最大耐力のばらつきが木造軸組建物の保有水平耐力, 最大変位応答に与える影響

INFLUENCE OF THE MAXIMUM BEARING FORCE DISTRIBUTION TO THE ULTIMATE
HORIZONTAL LOAD AND MAXIMUM DISPLACEMENT RESPONSE
OF TRADITIONAL TIMBER HOUSES山田 耕 司*
Koji YAMADA

In this paper, I discuss the influence of the bearing force distribution on aseismic performance of traditional timber houses. In order to discuss the distribution of bearing force in each wall, Monte Carlo simulation is employed. 208 exist houses are analyzed, and 100 analysis models are made in each house. The assumption of rigid floor and non-structural wall resistance force are also concerned. The results may be summarized as follows: the horizontal resistant forces calculated by deterministic models are the lower limit of the horizontal resistant forces of data spread models. The ratio of the maximum displacement response by data spread models over ones by deterministic model changes according to the type of an earthquake motion and its peak ground velocity.

Keywords : Traditional timber wooden house, Non-structural wall, Monte Carlo simulation,

Maximum displacement response, Horizontal resistant force

軸組木造住宅, 雑壁, モンテカルロシミュレーション, 最大変位応答, 保有水平耐力

1. 序

構造設計者が依頼者に構造性能を説明する場合, 通常は確定的に設定された解析モデルの数値計算結果を用いる。しかし, たとえ同一の設計であっても, 建物の構造性能にばらつきが生じるのは, 自明のことである。この場合, 依頼者に対して, 建物性能のばらつきを説明することも必要であろうが, 現在までにそのような資料は示されていない。木造住宅では, 壁量により構造性能を比較することが可能である。しかし, 同じ壁量充足率であっても, 壁配置の偏心や雑壁の影響, 耐力壁の耐力のばらつきにより, 構造性能のばらつきが大きく生じると考えられる。そこで壁配置, 雑壁・耐力壁の耐力特性のばらつきを考慮した計算を行い, その構造性能のばらつきが示されていることは, 構造設計者と依頼者のコミュニケーションを円滑にするために重要と考える。これまで, 著者は, 多数の既存建物の設計図書から床剛性と雑壁を考慮した解析モデルを作成し, 保有水平耐力を求め, 保有水平耐力と壁量の関係を示し, 保有水平耐力の簡易予測法を提案した¹⁾。また, 既報では, 雑壁や床剛性を考慮した最大変位応答を耐力壁線の仮定無しに計算し, 壁量・保有水平耐力との関係を示すと共に, 最大変位応答の簡易予測法を検討した。その結果, 4隅火打ちの床でも剛床仮定を行っても良いことが判明した²⁾。一方で, 耐力壁の復元力特性には, 大きなばらつき

があり³⁾, 同じ建物を建てたととしても, 同じ性能を示す保証は無い。木造住宅の耐力壁・雑壁の総数を考えれば, 中心極限定理により保有水平耐力は推定可能とも考えられるが, 実際には, 耐力壁が2~3枚程度しかない構面も存在するため, 理論計算よりばらつく可能性がある。また, 耐力壁などの総数も木造住宅の床面積により大きく異なる。そこで, 本報では, 実際の建物において, 個々の耐力要素の最大耐力のバラツキを考慮した際の保有水平耐力と最大変位応答のばらつきを数値解析により論じる。

2. 各種仮定・使用する既存建物の壁量

2. 1 建物モデルの仮定

本報では, 図1に示すように壁要素と床要素で構成された疑似3次元モデルである。この解析モデルは, 耐力壁, 雑壁を耐震要素と考え, その耐力特性に応じた等価せん断バネを図2のように仮定した。具体的な解析事例を図3に示す。床は, 剛床仮定を用いる。

階高は, 2700mmとしている。建物質量と回転慣性は表1に基づいて計算した。

解析では, 耐力壁および雑壁の最大耐力を正規分布で分布するとし, 各耐力壁・雑壁ごとに最大耐力を設定し, 1つの建物平面プランに対して, 1000例の耐力壁・雑壁の最大耐力分布の異なる解

* 豊田工業高等専門学校建築学科 助教授・博士(工学)

Assoc. Prof., Dept. of Architecture, Toyota National College of Technology,
Dr. Eng.

析モデルを作成した（建物平面プランは208棟あるので、20800棟の計算を行っている）。なお、本解析と比較するため、壁量計算に基づいて壁耐力を確定値とした解析モデルによる計算も行っている（以下、“壁量計算に基づいた確定論”もしくは単に“確定論”と称する）。この場合は、図4に示す“確定論”の復元力特性を用いている。

壁実長 910mm 以上の耐力壁・雑壁は、910mm 程度の壁が連続して設置されていると仮定し、次のルールにより複数の壁に分割した。耐力壁は、壁実長 1450mm 以下を1枚の壁と考え、壁実長 1450mm を超える場合は、910mm 毎に壁を分割した（例えば、壁実長 2300mm=910mm+1390mm の2枚の壁とする）。実際は壁実長 1800mm の耐力壁も存在したが、本報では壁実長 910mm を標準と考える。

雑壁は無開口壁のみを対象とし、垂壁、腰壁は雑壁に算入しない。また、雑壁は大壁形式、外周壁においては片面貼り、内壁においては両面貼りと仮定した。雑壁も、耐力壁の場合と同様に、壁実長

図1 建物解析モデル例

図2 壁のモデル化

図3 壁配置の具体的事例（3.1節の計算建物）

910mm ごとに1つの雑壁としてまとめ、端数(900mm 未満)も雑壁として算入した（例えば、壁実長 2300mm=910mm+910mm+480mm の3枚の壁とする）。

2.2 壁および床の骨格曲線と復元力特性

図4に文献4)に基づく壁 1m 当たりの骨格曲線、復元力特性を示す。この履歴モデルは文献4)の Bilinear 型バネと Slip 特性を持つ Tri-linear 型バネの並列バネであり、一方向の最大耐力を越える経験最大変位を正負両方向の変位で共有している。また、除荷時は、第1剛性で除荷されるものとしている。

表1 建物質量の仮定

項目	質量	備考
重い屋根	90 kg/m ²	施行令を参考（軒の深さは0.75mとする）
軽い屋根	60 kg/m ²	施行令を参考（軒の深さは0.75mとする）
外壁	190 kg/m	サイディング+軸組+ボード内壁
内壁	95 kg/m	ボード内壁+軸組+ボード内壁 （雑壁長は壁実長の2倍になる）
床	50 kg/m ²	施行令を参考
積載物	60 kg/m ²	施行令を参考

（外壁・内壁は壁長さ 1m あたりの質量、その他は床面積 1 m² あたりの質量である）

a) 壁 1m あたりの骨格曲線

b) 復元力特性モデル

図4 壁 1m あたりの骨格曲線および復元力特性

表2 耐力壁と雑壁のパラメーター
（確定論の場合、壁長さ 1m 当たりで表記）

		剛性 (kN/cm)			降伏変位 (cm)	
		K1	K2	K3	Y1	Y2
耐力壁	Bilinear	1.80	0.10		0.38	
	Tri-linear	1.47	0.46	-0.56	2.25	5.63
雑壁	Bilinear	0.83	0.03		0.23	
	Tri-linear	0.62	0.03	-0.07	0.90	4.50

本報では、壁量計算を基とした確定値として計算する際は、図4中の“確定論”と記載された復元力特性を用い、ばらつきを考慮して、各耐力壁・雑壁の耐力を変化させる場合には、図4中の“平均”と記載された復元力特性を平均値とした復元力特性として用い、所定の変動係数でばらつかせた最大耐力に比例する形で、耐力方向に復元力特性を変化させる。

壁量計算に基づいた確定論で用いる設定パラメーターを表2に示す。なお、壁量計算に基づいた確定論では、二割筋かいの骨格曲線は最大耐力が5.88kN/m程度が壁倍率(2.0)から妥当である(壁倍率2.0では、 $1.96 \times 2.0 \times 1.5 = 5.88\text{kN}$ 程度が下限値と想定した)と判断した。また、石膏ボード雑壁の場合、石膏ボード雑壁の壁倍率を0.5として⁵⁾、石膏ボード雑壁の最大耐力は1kN/m程度が妥当と考えた。

壁耐力のばらつきは、最大耐力で代表させる。各耐力壁の変動は、文献3)を参考に、最大耐力を平均8kN 変動係数0.3として正規分布で設定最大耐力を生成している。耐力壁の復元力特性は、先にも述べたように、図4中の(平均)と記載された復元力特性を耐力方向に増減させ、最大耐力(8kN)を各耐力壁の設定最大耐力に一致させる。

雑壁の最大耐力の平均は1.3kNと仮定した(設定理由は、注を参照)。なお、雑壁の耐力分布特性は不明であるが、耐力壁のばらつきを準用し、変動係数を0.3とした。個々の雑壁の復元力特性は、耐力壁の場合と同様に、図4の復元力特性(平均)を耐力方向に増減させ、最大耐力を各雑壁の設定最大耐力に一致させる。

2.3 地震応答解析

応答解析に用いる地震動波形は、日本建築センターで配布している地震動加速度波形の内、ELCENTNS(以下、エルセントロNS)、HACHINNS(以下、八戸NS)、TAFTEW(以下、タフトEW)、兵庫県南部地震神戸海洋気象台波NS成分(以下、JMA神戸NS)、兵庫県南部地震鷹取波NS成分(以下、鷹取NS)を最大地動速度(以下、PGV)を50 cm/sに変換したものを使用した。数値積分には、中間加速度法を用い、時間刻み0.005秒で計算している。

一般の木造軸組建物では、1階の最大層間変位が2階の最大層間変位に卓越するため、本報で論じる最大変位応答は1階のねじり振動も考慮した最大層間変位応答とする。

減衰定数は、初期剛性比例3%と設定した。

2.4 使用する既存建物の充足率

本報で使用した建物の充足率(=耐力壁量/表3の所用有効壁量)の分布、耐力壁の壁量より算定した1階偏心率の分布を図5に示す。以下、本報では耐力壁の壁量より算定した1階偏心率を偏心率と称する。本建物群は既報⁶⁾で用いた2階建て在来軸組構法木造住宅の内の208棟である。なお当該建物の床の種類は不明である。本報では建物の梁間・桁行を考慮せずに各方向とも計算時のサンプルとする。従って、計算のサンプル数は416となる。1階充足率の平均は1.67、2階充足率の平均1.90、1階偏心率の平均は0.16である。また、図より、1階充足率より2階充足率が高いこと、1階偏心率と1階充足率に相関が低いことが分かる。以下、1階充足率のことを充足率と呼ぶ。

なお、本報で使用した建物データの中には、二割筋かい以外に一部三割筋かい耐力壁が含まれているが、耐力壁量が同量になるように二割筋かいに設計変更した。

表3 所用有効壁長(m)⁵⁾

	1階	2階
軽い屋根	$0.11 A_1 + 0.18 A_2$	$0.15 A_2$
重い屋根	$0.15 A_1 + 0.18 A_2$	$0.21 A_2$

A_1, A_2 : それぞれ1階、2階の床面積(m²)

a) 充足率の分布

b) 1階充足率と偏心率の関係

図5 使用した建物の充足率と偏心率の分布

3. 結果と分析

3.1 1建物におけるばらつき

本節では図3の建物の南北方向の保有水平耐力と最大変位応答の分布を検討する。この建物の南北方向の充足率は1.88で、偏心率は0.40である。図6に壁量計算に基づいた確定論で得られた保有水平耐力に対する壁耐力のばらつきを考慮した場合の保有水平耐力の比の分布を示す。保有水平耐力の平均は、壁量計算に基づいた確定論で計算された値の1.33倍であり、変動係数は0.059である。これは、壁量計算に基づいた確定論で用いた復元力特性の1.3倍の復元力特性を平均値としているためと考えられる。また、壁量計算に基づいた確定論で得られた保有水平耐力に対する壁耐力のばらつきを考慮した保有水平耐力の比の下限値は、1.0を超えており、壁量計算に基づいた確定論を用いて保有水平耐力を計算すれば、壁耐力のばらつきを考慮した場合の保有水平耐力分布の下限を満足すると言える。

図7に壁量計算に基づいた確定論で得られた最大変位応答に対する壁耐力のばらつきを考慮した場合の最大変位応答の比(以下、“最大変位応答比”と称す)の分布を示す。図より、地震動に対する最大変位応答のほとんどは、壁量計算に基づいた確定論により得られた最大変位応答より小さく、壁量計算に基づいた確定論で最大変位応答を計算すれば、最大変位応答分布の上限を満足することが分かる。しかし、一部の地震動(タフトEW(taew50)、八戸NS(hans50))に対する最大変位応答の多くが、壁量計算に基づいた確定論で得られる最大変位応答より大きくなるので注意が必要である。表4に各地震動における最大変位応答比の平均と変動係数を示す。表より、最大変位応答比の平均は、0.7~0.9の間にあり、最大変位応答比の変動係数は0.1前後の値となっている。しかし、この建物の場

合では、どの地震動で計算した場合でも、壁量計算に基づいた確定論で得られた最大変位応答の 1.3 倍程度の最大変位応答を考慮しておく必要があることが図より読みとれる。

図6 壁量計算に基づいた確定論で得られる保有水平耐力に対する壁耐力のばらつきを考慮した場合の保有水平耐力の比の分布

図7 壁量計算に基づいた確定論で得られる最大変位応答に対する壁耐力のばらつきを考慮した場合の最大変位応答の比の分布 (図中の記号は表4参照)

表4 図3の建物における壁量計算に基づいた確定論で得られる最大変位応答に対する壁耐力のばらつきを考慮した場合の最大変位応答の平均と変動係数

地震動		平均	変動係数
エルセントロ NS(PGV=50cm/s)	:elns50	0.67	0.121
JMA 神戸 NS(PGV=50cm/s)	:kjm50	0.64	0.124
鷹取 NS(PGV=50cm/s)	:tak50	0.77	0.100
八戸 NS(PGV=50cm/s)	:hans50	0.93	0.091
タフト EW(PGV=50cm/s)	:taew50	0.82	0.105
エルセントロ NS(PGV=25cm/s)	:elns25	0.70	0.095
エルセントロ NS(PGV=75cm/s)	:elns75	0.73	0.137

3.2 建物群でのばらつき

本節では、前節で行った解析を 208 棟の建物群に対して行い、建物群としての壁量計算に基づいた確定論で得られる保有水平耐力・最大変位応答に対する壁耐力のばらつきを考慮した場合の保有水平耐力・最大変位応答の比のばらつきを検討する。

図8に、“208 棟の各建物”の壁量計算に基づいた確定論で得られる保有水平耐力に対する壁耐力のばらつきを考慮した保有水平耐力の比の平均値、変動係数、最大値・最小値、95%区間の最大・最小(平均 $\pm 1.96 \times$ 標準偏差)を充足率をパラメーターにして示す。図より、各建物においても、保有水平耐力の平均値は、壁量計算に基づいた確定論で計算される値の 1.3 倍程度になっていることが分かる。これは、前節で述べたように壁量計算に基づいた確定論で得られる

最大耐力の 1.3 倍の最大耐力を平均値として与えているためである。また、最小値の分布も壁量計算に基づいた確定論で得られる保有水平耐力の 1.0 倍以上、95%区間の最小値の分布も壁量計算に基づいた確定論で得られる保有水平耐力の 1.1 倍以上となっており、保有水平耐力を計算する際には、壁量計算に基づいた確定論で計算すれば、壁耐力のばらつきを考慮した場合の保有水平耐力分布の下限を満足することになる。

a) 平均値・最大値・最小値の確定論値との比

b) 変動係数の分布

c) 95%区間の最大・最小(平均 $\pm 1.96 \times$ 標準偏差)と確定論値の比

d) 最大値/最小値の分布

図8 壁量計算に基づいた確定論で得られる保有水平耐力に対する壁耐力のばらつきを考慮した場合の保有水平耐力の比の分布

一方、変動係数は 0.05 近辺を中心に分布している。保有水平耐力の

最大値と最小値の比は、1.3 を中心に分布している。平均値・標準偏差などの各値は、充足率に無関係と言える。図9に充足率と保有水平耐力の関係を示す。明らかに壁量計算に基づいた確定論で計算された分布より、壁耐力のばらつきを考慮して計算した場合の方が、同じ充足率でも保有水平耐力のばらつきが大きい。

a) 壁量計算に基づいた確定論で計算した場合

b) 壁耐力のばらつきを考慮した場合の最大値と最小値

図9 充足率と保有水平耐力の関係

図10にエルセントロ波NS成分PGV=50cm/sの場合における“208棟の各建物”の壁量計算に基づいた確定論により得られた最大変位応答に対する壁耐力のばらつきを考慮した場合の最大変位応答の比を示す。図中の縦軸は、壁量計算に基づいた確定論で得られた最大変位応答に値に対する最大変位応答比（“最大変位応答比”）の平均値、変動係数、最大値・最小値、95%区間の最大・最小（平均 $\pm 1.96 \times$ 標準偏差）を示し、横軸は充足率を示す。図より、各建物においても、最大変位応答比の平均値は、0.7 程度になっていることが分かる。最大変位応答比の変動係数は0.12 近辺を中心に分布している。また、最大変位応答比の最小値の分布も0.5 付近を中心に分布し、最大変位応答比の最大値も0.9 付近を中心に分布しており、一部1.0 以上となっているケースが見られる。最大変位応答比の95%区間の最大値（平均 $+1.96 \times$ 標準偏差）は、ほぼ1.0 倍以下であり、このケース（エルセントロ波NS成分PGV=50cm/s）では、壁量計算に基づいた確定論で計算しても問題は無いと言える。一方、ばらつきを考慮した場合における各建物ごとの最大変位応答の最大値と最小値の比は、1.8 を中心に分布している。

図11に充足率と壁耐力のばらつきを考慮した場合の最大変位応答の関係を示す。明らかに確定論で計算された分布より、壁耐力のばらつきを考慮して計算した場合の方が、同じ充足率でも最大変位応答のばらつきが大きい。特に、充足率が低い場合は、最大変位応答が大きい場合が多く、最大変位応答のばらつきの範囲も広い。

a) 平均値の確定論値との比

b) 変動係数の分布

c) 最大値・最小値の確定論値との比

d) 95%区間の最大・最小(平均 $\pm 1.96 \times$ 標準偏差)と確定論値の比

e) 最大値/最小値の分布

図10 壁量計算に基づいた確定論で得られる最大変位応答に対する壁耐力のばらつきを考慮した場合の最大変位応答の比の分布 (エルセントロ波NS成分, PGV=50cm/s)

充足率と建物被害の関係づけが難しいことが分かる。

表5に各地震動における壁量計算に基づいた確定論で得られる最大変位応答に対する壁耐力のばらつきを考慮した場合の最大変位応答の比の個々の建物における平均と変動係数を、建物群としての平均をとった値を示す。変動係数の平均値は0.1前後であるが、最大変位応答比の平均は、地震動により、大きく変動する。

a) 壁量計算に基づいた確定論で計算した場合

b) 壁耐力のばらつきを考慮した場合の最大値と最小値

図1-1 充足率と最大変位応答の関係
(エルセントロ波 NS 成分, PGV=50cm/s)

表5 各建物における壁量計算に基づいた確定論で得られる最大変位応答に対する最大変位応答の平均と変動係数の建物群としての平均

地震動	各建物平均値の平均	各建物変動係数の平均
エルセントロ NS(PGV=50cm/s)	0.674	0.114
JMA 神戸 NS(PGV=50cm/s)	0.645	0.129
鷹取 NS(PGV=50cm/s)	0.785	0.095
八戸 NS(PGV=50cm/s)	0.929	0.090
タフト EW(PGV=50cm/s)	0.800	0.099
エルセントロ NS(PGV=25cm/s)	0.700	0.116
エルセントロ NS(PGV=75cm/s)	0.755	0.115

壁量計算に基づいた確定論で得られる最大変位応答に対する壁耐力のばらつきを考慮した場合の最大変位応答の比（最大変位応答比）の平均が大きい代表例として、図1-2に八戸 NS(PGV=50cm/s)、図1-3にエルセントロ NS(PGV=75cm/s)、図1-4にエルセントロ NS(PGV=25cm/s)で計算した事例を示す。図より、八戸 NS(PGV=50cm/s)では、充足率に関係なく、最大変位応答比が大きく出ているのに対して、エルセントロ NS(PGV=75cm/s)では、充足率が小さい場合に、最大変位応答比が大きく出ている。また、エルセントロ NS(PGV=25cm/s)の場合では、充足率が大きい場合に、最大変位応答比が大きく出ている。

以上をまとめると、壁量計算に基づいた確定論で得られる最大変位応答に対する最大変位応答の比の分布は、地震動の種類・大きさに大きく依存しており、本報での計算結果の範囲では、定量的な判断が不可能である。しかし、PGV=50cm/sの範囲で云えば、壁量計算に基づいた確定論で計算される1.2~1.4倍程度の変形能力を確保していれば良いと判断できる。

a) 平均値の確定論値との比

b) 最大値・最小値の確定論値との比

図1-2 壁量計算に基づいた確定論で得られる最大変位応答に対する壁耐力のばらつきを考慮した場合の最大変位応答の比の分布
(八戸波 NS 成分, PGV=50cm/s)

a) 平均値の確定論値との比

b) 最大値・最小値の確定論値との比

図1-3 壁量計算に基づいた確定論で得られる最大変位応答に対する壁耐力のばらつきを考慮した場合の最大変位応答の比の分布
(エルセントロ波 NS 成分, PGV=75cm/s)

a) 平均値の確定論値との比

b) 最大値・最小値の確定論値との比

図14 壁量計算に基づいた確定論で得られる最大変位応答に対する壁耐力のばらつきを考慮した場合の最大変位応答の比の分布 (エルセントロ波 NS 成分, PGV=25cm/s)

6. 結語

本報では、複数の建物モデルに対して、耐力壁・雑壁の壁毎の耐力ばらつきを考慮して保有水平耐力・最大変位応答を計算し、壁量計算に基づいた確定論による解析値と比較検討した。その結果、以下の事項が判明した。

- ・耐力ばらつきを考慮した場合の保有水平耐力の分布は、壁量計算に基づいた確定論による保有水平耐力の値以上となるので、壁量計算に基づいた確定論により計算すればよい。
- ・壁量計算に基づいた確定論による最大変位応答値に対する耐力ばらつきを考慮した場合の最大変位応答の比の分布は、地震動の種類・大きさに大きく依存しており、本報の範囲では定量的な判断が不可能である。しかし、最大地動速度 50cm/s の範囲でいえば、壁量計算に基づいた確定論で計算される 1.2~1.4 倍程度の変形能力を確保していれば良いことが分かる。

謝辞

本研究の一部は、文部科学省科学研究費補助金・若手研究(B) (課題番号 15760434) により行われた。また、名古屋大学情報連携基盤センターの汎用サーバーを用いて計算を行った。記して謝意を示す。

参考文献

- 1) 山田耕司: 木造住宅の保有水平耐力分布とその推定法, 日本建築学会技術報告集 第18号, pp.91-96, 2003
- 2) 山田耕司: 床剛性と雑壁を考慮した木造軸組建物の最大変位応答分布, 日本建築学会構造系論文集 第586号, pp. -, 平成16年12月

- 3) 山田耕司, 後藤正美: 筋かい耐力壁復元力特性のばらつきと地震応答のばらつき, 構造工学論文集 Vol. 50. B, pp. 327-333, 2004. 3
- 4) 河合直人, 岡部実, 渡辺一正: 在来軸組構法耐力壁の耐震性能 その2 仮動的試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), pp.135-136, 1998
- 5) 建設省住宅局: 木造住宅の耐震精密診断と補強方法, 1985
- 6) 山田耕司: 愛知県内の在来軸組木造住宅の壁量に関する調査研究, 構造工学論文集 Vol.46.B, pp.181-188., 2000
- 7) 村上雅英, 稲山正弘: 任意の釘配列で打たれた面材壁の弾塑性挙動の予測式, 日本建築学会構造系論文集, No.519, pp.87-93, 1999
- 8) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能 1981, p.41, 1981

注 石膏ボード雑壁の終局耐力の算定

石膏ボード雑壁および耐力壁の終局耐力を以下の仮定に基づき文献 7) に沿った方法で算定した。石膏ボード雑壁は 1820mm*910mm*12mm の石膏ボードが @450mm で付図1のように下地 (柱のみ) にビスで固定されているものとし、石膏ボード耐力壁は 2730mm*910mm*12mm の石膏ボードが @150mm で柱のみにビスで固定されているものと仮定した。石膏ボードのビス接合一面せん断の骨格曲線を付図2とした場合、付図3のように耐力壁の終局耐力が 5.92 kN, 雑壁の終局耐力が 1.19 kN と計算される。なお、柱の曲げ変形は考慮していない。文献 8) 中の石膏ボード耐力壁の最大耐力が 6 kN 程度であるので、本仮定は適切と判断した。また、1m 当たりになると、 $1.2/0.9=1.33$ となるので、本文中の石膏ボード雑壁の骨格曲線を石膏ボード耐力壁の 1.3 kN とした。

付図1 想定モデル

付図2 石膏ボードのビス接合一面せん断骨格曲線

付図3 石膏ボード耐力壁および雑壁の復元力特性計算値

(2004年12月14日原稿受理, 2005年9月21日採用決定)