

建物被害推定のための改正メルカリ震度階級算定法の検討 (その2) 組積造への適用性 Method of Calculating Modified Mercalli Seismic Intensity Scale for Earthquake Damage Estimation Part II Applicability to Masonry Buildings

○汐満 将史・中澤 駿佑・境 有紀

○Masashi SHIOMITSU, Shunsuke NAKAZAWA, Yuki SAKAI

We investigated the applicability of the proposed Modified Mercalli Intensity calculation method to masonry buildings. Masonry buildings were modeled based on previous experimental results, and seismic response analyses were conducted to determine the upper limit of the yield base shear coefficient corresponding to heavy damage. The period of the earthquake ground motions associated with this upper limit was then evaluated. It was found that heavy damage to masonry buildings is correlated with the intensity of earthquake ground motions in the period range of 0.5 s or less. Accordingly, the yield base shear coefficient associated with heavy damage to masonry buildings can be approximately evaluated using the seismic intensity based on ground motions with periods of 0.1–1 s.

1. はじめに

本報ではその1に続き、提案する改正メルカリ震度階級（以下、MM震度階）算定法の、海外で多く存在する組積造建物への適用性を検討する。具体的には、組積造を一自由度系にモデル化した地震応答解析を行い、組積造建物が大破に至る耐力と震度の関係を明らかにする。

2. 対象とした組積造とモデル化

本検討では、組積造としてアメリカやチリなどで見られる補強コンクリートブロック造を対象とし、建物の階数は、1994年ノースリッジ地震の被害調査結果¹⁾における建物の階数分布で多く見られた1階建てを想定する。

復元力特性モデルはTakedaモデル²⁾とし、骨格曲線のパラメータは、複数の組積造壁の実験結果を収集した組積造構造実験データベース³⁾を用いて決定した。組積造構造実験データベースには様々な壁の実験結果が含まれているが、縮小したと見られる試験体を除くために試験体幅が1800mm未満のもの、終局状態（最大荷重の8割まで低下した状態とし、以降この時の変形を超えたものを大破に至ったと判定する）まで加力されていないものを除外した。データベースの実験結果を3折れ点に置き換えた骨格曲線⁴⁾（図1中赤線）をTakedaモデルでモデル化できるよう、降伏後剛性低下率 β を0として終局変形角 R_u までの面積が等しくなるトリリニアに置換（図1中青線）した。試験体ごとに降伏点剛性低下率 α_y 、 Q_c/Q_y 、

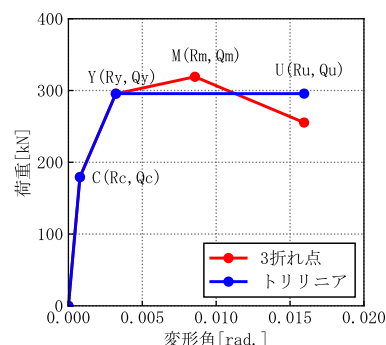


図1 骨格曲線の置換例

(No. :RMF 1-18, Specimen:12⁴⁾)

表1 Takedaモデルのパラメータと終局変形 R_u

α_y	Q_c/Q_y	β	α	R_y [rad.]	R_u [rad.]
0.51	0.41	0.00	0.53	0.002	0.011

降伏変形角 R_y 、終局変形角 R_u を求め、全試験体の平均を組積造壁の平均的なパラメータとした。除荷剛性低下指数 α は、データベース中の実験結果の3体⁵⁻⁷⁾を参照し、除荷剛性を面積が等しくなる直線に置換し、各変形レベルで除荷剛性を算出し最小二乗法により求め、3体の平均を用いた。以上の方法で求めたパラメータを表1に示す。

3. 地震応答解析による震度と大破に至る耐力の関係の検証

耐力（降伏ベースシア係数 C_y 、以下単に C_y ）が様々な組積造建物に特性の異なる複数の地震動を入力した地震応答解析を行い、地震動の震度と大破に至る C_y の関係を求めた。

C_y は0.01～3.00まで0.01刻みで動かし、それぞれの弾性周期 T を C_y との関係式（式(1)）⁸⁾より算

出した。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{h \cdot \alpha_y \cdot R_y}{g \cdot C_y}} \quad (1)$$

ここで、 h :高さ(3m)、 g :重力加速度である。減衰定数は5%とした。入力地震動は、文献 9)に掲載している、海外の記録も含めた 36 記録の平均方向(周期 0-3 秒平均速度応答が平均となる 2 方向¹⁰⁾)を用いた。

応答変形が終局変形角 R_u を上回ったものを大破したとみなし、入力地震動ごとに C_y が大きい順に応答変形を参照し、大破に至った C_y の上限を求めた。

まず、組積造建物の大破と相関がある地震動の周期について検討した。図 2 に、横軸に地震動の加速度応答スペクトル(減衰定数:5%)の弾性周期、縦軸にその周期における加速度応答と大破した C_y の上限との相関係数を示す。図 2 より、相関が高いのは周期 0.5 秒以下の極短周期であり、日本の中低層建物の大きな被害と相関がある周期 1-2 秒¹¹⁾よりも短い。これは、日本の木造建物の全壊に対応する変形角が 0.05rad.¹²⁾程度である一方、組積造建物が大破する変形角は 0.011rad. (表 1) と小さいため、大きな被害を受ける時の等価周期が短いことが要因である。よって、組積造建物の大破と対応した震度には、1-2 秒震度ではなく、計測震度に対応した 0.1-1 秒震度^{9),13)}を使う方が適切である。

次に、MM 震度階を、0.1-1 秒震度を基に算出⁹⁾し、大破した C_y の上限と比較して図 3 に示す。相関係数は 0.67 となり、大破に至る C_y を概ね評価できることがわかる。MM 震度階の大きさと大破する組積造の耐震性能、具体的には、 C_y との関係は、表 2 に示す通りとなる。改正メルカリ震度階級の解説表¹⁴⁾では、震度 7 で不十分な建物が、8 で一般的な建物が、9 で耐震性が高い建物が大きな被害が生じるとされており、その 1 およびその 2 で示した大きな被害を受ける C_y が、これらの建物と概ね対応すると考えられる。

4. まとめ

その 2 では、提案する改正メルカリ震度階級算定法の組積造建物への適用性について検討した。組積造の大破と相関がある周期を調べた所、周期 0.5 秒以下の極短周期と高い相関が見られた。組積

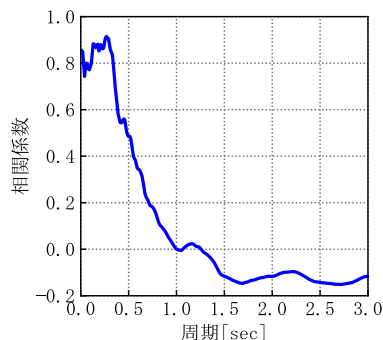


図 2 周期ごとの加速度応答と大破する C_y の上限の相関係数

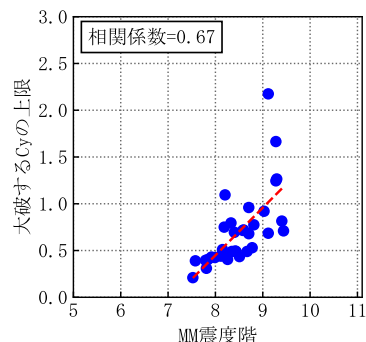


図 3 MM 震度階と大破する C_y の上限の関係

表 2 MM 震度階と大破する C_y

MM震度階	大破する C_y
7	0.4以下
8	1.0以下
9	1.0以上

造建物が大破する C_y は、周期 0.1-1 秒の大きさに基づく MM 震度階により概ね

評価でき、震度階が 7 で $C_y=0.4$ 以下、8 で $C_y=1.0$ 以下、9 で $C_y=1.0$ 以上となった。

謝辞

強震記録は、気象庁、防災科学技術研究所、自治体、震災予防協会、鉄道総合技術研究所、大阪ガス、台湾交通部中央気象局、ニュージーランド GeoNet、AFAD (トルコ防災危機管理庁) に提供していただきました。1994 年ノースリッジ地震の記録は、ATC-38 Report (2001) のものを使用させていただきました。

参考文献

1) 境有紀ら: 1994 年ノースリッジ地震の建物被害データと強震記録を用いた地震動の破壊力指標の検討, 日本建築学会構造系論文集, 第 584 号, pp.59-63, 2004.10. 2) Takeda T. et al.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.96, No. ST12, pp.2557-2573, 1970. 3) 国立研究開発法人建築研究所 国際地震工学センター: 組積造構造実験データベース, 2022.4.4. 大塚悠里ら: 補強組積造壁の強度と変形の回帰式を用いた復元力特性に関する研究, 第 16 日本地震工学シンポジウム, Day3-C1-PA05, 2023. 5) 山口佳春ら: 組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(4) 組積造耐力壁及び梁の耐震性能 その 3 シアスパン比の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1087-1088, 1985.10. 6) P.B.SHING et al.: Seismic Performance of Reinforced Masonry Shear Walls, Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, pp.IV-103-108, 1988. 7) K.C.Voon: Shear Strength of Concrete Masonry Walls, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Auckland, 2003. 8) 境有紀ら: 非線形地震応答解析による地震被害推定を目的とした平均的な木造建物群モデルの構築, 日本地震工学学会論文集, 第 9 巻, 第 1 号, pp.32-45, 2009.2. 9) 境有紀ら: 応答スペクトルを用いて改正メルカリ震度階を計算する方法の素案, 京都大学防災研究所年報 第 66 号 B, pp.5-10, 2023.10) 境有紀, 熊本匠: 地震動の方向性の定量的な検討と地震被害推定のための平均方向の提案, 日本地震工学学会論文集, 第 10 巻, 第 5 号, pp.1-20, 2010.11. 11) 境有紀ら: 震度の高低によって地震動の周期帯を変化させた震度算定法の提案, 日本建築学会構造系論文集, 第 585 号, 71-76, 2004.11. 12) 一般財団法人 日本建築防災協会: 2015 年改訂版 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針[木造編], 一般財団法人 日本建築防災協会, p.132, 2016. 13) 境有紀ら: 建物被害と人体感覚を考慮した震度算定方法の提案, 第 11 回日本地震工学シンポジウム論文集, CD-ROM, 2002.11. 14) USGS: The Modified Mercalli Intensity Scale, <https://www.usgs.gov/programs/earthquake-hazards/modified-mercalli-intensity-scale> (accessed January 25, 2026)