

建物被害と地震応答解析に基づくRC造建物群の耐震性能と耐震診断などの強さ指標との関係

宮腰 淳一

(技術研究所)

Relationship Between Index of RC Building Strength and Seismic Performance of RC buildings Based on Building Damage Data and Earthquake Response Analysis

by Jun'ichi Miyakoshi

Abstract

The author developed the vulnerability function, which shows the relationship between the ratio of damaged buildings and the peak ground velocity, using building damage data of the Hyogo-ken Nanbu earthquake. In this paper, we have calculated vulnerability functions based on earthquake response analysis of wooden and non-wooden buildings. The distribution of RC building strength and inter-story-drift angle corresponding to a damage level are varied in the calculation. We have discussed the effect of the strength and deformation demand of buildings on the vulnerability functions. We have also presented the strength distribution and deformation demand of buildings, whose resultant vulnerability functions show good correspondence with those obtained from damage data of buildings.

概 要

本論文では、兵庫県南部地震における構造的な建物被害データと地震応答解析による分析から実建物の耐震性能を評価し、耐震診断などの建物の強さ指標と比較することを目的とした検討を行った。まず、実建物の耐力分布（平均値と変動係数）および建物被害程度に対応する層間変形角を解析パラメータとし、建物モデルによる地震応答解析から、入力地震動の大きさと建物被害率とを関係付ける被害率曲線を算定した。そして、既に構築されている兵庫県南部地震の建物被害データに基づく被害率曲線と比較し、その対応関係から建物の耐力分布や建物被害程度に対応する層間変形角を推定した。次に、建物の強さ指標に関する既往の調査結果を整理した上で、本論文の推定値と比較した。最後に、地震応答解析に基づく被害率曲線の算定方法の仮定が異なる場合に、建物の耐力分布の推定値に与える影響について考察した。

§ 1. はじめに

1995年兵庫県南部地震では広域にわたって多くの建物が被害を受けた。このうち、とくに中低層RC造建物の被害率は、他の構造種別に比べて大きなものではなかった^{1), 2)}。兵庫県南部地震時の建物への入力動がこれまでの耐震設計で想定していたレベルを大きく上回っていたにもかかわらず比較的被害が小さかったことは、結果としては深刻とはならなかったが、逆に実建物の耐震性能を把握できていないことを示唆しており、耐震性能を表示する性能設計において問題となるものと考えられる。また、実建物の耐震性能を反映した、より精度の高い建物被害予測

を行う上でも、実建物の耐震性能を把握することは重要であると考えられる。

実建物の耐震性能を把握する指標の一つとして、耐震診断による構造耐震指標 I_s 値および建物耐力と関係が深い累積強度指標 $C_r S_d$ 値がある³⁾。 I_s 値は、中塾⁴⁾による静岡県の学校建物をはじめとして各地で調査されているが、必ずしもデータが十分にあるわけではなく、また、兵庫県南部地震のような大被害時における被害との対応も十分であるとはいえない。

そこで、筆者⁵⁾は、兵庫県南部地震の建物被害データと地震応答解析を用いた分析から、建物の耐力や変形性能といった実建物の耐震性能を推定すること

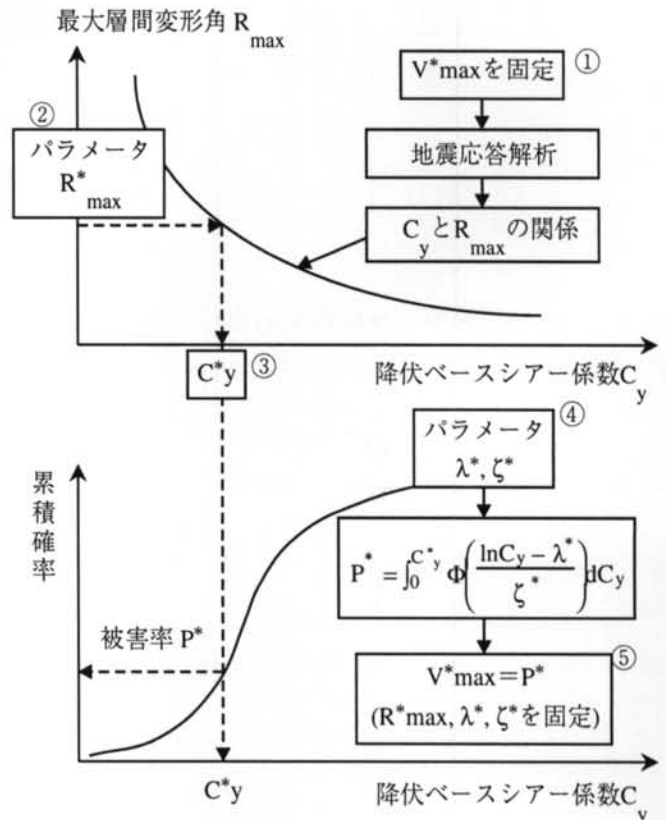
を試みた。しかし、このとき用いた建物被害データは、再使用可能性に基づいて判定されたものであり、構造的な被害に基づくものではなく、 I_s 値などの構造的な耐震指標と直接比較はできない。

以上のことから、本論文では、兵庫県南部地震における構造的な建物被害データと地震応答解析による分析から実建物の耐震性能を評価し、 I_s 値などの構造的な耐震指標と比較することを目的とした検討を行う。具体的には、まず、建物被害に最も影響を及ぼす耐震性能として建物耐力を考え、建物耐力のばらつきによって被害率が算定できるものとし、地震応答解析による結果から入力地震動の大きさと建物被害率とを関係付ける被害率曲線を算定する。次に、建物耐力と変形レベルに対するパラメータスタディを行い、構造的な被害データに基づいて構築された被害率曲線と整合するような建物耐力と変形レベルを評価する。そして、既往の調査結果から耐震診断結果などの統計的性質を整理した上で、建物被害と地震応答解析に基づいて評価した建物耐力と比較・考察を行う。最後に、ここで示した地震応答解析に基づく被害率曲線の算定方法に対する若干の考察を加える。なお、本論文では、実存するRC造建物でその棟数比が多く、また耐震診断などが行われた建物の属性を考慮して、1981年以前に建設された3～5階建ての中低層RC造建物を対象とする。

§ 2. 地震応答解析に基づく被害率曲線

2.1 算定方法

地震動強さ指標として建物への入力地震動の最大速度を考え、それと建物被害率との関係を表す被害率曲線を地震応答解析に基づいて算定する方法を図一1に示す。この算定方法の仮定は以下の3つである。(i) 建物被害に最も影響を及ぼす耐震性能として建物耐力すなわち降伏ベースシア係数 C_y を考え、建物の耐力のばらつきによって同一の入力レベルに対しても被害の有無が生じる。(ii) 最大層間変形角があるレベル以上となる C_y を持つ建物は全て被害を受ける。(iii) そのような建物の存在比率が被害率に対応する。このような仮定の下で、まず①最大速度を V^*_{max} に固定した入力地震動に対する地震応答解析結果から建物耐力 C_y と最大層間変形角 R^*_{max} との関係を求める。次に②被災度に対応する R^*_{max} (以降、限界層間変形角とよぶ) を設定し、③先ほどの①の関係から R^*_{max} に対応する C^*_y を求める。さらに、④建物の耐力 C_y 分布を対数正規分布 (特性パラメータ λ^* 、 ζ^*) とし^{4),6)}、 C^*_y までの非超過確率を被害率 P^* とみ



図一1 地震応答解析に基づく被害率曲線の算定方法

なす。これより、⑤ R^*_{max} 、 λ^* 、 ζ^* を固定したときの V^*_{max} と P^* の関係が求められる。すなわち、ここで示す被害率曲線を特徴づけるパラメータは、限界層間変形角 R^*_{max} 、建物の耐力分布を特徴付ける λ^* 、 ζ^* である。以下では、まず、 R^*_{max} 、 λ^* 、 ζ^* によるパラメータ解析を行い、各パラメータが地震応答解析に基づく被害率曲線に与える影響について考察する。

2.2 地震応答解析

解析モデルは、3～5質点の基礎固定の多質点せん断型モデルとした。各階の重量は等しいとし、階高も一律3.5[m]とした。各層の復元力特性は、図一2に示すように、スケルトンをトリリニア型、履歴特性を武田モデルとし、除荷時の剛性低下指数を0.4とした。このとき、各層の降伏時層間変形角は1/150、第一折れ点の層せん断力係数は降伏層せん断力係数の1/3とし、降伏時割線剛性 K_y は初期剛性 K_c の1/3倍とした。減衰定数は瞬間剛性比例型で3%とした。また、解析モデルにおける各層の降伏層せん断力係数 C_{y_i} (i は層番号) は建築基準法施行令における A_i 分布⁷⁾ に比例するように次式により算定した。

$$C_{y_i} = A_i C_y \quad (1)$$

ここで、 A_i は高さ方向の分布を示す係数、 C_y は降伏ベースシアー係数である。地震応答解析は C_y を0.05から2.00まで0.05刻みで変化させた計40の建物モデルに対して行った。このとき、建物モデルの初期剛性および固有周期は降伏ベースシアー係数 C_y の関数となる。ここで設定した建物モデルと固有周期の関係を図-3に示す。図-3より、 C_y が0.5以上では固有周期の変化はあまり大きくないといえる。

解析に用いた入力地震動は、兵庫県南部地震の震度VII地域で観測された大阪ガス葺合供給所での強震記録とした。入力地震動の最大速度 V_{max}^* のレベルは、3.1節に示す被害率曲線との対応を考慮して60~140 cm/sまでの10 cm/s刻みで規準化した計9ケースとした。解析に用いた入力地震動の加速度波形と変位応答スペクトルを図-4に示す。図-4(b)より、周期1~2秒の範囲で応答変位が増大していることが

わかる。

以上より、地震応答解析は葺合での観測記録に対して最大速度レベル9ケース×降伏ベースシアー係数40ケース×建物階数3ケースの合計1,080ケースについて行った。

地震応答解析より得られた降伏ベースシアー係数 C_y と最大層間変形角 R_{max} との関係を、入力した最大速度レベルをパラメータとして図-5に示す。図は3質点モデルに対する結果である。図より、 C_y が小さくなるにつれて R_{max} が大きくなり、建物の損傷が大きくなると考えられる。しかし、これらの関係は単純な線形関係ではなく、 R_{max} がほぼ一定になる C_y の範囲がある。この理由は、ここで設定した建物モデルの固有周期が C_y の関数となることから、 R_{max} が入力地震動のスペクトル特性の影響を受けてしまうためであると考えられる。

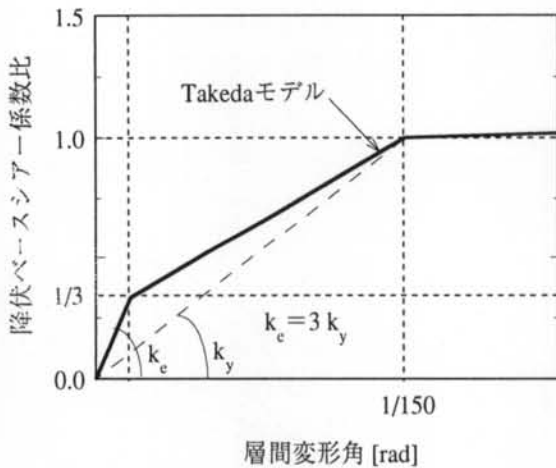


図-2 解析モデルの復元力特性

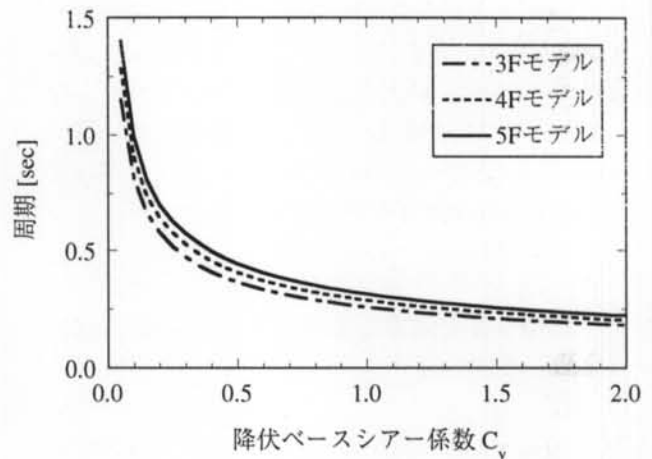
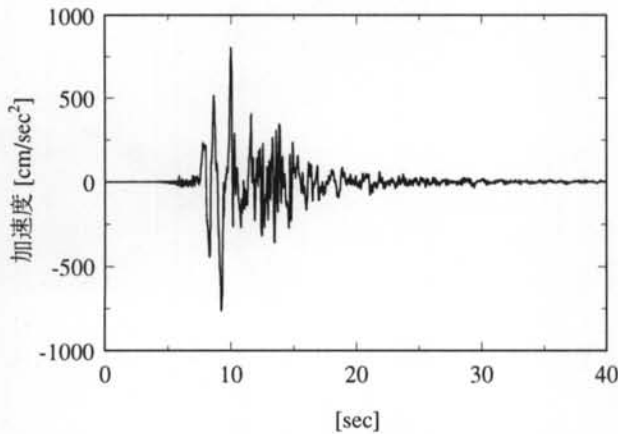
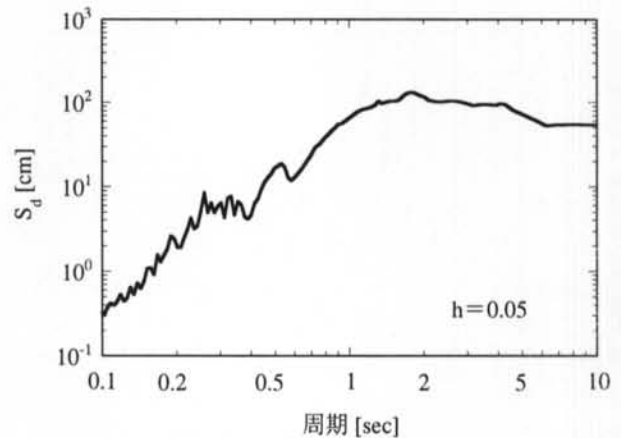


図-3 解析モデルの降伏ベースシアー係数と固有周期との関係



(a) 加速度波形



(b) 変位応答スペクトル

図-4 地震応答解析に用いた地震動

2.3 地震応答解析に基づく被害率曲線

地震応答解析より求めた C_y と R_{max}^* の関係から、限界層間変形角 R_{max}^* および建物の耐力分布を特徴付ける C_y の平均値 $\mu(C_y)$ 、 C_y の変動係数 $\nu(C_y)$ をパラメータとして、最大速度レベルに対応する被害率を算定する。なお、建物の耐力分布は対数正規分布で表すことができ⁴⁾、⁶⁾、それを特徴付ける特性パラメータ λ^* 、 ζ^* と μ 、 ν との間には、 $\lambda^* = \ln \mu - \zeta^{*2}/2$ 、 $\zeta^{*2} = \ln(1 + \nu^2)$ という関係がある。

ここでは、各パラメータ R_{max}^* 、 $\mu(C_y)$ 、 $\nu(C_y)$ が地震応答解析に基づく被害率曲線に与える影響について考察する。3質点モデルを例に、3つのパラメータのうち1つを変化させた場合の被害率曲線を図-6に示す。図-6 (a) より、 $\mu(C_y)$ 、 $\nu(C_y)$ が一定の場合には、 R_{max}^* が大きくなると C_y^* が小さくなり、被害率は小さくなる。そして図-6 (b) より、 $\mu(C_y)$ が小さくなるとある耐力 C_y^* 以下の建物の存在比率が大きくなるため被害率が大きくなる。また図-6 (c) より、 $\nu(C_y)$ が大きくなると建物の耐力分布の広がりも大きくなるため、 $\mu(C_y)$ が一定でもある耐力 C_y^* 以下の建物の存在比率が大きくなり被害率は大きくなる。また、ここで解析した V_{max} の範囲内では、図-6 (c) より $\nu(C_y)$ が小さいほどある最大速度レベルで被害率が急激に増大する傾向が強まる。

§ 3. 建物被害と地震応答解析に基づくRC造建物群の耐震性能

ここでは、構造的な被害データに基づく被害率曲線を紹介し、2章で示した地震応答解析に基づく被害率曲線と整合させるような建物耐力と変形レベルの推定を試みる。

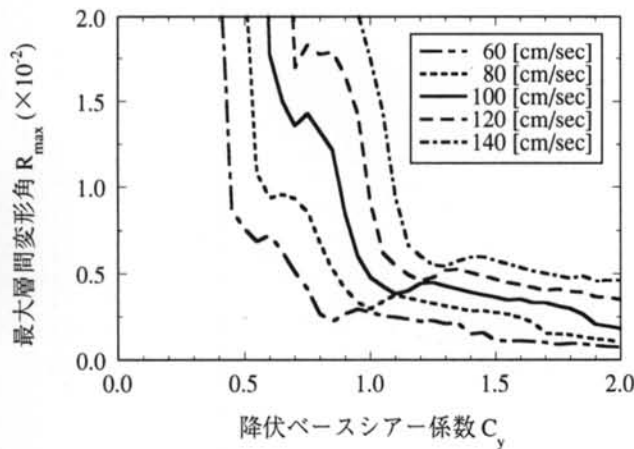
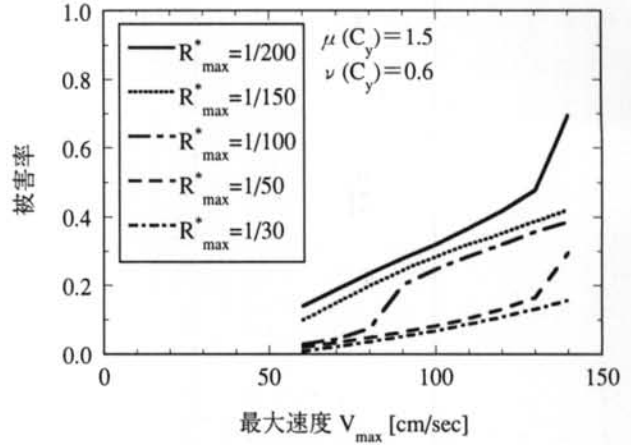


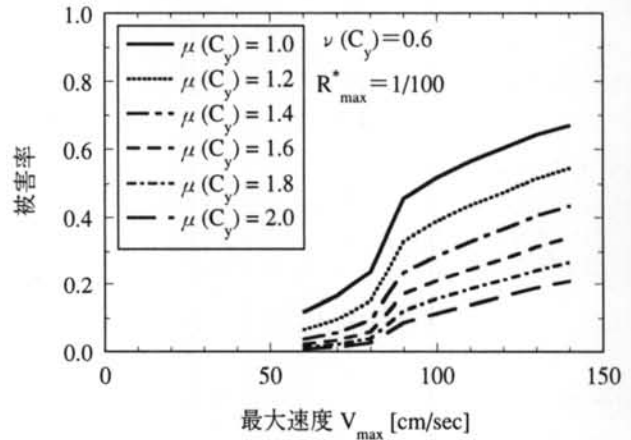
図-5 降伏ベースシア係数と最大層間変形角との関係 (3階建てモデルの場合)

3.1 建物被害データに基づく被害率曲線

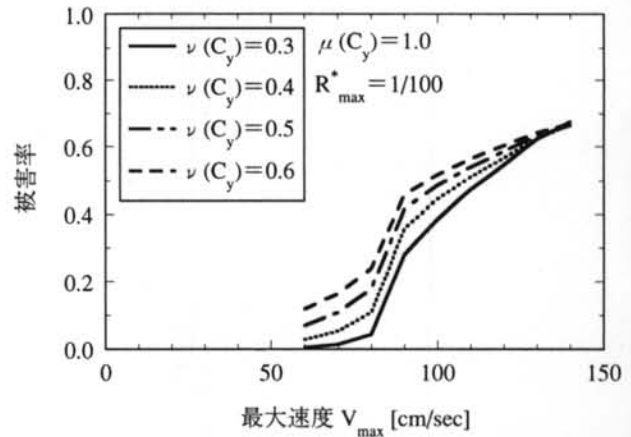
林ら²⁾は、兵庫県南部地震の地震動強さと建物被害率の平均的な関係を被害率曲線としてまとめている。これは、低層建物の被害率から推定した最大地動速度分布⁸⁾と兵庫県南部地震の建物被害調査結果⁹⁾の関係を、次式で回帰したものである。



(a) 限界層間変形角の影響



(b) 降伏ベースシア係数の平均値の影響



(c) 降伏ベースシア係数の変動係数の影響

図-6 地震応答解析に基づく被害率曲線の例

建設年代	大破以上		中破以上		小破以上	
	λ	ζ	λ	ζ	λ	ζ
-1971	6.34	1.024	5.97	0.899	5.80	1.274
1971-81	6.23	0.708	6.92	1.234	6.39	1.466
1982-	7.01	0.798	7.05	0.881	6.62	1.044

$$\text{被害率: } P(V_{max}) = \Phi((\ln V_{max} - \lambda) / \zeta)$$

表一 1 2~5階建てRC造建物における建物被害データに基づく被害率曲線の特性パラメータ²⁾

$$P(V_{max}) = \Phi((\ln V_{max} - \lambda) / \zeta) \quad (2)$$

ここで、 $\Phi(s)$ は変数 s に関する標準正規分布関数であり、 λ および ζ は $\Phi(s)$ を決定づける特性パラメータである。この被害率曲線は、構造的被害に基づいて判定されたRC造建物の被害データに基づいており、高さ別・建設年代別に構築されている。本論文では、中低層RC造建物を対象とすることから、2~5階建てのRC造に対して構築された年代別被害率曲線を用いる。これらの被害率曲線のパラメータを表一1に示す。また、次節以降で、地震応答解析に基づく被害率曲線との比較に用いるものとして、1971年以前の被害率曲線と1972~1981年の被害率曲線を1:2の重みで平均したものを建物被害に基づく1981年以前の被害率曲線とする。ここで用いた重みは、表一1に示した被害率曲線の算定に用いた建設年代別の建物の棟数²⁾を参考に設定したものである。

3.2 被害率曲線の比較から推定されるRC造建物群の耐震性能

建物被害から推定されるパラメータ R^*_{max} 、 $\mu(C_y)$ について考察する。なお、建物被害データに基づく被

害率曲線のあてはまり具合と既往の耐力分布調査結果^{4), 6), 10), 11)}を考慮して $\nu(C_y) = 0.6$ とした。

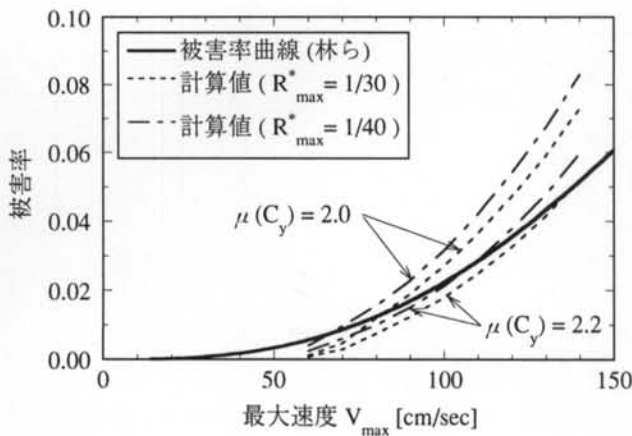
地震応答解析に基づく被害率曲線(細線)と建物被害データに基づく被害率曲線(太実線)とを比較して図一7に示す。図一7(a)は大破以上、図一7(b)は中破以上の被害率曲線を比較している。このとき、地震応答解析に基づく被害率曲線は、3~5質点モデル毎に算定されるが、3質点、4質点、5質点モデルの結果に、2:2:1の重みを与えて平均したものを示している。この重みは、建物被害データに基づく被害率曲線の構築に用いた被害データの階数別の棟数²⁾を参考に設定した。図より、地震応答解析に基づく被害率曲線が建物被害データに基づく被害率曲線に比較的良く合うようにパラメータ R^*_{max} 、 $\mu(C_y)$ の範囲を設定することができる。このときのパラメータの範囲は、 $\mu(C_y) = 2.0 \sim 2.2$ 、 R^*_{max} は大破以上に対して1/30~1/40程度、中破以上に対して1/60~1/70程度であった。

§ 4. 耐震診断結果などに基づく既往のRC造建物の強さ指標

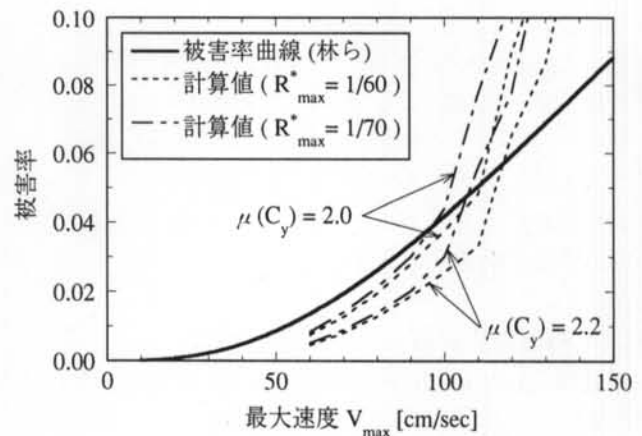
ここでは、建物耐力 C_y に関する既往の調査資料について整理する。既往の調査資料は、降伏ベースシアー係数 C_y の統計資料、構造耐震指標 I_s 値の統計資料とに分けて整理する。

4.1 降伏ベースシアー係数の統計的性質

降伏ベースシアー係数 C_y を、柱と耐震壁の水平断面積より簡易的に評価した調査資料として、小野瀬⁶⁾、志賀ら¹⁰⁾、久野ら¹¹⁾の調査結果がある。小野瀬⁶⁾



(a) 大破以上の被害率曲線



(a) 中破以上の被害率曲線

図一7 地震応答解析に基づく被害率曲線と建物被害データに基づく被害率曲線との比較

参考資料	備考	2階		3階		4階		5階		6階	
		平均	変動係数	平均	変動係数	平均	変動係数	平均	変動係数	平均	変動係数
小野瀬ら ⁶⁾	C_{ys}	1.7450	0.4623	1.1930	0.4643	1.0656	0.5138	0.9924	0.3778	0.9415	0.4678
小野瀬ら ⁶⁾	C_{ye}	1.1688	0.4411	0.8576	0.5299	0.6819	0.4292	0.6341	0.3238	0.6592	0.4556
志賀ら ¹⁰⁾	旧建物	1.75	0.46	1.19	0.46	1.07	0.51	0.99	0.37	-	-
志賀ら ¹⁰⁾	新建物	2.29	0.34	1.52	0.48	1.54	0.31	1.58	0.25	-	-
久野ら ¹¹⁾	釧路市内	1.76	0.38	1.45	0.66	0.92	0.33	0.60	0.40	-	-

表一 2 既往の調査結果に基づく降伏ベースシア係数の平均値と標準偏差

参考資料	備考	2階		3階		4階		5階		6階	
		平均	変動係数	平均	変動係数	平均	変動係数	平均	変動係数	平均	変動係数
中埜ら ¹²⁾	公共建物	1.030	0.458	0.796	0.488	0.703	0.448	0.598	0.455	0.535	0.426
李ら ¹³⁾	学校体育館	1.69	0.28	1.64	0.30	1.12	0.39	-	-	-	-
李ら ¹³⁾	学校	1.08	0.50	1.09	0.35	-	-	0.71	0.31	-	-
李ら ¹³⁾	警察・消防署	1.23	0.42	1.03	0.51	0.77	0.57	0.76	0.45	0.65	0.15
李ら ¹³⁾	住宅	-	-	0.90	0.23	0.73	0.42	0.61	0.54	0.90	0.54
栗山 ¹⁴⁾	全国	0.696	-	0.479	-	0.433	-	0.382	-	0.448	-

表一 3 既往の調査結果に基づく構造耐震指標 I_s 値の平均値と標準偏差

は、1964年新潟地震、1968年十勝沖地震、1978年宮城県沖地震などで調査された約400棟のRC造の降伏ベースシア係数 C_y の統計的性質を調べている。降伏ベースシア係数 C_y は、張間または桁行きの小さい方としている。志賀ら¹⁰⁾ は、東北各地、埼玉県、神奈川県にある85棟のRC造の降伏ベースシア係数 C_y の統計的性質を調べている。降伏ベースシア係数 C_y は新耐震設計基準で規定された建物にも対応するようにしている。久野ら¹¹⁾ は、1993年釧路沖地震後に、釧路市内の壁式構造を除く51棟のRC造建物に対して、壁の終局強度ベースシア係数の統計的性質を調べている。ただし、壁の終局強度ベースシア係数が2.5以上のものは除外されている。ここで整理した、降伏ベースシア係数 C_y の建物階数別の統計量を表一 2 に示す。表より、階数が高くなるほど降伏ベースシア係数 C_y の平均値が小さくなることがわかる。また、3~5階建て建物の降伏ベースシア係数 C_y の平均値は0.6~1.6程度、変動係数は0.25~0.66程度であることがわかる。

4.2 構造耐震指標 I_s 値の統計的性質

構造耐震指標 I_s 値の調査資料として、中埜¹²⁾、李ら¹³⁾、栗山ら¹⁴⁾ の調査結果がある。中埜¹²⁾ は、静岡県内の1,615棟のRC造公共建物に対して、1次診断および2次診断の1階の I_s 値の統計的性質を調べている。対象建物の用途は、学校が約80%であり、建設年代

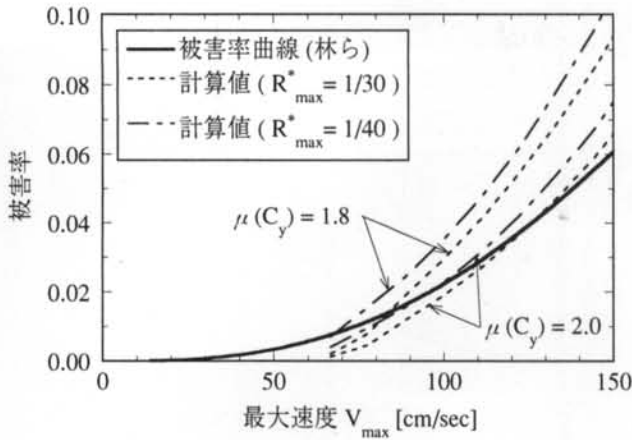
は約65%が1971年以前である。李ら¹³⁾ は、168棟のRC造建物に対して、2次診断の1階の I_s 値の統計的性質を調べている。対象建物は、警察・消防署が約1/3、学校または学校体育館が約1/3である。ただし、 I_s 値が2.5以上の建物は除外している。栗山ら¹⁴⁾ は、全国各地の建物の耐震診断データのうち、1971年以前の建物を中心とした1,659棟に対して、 I_s 値の統計的性質を調べている。対象建物の用途は学校が約1/3で最も多く、約80%がRC造建物である。耐震診断次数は1次から3次までをまとめて処理している。ここで整理した、構造耐震指標 I_s 値の建物階数別の統計量を表一 3 に示す。表より、階数が高くなるほど構造耐震指標 I_s 値の平均値が小さくなることがわかる。また、3~5階建て建物の構造耐震指標 I_s 値の平均値は0.4~1.6程度、変動係数は0.23~0.57程度であることがわかる。

§ 5. RC造建物の強さ指標に関する考察

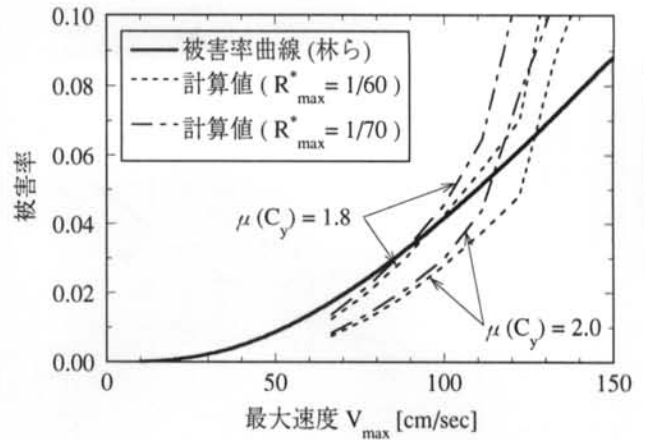
5.1 耐震診断結果などの強さ指標との比較

3章で推定した $\mu(C_y)$ および R^*_{max} を、4章で示した結果を含む既往の耐震診断結果や既往の実験結果と比較する。

まず、4章で示した3~5階建て建物の降伏ベースシア係数 C_y の平均値は0.6~1.6程度、構造耐震指標



(a) 大破以上の被害率曲線



(a) 中破以上の被害率曲線

図一八 有効入力動による入力低減を考慮した場合の地震応答解析に基づく被害率曲線と建物被害データに基づく被害率曲線との比較

I_s 値の平均値は0.4~1.6程度であり、3章で推定した $\mu(C_y) = 2.0 \sim 2.2$ ($\nu(C_y) = 0.6$) の方が大きい。この理由の一つとして、既往の調査結果の建物耐力は構造上主要な部分である柱と耐震壁に対して算定されたものであり、とくにここで対象とした中低層RC造の実建物では、雑壁などの非構造壁が構造要素として大きく寄与したものと考えられる。

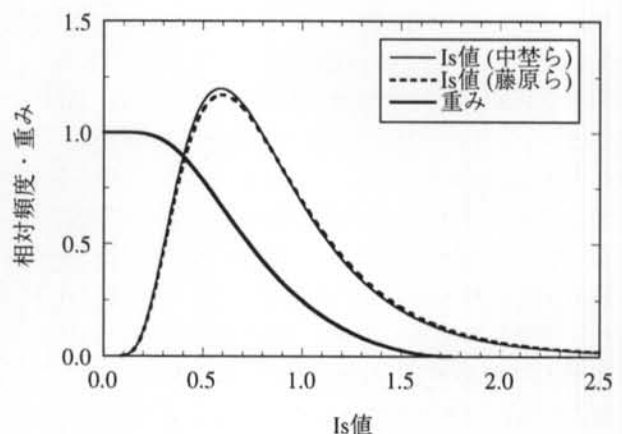
次に、被災度と対応する R_{max}^* に関しては、既往の実験結果と比較する。耐震壁の実験結果^{15), 16)}より層間変形角が1/125~1/300程度から耐力低下が生じるとしている。また、RC柱の実験結果¹⁷⁾やRC骨組の実験結果^{18)~20)}から、最大荷重時の層間変形角はおおよそ1/60~1/70程度である。これらの結果と比較すると、3章で推定した、大破に対する $R_{max}^* = 1/30 \sim 1/40$ 、中破に対する $R_{max}^* = 1/60 \sim 1/70$ は大きい値となっている。しかし、例えば、最大荷重時が大破なのか中破なのかというように、建物の被災度と変形量との対応を明確に示した調査結果は現時点ではなく、今後の研究が望まれる。

また、建物被害と地震応答解析から推定した $\mu(C_y)$ は、2章で示した仮定における値であり、異なる仮定の下では推定される値も異なることは容易に推察できる。次節以降では、2章で示した仮定を変えた場合に、推定される $\mu(C_y)$ がどの程度変化するかについて考察する。

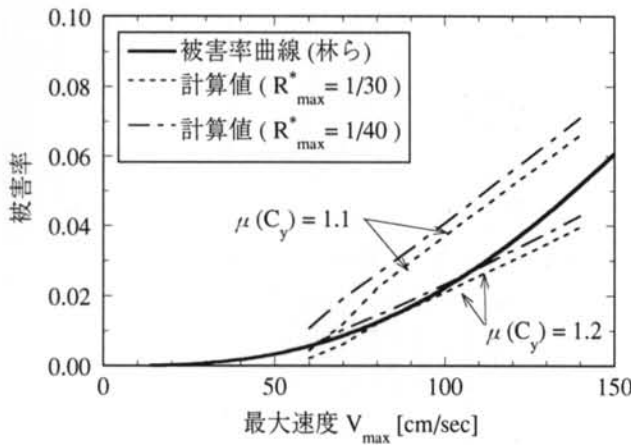
5.2 有効入力動による入力低減を考慮した場合の強さ指標

2章および3章では、基礎固定モデルでの解析であった。しかし、安井ら²¹⁾によれば、兵庫県南部地震における検討結果では、建物の基礎に作用した有

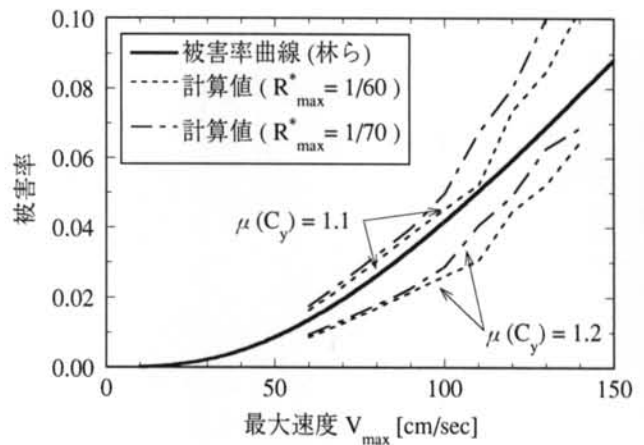
効入力動は、自由地盤に対して最大速度で約1割の低減効果があったとしている。有効入力動による入力低減効果は、個々の建物の条件に依存するところが大きい。ここでは、入力地震動の最大速度レベルが一律1割低減された場合に、推定される $\mu(C_y)$ がどの程度となるかについて考察する。そこで、3章で示した被害率曲線の V_{max} を0.9で除し、図一七と同様に建物被害に基づく被害率曲線と対応させた結果を図一八に示す。このとき、被災度に対応する R_{max}^* は、その違いをみるために図一七に示したものと同様とした。図一八より、推定された $\mu(C_y)$ は1.8~2.0程度となり、有効入力動による入力低減を考慮しない場合に比べて $\mu(C_y)$ が1割程度小さくなった。



図一九 中榎ら⁴⁾と藤原ら²²⁾による I_s 値の相対頻度分布(細線)と解析に用いた建物耐力に対する被害割合(太線)



(a) 大破以上の被害率曲線



(a) 中破以上の被害率曲線

図一〇 建物耐力に応じた被害割合を考慮した場合の地震応答解析に基づく被害率曲線と建物被害データに基づく被害率曲線との比較

5.3 建物耐力に応じた被害割合を考慮した場合の強さ指標

2章の仮定では、ある C_y^* 以下の建物は全て被害を受けるとしていた。しかし、久野ら¹¹⁾や中埜ら⁴⁾が指摘しているように、既往の地震被害調査結果では、必ずしもある C_y^* 以下の全ての建物が被害を受けているわけではない。そこで、 C_y^* に応じた被害割合を評価することを試み、それによって推定される $\mu(C_y)$ がどの程度となるかについて考察する。

文献4)では、被害建物の I_s 値分布 $\nu(x)$ を次式で定めている。

$$\nu(x) = P_{I_s}(x) \left[1 - \int_0^1 P_{E_T}(r) dr \right] \quad (3)$$

ここで、 x は I_s 値または E_T 値、 $P_{I_s}(x)$ は建物群の I_s 値の確率密度関数、 $P_{E_T}(x)$ は荷重効果 (E_T 値) の確率密度関数である。 $P_{I_s}(x)$ として、中埜ら⁴⁾は1970年以前に建設された静岡県内の学校建物のデータを用いているが、ここでは、藤原ら²²⁾によって示された阪神地域のRC造建物で1981年以前に建設された建物の I_s 値のデータから、 I_s 値の対数平均値-0.264、対数標準偏差0.504を求めた。両者を比較して図-9に示す。対象とする地域が異なるにも関わらず両者は非常に良く一致している。そこで、ここでは、阪神地域の I_s 値分布を用いることとした。一方、 $P_{E_T}(x)$ として、中埜ら⁴⁾は平均0.399、標準偏差0.085の正規分布で過去の地震被害分布をうまく説明できるとしている。ただし、 $P_{E_T}(x)$ は入力レベルに依存し、先述の値は0.23g (g は重力加速度) 程度に相当する。そこで、ここでは、 $P_{E_T}(x)$ の平均は、3.1節で示した建物被害データが130~150 cm/sの範囲に多いこと²⁾、兵庫県南部地震では最大加速度と最大速度には概ね

$V_{max} = 0.15A_{max}$ という線形関係があること²³⁾から、 $0.399 \cdot 140 / 0.15 / 980 / 0.23 = 1.652$ とし、標準偏差は同じとした。そして、(3)式で示される $\nu(x)$ の非超過累積確率を、 C_y^* に応じた被害割合 (図-9参照) とみなし、 C_y^* に対する被害率にその値を乗じて、図-7と同様に建物被害に基づく被害率曲線と対応させた結果を図-10に示す。このとき、被災度に対応する R_{max}^* は、その違いをみるために図-7に示したものと同様とした。図-10より、推定した $\mu(C_y)$ は1.1~1.2程度となった。ここでも、幾つかの仮定をした結果ではあるが、ある C_y^* でも被害を受けない建物もあるという評価をすることによって、実被害と既往の調査結果と対応付けられる可能性が示された。しかし、ここでの検討は一例に過ぎず、その定量的な把握のためには更なる検討が必要である。

§ 6. まとめ

本論文では、3~5階建ての中低層RC造建物を対象として、兵庫県南部地震における構造的な建物被害データと地震応答解析による分析から実建物の耐震性能を評価し、 I_s 値などの構造的な耐震指標と比較することを目的とした検討を行った。以下に、本論文で得られた結論をまとめる。

- 建物被害に最も影響を及ぼす耐震性能として建物耐力 (降伏ベースシア係数) を考え、建物耐力のばらつきによって被害率を算定できるものとし、地震応答解析による結果から入力地震動の大きさと建物被害率とを関係付ける被害率曲線を算定する方法を示した。本論文で示した

方法では、降伏ベースシア係数の変動係数が小さくなるほどある最大速度レベルで被害率が急激に増大する傾向が強まり、降伏ベースシア係数の平均値が小さくなるほど、また限界層間変形角が大きくなるほど、すべての最大速度レベルで被害率が大きくなる傾向が見られた。

- 兵庫県南部地震の建物被害データに基づく被害率曲線と比較的良く整合するように限界層間変形角や降伏ベースシア係数の分布を特徴付ける特性パラメータを設定することができた。このときのパラメータの値は、降伏ベースシア係数の平均値が2.0~2.2、限界層間変形角は大破以上に対して1/30~1/40程度、中破以上に対して1/60~1/70程度であった。
- 降伏ベースシア係数や構造耐震指標に関する既往の調査結果から建物耐力の統計的性質を整理し、建物被害と地震応答解析に基づいて評価した建物耐力と比較した。その結果、本論文で推定した降伏ベースシア係数の平均値は、既往の調査結果による建物耐力の平均値よりも大きな値であった。
- 最後に、本論文で示した地震応答解析に基づく被害率曲線の算定方法の仮定が異なる場合の、

推定される降伏ベースシア係数の平均値に関して考察した。まず、有効入力動による入力低減効果を1割とした場合、推定される降伏ベースシア係数の平均値も1割程度小さな値となった。次に、ある降伏ベースシア係数以下でも被害を受ける建物と被害を受けない建物があるとした場合、推定される降伏ベースシア係数の平均値は1.1~1.2程度となり、2.0~2.2よりもかなり小さな値となった。ここでも幾つかの仮定をしているため、推定された値の定量的な検討は十分ではないが、実建物の耐震性能が本当はどの程度であったかを定量的に把握するための第一歩になるものと考えている。

謝辞

本研究で用いた葺合の観測記録は、大阪ガスが収録し、関西地震観測研究協議会によって公開されたものを使用させて頂きました。また、降伏ベースシア係数や構造耐震指標 I_s 値に関する既往の調査結果を利用させて頂きました。関係者各位に謝意を表します。本論文は、名古屋大学の博士論文の内容の一部をまとめたものです。有益な議論とご助言をいただきました博士論文の主査の福和伸夫名古屋大学教授に深く感謝致します。

<参考文献>

- 1) Miyakoshi, J., Y. Hayashi, K. Tamura, and N. Fukuwa: Damage ratio functions of buildings using damage data of the 1995 Hyogo-Ken Nanbu earthquake, Proceedings of the 7th International Conference on Structural Safety and Reliability, Vol. 1, pp. 349-354, 1998.
- 2) 林 康裕, 宮腰淳一, 田才 晃, 大野義照: 1995年兵庫県南部地震におけるRC造建物群の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, No. 528, pp. 135-142, 2000.
- 3) 日本建築防災協会: 改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説, 1991.
- 4) 中埜良昭, 岡田恒男: 信頼性理論による鉄筋コンクリート造建築物の耐震安全性に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 406, pp. 37-43, 1989.
- 6) 小野瀬順一: 鉄筋コンクリート造建物の耐力分布と被害分布, 第6回日本地震工学シンポジウム講演集, pp. 2081-2088, 1982.
- 5) 宮腰淳一, 林 康裕, 田村和夫: 被害データと地震応答解析に基づく建物群の耐震性能に関する考察, 第10回日本地震工学シンポジウム論文集, Vol. 1, pp. 327-332, 1998.
- 7) 日本建築センター: 構造計算指針・同解説 1988年版, pp. 93-100, 1988.
- 8) 林 康裕, 宮腰淳一, 田村和夫: 1995年兵庫県南部地震の建物被害に基づく最大地動速度分布に関する考察, 日本建築学会構造系論文集, No. 502, pp. 61-68, 1997.
- 9) 日本建築学会近畿支部鉄筋コンクリート構造部会: 神戸市灘区および東灘区RC造建物全数調査, 1995年兵庫県南部地震コンクリート系建物被害調査報告書, pp. 2-37, 1996.
- 10) 志賀敏男, 山影修司: 施行令耐震規定改訂後のRC造建物群の柱率・壁率, 日本建築学会東北支部研究報告集, Vol. 57, pp. 313-316, 1994.
- 11) 久野雅祥, 鈴木有: 釧路市内のRC造建物・木造建物の耐震性と被害に関する検討, 1993年釧路沖地震に関する総合シンポジウム, 日本建築学会地震災害委員会, pp. 103-112, 1994.
- 12) 中埜良昭: 信頼性理論による鉄筋コンクリート造建物の耐震安全性に関する研究, 東京大学学位論文, 1988.
- 13) 李 康碩, 中埜良昭, 岡田恒男: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震性能に関する研究, 生産研究, 48巻, 11号, pp. 555-558, 1996.
- 14) 栗山利男, 望月利男, 荻本孝久: 既存非木造建築物の耐震性能の分析に関する調査研究 その1: 構造耐震指標 (I_s 値) の建設年代・階数・用途別分布, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 構造II, pp. 7-8, 1997.

- 15) 広沢雅也：既往の鉄筋コンクリート造耐震壁の関する実験資料とその解析, 建設省建築研究所, 建築研究資料, No. 6, pp. 51-56, 1975.
- 16) Tomii, M. and F. Esaki : Design method of reinforced concrete framed shear walls to sustain vertical loads after shear failure, Proc. of the 8th WCEE, Vol. V, pp. 581-588, 1984.
- 17) Shimazu, T. : On the ultimate values of deformation angle for reinforced concrete columns, 日本建築学会論文報告集, No. 305, pp. 58-67, 1981.
- 18) 江戸宏彰, 武田寿一, 表佑太郎：3層1スパン鉄筋コンクリート骨組の動的破壊実験（その1 実験結果）, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp. 1119-1120, 1972.
- 19) Koike, K., Y. Omote, H. Eto and T. Takeda : Reinforced concrete wall-frame structures subjected to dynamic and static loadings - Model tests and the simulations -, Proc. of the 7th WCEE, Vol. 6, pp. 419-426, 1980.
- 20) 坪崎裕幸, 中田慎介, 芳村学, 高橋茂治：一日米共同研究－鉄筋コンクリート造実大7層試験体の耐震性に関する研究 その13 試験体の保有水平耐力と変形性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp. 1575-1576, 1982.
- 21) 安井 譲, 井口道雄, 赤木久真, 林 康裕, 中村 充：1995年兵庫県南部地震における基礎有効入力動に関する考察, 日本建築学会構造系論文集, No. 512, pp. 111-, 1998.
- 22) 藤原悌三, 鈴木祥之, 北原昭男：中低層鉄筋コンクリート造建物の耐力と兵庫県南部地震による被害, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 構造II, pp. 23-24, 1998.
- 23) 林 康裕, 宮腰淳一, 田村和夫, 川瀬 博：1995年兵庫県南部地震の低層建物被害率に基づく最大地動速度の推定, 日本建築学会構造系論文集, No. 494, pp. 59-66, 1997.