って、サラリーマンの借家は潰れたのである。

支配階級の館宇の震災について、古文書は詳しく記しているが、下層階級の被災については目を向けていない。下層階級の家が多数倒壊しても、「倒れるのが当たり前」と断じられたのである。古代中世はもちろんのこと、江戸時代もこの思想から出ていなかったと言ってよかろう。このような支配階級・権力者の意識の中からは庶民の住家を地震に強くしようというような考え方が生まれてく

るはずはなかった。平成の今日も、程度の差こそあれ、支配階級の意識は江戸時代と変わっていない。それは阪神・淡路大震災の官産学（建築界ばかりでなく社会全般）の反応と対応を見れば明らかであろう。

そういう思想を背景に、「いつの時代でも」木造住宅は顧みられず、倒れても同じ方法で建てられ、地震がくれば、また大きな惨禍を招く。それを江戸時代から明治・大正・昭和を経て平成まで繰り返してきたのである。

日本の歴史の中で、1950年代、1960年代、1970年代前半ほど社会と建築界が木造を軽視し、蔑視した時代はなかった。その放りばなしのツケが回ってきて、兵庫県南部地震では、その時期に建った木造住宅が手痛い被害を受けたのである。

在来木造の大被害の原因の底にあるものが「木造蔑視」であったことに気付いていない人が多いようだから、ここでそのことを指摘し、阪神大震災を生んだ本質的原因は、「木造蔑視」にあったと力説しておきたいと思う。

地震で被害を受けた人々にはお気の毒だが、社会はもちろん、建築界は官産学も「木造蔑視」一辺倒の時代に、今回の地震犠牲者の家々は建てられたのである。建築界全体において木造住宅に対する監督・監視・監理がないがしろにされていたと指摘したとき、何びとが私の説に反論できたであろうか。

第7話

私が「日本式木造」と呼ぶものは、江戸時代に

発源して平成の今日まで続いている日本式の木造のことである。今日、「在来木造」と呼ばれているものには洋式木造の血が流れ込み、変質も見られるが、「在来木造」が「日本式木造」の正統の継承者であることは間違いのないのである。

そして在来木造は大工によって支えられた「大工の木造」なのである。一般に人びとは日本式木造のハード面、即ち構法に注目するが、日本式木造とは「大工が建てる構法」で、良きにつけ悪きにつけそれが特徴なのである。

江戸時代の木造、すなわち日本式木造の特徴は、土塗真壁に貫を入れるところにあった。筋かいは入れなかった。それが、現在の在来木造の流れでは（ストックではなく）、壁に間柱を入れ、筋かいを挿入する洋式の木造が主流になってきている。西洋式の建て方にシフトしてしまった訳で、「何が在来なのか」という気がするのであるが、私は「大工が建てているものが在来木造」という見方をしている。

在来木造が阪神・淡路大震災の打撃から立ち直るためには、大工の自覚と勉強が緊要である。サポーターがいくら応援したとしても、グラウンドで試合するのは選手である。大工が住宅建設の競争場裡で闘う選手なのである。どうしたら、大工諸君が緊禪してくれるかである。在来木造につながる林業、林産の関係者はこの点に思いを致す必要があろう。従来その視点が欠如していたように思える。

(1995. 9. 25受理)

II. 阪神・淡路大震災

1. 地震と被害の概要

東京大学工学部
坂本 功

はじめに

1995年1月17日に発生した大地震は、「平成7年(1995年)兵庫県南部地震」と名づけられ、またそれによる甚大な災害は、「阪神・淡路大震災」と呼ばれている。

この地震によって、人的被害だけでも死者が5500人を越え、土木・建築構造物では、高速道路や新幹線の高架橋・鉄筋コンクリート造の高層ビルをはじめとして、きわめて広範かつ重大な被害を被った。とりわけ木造住宅が多く倒壊し、それによって多数の人が圧死した。

本稿では、この地震そのものと、建築全般の被害の概要を紹介したい。

1. 兵庫県南部地震の概要

1) 地震の諸元等

この地震の諸元は以下の通りである。

発震時：1995年1月17日 5時46分

震央：北緯34度36.4分，東経135度2.6分(淡路島北端)

深さ：14.3km

マグニチュード：7.2

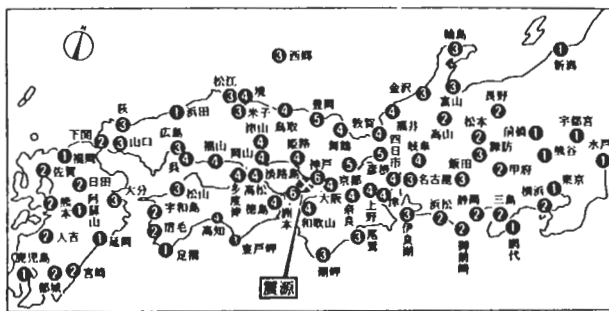
この地震はいわゆる直下型であったため、きわ

めて大きな被害をもたらしたが、地震の規模としては、関東地震(M=7.9)や来るべき東海地震(M=8.0クラス)と比べれば、一桁小さいものである。

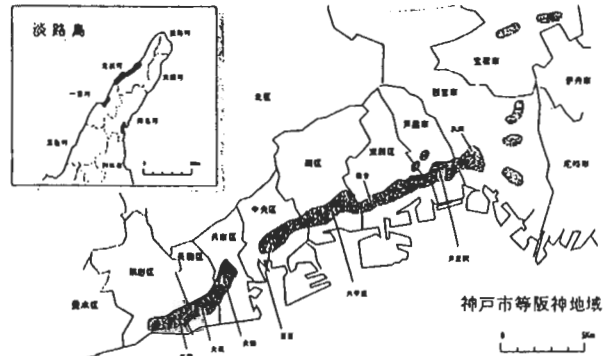
2) 震度

この地震による各地の震度は、第1図の通りである。気象庁では、当初神戸と洲本で震度6と発表し、震度7はその後の調査によって追加された。その震度7と判定されたところは、第2図の通りである。ちなみに震度7は、福井地震のときの揺れ方があまりにも強かったため、その後気象庁震度階に付け加えられたもので、適用されたのは今回が初めてである。

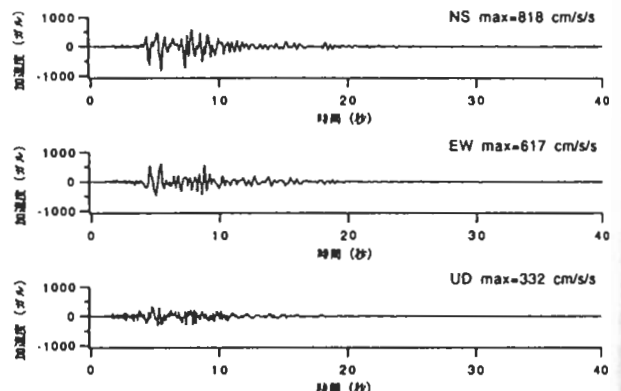
この震度7は、「家屋の倒壊が30%以上」となる場合であり、当然被害の激しかったところと重なる



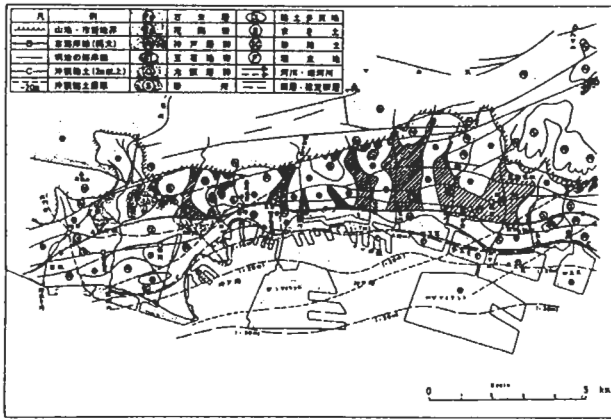
第1図 各地の震度 (気象庁による)



第2図 現地調査による震度7の分布 (気象庁による)



第3図 神戸海洋気象台の加速度波形 (気象庁による)
(建築震災委員会中間報告)



第6図 神戸付近の地盤の概要図

(岩見, 他1982, および建築震災調査委員会中間報告による) 層として知られていたものである。そのうち野島断層では, 今回のずれが地表に現われた。なお, 阪神間で被害の大きい帯状の部分(震災の帯と呼ばれる)が, 断層との位置関係によるものか, 地質・地盤の特性によるものか, あるいは建物の分布状況によるものか, といったことについては, 諸説があってまだ解明されていない。

5) 地質と地盤

今回の被災地のうち神戸付近を例にとりて, 地質と地盤の断面を模式的に表すと, 第5図のようになる。北から六甲山地, 丘陵地・洪積台地(扇状地), 海岸に近い沖積低地が東西方向に帯状に並んでいる。さらにその南側に埋立地がある。

このうち, 震度7と判定された区域を含め被害がとくに激しかったところ, すなわち地震の帯は, 神戸市の須磨から, 芦屋市を経て西宮市で北に曲がり, 宝塚市にいたる幅1km内外長さおよそ30kmの部分である。

この帯状の被害の大きい部分は, 第6図に示す地盤の概要図と第2図を重ね併せるとわかるように, 洪積台地(扇状地)から沖積低地にかけているが, 扇状地では玉石の混じった土質であり, むしろ良好といえる地盤である。沖積層も粘土質だけでなく, 砂質の部分もあり, とくに軟弱な地盤とはいえない。

このように, 被害の大きいところがかならずし「きわめて悪い地盤」のところだけとはいえない。

なお, 芦屋浜をはじめとする埋立地で, 広い範囲で地盤の液状化が生じた。このために, とくに, 土木構造物と木造あるいはプレファブ住宅に被害

がでている。

2. 被害統計

1) 人的被害

人的および建築物の被害統計を第1表に示す。人的被害として, 死者は5,500人を越え, 負傷者は40,000人以上に達している。死者のうち, およそ9割は圧死によると言われており, このうちの大部分の人は木造住宅の下敷きになって亡くなったものと思われる。なお, 火災の発生により増加した死者の数は不明であるが, 全体としては, 火災が発生しなくても, きわめて多くの死者がでたことには違いがないであろう。

2) 建築物の被害

建築物の被害としては, 県と警察の発表によれば, 全壊約100,000棟, 半壊約110,000棟である。木造だけの被害についてはまだわからないが, 建物の棟数としては, 木造が大部分であると思われる。

第1表 被害状況等

(消防庁調べ, 平成7年5月23日集計の建築震災調査委員会中間報告より)

区分	単位	被害数	区分	単位	被害数
死者	人	5,502	公共建物	棟	549
行方不明者	人	2	その他建物	棟	3,126
負傷者	重傷	1,819	火災	件	294
	軽傷	25,029		道路	箇所
	調査中	14,679			
	計	41,527			
住家被害	全壊	100,282			
	半壊	108,402			
	一部破損	※185,756			
	合計	394,440			

※住家一部破損は, 一部地域で調査中であり, 現時点で判明している数である。

3. 建築物等の被害

1) 鉄筋コンクリート造等の被害

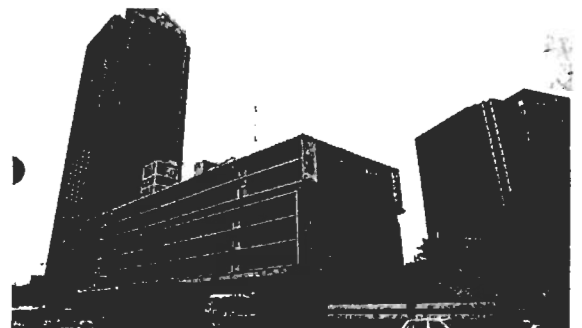


写真1 中間階が崩壊した神戸市役所旧館



写真2 中間階が崩壊した交通センタービル

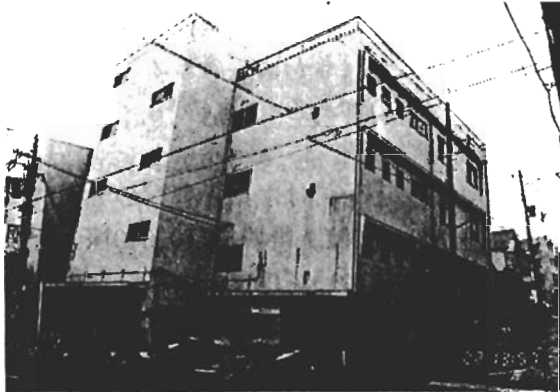


写真3 ピロティ部で崩壊したマンション



写真4 柱-梁仕口で破断した鉄骨造

神戸から芦屋・西宮にかけて、いたるところで鉄筋コンクリート造または鉄骨鉄筋コンクリート造の崩壊が見られたが、とくに三の宮周辺の大きなビルに特徴的な被害が集中的に現われている。神戸市役所旧館（8階建ての6階，写真1）・明治生命ビル（12階建ての5階）・交通センタービル（9階建ての5階，写真2）・日本興業銀行ビル（10階建ての3階）・日本生命ビル（12階建ての4階）など、中間階の崩壊が多く発生し、これらはこれまでの日本における地震被害ではほとんど例を見なかった破壊形式である。

また、いわゆるマンションで中高層のもので、

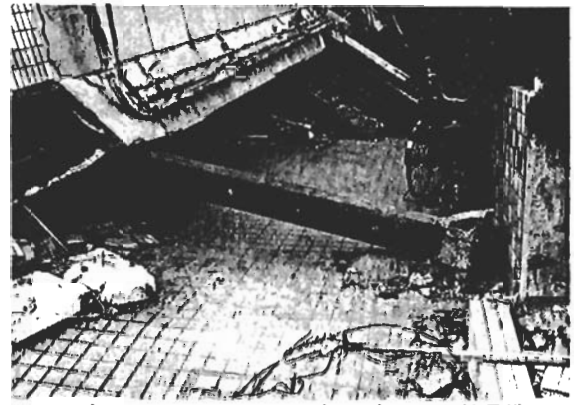


写真5 柱脚のアンカー部で破断した鉄骨造



写真6 厚い断面の鉄骨が破断した芦屋シーサイドタウンのアパート群

1階がピロティ式の駐車場になっていたり、店舗になっており、壁がないものでは、ここが崩壊したものが多い(写真3)。また5階建て程度のビルで、1階の道路側の柱が破壊したために、大きく傾斜または転倒したものがある。

新耐震では、剛性率や A_i 分布といった規定によって、このような中間階崩壊やピロティ部分の崩壊が起りにくいようになっている。しかしこれらの規定は、中間階崩壊を防ぐ効果は認められたものの、ピロティの崩壊は新耐震以後のものにも起こっており、この点は今後の課題とされている。

このほか、神戸西市民病院や宮地病院などの病院や、神戸市役所や兵庫警察署のように、このような災害時にこそ必要な施設の建物が崩壊したことは、1971年のサンフェルナンド地震のときのオリーブビュー病院の被害以来問題になっていただけに、改めて用途係数（重要度係数）の導入の必要性が議論され始めている。

また、鉄筋コンクリートのディーテイルに関しては、帯筋の間隔や端部の折り曲げの規定の強化が効果があったことが確認されている。

なお、以上のような被害があったのに対して、

壁式の中層のアパートでは、ほとんど被害がない。

2) 鉄骨造等の被害

鉄骨造では、中小のオフィスビルやマンションで倒壊したものが多く見られた。それらには、柱・梁仕口の溶接部の破断(写真4)、ブレースの座屈や破断、柱脚部の溶接分の破断、基礎へのアンカ一部分の破壊が見られた(写真5)。これらの被害に関しては、施工上の品質管理が問題になっている。

また、芦屋浜シーサイドタウンの高層集合住宅では、鉄骨の柱が破断しており、これがいわば国家的なプロジェクトで作られただけに、大きな関心を呼んでいる(写真6)。

なお、多くの鉄骨造の建物は、その鉄骨が耐火被覆されており、さらに仕上げ材もついているので、破断や残留変形があっても発見することがきわめて困難であり、このような潜在的な被害の存在が案じられている。

3) 木造の被害とその特徴

被害が大きかったのは、すでによく知られているように、いわゆる在来構法であるが、この構法にも、年代的に変化がある。ここではこの在来構



写真7 古い構法の木造住宅の倒壊
(後方の在来構法はほぼ健全)



写真8 開口が大きく、耐力壁に乏しい木造住宅の被害

法を含めて、木造の構法と用途・形態の組合せによる被害の特徴を、第2表に示すにとどめる。倒壊するような大きな被害をうけたのは、構法的に古いもの(写真7)と、新旧を問わず耐力壁が少ないなど、耐震的に不備なもの(写真8)であった。一方、在来構法(軸組構法)でも、金融公庫の融資をうけたようなものには、被害はきわめて少ない。

第2表 木造の被害パターン

構法	在来構法		その他
	530	550	
年代			(540~)
各部構法	壁 壁土+瓦 竹小梁土壁等 加積、下支保仕上げ 風通いなしが多い	壁 壁土+瓦 竹小梁土壁等 木ずり+瓦土壁等 風通いが多い	(壁土)+瓦、スレート 木ずり+瓦土壁等 サイディング張り(部材材 ほとんど風通いあり)
用途	2x4	プレハブ	
戸建住宅	倒壊極めて多数	倒壊多数	倒壊したものあり 大きな被害は少ない
公庫型			大きな被害は少ない
狭小戸建住宅		戸建式文化住宅(ミニ期間) 大傾斜多数	
共同住宅	平屋の質屋(高層時数) 倒壊極めて多数	アパート式文化住宅 倒壊極めて多数	大きな被害は少ない
店舗併用住宅	倒壊極めて多数 (2F増築のものも多い)	倒壊・大傾斜多数	

なお、ツーバイフォーについては、ツーバイフォー建築協会がその加盟会社の建築分について調査した結果として、全壊・半壊はなかったとしている。研究者による調査によっても、おおむね同様な結果が得られている。また、プレファブ住宅も建物本体の振動による半壊以上の被害は確認されていない。

このようにツーバイフォーやプレファブが耐震性を示したのは、その構造が設計要項などによって厳しく縛られており、かつ品質管理が行き届いているためと考えられる。

ただし、ツーバイフォーやプレファブでも、液状化によって建物全体が数十分の一程度傾いたものは相当数あるものとみられるが、その実態はまだ明らかになっていない。

4) 火災

この地震では、地震火災が多発した。地震の発生直後だけでなく、停電から通電が始まった際にも、出火している。焼失区域面積は約60ha、焼損棟数は約7,000棟である。このうち、とくに長田地区で大きな面積にわたって焼失した。

この地震火災における延焼速度は、これまでの



写真9 木造住宅の外装モルタルの剝落



写真10 ALC外壁の剝落

都市大火のときの速度と比例して、格段に遅く、その理由として、風がほとんどなかったこととともに、住宅の多くが防火木造すなわちラスモルタル塗りのものであったことがあげられている。

5) 非構造部材

外壁をはじめとする非構造部材の被害は、量的に大きいことを除けば、被害形態としては1978年宮城県沖地震などのときの被害とおおむね同じようなものである(写真9, 10)。

そのなかでも特筆に値するのは、総ガラス張りのビルのガラスがほとんど割れなかったことである(写真1の両側のビル参照)。一般の人々の「ガラスの雨が降る」という先入観とは反対に、すぐれた耐震性を示した。これは、超高層ビルの開発の際に、カーテンウォールの層間変位追従性に関

する研究が行われ、その後も研究と開発が行われてきたことの成果である。

6) 土木構造物等の被害

高架になっている高速道路や新幹線の高架部分で、横倒しになったり、あるいは橋桁が落下したが、そのほかの鉄道や港湾施設などにも、甚大な被害が生じた。

む す び

兵庫県南部地震における木造住宅をはじめとする建物の被害は、きわめて広範かつ重大であった。その復興はたいへん大きな問題であるが、他方このような被害が起こる可能性は日本中いたるところにあり、既存不適格(あるいは既存危険)建物の対策は、きわめて緊急かつ重大な問題である。

ただし今回の地震では、新耐震の考え方が細部はともかく基本的には正しかったことが実証されたといってよい。したがって、新しい建築物の設計にあたっては、当面この新耐震に従うことで大過ないと考えられる。

もちろん、きわめて大きな加速度が得られたにもかかわらず、それに対応するほどの被害がなかったことなど、基本的な点で未だ不明なこともあり、今後の研究の必要性はますます高くなっている。

(本稿は、筆者が木造建築研究フォーラム・第27回公開フォーラム「阪神・淡路大震災と木造建築の被害を考える」に書いた原稿をもとにしているが、大幅に加筆訂正し、かつ私の研究室で写した写真を添えたものである。なお、第1図は朝日新聞のものを、また、第3～6図は平成7年阪神・淡路大震災建築震災調査委員会中間報告(第1部, 1995, 7)から転写した。)

(1995. 9. 18受理)

2. 木造建築物の被害報告

建設省建築研究所
安村 基

はじめに

建設省建築研究所では、震災後3回に亘って木造建物の被害調査を行った。限られた条件のなかで、必ずしも十分な調査結果が得られたわけではないが、ここに、調査の結果より得られた知見の一部について紹介したい。なお、調査を行った期間、メンバーは、以下の通りである

・第2次調査

期間：平成7年1月25日(水)～28日(土)

調査員：建設省建築研究所第2研究部

中島 史郎, 宮村 雅史

〃 第3研究部

山口 修由

・第2次補足調査

期間：平成7年2月7日(火)～12日(日)

調査員：建設省建築研究所第3研究部

安村 基, 河合 直人, 山口 修由

〃 第2研究部

中島 史郎

・第3次調査

期間：平成7年3月15日(水)～17日(金)

調査員：建設省建築研究所第3研究部

安村 基, 河合 直人, 山口 修由

〃 第2研究部

中島 史郎

1. 被災地の木造建物の仕様による分類と特徴

被災地における木造住宅の構造的な特徴は建設時期や構法により異なり、被災の程度、要因も建物の種類、構法によりまちまちである。従って、どのような建物がどのような被害を受けたかを整理して考えることが重要である。木造建築物を構法により類別することは容易ではないが、ここで

は、調査を行う関係上、被災した地域における木造建物を建設時期を考慮して、仕様の観点からごく大ざっぱに第1図に示すように分類した。

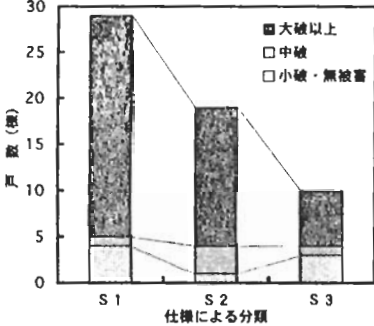
S1の仕様の建物は、写真1に示すように戦前あるいは戦後初期に建てられたものに多く、一般に葺き土、土塗り壁を有するため、建物の重量が大きい。これに対して、一般に水平抵抗力は小さく、地震による被害を受けやすい。また、部材の緊結に補強金物等が用いられていない場合が多く、部材の脱落等が起きやすい。建物全体が崩壊に至ったものは、この仕様によるものが多い。S2の仕様の建物は、おおむね昭和30年頃以降に建てられたものが多く、都市防災の関係上外壁がラスモルタルとなったものである。写真2に示すように、S1と同様、葺き土、土塗り壁を有し、ラスモルタルが施されているため、建物の重量が大きい。筋かいを有するものが多いが、筋かいの量が十分でないもの、筋かい端部や柱と土台の緊結等が不適切なもの、構造計画が適切でないものは、地震の被害を受けやすい。S3の仕様の建物は写真3に見られるように、ここ20年位の間建設されたものが多く、一般に建物の重量が軽く、地震に対して有利である。特に、仕口に補強金物を施し、十分な量の耐力壁を釣合良く配置したものは、大きな振動的被害を受けにくい。この種の建物には、在来

- | |
|--|
| <p>S1： 竹小舞に土塗り壁、下見板張りまたは漆喰仕上げで、屋根は葺き土を有する瓦葺き。筋かいが入っていない場合が多い。外壁が改装され、モルタル、金属板、またはサイジング仕上げとなっている場合もある。基礎は、煉瓦造りや布石が多い。</p> <p>S2： 竹小舞に土塗り壁、木ずりにラスモルタル仕上げで、屋根は葺き土を有する瓦葺き。筋かいが入っているものが多い。基礎は、コンクリート造布基礎が多い。</p> <p>S3： 木ずりにラスモルタル仕上げ、またはサイジング張りで、一般に土塗り壁を有さない。筋かいや合板等のボードを張った耐力壁を有し、断熱材が用いられている場合がある。内壁にはラスボードや石膏ボードが張られている場合が多い。屋根は、瓦、スレート、金属葺きで、一般に葺き土を有さない。基礎は、鉄筋または無筋のコンクリート造布基礎である。</p> |
|--|

第1図 被災地における木造建築の特徴と分類



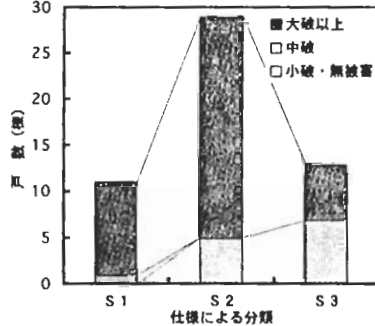
写真1 S1の仕様による木造建物の例



第2図 長田区川西通りにおける木造住宅の被害



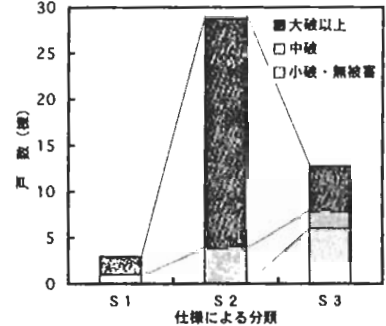
写真2 S2の仕様による木造建物の例



第3図 灘区大石北町における木造住宅の被害



写真3 S3の仕様による木造建物の例



第4図 東灘区本山中町における木造住宅の被害

軸組構法の他に、枠組壁構法、木質系プレファブ構法等がある。

2. 特定地域におけるブロック全数調査

神戸市における木造住宅の被害状況を把握する目的で、木造住宅の被害の多い、長田区、灘区、東灘区においてブロック全数調査を行った。各地域における被害の比較的大きいブロックを抽出し、そのブロックにおける木造住宅全数（各ブロック50棟前後）について外観調査を行った。第2図～第4図は、それぞれ長田区川西通り、灘区大石北町、東灘区本山中町における木造住宅の被害を示したものである。調査を行った建物の仕様による分類を比較すると、長田区川西通りにおいては、全体にしめるS1の仕様の住宅の割合が一番多く、次いでS2、S3の順となるが、灘区大石北町及び、東灘区本山中町ではS2、S3、S1の順となり、S2の仕様の建物の割合が最も多い。一方、被害率は、いずれの地域においても、S1とS2の仕様の建物の被害が多く、概ね8割程度の建物が大破以上の被害を受けている。これに対して、S3の仕様の建物では、3～5割程度の建物が大破以上の被害を受けており、小破、無被害は3～5割程度である。ここに、大破以上とは、倒壊あるい

は残留変形角が1/20以上の場合、中破とは残留変形角が1/60～1/20の場合、小破は、残留変形角が1/120以下のものをいう。また、被害には、隣家からの衝突によるものも含まれている。

本調査の結果より、木造住宅のストックは、地域により、建設年代、構法等の特徴が異なるが、調査を行った被害の大きい地域では、①葺き土を有する瓦屋根、土塗り壁を有する建物、あるいはこれにラスモルタルを施した建物（概ね、築20年以上の建物であると想定される）では、およそ8割程度のものが大破以上の被害を受けており、②土塗り壁を有さない新しい構法による建物（概ね、築20年以内程度と想定される）では、3～5割程度の建物が大破以上の被害を受けていたが、3～5割は無被害、小破以下の被害で、比較的新しい木造住宅でも、構造計画や施工等に問題のあったものでは、大きな被害を受けたものがあったことが分かる。

3. 被害の程度と特徴

(a)全体崩壊：写真4～6は、神戸市長田区、灘区及び淡路島郡家における木造建物の被害状況を示したもので、建物全体が崩壊しており、建物の原型をほとんど止めていない。このような被害を受

けた建物は、戦前あるいは戦後間もなく建てられたS1の仕様によるものが多い。

(b)部分崩壊、倒壊：写真7～13は、建物の一部が崩壊したり、倒壊した例である。写真7は、1階部分が崩壊した木造共同住宅で、2階部分や小屋組も大きな被害を受けている。写真8及び9は、1階部分が層崩壊した例で、写真8では、連続する木造住宅の1階部分が軒並み倒壊しているが、2階部分が比較的原型を留めているものもある。また、写真9の建物はコーナーに建つ建物で2階床梁に鉄骨ラチス梁が用いられており、1階部分に大空間があったことが想像される。今回の地震においては、激震地でこのように1階部分が層崩壊した例が多く、これらの建物は、一般にS1及びS2の仕様によるものが多いが、S3の仕様のもので、構造計画、施工等に問題のあるものでは、倒壊したものも見られた。写真10は、1階が倒壊した新しい木造住宅で、1階がガレージであったため、耐力壁の量が少なく、またその配置が不均衡であったものと思われる。写真11は、S3の仕様による3階建ての建物の被害で、1階部分が倒壊している。3階部分は増築によるものと推定される。写真12及び13は、いずれも1階に鉄筋コンクリート造の車庫を持つS3の仕様による建物の

被害で、木造部分の1層目が完全に倒壊している。(c)傾斜：写真14～16は、建物が大きく傾斜した例を示したものである。写真14及び15は、間口の狭い住宅の被害で、1階部分が大きく傾いている。このような建物では、建物前面に開口が多く、耐力壁が配置されていないことが多い。写真16は、店舗併用住宅の被害で、1階部分が大きく傾いている。このような建物では、建物前面に大開口がとられ、耐力壁が配置されていない場合が多い。(d)内外装材の被害：写真17及び18は、外装モルタルが剥落した例で、写真18の建物ではモルタルが2階全面に渡って落下しており、残留変形は小さいが、地震時にかなり大きな変形を受けたことが想定される。写真19は、内装ボードの被害、写真20は、土塗り壁の被害を示したものである。(e)基礎の被害：今回の地震では、建物が振動的に被害を受けた割合が多く、基礎の被害に伴う上部構造の被害は比較的少なかったが、写真21に見られるように、盛り土の崩壊に伴い上部構造が被害を受けたものや、写真22に見られるように、地盤の変動に伴う無筋コンクリート造の基礎の被害が見られた。(f)腐朽、蟻害：今回地震の被害を受けた地域では、写真23に見られるように、蟻害や腐朽により、部



写真4 全体崩壊した木造住宅(長田区)



写真5 全体崩壊した木造住宅(灘区)



写真6 全体崩壊した木造住宅(右)(淡路島郡家)



写真7 1階が層崩壊した木造共同住宅(東灘区)



写真8 1階が軒並み倒壊した木造住宅(兵庫区)



写真9 1階が倒壊した木造住宅。2階床に鉄骨ラチス梁が見られる(長田区)



写真10 1階が倒壊した新しい住宅。1階部分がガレージで耐力壁が偏って配置されていた(灘区)



写真11 1階が倒壊した3階建て木造住宅。3階部分は、増築と考えられる(東灘区)



写真12 2階部分(木造の1層目)が倒壊した住宅。1階部分は鉄筋コンクリート造のガレージ(東灘区)



写真13 2階部分(木造の1層目)が倒壊した住宅。1階部分は鉄筋コンクリート造のガレージ(東灘区)



写真14 1階が傾いた間口の狭い建物(東灘区)

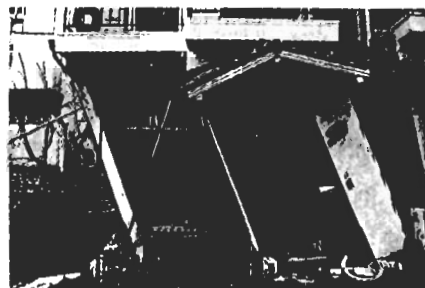


写真15 1階が大きく傾いた住宅。1階前面に耐力壁がほとんど配置されていない(東灘区)



写真16 店舗併用住宅の被害。1階が大きく傾いている(長田区)



写真17 外壁モルタルの被害(中央区)



写真18 外壁モルタルの落下(中央区)

材が著しく劣化したものが見られた。

(8)小破、無被害：今回の地震で、適切な設計、施工のなされた木造建築物は、激震地においても大きな被害を受けなかったものが多い。写真24は、最近建てられた3階建て在来軸組工法住宅で、激震地にも拘わらず顕著な被害は受けていない。このように、適切な設計、施工により建てられた木造建物は、激震地においても構法を問わず大きな被害を受けていない。

4. 詳細調査

木造住宅の被災要因を調べる目的で、東灘区本山中町において、被災建物17棟について詳細調査

を行った。調査に当たっては、比較的新しい建物(S3の仕様)を中心とし、被害の比較的大きい建物について、建物の内部を調査し、壁量、壁配置と被害程度との関係を調べた。第5図は、梁間方向(短辺方向)と桁行き方向(長辺方向)における壁率を比較したものである。ただし、今回の調査では、壁内の構造を特定出来なかったため、長さ60cm以上の外壁及び内壁のその方向の長さの和を床面積で割った数値を壁率としている(従って、平均の壁倍率を1.0と仮定していることになる)。第5図を眺めると、一般に壁は桁行き方向に多く配置されているが、梁間方向には極めて少ないものが多いことが分かる。一方、残留変形角と壁率



写真19 内装ボードの被害(東灘区)



写真20 土塗壁の被害(東灘区)



写真21 盛り土の壊崩による上部構造の被害(東灘区)



写真22 地盤変動に伴う基礎の被害(東灘区)



写真23 白蟻による柱の被害

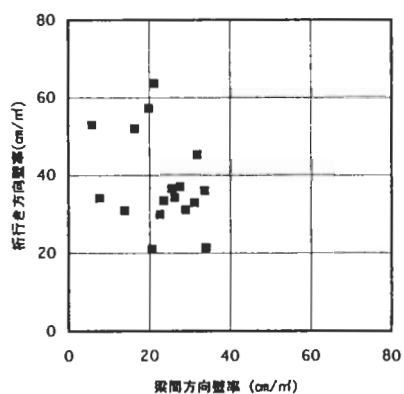


写真24 激震地で被害を受けなかった3階建て在来軸組工法住宅(東灘区)

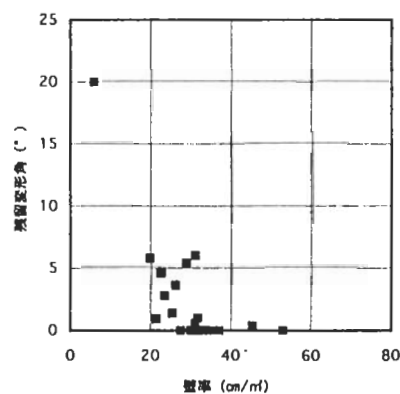
の関係を示した第6図を眺めると、壁率が概ね30 cm/m²を越えるものでは、残留変形角は極めて小さいが、壁量が少ないものほど残留変形角も大きいことが分かる。ただし、第6図には衝突により被害を受けた建物のデータは省いてある。本調査では、壁の構成が不明であるため、壁率の絶対値と被害の関係は不明であるが、ある壁率を境にそれより壁率の少ない建物では被害が顕著であることが分かった。

5. 主な被災要因

(a)重い屋根と耐力壁の不足：倒壊した建物の多くは、S1及びS2の仕様に見られる土塗り壁、葺き土を有する瓦屋根の建物で、建物の質量が大きいのにも拘わらず、水平抵抗要素の剛性、耐力が小さいため、水平力に抵抗することが出来ずに倒壊に至ったものと考えられる。特に、S1の仕様の建物では、筋かいが設置されていない場合が多く、



第5図 梁間方向と桁行き方向の壁率 (平均壁倍率を1.0と仮定)



第6図 壁率と残留変形角の関係 (平均壁倍率を1.0と仮定)

設置されていても十分な量の筋かいが確保されていない場合が多かったため、剛性、耐力の不足により倒壊に至ったものと考えられる。

(b)不適切な部材の緊結：構造物が水平力に抵抗するためには、架構が一体となって地震力に抵抗するように、部材が相互に緊結されていることが必要である。仕口の掛かりが小さい上、補強金物等が用いられていないため、部材が脱落したり、柱が土台から抜け出したり、ずれたりする被害が見られた。

(c)不適切な筋かいの設置と端部の緊結：筋かいが有効に働くためには、適切な設置と緊結が必要である。今回の地震で被害を受けた建物には、筋かいをK字型に入れたものや、間柱で筋かいを切ったものなど、配置が適切でないものも多く見られた。また、配置が適切な場合でも、筋かい端部を突きつけ、釘3本打ち程度としたものも多く、端部が適切に緊結されていないものが多かった。また、筋かいの取り付く柱と土台の緊結に補強金物が用いられていない場合が多く、筋かいが有効に働かない原因となっている。

(d)不均衡な耐力壁の配置：建物が地震力に抵抗するためには、建物の重量に見合った十分な耐力壁の量を確保することが重要であるが、耐力壁が水平力に対して有効に働くためには、建物に作用した力が耐力壁に有効に伝達されることが必要である。木造では床面の面内せん断剛性が十分剛でない場合が多く（特に在来軸組工法では床下地材が

一体化した構造とならない場合が多い）、耐力壁が釣合良く配置されていないと、耐力壁の少ない構面に変形が集中することになる。例えば、店舗併用住宅の間口の狭い建物では、建物前面や南面に耐力壁が配置されないことが多く、この部分に変形が集中し、被害を生じる原因となっている。今回の地震では、このような理由で、倒壊あるいは大きく傾いた建物がS1, S2, S3の仕様によらず多く見られた。

(e)異種併用構造における配慮不足：木造と他の構造を併用すると振動性状の違いにより被害を受け易い。このような併用構造における設計の配慮不足から被害を受けたと思われる建物が見られた。

(f)増築：無理な増築により、建物重量が増したり、増築部分における振動性状の違いから被害を生じたことが想定される。

(g)衝突：その建物に耐震上の問題が無いものでも、隣家の衝突により被害を受けた建物が多く見られた。

(h)腐朽：蟻害や腐朽により、部材及び接合部の所要の耐力が発揮されず、被害の原因となったことが考えられる。

参考文献

平成7年兵庫県南部地震被害調査中間報告書、
建設省建築研究所、平成7年8月
(1995. 9. 18受理)

III. 木造住宅の被害の原因

1. 材料供給側の視点から

森林総合研究所
中井 孝

1. 発揮できなかった材料性能

そもそもは木造住宅の被害の原因を材料性能的視点から述べよとの編集子からの依頼である。しかし、すでにII. 2. 木造建築物の被害報告をはじめとして本特集のなかで、繰り返し記載されている今回の「1995年兵庫県南部地震」による木造建物の被害の原因を、単純に使用されていた構造部材の材料性能の不足に求めようとするのはかなり無理がある。むしろ材料側から見る限りでは、材料性能を十分に発揮できなかった場合があるとすら言えよう。三割筋違いが圧縮を受けて座屈した例(写真1)等は例外的である。しかしながら、これらの筋違いの数量と配置等は、設計時の構造計画で定められるものであり、この面に言及することなく材料の性能を云々することは片手落ちと考える。

また、さらに重要なことは接合部の性能であろう。多くの軸組構法の住宅では、短ほぞに代表される接合部(写真2)のはずれによって、構造部材はその材料性能を十分に発揮する機会を奪われた。それだけではなく逆に質量の大きかった小屋梁などの落下(写真3)は、就寝中であつた多くの人々の命を奪う凶器と化したと言われている。

筆者が、調査した地域(主として神戸市東灘区

甲南町、魚崎町、芦屋市など)は今回の広範な地震被害地全体から見ると極めて限られたものであるが、木造建物の構造材料として使われていたのはほとんど大部分が製材品であり、特殊な例として構造用大断面集成材の場合があつた。建物が建築された年次によって使用材料にも変化が認められるはずであるが、構造用合板をはじめとする面材の構造的な使用を、倒壊あるいは傾斜した被害建物に認めることは出来なかつた。

使用されていた製材品の樹種としては、スギ、ヒノキ、ヒバ、地マツ、ベイツガ、ベイマツ、ラジアタパインなどがあげられる。構造材としての破損の形状では、前述した筋違いの座屈、通し柱の曲げによる破損(写真4)、ボルト接合部での木材の割裂を伴った破断(写真5)等が代表的なものとしてあげられる。モルタル下地材として多用されていたスギの小幅板は、配置間隔が広がったためもあり、下地材そのものに著しい腐朽を認めるケースは少なかつた。局部的に柱や、土台、あるいは筋違いなどに腐朽や、シロアリの被害が認められた場合もあつたが、これについては別項でふれられているので、ここでは扱わないこととする。

関西の風土に適した土葺き瓦屋根と、土塗り壁の存在も、また地域に適した建築材料の一つとしてあげなければならない。台風対策として屋根を



写真1 座屈した三割筋違い



写真2 短ほぞの接合部



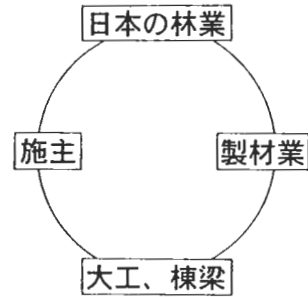
写真3 質量の大きな小屋梁の落下



写真4 通し柱の曲げ破損



写真5 ボルト接合部での木材の割裂



第1図 日本の林業を支える環

重くしたと同時に夏の暑さをしのぐためであった。土葺き瓦屋根は重くて地震には不利となるが、十分な壁の配置が無いままに地震に遭遇し、被害を目立ったものにしたのであって、瓦屋根だったからダメであったとはいえない。むしろ土壁とともに土葺き瓦屋根も断熱性や、吸放湿性、遮音性など建物の居住性に寄与すること大であった。しかもこれらの材料は、軸組の耐久性を損なうことなく機能する優れた特性を持つことを評価すべきであろう。

金融公庫の仕様書に記載されている接合金物の採用は少なかった。わずかに使われていた事例も、残念ながら耐力壁の配置に無理があり、ねじれを生じて激しい被害を被っていた。瀬戸内海に面していることもあり、塩害が心配されたためか、はたまた大工がこれらの金物の使用を嫌ったためかは不明である。

2. 危機に面した軸組構法と日本の林業

阪神・淡路大震災の報道合戦で、一部のマスコミが、木造住宅の構法によって被害の程度に明確な差が認められたと報道した。すなわち、「軸組構法は地震に弱かった。これに対してプレハブ構法や枠組壁構法は地震に耐えた。」という内容である。この記事が国民の頭にそのまま刷り込まれてしまい、大工・工務店や、瓦業界、左官業界等の住宅生産・供給関係業界をはじめ、ひいては日本の林業の将来にも大きな影響を与えかねない心配が被災地では現実のものになっている。

なぜなら、日本林業は、「柱生産」林業とも言われる位、いわゆる軸組構法との関連が深いからである。植林から、施業、伐採に到るまで日本林業の現場は最終商品として軸組構法に材料供給する

ことを目的としてきた。筆者は、日本林業を支える環として第1図に示したような関係を重要視してきたが、この環が、またもや施主のところまで断される危険性が増したのである。このことの影響は単に木造住宅のみならず、後に述べる歴史的建造物の維持・修復や、さらに町並み保存等日本の将来の文化的・精神的風土にも関連した広がりを持っている。

3. 木造建物の被害から考えること

「地震の被害は、木造の構法によるものではなく、その耐震性能による」との調査報告が発表されたり、軸組構法による住宅を商品としている関係業界側からのキャンペーンも続けられてはいるが、一度刷り込まれた情報を正すことは極めて難しいようである。木質構造と呼ばれるようになった、枠組壁構法による住宅、工業化（プレハブ）住宅、一部の大手住宅供給業者などで採用している軸組構法等では比較的軽微な被害にとどまった事例が多かったことは事実であり、何よりであった。特に前2者については、建設省告示による技術基準や、建築基準法第38条による構造評定の結果に基づく建設大臣の特認、構造用合板などをはじめとする各種木質系面材の効果が有効であったことを示していよう。このために、関係の企業・協会等では、それなりの、あるいは相当の企業・業界努力、すなわち研究開発や、投資をしていることを看過すべきではないし、このことはそれなりに高く評価しなければならないと思う。

その反面 non-engineered construction とでもいえる従来の軸組構法による住宅では倒壊、半壊が数多く生じ、先に述べたようなマスコミの大きな見出しにつながったと考えられる。しかし、震度

7と言われた地域においても、外見上は無被害に見えた町場の大工が建てたと思われる軸組構法による住宅も存在したことを忘れてはならない。筆者達が現地調査に行った段階では、水・ガス等の供給がなされておらず、居住者が住んでおられなかったために、このような住宅の内部に入って調査できなかったのは極めて残念であった。今後の調査を期待したい。

ここでいままで「軸組構法」とひとまとめにして扱ってきた内容には、以下の2種類の構法が含まれているものとする。すなわち、貫を構造耐力要素と考えている軸組構法と、筋違いを構造耐力要素と考えている軸組構法にわけ、前者を「伝統的軸組構法」、後者を「現代的軸組構法」と区別して考えることにする。

被災地を歩いてみて、考えなければならないことがいくつかあるように思った。その一部を以下に述べる。

4. 建物の被害程度に関するコンセンサス

まず第1は、極めて希な大地震に対して、建物の被害はどの程度であったらよいのかという国民的なコンセンサス形成の必要性であろう。経済的な側面を無視して、確率の極めて低い大きな荷重・外力にも、その建物が完全に耐え、被害の全くないように設計する事は、過大設計につながるし、事実上は不可能に近いと思われる。修理可能な軸組構法による建物の傾きは60分の1とかねてより言われているが、はるかに激しい地震の場合には少なくとも完全な倒壊に到らず、建物内部にいる人間の生命の安全を確保出来るだけの空間を保持することが期待される。このことができれば、たとえば壁土が剝落しても「よし」としなくてはならないだろう。伝統的軸組構法の住宅では、柱の傾斜が数分の一程度に激しくなっている場合でも、倒壊を免れているものがあつたことはこの意味で特記すべきと考える。しかも、この場合楔などを交換することによって修復が可能なのである。

このような利点を有するにもかかわらず全く思いもかけなかった阪神・淡路大震災では、建物の持ち主が気も動転して、かつまたよく指摘されているように公的資金による撤去費用の負担が心理

的にもその決心を加速して、十分修理可能な木造住宅の多くが除去された。その結果、近世の価値ある貴重な木造建築がリストに載ることもなく、この世から姿を消したと関係者の間では残念がられている。さらにいえば、昔と異なり傾いた木造建物の修復方法を身につけた職人あるいは技能者が少なくなっていることも指摘されねばならない。地震で傾斜した、やや大規模な木造建物のさる所有者が、その修復をいわゆるゼネコンに見積もりを依頼したところ、膨大な費用を示されて、修復をあきらめていたところに「曳き屋」と称する職人が現れて、極めてリーズナブルな値段でいとも簡単に元通りに直していった、という実話もある。現代の構造技術者の木造修復技術に対する自信のなさ、修復よりも新築を望む業界の体質が現れている。これでは、いつまで経っても、建築がストックにならず、フローとして無駄に森林資源を消費していく結果になるのではないか。

5. 伝統的軸組構法の工学的研究が必要

一般にマスコミをはじめ多くの人々が今回の地震の被害に対しては、いわゆる建築基準法などのクライテリアが妥当であったか否かという観点より論点を整理しがちである。そして、結論として新耐震基準、あるいは金融公庫の仕様書等を満足しておれば、甚大な被害を被らなかったとして、今後はこれらの規定を守っていけば良いと強調しがちである。しかしながら、これらの基準や規定はそのときの入手しうる最新の研究成果・資料やデータに基づき、一定の判断も含めて定められたものであると考えられる。したがって、これらの基準・規定も改訂されることがいままでもあつたように、これからもあり得るとしなければならない。

昭和25年に規定された建築基準法の木造部分は、当時の施主・大工に共通の仕様なり施工程度なりを反映していたと考えられる。しかし、以来45年を経過した現在、木造建物そのものが多岐にわたり、変化している。新しく開発・導入されたものも、既存の技術レベルを参照し、安全側と判断されたアプローチが採用されたと考える。このとき、残念なことに、歴史的に古くからある伝統的軸組構法について近代工学的な解析・理解をはかろう

とするマンパワーに不足していたためか、継続的な研究がなされたとは言えないように思う。そして、今もこの古くからある構法に、新しい解析の目を投じようとする研究者は数が極めて少ないように感じられるのは残念である。

既存不適格と言われる非常に多くの一般庶民の木造住宅ばかりではなく、歴史的建造物のほとんど全てが伝統的軸組構法によって建てられていると言っても過言ではないだろう。「文化か安全か」と2者択一の考え方で切り捨てるのではなく、「文化も安全も」同時に維持できるように何とか関係者の英知を集めたいものである。そのためには、更なる研究の推進が望まれる。たぶん、この研究は内容から判断して困難をきわめるであろうが、組織的に国を挙げて取り組んでいただきたいものである。さもないと、重要文化財や、国宝も「安全」の面から、想像もつかないような構造的補強を施さねばならなくなるであろう。あるいは「安全」を重視して見学者を近づけないようにするとか、または除去されてしまうのかもしれない。

6. 前提条件を考え直す

被災地を歩きながら考えたことのもう一つは、住宅とは何かということである。この思いは、とりわけ狭小な住宅、何が文化かわからないが文化住宅と関西で呼ばれている住宅、木賃アパート等が軒並み倒壊、半壊の被害を呈しているときに生じてきた。欧州や北米では、住宅の定義が明確に定めてあり、その条件を満たさないものは家ではなく、他人に貸すことも許されないと聞く。しかし、我が国ではそのあたりの国民的なコンセンサスが全く欠けている。したがって、統計的には世帯数を上回る住宅が既に建てられていることになっている。にもかかわらず、毎年百数十万戸のオーダーで新築着工が継続している。間口が1.5間、2間、2.5間程度のミニ開発住宅では、必要な耐力壁をとることが物理的にも不可能である。建築家は、常に与件のなかで最善を尽くすのであろうが、ものには限度があるのではないだろうか。一戸当たりの最低敷地面積、建築面積などを良好な住環境とともに確立すべきと考える。このイニシアチブを建築家がとるべきであろう。阪神での住宅復

興がどのような形を取っていくのか、材料供給側としても気が抜けないと思う。

次は、大工である。大工は今日から自分が大工であると宣言しようがしまいが、なれるという不思議な職業である。もっとも注文が取れ、依頼された住宅などが完成しなければ、自他ともに許す大工にはなれないが。この大工の腕に、住んでいる人の生命・財産の安全がゆだねられているのである。筋違いの入れ方、1、2階の耐力壁の位置関係等を見ても、とてもプロフェッショナルとは考えられない場合が多かった。増改築のあとなどは大工失格と言いたい程度のものもあった。人命を守るシェルターを建築するのであるから、きちんとした教育・訓練を得た者だけが大工となれるようなことをも考えたい。木造住宅の既存不適格の補強などを、現実に誰に頼めばよいのかすぐに問題になるであろう。いずれにしろ、前提条件を変えていこうと考える柔軟な発想が求められていると思う。昭和25年当時のような共通の言葉で、施主も大工も語れるような、標準化された新しい住宅建築の構築が必要である。この中には、生産・管理・維持・再利用の環も含まれねばならないし、構造だけではなく、省エネルギー、居住性なども大変重要な項目である。このうち、林業を出発点とする材料供給側は何がやれるであろうか？ 待っているだけでは取り残されるであろう。

参考文献

- 1) 日本建築学会建築歴史・意匠委員会、日本建築学会近畿支部：阪神大震災歴史的建造物被災調査報告、64pp、(1995.4)
- 2) 中井 孝：1995年兵庫県南部地震による木造建築物の被害は？ 調査報告（速報）、現代林業、No.347、30-35、(1995.5)
- 3) 木造建築研究フォーラム：阪神・淡路大震災と木造建築の被害を考える、第27回公開フォーラム資料、156pp、(1995.5)
- 4) 日本建築学会近畿支部：1995年兵庫県南部地震一木造建築の被害一、193pp、(1995.9)
(1995.9.19受理)

III. 木造住宅の被害の原因

2. 構造的視点から

森林総合研究所
神谷文夫

はじめに

被害調査報告には、時期的な段階や内容的な段階（マクロからミクロまで）があり、また、様々な視点や目的がある。さらに、報告する相手によってそれなりの配慮も必要である。これ迄に行われた調査報告には、主として木質構造を一つの幅広い視点で捉えたマクロ的なものが多い。

しかし、この度与えられた命題、「構造的視点から」となると、対外的な配慮は無用にして、木質構造の内に一步踏み込まざるを得ない。

被害を受けた建物と受けなかった建物を調べ、被害を受けた建物だけに共通した問題点を絞り出すところまでは、事実関係の調査。それに、従来からの構造解析や強度実験の知識を加えて「推定する」ことが被害原因の分析である。

推定は、場合によっては大きな誤解を生むかもしれないし、また、間違いを生じる危険性もある。しかし、一通りの被害調査が終了し、報告書もまとまりつつある今は、その作業に入っていくべき時期であろう。でないと単に劣等生をスケープゴートにして木造は強かったで終わる可能性も出かねない。ここではあえて誤解を恐れず、木質構造の内を見つめて、少しでも疑わしいと思われる構造的な問題点に触れてみたい。

1. 在来軸組構法とプレファブ・枠組壁構法

これ迄の被害調査報告は、どちらかと言えば「設計基・規準」に重心が置かれている。すなわち、被害の大きかった建物は、設計基・規準を守っていたか、いなかったかという視点である。設計基・規準は、当然ながら構造的視点で作成されているが、これは必ずしも「構造的視点」に立った分析とは一致しない。

在来軸組構法も枠組壁構法も、耐震化ということでは耐力壁を基本としており、必要壁量(荷重)は全く同じで、壁倍率の誘導方法も同じと考えてよい。すなわち、マクロ的な構造的視点からすれば、両者は同じ土俵にある。

しかし、今回の地震では、狭小敷地や店舗併用の住宅は別としても、在来軸組構法の被害が目立った。「新耐震」で建てられた住宅にも一部であるが被害があり、よく調べてみると耐力壁が不足していた。

しかしながら、耐力壁の不足は新耐震以前のプレファブや枠組壁構法も同じであり、これらは殆ど被害がない。そうすると、在来軸組構法は、設計基準の「生命に危険を及ぼさない」という目的には達しているものの、相対的には、プレファブや枠組壁構法の方が強いということになる。

これが正しいとしてその原因を考えてみると、構造以外の理由として、プレファブや枠組壁構法は基・規準が厳しいこと、ビルダーに大手が多く、信用重視から危険な設計は控えること、洋風であり、間仕切壁が多いこと、また、在来軸組構法では、新耐震以前の木ずり壁の倍率が1.5と、現在の0.5に対して3倍に高く評価されていたこと(但し、1.5は元来木ずり漆喰壁を対象とした値であるが、これがモルタル下地の木ずりにすり変わってしまった)、などが挙げられる。これらについては構造的な問題ではないのでこれ以上触れない。

一方、構造的な原因として可能性のあるものを列記すると、①主力とする耐力壁が筋違いか、合板張りかという違い、②床や屋根の水平構面の剛性と強度の違い、③各部材および壁・床・屋根の相互の接合の違いなどが挙げられる。以下に、これらについて順次考察する。

2. 筋違いと面材を張った耐力壁

「筋違いの使用」は、在来軸組構法の耐震化のかけ声であった。昭和25年の建築基準法制定では、「壁を設け又は筋違いを入れた軸組を釣り合い良く配置」とした上で、「筋違いはその1/2以上（但し、この規定は昭和34年の改正で消える）」と筋違いの使用を義務付けたが、これはそれまでの貫・差（指）鴨居構法の事実上の否定であった。しかし、阪神・淡路大震災を見ると、筋違いの使用が本当に受け入れられるようになったのは比較的最近のようである。もっとも今でも伝統的な貫・差鴨居構法の方が耐震性が高いと信じて、筋違いを入れたがらず、金物も使いたがらない大工は多い。

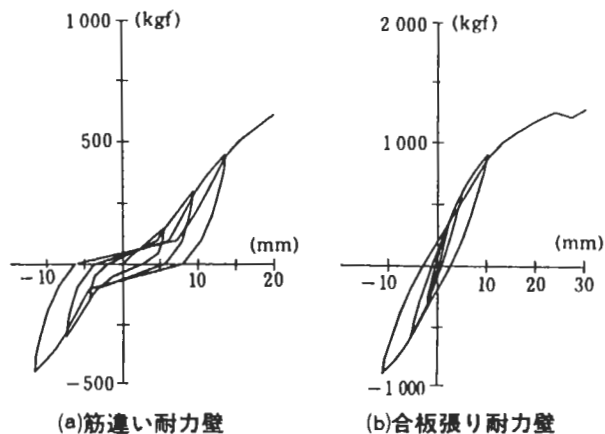
しかし、そのような耐震化の標語である筋違いであるが、これに代えて、合板等の面材を張った耐力壁を中心にしてしようという動きが強くなりつつある。実際、今回の地震では合板耐力壁の建物の被害は殆ど見られなかった。筋違いの問題点を挙げると次のようになる。

① 圧縮と引張の性能の違い

筋違いは基本的に圧縮で効かせるものであり、引張力を受ける場合、剛性・強度は低い。そこで設定基準では筋違いの方向を勘案して「釣り合い良く配置」することになっているが、平面プランの制約上、現実的に不可能な場合も多い。

② 不安定な初期性能

筋違いを圧縮に効かせる理由は、引張りに強い端部の接合が難しいからである。圧縮力は、端部



第1図 筋違い耐力壁と合板耐力壁の荷重—変形曲線の違い
(建築耐震設計における保有耐力と変形性能, 建築学会, 1990)

が柱・土台・胴差しなどに接していれば伝達することができる。しかしながら、どんなに上手に施工しても、筋違い端部と柱・土台・胴差しなどとの間には隙間ができる。このため、水平加力試験を行うと、第1図に示すように、原点近くでは隙間が無くなるまで抵抗力が上昇しないスリップが現れる。スリップ成分の大きさは施工によってバラつくため、建物内の筋違いは隙間の小さいものから順次効き始めることになり、全ての筋違いが効くのはある程度変形が進んでからということになる。初期剛性の不安定さは、筋違い端部を金物で補強すればある程度改善することができるが、完全に解決するには相当の補強が必要である。

③ 応力の集中による部材の損傷

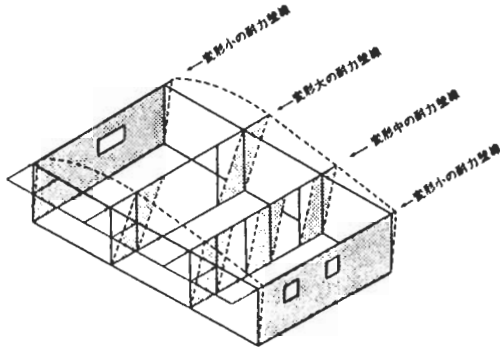
筋違いは、筋違いと柱・土台・胴差しなどの接合部に応力が集中する構造である。このため過度の力が加わると、土台の引き裂きや圧壊が生じ、また、筋違いが面外に座屈してモルタルが剥落するなどの損傷が生じる。このような損傷は耐火性能の低下を招き、震災後の修理を困難にするので、好ましくない。

以上のような筋違いの問題点は、合板を張った耐力壁では生じない。ただし、合板を張る場合は壁内結露に注意する必要がある。結露防止については、枠組壁構法やプレファブ構法では、条件の厳しい北陸地方においても既の実績があるので、正しい断熱施工を行えば問題ないと考えられる。

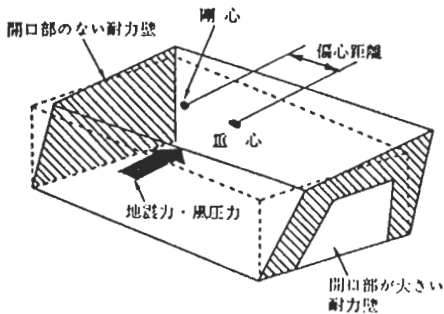
なお、ここで述べたいことは、所定の性能を得るためには合板耐力壁の方が施工が容易だということであって、筋違いの性能が劣っているということではない。筋違いの場合は、配置や接合についての考慮をしっかりと行う必要があるということである。

3. 水平構面の剛性・強度

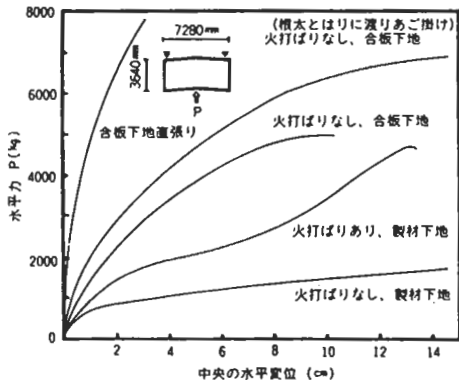
床や屋根の水平構面は、①地震力を耐力壁等へ安全に伝達する（地震力は主として質量の大きい屋根や床に作用する）、②各耐力壁の変形を一定にする（第2図）、③耐力壁の配置が偏っている場合のねじれ対策の基礎となる（剛床として働くこと。第3図）など、耐震上非常に重要な役目を担っている。



第2図 水平構面の剛性が低いと、間仕切壁の水平変形は大きくなり、間仕切壁には過度の力が加わる
(3階建て木造住宅の構造設計と防火設計の手引き, 日本住宅・木材技術センター, 1988)



第3図 偏心がある場合、水平構面の剛性が高く、直交壁がしっかりしていると建物のねじれは小さくなる
(木材の工学, 文永堂出版, 1991)



第4図 床の張り方を変えた場合の荷重—変形曲線の変化
(構造用合板の手引, 日本住宅・木材技術センター, 1984)

在来軸組構法は、玉石から布基礎へ、貫・差鴨居から筋違いへと耐震化が進んだが、水平構面については火打材が設けられるようになったにとどまっている。火打材を設ける目的は、方丈と同様に隅部を固めて、床組を一種のラーメンとすることであるが、ラーメンの柱・梁に相当する胴差し・梁・桁などの継手・仕口がしっかりしていないと、

十分な剛性・強度が確保できない。特に横架材に通常見られる腰掛け継手では明らかに耐力不足である。

耐力壁が細かくかつ均等に配置されていれば、上記①の役目は果たせるであろうが、耐力壁間距離が大きい（ルームサイズが大きい）場合は、例え継手・仕口がしっかりしていたとしても、剛性が低いこと（第4図）は問題であり、上記②の役目を十分に果たし得るかは疑問である。実際今回の地震でも、外部耐力壁と比べて内部の耐力壁の損傷が著しい建物がいくつか見られた。

また、今回の地震で最も被害の著しかった建物の一つの型は、狭小敷地や店舗併用のため、1階の間口に十分な耐力壁を配置できず、偏心率が大きかった建物である。さらに、最近建てられた標準的な住宅の中に特に被害があった建物については、壁量の不足とともに、耐力壁の配置のアンバランス、すなわち、偏心率が大きかったことが被害原因として挙げられている。

偏心率は0.15以下であることが規準に考えられているが、この規定は、木質構造では高さ13m、軒高9mを超える大断面木造などに適用するもので、剛床（水平構面が変形しない）であることが前提条件になっている。

偏心率の定義は、偏心距離のねじり抵抗に対する割合で、この値が大きいくほど、一部の耐力壁へ過度の力が加わることになる。ねじり抵抗には当該方向の耐力壁だけでなく、直交壁も関係する。しかし、火打材の床では剛床仮定は成立し難いので、直交壁の寄与は期待できない。すなわち、例え偏心率が0.15以下であっても、実際は危険な場合が多い。

逆に考えれば、偏心が避けられない場合でも、床を固くすると同時に建物のねじり抵抗を大きくしてやれば、耐震性が改善されるということである。ねじり抵抗を大きくするには直交壁を増やしてやれば良い。間口が狭小の場合、一般に奥行きは比較的長く、かつ隣と近接している場合が多いので、この部分に壁をしっかり設けることはさほど困難ではない。改善策として強く勧めたい。

調査（柴田明子, 建築学会大会, 1992）によると、一般の住宅でも、8割がX, Y方向とも偏心

率0.15を超え、X方向の平均は0.155、Y方向の平均は0.207となっている。床を固くする必要があるのは狭小間口の住宅や店舗付住宅に限ったことではない。

水平構面を固めるには、合板等の面材を張るのが最善の方法である。しかし、単に製材板の代わりに合板を張るだけでは十分ではない。ころばし根太をやめて、合板が直接胴差しや梁にかかるようにしなければならない。そのために梁のかけ方等に工夫があるが、困難なことではない。一部のビルダーでは、そのような施工を既に始めているところがある。

4. 接合部

在来軸組構法の和風の継手や仕口は、金物が無かった時代では、強度的にもそれなりのものであったと言えよう。その落ち込みや叩き込みで建て上げや建入直しができる優れた施工性や納まりは、枠組壁構法や集成材構造などには見られない優れたものである。最近では、プレカットを中心とするCAD、CAMの導入によって設計・施工システムがさらに高度化している。

このようなことから、在来軸組構法は施工を中心に発展してきた構法であると言えるが、貫・差鴨居構造から耐力壁を中心とする構造への転換に際しては、接合部だけはそのまま残されてきた。プレカットの導入は加工精度や施工の面で大きな進歩ではあるが、接合強度に関しては大きな進歩はない。

従来の継手・仕口の強度は耐力壁構造に対しては不十分で、筋違い端部や柱と土台の接合部は勿論のこと、床や屋根の水平構面の各部、および水平構面と垂直構面との接合部についても、もっと補強を行う必要がある。補強はそこに加わる力が解かれれば難しいことではないが、問題は一口に在来軸組構法といっても、地方毎に様々な構法があり、それぞれについて補強方法を示すのは困難なことである。そのためか建築基準法では、存在応力を伝達するように緊結するという、いわゆる精神規定になっている。

在来軸組構法の筋違い等の倍率は、補強金物を設けない耐力壁の実験データをも勘案して誘導さ

れている。但し、現在の壁倍率の誘導根拠について明記した文章はなく、これは筆者自身の見解である。住宅金融公庫の仕様書では、補強金物の使用を推奨してはいるが、融資の絶対条件ではない。

しかし、補強しなければ倒壊しないまでも、大地震の際に大きな損傷を受ける可能性は高くなる。ただ補強したからと言って、それで損傷がなくなるといってもない。補強はあくまで補強であって自ずと限界があるからである。

在来軸組構法を更に強くしようとするなら、補強という概念を捨て、存在応力を計算して接合部を設計するという姿勢が必要であろう。つまり、金物を「補強」でなく「主」とすることである。存在応力を求めることは大変かもしれないが、個々に構造計算を行わなくても、接合部をある程度、構造ごと、部位ごとに類型化し、それぞれの接合方法を示すことは可能かもしれない。

5. 構造計算、固有周期

震度7の地域に構造計算で設計された集成材構造がいくつかあったが、いずれも無被害であった。しかし、構造計算に基づいて設計されたから被害が無かった訳ではない。構造計算によって設計したものが安全であるなら、RC造やS造は全て安全であるということになる。

現在、木質構造の大部分は構造計算ではなく、壁量計算で建てられている。しかし、もし阪神・淡路にあった木質構造の殆どが構造計算によって設計されていたとしたらどうであっただろうか？被害は皆無であろうか？それとも、設計基・規準に従って設計されながら被害を受けた建物が少なからずあって、今頃はその原因究明に血まなこになっているだろうか？

構造計算は、設計実務の一つの作業にすぎない。地震力は静的に置換した腰だめの値であり、建物の剛性・強度は静的な処女変形時の性状しか考慮していない。振動挙動は静的挙動と異なり、今では大地震時には設計荷重をはるかに超える力が作用することは常識となっている。地震の経験から、この作業に基づいて設計しておけば、実際の地震でも大丈夫であるというのが本当のところである。構造信頼性理論の考えによれば、多くの確

定論的仮定に基づく現在の耐震設計法は、実際の地震による被害状況を見ながら、常に調整を行うものとされている。

今回の地震で集成材構造が無事だった理由には、設計荷重が風圧力で決まり、地震力に対しては余裕があったと推定されること、構造計画がしっかりしていたことなどもある。今回の地震をもって、集成材構造は地震に強いと結論を出すのは早急である。要は、これからの設計次第である。

最後に、固有周期の問題に一言触れておく。在来軸組構法の被害の最大要因は、耐力壁が十分に入っていないことであった。壁量が不足すると、強度が低下するだけでなく、固有周期が長くなる。今回の地震波は周期が0.8～2秒の成分が大きかった。このことは、壁量不足の建物にとって、より不利に働いたことを意味している。しかしながら、地震の周期は地震と地盤によって異なる。次の地

震が、壁量の多い建物にとって不利な短い卓越周期を持たないとは限らない。今回安全だったからといって次回も安全であるという保証はない。

おわりに

構造的視点からと言うことで、地震以後考えてきた事を述べさせていただいた。殆どが推論の域を出るものではなく、指摘した事柄も、耐震性を向上させることには間違いはないが、そこまでする必要がないものもあるかもしれない。

しかし、地震被害の調査から、直ちに構造的な問題点が明らかにできるものではない。重要なのは、被害調査の中から少しでも疑問に思われる点を洗い出すこと、そして、それらについて解析・実験を行って、問題点を明らかにしていくことである。つまり、これからの作業ということでお許し願いたい。 (1995. 9. 8受理)

III. 木造住宅の被害の原因

3. 構造計画・各部構法及び施工の視点から

東京大学工学部
大橋好光

今回の地震被害の原因は、検査体制などソフトな面と具体的な構法などハードな面に分けることができる。ここでは、ハードな面の原因のうち、構造計画・各部構法及び施工の面から述べてみたい。ただし、被害を受けた木造住宅のほとんどは古い構法の建物である。それらは、真壁土塗り壁で2段ないし3段の貫が入れられ、土塗り真壁である。筋違いは入っていない。これらの建物が倒れた原因は明らかで、ここでいう構造計画以前の問題である。ここでは、比較的新しい建物に絞って考察を加える。

3.1 構造計画的な原因

比較的新しい建物で被害を受けたものについて、構造計画的な原因は大きく以下の5つに分けることができる。

(a) 壁量の不足

まず、絶対的な壁量の足りないものである。これは、現在の必要壁量に照らして足りないばかりか、建設当時の法規と比較しても足りないと考えられるものが多い。比較的新しい住宅から収集した設計図書の結果によれば、図面の段階で必要壁量を満足しているものは約半数に留まっている。しかも、この分析は、被害の小さかった建物も含めた一般的な住宅に関する結果である。また、施工段階で更に筋違いが除かれたり、建築後の改築に際して除かれることがある。実態は、更に低い割合に留まると考えられる。

ところで、木造建物の壁量計算は、建築学会の説明によれば、各階の水平力の $1/3$ は、耐力壁以外の部分が負担するとされる。そして、最近のごく一般的な木造住宅は、むしろこれらの非耐力部分が、 $1/3$ より大きな耐力を負担していることも分かっている。筋違いの入っていない非耐力壁の

量も耐震性には重要である。今回の地震では、この非耐力壁の多寡が、被害に大きく影響したことは間違いない。

そして、問題なのは、これら壁量の少ない建物は、以下に述べる構造計画的な問題も抱えたものが多いことである。

(b) 壁量設定が不適切なもの

必要壁量は、ある標準的な構法の住宅を想定して定められている。しかし、その前提となった構法を外れるような建物に対しても、壁量を教条的に適用しているものが多い。例えば、屋根に土を敷きつめた土葺きの瓦屋根は、 $200\text{kg}/\text{m}^2$ を超えるものがあるという。壁量の設定に際して想定している屋根の固定荷重 $90\text{kg}/\text{m}^2$ を大きく上回っている。また、同様に、土塗りの壁や大きな小屋梁などを採用した場合には、それに見合った壁量を設定すべきである。

また、必要壁量を求めるときの解釈にもいくつかの問題がある。たとえば、集合住宅の外廊下は、コンクリート床で固定荷重としても大きい。この水平力は建物が負担しなければならない。しかし、一般に、床面積から算定する壁量に、これらは含まれていない場合が多いという。

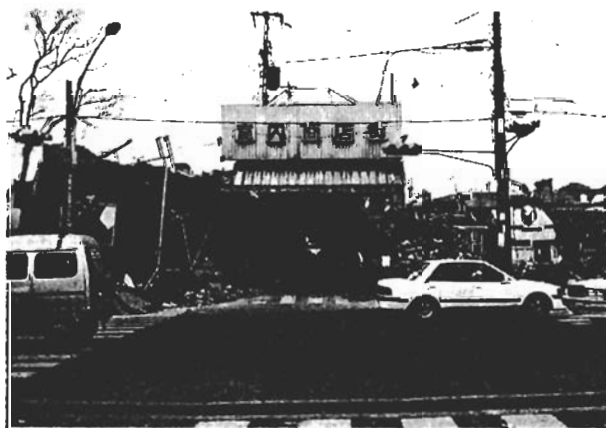


写真1 古くからの商店街は壊滅的な被害を受けた



写真2 建て売り住宅の被害。間口に壁がないと被害を免れない



写真3 2階を増築した住宅の倒壊（左側の大きい建物）

(c) 壁の片寄り

次に耐力壁の配置に問題のあるものである。その第一は、写真1に見るような商店建築である。震度7地域では、古くからの商店街はほとんどが壊滅的な被害を受けた。1階が完全に潰れたものも多い。間口に壁のほとんどない商店を、今後どのような構法で建てていくのかは、木造業界全体に投げかけられた大きな課題であり、現実的な構法の開発が求められている。

第二は、ミニ開発に見られるような狭小敷地の住宅である（写真2）。2間か2間半程度の間口に、玄関と1間幅の開口を設けると、ほとんど筋違いの入る余地がない。今後この種の建物は増えることが予想される上、コスト的に切り詰められたものが多いだけに、問題の根は深い。

第三は、淡路島などに見られる南面に大きな開口が並んでいる住宅である。この場合、和室の多い間取りの関係で、壁量が不足しているものが多い。更に、構法的にも、各部の作りが古い構法のものがある。

耐力壁の配置は、施行令に「釣り合いよく」入れることが唱われている。しかし、具体的な計算

手順としては、何のチェックも行われていないのが現状で、この問題を改善しない限り、今後も地震の被害が続くことは明らかである。

(d) 増築における下階の補強不足

また、2階や3階を増築したもので、大変形したもの、倒壊したものがたくさん見られた（写真3）。上階を増築すると、一般に下階の強度はそのままでは不足する。しかし下階の補強を十分に行うことは、構法的にもコスト的にも難しい場合が多く、ほとんどの場合、下階の補強は不十分なままである。

現在、新耐震設計法以前の建物の「既存不適格」問題をどうしたらよいか、が重要な課題として浮かび上がっている。しかし、新耐震設計法が施行された昭和56年以降の増築建物は、基本的には「適格」建物のはずで、こうした強度の不十分な増築がまかり通っているのは問題である。また、増築時にも、設計図上では壁量が確保されていても、現場で施工されない場合も多いと聞く。

(e) 基礎の構造

ポートアイランドや六甲アイランド、それに芦屋市の海岸付近では、広範囲に液状化が発生した。こうした地域では、建物の上部構造には大きな被害が見られないものの、建物全体が傾斜した例がたくさん報告されている。特に、芦屋市の海岸付近では、地盤の液状化が予想されたため、基礎をべた基礎とした新しい住宅が多かった。それでも建物の傾斜は免れなかったが、上部構造や人的な被害を最小限に留める点で、明らかに効果が認められる。

また、傾斜地では、地割れなどにより建物の基礎に大きな被害を生じている。宮城県沖地震の際に見られたような地盤崩壊では、どのような基礎であっても被害を免れることはできない。しかし、敷地内の地割れ程度で基礎が破損し、上部構造にも被害が及んだものでは、適切な基礎を選定していれば被害が軽微で済んだ可能性が高い。

適切な基礎構造の選定は、建物全体の耐震性にとって最も重要な項目の一つである。

3.2 構法と構造計画

今回の地震で、ツーバイフォー構法や木質プレ

ハブは、総じて被害が軽かったといわれている。周知のように、ツーバイフォー住宅では、技術基準告示により、各部の構造が規定されている。その中には、たとえば、耐力壁線に開口部の占める割合は3/4以内、耐力壁線に囲まれる面は40㎡以内、などの構造計画に相当する規定がある。こうした規定が、壁量の不足や著しい偏心を防いできた。基本的に壁が多いという構法そのもののもつ潜在的な強度もさることながら、こうした設計ルールが大きな役割を果たしたことは間違いない。木質プレハブ住宅も、この点ではツーバイフォーと同様で、設計要項には前述のような構造ルールが盛り込まれている。

もちろん、軸組構法にもそうした姿勢の企業は現れており、自主的に壁率を上げたり、偏心率をチェックしているところもある。また、近年の合理化構法では、床梁の端部には必ず柱を立てる、というような設計ルールを取れ入れているところがある。軸組構法は、業者による性能の差が大きい。

尚、ツーバイフォー構法やプレハブ住宅も、まったく被害がなかったわけではない。まず、地盤による被害がかなりの数に上っている。液状化地域による建物の傾斜は、構法に関わりなく発生している。基礎の構造計画は、軸組構法と同様に今後の重要な課題の一つである。

また、地盤によるもの以外では、壁パネルが浮き上がったり、外側にずれ出している被害が見られた。壁パネルの床への接合強度、あるいは隅角部での引き抜きに関しては、再度検討しておく必要があるだろう。

写真4は、ツーバイフォー住宅で1階が大きく傾斜した建物である。また、写真5は隣家の寄り掛かりによるものと考えられるが、倒壊したパネル構法住宅である。

3.3 各部構造の問題

次に、各部の構造、ディテールに原因があると考えられるものを述べる。

(a) 筋違いの留め付け

まず、筋違いの入れ方、たとえば、筋違いを片方向にしか入れていないものや、筋違いが柱に切



写真4 ツーバイフォー住宅の開口部廻り。モルタルが大きく剝落した



写真5 1階が倒壊した木質系パネル構法住宅。隣の建物に寄り掛かっている

断されているものなどが見られる。これらは、筋違いの基本的な役割が理解されていないことを示している。次に、筋違いの端部接合部の留め付け方に、簡易なものが多い。ほとんどの住宅が釘打ちで、筋違い金物などの普及率は極めて低い。こうしたディテールの建物に筋違いの踏み外しが大量に見られた。筋違いの接合部に関しては、研究的にも十分な整理ができていないが、壁倍率に応じた留めつけディテールを整備する必要がある。

(b) 柱の横架材への留め付け

柱の、土台や桁などの横架材への留め付けにも問題点が指摘できる。ほとんどは写真6のような、短ほぞ差しのみで、金物はおろか込み栓なども一切用いられていないものが多い。特に、筋違いのトラスを構成する柱では、筋違いと同等以上の接合が必要である。また、間口の小さい住宅や3階建て住宅の隅角部の柱には、非常に大きな引き抜き力が生じる可能性があり、できればホールダウン金物の使用を推奨したい。

(c) 基礎の断面と筋違いの有無

次に、基礎に被害を受けた建物では、鉄筋が入っていないものがほとんどであった。神戸では、



写真6 柱が桁から抜けている。短ほどで釘を打ちつけた跡がある



写真8 モルタルの剥落。



写真7 レンガ積みの基礎。地盤崩壊で露出した。



写真9 周囲が焼失した中で、燃え残った住宅。ラスモルタルが剥落しなかった。

長い間レンガで基礎を作ることが行われてきた。写真7のように、現在でも、被害を受けた建物の中には、そうした基礎を見ることができる。また、基礎の断面もフーチングのないものや、コンクリートブロックの基礎があり、割れて転倒している例が見られる。

耐震性強化のためのコストパフォーマンスを考えたとき、フーチング付きの鉄筋コンクリート基礎にすることは最も有効な手段と言える。実態として、そうした仕様が相当程度普及している現状を考えれば、そろそろ完全義務化してもよいのではないだろうか。

(d) ラスモルタル構法

今回の地震でも、写真8のような、ラスモルタルの剥落被害が大量に報告されている。ラスモルタル外壁は、ラスのJIS製品がほとんど市中に存在しないこと、タッカー止めの間隔が大きいものが多い、など耐震性の点では、多くの問題を抱えている。また、サイディングなどとの価格競争の中で、それらが改善される見込みも小さい。

また、今回の地震では、モルタルの脱落はもう一つ大きな問題を投げかけた。モルタルの脱落に

より、内部の木材が露出してしまうことによる、防火性能の低下である。防火材料である外壁は、地震によりひび割れが入るようなことがあっても、少なくとも脱落してはならない。

また、ラスモルタル塗りの外壁は、壁体内結露が腐朽・蟻害を招いていることも、これまでに指摘されてきた。通気構法を取れ入れ、またラスの材料やモルタルの塗り厚などの改良構法が紹介されており、それらへの認識を高める必要がある。

写真9は、長田区の焼失地域にあって一つ焼け残った住宅である。建物が比較的新しく、ラスモルタルが脱落しなかったことが幸いしたと考えられる。

(e) 壁の材料と構法

また、ここで注意すべきことは、壁材料が、前述の「非耐力部分の負担率1/3」を本当に負担できるようなものかという点である。近年、コンクリート系のサイディングが普及しているが、その中には、柱や間柱に打ち付けた金具に掛けるだけのものがある。こうした構法では、それだけでは全く水平力の足しにならないので、合板を下張りする必要がある。しかし、その下張りを省略した



写真10 コンクリート系の外壁は、金物に引っかけられているだけ。下地合板がない

ものがある。写真10は、新築2ヵ月で1階が倒壊した建物の外壁を示しているが、この構法であった。この場合、外壁は自重が重く、なおさら問題である。

(f) 瓦の留めつけ方

葺き土があり、瓦の落下対策のないものが大量に被害を受けた。特に「土葺き」と呼ばれる構法の住宅に瓦の被害、建物の被害が数多く見られた。そこで、一部には、この土葺きの大きな荷重が家を潰したという見方が広まった。しかし、これは、基本的には荷重の扱い方の問題であり、前述のように、設計の中で適切に荷重を評価すればよい。

ただし、この構法では、瓦には留めつけがなく、明らかに欠陥といえる。土葺きは現在は行われて

いないとのことであるが、釘や番線で瓦を留めつける脱落防止を徹底する必要があるだろう。

ま と め

以上、構造計画や各部の構造の被害を整理したが、ここまでで明らかになったことの一つは、原因は、設計者・施工者の地震に対する認識の問題だということである。「××構法に被害が多かった」という意味は、構法それ自体に致命的な欠陥があるということではなく、設計のルールあるいは施工の確実性において、問題を生じやすい仕組みになっているということであろう。その意味で、プレハブやツーバイフォーに盛り込まれた設計ルールは、軸組構法も参考とすべき点が多い。

軸組構法は設計の自由度が高い分、設計者に地震や建築構造の知識が求められる。金融公庫仕様の建物は被害が少なかったと言われているが、理由は、現場検査の有無にあるという。残念なことである。

壁率という簡便な方法で設計していくとすれば、現在の壁率はいくつかの点で修正が必要であろう。ただし、そうした当座の改善策と並行して、長期的には木造住宅の構造計算を検討すべきであろう。

(1995. 9. 25受理)

IV. 今後の対策

1. 既存住宅の耐震診断

建設省建築研究所
中島史郎

はじめに

既存の木造住宅に対する耐震診断の方法は、木造建築物に関する多大な研究成果をもとに検討されている。耐震診断法の中で最も簡単でわかりやすいものは、建設省住宅局、日本建築防災協会、日本建築士会連合会によって作成された「わが家の耐震診断と補強方法」である。この方法では在来軸組構法による2階建て以下の木造住宅を対象とし、建築や構造に関する専門知識のない者でも、自分が住むか、あるいは住もうとする住宅が地震に対して安全であるかどうかのおおよその判定ができるようになっている。このため緻密さに欠ける点もややあるが、木造住宅の耐震診断を行う上で必要なエッセンスのほとんどが盛り込まれており、既存木造住宅の簡易耐震診断を行う上で最も有効な手段の一つであると考えられる。本節では兵庫県南部地震で最も被害が多かった在来軸組構法の住宅を対象とし、上記の診断方法（以下、簡易耐震診断法と呼ぶ）に触れながら木造住宅の耐震診断についてなるべく簡易な表現を用い、わかりやすく記述することとする。なお、他の構法に関してはここでは特に記述しないが、診断項目等は在来軸組構法とほぼ同じであるので、下記の方法を応用することにより他構法についても同様に耐震診断を行うことが可能である。

1. 耐震診断の項目

耐震診断を行う際には、まず診断しようとする建物がある大きさの地震に対してどの程度の性能を保持すればよいか定める必要がある。建築基準法では地震力の大きさとして2段階のものを考え、耐用年限中に数度は遭遇する程度の地震（中地震）に対しては建築物の機能を保持し、耐用年限中に

一度遭遇するかもしれない程度の地震（大地震）に対しては最終的な崩壊から人命が保護されるよう定めている。既存住宅の耐震診断はこのような中地震と大地震に対する性能が満足されるかどうかを診断するものであり、木造住宅では主として、a) 地盤の種類、b) 基礎の種類、c) 建物の形状、d) 耐力壁の量、e) 耐力壁の配置、f) 劣化の程度などの各診断項目にもとづき建物の耐震性が診断される。この他にも材料性能、各部材間の接合方法、水平構面の剛性、隣家との衝突の可能性などによっても耐震性は大きく異なるので、この点についても併せて考慮する必要がある。

a) 地盤の種類

地震動に対する地盤の応答（地面の揺れ方）は地盤の硬さの違いによって異なる。したがって、ある地盤上に立つ建物の応答（建物の揺れ方）もその地盤の種類によって影響されることになる。告示では地盤を第1種地盤（硬質）、第2種地盤（普通）、第3種地盤（軟弱）の3種類に分類し、地盤の種類にあわせた地震力の大きさを定めることにより耐震計算の際に地盤の影響が反映されるよう配慮されている。一般に軟らかい地盤上に立つ建物は堅い地盤上に立つ建物よりも地震動に対する応答が大きいと言われており、同一仕様の建物であっても軟地盤上にあるものの方が地震の被害を受ける可能性が高い。簡易耐震診断では地盤を「良い・普通の地盤」、「やや悪い地盤」、「非常に悪い地盤」の3種類に区分し、耐震性を判断する一つの基準としている。第1表に各地盤の内容を示す。

b) 基礎の種類

基礎は建物を地面に固定するとともに、地盤が歪んだ際に建物自体への影響を少なくする役割を有する。基礎の種類には主として、鉄筋コンクリート造布基礎、無筋コンクリート造布基礎、プロ

第1表 地盤の種類と区分内容

地盤の種類	区分内容
非常に悪い地盤	30mよりも深い沖積層（軟弱層）、海、川、池、沼、水田等の埋立地および丘陵地の盛土地で小規模な造成工事によるもの 液状化の可能性があるところ
やや悪い地盤	30mよりも浅い沖積層、埋立地および盛土地で大規模な造成工事（転圧・地盤改良）によるもの
良い・普通の地盤	洪積台地または同等以上の地盤（上記以外のもの）

ック積基礎，石積基礎，玉石などがあり，耐震性の観点からは鉄筋コンクリート造布基礎の使用が最も望ましいが，同じ性能の基礎であっても地盤の種類によって建物自体の耐震性は異なってくるので，地盤の種類と一緒に基礎の診断を行う必要がある。特に軟弱地盤地域では基礎性能の違いにより建物の耐震性が大きく異なってくる。簡易耐震診断では，基礎を4種類に区分し，地盤と合わせて耐震性を判断するための基準としている。

c) 建物の形状

一般に平面的にも立体的にも整形な建物，すなわち凹凸が少ない建物ほど耐震性は高いと言われている。平面的に不整形な建物では，耐力要素の偏在，水平構面の不連続性などにより，地震時に局部的な変形やねじれが生じやすく，建物全体の耐震性が低下する可能性が高くなる。特に横方向に増築した住宅などでは平面的に不整形になる場合が多く，地震被害調査の際にも，このような住宅で被害を受けているものが少なからずみられた。一方，立面的に不整形な建物も被害を受ける可能性が高い。特にオーバーハング（2階の外壁が1階の外壁よりも外側に出ている場合）や2方向に下屋のある建物，また1階にピロティを有する建物などは被害を受ける可能性が高く，適切な処置が施されないと耐震性が著しく劣る場合もある。簡易耐震診断では平面的に不整形な場合と立面的に不整形な場合について評点を定め，耐震性を判断する基準としている。

d) 耐力壁の量

今回の地震で大きな被害を受けた建物の被災要因の多くは，耐力不足であった。このことから耐力壁の量は建物の耐震性を左右する最も大きな因子であり，木造住宅の耐震診断を行う上で最も重

第2表 軸組の種類と壁倍率

軸組の種類	倍率
1 土盛り壁又は木ずりその他これに類するものを柱および柱の内部に打ち付けた壁を設けた軸組	0.5
2 木ずりその他これに類するものを柱および両柱の両面に打ち付けた壁を設けた軸組	1.0
3 厚さ1.5cmで幅9cmの木材もしくは径9mmの鉄筋またはこれと同等以上の耐力を有する筋違いを入れた軸組	1.5
4 厚さ3cmで幅9cmの木材またはこれと同等以上の耐力を有する筋違いを入れた軸組	2.0
5 厚さ4.5cmで幅9cmの木材またはこれと同等以上の耐力を有する筋違いを入れた軸組	3.0
6 9cm角の木材またはこれと同等以上の耐力を有する筋違いを入れた軸組	2から4までのそれぞれの数値の2倍
7 2から4までに掲げる筋違いをたすき掛けに入れた軸組	5.0
8 5に掲げる筋違いを筋違いをたすき掛けに入れた軸組	0.5から5.0までの範囲内において階数大臣が定める数値
9 その階数大臣が1から7までに掲げる軸組と同等以上の耐力を有するものと認めて定める軸組	1または2のそれぞれの数値と2から6までのそれぞれの数値の和
10 1または2に掲げる壁と2から6までに掲げる筋違いとを併用した軸組	

要な要素であると考えられる。耐力壁の量が十分であるかどうかは，壁量（耐力壁の長さの合計）が必要壁量（建物に耐震上必要とされる耐力壁の長さ）よりも，大きいかどうかを，建物の各階の梁間方向と桁行き方向について各々検討することにより診断される。この際，壁量は耐力壁（開口を有さない，長さ半間以上の壁）の長さに第2表に示す耐力壁の種類によって定まる係数（壁倍率）を乗じて算出され，必要壁量は建物の床面積に建物の階数と建物の壁材料および屋根材料の種類によって定まる係数を乗じて算出される。

簡易耐震診断では上記の壁倍率を耐力壁の種類によらず「1」として壁量の計算を行っている。これは仕上げが施された既存の住宅では，壁の中の軸組を見ることが困難であり，壁の種類が不可能であることと，平均的に壁倍率1にすることが経験的に妥当であると判断されることによるものと考えられる。また，同診断法では壁量が十分であるかどうかの検討を建物の1階部分についてのみ行っているが，これは2階建て以下の木造住宅の耐震性が1階部分の性能によって決まる場合が多いからである。簡易耐震診断法では壁量が十分かどうかの判断に必要な壁量に対する壁量の割合を用いており，0.3~1.8の範囲に設けられた6つの等級に対し，評点を与えることにより耐震診断の尺度としている。筋違いの有無は軸組構法の住宅の耐震性を評価する上できわめて重要な因子であるが，簡易耐震診断では壁倍率を一律「1」としたうえで，別途筋違いの有無による評点の割増を設けている。

在来軸組構法による住宅では第2表に示すよう

に様々な仕様の耐力壁が使用されており、個々の仕様によって地震力に対する抵抗力が異なり、無開口壁であっても壁倍率が「1」に満たないものもある。また、筋違いを挿入した壁であっても、筋違い端部の接合方法が適切でなかったり筋違い断面の大きさが不十分であったりすると、筋違いが壁から面外に外れたり座屈したりし、耐力要素として十分に機能しないこともある。したがって、より厳密な耐震診断を行おうとする場合には、壁の仕様、筋違い等の耐力要素の取付け方法（金物の使用の有無など）、使用材料の断面形状等について調べ、壁倍率を用いて壁量を算出し、必要壁量と比較する必要がある。さらに、簡易耐震診断では建物の1階部分のみの診断を行っているが、必要に応じ2階部分についても診断する必要もある。極めて希ではあったが被害調査を行った木造住宅の中には2階部分のみが大きく変形しているものもあった。

e) 耐力壁の配置

一般に耐力壁が平面的・立面的にバランス良く配置された建物の方が耐震性に優れると言われていた。兵庫県南部地震で大きな被害を受けた木造住宅の中には1階の一面に全面開口を有する店舗共用型住宅や敷地の制約により2間程度の間口のほとんどが開口となっている住宅が多く見られた。これらの建物では耐力壁が不足していたことに加え、平面的に耐力要素に偏りがあったことにより、建物全体がねじれ振動を起こし被害に及んだものと考えられる。このような耐力要素の平面的な偏りの程度を示す指標としては偏心率という概念があり、偏心率が高い建物ほどねじれ振動を起こしやすく、低い建物ほど起こしにくいと考えられている。建物の設計を構造計算により行う場合には偏心率が0.15以下となるようにすることが望ましい。2階建て以下の木造住宅では偏心率を計算して建物を設計する必要性は通常ほとんどないが、偏心率はねじれ振動に対する木造住宅の耐震性を判断するための重要な指標の一つであると考えられる。

一方、立面的に耐力要素に偏りがある場合、すなわち建物の各階に剛性の偏りがある場合には、地震時に剛性の小さい階に変形や損傷が集中し、

建物全体の耐震性が低下すると考えられる。各階の水平剛性が建物全体の水平剛性に比べてどの程度の大きさであるかを示す指標として剛性率という概念がある。2階建以下の木造住宅では剛性率はほとんど問題にされていないが、地震で被害を受けた木造住宅の中で2階部分がほぼ無被害で1階部分のみが大きく変形あるいは層崩壊していた住宅や、小屋裏利用の3階部分を増築した住宅などでは1階部分の耐力不足に加え、鉛直方向の剛性の偏りも被害要因の一つとなっていたと考えられる。

簡易耐震診断では「壁の配置」という項目を設け、耐力壁の平面的なバランスについての検討を行っている。具体的には建物の1階部分の四外壁面についての壁線の長さに対する壁（開口部でない部分）の割合を求め、その割合に応じた評点を定め耐震性を診断する基準としている。このため内壁の配置のバランスについては検討していないが、耐力壁の配置は耐力壁の量同様、住宅の耐震性を診断する上できわめて重要であるので、より厳密な診断を行う場合には、内外壁の各耐力壁の壁量を求め、建物の偏心率を計算し、耐力壁に偏りがないかどうか検討する必要がある。また、1階・2階相互の壁配置に無理がないかどうかについても検討する必要がある。

f) 劣化の程度

シロアリや腐朽菌による生物劣化に起因する木材及び木質材料の材料強度の低下や、錆害による釘等の金物の性能低下は、木造住宅の耐震性を低下させる要因の一つであると考えられる。材料劣化による建物の耐震性の低下に関する定量的な知見は現在のところ十分に得られていないが、柱・梁・土台・筋違い・面材等の主要構造部材の部分的な劣化により建物全体の耐震性能が低下する可能性は高い。簡易耐震診断では「老朽度」という項目を設け、材料劣化の程度を診断の際の判断基準の一つとしている。

材料劣化による住宅の耐震性能の低下については、現状の劣化程度から判断することがまず重要であるが、将来的な材料劣化の可能性を予測し、建物の耐震性を判断する必要もあろう。住宅に使用される材料・部材の材料劣化を予測するのは非

常に難しいが、防腐・防蟻・防錆処理の有無、水回りの施工、床下の仕様、雨仕舞いの良否などにより判断することができる。また、木造住宅の劣化は建物の維持保全によってある程度防止することが可能であるので、居住者の住まい方も判断要素の一つである。

2. 既存木造住宅の耐震診断例

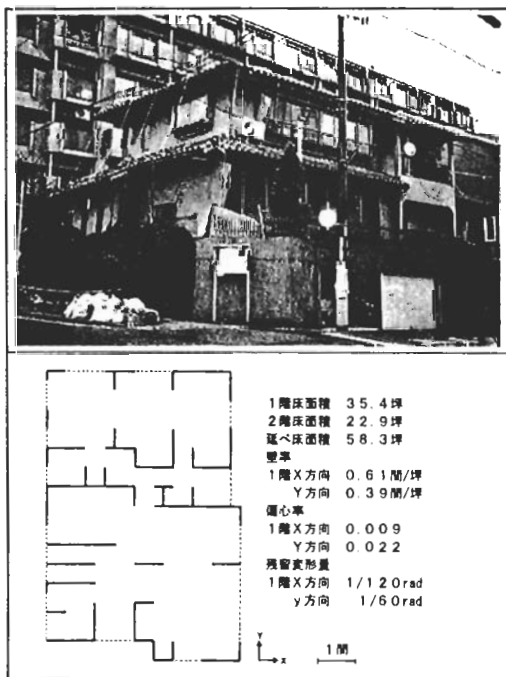
地震により実際に被害を受けた木造住宅2棟を対象とし、上記の簡易耐震法により耐震診断を行う。第1図及び第2図に両住宅の外観及び壁配置を示す。2棟の住宅はともに地震の被害が大きかった東灘区本山中町に建つ在来軸組構法による2階建ての住宅であり、築年数は住宅Aが築13年、住宅Bが築約30年である。また、被害の程度は住宅Aが部分的な補修が必要となる「小破」、住宅Bが大規模な補修が必要となる「大破」であった。

「わが家の耐震診断と補強方法」にしたがい両住宅の耐震診断を行ってみると、住宅Aでは地盤が「良い・普通」、基礎が「鉄筋コンクリート造布基礎（評点1.0）」、建物の形が「整形（評点1.0）」、壁の配置が「つりあいの良い配置（評点1.0）」、筋違いが「あり（評点1.5）」、壁の割合が「約0.65（評点0.7）」、老朽度が「健全（評点1.0）」となり、総

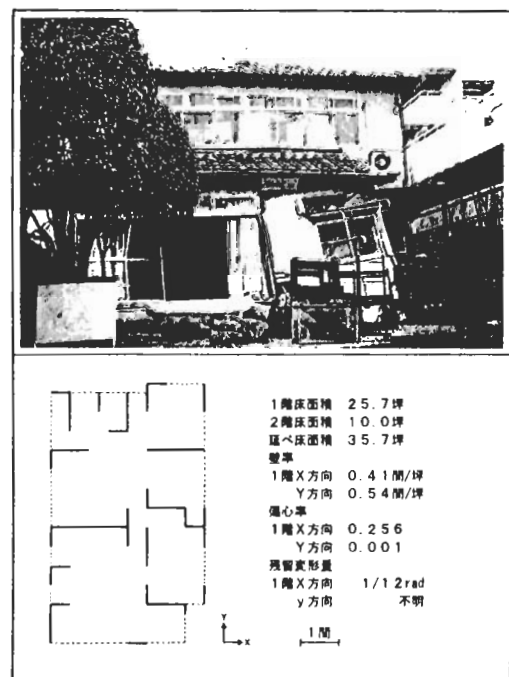
合的な評点（各評点の積）は1.1で耐震判定は「一応安全」となる。一方、住宅Bでは地盤が「良い・普通」、基礎が「ひび割れのあるコンクリート造布基礎（評点0.7）」、建物の形が「整形（評点1.0）」、壁の配置が「外壁の一面の壁が1/5未満（評点0.9）」、筋違いが「あり（評点1.5）」、壁の割合が「約0.70（評点0.7）」、老朽度が「腐ったりシロアリに喰われている（評点0.8）」となり、総合的な評点では0.5で耐震判定は「倒壊または大破壊の危険あり」となる。地震による被害の程度と上記の耐震診断の結果はおおむね一致しており、比較的簡単な方法によって住宅のおおよその耐震性を知ることが可能である。より精度の良い耐震診断を行う場合には先にも述べたように専門家の手により、詳細に診断してもらう必要があるが、自らが住む住宅の耐震性を、おおよそ把握しておくことは地震に対する備えをする上でもきわめて重要であると考えられる。

おわりに

今回の地震では建物の下敷きとなり多くの尊い命が奪われた。このような被災者の中で自分の住む家が地震に対してどの程度安全であるか知っていた者はきわめて少なかったと思われる。現在日



第1図 住宅Aの1階壁配置と外観



第2図 住宅Bの1階壁配置と外観

本には無数の木造住宅が建っており、その中には基準に適合しないものもある。居住者に対し自分が暮らしている住宅が地震に対して安全かどうかの情報を与えることは既存住宅の耐震対策を行う第一歩であると考えられ、今後既存住宅の耐震診断技術の向上と耐震診断法の普及はますます重要な課題となろう。また、耐震診断により危険と判断された既存住宅については耐震補強を施すことが望ましいが、適切な耐震補強を行うにあたっては耐震補強技術を確立することは言うまでもなく、耐震診断と耐震補強が円滑に行える社会基盤を整備する必要もあろう。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会, 日本建築士会連合会編集: 「わが家の耐震診断と補強方法」(1985)
- 2) 建設省建築研究所: 「平成7年兵庫県南部地震被害調査報告(速報)」(1995)
- 3) 建設省建築研究所: 「平成7年兵庫県南部地震被害調査中間報告書」(1995)
- 4) 木造住宅等震災調査委員会: 「平成7年兵庫県南部地震木造住宅被害調査報告(中間報告)」(1995)
- 5) 日本建築センター: 「建築物の構造規定—建築基準法施行令第3章の解説と運用」(1994)
(1995. 9. 8受理)

木造住宅の耐震性評価

—阪神・淡路の震災調査をもとに—

名古屋大学農学部 平嶋義彦

1. はじめに

平成7年1月17日、淡路島北部を震源とする「兵庫県南部地震」が発生し、死者・行方不明者5,500名余、負傷者41,500名余、建築物の被害総数約40万棟という、戦後最大の被害を記録した。死者の大多数は建物の倒壊によるもので、倒壊建物のかなりの部分を木造住宅が占めているといわれている。木造住宅の耐震性がクローズアップされ、いわゆる識者等からこれに関していろいろなコメントが出されているが、なかには誤った認識をしているもの、的外れな指摘などもあるように思われる。

筆者は地震発生後、学生、住宅建設業者、建設業協会の協力を得て、被災の一般的傾向調査、地域を限定した悉皆調査、建物（1棟）の倒壊原因調査、建設途次建物の被災度判定と補強方法の検討、残留変形調査、ログハウスの被災調査などを行ってきた。また最近では、建設省、日本建築学会等、政府、学協会の幅広い調査が行われ、その調査結果の速報や中間報告が出されている。本講演では、これら調査結果をもとに木造住宅の被害の状況と倒壊の原因について言及し、さらに筆者が最近行った木造住宅の実大耐震実験から木造住宅の耐震性についてのべてみようと思う。

2. 木造住宅の耐震規定の変遷

近代科学技術の手法を耐震の分野に応用し

たのは1891年濃尾地震後のことで、耐震工学の歴史はまだ高々100年である。大きな地震の度に新たな発見があり、耐震規定もこの発見の後に改訂、追加が行われてきているのが実状である。

第2次大戦の終了時まで続いた東京、名古屋、神戸など大都市の建物に適用される市街地建築物法では、木造住宅に耐震性をもたせる、ということから筋違使用を奨励しているが、これはあくまで奨励であって義務ではなかった。戦後の昭和25年、建築基準法が制定、日本の全ての地域に法が適用され、木造住宅では筋違の設置が義務づけられることになった。その後、法の見直しによる規定強化、伊勢湾台風後の耐風規定の新設（これは同じ水平力ということで耐震性の向上につながっている）、いわゆる新耐震（昭和56年）制定に伴う耐震規定の強化という変遷を経て、現在の規定につながっている。

3. 耐震規定の内容

現在の木造住宅の耐震規定は、いわゆる壁量規定と呼ばれているもので、標準的な建物を想定してこれに入る地震力に抵抗できるだけの耐力壁を設置しようというものである。この際、地震力の1/3は耐力壁以外の非耐力要素が分担すること（雑壁効果）、耐力壁の変形は全て同じであること、言い換えれば床は剛床であること、耐力壁はバランスよく配置されていて不都合なねじれは生じないこと、

といった仮定が設けられている。

また1層部のベースシア（建物の加速度と重力加速度の比）は0.2で、これは建物の耐用年限中にしばしば発生する地震を想定しており、耐震規定はこの地震に対して被害のないことを想定している。他構造では耐用年限中に1～2回発生しうる大きな地震（今回のような）に対しては、弾性応答するものではベースシア1.0、エネルギー吸収のある建物ではそれに応じて地震入力を減じたものに対して建物が倒壊しないように検討を行っているが、木造住宅ではこのような大地震に対しては直接的な検討は行っていない。

現行の壁倍率の決定方法などから、木造住宅の耐震性についていえることは、

- 1)ベースシア0.2の入力に対して、建物は1/200（または1/120）の層間変形角以下に納まる（ただし1/3の雑壁効果がある場合）。
- 2)建物の保有耐力は、変形角1/200（または1/120）のときの建物耐力の少なくとも4/3倍ある。
- 3)耐力壁は、変形角1/200（または1/120）の2倍以上の変形能力があり、最大耐力にいたるまでに1/100（または1/60）以上の変形能力を持っている。

4. 建物の倒壊原因

地震発生後の被災地の状況は惨憺たる有様で、倒壊家屋、直下に崩れ落ちた家屋（これは崩壊といった方が適切）、転倒家屋、大きく傾いたままの家屋、これらが延々と続いている。一方、六甲山の山懐、山手の方に入ると被害家屋が急に少なくなっている。筆者はこれまで何度か地震被害調査を行ってきたが、このように倒壊した建物が続く光景はついぞみたことがなかった。

阪神・淡路地区の被害状況をみて思い浮か

んだのは、昭和23年の福井地震の震害調査報告書である。福井地震では、平野部では全壊率100%に近い村落が多数であったのに対して、同じ地区でも山野部に入ると殆ど被害は受けなかったと報告されている。47年前福井県で起きたことが、いまここ阪神・淡路で起きた、これが被害地に足を踏み入れたときの直感であり、結論を先に言うとこれはほぼ当を得たものであった。福井地震で倒れた建物と阪神・淡路の震災で倒れた建物は、構造的にほぼ同じものであった。

木造住宅の倒壊・転倒の原因を、それらの相互関係も含めて図1にまとめた。

倒壊の原因としてまず挙げられるのは**耐力壁量の不足**である。倒壊建物は大部分が土塗小舞壁仕様のもので、筋違を使用しているものは限られた数であったと思われる。福井地震と同じ状況である。土塗小舞壁（+貫）は、水平力に対する抵抗力は弱く、地震力に抗しきれなかったものと考えられる。この壁の復元力は図2に示すようなもので、一旦大きな変形を起こすと土は落下し、もとに戻す復元力を喪失し同一方向に強制変形させられて倒

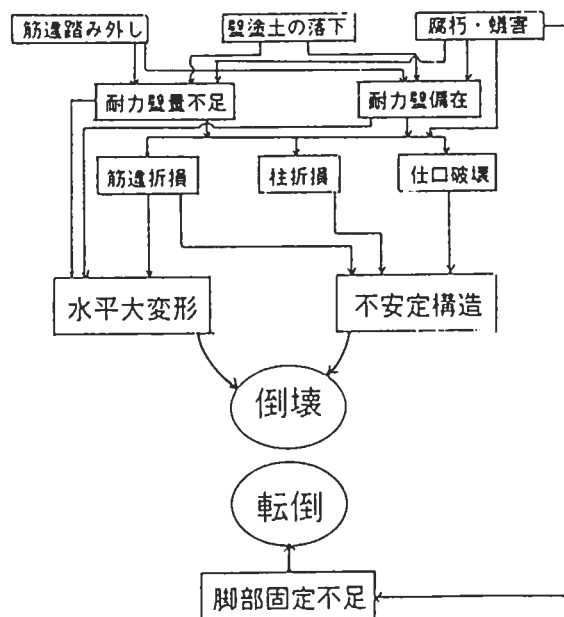


図1 木造住宅の倒壊・転倒の原因

壊にいたる。今回の地震の特徴は、低周期成分が強いと言うことであるが、類似応答スペクトルを見ると（図3）、この種の建物の固有周期0.3~0.4秒あたりから1.5秒にかけて強い応答スペクトルを示している。図2に示すように、土塗壁の建物は最初に地震の一撃で大変形を起こし、建物としての固有周期は大きくなる方向に変化していくが、この方向は応答スペクトルが大きくなっていて、（類似）共振状態から逃げられない状態となっている。

次に倒壊原因としてあげられるのは、**耐力壁の偏在**である。狭小敷地に建つ住宅は、建物入口のつく面に窓を設けるなどの耐力壁の設置場所がなくなりがちであり、非常に弱い構面をもった建物になる。いわゆる文化アパート、店舗付き住宅などがこの種の建物の代表で、地震力により大きくねじられ、つまり弱い構面に過大な水平変形が起き、倒壊へとつながる。

以上が倒壊の二大原因であるが、最終的な倒壊は仕口破壊による不安定構造化に起因すると思われる。仕口を金物等でしっかりつないでここが離れないような対策をとっておけば、木造住宅はなかなか倒壊しないものである。残存建物の傾き（残留変形）を調べたが、1/5程度までに達するものが幾つかあり、木造住宅の変形能力の大きさをよく示している。

腐朽・蟻害も程度の著しいものが幾つかみられ、これも倒壊原因として挙げられる。また建物高さと同平面短辺の比の大きい建物などに、転倒した例が幾つかみられた。足元の固定不足が指摘される。

比較的新しい建物には筋違がよく使われているが、その端部の接合にも問題があるものが多い。倒壊原因調査によると、筋違端部を釘斜め打ちといった簡単な方法で接合しているものについては、**筋違の足元踏み外し**が起きて建物を倒壊させる原因となっている。

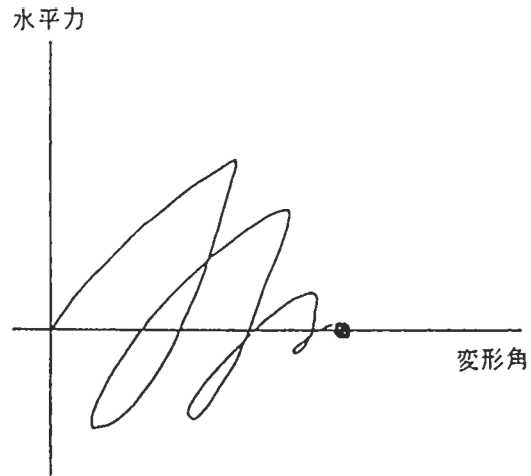


図2 貫・土塗り壁の水平力に対する応答

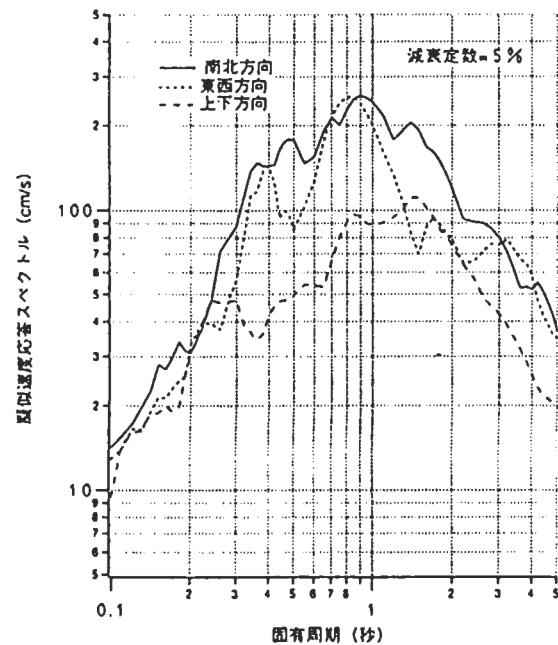


図3 神戸海洋気象台での記録の疑似応答スペクトル（データ提供：気象庁）

5. 実大構造実験による耐震性評価

筆者がここ数年のうちに行った2つの木造住宅実大実験をもとに、耐震性について述べてみよう。

はじめの実験は、軸組に構造用合板パネルを釘着する構法の建物で、延面積 112㎡の総2階建である。ベースシア 0.2としたときの1層の地震層せん断力（設計荷重Pd）は 5.5

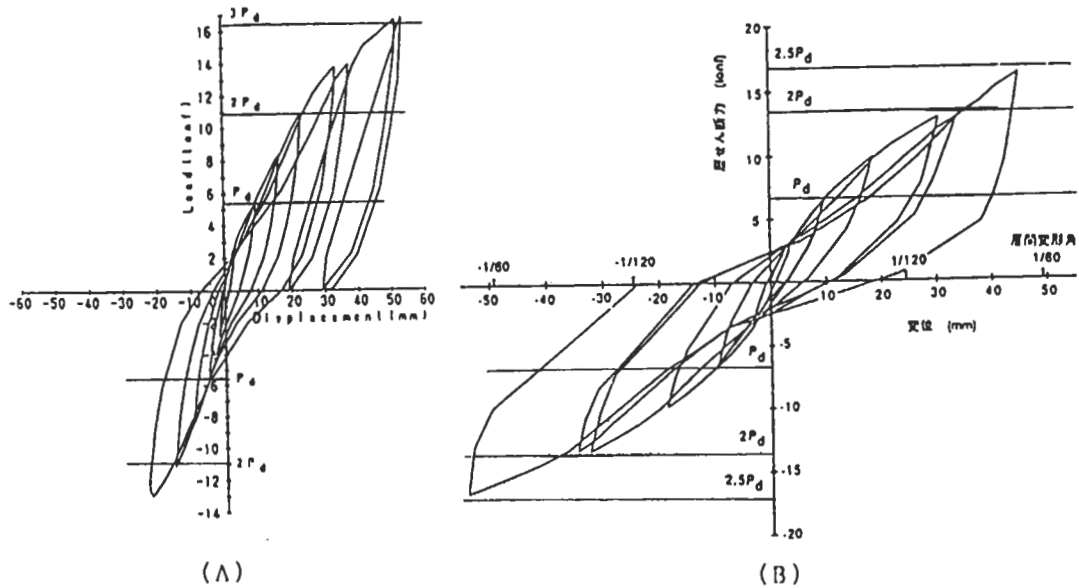


図4 実大実験による層せん断力と変形の関係

ton である。1、2層頂部にジャッキで水平力を加え、設計荷重の3倍まで加力を行った。この時建物には顕著な破壊の兆候は現れず、耐力はさらに上昇するものと思われた(図4A)。

次の実験は、同じ軸組構法であるが、筋違を用いた一部2階建て住宅で延べ141㎡のものである。設計荷重(地震力)は6.7tonで、桁行方向ではこの2.8倍で加力を中止し、張間方向では2.5倍までの耐力が上昇した(図4B)。このとき、建物の基礎が浮き上がってきており、最大耐力は基礎によって決定された。上部構造については、保有耐力はこれより大きいものと考えられる。

以上の実験結果から、現行基準に準拠した木造住宅はベースシア0.2の少なくとも2.5倍以上、すなわち0.5以上の耐力を有していると考えられる。この値は、木造住宅の復元力特性(図4)を考えたすなわちエネルギー吸収性を考慮したとき、弾性応答で1Gに相当する地震入力に抵抗できるといえる。つまり、

今回のような大地震に対しても倒壊するようなことはないだろう、ということの意味している。

6. おわりに

今回の地震では、多数の木造住宅が倒壊し、木造住宅の耐震性の欠如が喧伝されている。しかし、倒壊建物の大多数は現行基準に合わない、いわゆる既存不適格の建物であり、現行基準の耐震規定の趣旨を汲んで設計・施工された建物は殆ど被害を受けなかったことが、いろいろな調査で明らかになっている。また最近の実大実験もそのことを検証している。

今後は、耐震規定の趣旨を一般にわかりやすく広めること、既存建物については耐震診断と必要があれば補強を行うことが重要であると考えている。

(本稿は、1995年10月岐阜における日本木材学会中部支部大会の講演集から転載したものである)

〈資料〉

兵庫県南部震災による木造軸組住宅の被災調査

足田洋子*1・中村嘉明*2・東実千代*1・木村菜美*1

緒言

1995年1月17日に発生した兵庫県南部震災（阪神・淡路大震災）によって多くの建築物が大きな被害を受けた。とりわけ木造住宅に倒壊や火災による人的な被害が多かったことから、木造住宅に関する耐震性や耐火性が問われている。震災直後から報告された種々の資料によると、被害が大きかった木造建築物は、構造的な配慮不足や、瓦屋根を始めモルタル壁造等過大な建物重量、筋違や接合部の余力と壁耐力の不足、腐朽やシロアリ被害、安易な増改築等々、倒壊に至る原因があげられている。このたび私達は、日本木材保存協会において組織された調査団によって、木造住宅特に木造軸組住宅を中心に大被害に至った原因を解明し、今後の木造住宅のあり方を考えるために、被災調査を行った。調査は、芦屋市と淡路島北淡町を対象にして行ったが、ここでは、芦屋市での調査結果を報告する。

調査方法

1. 調査対象地の概要

調査対象地は、図-1に示すように芦屋市業平町、大柁町、茶屋之町の全域と上宮川町、宮塚町、公光町の一部で、北はJR線、南は阪神電鉄線、東はJR芦屋駅前の芦屋モータープールの東側を南北に通る道路、西は本通り商店街の道路に囲まれた地域である。東西に走るJR線に平行して約150m南に国道2号線が通っている。この道路沿いは、会社や商店、マンションなど鉄筋コンクリート造や鉄骨造の建物が多いが、調査対象地は全体からみると木造住宅が多い地域である。

2. 調査の方法

調査対象とした建物は、調査区域内に現存する全ての木造軸組の在来工法の建物とし、すでに撤去された建物や鉄筋コンクリート造、鉄骨造あるいはプレハブ造は対象外とした。調査方法は、2人1組または3人1組で、あらかじめ決められた調査項目に基づく所定の用紙に、外観より判断して記入すると共に、全ての対象建物を出来るだけ開口部に着目して写真撮影をした。さらに、可能な場合には聞き取り調査を併用した。調査期間は1995年3月下旬～5月上旬で、延べ日数10日、延べ人数36名で調査を行った。

結果および考察

1. 調査対象建物の概要

調査対象となった建物は全体で220棟である。対象地の区画は駐車場や公園を除くと全体で702区画あり、その内、鉄筋コンクリート造や鉄骨造等木造以外の建物が200区画、すでに建物の解体が済んで取り除かれた区画が282区画であり、対象建物は全区画の約31%にあたる。

対象建物の概要を表-1～表-12に示す。建物を種類別にみると表-1に示すとおり専用住宅が82%で最も多く、店舗併用住宅が11%であり、一戸建住宅が多い。建築時期は、表-2に示すとおり、昭和40年代と50年代に建てられたと思われる比較的新しい建物が46%、次いで戦後から昭和30年代の戦後の復興期に建てられたやや古い様式の建物が35%で多い。昭和60年以降の新しい建物は13%であった。建物の階数は表-3に示すとおり、二階建が86%で大半を占め、住宅規模は、表-4に示すとおり中規模（30～50坪）が52%、50坪を越える大規模住

*1 奈良女子大学生生活環境学部

*2 奈良県林業試験場



図-1 調査対象地

宅が22%もあるなど比較的大きな住宅が多かった。軸組工法であるために、一階部分に駐車場やピロティ等、構

表-1 対象建物の種類

建物種別	戸数	%
専用住宅	180	82
店舗併用住宅	25	11
文化住宅・アパート	11	5
その他	4	2
計	220	100

表-2 対象住宅の建築時期

建築時期	戸数	%
明治・大正	2	1
昭和初期～戦前	10	5
戦後～昭和30年代	77	35
昭和40年～50年代	102	46
昭和60年以降	29	13
計	220	100

表-3 対象住宅の階数

階数	戸数	%
平屋	26	12
二階建	189	86
三階建	5	2
計	220	100

表-4 対象住宅の規模

住宅規模	戸数	%
小規模(30坪未満)	58	26
中規模(30～50坪未満)	114	52
大規模(50坪以上)	48	22
計	220	100

表-5 屋根の形式

屋根形式	戸数	%
切妻	131	59
寄棟	42	21
陸屋根	2	1
入母屋	6	3
混合	24	11
その他	9	4
不明	2	1
計	220	100

表-6 屋根形状

屋根形状の単純・複雑	戸数	%
単純	195	89
複雑	23	10
不明	2	1
計	220	100

表-7 屋根葺材

主な屋根葺材	戸数	%
日本瓦	134	61
西洋瓦	24	11
軽量瓦	41	19
トタン	14	6
不明	7	3
計	220	100

表-8 屋根の葺き土の有無

屋根の葺き土の有無	戸数	%
葺き土あり	73	33
葺き土なし	11	5
不明	50	23
対象外	86	39
計	220	100

表-9 主な外壁仕上材

主な外壁仕上	戸数	%
ラスモルタル	198	90
金属板	3	1
サイディング	2	1
板張り	13	6
土塗り	1	1
その他	3	1
計	220	100

表-10 筋違の有無

筋違の有無	戸数	%
筋違あり	46	21
筋違なし	25	11
不明	149	68
計	220	100

表-11 壁面内部の土塗りの有無

壁面内部の土塗り壁	戸数	%
土塗りあり	56	25
土塗りなし	45	21
不明	119	54
計	220	100

表-12 基礎の種類

基礎の形状	戸数	%
束石	14	6
レンガ・石	17	8
ブロック	10	5
コンクリート布基礎	150	68
複合基礎	7	3
不明	22	10
計	220	100

造的に弱い部分となる広い空間を持つ建物は6%で少なかった。屋根は表-5～8に示すとおり、形式を見ると切妻が59%と多く、寄棟が21%で、89%は単純な形状であった。屋根仕上げ材は建物の重量を大きくしている日本瓦が61%と多く、次いで軽量の石綿スレート19%で、葺き土は日本瓦屋根の55%で認められたが、37%は判定に至らず不明であった。主な外壁仕上げ材は、表-9に示すとおりラスモルタル仕上げが90%で、大半を占めている。表-10に示す筋違は、外壁が破損している場合に限りその有無が判定できるが、壊れていないため不明が68%と多く、筋違のあることが認められたのは21%であった。接合金物に関しても、判定できたものに限ると、全て金物なしであった。建物内部の土塗り壁の有無は、表-11に示すとおり不明が多いが、25%に土塗りの内壁があった。基礎の形状は表-12に示すとおり布基礎が68%と多く、次いでレンガが8%であったが、外観から布基礎と見えても、昭和30年代までの建物では、基礎の内部にレンガやブロックが積まれていると推測された。改造されていたか否かは判定できなかったが、増築が認められた住宅は21%あった。

2. 住宅の劣化状況

木部の腐朽とシロアリの被害は、平常時では外壁材に覆われていて発見することは難しいが、震災により外壁材特にモルタル壁がはがれたり、住宅が倒壊した結果、その被害のいくつかを見ることが出来た。被害の有無を図-2に示す。モルタル壁に亀裂は生じてもはがれるに至らない住宅もあったため、全体としては不明が半数以上あったが、腐朽とシロアリの被害が認められた住宅では腐朽が23%、シロアリが17%であり、4軒～5軒に1軒の高い割合で加害されていたことが明かである。被害の有無と建築時期との関係を図-3、図-

4に示す。建築時期が古いほど腐朽やシロアリの被害を受けた住宅が多く、戦前の住宅では、腐朽は75%、シロアリ被害は60%の住宅で発見された。建築時期が新しくなるほど被害を受けた割合が低くなるが、それはモルタルがはがれることが少なかったため不明が多いことにも影響されているともいえる。

被害を受けた場所は、図-5、図-6に示すように、腐朽もシロアリも柱と土台に多かった。腐朽とシロアリの被害は、住宅の同じ部位で発見される傾向にあった。腐朽やシロアリの被害が見つかった部位を列挙すると、モ

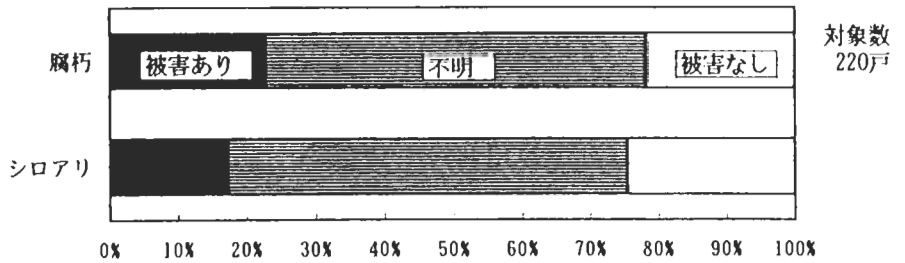


図-2 腐朽とシロアリ被害の有無の割合

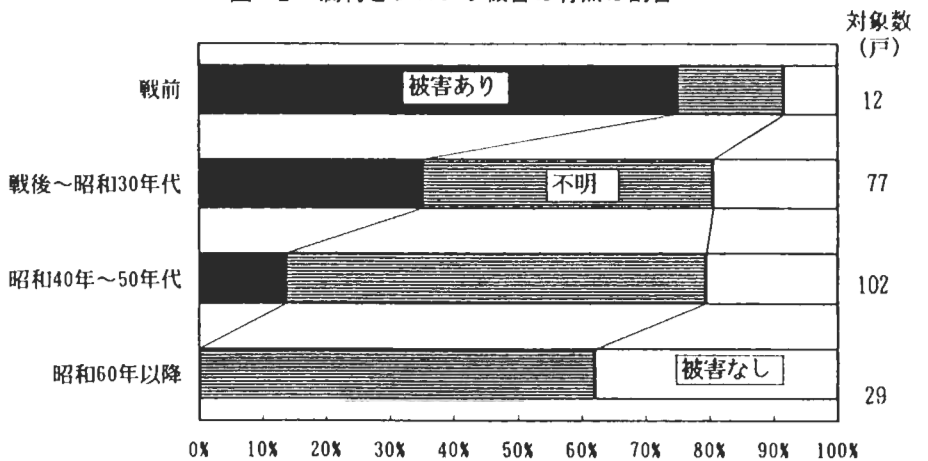


図-3 建築時期別の腐朽被害戸数の割合

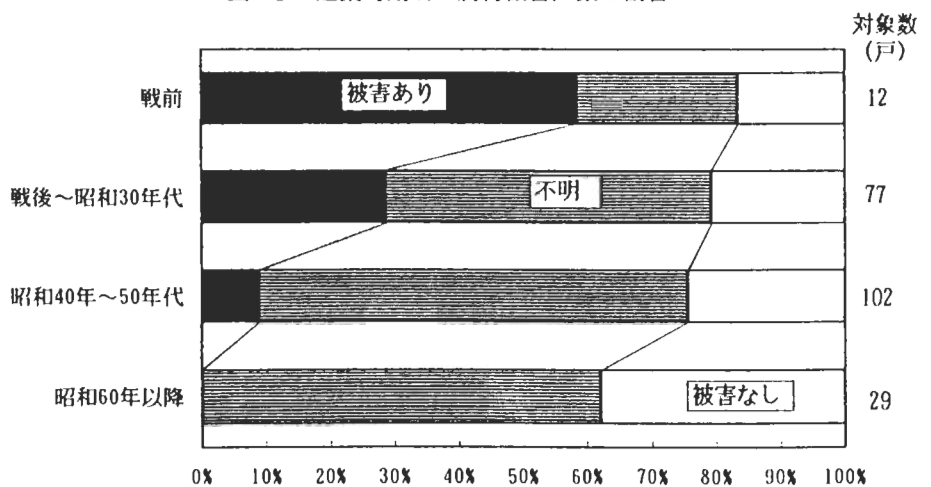


図-4 建築時期別のシロアリ被害戸数の割合

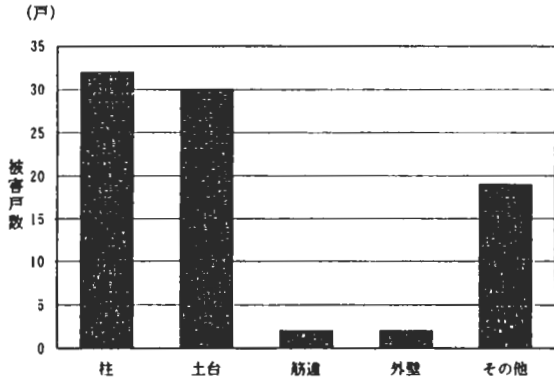


図-5 腐朽の被害があった場所

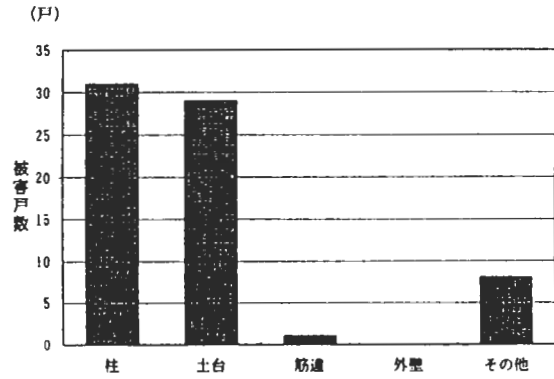


図-6 シロアリの被害があった場所

ルタル壁の内側で激しい全面的被害が顕著に認められた写真-1, 2のような例があり、住宅の隅角にある水回り付近の土台と柱(写真-3)、玄関の柱、浴室の柱、窓台、あるいはバルコニーや出窓の持ちだし部分(写真-2, 4, 5, 6)、サッシや鋼材あるいは配管に接している木部などであった(写真-3, 7, 8)。一般にシロアリより腐朽の方が種々の場所で被害が見つかる傾向にあった。写真-4, 5, 6に示すように、モルタルや金属板など外装材に覆われている木材に、樋の破損や窓台や庇などの雨仕舞の悪さがもとで供給された水分が、乾かずに腐朽に及んだと考えられる例が多かった。浴室付近では、柱の上部

に被害がみられた。これは、サッシ周りで結露した水が木部へ伝わったためと思われる。居室においては、サッシで結露した水が敷居から土台に伝わり、土台を腐らせた例(写真-8)などもあった。

図-7, 図-8に示したとおり、腐朽やシロアリの被害を受けた部位と建築時期との関係を見ると、昭和40年代~50年代の新しい住宅では、柱、土台、筋違、外壁以外の、図中にその他と示した部位で腐朽が起る率が高い。モルタルに覆われたバルコニーの木部や軒裏、鋼材に接した木摺下地、窓台などがそれにあたる。このことを考慮すると、金物を使用することが多くなった現代の住宅では、以前より一層の防腐防蟻対策が必要であるといえる。

本来木造住宅において、防水や雨仕舞が完全であるならば腐朽やシロアリの被害から守ることができるはずで



写真-1 モルタル壁内部の腐朽・ぎ(蟻)害の例1

分厚いモルタル壁の内部で、隅角の通し柱、木摺下地、筋違が全面的に激しい腐朽とシロアリの被害を受けていた。

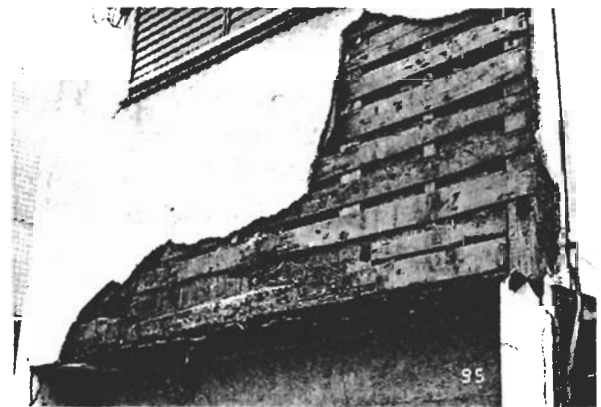


写真-2 モルタル壁内部の腐朽の例

モルタルに覆われた二階の張り出し部分の柱、木摺下地、軒裏に腐朽被害がみられた。

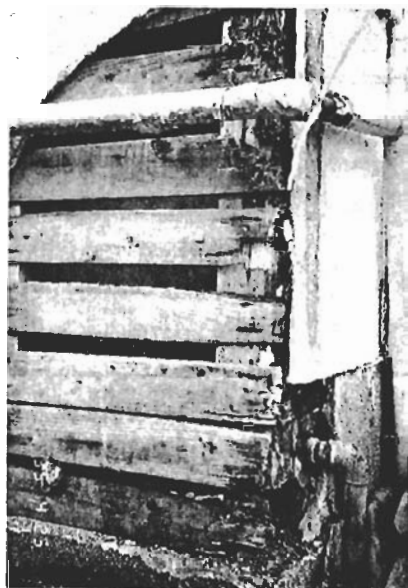


写真-3 モルタル壁内部の腐朽・き害の例の2
土台と隅柱と木摺下地の腐朽とシロアリの被害である。
配管に接した部分は結露しやすいため、その付近の被害
が大きい。



写真-4 雨仕舞の欠陥が原因で発生した腐朽の例1
バルコニーの隅角の柱と木摺下地、軒裏に腐朽がみら
れる。手すりにかかる雨水が伝わったことが原因であ
ると思われる。



写真-5 雨仕舞の欠陥が原因で発生した腐朽の例2
アパートの廊下を支える部材の腐朽で、雨仕舞の悪さ
が原因であると思われる。



写真-6 雨仕舞の欠陥が原因で発生した腐朽の例3
バルコニーの軒裏の腐朽である。雨仕舞の悪さがもと
で供給された水分が乾かずに腐朽に及んだ。この例は
数多くみられた。

あるといわれるが、実態は上記の通り多くの被害が見つ
かった。

樋の破損や外壁の亀裂などは、日常生活の中でも発見
できるが、そのまま放置されていた住宅が多く、腐朽や
シロアリの被害を引き起こし、強いては、震災の被害を
大きくしたと考えられる。



写真-7 結露水が原因で発生した腐朽の例
鋼材に接した木摺下地の腐朽で、結露が原因であると思われる。



写真-8 結露水が原因で発生した腐朽・き害の例
アルミサッシの下にある土台の腐朽とシロアリの被害である。サッシ周りで結露した水が伝わったためと思われる。

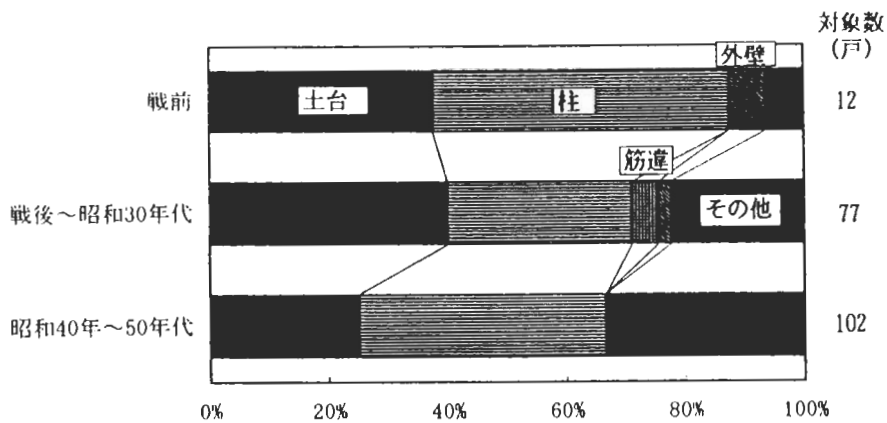


図-7 建築時期別の腐朽箇所の割合

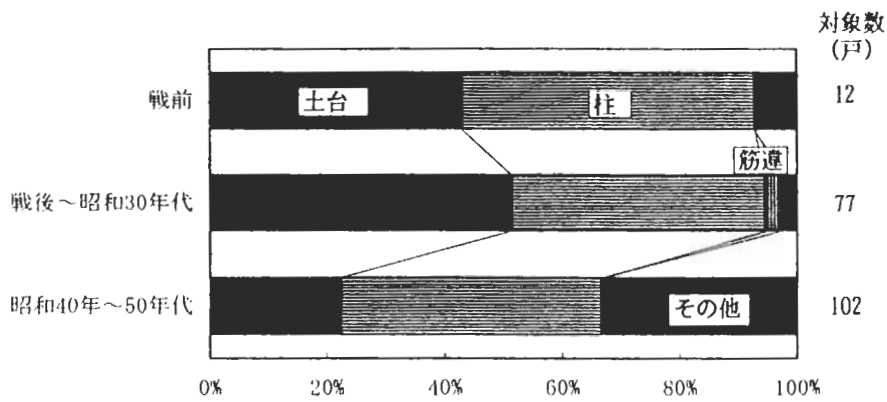


図-8 建築時期別のシロアリ被害箇所の割合

表-13 震災被災状況

被災度区分	戸数	%
なし	25	11
軽微	65	30
小破	55	25
中破	31	14
大破	30	14
倒壊	14	6
計	220	100

3. 地震による被災状況

対象住宅の地震による被災状況は、表-13に示すとおりである。被害をあらかじめ、「なし、軽微、小破、中破、大破、倒壊」の6段階に設定し、目視で判断し記録した。目安としては修繕が難しいと判断した場合は大破、修繕をすれば居住できると判断した場合は中破とした。

すでに撤去された住宅を大破か倒壊にいれると、かなり多くの住宅が大きな被害を受けたことになる。しかし、本調査では、調査開始時期が震災後2カ月余経過しており遅かったため、その時点で撤去された住宅を除いているため、対象住宅だけで被災度の割合を示すと小破以下の軽い被害の住宅が66%で多いことになる。

建築時期と被災度との関係を図-9に示す。これによると新しい住宅ほど被害の無い場合が多く、古くなるに従って被災度の大きい住宅が多くなっている。総合的に判断しても、住宅規模、住宅階数、屋根形状(単純か複雑か)と被災との関係は特に見られなかった。しかし、屋根葺き材では日本瓦の場合が他の材料より被害が大きく、さらに日本瓦で葺き土がある場合には、ない場合よりやや被害が大きい傾向がみられた。

被害が生じた部位を屋根、外壁仕上げ材、壁、軸組、床組、基礎別に図-10に示した。これによると、調査が外観の観察によったことに影響されるが、最も被害が多く認められたのは、外壁仕上げ材の88%、次いで屋根の54%であった。それらの内容を見ると、屋根の場合にはほとんどの住宅で瓦のズレがみられ、小屋組に被害が及

んでいたのは約10%であった。外壁では、モルタルの亀裂、剥落等モルタルに被害が多かった。モルタルの外壁を持つ住宅の93%が何らかの被害を受けた。壁の被害は、壁面のズレ(柱からのズレなど)木摺下地の破損、筋違、貫の破損やズレなどである。筋違の有無と被災度との関係については、筋違がない場合は、ある場合に比べて被災度が高い傾向にあった。

軸組の被害は36%であったが、そのうち70%で家屋の変形が見られた。それは柱の折損、柱と梁の仕口のズレなどが起こった結果と思われる。安易な増改築が建物全体に大きな被害を呼び起こした例もあった。床組の被害は、29%であったが、基礎と土台のズレ、土台と柱のズレ、束の脱落などが認められた。基礎の被害としては、亀裂やモルタルの剥離が多く観察された。

建築後9年で軽微な被害しか受けなかったN邸では、住宅を建てる際に安全性を考慮し、筋違をしっかりと入れた。また、工務店の技術力、誠実さに建てる時から居住者自身が信頼を寄せていたという。近くにある同工務店の建て売り住宅もN邸ほどではないが、被害が少なかった。

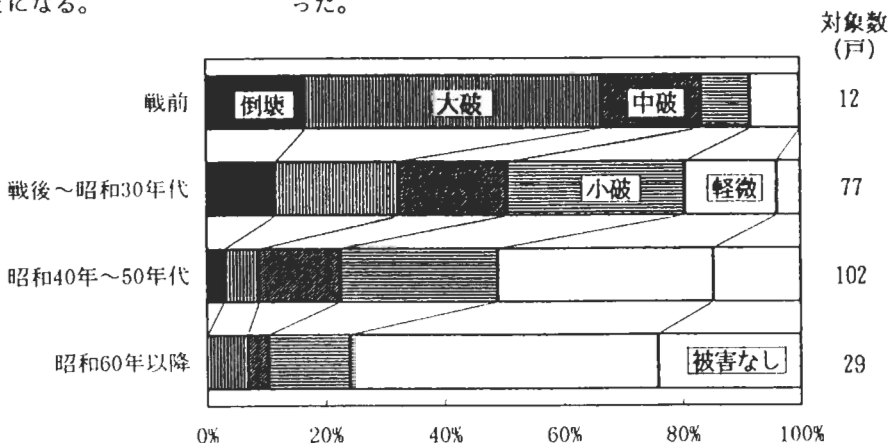


図-9 建築時期と被災度区分の割合

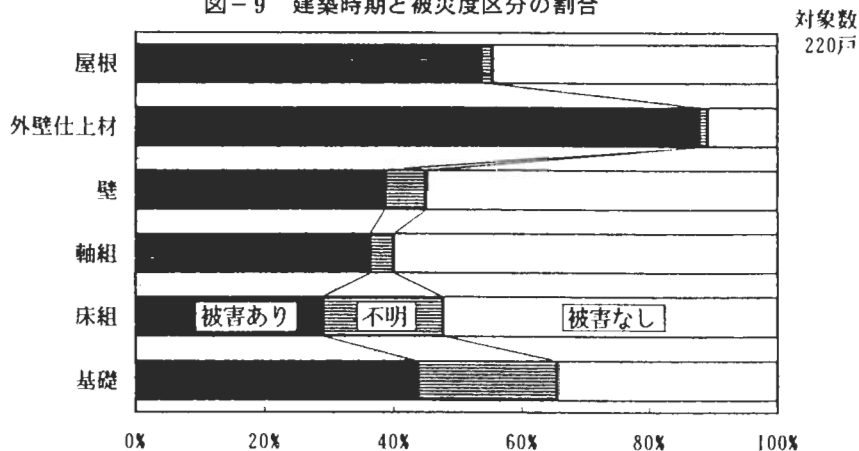


図-10 部位別地震被害の有無の割合

4. 地震の被災度と腐朽とシロアリ被害の関係

被災度と腐朽・シロアリ被害の関係を図-11, 12に示す。被災度が大きいほど腐朽やシロアリの被害を受けた住宅が多くなっている。倒壊した住宅では、壊れた部材が重なりあっていて、被害を受けていたか否かは判別できず、不明が多かった。

今回はあまりにも激甚な震災であったために、腐朽やシロアリの被害が直接建物の倒壊原因となったか否かは確定できなかったものの写真-1に例示したように、構造体としての役割を果たせないほどの腐朽やシロアリの被害も多く見受けられた。

まとめ

現在、わが国の都市型の住宅は大壁造が多いので、通常では腐朽やシロアリの被害が発見されにくい状況にある。この度、震災によって外壁材が剥がれたり住宅が倒れた結果、やや不明は多いものの腐朽やシロアリの被害が多いという実態が明らかにされた。このことから、壁体内部の木材の劣化を事前に知る技術開発が必要であると共に、腐朽やシロアリの被害は居住者が知らぬ間に進行する可能性が大きいので、木材の防腐防蟻処理と適時適切なメンテナンスが極めて重要であることが改めて認識された。

この度の震災では、枠組壁工法の倒壊はほとんど見られなかったと伝えられたが、これは、住宅の建設年代が新しいためでもある。構造上では問題がなかったと思われるが、外壁からの雨水の浸透や壁内結露などによって腐朽が生じた場合には、部材断面が小さいので枠組工法

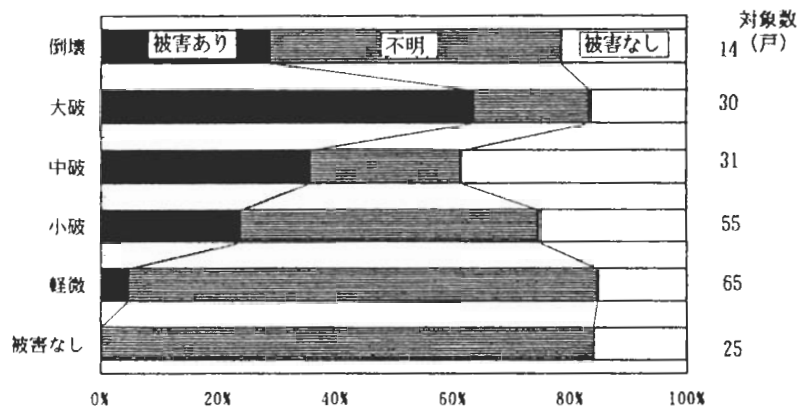


図-11 被災度と腐朽被害の割合

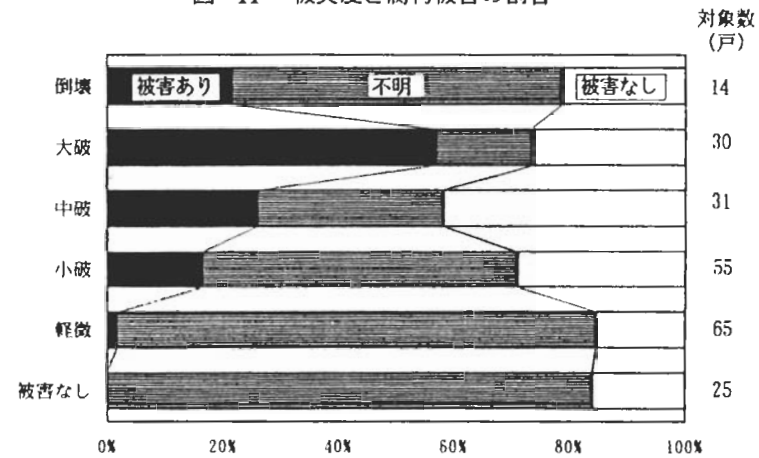


図-12 被災度とシロアリ被害の割合

より問題は大きいことも予想される。

軸組の木材は、壁体内に閉じこめず、できるだけ露出して使うことがのぞましいが、ほとんど不可能に近いので、壁体内部に入り込んだ雨水や結露水が、速やかに外部に放出される仕組みを考えると、施工者にもその重要性を伝えることが必要であると考えられる。

また、居住者には樋の点検をはじめ住宅の外部の点検をすること、サッシにたまった結露水をないがしろにせずこまめに拭き取ることなど、小さなことでも腐朽やシロアリの被害、さらには大きな被害から住宅を守ることができることを啓蒙することも大切であると考えられる。

(1995. 7. 3受理)

平成7年7月28日
木造住宅等震災調査委員会

阪神・淡路大震災における木造住宅等の被害について、当委員会に参加した委員がこれまでに調査した範囲での被害概況と被災要因及び今後検討すべき課題は以下のとおりである。

1 木造住宅等の分類

この地震で被害を受けた地域における木造住宅等を、構法によって分類すると、概ね次のとおりである。

- (A) 在来構法（軸組構法）で住宅用のもの。これはさらに次の3種類に分類できる。
 - (A-1) 屋根が葺き土のある瓦葺き。壁は竹小舞に土塗り壁、外装は下見板張り又は金属板張り、筋かいのないものが多い。ただし、ラスモルタル塗りに改修されているものが多い。
 - (A-2) 屋根に葺き土のある瓦葺き。壁は竹小舞に土塗り壁。外装は木ずりにラスモルタル塗り。筋かいが入っているものが多い。
 - (A-3) 屋根は瓦葺きが多いが、必ずしも葺き土はない。スレート葺き等もある。壁は、内装下地がラスボード張り、外装は木ずりにラスモルタル塗り又はサイディング張り。断熱材が用いられているものもある。ほぼすべて筋かいが入っている。
- (B) 枠組壁工法（ツーバイフォー）。
- (C) プレハブ構法。これには、木質系のものと鉄骨系及びコンクリート系のものがある。
- (D) その他。寺社などの伝統構法や少数ながら集成材構造がある。

また、木造住宅を用途や形態によって分類すると、概ね次のようになる。

- (イ) 戸建専用住宅。
- (ロ) 戸建ての同じ形式の住宅で並列又は群をなしているもの。いわゆるミニ開発による建て売り住宅。

- (ハ) 2階建ての集合住宅で2層の賃貸アパート。いわゆる「文化住宅」とよばれているもの。
- (ニ) 店舗併用住宅。
- (ホ) その他。3階建て、増築したもの（特に平屋を2階建てにしたもの）等。

2 無被害又は被害が軽微な木造住宅の特徴

次の特徴を有する木造住宅については、震度7地域においても、外見上は、無被害又は被害が軽微に止まっているものがほとんどである。

- (1) 新耐震基準に適合し適切な施工管理が行われたと思われる最近建てられた住宅（最近住宅金融公庫のマイホーム新築融資を受けた住宅）
- (2) 耐力壁の量、配置が適切で、施工も適切な(A)在来構法住宅
- (3) (B)枠組壁構法（ツーバイフォー）住宅
- (4) (C)プレハブ構法住宅
- (5) 構造計算されたと見られる3階建て住宅
- (6) 構造計算された集成材構造の建築物

3 大きな被害を受けた木造住宅等の被害要因と特徴

(1) 在来構法のうちの構法別の被害

(A-1)のものにきわめて倒壊が多い。(A-2)のものも少なからず倒壊している。また、(A-3)のものでも倒壊したものがある。

(2) 古い木造住宅の被害要因

(A-1)及び(A-2)で、倒壊または大きな被害を受けたものは、屋根が重いにもかかわらず筋かいがないかあるいは少ないもので、元々耐震性に乏しい上に老朽化の影響があったと思われる。なお、これらは、耐震基準が現行のもの以前のものである。

(3) 比較的新しい木造住宅の被害要因

① 耐力壁の不足

- 耐力壁の絶対量が少ないもの。
- 2階又は3階の増築において下階の補強がないもの又は不十分なもの。

② 不均衡な耐力壁の配置

- (ニ)店舗併用住宅で、道路側が前面開口であるもの。
- (ハ)2階建ての集合住宅や(ロ)ミニ開発の戸建住宅で、開口方向に壁がほとんどないもの。
- (イ)戸建専用住宅や(ロ)ミニ開発の住宅で、車庫上に2階を設け1階に大きな開口

部が偏って存在するもの、南面に掃き出し窓が多く入っているもの、或いは重いベランダが2階に跳ね出しになっているもの。

③ 柱・土台の結合力不足

○単ほぞ差しのみで金物による補強がないため柱脚が抜け出したもの。

○金物による止め付けが施工不良のもの。

④ 不適切な筋かいの設置と端部の緊結不良

○筋かいの断面寸法が不足しているもの、間柱で切っているもの。

○筋かい端部の止め付けが、突き付け釘止め程度の簡易なもので、踏み外しを生じたもの。

⑤ 腐食・蟻害

○腐食・蟻害により、部材又は柱端部・筋かい端部の所要の耐力が発揮されなかったもの。

⑥ 不適切な基礎構造

○基礎の断面や鉄筋の入れ方が不十分なもの。

⑦ その他

○接合部における断面欠損部分で破損したもの。

○隣家の衝突を受けたもの。

○木造と他の構造を併用し（混構造）、振動性状の違い等に対し十分な配慮をしなかったもの。

○傾斜地において地盤の変状の影響を受けたもの。

(4) その他の被害状況

①外壁モルタルの剥離がきわめて多い。

②屋根が葺き土で、瓦の止め付け方が不十分なものは、落下・ずれなど被害を受けたものがきわめて多い。

③埋立地の振興住宅では、地盤の液状化のためにわずかに傾斜したものが多い。

4 今後検討すべき課題

(1) 2及び3の被害状況等を踏まえ、講ずべき施策の方向を考えるに当たって、以下のことを認識する必要がある。

① 木造住宅の耐震性を確保するためには、(ア)妥当な構造計画、(イ)適切な材料選定・使用方法、(ウ)適切な施工管理・工事監理、(エ)十分な維持管理・補修が重要であり、これらをすべて満足しているのは、今回の地震においても大きな被害を受けていない。

② このため、今後の震災に備え、木造住宅の設計者、工事監理者及び施工者（材料関係者を含む。）が、それぞれの役割に応じて、上記①に関わる知識・技能の向上を図るとともに、個々の木造住宅の耐震性の確保に努めていくことが重要である。

(2) 具体的な方策として、今後以下のことを検討する必要がある。

① 新しい時期に建てられた木造住宅の被害状況からは、現行の建築基準は概ね妥当と思われるが、今回の被害に鑑み、建築物の特定の階や平面計画において弱点が生じないように、耐力壁配置などにおけるバランスを考慮し、余裕のある適切な設計・施工に努めるべきである。

② 適切な設計・施工を推進するため、次の事項について、十分な検討が必要である。

ア 「耐力壁をつり合いよく配置する」ための具体的な確認方法及び店舗併用住宅などの大きな開口部の対処方法。

イ 次の事項について、普及・徹底に努める必要がある。

(7)筋かい端部、柱と土台・梁との接合部等における、継手・仕口と接合金物による補強のディテール

(イ) 木質部材の腐朽・蟻害を防止するため、防腐処理、床下換気、壁内結露の防止等の方法

(ウ) 地盤の状況に応じた基礎構造

(エ) 増改築における下階の補強方法

(オ) 混構造における耐震性能の確認方法

(カ) モルタル外壁や屋根瓦の落下防止方法

ウ 耐震性能に関し、構造計算により確認する方法について、関連データの充実を図ること。

③ 設計図書に基づく施工の確実性が重要な課題であり、施工の検査体制の整備として、工事監理、施工管理等のあり方を検討すべきである。

④ 既存建築物の耐震診断及び耐震補強が重要な課題であり、特に、耐力壁の不足、不均衡な耐力壁の配置、柱・土台の結合力不足、不適切な筋かいの設置と端部の接合、腐朽・蟻害等の問題を有し、現行の建築基準に規定される耐震性能を有さないと思われる木造住宅について、耐震診断・改修を積極的に推進すべきである。

⑤ このため、木造住宅の耐震診断・耐震改修提案を行える住宅建築技術者の育成を図る等木造住宅の耐震性の向上を促進するための体制整備を推進する必要がある。

- ⑥ 木造住宅の耐震性の確保に関わる木質構造、木材利用等についての調査、研究及び技術開発を積極的に行うことが必要である。

- ⑦ 新たに木造住宅等を建築・取得しようとする消費者等に対して、木造住宅の耐震性等に関する正確な情報を積極的に普及啓蒙していくべきである。

以 上

2 木造住宅等の調査の総括

2. 1 はじめに

1995年兵庫県南部地震によって引き起こされた阪神・淡路大震災は、きわめて甚大な災害であったが、とりわけ痛ましいのは5500人を超える人命が犠牲になったことである。しかもその大部分の人々が、木造住宅の倒壊によって圧死したことは、その耐震性に対する大きな疑問をなげかけている。

木造住宅等震災調査委員会は、まずなによりもこれら木造住宅を主とした被害の実態がどのようなものであったかを明らかにし、ついでその結果から将来の震災軽減のための教訓を得るために、調査と検討を行ってきた。

この総括では、最初にこの震災に関する基本的な情報として、阪神・淡路大震災建築震災調査委員会中間報告（以下本章にて「建築震災中間報告」と呼ぶ）から要点を引用し、ついで、各種の情報源から木造関係の被害統計を紹介したあと、本報告書（以下本章にて「木造等震災報告」と呼ぶ）の3章の各調査報告の内容を簡潔にまとめる。

なお、木造住宅等に関しては、この「木造等震災報告」が最終報告書になるが、それに先立って、本木造住宅等震災調査委員会では、調査結果の最終的な検討を行い、「阪神・淡路大震災における木造住宅等の被害概況と今後の検討課題について」と題する文書を公表している。したがってこれが委員会としての総括であるので、これを本章の最後の部分に掲載する。

2. 2 建築震災中間報告による地震と被害の概要

(1) 地震および地震動の特徴

この地震における地震動の特徴として次のものがあげられる。

- ①大振幅の加速度および速度が広い地域で観測された。
- ②周期0.8～2秒の成分が大きい。
- ③大きな上下動記録が観測された。
- ④実効継続時間が短い。
- ⑤方向性が強い。
- ⑥軟弱地盤表層での上下動の振幅が大きい。

(2) 建築物の被害の総括と新耐震設計基準の評価

建築物の被害と耐震設計法との関連については、鉄筋コンクリート造・鉄骨造も含めた建築物一般に対して、「現行の耐震設計基準による建築物については、被害

は少なく、最低基準としての現行の耐震設計基準は妥当なものであり、水準面での抜本的な改正は必要でないと考えられる。」と述べられており、いわゆる新耐震設計基準の効果を明確に認めている。

(3) 防火木造の効果

多発した火災の延焼について、「防火木造の燃焼においては、壁からの延焼ではなく開口部からの延焼が主と考えられ、このことが、風が弱かったことと相まって延焼速度を遅くした原因と考えられる。」と述べられており、防火木造すなわちモルタル塗り外壁の火災に対する効果を認めている。

(4) その他関連事項

1) 住家被害と死者の関係

全壊棟数と死者数を市・区毎にとって、両者の関係を調べた結果によると、両者は高い相関を示している。

2) 応急危険度判定のマクロ分析の結果

木造の共同住宅の判定結果として、神戸市・明石市・西宮市・芦屋市・川西市・伊丹市・宝塚市・淡路島の合計16,953棟について集計したところによると、それぞれの割合は次のようになっている。

安全：29.3% 要注意：40.2% 危険：30.5%

2.3 木造のストックと被害統計

(1) 木造（木造＋防火木造）と非木造の住宅数

木造の被害調査の前提となるストックは、およそ次のとおりである。（平成5年建設省木造住宅振興室／総務庁統計局、単位：棟）

木造	全国：27,823,000	兵庫：1,092,800	神戸：258,200
非木造	13,011,700	687,100	282,300
合計	40,834,700	1,779,900	540,500

(2) 地域毎の木造の被害率

木造の被害だけに関する全体的な被害統計は、現時点までに報告されていない。ここでは、地域などを限定した調査結果についてまとめておく。

1) 神戸市中央区の調査（日本建築学会「1995年兵庫県南部地震災害調査速報」）

建築学会の近畿支部が、被災地を分担して被害調査したうちの、神戸市中央区

については、木造の全壊率の分布図が得られている。ここで、全壊率は倒壊・大破の棟数に中破の棟数の半数を加えたものを全棟数で除した比率と定義されている。調査の単位は、およそ数百メートル四方程度の広さである。母数が百棟を越える地区で最も全壊率が高いのは、JR春日野道駅周辺で、70%前後の値であるが、隣接する地区では、20%程度に落ちている。

2) 東灘区西部地区全数調査(村上雅英:本報告書3.3)

この地区の東西0.48km、南北1.7kmの木造住宅約2000棟を全数調査した結果によると、在来構法の戸建て住宅の倒壊率は、平屋で35%程度、2階建てで45%程度である。ただし、昭和60年以降に建てられた2階建てに限ると、倒壊率は10%以下である。なお、被害程度の分類は、倒壊・大破・中破・小破・軽微となっている。

3) 芦屋市中央部の調査(日本建築学会「1995年兵庫県南部地震災害調査速報」)

先に述べた神戸市中央区の調査と平行して行われた芦屋市における調査によると、JR芦屋駅をはさむ南北約2km幅数百メートルの範囲について、木造家屋の被害率が得られている。南北400メートル幅毎の被害率をみると、芦屋駅のすぐ南側の地域で、全壊が40%強で、半壊が約45%になっている。なお、被害程度の分類は、全壊・半壊・軽微あるいは無被害となっている。

4) 芦屋市西部地域の調査(東樋口護ほか:日本建築学会大会および近畿支部)

上記の調査とは独立に、芦屋市の西部地区でほぼ同じ大きさの地区割りで行われた調査では、木造軸組は全域で全壊率が約40%、倒壊率が約30%となっている。最も被害のひどいJR線のすぐ南側の地域では、全壊率が80%、倒壊率が72%に達している。ここで、被害程度の分類は、倒壊・大破・中破・小破・軽微・なしで、全壊率は、倒壊・大破の棟数に中破の棟数の半数を加えた数を全棟数で除した比率と定義している。

5) 建築震災調査委員会のマクロ分析(建築震災中間報告)

日本建築学会の調査データをもとに行ったマクロ分析によると、神戸市中央区について、木造等は、3953棟のうち倒壊または崩壊が261棟で、6.6%である。また、これに大破の383棟を加えて比率を出すと、16%になる。ここで、被災度ランクは、倒壊または崩壊・大破・中破・小破以下となっている。

2. 4 木造住宅等の被害調査各論（本報告書第3章）の要点

（1）在来構法住宅の被害

東灘区から灘区の東部にかけての震度7の区域について、分担調査した結果の要点を、在来構法住宅についてまとめれば、次のようになる。

耐力壁の有効長さは、設計図書によらなければならないので、この報告書の段階では、まだ十分なデータがない。そこで、大部分の調査においては、無開口の壁の長さを耐力壁の有効長さの代用にするなどの便宜的な扱いがなされている。

このように無開口壁の実長を仮に有効壁長とみなした場合（無開口の壁の平均壁倍率を1.0とみなすことを意味する。）、その値は法規上の所要壁長よりも小さいものが非常に多い。ただし、その場合にもかならずしも大きな被害には至っていない。

一方偏心率は、15%を越えるものが非常に多く、耐力要素すなわち壁のつりあいよい配置に反するものが多い。

また、柱・横架材・筋かいそれぞれの間の接合部には、ほとんど有効な補強金物が使われておらず、耐力壁としてきわめて不備なものが多かったことが指摘されている。

（2）金融公庫融資住宅などの被害

住宅金融公庫の融資をうけた住宅で、宝塚市・東灘区・長田区・北淡町の震度7の地域に建っていた築10年以内のもの529棟の調査によると、倒壊したものは2棟だけで、大破の3棟と撤去済の4棟を併せても、1.7%にしかならず、被害の率はきわめて低い。

これとは別に行われた調査でも倒壊・大破は1%以下であり、しかも被害のおもな原因は隣家の倒れこみによるものである。

また、性能保証登録機構に登録された在来構法住宅についてみると、震度7地域で調査した16棟には、中破以上の被害はなく、すべて小破以下の被害にとどまっており、しかも半数以上が外観は無被害である。

（3）3階建木造住宅の被害

3階建木造住宅について、2階建木造住宅とほぼ同じ条件で調査し、両者を比較した結果によると、大破以上は、2階建てが26%であるのに対し、3階建ては12%である。母集団に偏りがある可能性はあるが、3階建ての被害が少なかったという一般的な印象をデータの裏付けているといえよう。

(4) 液状化による住宅の被害

液状化の生じたところとその近くの液状化の起こらなかったところとの、被害の様相の違いは興味深い対照を示している。液状化の生じた潮見町では、大半の住宅が傾斜している。傾斜の程度は、100分の1を越えている例もかなり多い。

これに対し、隣接する緑町では液状化は少なかったが、壁紙などの内装の損傷は潮見町よりも大きい傾向がある。

(5) 傾斜地における造住宅の被害

傾斜地での木造住宅の被害は、今回の地震の被害としては注目されていないが、六甲山の山麓一帯に相当広範に生じている。そのひとつである兵庫区の長田区前原町1丁目と房王子町1丁目では355棟を調査した結果によると、269棟が撤去済・撤去予定となっており、これは全体の76%である。これらの大多数は地割れや地盤の崩壊に起因するものと思われる。また、その多くは、基礎に鉄筋が入っていないものであり、鉄筋コンクリート造の基礎とすべきことを強く示唆している。

(6) 木造住宅の腐朽・蟻害

腐朽・蟻害をうけている木造住宅はきわめて多いが、それだけでなく、この腐朽・蟻害の有無と被害の程度との相関性が非常に高いことが示されている。

(7) 木造住宅の火災被害

建築震災調査委員会の中間報告でも言及されているのと同じように、ラスモルタル塗りの外壁が、延焼速度を抑えたという見解が述べられている。

(8) ツーバイフォーおよびプレハブの住宅被害

ツーバイフォーとプレハブ（木質系だけでなく、鉄骨系やコンクリート系を含む。）の住宅には各業界団体の調査によって、建物本体の耐震性不足に起因する全壊・半壊はないとされている。第三者の調査によっても、このことはおおむね確認されている。

軽微な被害は、おもに内装のクロスの切れなどであるが、鉄骨系ではブレースのゆるみなどが見られるものもあり、構造的にもすべてが無傷だったわけではない。

また、埋立地など、地盤の液状化が発生したところでは、基礎が不同沈下し、建物全体が傾斜したものが少なくない。その実数や割合は明らかではないが、傾斜の程度は、20分の1に達するものをはじめとして、数十分の1のものがある。

(9) 集成材構造建築物の被害

集成材構造建築物は、数が少なかったが、いずれもほとんど無被害である。

(10) ログハウスの被害

ログハウスも数がすくなかったが、最も傾斜の大きいもの（淡路島の北淡町に建っていたもの）で、48分の1程度であった。

(11) 伝統的木造建築物（社寺）の被害

社寺の被害は甚大であった。とくに、震度7の地域の寺院本堂は、全壊が60%近くに及んでいる。神社では拝殿の被害が大きく、同じく25%ほどである。

2. 5 今後の課題

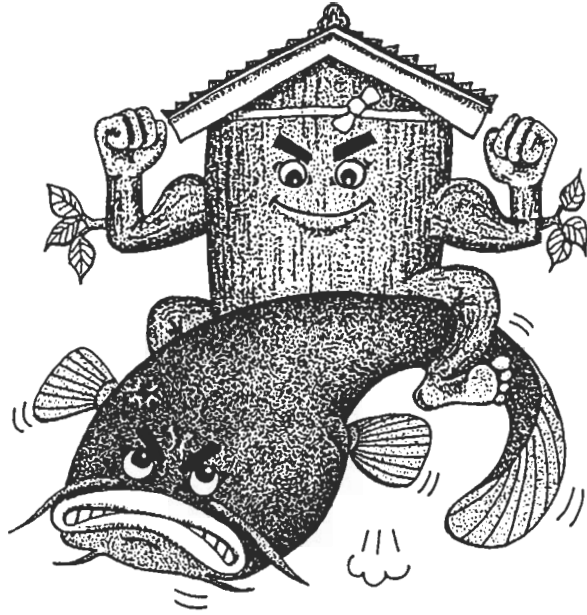
最初に述べたように、「建築震災中間報告」が公表されたのと同じ日に、本木造住宅等震災調査委員会は、「阪神・淡路大震災における木造住宅等の被害概況と今後の検討課題について」という文書を公表した。

その内容は、本報告書に載せた調査結果に基づいて、木造住宅の被害の特徴とその要因をまとめたものであり、あわせて今後の検討課題を列記したものである。本総括の結びに代えて、この文書の全文を掲載しておく。

なお、「建築震災中間報告書」に添えられたその概要版では、上記の文書と対応する形で、木造に関する「今後検討すべき施策」として、次のように述べられている。

- ・壁の配置のバランスが悪い建築物で被害が大きかったことから、適切な壁の配置を実現するための設計法、大開口部の適切な補強方法を検討する必要がある。
- ・適切な継手、仕口の金物等による接合方法、木材の耐久性向上のための措置（防腐処理、床下換気、壁内部結露防止など）の普及、徹底に努める必要がある。

これらの対策は是非とも実行する必要があるが、しかしなによりも重要なのは、木造関係者のみならず、建築に携わるものすべてが、耐震安全性の確保に最大限の努力を払うことである。



木造住宅の耐震

◆
発行/1996年4月1日

◆
発行者/岡野 健

◆
日本木材学会地震プロジェクトチーム
有馬孝禮・飯島泰男・小松幸平・高橋旨象・土居修一

◆
発行所/日本木材学会
〒113 東京都文京区向ヶ丘1-1-17
タカサキヤビル4F
TEL.03-3816-0396 FAX.03-3818-6568

◆
無断転載禁止
©日本木材学会 1996