

# 論文 中小地震観測データを用いた RC 造建物の即時損傷推定と耐震性能評価手法の検討

梨本 優也\*1・町田 隆祐\*1・鈴木 裕介\*2・前田 匡樹\*3

**要旨：**現在の解析手法では建物の実際の応答性状を精度良く推定することは難しい。そこで建物に設置された加速度計の中小地震観測記録を用い、設計解析モデルの性能曲線を補正することで実際の性能曲線を推定する手法を検討した。補正した結果を実験結果である実際の性能曲線と比較することで大規模地震を想定した未経験領域の応答を精度よく模擬できることを示した。また推定した補正結果を用いることで、任意の程度で被災した際の塑性率の算出及び被災度の判定が可能であることを示唆した。

**キーワード：**応答推定, 損傷推定, 性能曲線, 等価線形化法

## 1. はじめに

今後の人口減少やそれに伴う新築需要の低下などの背景から、建物の耐用年数の長期化が求められる。この対策としては設計段階で損傷しづらいような建物に設計する方法と、維持管理・修繕・補強を行う方法が考えられる。しかし日本のような震災の多い地域において前者のような方法では過剰に安全な設計となることが予想され、経済性が損なわれやすい。そこで被災する度に維持管理を適切に行うことで建物の長寿命化を図ることが有効になると考えられる。

維持管理にはその建物の損傷状態・残存性能の適切な評価が不可欠と考えられるが、大規模な建物においてはその調査自体に多大な労力と時間を要する。そこで既報、文献 1) において設計慣行に基づいて作成された解析モデルを用いた縮小 20 層 RC 造建物の応答推定と損傷量推定方法が検討された。結果として解析モデルが建物の実性状を精度良く捉える必要があることが分かったが、同時に現状のモデル化手法だけではそれが難しいことが分かった (3 章にて詳細を記す)。このことから建物の実性状を知るためには実測データが必要であるといえる。

近年では建物にセンサー (主に加速度計) を設置することで損傷状態を検知する構造ヘルスマニタリングが注目されている。例えば文献 2) では、地震発生時に観測された加速度記録を用いて、構造物の余震に対する安全性を判定する手法が提案されている。一方で本研究では、図-1 に示すような建物が経験した中小地震時の観測記録から得られる小変形領域の履歴から、未経験領域の性能曲線を推定する手法の提案を目的とする。また推定された曲線を用いて応答推定や被災度を判定し、被災時の損傷推定・残存耐震性能の評価手

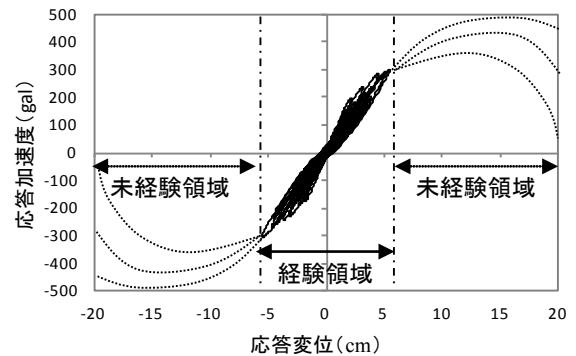


図-1 建物の観測履歴 (実線) と未経験変形領域の性能曲線 (破線)

法の高度化と精度向上を目指す。本報では基礎的な検討として、後述する実験を対象とし小変形時観測記録と試験体解析モデルから試験体の性能曲線を推定する方法とそれを用いた塑性率及び被災度の判定を試みた。

## 2. 検討に用いる実験の概要

本研究において解析対象とする実験は、建築基準整備促進事業 (委員長: 塩原等東京大学教授)<sup>3)</sup>において 2012 年に E-defense で実施された、縮小 20 層 RC 造試験体の振動台実験である。以下、対象実験の概要を説明するが、詳細については文献 3), 4), 5) を参照されたい。

### 2.1 試験体

図-2 に試験体図と柱・梁断面の例、使用材料諸元を示す<sup>1)</sup>。試験体は高さ 60m, 20 層 RC 造ラーメン架構の高層建物を想定し、実在する高層集合住宅の断面・配筋を参考に、1/4 に縮小したもの (高さ 15m) としている。各階の階高は 750mm, 柱断面は 225mm × 225mm, 梁断面は 150mm × 200mm である。

\*1 東北大学大学院 工学研究科 都市・建築学専攻 博士課程前期 (学生会員)  
 \*2 東北大学 災害科学国際研究所 助教 博士 (工学) (正会員)  
 \*3 東北大学大学院 工学研究科 都市・建築学専攻 教授 博士 (工学) (正会員)

## 2.2 入力地震波

表一に主な加振ケースを示す。Run.1, 2, 3は東北地方太平洋沖地震による東京都での観測波（以下、東京観測波）をそれぞれ100%, 200%, 300%に増幅したものである。Run.4, 5は南海トラフ地震を想定した愛知県での模擬地震波（以下、津島波）をそれぞれ150%, 200%に増幅したものである。

## 3. 試験体解析モデルの荷重-変形関係と実応答の誤差の原因考察

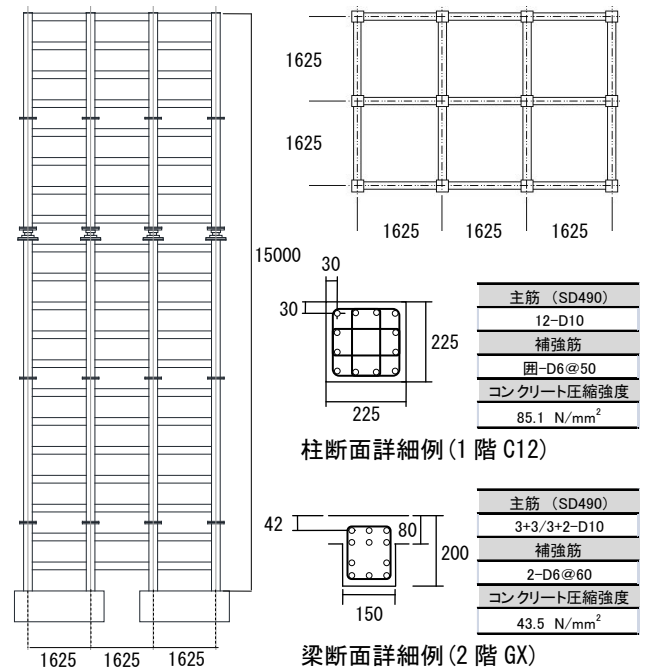
### 3.1 試験体のモデル化と解析結果・実験値との比較

試験体の荷重変形関係を得るため試験体の解析モデルを作成し、現在の構造設計で広く用いられる静的荷重増分解析を行った。解析には弾塑性解析プログラム（SNAP ver6<sup>6)</sup>）を用いた。解析モデルは後述する理由により表二に示す3種類を作成した。3つの解析結果を等価一質点系に縮約した結果と、実験結果を動的縮約<sup>7)</sup>したものの各Run最大応答点を図三に示す。

始めに case.1 として、現行の設計慣行<sup>8)</sup>に従い柱・梁の寸法、配筋および材料試験結果等に基づいて各部材の復元力特性を算定し、フレームモデルを作成した。その際、梁の剛性・耐力はスラブ協力幅を 0.1L (L: スパン長)<sup>8)</sup>として算定した。荷重増分解析において層せん断力分布には Ai 分布を用いた。従来の設計慣行に基づく解析モデルの設定では、剛性・耐力ともに解析結果は過小評価となった。文献4), その6によると終局状態における架構の耐力に対し床スラブ筋が広範において有効に寄与すると考えられている。そこで case.2 では梁の剛性・耐力の算定の際、スラブ協力幅を全幅(スパン長の半分)とした。結果として、降伏後の剛性低下率  $\alpha_y$  を菅野式<sup>9)</sup>により算定するとひび割れ後の剛性が過小となった。そのため case.3 では一般的に RC の剛性低下率として比較的多い 0.25 として再度増分解析を行った。剛性がやや大きい部分があり、また降伏後の耐力が若干低いが、概ね実験値と整合した。

### 3.2 解析値と実験値の誤差の原因

前節に示したように、現行設計手法による解析方法では建物の実性状を精度良く捉えられないことがある。具体的な誤差の原因としては、スラブ協力幅、剛性低下率、材料強度、外力分布、動的効果などさまざま挙げられる。解析モデル case.2, case.3 は特にスラブ協力幅、剛性低下率の実態との違いによる影響を実験結果を参考にしながら修正したものだが、実際の建物においてもこのような諸々の影響があると考えられ、建物の実性状は実際に地震動を受けるまで不明である。以上のことから、建物の実性状を推定するには観測値を用いた推定が有効であることが示唆される。



図一 試験体図、柱・梁断面図（単位：mm）<sup>1)</sup>

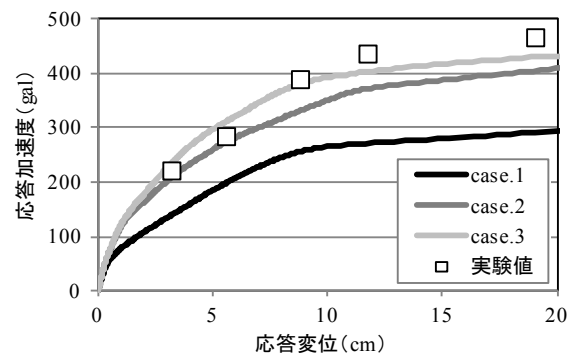
表一 加振ケース（ ）内は実験時の呼称

加振ケース	基本波形	入力倍率	目標応答層間変形角	実層間変形角
Run.1 (1-5)	東京観測波	100%	1/200	1/234
Run.2 (2-2)		200%	1/100	1/137
Run.3 (2-6)		300%		1/86
Run.4 (3-2)	津島波	150%	1/50	1/64
Run.5 (3-5)		200%		1/35

表二 解析モデルの設定

	スラブ協力幅	剛性低下率 $\alpha_y$
case.1	0.1L	菅野式 <sup>9)</sup>
case.2	全幅	菅野式 <sup>9)</sup>
case.3	全幅	0.25

L: スパン長<sup>8)</sup>



図三 解析モデルの増分解析の等価一質点系縮約結果と各Runの最大応答点の比較

#### 4. 荷重変形関係の推定手法の方針と区分

前述したように本研究では中小地震被災時の建物の観測記録を用いて、大地震時に想定される建物の大変形領域での応答性状を推定することを目的としている。以降において推定方法の具体的な検討を述べていく。

推定に用いるセンサーとしては加速度計を採用する。これは加速度計が現在広く普及しており、また観測した加速度から建物に生じる慣性力を算出できること、加速度記録を積分することで変位を算出することが出来るためである。また現在構造ヘルスマモニタリングの分野においては加速度計を全ての層に設置する手法と、適当な層にのみ設置する手法が検討されているが、本研究においては初期段階として全層に設置することを想定する。各層の地震時の観測記録を得ることで各層の層せん断力-層間変形関係が得られる。以上のような想定の下、5章において推定方法を検討していく。

#### 5. 解析モデル性能曲線の補正による推定方法

##### 5.1 補正方法の考え方

3章にて説明したように、現行の構造設計における架構の復元力特性の評価では、必ずしも実建物の剛性・耐力を正確に評価できない場合もあり、損傷評価のための応答推定の精度は十分ではない。しかし図-3に示したように、解析モデルの性能曲線の形と実際の応答の推移は類似している。そこで、「建物の実際の性能曲線は解析モデルによる性能曲線を縦横方向に拡張した形で与えられる」という仮定を用いる。補正方法の概念図を図-4（図中の各曲線の定義及び詳細については次節に記す。）に示す。拡張のパターンは縦方向にも横方向にも無数に存在するが、観測記録との誤差の大きさをその補正曲線の信頼性のレベルとする。さらに定めた補正曲線と実験における実際の応答を比較し、その整合具合を推定精度とし、補正方法について検討していく。ただし上記の仮定から本手法の適用条件としては、対象架構の崩壊形が梁降伏先行型の全体崩壊形であり、解析での崩壊形と一致する必要がある。従って二次壁を有する場合や、長柱・短柱が混在し複雑な挙動を示す架構は適用範囲外である。

##### 5.2 補正・推定・検証の過程で用いる各データの設定

###### 1) 解析曲線

現行の設計手法による増分解析結果（3章における case.1）の一質点系縮約結果の曲線を解析曲線と呼ぶこととする。解析モデルによる性能曲線にあたる。

###### 2) 補正係数 $\alpha, \beta$

横軸：応答変位の補正係数を  $\alpha$ 、縦軸：応答加速度の補正係数を  $\beta$  とする。 $\alpha$  と  $\beta$  の範囲は

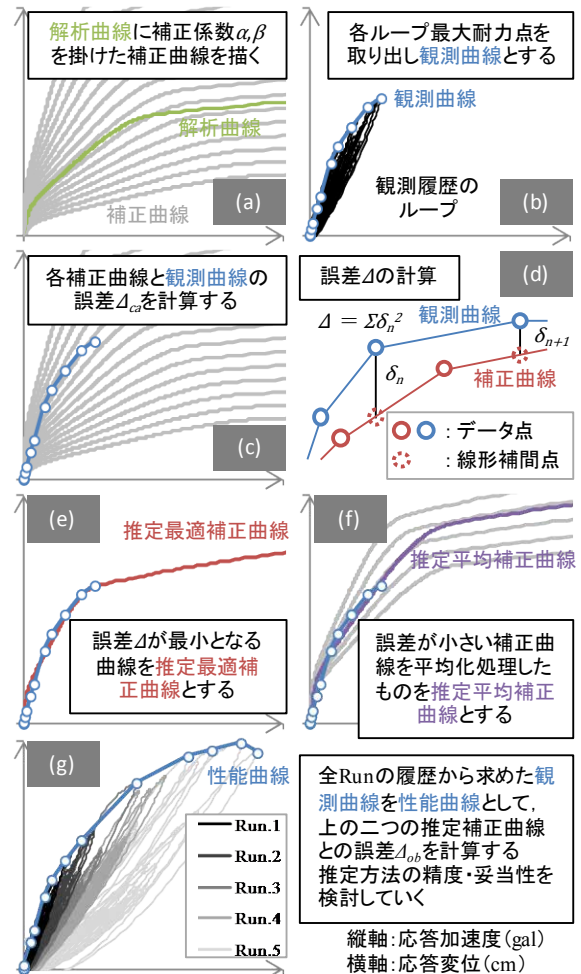


図-4 推定方法の検討の流れ

0.5 以上 2 以下で 0.05 刻みとする。これは解析曲線と実建物の性能曲線の間で倍半分以上の乖離は生じないという仮定によるものである。

###### 3) 性能曲線

加速度計から得られた各階の荷重変形関係の履歴を一質点系に動的縮約<sup>7)</sup>したものを図-4 (g) に示す。この履歴の各ループの最大耐力点を包絡する曲線を性能曲線と呼ぶこととする。本論で推定の目標値とするものである。

###### 4) 観測曲線

3) の性能曲線と求め方は同じであるが、性能曲線が Run.1 から Run.5 全ての履歴から求めているのに対し、観測曲線では、Run.1 までの履歴、または Run.2 までの履歴、というように経験した応答履歴のみを用いて 5 通り設定する (Run.1 から Run.5 のものは性能曲線と一致する)。観測された地震のレベルが Run.□ であるものを観測曲線 (Run.□) と示すこととする。

###### 5) 観測曲線、性能曲線との誤差 $\Delta_{ob}, \Delta_{ca}$

補正した曲線（後述 6）の、性能曲線、観測

曲線との離れ具合を示すために、それぞれとの誤差  $\Delta_{ob}$ ,  $\Delta_{ca}$  を図-4 (d) に示す  $\delta_n$  の二乗値の総和として定義する。

#### 6) 補正曲線

解析曲線に補正係数をかけることで得られる ( $\alpha$  の数)  $\times$  ( $\beta$  の数) 通りの曲線を補正曲線と呼ぶこととする。また、その中で観測曲線、性能曲線と最も誤差  $\Delta_{ob}$ ,  $\Delta_{ca}$  の小さいものをそれぞれ推定最適補正曲線、最適補正曲線と呼ぶこととする。また、4) と同様に観測された地震のレベルが Run.□ であるものを補正曲線(Run. □)と示すこととする。

### 5.3 推定結果とその精度検証・考察

図-5 に解析曲線・性能曲線・観測曲線・各補正曲線(Run.1, Run.2, Run.3)の結果を示す。補正曲線は、誤差  $\Delta_{ob}$  の値に従い 10 段階に分け、 $\Delta_{ob}$  が小さいほど表示が濃くなるようにした。各 Run において、誤差の小さい補正曲線上に性能曲線が重なる結果となったため、概ね良い推定精度であると考えられる。

Run.1 において、全ての補正曲線に対して誤差  $\Delta_{ob}$  を横軸、 $\Delta_{ca}$  を縦軸にとったグラフを図-6 に示す。それぞれの誤差にはおおよそ比例関係があり、これは観測曲線との誤差の小さい補正曲線が性能曲線とも誤差が小さいことを示しており、本手法により実験の性能曲線を推定できる可能性を示唆するものである。

一方で、最大応答がひび割れ点と降伏点の間程度である推定最適補正曲線(Run.1, Run.2)は図-5 の赤線で示すように、最大応答点以降で性能曲線と重ならない結果となった。これはひび割れ強度時である第 1 折れ点の不鮮明であることにより観測曲線(Run.1, Run.2) が直線的であることと、 $\alpha$  が小さくかつ  $\beta$  が大きい場合の補正曲線は横方向に圧縮され同じく第 1 折れ点の不鮮明になり直線的なものになること、とが重なることで図の赤線のような曲線を精度が良いと判定してしまうためである。本論においては補正係数はそれぞれ独立に変動させることとしたが、補正係数の片方のみが極端な値をとる時は解析曲線と補正曲線の形状が大きく異なってしまうようなことが起こると考えられる。また、Run.2 のように最大応答点付近に見られる剛性低下を架構の降伏と判断してしまうことも要因の一つと考えられる。

#### 5.4 推定最適補正曲線の修正

推定補正最適曲線を一つに限定してしまうと前節のような不具合が起きてしまうことがある。性能曲線をより精度良く推定するために、補正曲線中の  $\Delta_{ob}$  が小さい方から上位 10% の曲線の各ステップでの平均を

とった曲線を新たに推定平均補正曲線と定義することとする(図-5 に重ねて示す)。この二つの曲線を合わせて推定補正曲線と呼ぶこととする。ただしここで上位 10% の補正曲線を用いたのは本実験に対して推定の精度が改善されたためであり、他の実験に適用する場合や、また地震動の大きさによっても何%が適するかも変わると考えられ今後の検討が必要である。

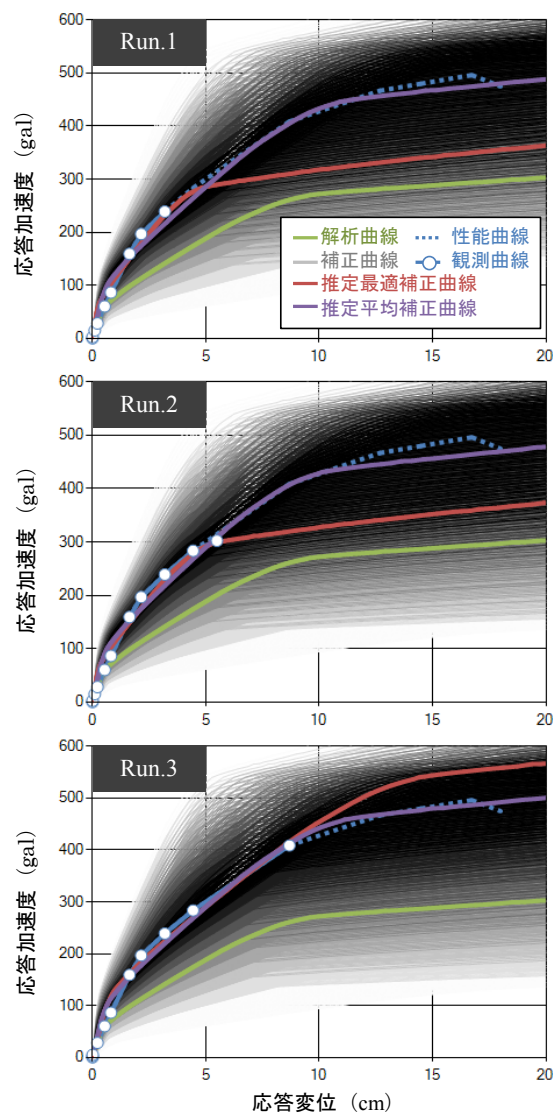


図-5 補正曲線 (Run.1, Run.2, Run.3) と性能曲線の比較

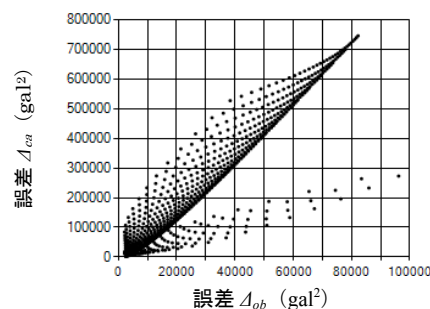


図-6 誤差  $\Delta_{ob}$  と  $\Delta_{ca}$  の間の相関関係

## 6. 推定補正曲線を用いた塑性率の整合性

5章において各観測曲線を用いた時の推定補正曲線が得られた。そこでこの各推定補正曲線を用いて建物の塑性率を算出し、性能曲線を用いた時の塑性率と比較することでその整合性を検討する。またおよそその被災度を推定し実験での試験体の損傷状態と比較する。

### 6.1 塑性率評価のための降伏点選定方法

塑性率を計算するためにまず曲線上の降伏点選定の方法を示す。一般に梁降伏先行の全体崩壊型 RC 造建物の性能曲線は最大耐力点までに2つの折れ点を持つトリリニアに近い形となり、第1、第2折れ点がそれぞれひび割れ強度時、降伏強度時を示す。そこで曲線の応答変位  $S_d$  に対する接線剛性の変化率を算定することで急激な剛性低下点 (=折れ点) を探し、第2折れ点付近で低下率 (の絶対値) が最大となる応答の位置を降伏点とする。図-7に推定最適補正曲線 (Run.1) とその接線剛性の低下率、降伏点を示す。また、推定塑性率  $e\mu$  は推定降伏変位  $eS_{d_y}$  に対する最大応答変位  $S_{d_m}$  の比  $S_{d_m}/eS_{d_y}$  で示す。ただし建物によっては、特に一質点系縮約応答において、降伏点が明確に表れないことも考えられるため今後の検討が必要である。

### 6.2 推定塑性率の整合性

前節の方法に従い、各 Run まで経験した (観測された) 時の推定降伏変位  $eS_{d_y}$ 、最大応答変位  $S_{d_m}$ 、推定塑性率  $e\mu$ 、及び性能曲線から求めた実際の塑性率  $\mu$  とそれに対する推定塑性率の比  $e\mu/\mu$  を表-3 (a), (b) に、観測曲線ごとの比  $e\mu/\mu$  の変化のグラフを図-8に示す。観測曲線が Run.5 の場合を除いて推定平均補正曲線から求めた推定塑性率の方が推定最適補正曲線から求めたものと比較して精度が良く、実際の塑性率との誤差は観測曲線がいずれの Run までの経験から得られたものであっても誤差1割程度となっている。

### 6.3 推定される被災度と損傷状態の比較

各加振後の試験体の被災度は Run.1, 2 で軽微, Run.3, 4 で小破, Run.5 で中破程度であると思われる。それに対し、 $e\mu$  から推定される被災度を表-3 (a), (b) に併せて示す。前節の推定塑性率同様、推定平均補正

曲線を用いて被災度を判定することで、より実態を捉えることが可能だと考えられる。

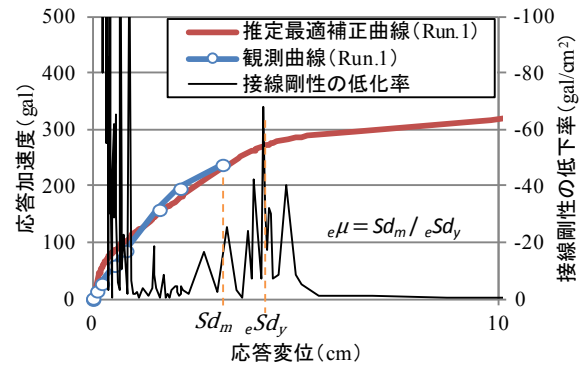


図-7 推定補正曲線とその接線剛性の変化率

表-3 (a) 推定最適補正曲線から算出した推定塑性率

	観測曲線				
	Run.1	Run.2	Run.3	Run.4	Run.5
推定降伏変位 $eS_{d_y}$	4.2	4.6	12.6	7.6	9.6
観測最大応答変位 $S_{d_m}$	3.2	5.5	8.7	11.0	18.0
推定塑性率 $e\mu$	0.76	1.19	0.69	1.45	1.87
塑性率 $\mu$	0.37	0.64	1.01	1.27	2.09
比 $e\mu/\mu$	2.06	1.87	0.69	1.14	0.89
$e\mu$ から推定される被災度	軽微	小破	軽微	中破	中破

表-3 (b) 推定平均補正曲線から算出した推定塑性率

	観測曲線				
	Run.1	Run.2	Run.3	Run.4	Run.5
推定降伏変位 $eS_{d_y}$	9.5	8.8	8.8	9.7	9.9
観測最大応答変位 $S_{d_m}$	3.2	5.5	8.7	11.0	18.0
推定塑性率 $e\mu$	0.33	0.62	0.98	1.13	1.81
塑性率 $\mu$	0.37	0.64	1.01	1.27	2.09
比 $e\mu/\mu$	0.90	0.97	0.97	0.89	0.87
$e\mu$ から推定される被災度	軽微	軽微	小破	小破	中破

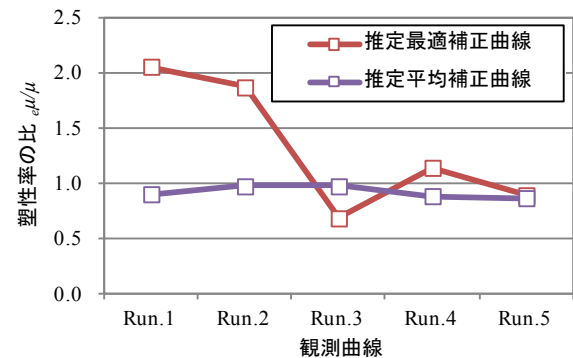


図-8 観測曲線ごとの推定塑性率の精度

表-4 推定平均補正曲線から算出した推定塑性率

実験値		想定する地震動								
		Run.2		Run.3		Run.4		Run.5		
		$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	
応答推定に 用いる曲線	解析曲線	7.0	229	21.4	296	15.3	281	19.1	290	
	推定最適 補正曲線	Run.1	5.5	289	8.2	307	15.1	342	20.5	365
		Run.2			8.1	316	14.8	351.2	20.4	374.3
		Run.3					13.5	529	20.7	570
		Run.4							19.8	461
	推定平均 補正曲線	Run.1	6.4	339	9.8	429	17.4	477	18.6	483
		Run.2			9.7	424	17.3	467	18.9	473
		Run.3					17.8	491	19.0	497
Run.4								19.0	489	

## 7. 推定補正曲線を用いた応答推定

5章の推定補正曲線を用いて等価線形化法による応答推定を行う。これにより、建物が将来被災する可能性のある地震に対する被害予測手法について検討する。

### 7.1 等価粘性減衰定数の評価式について

文献1)において対象試験体に対する等価線形化法による応答推定、その精度の検証を行っている。その中で等価粘性減衰定数の評価に際し、告示の手法<sup>8)</sup>である式(1)を用いたが、降伏後(Run.3以後)の減衰定数を過大評価する傾向を示した。そこで式(1)の第2項の係数を修正した式(2)を用いて応答推定を行うことでより精度の良い結果を得た。従って本章において減衰定数の評価には式(2)を用いることとする。ただし式(2)は本研究で対象とした実験にのみ対応するものであり、汎用的に用いられるものではない。

$$h_{eq} = h_e + 0.25 \left( 1 - 1/\sqrt{\mu} \right) \quad (1)$$

$$h_{eq} = h_e + 0.06 \left( 1 - 1/\sqrt{\mu} \right) \quad (2)$$

$h_{eq}$  : 等価粘性減衰定数       $\mu$  : 塑性率

$h_e$  : 弾性時減衰 (本試験体では0.0116)

### 7.2 応答推定結果と精度検証

応答推定結果を表-4に示す。また推定最適及び平均補正曲線(Run.1)、解析曲線それぞれを用いた応答推定結果と実験値の比較を図-9に示す。図-9ではプロットの種類で想定する地震動を、色分けで応答推定に用いる曲線の違いを示した。推定補正曲線はいずれも解析曲線による推定値よりも実験値に近い結果となった。特に推定平均補正曲線はRun.4を除いて実験による応答値を概ね精度良く推定することが出来た。Run.4においては応答変位を過大評価する結果となったがこれは応答スペクトルの形状によるものである(詳細は文献1)参照)。

## 8. まとめ

建物の応答性状を推定するには実測データの利用が有効であると考え、実際に実験データの小変形時観測記録を用い、解析モデルの性能曲線との誤差を小さくするように補正することで大変形時の性能曲線を推定する方法を検討した。さらに推定された性能曲線を用いて塑性率や応答推定を行い、現在の被災度の判定や今後起こりうる地震に対する応答を予測する手法について検討した。その結果、平均化処理の方法や降伏点変位の検出方法などに検討の余地があるが、対象とした実験においては本手法の有用性が確認された。今後他の実験に適用することで本手法の妥当性・精度を検証していく。

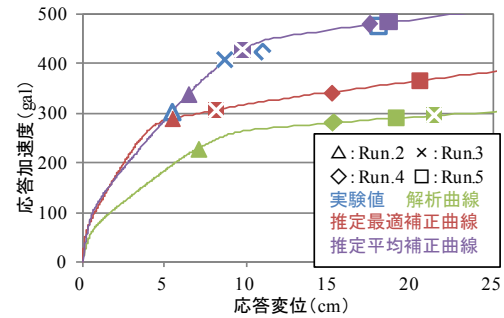


図-9 応答推定結果の比較

## 謝辞

本研究で検討の対象に震動実験は平成23,24年度国土交通省建築基準整備促進事業(27-1長周期地震動に対する鉄筋コンクリート造建築物の安全性検証方法に関する検討)の一環として実施されたものである。実験結果や解析方法については、委員会の検討結果や報告書を参考とさせていただいた。また、実験データは大林組よりご提供頂き、特に杉本訓祥氏にはデータ提供等で多大なご尽力を頂いた。ここに記して謝意を表する。

## 参考文献

- 1) 梨本優也 ほか: 縮小20層RC造架構の震動実験を用いた損傷推定手法の検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.259-264, 2014
- 2) 楠浩一 ほか: 加速度計を用いた実構造物の性能曲線算出におけるロッキング除去方法に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.80, No.708, pp.253-260, 2015.2
- 3) (株)大林組 ほか: 平成24年度国土交通省建築基準整備促進事業: 27-1: 長周期地震動に対する鉄筋コンクリート造建築物の安全検証方法に関する検討, 平成25年3月
- 4) 杉本訓祥 ほか: 縮小20層RC造建物試験体の長周期地震動による震動実験 その1~その11, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.653-674, 2013.3
- 5) 杉本訓祥 ほか: 縮小20層RC造建物試験体の震動実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.325-330, 2013
- 6) 株式会社 構造システム: SNAP ver.6 テクニカルマニュアル
- 7) 倉本洋: 多層建築物における等価1自由度系の地震応答特性と高次モード応答の予測, 日本建築学会構造系論文集, No.580, pp.61-68, 2004.6
- 8) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, 2010
- 9) 建築物の構造関係技術基準解説書, 2007年版