

## 5. 被害調査結果

### 5. 1 地盤

#### 5.1.1 液状化

##### (1) 液状化の分布

平坦な場所での地盤の被害はその多くが何らかの形で液状化の影響を受けていると言って過言ではない。写真5.1.1-1に地震翌日(1月18日)にポートアイランド上空から撮影した写真を示す。ほぼ全域に亘って液状化による噴砂が広がっている。



(写真中で黄土色の部分が液状化による噴砂である。)

写真5.1.1-1 ポートアイランド(アジア航測(株)撮影)

Photo.5.1.1-1 Port-Island

Fig.5.1.1-1 Distribution of Sand-boils and another damages



このような航空写真の判読によって神戸市臨海部の噴砂分布を示したのが図5. 1. 1-1である(国際航業(株)作成)。液状化の影響は地盤の沈下や側方流動、構造物の変形や傾斜などさまざまな形で現れるため、噴砂の分布がそのまま液状化の分布を示している訳ではないが、相当広範囲に液状化が発生していることは明らかである。

その中でポートアイランドと六甲アイランドに注目するとポートアイランドの方が噴砂の範囲が広い。これは埋立土砂の種類に起因しているとも考えられるが、詳しくは今後の調査を待つしかない。

また、これらの図には同じく航空写真判読で求めた「地盤・盛土の顕著な破壊・変形箇所」、「岸壁の破壊沈下箇所」や「建築・土木構造物の被災箇所」も併せて示されている。

図5. 1. 1-2は大正3年、昭和23、28年、平成4、6年に国土地理院(旧地理調査所)から発行された5万分の1の地形図を比較することによって、陸地部分の増加を埋立地の変遷として整理したものである((株)ミュー技研、藤田氏提供)。以前から埋立地は液状化の影響を受けやすいと言われてきたが、今回の地震でも図5. 1. 1-1の噴砂分布と図5. 1. 1-2の埋立地の分布はかなり重なり合うものとなっている。

## (2) 埋立地盤の被害概要

図5. 1. 1-2に示したように阪神地区の埋立地は非常に広く、そのすべてを調査するのは不可能であった。ここでは、埋立地盤の被害が最も集中的に見られた我が国でも代表的な人工島であるポートアイランドと六甲アイランドの被害概要を以下に示す。これらの被害は、程度の差こそあれ他の埋立地でもよく見られた被害形態である。

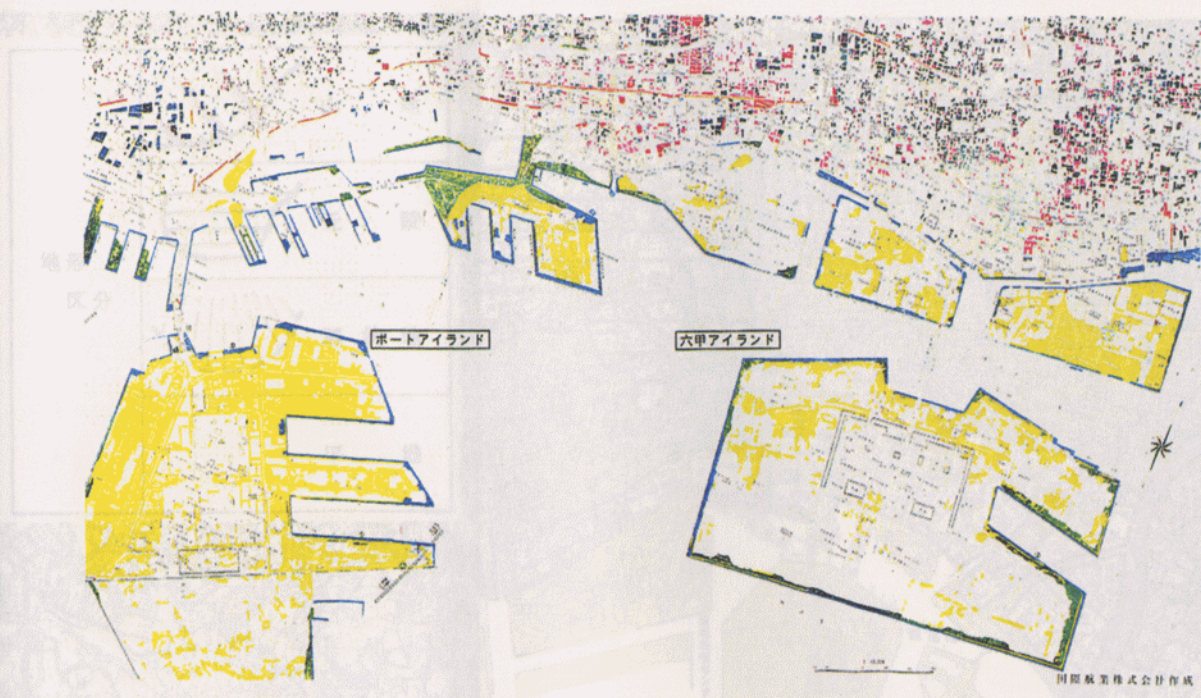
### (a) ポートアイランド

ポートアイランド第1期埋立工事は1966年から1981年にかけて神戸港沖合で進められた面積436haの広大な人工島建設工事である。現在は第2期埋立工事として390haの造成地が建設されている最中である。

水深は第1期で10～12m、第2期で15～18mである。埋立材料としては、第1期ではまき土、第2期では泥岩質土の神戸層群が主体である。[参考文献 5. 1. 1-1]

今回の調査地点を図5. 1. 1-3に示す。地盤の被害としては、沈下、陥没や地割れの発生が至る所に見られた。また、杭基礎を有する構造物周辺では数10cmにも及ぶ段





(国際航業(株)作成)

凡例  
LEGEND

- 倒壊した木造建物 (区域)  
collapsed wooden buildings
- 屋根瓦被害及び変形の顕著な木造建物 (区域)  
seriously damaged wooden buildings with broken roof-tiles
- 倒壊した非木造建物 (鉄筋コンクリート造、鉄骨造等)  
collapsed non-wooden buildings (reinforced concrete, steel, etc.)
- 変形・破壊の顕著な非木造建物 (鉄筋コンクリート造、鉄骨造等)  
seriously damaged or destroyed non-wooden buildings (reinforced concrete, steel, etc.)
- 焼失区域 (1/20現在)  
burned areas (as of Jan.20)
- 道路・橋梁破壊箇所、高架道路倒壊・破壊箇所  
destroyed roads or bridges, collapsed or destroyed elevated-expressway
- 鉄道高架橋破壊箇所、駅の大破箇所、軌道の顕著な変形箇所  
destroyed elevated-railroads, seriously damaged railroad tracks
- 液状化による噴砂・浸水区域  
areas of boiling sand and floods caused by soil liquefaction
- 地盤・盛土の顕著な破壊・変形箇所  
seriously damaged or destroyed foundations and bankings
- 岸壁の破壊沈下箇所  
destroyed or sunken wharves
- 斜面崩壊、崖崩れ箇所  
slope failure
- 新編「日本の活断層」による確実度の断層  
active fault quoted in "ACTIVE FAULTS IN JAPAN(1991)"
- 同上で不明瞭部分及び別文献による名称のついた断層やリニアメント  
indistinct active fault quoted in "ACTIVE FAULTS IN JAPAN(1991)",  
or fault and linearment described in other references

基図は建設省国土地理院発行1:10,000地形図を使用した

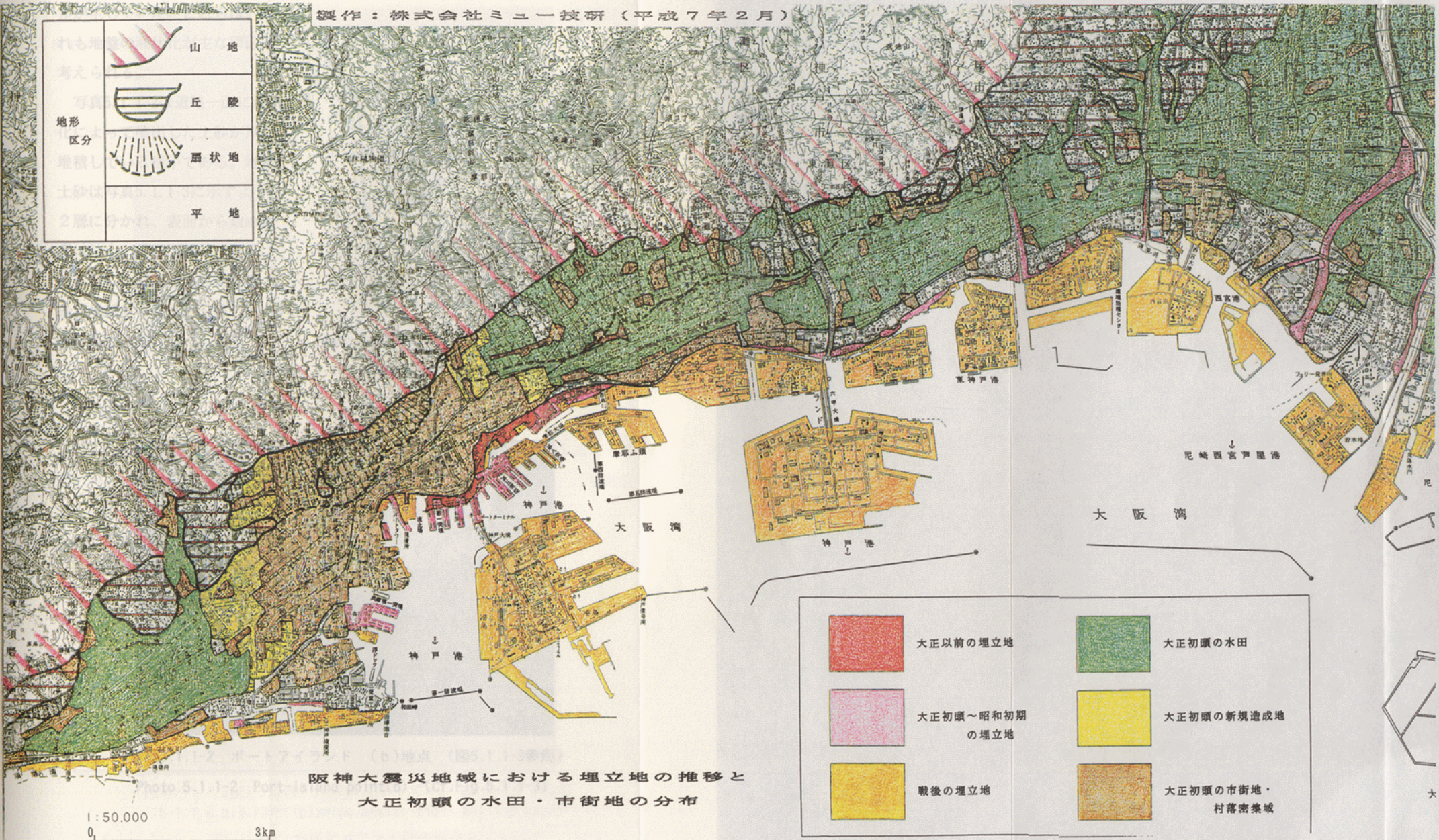
((株)ミュー技研、藤田氏提供)

図5.1.1-1 液状化による噴砂の分布と被災マップ  
Fig.5.1.1-1 Distribution of Sand-boils and another damages



製作：株式会社ミュー技研（平成7年2月）

地形 区分		山地
		丘陵
		扇状地
		平地



阪神大震災地域における埋立地の推移と  
大正初頭の水田・市街地の分布

1:50,000  
0 3km

	大正以前の埋立地		大正初頭の水田
	大正初頭～昭和初期 の埋立地		大正初頭の新規造成地
	戦後の埋立地		大正初頭の市街地・ 村落密集域

((株)ミュー技研、藤田氏提供)

図5.1.1-2 埋立地の変遷  
Fig.5.1.1-2 Transition of reclaimed lands



差が生じていた。これらはいずれも地盤の液状化が主な原因と考えられる。

写真5.1.1-2は道路一面に液状化によって噴出した土砂が厚く堆積している様子である。堆積土砂は写真5.1.1-3に示すように2層に分かれ、表面から数mm程度は粘土、その下は砂である。液状化によって噴出した懸濁土砂が堆積するとき分離したものと思われる。

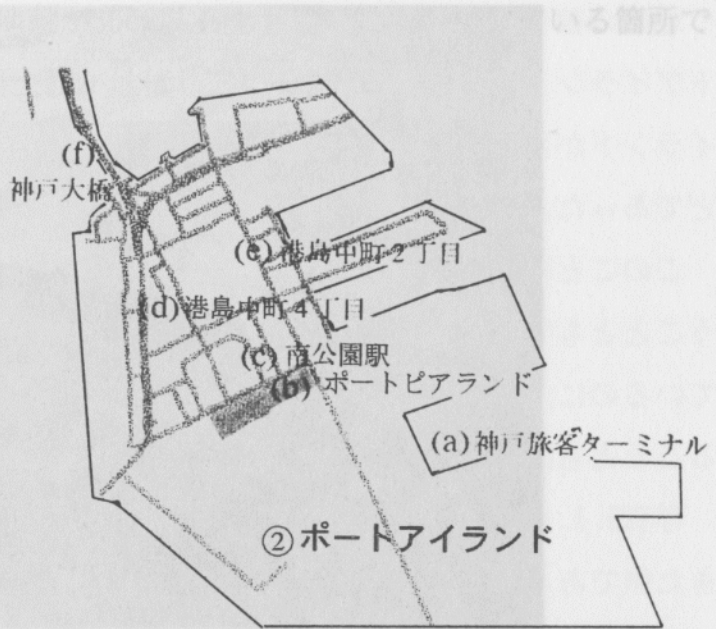


図5.1.1-3 ポートアイランド調査位置

Fig.5.1.1-3 Investigated places on Port-Island



写真5.1.1-2 ポートアイランド (b)地点 (図5.1.1-3参照)

Photo.5.1.1-2 Port-Island point(b) (Cf.Fig.5.1.1-3)



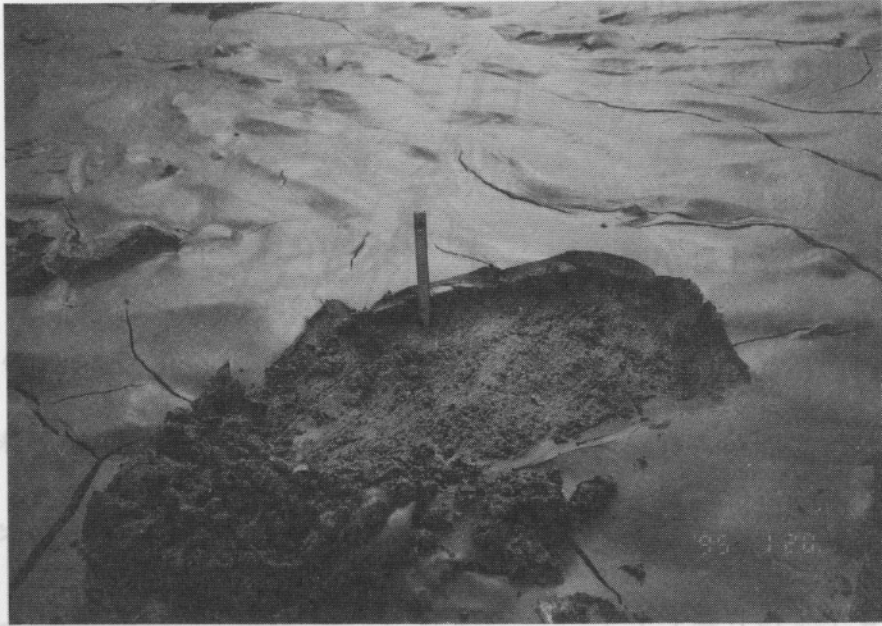


写真5.1.1-3 ポートアイランド (b)地点 (図5.1.1-3参照)

Photo.5.1.1-3 Port-Island point(b) (Cf.Fig.5.1.1-3)

写真5.1.1-4は今後建物を建てる予定で、杭が等間隔に打設されていたと思われる場所で、周辺の地盤が約50cm沈下したため杭の部分が突出している様子を示したものである。



写真5.1.1-4 ポートアイランド (d)地点 (図5.1.1-3参照)

Photo.5.1.1-4 Port-Island point(d) (Cf.Fig.5.1.1-3)



写真5.1.1-5は橋脚基礎部周辺の地盤が50cm以上沈下して段差が生じている箇所である。道路面には液状化による噴出土砂が堆積している。

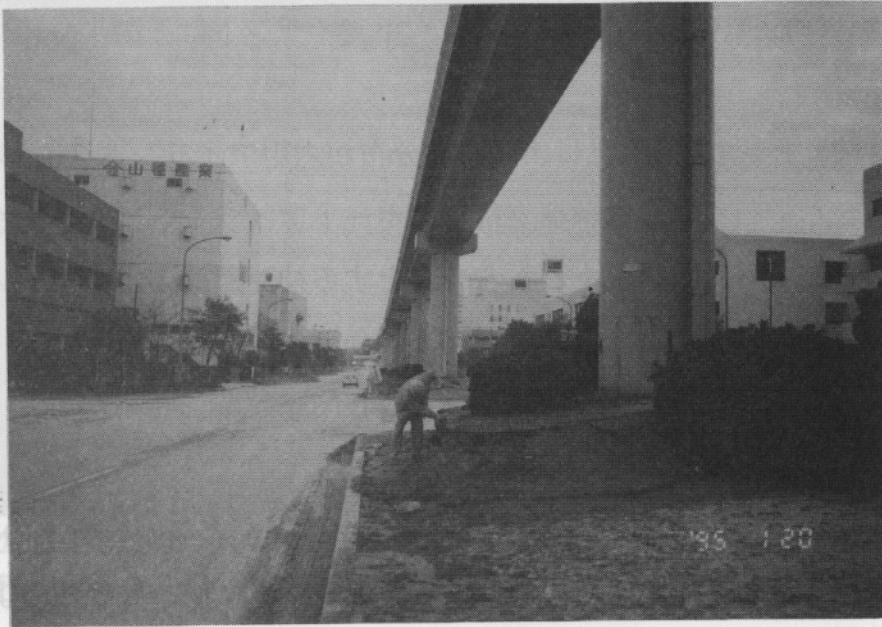


写真5.1.1-5 ポートアイランド (e)地点 (図5.1.1-3参照)  
Photo.5.1.1-5 Port-Island point(e) (Cf.Fig.5.1.1-3)

(b)六甲アイランド

六甲アイランドは1972年から1992年にかけて建設された面積580haの人工島である。水深は12~15m、埋立材料は主に泥岩を主体とする神戸層群の土砂である。〔参考文献 5.1.1-1〕

今回の調査地点を図5.1.1-4に示す。

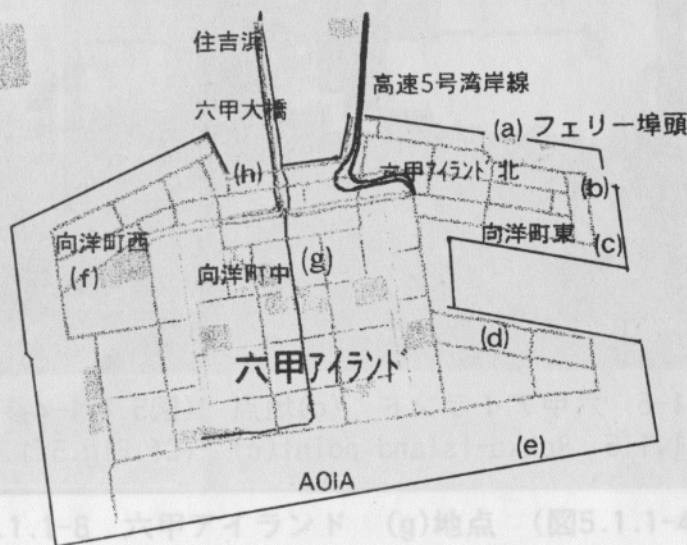


図5.1.1-4 六甲アイランド調査地点  
Fig.5.1.1-4 Investigated places on Rokko-Island



地盤の被害パターンとしてはポートアイランドと同様であるが、被害規模はポートアイランドに比較してやや小さいように見受けられた。地盤の沈下量もポートアイランドが数10cm程度であるのに対して、六甲アイランドはその半分程度がほとんどであった。

このことは図5.1.1-1で液状化による噴砂分布が六甲アイランドの方が少ないということとも整合している。これは埋立材料がポートアイランドはまさ土を主体としているのに対して六甲アイランドが泥岩を主とする神戸層群の土砂を主体としていることとも関連していると思われるが、詳細は今後の調査を待ちたい。

写真5.1.1-6は、液状化による噴砂が道路面だけでなく建物内の床面にも噴出してきた例である。

写真5.1.1-7は道路面の噴砂が非常に多い箇所とほとんどない箇所との境界を示したものである。この境界部には約10cmの段差が生じていたが、なぜこのような境界が明確にできたのかは不明である。これも今後の調査が必要であろう。



写真5.1.1-6 六甲アイランド (c)地点 (図5.1.1-4参照)  
Photo.5.1.1-6 Rokko-Island point(c) (Cf.Fig.5.1.1-4)



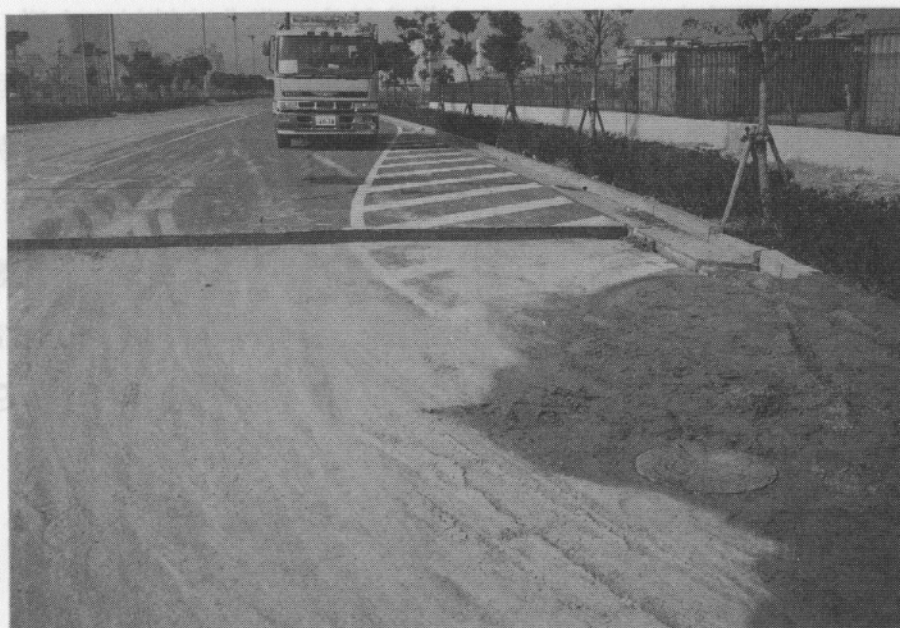


写真5.1.1-7 六甲アイランド (d)地点 (図5.1.1-4参照)  
 Photo.5.1.1-7 Rokko-Island point(d) (Cf.Fig.5.1.1-4)

写真5.1.1-8は六甲アイランド中央部の住宅街である。この付近の地盤にはほとんど変状は見られず、建物にも特に異常はないように見受けられた。

写真5.1.1-9は六甲大橋付近である。落橋部周辺の地盤には沈下や側方流動による段差や亀裂が多い。



写真5.1.1-8 六甲アイランド (g)地点 (図5.1.1-4参照)  
 Photo.5.1.1-8 Rokko-Island point(g) (Cf.Fig.5.1.1-4)





写真5.1.1-9 六甲アイランド (h)地点 (図5.1.1-4参照)

Photo.5.1.1-9 Rokko-Island point(h) (Cf.Fig.5.1.1-4)

### (3) 考察

#### (a) 液状化した砂の物性

図5.1.1-5に今回現地採取した8カ所の砂の粒度分布を示す。この中にはポートアイランド、六甲アイランド以外の砂も含まれている。図中には過去の地震で液状化したとされる砂の粒度分布も併せて示しているが[参考文献 5.1.1-2]、それらに比べて今回の砂はレキ分からシルト分までかなり広範囲に分布していることが明らかである。これは今回の被災地が明治以降営々と埋立てが進められてきた場所で

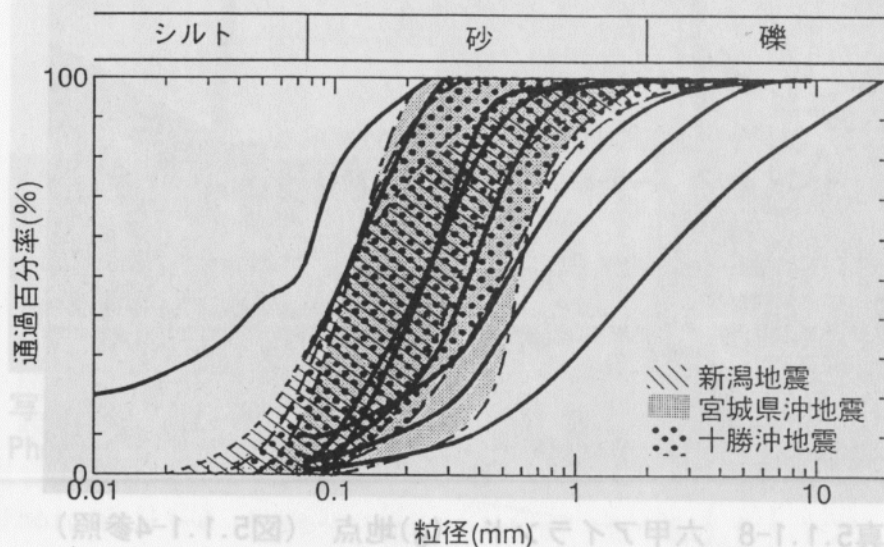


図5.1.1-5 液状化による噴砂の粒度分布 [参考文献5.1.1-2に加筆]

Fig.5.1.1-5 Grain size distribution of liquefied sand



あるため、埋立て材料が非常に多種多様となったことにも起因していると思われる。また、今回の地震力が非常に大きかったため、従来の液状化した砂よりも幅広い粒度分布を持つ土が液状化した、ということもできよう。

図5.1.1-6は今回採取した4地点の砂の液状化試験結果を示したものである。図中には豊浦標準砂の試験結果も併せて示している。供試体の密度はすべて相対密度(D<sub>r</sub>)50%である。この結果を見ると今回採取した砂の液状化強度は液状化の研究でよく用いられる豊浦標準砂よりかなり大きくなっている。

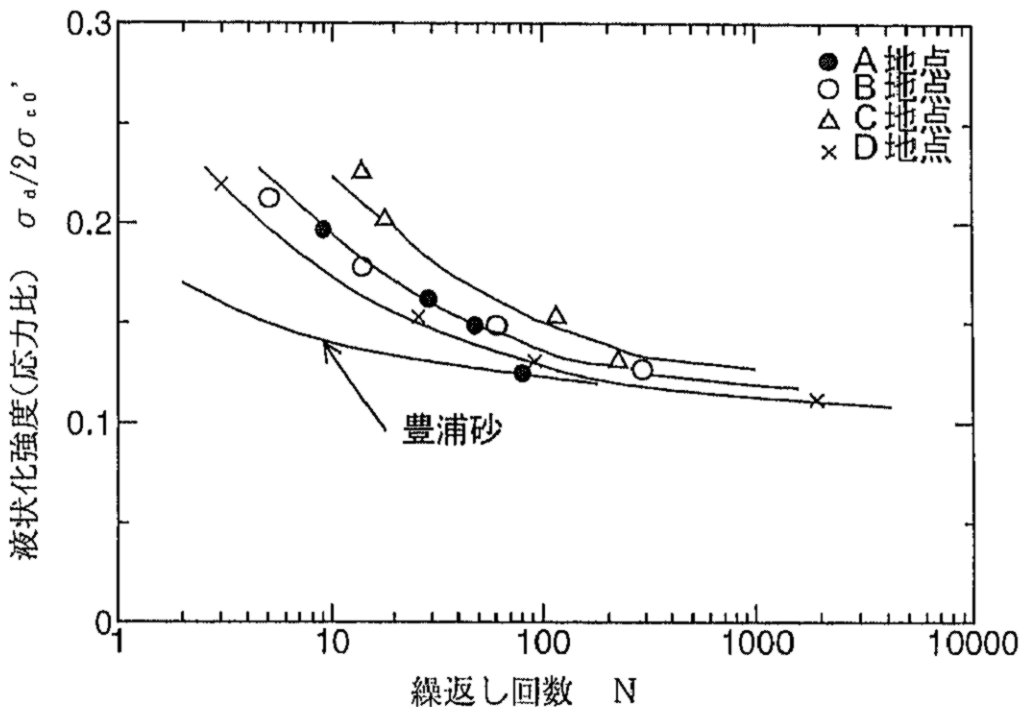


図5.1.1-6 液状化試験結果

Fig.5.1.1-6 Results of liquefaction tests

(b)液状化判定の試算

今回の被災地における液状化メカニズムの詳細は今後の土質調査、試験や各種解析によって解明されていくであろうが、ここでは過去に発表された文献[参考文献 5.1.1-3]の中にある土質柱状図を参考にして、「道路橋示方書・同解説V耐震設計編」[参考文献 5.1.1-4]の手法を用いた液状化判定の試算をしてみたい。

図5.1.1-7は参考文献 5.1.1-3にある土質柱状図である。上記手法ではN値、平均粒径(D<sub>50</sub>)、細粒分含有率(F<sub>c</sub>)、密度(γ<sub>t</sub>)などが必要であるが、今回はこれらの値をすべて図5.1.1-7から読みとらざるを得なかったためやや正確さに欠ける点もあ



ることを付記しておきたい。液状化の判定に用いる標準設計水平震度( $k_s$ )は上記示方書で $k_s=0.15$ とされている。

液状化の判定は液状化抵抗率( $FL$ )と、上記示方書で示されている係数( $D_E$ )を用いて表5.1.1-1に示す要領で行った。液状化抵抗率( $FL$ )は $FL > 1.0$ ならば液状化の可能性はない、 $FL \leq 1.0$ ならば液状化の可能性があると、ということを示す値である。係数( $D_E$ )は液状化すると判定された場合に設計で用いる土質定数を低減させる際の

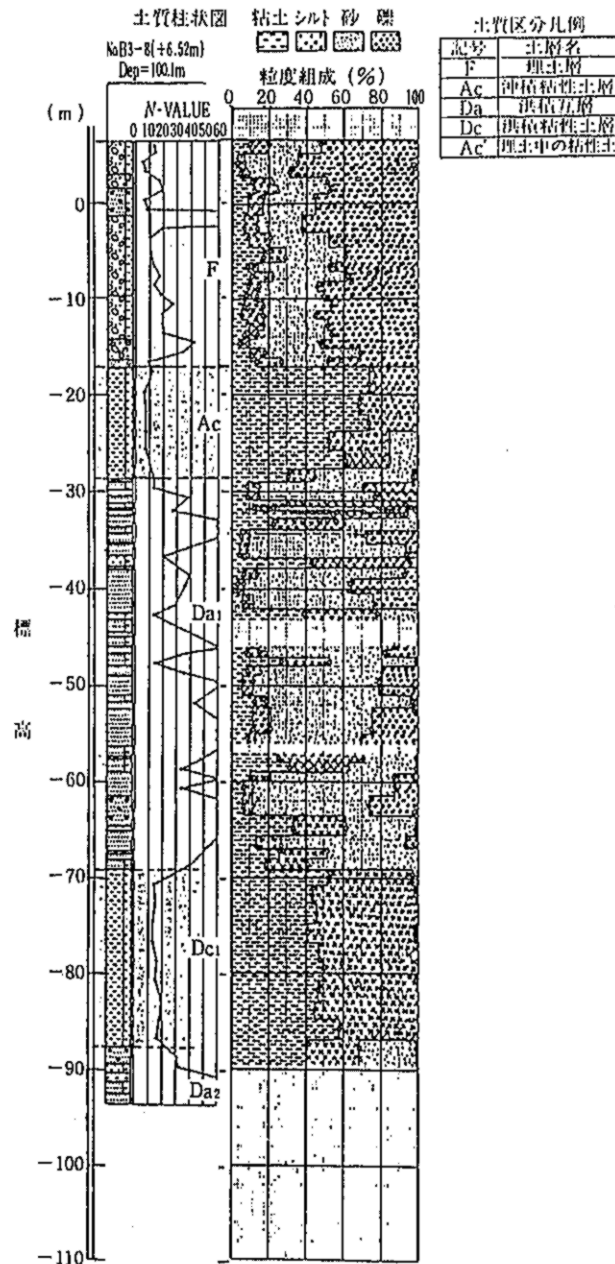


図5.1.1-7 液状化判定に用いた土質柱状図 [参考文献5.1.1-3]  
 Fig.5.1.1-7 Soil boring log used of liquefaction judgements



係数である。FLが1.0以下であっても、0.9と0.5では意味が異なるということで定義されたものである。そこでFLの値によって液状化の程度を判定するのに◎～XXでランク分けすることとした。ただし、この判定方法は上記示方書で述べられているのではなく、筆者独自の設定であることを付記しておく。

判定結果を図5.1.1-8に示す。この図でFL値が(\*)になっているところは平均粒径(D<sub>50</sub>)が2.0mm以上あり、上記示方書で液状化しないと判定された土層である。この結果を見ると標準設計水平震度k<sub>s</sub>=0.15ではこの地盤が液状化する可能性はほとんど

表5.1.1-1 液状化判定ランク(道路橋示方書に加筆)

Table 5.1.1-1 Rank of liquefaction judgements

FLの範囲	地盤面からの深度 x(m)	土質定数に乗じる係数 D <sub>r</sub>	判定
FL ≤ 0.6	0 ≤ x ≤ 10	0	XX
	10 < x ≤ 20	1/3	×
0.6 < FL ≤ 0.8	0 ≤ x ≤ 10	1/3	×
	10 < x ≤ 20	2/3	△
0.8 < FL ≤ 1.0	0 ≤ x ≤ 10	2/3	△
	10 < x ≤ 20	1	○
1.0 < FL	—	—	◎

注” 道路橋示方書では係数D<sub>r</sub>の設定はしているが液状化判定のランクづけは行っていない。上表の判定は筆者が独自に設定したものである。  
(液状化の可能性はない)◎ → ○ → △ → × → XX(液状化の程度が最も大きい)

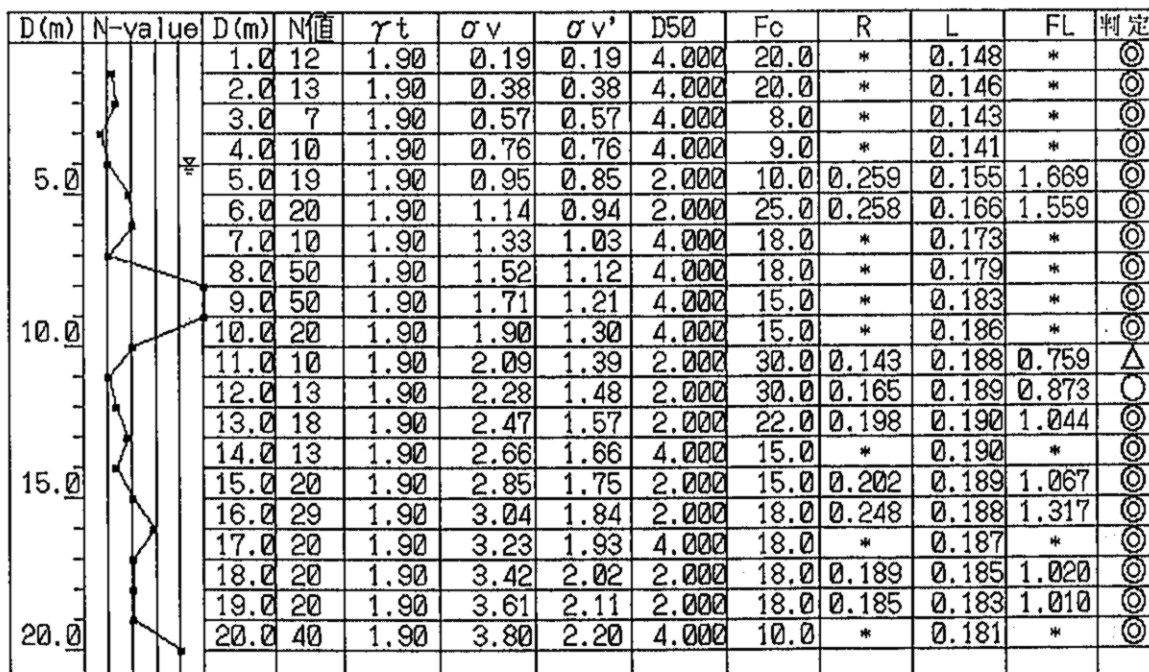


図5.1.1-8 液状化判定結果(標準設計水平震度)

Fig.5.1.1-8 Results of liquefaction judgements

(Standard horizontal design seismic coefficient)



どないということができる。ただし、今回の地震では非常に大きな加速度が計測されたということも報告されているので、参考のために設計水平震度を2倍の値にした試算を行ってみた。

その結果を図5.1.1-9に示すが、かなりの地層で液状化するという判定結果が得られた。この結果は一試算に過ぎないが、今後より詳細な検討が望まれるところである。

D(m)	N-value	D(m)	N値	$\gamma t$	$\sigma_v$	$\sigma_v'$	D50	Fc	R	L	FL	判定
5.0		1.0	12	1.90	0.19	0.19	4.000	20.0	*	0.296	*	◎
		2.0	13	1.90	0.38	0.38	4.000	20.0	*	0.291	*	◎
		3.0	7	1.90	0.57	0.57	4.000	8.0	*	0.287	*	◎
		4.0	10	1.90	0.76	0.76	4.000	9.0	*	0.282	*	◎
10.0		5.0	19	1.90	0.95	0.85	2.000	10.0	0.259	0.310	0.834	△
		6.0	20	1.90	1.14	0.94	2.000	25.0	0.258	0.331	0.779	×
		7.0	10	1.90	1.33	1.03	4.000	18.0	*	0.347	*	◎
		8.0	50	1.90	1.52	1.12	4.000	18.0	*	0.358	*	◎
15.0		9.0	50	1.90	1.71	1.21	4.000	15.0	*	0.367	*	◎
		10.0	20	1.90	1.90	1.30	4.000	15.0	*	0.373	*	◎
		11.0	10	1.90	2.09	1.39	2.000	30.0	0.143	0.377	0.379	×
		12.0	13	1.90	2.28	1.48	2.000	30.0	0.165	0.379	0.436	×
20.0		13.0	18	1.90	2.47	1.57	2.000	22.0	0.198	0.380	0.522	×
		14.0	13	1.90	2.66	1.66	4.000	15.0	*	0.380	*	◎
		15.0	20	1.90	2.85	1.75	2.000	15.0	0.202	0.379	0.533	×
		16.0	29	1.90	3.04	1.84	2.000	18.0	0.248	0.377	0.658	△
	17.0	20	1.90	3.23	1.93	4.000	18.0	*	0.374	*	◎	
	18.0	20	1.90	3.42	2.02	2.000	18.0	0.189	0.371	0.510	×	
	19.0	20	1.90	3.61	2.11	2.000	18.0	0.185	0.367	0.505	×	
	20.0	40	1.90	3.80	2.20	4.000	10.0	*	0.363	*	◎	

図5.1.1-9 液状化判定結果(標準設計水平震度×2)  
 Fig.5.1.1-9 Results of liquefaction judgements  
 ([Standard horizontal design seismic coefficient]×2)

[鳥井原 誠]



### 5.1.2 斜面崩壊・地すべり

建設省・住宅都市整備公団の合同調査結果によれば、今回の地震で被害を受けた宅地造成地のうち、被害程度「大」と判定されたのは35地区、54箇所（1月26日現在）となっている。このうち、図5.1.2-1の①～③で示す調査地区に関して、被害の概要を示す。

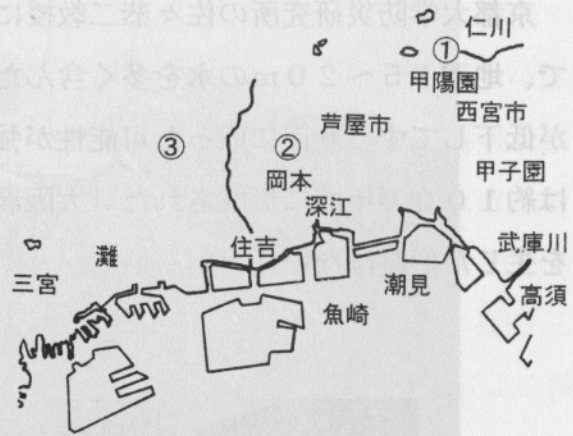


図5.1.2-1 調査地点

Fig. 5.1.2-1 Investigation points

#### ① 西宮市仁川町

斜面崩壊は斜面頂部にある阪神水道事業団甲山浄水場から始まり、延長約100m、幅約50mにおよぶ大規模なものである。崩壊土砂は幅20mの仁川を埋めた。この地域の斜面崩壊によって13棟の家屋が埋もれ、死者・行方不明者は約40人であり、被災7日目においても捜索が続けられていた。崩壊した斜面の下流側の亀裂箇所は防水シートによる応急処置と、伸縮計による地盤の変状観測が実施されて



写真5.1.2-1 全景

Photo. 5.1.2-1 A panoramic view



いる。なお、崩壊した斜面上には基礎杭が露出したRC建築物が残存している。

京都大学防災研究所の佐々恭二教授によれば、斜面の崩壊は地すべりによるもので、地下15～20mの水を多く含んだ砂層の水圧が地震時に上昇し、砂層の強度が低下してすべり面に成った可能性が強いとのことである。なお、現地一帯の地層は約100万年前に形成された「大阪層群」と呼ばれ、この付近は過去に地すべりを生じた形跡はない。



写真5.1.2-2 崩壊頂部のRC建築物

Photo. 5.1.2-2 RC building standing on the top of the slope failure

(水道企業団の建屋。一部は杭が露出している。)

## ② 神戸市東灘区西岡本

この地域では複数の斜面の崩壊が認められた。写真5.1.2-3は同地域での斜面崩壊のうち最大と思われるものである。崩壊は、崖地の盛土と想定される道路部分から始まっており、その幅は約20mである。

崩壊箇所のほか、住宅地の道路には多数の亀裂があり、また擁壁の亀裂・崩壊も多数発生し(写真5.1.2-3)、ほとんどの一般家屋に被害がみられる。

急峻な崖地を構成している地盤は、崖錐性の河岸段丘と思われ、不安定な堆積地形であるため、崩壊または地すべりを起こしやすいと考えられる。





写真5.1.2-3 道路部分の斜面崩壊

Photo. 5.1.2-3 A slope failure of the road

(盛土斜面は防護工が施されている。道路欄干は20m程度落下している。)



写真5.1.2-4 周辺住宅の被害

Photo. 5.1.2-4 Damage to a surrounding house

(石積擁壁の崩壊。ほとんどの一般家屋に被害が認められる。)

### ③ 神戸市灘区土山町

西岡本から西へ1 kmの地点に位置する。神戸大学から撮影したもので、詳細は定かではないが、下方の民家に損傷が認められる。なお、高台の高層住宅に関しては、外観からは被害は認められない。

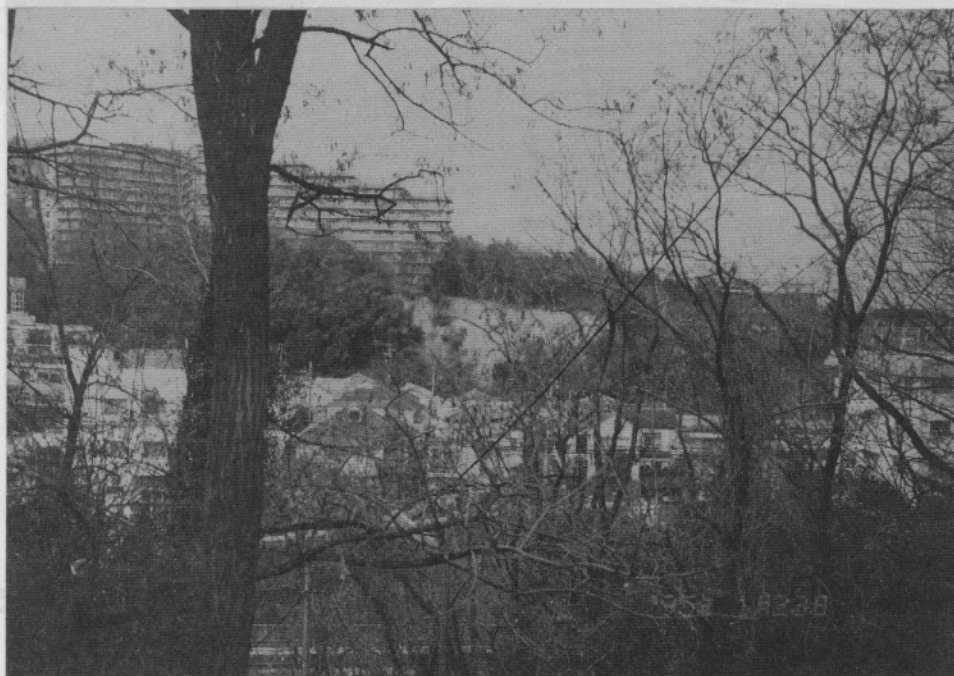


写真5.1.2-5 丘陵部の宅地地盤の斜面崩壊

Photo.5.1.2-5 A slope failure of a hillside house lot

急峻な崖地を構成している地盤は、扇状性の河岸段丘と見られ、不安定な堆積地  
形であるため、崩壊または地すべりを起こしやすいと  
[担当：石井 雄輔、松田 隆]



## 5. 2 建築物

### 5.2.1 上部構造

#### (1) 建築物の被害概要

##### (a) 被害状況

木造家屋を除く建築物（建物）の被害は、神戸市須磨区から尼崎市、宝塚市の広範囲に及んでおり、被災地域別の被害状況は、表 5.2.1-1、図 5.2.1-1 に示すとおりである。なお、被害の程度は、それぞれ下記の基準によって大破、中破、小破の三つに分類している。なお、本資料は（社）日本建築学会 地震災害調査WGによる調査データ [5.2.1-1] に基づいて作成したものである。

#### 被災程度の判定基準（建築学会の策定による）

大破：倒壊したもの、あるいは倒壊の可能性の高いもの

中破：若干の残留変形は認められるものの、倒壊の可能性が少ないもの

小破：外装材などの損傷は認められるが残留変形が認められず、躯体は無被害もしくは、ヘアクラック程度のもの。

表 5.2.1-1 被災地域別の被害状況

Table 5.2.1-1 The damages of RC/SRC and Steel structures in stricken areas

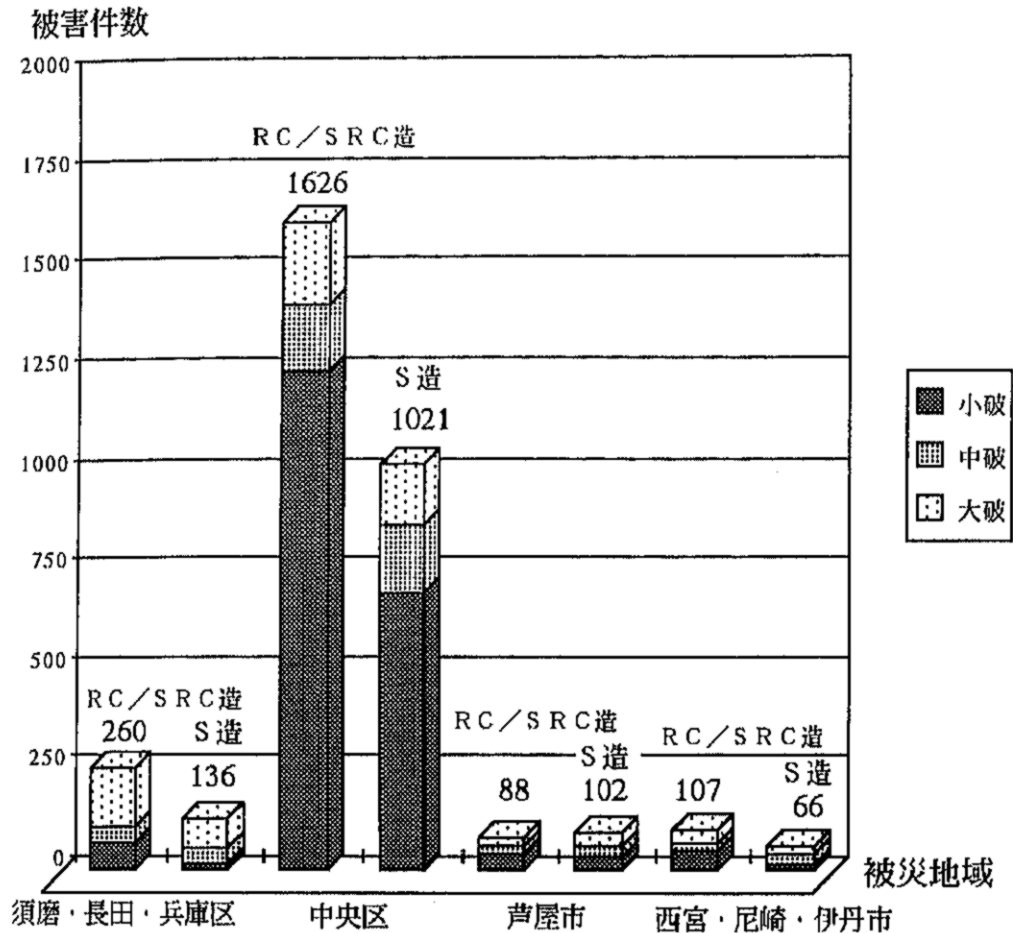
被災地域	構造種別	大破	中破	小破	計
神戸市須磨区 長田区・兵庫区	SRC/RC造	146(56)	43(17)	71(27)	260(100)
	S造	78(57)	35(26)	23(17)	136(100)
	計	224	78	94	396
神戸市中央区	SRC/RC造	201(12)	172(11)	1253(77)	1626(100)
	S造	148(15)	177(17)	696(68)	1021(100)
	計	349	349	1949	2647
芦屋市	SRC/RC造	22(25)	21(24)	45(51)	88(100)
	S造	38(37)	27(27)	37(36)	102(100)
	計	60	48	82	190
西宮市・尼崎市 伊丹市・宝塚市	SRC/RC造	34(32)	17(16)	56(52)	107(100)
	S造	22(33)	23(35)	21(32)	66(100)
	計	56	40	77	173
総計	SRC/RC造	403(19)	253(12)	1425(69)	2081(100)
	S造	286(21)	262(20)	777(59)	1325(100)
	計	689	515	2202	3406

( ) は各構造種別の被害率を示す。(建築学会の調査データより集計)

RC : 鉄筋コンクリート造建物

SRC : 鉄骨・鉄筋コンクリート造建物

S : 鉄骨造建物



(建築学会の調査データより集計)

図 5.2.1-1 被災地域別の被害状況

Fig. 5.2.1-1 The damages of RC/SRC and Steel structures in stricken areas

一方、木造家屋の倒壊がひどい地域「震災の帯」は、須磨区の海岸から北東方向に延び、JR神戸駅近傍から東北東に、神戸市中央区、灘区、東灘区、芦屋市から西宮市まで達している。この「震災の帯」の中心部では、倒壊率が70～80%におよび、さらにそれを囲む幅1キロ余りの範囲においても、倒壊率は30%を越えている。

(b) 被害の特徴

過去の地震に比べて、今回の建物被害の特徴は、「古い木造住宅の崩壊・損壊の数が圧倒的に多い」、「旧耐震基準で設計されたビルの崩壊、損傷が多い」、「重要文化財等の文化的遺産の被害が大きい」ことなどが挙げられる。



① 木造住宅の崩壊・損壊が多い。

台風襲来に備えて屋根を重くした関西の住宅は、いわゆる「トップヘビー」の構造となっており、かつ、被災地域には古い建物が多く存在していたことが木造住宅に大きな被害をもたらした原因の一つと考えられる。

今回の地震で全壊した木造住宅のほとんどが、戦前から戦後初期に建てられた築20～30年以上のものである。木造住宅でも、1981年の建築基準法改正（壁量の規定等による耐震規定の見直し）以降に建設された住宅の被害は、プレファブ住宅と同様、少なかった[5.2.1-2]。

② RC/SRC造あるいはS造建築物の損壊・崩壊が多い。

過去の地震では、RC/SRC造あるいはS造の建物が崩壊する被害を受けた例は少ないが、今回の地震では多くの建物が被害を受けている。特に、中・高層建物での中間層崩壊、病院等の公共建物が大きな被害を受けたことが今回の地震の特徴と言える。

RC/SRC造あるいはS造での被災建物の代表的な破壊パターンとして、建物全体の転倒・崩壊（写真 5.2.1-1）、下層あるいは中間層の崩壊（写真 5.2.1-2）などがある。建物の全体や下層あるいは中間層が崩壊した原因の一つとして、層の剛性が大きく異なる部分での柱の破壊や壁の偏在によるねじれ、などが考えられる。

③ 重要文化財等の文化的遺産の被害が大きい。

震源から離れた姫路あるいは古都京都の神社仏閣など広範囲にわたる建物や重要文化財に指定された仏像などに被害が生じている。また、被災地域の美術館に展示中の世界的文化遺産の被害も報告されている。今回の地震によって、美術品の貸出を断わってくる国もあり、今後、われわれが世界的文化遺産に触れる機会が少なくなることも懸念される。と同時に、各地で予想される地震に対して、わが国の文化的遺産の保護を検討し、早急に対策を講じる必要があると考えられる。

各府県から文化庁に入った報告によると、国宝・重要文化財の被害状況は、表 5.2.1-2 に示すように計158件にも及んでいる[5.2.1-3]。

[木村耕三]

表 5.2.1-2 国宝・重要文化財の被害状況  
 Table 5.2.1-2 The damages to the cultural assets

府県名	建造物	美術工芸品	史跡・名勝	民俗文化財	合計
愛知県	1				1
三重県			3		3
滋賀県	5	1	2		8
京都府	42	9	7		58
大阪府	33		8	1	42
兵庫県	29	3	3	1	37
奈良県	1	1	1		3
鳥取県	1				1
島根県			1		1
香川県		1	2		3
徳島県	1				1
合計	114	15	27	2	158

(毎日新聞社：「阪神大震災 全記録」より引用)





(a) 建物全体の転倒



(b) 建物全体の崩壊

(写真 5.2.1-1) 建物全体の転倒および崩壊

Photo. 5.2.1-1 Buildings collapsed by Overturn and Pancake type collapse



(a) 中間層の崩壊（8階建てSRC造，6階が崩壊）



(b) 下層の崩壊（6階建てRC造，1,2階部分が崩壊）

写真 5.2.1-2 建物の中間層および下層の崩壊

Photo. 5.2.1-2 Collapse of Intermediate floor type and First floor type



## (2) 構造種別による被害状況

建設省建築研究所で行った被害調査データ [5.2.1-4] に基づいて、各構造種別及び建物規模（階数）毎の被害状況をまとめると表 5.2.1-3 のようになる。なお、外観調査では RC と SRC 造の区別がつきにくいので、ここでは RC 造と SRC 造を合わせて RC / SRC 造として示している。調査の結果、無被害の建物は集計から除外している。また、大破あるいは中破した建物の破壊・破損部位を表 5.2.1-4 に示す。なお、被害の判定（大破、中破、小破）基準は、前述した日本建築学会あるいは、日本建築防災協会の被災度判定基準と必ずしも一致していない。

### ① 鉄筋コンクリート（RC）構造および鉄骨鉄筋コンクリート（SRC）構造

表 5.2.1-1 から、神戸の中心的なオフィス街である中央区では、大破した SRC および RC 造の建物の数は、調査建物数（1,626 件）の 12% となっている。また、被害調査を行った阪神間全域（神戸市～尼崎市；調査件数 2,081 件）で大破した SRC / RC 構造物の被害率は、19% である。

表 5.2.1-4 から大破した建物の規模と破壊状況（破壊部位）を見ると、大破した建物のうち、4～6 階建ての建物では下層（1 層）での崩壊が、また 7 階以上の建物では中間層での崩壊が多く見られる。

下層が崩壊した RC 造建物では、1 階がピロティ形式（写真 5.2.1-3），あるいは店舗などで 1 階に壁の少ない構造や壁が偏在した構造計画のものが多い。また、従来の地震でも多く見られた柱のせん断破壊（写真 5.2.1-4）や、柱主筋の座屈（写真 5.2.1-5）あるいは、外壁等の壁のせん断破壊（写真 5.2.1-6）などによっても大きな被害を受けている。

一方、SRC 造建物では、柱脚での鉄骨柱の座屈、非充腹材の鉄骨柱の破壊（写真 5.2.1-7）などが見られる。中間層が崩壊した建物の中には旧基準で設計された中高層の SRC 造が含まれており、従来の地震では余り見られなかった被害である。

表 5.2.1-3 構造種別と被害状況

Table 5.2.1-3 The kind of structures and the extent of damages

構造種別	破壊状況	建物の規模			計
		1～3階	4～6階	7階以上	
RC/SRC造	大破	11	50	33	94
	中破	3	6	12	21
	小破	4	15	27	36
計		18	71	72	151
S造	大破	22	22	10	54
	中破	9	13	4	26
	小破	10	13	10	33
計		41	48	24	113

(建設省建築研究所の調査データを集計、作表した)

表 5.2.1-4 大破あるいは中破した建物の破壊・損壊部位

Table 5.2.1-4 The damaged members in the failed buildings

構造種別	破壊・損壊部位	建物の規模			計
		1～3階	4～6階	7階以上	
RC/SRC造 大破	1階・ピロティ	4	28	7	39
	中間層崩壊		8	20	28
	柱・梁の破壊	2	6	5	13
	傾斜・転倒	1	1	1	3
	ねじれ	2	2		4
計		9	45	33	87
中破	柱・梁の破壊	1	4	7	12
	傾斜・転倒		1		1
	壁			4	4
計		1	5	11	17
S造 大破	1階破壊・崩壊	5	6		11
	接合部	1	2	1	4
	ブレース	6	1	1	8
	柱	3	3	1	7
	柱脚		2	5	7
	傾斜・転倒	5	2		7
計		20	16	8	44
中破	接合部		1		1
	ブレース	1			1
	柱	1	2	1	4
	傾斜	1	1	1	3
計		3	4	2	9

(建設省建築研究所の調査データを集計、作表した)



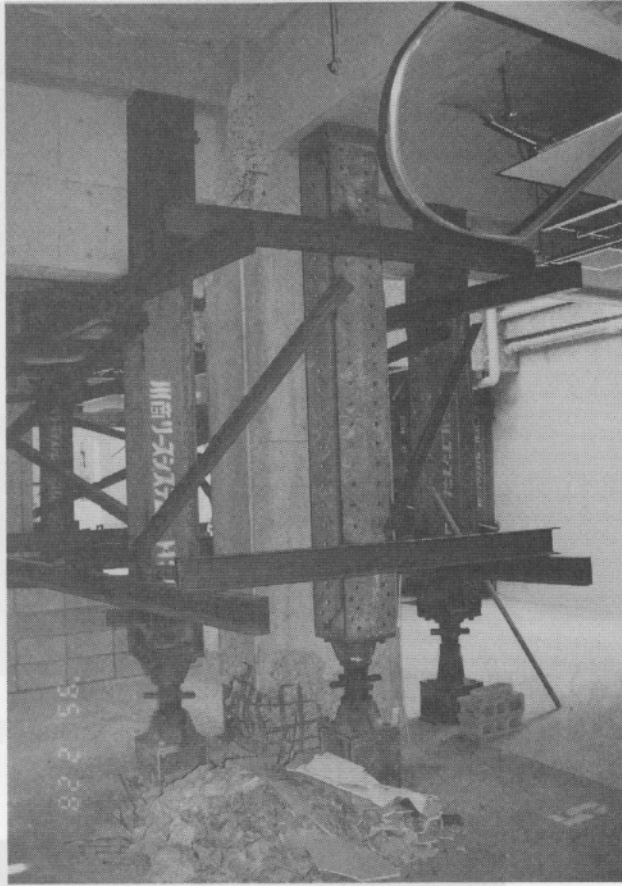
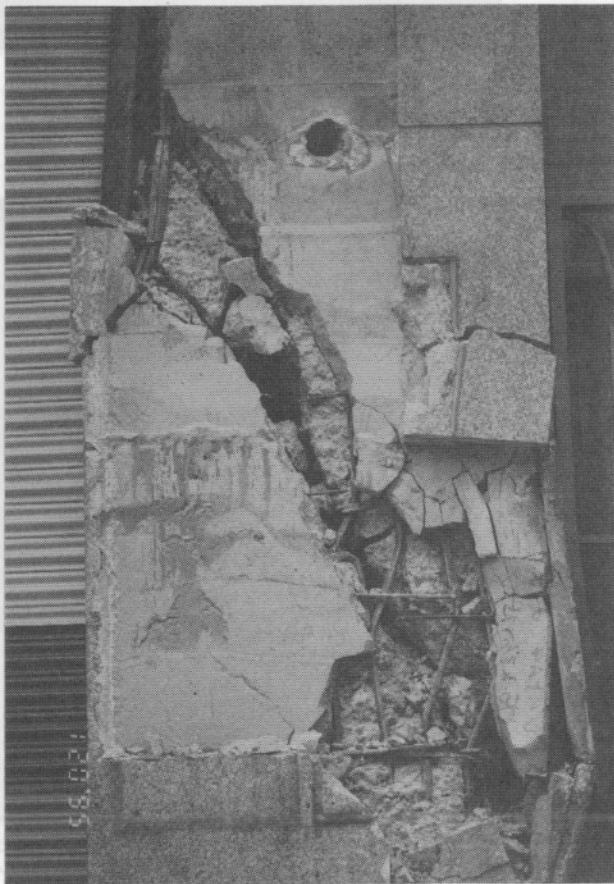


写真 5.2.1-3 ピロティ形式の柱の被害

Photo. 5.2.1-3 The state of RC column failure



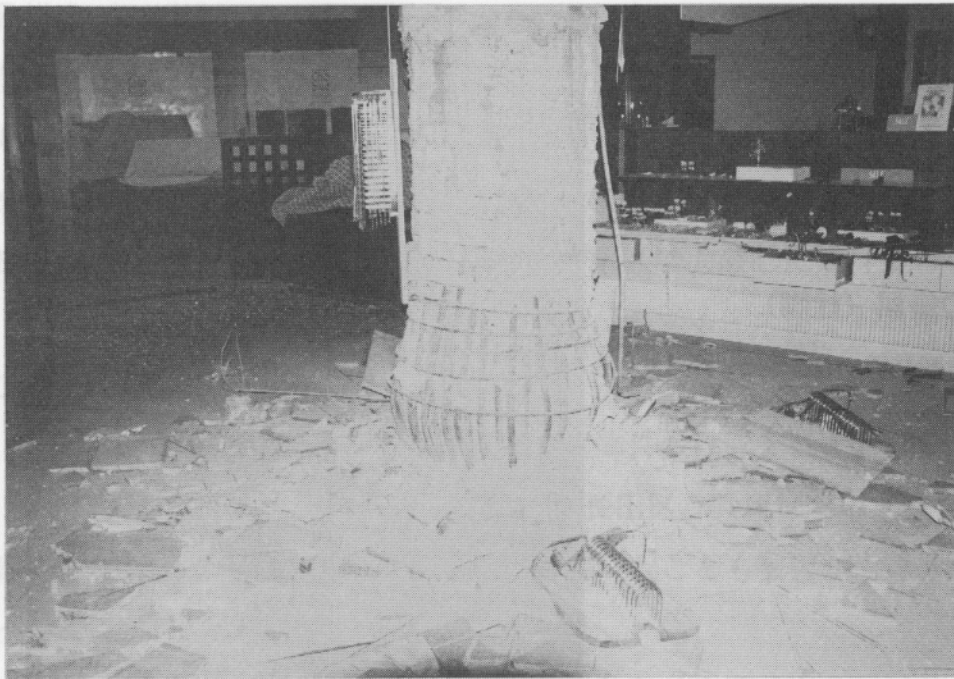
(a) 雑壁・腰壁付きの柱のせん断破壊  
 (5階建てRC造で1, 5階の柱がせん断破壊  
 破壊した柱の直上には機械室が載っている)



(b) 柱のせん断破壊

写真 5.2.1-4 RC造柱のせん断破壊状況  
 Photo. 5.2.1-4 The states of Shear failures (Columns)





(8階建てRC造、4階柱の主筋が外側に提灯座屈している)

写真 5.2.1-5 RC柱主筋の座屈

Photo. 5.2.1-5 The buckling of reinforcement

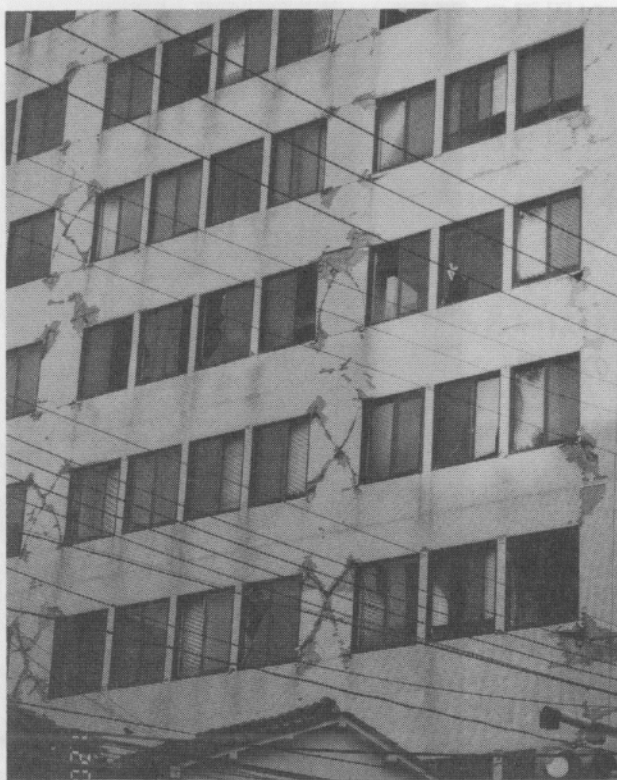


写真 5.2.1-6 外壁のせん断破壊

Photo. 5.2.1-6 Shear failure of external wall

(a) 鉄骨の座屈 (柱脚)

(ウエブ部で破断し、フランジが外側に座屈している。一部主筋が大きく座屈している。)



(b) 鉄骨柱 (ラチス材) の破壊

(9階建てSRC造、3階部分の柱の鉄骨の破断)



柱鉄骨の破断  
(フランジ, 帯板)

写真 5.2.1-7 SRC造の破壊状況  
Photo. 5.2.1-7 Failures of SRC structure building



## ② 鉄骨構造（S構造）

鉄骨造は一般に被覆されているため、被害の全容は未だ明らかでない。ここでは今まで判明している被害について述べる。

表 5.2.1-3 を見ると、鉄骨造の被害は比較的規模の小さな建物（中低層建物）に多い。また、表 5.2.1-1 から、神戸市長田区・兵庫区で大破した鉄骨造の被害率が 57%（被害件数 78 件）と高い。これに対して、オフィス街である中央区では大破した鉄骨造の割合が 15%（被害件数 148 件）と低い。阪神間全域（神戸市～尼崎市）で、大破あるいは中破の被害を受けた建物件数は、それぞれ調査した被災建物（1,325件）の約 20%程度となっている。長田区、兵庫区では、建設後年数を経た工場や事務所等の軽微な建物が多く存在していたことも被害が大きかった原因の一つと考えられる。

過去の地震による S 造の被害の多くは、外・内装材の剥落、あるいは筋かい、アンカーボルトの破断等による建物の変形などである。今回の地震ではこれらの部位以外での破壊・損壊による被害が多く発生している。また、RC 造の上に建てられた S 造が倒壊した例もある。さらに、一部の高層建物においては、柱鉄骨等の母材が破断（写真 5.2.1-13）する被害も生じており、その原因については現在いろいろと検討されている。

今回の地震での鉄骨造の破壊原因を大きく分類すると以下の通りである。

- ① 柱梁接合部又は架構（ラーメン）の剛性あるいは強度不足によるもの（写真 5.2.1-8）。
- ② 柱梁仕口部での溶接の破断（写真 5.2.1-9）あるいは柱脚を含む接合部の破壊によるもの。主として、大きな引き抜き力とせん断力を受けたペンシルビルでの柱脚の破壊が多い（写真 5.2.1-10）。
- ③ ブレースの破断による架構の剛性あるいは強度不足によるもの（写真 5.2.1-11、写真 5.2.1-12）。

[木村耕三]

おつころ、つふつたさ開か未お容

コ（お製観測中）お製さち小の製

お幸害おのお骨幾さ丁お大つお車

(\*)お幸害の車屋（お）お大つおト

(お)お幸害の車屋（お）お大つおト

お幸害の車屋（お）お大つおト

お幸害の車屋（お）お大つおト

(a) 柱梁接合部の損傷

(接合部のシアパネルがせん断降伏し、  
接合部の残留変形も大きくなっている)



お幸害の車屋（お）お大つおト

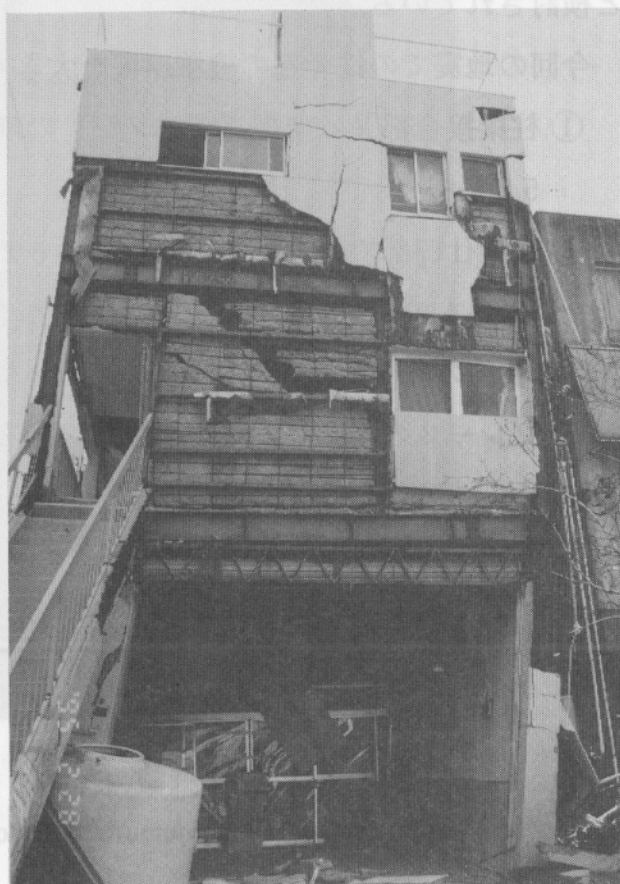
お幸害の車屋（お）お大つおト

お幸害の車屋（お）お大つおト

お幸害の車屋（お）お大つおト

(b) 柱梁接合部の破損による建物の

(接合部の変形によって建物が変形している)



[三層柱木]

写真 5.2.1-8 柱梁接合部の破損  
Photo. 5.2.1-8 Failure of shear panel





(a) 角形鋼管柱とH形鋼梁との溶接部の破断

(b) H形鋼の柱梁仕口部の破断  
(3階建、両方向ラーメン構造の店舗  
建物で、梁は全周すみ肉溶接で接合  
されていた)

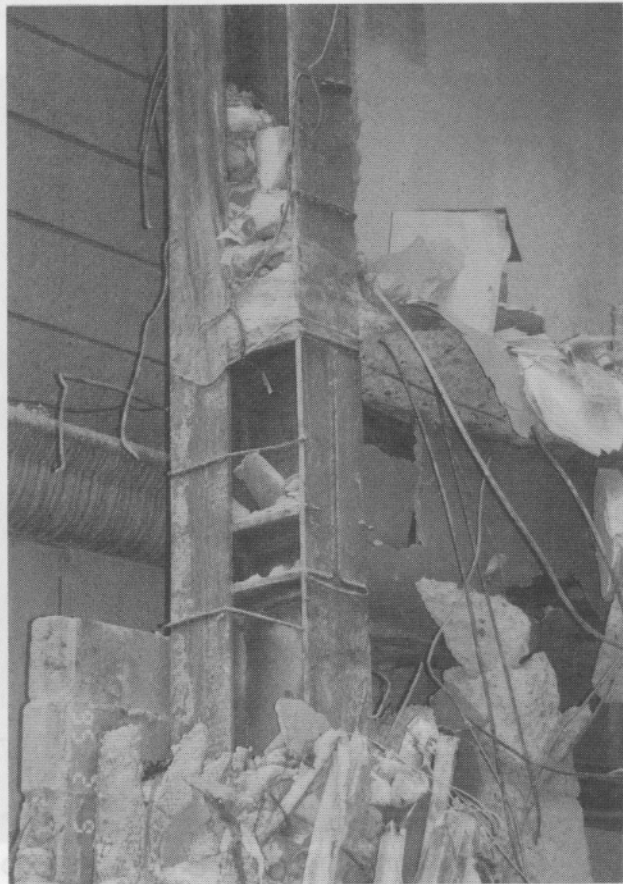
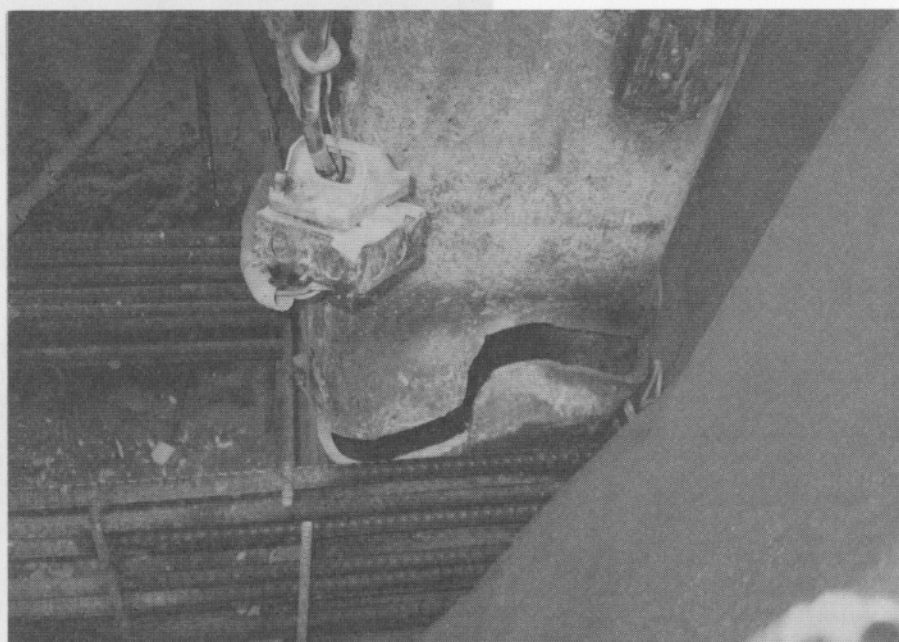
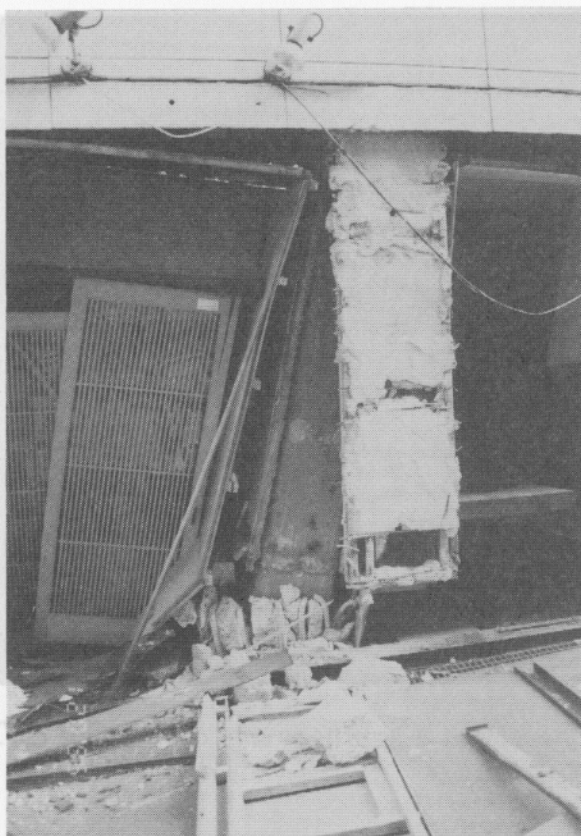


写真 5.2.1-9 柱梁仕口部の破壊状況

Photo. 5.2.1-9 The failure of beam-column conection

(a) 根巻き柱脚の破壊状況

(7階建て、両方向ラーメン構造の  
店舗建物、2階以上の変形は小さく  
1階部分に変形が集中している)



(b) 角形鋼管柱脚の破断

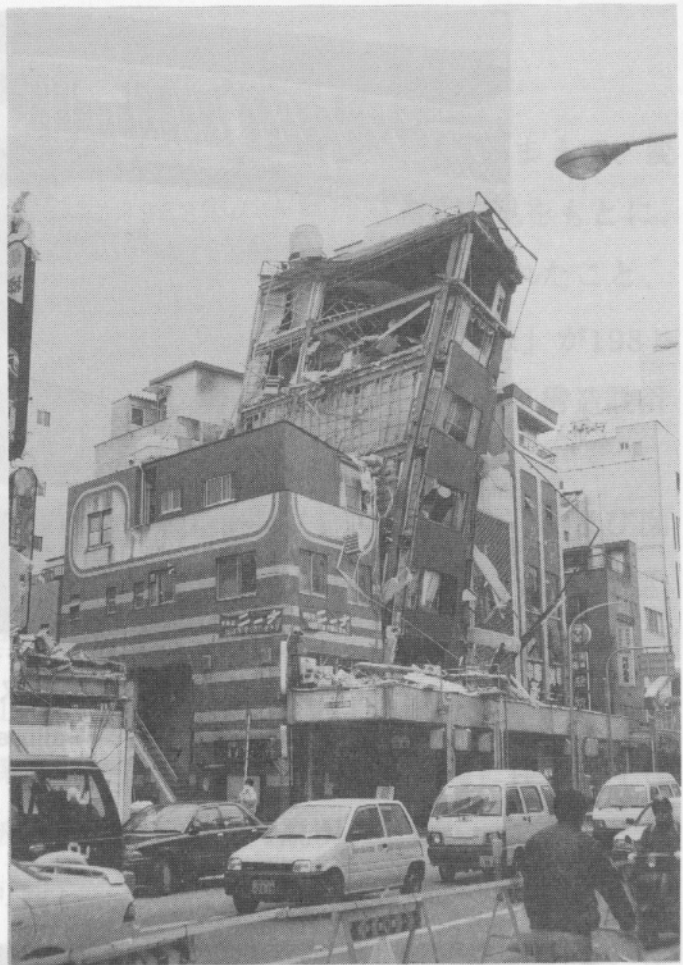
(地上8階建ての建物で、ブレースを受ける1階の基礎に埋め込まれた柱脚で、  
局部座屈の後、引張破断している。周囲のコンクリートを研り取ったところ)

写真 5.2.1-10 鉄骨柱脚の破壊状況

Photo. 5.2.1-10 The failure of steel column base



(3) 耐震  
 (a) 建築  
 日本にお  
 わってきた  
 1971年にR  
 次に、197  
 年に施行さ  
 基準の詳細  
 今回の大



(a) 筋かいの破断による建物の傾斜  
 (7階建て、梁間方向1スパン、桁行方向  
 2スパンで、桁行方向に平鋼を用いた筋  
 かいが設けられたラーメン構造)



(b) ブレースの曲がり

写真 5.2.1-11 ブレース付架構の破壊状況  
 Photo. 5.2.1-11 The failures of steel braced frames

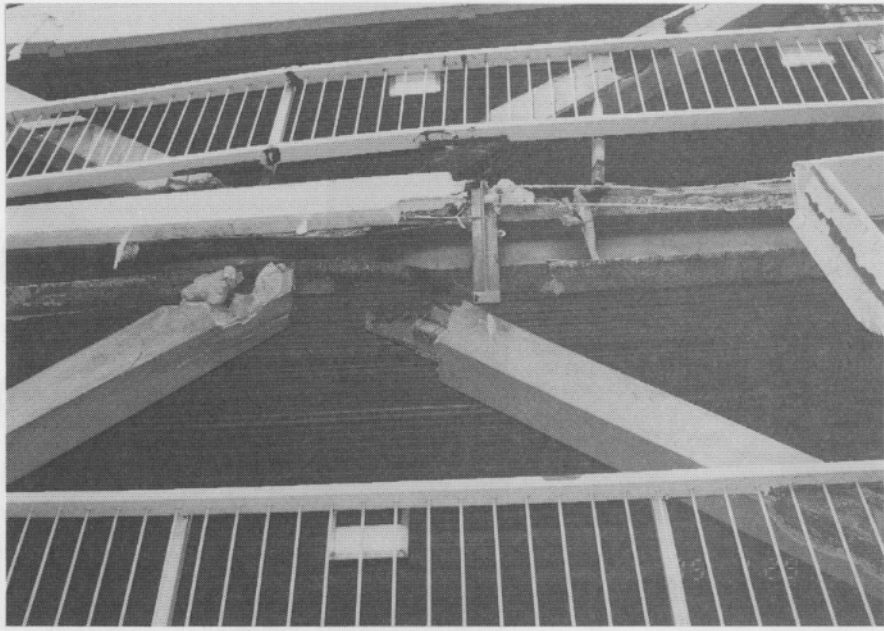


写真 5.2.1-12 ブレースの破断状況

Photo.5.2.1-12 Failure of brace



写真 5.2.1-13 角形鋼管柱の破壊状況

Photo. 5.2.1-13 The failure of box column



### (3) 耐震設計基準と被害との関係

#### (a) 建設年度別の被害状況

日本における建築構造設計基準は、過去幾度かの地震災害の経験を踏まえて、変わってきた。最近のポイントになる改正は、1968年の十勝沖地震の知見をもとに、1971年にRC造柱の帯筋ピッチが300mm以下から100mm以下に改正されたこと、次に、1978年の宮城県沖地震の教訓を踏まえて、現行の「新耐震設計法」が1981年に施行されたことである。次ページの表5.2.1-6に、日本における建築構造設計基準の詳細な変遷を示す。

今回の大震災による建築物の建設年度別による被害状況を、表5.2.1-7、及び図5.2.1-2、3、4、5に示す。これは、3月2日までに応急危険度判定を行なった建築物のうち、神戸市をはじめとする重点被害地域の7市に属し、かつ、木造や戸建て住宅及び小規模建物を除いた当社施工の332件の物件についてまとめたものである。

建物被害と新耐震設計基準との関係を示すために、設計基準の変遷に伴った年代別に集計した。 応急危険度判定の被災度判定ランクの説明

Aランク：立入可能（通常使用可能）

Bランク：立入制限（部分立入禁止又は応急処置必要、出入者名管理必要、使用制限）

Cランク：立入禁止（即刻取り壊し・立て替えを必要とするのではなく、今後の利用にあたっては詳細検討が必要な建物。）

なお、当社施工物件の年代別被災安全度ランクの分布を図5.2.1-5'に示す。

表5.2.1-7 建築物の建設年度別による被害状況

Table 5.2.1-7 Damaged Building Number According to the Constructed Age

危険度判定ランク	Aランク	Bランク	Cランク	合計
1971年以前 (新耐震以前)	58(51%)	22(20%)	32(29%)	112
1972年～80年 (新耐震以前)	48(73%)	8(12%)	10(15%)	66
1981年以降 (新耐震以降)	140(91%)	6(4%)	8(5%)	154
合計	246(74%)	36(11%)	50(15%)	332

表5.2.1-6 日本建築構造基準・規準変遷一覧

Table 5.2.1-6 Transition of Japanese Building Code for Earthquake Resistant Design

'95-02-28

西暦年	建築基準法・施行令変遷 著名地震	基準法・施行令・日本建築学会各規準改訂内容					●建築学会規準	●基準法、施行令	○その他
		構造計算	鉄筋コンクリート構造	鉄骨鉄筋コンクリート構造	鉄骨構造	木構造	木構造	その他構造	
1930 1940 1950	市街地建築物法(1919年) ・関東大震災 (1923年9・1 M=7.9) 建築基準法制定(1950年)		●RC構造計算規準初版(1933年) ●同上改定(1949年)		●S構造設計規準初版(1950年) ●S構造設計規準改定(1953年) ●S構造設計規準改定(1955年)	●木構造計算規準初版(1947年) ●木構造計算規準・同解説改定(1948年)			
1960	建築基準法・施行令改正(1959年)	・多層区域の防風時の応力の組み合わせ追加 ・多層区域での積雪荷重は地方の気象による。	●RC構造計算規準改定(1958年) ・異形鉄筋の末端は原則として、フックは不要の規定の追加。 ・最低Fcの引き上げ90→120kg/cm <sup>2</sup> ・水セメント比の式の削除	●SRC構造計算規準・同解説初版(1958年)	・柱の防火被覆の規定の新設 ・鉄材、溶接部の許容せん断応力度の緩和 ●S構造設計規準改定(1959年)	・木材樹脂区分の改正 ・必要軸組量(壁量)の強化 ・壁率率表の拡充 ・柱の小径の一部強化 ●木構造設計規準・同解説改定(1961年)	・補強コンクリートブロック造の規定の新設		
1970	同法・施行令改正(1964年) 「高層建築技術指針」刊行 ・新潟地震 (1964年6・16 M=7.5) ・十勝沖地震 (1968年6・16 M=7.9) 同法・施行令改正(1971年)	・構造方法に関する補足の規定の新設 ○45m以上の建物に適用 ○地震応答解析を指定 ○耐風計算を規定	●RC構造計算規準改定(1963年)	格子・ラチス形式	●S構造設計規準改定(1967年)		・岬壁に関する規定の新設		
1980	・宮城県沖地震 (1978年6・12 M=7.4) 同法・施行令改正(1981年) —新耐震設計法—	・靱性の必要性の規定の新設 ・基礎に関する規定の新設 ・振動障害の検討の規定の新設 ・地盤の許容耐力の整理	・型枠及び支柱の取り外しの基準 ・帯筋間隔強化30→15cm(一部10) ・床版の規定の新設 ●RC構造計算規準改定(1971年) ●RC構造計算規準改定(1975年)	●SRC構造計算規準・同解説改定(1975年) 格子・ラチス形及び充臍形	●S構造設計規準改定(1970年) ・ボルト接合可能な建物の規制緩和 ・ボルト孔のあそびの緩和 ・錆止め塗料の塗布規定の削除	・基礎の強化(一体コンクリート造とする。) ・有効細長比制限新設(150以下) ・風圧力に対する必要軸組量新設 ・継手、仕口のボルト締めにおける所要の座金の使用規定の新設 ・防虫・防蟻措置の新設 ●木構造設計規準・同解説改定(1973年)	・組積造について ・基礎の強化 ・へいの高さの規制の強化(3m→2m) ・補強コンクリートブロック造のへいの構造、高さ制限の規定の新設(3mまで)		
1990	建築基準法改正(1987年) —木造建築物の規制緩和—	・EXP. IIは別建物と見なせる規定 ・適用範囲を60m以下とする規定 ・60m以上は大匠認定の規定 ・二次設計の規定の新設 ・風圧力の緩和 ・地震力の設定の規定 ・保有耐力計算導入による材料強度の規定の新設 ・F値の導入	●RC構造計算規準改定(1979年) ・柱帯筋比規定の新設(0.2%以上) ・耐力壁の規定の新設 ●RC構造計算規準改定(1982年)	●SRC造についての規定の新設 充臍形	・高力ボルト接合の規定の新設	・木材の樹種の整理 ・軟弱地盤の於ける基礎の強化 ・必要軸組量の強化 ・見つけ面積の計算方法の変更	・屋上突出物等に関する規定の新設 ・組積造について ・軟弱地盤の於ける基礎の強化 ・へいの高さの規定の強化(2m→1.2m) ・補強コンクリートブロック造のへいの高さの強化(3m→2.2m) ●免震構造設計指針(1989年)		
1995	同法・施行令改正(1993年) ・三陸はるか沖地震 (1994年12・28 M=7.6) ・兵庫県南部地震 (1995年1・17 M=7.2)		●RC構造計算規準改定(1987年) ●RC構造計算規準改定(1991年)	●SRC構造計算規準・同解説改定(1987年) 充臍形	●木構造設計規準改定(1987年)	・大断面の集成材を用いた建築物の特例規定 ・木構造の技術基準の新設 ・軟弱地盤区域の於ける布基礎の構造の合理化 ・3階建て木造建築物の柱の小径の基準の合理化 ●木構造計算規準・同解説改定(1988年) ●木質構造設計規準・同解説改定(1994年)			



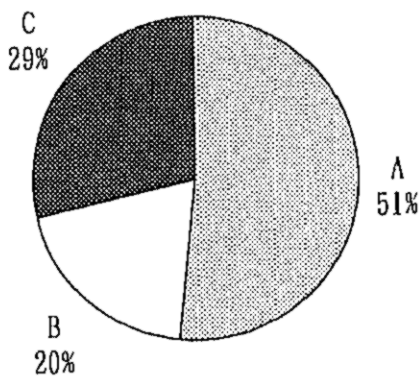


図5.2.1-2

1971年以前の建築物（新耐震以前）

Fig.5.2.1-2 Buildings Constructed Before 1971

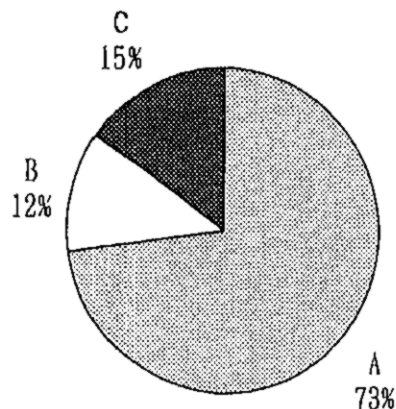


図5.2.1-3

1972年～80年以の建築物(新耐震以前)

Fig.5.2.1-3 During 1972～1980

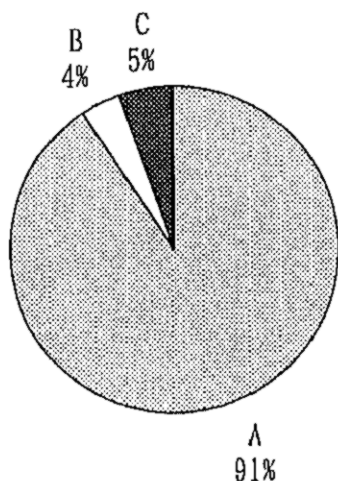


図5.2.1-4

1981年以降の建築物（新耐震以降）

Fig.5.2.1-4 After 1981

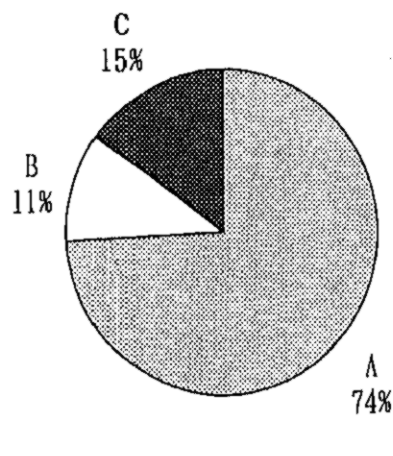


図5.2.1-5

全建築物

Fig.5.2.1-5 Total Building

構造設計基準改正の年代別にB、Cランクの割合を見ると、Cランクが1971年以前は29%なのに対して1972年から1980年は15%、1981年以降（新耐震以降）は5%と激減している。同様に、Bランクについても、29%から15%、そして5%と激減しているのがわかる。

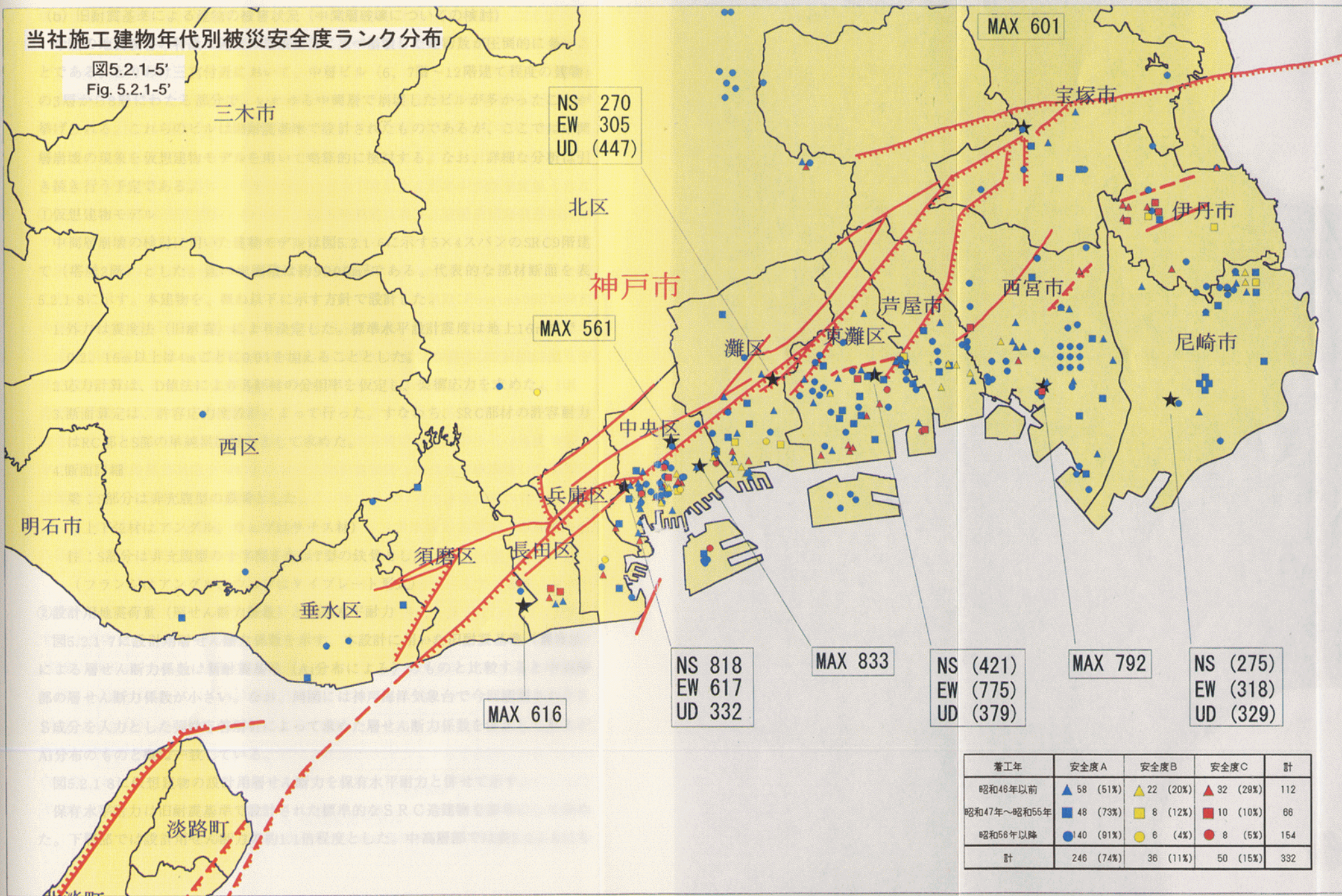
[設計技術部：水田幹夫、後閑章吉、福田俊策]

[設計工事監理部：成島繁好]



当社施工建物年代別被災安全度ランク分布

図5.2.1-5'  
Fig. 5.2.1-5'



着工年	安全度A	安全度B	安全度C	計
昭和46年以前	▲ 58 (51%)	▲ 22 (20%)	▲ 32 (29%)	112
昭和47年～昭和55年	■ 48 (73%)	■ 8 (12%)	■ 10 (10%)	66
昭和56年以降	● 140 (91%)	● 6 (4%)	● 8 (5%)	154
計	246 (74%)	36 (11%)	50 (15%)	332



## (b) 旧耐震基準による建物の被害状況（中間層破壊についての検討）

今回の地震被害の特徴は過去の地震被害に比べ崩壊した建物数が圧倒的に多いことである。とりわけ三宮付近において、中層ビル（6、7階～12階建て程度の建物）の3層から8層にわたる部分で、いわゆる中間層で崩壊したビルが多かったことが挙げられる。これらのビルは旧耐震基準で設計されたものであるが、ここでは中間層崩壊の現象を仮想建物モデルを用いて略算的に検討する。なお、詳細な分析は引き続き行う予定である。

### ①仮想建物モデル

中間層崩壊の検討に用いた建物モデルは図5.2.1-6に示す5×4スパンのSRC9階建て（塔屋2階）とした。延べ床面積は約9000m<sup>2</sup>である。代表的な部材断面を表5.2.1-8に示す。本建物を、概ね以下に示す方針で設計した。

- 1.外力は震度法（旧耐震）により決定した。標準水平設計震度は地上16mまで0.2、16m以上は4mごとに0.01を加えることとした。
- 2.応力計算は、D値法により各部材の分担率を仮定し、架構応力を求めた。
- 3.断面算定は、許容応力度設計によって行った。すなわち、SRC部材の許容耐力はRC部とS部の単純累加耐力として求めた。
- 4.断面詳細

梁：S部分は非充腹型の鉄骨とした。

（上下弦材はアングル、ウェブはラチス材）

柱：S部分は非充腹型の十字型またはT型の鉄骨とした。

（フランジはアングル、ウェブはタイプレート形式）

### ②設計用地震荷重（層せん断力係数）と保有水平耐力

図5.2.1-7に設計用層せん断力係数を示す。本設計に用いた旧耐震基準（震度法）による層せん断力係数は新耐震基準（ $A_i$ 分布による）のものと比較すると中高層部の層せん断力係数が小さい。なお、同図には神戸海洋気象台で今回観測されたNS成分を入力とした弾性応答解析によって求めた層せん断力係数を併記してあるが、 $A_i$ 分布のものと概ね一致している。

図5.2.1-8に仮想建物の設計用層せん断力を保有水平耐力と併せて示す。

保有水平耐力は旧耐震基準で設計された標準的なSRC造建物を参考にして決めた。下層部では設計用せん断力の約1.1倍程度とした。中高層部では表5.2.1-8にも

示すように、施工上の必要最小断面を確保するため、保有水平耐力が設計用せん断力をかなり上回る結果となる。

### ③地震応答解析

地震応答解析は、仮想建物のY方向（図5.2.1-6参照）とZ（鉛直）方向を図5.2.1-9に示すような9質点の等価せん断型串団子モデルに置換して行った。水平1次周期は0.76秒、上下1次周期は0.11秒である。減衰はいずれも初期剛性比例型とし、減衰定数を4%とした。図5.2.1-10に解析モデルの復元力特性を示す。ループ則は柱降伏型を想定して原点指向型とした。Z方向は弾性モデルである。

地震波は表5.2.1-9に示すようにように神戸海洋気象台で観測されたNS：818cm/sec<sup>2</sup>、UD：332cm/sec<sup>2</sup>の地震波を、NS方向は50kin相当の446cm/sec<sup>2</sup>、UD方向は300cm/sec<sup>2</sup>に規準化して用いた。

図5.2.1-11に水平地震動入力時の応答層間変形を層の降伏変形で規準化したものを、図5.2.1-12に各層の塑性率の推移を示す。中間層が極めて早期に塑性化する。

図5.2.1-13に、応答層せん断力と層間変形との関係を示す。中層部が低層部や高層部と比較して損傷が進んでいることがわかる。この解析モデルでは5層部の損傷が最も大きい。この位置は設計せん断力に比べ保有水平耐力が相対的に最も小さい4層の1つ上の層にあたる。旧耐震で設計された建物は一般に柱降伏型になりやすく、かつ柱の靱性能も小さい。したがって、先に層降伏した中間の1つの層に塑性変形が集中しやすく、結果的にはその層で脆性的に層崩壊すると考えられる。図5.2.1-11から推定すると、層崩壊した時刻は揺れ始めから極めて早い時期（数回の繰り返し振動）であったと推定される。

図5.2.1-14に上下動入力時の5階とR階の応答加速度を示す。R階の応答加速度は入力加速度の3倍程度である。図5.2.1-15に上下動による柱の軸応力度変動を示す。概ね±15kgf/cm<sup>2</sup>の範囲で推移していることがわかる。図5.2.1-16に上下動（線形）、水平動（非線形）に伴う転倒モーメントおよび自重の3者による隅柱脚部（2軸入力を考え水平動に伴う応力度のみ√2倍）のトータル軸応力度を、図5.2.1-17に同時刻の層せん断力を示す。これらの図および図5.2.1-15の結果を考慮すると、仮想建物では水平変形に伴う軸応力度変動が支配的で、軸応力度のピークがせん断力のピークとほぼ一致している。一般に、高軸力下では柱の靱性が低下し、軸力が低下すると耐力が低下する傾向が見られ、これも層崩壊の一因と考えられる。



#### ④層崩壊の原因推定

以上、中間層崩壊の原因を簡単なモデルで検討した。現状では推定の域を出ないが、その原因と考えられる点を以下に示す。

・水平方向の地震力が設計用外力より圧倒的に大きく、特に固有周期が0.7~1.0秒程度の建物（6，7階~12，13階建て）には、3章に示した応答スペクトルからも明らかなように非常に大きな地震エネルギーが作用したこと。

・旧耐震の震度法では建物上層部での設計用水平地震力の割増率が小さく、そのため高さ方向で部材断面や配筋量の変化が大きい傾向にあり、結果的に高さ方向に関する剛性および耐力分布の不連続性を招きやすかったこと。

・旧耐震ではねばりという概念が欠如しており靱性に乏しい部材が使用されていたこと。

・崩壊メカニズム（過大な力が作用したとき、どの部材がどう壊れるか）の検討が十分なされていなかったため、柱降伏ひいては任意の一つの層での柱崩壊になりやすい設計であり、建物全体としても靱性に乏しかったこと。

尚、上下動の影響も小さくはなかったと思われるが、今回の略算では水平動による軸力変動が大きい結果となった。また、この仮想建物では高次モード（作用地震力が上層部と下層部で逆になるような振動）の影響は少なかったが、崩壊した建物には高次モードの影響もあったと思われる。

[鈴木哲夫、佐野剛志]

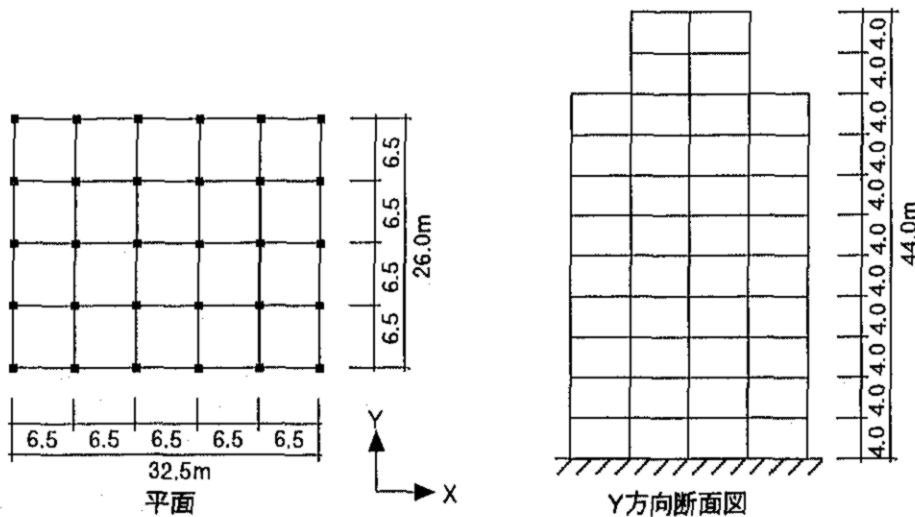


図5.2.1-6 仮想建物モデル  
Fig.5.2.1-6 Idealized Model Building

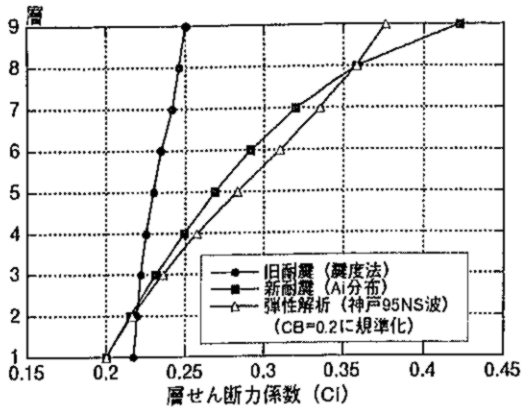


図5.2.1-7 設計用層せん断力係数  
Fig.5.2.1-7 Design Shear Coefficient

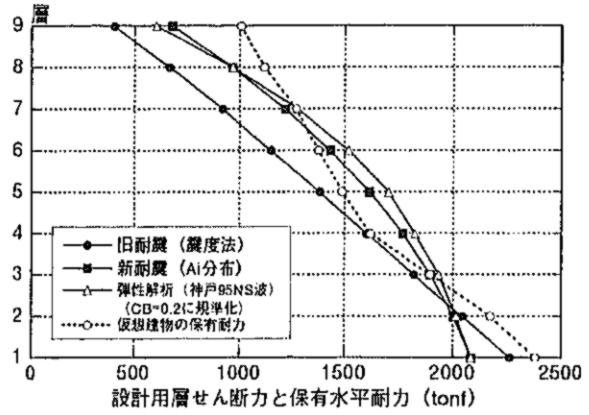


図5.2.1-8 設計用層せん断力と保有水平耐力  
Fig. 5.2.1-8 Design Shear Force and Ultimate Strength

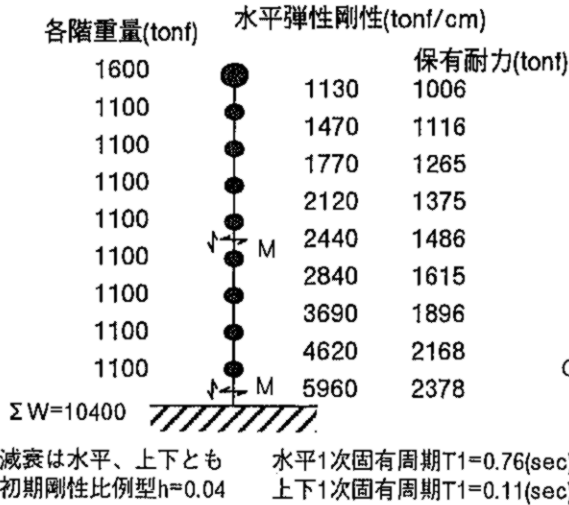


図5.2.1-9 地震応答解析モデル  
Fig.5.2.1-9 Calculated Model

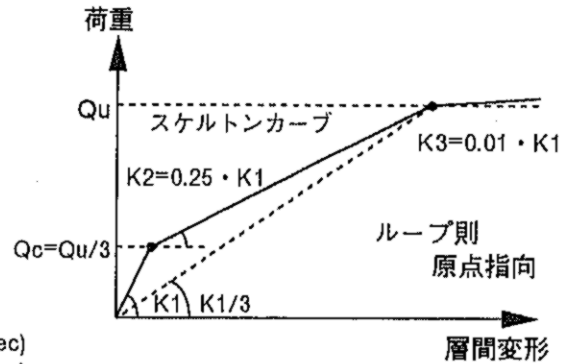


図5.2.1-10 復元力特性モデル  
Fig. 5.2.1-10 Load-Deflection Relationship

表5.2.1-8 代表的な部材断面  
Table 5.2.1-8 Typical Members

層	中柱 タテ×ヨコ(cm)	大梁 幅×高さ(cm)
9	60×60	40×70
8	60×60	40×70
7	70×70	40×70
6	70×70	40×70
5	75×75	45×70
4	75×75	45×70
3	80×80	45×70
2	80×80	45×70
1	80×80	45×90

表5.2.1-9 入力地震波と解析手法  
Table 5.2.1-9 Input Earthquake Wave

	水平動解析	上下動解析
入力地震波	神戸95NS波 446gal (50cm/sec)	神戸95UD波 300gal
解析手法	非線形解析	線形解析

(地震波観測地：神戸海洋气象台)



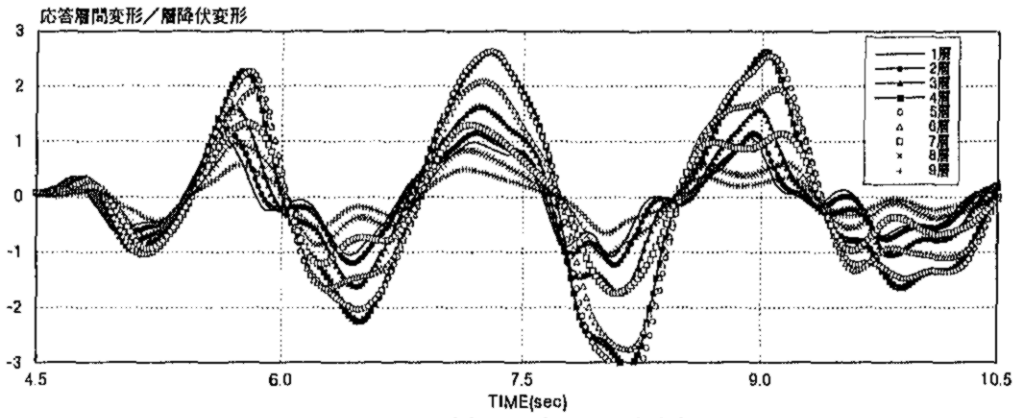


図5.2.1-11 応答層間変形/層降伏変形  
Fig. 5.2.1-11 Story Drift/Story Yielding Deformation

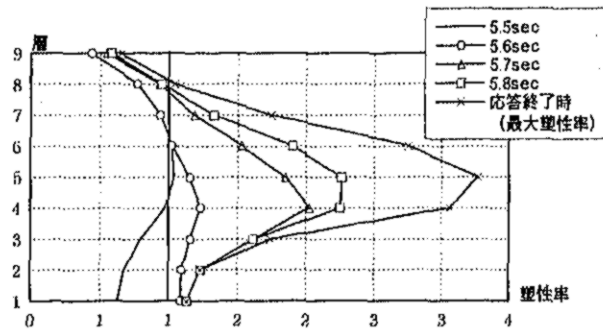


図5.2.1-12 塑性率の推移  
Fig. 5.2.1-12 Transition of Ductility Factors

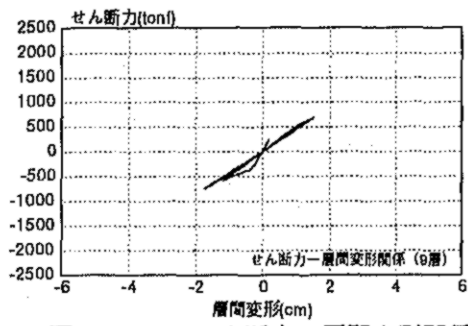
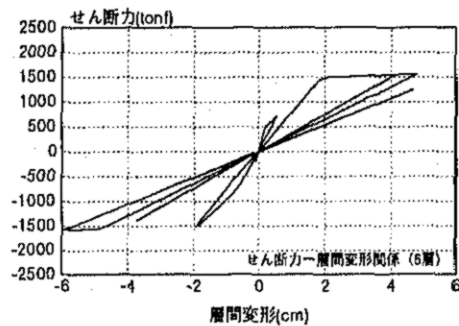
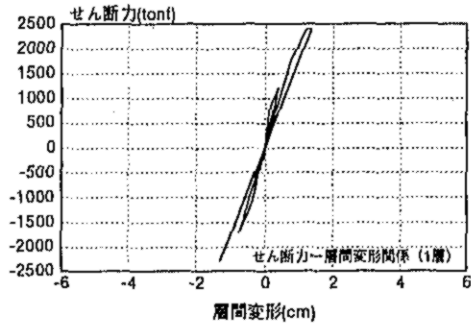


図5.2.1-13 せん断力一層間変形関係  
Fig. 5.2.1-13 Relationships between Shear Force and Story Drift

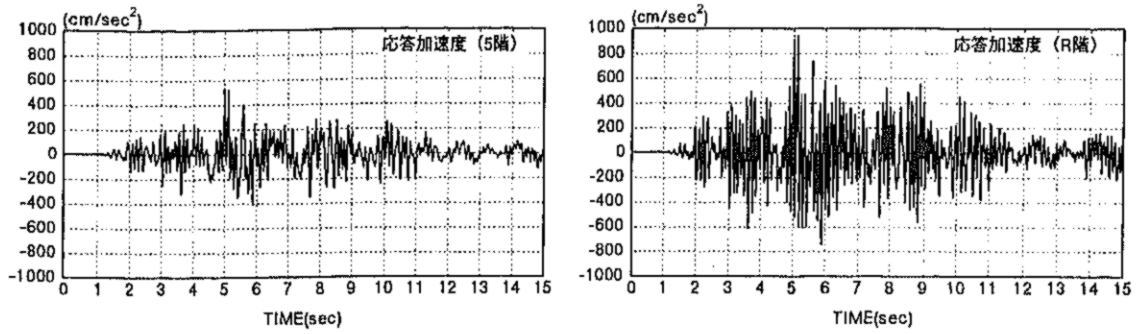


図5.2.1-14 上下動入力時の応答加速度  
Fig. 5.2.1-14 Vertical Response Acceleration in case of Vertical Input Motion

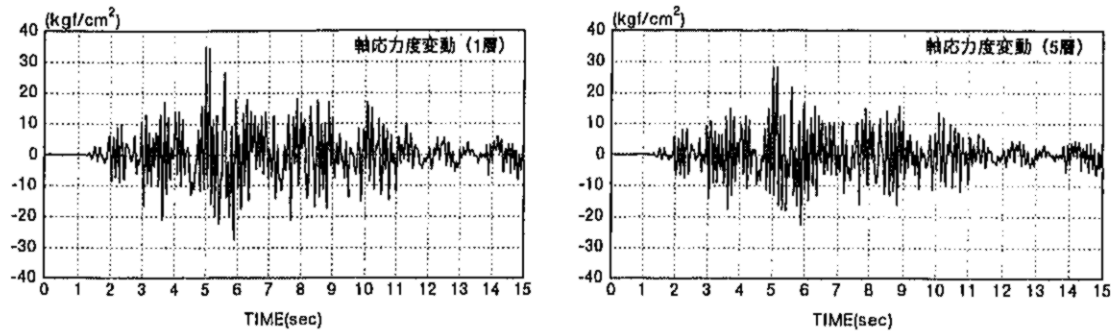


図5.2.1-15 上下動入力時の軸応力度変動  
Fig. 5.2.1-15 Axial Response Stress in case of Vertical Input Motion

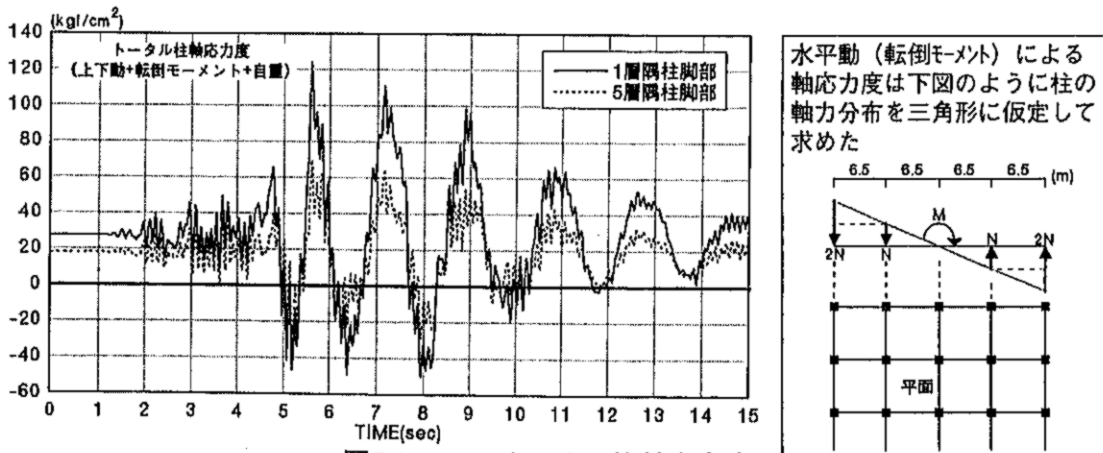


図5.2.1-16 トータル柱軸応力度  
Fig. 5.2.1-16 Total Axial Response Stress

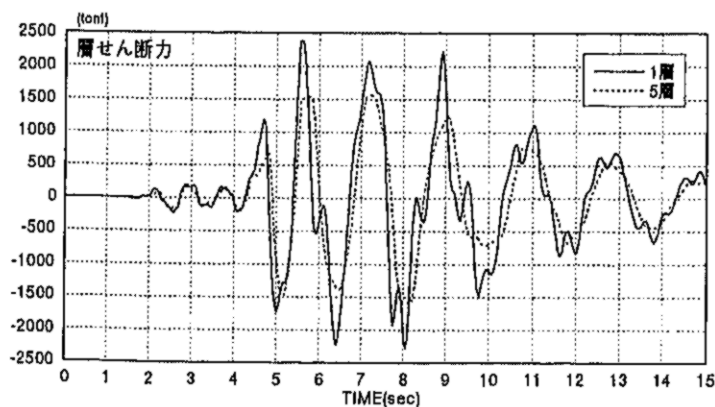


図5.2.1-17 層せん断力  
Fig. 5.2.1-17 Story Shear Force Response



(c) 新耐震設計法による建物の被害状況

(a) で示したように、新耐震設計法による建物で、当社で行なった応急危険度判定によって

Bランクに判定された建物は6物件、Cランクは8物件である。Aランクは91%となり、新耐震以前のAランク59.5%と顕著な差異を示している。

Bランク、Cランクの建物は建設省作成の「観測された最大加速度分布図」にプロットすると、1物件を除いて何れも、震度7の地域に位置している。

地盤条件も沖積地盤であり、この地域の加速度の増幅が大きかったようである。Cランクの構造種別は、RC造1物件、S造7物件である。

RC造の建物は、写真5.2.1-14、15でわかるように中間階の一部の柱が曲げ降伏している。RC造の建物によく見られるせん断亀裂は生じていない。その他の階は一部の柱に曲げひび割れを生じているだけである。

S造の建物の被害状況は、以下の2タイプに分類される。

- ①液状化によって地盤が変動し、基礎部分が損傷をうけ建物の傾斜を生じた建物  
(上部構造に損傷は認められない) ..... 2物件
- ②一部の梁フランジが降伏または破断した建物 (写真5.2.1-16、17)  
..... 5物件

新耐震設計法による建物で崩壊に至った建物は、調査した段階では認められなかった。新耐震以前の建物と比較して、丈夫であったと判断できる。

これは新耐震設計法の特徴である、二次設計の目標を達成していると思われる。

※二次設計： 建物の耐用年限中に一度遭遇するかも知れない大地震（震度VIに相当、最大入力加速度300～400ガル）に対して、建築物に被害が生じても、崩壊に至らず、人命の安全を確保する。

今回の地震において、Cランクの建築物の所在する地域の観測された最大加速度は、500ガル～830ガル程度であり、上記の二次設計における大地震の加速度の1.5倍～2倍の大地震であった事が推察できる。

[設計技術部：水田幹夫、後閑章吉、福田俊策]

[設計工事監理部：成島繁好]

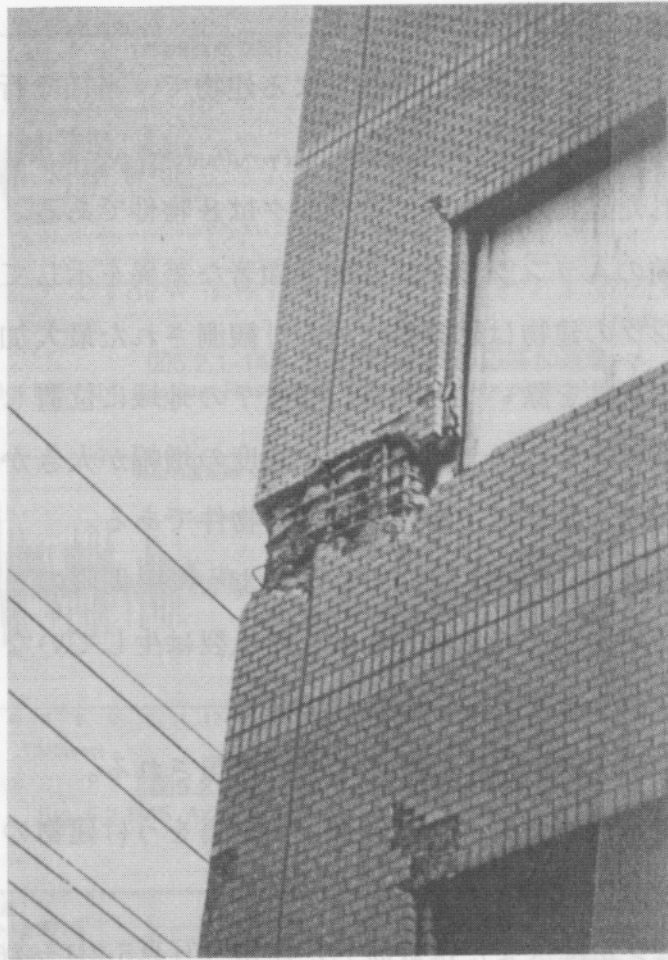


写真5.2.1-14 RC造柱曲げ降伏例（全景）

Photo 5.2.1-14 Flexural Yielding of Column

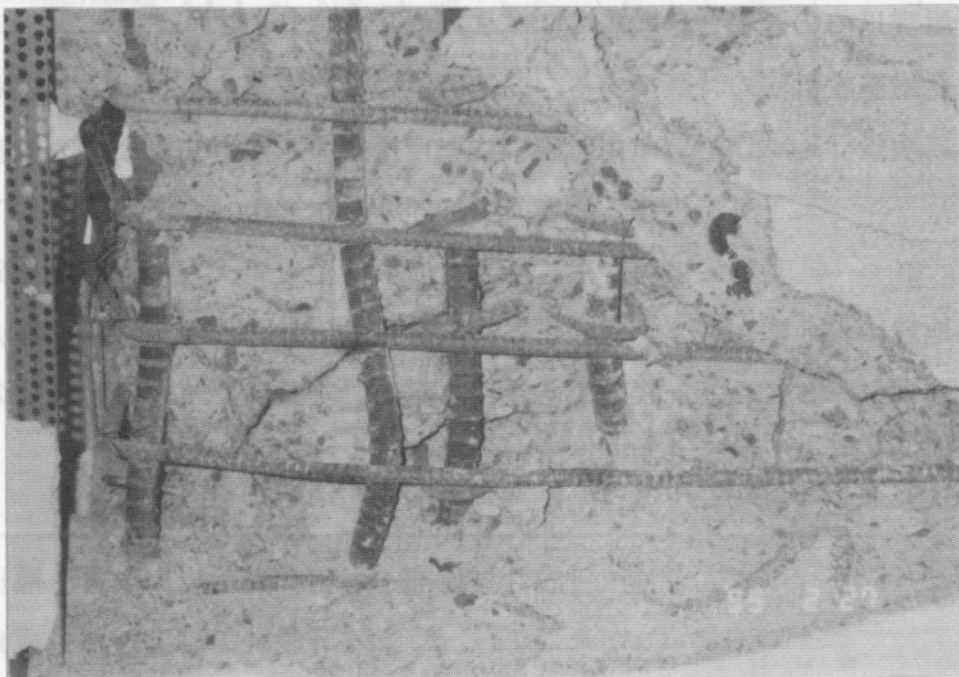


写真5.2.1-15 RC造柱曲げ降伏例（詳細）

Photo 5.2.1-15 Flexural Yielding of Column (Detail)



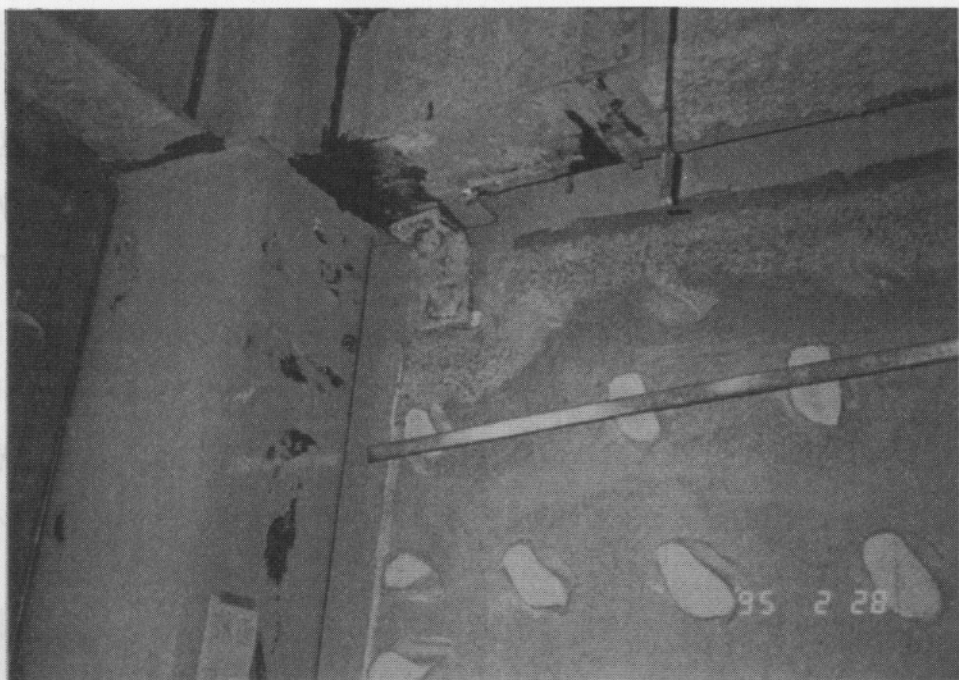


写真5.2.1-16 鉄骨造梁降伏例 (その1)  
 Photo 5.2.1-16 Yielding of Steel Girder (No.1)

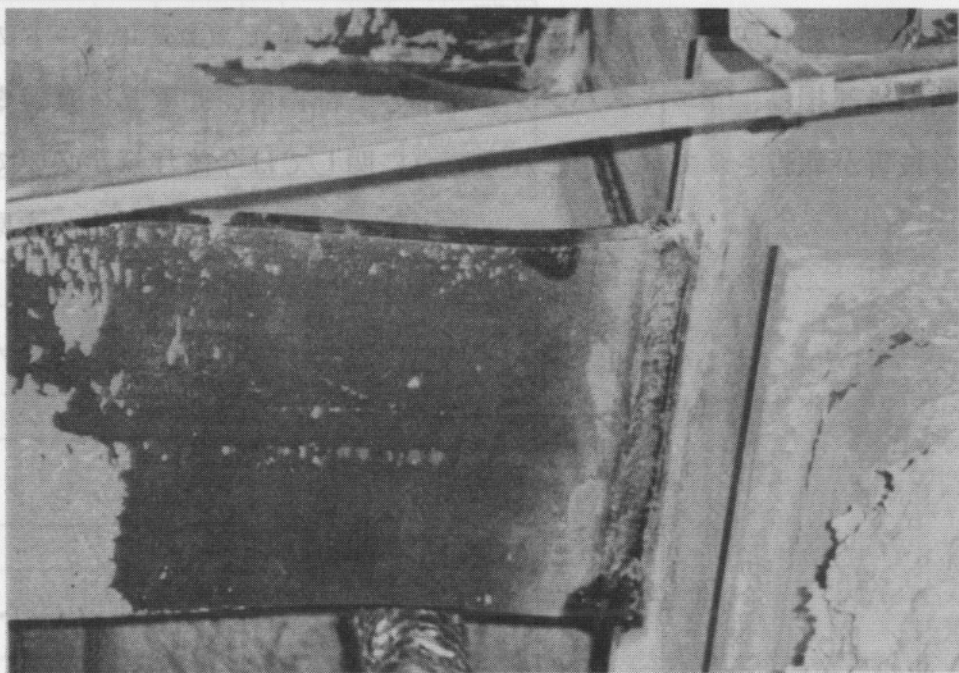


写真5.2.1-17 鉄骨造梁降伏例 (その2)  
 Photo 5.2.1-17 Yielding of Steel Girder (No.2)

図5.2.1-18 大阪市内のRC造41階建て建物の応答  
 Fig. 5.2.1-18 Measured and Simulated Responses of 41 Story Building

#### (4) 新技術・新構法による建築物の被害状況

##### (a) 超高層および高層ビル

高さ100mを越す超高層ビルは柔構造のため、三宮付近においても構造躯体および外装も含め、ほとんど無被害であった。地震直後に撮った建物の状況を写真5.2.1-18に示す。

15階から25階建て程度の高層ビルに関しては、芦屋市に建つS造集合住宅で一部損傷が報告されており[5.2.1-4]、今後、詳細な分析が必要である。しかし、その他の高層ビルに関しては概ね構造躯体は健全であったようである。超高層および高層ビルは地震時の動的挙動が設計に反映されており、今回、その設計法の有効性が証明されたと言える。

図5.2.1-18には大林組で設計・施工した大阪市に建つ41階RC造集合住宅での観測波形と設計時の諸元を用いた計算波形とを比較して示した。両者は非常によく一致している。同図には神戸海洋気象台で観測された地震動（原波）を入力した時の応答予測結果も併記してあるが、最大級の地震動に対しても層間変形角は約1/200程度であり、建物はほぼ健全であったと推定される。

構造躯体および外装の被害が小さかった一方で、大阪市を中心として実施した電話によるヒアリング調査によれば、超高層および高層ビルでも①停電によるエレベーターの停止、②間仕切壁や壁の仕上げ部の一部ひび割れ、③天井ボードの一部落下、④内装の一部損傷、⑤エキスパンション部の一部損傷、⑥家具・食器などの破損、などの被害が報告されている。これらの点に関しては今後注意が必要である。

[鈴木哲夫、永原克己]

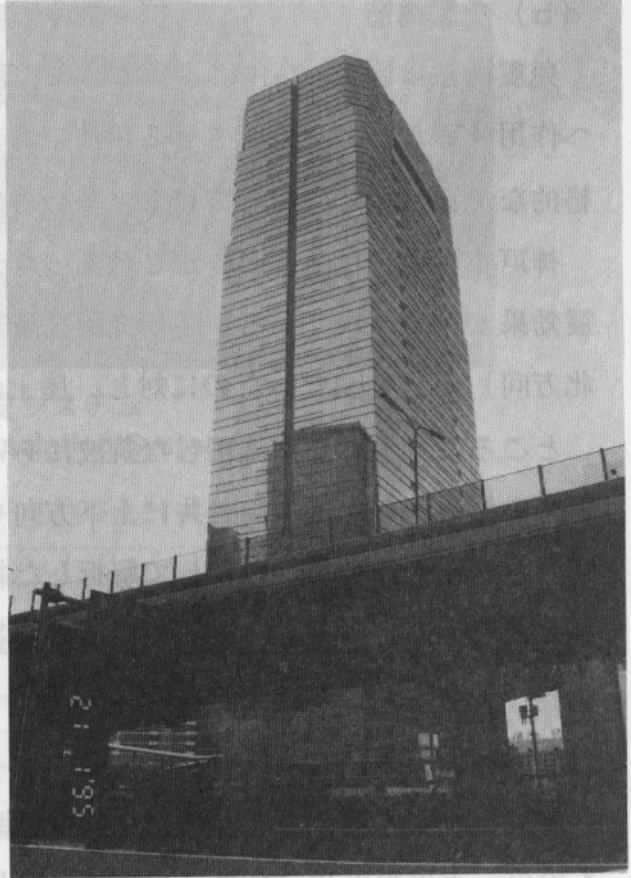
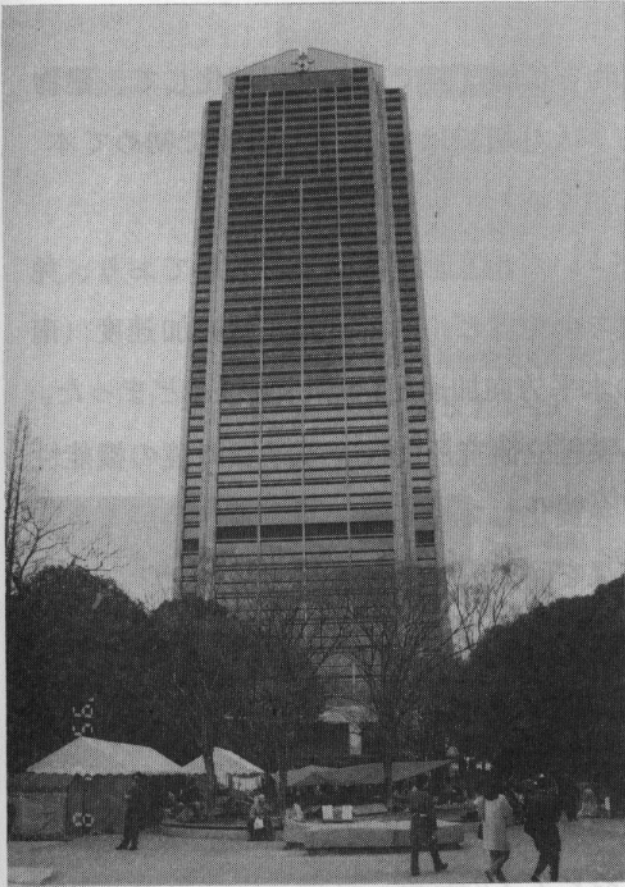
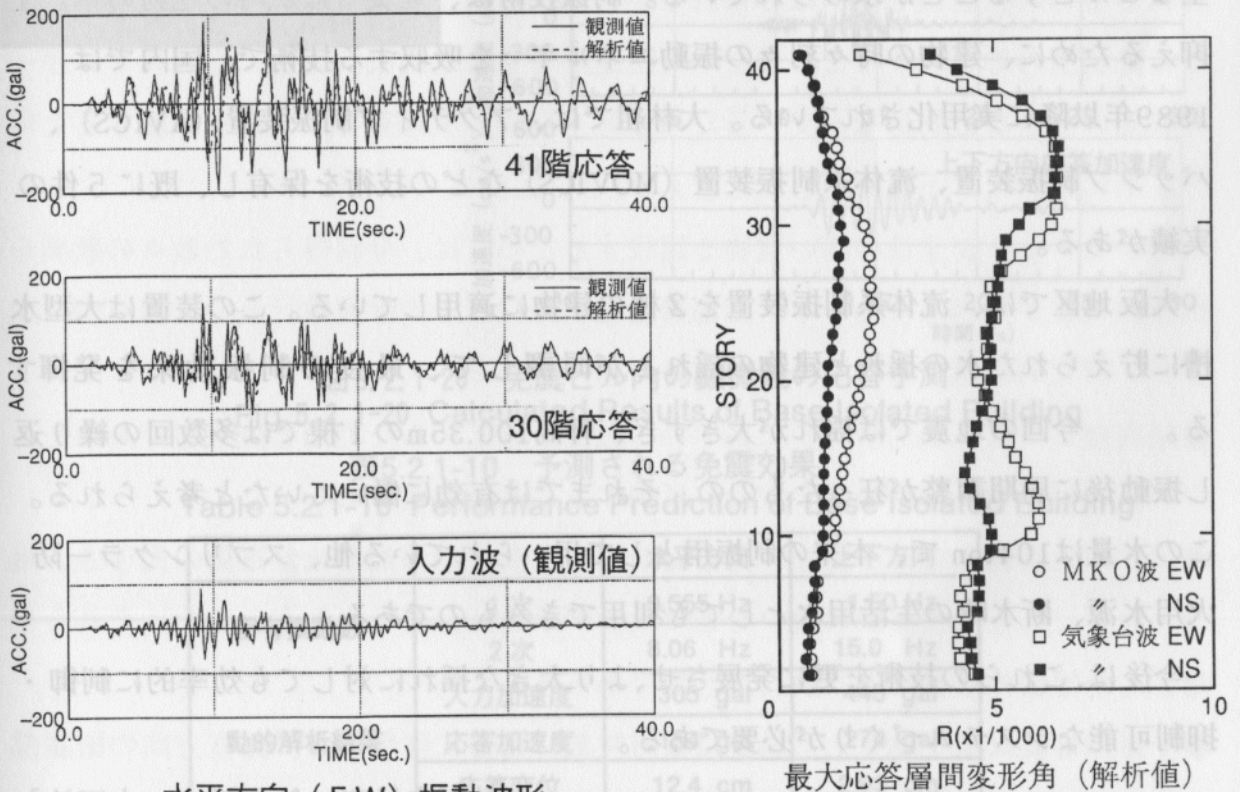


写真5.2.1-18 地震後の超高層建物  
Photo 5.2.1-18 Super High-rise Building after the Earthquake.



水平方向 (EW) 振動波形

最大応答層間変形角 (解析値)

図5.2.1-18 大阪市内のRC造41階建て建物の応答

Fig. 5.2.1-18 Measured and Simulated Responses of 41 Story Building



## (b) 免震構造

免震構法は図5.2.1-19に示すように、建物を積層ゴムで支え長周期化して、建物へ作用する地震力を低減させる手法である。大林組では1986年に日本で初めて本格的な免震ビルを建設して以来、多数の実績を有している。

神戸市付近には免震ビルが2棟あったが、いずれも地震観測が行われており、免震効果が確認されている。某研究所3階建ての免震ビルでは、水平地動加速度（南北方向）が274galだったのに対し、屋上の水平方向加速度は196galにとどまった。

ところで、大林組が施工した筑波にある某国立研究所では、電子顕微鏡の機能性保持の観点から水平方向と共に上下方向も免震化している。このビルに神戸大学で観測された地震動を入力として解析した結果を図5.2.1-20、表5.2.1-10に示す。水平および上下方向とも、電子顕微鏡の応答値は地動加速度よりも低減されており、免震ビルの有効性が確認できる。

## (c) 制振技術

前述したように、高層、超高層ビルに倒壊などの構造的な大きな被害はなかったものの、上層の階での揺れは大きく、家具やピアノの移動、転倒被害は多発した。

超高層ビルや高層マンションなどでは、激しい地震でも、揺れを抑制しかつ、安全なビルとすることが求められている。制振技術は、地震や強風時の建物の揺れを抑えるために、建物の時々刻々の振動エネルギーを吸収する技術で、国内では1989年以降に実用化されている。大林組では、アクティブ制振装置（AVICS）、パッシブ制振装置、流体系制振装置（MOVICS）などの技術を保有し、既に5件の実績がある。

大阪地区では、流体系制振装置を2棟の建物に適用している。この装置は大型水槽に貯えられた水の揺れと建物の揺れとが同調して、最良の制振効果を発揮する。今回の地震では揺れが大きすぎ、軒高100.35mの1棟では多数回の繰り返し振動後に周期調整が狂ったものの、それまでは有効に働いていたと考えられる。この水量は104tonで、本来の制振用として用いられている他、スプリンクラー防火用水源、断水時の生活用水としても利用できるものである。

今後は、これらの技術を更に発展させ、より大きな揺れに対しても効率的に制御・抑制可能なシステムづくりが必要である。

[寺村彰、鈴木哲夫、吉田治]

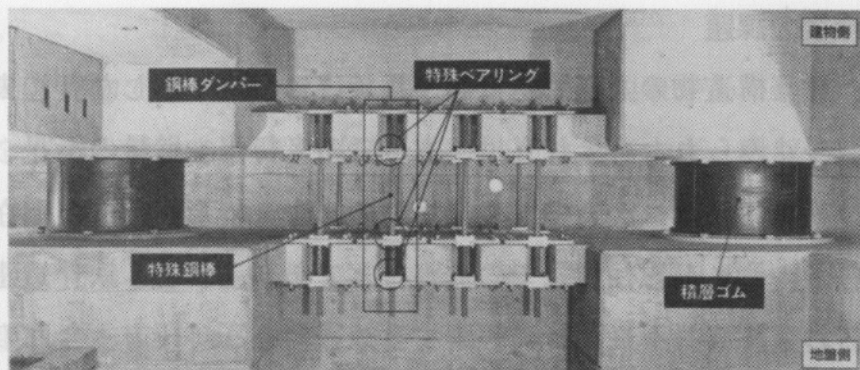


図5.2.1-19 免震システム  
Fig.5.2.1-19 Base Isolation System

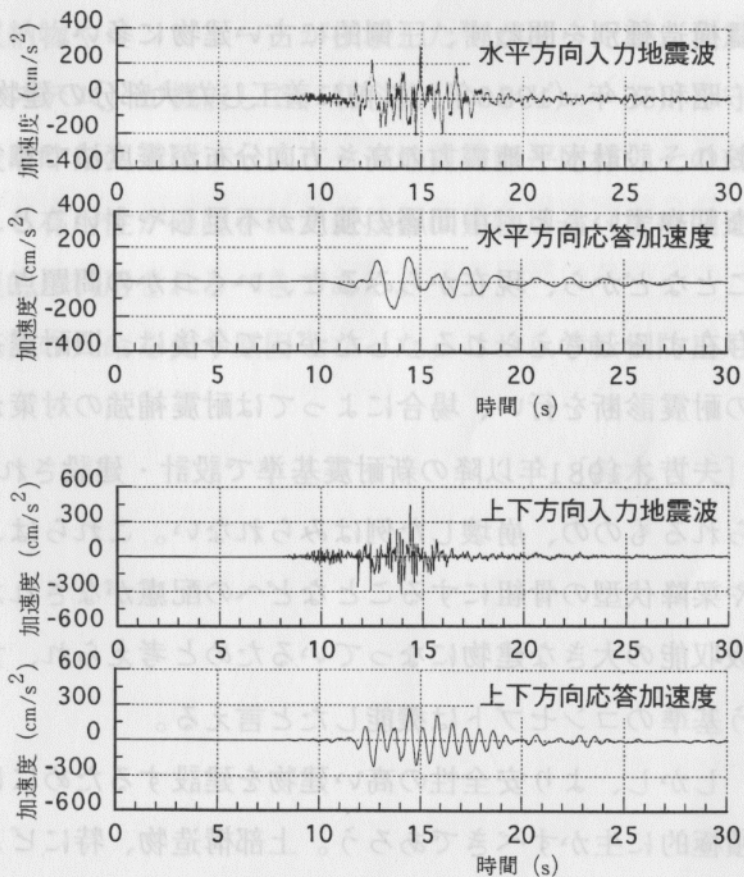
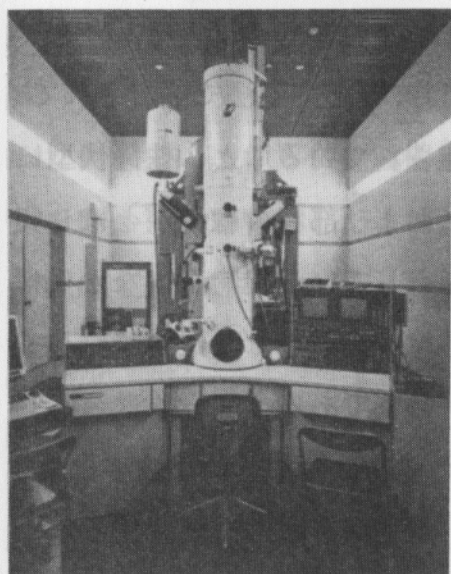


図5.2.1-20 免震ビル内の顕微鏡の応答予測  
Fig.5.2.1-20 Calculated Results of Base Isolated Building

表5.2.1-10 予測される免震効果  
Table 5.2.1-10 Performance Prediction of Base Isolated Building

		水平方向	上下方向
固有振動数	1次	0.555 Hz	1.50 Hz
	2次	8.06 Hz	15.0 Hz
動的解析結果	入力加速度	305 gal	445 gal
	応答加速度	154 gal	274 gal
	応答変位	12.4 cm	2.93 cm

## (5) 今後の課題

以上、建築構造物の上部構造に関する被害について示した。過去の地震と類似な被害が数多くみられた。それらは、木造での老朽化や壁量の不足、鉄筋コンクリートおよび鉄骨鉄筋コンクリート造建物でのピロティ形式や壁の偏在など剛性・耐力分布の悪さ、および短柱形式での被害などであり、また、鉄骨造建物での柱脚部やブレースおよび溶接不良などに起因する被害である。一方、今回の被害の特徴は、崩壊や大破した建物が圧倒的に多いことであり、特に、6～12階建ての建物において中間層が崩壊する被害がでたことである。しかし、崩壊あるいは大破した建物は構造種別を問わず、圧倒的に古い建物に多い。

昭和55年（1980年）以前に着工した大部分の建物は許容応力度法で設計されており、設計水平地震力の高さ方向分布が震度法で算定されていること、柱降伏型になりやすいこと、中間層の強度が不足しやすいこと、および部材の靱性がとぼしいことなどから、現在からみると、いくつかの問題点を有している建物が少なからず存在すると考えられる。したがって今後は、旧耐震基準で建設された建物に対しての耐震診断を行い、場合によっては耐震補強の対策が必要であろう。

一方、1981年以降の新耐震基準で設計・建設された建物は、部分的な被害はみられるものの、崩壊した例はみられない。これらは、水平保有耐力を確認することや梁降伏型の骨組にすることなどへの配慮がなされた結果、靱性に富みエネルギー吸収能の大きな建物になっているためと考えられ、大地震でも人命を保護するという基準のコンセプトは機能したと言える。

しかし、より安全性の高い建物を建設するためには、今回得られた数々の教訓を積極的に生かすべきであろう。上部構造物、特にビルの耐震設計という観点からすると、研究的課題も含め、以下の項目が挙げられる。

●超高層ビルは「動的解析」に基づいて設計されているため殆ど無被害であった。

中・低層ビルでも動的挙動を設計に反映することが必要である。

●設計用地震動を考える上で、活断層の考慮、直下型地震の地盤振動の大きさ、地形・地質による地盤振動の違いなどの検討が早急に必要であろう。また、それらを踏まえた建物の耐震性能の検討が必要であろう。

●今回の地震は水平動と上下動がほぼ同時刻に建物に作用した。鉛直方向の耐震部材に関しては、より大きな変動軸力下での影響を考え、十分な耐力余裕度をもたせ



るべきであろう。

●新耐震基準以降の建物でも一部の部材に被害が集中する現象があらわれた。より大きな変形性能を有する部材の研究・開発そして、塑性エネルギー吸収が建物全体で行われるような設計を推めるべきである。また、より大きな荷重速度下における部材耐力の挙動を研究することも必要であろう。

●大地震でも資産ロスを極力低減し得る技術、たとえば構造躯体の健全性を確保するため、建物に作用する地震エネルギーを容易に交換可能な部材で吸収する構法、などの研究が必要であろう。

また、美術品などの貴重な収納物やコンピュータが損壊した例があったが、免震床「ダイナミック・フロア・システム」が機能して、収容物（コンピュータ）を守った例も多い。さらに免震構造は昨年の米国ノースリッジ地震の際と同様、その効果をいかんなく発揮した。これら有用性が確認された新技術は建物用途（医療関連施設など）に合わせ、より積極的に利用されるべきである。

最後に、家具などの転倒が多数の人命を失う原因となった。これらの転倒防止対策が必要である。

[鈴木哲夫]

### 5.2.2 仕上げ材

今回の大地震では、仕上げ材などの非構造部材にも、様々な部位で損傷や変形が生じたが、ここではこれまでに調査した内で主な被害状況を述べることにする。

#### (1) 外壁

躯体、特に雑壁の損傷に追随したタイル、吹付けタイル、モルタルの剥落が多く見られた。石張り部分に関しては、乾式工法のものは被害は少ないが、湿式工法のものにクラック、剥落が見られた。ALC版は目地部分や隅角部、水平継ぎ手部分のクラックやせん断破壊、落下が見られた。特に柱型、梁型等の施工しにくいところに破壊が多く、また高層部より低層部に被害が多く見られた。

カーテンウォールではガラスカーテンウォールの被害はほとんど目立たないが、金属パネルでは一部変形損傷が見られた。PCカーテンウォールに関しては、外装にPC版が使用されている当社施工物件は施工物件全体の数%以下であるが、それらの内躯体の層間変形が想定以上に大きかったと思われる物件ではPC版にも何らかの被害が生じている場合が多い。被害別に分類すると以下の通りである。

(a) PC版の落下：2物件で各々一枚ではあるが、落下が生じている。最終的には取付金物アンカーのPC版コンクリートからの抜け出しと取付用ボルトの破断によって落下に至った模様である。(写真5.2.2-1)

(b) 取付部の損傷：外部からの目視により版自体や目地に乱れがある場合には、PC版の取付部に何らかの損傷を生じている場合が多い。損傷の種類としては取付金物周辺のPC版コンクリートのひび割れ・破損、取付金物の変形、取付用ボルトの破断等である。(写真5.2.2-2)

(c) PC版のひび割れと変形：窓を内蔵したパネルタイプの窓横のコンクリート断面が小さい部分に水平ひび割れが発生しており、そのひび割れ部分でくの字に変形しているものが発見されている。また、PC版どうしの衝突によるコーナー部のクラックが多い。(写真5.2.2-3)

今回対象となった物件のほとんどはロッキングタイプ又はスウェイタイプとして施工されているものであり、実際に震災時にロッキングやスウェイした形跡も確認されている。その限界を越えた挙動が生じ、上記のような被害を生じたものと考えられる。

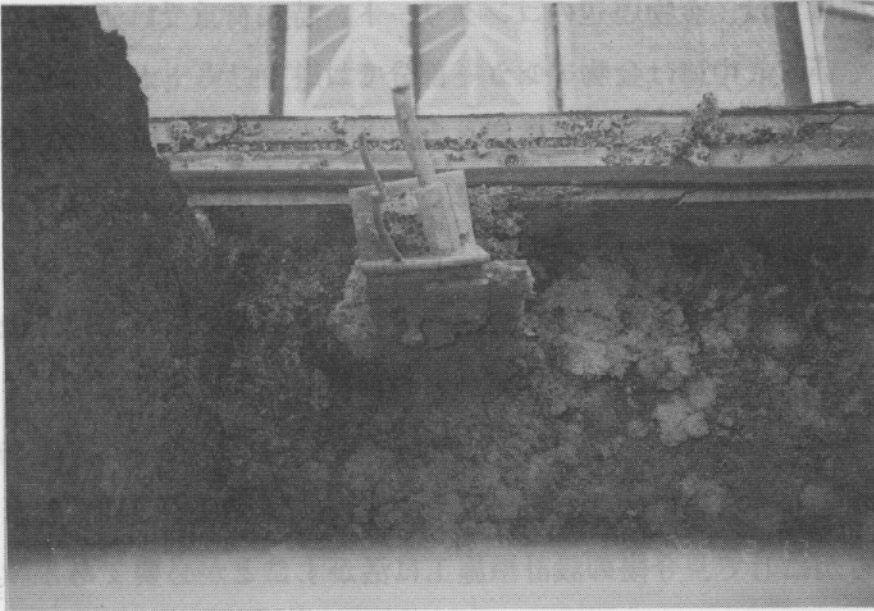


写真5.2.2-1 取付けボルトの破断例

Photo 5.2.2-1 Failure of Bolt



写真5.2.2-2 取付け金物周辺のコンクリート破損例

Photo 5.2.2-2 Damaged Concrete  
Around Metal Fitting

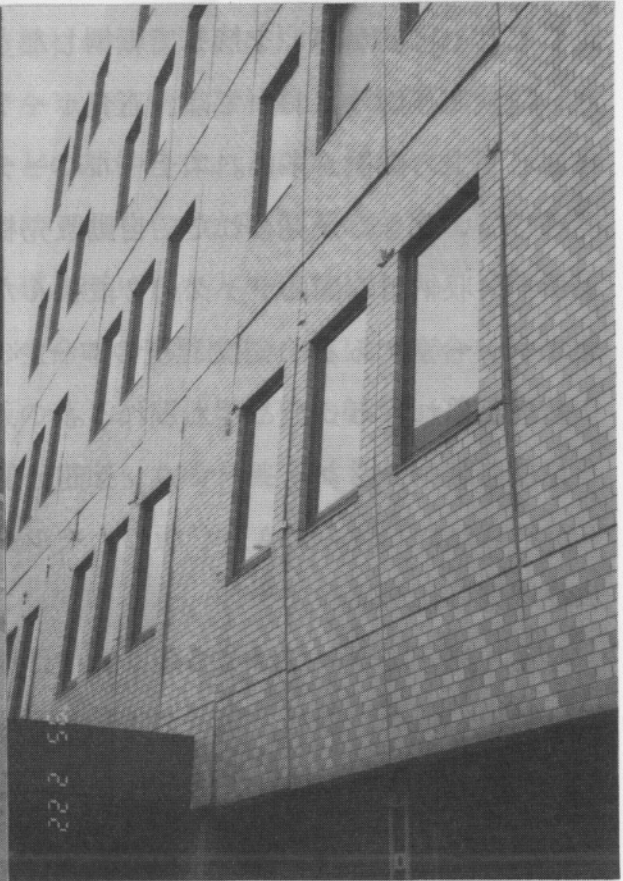


写真5.2.2-3 PC版の変形例

Photo 5.2.2-3 Deformation of PC Panel



取付部の損傷では、金物周辺のコングリート、特に荷重受け近傍のひび割れ・破損がみられている。中には金物アンカー部分でコングリートが円錐状にえぐられているものもある。ボルトがせん断破壊したケースもあることを合わせ考え、面内や面外に、また上下方向にどのような変形や慣性力が作用したのか検討してみる必要がある。さらに、現段階までの調査ではPC版の被害が報告されているのは15階建程度までの中層物件が多い。30階建程度の高層物件に関しては今後の調査を待たねば明かなことはいえないが、外部からの目視調査では被害は生じていないのではないかと想定される。

いずれにしても、実際に生じた層間変形、それに伴う躯体の被害とPC版の被害の関係を明らかにして、今後の設計や施工に活かすことが必要である。

## (2) 内壁

垂れ壁、EV枠廻り、扉廻り、窓廻り等の雑壁のひび割れが多く、それに伴ったモルタルの剥落やGL石膏ボードの破損、クロス破断が多く見られた。また、可動式の家具や書棚が勢いを持って転倒したと思われる傷が、柱、壁を問わず散見された。軽鉄間仕切壁においては、石膏ボード1枚張り部分は備品の転倒によると見られるボードの破損が多い。スチールパーティションにもコーナー部分や開口廻りに変形しているものが見られた。自動販売機が転倒したり、奥行き70CM程あるA-1サイズ収納用の図面ラックの2段積んだ高さのものまで転倒した例や、打ち合わせコーナー等にあるH1,300程度のローパーティションが転倒した例からも、かなり大きな揺れであったと考えられる。

ALC版やコングリートブロック間仕切にはひびわれ、目地部の損傷、転倒、落下が見られた。さらにALC版の上モルタル下地タイル張りの場合にタイルの剥落が多く見られた。

石張り部分については内部壁は眠り目地施工のためクラック、角欠け、一部剥落等が生じていた。また、コングリート下地の場合、全トロ詰めをした部分のひび割れ、破損、脱落等の被害が見られたが、乾式工法部分は全トロ詰め部分より被害が少なかった。

## (3) 天井

柱廻り、壁際に隙間ができたり、在来の施工による天井およびシステム天井のボードの破損、落下が多くみられた。

#### (4) ガラス窓

ガラスカーテンウォールの破損はかなり少なかった。一般アルミサッシは外壁の窓一窓間の雑壁の破壊及び変形にともなうサッシの変形、開閉不能が多く見られた。但しサッシの変形に対しガラスの割れは比較的少ないと思われる。

#### (5) 扉

雑壁の破壊及び変形にともなう枠の変形により開閉に支障が生じたり錠前の破損が生じた。

#### (6) エキспанションジョイント (EXP. J)

かなりの建物で許容範囲を越える水平変位が生じたためEXP. J金物の外れ、破損、落下が生じていた。また、EXP. J廻りの破損も見られた。

その他、シャッターの破損、外部非常階段や立体駐車場の破損・傾斜、屋上RC煙突の倒壊なども見られた。

#### (7) まとめ、今後の課題

仕上げ材などの非構造部材の被害は構造部材の被害ほどには重要視されてはこなかったが、建築物はその主体構造ばかりでなく、非構造部材などの耐震安全性をも高めることが重要である。例えば、外壁などの部材自体および取付部の強度を増すことやクリアランスの確保、天井に関しては下地も含めた取付部の強度などである。

今回の地震の発生が早朝ということで、事務所ビルなどの建物における非構造部材の破壊や変形が直接あるいは間接に人の生命や身体に危険を及ぼす度合いは少なかったと考えられるが、PC版やALC版の落下、間仕切り壁の転倒、避難通路の通行障害が起きたことは、日中での大地震を想定した場合被害はさらに大きくなることも想定され注意を要するところである。

現時点では状況の把握と応急処置を主としているが、今後は各部位毎の問題点を洗い出し、設計・施工両面での対策を検討していくこととしている。

設計技術部 原 勝爾、川原克巳

### 5.2.3 建築設備

#### (1) 調査方法

建築設備では震災直後から兵庫県南部と大阪市内で、約370物件の応急復旧作業が行われた。しかし、「水漏れ」その他の緊急処置に追われ、またインフラがほとんど停止しているため、建物全体の被害状況調査や、建築設備の機能がどの程度まで維持されているかを確認できない建物が圧倒的に多かった。

今回の建築設備被害状況調査は、これらの応急復旧作業報告書と、同作業に従事した約40名の設備係職員へのアンケート調査、さらに神戸市中央区付近に立地する建物の追加調査をもとに取りまとめている。なお、今回の調査の基本となった応急復旧作業は、構造診断で再使用が不可能と判定された建物と、建築設備の調査を必要としないほど軽微な損傷で済んだ建物には行われていない。

#### (2) 地域別の被害状況

設備応急復旧作業報告書をもとに、建築設備を4段階で被害判定を行い、神戸市と阪神間に立地する建物の被害状況を表したものが、写真5.2.3-1（次頁）である。

#### (3) 建築設備要素別の被害状況

設備応急復旧作業報告書をもとに、被害を受けた要素とその被害状況を、約370棟の建物ごとに分類し集計した結果が、図5.2.3-1である。

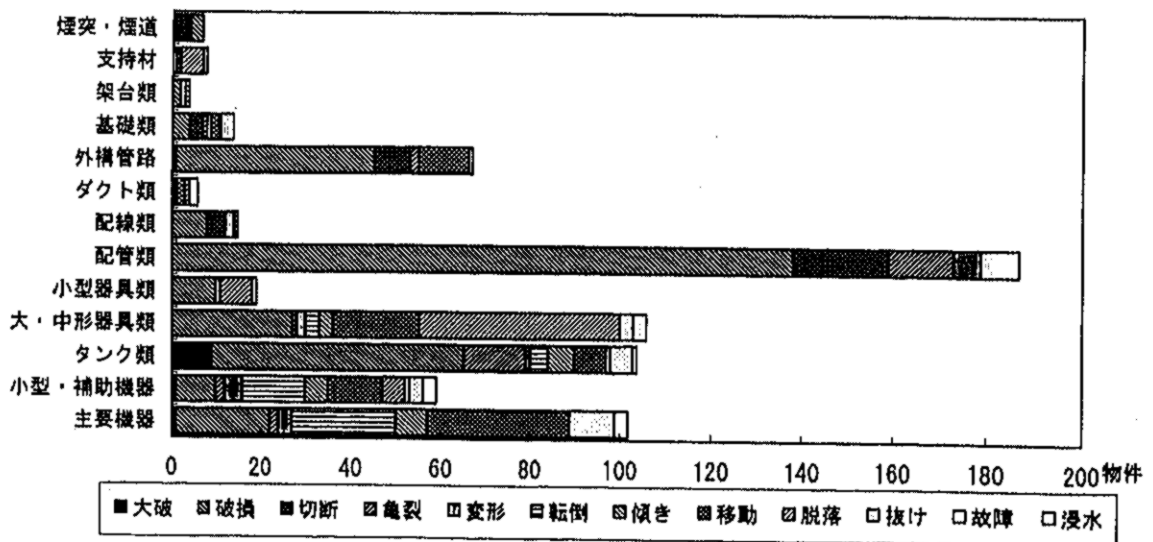


図5.2.3-1 建築設備要素別の被害状況

Fig.5.2.3-1 Damage Conditions of Each Materials and Equipments for Building Services



# 阪神大震災被害マップ

各地数値 単位：gal (1G=980gal)

水平：水平方向加速度

垂直：垂直方向加速度

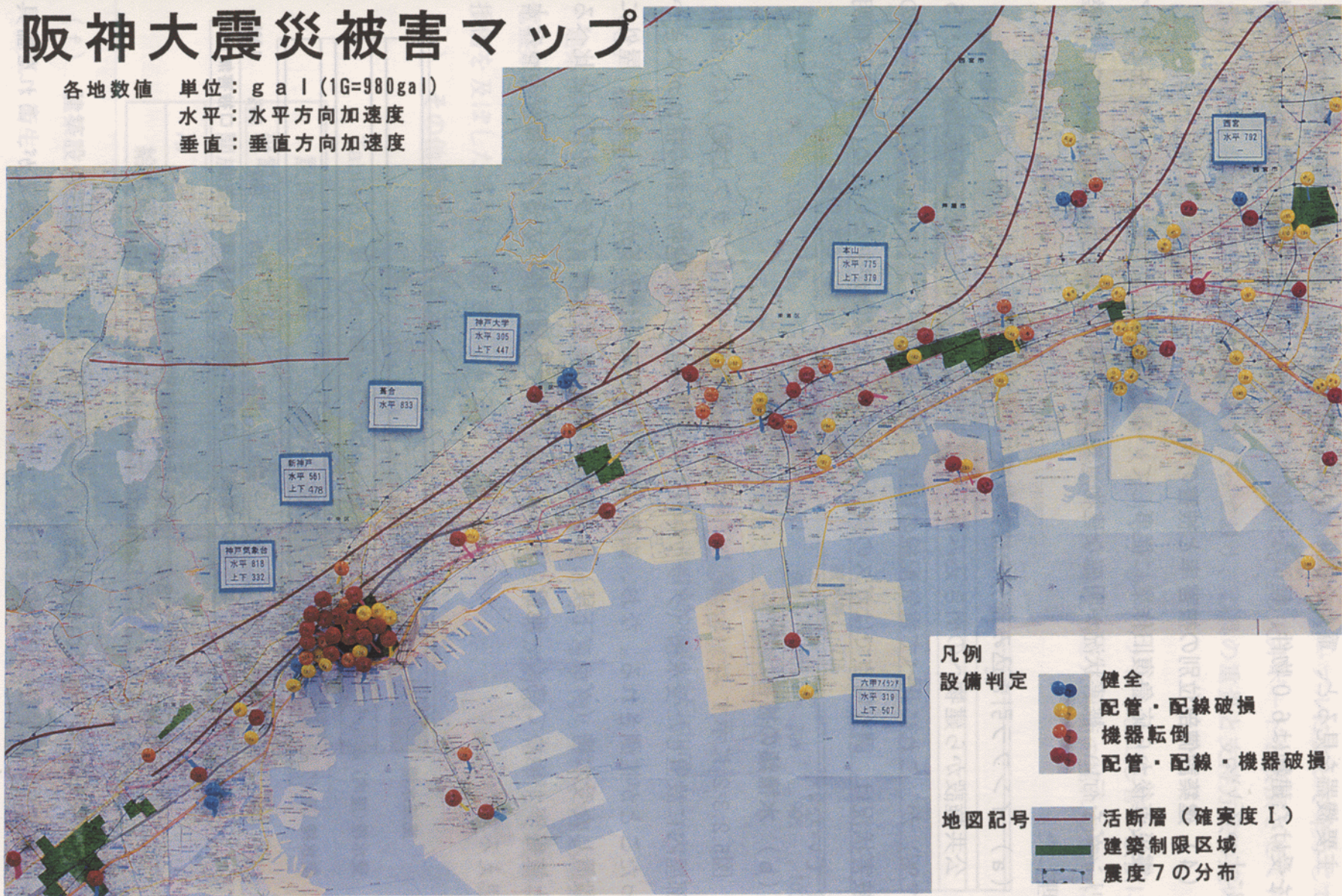


写真5.2.3-1 阪神大震災被害マップ  
Photo 5.2.3-1 Disaster Map of "Hanshin Earthquake Disaster"



主要機器を見ると、重大な損傷（大破・破損・亀裂・変形・転倒・傾き・浸水）を受けた建物は60物件、軽微な損傷（ズレ移動・故障）を受けた建物は42物件に上っている。

#### （4）建築設備部位別の被害率と被害の特徴

震災直後から応急復旧作業に従事している設備係職員に、アンケート調査とヒアリングを行い、被害状況が明確な建物（約220件）に限定し、設備部位ごとに整理した。

##### （a）インフラ引き込み部分の被害状況

公共施設から建物への引き込み部分に注目すると、給水・排水管の被害が多い（57%）が、これに比べて電気配線の被害は少なかった（11%）。なお、ガス管の被害状況は、調査時点ではガスの供給が開始された建物が少ないため、全容が判明していない。

##### （b）水槽類の被害状況

図5.2.3-2 に示すように、屋上にある高架水槽の被害率（グラフ上段）は、低層部屋内に設置した受水槽（グラフ中段）の2倍以上あり、建物上部の揺れが大きかったことが推測される。なお、高架水槽では天板の損傷が多かった。また、屋外に設置した受水槽（グラフ下段）は、屋内に設置した受水槽（グラフ中段）と比べると被害率が極めて高く、地盤の緩みにより基礎や水槽自体に大きな影響があったと思える。

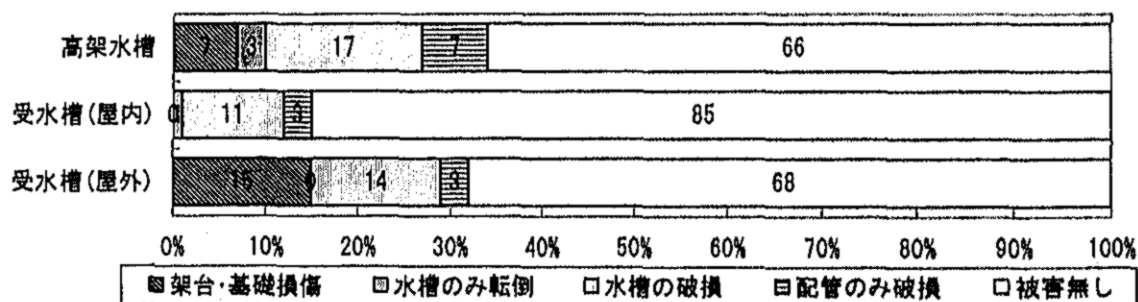


図5.2.3-2 建築設備要素別の被害状況  
Fig.5.2.3-2 Damage Conditions of The Tanks

##### （c）天井面取付器具の被害状況

天井器具の落下は二次災害を引き起こす危険性の高い現象であるが、これを器具別に分類した結果が、図5.2.3-3（次頁）である。照明器具の落下・脱落の比率が

高いが、多くの報告はダウンライトの脱落であり、配線ケーブルによって辛うじて落下まで至っていない。また、空調機・天井扇は周辺の天井ボードを破損させているが、落下・脱落まで至ることは少なくなっており、器具の重量と支持方法の違いによるものと思われる。

また、広範囲に二次水害を引き起こすスプリンクラーヘッドや巻出し管の破損による放出事例も多い。これは躯体に支持を取っている配管と天井面の揺れの違いによるものと思われる。

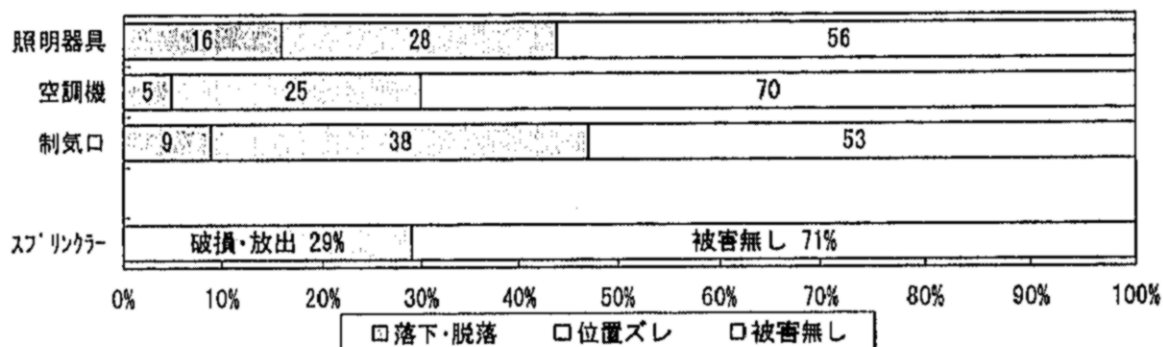


図5.2.3-3 天井面取付器具の被害状況

Fig.5.2.3-3 Damage Conditions of Ceiling Mounted Fixture

(d) 建築部材による被害

建築部材の変形・剥離により設備機器が被害を受けている事例も多く、埋込型分電盤類が壁の変形により突き出たり、機械室のブロック壁が崩壊・落下して機器に損傷を及ぼした事例も報告されている。

(e) その他設備の被害状況

表5.2.3-1 その他設備の被害状況

Table 5.2.3-1 Damage Conditions of Service for Building

設備部位・要素	重大な損傷	軽微な損傷	被害無し
受電用キュービクル	18%	10%	72%
開放式電気室の変圧器	7%	12%	81%
冷却塔	25%	3%	72%
給水管などの立て配管	15%	5%	80%

(f) 建築設備工種に見られる復旧作業の違い

電気・衛生・空調設備の応急復旧作業は、インフラ復旧工事の進捗状況により違った対応にならざるを得ない。



このなかで特徴的な報告は、電気設備では遮断器などの安全装置が端末まで配置されているため、見える範囲の応急復旧をした後、専門家の立ち合いのもとで取りあえず電源投入を行い、遮断器が作動した危険箇所を切りはずして緊急対応した建物もある。

しかし、衛生設備では上水道・ガスなどのインフラの復旧に時間がかかるうえ、インフラ復旧後も水害やガス漏れの恐れがあるため、細部の点検が欠かせず、応急復旧に時間と人手がかかる。また、外構排水管も相当な被害を受けているようであるが、上水道の復旧により排水量が増えないと、被害の実態を掴めないのが実状である。

一方、小型空冷ヒートポンプ方式の空調設備では、屋上設置の室外機の転倒・位置ズレが多かった（25%）が、冷媒管に柔軟性があるため、復電できれば使用できる機器が多く、緊急対応の機能をはたした建物もあった。

#### （g） 建築設備の恒久復旧

設備の応急復旧作業は順次に進んでいるように見られるが、インフラの復旧が進めば予期しない被害が現れてくる可能性も多い。また、今後の恒久復旧作業を考えると、現在仮使用している機器についても詳細点検が欠かせないし、設備システム全体を見直すことも必要であろう。まだ第一歩を踏み出したばかりと言うのが復旧作業に携わっている職員の実感である。

#### （5） 建設年代別の被害状況

1981年「新耐震設計法」が施行され、翌82年、建築設備においても日本建築センターから「建築設備の耐震設計・施工指針」が発刊され、施行されている。このため、指針以降の建物はそれに準じて設計施工された建物が多いと考えられるが、1982年前に建設された建物と、それ以降の建物を神戸市中央区付近で選定し、その被害状態の違いを調査した結果が表5.2.3-2（次頁）である。

同表を見ると、同指針の目的である(日)重量機器、(月)機器固定金物、(火)屋内配管・配線類の各項目で、指針前と指針後では損傷比率が減少している。また、指針には記載されていないが、天井に取り付けた軽量器具の損傷比率も同様に減少している。特に、高架水槽の損傷比率は施行後の建物では大きく改善されている（5/7から2/6に減少）ことが理解できる。



## 5.2.4 防災設備

倒壊、大破壊した建物を除けば大、中規模の建物の防災設備、避難施設については決定的なダメージはほとんど見られなかった。ここで言う決定的なダメージとは階段本体、階段の出入口扉が完全に破壊し、使用不可能になる状況を言う。

### (1) 避難施設

○屋内鉄骨階段の多少の変形、階段室内の壁の脱落は見られたが、十分に使用できる状態である。

○階段の出入口扉の外周枠の変形により扉が完全に閉鎖しない状況は時折見られた。建物内で火災が発生し、扉が完全に閉鎖しなければ煙突効果により、煙の拡散、火勢の助長を引き起こす可能性がある。扉の枠と周囲躯体との間に入る高耐火性のクッション材の開発が必要となろう。

### (2) 消火設備

○天井の落下がきわめて少なかったため初期消火設備としてのスプリンクラー配管システムの大破損は見られなかった。しかし、激しい揺れのためスプリンクラーヘッドがはじけ、水が流出したケースは時折見られた。スプリンクラーの耐震性向上がさらに望まれる。

○連結送水管の破損、高架水槽の転倒、移動、変形は数多く見られた。

### (3) 排煙設備

○排煙ダクトの脱落、破損は見られなかった。塔屋内の機械室に設置された大型排煙ファンの転倒が1例見られた。

○地震の揺れによる排煙口の開放で排煙ファンが連動した例が多く見られた。

○線入りガラス製防煙垂れ壁の破損落下が多く見られた。

### (4) 非常用電源（発電機）

○発電機の冷却水配管が破損して発電機がストップする例がしばしば見られた。

非常用電源はきわめて重要であるため、配管にフレキシブル接手を多用するなどの改善が望まれる。

### (5) 防火シャッター、防火扉

○枠の変形により防火シャッターの一部は降下不良を起こしていた。また、防火扉も外周枠の変形、扉自体の変形による閉鎖障害が見られた。しかし、大地震の状況下ではこれらの動作不良はそれほど決定的なダメージではない。

[宮川保之、村岡宏]



## 5.2.5 基礎構造

### (1) 被害の概要

神戸市および周辺市街は、2章に述べたように、六甲山系の南側山麓部から海岸線に到る幅約3km、東西方向の長さ約22kmの狭い带状地域に位置している。地形的には、六甲山地、山麓扇状地、海岸平野、埋立地、さらに沖合いの人工島に分けることができる。

砂質土を主体とする沖積層の層厚は、山側から海岸にいくほど厚くなっており、海岸付近の埋立地では、旧海底に堆積する沖積粘性土層にマサ土系の土砂による埋土層を加えた層厚は、概略15～25m程度となる地域が多い。

上記のような地盤状況に対して、建築基礎の被害については、その特徴から「海岸から離れた市街地」「海岸付近」「人工島」の3地域に分けて報告する。さらに、根切り・山留め等施工にかかわる数例の調査結果があるので、これらも併せて報告する。

#### (a) 海岸から離れた市街地

4.2に示した、建物の被害が著しい带状の被災地域の北側では、地滑り、斜面崩壊等、地盤変状にかかわる被害を除いて、建物、基礎とも、外観上は被害がほとんど認められない。

带状の被災地域に近づくにともない、建物の被害程度が大きくなり、带状地域では、上部構造に致命的な損傷を受けたものが多い。しかしながら、基礎については、下記のように、外観上、明確な被害が認められないものが大半である。

“建物と周辺地盤との間に間隙が生じたり、建物周辺の歩廊ブロックがかなり損傷を受けたり、歩廊全体が沈下するなど、地震時に建物がかなり大きく揺れた痕跡が認められる（写真5.2.5-1参照）。しかしながら、1階の床付近のレベルはほぼ水平を保持しており、沈下や傾斜は認められないものが大半である。基礎が損傷を受けているか否かは、掘削して確認しない限り明確にできないが、一応、外観上は、地震後も上部構造を支持する機能は保持している。なお、建物と周辺地盤との間に20cm程度の間隙が生じ、露出した基礎梁にかなり大きなクラックが発生している建物が一件あった（写真5.2.5-2参照）。”

さらに、带状地域から海岸へと南側に離れるにともない、建物被害は減少する傾向があり、建築基礎にも外観上、明確な被害は認められない。



写真5.2.5-1 建物外周部の地盤面の状況

Photo. 5.2.5-1 The state of the surrounding ground



写真5.2.5-2 基礎梁にクラックが発生した建物

Photo. 5.2.5-2 Cracks of footing beam

#### (b) 海岸付近

海岸付近の埋立地では、地盤の液状化の痕跡や液状化によって建物全体が傾斜したと推測される低層建物が散見される（写真5.2.5-3参照）。

【宮川保之、村岡宏】



写真5.2.5-3 液状化によって傾斜した建物

Photo. 5.2.5-3 Tilted building due to liquefaction

護岸付近では、液状化によって地盤全体が側方流動や沈下を生じ、基礎梁が露出したものの、基礎梁のレベルは水平を保持しており、上部構造にも外観上全く損傷がみられないものがある（写真5.2.5-4参照）。一方、同様な側方流動によって、鋼管杭の頭部が基礎スラブから離れたり、既製コンクリート杭の頭部が剪断破壊し、上部構造に沈下や傾斜を生じたものがある（5.2.5-5参照）。





写真5.2.5-4 液状化に起因する地盤の側方流動によって基礎梁が露出した建物

Photo. 5.2.5-4 Footing beam exposed by lateral flow of the ground due to liquefaction



写真5.2.5-5 液状化に起因する地盤の側方流動によって基礎スラブから杭頭が離れた鋼管杭

Photo. 5.2.5-5 Steel pipe pile separated from the base slab by lateral flow of the ground due to liquefaction

(c) 人工島

ポートアイランドおよび六甲アイランドの両人工島における土質柱状図の1例を図-5.2.5-1に示した。多くの建物は、深さ40m以深の洪積層に杭基礎で支持されていると推測される。

両人工島とも、図-5.2.5-1において、埋土荷重による深さ23~39mに堆積する粘性土の圧密沈下対策として、一部の地域でサンドドレーンによる圧密沈下促進工法が採用されている。また、六甲アイランドのごく一部では、サンドコンパクション工法による液状化対策がなされているが、両人工島の大半の地域では液状化対策はなされていない。

人工島の被害は、島中央部と周辺部の護岸付近に分けられる。

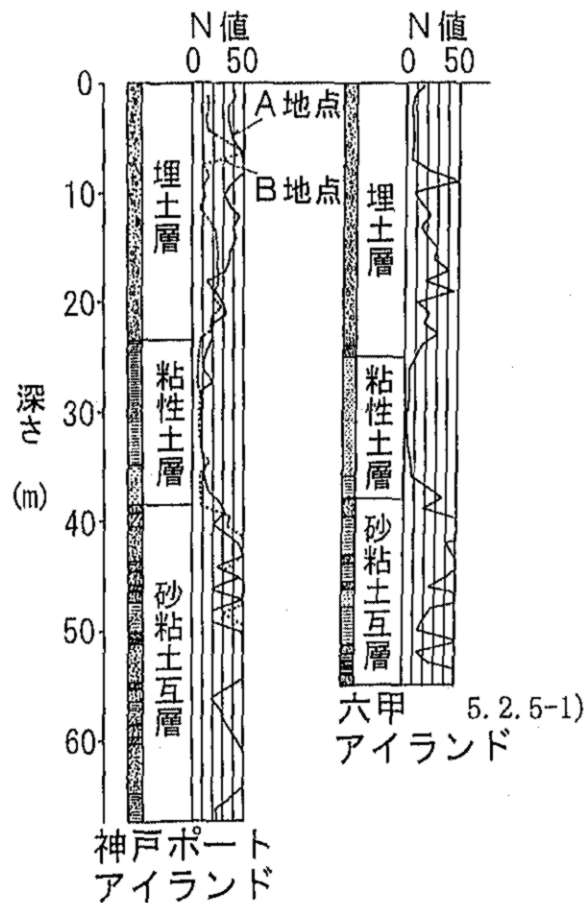


図5.2.5-1 人工島における土質柱状図の例

Fig. 5.2.5-1 An example of a soil boring log at the artificial island

### 【人工島中央部】

ポートアイランドでは、島全体が液状化によって20～60cm程度沈下したとされるが、この中には、粘性土層の圧密沈下も若干含まれていると考えられる。杭基礎で支持された建物は、建物自体は沈下せず、周辺地盤が沈下したために、地表から突出した状態になっている（写真5.2.5-6参照）。

これらの建物の上部構造にはほとんど損傷が認められない。基礎は、掘削しないと損傷を受けているか否か明確にすることはできないが、少なくとも1階の床付近のレベルはほぼ水平を保持しており、外観上は何ら支障なく上部構造を支持している。

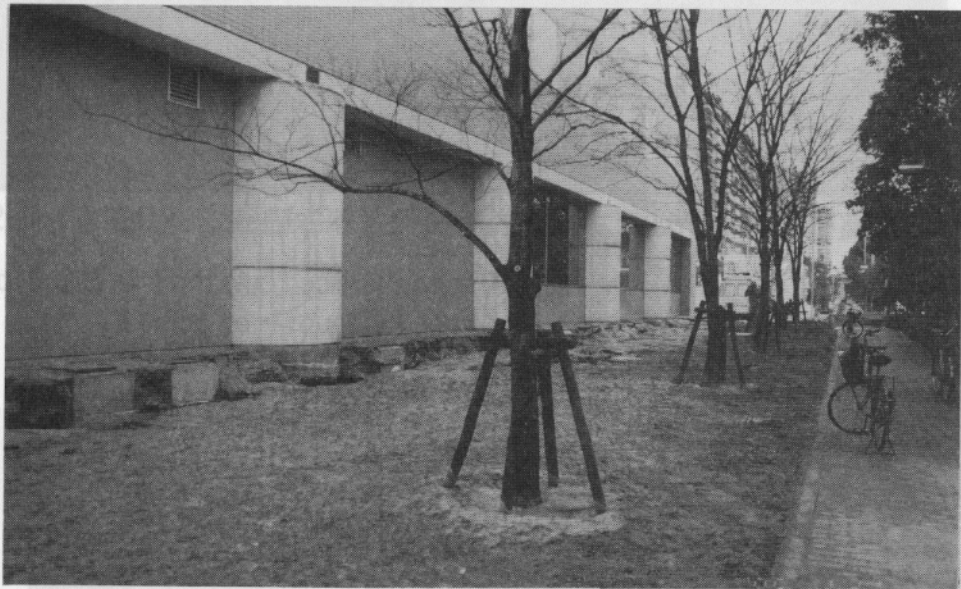


写真5.2.5-6 液状化に起因する地盤沈下によって基礎が地表から突出したように見える建物

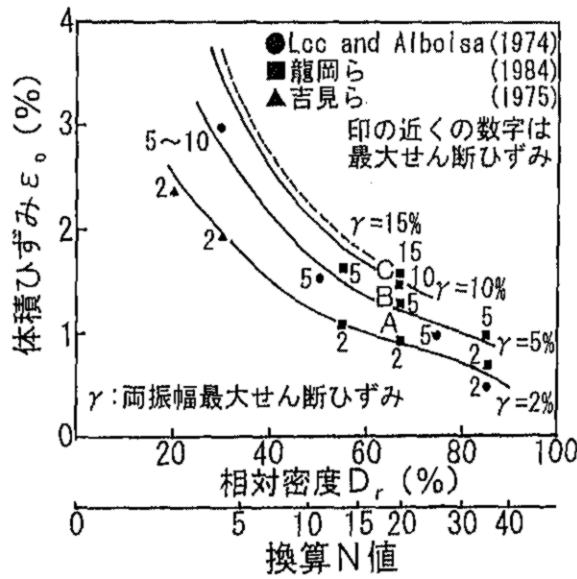
Photo.5.2.5-6 Ground subsidence due to liquefaction

ゆるい砂地盤は、液状化終了後に体積収縮を生じ、やや密になる。図-5.2.5-2は、室内試験によって求めた、液状化終了後に供試体に生じる体積歪みと砂の相対密度または換算N値との関係である。換算N値とは、測定されたN値を地表面からの深さに応じて補正した値であり、浅い位置では、測定値より大きく、逆に深い位置では測定値より小さな値となる。この図では、供試体に生じる剪断歪みがパラメータとなっており、体積歪みは、N値が小さいほど、また剪断歪みが大きいほど大きくなっており、最大3～4%になる。図5.2.5-1において、海水面は深さ6m前後であるから、液状化の可能性のある水面下の埋土層の層厚は16m前後となる。この埋土層がすべて液状化し、3～4%の体積歪みを生じたと仮定すると、50～



60 cm程度の沈下を生じることになる。実際の地盤沈下量には、上記の液状化による沈下量のほか、激しい地震動にともなう地下水面より上の埋土層の締固めによる沈下量や、埋立土の重量による下部粘性土層の圧密沈下量も含まれている。したがって液状化に起因する沈下量の推定値を直接、実際の地盤沈下量と比較することはできないが、液状化によって、かなり大きな沈下が発生したことは間違いないようである。

なお、六甲アイランドの中央部については、全体的にポートアイランドと比較して、液状化による沈下の程度が軽微である。しかしながら、やや詳細にみると、島の北部では沈下が大きく、南部では小さくなっており、島の南北で沈下の程度に差異が認められた。



5.2.5-2)

図5.2.5-2 液状化によって生じる地盤の体積歪みと換算N値との関係

Fig. 5.2.5-2 Volumetric strain - converted N-value relation

また、低層の直接基礎で支持されていると推測される建物で、液状化によって傾斜したものがあある（写真5.2.5-7参照）。



写真5.2.5-7 地盤の液状化によって傾斜した低層建物

Photo. 5.2.5-7 Tilted building due to liquefaction

人工島の中央部において、建物にほとんど損傷が認められなかった原因として、現時点では、以下の点が考えられる。

- ① 地震動の作用によって、地層の一部に液状化が発生し、それが地層全体に波及するまでに若干の時間を要する。今回の地震の主要動が、10秒程度と短かったことに加えて、このようなタイムラグがあるため、液状化の進行が完了した後に、建物に作用した主要動の継続時間は、かなり短かったと推測されること。
- ② 地表面加速度は、神戸市の地震観測結果によると、基盤での加速度と同程度で、地震動は表層でほとんど増幅されなかった。このため、建物への入力地震動が、被害が大きかった地域と比較して、小さかったと考えられること。なお、液状化による地震動の周期特性の変化と、建物～杭～地盤系全体の周期特性との関係については、今後検討が必要であろう。
- ③ 地盤沈下対策として、粘性土層にサンドドレーンを施工する際、バイブロハンマーを使用したことから、上部の埋土層の締固めに若干の効果があり、液状化抵抗の増大にやや寄与していると考えられること。

④ 地盤沈下対策として、盛土によって圧密沈下を促進させた後、盛土を除去する、いわゆる、プレロード工法を採用している。したがって、埋立土がやや過圧密の状態になっており、液状化抵抗の増大と沈下量の減少に若干寄与していると考えられること。

⑤ 地盤沈下によって杭頭部が突出することを前提として、地震時水平力に対する杭の設計を行っていた可能性があること。

参考として、杭頭の水平変位と曲げモーメントについて、杭頭部が突出した場合と突出していない場合の比率と杭頭の突出高さとの関係を求め、水平地盤反力係数  $k$  値をパラメーターとして図5.2.5-3に示した。なお、杭は直径1 mの場所打ち杭で、損傷を受けていないと仮定し、弾性解析によって検討を行っている。

図-5.2.5-3によると、地上突出高さが60 cm程度の杭は、突出していない杭と比較して、杭頭変位が10～20%、杭頭曲げモーメントが10～15%程度増大する。

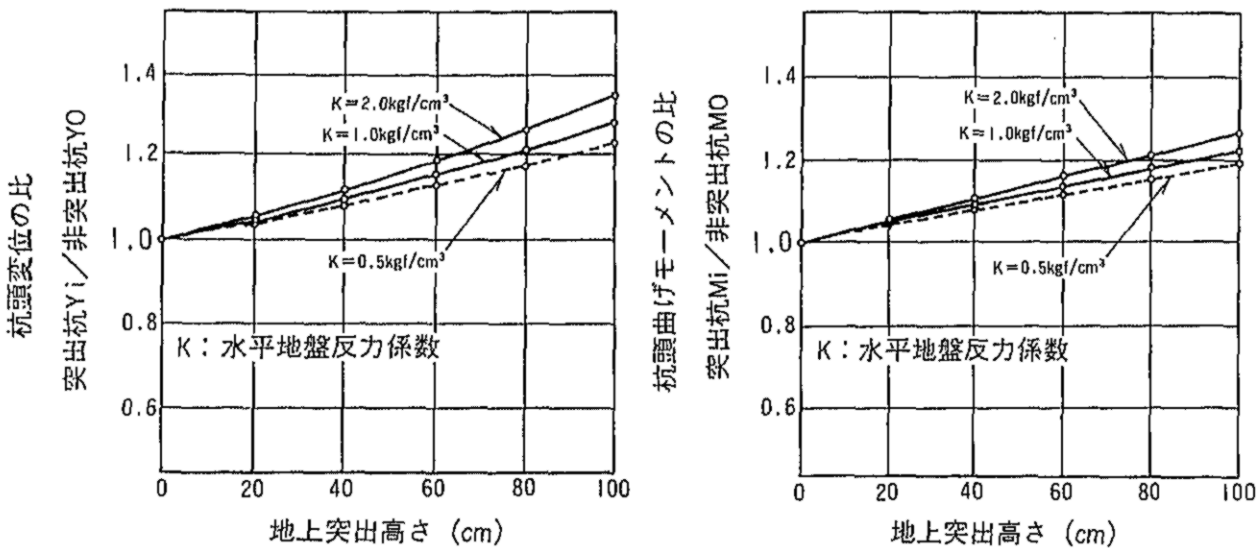


図5.3.5-3 杭頭変位および杭頭曲げモーメントに対する杭の地上突出高さの影響

Fig. 5.2.5-3 Influence of the projection length of pile on displacement and bending moment at the pile top

#### [人工島周辺部]

ポートアイランドおよび六甲アイランドではともに、護岸付近の地盤が液状化による側方流動や沈下を起こし、これに付随して被害を受けた建築基礎が多々みられた。

写真5.2.5-8～5.2.5-9は、建物に接続するアプローチ階段が、液状化による側方



流動で水平移動を生じたため、階段の基礎梁に直交する建物の基礎梁が損傷を受けた例である。



写真5.2.5-8 液状化に起因する地盤の側方流動によって損傷を受けた基礎梁  
(その1)

Photo.5.2.5-8 Footing beam damaged by lateral flow of the ground  
due to liquefaction (Part.1)

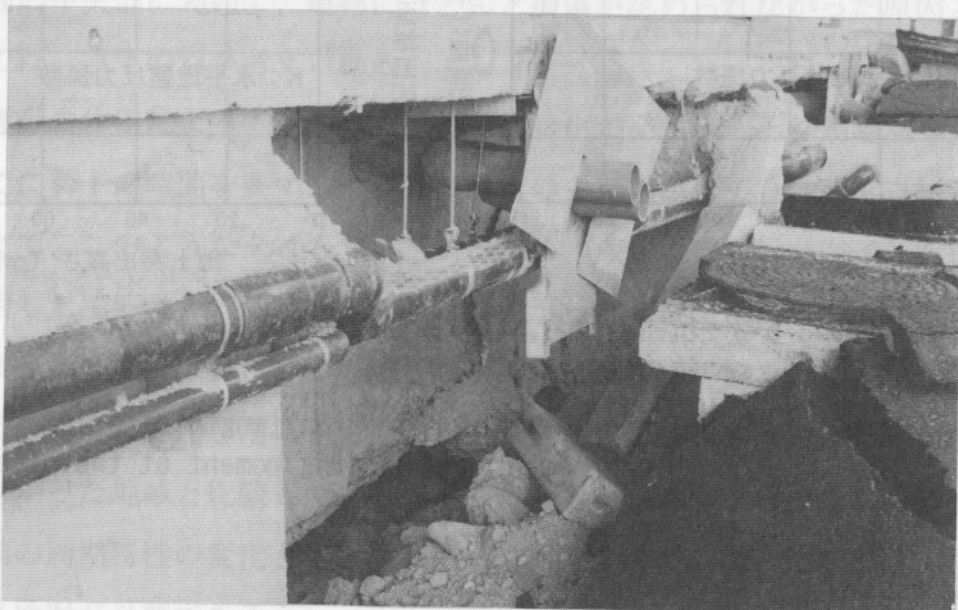


写真5.2.5-9 液状化に起因する地盤の側方流動によって損傷を受けた基礎梁  
(その2)

Photo.5.2.5-9 Footing beam damaged by lateral flow of the ground  
due to liquefaction (Part.2)

また、写真5.2.5-10は、地盤の液状化によって、手前の構造物が大きな沈下を生じ、この構造物と奥の構造物をつなぐ基礎梁が破壊した例である。さらに奥の構造物を支持する既製コンクリート杭の頭部には圧縮力によるとみられるコンクリートの剥落が認められる（写真5.2.5-11参照）。また、写真5.2.5-12は、直接基礎で支持されていると推測される倉庫が傾斜し、基礎スラブが露出している例である。

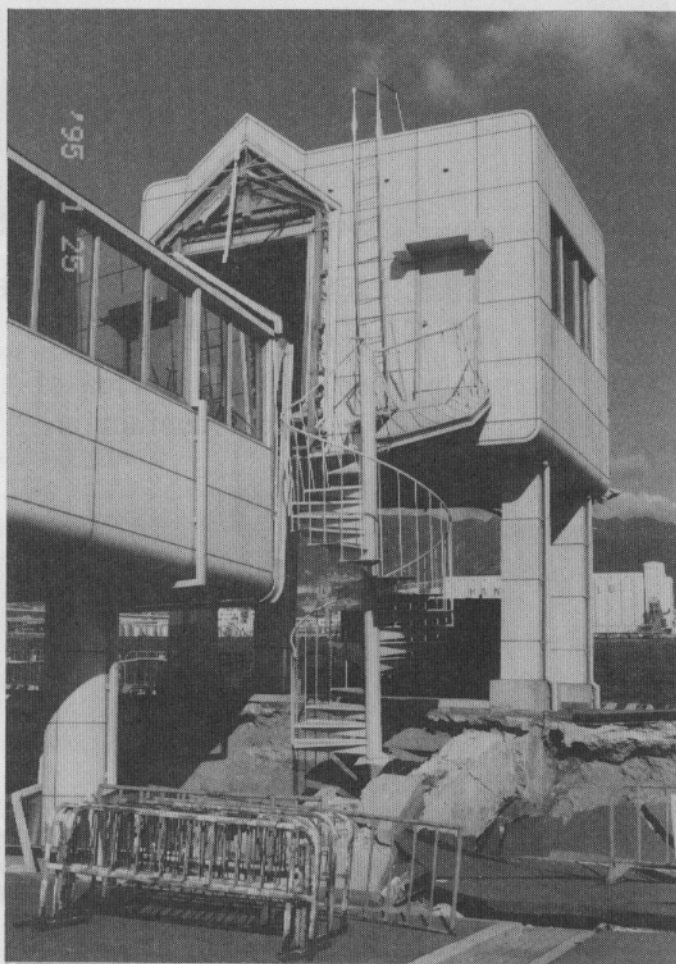


写真5.2.5-10 液状化に起因する地盤沈下によって被災した基礎梁

Photo. 5.2.5-10 Footing beam damaged by ground subsidence due to liquefaction





写真5. 2. 5-11 液状化に起因する地盤の側方流動および地盤沈下によって露出した杭頭部

Photo. 5. 2. 5-11 Pile top exposed by lateral flow of the ground and subsidence due to liquefaction



写真5. 2. 5-12 地盤の液状化によって傾斜した護岸付近の倉庫

Photo. 5. 2. 5-12 Tilted ware house due to liquefaction



(d) 根切り・山留め、他

根切り山留めの工事場を、2例だけ見る機会を得たが、損傷が認められないか極めて軽微であった。

深さ2～3mのソイルセメント壁の山留めに明確な損傷は認められなかった(写真5.2.5-13参照)。また、深さ1.2m前後の鋼管柱列壁による山留め壁全体がわずかに湾曲しているが、山留め全体の損傷程度は軽微である(写真5.2.5-14参照)。なお、この山留めの根切りは既に完了しており、底版のコンクリートも打設済みであった。

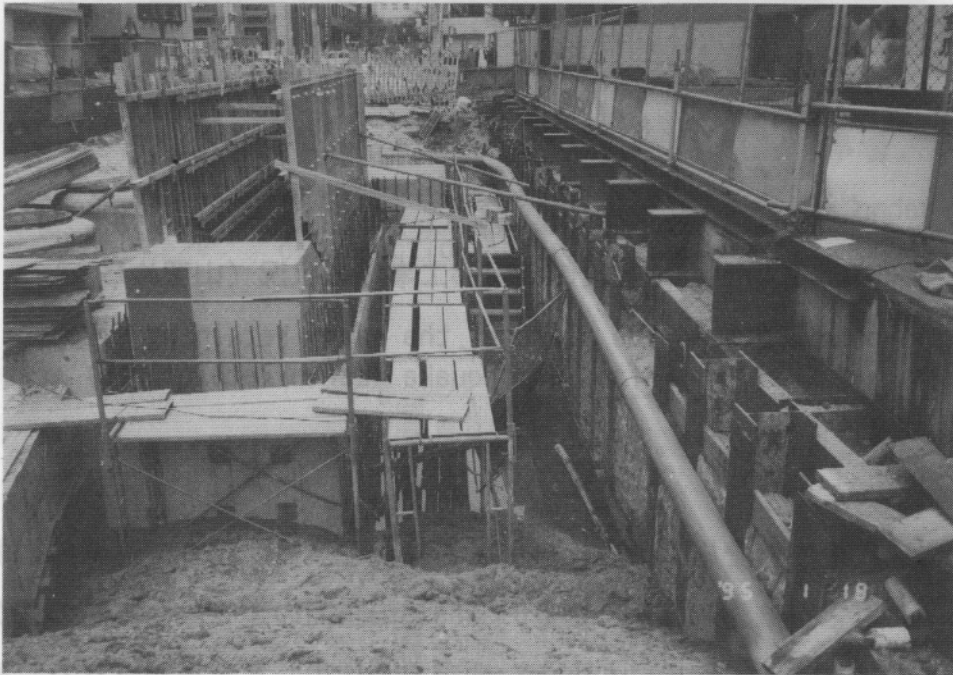


写真5.2.5-13 地震後の山留め工事場の状況(山留めA)

Photo. 5.2.5-13 The state of earth retaining site after earthquake (Earth retaining A)

図5.2.5-3 地震時に施工中の連続地中壁の掘削溝と施工地点の地層構成

Fig. 5.2.5-4 Digging ditch of the diaphragm wall and stratum composition at the site

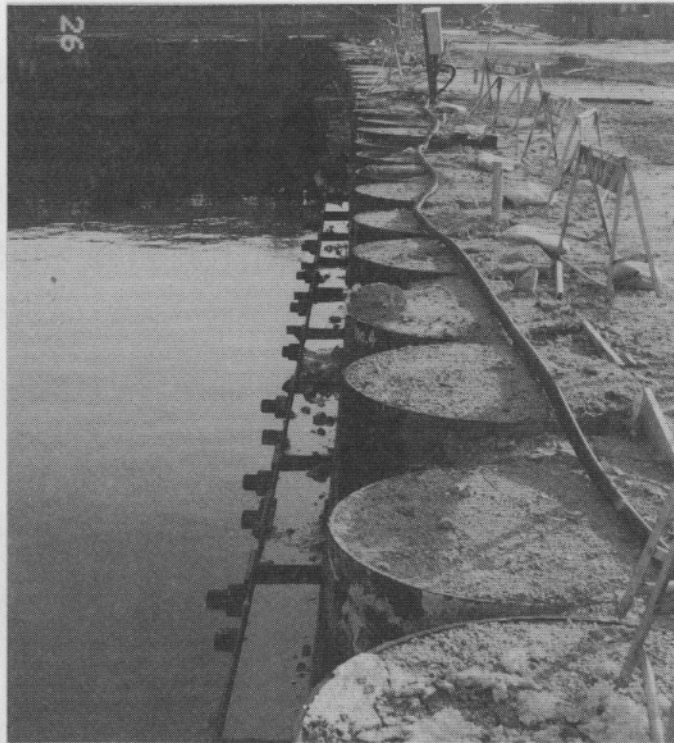


写真5.2.5-14 地震後の山留め工事場の状況（山留めB）

Photo. 5.2.5-14 The state of the earth retaining site after earthquake (Earth retaining B)

地震時に連続地中壁を施工中の工事場があり、地震後の調査で連壁の掘削溝が崩壊しなかったことが確認された。写真5.2.5-15の正面の建物は、1階の柱が圧壊しており、手前に見える工事場にも大きな地震力が作用したと推測される。連壁の掘削溝は、断面が1.2m×3.6m、深さが約7.8mで、掘削用の安定液で満たされていた。参考として、敷地地盤の地層構成を図5.2.5-4に示した。

写真5.2.5-12 地盤の液状化によって傾斜した護岸付近の倉庫

Photo. 5.2.5-12 Tilted ware house due to liquefaction





写真5.2.5-15 地震時に連続地中壁を施工中の工事場

Photo.5.2.5-15 The site where a diaphragm wall was under construction during earthquake

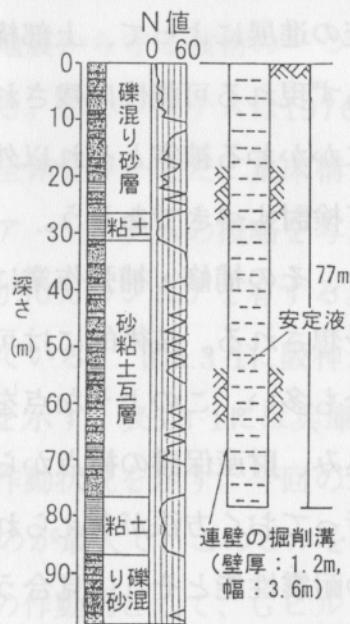


図5.2.5-3 地震時に施工中の連続地中壁の掘削溝と施工地点の地層構成

Fig.5.2.5-4 Digging ditch of the diaphragm wall and stratum composition at the site



## (2) 基礎の被害のまとめと耐震設計にかかわる提言

① 埋立地や人工島周辺部の護岸付近では、多くの地点で液状化に起因する地盤の側方流動や大きな地盤沈下が発生し、その影響を受けて被災した建物基礎が、少なからずあった。

② 人工島の中央部では、地盤の液状化によって島全体がかなり大きく沈下した。それにもかかわらず、建物の1階の床付近のレベルは、外観上ほぼ水平を保持しており、杭の破壊によって上部構造が傾斜する等の明確な被害は認められなかった。このような現象を解明できれば、液状化地盤中の杭の設計に有用な、新たな知見が得られる可能性が高い。

③ 海岸から離れた市街地では、地震時に基礎がかなり水平変位を生じた痕跡が認められるものの、現時点では外観上、1階の床付近のレベルはほぼ水平を保持しているものが多かった。大地震時において、基礎が損傷を受けることはあっても、上部構造を何とか支持するという最低限の基礎の役割を果たしたものが多かったといえる。

しかしながら、今後の調査の進展によって、上部構造に損傷がなく、基礎だけ損傷を受けた建物が、少なからず現れる可能性は残されている。その場合でも、斜面崩壊や液状化等、地盤変状にかかわる被害とそれ以外の被害とは、対策に差異があることから、明確に分離して検討すべきであろう。

④ 建築基礎が被災した場合、その補修・補強作業には、上部構造と比較して、大きな困難がともなうことが予想される。技術的には可能であっても、工期・工費等で、断念せざるを得ない場合も多い。このような点を考慮に入れると、大地震時にも、人命保護から一步踏み込み、財産保護の観点から、基礎が損傷を受けず、再使用可能となるような設計を行っておく方法が考えられる。あるいは、人命の保護を大前提とした上で、数段階の耐震性能とそれに見合うコストを設定し、建物のオーナーと相談の上、適切な耐震性能を選択して設計を行う等の方法も考えられる。

まれにしか起こらない大地震時の建物基礎の設計思想について、十分検討の上、社会的なコンセンサスを得る必要がある。

[ 担当：茶谷文雄、石井雄輔 ]