

2007年ペルー・ピスコ地震の調査データに基づく建物被害特性

Vulnerability Estimation of Buildings Using Damage Survey Data
Following the 2007 Pisco, Peru, Earthquake

松崎志津子¹, ネルソン プリード², 山中浩明³,
地元孝輔³, 丸山喜久¹, 山崎文雄¹

Shizuko MATSUZAKI¹, Nelson PULIDO², Hiroaki YAMANAKA³,
Kosuke CHIMOTO³, Yoshihisa MARUYAMA¹, and Fumio YAMAZAKI¹

¹ 千葉大学大学院工学研究科建築・都市科学専攻

Department of Urban Environment Systems, Chiba University

² (独)防災科学技術研究所地震・火山防災研究ユニット

Earthquake and Volcano Research Unit, National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention

³ 東京工業大学大学院総合理工学研究科環境理工学創造専攻

Department of Environmental Science and Technology, Tokyo Institute of Technology

In this paper, seismic vulnerability of buildings located in Pisco, Peru, is studied using damage survey data and simulated seismic ground motions. In the survey data by CISMID at National University of Engineering, Peru, the inventory and damage information of 10,000 or more lots was registered. The subsurface soil property in Pisco city was divided into three zones based on the predominant periods of microtremor at 85 sites, and the damage ratio at each zone was calculated. Furthermore, the seismic ground motion in each zone was estimated from simulated bedrock motion and the 1D transfer functions of the surface soil. Finally, the fragility curves for adobe and brick-masonry buildings were derived in terms of PGA and PGV, and compared with those from previous researches.

Keywords: the 2007 Peru earthquake, adobe, brick-masonry, microtremor, microzoning, fragility curve

1. はじめに

開発途上国の地震被害は、脆弱な社会基盤構造のため人的被害が顕著であり、その大きな要因の一つは建物倒壊によるものである。建築物は国や地域により使用材料や施工方法に大きな違いがあり、地震時の挙動などの構造特性も多様であるため、地震防災を考えるにあたり建物の地域特性に配慮する必要がある。たとえば、ペルーの建物とくに中低層建物は、ほとんどが焼成レンガやアドベ（日干しレンガ、土ブロックともいう）を使用した組積造であり、日本で一般的なフレーム構建造物とは崩壊パターンが異なる¹⁾。住宅の場合には工学的な知識の不十分な職人や住民自身が行うことが多く²⁾、その建物に住みながら長い年月をかけて少しずつ増築してゆくなど、日本ではみられない建設事情がある。

2007年8月15日18時40分（現地時間、UTC-5）ペルー中部沿岸地震（ピスコ地震、M8.0）が発生し、ペルー中部のイカ州とリマ州南部を中心とした大災害となり、その揺れはリマ首都圏にも被害をもたらした。本研究では、ピスコ地震がイカ州ピスコにもたらした建物被害の調査結果とシミュレーションによる地震動を用いて、建物被害率と地震動強さの関係について検討し、被害率曲線の構築を試みた。被害率曲線はシナリオ地震に対する建物

被害予測に広く用いられているが、建物の地域特性や地震動特性を反映した被害予測を行うためには、実地震データによる被害評価は不可欠である。

被害率曲線は地震の強度に対する被害の程度を表現するもので、特定の被害ランクに対する条件付き発生確率として定義される。確率分布関数の横軸となる地震動強度の指標として、PGA（地表面最大加速度）、PGV（地表面最大速度）、SI（スペクトル強度）、最大応答変位のほか、計測震度やMMIなどの震度階も用いられている³⁾。縦軸はある建物区分の被害率である。

被害率曲線による損傷評価方法は、実被害データによる経験的手法（例えば村尾ら⁴⁾）と、建物群の限界変形のような耐震性能指標による解析的手法（例えばHAZUS⁵⁾）の2つがある。経験的手法は被災事例の被害データと地震動から統計的に関数のパラメータを求めるが、データのばらつきには地震動や建物の地域特性の影響が大きい。HAZUSは静的非線形解析（荷重増分解析）によって得られた耐力曲線（Capacity Curve）と地震応答スペクトルによる要求性能スペクトル（Demand Spectrum）の交点から、限界状態の中央値を想定するキャパシティスペクトル法によっている。なお解析的手法には、静的解析によるほか動的解析（応答解析）による方法もある。損害保険料率算出機構によると、日本の地

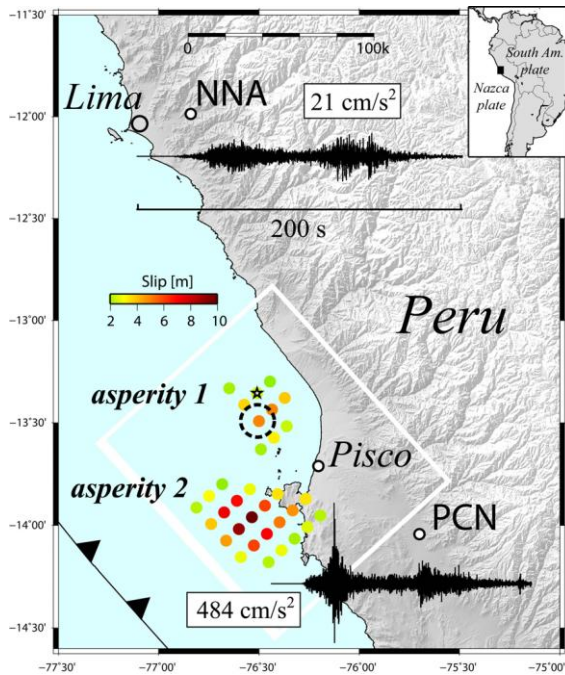


図 1 2007 年ピスコ地震のすべり分布モデルと強震記録¹¹⁾

震建物被害の予測に関しては、経験的手法と応答解析に基づく手法のどちらかを採用している自治体が多い⁶⁾。

本研究ではまず、ピスコ地震発生後にペルー国立工科大学 (UNI) の附属のペルー日本地震防災センター (CISMID) が実施したピスコの中心市街地 10,480 区画の敷地についての建物被害調査をもとに、建物の構造・階数と被害状況の関係を分析する。次に、CISMID 他による 85 地点の常時微動単点観測での地盤の卓越周期に基づいて、ピスコの表層地盤を 3 つに分類し、地盤ゾーンごとにレンガ造建物和アドベ造建物の被害率を算出する。さらに 5 地点で常時微動のアレイ観測を実施し、推定した S 波速度から表層地盤の増幅率を評価する。次に、数値シミュレーションによる地震基盤の地震動と表層地盤増幅率から地表面の地震動を推定する。これより地盤ゾーンごとの最大地表面加速度及び最大地表面速度に対する建物被害率を算出し、回帰分析により対数正規分布の被害率曲線を導出する。この結果を既往の被害率曲線と比較検討し、ペルーの建物被害特性を評価する。

2. ピスコ地震による建物被害

(1) 被害の概要

ペルー国市民防衛庁 (INDECI) はピスコ地震による被害を、死者 596 人、負傷者 1,289 人、損壊家屋 9 万棟以上と発表した⁷⁾。USGS によると、最も揺れが大きく MMI 震度 VIII と推定された地域は、イカ州の Ica 郡 Ica, Chincha 郡 Chincha Alta, ピスコ郡ピスコなどの 4 箇所⁸⁾、とくに Chincha とピスコでは病院や役所、学校などの公共建築物を含む多くの建物が甚大な被害を受けて壊滅的な状況であった^{9), 10)}。強震観測点は Ica 郡の Ica と Parcona およびリマのみで、Chincha やピスコの地震記録はない。

図 1 にピスコ地震のすべり分布モデルと、Ica 郡

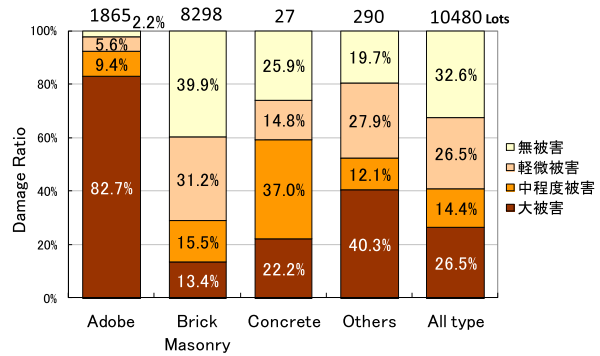


図 2 ピスコの建物構造別の被害率

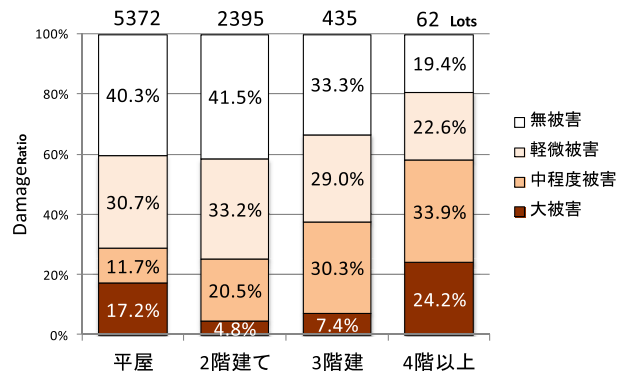


図 3 ピスコのレンガ造建物の階数別被害率

Parcona の PCN 及びリマの NNA 観測点における加速度記録を示す¹¹⁾。星印で示す震央の地下部分 (震源) で断層のずれが始まり、アスぺリティ 1 に続いてアスぺリティ 2 の領域で破壊が発生したと推察される。PCN 観測点では、最大加速度 484 Gal (EW) が記録された。

ピスコは首都リマから南へ約 200km の位置にあり、人口約 5 万 5 千人、2.5km 四方ほどの市街地を持つ太平洋に面した町である。起伏が少ない地勢で、市街地は海拔 10~30m に位置する。1 年を通じて雨はほとんど降らないが、砂浜の海岸付近と市街地北側には湿地帯があり、町の 2km 北側をピスコ川が流れている。

地震の発生後、CISMID は 3 ヶ月をかけてピスコの約 12,000 区画の敷地についての建物被害を調査した^{12), 13)}。そのうち建物の構造種別が特定されたのは 10,480 区画である。1 区画 (lot) の敷地には複数の建物が含まれることが少なくないが、その場合は各建物の延べ面積と用途からその敷地の主要建物を決定し、主要建物の属性と被害状況を敷地ごとに調査した。被害調査団は研究者や建設業関係者ほか 40 人以上から構成され、被害の評価に当たり事前のワークショップで被害ランク分類の基準などの知識を共有した。また全体の 75% の区画には、敷地内部まで立ち入って被害を確認した。

調査項目は構造種別、階数、用途、被害レベルの 4 項目で、被害レベルは CISMID 独自の 4 分類 (無被害/No Damage, 軽微被害/Slight, 中程度被害/Moderate, 大被害/Serious) による。ここで、軽微被害とは非構造部材の壁のクラック程度で完全に補修可能な程度、中程度被害とは構造部材へ及ぶ被害で補修には専門家の評価が必要な状態、大被害とは崩壊など安全な使用が不可能な状態と規定されている。

この調査によって構造種別が特定できた 10,480 区画のピスコの建物は、その約 18% がアドベ造、約 79% がレンガ造で、両者を合わせて組積造建物が全体の 97% を占める。残り 3% は RC 造、キンチャ、混構造などである。



写真1 (左) RC補強部材を持つ建物
(右) RC補強部材のない建物(屋内)

ペルーのレンガ造は RC の柱・梁で補強された枠組みレンガ造 (Confined Masonry) が多い。アドベは、土に「すさ」として刻んだ小麦などのワラを混ぜ木型にはめて抜いたあとに陰干して作った土ブロックで、北米や中東、アフリカ、南ヨーロッパでも見られるが、工法の詳細は地域により違いがあり、その性能諸元も異なる。ペルーの農村では建設にかかわる住民が自らアドベを製作するが、都市部では既製品が建材店で販売されている。キンチャとは、木製の枠に細い竹をはめ込み表面に泥を塗ったパネル壁で、日本の木舞壁(こまいかべ)に似た、ペルーの伝統工法のひとつである。また RC 造もわずかにあり、それらはホテルや銀行などの商業雑居ビルなどである。

階数は、平屋建て 72%、2 階建て 23%と低層建物が多く、最も高い建物は 6 階建てであった。レンガ造建物の中に着目すると、平屋建て 65%、2 階建て 29%、3 階建て 5.3%、4 階以上 0.7%であり、一方アドベ造はその 99%が平屋で、ピスコの市街地全体に低層建物が密集している状況である。建物用途は、住宅 75%、商業系 7%で、それ以外は学校、病院、工場などである。

(2) 建物被害の分析

CISMID による現地被害調査の結果について、構造種別ごとの被害レベルを図 2 に示す。その他の構造 OTHERS はアドベとキンチャの混構造などを表わしている。全体の 40%の建物に著しい被害(大被害および中程度被害)がみられ、27%の建物は崩壊もしくは補修不可能な大被害であった。アドベは圧倒的に地震に脆弱で、83%が崩壊レベルの被害を受けている。また中程度被害の割合が少なく、靱性に乏しく脆性破壊しやすい傾向を示している。コンクリート建物の大被害割合が 22%と高い理由は、専門技術者が設計・監理しない既存不適格な RC 構造であることが考えられる。

対象地域において大部分を占めるレンガ造建物について、階数別の被害レベルの分布を図 3 に示す。全体的に階数が高くなるほど被害も大きくなる傾向があるが、大被害レベルでは、2 階建て建物より平屋建ての方が大被害となっている。建物使用用途については、平屋建てでは住居 89%・商用 8%、2 階建てでは住居 87%・商用 10%とほとんど同じである。

また RC フレーム付きレンガ造建物の固有周期を階数 $\times 0.08$ (秒)程度^{14), 15)}と仮定すると、2 階建てで 0.16 秒前後、平屋で 0.1 秒以下で、ICA-2 観測点での加速度応答スペクトルの卓越周期 0.2~0.5 秒¹⁶⁾と平屋建て固有周期は一致せず、平屋被害について地震動との共振の影響は考えにくい。想定しうる他の要因として、2 階建てでは構造上主要な部材(床や補強部材である柱・梁)が

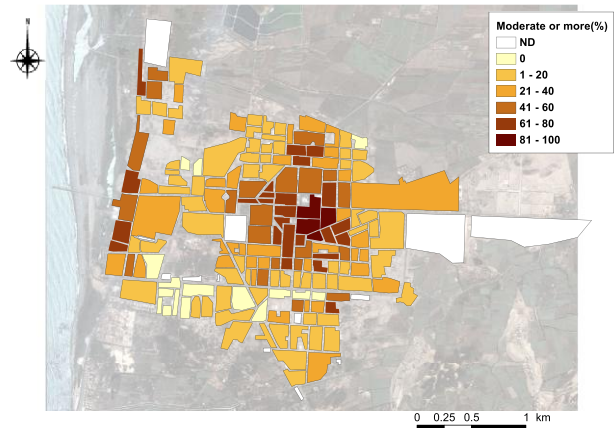


図4 レンガ造建物の中程度以上被害の街区分布

RC で、ある程度一定レベルの耐震性を保有している(写真1左)ことに比べ、平屋建てでは RC の補強部材を持たないいわゆる無補強組積造が一部にみられ(写真1右)、耐震性能の良いものと劣ものが混在することが挙げられる。ペルーの枠組みレンガ造は、柱より壁が先行して施工されてレンガ壁と柱の付着強度が大きく¹⁷⁾、梁鉄筋の定着により壁と壁の結合部の剛性が高いこと、さらに梁と一体化した RC スラブが剛床度を上げることで層の水平変位を一定にして全ての壁が水平力を分担することができ、耐震性能が高い。写真1右の建物はレンガ壁を補強する RC の柱・梁・屋根スラブが存在せず、屋根には竹と泥が使用されている。

レンガ造建物のみについて、中程度以上被害の被害率の空間分布を図 4 に示す。ひとつの街区にレンガ造建物が少なくとも 30 棟以上となるようにピスコの市街地を全体で 183 の街区(ブロック)に分け、そのそれぞれにつき中程度被害と大被害を合計した被害率を算出した。その結果、被害率には立地による違いが見られ、西側の海岸沿いの地区と中心広場周辺の旧市街の地区で被害率が高くなっている。建物の建築年代が調査されていないため年代との関連は不明だが、組積造には日本の木造建築のような腐朽・蟻害による経年劣化¹⁸⁾がないことを考慮すると、地盤条件による揺れの違いは被害に差を生じさせた要因のひとつとして推察できることから、両者の関係を検討する。

3. 地盤調査とマイクロゾーニング

(1) 地盤の卓越周期によるゾーニング

ピスコでは 2007 年以降 2011 年まで CISMID その他の機関が常時微動観測を実施しており、本研究の対象地近傍で単点微動の観測点は 2007 年の Jorgen らによる 16 地点¹⁶⁾を含め 2011 年までで 73 地点ある¹⁹⁾。2012 年に筆者らはさらに 5 地点のアレイ観測を含む 12 地点で微動観測を実施した。中村²⁰⁾は常時微動が主として実体波(S 波)で構成されるという考えに立ち、微動の H/V スペクトル比は疑似的に表層地盤のスペクトル増幅率とみなせるとしている。図 5 は合計 85 地点の単点微動の観測地点とその H/V スペクトル比の卓越周期、および H/V スペクトル比の卓越周期を空間補間した結果をもとに定義した 3 つのゾーン (Zone 1~3) を示す。ここで、色の濃い観測点ほど卓越周期が長い。H/V スペクトル卓越

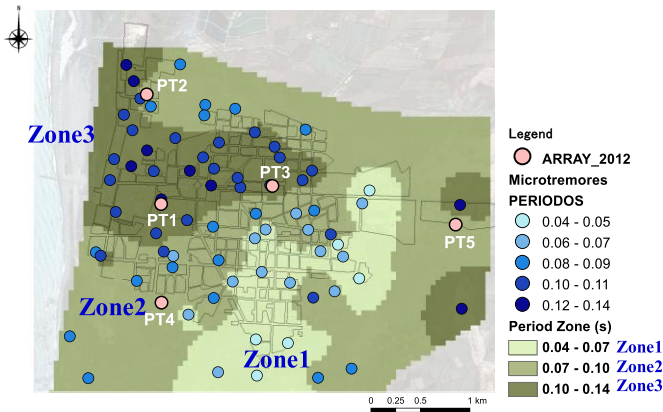


図 5 単点常時微動観測による地盤卓越周期の分布と内挿補間による地盤ゾーニング

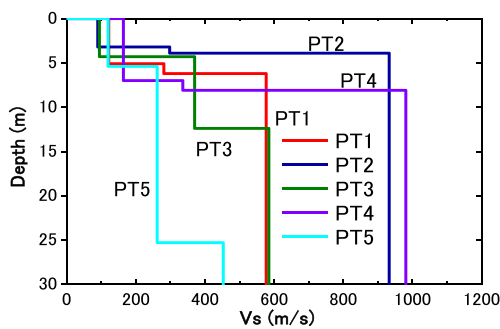


図 6 GL-30m までの推定 S 波速度構造

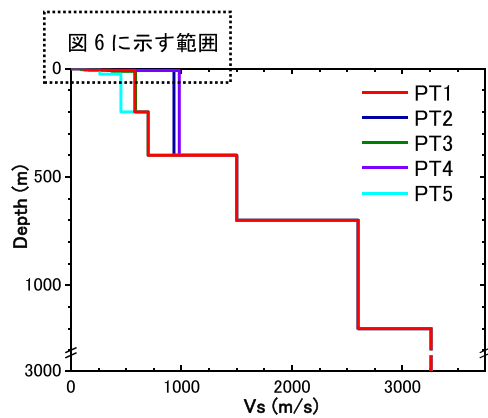


図 7 GL-3000m までの推定 S 波速度構造

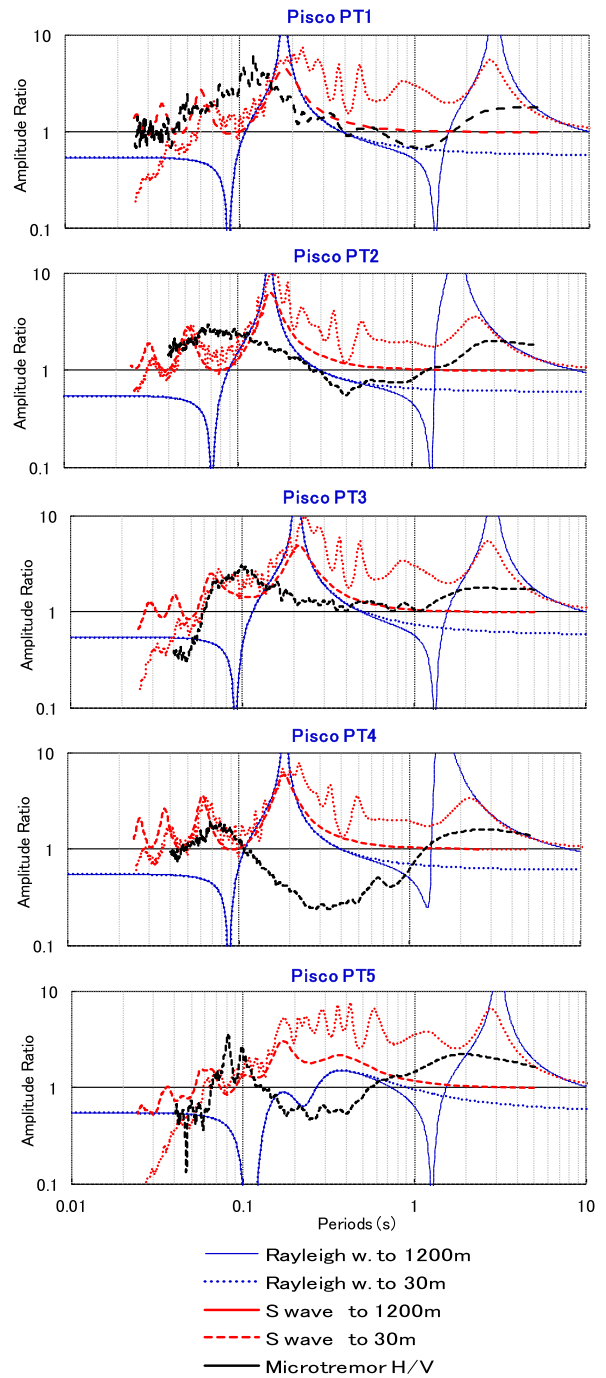


図 8 アレイ観測点の常時微動 H/V スペクトル比と S 波伝達関数, レイリー波基本モード H/V スペクトル比

周期は、一般的に 0.1 秒程度かそれ以下と短く、市街地全体が表層の薄い硬質地盤と推測される。海岸寄りとくに対象地の北西部から北部にかけては、相対的にやや大きい値が分布している。

H/V スペクトル比の卓越周期の内挿補間は、距離の 2 乗の逆数を重みとした逆距離加重法 (Inverse Distance Weighted²¹⁾) によって 12 個の近傍データを平均することとした。得られた卓越周期の分布から、対象地域を 3 つのゾーンに分割した。ここで、Zone 1 の卓越周期は 0.04~0.07 秒、Zone 2 は 0.07~0.10 秒、Zone 3 は 0.10~0.14 秒とした。市街地南東部が Zone 1 の相対的には硬質な地盤、北西部が Zone 3 の相対的には軟弱な地盤と分類された。

(2) アレイ観測と伝達関数

図 5 の PT1~PT5 地点でアレイ観測を実施した。観測した位相速度と周期の関係を逆解析することにより、5 地点における GL-30m までの S 波速度構造を図 6 のように推定した²²⁾。ここでは位相速度を満足するように少ない層数でモデル化し、H/V 特性は考慮していない。さらに、GL-30m から 3,000m までの深部地盤について、微動計 (5 秒計) を用いてピスコで 2010 年 3 月に実施した観測結果に基づき、S 波速度構造を図 7 のように仮定した。

これらから 5 地点における S 波伝達関数、レイリー波基本モードの H/V 振幅比について、GL-30m までの浅い表層地盤モデルと地震基盤 (Vs3260, GL-1,200m) までのやや深部の地盤モデルの両方について算出した。GL-

400m 以深は 5 地点共通の地盤構造を仮定し、伝達関数は露頭基盤を基準とするものを一次元地盤震動解析 (EERA²³⁾: Shake for Excel) により算出した。計算にあたっては、最下層 (GL-30m と 1,200m) が半無限に続くものとして扱った。またレイリー波基本モードの H/V 振幅比を齊藤・梶沢²⁴⁾の方法によって、2 タイプの地盤モデルについて計算した。

常時微動は表面波 (レイリー波) が卓越するとする説 (時松ら²⁵⁾・大町ら²⁶⁾が近年は支配的になってきたが、微動の H/V スペクトル比と露頭基盤に対する S 波伝達関数のピーク周期は比較的一致するとされている。たとえば布施ら²⁷⁾は、微動の H/V スペクトル比が、レイリー波基本モードの H/V 振幅比および S 波の露頭基盤に対する伝達関数の卓越周期とよく対応することを確認した。また丸山ら²⁸⁾も同様の検討を行った結果、3 者のピーク周期が比較的良好一致を示している。

図 8 にアレイ観測 5 地点のレイリー波基本モード H/V 振幅比と S 波伝達関数、微動 H/V スペクトル比を示す。PT5 観測点の地盤は比較的軟らかいが、S 波速度のコントラストが小さいので増幅率が小さく、30m までの S 波伝達関数は 0.17 秒付近で 2 次モードが卓越している。またアレイ観測の 5 地点すべてで微動 H/V スペクトル比と S 波伝達関数の卓越周期があまり一致せず、伝達関数の卓越周期が微動の 1.6~2.2 倍程度となっていた。

S 波伝達関数の GL-30m までと 1,200m までを比較すると、1,200m までの S 波増幅率ではやや長周期に地盤モデルの深い地層構造の影響が表れて、そのピーク周期も若干長くなっている。レイリー波基本モード H/V 振幅比は、PT5 のみが W 字形を示した。その他の地点では N 字を示して 0.2 秒程度にピークがあり、S 波伝達関数のピークと近い周期でおおむね一致している。微動 H/V スペクトル比とレイリー波基本モード H/V 振幅比を比較すると、PT1 ではピークの周期や谷の形状が少し近いが、PT1 以外の 4 地点においては一致しない。

大町ら²⁶⁾によれば、微動の H/V スペクトル比が平坦で起伏が少ない場合は、レイリー波や S 波伝達関数の周期とよい対応を示さないこともあるとしており、表層地盤が薄いビスコのケースでも同様の傾向がみられた。

(3) 地盤ゾーンごとの被害率

図 5 で分割されたゾーンにしたがい、ゾーンごとの被害率の割合をレンガ造とアドベ造に分けて集計した。レンガ造の結果を図 9 に、アドベ造の結果を図 10 に示す。レンガ造建物は 8,298 区画の敷地において、大被害の被害率、中程度被害以上の被害率ともに、Zone 1 から Zone 3 へ地盤が軟弱になるにしたがって高くなった。アドベ造建物 1,865 区画でも同様に、地盤が良好なほど大被害の被害率の割合が小さくなり、中程度被害以上、軽微被害以上も小さくなった。

対象地域全域にわたり表層地盤が薄く、地盤構造の大きな変化はないと考えられるが、微動の H/V スペクトル比の卓越周期により分類した地盤状況と建物被害率の対応を、レンガ造とアドベ造ともに確認することができた。

4. 地震動分布の推定と建物被害率曲線

(1) 地表面の推定地震動分布

遠地波形および干渉 SAR データから求められたピス

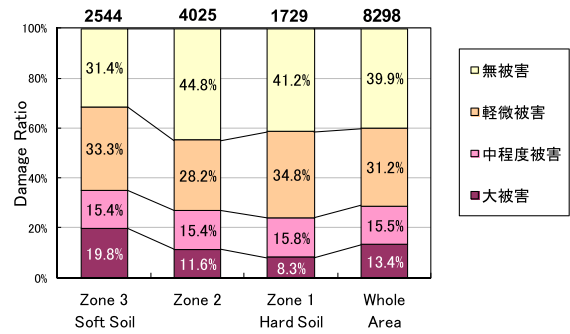


図 9 レンガ造建物の被害率と地盤種別の関係

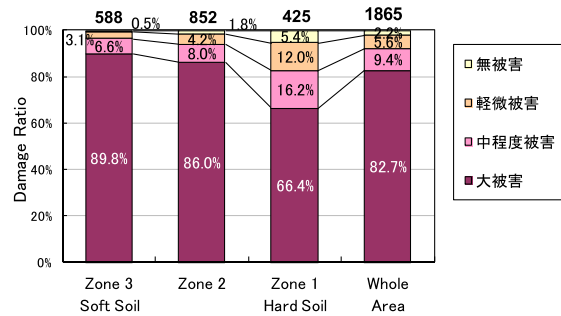


図 10 アドベ造建物の被害率と地盤種別の関係

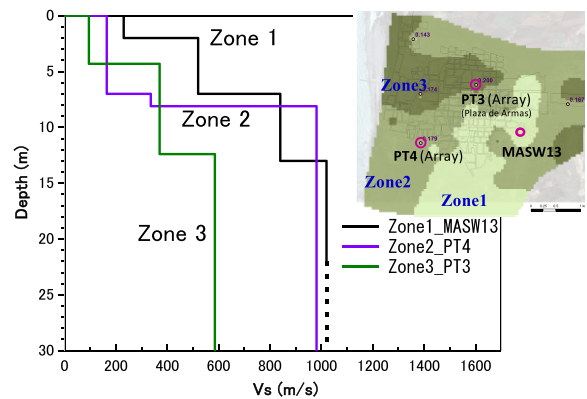


図 11 3つのゾーンの代表観測点における GL-30m の S 波速度構造

コ地震のすべりモデルを参考に、図 1 に示した PCN と NNA の近地強震記録を再現できる震源モデルを構築し、数値シミュレーションにより地震基盤 (Vs3260) での地震動が得られている¹¹⁾。地盤調査地点から各ゾーンを代表する地点の一つを選択し、その地点での伝達関数により地盤ゾーンごとの地表面地震動の推定を行う。

比較的軟弱である Zone 3 で PT3 地点を、中程度の Zone 2 で PT4 地点を選択した。ここで、選択しなかった PT5、PT2 はともに微動 H/V では Zone 2 に位置しながら、アレイ観測による推定 S 波速度 (図 6) からみた地盤は PT5 が 5 地点で最も表層が厚く、PT2 が最も薄い、単点微動とアレイ微動で違いが大きくなった地点であったため、代表地点としなかった。PT1 と PT3 はともに Zone 3 であるが、図 6 では PT3 の方が Zone 2 の PT4 と違いが顕著であるので、PT3 を Zone 3 の代表とした。比較的硬質である Zone 1 内ではアレイ観測を行っていないため、2007 年に CISMID がマルチチャンネル表面探査 (Multi-channel Analysis of Surface Wave) を実施した MASW13 地点を代表点とした。MASW13 では、3m おきに設置され

た 15 個のセンサーにより微動が測定され、その位相特性から GL-22m までの S 波速度構造が推定されている¹⁹⁾。図 11 に PT3 (Zone 3) と PT4 (Zone 2)、CISMID 推定による MASW13 (Zone 1) の S 波速度構造の比較を示す。また MASW13 地点の基盤 (GL-1,200m) までの地盤構造モデルを PT3、PT4 地点と同様に作成し、EERA で伝達関数を求めたところ、図 12 のようになった。S 波伝達関数は Zone 1 の MASW13 地点で周期 0.07 秒、Zone 2 の PT4 地点で周期 0.21 秒(図 8)、Zone 3 の PT3 地点では周期 0.23 秒付近(同)で卓越した。

これらの S 波伝達関数とシミュレーションされた基盤地震動を用いて、EERA で各ゾーンの地表面の地震動を等価線形解析で求めた。基盤地震動は PT1 から PT5 までの 5 地点で得られているので、Zone 3 では PT3 地震動を、Zone 2 では PT4 地震動を使用し、Zone 1 では該当する計算地点がないため、距離的に近くゾーン区分も近い PT4 のものを用いて Zone 1 の表層地盤モデルに適用した。その結果、各ゾーンの地表面最大加速度、最大速度が表 1 のように求められた。水平 2 成分の加速度、速度を時刻歴でベクトル合成したところ、最も軟弱な Zone 1 において、地表面最大加速度と地表面最大速度はそれぞれ 636 cm/s^2 (0.65g)、 114 cm/s と推定された。

(2) 建物被害率曲線

地震動の強度指標 (PGA, PGV) と被害率の関係から建物構造種別ごとの被害率曲線を求めるが、レンガ造の軽微以上被害の被害率は Zone 1 と Zone 2 で逆転しており、関数を引くうえで困難になるので、レンガ造、アドベ造ともに軽微以上被害の被害率曲線は検討しないこととする。

地震動の値が x のとき被害ランク R 以上の被害が発生する確率 $P_R(x)$ は、標準正規分布の累積確率 $\Phi(\cdot)$ を用いて、対数正規分布で次のように表わせると仮定する。

$$P_R(x) = \Phi\left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta}\right) \quad [1]$$

ここで λ は $\ln x$ の対数平均、 ζ は対数標準偏差である。これらを求めるため、確率紙を用いた回帰分析を行った。ここで、各ゾーンで建物棟数がオーダー的に近いこと、また地震動強さが代表値であることから、回帰における重み付けは行わない。横軸に $\ln x$ 、縦軸に x に対する被害率の標準正規分布の累積分布関数の逆関数を取り、最小二乗法で回帰直線を引くと、回帰直線の逆関数の切片が λ 、傾きが ζ に対応する。その結果を表 2 に示す。レンガ造中程度以上被害の回帰直線は、他の回帰直線と傾きが異なり平均値まわりのデータのばらつき方が大きかったため、レンガ造大被害と同じ ζ の値 (PGA: 0.281, PGV: 0.357) として回帰を行った。

以上の方法で求めた建物被害率曲線を図 13、図 14 に示す。アドベ造はレンガ造より勾配が急で、地震動が少し大きくなっただけでも被害が広がることを示している。またアドベ造では中程度被害以上と大被害の差が小さく、レンガ造と比較して軽微被害・中程度被害から直ちに重大被害となりやすい傾向が表れている (脆性破壊しやすい)。データ数が少ないので一概にはいえないが、PGA と PGV では関数形の当てはまり具合にあまり差はみられなかった。

アドベ造とレンガ造で被害率を比較すると、最大加速度 0.6g または最大速度 100 cm/s でアドベの 8 割以上が大被害となるのに対し、同じ地震動強度でレンガ造の大被害は 15% 以下であり、構造による脆弱性の違いが被害率

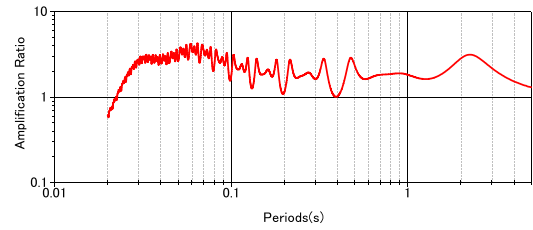


図 12 MASW13 地点における GL-1200m までの伝達関数

曲線上でも明確となった。

5. 既往の被害率曲線との比較

(1) 比較する被害率曲線の概要

本研究と比較するため、地震動指標を PGA とする組積造の被害率曲線として、ペルー・クスコ (アドベ建物)、米国 (レンガ造)、トルコ・イスタンブール (レンガ造) を対象に作成されたものを選定した。これらはすべてキャパシティブスペクトル法 (解析的手法) によっており、その国・地域において典型的な建物種別について被害率曲線が作成されている。またその際に使用する要求性能スペクトルは、その国・地域で想定しているシナリオ地震の応答スペクトルによっている。

Tarque らのアドベ造の被害率曲線²⁹⁾は、クスコの平屋住宅を対象としており、本研究のピスコのアドベはほぼ全て平屋であるので、同じ構造種別を扱っている。

HAZUS-MH MR3⁵⁾は米連邦緊急事態管理庁 FEMA 開発の地震被害想定ツールで、ペルーの補強組積造と近い構造種別として、補強あり・補強なし 2 タイプの組積壁構造建物を選択した。補強あり低層 (Reinforced Masonry Bearing Walls with Precast Concrete Diaphragms: RM2L) では 1~3 階建てを、補強なし低層 (Unreinforced Masonry Bearing Walls: URML) では 1~2 階建ての組積壁構造を対象としている。ただし Masonry bearing wall (組積造耐力壁) が枠組みレンガ造を対象としているかどうかについては、構造種別の記述に言及されておらず定かでない。Masonry がレンガ造に限らず広く組積造を意味すること、HAZUS が米国の規準であることを考慮すると、コンクリート・ブロック (CB) 造なども含んでいる可能性があり、ペルーと構造種別が一致するかどうかははっきりしない。

Erberik の研究^{30), 31)}ではトルコ・イスタンブールの平屋建て無補強レンガ造を対象としており、本研究のピスコのレンガ造は 1~3 階建ての補強ありレンガ造が中心のため、構造種別、階数ともに違いがある。使用材料については、トルコでは中空でない (solid) レンガを使用、ピスコでは 2 階以上には穴あきレンガを用いて壁としているが、1 階部分では中空でないレンガを使用しているため、その点では一致している。

アドベ造やレンガ造を対象とした既往の被害予測方法では、PGA・PGV を地震動の強度指標とした被害率曲線は少なく、それらの中で対象建物の構造種別が本研究と似たものはごく限られる。一口に組積造と言っても、軽量鉄骨で補強したレンガ造 (Masonry by brick and steel) など³⁰⁾、地域特有の工法が世界にさまざまあり、本研究と比較検討するには適当でない判断されるケースもある。PGA や MMI 震度を指標とする建物被害率曲線よりも、変位応答スペクトル (Sd) や加速度応答スペクトル

表1 各地盤ゾーンの地表面最大加速度 PGA と最大速度 PGV

Site	EW		NS		時刻歴ベクトル合成最大値	
	PGA (cm/s ²)	PGV (cm/s)	PGA (cm/s ²)	PGV (cm/s)	PGA (cm/s ²)	PGV (cm/s)
Zone 1 MASW13 堅固	331.0	60.4	441.0	75.9	551.5 (0.56g)	94.4
Zone 2 PT4	540.5	63.8	373.3	81.1	567.4 (0.58g)	99.4
Zone 3 PT3 軟弱	584.5	84.3	478.1	93.9	635.9 (0.65g)	113.9

表2 ピスコの建物被害率曲線の係数

PGA 指標	λ	ζ	R ²
(1) Adobe 中程度以上被害	-0.805	0.199	0.712
(2) Adobe 大被害	-0.713	0.210	0.647
(3) Masonry 中程度以上被害	-0.363	0.281	0.613
(4) Masonry 大被害	-0.198	0.281	0.972

PGV 指標	λ	ζ	R ²
(1) Adobe 中程度以上被害	4.277	0.244	0.780
(2) Adobe 大被害	4.391	0.256	0.720
(3) Masonry 中程度以上被害	4.830	0.357	0.609
(4) Masonry 大被害	5.035	0.357	0.992

(Sa)を指標とするものの方が多い。経験的手法による評価は実被害データを必要とするため、開発途上国などではデータの収集・蓄積に困難がともなう。それに比べ、解析的手法による最大応答変位により被害程度を予測することは、建物台帳と解析や実験などによる耐震特性、想定地震動を設定すれば可能であるので、多く試みられていると考えられる。どちらの手法にしても、データの不確実性（ばらつき）に配慮する必要がある。

(2) クスコ(アドベ造建物)の被害率曲線との比較

Tarque ら²⁹⁾は、クスコの平屋アドベ住宅に関する1000棟のランダム母集団の確率分布（階高や壁長など）と実験にもとづくアドベ壁の特性から、各棟の固有周期と4つの限界状態（Limit Status 1~4）の変形量を算出し、想定地震の加速度応答スペクトルからPGAを強度指標とする被害率曲線を導出した。さらに、クスコの標本集団を少し変えてピスコの建物集団をモデル化しICA2の変位スペクトルを使用して、応答変位(Sd)を指標とする被害予測式を定義した。Tarqueらは、PGAについての被害率曲線は想定地震の応答スペクトル形状に大きな影響を受けるが、Sdについてのそれは影響がないと述べている。TarqueらのLS4(Near or collapse)とLS3(Life safety)は、本研究の大被害と中程度以上被害に対応するものと仮定する。また地震動は、シナリオ地震によるAtkinson and Boor³³⁾の地震動予測式が用いられている。

図15に本研究とTarqueらのクスコの建物被害率曲線を比較する。本研究のピスコのアドベ被害は、クスコのものよりも若干小さいが、カーブの傾きは少し急で、中程度以上被害率90%以上となる地震動は約0.6gとほぼ同程度であり、よく似ている。Tarqueらが評価したクスコの建物群の耐震性能は、ピスコの建物のものとよく類似していたといえる。

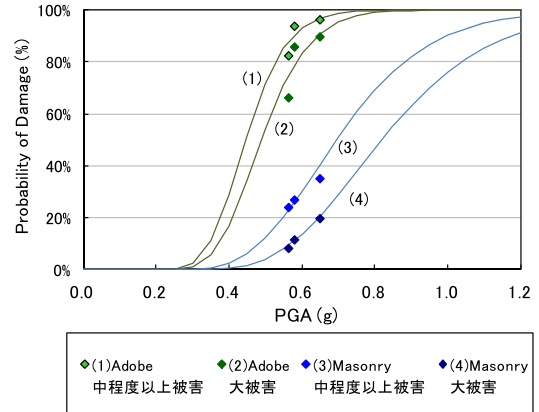


図13 PGAを指標とした建物被害率曲線

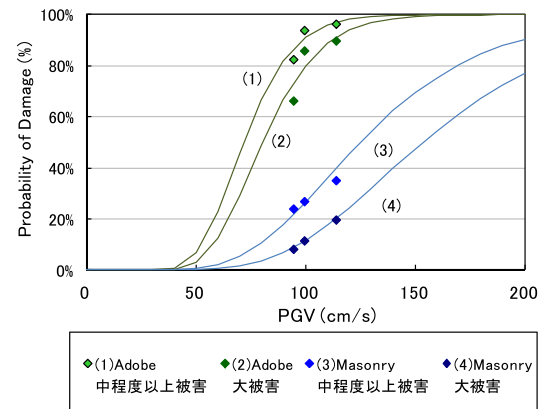


図14 PGVを指標とした建物被害率曲線

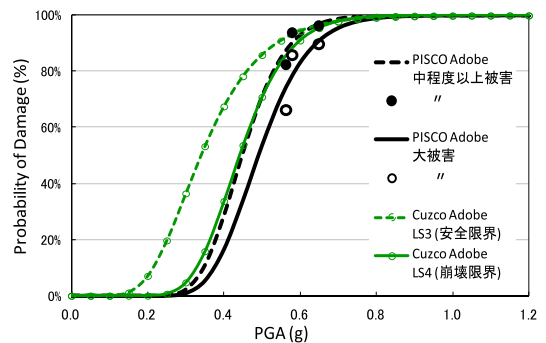


図15 アドベ造についての本研究とクスコ²⁹⁾の被害率曲線との比較

(3) HAZUS(補強および無補強レンガ造)との比較

HAZUS-MH MR3は建物・交通システム・ライフライン施設のそれぞれに関して、地震の揺れと液状化などの地盤災害の被害想定手法を標準化している。建物は、一般建物、病院・学校・消防署などの重要建物と、原発やダム施設など影響が広範囲な建物に分けられるが、それ

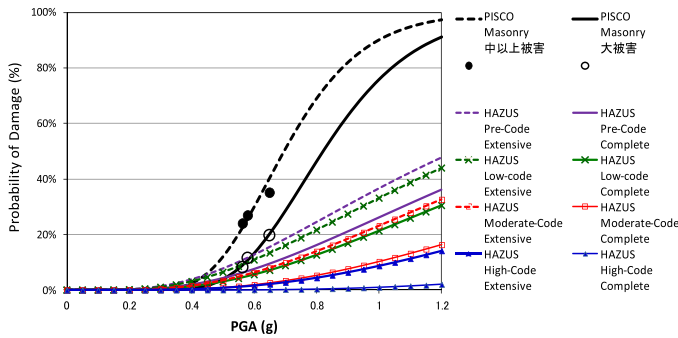


図 16 補強レンガ造についての本研究と HAZUS⁵⁾の被害率曲線との比較

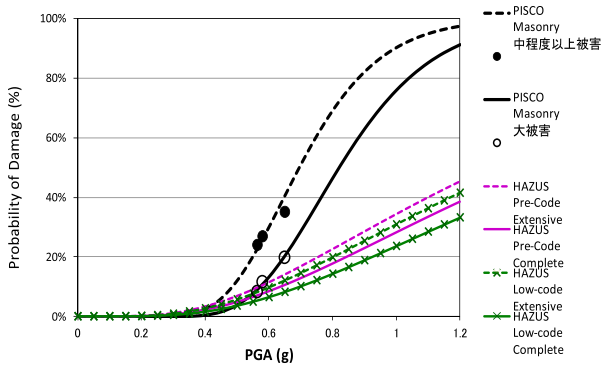


図 17 無補強レンガ造についての本研究と HAZUS⁵⁾の被害率曲線との比較

らの被害率曲線は Sd の中央値と対数正規分布の標準偏差によって与えられている。一方、電気・ガス・水道などのライフライン施設の中で、建物についての被害率曲線は、PGA で与えられている。HAZUS の更新履歴によると「ライフライン施設建物の被害想定用プッシュオーバー解析は現在進行中」となっており、将来のバージョンでは指標が Sd になる可能性がある。HAZUS の RM2L（補強組積壁構造）と URM（無補強組積壁構造）について本研究のピスコのものとの比較検討する。

図 16、図 17 に本研究と HAZUS の建物被害率曲線の比較を示す。HAZUS における Pre-Code ~ High-Code は、構造規準に対する適合度を示しており、Pre-Code は既存不適格、Low-Code は規準不適合であると考えられる。比較の結果、ピスコの枠組みレンガ造は、HAZUS の RM2L、URM 両者の組積造よりもはるかに脆弱であることがわかった。前述したように、HAZUS の Masonry は Brick 以外の CB 造などが含まれているせいではないかと思われる。なお HAZUS の補強なし組積造の被害率曲線には、Pre-Code と Low-Code しか用意されておらず、補強あり組積造と補強なし組積造で被害率はあまり差がみられない。

(4) トルコ（無補強レンガ造建物）の被害率曲線との比較

Erberik は^{30), 31)}、トルコの農村部ではアドベや石を使用したノン・エンジニアド建物が多く、都市部ではレンガやコンクリート・ブロックによる中低層建物が中心としており、これはペルーと似た状況である。対象建物は中空でないレンガを使用し、整形な平面計画の平屋建て無補強レンガ造で、地震動はトルコの建築基準に対応する 475 年再現周期の想定地震動を使用している。構築した被害率曲線から求めた被害は 1995 年の Duzce 地震の被害とよく一致したとしている。

図 18 に本研究と Erberik によるトルコの被害率曲線の

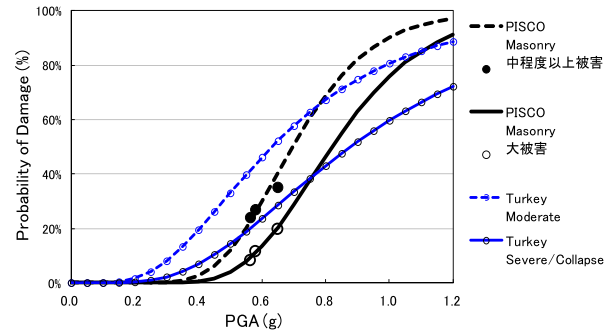


図 18 無補強レンガ造についての本研究とトルコ³⁰⁾の被害率曲線との比較

比較を示す。ピスコの枠組み組積造（1~2 階建て）では、トルコの平屋無補強組積造よりも大きい地震動で被害が発生し始め、大被害の被害率が 20%となる最大加速度はピスコの方が大きい。この場合も想定地震動の違いが影響するので一概に評価できないものの、ピスコのレンガ造には 2 階建て以上の建物が含まれており、イスタンブールの対象建物は平屋でかつ平面計画などよい条件であることなどを考えると、ピスコの被害データが示した範囲においてはピスコのレンガ造の方が耐震性能が勝っているといえる。

(5) 比較結果の考察

比較の結果、ピスコのアドベ被害率曲線はクスコのものとしたものとなり、とくに大被害についてはよく似ていた。HAZUS の被害率曲線とは大きく異なったが、対象建物の構造的仕様の違いによるものと考えられる。トルコの被害率曲線はピスコと対象建物群の階数が完全には一致していないが、0.6g 程度の地震ではトルコのレンガ造の方が脆弱であった。

日本の建物を対象とした被害率曲線では、建築年と被害の相関が高いとされている⁴⁾が、ペルーの低層建物では長い年月をかけて増築がくりかえされてゆくため、建築年をどう特定するかという問題があり、建築年代別の被害率曲線を構築するのは困難である。

6. まとめと今後の課題

本論文では、2007 年 8 月に発生したペルー中部沿岸地震（ピスコ地震）がイカ州ピスコにもたらした建物被害の調査結果と数値シミュレーションによる地震動を用いて、被害率と地震動強さの関係について検討し、被害率曲線を構築した。

ピスコの建物のほとんどは組積造であり、その約 3/4 はレンガ造、約 1/4 はアドベ造である。アドベ造では 80%以上が崩壊などの大被害であった。一方、レンガ造の大被害の割合は 13%程度であったが、RC 補強部材の有無など建物の構造特性により被害レベルにばらつきが生じた。

次に、85 地点の常時微動 H/V スペクトル比の卓越周期からピスコの地盤を 3 つにゾーニングし、地盤状況と被害率の対応を確認した。また微動アレイ観測の結果より推定した S 波伝達関数の卓越周期およびレイリー波基本モード H/V スペクトル比の卓越周期は、単点微動 H/V スペクトル比のピークとあまり一致しなかった。

さらに、地震基盤のシミュレーション地震動と S 波速

度構造を用いて、一次元地盤震動解析により各ゾーンの地表面における PGA と PGV を推定し、回帰分析によりアドベ造とレンガ造について被害率曲線を導出した。これをこれまでに提案された解析的手法による被害率曲線と比較したところ、アドベ造ではペルー・クスコのものと被害率の平均値・ばらつき（傾き）ともによく似たものとなっていた。レンガ造では、トルコ・イスタンブールのもとの平均値が同程度であったが、ピスコにおける地震動の範囲（0.56~0.65g）ではトルコの方が 20%ほど大きい被害率となった。

本研究の被害調査は約 2km 四方と狭い範囲であったため、推定した地表面地震動にそれほど大きな差が認められなかった。アドベ造の低被害率およびレンガ造の高被害率の領域での被害率曲線について、その信頼性を検証することが望ましい。たとえば、ピスコ以外の地域で地震動強度を設定し、その被害率と今回の被害率曲線を比較してみるなどが考えられる。

今回の調査で、平屋建てレンガ造建物には耐震性能のよいものと劣るものとが混在していることがわかった。無補強建物の割合や床の仕様などを詳細に調査することで、構造と被害の関係がさらに検証できる。また、経験的手法による被害率曲線の誘導には実被災データが必要となるため、今後別の被害地震が発生した際にも詳細なデータを収集し、事例を蓄積することが望まれる。

謝辞

本研究を進めるにあたり、ペルー国立工科大学の CISMID（日本ペルー地震防災センター）より建物被害調査データおよび地盤調査データをご提供いただいた。また国土技術政策総合研究所新井洋主任研究官による微動観測の H/V 結果を使用した。記して謝意を表す。

参考文献

- 1) Ceresis (Centro Regional de Sismología para América del Sur): Reforzamiento de las Viviendas de Adobe Existentes en la Costa y Sierra, Manual Técnico (スペイン語 Web Site) . <http://www.ceresis.org/proyect/madobe/manual.htm>
- 2) 橋府龍雄, 糸井川栄一, 松崎志津子, 田阪昭彦: 開発途上国における実践的な耐震工法の開発, 普及に関する研究<ペルーにおけるアドベ住宅プロジェクトについてのケース・スタディ>, 地域安全学会論文集, No.9, pp. 75-84, 2007.
- 3) Jaiswal K., Wald D., and D'Ayala D.: Developing Empirical Collapse Fragility Functions for Global Building Types, *Earthquake Spectra*, Volume 27, No. 3, pp. 775-795, 2011.
- 4) 村尾修, 山崎文雄: 自治体の被害調査結果に基づく兵庫県南部地震の建物被害関数, 日本建築学会構造系論文集, 第 527号, pp.189-196, 2000.
- 5) FEMA (Federal Emergency Management Agency, Department of Homeland Security Emergency Preparedness and Response Directorate): HAZUS-MH MR3 Technical Manual, 2003.
- 6) 損害保険料率算出機構: ディスクロージャー資料, 地震保険調査研究 8, 自治体の地震被害想定における被害予測手法の調査, 2006. http://www.nliro.or.jp/disclosure/q_kenkyu/8.html
- 7) INDECI: Resumen Ejecutivo, Lecciones Aprendidas del Sur Sismo de Pisco 15 Agosto 2007 (スペイン語 Web Site) .

- http://www.indeci.gob.pe/publicaciones/resumen_lecc_apren/2_inf_o_gral.pdf, 2008.
- 8) USGS : <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eqinthenews/2007/us2007gbcv/>
 - 9) Blondet M., Vargas J., and Tarque N.: Observed Behaviour of Earth Structures during the Pisco (Peru) Earthquake of August 15, 2007, 14th World Conference on Earthquake Engineering, 01-1031, 2008.
 - 10) Elnashai A. S., Alva H. J., Pineda O., Kwon O., Moran Y. L., Huaco G., and Pluta G.: The Pisco-Chincha Earthquake of August 15, 2007 Seismological, Geotechnical, and Structural Assessments, MAE Center Report 08-01 November 2008, Mid-America Earthquake Center, Civil and Environmental Engineering Department, University of Illinois at Urbana, USA, 2008.
 - 11) Pulido N., Tavera H., Aguilar Z., Nakai S., and Yamazaki F.: Strong Motion Simulation of the M8.0 August 15, 2007, Pisco Earthquake; Effect of a Multi-frequency Rupture Process, *Journal of Disaster Research*, Vol. 8 No.2, pp. 235-242, 2013.
 - 12) Zavala C., Estrada M., Chang L., Cardenas L., Tayra J., Conislla L., and Guibovich G.: Behavior of Non-Engineered Houses during Pisco Earthquake 15/8/2007, 14th World Conference on Earthquake Engineering, S18-031, 2008.
 - 13) 松崎志津子, 山崎文雄, ミゲル・エストラーダ, カルロス・サバラ: QuickBird 衛星画像を用いた 2007 年ペルー・ピスコ地震の建物被害把握, 地域安全学会論文集 No.13, pp.407-413, 2010.
 - 14) Kaushik H. B., Durgesh C. R., and Sudhir K. J.: Code Approaches to Seismic Design of Masonry-Infilled Reinforced Concrete Frames: A State-of-the-Art Review, *Earthquake Spectra* Nov 2006, Vol. 22, No. 4 (November 2006) pp. 961-983, 2006.
 - 15) Research Team Supported by the Grant-in-Aid for Specially Promoted Research Provided by the Japanese Ministry of Education, Culture, Sports, Science and Technology in the fiscal year of 2000: A Comprehensive Survey of the 26 January 2001 Earthquake (Mw7.7) in the State of Gujarat, India, 7.3. Damage to Masonry Structures, pp. 89-100, 2001. http://www.st.hirosaki-u.ac.jp/~tamao/Gujarat/web/Gujarat_7_3.pdf
 - 16) Jorgen J., Mayorca P., Torres T., and Leon E., Reconnaissance Team by Japan Society of Civil Engineers (JSCE), Japan Association for Earthquake Engineering (JAEE) and University of Tokyo: A Reconnaissance Report On The Pisco, Peru Earthquake Of August 15, 2007. http://shake.iis.u-tokyo.ac.jp/Peru2007/JSCE_JAEE_Report/Index.htm
 - 17) Astroza M., Moroni O., Brzev S., and Tanner J.: Seismic Performance of Engineered Masonry Buildings in the 2010 Maule Earthquake, *Earthquake Spectra*, June 2012, Vol. 28, No.S1, pp. S385-S406, 2012.
 - 18) 林康裕: 木造住宅の地震被害率と建築年代の関係に関する考察—兵庫県南部地震と鳥取県西部地震の被害経験を踏まえて—, 日本建築学会 総合論文誌, No.2, pp.71-75, 2004.
 - 19) Universidad Nacional de Ingeniería (UNI), Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID), y Presidencia del Consejo de Ministros Secretaría de Descentralización: Caracterización Dinámica del Suelo en La Ciudad de Pisco (ペルー国立工科大学, CISMID およびペルー首相府: ピスコの地盤特性評価, スペイン語報告書), 2007.
 - 20) 中村豊: 常時微動に基づく地震動特性の推定, 鉄道総研報告 Vol.2, pp.18-27, 1988.
 - 21) Watson D. F., and Philip G. M.: A Refinement of Inverse Distance Weighted Interpolation, *Geo-processing 2*, pp. 315-327, 1985.

- 22) Yamanaka H., Chimoto K., Araki K., Matsuzaki S., Calderon D., Nakai S., Sekiguchi T., Quispe S., Aguilar Z., Lazares F., Balvin A., Flores J., and Sifuentes A.: Microtremor Measurements and Seismic Zoning in Peru, 2012.
http://ares.tu.chibau.jp/peru/pdf/meeting/120313/Hiroaki_Yamanaka_2012.3.pdf
- 23) Bardet J. P., Ichii K., and Lin C. H.: EERA; A computer program for Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses of layered soil deposits, Department of Civil Engineering, University of Southern California, 2000.
- 24) 齋藤正徳, 椛沢宏之: 成層構造に対する反射率, 表面波分散曲線の計算Ⅱ, レーリー波の計算, 物理探査, 第 46 巻第 4 号, pp.283-298, 1993.
- 25) 時松孝次, 宮寺泰生: 短周期微動に含まれるレイリー波の特性と地盤構造の関係, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 439 号, pp.447-448, 1992.
- 26) 大町達夫, 紺野克昭, 遠藤達哉, 年縄巧: 常時微動水平動と上下動のスペクトル比を用いる地盤周期推定方法の改良と適用, 土木学会論文集, No.489/ I -27, pp.251-260, 1994.
- 27) 布施光啓, 山崎文雄, 佐々木裕明: 常時微動による地盤振動特性の推定, 第 9 回日本地震工学シンポジウム論文集 1, pp.667-672, 1994.
- 28) 丸山喜久, 山崎文雄, 本村均, 浜田達也: 常時微動の H/V スペクトル比を用いた地震動推定法の提案, 土木学会論文集, No.675/I-55, pp. 261-272, 2001.
- 29) Tarque N., Crowley H., Pinho R., and Varumd H.: Displacement-Based Fragility Curves for Seismic Assessment of Adobe Buildings in Cusco, Peru, Earthquake Spectra, Volume 28, No. 2, pp. 759–794, 2012.
- 30) Erberik M. A.: Generation of fragility curves for Turkish masonry buildings considering in-plane failure modes, Earthquake Engineering Structural Dynamics 2008; 37, pp.387–405, 2008.
- 31) Erberik M. A.: Seismic Risk Assessment of Masonry Buildings in Istanbul for Effective Risk Mitigation, Earthquake Spectra, Volume 26, No. 4, pp. 967–982, 2010.
- 32) Mansouri B., Ghafory-Ashtiany M., Amini-Hosseini K., Nourjou R., and Mousavie M.: Building Seismic Loss Model for Tehran, Earthquake Spectra, Volume 26, No. 1, pp. 153–168, 2010.
- 33) Atkinson G. M., and Boore D. M.: Empirical ground-motion relations for subduction zone earthquakes and their application to Cascadia and other regions, Bulletin of the Seismological Society of America 93, pp. 1703–1729, 2003.

(原稿受付 2013.5.24)

(登載決定 2013.9.7)