

鉄骨造建物群の被害予測モデルの構築

A SET OF DYNAMIC MODELS OF STEEL BUILDINGS FOR DAMAGE EVALUATION

長戸 健一郎*, 川瀬 博**

Kenichiro NAGATO and Hiroshi KAWASE

In previous studies we have established a set of dynamic models of reinforced concrete (RC) buildings and wooden houses for damage evaluation based on the damage statistics in Kobe surveyed after the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake and nonlinear response analyses for synthetic waveforms simulated by Matsushima and Kawase (2000). In this paper, we proceed to construct a set of dynamic models of steel buildings for damage evaluation. In the process of establishing models we found that strengths of steel buildings are not so much different from those considered in the building code. This implies that the strengths of steel buildings are not influenced strongly by other factors not considered in design such as non-structural partitioning walls. Damage ratio distributions derived from established models show similar pattern to the observed ones though calculated damage ratios are distributed wider than the observed. By using steel building models established here with the models for reinforced concrete buildings and wooden houses already established, we can predict the whole picture of urban seismic disasters.

Keywords: damage evaluation, steel buildings, building strength, simulated strong motion

被害予測, 鉄骨造建物, 建物耐力, 再現強震動

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震以降、国、地方自治体、研究機関、さらには一般市民にまで地震防災への意識が高まりつつある中で、毎年のように世界各地で大規模な地震が起こり、都市に被害を及ぼしてきた。そのような背景を受け、地震工学の分野では、将来起こりうる地震像を明らかにし、さらにそれによって引き起こされる構造物被害、人的被害を適切に評価しようとする気運が高まっている。著者らは兵庫県南部地震の建物被害統計と松島・川瀬¹⁾により推定された広域にわたるその再現強震動に基づき、観測被害をよく説明できるRC造及び木造建物群被害予測モデルを構築している^{2),3)}。そこで本論では、鉄骨造建物に関しても同様のプロセスに基づき被害予測モデルを構築する。このモデルとすでに構築したモデルを用いることにより、予測地震動さえ与えられれば、RC造、木造、鉄骨造建物についての被害予測が可能となる。建築物の大半はこの3種類の構造に大別できると考えられるので、これにより都市の建築物被害の全容をほぼ把握することができると考えている。

2. モデル構築のプロセス

モデルの構築に際しては、著者らがRC造、木造建物群モデル構築に用いた手法²⁾に準じる。以下にその手法を示す。

- 1) 兵庫県南部地震の建物被害統計に基づき鉄骨造建物の観測被害率を算定する。
- 2) 設計基準に基づき鉄骨造建物モデルを設定し、これを標準建物モ

デルと定義する。

- 3) 松島・川瀬¹⁾による兵庫県南部地震の再現強震動に基づき標準建物モデルの非線形地震応答解析を行う。
- 4) 応答解析結果から破壊クライテリオン等の仮定に基づき解析被害率を算定する。
- 5) 観測被害率と解析被害率が一致するまで標準建物モデルの耐力を変更し解析を繰り返す。

3. 観測被害率

緑川らは兵庫県南部地震において建物被害の大きかった地域のうち、東灘区の一部、中央区の一部、兵庫区の一部において、軽量鉄骨造を除く3階建て以上の全ての鉄骨造建物を対象として被害調査を行っている⁴⁾。調査データは階数別、建設年代別などの詳細なものとなっており、本論ではこの調査結果のうち東灘区のデータを使用することにした。調査棟数は155棟で5階以下の建物数の割合が97%となっている⁴⁾。本論では階数、建設年代が不明なデータを除いた2階建から6階建までの125棟のデータを用い、2階建は3階建のデータに、6階建は5階建のデータに含めて3階建~5階建の3つのカテゴリーで被害率を算定する。なお、本論では大破以上の被害を受けた建物棟数より被害率を算定する。また1981年の改正建築基準法施行を考慮し、1981年以前と1982以後でデータを分け、それぞれ旧耐震、新耐震として被害率を算定する。

算定した観測被害率をTable 1, Fig. 1に示す。また、旧耐震、新耐

* 九州大学大学院人間環境学府 大学院生・修士(工学)

Graduate Student, Graduate School of Human-Environment Studies, Kyushu University, M. Eng.

** 九州大学大学院人間環境学研究院 教授・工博

Prof., Faculty of Human-Environment Studies, Kyushu University, Dr. Eng.

震のデータを合わせた全体の被害率分布を Fig. 2 に示す。なお、被害統計は丁町目毎に得られているが後述する応答解析の入力地震動に合わせて 160m×80m のグリッドを考え、丁町目データをグリッドデータに変換している。

3 階建の被害率に関しては旧耐震・新耐震でほとんど変わらず、新耐震の被害率が高い結果となった。これは建設年代が不明なことから除外したデータで、このカテゴリーに属するものが 20 棟ほど存在する中で大破以上と判定された建物も数棟存在し、これらのデータを含めばこの差は逆転する可能性もある。しかし、ここでは、その建設年代に関する情報がなく、その差も小さいためこのままの被害率で解析を進める。4, 5 階建に関しては旧耐震の被害率が明らかに新耐震の被害率より大きく、また全体でも同様の傾向を示している。

Table 1 Steel building damage statistics⁴⁾ surveyed after the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake. Data of 3- and 5-storied buildings include those of 2- and 6-storied buildings, respectively.

		3-storied	4-storied	5-storied	Total
Before 1982	The number of damaged buildings	7	12	2	21
	The number of buildings	33	24	7	64
	Damage ratio	0.212	0.500	0.286	0.328
After 1982	The number of damaged buildings	9	3	1	13
	The number of buildings	38	15	8	61
	Damage ratio	0.237	0.200	0.125	0.213

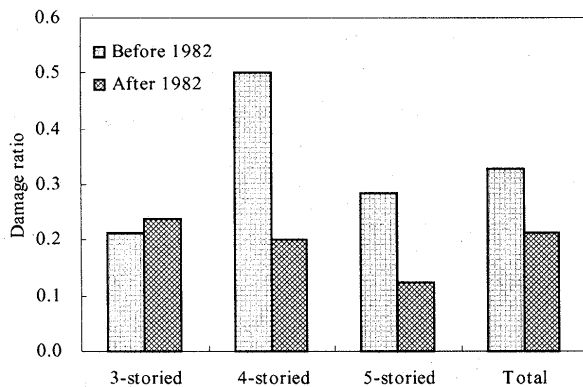


Fig. 1 Observed damage ratios of steel buildings based on building damage data listed in Table 1, which are separately calculated for story numbers (3, 4, and 5) and construction age (before 1982 and after 1982).

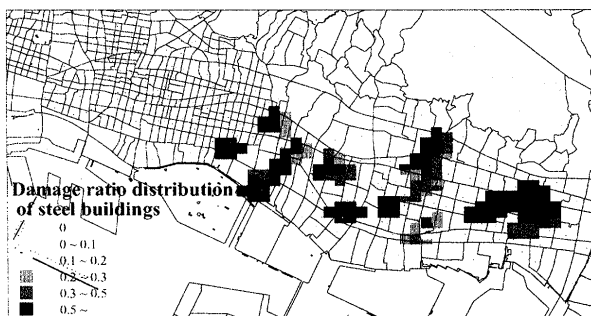


Fig. 2 Observed damage ratio distribution of steel buildings in Higashi Nada-ku in Kobe.

4. 非線形地震応答解析

4.1 標準建物モデル

鉄骨造建物の標準建物モデルを設定するにあたり、建築基準法に基づいた設計例 (3 階建て, 5 階建て)⁵⁾ を参考にする。また、算定した被害率のカテゴリーに合わせて 3, 4, 5 階建ての 3 モデルを設定し、4 階建てモデルに関しては 3 階建て, 5 階建てモデルの中間の耐力を有するようにモデルパラメータを設定した。なお、本論ではこの建物耐力を設計耐力と考える。

解析モデルは多質点せん断系モデルとし、せん断バネの非線形特性は荷重増分解析結果から得られたスケルトンカーブ⁵⁾に基づき各パラメータを設定した Tri-linear 型とする。ただし、5 階建モデルの第 5 層は Bi-linear 型となっている。減衰は瞬間剛性比例型で、減衰定数は 3% とする。各モデルの重量、階高を Table 2 に、剛性、降伏変形角、一次固有周期を Table 3 に示す。また、各モデルのベースシア係数一層間変形角の関係を Fig. 3 に示す。第 3 剛性は第 1 剛性の 1/100 (5 階建てモデル), 1/200 (3, 4 階建てモデル) とした。解析には Newmark の β 法 ($\beta=1/4$) を用い、積分時間間隔は 0.005sec とする。

Table 2 Model parameters (weight and story height) of reference models.

		5-storied	4-storied	3-storied
Weight (tf)	5	265.0		
	4	309.0	247.2	
	3	305.0	244.0	89.0
	2	306.0	244.8	126.0
	1	308.0	246.4	126.0
Story height (cm)	5	350		
	4	350	350	
	3	350	350	300
	2	350	350	300
	1	380	380	300

Table 3 Model parameters (stiffness, yield drift angle, and predominant period) of reference models.

		5-storied	4-storied	3-storied
1 st stiffness (tf/cm)	5	144		
	4	158	150	
	3	164	183	67
	2	175	163	81
	1	219	199	116
2 nd stiffness (tf/cm)	5	1		
	4	79	86	
	3	82	105	44
	2	88	94	53
	1	110	114	75
1 st yield drift angle (rad)	5	0.0037		
	4	0.0051	0.0036	
	3	0.0056	0.0043	0.0035
	2	0.0057	0.0051	0.0044
	1	0.0046	0.0044	0.0041
2 nd yield drift angle (rad)	5	0.0037		
	4	0.0064	0.0046	
	3	0.0088	0.0059	0.0055
	2	0.0101	0.0097	0.0092
	1	0.0081	0.0084	0.0086
1 st predominant period (sec)		0.89	0.68	0.47

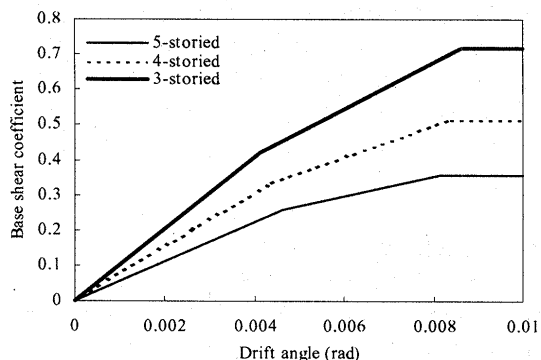


Fig. 3 Relationship between drift angle and base shear coefficient at the basement of reference models.

4.2 入力地震動

松島・川瀬¹⁾は六甲山地から大阪湾までの、震災の帯を含む 42km × 18km の領域で震源と地下構造の不均質性を考慮した強震動シミュレーションを行っている。本論では、その再現強震動を応答解析の入力地震動として用いる。ここで、再現強震動は解析領域内で x 軸方向 (N57° E) 80m, y 軸方向 (N33° W) 80m 間隔で計算されているが、本論では x 軸方向 160m, y 軸方向 80m 間隔の点で計算された再現動を用いる。これは x 軸方向の最大速度の変化が y 軸方向のそれほど大きくないことから判断したものである。再現強震動の最大速度分布を Fig. 4 に示す。なお、本論文では RC 造の場合²⁾と同様に大阪層群上面の再現波をそのまま基礎固定の構造物に入力しており、表層地盤の増幅を考慮していない。これは再現波が表層観測波とほぼ同程度の振幅となっている¹⁾ことが根拠のひとつであるが、地盤の非線形化や相互作用効果によりこの振幅効果がかなり相殺されるということも考慮して判断したものである。

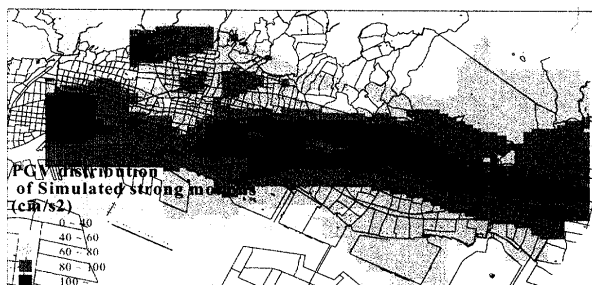


Fig. 4 Peak Ground Velocity (PGV) distribution of strong motions simulated by Matsushima and Kawase¹⁾.

5. 解析被害率

5.1 解析被害率算定に必要な仮定

解析被害率を算定するに際して、以下に示す仮定を適用する。

- 1) 建物群の耐力にばらつきを与え(ある耐力を有する建物群の存在比率を仮定する), 同一レベルの地震動でも, 被害の有無が生じるとする。
- 2) モデルの破壊クライテリオンとして, 最大層間変形角が 1/30rad 以上になったモデルが大破以上の被害を受けたものとする。これは鉄骨造建物における被災度の定義の概要⁶⁾として大破は「残留変形角 (1/30rad 以上) と損傷 (筋かい 50%以上破断, 柱梁接合部 20%以上破断, 顕著な局部座屈) の大きい方を採用」となっていることによる。
- 3) 被害を受けたモデルの存在比率(仮定 1)参照)を合計したものを解析被害率と考える。
- 4) N57° E成分, N33° W成分どちらかの結果が仮定 2)を満たせば, 被害を受けたとし, 3)の仮定により解析被害率を求める。

5) 地震波毎に得られた被害率にグリッド毎の建物棟数 (3章で丁町目データからグリッドデータに変換したもの) を乗じ, グリッドにおける被害棟数を算定する。さらに, それら解析領域全体で合計し総棟数で除したものをそのモデルの被害率とする。

ここで, 仮定 1)により建物群の耐力にばらつきを与えるため耐力分布を仮定する必要があるが, 筆者らの知る限り適当なデータが見つからない。そこで, 福岡市において鉄骨造建物を対象に微動計測を行った。計測は 3 階建から 5 階建を対象とし, 最終的に 3 階建 11 棟, 4 階建 6 棟, 5 階建 3 棟の計 20 棟を計測した。最上階と 1 階のスペクトル比から得られた一次固有振動数を梁間・桁行き方向を合わせて Fig. 5 に示す。5 階建は計測棟数が少なかったこともあり, ほとんどばらつきが見られないが, 3 階建, 4 階建に関しては回帰直線を中心に大きくばらついていることがわかる。ここで, 階数毎のデータを統合するため, 階数毎に回帰直線上の値で基準化し基準化振動数とする。さらに建物剛性は(質量が同じという前提の下で)振動数の二乗に比例するため基準化振動数を二乗しそのヒストグラムを求めた (Fig. 6)。この観測データに対数正規分布を対応させ耐力分布として用いる(剛性と耐力は比例すると仮定)。確率紙⁷⁾を用い対数正規分布のパラメータを, との推定を試みたが観測データとの相関がかなり小さくなりうまく同定されなかったため, 確率紙から推定された $\lambda = 0.358$ を保存しグリッドサーチにより λ を決定したところ $\lambda = \ln(0.49)$ において相関係数が 0.807 で Fig. 7 に示すように良い相関となった。そこで, 本論では Fig. 7 の推定された対数正規分布に基づき求められる Fig. 8 に示す耐力分布を採用する。なお, Fig. 8 の横軸には対数軸で等間隔となるように決定した代表値をとっており, 最頻値が 1.0 となるように基準化している。Fig. 7 から明らかなようにこの分布は見かけ上高耐力の建物の存在を無視したことになるが, 被害率自体がそれほど高くないので耐力同定に与える影響は小さい。

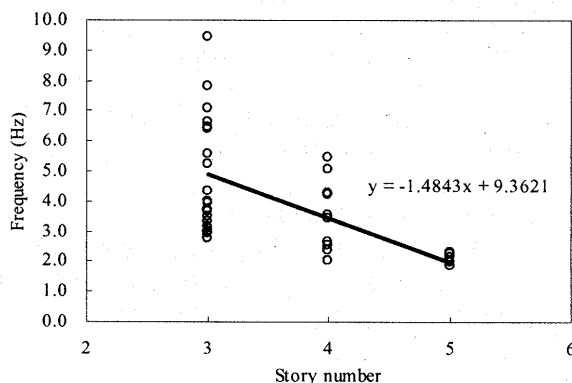


Fig. 5 Predominant frequencies derived from microtremor measurements of steel buildings in Fukuoka.

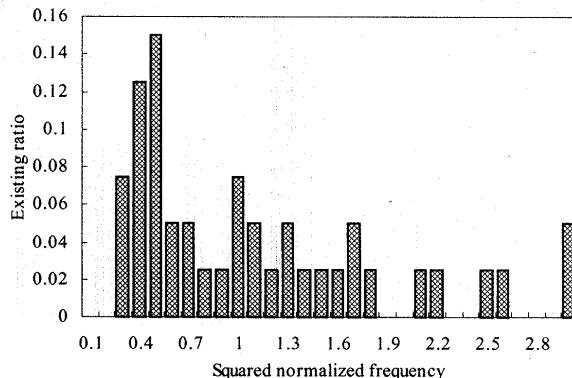


Fig. 6 A histogram of squared normalized frequencies obtained from the data set shown in Fig. 5.

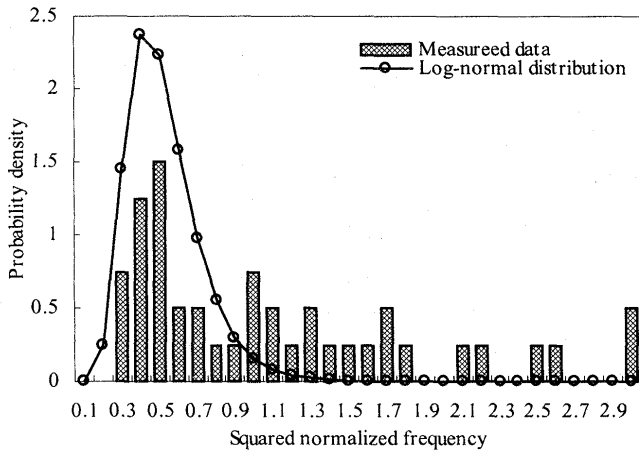


Fig. 7 Comparison between the measured data and the estimated log-normal distribution based on the probability paper and the grid searching method.

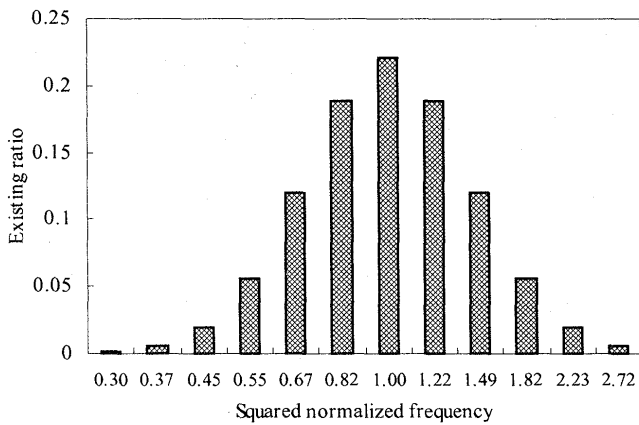


Fig. 8 Assumed strength distribution derived from the estimated log-normal distribution shown in Fig. 7.

5.2 標準建物群モデルの解析被害率

5.1 節で述べた仮定に基づき標準建物群モデルの解析被害率を算定する。ここで、標準建物群モデルとは、4.1 節で設定した標準建物モデルの耐力を最頻値とする、Fig. 8 に示した耐力分布を有するモデルと定義する。

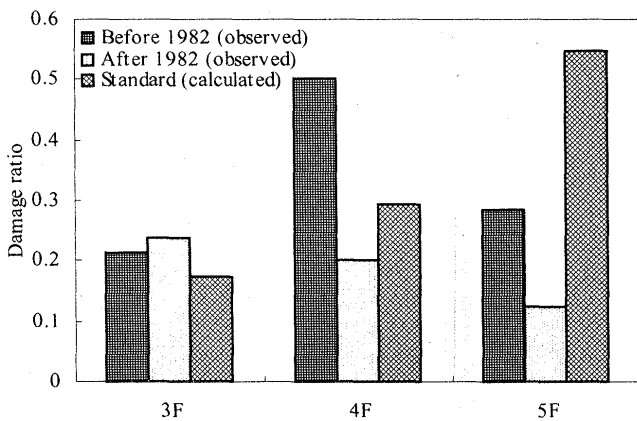


Fig. 9 Calculated damage ratios of standard building models compared to observed damage ratios.

算定した解析被害率を観測被害率とともに Fig. 9 に示す。3 階建てモデルではほぼ一致しているが 4 階建、5 階建モデルでは明らかな差が見られる。つまり、本論で仮定した設計耐力では観測被害を説明することはできないことがわかる。そこで、次節において解析被害率が観測被害率に一致するように標準建物モデルの耐力を変更して解析を繰り返す。

5.3 被害予測用鉄骨建物群モデル

耐力比 α を標準建物モデルの耐力に乘じ、 α を変化させることにより標準建物モデルの耐力を変更する。すなわち、 $\alpha=1.0$ は標準建物モデルの耐力を意味する。なお、 α は 0.05 刻みで変化させる。ここで新旧耐震の推定耐力を定量的に比較するため、同じ標準建物モデルを用い α のみを新旧の被害率に対しそれぞれ同定するものとする。

解析を繰り返した結果、Fig. 10 に示す α において、Fig. 11 に示すように解析被害率が観測被害率によく一致した。RC 造建物において得られた結果^{2),3)}ほど標準建物モデルとの差は見られず、逆に新・旧耐震 3 階建、旧耐震 4 階建モデルにおいては α が 1.0 より小さくなっている。これは、標準建物モデルの設定において、荷重増分解析結果⁵⁾により全層の剛性を決定しており、設計用剛性分布(新耐震では A₁ 分布、旧耐震では標準水平震度に基づいている)に比べるとやや大きくなっていることが影響しているのではないかと考えられる。また、 α の値がそれほど大きくない要因としては、鉄骨造建物は RC 造建物に比べ耐力に寄与する間仕切壁などの不確定要素が少ないことが考えられる。

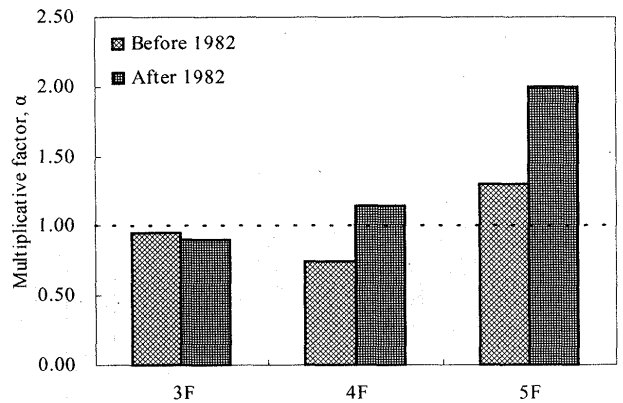


Fig. 10 Estimated multiplicative factor, α , different for story number (3, 4, and 5) and construction age (before 1982 and after 1982). Dotted line indicates α for standard building models.

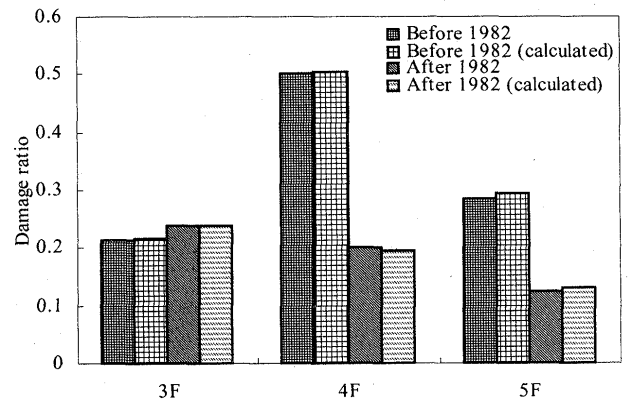


Fig. 11 Comparison between the observed damage ratios and the calculated damage ratios of a set of models with estimated strengths derived from the multiplicative factors shown in Fig. 10.

6. 構築したモデルの妥当性の検証

5章で構築した被害予測モデルの妥当性を吟味するため、モデルに強震動を入力した際の層間変形角応答を示し検討を加える。また、モデルの構築には解析領域全体の被害率を用いたが解析領域の被害率分布も示し、考察する。

Fig. 12に解析に用いた再現波のうち最大級のもの(最大速度124.5 cm/s)を最頻値モデルに入力した結果得られた最大層間変形角分布を示す。また、各モデルの最大応答を示している層の層間変形角時刻歴応答をFig. 13に示す。Fig. 12, Fig. 13ともに旧耐震・新耐震で有意

な差は見られない。最大層間変形角分布においてどのモデルにおいても1階の応答が大きいことは、兵庫県南部地震の被害状況において1階の損傷による倒壊、大破の事例が多かった⁶⁾ことを再現している。

Fig. 14には解析領域の解析被害率分布と観測被害率分布の比較を示す。旧耐震・新耐震両方で解析被害率の方が広い範囲に被害が分布している。これは、観測被害においては極めて被害率の大きなグリッドが存在すること、モデルの構築手法が全体被害率に基づいていることに起因する。しかし、全体的な傾向としてはよく再現されている。

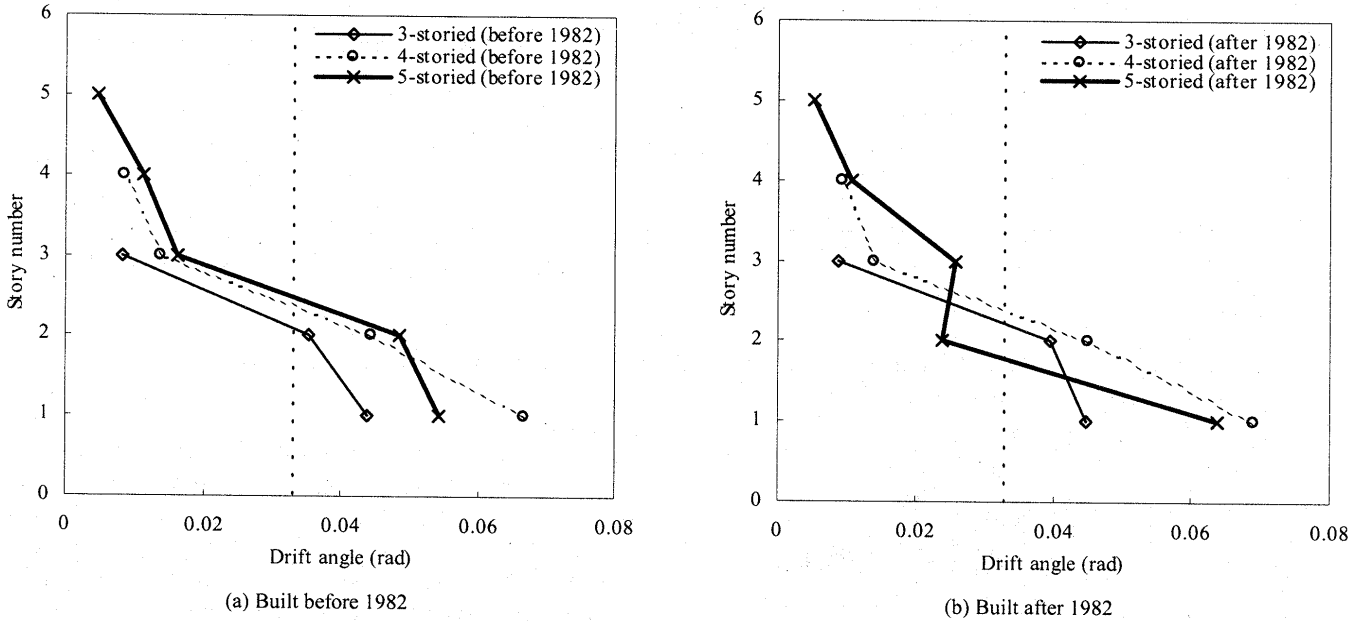


Fig. 12. Maximum drift angle distributions of building models that occupy the largest number of buildings.

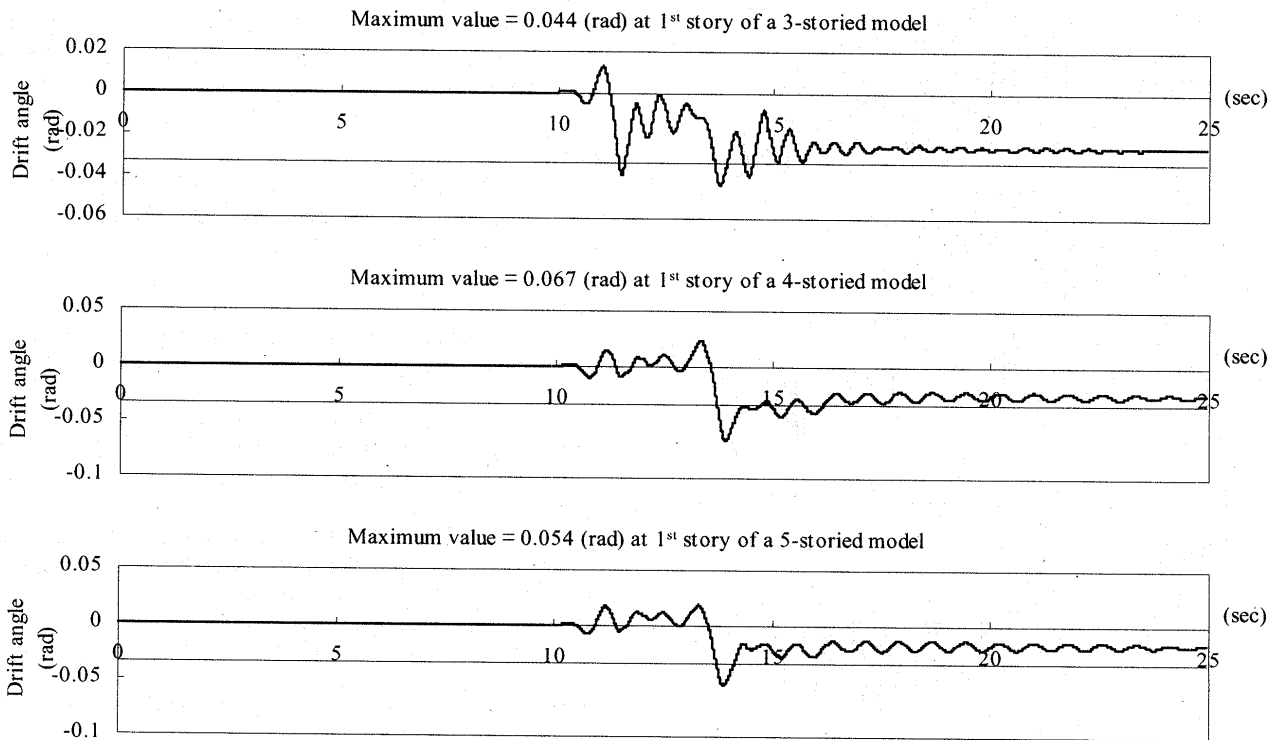


Fig. 13 (a) Time histories of drift angle response of building models that occupy the largest number of buildings built before 1982.

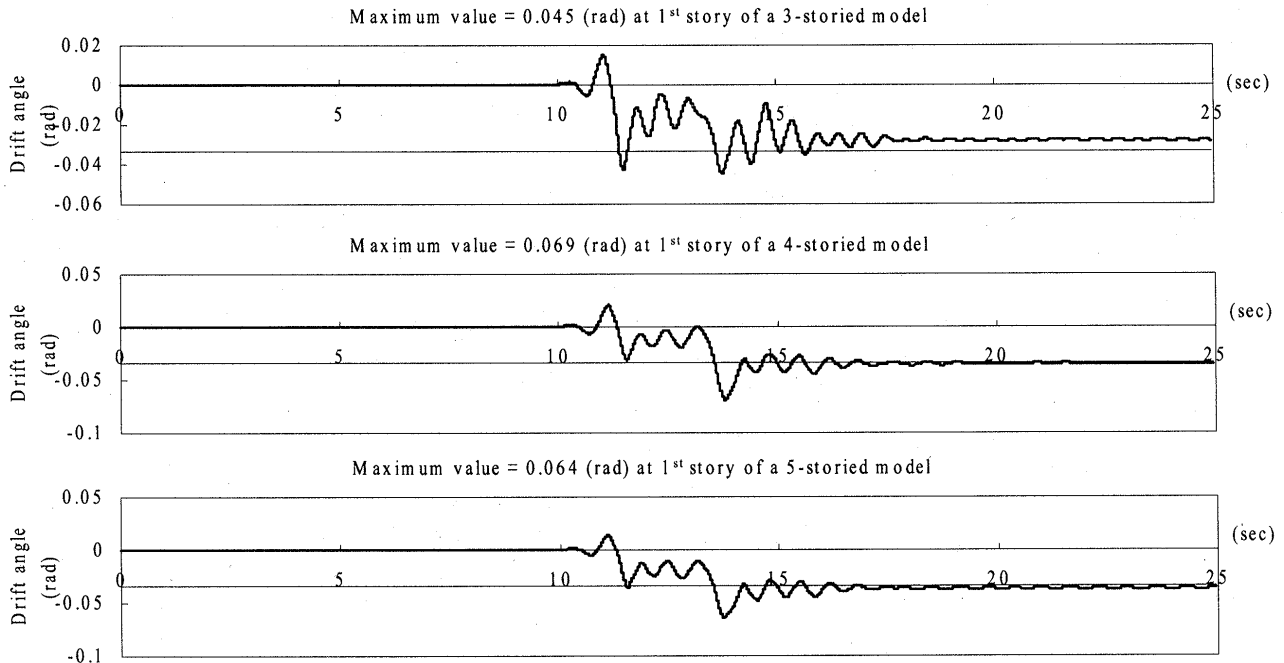


Fig. 13 (b) Time histories of drift angle response of building models that occupy the largest number of buildings built after 1982.

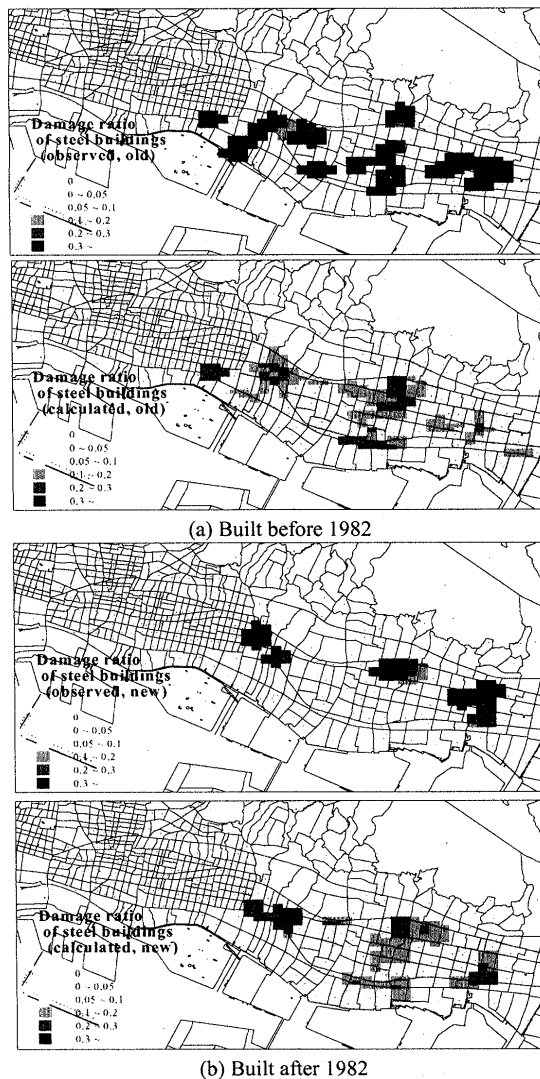


Fig. 14 Comparison of damage distributions between the observed and the calculated. Upper, observed ; bottom, calculated

7. まとめ

鉄骨造建物群に適応できる被害予測モデルを構築した。構築のプロセスで得られたモデル耐力から鉄骨造建物は本論で仮定した設計耐力とはそれほどかけ離れていないことがわかった。これは、鉄骨造建物はRC造建物に比べ、耐力決定に影響を与える不確定要素が少ないためと考えられる。また、構築したモデルの強震動入力による応答は兵庫県南部地震で観測された鉄骨造建物の被害状況をよく再現できることを確認した。さらに、被害率分布の比較により、対象領域の全体的な被害状況をほぼ再現できていることも確認した。

本論での鉄骨造建物群モデルの構築により、著者がすでに構築しているRC造建物群・木造建物群モデルと併用し、都市の地震被害の全体像を推定することにより、今後の都市防災への貢献が期待できる。

謝辞

建築研究所 緑川光正博士より鉄骨造建物の詳細な調査結果を提供していただきました。研究室の学生諸氏には微動観測に協力いただきました。記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 松島信一, 川瀬博: 1995年兵庫県南部地震の複数アスペリティモデルの提案とそれによる強震動シミュレーション, 日本建築学会構造系論文集, 第534号, 33-40, 2000.8
- 2) 長戸健一郎, 川瀬博: 建物被害データと再現強震動によるRC造建物群の被害予測モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第544号, 31-37, 2001.6
- 3) 長戸健一郎, 川瀬博: 強震動特性と構造物の被害, 月刊地球, 号外 No.37, 2002
- 4) 緑川光正, 長谷川隆, 向井昭義, 西山功, 福田俊文, 山内泰之: 1995年兵庫県南部地震における特定地域の鉄骨造建物被害調査, 日本建築学会構造系論文集, 第493号, 115-120, 1997.3
- 5) 日本建築学会: 地震荷重-地震動の予測と建物の応答, 日本建築学会, 1992
- 6) 日本建築学会: 阪神・淡路大震災調査報告 鉄骨造建築物/シェル・空間構造/容器構造, 日本建築学会, 1997
- 7) 伊藤學, 亀田弘行 (訳): 土木・建築のための確率・統計の基礎, 丸善株式会社, 1977

(2002年5月10日原稿受理, 2002年7月4日採用決定)