地震被災 RC 造建物の観測と解析に基づく応答推定に関する基礎研究

FEASIBILITY STUDY ON SEISMIC RESPONSE ESTIMATION OF DAMAGED RC BUILDINGS BASED ON OBSERVATION DATA AND NUMERICAL ANALYSES

崔 琥*, 真田靖士**, 渡邊泰宏***, 朝長拓也***
*Ho CHOI, Yasushi SANADA, Yasuhiro WATANABE
and Takuya TOMONAGA*

The objective of this research is to analytically estimate seismic responses, in particular maximum drifts of earthquake-damaged RC buildings. A predominant period obtained by ambient vibration measurements and a residual seismic capacity ratio index R based on damage classes of columns were applied to evaluate a maximum drift of an example of earthquake-damaged buildings. As a result, the proposed method based on the R -index approximately reproduced damage to columns in the most severely damaged story, while the other method by the predominant period overestimated. Characteristics and scope of both methods were also investigated through the application above.

Keywords : *Ambient vibration measurement, Pushover analysis, Modal analysis, Maximum response, Damage class, Residual seismic capacity ratio index*

微動測定, 静的増分解析, 固有値解析, 最大応答変形, 損傷度, 耐震性能残存率

1. はじめに

途上国で地震災害が発生すると先進国より遥かに甚大な被害を伴う。一般に、地震災害は人的、物的犠牲と引き換えに今後の地震防災に貴重な知見を残すが、途上国では研究環境が不十分なため先進国よりも得られる知見が少ないのが現状である。これは地震観測網が未整備であり、ローカルな地震力が高精度で得られない問題などに起因する。数年来、筆者らはインドネシアの建物被害の学会調査団に参加し、後世に残す知見の収集に努めたが^{例え 1), 2)}、上記の問題により地震被害の定量的な分析には限界があったのも事実である。

そこで本研究では、耐震性能が明らかなエンジニアード RC 建物の地震被害調査により得られた損傷状況から、逆に建物に入力された地震力（主に強度型の建物の場合）や応答変形（主に靱性型の建物の場合）を同定する手法を提案・検証することを主目的とする。本研究と趣旨をともにする既往の研究例として文献 3) が挙げられる。この研究では強震記録および建物の被災度から地震動強さを推定する手法について統計的に検討されている。一方、本研究は被災建物の損傷状況から当該建物に作用した地震力や建物の応答変形を評価することに主眼を置いており、既往の研究とはアウトプットとして期待する指標やそこへ至るアプローチが異なる。他方、近年では地震力を受けた RC 部材の損傷を評価する研究も進められ^{例え 4)}、被災度区分判定基準⁵⁾に代表される建物の地震後の性能を評価する枠組も整備されている。このように建物の性能評価の基礎資料が充実しつつある学術的な動

向を背景として、本研究では地震動入力が不明な被災建物の損傷に関する各種データに基づいて、建物の地震応答を推定する手法の実現を試みる。

本論文ではその第一段階として、靱性型の建物が地震により経験した最大応答変形を推定する手法について検討する。微動測定に基づく卓越周期と、部材の損傷の二通りを指標として建物の最大応答変形を推定する手法を提案する。筆者らが過去に地震被害調査したインドネシアの RC 建物を対象に、二通りの提案手法を適用し地震時の最大経験変形を推定し、各手法の固有の特性を分析するとともにその妥当性について検討する。

2. 研究対象とする地震被害建物

本節では今回の地震の概要、研究対象建物の概要や被害状況について述べる。

2.1 地震の概要

2009 年 9 月 30 日 17 時 16 分（現地時間）にインドネシア・スマトラ島西部のインド洋沖（南緯 0.72 度，東経 99.86 度，深さ 81km）を震源とするマグニチュード (M_w) 7.5 の地震が発生した⁶⁾。この地震により、震源から東南東方向に約 60km に位置する Padang 市において比較的大規模な RC 建物に数多く被害が発生した。

文献 7) に今回の地震で唯一計測された加速度記録 ($PGA \approx 0.3g$) と

* 東京大学生産技術研究所 助教・博士(工学)

** 大阪大学大学院工学研究科 准教授・博士(工学)

*** 豊橋技術科学大学大学院工学研究科 大学院生

Research Assoc., Institute of Industrial Science, The University of Tokyo, Ph. D.
Assoc. Prof., Graduate School of Engineering, Osaka University, Dr. Eng.
Graduate Student, Graduated School of Engineering, Toyohashi University of Technology

図1 加速度応答スペクトルおよび設計用スペクトル
(文献7)より抜粋)

加速度応答スペクトルが紹介されている。図1に文献7)より抜粋した加速度応答スペクトルおよびインドネシアの設計用スペクトル(SNI-1987, SNI-2002はそれぞれ1987年, 2002年設計基準値)を示す。計測場所は海岸から東方向に12kmの岩盤上に位置するAndalas大学である。図1より, 加速度応答スペクトルは0.15秒付近で1.2gと, 2002年度に改訂された設計用加速度スペクトル(SNI-2002)を遥かに超えている。一方, RC建物の被害が大きかったPadang市内は海岸沿いの軟弱地盤であるため, 卓越周期は図1の結果より長くなると報告されている⁷⁾。

筆者らは2回にわたって現地調査を実施し(1回目:2009年12月13日~20日, 2回目:2011年8月26日~29日), 典型的なRC造5階建て建物について詳細な被害状況を調べるとともに, 微動測定記録を取得した。以下では, 研究対象建物およびその被害概要についてまとめる。

2.2 研究対象建物とその被害状況²⁾

研究対象建物であるBPKP(Badan Pengawasan Keuangan Dan Pembangunan)はPadang市中心部に所在する2003年に建設されたRC造5階建て公共建物(会計検査院)である。写真1に被災前後の建物の外観を, 図2に被害が相対的に大きかった2階および3階の平面図を柱の損傷度⁵⁾(黒色:梁間(EW)方向, 灰色:桁行(NS)方向)と併せて示す。建物のスパン長さは桁行方向および梁間方向ともに6m(図2参照), 柱の内法高さは3.5mである。表1に代表的な柱断面リストを示す。その他, スラブ厚さは120mm, シュミットハンマー試験に基づくコンクリートの圧縮強度の平均値は25.2N/mm²(この値は経年劣化を考慮し低減係数0.6(1000日以上)を乗じたものである⁸⁾), 主筋およびせん断補強筋の種類・規格降伏点強度はそれぞれ異形鉄筋・395N/mm²および丸鋼・235N/mm²である。壁はすべて非構造壁であり, 無補強のレンガ造である。図2に示すように, レンガ壁は桁行(NS)方向の壁量が相対的に多く, 梁間(EW)方向では少なかった。以下に, 各階の損傷状況を要約する。

1階は構面②, ④間がピロティとなっているが, RC主体架構の損傷は小さかった。ただし, ③-①柱の脚部でジャンカが見られ, その周辺の主筋が露出していた。2階の損傷は1階よりもやや大きく, 図2(a)に示すように⑥-④柱はカバーコンクリートの一部剥落(損傷度II), ⑥-⑤および⑦-④柱の頭部では主筋の露出が見られた(損傷度IV)。その他, 数本の柱で柱頭および接合部に曲げひび割れが観察された。柱の損傷度は西側構面の方が大きかった。3階の損傷は全

(a) 被災前 (b) 被災後
写真1 調査対象建物の被災前後の外観

図2 平面図および損傷度判定結果(単位:mm)

表1 柱断面リスト

	1階および2階	3階~5階
断面寸法(mm)	550×550	450×450
主筋	16-D19	12-D19
せん断補強筋/フック	φ9@150/90°	

層で最も大きく, 特に構面④および構面⑤の数箇所の柱頭部において主筋の座屈, せん断補強筋の破断が観察された(損傷度V, 写真2)。また, 構面②および構面③の柱頭, 柱脚で主筋が露出していた(損傷度IV, 写真3)。2階と同様に西側の損傷が顕著であった。4階では⑧構面の柱および⑦-④柱でカバーコンクリートが一部剥落したが, その他の柱に大きな損傷は見られなかった。5階では柱の被害はほとん

写真2 損傷度Ⅴの柱

写真3 損傷度Ⅳの柱

表2 被災度区分判定結果（単位：%）

階数	桁行のR値	桁行の被災度	梁間のR値	梁間の被災度
1F	98.8	軽微	94.5	小破
2F	85.9	小破	89.4	小破
3F	85.0	小破	54.1	大破
4F	100.0	無被害	96.7	軽微
5F	98.6	軽微	99.3	軽微

と見られず、①～⑤柱で損傷度Ⅱの曲げせん断ひび割れが生じた程度であった。

文献5)に従って実施した被災度区分判定の結果を表2に示す。3階梁間方向のみ大破、それ以外は小破以下であり、実際の損傷状況と整合した。

3. 被災建物の振動特性評価

研究対象建物の詳細調査では常時微動計測を実施した。本節では現地計測の概要を示すとともに、本研究で提案する地震被災建物の最大応答変形の一推定手法に必要な建物の卓越周期の評価結果を示す。また、建物高さ方向のモード形状を実際の損傷状況と比較する。

3.1 測定方法

測定機器に収録器（物探サービス株式会社製 GEODAS-15-HS）およびピックアップ（物探サービス株式会社製 ムービングコイル型速度計 CR4.5-2 型）を使用し、サンプリング周波数を 100Hz、収録時間を 300 秒間として常時微動計測を実施した。全 7 ケースの計測ケースの内、本研究の検討に用いた 2 ケースの測定位置を図3に示す。また、測定時の様子を写真4に示す。

3.2 測定結果

(1) 建物の卓越周期

図3に示す2つの計測ケースにおいて、バンド幅 0.5Hz の Parzen Window を用いて平滑化し求めた、1 階の常時微動水平成分のフーリエスペクトルに対する各階の同スペクトル比（伝達関数）を図4に示す。桁行（NS）方向について、1 次固有周期は計測ケース1では 0.60 秒、計測ケース2では 0.89 秒、2 次固有周期は計測ケース1では 0.17 秒、計測ケース2では 0.24 秒と、構面内レンガ壁量が多い構面⑤（計測ケース1）の固有周期がやや短い結果であった。一方、梁間（EW）方向については1 次および2 次固有周期は両計測ケースともにそれぞれ 1.14 秒および 0.30 秒であった。これらの結果から、レンガ壁が少なく柱の損傷が大きい梁間方向の周期が、桁行方向より長く、図2や表2の結果と整合することを確認した。

図3 本研究で用いた計測ケース

写真4 測定の様子

(a) 計測ケース1 (①-⑤)

(b) 計測ケース2 (①-②)

図4 1 階に対する各階のスペクトル比および固有周期

(a) 計測ケース1 (①-⑤)

(b) 計測ケース2 (①-②)

図5 建物高さ方向のモード形状

(2) 建物高さ方向のモード形状

建物高さ方向の振動モードの推定には、図 4 で示した振幅に関する情報に加えて、位相差の情報が必要である。本研究では以下の仮定に基づき振動モードを推定した。

フーリエ振幅スペクトルで各固有周波数における振幅スペクトル値が最大となる測定点を基準点とし（本研究では図 4 (a) および (b) より、1 次モードでは 5 階／1 階を、2 次モードでは 3 階／1 階を基準点とした）、同じ周波数におけるその他の測定点と基準点との位相差をフーリエ位相スペクトル値の差 $\Delta\theta$ ($-\pi < \theta < \pi$) として求めた。この時、振幅スペクトル値に位相スペクトル値の差の余弦 $\cos\Delta\theta$ を乗じたものがモード形状を模擬するものと仮定して振動モードを推定した。以上の推定手法より求めた両計測ケースにおける桁行方向および梁間方向のモード形状を図 5 に示す。同図より、いずれの結果も同様のモード形状を示しており、特に 2 次モード形状は 3 階の柱頭部の損傷が大きかった実際の被害実態をよく表している。

4. 対象建物の地震応答の推定

本節では常時微動計測より得られた被災後の建物の卓越周期と文献 5) で定義される耐震性能残存率 R に基づいて、研究対象建物の最大経験変形を解析的に推定する。以下に、推定で併用する静的増分解析における仮定条件や両手法における推定フローおよびその推定結果について詳細に述べる。

4.1 静的増分解析

(1) 解析仮定

本研究では、研究対象建物の被害が相対的に大きかった梁間方向（地震力が卓越したと判断される主軸方向²⁾）を対象に静的増分解析を行う。また、最大被災層 3 階梁間方向の柱の損傷度はおよそ構面①<構面②~④<構面⑤であった結果から（図 2 (b)）、構面①から構面⑤（東から西）の方向の地震動入力が卓越し、外側構面①と⑤の柱が変動軸力により前者は引張力、後者は圧縮力を受けたと推察し、解析では構面①から構面⑤の方向に載荷する計画とした。解析における仮定は以下の通りである。

- ① 各部材は剛域を有する線材に置換した。剛域は各部材のフェイスから $D/4$ (D : 各部材のせい) 接合部内位置までとした。
- ② 基礎は固定、床は剛床と仮定した。
- ③ 各柱の軸力算定には、構造躯体の重量に加え、積載荷重および非構造の無補強レンガ壁の重量を考慮した。ここで、積載荷重はインドネシアの基準（事務室, SNI 03-1727-1989-F）を準用し 2.45kN/m^2 とした。以上により精算した単位面積当たりの重量は、1 階は 10.2kN/m^2 , 2 階および 3 階は 10.0kN/m^2 , 4 階は 10.9kN/m^2 , 5 階は 8.8kN/m^2 であり、日本 (12kN/m^2 ⁹⁾) に比べると約 73~91% 程度である。また、柱の曲げ終局強度の算定時の軸力は、解析より得られた降伏変形角付近 (0.67%) での変動軸力分を考慮した（表 4 の () の中の値）。
- ④ RC 梁は被害が軽微であり、また配筋詳細が不明であったため、本稿では弾性と仮定した。ただし、文献 2) より本建物の一部の梁には軽微な曲げひび割れが観察された点を補足する。無開

口無補強レンガ壁が存在する構面⑥の④-⑤、構面⑦の④-⑤および構面⑧の①-②（図 2 参照）においては、レンガ壁が梁の変形を拘束するものと仮定し、上下の梁を剛として解析を行った。なお、特に構面⑧の①-②の壁は地震後に複数層にわたり面外方向に崩落していた点を補足する（写真 1）。

- ⑤ RC 柱は両材端の弾塑性曲げバネと、弾性せん断バネおよび弾性軸バネを有する線材に置換した。また、曲げバネの復元力特性は Takeda model¹⁰⁾（除荷剛性低減指数 $\alpha=0.4$ 、これは後述の図 9 の実験結果に基づいて定めた値である）とし、曲げひび割れ強度 M_c および曲げ終局強度 M_u は文献 11) による値を、降伏点剛性低下率 α_y は文献 12) による値を、降伏後の剛性は初期剛性の 1/1000 をそれぞれ用いた。
- ⑥ 建物梁間方向の弾性時の固有値解析による 1 次モードの等価質量比は 82.5%、図 5 (a) のモード形状から求めた建物が損傷を受けた後の 1 次モードの等価質量比は 78.5% であった。損傷の有無に関わらず 1 次モードの等価質量比は概ね 80% と支配的であることから、本稿では外力分布を弾性 1 次モード比例分布とした。

また、解析の際に用いた材料強度や、3 階柱の水平耐力および柱の曲げ終局強度の算定に用いた変動軸力を考慮した各柱の軸力を表 3 および表 4 にそれぞれ示す。

(2) 解析結果

前項で定めた解析仮定に基づき静的増分解析を行った。その結果から得られた研究対象建物の層せん断力-層間変形角の関係を建物高さ方向の層間変形角分布の推移と併せて図 6 に示す。同図より、3 階の層間変形角が約 1.0% を超えた後に変形が 3 階に集中しており、図 2 (b) および表 2 に示した実際の被害状況と整合する結果が得られた。

表 3 解析に用いた材料強度

コンクリートの圧縮強度	柱主筋の降伏強度	柱補強筋の降伏強度
25.2 N/mm ² *1	444 N/mm ² *2	284 N/mm ² *2

*1 シュミットハンマー試験結果に経年劣化による補正值 0.6⁸⁾ (1000 日以上) を乗じた値である。
*2 解析に用いた主筋および補強筋の降伏強度はそれぞれの規格降伏点強度に 49N/mm^2 を加えた値である。

表 4 3 階柱の水平耐力および耐力計算時の軸力 (単位: kN)

構面	A	B	C	D	E	F	G	H
5	—	174 (619)	217 (1,132)	179 (677)	194 (842)	204 (958)	176 (641)	—
4	135 (258)	177 (652)	185 (739)	188 (769)	205 (972)	205 (972)	186 (750)	135 (258)
3	153 (418)	190 (788)	185 (739)	185 (739)	190 (788)	185 (739)	190 (788)	153 (418)
2	135 (258)	175 (628)	186 (751)	186 (751)	187 (757)	200 (910)	182 (701)	135 (258)
1	—	100 (-42)	133 (237)	133 (237)	127 (186)	134 (245)	98 (-54)	—

* () : 柱の曲げ終局強度の算定に用いた変動軸力を考慮した各柱の軸力

図6 層せん断力－層間変形角の関係および層間変形角の推移

4.2 微動測定による卓越周期に基づく応答変形推定手法

本項では、建物の最大応答変形の推定手法の一つとして、解析から得られる除荷時固有周期が微動測定に基づく建物の被災後の卓越周期と一致する時の除荷点変形を評価し、これを建物が地震時に経験した最大応答変形と見なす手法を提示する。併せて、推定された最大応答変形における最大被災層である3階の梁間方向における各部材の損傷度について、解析結果と実被害を比較し、本推定手法の妥当性を検討する。

(1) 推定フロー

本推定手法のフロー図を図7に示す。

- ① 対象建物に対して静的増分解析を行う（図7の①）。
- ② 各ステップ j で除荷を行い、各層の除荷時剛性 K_{u^j} （ j ：層番号）を算定する（図7の②）。
- ③ 上記②より得られる各層の除荷時剛性 K_{u^j} を与えた5質点系モデルの固有値解析より、各ステップ j での建物の除荷時周期 T_j を算定する（図7の③）。
- ④ $T_j = T_T$ （目標卓越周期、図4より梁間方向の $T_T = 1.14$ 秒）を満足するまで上記の①～③を反復計算する（図7の④）。
- ⑤ $T_j = T_T$ の時の除荷点変形を本研究対象建物の最大経験変形と見なす。

ここで、建物の除荷時周期 T_j は建物が最大応答変形を経験した直後の除荷過程における周期に相当する（図8の（a））。一方、目標卓越周期 T_T は常時微動計測から求まる卓越周期であり、地震終了後の残留変形付近での1次固有周期である（図8の（b））。本研究では、文献13)および14)から対象建物の3階の柱と構造特性が近似する柱で、大振幅後の小振幅で荷重された3体の実験データを抽出し、両者の対応を検討した。表5および図9に抽出した試験体および実験結果の一例を示す。図10に全試験体の大振幅直後の除荷時剛性（図8の（a）より除荷開始点から終了点を結ぶ割線剛性）と、その後の載荷過程における最大経験変形を超過しない小振幅繰り返し載荷時の割線剛性（図8の（b）より正負の最大応答点を結ぶ割線剛性）を比較する。図10より、大振幅に対する小振幅の割線剛性の比の平均 μ は0.93と、大振幅時の割線剛性より小振幅時の割線剛性が全体的に

図7 卓越周期に基づく最大応答変形の推定フロー

図8 大振幅とその後の小振幅での割線剛性の概念図

表5 対象建物の3階柱と文献13)および14)から抽出した柱の諸元

	断面形状 (b/D)	せん断スパン比 (M/Qd)	引張鉄筋比 (%)	軸力比 (N/bdF_c)
研究対象建物		3.9	0.57	0.115（中柱）
文献13), 14)	#51	3.0	0.61	0.119
	#52			0.106
	#53			

* 表中の各記号は以下の通りである。
 b ：柱幅（mm）， D ：柱せい（mm）， M/Qd ： $h_0/2d$ で計算， h_0 ：柱の内法高さ（mm）， d ：柱の有効せい（D-50，mm）， N ：軸力（N）， F_c ：コンクリート圧縮強度（N/mm²）

図9 文献13)および14)から抽出した柱の荷重－変形関係および変形履歴

若干小さいものの、両者は平均的に概ね対応することがわかる。また、変動係数 COV が 0.13 で、平均±13%内にデータの約 70%が収まる結果となっていることから、上記の推定手法が成立するものと考えた。

図 10 大振幅と小振幅での割線剛性の比較

(2) 推定結果

図 11 に建物 3 階の除荷時周期と層間変形角の関係を、同階の層せん断力係数と層間変形角の関係を併せて示す。同図から、3 階の層間変形角 1.23% で本建物の除荷時周期が微動測定で得られた卓越周期 ($T_T=1.14$ 秒) に達しており、当該変形時の 3 階の層せん断力係数はおよそ 0.30 であった。

続いて、上記の通り推定された最大変形 (図 8 の除荷点の変形) 時の各部材の部材角を損傷度に換算し、実際の損傷度と比較し、本推定手法による再現性を検証する。ここでは、柱の損傷度と部材角の関係を文献 5) の曲げ柱の場合に準じて評価する。すなわち、柱の損傷度を耐震性能低減係数 η (損傷度 I: 0.95, 損傷度 II: 0.75, 損傷度 III: 0.50, 損傷度 IV: 0.10, 損傷度 V: 0) に応じて区分する。特に変動軸力による外側構面と内側構面の柱の軸力差を考慮するため、各構面 (構面①, 構面②~④, 構面⑤) を代表する 3 通りの柱を対象に評価する方針とした。柱の終局性能を文献 9) および文献 11) に基づき表 6 の通り算定するとともに、これらの終局性能に基づいて損傷度と部材角の関係を図 12 のように評価した。ここで、本対象建物における柱のせん断補強筋フックの形状は表 1 に示した通り 90° であることが現地調査より明らかになったが、表 6 のせん断終局強度 V_u の算定の際にはせん断補強筋の量あるいは間隔を調節せず実際の数値をそのまま用いた¹⁵⁾。また、同表の終局部材角 R_u は曲げ柱の荷重-変形骨格曲線 (図 12) が文献 11) によるせん断終局強度 V_u の性能曲線と交差する部材角として定義した。

図 13 に各柱の 3 階の梁間方向の推定損傷度を実際の損傷度と比較して示す。括弧は実際の損傷度を示し、網掛け部分が実際の損傷度と適合した柱である。同図より、本推定手法による柱の損傷度は実被害を全体的にやや過大評価した。また本推定手法は、図 11 より層間変形角 1.0% までは除荷時周期の変化が層間変形の変化とおおよそ線形な関係を示しているが、1.0% を超過すると周期の変化に対する層間変形角の変化が大きくなるため、最大応答変形の推定精度が低下する傾向がある。これは除荷時周期を算定するための除荷時剛性の Takeda model における定義から説明できる。付録 1 に示すように、部材変形に対する除荷時剛性の変化量は降伏点付近を境界に急激に鈍化する傾向があるため、推定精度が低下すると判断される。従って、本研究対象建物の最大経験変形は、微動測定による卓越周期に基づく変形推

図 11 3 階の層せん断力-層間変形角関係および除荷時剛性に基づく周期-層間変形角関係

表 6 3 階の代表的な柱の終局性能の評価結果

	曲げ終局時 せん断力 $Q_{MU}^{(9), 11)}$ (kN)	せん断 終局強度 $V_u^{(11)}$ (kN)	降伏 部材角 $R_y^{(9)}$ (%)	終局 部材角 $R_u^{(11)}$ (%)	終局 塑性率 μ_u (R_u/R_y)
構面①	134	242 ($R_p^*=0$ の時)	0.67	3.4	約 5.0
構面②~④	184			2.3	約 3.4
構面⑤	203			1.4	約 2.1

* 終局限界状態でのヒンジ領域の回転角¹¹⁾

図 12 代表的な柱の損傷度の定義

※括弧は実際の損傷度、網掛けは推定結果が適合した柱を示す。

図 13 卓越周期に基づく推定手法による柱の損傷度と実際の損傷度の比較

定手法のやや適用範囲外 (推定精度が相対的に低い領域) であったと判断される。

4.3 耐震性能残存率 $R^{(5)}$ に基づく応答変形推定手法

上記の検討を踏まえて、建物の最大応答変形を推定する別法として、被災度区分判定基準で定義されている耐震性能残存率 $R^{(5)}$ に着目し、解析から得られる R 値が被害調査から得られる実際の R 値と一致する時の変形を最大応答変形と見なす手法を提示する。

(1) 推定フロー

- ① 対象建物に対して静的増分解析を行う（図 7 の①）。
- ② 最大被災層に着目して、柱の損傷度の定義（図 12）に基づき、各ステップ j で耐震性能残存率 R_j を求める。
- ③ $R_j = R_T$ （目標耐震性能残存率、表 2 の 3 階梁間方向の $R_T = 54.1\%$ ）を満足するまで上記の①～②を反復計算する。
- ④ $R_j = R_T$ の時の変形を本研究対象建物の最大経験変形と見なす。

(2) 推定結果

図 14 に建物 3 階の耐震性能残存率 R と層間変形角の関係、同階の層せん断力係数と層間変形角の関係と併せて示す。同図は、図 11 の除荷時周期の推移を耐震性能残存率 R の推移に置き換えたものである。同図から、3 階の層間変形角 1.05% で、3 階の R 値が目標 R 値（ $R_T = 54.1\%$ ）に達した。この結果は、前項の微動測定による周期に基づく推定手法（1.23%）より若干小さい値である。

前項と同様に、図 15 では 3 階の層間変形角 1.05% における 3 階の各部材の損傷度を実損傷度と比較する。同図より、本推定手法は前項の推定結果に比べると柱の実被害をより良好に評価している。なお、柱の実被害は、例えば構面②の㉔、㉕、㉖柱のように、載荷直交方向に隣接する柱同士でも損傷度が異なるが、本研究で採用した解析方法（4.1 (1) 参照）でこの再現には限界があるものと判断される。しかしながら、当該柱は解析ではいずれも損傷度 III と評価されており、平均的には実被害と適合する結果と判断される。さらに、図 14 より、本推定手法では層間変形角の増大に対する耐震性能残存率の低下割合が $R=0$ に達するまで変形レベルに応じて大きく変動することがわかった。これは、付録 2 に示すように、 R 値を評価するための部材の耐震性能低減係数 η^j が不連続であるものの、およそ一定の変形増分に対して漸減する傾向があるためと判断される。従って、降伏変形を超過した程度の被災建物の応答変形は、微動観測による周期よりも耐震性能残存率に基づいて評価の方が精度よく推定できると判断される。

5. まとめ

本研究では、2009 年インドネシア・スマトラ島西部地震で被災した RC 建物および被害概要を整理するとともに、地震動記録がない地域において、地震により建物が経験した最大応答変形を推定する手法として、微動測定による卓越周期および耐震性能残存率に基づいて評価する 2 手法を提示した。また、各手法を被災建物に適用し、その妥当性をそれぞれ分析した。本稿の範囲内で得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 研究対象建物で最も被害が大きかった 3 階の梁間方向では耐震性能残存率 R が 54.1% で、大破と判定された。
- (2) 対象建物の微動測定結果より、対象建物の 1 次固有周期は、桁行

図 14 3 階の層せん断力－層間変形角関係および耐震性能残存率 R －層間変形角関係

※括弧は実際の損傷度、網掛けは推定結果が適合した柱を示す。
図 15 R 値に基づく推定手法による柱の損傷度と実際の損傷度の比較

(NS) 方向について計測ケース 1 では 0.60 秒、計測ケース 2 では 0.89 秒で、梁間 (EW) 方向では両計測ケースともに 1.14 秒であった。柱の損傷が大きくレンガ壁量も少ない梁間方向の周期が桁行方向より長いこと、並びに、振動モードの評価結果は現地での観察結果と整合した。

- (3) 対象建物の静的増分解析結果より、3 階の層間変形角が約 1.0% を超過した後に変形が 3 階に集中し、実際の被害状況と整合することを確認した。
- (4) 微動測定による固有周期に基づく最大応答変形の推定手法を提案した。本手法を対象建物に適用した結果、3 階の層間変形角 1.23% で目標卓越周期に達した。また、この時点では解析より評価された柱の損傷度が実損傷度をやや過大評価した。これは、典型的な RC 柱が降伏部材角を超過すると、部材角の変動に対する除荷時周期の変動が鈍化し、推定手法の評価精度が低下したためと考えられる。
- (5) 耐震性能残存率 R に基づく最大応答変形の推定手法を提案した。本手法を対象建物に適用した結果、3 階の層間変形角 1.05% で目標 R 値に達した。本推定手法では周期に基づく手法より柱の実被害を良好に評価した。部材が曲げ降伏変形を超過して応答した建物の変形推定では、周期よりも耐震性能残存率に基づく推定手法の精度が高いと判断される。

今後、対象建物の地震により経験した最大応答変形の推定精度が相対的に高かった耐震性能残存率 R に基づく推定手法に対し、本論文で未検討である、静的増分解析における外力分布や部材のモデル化方法（変動軸力が考慮可能なモデルの導入や梁の非線形特性の考慮など）が推定精度に与える影響について検討を行う予定である。さらに、これらの推定手法を地震により損傷を受けた他の RC 造建物の最大応答変形推定に適用し、本稿の結果の一般性についても引き続き分析する計画である。

謝辞

研究対象建物の常時微動計測の実施にあたり、計測機器一式をご提供頂いた中埜良昭先生（東京大学生産技術研究所教授）に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 真田靖士，坂下雅信，黒木正幸，崔琰，細野康代，谷昌典：2009 年インドネシア・ジャワ島西部地震の調査速報，建築雑誌，Vol.124，No.1597，日本建築学会，pp.64-69，2009.12
- 2) 倉本洋，真田靖士，崔琰，坂下雅信，日比野陽，壁谷澤寿一，秋田知芳：2009 年インドネシア・スマトラ島西部地震の調査速報，建築雑誌，Vol.125，No.1601，日本建築学会，pp.55-62，2010.3
- 3) 小杉慎司，境有紀：建物被害に対応した地震動強さを損傷を受けた整形な鉄筋コンクリート造建物から求める方法，第 12 回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.146-149，2006.11
- 4) 文野正裕，前田匡樹，長田正至：部材の残余耐震性能に基づいた震災 RC 造建物の被災度評価法に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.22，No.3，pp.1447-1452，2000
- 5) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2001.9
- 6) USGS Website：http://www.usgs.gov/ (2010-01-29 参照)
- 7) EERI Special Earthquake Report - December 2009 (https://www.eeri.org/2009/09)
- 8) 社団法人 日本材料試験協会：シュミットハンマーによる実施コンクリートの圧縮強度判定方法指針，2003
- 9) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・改修設計指針・同解説，2001
- 10) T. Takeda, M. A. Sozen and N. M. Nielsen：Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, 1970.12
- 11) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999.8
- 12) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，2010
- 13) 神田亮，白井伸明，安達洋，佐藤稔雄：鉄筋コンクリート部材の弾塑性応答性状に関する解析的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.10，No.3，pp.313-318，1988
- 14) PEER Structural Performance Database (SPD, http://nisee.berkeley.edu/spd/) (2012-10-20 参照)
- 15) Nguyen Khanh, Swe Zin Win, 真田靖士：主筋の継手とせん断補強筋の端部フックを変動因子とする RC 柱の 45 度方向載荷実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.2，pp.169-174，2012.7

付録 1 Takeda model における RC 曲げ柱の除荷時剛性の推移

図 12 (b) の柱を典型的な RC 柱と見立て、Takeda model¹⁰⁾ (除荷剛性低減指数 $\alpha=0.4$) に置換した場合の除荷時剛性の推移について検討する。付図 1 に図 12(b) の柱の荷重-変形骨格曲線を再掲する。同図には本論に加えて設定した評価仮定 (曲げひび割れ強度 Q_c は $Q_{MU}/3$ ，ひび割れ発生後の剛性は $0.2K_e$ とする) も掲載した。以上の設定に基づく当該柱の弾性剛性に対する除荷時剛性比一部材角の関係を付図 2 に示す。同図より、弾性剛性に対する除荷時剛性比は降伏部材角付近から急激に鈍化する傾向が見られることがわかる。

付図 1 典型的な RC 柱 (図 12 (b)) の性能曲線の設定

付図 2 弾性剛性に対する除荷時剛性比一部材角の関係

付録 2 RC 曲げ柱の耐震性能低減係数 η の推移

文献 5) より、建物の任意層の耐震性能残存率 R は、当該層を形成する鉛直部材の損傷度に応じた耐震性能低減係数 η より計算される。付図 3 に付録 1 と同様の柱の η 値-部材角の関係を示す。同図より、 η 値は部材角に応じて一律ではなく不連続に低下するものの、終局変形角まで断続的に漸減する傾向を有している。 R 値は、 η 値が異なる部材群から構成される層に対し評価される数値であり、 η 値の加重平均値 (ただし、本論の対象建物では柱のみについて評価したため平均値) に相当する。その結果、本論における対象建物 3 階の R 値が図 14 のような低下傾向を示したと判断される。

付図 3 耐震性能低減係数 η - 部材角の関係

(2012年12月27日原稿受理，2013年7月5日採用決定)