

阪神大震災における建物被害の研究

Study of Building Damages suffered Hanshin Great Earthquake Disaster

中村満喜男

Makio NAKAMURA

Abstract: Hyogoken-Nanbu Earthquake occurred at 5:45 AM, January 17, 1995. The region of the seismic center is near Hokudantyou, Awajisima and the depth is 14.3 km. The magnitude of the earthquake is 7.2. After the earthquake, the building damages at the district devastated by the earthquake are investigated during the total 6 days, dividing into two times. First, the Fourier spectrum and the response spectrum for the data of the strong-motion seismograph at Koube-kaiyo meteorological observatory are analyzed and the characteristics of the seismic waves near the region of the 7th degree on the seismic scale are grasped. Next, building damages are classified into wooden structure, reinforced concrete structure and steel structure, each damage photographs are showed and the causes of those damages are analyzes. As a result of the analysis, the characteristics of the damages for each class of the structures are grasped almost and many problems are pointed out.

1. 序

1995年1月17日午前5時46分に兵庫県南部地震が発生した。気象庁発表によれば、その震源は淡路島北淡町近傍（北緯34° 36.5′ 東経135° 2.6′）、深さ14.3 km マグニチュード 7.2 である。この地震の規模は巨大であるとは言えないが、人口の密集した大都市の直下を活断層が走ったと考えられている。そのため神戸市長田区から西宮市に至るまで、海岸線よりやや内陸側、海岸線に沿って幅2~3kmの震度7の地域が生じた。神戸市、西宮市、芦屋市、宝塚市、淡路島北淡町などの広い地域で、甚大な地震被害が生じた。この地震被害は人口の密集した都市機能を麻痺させると共に、震災直後の調査では5,600人、1年を経た現在では6,300人を越える死者が出た。しかもその多くが建物の倒壊による圧死である。震災は阪神大震災と称され、建築の分野においても官民を問わず、沢山の研究機関がその被害調査を行い、その中間報告が公表されている。筆者は、地震後の1月30日から2月1日までの3日間については複

数名で、5月8日から10日までの3日間については単独で、被災地における建物被害調査を行った。日数と人数からいっても、定量的な調査は不可能である。定性的な建物被害の分析については、建物を木造建物・鉄筋コンクリート造建物（鉄骨鉄筋コンクリート造を含む）・鉄骨造建物に区分すると、その被害の特徴が明確となる。被災地は復興の最中であるが、震災の実態を明確にし、その原因を追究し、将来への提言を探ることが今必要なことである。

2. 兵庫県南部地震の神戸海洋気象台における強震計記録の解析

神戸海洋気象台は震度7のベルト地帯から、1 km弱離れた山側の地点にあり、周辺の建物の地震被害もそんなに大きなものはない。すぐ近傍の兵庫県庁舎の建物に大きな被害はない。図1は神戸海洋気象台の強震計がとらえた加速度の記録である。加速度の大きいおおよそ30秒間が表示されている。加速度の大きいのは10~20秒間である。最大加速度は南北

動成分で818gal、東西動成分で617gal、上下動成分で332galである。各成分の最大加速度の生起時刻が非常に接近していることが図より明らかである。地震波の各成分に含まれる周波数特性を調べるために、フーリエ解析を行った結果が図2である。図の横軸は振動数(Hz)で、縦軸はフーリエの振幅スペクトル値である。NS成分、EW成分ともに1.3Hz、3.0Hz近傍でピーク値を有する波形であることが明らかである。UD成分は1.0Hzと5.0Hzにピーク値を持つ波形である。このような地震動の波形そのものが持つ特徴が、以下の応答スペクトルのピーク値の現れ方に当然影響している。建物に対する地震動の影響を知るために、図3に地震動の各成分の加速度応答スペクトルと速度応答スペクトルが示されている。減衰定数hは鉄筋コンクリート建物に採用される値0.05である。図の加速度応答スペクトルより、NS成分は0.3秒で2,500gal、0.8秒で1,900galのピーク値を有し、EW成分も0.4秒と0.8秒でほぼ2,000galの2つのピークを有している。次に速度応答スペクトルに注目すると、NS成分・EW成分ともに0.4秒と0.8秒でピークを有するが、0.8秒における最大値が200kineを大きく越えている。UD成分の加速度応答スペクトルは0.2秒において大きなピーク値を有する比較的単純な地震動と考えられる。これらの加速度と速度の応答スペクトルの最大値は、従来の設計検討に用いられたエルセントロ地震波・タフト地震波と比較して、極めて大きいことが明らかである。地震波の違いによる、色々の周期を持つ建物全体への影響をみる指標として、スペクトル強度 I_b がある。各地震における I_b の値が表1に示されている。 I_b の値が大きい地震は種々の周期を有する建物全般に影響が大きいことを示している。神戸海洋気象台のNS成分の値はエルセントロ地震NS成分の2.9倍となっている。

加速度或いは速度応答スペクトルのピーク値が0.4秒、0.8秒近傍で生じていることは、中低層または木造建物が、地震動の初期の段階において弾性剛性の降伏点を越えて、弾塑性となり、建物の周期が若干長くなったところで、さらに大きな地震動入力の影響を受け、非常に大きな損傷を受けたことを示している。以上の分析より、神戸海洋気象台で観測された地震動が阪神

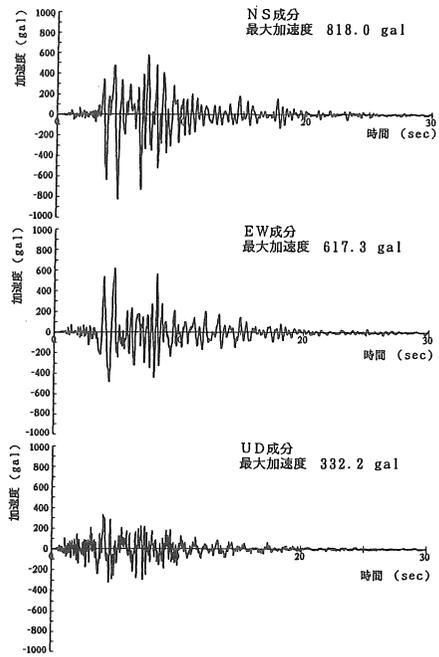


図1 神戸海洋気象台の加速度波形(兵庫県南部地震)

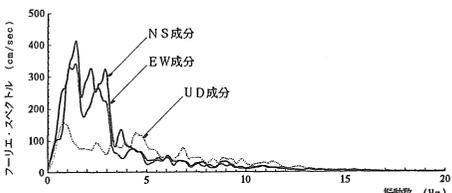


図2 地震波のフーリエ振幅スペクトル

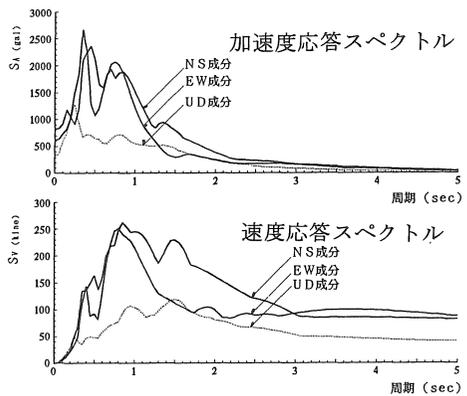


図3 加速度応答スペクトルと速度応答スペクトル

表1 各地震動のスペクトルインテンシティ

地震名	観測場所	NS (cm)	EW (cm)	UD (cm)
兵庫県南部地震 (1995)	神戸海洋気象台	411.9	293.8	187.2
十勝沖地震 (1968)	八戸港湾	103.2	151.7	-----
宮城県沖地震 (1978)	東北大学 (1F)	196.1	123.7	-----
インベリアル・ハレイ地震 (1940)	エル・セントロ	140.4	119.5	-----
カリフォルニア地震 (1952)	タフト	64.3	72.4	-----

大震災のような大きな建物被害をもたらすに十分な大きさの地震動であることを示している。

3. 建築物の被害について

建築物の被害はその構造種別によって、大きく様相が異なるので、木造建物、鉄筋コンクリート造建物（鉄骨鉄筋コンクリート造建物を含む）、鉄骨造建物に分けて、被害の特徴とその分析が以下に述べられる。

3.1 木造建物の被害について

阪神大震災における死亡のおよそ9割が建物の倒壊による圧死である。倒壊建物の棟数の大半は木造住宅である。神戸市における全壊棟数は54,949であり、半壊棟数は31,789である。兵庫県の全世帯数の7.5%程度が全壊という異常な数字である。これは地震が住宅密集地の直下で起こったという、地動の揺れが非常に大きかったという事実も重要であるが、全半壊した木造住宅の構造にも種々の問題があったことも事実である。以下に被害写真とその問題点について述べる。木造住宅の倒壊に大きな影響を与えたのは、地動加速度の水平成分によって生ずる建物の加速度と建物質量の積によって与えられる地震力である。神戸市地域は過去大きな震災を受けた経験も少なく、木造住宅の屋根は葺き土の上に平瓦を乗せただけの構造が多い。従って屋根が重く必然的に地震力も大きかったはずである。この水平力によって生ずる建物の転倒による大きな引き抜き力が柱に作用したと考えられる。

地震力の水平成分に抵抗する木造住宅の構造は耐力壁である。建物の建設時に耐力壁の検討書（十分な耐力壁の確保）が提出されて認可されるようになったのは、ここ15年くらいの間である。以前の建築基準法に、耐力壁の必要性は述べられているが、どのような構造の耐力壁がどの程度の長さ必要であるかは、述べられていない。耐力壁が地震に対して有効に働き、その配置は平面的に偏ることがなく、バランスよく配置される必要があるとのみ書かれていた。このような状況の中で建設された建物に、耐力壁の不足が生じ、倒壊棟数の増加が生じたと思われる。今日よく使われる耐力壁は、筋かいの入った壁又は構造用合板張りの壁である。戦後の昭和初期に多く用いられた、竹小舞の土塗り壁・筋かいのない木摺り壁が、経年変化による劣化のもとで、地震

力に対し期待されたほど有効に機能したとは思われない。

木造住宅の耐力壁の配置が偏在すると、ねじれ振動が生じ、写真1のように明らかにねじれて倒壊したと考えられる住宅が多くみられた。住宅は使い勝手によって、耐力壁の偏在が生じやすく、既存木造住宅の耐力壁の偏在はこのような災害を繰り返す要因となる。また木造住宅における、柱と土台、柱と梁が引き抜けて、ばらばらになって倒壊した写真2のような例も多い。もともと木造の弱点である接合部が金物等を使って十分に緊密に接合される必要性が強く認識される。次に木造は経年変化によって腐朽し、白蟻による被害がこれを加速する。普段の自



写真1 ねじれて倒壊した住宅

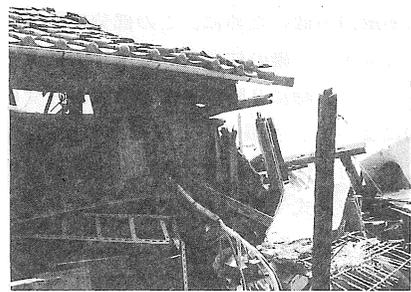


写真2 接合部が分離して倒壊した住宅

重或いは突然の風荷重と地震力に耐えなければならない部材が写真3のようになれば、建物の倒壊も当然と考えられる。これは建物の保守管理の問題であり、建物所有者の常日頃の建物への気配りの必要性を示している。

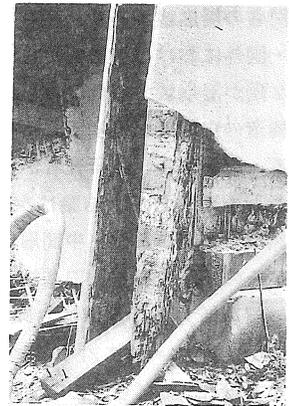


写真3 柱の腐朽

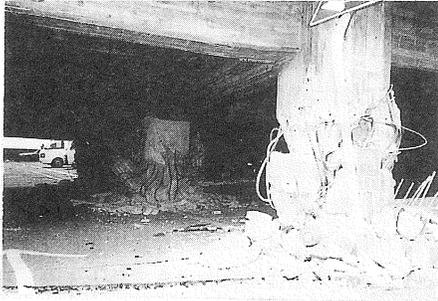


写真4 1階が層崩壊した集合住宅

3. 2 鉄筋コンクリート造建物(鉄骨鉄筋コンクリート造建物を含む)の被害

兵庫県南部のコンクリート系の建物被害は、倒壊・大破が610棟、中破が347棟、小破・軽微を含めると全体で2,754棟に被害が生じている。特徴的な被害例を写真で示し、若干の説明を加える。ピロティー形式建物の1階が層崩壊した例が多くみられた。マンション等の集合住宅はその立地条件より、1階を駐車場として、2階より上を住戸とする形態のものが多くあり、中低層の建物が写真4にみられるように1階で層崩壊を生じた。崩壊に至る初期の原因がどのような破壊のメカニズムであったかは特定できないが、壁の多い2階以上に比較して、1階の水平剛性と水平耐力が低いために、この部分に損傷が集中した。ピロティー階の柱は大きな水平力による曲げモーメントと同時に2階以上にある壁から受ける軸力変動によって、引張り力と圧縮力の増加を受け、塑性化する可能性が極めて大きい。特に旧基準によるピロティー形式マンションでは、水平耐力も全体として足りないから、最も弱い1階に集中して層崩壊が生ずることは、以前から危惧されていた。

次に、建物被害の特徴として、中層建物における中間層の層崩壊があり、写真5に示されている。国内・国外における被害例から、建物の低層部1階又は2階が層崩壊する例はみられたが、整形なラーメン構造の中間層が層崩壊した被害は初めての現象である。震災直後、各研究者がその原因について色々のことを述べたが、結論は次のように考えられる。当然なことであるが、中間層における水平耐力の不足がその原因である。旧基準で設計された建物の各層の層剪断力と新基準におけるベースシア係数 $C_o=0.21$ と $C_o=0.3$ に対する層剪断力を示したのが図4である。ただしここで検討された建物は9層で、階高はすべて3mで、各層の重量はwと仮定してい



写真5 中間層が層崩壊した建物

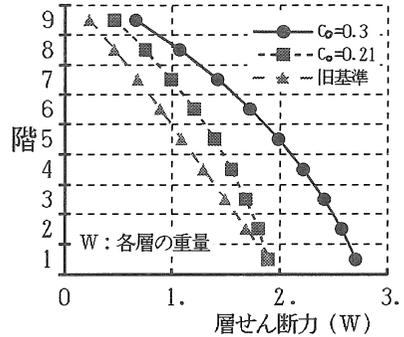


図4 9層建物の新・旧基準による層剪断力の比較

る。ベースシア係数 $C_o=0.21$ は旧基準のベースシアと合わせるために採用された値である。鉄筋コンクリート建物では、 $C_o=0.3$ は最も靱性の高い建物に採用される値であり、通常の建物では C_o はもう少し大きな値が採用される。この図から明らかなように、旧基準では、現行の基準より、特に上層で耐力が足りない。しかしそれではなぜ最上階で層崩壊しなかったかという疑問が生ずるが、それは柱の径は建物の階数

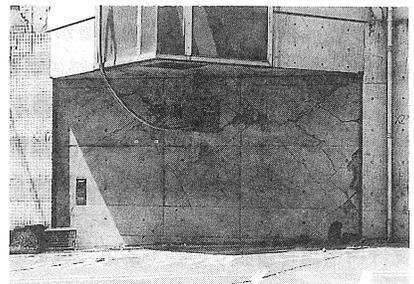
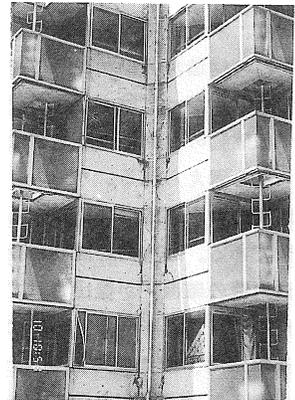


写真6 新基準による建物の被害

とスパン長によって概ね決まっており、最上層部の柱の径は1階の柱の径を少しずつ絞りでいくため、極端に細くなることはなく耐力に余裕があったからである。もう1つの大きな要因は、中層建物の低層部は鉄骨鉄筋コンクリート造、上層部は鉄筋コンクリート造となって、中間層で構造が変化し、変化した層で耐力の変動が大きいことである。

大破・中破した建物の大部分は旧基準による設計建物であるが、新基準による設計建物の被害例として写真6が示されている。新基準によって設計され、通常に施工された建物である。建物は崩壊しているわけではない。柱・梁のコア部分に亀裂が生じ、耐震壁・スラブにも無数の亀裂が生じている。現行の設計法の基本的な概念からいえば、損傷の程度は大きい、これくらいの損傷は地震動が非常に大きかったのだから許容されていたと思われる。しかし建

物の所有者と使用者にとって、これくらいの損傷が許容できるかどうかは問題がある。

3.3 鉄骨造建物の被害

兵庫県南部の鉄骨系建物の被害は、倒壊・大破が457棟、中破が348棟、小破・軽微を含めると合計1,776棟である。特徴的な被害例として、露出柱脚部のアンカーボルトの破断がある。建物によっては建物全体が転倒したり、ずれたりという被害が生じている。写真7は建物全体がずれた例、写真8は、被害の原因が2階柱脚部の溶接部の欠陥かアンカーボルトの破断が明らかではないが、2階以上の部分そのまま落ちてしまった例である。被害の多くは露出柱脚部の破壊であり、埋め込み柱脚の破壊は比較的数字が少ない。地動の水平成分より生ずる建物の転倒モーメントが柱に与える軸力の変動が大きいこと

が考えられるが、もう少し細部に立ち入れば、いわゆるピン柱脚の設計仮定は実状はピンではなく、曲げモーメントの負担も実は可能で、実態にあった設計が必要である。

柱梁接合部近傍における溶接の欠陥による被害が多くみられた。写真9は2階柱脚部の溶接部で破断して建物の2階以上の部分が転倒した被害である。地震動によって生ずる部材の、軸力変動と曲げモーメントが大きかったことも事実であるが、柱梁接合部のメカニズムを柱通しにすればこのような被害は解決できると思われるが、ダイヤフラムをどのように施工するのか等の問題は多い。このような被害の解消は、溶接欠陥をなくするための施工のモラル向上と検査態勢と検査技術の向上も必要であるが、接合部をより合理的なメカニズムに改良していく必要がある。

写真10は高層建物の鉄骨柱の破断と、柱梁接合部のH形

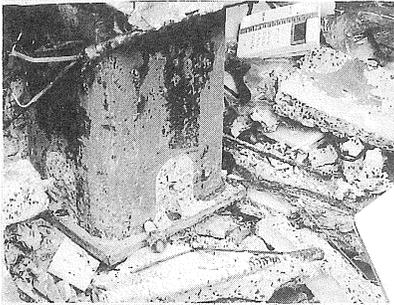


写真7 柱脚が破壊しずれた建物

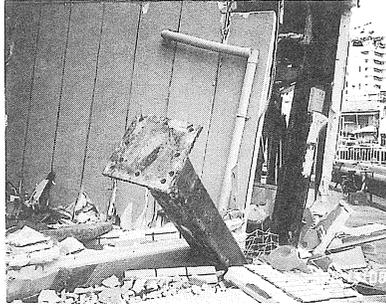


写真8 2階以上がずれて落ちた建物



写真9 2階以上の部分が転倒した建物

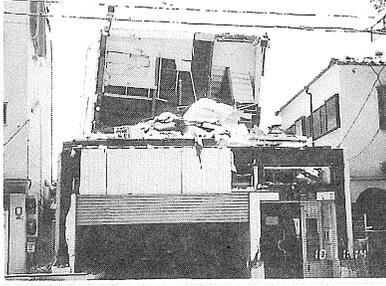


写真10 高層住宅の柱の脆性破壊と接合部の脆性破壊



鋼の下フランジ部の脆性的な亀裂破壊である。いずれも脆性的な破壊であることは、亀裂の状態から明らかである。建物全体に大きな被害のない建物でも、仕上げ材を取り、耐火被覆を取り払ってみると、柱梁接合部の梁端部の上・下フランジに写真10のような脆性的な亀裂が数多くみられたとの報告がある²⁾。その発生原因については、各研究機関において再現実験を含めて現在研究が進行中である。

4. まとめ

被害調査の日数は短く、しかも少し日数が経た後の調査ではあるが、各種建築の被害の特徴はほぼ把握され、数々の問題点も把握され、本論文に順に示されている。それぞれの種類の建物被害は各分野の

研究者・研究機関によって、定量的・定性的により詳しく分析され、将来へ向けての改善が模索されている。すでに平成7年12月に、ピロティーのように剛性が建物上下で急激に変化する層に対する、剪断力の割り増し係数の上限が、従来の1.5倍から2.0倍に増加させる法律³⁾が、施行されている。

参考文献

- 1) 日本建築学会：1995年兵庫県南部地震災害調査速報,1995年3月
- 2) 日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会：1995年兵庫県南部地震 鉄骨建物被害調査報告, 1995年5月
- 3) 建設省：建設省告示第1997号, 官報, 平成7年12月11日、第1789号

(受理 平成8年3月19日)