

## 兵庫県南部地震における建物被害と今後の課題

1. はじめに
  2. 地震、地震動の概略
  3. 建築構造物の被害概要
  4. 耐震設計上の問題点と今後
  5. 既存建物の耐震対策
  6. おわりに
- 付録 代表的な被害例の写真

西川 孝夫\*

### 要 約

今回の地震では考えられるあらゆる種類の被害が生じた。地震動（水平動、上下動とも）が非常に大きかったことは、疑い様も無い事実であろう。しかしその中で、現行の設計法はほぼ理念どおりの役割を果たしたと言えよう。しかしながら、現行の耐震設計法採用以降に建設された建物にも予測を超えた大きな被害を生じたものがあった。例えば、剛性、強度のアンバランスなピロティー構造の鉄筋コンクリート造建物の1階部分の崩壊や、杭に生じた損傷等に関して設計法の見直しの必要な部分もあることが分かった。また鉄骨造等の柱脚の問題、鉄骨や鉄筋の溶接等の品質管理の問題、鉄筋コンクリート造の帯筋の端部定着の問題等今後改善が必要とされることがらもかなり明確になった。これらのいずれも現行の設計、施工体系が完成した建物の総合的な耐震性能を把握しきれていないことに起因するものであると考えられる。

また倒壊等深刻な建物被害は新耐震設計法以前のもの、いわゆる既存不適格建物に集中した。これらの多くは建設当初より当時の基準が要求していた耐震性のレベルに対して余力の少ないものであった。また老朽化あるいは不適切な施工による性能の劣化、低下がこれに重なり激しい被害を受けた建物も多く見られた。既存不適格建物は日本各地にまだ数多く（1981年の基準法以前の建物が約2千万棟、その中ビル物が約3百万棟と言われている）現存していることから、それらの中から、耐震性に劣るものを見つけ出し、それら建物の耐震性を向上させるための方策が最も急がれる課題である。

### 1. はじめに

平成7年1月17日午前5時46分、淡路島北部震

源とする地震「兵庫県南部地震」による被害は、死者・行方不明者5500名余、負傷者41500名余、建築物の被害総数約40万棟という戦後最大の規模となっている。特に、死者の大半が建物（木造家屋）

\* 東京都立大学工学部建築学科

の倒壊による圧死であったことは、いわゆる直下型地震の威力をまざまざと見せつけたと言える。また、近代社会の象徴とも言える、高速道路高架橋の転倒、高架鉄道橋の橋脚の破壊、地下鉄トンネルの被害等、従来日本では発生しないだろうと専門家からも言われていた建造物に大きな被害が生じたのも、衝撃的であった。地震直後から、政府機関、建築、土木学会等を中心に被害の実態調査、被害原因の推定等多岐にわたり、精力的に行なわれている。これらの成果が正式に公表されるまでには、まだ多少の時間が必要と思われるが、ここでは、建築構造物に主題をしぼり、地震による被害の特徴、被害の原因、さらに今後の課題などについて筆者なりの調査と入手可能なデータベースに基づいて述べてみたい。

## 2. 地震、地震動の概略

今回の地震の震源メカニズムについてはすでに公表されているが、それによると(図1)、断層の破壊が始まったのは淡路島の北端の沖合で、そこからまず北東および南西の方向の両方向に破壊の進む双方向破壊であった。そのうちの神戸側に行進した破壊は、わずかに方向を北側に変えて第2の破壊に進み、この第2の破壊からまた枝分かれした第3の破壊が神戸市街に最も近いところで進行する

Hyogo 1995/01/17

Mo =  $2.5 \times 10^{26}$  dyne-cm Mw = 6.9 Depth = 8 km var. = 0.3450

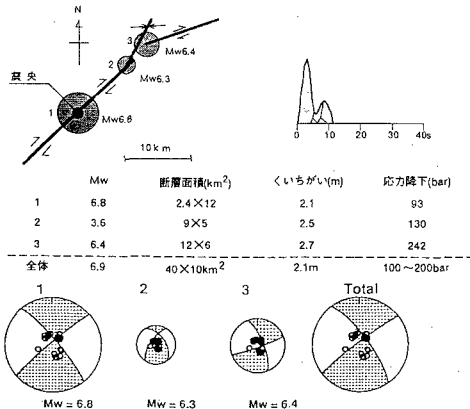


図1 菊池による地震のメカニズム<sup>1)</sup>

ような、3つの小断層が連鎖反動的に進んだものといわれている。またこれらの断層破壊は約11秒間で終了した。震度6は神戸と洲本、震度5は京都、彦根、豊岡であるが、神戸市、芦屋市、西宮市、宝塚市の一部地域(須磨区から西宮市にかけての長さ20km, 幅1kmで带状にひろがっている)と淡路島北部の一部地域が震度7とされている。神戸市の現海岸線と六甲山麓の丁度中間に位置し、東西に带状にひろがっているいわゆる「震災の帯」といわれた、震度7の領域(図2)の出現理由として、

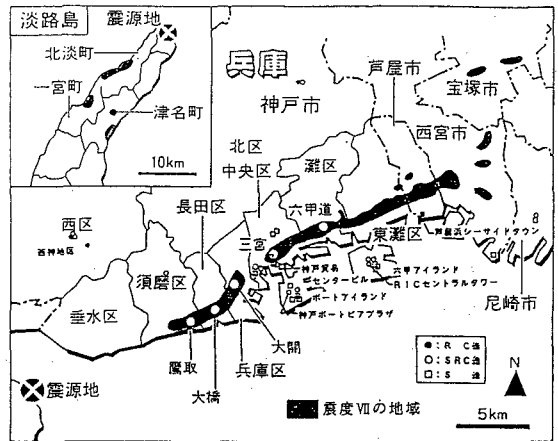


図2 震災の帯

震源位置と地形との関係、あるいは表層地盤の増幅特性等、が考えられるが詳細な検討はこれからである。地震記録については、公開されている地震記録は数少ないが、その中で気象庁神戸海洋気象台の87型強震計によるものが図3である。南北方向の最大加速度値が818ガルであり、気象庁の記録としては1993年釧路沖地震で釧路地方気象台で得られた922ガルに次ぐものである。最大速度はやはり南北方向成分が大きく90カインとなっている。神戸海洋気象台は約20メートルの丘の上で会下山断層直上にあるが、震度7の領域には入っていない。図4に5%減衰の速度応答スペクトルを示す。最大速度90カインを記録した南北成分は周期0.9秒で250カイン、東西成分も0.8秒で同様のレベルを保持している。また南北成分は、周期1.4~1.5秒でも250カインのレベルを保持している。上

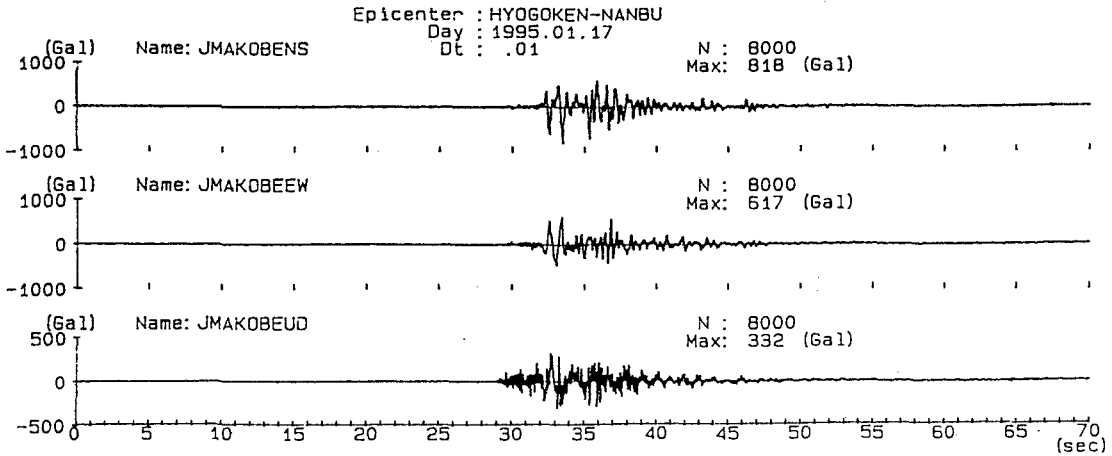


図3 神戸海洋気象台での観測記録<sup>1)</sup>

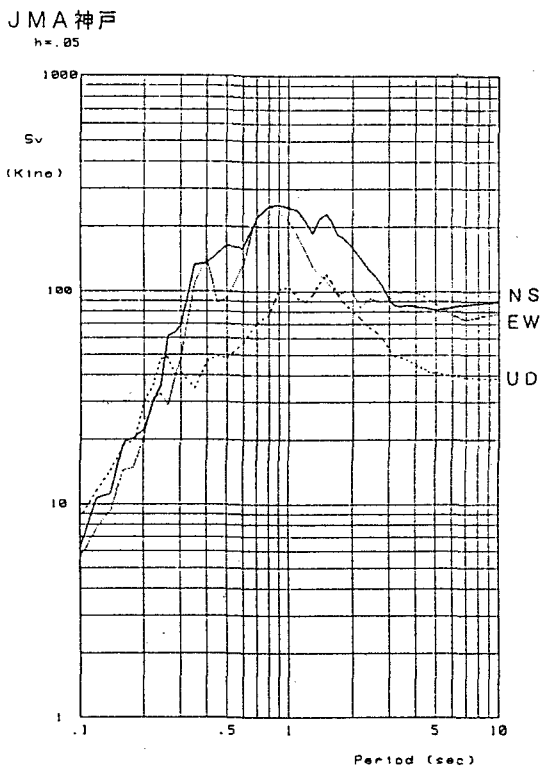


図4 速度応答スペクトル<sup>1)</sup>

下動成分での周期1.0~1.5秒は約100カインの大きさがある。これらのスペクトル値は既往の代表的地震記録に比べると、特に0.8秒以上の長周期成

分で非常に大きいのが特徴であり、これらと建物被害との関連も検討する必要がある。図5に今回に地震の最大加速度の平面的分布を、図6に距離減衰の様子を福島、田中の提案式にプロットしたものをしめす。図5から最大加速度は震源から遠ざかるにつれて小さくなっている様子が分るし、図6からは今回の地震は過去の地震の距離減衰の様子と極めて良く類似しており、特異な地震では無いことも読み取れる。また図7には水平動と上下動との最大加速度の関係をプロットした。これからも、上下動の大きさは水平動の約1/2とする従来のデータと異なるものではない。これらのことから、地震動の最大加速度の面からみるとその性質は過去の地震と同様な性質を示しているが、地震動の周期特性から見ると、比較的長周期成分の破壊力が強い地震動であったとすることができる。

### 3. 建築構造物の被害概要

我が国における耐震設計法は、幾つかの地震被害を経験して改善されてきた。1968年の十勝沖地震で多くのRC造建物が被害を受け、その主たる被害は柱のせん断破壊、特に短柱のせん断破壊であった。このせん断破壊防止のために1971年にはせん断補強筋の間隔に関する規定が強化された。また同時に耐震設計法全体そのものの見直しも行

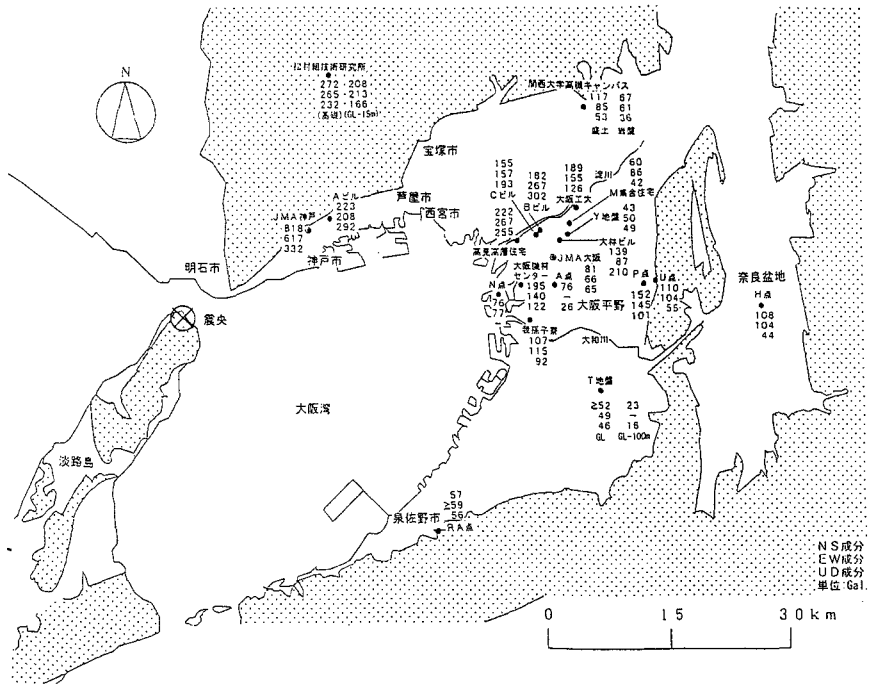
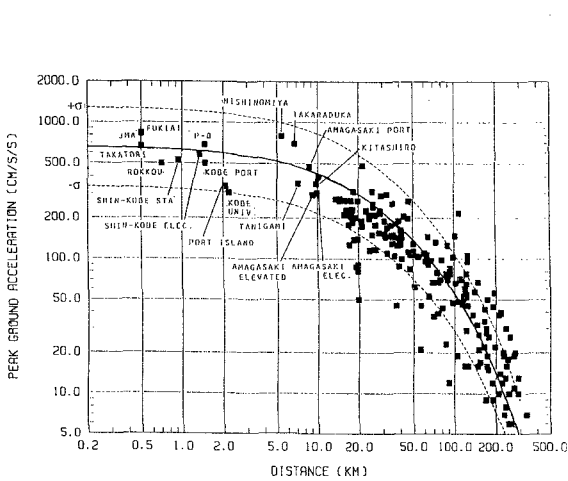


図5 阪神地域の最大加速度分布<sup>1)</sup>



実線は福島・田中 (1992) による日本の平均的地盤におけるモーメントマグニチュード7.0の地震に対する距離減衰式。点線はその標準偏差  $\sigma = 1$  の範囲を示す<sup>2)</sup>。

図6 断層からの距離と観測された最大加速度の関係

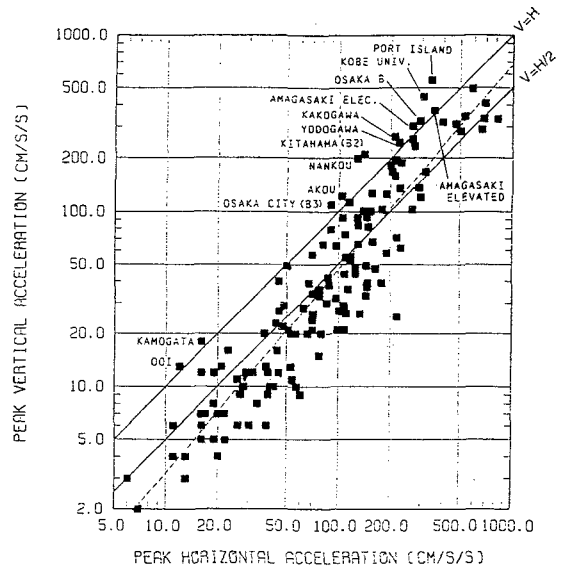


図7 観測された水平動の最大加速度と上下動の最大加速度の関係<sup>2)</sup>

なわれ、1981年にはいわゆる新耐震設計法が施行された。この設計法では、新しい設計用地震荷重の考え方の導入と、従来の許容応力度設計（一次設計）の他に保有耐力の確認設計（二次設計）と言うきめ細かい設計方法の導入とがなされた。すなわち、水平強度要求値を建物の構造特性（変形能力）に基づいて与え、設計された建物の保有水平耐力がそれを上まわらなければならないとした。一方、部材の設計においても、建物の構造特性（強度、変形能力）に対応した部材設計法が導入され、部材の脆性破壊を極力防止するようにしている。今回の被害調査によると、新耐震設計法が施行された後の建物の被害はかなり少ないとされており、この新耐震設計法が有効に機能したと考えることが出来る。しかし、その反面ピロティー形式の新しい建物で大きな被害を受けているものもあり、当該建物が新耐震設計法の設計理念を満足していたかの検証は必要である。以下、木造、鉄筋コンクリート造、鉄骨鉄筋コンクリート造、鉄骨造を対象として被害概要等を概略する。

(1) 木造建物の被害 木造住宅の被害は神戸市で全壊約5万5千棟、半壊約3万2千棟であり、世帯数の約1/10程度が全壊と最近の震度5、6程度の地震による被害としては異常な値を示している。倒壊した建物の大部分は在来構法の古い木造住宅に集中している。構法的には、屋根が葺き土のある瓦葺きで、壁は竹小舞いに土塗り壁、外装は本来漆喰塗りか下見板張りであるが、鉄板またはモルタルに改修されているものも多いが、いずれの場合も筋交いはまったくかあるいはほとんど入っていない。さらに老朽化が被害を増大させている。また比較的新しい在来構法による住宅の大きな被害も少なくない。これらは、壁の量が明らかに不足しているもの、壁の配置の釣り合いの悪いもの、さらに壁の中の筋交いが有効に入っていないもので、かつそれが圧縮に対して板厚の薄すぎる（三つわり未満）もの、さらに引っ張りに対しては、その止め方が軽微なもの等、耐震に対する配慮が乏しいものである。これらに対して、枠組壁工法（いわゆるツーバイフォー）住宅、やその他プレハブ

住宅では、倒壊にいたるような大きな被害は報告されていない。この理由としては、これらの建物は相当に厳しい設計上の技術基準や設計要項が用意されており、耐震的な配慮のもとに設計されかつ施工されたからであると考えられる。

(2) 鉄筋コンクリート造の被害概要 被害調査で明らかになった鉄筋コンクリート（RC）造建物の被害の特徴とその原因について若干の考察を加える。

a) 最下層部ピロティー形式建物の被害 集合住宅等において、店舗、駐車場などを最下層に設けている場合、最下層がいわゆるソフトファーストストーリー（Soft First Story）となり、その層に変形が集中し、損傷を受け易い。一般に高さ方向に剛性が急変するような建物の場合、ソフトファーストストーリーの強度、靱性をどのように確保するかが問題である。耐震設計上緊急を要する解決事項である。

b) ほぼ整形な建物の1層部被害 上記以外でも1層部分の被害が多くみられた。これは過去の地震被害でも多くみられた例である。柱崩壊型の場合にはどの層にも被害集中の可能性がある。一般に中低層建物の振動モードは1次が支配的と考えられるので、1層部分の層せん断力が最大となるが、高さ方向の保有耐力の分布がそれに対応していなかった可能性が考えられる。

c) 中間層の被害（中層建物） 我が国における今までの地震被害には殆ど無かった中間層の崩壊が目を引いた。これらの原因としていくつかのことが考えられる。前述のように柱崩壊型の場合にはいずれの層にも被害集中の可能性がある。特に、途中階で強度、剛性の急変がある場合、あるいは構造形式が変わる場合にはその層に被害が集中する。今回中間層が崩壊した建物のいくつかは、鉄骨鉄筋コンクリート（SRC）から鉄筋コンクリート（RC）に切り替わる部分に被害が集中している。また、上下方向の応答により柱軸力が引っ張りとなった場合、RC柱の曲げ、せん断強度が減少し、水平地震力に抵抗出来なくなったとも考えられるし、圧縮となった場合には靱性が減少し、変形に耐えられ

なくなつたとも考えられる。この場合P- $\Delta$ 効果も影響したであろう。さらには上下動入力による柱内波動伝播により、局所的に高軸力が発生し、柱に圧縮破壊が起こった可能性もある。さらに新耐震設計法の設計用外力分布とそれまでの設計用外力分布には違いがあり、旧基準による方が現在の設計基準によるものより、中間階の強度が小さくなる可能性が強いことも、これらの被害に関連していることが想像される。この様に幾つかの可能性が考えられるが、今後の詳細な検討が必要であろう。

d) 偏心によるねじれ破壊 過去の地震でも多くみられた被害である。現実的な部材剛性を用いた偏心の計算と、変形の集中する部材の強度、靱性の確保のためのディテール設計が必要である。

e) 短柱のせん断破壊 新耐震設計法によるものにも短柱のせん断破壊は多く見られた。最終的に短柱のせん断破壊を防ぐことが困難なので、設計時にせん断破壊柱と認識し、建物トータルとしての安全性を確保しておくか、あるいは有効なスリットによりその柱の短柱化を防ぐディテールを考える必要がある。

f) 帯筋量や帯筋間隔の不足とその端部定着の不備 1971年以前の設計法によるものは、それ以降のものより帯筋量が少ない(間隔が広い)ため、せん断破壊しやすい。しかし、新耐震以後の建物にもせん断破壊が見られた。これは建築学会が以前より推奨していたにもかかわらず、帯筋端部定着が不十分(90度フックと不十分な余長)なことに起因することが大である。端部定着が不十分な場合には、期待されるせん断耐力の発揮、コンクリートの拘束および軸鉄筋の座屈防止が実現されないことになる。表1は東京大学小谷教授が倒壊、または大破した凡そ55棟の中層のRC造の調査をした結果を纏めたものであるが、90度フックと被害の因果関係は比較的明瞭で、135度フックのものが調査建物に一例も見つかっていないことは注目に値する。

g) 主筋ガス圧接部の被害 軸鉄筋のガス圧接部の被害が幾つか観察された。ガス圧接技術の向上と、鉄筋強度、鉄筋の径と圧接による接合部との

表1 帯筋端部の折り曲げ角度<sup>2)</sup>

折り曲げ角度	大破建物	崩壊建物	合計
90° / 90°	7	19	26
90° / 135°	5	10	15
135° / 135°	0	0	0
不明	4	9	13
合計	16	38	54

関係等は至急解決すべき問題である。

h) 柱・梁接合部の被害 接合部の被害が幾つか観察された。梁主筋の付着破壊を伴っている可能性もある。

i) エキスパンションジョイント及びわたり廊下の被害、2次部材、非構造部材の被害等多数観察された。なおこの種の被害は鉄筋コンクリート建物固有の被害ではなく、以下に述べる鉄骨鉄筋コンクリート造、鉄骨造等の被害にも共通である。

(3) 鉄骨鉄筋コンクリート造 鉄骨骨組みを鉄筋コンクリートでつむ構造の鉄骨鉄筋コンクリート造建物は過去の地震において大きな被害を受けたことは無く、耐震性のある構法との信頼性があった。しかし、1960年代以前に建設された建物を中心に倒壊、大破といった被害が少からず生じた。その主な被害の特色を以下の様にまとめた。

a) 格子形SRC造建物の被害 格子形SRC部材は、山形鋼を主材に、帯板を腹材とし、それぞれを鋼材などを介してリベットで結合し、それを鉄筋コンクリートでつむもので、1940年代から1970年代の前半までは殆どのSRC造に使用されていた。H型鋼等を用いた充腹型SRCに比べるとせん断に対する弱さや、軸力保持能力に欠ける面がある。しかし、実際の被害を見ると、山形鋼の主材や帯板がリベット位置で破断したり、あるいはリベット自身が完全に破断したものが多く見られた。部材の接合方法に問題があったわけで、都市部に数多く建設されているこの種建物の改善方策が急務である。

b) 非埋込形式柱脚の被害 この形式の柱脚はベースプレートをアンカーボルトで結合し、その

まわりを鉄筋で補強したものである。アンカーボルトの抜け出し、破断あるいはベースプレート直下のコンクリートの圧壊等により建物の大破、倒壊に至ったものがある。今回、この部分の被害が最も多かった。

c) 下層部SRC造と上層部RC造からなる混用構造の被害 中層建物の場合、下層部をSRC造、上層部をRC造としたものがあるが、SRC造とRC造の切り替え位置で大きな被害を生じたものがある。層の強度分布が切り替え位置で急減したことが被害の原因と考えられる。

(4) 鉄骨造の被害 鉄骨鉄筋コンクリート造と同様に、過去にあまり被害の経験が無い鉄骨造も今回の地震で数多くそしてさまざまなレベルと形態の被害を受けた。被害は、角形鋼管柱を用いた純ラーメン構造の建物に多く生じた。特に厚肉大断面の柱に生じた脆性破断は、これまでに想定されていなかった破壊形式であり、我々に衝撃を与えた。しかし一般的には大きな被害は建築年代の古い建物に集中している点等の様子は他の構造建物と同様である。詳細な調査から鉄骨躯体の主な損傷部位は、柱はり仕口部、柱脚、柱、筋交いにほぼ限定される。

a) 柱はり接合部の損傷 柱頭溶接部の破断、仕口パネル側溶接部の破断、はり端溶接部の破断等が見られるが、概してこれら損傷仕口の多くでは、脚長の小さいすみ肉溶接が用いられていた。完全溶け込み溶接を用いた柱はり仕口に対する損傷も観察されたが、この場合、はり下フランジ部での亀裂、破断が支配的であった。

b) 柱脚部の被害 露出型柱脚の被害が目立った。アンカーボルトの引き抜けや破断が最も多く、その他にベースプレートの溶接部破断や過度の面外変形による損傷であった。

c) 柱の損傷 メガフレームから構成される高層鉄骨建物の柱が破断した。破断位置は、柱継手部、斜材との交差部、母材等で生じたがいずれも脆性破断であった。この原因については、地震力によって生じた引張軸力、荷重速度、材料の特性、溶接などの影響、外気温度等の相乗効果が考えられ

るが、早急の原因究明と対策が望まれる。

d) 筋交いの損傷 丸鋼、山形鋼、平鋼など比較的軽微な筋交いの損傷が目立った。これは過去の地震でも多く見られた被害と同様である。また形鋼など大きな断面を用いた筋交いでは、柱やはりとの接合部における損傷（ガセットプレートの面外座屈変形、ボルト破断、溶接部破断、はりの面外変形やウェブ座屈等）が観察された。ガセットプレートのとりつけや、筋交い材が取り付くはりの補剛などのディテールが充分でなかったことに起因している。

#### 4. 耐震設計上の問題点と今後

これまで述べてきた様に、今回の地震では考えられるあらゆる種類の被害が生じた。地震動（水平動、上下動とも）が非常に大きかったことは、疑い様も無い事実であろう。しかしその中で、現行の設計法はほぼ理念どおりの役割を果たしたと言えよう。図8、図9は震度7地域での設計基準年度別の鉄筋コンクリート造建物及び鉄骨造建物の被害率分布を示したものである。建物被害は基準法の改善と非常に密接な相関のあることが見てとれる。1971年以降の設計法による建物特に現行の設計法（新耐震設計法）による建物の被害が急減していることがわかる。しかしながら、現行の耐震設計法採用以降に建設された建物にも予測を超えた大きな被害を生じたものがあった。例えば、剛性、強度のアンバランスなピロティー構造の鉄筋コンクリート造建物の1階部分の崩壊や、杭に生じた損傷等に関して設計法の見直しの必要な部分もあることが分かった。また鉄骨造等の柱脚の問題、鉄骨や鉄筋の溶接等の品質管理の問題、鉄筋コンクリート造の帯筋の端部定着の問題等今後改善が必要とされることがらもかなり明確になった。これらについてはすでに、建設省で緊急的な対応策が発表されており、今後建設される建物に対してはそれらが徹底していくことが期待される。しかし、これらのいずれも現行の設計、施工体系が完成した建物の総合的な耐震性能を把握しきれてないことに起因するものであると考えられる。

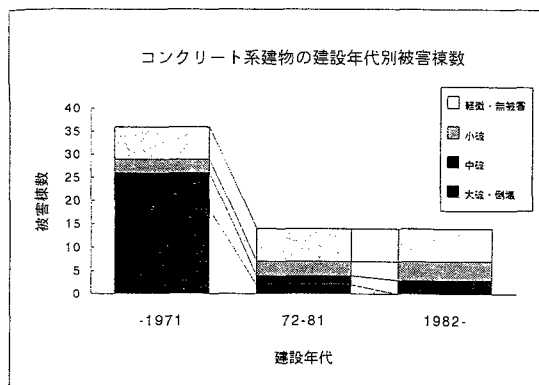


図8 神戸市中央区における建設年代別被害棟数（コンクリート系建物）<sup>1)</sup>

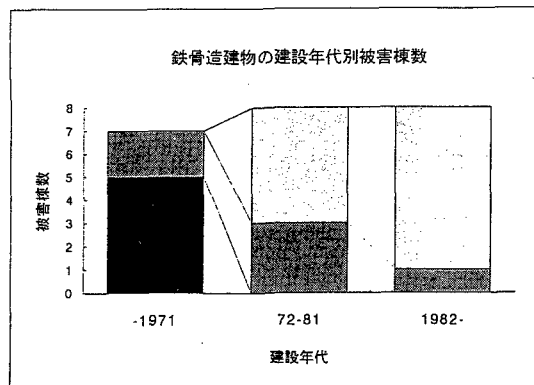


図9 神戸市中央区における建設年代別被害棟数（鉄骨系建物）<sup>1)</sup>

一方では、さらに新しい設計体系を構築しようとする試みはすでに始まっており、今回の災害を教訓として、その完成が加速されることと思われる。新設計体系の目指すところは、完成した建物の総合的な耐震性能を表示出来る様に、現行の仕様設計から、性能設計への転換にある。建物の地震に対する挙動をどの程度明示出来るかにかかってくることになるが、少なくとも完成した建物の終局限界状態、さらにはそれに対応する地震動レベル位は表示出来る程度にはなるであろうことが期待される。そのためには、施工標準の策定、施工管理体制整備等が同時に行なわれる必要がある。ちなみに日本建築学会の「建築および都市の防災性向上へむけての課題－阪神・淡路大震災に鑑みて－（第一次提言）1995年7月19日」による構造物耐震化に関する提言は以下の様である。

- (1) 現行耐震設計体系のメンテナンス
  - a) 剛性のみならず強度分布がアンバランスな建物の耐震化の方策
  - b) 防災上重要とされる建物の地震時の機能維持の方策
  - c) 余裕を持った構造設計の推進の方策
- (2) 施工・管理体系のグレードアップ
  - a) 第三者検査を含む品質管理体制の確立
  - b) 材料の品質管理と施工管理にかかわる規定遵守の徹底化と向上
- (3) 性能表示型耐震設計法の開発

- a) 性能表示型設計体系の開発と性能評価法の確立
  - b) 性能レベル（設計目標）に応じた設計クライテリアの明確化
  - c) 建物用途による要求性能レベルの設定
  - d) 地域による要求レベルの設定
  - e) 設計用地震動およびそれに対する建物の応答に関する研究の推進
- (4) 基礎構造の耐震設計体系のグレードアップ
    - a) 基礎構造、特に杭基礎の耐震評価法の開発と補修、補強法の確立
    - b) 軟弱地盤の改良技術の活用と開発
  - (5) 設備機器および非構造材の耐震性能評価手法の開発
    - a) 非構造材およびエレベーターを含む設備に要求される目標耐震性能の明確化
    - b) 家具の転倒防止等の目標性能を確保する対策の開発、確立と普及

特に最後の5項は、構造的には重要な損傷ではないが、非構造材の修理費が予想外に高いと考えられるもの、あるいは防災上重要な建物の機能が麻痺したものが数多くあったことから、建物の総合的な耐震性を向上させるためには必須な条項として提言に加えられたものである。



## 5. 既存建物の耐震対策

すでに述べてきた様に、倒壊等深刻な建物被害は新耐震設計法以前のもののいわゆる既存不適格建物に、特に1971年の基準法以前の設計法による建物に集中した。これらの多くは建設当初より当時の基準が要求していた耐震性のレベルに対して余力の少ないものであった。また老朽化あるいは不適切な施工による性能の劣化、低下がこれに重なり激しい被害を受けた建物も多く見られた。既存不適格建物は日本各地にまだまだ数多く（1981年の基準法以前の建物が約2千万棟、その中ビル物が約3百万棟と言われている）現存していることから、それらの中から、耐震性に劣るものを見つけ出し、それら建物の耐震性を向上させるための方策が最も急がれる課題である。耐震診断法と言う建物の耐震度を推定する方法も開発され、実用に供されているので、既存不適格建物の中に、現行の耐震設計法による建物と同等の耐震レベルに満たない建物を抽出し、早急に耐震レベルを上げる補強を施すことが望まれる。公共建物についてはその機運はあがっており、耐震化の方向に向かうことが期待されるが、民間建物についてはしかしながら、耐震診断に必要な費用、さらに補強が必要な場合の補強費用等の問題から、足踏みする建物オーナーが多く何らかの公的助成が必要であろう。既存不適格建物の耐震対策を促進することは今回の惨事を繰り返さないための焦眉の課題であり、その

必要性の啓蒙、技術者の育成、診断・補強技術の開発、普及、およびそれを法的、行政的に誘導する方策がぜひとも必要である。

## 6. おわりに

本稿では建築構造物の被害のみにテーマを絞り記述したが、今回の災害全体について考えてみると、単に天災では済まされない面も多々ある。個人が災害に多少の備えがあれば防げたはずの被害もあった。平素からの災害対策が必要であることが明白になった。また地震災害の防止あるいは軽減のためには、個々の構造物等の耐震化を図ることが基本であることは言うまでもない。しかし、今回の被害を通して浮き彫りになった問題点は、都市、あるいは地域としての総合的な防災計画、および人間中心・生活重視の視点からの防災計画の欠如であろう。今回の震災による惨事を極めて重大かつ厳粛に受け止めて、今後起こり得る震災における被害を軽減するために最大限の努力をすることが我々の責務であると感じている。

### 参考及び引用文献

- 1) 日本建築学会（1995）『兵庫県南部地震災害調査報告』
- 2) 『平成7年兵庫県南部地震とその被害に関する調査研究』平成6年度文部省科学研究費（総合A）研究成果報告書 研究代表者 藤原悌三

### Key Words (キー・ワード)

Fault (断層), Areas of Severe Shaking (震災の帯), New Seismic Design Code (新耐震設計法), Disqualified Building (既存不適格建物), Judgement of Seismic Capacity (耐震診断), Performance Design (性能設計)

## 付録 代表的な被害例の写真



写真1 木造の倒壊  
(旧くかつ重いかわら屋根)



写真2 1階ピロティー部分の崩壊

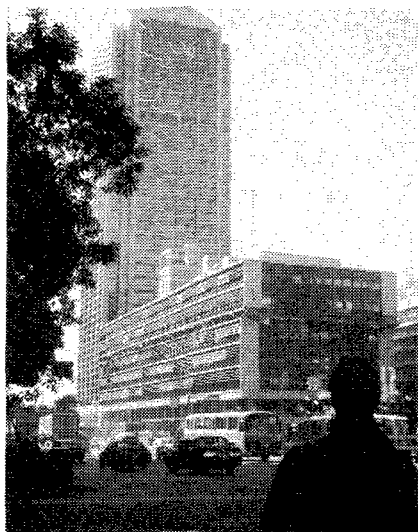


写真3 中間階の圧壊  
(SRCからRCへの切りかわり部分)



写真4 1階部分の崩壊

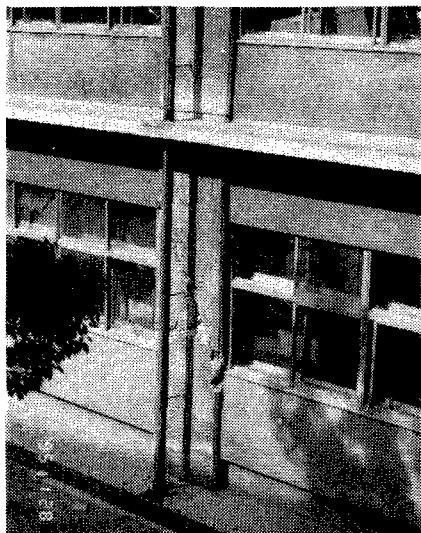


写真5 短柱のせん断破壊

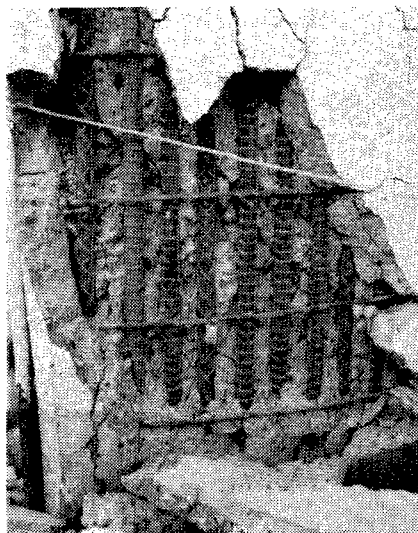


写真6 帯筋の90度フック

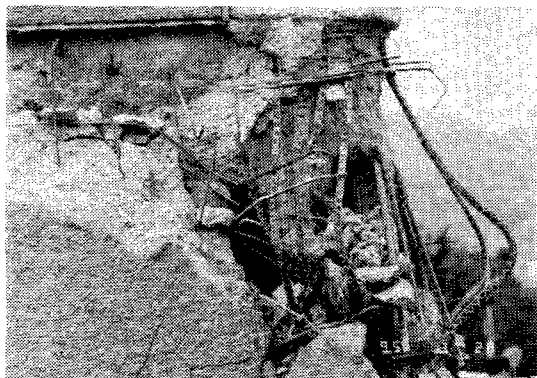


写真7 外端柱梁接合部の被害



写真8 柱梁接合部のせん断破壊



写真9 柱主筋ガス圧接部の破断

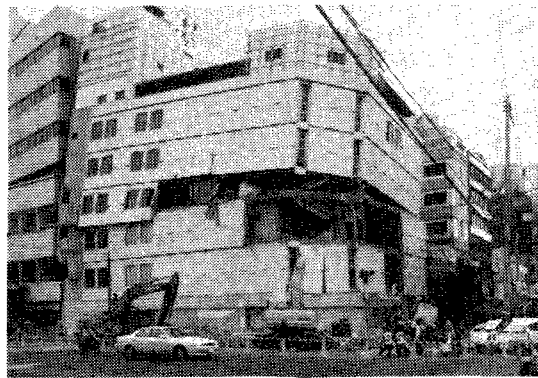


写真10 建物のねじれによる倒壊

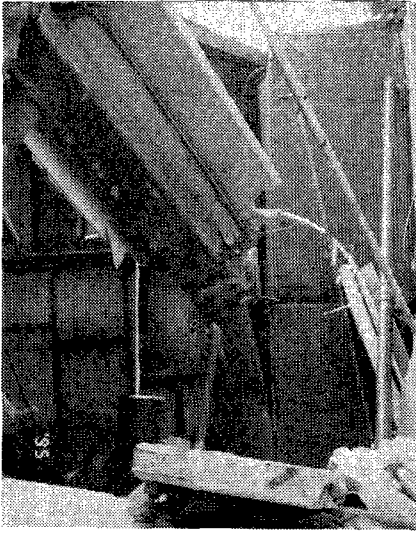


写真11 鉄骨柱脚部アンカー筋の破断による倒壊



写真12 鉄骨ラーメン構造の過大変形による大破

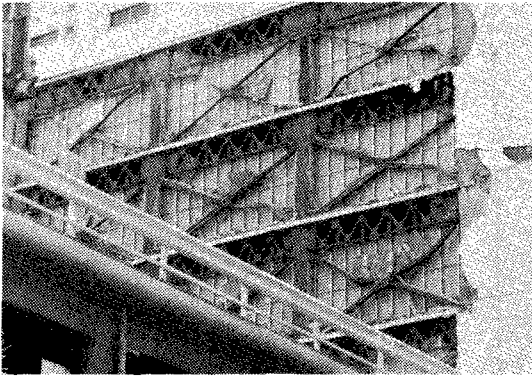


写真13 鉄筋ブレースの座屈

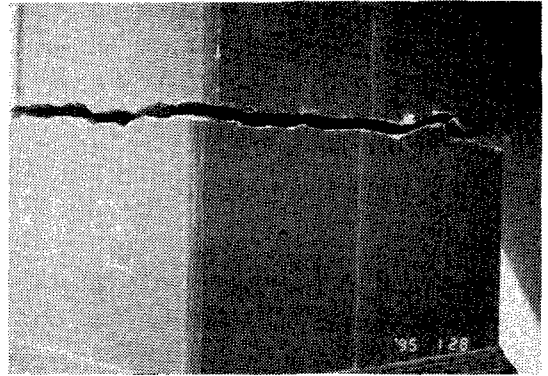


写真14 厚肉鉄骨断面のぜい性破断

## Lessons Learned from the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake

Takao Nishikawa\*

\*Department of Architecture, Faculty of Engineering, Tokyo Metropolitan University  
*Comprehensive Urban Studies*, No. 57, 1995, pp. 73-85

Every kinds of structural damages that could be imagined were occurred in the Hyogo-ken Nanbu Earthquake. Damages occurred in the middle story of buildings have not been experienced in our country. Especially brittle failures of steel columns have never been expected until now. It is not doubtful that earthquake itself was very severe. Nevertheless, it can be said that most of buildings designed by recent new seismic design code behaved safely during earthquake. But a few of those newly designed building were suffered severe damages. For example, those were the buildings that had unbalanced stiffness and strength alongside the height like soft first story type buildings. Those buildings suffered severe damages in the columns of the first story.

In the first stage, it is necessary to look over again the design concept of the some part of the recent code. Ultimate seismic capacity of building which is designed under the present code can not be proved and also the real capacity of constructed building cannot be estimated. The present design code only gives the minimum requirement. And in the next stage, the performance design should be introduced in which the ultimate state of building under severe earthquake can be showed explicitly. The third person administration system also should be introduced in the construction procedure.

Most of the very severe damages like totally collapse were concentrated in the old buildings that were designed by former design code. Causes of the damages of those disqualified buildings depend mainly on the little margin in the strength of the demanded strength by the old code. It is very urgent problem for the future expected strong earthquake to strengthen those buildings.