

観測被害統計と非線形応答解析に基づく
木造建物群被害予測モデルの構築と観測強震動への適用

A SET OF WOODEN HOUSE MODELS FOR DAMAGE EVALUATION BASED ON
OBSERVED DAMAGE STATISTICS AND NON-LINEAR RESPONSE ANALYSIS
AND ITS APPLICATION TO STRONG MOTIONS OF RECENT EARTHQUAKES

長戸健一郎¹, 川瀬博²

¹九州大学大学院人間環境学府, 博士課程 修士(工学)

Kenichiro Nagato, Grad. School of Human-Environment Studies, Kyushu University, nagato@seis.arch.kyushu-u.ac.jp

²九州大学大学院人間環境学研究院, 教授 工博

Hiroshi Kawase, Faculty of Human-Environment Studies, Kyushu University, kawase@seis.arch.kyushu-u.ac.jp

SUMMARY

In order to evaluate wooden house damage caused by future earthquakes, a set of wooden house models are established. First we calculate the observed damage ratio from building damage statistics surveyed in Kobe after the Hyogo-ken Nanbu earthquake. We then obtain a calculated damage ratio from non-linear response analyses based on the strong motions simulated by Matsushima and Kawase (2000). We repeat analyses with different model strengths until the calculated damage ratio fits the observed damage ratio. We then define the models with the determined strength as a set of wooden house models for damage evaluation. We found that these models can reproduce the observed damage ratio distribution in Kobe and so they can teach us structural impact of the recorded strong motions.

キーワード: 被害予測, 非線形応答解析, 再現強震動.

Key words: Building damage evaluation, non-linear response analysis, simulated strong motions.

1 はじめに

ここ数年, 都市に被害を及ぼす地震活動が頻繁になってきており, 地震被害を軽減するための研究が急務となってきた。地震が起こると, その地震動により建物が被害をうけ, そこに生活する人々へ様々な影響を及ぼす。地震動そのものの特性を把握することも将来起こりうる地震動を精度よく推定する上で重要な課題であるが, それと同時に地震動と建物被害の関係を把握することも都市の地震防災を考える上で極めて重要な課題である。このような研究は兵庫県南部地震等の震災あるいは被害地震を機に様々な成果が発表されてきたが, その多くは個別建物の評価を目的としたものであり, 面的あるいは統計的なアプローチを試みたものは少ない。そこで, 著者らは兵庫県南部地震による RC 造建物の被害調査統計と松島・川瀬¹⁾による兵庫県南部地震の再現強震動に基づく非線形応答解析から観測被害をよく再現できる耐力分布を有する RC 造建物群被害予測モデルを構築した²⁾。本論では, RC 造建物

群被害予測モデル構築と同様のプロセスに基づき, 木造建物群被害予測モデルを策定する。さらにそれらのモデルを観測強震動へ適用して, その構造物破壊能を把握する。

2 モデル構築の手順

著者らが RC 造建物群被害予測モデルを構築する際に用いたプロセス²⁾に準じて, 以下のように木造建物群被害予測モデルの構築を行う。

- 1) 兵庫県南部地震の建物被害調査から被害率(以後, 観測被害率と呼ぶ)を算定する。
- 2) 設計基準に基づき木造建物モデルを設定し, これを標準建物モデルとして定義し, モデル構築の基準とする。
- 3) 松島・川瀬¹⁾による再現強震動に基づき標準建物モデルの非線形応答解析を行い, その結果から仮定した破壊クライテリアに基づき被害率(以後, 解析被害率と呼ぶ)を算定する。
- 4) 観測被害率と解析被害率が一致するまで標準モデルの

耐力を変更し解析を繰り返す。

5)1)~4)のプロセスで得られた耐力を設定したモデルを木造建物群被害予測モデルとする。

3 観測被害率

震災復興都市づくり特別委員会及び兵庫県都市住宅部計画課が行った建物被災度調査結果ならびに建築研究所が行った火災調査の結果³⁾より、低層建築物・戸建住宅に分類されているデータを木造建物のデータであるとして、観測被害率を算出する。本論では、大破と判定されたデータから次式により観測被害率を算定する。

観測被害率 =

$$\frac{\text{大破と判定された建物棟数}}{\text{全棟数} - \text{未調査棟数} - \text{火災による被害棟数}} \quad (1)$$

なお、本論では、震災の帯を含み比較的木造被害の多かった灘区・東灘区を対象とする。また、長田区に関しては火災による被害がかなり多いため対象外とした。被害データ、被害率を Table 1 に示す。参考までに、長田区のデータも示した。灘・東灘区の町丁目毎の被害率分布を Fig. 1 に示す。Fig. 1 からわかるように町丁目毎にみると被害率が 50% を越えている町丁目もかなり存在する。

4 標準建物モデル

解析には、一般の 2 階建木造住宅を想定した 2 質点せん断型モデルを用いる。各層の復元力特性は Slip 型と Tri-linear 型を組み合わせ、鈴木ら⁴⁾の木造軸組構造実大振動実験を追従できるように各パラメータを同定した。荷重-変形曲線の比較を Fig. 2 に、最大せん断力及び最大変位の比較を Table 2 に示す。各層とも層間変位、最大せん断力が過小評価になっているので注意が必要だが、概ね追従できていると思われる。決定した復元力特性を Fig. 3 に示す。

木造建物の耐力は基準法により必要壁量として定義されており、この壁量は 1/120rad 変形時のベースシア係数 0.2 として A_i 分布から算定されている。そこで本論では、1/120rad 変形時のベースシア係数を降伏耐力とし、標準建物モデルの 1 階の降伏耐力は $C_y=0.2$ とする。このとき 2 階の降伏耐力は A_i 分布により 0.28 となる。建物重量は木造建物 31 棟の詳細調査⁴⁾の平均として、1 階 15.88t、2 階 11.52t、階高は各階 290cm とする。

5 再現強震動

松島ら¹⁾は震源と地下構造の不均質性を考慮することにより数値シミュレーションで、六甲山地から大阪湾までの、震災の帯を含む 42km × 18km の領域において観測記録を良く再現するとともに「震災の帯」に良く対応する大速度振幅域を生成した成果を発表している。そこで、本論では、x 軸方向 (N57° E) 160m、y 軸方向 (S33° E) 80m

ピッチで、建物被害データの得られている灘・東灘区の領域を網羅する点の再現地震動 (N33° W, N57° E 成分) をその点を中心とする 160m × 80m メッシュの代表地震動として非線形応答解析を行う際の入力地震動として用いる。解析領域における再現波の最大速度分布 (N33° W 成分) を Fig. 4 に示す。

6 木造建物群被害予測モデル

ここでは、いくつかの仮定に基づき算定した解析被害率と観測被害率の比較から、観測被害率を再現できるモデルの耐力を同定し、木造建物群被害予測モデルを構築する。

6.1 解析被害率算定における仮定

解析被害率を算定する際の仮定を以下に述べる。

- 1) 建物群の耐力 C_y にばらつきを与え、同一レベルの地震動でも、被害の有無が生じるとする。
- 2) 仮定 1) における耐力のばらつき (耐力分布) として木造建物 31 棟の詳細調査⁴⁾より 1 階の強度係数 (有効壁量を必要壁量で除した値と定義する) の頻度分布及び 2 階の 1 階に対する強度係数比の頻度分布を求め、両者の組み合わせにより得られる分布 (Fig. 5) に建物モデルの耐力 (上述のように標準モデルでは 1F で 0.2, 2F で 0.28) を乗じたものを用いる。
- 3) モデルの破壊クライテリオンとして、既往の実験結果等^{例えば 5), 6)}に基づき最大層間変形角が 1/10rad 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。
- 4) NS 成分 (N33° W), EW 成分 (N57° E) それぞれ別々に解析を行うが、どちらか一方で被害ができればその建物は被害を受けたとする。
- 5) 被害を受けたモデルの存在比率を合計したものを被害率と考える。
- 6) 建物データに基づき、町丁目データからメッシュデータへの変換を行い、メッシュ毎の建物棟数を再現波毎に得られる解析被害率に乗じてメッシュの被害棟数を算定する。さらにそれらを合計したものを全棟数 (ここでは式(1)の分母全体を指す) で除すことによりモデルの解析被害率を算定する。

6.2 木造建物群被害予測モデルの構築

標準建物モデルの非線形応答解析を行い、その結果から解析被害率を算定すると 0.692 となった。3 章で算定したターゲットとなる観測被害率は 0.325 であり、標準モデルの耐力、すなわち設計で考慮されている耐力では観測事実を説明できないことがわかる。

そこで、標準建物モデルの耐力に対する同定モデルの耐力比を α とし、 αC_y を標準建物モデルの耐力に乘じ、 α をパラメータとしてモデル耐力の同定を行う。 α は 0.05 刻みで変化させた。その結果 $\alpha=1.95$ としたときに解析被害率が 0.322 となり、観測被害率を再現できた。

同定した α から求まる建物モデルの耐力は 1 階 0.39, 2 階 0.546 となる。これは Fig. 4 の耐力分布において最大の

存在比率を有するモデル(1階の強度係数1.0,1階に対する2階の強度係数比1.0)の耐力を意味している。すなわち,ここで構築した木造建物群被害予測モデルはFig.6に示すような耐力分布を有するモデルである。

7 神戸市の木造被害分布

6章で構築した被害予測モデルは解析領域の総被害率に基づいている。本章では,解析領域のメッシュ毎の被害建物棟数を観測,解析で比較することにより構築したモデルの妥当性を検証する。

Fig.7に被害棟数分布の比較を示す。また, Fig.8にはメッシュ毎の被害棟数を横軸=解析、縦軸=観測として回歸直線とともに示す。Fig.7から,解析においても観測に見られるように被害棟数の多いメッシュが分布する帯状の領域が形成されている。その位置が多少上下している部分もあるものの全体的な傾向は再現できていると考えられる。Fig.8においても, R^2 値が0.4384と高いとは言えないまでも比較的よい相関が見られる。

8 観測強震動への適用

最後に,構築した木造建物群被害予測モデルに観測強震動を入力し,その被害率,建物応答などについて検討する。

8.1 解析に用いる観測強震動

解析に用いる観測強震動は,台湾集集地震の地震動26波×2成分,鳥取県西部地震の地震動9波×2成分,芸予地震の地震動19波×2成分の計54波×2成分とする。各地震動の詳細をTable3に示す。

8.2 各地震動の被害率

6.1節の仮定4)で述べたように,2成分のうちどちらか一方で被害がでれば被害がでたとし,地震動毎に被害率を算定する。Table3に各地震動の被害率をまとめたものを示す。台湾地震では26波中11波が被害率20%を越えており,そのうち30%を越えているものは3波である。鳥取県西部地震では被害がでているものが9波中3波で30%を越えているものは1波のみである。芸予地震に関してはどの地震動においても被害率は0となっている。これらは,台湾地震では比較的広範囲にわたって被害が出ていたこと,鳥取県西部地震では兵庫県南部地震に匹敵する程のマグニチュードではあったが比較的被害が少なかったこと,芸予地震ではほとんど被害が見られなかったことなどの観測事実をよく説明できていると思われる(ただし台湾では主としてRC造が主体であったが)。

8.3 木造建物の応答

ここでは,Table3において70%を越える被害が出ている3地点(台湾地震CHY080,TCU084,鳥取県西部地震TTRH02)の地震動についてモデルの層間変形応答を示し,検討を加える。紙面の都合上Fig.9にTCU084EW成分に

よる1階2階の層間変形応答の時刻歴のみを示す。なお,示したモデルは, Fig.6において最大の存在比率を有するモデルである。層間変形応答が数mにも及んでおり,現実性にかけるが,これは数値モデル上の結果であり,現実にはその前に倒壊が起こる。ここで重要なのは,最大応答の絶対値ではなく,破壊力の大きな地震動に対しては,ある程度変形が進むと残留変形が累積していき比較的早い段階で倒壊に至ることを示唆してことである。残り2つの地震動においても同様の傾向を示した。

9 まとめ

本論では,兵庫県南部地震の再現強震動と木造建物被害に基づき,非線形応答解析を用いて兵庫県南部地震の観測被害をよく説明できる木造建物群被害予測モデルを構築した。また,構築したモデルに観測強震動を入力することにより,モデルの妥当性を検証した。以下に,本研究において得られた知見を示す。

- 1)設計で考慮されている木造耐力ではその地震被害を説明することができず,現実にはその1.95倍の耐力を保持していることがわかった。なお,この耐力比の絶対値については本論の仮定下におけるものなので,この値を参照する際には注意が必要である。
- 2)本論で構築したモデルは観測地震の地震動へ適用することにより,その地震の全体的な建物被害状況,各地震動の建物破壊能などをよく説明できることがわかった。

謝辞

なお本研究の一部は文部科学省振興調整費「地震災害軽減のための強震動予測マスターモデルに関する研究」(研究代表者:入倉孝次郎)によって実施した。

参考文献

- 1) 松島,川瀬: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, No.534, pp.33-40,2000.8.
- 2) 長戸,川瀬: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, No.544, pp.31-37,2001.6.
- 3) 建設省建築研究所:平成7年兵庫県南部地震被害調査最終報告書 第編 中間報告書以降の調査分析結果,建設省建築研究所,1996.3.
- 4) 鈴木,中治,北原:実大振動台実験による木造軸組構造の強震応答特性,第4回都市直下地震災害総合シンポジウム, pp.219-222,1999.
- 5) 後藤,鈴木,浦:一方向水平加力実験による実在木造建物の耐震性能の検討,日本建築学会構造系論文集, No.506, pp.147-154,1998.4.
- 6) 村上,鈴木,田原:阪神淡路大震災における木造住宅の倒壊原因に関する考察,日本建築学会構造系論文集, No.523, pp.95-101,1999.9.

Table 1 Building damage data surveyed in Higashinada-, Nada-, and Nagata-ward summarized by Building Research Institute. Bold data are used in this study.

	Higashinada	Nada	Higashinada + nada	Nagata
Severe damage	6135	2106	8241	4391
Moderate damage	2882	1147	4029	4228
Damaged by fire	169	108	277	1206
Un-surveyed	5000	3425	8425	1073
Total no. of buildings	21856	12237	34093	21216
Damage ratio	0.368	0.242	0.325	0.232

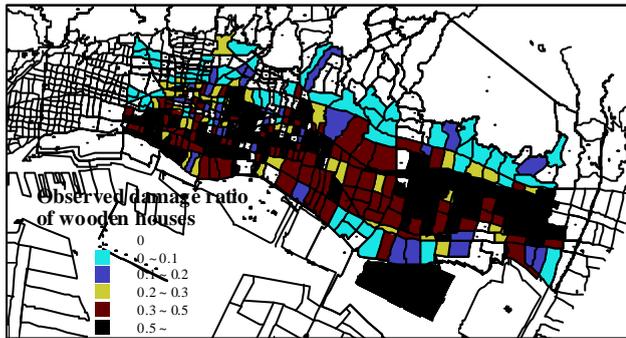


Fig.1 The observed damage ratio distribution of the analysed area. Damage ratios are calculated in each small area where original data is obtained.

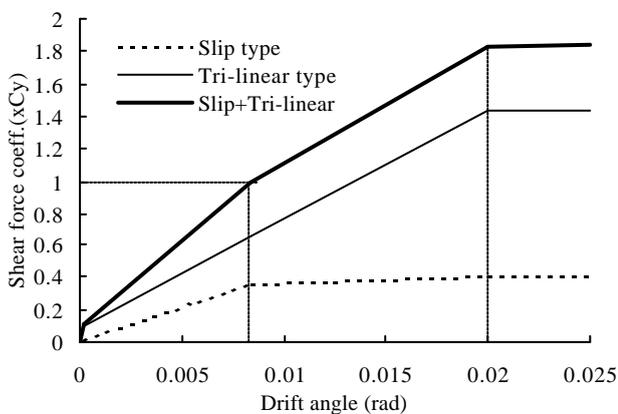


Fig. 3 Nonlinear relationships at the basement of the reference model determined as fit the large-scale vibration testing of the wooden frame made by Suzuki et al.⁴⁾

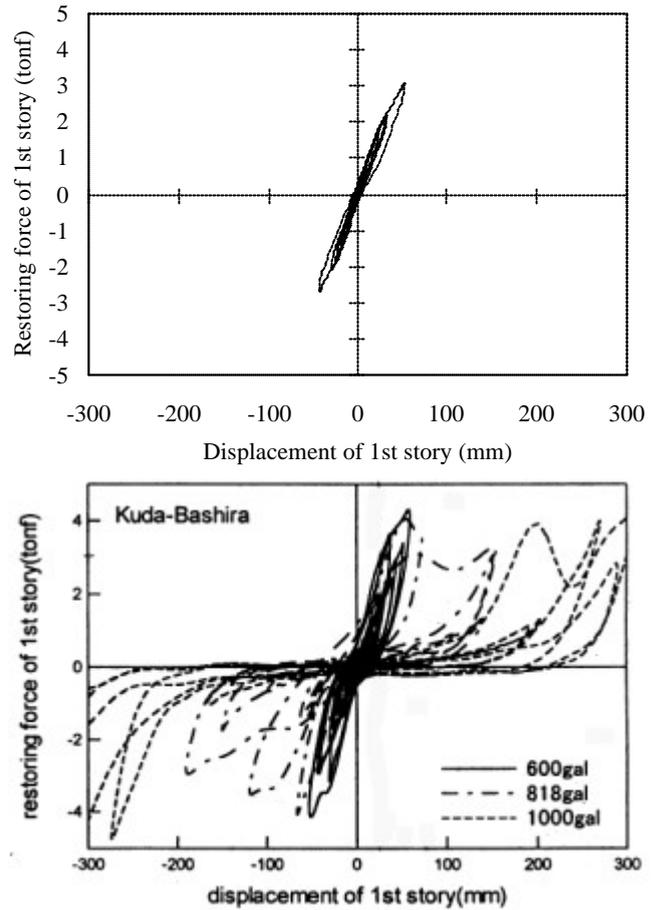


Fig.2 Comparison between the force-displacement relationship calculated in this study and that of the large-scale vibration experiment of the wooden frame conducted by Suzuki et al.⁴⁾

Table 2 Comparison of Maximum story drift, Shear force, and Predominant frequency between the experiment conducted by Suzuki et al.⁴⁾ and this study.

	Story drift (mm)		Shear force (tf)		Predominant frequency (Hz)	
	1 st story	2 nd story	1 st story	2 nd story	1 st	2 nd
Suzuki et al. ⁴⁾	59.0	34.5	4.31	2.88	4.3	11.5
This study	52.9	26.7	3.09	1.56	4.2	9.9

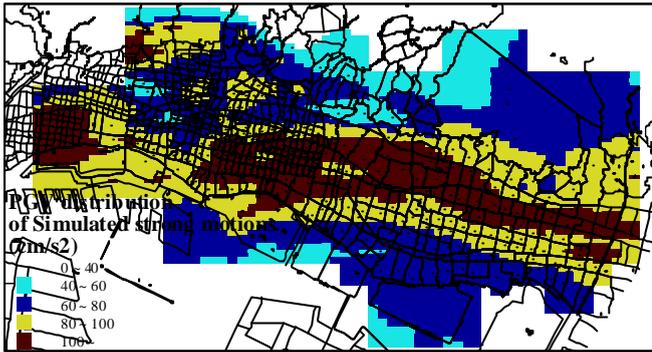


Fig. 4 PGV distribution of strong motions simulated by Matsushima and Kawase¹⁾.

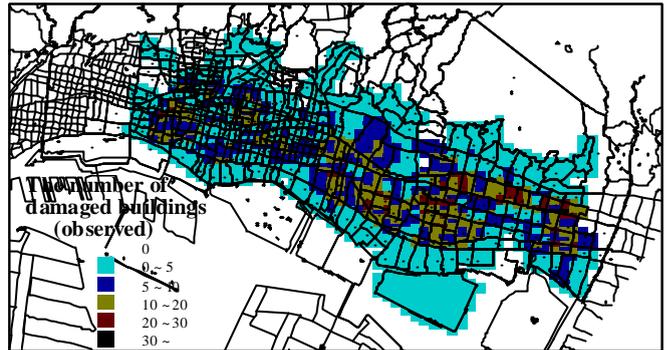
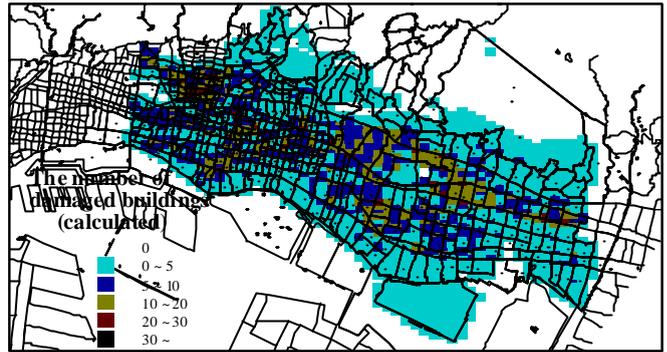


Fig. 7 Distributions of the number of damaged buildings. Upper, calculated ; bottom, observed.

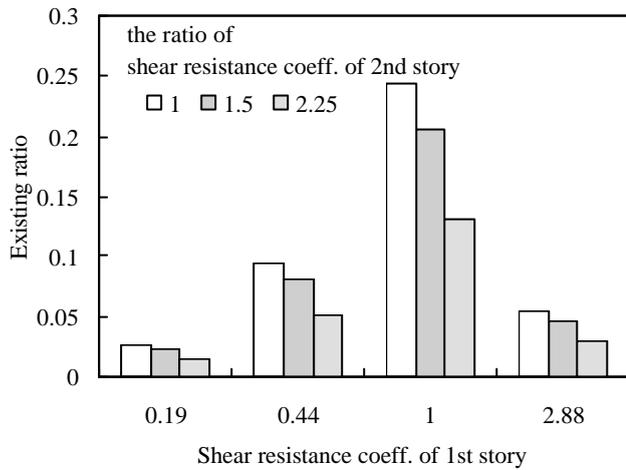


Fig. 5 Strength distribution for the wooden house model. The shear resistance coefficient is, hereby, defined as the efficient length of building walls per square meter divided by the required length of building walls per square meter

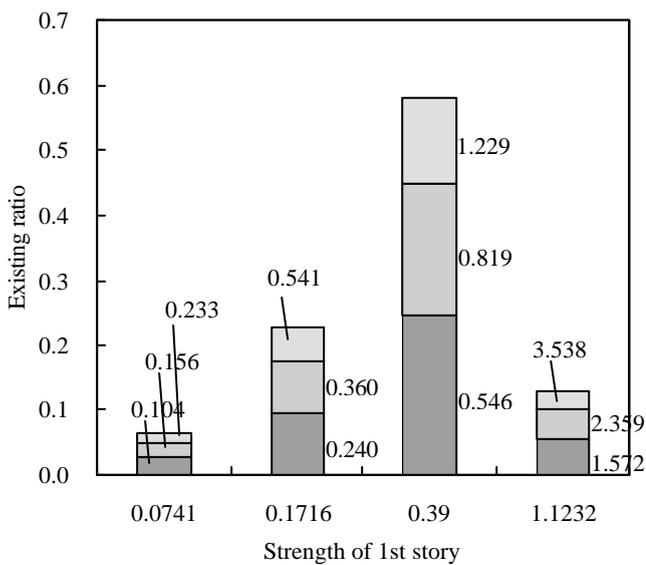


Fig. 6 Strength distribution of the wooden house models. The values inside this graph indicate the strength of 2nd story.

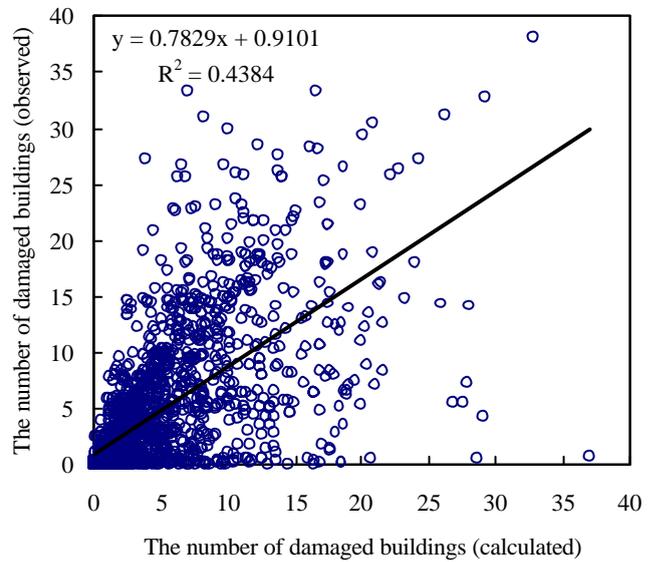


Fig. 8 The relationship between the number of damaged buildings calculated in this study (horizontal axis) and that derived from building damage statistics (vertical axis).

Table 3 Details of observed strong motions of the Chi-Chi, Taiwan earthquake, the Tottori-ken Seibu earthquake, and the Geiyo earthquake. Calculated Damage ratios are also listed. Damage ratios more than 20% are written with boldface.

	Site name	PGA(NS)	PGA(EW)	Damage ratio		Site name	PGA(NS)	PGA(EW)	Damage ratio
Taiwan	chy024	162.3	276.2	0.050	Tottori	oky004	526.8	815.5	0.000
	chy028	749.6	626.8	0.276		smn003	501.6	317.0	0.000
	chy029	233.3	283.2	0.000		smnh01	719.1	606.7	0.000
	chy041	630.5	297.0	0.000		smnh02	564.2	314.6	0.000
	chy080	842.6	793.7	0.871		ttr007	725.9	573.2	0.000
	chy101	390.5	333.1	0.291		ttr008	314.3	383.7	0.225
	tcu045	511.9	463.7	0.000		ttr009	628.2	595.5	0.000
	tcu047	399.8	292.1	0.145		ttrh02	917.8	760.7	0.740
	tcu049	242.5	272.9	0.000		ttrh03	406.3	298.8	0.181
	tcu052	437.7	351.2	0.196	Geiyo	ehm003	325.5	458.8	0.000
	tcu065	563.9	773.8	0.291		ehm006	225.9	335.1	0.000
	tcu067	313.1	489.3	0.240		ehm007	399.9	394.4	0.000
	tcu068	363.6	502.9	0.291		ehm008	211.8	310.4	0.000
	tcu071	638.7	519.2	0.225		ehm015	258.9	311.6	0.000
	tcu072	371.7	467.9	0.160		ehmh02	285.8	396.7	0.000
	tcu074	369.7	585.4	0.483		ehmh04	313.9	328.5	0.000
	tcu075	257.6	324.9	0.065		ehmh05	506.4	504.5	0.000
	tcu076	419.8	340.0	0.240		hrs009	414.5	831.9	0.000
	tcu078	302.4	439.8	0.130		hrs014	354.7	441.3	0.000
	tcu079	416.5	579.3	0.291		hrs017	651.5	396.5	0.000
tcu084	424.2	986.6	0.871	hrs019		311.9	425.3	0.000	
tcu089	225.0	346.9	0.027	hrs020		390.2	304.4	0.000	
tcu095	685.2	367.0	0.000	hrsh01		461.1	493.0	0.000	
tcu102	168.7	297.7	0.065	hrsh02		228.6	308.5	0.000	
tcu120	193.5	222.6	0.065	hrsh03		375.3	554.1	0.000	
tcu129	610.7	981.9	0.065	hrsh07	285.0	336.1	0.000		
					koc008	313.2	319.5	0.000	
					koch05	328.4	296.7	0.000	

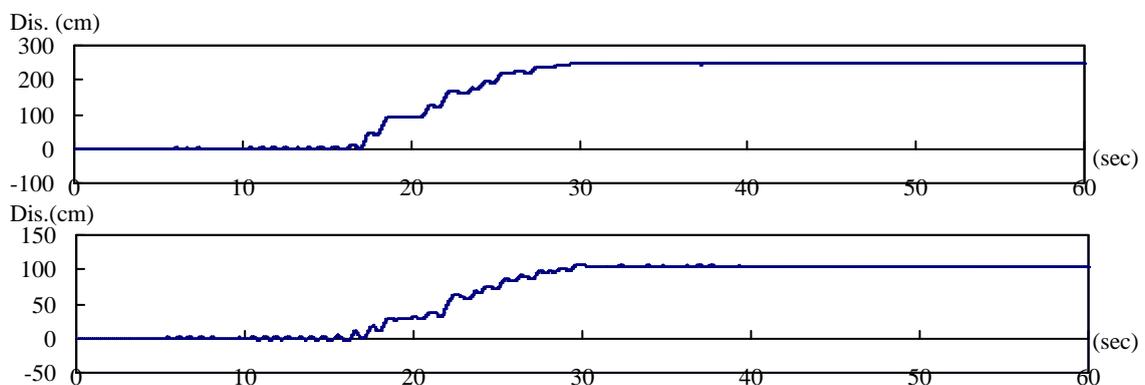


Fig. 9 Story drift response time history of a wooden house model which occupy the largest number of buildings. The EW component of the strong motion at TCU084 site is applied. Upper, 1st story ; bottom, 2nd story.