

論文 RC 造建物の地震時損傷評価における加速度センサーの配置に関する研究

陳 辰*1・浅井 竜也*2・勅使川原 正臣*3

要旨：即時残余耐震性能判定システムは地震後の建物の継続使用可否の判断に有用であり、その導入費用を抑えることでさらなる普及が期待される。そこで本研究では適切な加速度センサーの設置数と位置を検討するべく、6階建て建物モデルの崩壊モードを仮定した検討および、非線形応答解析を用いた検討において、各階の実応答とセンサー計測値に基づく性能曲線を用いて推定した応答を比較した。その結果、前者では、センサー設置階が全階の場合と特定階のみの場合で性能曲線の違いは小さいものの限界変位の推定誤差は大きいことがわかり、後者ではセンサー設置階の差異による性能曲線の違いは前者より小さくなった。

キーワード：加速度センサー、性能曲線、崩壊モード、応答点、告示波

1. はじめに

建物が地震を受けた場合、無被害から崩壊まで多様な被害レベルが生じ得るが、その被害実態を容易には把握できないため、地震に対する恐怖心から住民が建物から避難し、多くの避難民を生むこととなる。地震被害を受けた建物を地震後においても継続して使用可能かどうかの早急な判断は、人心の安定や生活の継続性を図る上で重要である。この判断について現行では地震後の応急危険度判定により行われるが、そこでは設計技術者あるいは研究者が目視で1棟ずつ応急危険度判定を実施するため、判定に長い期間を要する、技術者のレベルによって判定が大きくばらつく、などの問題がある。そこで、建物が余震に対して安全か危険かを地震発生直後に自動で判定できる即時残余耐震性能判定システムが提案されている¹⁾。そのシステムでは、建物に安価な加速度計を設置し、それにより観測された地震時の加速度記録をもとに、図-1に示すように等価線形化法を用いて建物の損傷度を評価する。すなわち、まず建物を縮約した等価一自由度系モデルの水平力-変形関係である性能曲線と、地震応答スペクトルによる要求曲線を作成し、それらを

基に余震に対する最大応答点を予測する。しかし、多くの地震計を設置すれば精度良く最大応答点を推定可能であるが、コストが高いため普及しにくい。そこで、本研究では性能曲線を適切に評価するためのセンサーの最適な設置数と位置を検討する。

2. 崩壊モードによる性能曲線と安全限界変位の推定精度

まず、本章では、建物のそれぞれの崩壊モードごとに、実代表応答点（実代表変位、実代表加速度）と、設置したセンサーによる推定代表応答点（推定代表変位、推定代表加速度）を、様々なセンサー配置において比較することで、センサー配置による代表応答点の推定精度を検討する。

検討対象は、各階の重量および安全限界変位（ δu ）が同じ6階建ての質点系モデルとする。同モデルにおいて、建物の任意の階（複数階の場合も含む）が安全限界変位に達した時を崩壊モード形とする。ただし、安全限界変位に達している階以外では変形が0である極端な場合を想定する。図-2に各崩壊モードを示す。すべての組み合わせを考慮すると崩壊モードは $2^n=64$ ケース（ $n=6$ ）存在するが、全層間変位がゼロの場合および、建物上層部（4階以上）のみ変形し、かつ代表加速度（後述）が2.0より大きい場合（図-2の1, 2, 7, 8, 12, 22）を除く合計57ケースを対象とした。

各崩壊モードにおいて、代表変位は式(1)で算出する。

$$\Delta = \frac{\sum m_i \cdot x_i^2}{\sum m_i \cdot x_i} \quad (1)$$

ここで、 x_i は基礎に対する*i*階の相対変位で、 m_i は各階の質量。

続いて、代表加速度は、いずれの崩壊モードにおいて

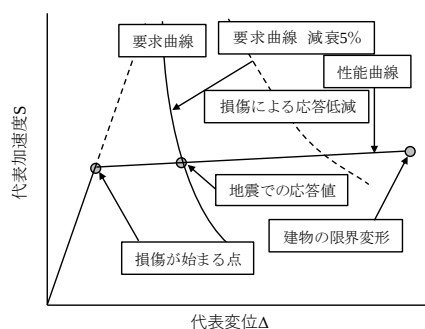


図-1 即時残余耐震性能判定システムの概要

*1 名古屋大学大学院 環境学研究科 大学院生（学生会員）

*2 名古屋大学大学院 環境学研究科 助教 博(工)（正会員）

*3 名古屋大学大学院 環境学研究科 教授 工博（正会員）

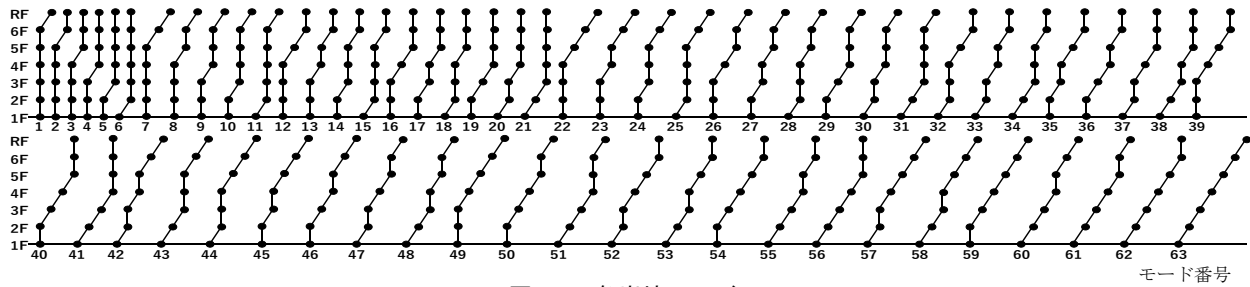


図-2 各崩壊モード

もベースシアが 1.0 であると仮定し、それを建物総質量（1.0 と仮定する）と式（2）で求まる有効質量比で除すことで算出する。

$$\frac{\bar{M}}{M} = \frac{(\sum m_i \cdot x_i)^2}{\sum m_i \cdot \sum m_i \cdot x_i^2} \quad (2)$$

図-3 に、以上で求めた各崩壊モードの実代表応答点（実代表変位，実代表加速度）を示す。同図における各応答点は、全階にセンサーを設置した場合の各モードにおける実代表限界点にもなっている。同図では、モード 6 は 1 階のみが崩壊するモードであり、実際の建物としてはピロティ構造に対応している。モード 63 は全体崩壊モードである。モード 6 での実代表限界変位は $1.0\delta u$ ，モード 63 では $4.33\delta u$ であり，両者の差は大きい。

次に，図-2 の各崩壊モードに対して，センサーを 1F，4F，RF の 3 つの階に設置した場合，および 1F，RF の 2 つの階に設置した場合の応答点の推定精度を検討する。センサーを設置しなかった階は上下階の記録を直線補間して求める。図-4 と図-5 に示した丸印は実代表応答点（実代表限界点と同じ）を，三角印は 3 つおよび 2 つのセンサーでの計測値に基づく推定代表応答点である。3 点設置の推定代表応答点は基本的に 2 点設置の場合より実代表応答点に近い。2 点設置の場合の直線モードと比べて，3 点設置の場合は比較的に実際と近い崩壊モードを想定できるため，式（1）と式（2）で求まる代表変位と代表加速度も比較的实际と近い値になる。図-4 および図-5 では実代表応答点と推定代表応答点に最大 3 割程度の差が生じるが，全体崩壊型に近づくほど誤差が小さくなる。しかし，推定限界応答点を算定する際には異なる崩壊モード形を想定しているため，推定代表限界変位は実際とは異なる。

その検討のため，図-6 に推定代表限界変位と実代表限界変位の比率を示す。同図より，両者の比率はセンサーを 3 点に設置する場合には最大で 3.4，2 点に設置する場合には最大で 4.3 と推定代表限界点を実際よりも大きく推定する危険がある。2 点設置と 3 点設置の比率の違いの理由は前述と同様である。そのため，残余耐震性能判定において，推定代表応答点と推定代表限界点の差を安全余裕度とみなす判断はとても危険である。そこで，

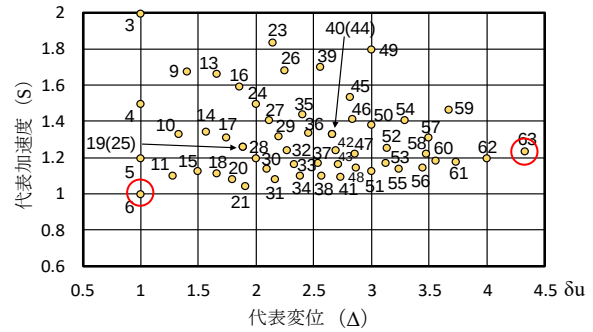


図-3 各崩壊モードの実代表応答点

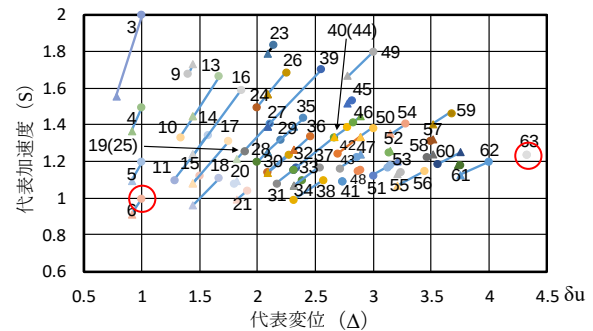


図-4 (3点設置)推定代表応答点

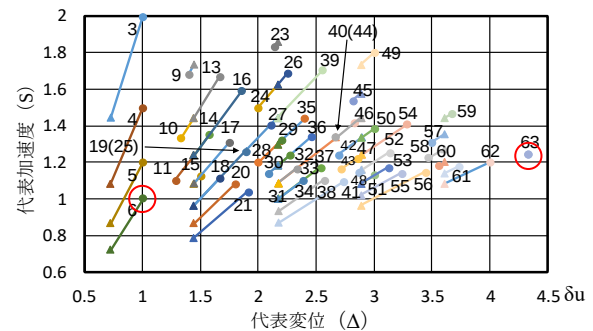


図-5 (2点設置)推定代表応答点

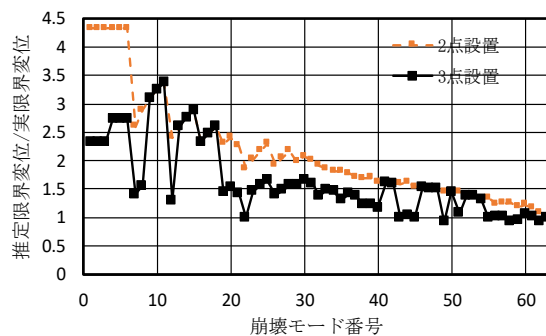


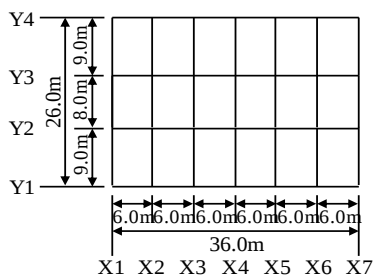
図-6 モード形による推定代表限界変位と実代表限界変位の比率

表－１ 柱断面

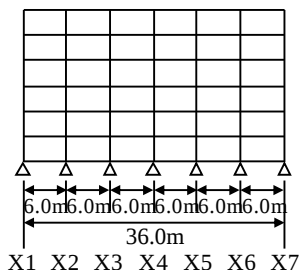
階	断面寸法 (mm)	方向	C1 隅柱	C2 隅柱壁付	C3 側柱	C4 内柱	C5 側柱	C6 内柱
5	850	X	16-D32	16-D32	16-D32	16-D35	16-D32	16-D35
4	850	Y	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100
	850	同上	同上	2-D13@100	同上	同上	同上	2-D13@100
3	900	X	16-D35	16-D35	16-D35	16-D35	16-D35	16-D35
2	900	Y	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100
	900	同上	同上	2-D13@100	同上	同上	同上	2-D13@100
1	950	X	16-D38	16-D38	16-D38	16-D35	16-D38	16-D35
	950	Y	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-S13@100	4-D13@100	4-S13@100
	950	同上	同上	2-D13@100	同上	同上	同上	2-S13@100

表－２ X方向の梁断面

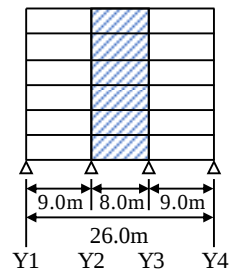
階	断面寸法 (mm)	方向	G6 X1, X7 他端	G7 X2, X6 他端	G8 X1, X7 他端	G9 X2, X6 他端
R	500	U	4-D29 4-D29	4-D29 4-D29	4-D29 4-D29	4-D29 4-D29
5	900	D	4-D29 4-D29	4-D29 4-D29	4-D29 4-D29	4-D29 4-D29
			4-D10@150(200)	4-D10@150(200)	4-D10@150(200)	4-D10@150(200)
4	550	U	4-D29 4-D32	4-D32 4-D32	4-D32 4-D32	4-D32 4+2-D29
3	900	D	4-D29 4-D32	4-D32 4-D32	4-D32 4-D32	4-D32 4-D32
			4-D13@150(200)	4-D13@150(200)	4-D13@150(200)	4-D13@150(200)
2	600	U	4-D35 4+2-D35	4+2-D35 4+2-D35	4-D35 4+2-D35	4+2-D35 4+4-D35
1	900	D	4-D35 4+2-D35	4+2-D35 4+2-D35	4-D35 4+2-D35	4+2-D35 4+4-D35
			4-S13@150(200)	4-S13@150(200)	4-S13@150(200)	4-S13@150(200)



図－７ 基準階伏図



図－８ X構面軸組



図－９ Y構面軸組

推定代表応答点が建物の性能曲線上見かけの δ_y (降伏点) を超えていたら、そこを推定代表限界点とみなすことが安全側の判断となろう。建物が崩壊する時の実代表限界点を把握するためには、崩壊階を挟むようにセンサーを設置する必要がある。したがって、増分解析や耐震診断により、建物の崩壊モードを事前に精度良く推定できれば、その建物の代表限界点の推測精度の向上が期待できる。

実際の建物では本章で検討したような極端な崩壊形ではなく、崩壊に至る階以外にも変形が生じることから、3章および4章では、より実建物に近い事例を対象に、センサー設置階の影響を検討する。

3. 解析の概要

本章では、まず、検討対象建物を設定し、その建物の荷重増分解析結果に基づき質点系に置換する。さらに、質点系の時刻歴応答解析結果に基づき性能曲線を作成する。本研究では、時刻歴応答解析から直接的に得られた応答を実際の地震応答（応答値と定義）と仮定し、そのうち応答加速度を Wavelet 変換した加速度およびそれを積分した変位をモニタリングにより得られたデータ（観測値と定義）とする。

3.1 対象建物

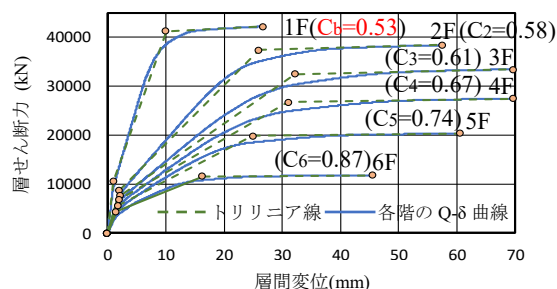
対象建物は「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震性能指針・同解説」³⁾ の設計例 (12 階建て事務所ビル) の上部 6 層を取り出し、X 方向を検討対象とする。平面形状は、長辺方向では均等な 6 スパンで長さ 36m、短辺方向ではやや長さの異なる 3 スパンで長さ 26m の整形な長方形である。立面形状は、基準階の階高が 3.5m 程度、軒高が 21m であり、セットバックもなく整形な形状である。本建物は短辺方向に耐震壁を設置したラーメン構造

表－３ 鉄筋強度

鉄筋種別	信頼強度 (N/mm ²)	鉄筋径 (使用範囲)
SD390	390	径 25 以上 (柱、梁主筋)
SD345	345	径 19 以上径 22 以下
SD295A	295	径 16 以下 (壁筋、スラブ筋)
高強度せん断補筋	785	径 13 (帯筋、あばら筋)
SD295A	295	径 10 以上 (帯筋、あばら筋)

表－４ コンクリート強度

設計基準強度 F_c (N/mm ²)	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	使用範囲
30	30	5 階柱から塔屋階屋上床まで
35	35	1 階柱から 5 階床まで

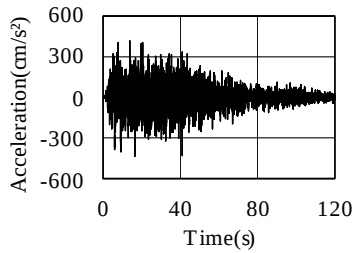


図－１０ X方向荷重変形関係図

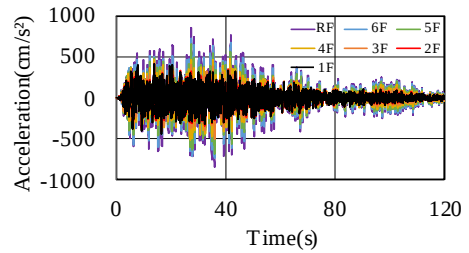
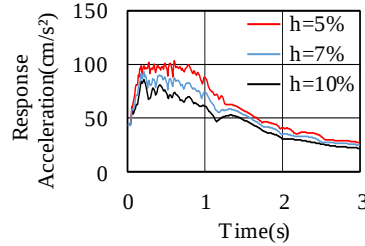
である。図－７ から図－９ に建物の伏図と軸組図をそれぞれ示す。図－９ における青色斜線部は耐震壁である (X2, X6 には耐震壁は設置していない)。柱、梁リストを表－１ および表－２ に、材料強度を表－３ および表－４ にそれぞれ示す。本建物の基礎梁には降伏ヒンジが生じず、十分に剛強となる部材を配置している。本建物の単位床面積重量は 14 kN/m² と仮定し総重量は 80015 kN である。

3.2 荷重増分解析

外力分布を A_i 分布とした静的荷重増分解析から各階の層せん断力-層間変位曲線を取得し、それを層の復元力特性としてトリリニア化することによって、各層のばねモデルを生成する。図－１０ に静的荷重増分解析結果を示す。本モデルのベースシア係数は 0.53 である。



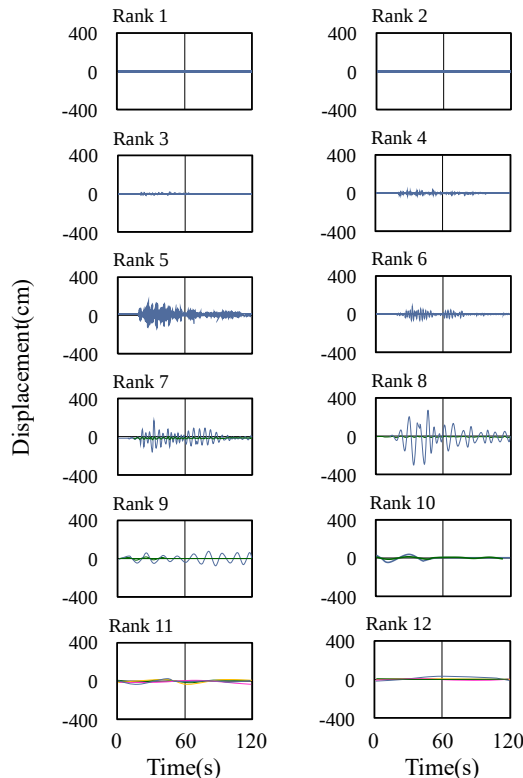
図－11 地震波概要



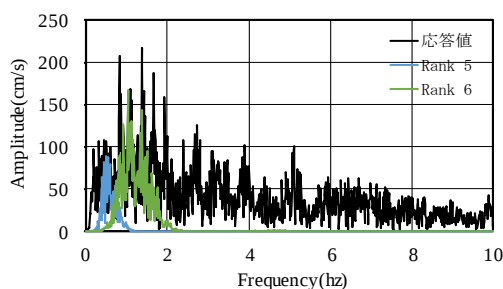
図－12 各階時刻歴応答加速度

3.3 Wavelet 変換

Wavelet 変換とは、時刻歴波形を維持したまま、異なる周波数の波形に分解できる時間周波数解析手法である。Wavelet 変換により加速度計測値（ここでは応答値）を複数の周波数帯の時刻歴波形に分解し、それを高周波数帯から Rank 付けし、その中から主要 Rank の波形を選択することでモード分解が可能となる。性能曲線は 1 次モード成分である主要 Rank の足し合わせから求める。本建



図－13 各ランクの比較



図－14 応答値のフーリエスペクトル

物モデルを対象に、Wavelet 変換を用いることで 1 次モード成分の性能曲線を抽出することが可能である。

入力地震波は位相特性として乱數位相の告示波を用いた。図－11 に入力地震波の時刻歴波形および減衰定数 5%、7%、10% の加速度応答スペクトルをそれぞれ示す。図－12 に各階の時刻歴応答加速度を示す。図－13 および図－14 に示すように、建物の卓越振動数を含むのは Rank 5, 6 であるため、それらの加速度波形の足し合わせを 2 階積分することにより得られる変位を観測値変位として以下の各検討を行う。

3.4 性能曲線の算出

性能曲線を算出する際の代表加速度 ($\ddot{\Delta} + \ddot{x}_0$) は式 (3) により算出する。代表変位 Δ は前述した式 (1) で求める。

$$(\ddot{\Delta} + \ddot{x}_0) = \frac{\sum m_i \cdot \ddot{x}_i^2}{(\sum m_i \cdot \ddot{x}_i)^2} \sum_{i=1}^N m_i \cdot \ddot{x}_i + \ddot{x}_0 \quad (3)$$

ここで、 $\ddot{x}_0$: 建物基部で観測された入力加速度の主要振動数成分、 m_i : 各階の質量、 $\ddot{x}_i$: i 階の変位の主要振動数成分、 $\ddot{x}_i$: i 階の加速度の主要振動数成分、 N : 建物階数。この性能曲線の中で、正方向および負方向で変位の絶対値が最大値を更新した点を抽出し、性能曲線の骨格曲線とした。

なお、骨格曲線を抽出する際に、サイクルが異なる場合、そのピーク値が滑らかに接続できない場合があるため、この理由を減衰力の影響と仮定し、骨格曲線上で等価剛性から求めた等価振動数および代表速度を用いて減衰力を算出し、骨格曲線から差し引くことにより減衰力の影響を除去した。

4. 解析結果

4.1 応答値の性能曲線と観測値の性能曲線の比較

3.5 節で示した手法により、各階の加速度・変位を用いて性能曲線を求めた。図－15 に応答値を直接用いて算出した性能曲線と Wavelet 変換後の観測値から算出した性能曲線の比較を示す。図－15 より、観測値から算出される性能曲線と応答値を用いて算出される性能曲線は概ね一致しており、観測値から求まる性能曲線の妥当性を確認することができる。なお、図－15 において応答値を用いた場合と Wavelet 変換後の場合で異なる部分があるが、これは Wavelet 変換の際に高次モードを除いたために生

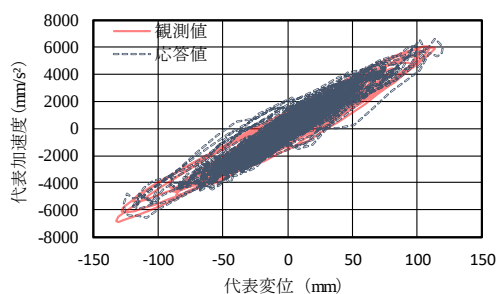


図-15 性能曲線の比較(観測値 vs 応答値)

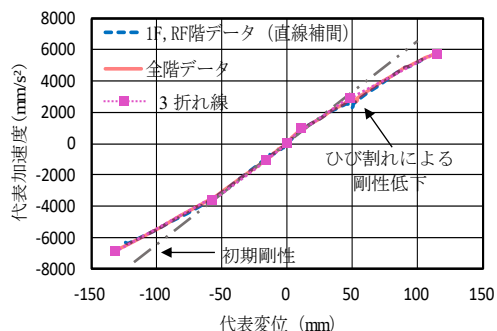


図-16 性能曲線の比較(1F,RF 設置・直線補間)

じたと考えられる。ただし、Wavelet 変換後の観測値を用いる場合であっても、実建物の最大応答点をよく再現できている。

4.2 加速度配置による比較

少数の加速度観測値のみから算出する性能曲線の精度を確認することを目的とし、基礎と最上階の2か所にセンサーを設置した場合の性能曲線および基礎と中間階と最上階の3か所にセンサーを設置した場合の性能曲線と、全階にセンサーを設置した場合の性能曲線の比較し図-16～図-17に示す。両図において、代表変位 50mm 付近で各性能曲線の傾きが小さくなる傾向があるが、これはひび割れによる剛性低下である。性能曲線の形は良好に一致したが、少数のセンサー観測値から算出した性能曲線の最大応答点は真の最大応答点とやや異なる場合がある。これはモード形による有効質量比の影響と考えられる。少数の加速度計を用いた性能曲線の最大応答点に差があるが、表-5に示すようにこの差は10%程度であった。

4.3 塑性化が進んだ場合の性能曲線の検討

前節の検討では、各層の層せん断力-層間変位関係(以下、Q-δ 関係)を図-18に示すとおり、2F、3F、4Fで塑性化が若干進展している程度である。塑性率が大きい場合のセンサーの配置を検討するために、同じ建物に同じ条件で同じ地震波を1.5倍に増幅した場合の検討も行った。

図-19は地震波を1.5倍に大きくした時の各階のQ-δ関係であり、4Fおよび5Fが大きく塑性化している。図-18と比較すると、地震波の倍率が1.0の場合には2F

表-5 最大代表変位と加速度および有効質量比 一覧

センサーの配置状況	代表変位(mm)		代表加速度(mm/s²)		有効質量比
	min	max	min	max	
1F, RF	-123.9	105.5	-6368.3	5605.1	0.808
1F, 4F, RF	-123.9	104.9	-6355.9	5470.3	0.807
全階	-132.7	113.5	-6790.7	5903.4	0.746

の負側で塑性化がみられるものの、倍率が1.5の場合に2Fは弾性状態を維持し、4F、5Fの変形が増大している。

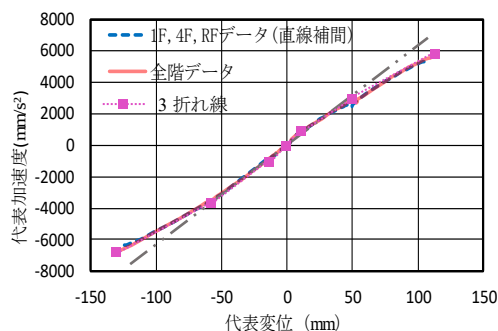


図-17 性能曲線の比較(1F,4F,RF 設置・直線補間)

図-20に地震波の倍率を1.5倍とした場合の性能曲線を示す。性能曲線においても塑性化を確認することができる。本検討においても、前節の検討と同様に、センサーを2点に設置した場合と3点に設置した場合の性能曲線は全階設置の性能曲線と形が良好に一致した。次に、本検討における性能曲線上の限界点を設定する。建築基準法では、建物に許容する層間変形角に制限を設けている。過去の現地調査や実験的研究に基づくと、RC造建物は1/20程度まで変形し得るが、変形能力に乏しい場合はそれより早く崩壊し得る。そのためここでは1/50に達する時を建物の崩壊点と仮定する。そうすると4Fが1/50に達した時である図-20における丸印(このときの代表

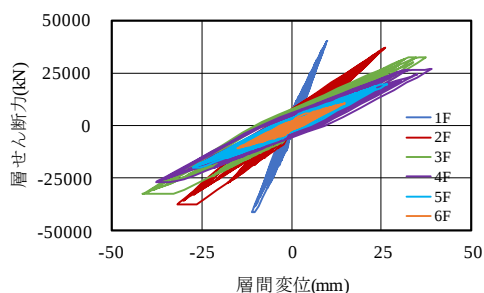


図-18 応答値による各階のQ-δ

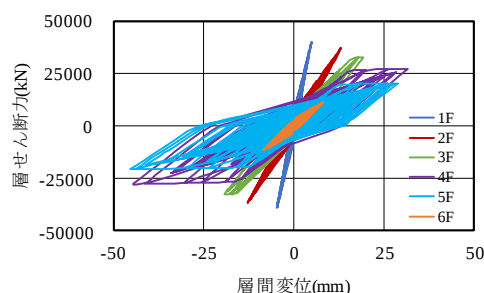


図-19 応答値による各階のQ-δ(地震波1.5倍)

変位は-166.24mm)が限界点となる。これが2章に示した実代表応答点(実代表限界点と同じ)である。このステップにおいては2点設置(1F, RF)の場合の性能曲線に対する代表変位が-153.60mmとなり、3点設置(1F, 4F, RF)の場合は148.12mmとなる(共に三角印で示す)。これらは推定代表応答点に対応する。本ケースでは、2点設置の場合の推定代表応答点は3点設置の場合より実代表応答点に近い結果となった。

今回検討した建物は3F, 4F, 5Fに変形集中するモードであるため、想定モードは2章のモード39(実応答代表変位は2.56 δu)と近い。2章に示したように、このモードの場合に2つ設置した時(推定代表変位は2.16 δu)の精度は3つを設置した時(2.09 δu)と比べて精度が高く、解析結果と推定結果の傾向は整合している。

4.4 荷重増分解析結果による性能曲線

最後に、図-21に荷重増分解析と地震応答解析による性能曲線を比較する。応答解析による性能曲線はセンサーを全階に置いた場合に、地震動倍率を1.0および1.5したものである。荷重増分解析による性能曲線は応答解析による性能曲線と比べて最大代表加速度は比較的小さい。また、荷重増分解析による性能曲線の降伏点は、応答解析の倍率が1.0の性能曲線の降伏点と概ね一致するが、倍率が1.5の性能曲線とは差が大きい。さらに、倍率が1.5の性能曲線と倍率が1.0の性能曲線は一致していない。このように地震波の違いによっても、崩壊モードが異なり、性能曲線や降伏点に違いが生じるため、建物の適切な損傷評価のためには崩壊モードの適切な推定が欠かせない。

5. まとめ

本論文では、6階建ての整形なRC建物を対象に、静的荷重増分解析により質点系モデルを生成し、応答解析を行った。得られた加速度を応答値として用い、Wavelet変換を適用して性能曲線を算出した。観測値に基づく性能曲線と応答値を使った性能曲線の比較を行い、崩壊モードによる性能曲線と安全限界変位の推定精度を検討した結果以下の知見を得た

- (1) Wavelet変換を用いて求めた性能曲線は、応答値から直接算出した性能曲線と良好に一致することが確認された。
- (2) 全階にセンサーを置いた場合は、それ以外のセンサー配置(直線補間)の場合と比べて、性能曲線が比較的大きい。その差は有効質量比に因る。
- (3) センサーの設置階を少なくした場合には、崩壊モードを正しく推定できないため、代表限界変位の推定には安全側の判断が必要となるが、崩壊階を事前に特定でき、それを上下で挟んでセンサーを設置でき

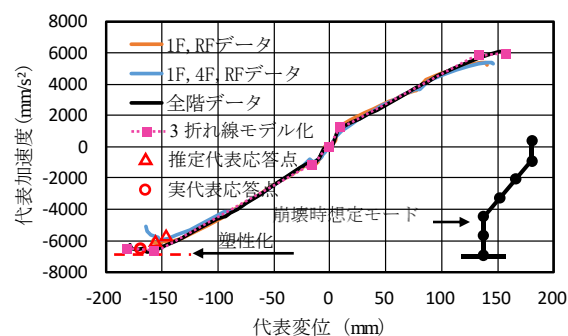


図-20 設置階による性能曲線の比較(1.5倍)

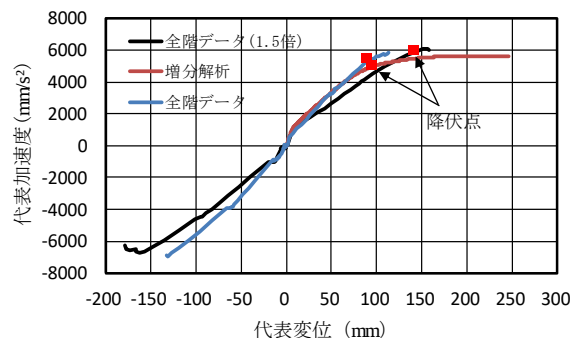


図-21 増分解析による性能曲線との比較

れば精度良く推定可能である。

今回の検討では、6階建物を対象としたが、今後は階数を増やし、また塑性化の程度に応じた性能曲線の変化についても検討を行う。

謝辞

本研究を進めるにあたり、東京大学の楠浩一教授にご助言をいただきました。ここに厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 楠浩一ほか：リアルタイム残余耐震性能判定措置の開発 その1~15, 日本建築学会学術講演集, 2003~2012
- 2) 楠浩一, 勅使川原正臣：リアルタイム残余耐震性能判定措置の開発のための加速度積分法, 日本建築学会構造系論文集, No.569, pp.119-126, 2003
- 3) 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, pp.301-313, 1999
- 4) 日向大樹, 楠浩一, 田才晃, 川村学：残余耐震性能判定のためのWavelet変換を用いた加速度計測値から算出する性能曲線の精度に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.931-936, 2013
- 5) 服部勇樹, 楠浩一, 日向大樹, 田才晃：加速度計測値から算出した性能曲線の復元力モデルに関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.745-750, 2014