

3. 2 観測に基づく都市の地震被害評価技術の開発

3. 2. 1 地震動・地震応答の大規模数値解析法の開発

(1) 業務の内容

(a) 業務の目的

都市の表層地盤と構造物群を忠実に表す都市モデルを構築し、大規模数値解析によって地震動と構造物地震応答を計算する手法を開発する。入力は MeSO-net 等で観測したデータであり、この観測とのインターフェイスの開発も行う。

(b) 平成28年度業務目的

前年度開発した地震動・地震応答解析コードを利用し、地震被害評価技術の基盤を開発する。この評価技術は、MeSO-net 等で観測したデータを入力し、建物一棟一棟の地震動と地震応答を計算する大規模シミュレーションを利用するものである。サブプロジェクト②で計画される地盤－基礎－建物系の応答の研究と有機的に連携して、個別建物シミュレーションの高度化について検討を継続する。

(c) 担当者

所属機関	役職	氏名	メールアドレス
東京大学地震研究所	教授	堀 宗朗	hori@eri.u-tokyo.ac.jp
東京大学地震研究所	准教授	市村 強	
東京大学地震研究所	准教授	W ラリス	
東京大学地震研究所	准教授	長尾 大道	
東京大学地震研究所	特任研究員	加納 将行	
慶應義塾大学	准教授	小國 健二	
東京理科大学	准教授	佐伯 昌之	
国土交通省国土技術政策総合研究所	研究官	壁谷澤 寿一	

(2) 平成28年度の成果

(a) 業務の要約

前年度に引き続き地震被害評価技術の実用性を高めた。首都圏地震観測網 (MeSO-net) で観測したデータを面的に補間した上で地震被害評価技術に自動入力できるシステム化を図った。社会基盤構造物に適用する地震被害評価技術の拡張を進め地下埋設管に適用した。サブプロジェクト②の応答の研究と有機的に連携して、開発された地震被害評価技術の信頼度を定量的に明らかにした。合わせて既存の地震被害評価との信頼度の比較を行った。

(b) 業務の成果

1) 地震被害評価技術の基盤の実用性の向上

前年度は、IES に適用できる実用的な地震被害評価法として提案した「点推定を利用した応答評価」について理論的側面からその適用条件を明らかにした。また、GIS 情報 (面積・高さ) のみから自動作成した RC 系建物用のモデル (IES 簡易モデル) に上記提案手法

を適用し、サブプロジェクト2で作成された実在 RC 造建物の設計値に基づく層剛性モデル（詳細モデル）の応答値をリファレンスとして比較することで、IES 簡易モデル+点推定を利用した応答評価の実用性を検証した。

本年度は、前年度の課題として挙げていた「木造建物用簡易モデルの構築」として、各年代の設計基準に基づく重量や耐力を反映した質点モデルを GIS 情報と建物年代情報のみから自動作成できるようにした。この簡易モデルの層剛性には後述するように既往研究で提案されている動的履歴特性を適用しているが、実際には雑壁や仕上げ材等の設計上耐力を期待しない部材が動的応答へ及ぼす影響が大きく、木造建物全体としての動的応答特性には不確定な要素が多い。このため前年度まで適用していた1次元点推定法を2次元に拡張し、2つのモデルパラメータに不確定性を考慮した被害評価を行えるようにした。

設定した簡易モデルには今後改良の余地があるが、現段階で考え得る合理的なモデルであり、このモデルから実被害をどの程度説明しうるかを確認する過程は、IES を利用した被害評価の実用性検証に不可欠である。そこで本年度では IES 用簡易モデル（木造建物）+点推定に基づく応答評価を 2011 年東北地方太平洋沖地震において多くの木造建物に被害が生じた地域に適用し、シミュレーションに基づく被害分布を実際の被害分布と比較し、考察を加えた。

a) 検討対象地区概要

今回対象とした宮城県大崎市古川地区は、東北地方太平洋沖地震により 1300 棟超の建物が被害を受けた地域である(図 1)。大崎市古川三日町では最大震度 6 弱を観測、同地区内の JMA および K-NET 観測点で観測された本震記録の最大加速度はそれぞれ 550cm/s^2 、 571cm/s^2 であった。被害建物の多くは木造家屋であり、図 1 に示すように数 km^2 という狭い領域内で被害の分布に偏りが見られた。同地区内においては、Goto et al. (2016)¹⁾により高密度の余震観測(36 地点)および微動観測(単点観測 529 点+アレー3 地点)が実施され、これらの記録に基づき工学基盤以浅の地盤特性が推定されている。このように同地区に関しては①建物種別・位置と被害分布、②地表面の地震記録、③表層地盤構造の空間分布、といった解析に必要となる情報が一定以上の量・精度で得られており、特に表層地盤特性が詳しく推定されている図 1 点線枠内の区域を解析対象とした。同地区での被害の多くは木造家屋であったことから、検討では対象建物を木造家屋に限定した。

b) モデル化および解析条件

i) 建物（木造家屋）

形状取得および年代設定

解析モデルに反映する建物情報のうち位置・面積・階数については、2011 年度（震災前）の住宅地図データ（柵ゼンリン）から「木造家屋」と判断される建物を対象に取得した。解析対象区域内の木造家屋数は 4178 棟である。

建築年代については個々の建物の年代情報を入手できなかったことから、国土地理院による空中写真（1947、1961、1975、1993、2006 年撮影画像）の目視に基づき各木造家屋のおおよその年代を推定した。（ただし空中写真の目視からは各空中写真の屋根の形状・色の変化といった詳細な識別はできていないため、建て替えや改修などの情報は推定結果に

は反映されていない。) この空中写真から概略的に取得した建物中心座標は 2011 年度住宅地図データの建物位置と完全には一致しないため、各空中写真に対して変形処理を行った上で、建物中心座標が住宅地図データのそれと一致または近いものを当該建物と判断した。図 2 に推定建築年代と実被害分布*を重ねて示す。両者には相関があると読み取れ、推定結果は概ね妥当と思われる。そこで、推定年代から当該建物が準じたであろう建築基準法の改訂年 (1959、1981、2000) を判定し、次項のようにモデル重量および耐力に反映した。

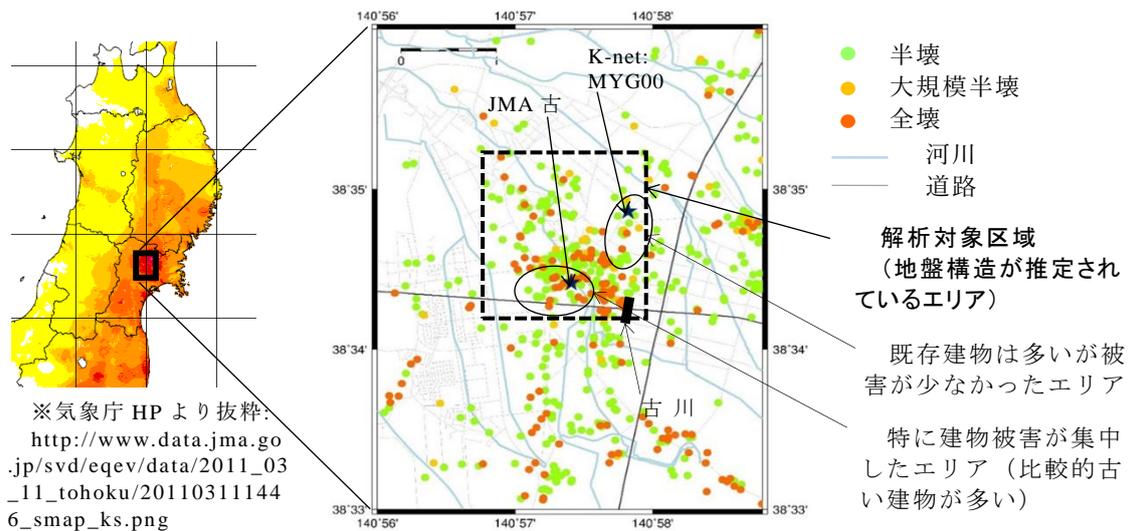


図 1 東北地方太平洋沖地震による対象地域周辺の建物被害状況。

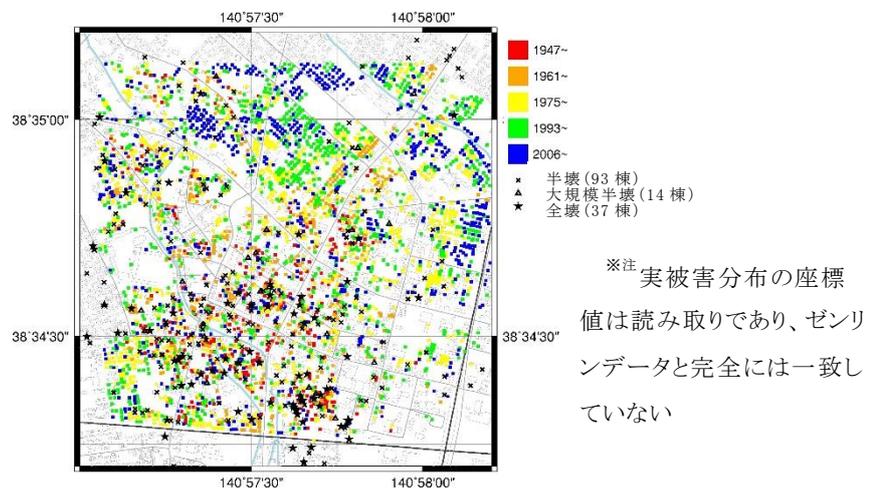


図 2 推定した木造建物の建築年代と実被害分布*。

解析モデルと各種パラメータの設定

モデル

各層を 1 質点と 1 つのせん断バネで表す簡易モデルを適用する (図 3)。高さ (層数) と

面積情報から、解析に必要な全パラメータを自動設定する。

単位 m²あたり重量

建物の軽重 3 種（軽い・重い・非常に重い）に対する屋根・床・外壁・内壁・積載荷重の面積あたり簡易重量を平均的な単位重量とみなし、各層に相当する質点の重量を次式から算定する²⁾。

- ・最上層の質点重量＝屋根重量＋（外壁重量＋内壁重量）／2
- ・最上層以外の質点重量＝床重量＋外壁重量＋内壁重量＋積載荷重

なお、屋根・外壁・内壁の仕様例から、建物の軽重は主に築年数と関連性が高いと判断し、適用建築基準法（以下、基準と略）と重量を次のように関係づけた。

- ・1959 年基準準拠建物またはそれより古い建物→非常に重い
- ・1981 年基準準拠建物→重い
- ・2000 年基準準拠建物→軽い

せん断耐力係数

基準となる層間変形角—せん断耐力係数の関係（図 4、基本モデル）に表 1 の係数を乗じることにより、基準の変遷を反映した各年代のせん断耐力係数モデルを設定した³⁾。ただし表 1 の設定値は次の 2 点で喜々津ほか（2015）³⁾とは異なる。

- ① 上層に適用する係数：喜々津ほか（2015）³⁾では A_i 分布を考慮して上層の係数を下層の 1.4 倍としているが、当該係数を適用した事前解析ではほとんどのモデルで上層が破壊する結果となった。山田（2003）⁴⁾によれば実存する 2 階建て在来軸組構法の 2 階充足率は 1 階よりも明瞭に高い傾向にあること、また近年の地震被害調査から上層のみが損壊した事例が非常に少ないことを鑑み、上層の係数を喜々津ほか（2015）³⁾に対して 3 割増とした。
- ② 1959 年より古い年代に適用する係数：文献 3 では 1959 年より古い年代については設定されていないが、1950 年基準でも必要壁量が設定されていることから、1959 年基準に対する 1950 年基準の必要壁量の比率を 1959 年基準準拠モデルに乗じることにより古い年代に対する係数を設定した。

以上で設定される各年代のせん断耐力係数モデルは建物の必要（最小限の）耐力を確保したものとなるが、既往研究^{5,6)}によれば建物の実耐力は雑壁や仕上げの効果により必要耐力に対して高いことが示唆され、水谷ほか（2015）⁷⁾からはこれが 3 倍程度以上であるとも判断される。ただし、具体的な値は明らかでなく、また個々の建物によって大きくばらつくことも予想され、現時点では一般化し難い。このため、ここでは必要耐力に対する比率を平均 3.0 の確率変数として設定する。ただし後述のようにこの平均的な値の根拠となる資料は少なく、実績や年代・構造による違いなども含めて今後より信頼性の高い値を模索する必要がある。

履歴曲線

木造建物の履歴曲線は五十田・河合（2007）⁸⁾を参考にバイリニア＋スリップ型を適用した。ここでは **degrading** は考慮せず、履歴曲線の各パラメータは五十田・河合（2007）⁸⁾に準じて設定した。（図 4 はバイリニア＋スリップの骨格を表すものであり厳密にはバイリニアの折れ点となる $\theta=0.0007 \approx 1/1429$ でも折れ点を有する。）

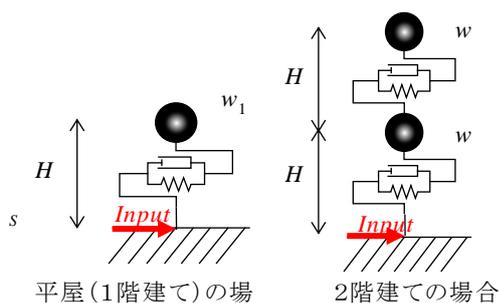


図3 解析モデル。

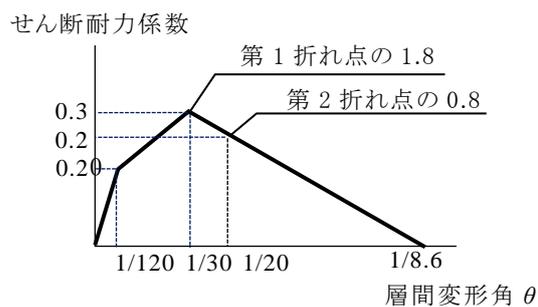


図4 基本モデルのせん断耐力係数。

表1 各モデルせん断耐力の基本モデルに乗じる係数

モデル種別	右より古い場合		1959年基準準拠		1981年基準準拠		2000年基準準拠	
	最下層	上層	最下層	上層	最下層	上層	最下層	上層
平屋	0.631	-	0.789	-	1.867	-	2.357	-
平屋以外	0.526*	0.821*	0.789	1.026	1.333	2.427	1.684	3.064

*2階建ての場合。3階建ての場合は最下層0.479、2層目0.684、3層目(最上層)0.821。

減衰定数

木造住宅の線形時減衰定数については、実測の蓄積は増えてきているものの実耐力と同様に不明な点が多い。このため、第二の確率変数として設定する。ここでは杉野ほか(2012)を参考として微動時の減衰よりやや高い値として平均を5%に設定した。2層以上の場合は1、2次モード減衰5%のRayleigh減衰を適用した。

物性値不確定性の設定

先に述べたように、不確定性の強いパラメータである耐力と減衰定数を確率変数とし、昨年度までに提案した3点推定を利用した応答評価法を適用する。各確率変数は平均 μ と標準偏差 σ の正規分布 $\varphi(\mu, \sigma)$ に従うものとし、 μ 、 σ を次のように設定した。

$$X_1 = \text{必要耐力に対する倍率 } \gamma : f(\gamma) = \varphi(3.0, 0.6) \quad (\text{COV} = 0.2)$$

$$X_2 = \text{減衰定数 } h : f(h) = \varphi(0.05, 0.01) \quad (\text{COV} = 0.2)$$

X_1, X_2 は互いに無相関であると仮定する。この場合、2次元3点推定に適用される確率変数 X_i の評価点 $X_{i,m}$ ($i=1,2, m=1,2,3$) と重み P_{mn} は図5のとおりとなる。9個の評価点の組合せ $(X_{1,m}, X_{2,n})$ ($m,n=1,2,3$) に対して応答解析を行い、得られた9つの応答と重み P_{mn} から応答の期待値を求め、これを確率密度関数に適用することで応答を確率的に評価する。

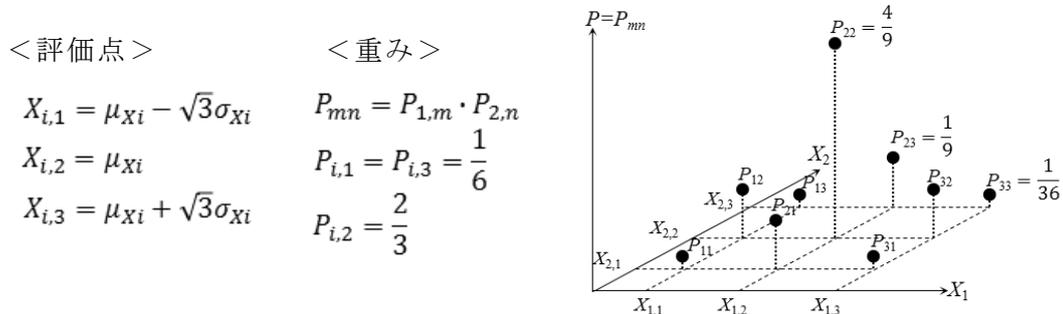


図5 点推定に適用する評価点 X および重み P 。

ii) 建物への入力地震動

対象地域内の各建物位置における地表地震動加速度は次の手順で設定する。

工学基盤波の推定

JMA 古川の本震記録（地表加速度記録）をターゲットとして盛川ほか（2016）¹⁰⁾の方法に基づき直下の工学基盤上の地震動（2E）を推定し、これを解析対象領域の工学基盤波とした。推定した工学基盤波を入力した場合の地表面における推定加速度波形とフーリエスペクトル（各赤線）を本震記録（黒線）に重ねて図6に示す。時刻歴振幅は実記録よりやや小さいが、時刻歴の位相とスペクトル振幅は再現性が高いことがわかる。

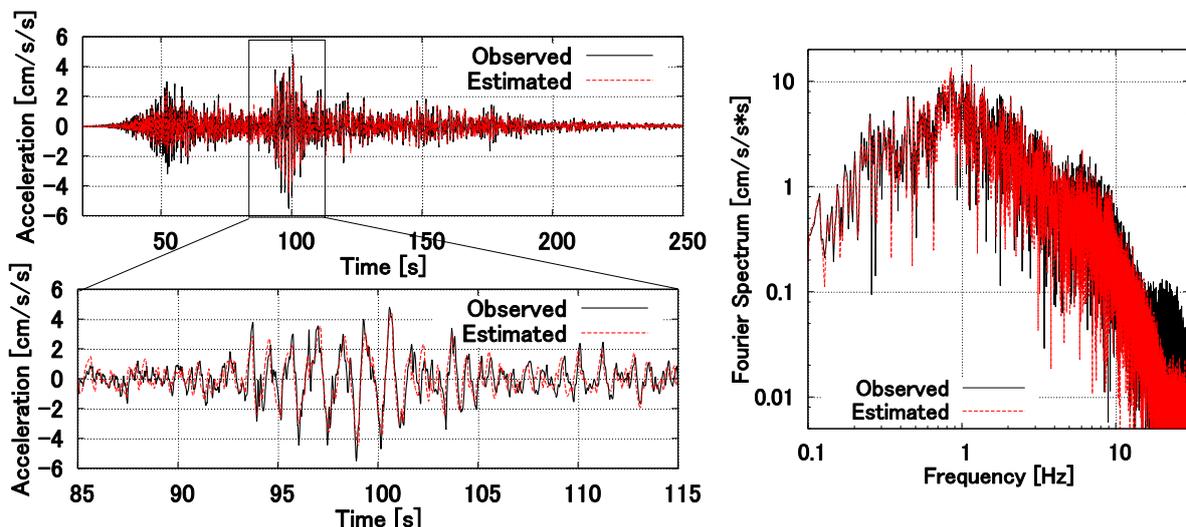


図6 JMA 古川本震記録(NS 方向)の再現結果。(左：時刻歴、右：フーリエスペクトル)

地表加速度波の作成

前項で推定した波形を工学基盤への入力波とし、各建物位置近傍の地盤特性を反映した1次元非線形解析を行い、建物への入力となる地表加速度波形を算出した。1次元非線形

解析においては工学基盤面に粘性係数 ρV_s のダッシュポットを考慮した。表層地盤の基本物性値には Goto et al. (2016) が推定した速度構造空間分布¹⁾を、繰り返しせん断特性には安田・山口 (1985) の式¹⁾を、また非線形モデルには RO モデルを適用した。

解析対象区域内において推定された最大速度および最大加速度を空間補間した結果を図 7 に示す。最大速度・加速度のみでの被害の説明は難しいものの、最も被害が集中した南側のエリアでは最大速度が大きい傾向が読み取れる。

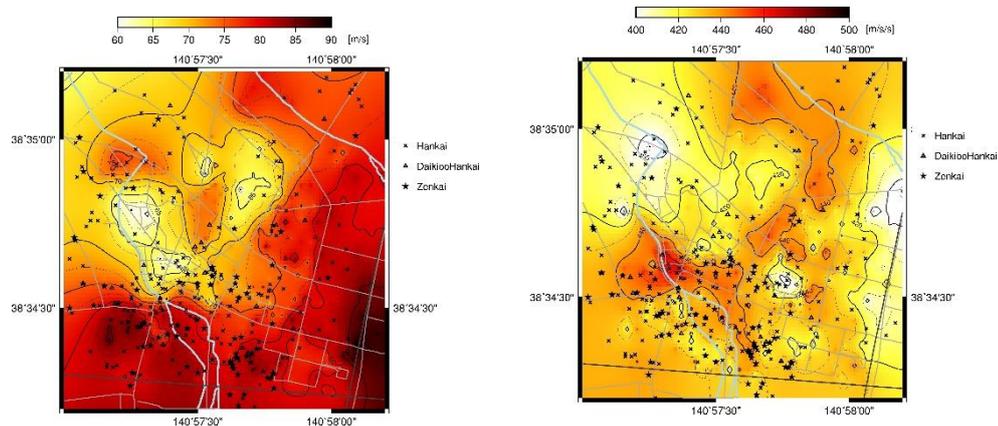


図 7 推定した建物入力地震動の最大速度 (左)・最大加速度 (右) 分布。

c) 解析結果

木造建物の損傷状態や被災の度合いは必ずしも特定の指標のみから判断できるものではないが、ここでは簡便な指標として最大層間変形角 θ_{max} に着目し、考察を加える。

i) 最大層間変形角分布と実被害との比較

点推定による被害率を求める前段として、確率変数 (γ, h) を設定平均値 $(3.0, 0.05)$ とした場合の θ_{max} の分布に実被害情報 (図中 \times 、 \triangle 、 \star) を重ねて図 8(a) に示す。同図より、実被害が顕著な領域においては θ_{max} も大きくなる傾向が確認でき、 θ_{max} のコントラストは全体として実被害分布と比較的調和的である。確率変数 $(\gamma, h) = (2.5, 0.05)$ 、 $(3.5, 0.05)$ の結果を併せて図 8(b)、(c) に示すと、双方とも θ_{max} のコントラストの傾向は図 8(a) に類似しているものの、 θ_{max} の絶対値からは全体として実被害を説明するのは難しい。このことから、平均的な値として設定した $(\gamma, h) = (3.0, 0.05)$ は、実態からは大きく外れていないことが示唆される。

参考として、 $(\gamma, h)=(3.0, 0.05)$ に対して入力地震動を全て図7で推定した波形とした場合の θ_{max} の分布を図8(d)に示す。図8(d)で θ_{max} が相対的に大きい箇所と被害箇所が比較的整合していることは、建物耐力が被害と強い相関をもつことを示唆している。一方、図8(a)と比較すると θ_{max} のコントラストは小さいことから、表層地盤特性の違いが実被害のバリエーションに影響していることを本シミュレーションは示している。

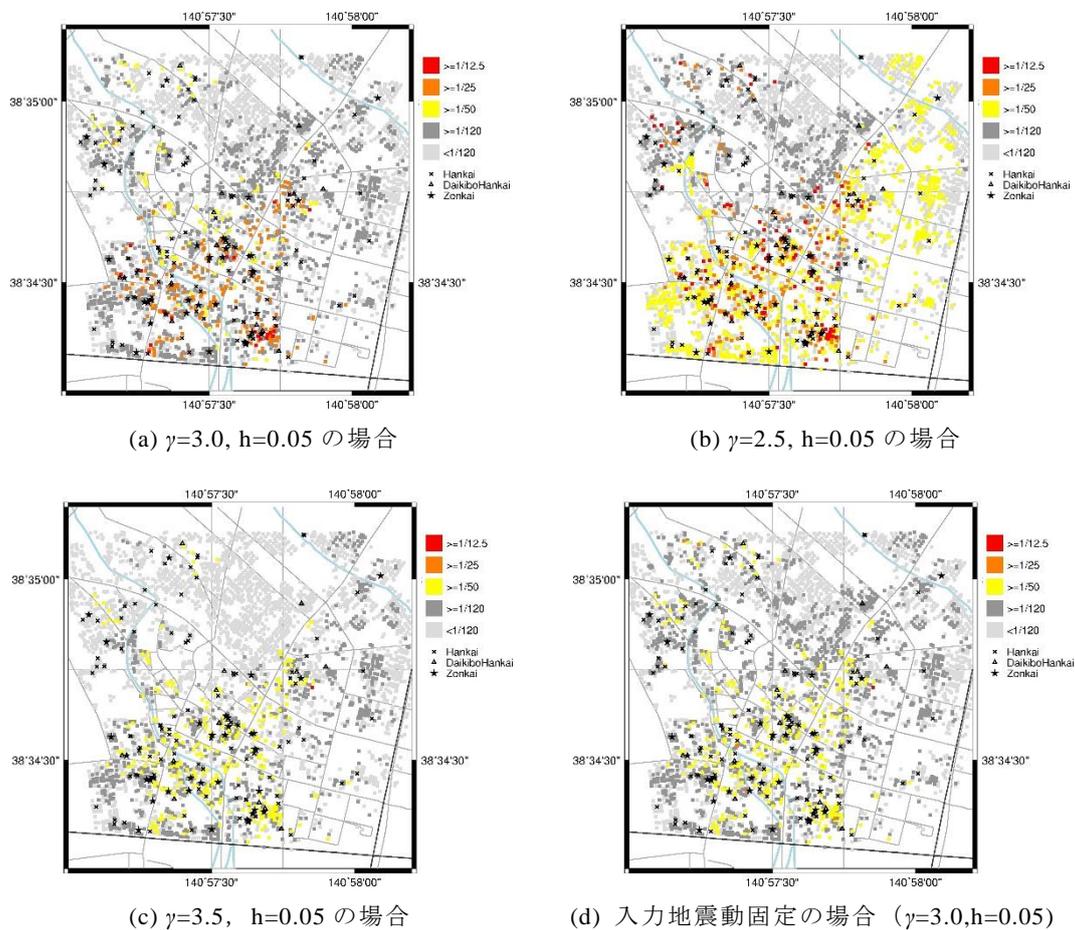


図8 各ケースの最大層間変形角。

ii) 点推定を利用した損傷評価法と実被害との比較

前述の物性値の不確定性の項で設定した確率変数 $(X_1, X_2)=(\gamma, h)$ の各組合せ評価点から建物ごとに θ_{max} を求め、3点推定に基づき応答の統計値を次式より求める。

$$E[Y^k] \cong \sum_{m=1}^3 \sum_{n=1}^3 P_{mn} \cdot Y_{mn}^k \quad (1)$$

ここに、 Y_{mn} ($m, n=1, 2, 3$) は図6に示した確率変数の組合せ入力 $(X_{1,m}, X_{2,n})$ に対応する応答値 θ_{max} である。式(1)の統計値を確率密度関数 $f=f(\theta_{max})$ に適用し、その累積分布 $F(\theta_{max}) = \int_0^{\theta_{max}} f(\theta_{max})$ ($0 \leq F(\theta_{max}) \leq 1.0$) を求める。ここでは $F(\theta_{max})$ が0.5となる最大層間変形角

$$\hat{\theta} = F^{-1}(0.5)$$

を各建物の応答の代表値とし、これがターゲットとする層間変形角 θ_{trg} を超えるか否かで損傷度判定を行った。応答値の取る確率密度関数 $f(\theta_{max})$ には対数正規分布を適用した。ある建物の点推定結果に確率密度関数を適用し、 $\hat{\theta}$ を算定した例を図 9 に示す。

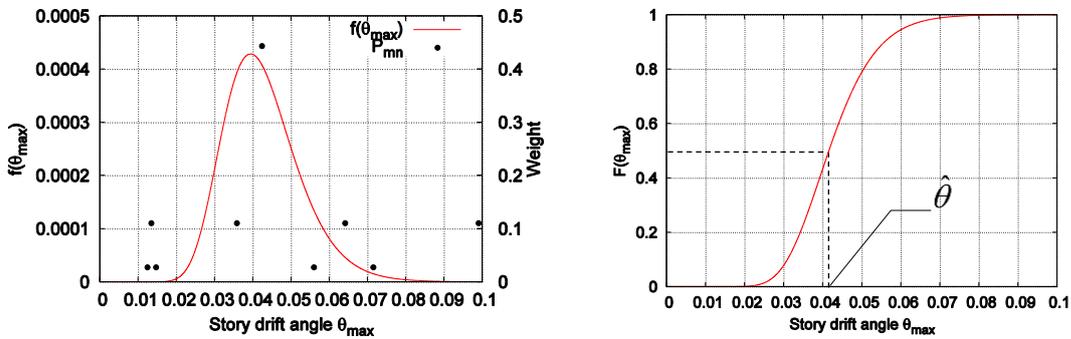


図 9 点推定に基づく確率密度関数（左）とその累積分布に基づく損傷度判定例（右）。

被害率は、対象領域を約 110m×110m（北緯 0.001 度、東経 0.00125 度間隔）の小領域に分割し、各領域内の解析棟数を N として領域ごとに下式から算出した。

$$\text{推定被害率} : P_{est}(\theta_{trg}) = \frac{N_{est}(\theta_{trg})}{N}, \quad \text{実被害率} : P_{DLj} = \frac{N_{DLj}}{N} \quad (j=1,2,3)$$

ここに、 $N_{est}(\theta_{trg})$ は各小領域内において $\hat{\theta}$ が $\hat{\theta} \leq \theta_{trg}$ を満たした建物棟数、 N_{DL1} 、 N_{DL2} 、 N_{DL3} はそれぞれ各領域内の半壊以上の棟数、大規模半壊以上の棟数、全壊の棟数である。なお、各領域の N は平均が 16.4、 $0 \leq N \leq 64$ の範囲であった。 $N=0$ は検討対象外である。

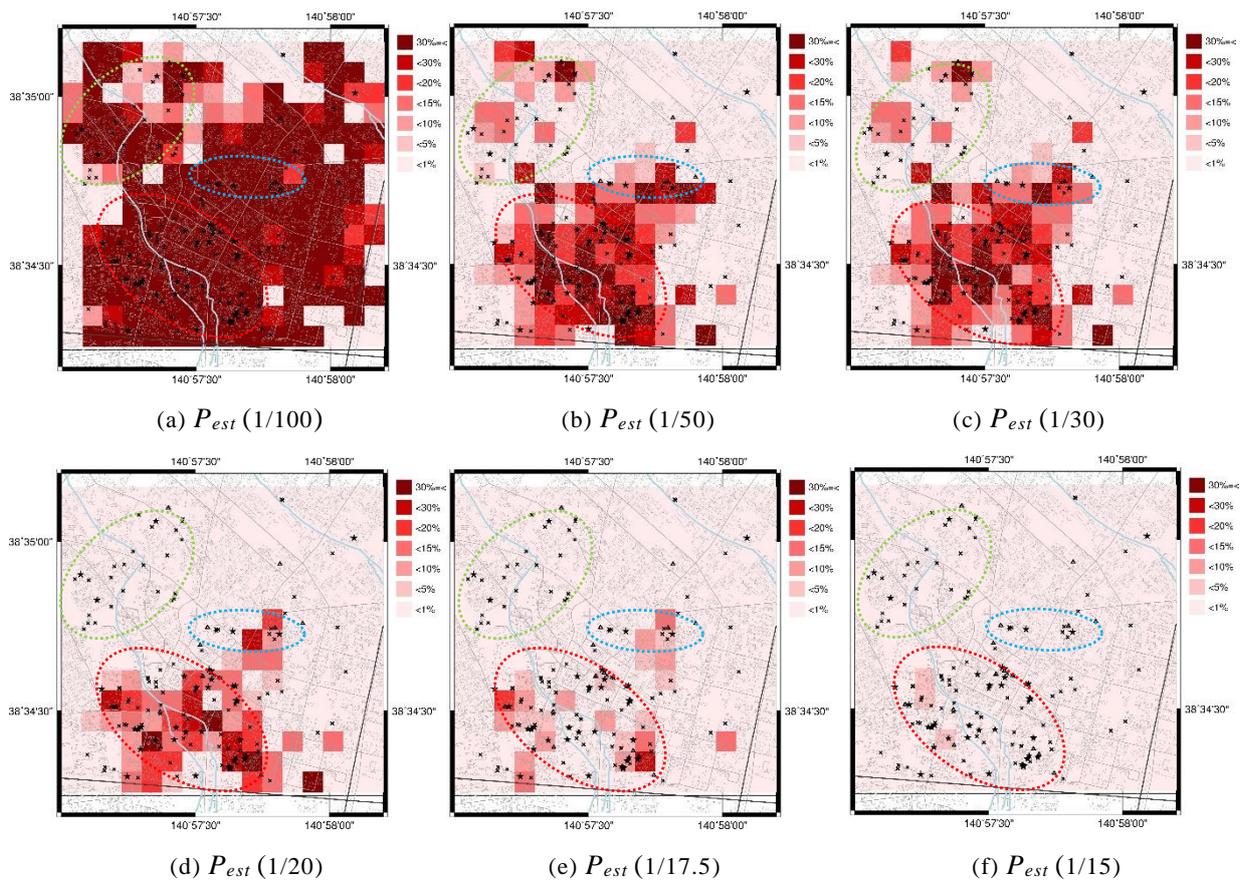


図 10 提案手法に基づく推定被害率 $P_{est}(\theta_{trg})$ 。

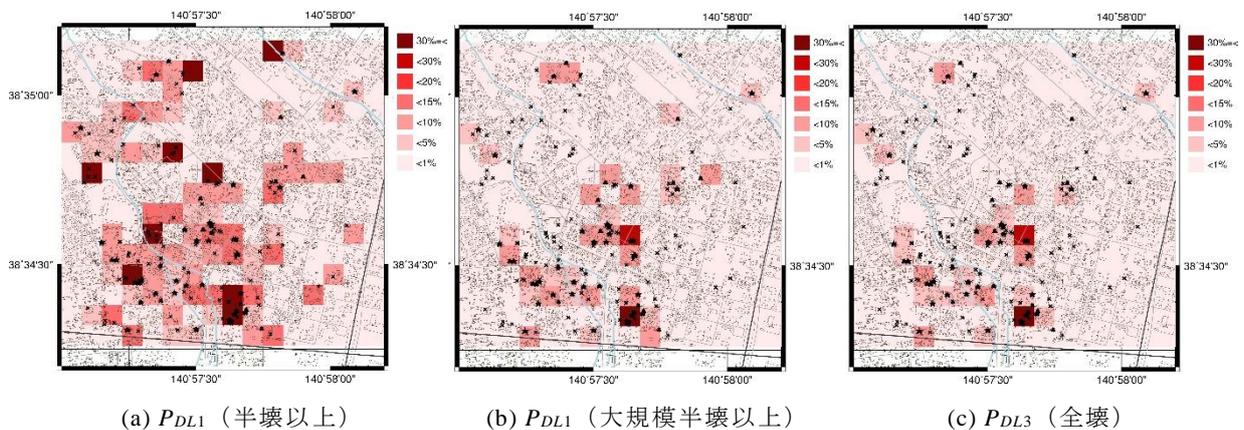


図 11 東北地方太平洋沖地震による各区域の被害率 P_{DLj} 。

θ_{trg} と実被害レベル（半壊～全壊）との対応は必ずしも明確でないため、ここでは θ_{trg} を変化させ、各 $P_{est}(\theta_{trg})$ を図 10 に示す。また、同図に実際の被害位置・被害レベルとそのおおよその位置群を赤・緑・青の点線楕円で重ねて示す。 $P_{est}(\theta_{trg})$ は、すべての被害位置を説明できないものの、全体としては点線楕円において高い値を持つ傾向が読み取れ、特に被害が顕著であった赤い点線楕円においては、例えば θ_{max} が 1/50 を超える確率を高く評価し

ており、さらに終局に近い θ_{max} (1/30,1/20) を取る確率も高くなっている。この結果は、簡易モデルを適用したシミュレーションに基づく被害推定の適用性を示唆するものである。

同様に、実被害率 P_{DLj} ($j=1,2,3$) を図 3.2.1.1.11 に示す。推定被害率 P_{est} (図 3.2.1.1.10) と対比すると、定性的には P_{DL1} (図 11(a)) に対しては $P_{est}(1/50) \sim P_{est}(1/30)$ 、 P_{DL2} 、 P_{DL3} (図 11(b)(c)) に対しては $P_{est}(1/20) \sim P_{est}(1/17.5)$ が比較的類似している。ただし、例えば $\theta_{trg} \geq 1/30$ は最大耐力を超える応答に相当することを考慮すれば、シミュレーション結果は被害率を実被害率より高めに推定する傾向にあると言え、今後建物モデルパラメータの改良や入力地震動の精度を向上する必要がある。

d) まとめ

IES に適用可能な建物モデルとして新たに構築した木造建物用の簡易モデルを 2011 年東北地方太平洋沖地震による実被害地域の木造建物に適用し、地震動シミュレーションを行った。簡易モデルの耐力および減衰定数の 2 つを不確定パラメータとして設定し、最大層間変形角を指標として 3 点推定に基づき対象地域の被害率を推定した結果、その空間分布は実際の被害率と概ね調和的であった。これらの結果は、構築した木造建物の簡易モデルと点推定に基づく応答評価法の実用性を示唆するものである。一方で、同建物モデルや適用した入力地震動の推定法には改良の余地がある。現段階では木造建物全体の耐力や動的挙動には不明な点も多いが、例えばより多くの実被害地域を対象とした再現解析や今後の各種室内試験に基づく研究の蓄積に基づきモデルの各種パラメータの精度を上げることで、IES によるシミュレーション結果の精度・信頼性の向上も期待できる。

2) MeSO-net のデータ処理方法の検討

巨大地震発生時の都市の構造物即時被害予測の精度向上は、事前の被害想定の評価や実際に地震が発生した際の二次災害の軽減など、都市の災害軽減に大きく貢献するものである (例えば Fujita et al. 2015¹²⁾)。構造物の即時被害の推定は構造物の応答解析で得られるが、その予測精度は入力となる地震動の精度に依存する。本課題では、構造物の応答解析への入力となる、時刻歴地震動イメージングの精度向上を目的とする。高密度な地震観測網である MeSO-net で得られた波形を用いて、さらに密度の高い首都圏の 100 万オーダーの棟数の構造物に対する入力地震動のイメージングの高度化を図る。本年度は、昨年度開発したレプリカ交換モンテカルロ法による地震動イメージング手法を、未知パラメータとして震源情報を新たに加えた手法に拡張した。さらに同手法を MeSO-net で観測された地震波形データへ適用し、推定された入力地震動とそこから計算される応答スペクトルの評価を行った。

a) レプリカ交換モンテカルロ法による地震動イメージング手法の高度化

i) 問題設定

未知のモデルパラメータ \mathbf{m} の確率密度関数 (以下、分布) を観測データ \mathbf{d} から推定する問題を考える。ここで、観測データは MeSO-net で観測された時刻歴加速度波形である。また、未知のモデルパラメータとして、昨年度開発した手法では波動方程式に含まれる地震波速度や層厚といった地下構造に関する物理量のみを考慮していたが、本年度は新たに

震源位置や発震時刻、震源の大きさといった震源情報を新たに加えた。このとき、モデルパラメータの事後分布は、ベイズの定理より以下の形で表現される。

$$p(\mathbf{m}|\mathbf{d}) = \frac{p(\mathbf{d}|\mathbf{m})p(\mathbf{m})}{p(\mathbf{d})} \propto p(\mathbf{d}|\mathbf{m})p(\mathbf{m}). \quad (2)$$

ここで、 $p(\mathbf{m})$ はモデルパラメータに関する事前分布を表し、以下の式で定義する。

$$p(\mathbf{m}) = \frac{1}{\sqrt{(2\pi)^L |\Sigma_{\mathbf{m}}|}} \exp\left(-\frac{1}{2}(\mathbf{m}-\mathbf{m}_0)^T \Sigma_{\mathbf{m}}^{-1}(\mathbf{m}-\mathbf{m}_0)\right). \quad (3)$$

式(3)において、 L はモデルパラメータ \mathbf{m} の次元、 \mathbf{T} は転置を表す。また、 \mathbf{m}_0 、 $\Sigma_{\mathbf{m}}$ はそれぞれモデルパラメータに関する平均ベクトルと分散共分散行列である。観測データに関する確率分布 $p(\mathbf{d})$ は定数のため、式(2)で表されるような比例関係が成立する。また $p(\mathbf{d}|\mathbf{m})$ は観測データと数値モデルの定量的な適合度を示す尤度関数で、以下のように定義する。

$$p(\mathbf{d}|\mathbf{m}) = \frac{1}{\sqrt{(2\pi)^N |\Sigma_{\mathbf{d}}|}} \exp\left(-\frac{1}{2}(\mathbf{d}-\mathbf{d}_{\text{cal}}(\mathbf{m}))^T \Sigma_{\mathbf{d}}^{-1}(\mathbf{d}-\mathbf{d}_{\text{cal}}(\mathbf{m}))\right). \quad (4)$$

ここで、 $\mathbf{d}_{\text{cal}}(\mathbf{m})$ は数値モデルを用いて計算された理論加速度波形、 N は観測データ \mathbf{d} の次元、 $\Sigma_{\mathbf{d}}$ は観測誤差分散共分散行列を表す。式(2)は、パラメータの先験情報として与えられる事前分布が、尤度関数の形で観測データの情報を加えることで、新たな確率分布（事後分布）に更新されることを示している。一般に、式(2)で得られる事後分布は、複数の局所最大（多峰性）を持つような極めて複雑な形をしており、解析的手法や勾配法に基づく最適化を行うことが不可能である。そこで、昨年度開発したレプリカ交換モンテカルロ（replica exchange Monte Carlo, REMC, Hukushima and Nemoto, 1995¹³⁾ など）法に基づく事後分布からのサンプリングを行い、得られた未知パラメータの最適化を図りながら、同時に地震動のイメージングを実行する。REMC法は、計算量を抑えて効率よく事後分布からサンプリングを得る手段を与え、特に事後分布が多峰性を持っている場合に強力である。昨年度示したように、地下構造の事後分布は多峰性を持っており（Kano et al. 2017¹⁴⁾）、REMC法を用いれば効率的に地震動イメージングを実行できる。

ii) 波数積分法による波動方程式の解析解を用いた検証

開発した手法の性能を評価するために、波数積分法による波動方程式の解析解（Hisada and Bielak, 2003¹⁵⁾）を用いて生成した擬似データで数値実験を行った。その際、関東平野を三層から成る堆積層とその深部の基盤面で近似した、一次元水平成層の地下構造モデル（図 12）を仮定し、震源情報として表 1 で示す値を用いた。観測点配置は、実際の MeSO-net を参考にし、図 13 に示す 16 点における理論波形を計算し擬似観測データとした。また地下構造に関する事前分布として全国 1 次地下構造モデル（Koketsu et al., 2008¹⁶⁾, 2012¹⁷⁾）を、震源に関する事前分布として気象庁が提供している震源情報を用いた。

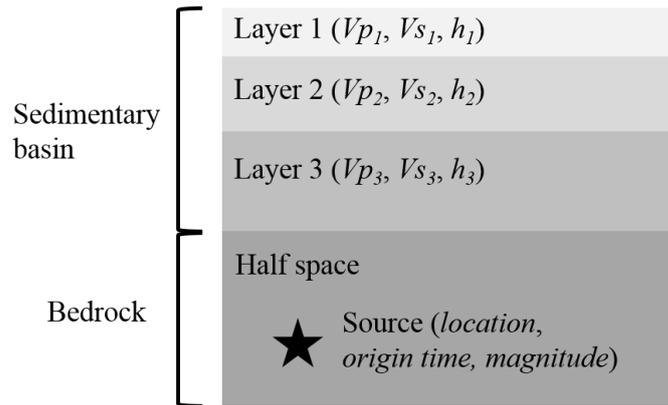


図 12 仮定した地下構造モデル。関東平野を堆積層からなる浅い 3 層の水平成層と基盤となる半無限構造で近似した。

表 2 数値実験において仮定した震源情報。

Source Parameters	
Epicerter (x, y, z) (km)	(-10, 10, 25)
Strike, Rake, Dip (degree)	280, 60, 40
Slip rate function	$0.4 \times t$ ($t < T_0$ s) $0.4 \times (2-t)$ ($T_0 < t < 2T_0$ s)
Rise time, T_0 s	1.0 s

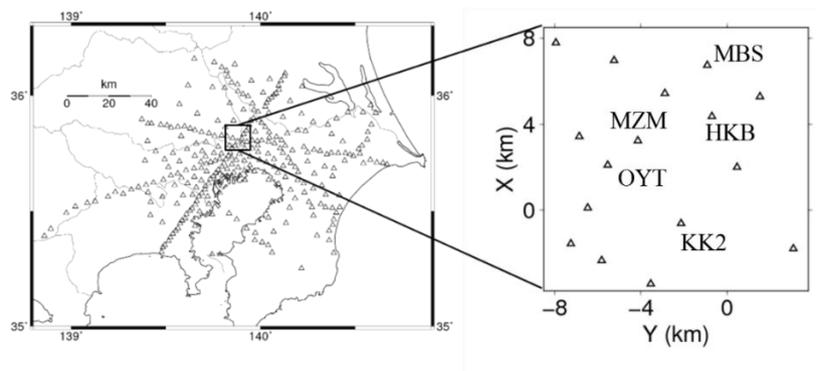


図 13 数値実験で用いた観測点配置。文字で示した観測点の波形を以下の図で示す。

REMC 法における推定の初期値として事前分布からのサンプリング結果を用いてパラメータ推定を行った。図 14 に REMC 法による震源位置のサンプリング過程を、表 3 に推定結果を示す。これより、約 3,000 ステップの計算で震源位置の推定が真値に収束していることが分かる。一方で、地下構造に関するパラメータは必ずしもすべてが真値に十分に収束しているわけではない。このことは、地震波の伝播方向を規定する震源位置が地下構造に比べて事後分布に対して敏感であることを意味している。図 15 にパラメータの最大事後確率解 (MAP 解) を用いて行った地震動イメージング結果を、真の波動場と共に示す。ここで MAP 解として、事後分布の値が上位 50 位までのサンプリングの平均値を採用した。図 15 から REMC 法によるイメージング結果は真の波動場とほぼ一致することが

分かる。本課題の目的は構造物の応答解析に必要な地震動をイメージングすることであり、本実験結果から REMC 法を用いれば真の波動場が推定できることが分かった。

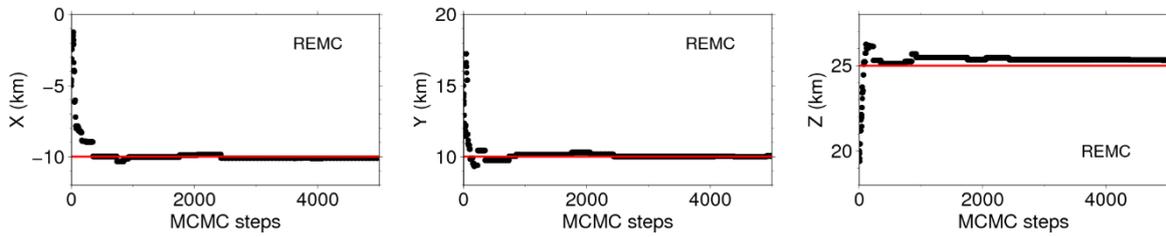


図 14 REMC 法によるサンプリング過程（黒印）と真値（赤線）。

表 3 各モデルパラメータの真値、初期値、REMC 法で推定された最適値。

Source	X (km)	Y (km)	Z (km)	Origin time (s)	Layer 1	V_p (m/s)	V_s (m/s)	h (m)
True values	-10.00	10.00	25.00	0.0	True values	1800	500	200
Initial values	-5.00	15.00	20.00	0.05	Initial values	1900	600	300
Optimum values	-10.10	10.05	25.32	-0.024	Optimum values	1905	654	261

Layer 2	V_p (m/s)	V_s (m/s)	h (m)	Layer 3	V_p (m/s)	V_s (m/s)	h (m)
True values	2400	1000	1300	True values	3200	1700	1500
Initial values	2500	1100	1400	Initial values	3300	1800	1600
Optimum values	2798	1104	1426	Optimum values	3237	1785	1600

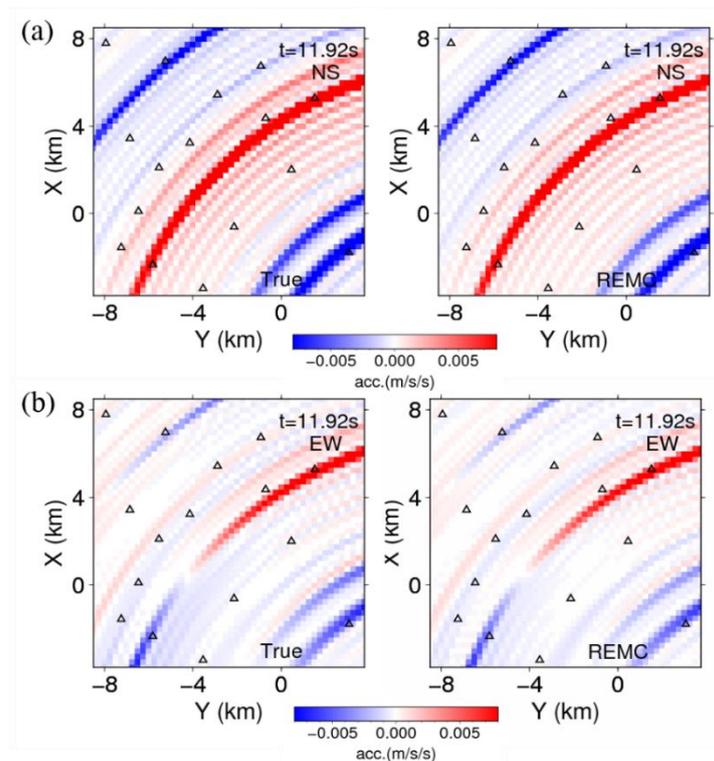


図 15 真の波動場（左）と REMC 法（右）による (a) 南北成分、(b) 東西成分の地震動イメージング結果。

iii) 一次元地下構造の妥当性の評価

前節の数値実験においては、一次元地下構造の真値を仮定して擬似観測データを作成し、一次元地下構造を用いて地震動イメージングを行っていた。しかしながら、実際に観測される地震波形は地下の様々な三次元不均質構造の影響を受けている。そこで、一次元地下構造で地震動イメージングを行う妥当性を検証するため、三次元地下構造を用いて生成した擬似観測データに対し、一次元地下構造の仮定の下、REMC法を用いて地震動イメージングを行った。具体的には、図13の領域、表2の震源情報、および関東地方の三次元地下構造（JIVSM, Koketsu et al., 2008¹⁶⁾, 2012¹⁷⁾）の仮定の下、有限差分法に基づくフォワード計算によって波動場を求め（例えば Maeda and Furumura, 2013¹⁸⁾）、逆にこれを擬似観測データとして、一次元地下構造（図12）およびREMC法による地震動イメージングを行った。なお、イメージングの対象とする周波数領域は0.05–0.30 Hzとした。

推定されたパラメータを用いて観測点HKB（図13）における波形計算を行った（図16）。推定された理論波形は、10-20秒付近の直達波到来の時刻では観測波形とよく一致している一方で、20秒以後のプレート境界からの反射波は観測波形と異なっていることが分かる。このことは、直達波および反射波が到来した時刻のイメージング結果（図17）でも確認できる。しかしながら、反射波の振幅は直達波の振幅に比べて十分小さく、構造物への影響も小さいと考えられることから、図16と図17は、構造物の応答解析に入力するための地震動としては、一次元地下構造を用いた地震動イメージングで得られるもので十分であることを示している。

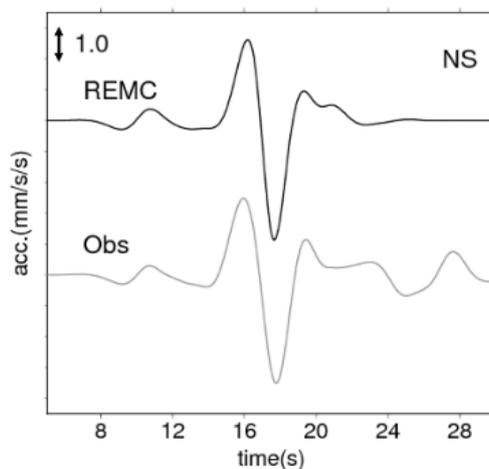


図16 観測点HKBにおける推定波形（REMC）と擬似観測波形（Obs）の比較。

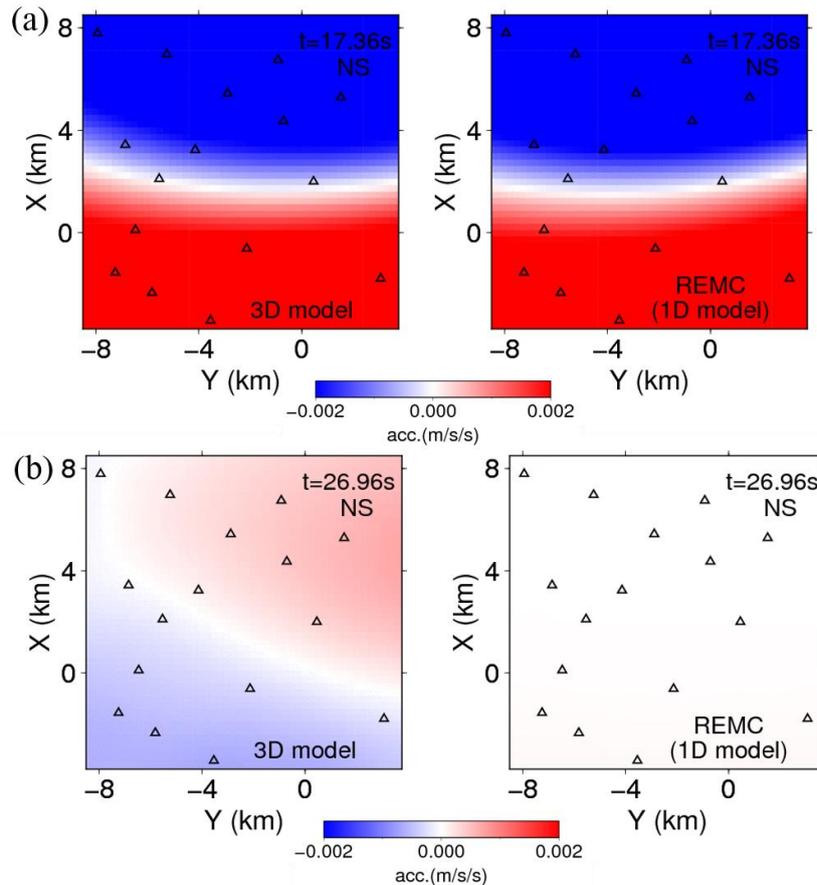


図 17 (a) 直達波、(b) プレート境界の反射波、が対象領域を通過した時刻における、三次元地下構造を仮定した真の波動場（左）と一次元地下構造を用いて REMC 法（右）で推定した地震動イメージング結果。

b) MeSO-net データを用いた地震動イメージング

i) 問題設定

REMC 法を実際に MeSO-net で観測された地震波形に適用し、地震動イメージングを試みた。観測データとして、2014 年 9 月 16 日に茨城県南部で発生したマグニチュード 5.5 の逆断層型地震（深さ 50 km）の観測波形を用いた。この地震の発生域は関東地方で最も地震活動が高い領域の一つである。また、イメージングのテスト領域として数値実験で用いた領域（図 13）を採用し、OYT を除く 15 の MeSO-net 観測点で得られた観測記録を用いた。観測波形は、観測点の設置方位（加納・他, 2015¹⁹⁾）を補正後、25 Hz サンプリングにして利用した。

前節の数値実験同様、地下構造については JIVSM を、震源情報については気象庁で公開されている震源解を利用し、モデルパラメータの事前分布を式(3)で与えた。また尤度は式(4)で定義し、事後分布を（式(2)）からのサンプリングを REMC 法で行った。

ii) 0.10-0.20 Hz における地震動イメージング

まずは、0.10-0.20Hz の帯域を対象に、地震動イメージングを行った。堆積層から成る関東平野では、0.15 Hz 前後の低周波が卓越し（Furumura and Hayakawa, 2007²⁰⁾）、この帯域

の地震動は特に高層建築物の揺れに影響を与えることが知られている。従って、高層建築物が林立する首都圏において、低い周波数帯の地震動に対する構造物の応答を精度よく評価することは極めて重要であると考えられる。

図 18 に $t=14.0\text{ s}$ における地震動イメージング結果を、図 19 に推定された波形と観測波形の比較を示す。どちらの図も、推定に使用した観測点に加え、推定には用いなかった観測点(OYT)においても、両波形がよく一致していることを示している。

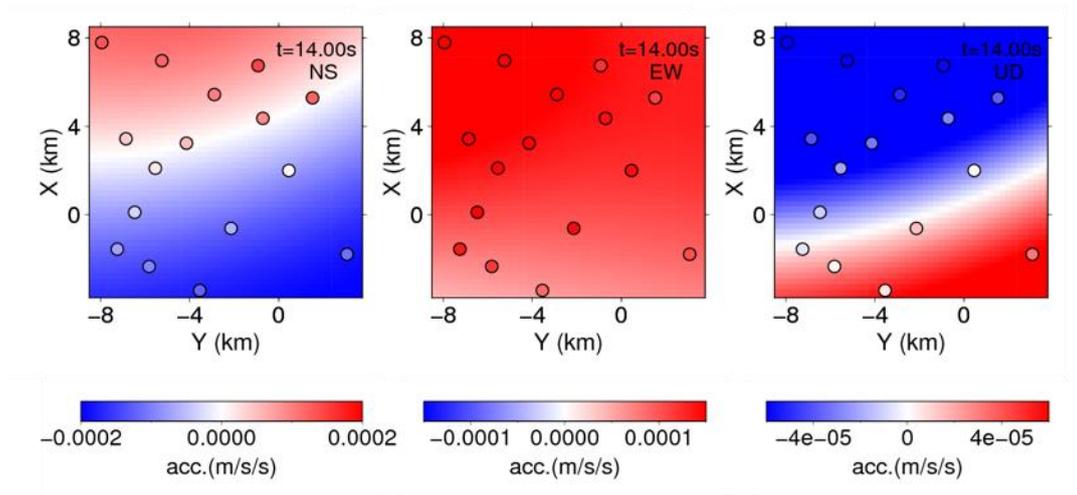


図 18 $t=14.0\text{ s}$ における $0.10\text{-}0.20\text{ Hz}$ の帯域の地震動イメージング結果。推定された波動場に観測値を丸印で重ねて表示している。

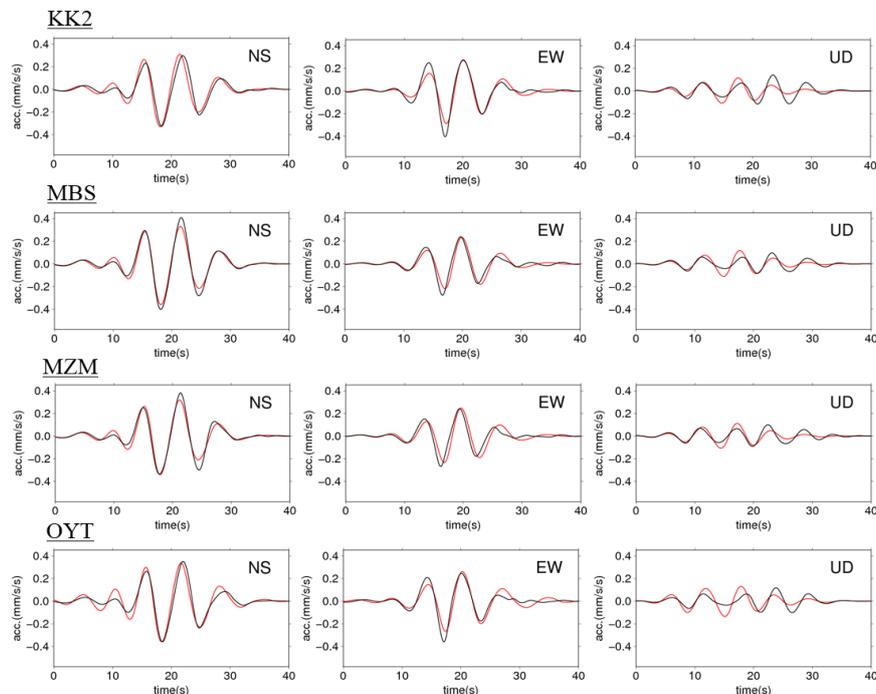


図 19 4 観測点 (図 13) における観測波形 (黒線) と推定波形 (赤線) の比較。観測点 OYT における観測波形は推定に使用していない。

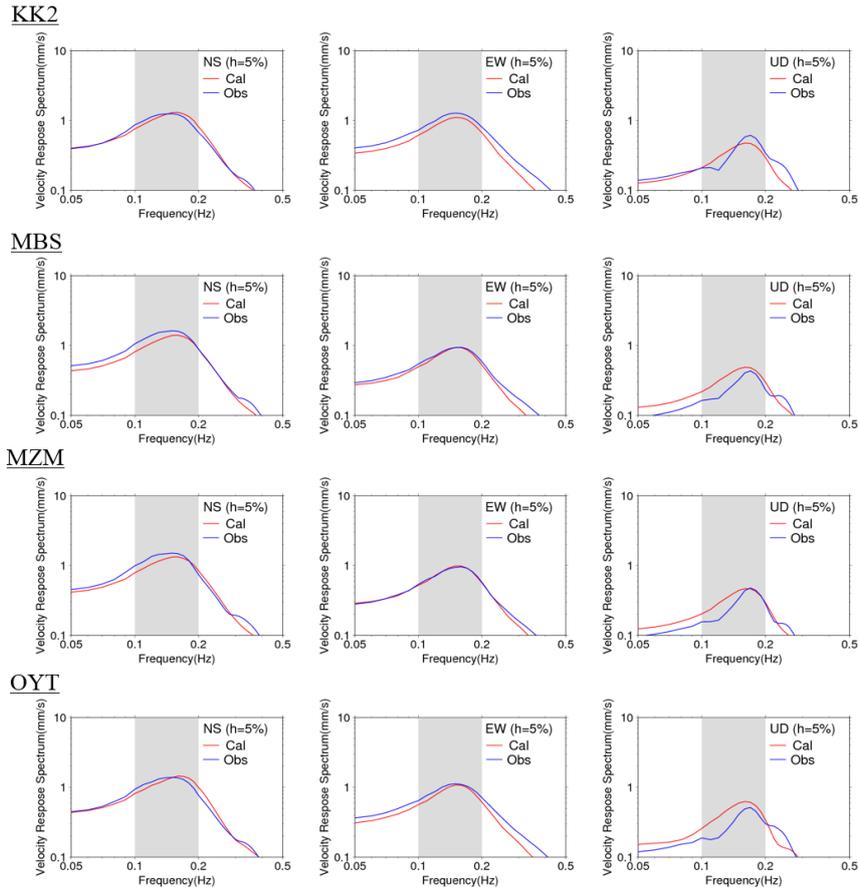


図 20 観測波形から求めた速度応答スペクトル（青線）と推定波形から求めた速度応答スペクトル（赤線）の比較。対象とした周波数帯を灰色領域で示す。

次に、推定波形と観測波形から計算した速度応答スペクトルを図 20 に示す。ここで、構造物における振動の減衰を規定する減衰定数は 5 % とした。応答スペクトルは、構造物における入力地震動に対する応答を近似的に評価する指標の一つである（例えば日本建築学会、2016²¹⁾）。ここで、両者のスペクトルの違いを定量的に評価するための指標を次式で定義した。

$$r_j(f_i) = \ln \left[O_j(f_i) / S_j(f_i) \right]. \quad (5)$$

式(5)において $O_j(f_i)$, $S_j(f_i)$ は周波数 f_i 、観測点 j における観測波形、推定波形から計算した応答スペクトルを表す。図 21 に地震動イメージングに使用した全 15 観測点における r 値の平均と標準偏差を示す。これより、推定波形の速度応答スペクトルは、観測波形から計算した速度応答スペクトルを標準偏差の範囲内で定量的に説明可能であることが分かる。この結果は、波形および速度応答スペクトルどちらの観点からも、0.10-0.20 Hz の周波数帯における高精度な地震動イメージングが実現可能であることを示している。

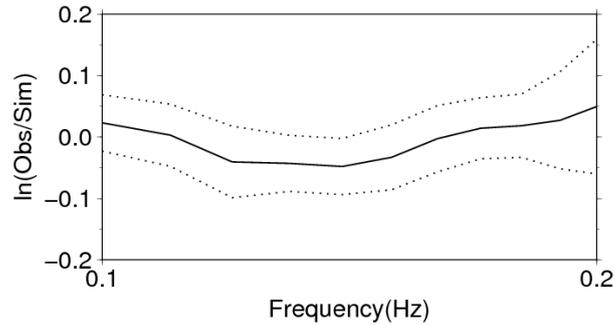


図 21 全 15 観測点における r 値の平均（実線）と標準偏差（点線）。

iii) REMC 法による地震動イメージング手法の適用可能性

地震発生時に、様々なスケールの構造物の応答を評価するためには、前節で示した低周波数帯の地震動イメージングに加え、より高周波帯における高精度な地震動イメージングが必要である。そこで、REMC 法における地震動イメージングをより高周波成分を含む周波数帯に対して実行し、現在の地震動イメージング手法がどの程度の高周波域まで適用可能かを調べた。地震動イメージングの対象とする下限周波数は 0.10 Hz に固定し、上限周波数を 0.30 Hz から 1.0 Hz まで 0.10 Hz 刻みで変化させ、それぞれの帯域で地震動イメージングを実行した。

図 22～24 にそれぞれ上限周波数 0.30 Hz, 0.50 Hz, 1.0 Hz の場合の、観測波形と推定波形の比較を示す。当初の予想通り、0.10-0.20 Hz のように三成分の波形を同時にきちんと説明することは困難な結果となった。このことは、高周波数帯の観測波形の三成分を同時に説明するには、図 12 のような単純な地下構造モデルでは不十分であることを意味している。しかしながら、振幅の大きな成分（図 22 では NS 成分、図 23・24 では EW 成分）に関しては、推定波形と観測波形が比較的よい一致を示している。これは尤度関数(式(4))を波形の振幅の残差二乗和で定義しているためである。ここで、得られた推定波形を評価するために波形の一致度を表す variance reduction (VR)を以下の式で定義する。

$$VR = \left[1 - \frac{\|\mathbf{d} - \mathbf{d}_{cal}\|^2}{\|\mathbf{d}\|^2} \right] \times 100 \quad (\%). \quad (6)$$

式(6)において \mathbf{d}_{cal} は推定波形、 $\|\cdot\|$ はベクトルの L_2 ノルムを表す。VR は観測波形と推定波形が完全に一致するとき 100 % となり、両者の差が大きくなるにつれて値が小さくなっていく。一般に、VR が 80 % を超える場合はかなり良い推定結果、50 % 程度の場合はある程度よい推定結果、20 % 以下の場合には信頼性の低い推定結果が得られていると解釈される。図 25 に上限周波数を変化させたときのイメージング結果から求めた VR の変化を示す。前節で示したように、0.10-0.20 Hz のイメージング結果は三成分とも両波形がよい一致を示すため、VR が 86 % とかなり良い値となっている。より高周波数の地震動イメージングになるにつれて VR は減少していき、上記の基準にあてはめると波形の一致度という観点からは 0.30 Hz が精度よくイメージング可能な上限周波数となる。しかし、成分ごとに VR を計算した場合（図 25(b)）、振幅が大きい東西成分の VR は、上限周波数が 0.90 Hz や 1.0 Hz の地震動イメージング結果においてもおよそ 40% となっている。これは図 24 で示したよ

うに、振幅の大きな成分においては両波形がよい一致を示すことによる。このことから、より高周波の帯域を含む地震動イメージングにおいても、振幅の大きな成分については信頼できる結果が得られていることが分かる。

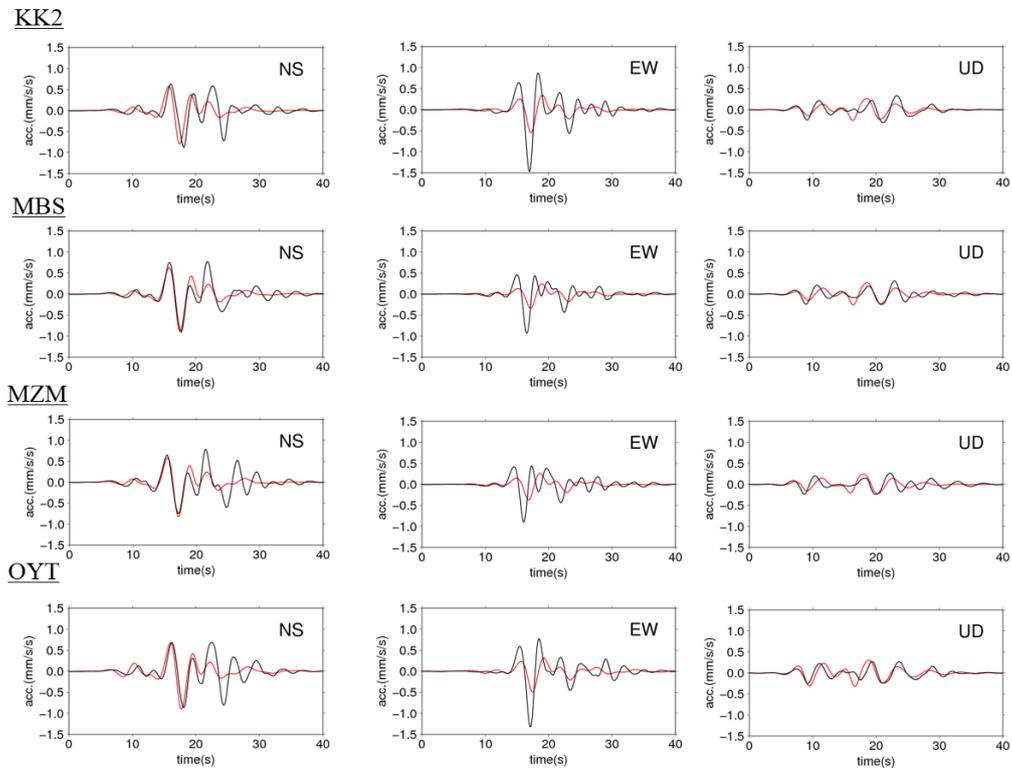
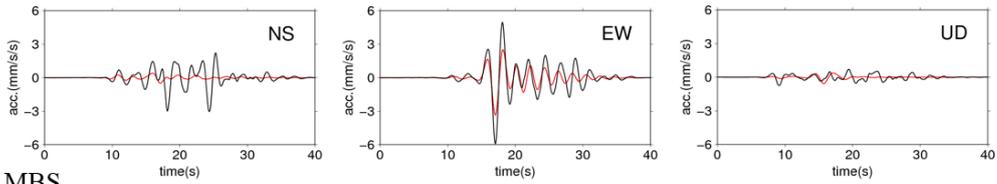
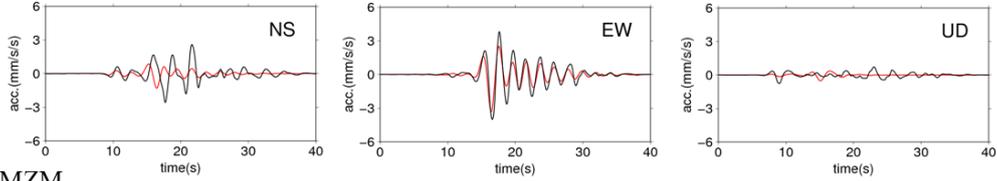


図 22 0.10-0.30 Hz の周波数帯における 4 観測点 (図 2) の観測波形 (黒線) と推定波形 (赤線) の比較。観測点 OYT における観測波形は推定に使用していない。

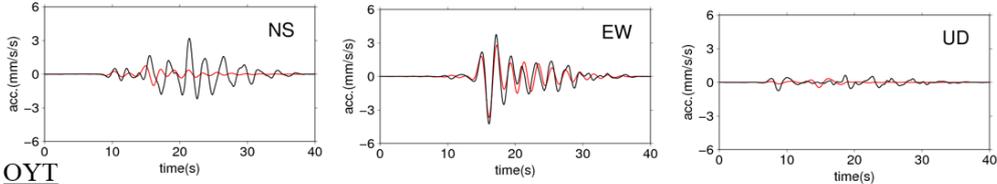
KK2



MBS



MZM



OYT

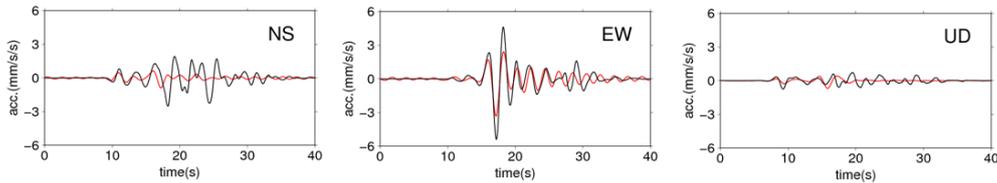
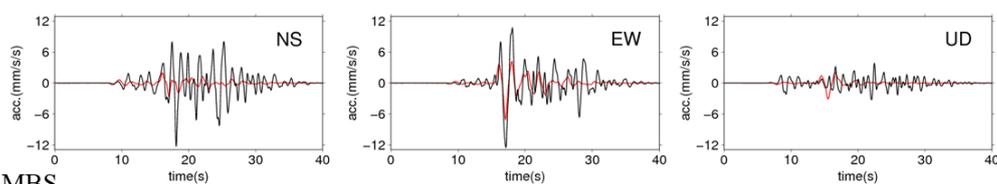
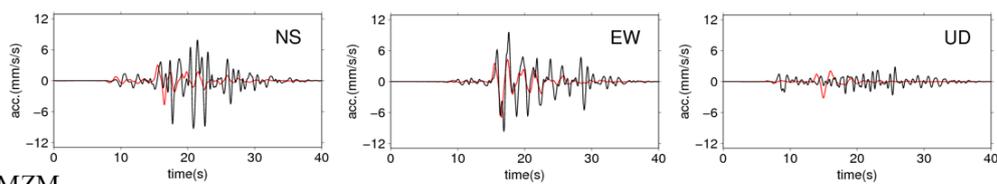


図 23 0.10-0.50 Hz の周波数帯における 4 観測点 (図 2) の観測波形 (黒線) と推定波形 (赤線) の比較。観測点 OYT における観測波形は推定に使用していない。

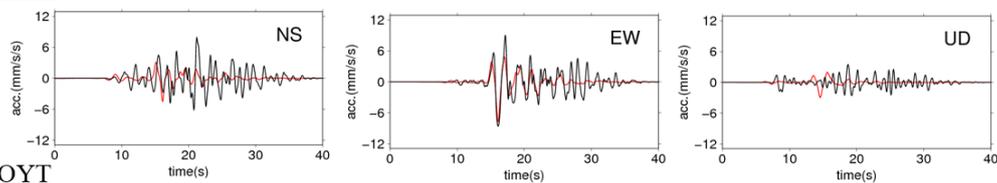
KK2



MBS



MZM



OYT

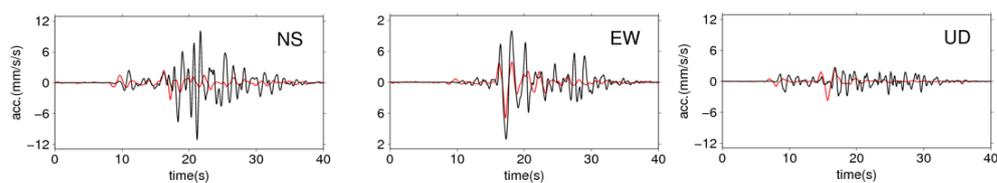


図 24 0.10-1.0 Hz の周波数帯における 4 観測点 (図 2) の観測波形 (黒線) と推定波形 (赤線) の比較。観測点 OYT における観測波形は推定に使用していない。

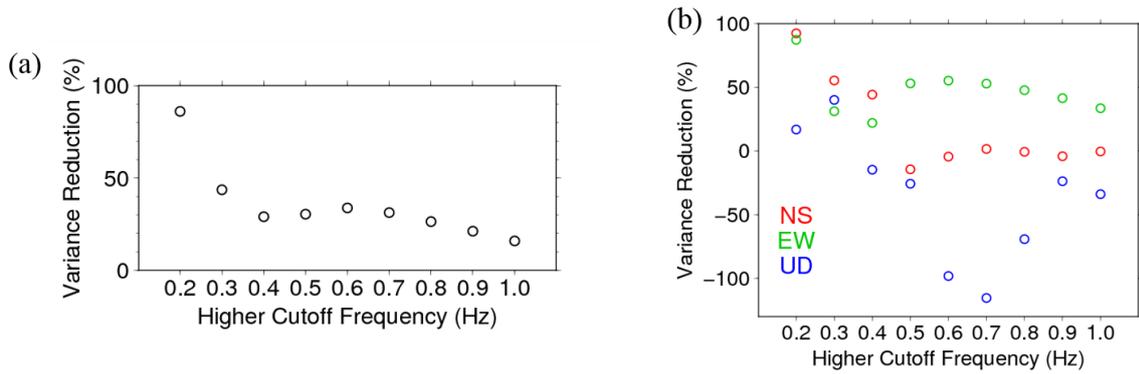


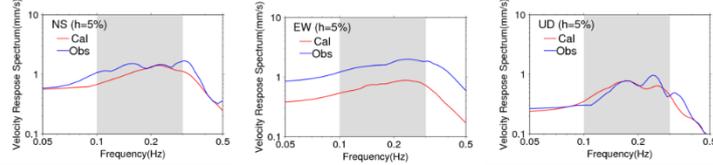
図 25 上限周波数を変化させた時の地震動イメージング結果から計算した VR。(a)三成分を考慮して算出した VR、および(b)成分ごとに算出した VR。

次に上限周波数がそれぞれ 0.30 Hz, 0.50 Hz, 1.0 Hz の場合の、観測波形と推定波形から求めた速度応答スペクトルを図 26～28 に示す。図 26～28 で推定波形と観測波形がよい一致を示している成分については、速度応答スペクトルも一致している。ここで応答スペクトルの一致度を評価するために combined goodness-of-fit (CGOF、Dreger et al., 2015²²⁾) を以下の式で定義する。

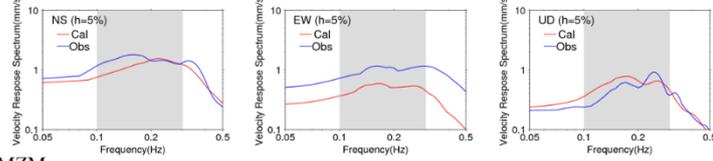
$$\text{CGOF} = \frac{1}{2} \left| \left\langle r_j(f_i) \right\rangle_{i,j} \right| + \frac{1}{2} \left| \left\langle |r_j(f_i)| \right\rangle_{i,j} \right|. \quad (7)$$

式(7)において $|\cdot|$ は絶対値、 $\langle \cdot \rangle_{i,j}$ は周波数 f_i 、観測点 j に対する平均を表し、また $r_j(f_i)$ は式(5)で計算される。CGOF が 0 の場合は応答スペクトルが完全に一致、0.35 以下の場合にはかなり良く一致、0.70 以下の場合にはある程度よく一致、0.70 以上の場合には一致していないと解釈される。図 29 に、観測波形と地震動イメージングに基づく推定波形から得られる速度応答スペクトルの CGOF を示す。0.10-0.20 Hz では、CGOF は 0.08 となっており、両波形が非常によく一致しているという前節の結果と整合的である。ここで注目すべきは、0.90 Hz を上限周波数とした場合においても、CGOF が 0.63 というよい推定結果が得られていることを示していることである。

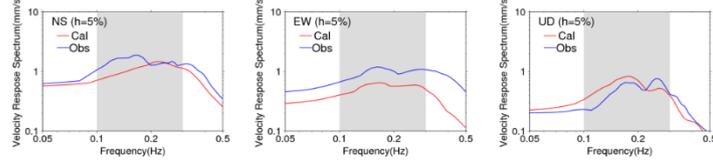
KK2



MBS



MZM



OYT

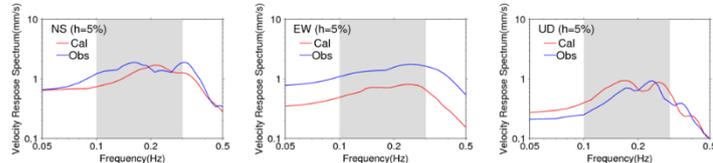
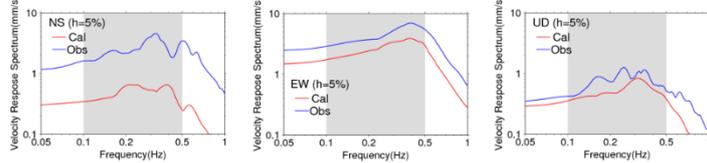
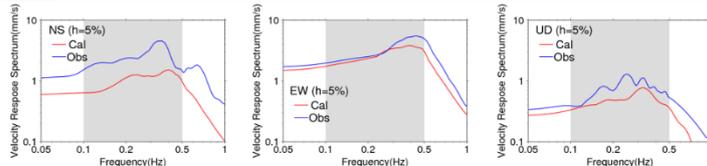


図 26 0.10-0.30 Hz の周波数帯における地震動イメージング結果から計算した 4 観測点 (図 13) の応答スペクトル。赤線が観測値、青線が推定値で、対象とした周波数帯を灰色の領域で示してある。

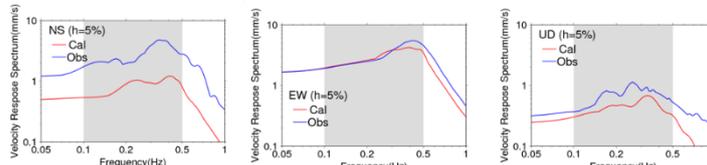
KK2



MBS



MZM



OYT

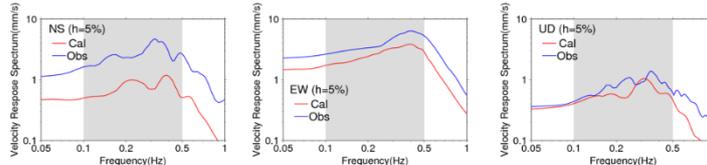


図 27 0.10-0.50 Hz の周波数帯における地震動イメージング結果から計算した 4 観測点 (図 13) の応答スペクトル。赤線が観測値、青線が推定値で、対象とした周波数帯を灰色の領域で示してある。

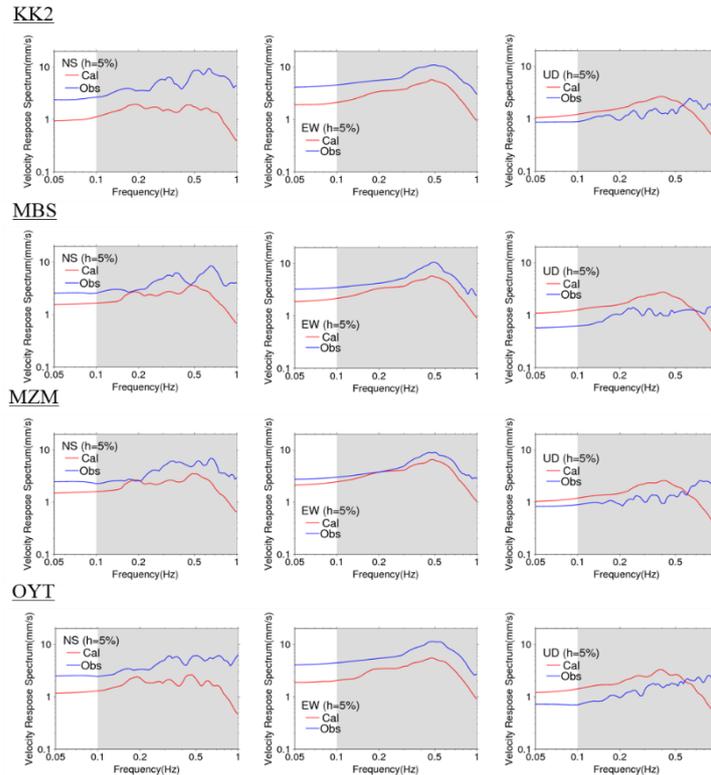


図 28 0.10-1.00 Hz の周波数帯における地震動イメージング結果から計算した 4 観測点 (図 13) の応答スペクトル。赤線が観測値、青線が推定値で、対象とした周波数帯を灰色の領域で示してある。

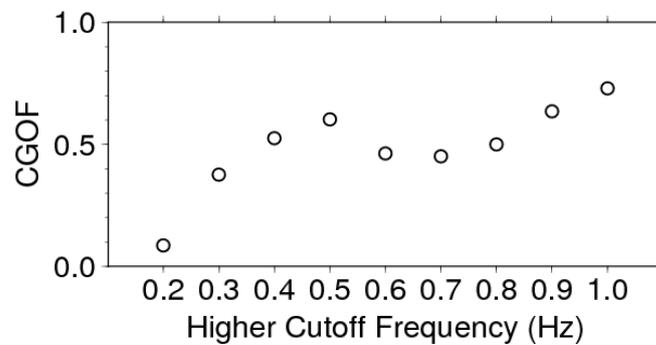


図 29 上限周波数を変化させた時の地震動イメージング結果から計算した CGOF。

以上の結果から、REMC 法を用いた地震動イメージングは、三成分の波動場を振幅・位相ともに精密に推定するという観点からは、上限周波数としては 0.30 Hz 程度が限界であるが、振幅の大きな成分の波動場推定や構造物の応答解析の観点からは、上限周波数を 1.0 Hz 程度まで引き上げることが可能であることが分かった。また、特に関東地方で卓越する 0.10-0.20 Hz 程度の周波数帯の場合は、本手法によってほぼ完全なイメージングが可能といえる。将来的には、地震発生時に MeSO-net で観測された地震波形に対して、本研究で開発した REMC 法による地震動イメージング手法と構造物応答シミュレーションを連動させることによって地震被害の応急評価が可能となり、ひいては都市の二次災害の軽減に大きく貢献することになるであろう。

3) 地震被害評価技術の社会基盤構造物への拡張

a) はじめに

地震被害推定のための構造物を対象とした都市モデルでは、建築建物と橋梁構造物の解析モデルの自動構築モジュールが開発されている。このモジュールは、異種データリソースから対象とする構造物のデータを抽出し、そのデータを解釈して、解析モデルのモデルパラメータに変換する、という一連の操作を行う。データの抽出では、データソース各々に固有の位置情報を共通の位置情報に変換することが重要である。共通の位置情報を使うことで、異種データリソースから一つの構造物のデータが抽出されるからである。データの解釈では、本来、解析モデル構築とは別の目的で整備されたデータを、解析モデルのモデルパラメータの決定に利用できるように解釈することを意味する。例えば、床形状の幾何データから床面積を計算する、といった解釈である。モデルパラメータの変換では、構築する解析モデルに合わせて、抽出・解釈されたデータをパラメータに変換する。高度な地震応答解析は複雑な解析モデルを扱うので、モデルパラメータも多数となる。場合によっては、単純な解析モデルのパラメータを基に、複雑な解析モデルのパラメータを設定することも必要となる。

建築建物や橋梁構造物のような地上構造物と同様、ライフラインの埋設管ネットワークのような地下構造物に対しても、データの抽出、解釈、変換、という一連の操作を介して解析モデルを自動構築することができる。しかしながら、地上構造物と異なる次の二点には注意が必要である。

- 1) 加速度・速度といった地震動に対する応答を解析する地上構造物と異なり、線状の地下構造物は地盤の歪に対する応答を解析する(地盤の歪は地震動の空間変化である)。
- 2) ライフラインの埋設管ネットワークは総延長が長い。橋梁構造物と比べても桁違いである(首都高 300 km、東京ガス 62,000 km)。明確な始点・終点もなく、面的に広がるネットワークが対象となる。

本研究課題では、大規模数値計算を利用した3次元地盤モデルの数値解析により、地震動の空間分布を推定する技術が開発されている。地震動の空間分布から地盤歪が計算できるため、第一点は解決している。

第二点の解決は容易ではない。並列計算機の利用を前提とするとはいえ、総延長が1万キロメートルオーダーのネットワークの地震応答解析には、最大規模の数値計算が必要となるからである。その一方で、他の構造物に比べ埋設管は単純である。管は長さ・径・厚さで決定される円筒形であり、異なる径の管に分配・合流する特殊な部分を除き、同じ径の管と管を真直ぐ繋ぐ接合部は単純である。したがって、ライフラインの埋設管ネットワークの解析モデルは階層型が望ましい。埋設管ネットワーク全体には単純な解析モデルを使い、地震動による地盤歪の影響が大きい個所を選定する。ついでやや複雑な解析モデルを使い、管の変形を正確に解析する。損傷の可能性がある場合、より複雑な解析モデルを使って、より正確に管の変形を解析するのである。具体的には、埋設管ネットワーク全体は梁要素モデル、損傷可能性個所にはシェル要素モデル、管の変形評価にはソリッド要素モデル、を使うことになる(図30参照)。

本研究では、ライフラインの埋設管ネットワークを対象に、上記のような、階層型の解



図 30 ライフラインの埋設管ネットワークの階層型モデルの概要。

析モデルの自動構築を行うモジュールの開発を行う。地上構造物と異なり、ライフラインの所有者は限定されており、都市内の全ライフライン（上下水道、ガス・電気、通信）の CAD データも整備されている。CAD データは一般には公開されないものの、ライフライン企業や行政は利用できる。解析モデル自動構築のモジュールは、この CAD データが利用できることを前提としている。

b) アイソジオメトリック解析

複雑な幾何形状を持つ接合部も含む埋設管ネットワークの解析には、アイソジオメトリック解析 (Iso-Geometric Analysis, IGA) が有効である。IGA は複雑な幾何形状を持つ物体の変形・応力評価に適しているが、これは基底関数に非一様有理 B スプライン (Non-Uniform Rational Basis Spline, NURBS) を利用するからである。計算幾何の分野において NURBS は曲線・曲面を生成するために使われることが通常であるが、柔軟性と正確性から数値解析のモデル生成にも使われることもある。

通常の FEM と同様、IGA は常微分方程式ないし偏微分方程式の数値解法である。IGA の最大の特徴は CAD (Computer Aided Design) で使われる幾何形状の基底関数を、数値解法の基底関数として使う点である。幾何形状の基底関数とは曲線・曲面を生成する関数である。IGA は CAD で多用される NURBS といった基底関数を使い、CAD のデータが利用できる場合、メッシュ生成が不要となる。なお、IGA が使う基底関数は NURBS に限定されず、T-スプラインや LR-スプライン、分割曲面等も用いられる。CAD のデータを直接、数値解析に利用できることは作業を効率化するため、IGA は実用に適した数値解析と位置付けられている。

幾何形状の基底関数を使うことで、IGA は幾何形状を正確に表現した解析モデルを扱うことができる。一般に、適切に加工処理された薄厚の板材で構成される複雑な幾何形状を持つ物体の数値解析に適している。ライフラインの埋設管の場合、異なる径のパイプの接合部が複雑な幾何形状を持つ物体にあたる。通常の FEM と比較した IGA の特徴を以下に整理する (図 31 参照)。

- 1) メッシュ生成の不要：CAD で使われた幾何形状の基底関数を、直接、数値解析に使うためメッシュ生成が不要である。

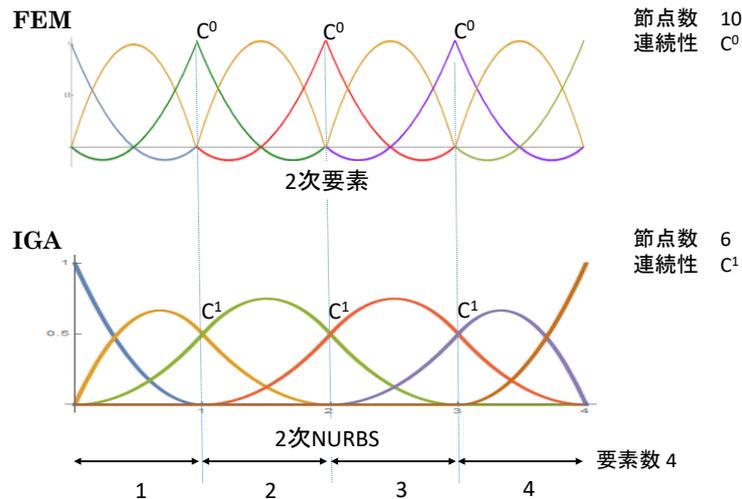


図 31 FEM と IGA の基底関数：同一の要素数の節点数と連続性の比較。

- 2) 高い連続性：各メッシュでの基底関数の連続性が C^n の場合、メッシュ間の連続性は C^{n-1} となる。
- 3) 自由度の削減：IGA は幾何形状の高い表現能力を持ち、また、基底関数の連続性は高い。このため、比較的少数の自由度の解析モデルを使っても、解析精度は高い。
- 4) 特異形状の対応：幾何形状の高い表現能力は、幾何学的な特異点とされる円錐先端を持つ幾何形状にも適用できる。
- 5) リメッシュの容易さ：精度向上のためのリメッシュが容易であり、また、リメッシュのアルゴリズムも確立している。特に、メッシュ間の連続性を保持するリメッシュのアルゴリズム **k-refinement** が開発されている。

IGA の特徴の一つである高い連続性は詳しい説明が必要である。通常の FEM では、物理空間の中で基底関数を設定するが、IGA はパラメータ空間の中に基底関数を設定し、パラメータ空間から物理空間への写像を使って、この基底関数を物理空間に写す。さらに通常の FEM では節点での関数の値が基底関数の係数に使われ、節点の間の関数が基底関数によって内挿されることになる。一方、IGA では、パラメータ空間のコントロールポイントが物理空間の節点に対応するが、コントロールポイントでの関数の値は基底関数の係数とはならず、内挿は行われぬ。基底関数が節点間の関数の内挿となり、関数の直感的な理解が容易な FEM と比べ、IGA の場合、基底関数の係数はコントロールポイントでの関数の値と無関係であり、離散化された関数を直感的に把握することは難しい。一方、FEM の内挿は要素の内部に限定され隣接する要素間で連続性は低下してしまうが、IGA では隣接する要素間の関数の連続性を高くすることができる。

IGA のコード開発は単純ではない。これは、パラメータ空間の設定、ノット挿入アルゴリズムの実装 (knot insertion algorithms)、ベジェ抽出 (Bezier extraction, BE)、重み関数、再帰基底関数等、計算幾何に関わるコンポーネントが必要となるからである。しかし、このような相互に独立したコンポーネントを使うことはコードの汎用性と堅牢性を向上させる。十分、高度なコンポーネントを開発しておけば、任意の形状、任意の次元、任意の次数の

IGA 要素を容易に作ることできる。

IGA の堅牢性の高さはリメッシュを容易にする。通常の FEM ではリメッシュは物理空間を再分割することになるが、IGA の場合、パラメータ空間に高次の基底関数を導入するだけで十分である。パラメータ空間から物理空間への写像は、パラメータ空間の基底関数とは独立だからである。なお、物理空間の幾何形状は、パラメータ空間から物理空間への写像によって決定される。したがって、物理空間の幾何形状を精度良く表現できる写像を使うことが重要である。

IGA の実装には二つの方法がある。第一の方法はゼロからコードを書くことである。一つ以上の要素にまたがるという IGA の基底関数の特徴を利用することができる。しかし、全体剛性マトリクスの作成を行う、通常の FEM のコードを利用することができなくなってしまう。第二の方法は IGA に基づく BE を実装することである。BE では基底関数は唯一の要素の中に制限され、この結果、通常の FEM の全体剛性マトリクスの作成手法をそのまま利用することができるようになる。第二の方法で IGA を実装すると、通常の FEM のユーザやディベロッパーでもコードの理解は容易である。

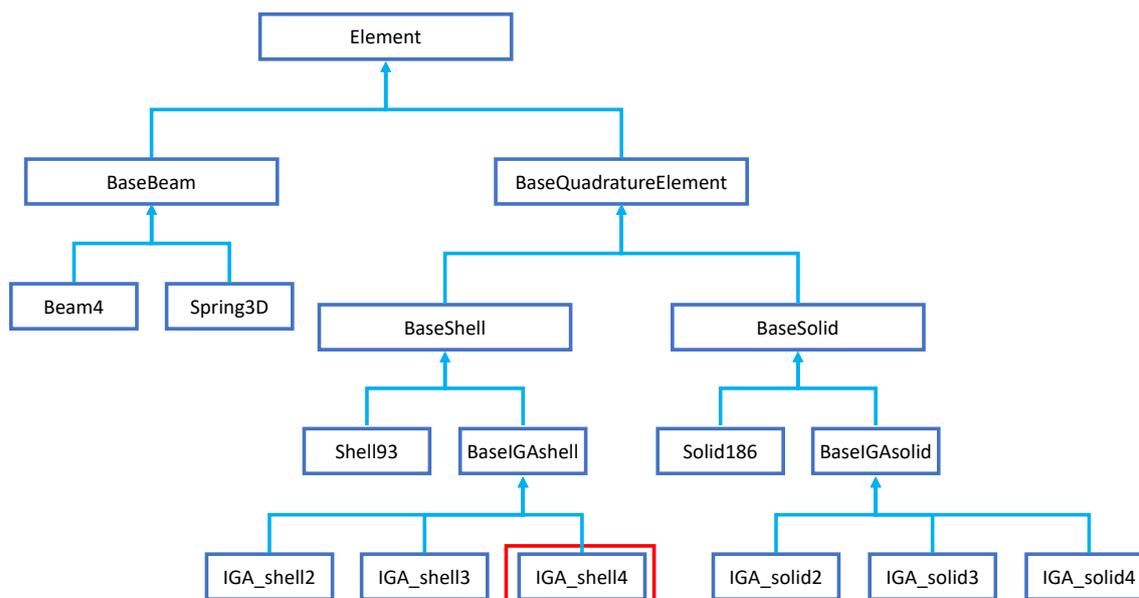
IGA に基づく BE のモジュールを C++ で開発した。C++ を使うことで、オブジェクト指向プログラミングの特性を活かすことができる。これは、アルゴリズムの抽象化によって、任意の次数の基底関数でも、また、パラメータ空間から物理空間への任意の写像も、その違いを意識せずに全く同じように扱えるようにしている。例えば、全体剛性マトリクスの作成は、見かけは同一の関数を使うことになる。この結果、NURBS に基づく IGA でも、通常の FEM でも、その差を意識せずに使うことができる。同一のコードを使って、シェル・ソリッド要素を使う通常の FEM の数値解析と IGA ができるのである。

一般に BE はスプライン関数をバーンスタイン多項式（ビジェ多項式）に分解するが、バーンスタイン多項式を一つの要素で定義することができる。NURBS を分解する要素を IGA の要素に一致させることで、通常の FEM と同様に、IGA は要素毎に剛性マトリクスを計算することができるようになる。この BE を使うと、IGA は FEM の一形式とみなせるのである。パラメータ空間で基底関数を分解して得られるバーンスタイン多項式を、パラメータ空間から物理空間への写像を介して、物理空間の各要素の基底関数と同一視することができるからである。例えば、通常の FEM の 8 節点 2 次要素は、IGA に基づく BE で定義された要素と一致する。また、パラメータ空間の適切なコントロールポイントが選択されると、IGA のシェル要素は通常の FEM のシェル要素と一致する。

より数理的に説明すると、BE は、区間的に定義されたバーンスタイン多項式を滑らかな NURBS 基底関数に対応させる線形変換である。この線形変換はノットベクトルだけで構築することができる（ノットベクトルは B スプラインを決定するためのパラメータである）。局所的な幾何形状は、適切な B スプラインを使って表現することができる。したがって、パラメータ空間から物理空間への写像に、この B スプラインを使うことが IGA のための BE の本質となる。

c) 階層型モデル自動構築モジュール

総延長の長いライフラインの埋設管ネットワークに対して、階層型解析モデルを自動構



```

1 //New element type i.e. 4th degree IGA shell element with 25 node is
  added to IGA FEM system with just following line of codes.
2 //IGA_Shell4 class header
3 #include "Base_IGA_Shell.h" //all common modules has already been defined
  in this base class
4 #include "otherNecessaryHeaders.h"
5 ....
6 using namespace std;
7 namespace NS_ELE {
8
9     //25 node IGA shell element fourth degree(fifth order)
10    //Number of nodes in each direction is "5". Passing 5 as template
    parameter.
11    class IGA_Shell4:public Base_IGA_Shell<TYPES::NODEtype, TYPES::DOFtype
    , 5, 5> {
12    public:
13        IGA_Shell4():Base_IGA_Shell<TYPES::NODEtype, TYPES::DOFtype, 5,
    5>() { }
14        virtual ~IGA_Shell4() { }
15        //defining element type ID
16        unsigned Get_type_ID() const { return type_id; }
17        // defining vtk type ID
18        uint GetVTK_Type()const { return vtk_type; }
19        const static unsigned type_id = 29;
20    };
21 //only coding required is to define element id, vtk id and number of
    nodes of this new element type.

```

IGA_shell4

図 32 自動構築モジュールに実装された要素コンポーネントとコンポーネントのプログラム構造。

構築するモジュールは、単純な解析モデルから複雑な解析モデルまで、モデル構築の全過程を自動化することが重要である。開発された自動構築モジュールのコンポーネントも多数となる（図 32 参照）。コンポーネントとなる解析モデルは、通常の FEM 用の解析モデル（梁・シェル・ソリッド要素を使う解析モデル）と、FEM の高度な手法と位置付けられる IGA である。

自動解析モジュールでは、階層型モデルの中から適切な解析モデルを自由に選択することが必要である。さらに、高性能計算 (High Performance Computing, HPC) が利用できる FEM の利用を前提に、自由度が 10 億を超える大規模解析モデルも自動構築できることも

望まれる。しかし、通常の FEM の解析モデルに加え、IGA の解析モデルも自動構築されるため、HPC の利用は簡単な課題ではない。

埋設管ネットワークに対して地震応答解析モデルを構築する際に、人力を使うことは賢明ではない。前述のように、埋設管自体は簡単な構造物であっても、総延長が長く、接合部は複雑である。管の径や材料が異なる場合もあり、さらには、周囲の地盤は一様ではない。これとは別に、損傷発生が懸念される個所や損傷の度合いを評価するためには、より精緻な解析モデルを構築しなければならないことも重視すべきである。精緻な解析モデルは埋設管ネットワーク全体の解析モデルと整合することが望まれる。解析モデルの整合とは、数理的な近似は異なるものの、同一の物理問題を解くことを意味する。近似の度合いが大きい解析モデルの解を改善するためには、近似の度合いが小さいより精緻な解析モデルを解析することになる。解析モデルが整合する場合と比べて、解析モデルが整合しない場合には解の良否を評価することが難しくなることは自明である。人力を使う通常の構築よりも、CAD データのデータ変換を使う自動構築が、より確実に整合性を確保することが容易である。

一方、人手を介することで、より良い品質の解析モデルが構築できることは確かである。例えば、自動メッシュには限界があり、自動構築された FEM の解析モデルに対してメッシュの品質を向上させる場合には人力が必要とされる。しかし、このようなメッシュ改良には技量も必要とされる。人手を介さず自動構築された解析モデルには、(最善の品質ではないものの) 一定の品質を持つことが期待できる。特に IGA の場合、メッシュ改良の代わりに、より高次の NURBS や B-スプラインを使うことで解析モデルの品質が保証できる。すなわち、解析モデルの高い品質を保証することが容易である。

解析モデルの自動構築は以下の手順で行われる。

- 1) CAD データを解釈し、埋設管ネットワークの幾何形状モデルを構築する。
- 2) 周囲の地盤の適切なモデル化を行い、埋設管ネットワークと地盤の解析モデルを構築する

以下、幾何形状モデルの構築と、解析モデルの構築を説明する。

埋設管ネットワークに対して、本研究で自動構築する解析モデルは、梁要素モデル、シェル要素モデル、ソリッド要素モデルである。この解析モデルに対応する幾何形状モデルは、1次元線状モデル、2次元面状モデル、3次元物体モデルである。2次元面状モデルと3次元物体モデルには、B-スプラインと NURBS を使い、IGA ではこの幾何形状モデルがそのまま解析モデルに変換される。なお、より柔軟かつ高精度に幾何形状モデルを構築できる T-スプラインや LR スプラインの実装も検討されている。

最も単純な幾何形状モデルであるが、1次元線状モデルはライフラインの埋設管ネットワークを表現するには適している。利用を想定している CAD データでは、ネットワークの構成要素の幾何形状はポリラインを使って表現されている(埋設管の径・厚さや材料特性は、このポリラインとは別に格納されている)。

2次元面状モデルは、埋設管ネットワーク全体の梁要素モデルを使った地震応答解析結果を基に、損傷が懸念される個所に対して構築される。この箇所は接合部であることが多い。このような個所の幾何形状モデルの自動構築は簡単ではない(実際、市販ソフトウェアでは、二つの円筒の接合部分に対し、2次元面状モデルを構築できない)。本研究では、

埋設管の軸が同一平面にある接合部に対し、自動構築できるモジュールを開発した。具体的には、接合部が急角度ないし滑らかな場合、接合される二つの管の径が同一ないし異なる場合でも、2次元面状モデルが構築できる。

解析モデルは、埋設管ネットワークに加え、地盤も対象とする。CAD データに幾何形状が記述された埋設管ネットワークとは異なり、埋設管周囲の地盤は特に詳細なデータがない。これは、通常、埋設管は開削された地盤に埋設されるためであり、直接、埋設管と接触する地盤は人工的な埋め戻し土となるからである。埋め戻し土の材料や締め固めには一定の基準があり、自然地盤と比べ、空間的に一様な力学的特性を持つと考えられる。この結果、埋設管と地盤の接触境界はほぼ同一の特性を持つことになり、解析モデルの構築の際にも、接触境界の条件は一様となる。

埋設管ネットワークの耐震設計において、1次元線状モデルを基にした梁要素モデルや、2次元面状モデルを基にしたシェル要素モデルを使う場合、埋設管周囲の地盤は非線形地盤バネとしてモデル化することが通常である（図 33 参照）。非線形地盤バネの詳細は、埋設管に梁要素とシェル要素が使われる場合で異なる。梁要素の場合、梁要素の節点に、軸方向1つ、軸直角方向2つの非線形地盤バネが着く。非線形地盤バネは、地盤と埋設管のずれ変位と、埋設管に加わる地盤反力の関係を与える。シェル要素の場合もシェル要素の節点に非線形地盤バネが着くことになるが、この非線形地盤バネは、シェル要素の面積によって、バネ定数が変化する。なお、数値解析の観点からは、非線形地盤バネはジョイント要素とみなすこともできる。すなわち、節点のずれ変位と節点力との関係を与えるバネではなく、非一様に分布する接触面でのずれ変位とトラクションの関係を加味するジョイント要素としての取り扱いである。ジョイント要素の取り扱いの方が、より正確に地盤反力を計算することができる。

耐震設計では使われることは稀であるが、3次元物体モデルを基にしたソリッド要素モデルを使う場合、埋設管周囲の地盤もソリッド要素でモデル化することになる（図 33 参照）。開削された地盤の埋め戻し土のみをモデル化の対象とすることが自然であるが、埋め戻し土を含む周辺地盤のモデル化が必要となる場合もある。これは、埋設管ネットワークの地震動による損傷は地盤歪に起因するため、地盤歪を正確に数値解析するには、ある程度の大きさの周辺地盤の影響を考慮することが必要となるからである。特に、谷底低地のように大きな地形効果が懸念される地盤では、加速度・速度のみならず、歪の集中も起こる。地盤歪に対する地形効果の影響を評価するためには、埋め戻し土の周辺地盤もモデル化することが不可欠である。なお、地形効果の影響は、梁要素モデルやシェル要素モデルと非線形地盤バネを使った解析モデルでは、直接、評価することができない。地形効果の影響を考慮した非一様な地震動を入力することになる。

埋設管ネットワークに対し、幾何形状モデルを解析モデルに変換する際、メッシュ生成の自動化が重要である。解析モデルの品質は生成されるメッシュの品質によって決定されるからである（IGA を使うソリッド要素モデルの場合、メッシュ生成は、原則、問題とならない）。梁要素モデルでは、生成されるメッシュは梁要素の長さだけである。スケーラビリティが高い FEM の解析コードの利用を前提とすると、利用できる計算資源の仕様から、効率的な数値解析ができるモデルのサイズ（自由度）を概ね、推測することができる。このサイズに合わせて梁要素の長さが決まることになる。一方、数値解析の収束性を保証する

ためには、計算資源に関わらず、最小限の長さが決まる。動的な地震応答解析の場合、時間分解能と空間分解能は波速で結び付けられる。このため、数値解析で精度が保証される周波数が決まると、最小限の梁要素の寸法も自動的に決まることになる。

シェル・ソリッド要素モデルも梁要素モデルと同様であり、1) スケーラビリティと計算環境の仕様からモデルサイズが推定され、この結果、要素寸法が決定、ないし、2) 目標とする時間分解能（周波数の最大値）から、数値解析の収束性を保証するために必要な最小限の要素寸法が決定、という二つの制約がある。梁要素と異なり、シェル要素とソリッド要素は、要素寸法の他に要素形状も品質の要因である。アスペクト比の悪い要素が生成されないようにすることも重要である。

d) 階層型モデル自動構築モジュールの検証

開発されたライフライン地震被害予測のための埋設管ネットワークのモデル自動構築手法を検証するため、埋設管ネットワークの CAD データを用いて地震応答解析用の解析モデルを構築し地震応答を計算した。実際に自動構築された解析モデルが地震応答解析に使えることを確認することが検証の主な目的である。地震応答解析では、実地震動を入力地震動として、最初に、梁要素モデルを使うネットワーク全体の地震応答、次いで損傷の可能性が懸念する箇所にシェル要素モデルやソリッド要素モデルを使う詳細な地震応答、を計算する。シェル要素モデルとソリッド要素モデルは、通常の FEM の他、IGA も適用する。

ライフラインの埋設管ネットワークの全体像を図 34 に示す。対象範囲は 1.46 x 0.76 km である。埋設管の特性（幾何形状・材料特性）を表 4 に整理する。対象範囲の地形（標高）と地盤構造を図 35 に示す。地盤の特性を表 5 に整理する。

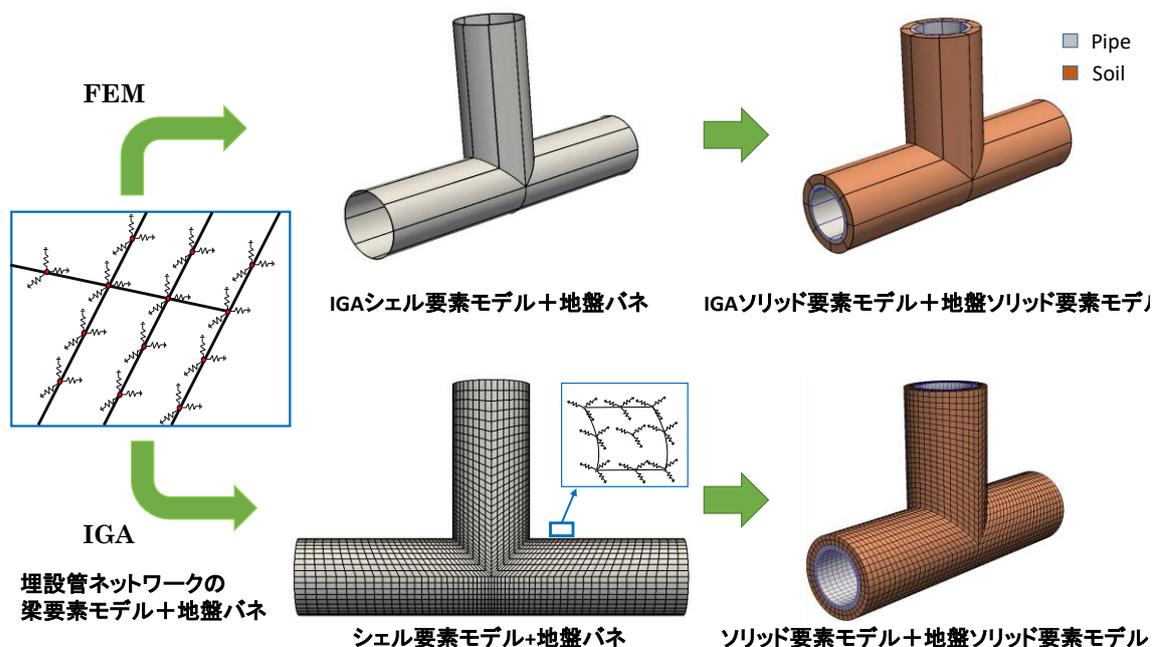


図 33 埋設管の FEM と IGA のシェル要素モデルとソリッド要素モデル。

埋設管の被害判定は、埋設管の耐震設計に倣って軸方向の歪（軸歪）を指標として使い、軸歪が限界値を超えた場合に損傷が起こるとする。埋設管の管種によるが、限界値は概ね1～3%とされている。安全側の評価とするため本研究では0.5%を限界値とする。数値解析は下記の手順を採る。

- 1) 梁要素モデルを使うネットワーク全体の動的地震応答解析を行い、軸歪 0.25%を超えたセグメントを損傷発生懸念個所として抽出する。
- 2) 損傷発生懸念のあるセグメント全体にシェル要素モデルを構築し、準静的変形解析を行い、軸歪 0.5%を超えた個所を抽出する。
- 3) シェル要素モデルで抽出された箇所にソリッド要素モデルを構築し、詳細な準静的変形解析を行う。

なお、梁要素モデルの地震応答は歪の計算精度が低い。このため限界値を小さい値にしている。準静的解析を行うシェル要素モデルの境界条件は、限界歪を超えた状態での梁要素モデルの解を用いる。同様に、準静的解析を行うソリッド要素モデルの境界条件はシェル要素モデルの解を使う。

数値解析の負担を減らすため、本研究では、シェル要素モデルやソリッド要素モデルの地震応答解析を準静的解析とした。埋設管や地盤の材料・幾何非線形を考慮した数値解析は計算量が大きいからである。十分、高速かつ大規模な計算環境が利用できるのであれば、動的解析が望ましい。この場合、境界条件が時刻歴で与えられることになる。

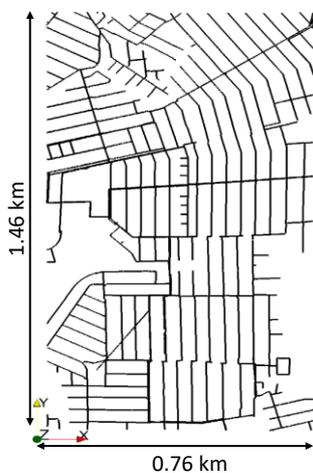


図 34 自動構築の対象となるライフラインの埋設管ネットワーク。

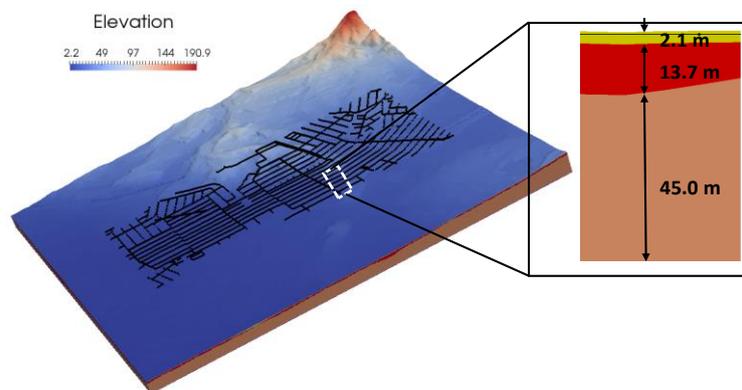


図 35 ライフラインの埋設管ネットワークの周辺地盤。

表 4 埋設管の特性。

Outer diameter (cm)	21.63
thickness (cm)	0.58
Young's modulus (GPa)	210

表 5 周辺地盤の特性。

	Soil layer 1	Soil layer 2	Soil layer 3
Density (KN/m ³)	20.0	21.0	20.5
Shear wave velocity (m/s)	160	380	700
P-wave velocity (m/s)	350	730	2100
Reference shear strain γ_R	0.005	10	10
Maximum damping factor H_{max}	0.2	0.03	0.005

表 6 埋設管ネットワークの梁要素モデルの特性。

Number of Nodes	31573
Number of elements	31617
Number of springs	94719
largest beam element length (m)	1

地上構造物が地盤によって増幅された地震動を受けることと比べ、地下構造物に入力される地震動は大きくない。また、中空の埋設管は重量も小さく、地震動の加速度が引き起こす地震外力は小さい。このため、地上構造物と、若干、異なる地震応答解析が用いられる。代表的な地下構造物の地震応答解析として、応答震度法と応答変位法が挙げられるが、前者は地盤加速度を力の境界条件、後者は地盤変位を変位の境界条件と与える準静的解析である。本研究では後者の応答変位法を用いて地震応答解析を行った。

自動構築された梁要素モデルと地盤バネモデルを使った、埋設管ネットワーク全体の解析結果を図 36 に示す。入力地震動は K-NET で観測された地震動である。解析モデルの特性を表 6 に示す。自動構築された梁要素モデルと地盤バネモデルを使って計算された埋設管の軸方向変位分布（最大値）を図 36a)に、軸歪分布（最大値）を図 36b)に示す。複雑な形状のネットワークであるが、自動構築された梁要素モデルと地盤バネモデルを行った数値解析は実行可能であることが示された。

損傷発生懸念のあるセグメント全体に自動構築されたシェル要素モデルと、シェル要素モデルで抽出された箇所に対して自動構築されたソリッド要素モデルの数値解析の結果を図 37 に示す。シェル要素モデルとソリッド要素モデルは、各々、通常 FEM と IGA の解析モデルを自動構築し、数値解析を行っている。なお、シェル要素モデルは地盤バネ、ソリッド要素モデルは周辺地盤もソリッド要素でモデルが使われている。FEM と IGA の両

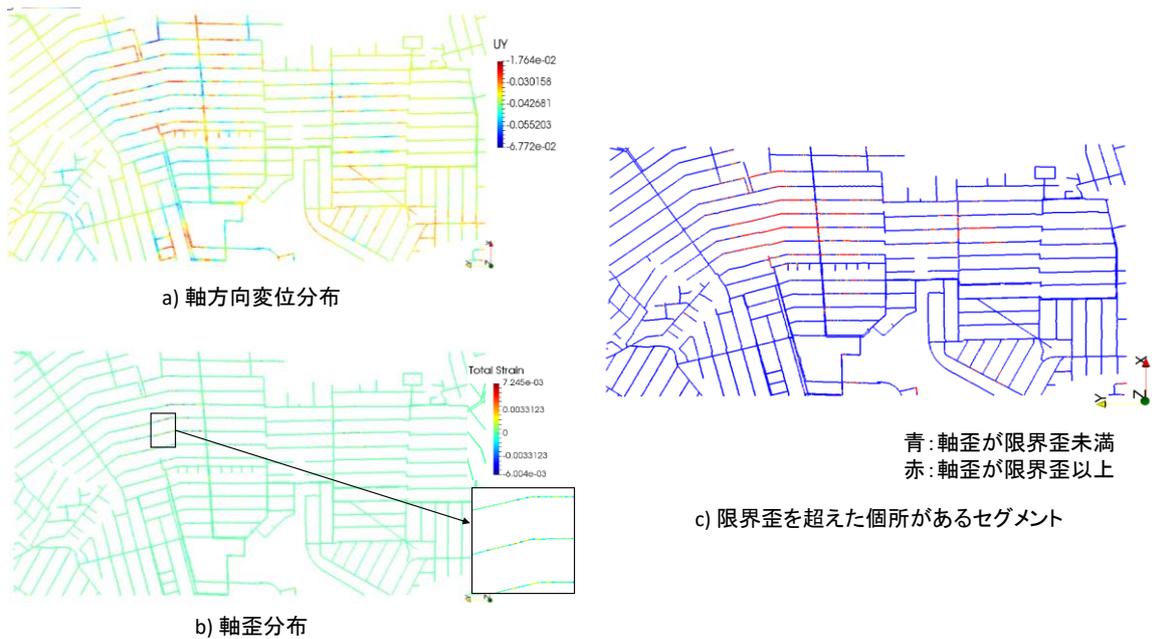


図 36 ライフラインの埋設管ネットワークの地震応答解析の結果。

方とも、自動構築された解析モデルを使った数値解析が実行可能であることが示された。

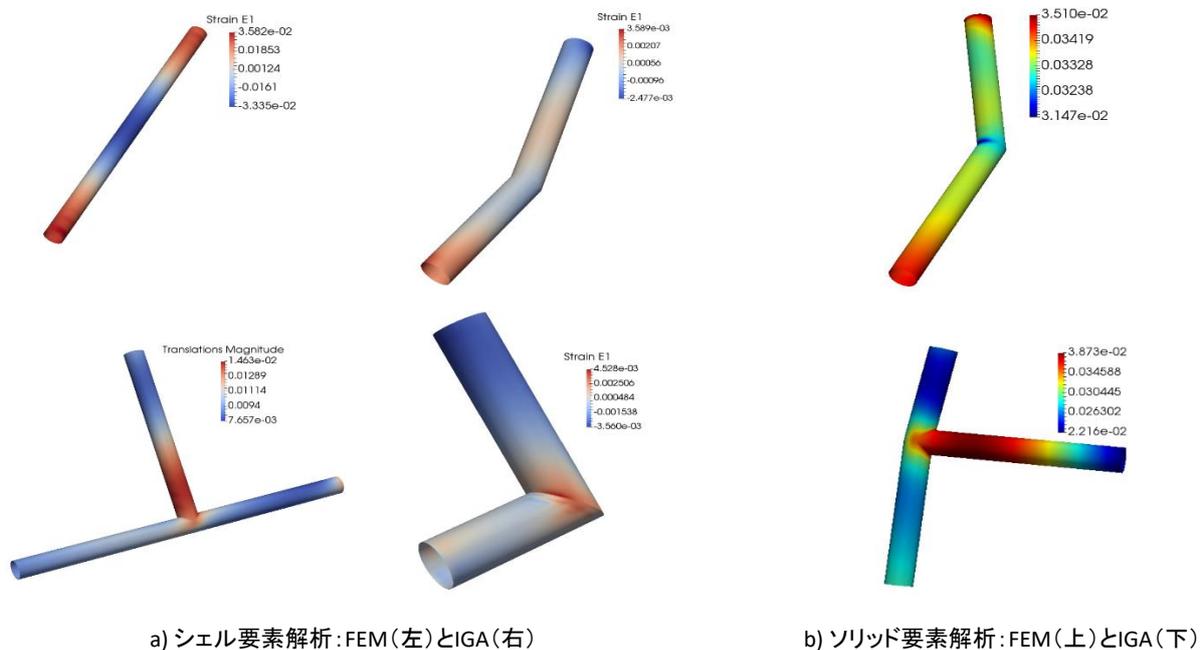


図 37 損傷可能な個所のシェル要素解析とソリッド要素解析の例。

4) 構造部材の損傷をバイナリで判定する簡易センサの開発

a) はじめに

地震発生時には、構造物の健全性を確認する作業が進められる。特に大震災の場合には、対象構造物の数が非常に多いことから、多大な時間・労力を要しているのが現状である。そのため、簡易なセンサにより構造物の損傷度を迅速に判定できれば、調査労力・コストの低減が期待され、さらに、被災地域の定量的かつ迅速な把握も可能となると期待される。また、被災者にとっては、被災直後から構造物の安全性が確認できるメリットがある。以上のことから、構造物の損傷度を自動判定する簡易センサを開発することは、社会的利益が大きいと思われる。

以上のことを背景として、平成 26 年度にはコンセントに差し込むタイプの小型 6 軸地震センサを開発した。また、小型 6 軸地震センサを用いた層間変形角の推定精度を簡易な振動実験により検証した。また、平成 27 年度には、小型 6 軸地震センサをさらに小型化・低消費電力化した試作 2 号機を開発し、その振動計測ノイズを定量的に評価した。また、このセンサを用いた振動実験を行い、最大層間変形角および残留層間変形角の推定精度を検証した。さらに、層間変形角以外の損傷指標の開発を目的として、MSS (Multi-Spring Shear)モデルを用いた弾塑性地震応答シミュレーションを行い、実現現場でも計測が可能な構造部材の加速度応答と損傷の程度を関連付ける指標を検討した。

平成 28 年度は、平成 27 年度に行っていた研究課題を継続し、その成果をより確かなものにしつつ、新たに構造部材の破壊音を捉える研究にも着手した。また、現在、様々な分野で応用が期待されている AI (Artificial Intelligence) の活用についても、検討を始めている。

本年度に取り組んだ研究を以下にまとめる。

- ・ 小型 6 軸地震センサの開発：H26 年度より MEMS 加速度センサやジャイロセンサを用いて加速度および角速度を計測し、層間変形角や SI 値を推定する能力を有する 6 軸の地震センサの開発を試みてきた。本手法の具現化をイメージした研究であり、精度・性能もさることながら、小型化・低消費電力化が重要なポイントとなっている。H28 年度は、開発したセンサの消費電力や、FFT などのアルゴリズムを動作させる計算能力を実測した。さらに、920MHz の特定小電力無線モジュールを実装した無線加速度センサを開発し、測定データを送受信する実験を行った。この実験を行うために、無線加速度センサを購入した。
- ・ 層間変形角の計測：地震前後における加速度のバイアス変化から残留層間変形角を、角速度の時間積分から最大層間変形角を推定することを試みている。損傷の簡易判定ということから、まずは 0.1[deg]程度の精度を目指してきた。平成 27 年度までに精度評価を行ったが、平成 28 年度はさらに追加実験を行い、性能評価データの信頼性向上を図った。また、1 軸振動のみならず、3 軸の振動の場合も想定したアルゴリズムの検討を開始した。
- ・ 非線形応答からの損傷検出：構造物が損傷したとき、地震応答は入力に対して非線形になる。この非線形応答を捉えることで構造物の損傷を判定する方法として、AR (Auto-Regressive)モデルを用いる手法が提案されている。平成 28 年度は、MSS (Multi-Shear Spring)モデルを用いて地震時の非線形応答波形をシミュレーションし、これを入力データとして既存手法の適用性を検討した。その結果、既往の手法をそのまま簡易センサに実装しても、損傷を判定することは困難であることが分かった。
- ・ 地震応答解析による損傷指標の開発：予め対象構造物の地震応答解析を行い、構造物が健全な場合や破壊した場合の応答の特徴を指標化する手法である。この指標化のために、平成 28 年度は AI 導入の検討を開始した。報告書作成時点（2016 年 11 月 28 日現在）では、まだ AI 研究を調査し、そのアルゴリズムを実装したプログラムを試作している段階であり、今後も継続する予定である。
- ・ 構造部材の局所破壊の検出：平成 28 年度は、構造物全体の損傷だけでなく、特に構造部材の局所的な破壊を検出することに特化した研究にも着手した。具体的には、構造部材が破壊するときに発生する「バキッ」という音およびその時の部材を伝搬する振動を計測し、その特徴を抽出する手法の開発を試みた。この研究を行うために、騒音計一式、加速度検出器およびデータロガー（可聴域 20kHz 程度まで収録できるもの）を購入した。

b) 小型 6 軸地震センサの開発

平成 27 年度に開発した小型 6 軸地震センサの写真を図 38 に示す。MEMS 加速度センサ

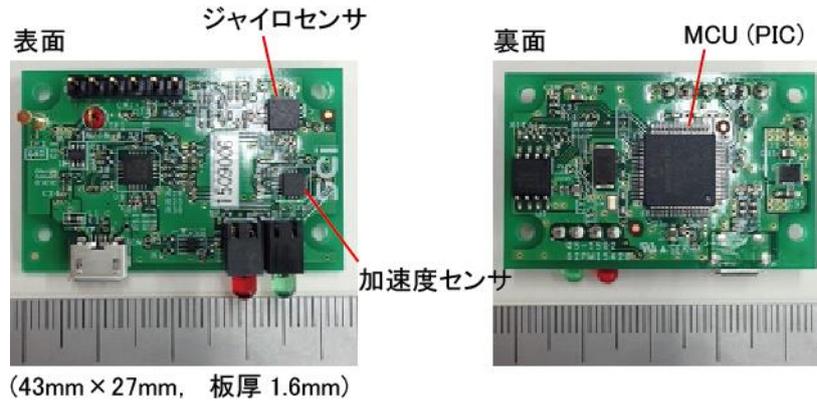


図 38 小型 6 軸地震センサ (試作 2 号機)。

およびジャイロセンサとして ST Micro 社製の LIS3DSH および L3G4200D を搭載している。それぞれ 16bit の AD コンバータを内蔵しており、消費電流は公称値で 0.1mA、6.1mA である。また、MCU (Micro Control Unit) には Microchip 社製の PIC24FJ128GA306 を搭載している。その他、地震波形を保存するためのフラッシュメモリは 16Mbit を搭載している。100Hz サンプルングで 60 秒間のデータを保存する場合には 27 イベントまで保存可能である。

本年度は、屋外環境で長期観測を実施することを目的として、920MHz の特定小電力モジュールおよび太陽電池パネルを搭載した無線加速度センサの試作機を開発した。開発した試作機の写真を図 39 に示す。使用した MEMS 加速度センサ、MCU などは小型 6 軸地震センサと同じものを使用している。特定小電力無線モジュールには、CM エンジニアリング社製の CRESSON-MD920 を使用した。このモジュールは電源電圧 3.3V で動作し、通信時の消費電流は最大で 43mA である。

例えば 1 日に 5 分間の地震データを観測し、サンプルングした加速度データ全てをデータシンクまで送信する場合を考えると、1 日の平均消費電流は表 7 のとおりとなる。ただ

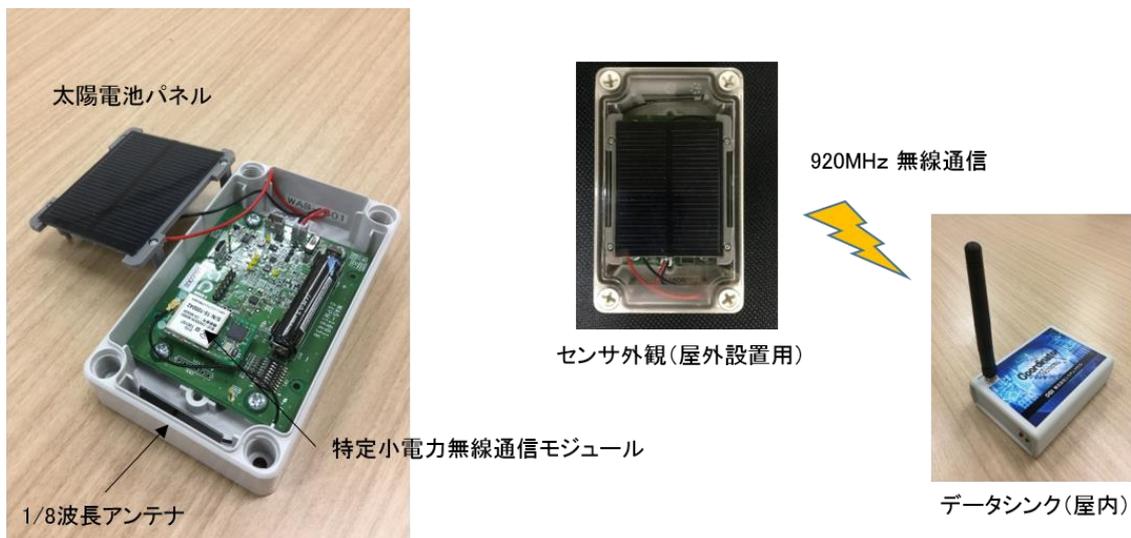


図 39 平成 28 年度に開発した無線加速度センサの試作機。

表 7 無線加速度センサの試作機の消費電流の算定。

動作状態	動作時間 [s]	消費電流 [mA]	電源効率 [%]	リチウム 3.6 電流	1 日換算の 消費電流
CPU+加速度	330	41	80	46.98	0.1794
CPU+無線	1230	84	80	96.25	1.3702
スタンバイ	84840	0.2	60	0.3055	0.3000
合計	86400	-	-	-	1.8496

1 日の平均消費電流は約 2mA。1 日に必要なバッテリー容量は $2\text{mA} \times 24\text{h} = 48\text{mAh}$ 。

し、算定の条件として、1) 加速度センサは常時スタンバイモードとし、大きな振動を感知した場合に通常の 100Hz サンプリングを行う。2) 無線通信データ量は 2Byte (16bit) \times 3 成分 \times 100Hz \times 60 秒 \times 5 分+タイムスタンプやパケットヘッダー等=200KB とする。3) これを 1 パケット 50Byte の 4000 パケットに分割して送信する。4) 採用している特定小電力無線の通信規格のため、1 パケット送信後には 70ms の待機時間が必要であるため、1 パケットの送信には約 100ms の時間を要する。

センサの試作機を用いて簡単な無線通信実験を行った。無線センサを屋外の高さ 2m の位置に固定し、データシンクを様々な場所に移動させて通信をテストしたが、周囲の状況や時間帯によって結果は様々であり、結果を定量的に示すことは難しい。実験により得られた感触としては、1) 現在使用しているアンテナでは、通信点間に障害物がない場合には 100m 程度の通信は行える、2) 数 m の距離しか離れていないプレハブ小屋の中にデータシンクを設置した場合、無線通信に失敗するケースが多々みられる。ただし、無線モジュールの自動再送回数を 7 回に設定すればデータロスは避けられた。通信点間に障害物がある場合には通信距離は非常に短くなると言える。

著者らが以前より行っている無線通信実験では、1/2 波長アンテナを用いているが、その場合には多少の障害物があっても 100m 程度の通信は可能であり、見通しがよければ 500m 程度もデータ送受信が可能である。アンテナまでも小型のパッケージに収めることは、防水性・防塵性を高める代わりに通信性能を下げってしまうため、注意を要する。

実際に無線加速度センサを活用する場では、地震データをデータシンクに転送することではなく、センサ上で SI 値などを計算し、その結果のみをデータシンクに集約する。そのため、センサに搭載した MCU 上では様々な演算を行う必要がある。そこで、本研究では実際に MCU 上で FFT (高速フーリエ変換) を実行し、どの程度の時間を要するかを実測した。

MEMS 加速度計は AD 変換後の数値を 16bit で出力し、MCU 上で感度 [m/s²/digit] をかけて加速度に変換することから、加速度の時系列データは float (MCU 内の float は 24bit) とした。MCU のファームウェアに FFT のアルゴリズムを実装し、データ数を変化させて演算時間を実測した結果を図 40 に示す。尚、実測においては予め無線加速度センサ内の RAM に加速度データを保存しておき、PC から送信される信号を受信したら FFT 演算を行い、終了後に PC に終了信号を送信するようにした。演算時間は PC 側のプログラムで clock 関数を使用して、演算開始と終了の信号を検知し、その時間の差から推定した。データ数

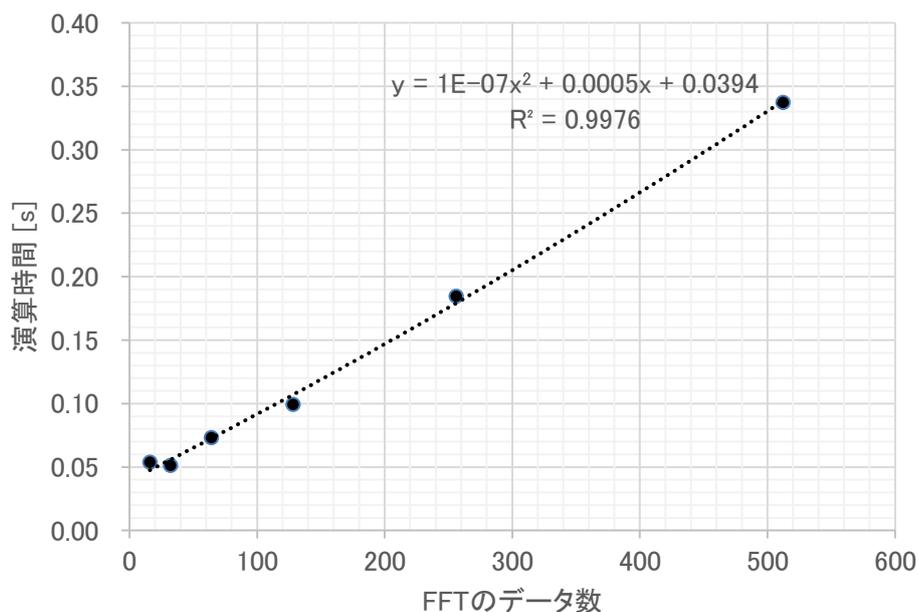


図 40 MCU 上での FFT 演算時間の実測。

が 512 の場合（100Hz サンプルングしているため 5.12 秒のデータ長に相当する）、演算時間は約 0.35 秒であった。5 分程度の地震波形を処理する場合には、110 秒程度を要することが分かる。

MEMS 加速度センサは安価に製造されるため個体差が大きく、さらにそれを電子回路基板に実装する際の半田付けの熱・時間や基板の歪みにより個体差は大きくなるものと考えられる。そこで、計測データからセンサの感度およびバイアス誤差を推定し、公称値からの程度かい離しているかを確認した。この確認には、平成 26 年度に開発した小型 6 軸地震センサの初号機（コンセント挿入タイプ）を用いた。

MEMS 加速度センサの感度誤差およびバイアス誤差は、3 成分それぞれに存在するため、未知数は 6 である。この未知数を推定するため、小型 6 軸地震センサを 6 つの異なる静止状態に固定し、それぞれ 60 秒間の静止時の加速度データ 3 成分を取得した。ただし、60 秒間のデータの平均をとり、それを加速度の値とした。そして、加速度ベクトルを合成したベクトルが重力加速度ベクトルと等しくなる条件を用いて感度誤差およびバイアス誤差を推定した。ある 1 つのセンサ（ID8）に関して 14 回の推定を行った結果を表 8 に示す。

表 8 の感度誤差の列は、誤差がなければ 9.81 になるはずであるが、実際には各成分には感度誤差が存在するため、異なる値をとっている。このセンサの場合では、特に x 成分の誤差が大きく約 3% である。ただし感度誤差の時間変化は小さく、標準偏差で 0.1% 程度に収まる。一方で、バイアス誤差は計測する日によって異なる値をとる。そのため、ある日に計測したバイアス値を補正值として使用するのは困難となる。例えば、MEMS 加速度センサを用いて対象構造物の傾斜角を計測したい場合があるが、計測する日や、電源を投入する度にバイアス誤差は異なる値をとることから、傾斜の絶対値の推定には使用できない。現時点では、この実験は ID8 についてのみ行っており、今後継続して他の個体でも実施し、センサ間の個体差がどの程度あるかも評価する予定である。

表 8 MEMS 加速度センサの感度誤差・バイアス誤差の確認 (ID8)。

実験日	試行回数	感度誤差 [m/s ²]			バイアス誤差 [m/s ²]		
		x	y	z	x	y	z
2016/10/31	1 回目	9.5223	10.1320	9.9932	-0.0493	0.0583	0.2275
2016/10/31	2 回目	9.5217	10.1361	9.9870	-0.0629	0.0530	0.2261
2016/11/9	3 回目	9.5329	10.1413	9.9888	-0.0446	0.0679	0.2910
2016/11/11	4 回目	9.5274	10.1438	9.9933	-0.0350	0.0787	0.3013
2016/11/11	5 回目	9.5337	10.1315	9.9925	-0.0455	0.0735	0.2862
2016/11/14	6 回目	9.5235	10.1482	9.9884	-0.0747	0.0638	0.2122
2016/11/14	7 回目	9.5160	10.1373	9.9877	-0.0702	0.0594	0.2062
2016/11/14	8 回目	9.5134	10.1510	9.9840	-0.0543	0.0424	0.2138
2016/11/14	9 回目	9.5130	10.1436	9.9887	-0.0599	0.0545	0.2008
2016/11/14	10 回目	9.5233	10.1482	9.9892	-0.0729	0.0550	0.2085
2016/11/22	11 回目	9.5193	10.1382	9.9944	-0.0531	0.0572	0.2554
2016/11/22	12 回目	9.4754	10.1398	9.9887	-0.0290	0.0576	0.2171
2016/11/22	13 回目	9.5170	10.1481	9.9871	-0.0819	0.0699	0.2045
2016/11/22	14 回目	9.5154	10.1472	9.9933	-0.0784	0.0585	0.2090
	平均	9.5182	10.1419	9.9897	-0.0580	0.0607	0.2328
	標準偏差	0.0139	0.0063	0.0031	0.0164	0.0093	0.0353

c) 小型 6 軸地震センサを用いた層間変形角の計測精度の検証

MEMS 加速度計により計測される加速度のバイアス変化から、地震前後の傾斜角を推定できる。ただし、計測データにはランダムノイズのみならず、センサ出力の不安定性からバイアス変化も発生する。本年度は、バイアス変化について実験データを蓄積し、精度評価の信頼性を高めた。

まず、ID1 のセンサを固定した状態で電源投入直後から 10 分間の計測を 3 回連続して行った。計測された加速度データを 1 分間のデータに分割し、平均を計算してバイアス成分としたものを図 41 に示す。この図から、電源投入直後から 10 分間程度はバイアス値が大きく変化し、10 分後は比較的安定していることが分かる。ただし、10 分以降も緩やかにではあるが、値が変動している。

次に、図 41 に示される様なバイアス変化が、地震の前後で残留層間変形角を推定する場合にどの程度の影響を与えるかを調べた。ID1, 2, 5, 6, 7, 8, 9 のセンサをそれぞれ固定し、

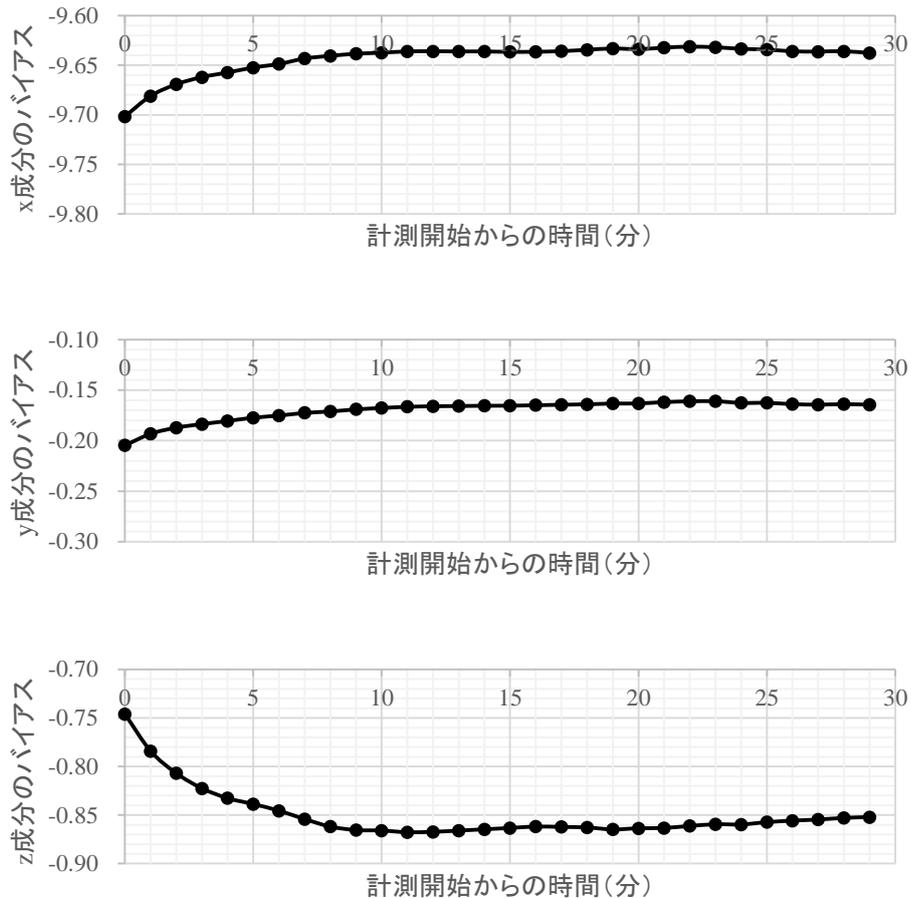


図 41 計測された加速度のバイアス成分の時間変化。

電源投入後 10 分以上経過してから 10 分間のデータを 12 セット取得した。そして、10 分間のデータから 10 秒を切り出して平均値を求めて地震前のバイアス値とした。さらに地震動が 5 分間継続した事を想定して、最初の 10 秒から 5 分後の 10 秒を切り出して平均値を求め地震後のバイアス値とし、地震前後のバイアスの変化量を求めた。この操作を切り出すデータをずらしながら 1 セットに対して 5000 回ずつ、12 セットについて実施した。この計算により得られたバイアスの変化量について作成したヒストグラムを図 42 に示す。ただし、図はバイアスの変化量[m/s²]を残留層間変形角[deg]に換算して表示している。図 42 を見ると、バイアスの変化量は、残留層間変形角に換算すればおおよそ±0.1[deg]以内におさまっていることが分かる。これより、MEMS 加速度計の出力結果から残留層間変形角を推定する場合、おおよそ 0.1 [deg]程度の精度が期待されることが分かる。

開発した小型 6 軸地震センサ（試作 2 号機）を用いて振動実験を行った。その様子を図 43 に示す。この実験は平成 27 年度にも実施しており、その継続課題である。振動台とフレームに接続した伸縮・傾斜可能な棒にセンサを固定し、振動台を 1 軸で振動させている。そして、加速度および角速度を 100Hz で 60 秒間計測した。その時系列波形から後処理で、層間変形角の時系列波形および残留層間変形角を推定し、精度を検証した。

平成 27 年度は、振動台を 1 軸で振動させ、計測された角速度を時間積分することにより層間変形角を推定した。その実験では、MEMS 加速度計のバイアス変化のために、層間

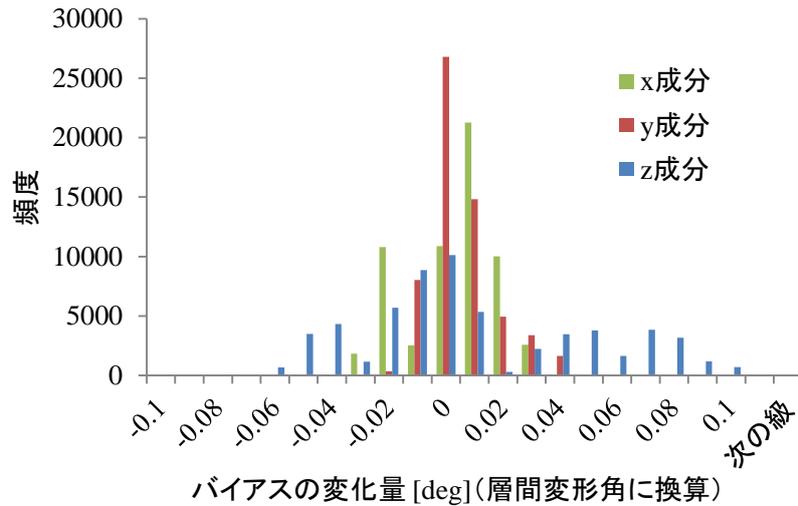


図 42 バイアスの変化量の頻度分布。

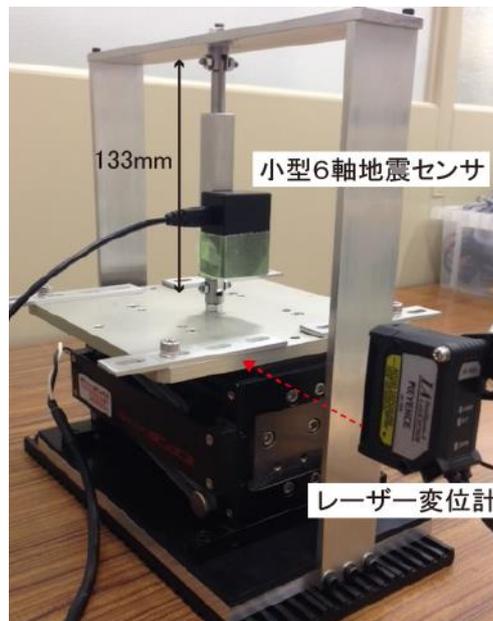


図 43 卓上振動台を用いた振動実験の様子（平成 27 年度と同じ 1 軸振動実験）。

変形角の時系列を精度よく推定することはできなかった。しかしながら、数秒程度の短時間であれば層間変形角の時間変化をよく表していることから、層間変形角の振幅を推定できる可能性があることを示した。そこで、平成 28 年度では、角速度の計測データにローカットフィルタを適用し、その後に時間積分して層間変形角の時系列を推定し、これにより精度向上を試みた。図 44 に推定された時系列波形を示す。

図 44 を見ると、層間変形角がきれいに単振動している様子が見える。この実験では、1Hz で層間変形角の振幅が約 1 度になるように振動させている。また、実際の振動はレーザー変位計でも計測しており、レーザー変位計で計測された水平変位を振動する棒の長さ

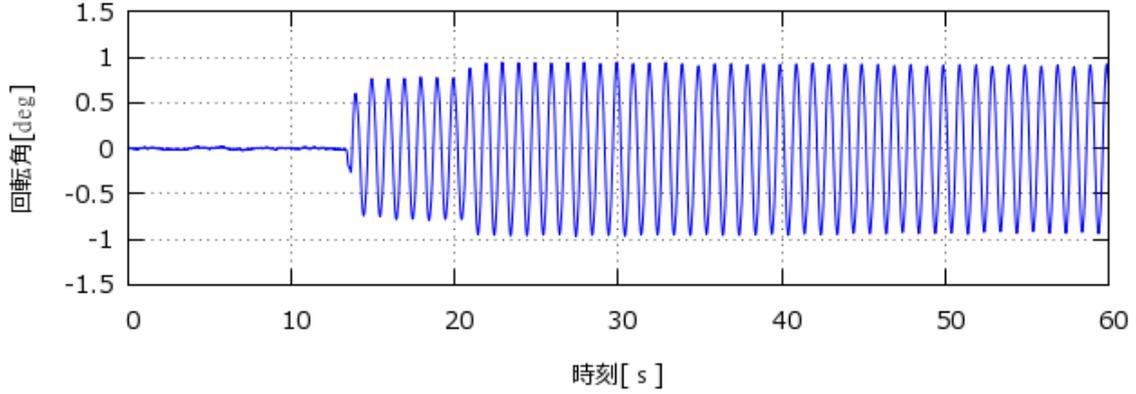


図 44 1 軸振動実験において推定された層間変形角の時系列。

で除して回転角を計算することができる。レーザー変位計の計測結果と比較しても、回転角は非常に良い一致を示している。これにより、ゆっくりとしたバイアス変化を除去することで、比較的高い振動成分の層間変形角を精度よく推定できることが分かった。ただし、低周波成分をカットしていることから、本来知りたい値である最大層間変形角は推定できないことに注意が必要である。

これまではセンサを 1 軸に振動させた状態で MEMS ジャイロセンサにより角速度を計測し、これを積分して層間変形角の時間変化を推定した。その結果、角速度のバイアス変化をローカットフィルタで除去することにより、精度よく層間変形角を推定できる、との結果を得た。ただし、これは 1 軸で振動させたものであり、実際の地震動では、センサ自体の姿勢が 3 次元的に時々刻々と変化する。そこで、既往の研究にあるオイラー角の定義に従った姿勢推定アルゴリズムを用い、3 次元で振動させた場合でも、層間変形角を推定できるか検討した。

まず、オイラー角の定義による層間変形角の推定方法について述べる。オイラー角の 3 成分 roll、pitch、yaw を $\psi=(\phi, \theta, \psi)$ とすると、センサの座標軸である Body 座標系から NED (North-East-Down)座標系への回転行列 R_{Body}^{NED} は

$$R_{Body}^{NED} = \begin{bmatrix} \cos \psi & -\sin \psi & 0 \\ \sin \psi & \cos \psi & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \cos \theta & 0 & \sin \theta \\ 0 & 1 & 0 \\ -\sin \theta & 0 & \cos \theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \cos \phi & -\sin \phi \\ 0 & \sin \phi & \cos \phi \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$= \begin{bmatrix} \cos \psi \cos \theta & -\sin \psi \cos \phi + \cos \psi \sin \theta \sin \phi & \sin \psi \sin \phi + \cos \psi \sin \theta \cos \phi \\ \sin \psi \cos \theta & \cos \psi \cos \phi + \sin \psi \sin \theta \sin \phi & -\cos \psi \sin \phi + \sin \psi \sin \theta \cos \phi \\ -\sin \theta & \cos \theta \sin \phi & \cos \theta \cos \phi \end{bmatrix}$$

と表される。また、回転行列の時間更新は

$$R_{Body}^{NED}(t) = R_{Body}^{NED}(t - \Delta t) \{I_3 + \Omega_B(t) \Delta t\} \quad (8)$$

で与えられる。ここで、 Ω_B は Body 座標系での角速度を $\omega_B(t) = (\omega_{x,B}(t), \omega_{y,B}(t), \omega_{z,B}(t))^T$ とした時

$$\Omega_B(t) = [\omega_B(t) \wedge] = \begin{bmatrix} 0 & -\omega_{z,B}(t) & \omega_{y,B}(t) \\ \omega_{z,B}(t) & 0 & -\omega_{x,B}(t) \\ -\omega_{y,B}(t) & \omega_{x,B}(t) & 0 \end{bmatrix} \quad (9)$$

と表わされる交代行列である。また、姿勢角は

$$\psi(t) = \psi(t - \Delta t) + R_{Body}^{NED}(t)\omega_B(t)\Delta t \quad (10)$$

により更新される。層間変形角は、roll 角と pitch 角から求めることができる。

式(7)~(10)を用いて層間変形角を推定する場合、角速度の計測データに含まれるバイアスおよびランダムノイズが悪影響を及ぼす。角速度のバイアス成分は、各軸回りの回転を一方向に回転させ続ける。また、角速度のランダムノイズを積分すると、ランダムウォークにより姿勢角に誤差が発生してしまい、正しい軸回りの時間更新が行えなくなってしまう。図 45 は、図 44 に示した 1 軸に振動させた場合に、上記の 3 次元姿勢推定アルゴリズムを適用した場合の結果を示したものである。図 45 の青線は図 44 のそれと一致する必要があるが、赤および緑の回転成分は振動させていないことから 0 であるはずである。しかしながら、バイアス変化またはランダムノイズの影響により、徐々に回転量が増加していき、時間の経過とともに推定結果が発散する傾向を示している。今後、3 次元姿勢推定アルゴリズムで解析した場合でも、層間変形角を精度よく推定できるようにアルゴリズムを改良する予定である。

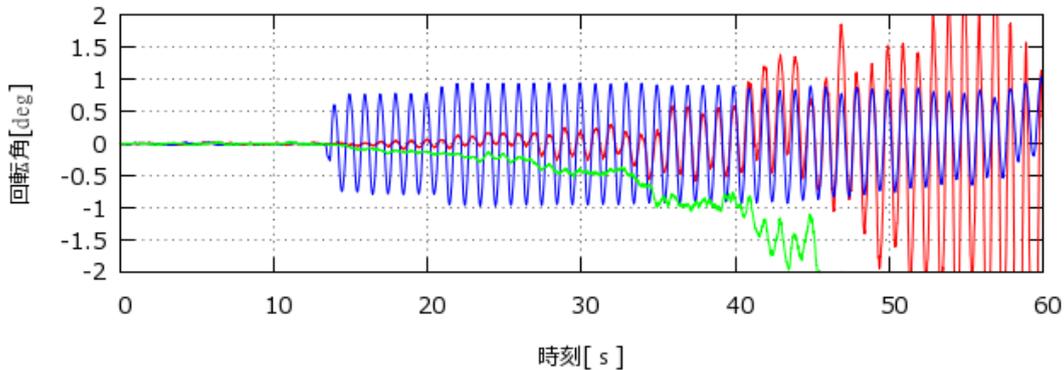


図 45 図 44 と同じ角速度データを用いて 3 次元姿勢推定アルゴリズムを適用した結果。

d) 非線形応答を検出する手法の検討

AR (Auto-Regressive) モデルに基づく非線形応答検出手法として様々なものが提案されている。AR モデルは計算量が少なく済むことから、非線形応答を検出できるのであれば、小型 6 軸地震センサに実装できる有効な手法の 1 つになると考え、既往の手法の適用を検討した。結論から言えば、今回のプロジェクトに適切な手法を見つけることはできなかった。以下、検討した内容をまとめる。

比較的小さな振動を使用して弾性応答時の AR 係数を求めておき、比較的大きな振動時にモデルを使って応答を予測し、実測値との差を計算して、残差二乗和が大きい場合に非線形応答と判定する方法： AR モデルは外力をホワイトと仮定して推定するため、自由減衰振動に対する計測値であればこの手法は有効であるようである。しかしながら、地震動の場合は外力がホワイトでないため、地震動ごとに AR 係数の推定結果が大きく変化してしまう。そのため、この方法の適用は難しいと判断した。

構造物の基礎部で入力を、上部で応答を計測し、ARX 法によりモデルを解析する方法：この方法は、上記 1) の手法の問題点を解決する方法である。ARX モデルは AR モデルの外

力項が既知の場合に使用できる方法である。ただし、この方法を用いる場合には外力と応答の計測が同期されている必要がある。安価なセンサを開発することを目的としていることから、センサ間の時刻同期や時系列波形データの共有は難しく、適用することはできない。

比較的小さな振動を使用して AR 係数およびそれから推定される DI 値 (Damage Index) を計算しておき、大きな振動時の DI 値と比較する手法： この手法は、AR 係数から計算される DI 値を使って、DI 値の異常値を検出した場合に異常応答と判定する手法である。幾つかの報告で損傷時の非線形応答を検出できる可能性があるとされていたことから、この手法の適用を試みた。MSS モデルを用いて地震時の非線形応答を計算し、これを入力データとして DI 値を求めたところ、損傷時に DI 値は若干変化するものの、明瞭な変化として検出することはできなかった。おそらく、非常に大きな破壊が生じた構造物の応答であれば DI 値に変化はみられるものであろうが、MSS モデルを用いた数値解析で再現できる程度の損傷では、DI 値には明瞭な変化が発生しないものと思われる。以上のことから、AR 法に基づく非線形応答検出手法の適用は難しいと判断した。

そこで、現在は全く別の手法として、AI (Artificial Intelligence) の使用を検討している。MSS モデルなどの非線形応答解析プログラムを使用して地震時の応答をシミュレーションし、これにより地震時の建物応答のビッグデータを生成する。そして、そのシミュレーション波形を教師データとして AI に学習させ、層間変形角が大きくなる場合の特徴を抽出する。(層間変形角が大きい/小さい場合の結果を学習させて結合度を更新するのではなく、様々な波形をオートエンコーダで学習させた後の出力層のアウトプットのパターンを調べて、破壊・非破壊を検出する手法を検討する。画像認識などに使用されている手法である。)

e) 構造部材の局所破壊を検出する試み

部材が破壊するとき「バキッ」という破壊音が発生する。この破壊音またはそれに伴う衝撃を検出できれば、部材の局所破壊を検知できる可能性がある。そこで、平成 28 年度は騒音計および加速度検出器一式を購入し、木材の曲げ破壊時の音および衝撃を計測し、局所的な破壊を検出できるかどうかを検討した。この研究は、AE (Acoustic Emission) に関する研究の 1 つと考えられるが、既往の研究は主に大きな破壊の前兆となる小さな破壊を捉えることで破壊を予測することを目的としている。一方で、本研究では破壊時の大きな振動を簡易なセンサで検出することを目的としている。

図 46 に曲げ破壊試験の様子を示す。騒音計は 20kHz まで、加速度センサは 16kHz まで計測できるものを使用している。加速度センサを木材に固定し、曲げ破壊試験を行いながら、同期して騒音計で音圧も計測した。サンプリングは 20kHz とした。

図 47 に騒音計で計測された音圧の時系列波形および加速度の時系列波形の一例を示す。加速度計は 2200m/s^2 までは正常に計測できるが、これを越えると正常に計測できない仕様になっている。この実験では、計測開始から約 13 秒で曲げ破壊が発生し、「バキッ」という折れる音がした。音圧および加速度の振幅はその時点で最大となっている。ただし、計測の途中で加速度の値が 2200m/s^2 を超えてしまったため、その後の波形は正常に計測できていない。その後も正常な波形を得るために複数回の実験を行っているが、加速度の値が



図 46 曲げ破壊試験の様子。

2200m/s² を越えてしまい、現時点では正常な波形を得られていない。木材が折れるときの衝撃には高い周波数成分が相当に含まれていると予想されることから、加速度センサを両面テープで木材に固定するなど、応答周波数を低下させる試みをしているものの、スパイ

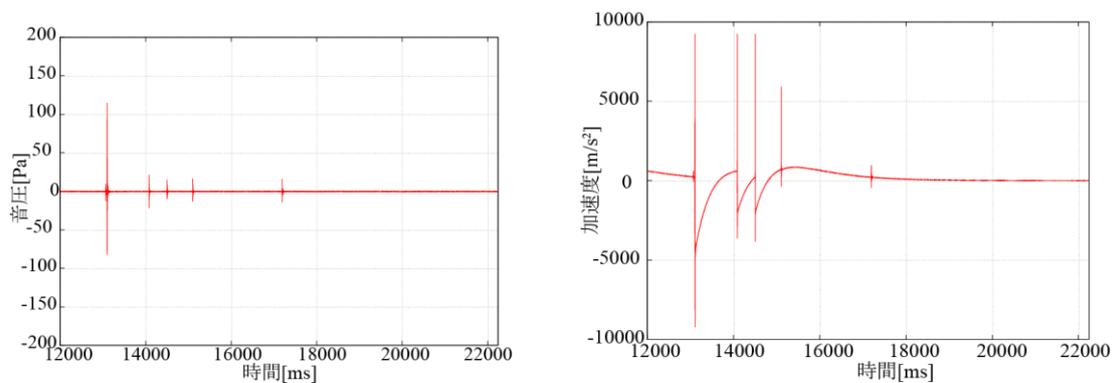


図 47 曲げ破壊試験で計測された時系列波形（左：音圧、右：加速度）。

ク状のシグナルは容易に 2200m/s² を超えてしまっているのが現状である。今後も、正常な波形を得るために実験を継続する予定である。

ところで、地震時の応答は建物の固有振動数付近が主となると思われる。すなわち、地震応答はせいぜい数十 Hz までを見ていれば十分であり、部材が破壊したときに発生する高い周波数成分とは区別できる可能性がある。そこで、感度は低いが、100Hz 以上の周波数のみに反応するセンサを開発すれば、非常に大きな応答を得た場合に部材の破壊を検出できる可能性があると言える。試しに、これまで開発を進めてきた小型 6 軸地震センサを用いて曲げ破壊試験時の応答を計測した。図 48 に 3 成分の加速度を合成した加速度の絶対値の時系列を示す。

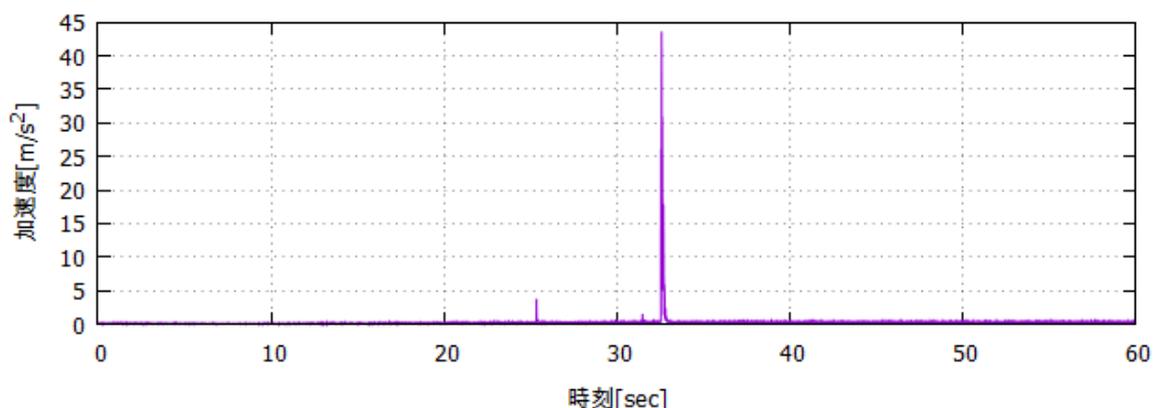


図 48 加速度の絶対値の時刻歴。

この計測では、MEMS 加速度計の周波数特性として 800Hz のローパスフィルタを設定し、 $\pm 16G$ まで計測できるようにしている。この設定で、MEMS 加速度計により曲げ破壊時に 40 m/s^2 程度の加速度振幅を記録している。今後、地震時に発生する様々な衝撃を計測し、破壊時の応答と比較することで、部材の破壊を検出するセンサの開発を試みることにする。

f) まとめ

平成 28 年度の成果は、以下の通りまとめられる。

- ・ 小型 6 軸地震センサの開発を継続し、その計算性能、消費電力、無線通信性能を検証した。
- ・ 卓上振動台を用いて 1 軸加振を与え、MEMS ジャイロセンサにより角速度を計測した。ローパスフィルタをかけた後に積分したところ、層間変形角を精度よく推定することができた。しかしながら、3 軸の姿勢推定アルゴリズムを適用したところ、現時点では正常な応答を再現できていない。
- ・ 木材の曲げ破壊時の衝撃を計測する実験を行った。高い振動成分を相当に含むことから、感度の低いセンサで衝撃を計測することで、部材の破壊を検出できる可能性があることが分かった。

(c) 結論ならびに今後の課題

本年度は、最終年度として、地震被害評価技術の基盤を完成させた。具体的には、1)地震被害評価技術の基盤の実用性の検討では、2011 年東日本大震災の実データとの比較により、数値解析に基づく建築建物の被害評価の信頼度を定量的にしめた。2) MeSO-net のデータ処理方法の検討では、データ同化の手法の一つであるレプリカ交換モンテカルロ法により 1.0 Hz 程度までの地震動イメージングに成功した。3) 地震被害評価技術の社会基盤構造物への拡張では、ライフラインに対し、ネットワーク全体解析から接合部の詳細解析までの多様なモデル自動構築を完成した。4) 個別建物シミュレーションの精度・信頼度についての検討では、サブプロジェクト②との連携を継続した。5) 構造部材の損傷をバイナリで判定する簡易センサの開発では、小型 6 軸地震センサを開発し、層間変形角の推定に成功した。大規模数値計算の利用を前提とした、都市モデ

ルの地震シミュレーションに基づく地震被害評価技術の基盤は完成した。この基盤を発展させ実用レベルにまで地震被害技術を発展させるためには、地震シミュレーションの信頼度の向上が必要である。このためには、地震シミュレーションで使う各種数値解析手法の改良が必須であるが、数値解析手法は一定のレベルに達しているため、より重要な目標は地震シミュレーションの入力の改善であると考えられる。具体的な研究課題は、1) 地震動の入力となる MeSO-net を使った地震動イメージングに対し、より高い周波数まで精度を保証できるような改良を加えること、2) 不確定性が多い都市情報を使うモデル化の代わりに、小型センサを使う実測によってより実際に近い都市モデルを構築すること、の二つである。

(d) 引用文献

- 1) Goto, H., Mitsunaga, H., Inatani, M., Iiyama, K., and Morikawa, H.: Shallow subsurface structure estimated from dense aftershock records and microtremor observations in Furukawa district, Miyagi, Japan, JPGU, May 23-28, 2016.
- 2) 日本建築防災協会・国土交通大臣指定耐震改修支援センター：2012年改訂版 木造住宅の耐震診断と補強方法、p60、2012.
- 3) 喜々津仁密・中川貴文・奥田泰雄・坂田弘安：日本版改良藤田スケールの開発 - 木造戸建て住宅の DOD と推定風速の概要 -、平成 27 年度日本風工学会年次研究発表会、117-118、2015.
- 4) 山田耕司：木造住宅の保有水平耐力分布とその推定法、日本建築学会技術報告集、第 18 号、pp.91-96、2003.
- 5) 五十田博・平野茂・三宅辰也・古屋治・箕輪親宏：建築基準法の最低壁量を満足する新築木造住宅の倒壊実験、日本建築学会構造系論文集、第 618 号、pp.167-173、2007.
- 6) 高田・五十田ら：別荘地に建つ既存木造住宅の引き倒し実験、日本建築学会北陸支部研究報告集 53、pp.159-162、2010.
- 7) 水谷ゆかり・森保宏・姜在道・井戸田秀樹：地震動特性を考慮した木造住宅の一般診断評点と損傷度曲線に関する研究、日本建築学会東海支部研究報告書、第 53 号、2015.
- 8) 五十田博・河合直人：木造軸組構法住宅に用いる壁の復元力特性モデル、日本建築学会構造系論文集、第 616 号、pp.157-163、2007.
- 9) 杉野未奈・多幾山法子・大西良広・林康裕：固有振動数の振幅依存性に基づく伝統木造建物の最大応答予測法、日本建築学会構造系論文集、第 672 号、pp.197-203、2012.
- 10) 盛川仁・飯山かほり・後藤浩之：大崎市古川地区における 2011 年東北地方太平洋沖地震の本震記録を用いた地震動分布の簡易推定、日本地震学会 2016 年度秋季大会、2016.
- 11) 安田進・山口勇：種々の不攪乱土における動的変形特性、第 20 回土質工学研究発表会講演集、pp.539-542、1985.
- 12) Fujita, K., Ichimura, T., Hori, M., Maddegedara, L. and Tanaka, S.: Scalable multiscale urban earthquake simulation method for stochastic earthquake disaster estimation, *Procedia Computer Science*, Vol. 51, pp. 1483–1493, 2015.
- 13) Hukushima, K. and Nemoto, K.: Exchange Monte Carlo method and application to spin glass simulations, *Journal of the Physics Society of Japan*, Vol. 65, No. 6, pp. 1604–1608, 1996.
- 14) Kano, M., Nagao, H., Ishikawa, D., Ito, S., Sakai, S., Nakagawa, S., Hori, M. and Hirata, N.: Seismic wavefield imaging based on the replica exchange Monte Carlo method, *Geophysical Journal International*, Vol. 208, No. 1, pp. 529–545, 2017.
- 15) Hisada, Y. and Bielak, J.: A theoretical method for computing near-fault ground motions in layered half-spaces considering static offset due to surface faulting, with a physical interpretation of fling step and rupture directivity, *B. Seismol. Soc. Am.*, Vol. 93, No. 3, pp. 1154–1168, 2003.
- 16) Koketsu, K., Miyake, H., Fujiwara, H. and Hashimoto, T.: Progress towards a Japan integrated velocity structure model and long-period ground motion hazard map, Paper No. S10-038 presented at 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 2008.
- 17) Koketsu, K., Miyake, H. and Suzuki, H.: Japan Integrated Velocity Structure Model Version 1,

- Paper No. 1773 presented at 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, 2013.
- 18) Maeda, T. and Furumura, T.: FDM simulation of seismic waves, ocean acoustic waves, and tsunami based on tsunami-coupled equations of motion, *Pure and Applied Geophysics*, Vol. 170, pp. 109–127, 2013.
- 19) 加納将行・長尾大道・酒井慎一・中川茂樹・水迫覚信・堀宗朗・平田直・汐見勝彦・本多亮：首都圏地震観測網（MeSO-net）地震計の設置方位の検証、*地震* 2、68 巻、31-44 頁、2015.
- 20) Furumura, T. and Hayakawa, T.: Anomalous propagation of long-period ground motions in Tokyo during the 23 October 2004 Mw 6.6 Niigata-ken Chuetsu, Japan, earthquake, *B. Seismol. Soc. Am.*, Vol. 97, pp. 863–880, 2007.
- 21) 日本建築学会編：地盤震動と強震動予測 ―基本を学ぶための重要項目―、349 頁、2016
- 22) Dreger, D. S., Beroza, G. C., Day, S. M., Goulet, C. A., Jordan, T. H., Spudich, P. A. and Stewart, J. P.: Validation of the SCEC broadband platform V14.3 simulation methods using pseudospectral acceleration data, *Seismological Research Letters*, Vol. 86, pp. 39–47, 2015.

(e) 学会等発表実績

発表成果（発表題目、口頭・ポスター発表の別）	発表者氏名	発表場所 （学会等名）	発表時期	国際・国内の別
大崎市古川地区における表層地盤の動的応答特性の空間分布の推定	盛川仁、飯山かほり、後藤浩之、満永仁志、稲谷昌之	日本地球惑星科学連合 2016 年大会予稿集	2016 年 5 月	国内
東北地方太平洋沖地震における被害状況に基づく大崎市古川地区内木造建物のモデル化	Iiyama, K. Yamasaki, Y., Goto, H., Morikawa, H. Sakata, H. and Hirose, S.	日本地球惑星科学連合 2016 年大会予稿集	2016 年 5 月	国内
Spatial distribution of seismic response by shallow sediments in Furukawa district, Miyagi, Japan	Morikawa, H, Iiyama, K., Goto, H., Hitoshi M., and Inatani, M.	5 th IASPEI / IAEE <i>international Symposium</i>	2016 年 8 月	国際
Damage analysis of wooden houses subjected to 2011 Tohoku Earthquake in Furukawa district, Miyagi, Japan	Iiyama, K., Yamazaki, Y., Goto, H., Morikawa, H., Sakata, H. and Hirose, S.	5 th IASPEI / IAEE <i>international Symposium</i>	2016 年 8 月	国際
点推定を利用した構造物被害評価手法の特性と精度	飯山かほり、盛川仁、廣瀬壮一、市村強	土木学会全国大会	2016 年 9 月	国内
微動のレー観測記録を用いた大崎市古川地区における表層地盤構造の推定	盛川仁、満永仁志、飯山かほり、後藤浩之	土木学会全国大会	2016 年 9 月	国内

クリギング法のための非凸最適化に基づく観測点選択（口頭）	石川大智・加納将行・伊藤伸一・長尾大道	2016年度統計関連学会連合大会（金沢市）	2016年9月	国内
レプリカ交換モンテカルロ法を用いた首都圏地震動イメージング（ポスター）	加納将行・長尾大道・伊藤伸一・石川大智・酒井慎一・中川茂樹・堀宗朗・平田直	日本地震学会 2016年度秋季大会（名古屋市）	2016年10月	国内
Seismic wavefield imaging based on the replica exchange Monte Carlo method: Application to MeSO-net data（ポスター）	Kano, M., H. Nagao, S. Ito, D. Ishikawa, S. Sakai, S. Nakagawa, M. Hori, N. Hirata	2016 AGU Fall Meeting（サンフランシスコ）	2016年12月	国際
Selection of observation points in kriging based on non-convex programming	Ishikawa, D., M. Kano, S. Ito, H. Nagao	2016 AGU Fall Meeting（サンフランシスコ）	2016年12月	国際
Unexpected fluctuation in seismic response accompanied by model uncertainty in numerical simulation	Iiyama, K., Morikawa, H., and Hirose, S.	Proc. of 16th World Conference on Earthquake Engineering、	2017年1月	国際

学会誌・雑誌等における論文掲載

掲載論文（論文題目）	発表者氏名	発表場所（雑誌等名）	発表時期	国際・国内の別
A Method to Find an Appropriate input Signal Satisfying Output from a Nonlinear System	Morikawa, H., and Iiyama, K.	4 th Regional Conference on Natural Disaster	2016年1月	国際
Seismic wavefield imaging based on the replica exchange Monte Carlo method	Kano, M., H. Nagao, D. Ishikawa, S. Ito, S. Sakai, S. Nakagawa, M. Hori, N. Hirata	Geophysical Journal International	2017年1月	国際

マスコミ等における報道・掲載
なし

(f) 特許出願、ソフトウェア開発、仕様・標準等の策定

1) 特許出願

なし

2) ソフトウェア開発

なし

3) 仕様・標準等の策定

なし