

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ースの開発も行う。

(b) 平成 24 年度業務目的

開発済みの地震動の解析手法と地震応答の解析手法のプロトタイプを高度化することで、並列計算が可能な地震動の大規模解析手法と地震応答の大規模解析手法を開発する。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開始する。

(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	
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	
慶應義塾大学	准教授	小國 健二	
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 24 年度の成果

(a) 業務の要約

開発済みのプロトタイプを地盤の解析手法と地震応答の解析手法を高度化することで、並列計算が可能な地震動の大規模解析手法と地震応答の大規模解析手法を開発した。

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開始した。

(b) 業務の成果

1) 地盤の解析手法

a) 地盤の解析手法の定式化

3 次元地盤モデルを用いて行う地震動シミュレーションは、非線形波動方程式を離散化して導かれる以下の 3 次元非線形マトリクス方程式を解く (Ichimura *et al.*, 2009¹⁾) ことである。

$$\mathbf{M} \frac{d^2 \mathbf{u}}{dt^2} (t) + \mathbf{C}(t) \frac{d\mathbf{u}}{dt} (t) + \mathbf{K}(t) \mathbf{u}(t) = \mathbf{f} - \mathbf{q}. \quad (1)$$

ここで、 $\mathbf{u}$ 、 $\mathbf{f}$ 、 $\mathbf{q}$ は変位増分、物体力、外力に対応する節点ベクトル、 $\mathbf{M}$ 、 $\mathbf{C}$ 、 $\mathbf{K}$ は質量、

減衰、剛性マトリクスである。地盤の非線形構成則として修正 RO モデルと MASING 則を用いるため、 $\mathbf{C}$ と $\mathbf{K}$ は時間の関数としている。側面と底面には、入力地震動を設定する他、半無限吸収境界条件も適用する。

複雑な幾何形状を持つ 3 次元地盤に対して、幾何形状を忠実に表現したソリッド要素の解析モデルでは局所的に小さな要素が生成される。このような解析モデルでは、中心差分法のような陽的な時間積分を用いるとクーラン条件より定まる時間刻みが小さな値となってしまう。この結果、時間ステップ数が増え、それに応じて計算量が増える。この点を解消するため、本研究では、時間積分としてニューマークのベータ法 ($\beta = 1/4$ 、 $\Delta = 1/2$) を用いることにする。すなわち、

$$\begin{aligned} & \left(\frac{4}{dt^2} \mathbf{M} + \frac{2}{dt} \mathbf{C}^{(n)} + \mathbf{K}^{(n)} \right) \delta \mathbf{u}^{(n)} \\ & = \mathbf{f}^{(n)} - \mathbf{q}^{(n)} + \mathbf{C}^{(n)} \mathbf{v}^{(n-1)} + \mathbf{M} \left(\mathbf{a}^{(n-1)} + \frac{4}{dt} \mathbf{v}^{(n-1)} \right). \end{aligned} \quad (2)$$

ここで dt は時間刻みであり、括弧の付いた上添え字は時間ステップ数である。また $\mathbf{v}$ と $\mathbf{a}$ は、速度と加速度の節点ベクトルであり、 $\delta \mathbf{u}^{(n)}$ は次式で定義される変位増分の節点ベクトルである。

$$\delta \mathbf{u}^{(n)} = \mathbf{u}^{(n)} - \mathbf{u}^{(n-1)}. \quad (3)$$

変位・加速度節点ベクトルと外力節点ベクトルの更新は次式による。

$$\begin{aligned} \mathbf{v}^{(n)} &= -\mathbf{v}^{(n-1)} + \frac{2}{dt} \delta \mathbf{u}^{(n)}, \\ \mathbf{a}^{(n)} &= -\mathbf{a}^{(n-1)} - \frac{4}{dt} \mathbf{v}^{(n-1)} + \frac{4}{dt^2} \delta \mathbf{u}^{(n)}, \\ \mathbf{q}^{(n)} &= \mathbf{q}^{(n-1)} + \mathbf{K}^{(n)} \delta \mathbf{u}^{(n)}. \end{aligned} \quad (4)$$

なお、減衰マトリクス $\mathbf{C}$ としてレイリー減衰マトリクスを用いている。対応する要素減衰マトリクス $\mathbf{c}^{(n)}$ は要素質量マトリクス $\mathbf{m}$ と要素剛性マトリクス $\mathbf{k}^{(n)}$ を用いて、

$$\mathbf{c}^{(n)} = \alpha \mathbf{m} + \beta \mathbf{k}^{(n)}. \quad (5)$$

とする。係数 α と β は、係数が近似する減衰の効果が設定された減衰定数に近くなるよう、以下の最小二乗問題を解くことで決定される。

$$\text{minimize} \left\{ \int_{f_{\min}}^{f_{\max}} \left(h - \left(\frac{a}{4\pi f} + \beta \pi f \right) \right)^2 df \right\}. \quad (6)$$

ここで、 $f_{\max}$ と $f_{\min}$ は解析する周波数の最大値と最小値、 h は減衰定数である。

マトリクス方程式において未知量は $\delta \mathbf{u}^{(n)}$ である。この $\delta \mathbf{u}^{(n)}$ を時間ステップ毎に解き、節点変位ベクトル $\mathbf{u}$ を更新することで、3 次元地盤モデルの全ての節点での時刻歴応答が計算されることになる。ソリッド要素有限要素法の大半の計算量はこのマトリクス方程式の求解に使われる。求解に使われる計算量の軽減は重要な課題である。コンピュータサイエン

スの分野では、ブロックヤコビ法、精度混合演算、可変前処理、幾何マルチグリッド、予測修正子法といった求解のアルゴリズムと、多数のノード・コアを使う OPENMP-MPI ハイブリッド並列計算を組み合わせることで、計算量の軽減と、それがもたらす計算時間の削減が研究されている。コンピュータサイエンスの分野の最新技術を活かした求解は、広い分野での応用が期待できる。

b) 観測された地震波形と地震動シミュレーションの地震波形の比較検証

開発した 3 次元非線形有限要素法を 3 次元地盤モデルに利用する、地震動シミュレーションの精度を検討する。対象は 2011 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震とする。この地震で観測された地震動に対し、観測された地震波形と地震シミュレーションで計算された地震波形の比較を行う。解析対象領域は神奈川県横浜市内とする(図 1 と表 1 参照)。これは柔らかい堆積層が複雑に堆積し、過去の地震時に他の観測点と比較して、有意に揺れが強いと判断された特徴的な領域である。他の地点と比較して表層の地盤構造が複雑である他、付近に K-NET の他、MeSO-net の観測点もあるため、比較検証としては最適と判断される領域である。

解析対象の領域を、東西 1,696 m、南北 1,920 m とする。この範囲において、国土地理院

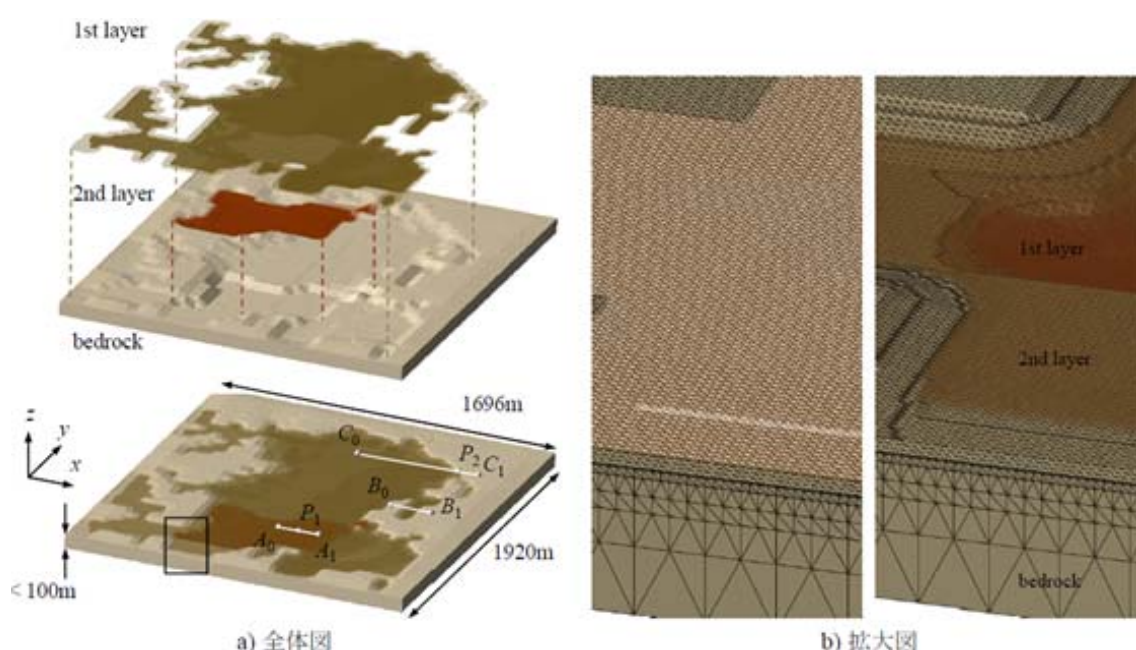


図 1 3 次元地盤モデルと観測点。右図は左図四角内の拡大図。

表 1 3 次元地盤モデルの材料定数

	V_p m/sec	V_s m/sec	ρ kg/m ³	$h_{\max}$	γ_r
1st layer	700	100	1500	0.23	0.007
2nd layer	1400	300	1800	0.23	0.001
bedrock	2100	700	2100	0.01	∞

の 50m メッシュ標高データから標高、横浜市行政地図情報提供システム等に収録された公開ボーリングデータ等より層構成及び物性を抽出し、50m グリッドの地盤モデルを構築する。グリッドの地盤モデルとは、各グリッドに層境データが定義されたものである。50m グリッドの地盤モデルでは地盤を 3 層とした。第 1 層は、土質分類では粘土・シルト・腐植土に対応し、N 値では 0~2 の軟らかい粘性地盤である。第 2 層は、土質分類は固結シルトないし砂や礫というように場所毎に異なるものの、N 値は 50 前後の層である。基盤層は土丹・泥岩からなる。修正 RO モデルのパラメータは、中央防災会議「東海地震対策専門調査会」で土質毎に定めたものに基づいて決めた。第 1 層は粘土、第 2 層は礫とする。

地震動シミュレーションを始める準備として、まず、精度が保障できる周波数を 2.5 Hz とした。各層の弾性波速度を基に、この周波数に対応した空間分解能を設定し、3 次元地盤モデルの要素寸法が決定される。次に時間刻み $dt = 0.005$ sec とした。これは地盤の非線形解析で必要とされる歪の収束を確保するために必要な時間刻みである。最後に地震動シミュレーションの入力波を決定する。解析対象領域近傍にある MeSO-net 観測点の東北地方太平洋沖地震の観測記録から、1 次元増幅解析を介した揺れ戻しによって推定された基盤波を入力波とする。時間刻みに合わせて台形型バンドパスフィルタ ([0.1, 0.2, 2.4, 2.5]Hz) を適用した入力波形を用いる。図 2 に入力波を示す。

開発した地盤モデル構築法を用いて、50m グリッドの地盤モデルに対応する 3 次元地盤モデルを構築した。50m グリッドの地盤モデルの地層境界を滑らかに内挿することで、3 次元地盤モデルを構築するのである。この 3 次元地盤モデルは四面体二次要素から構成される。なお、線形波動場解析において四面体二次要素を用いる際、

$$\frac{c_v}{f_{max} \lambda} < 5 \quad (7)$$

であれば、十分収束した解が得られることが試行解析によりわかっている。ここで c_v 、 f_{max} 、 λ はそれぞれせん断波速度、最大周波数、要素寸法である。非線形波動場解析に

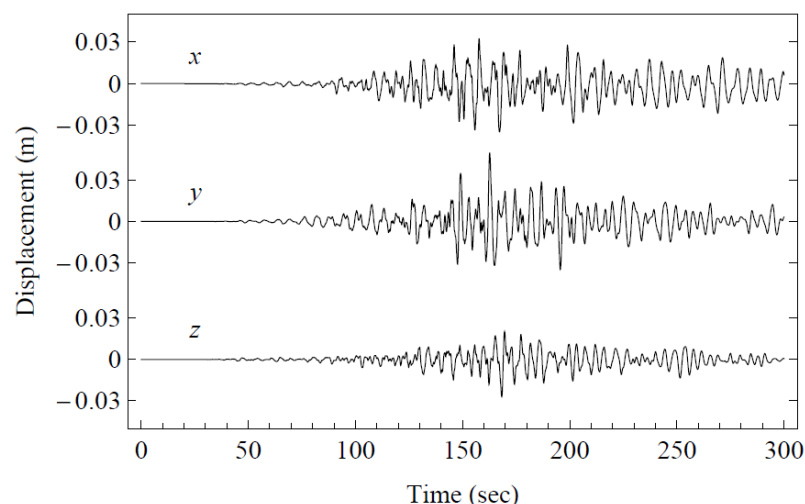


図 2 入力地震動（変位波形）

において四面体に次要素を用いる場合、2.5Hz までの周波数成分までを精度保証するためには、非線形化する第 1 層と第 2 層は

$$\frac{c_v}{f_{max} \lambda} < 10 \quad (8)$$

とし、基盤層は式(7)と同じとなるようにすると、十分収束した解が得られる。この条件を満たすよう四面体要素を生成する。なお線形波動場解析を基準とすると、非線形化した層ではせん断波速度が 1/2 になるまで精度保証可能な要素を配置していることになる。これは剛性低下を 1/4 まで許容すると考えることもできる(せん断剛性と密度を G と ρ とすると、せん断波速度 c_v は

$$c_v = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (9)$$

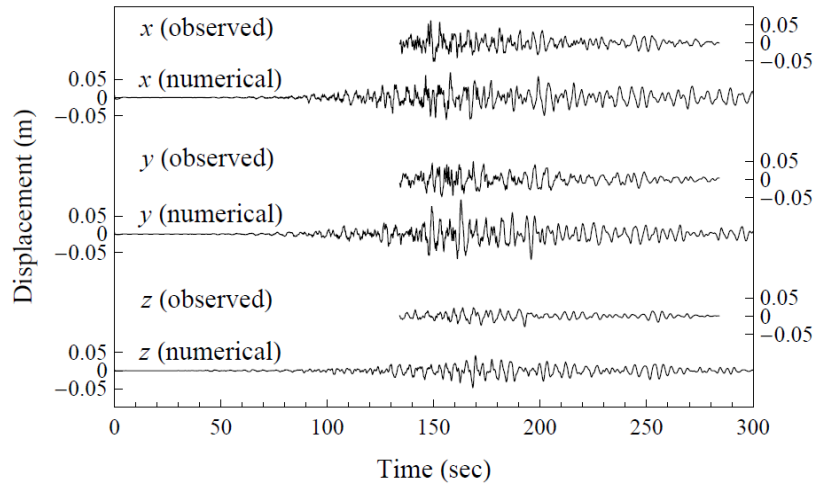


図 3 P1 での観測データと計算結果の比較

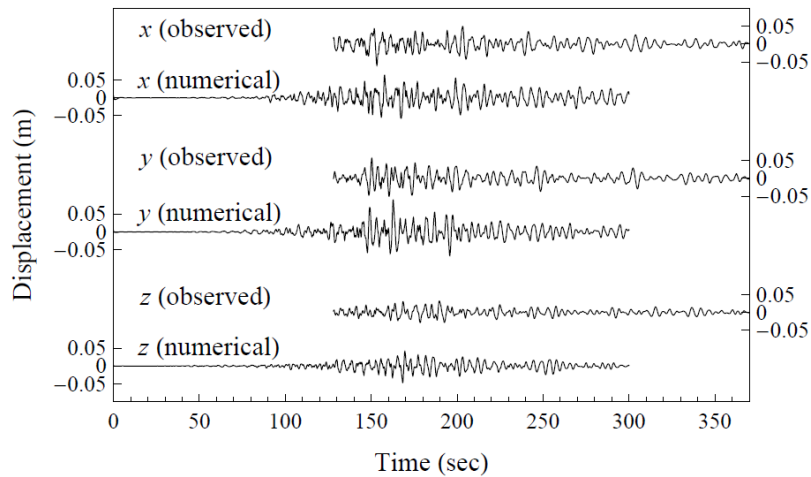


図 4 P2 での観測データと計算結果の比較

として与えられる)。上記の閾値で提案手法により 3 次元地盤モデルを構築した結果、自由度、四面体要素数、節点数は、32,509,107、7,779,048、10,836,369 となった。図 1 に示された 3 次元地盤モデルに詳細が示されている。特に、同図の b) の拡大図から、複雑な形状を良く表していることが分かる。なお、東西方向を x 、南北方向を y 、上下方向を z とし、領域左下を xy 座標の原点とする。

この 3 次元地盤モデルを用いて、3 次元非線形有限要素法により、0.005 秒刻みで 60,000 ステップの地震動計算を行った。各時間ステップにおいて、式(1)を相対誤差 1.0×10^{-6} で解いている。PC クラスタ計算機（CPU として、Intel®Xeon® Processor X5680、6 コアを 2 つ搭載した計算ノード 8 台を INFINI バンドで結んだ構成）を用いているが、前述のように計算に工夫を施しているため計算時間は 1,107,495 秒のみである。平均すると 1 ステップを 18.46 秒で解いていることとなり、30M 以上の自由度のマトリクス方程式を解くための計算時間としては十分な高速化がなされていると考えられる。また、計算時間は計算機の高速度化やより大規模な計算機の使用により、短縮されると期待される。

観測点 P1 と P2 における、計算結果と観測データの比較を図 3～4 に示す（観測点 P1 と P2 の位置は図 1 参照）。観測データの 0.1Hz 以下の周波数成分をカットし、時間積分し変位をもとめ、計算結果と比較している。波形後半部（140 秒～240 秒）において、観測波形と計算波形が概ね良好に再現されているので、この区間において定量的な比較を試みる（Housner, 1952²⁾; Kristekova *et al.*, 2009³⁾）。上記のような欠損データであるため、完全な比

表 2 観測波形と計算された波形の比較

Point/ Component	Misfit		Goodness-of-Fit		Category	
	Envelope	Phase	Envelope	Phase	Envelope	Phase
P ₁ , x	0.652	0.523	5.21	4.77	fair	fair
P ₁ , y	0.776	0.470	4.60	5.30	fair	fair
P ₁ , z	0.401	0.286	6.70	7.14	good	good
P ₂ , x	0.494	0.527	6.10	4.73	good	fair
P ₂ , y	0.576	0.530	5.62	4.70	fair	fair
P ₂ , z	0.370	0.346	6.91	6.54	good	good

較は難しい。まず SI 値で比較する。これは

$$SI = \frac{1}{2.4} \int_{0.1}^{2.5} S_v(T) dT \quad (10)$$

として定義される。ここで S_v は減衰定数を 20%とした時の固有周期 T の速度応答スペクトルである。比較結果を表 2 に示す。波形の概形は概ね再現されているように見え、実際、いずれの点も良く一致している。

c) MeS0-net の利用

地震動シミュレーションでは 3 次元地盤モデルに入力される地震動が必要である。構造物の地震応答に基づく被害評価の精度・信頼度を決める要因の一つは、この入力地震動の精度・信頼度である。地震動シミュレーションの入力地震動は、通常、工学基盤に対応するモデル底面に境界条件として入力される（モデル側面の境界条件として入力地震動が必要になるが、3 次元地盤モデルは平面の寸法に比べて厚さが薄いため、底面の境界条件と

しての入力地震動がより重要である)。地震動シミュレーションは、3次元地盤モデルを使って工学基盤の上の表層地盤での増幅過程を解析するためのものであり、断層から工学基盤までの地震波の伝播過程は、入力となるのである。

地震発生直後の応急的な被害評価をする場合、地下 20 メートルに設置された約 300 もの MeSO-net の観測点で計測される地震動を、3次元地盤モデルの底面の境界条件となる入力地震動として使うことが可能となる。勿論、首都全体の 3次元地盤モデルの底面の広さと要素の寸法を考えると、底面の節点数は 1 万を超え、300 という観測点の数は決して多いとは言えない。したがって観測地震動の内挿（末富ほか、2005⁴⁾）が必要である。

応急的な被害評価とは別に、想定される地震に対する被害評価をする場合も、3次元地盤モデルの底面の境界条件となる入力地震動の設定が必要となる。MeSO-net の観測地震動の分析に基づき、首都全体の工学基盤面の特徴を抽出することは、より合理的な入力地震動の設定につながると考えられる。

i) 定式化

上記を背景に、本章では、MeSO-net の観測地震動を利用した、3次元地盤モデルの底面の境界条件の設定を検討する。検討の目的は、300 の観測点でネットワーク観測された地震動を、3次元地盤モデルの底面にある 1 万超のオーダ全節点に入力する地震動に変換することである。観測地震動から入力地震動への変換のための合理的な内挿の方法の考案が必要となる。

内挿には、スプライン関数を使うような数理的な方法や、観測データに適当な重みをつけて推定するクリッキングのような確率・統計的な方法等、さまざまな方法がある。本章では、地震波動の伝播過程はグリーン関数を使ってモデル化できるという物理的な方法を採用する。周波数領域 ω のグリーン関数を $\mathbf{G}(\mathbf{x}, \mathbf{y}, \omega)$ とすると、任意の地点 $\mathbf{x}$ での地震動 $\mathbf{u}(\mathbf{x}, \omega)$ は

$$\mathbf{u}(\mathbf{x}, \omega) = \int \mathbf{G}(\mathbf{x}, \mathbf{y}, \omega) \mathbf{f}(\mathbf{y}, \omega) d\mathbf{y} \quad (11)$$

として表すことができる。ここで $\mathbf{f}(\mathbf{y}, \omega)$ は破壊過程に対応する偶力であり、積分は断層面で計算される。なお $\mathbf{u}$ と $\mathbf{f}$ はベクトル関数、 $\mathbf{G}$ はテンソル関数である。

断層の面積を A として積分を次のように近似すると

$$\int \mathbf{G}(\mathbf{x}, \mathbf{y}, \omega) \mathbf{f}(\mathbf{y}, \omega) d\mathbf{y} = A \mathbf{G}(\mathbf{x}, \mathbf{y}, \omega) \mathbf{f}(\mathbf{y}, \omega) \quad (12)$$

第 α 番目の観測点 $\mathbf{x}^\alpha$ での地震動 $\mathbf{u}(\mathbf{x}^\alpha, \omega) = \mathbf{u}^\alpha(\omega)$ は

$$\mathbf{u}^\alpha(\omega) = A \mathbf{G}(\mathbf{x}^\alpha, \mathbf{y}, \omega) \mathbf{f}(\mathbf{y}, \omega) \quad (13)$$

となる。

ここで観測点が十分近いことを仮定する。MeSO-net のような高密度のネットワーク観測の場合、この仮定を設けることは妥当である。なお、周波数領域での議論であるため、比較的低い周波数、すなわち比較的長い波長では、波長を基準とした観測点の距離は短くなる。逆に、比較的高い周波数では、波長を基準とした観測点の距離は長くなる。第 1 番目の観測点の地震動 $\mathbf{u}^1(\omega)$ と $\mathbf{u}^\alpha(\omega)$ の差は、グリーン関数 $\mathbf{G}(\mathbf{x}, \mathbf{y}, \omega)$ の $\mathbf{x}$ に関するテイラー展開

を使うことで次のように表すことができる。

$$\mathbf{u}^\alpha(\omega) - \mathbf{u}^1(\omega) = (\nabla \mathbf{G}(\mathbf{x}^1, \mathbf{y}, \omega)(\mathbf{x}^\alpha - \mathbf{x}^1) + \dots) \mathbf{A} \mathbf{f}(\mathbf{y}, \omega). \quad (14)$$

ここで $\nabla \mathbf{G}$ は $\mathbf{x}$ に関する $\mathbf{G}$ の微係数である。この式の右辺での既知量は、観測点の位置である $\mathbf{x}^\alpha$ と $\mathbf{x}^1$ のみである。未知量を次のようにまとめると、

$$\mathbf{A}(\omega) = \nabla \mathbf{G}(\mathbf{x}^1, \mathbf{y}, \omega) \mathbf{A} \mathbf{f}(\mathbf{y}, \omega) \quad (15)$$

上式は次のように近似することができる。

$$\mathbf{u}^\alpha(\omega) - \mathbf{u}^1(\omega) = (\mathbf{x}^\alpha - \mathbf{x}^1) \mathbf{A}(\omega) \quad (16)$$

左辺は既知量であるから、十分な数の観測データ（地震動と観測点の位置）を使うと、右辺の未知量 $\mathbf{A}(\omega)$ を決定することができる。実際、これは

$$\begin{bmatrix} u_1^2 - u_1^1 \\ u_1^3 - u_1^1 \\ \vdots \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} x_1^2 - x_1^1 & x_2^2 - x_2^1 & x_3^2 - x_3^1 \\ x_1^3 - x_1^1 & x_2^3 - x_2^1 & x_3^3 - x_3^1 \\ \vdots & \vdots & \vdots \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A_{11} \\ A_{12} \\ A_{13} \end{bmatrix} \quad (17)$$

となり、簡単な線形の逆問題である。簡単のため、上のマトリクス方程式では、ベクトル量とテンソル量の成分を使っている。

上記の方法で $\mathbf{A}(\omega)$ が決定されると、任意の地点 $\mathbf{x}$ での地震動は

$$\mathbf{u}(\omega) = \mathbf{u}^1(\omega) + (\mathbf{x} - \mathbf{x}^1) \mathbf{A}(\omega) \quad (18)$$

として決定される。これがテイラー展開を使った内挿である。

テイラー展開を使った内挿に基づく、観測地震動から入力地震動への変換は次の手順を踏むことになる。

1. 3次元地盤モデルの底面の節点 $\mathbf{x}$ に対し、その節点の近くの観測点の組を選ぶ。
2. 観測点の時間領域の地震動をフーリエ変換して周波数領域の地震動に変え、各周波数に対し未知量 $\mathbf{A}(\omega)$ を決定する。
3. 決定された $\mathbf{A}(\omega)$ を使って周波数領域での節点の地震動を計算し、逆フーリエ変換によって時間領域の地震動を推定する。

なお、未知量の決定は式(17)による。これは観測点の位置のみを使う逆問題であり、一度、節点の近くの適当な観測点の組を選べば、観測地震動から機械的に未知量を決定することができることになる。

ii) 解析解を用いたテイラー展開に基づく内挿の検証

テイラー展開を用いた内挿を適用するためには、テイラー展開の次数、周波数領域の範囲、観測点の数の3点を設定しなければならない。テイラー展開次数が高いほど、展開の精度は高くなるが、より多くの観測点が必要となる。同様に適用周波数を高くするほど、内挿の精度は高くなるが、より近くに多くの観測点が必要となる。このトレードオフの関係を見極め、適当な次数、範囲、数を設定する必要がある。

内挿に関わる3点の他、時系列データである地震動波形に対し、フーリエ変換を施すウィンドウの大きさも検討する必要がある。地震のイベントが小規模である場合、ウィンド

ウは小さくてよいが、大規模になるとウィンドウを大きくすることが望ましい。イベントの規模に応じてウィンドウが可変となることが望ましい。

本節では関東地盤を模した水平成層構造モデルの解析解（久田，2005⁵⁾）を用いて、次数・範囲・数の3点を設定するための検討を行う。検討事項は下記の2つである。

表3 平行成層モデルの各層の物性

	ρ [tf/m ³]	V_p [m/s]	V_s [m/s]	Q値	h [m]
1層	1.9	1,800	500	200	0.15
2層	2.1	2,300	960	200	0.15
3層	2.5	5,000	3,500	400	0.05
4層	3.0	7,500	4,500	800	

表4 点震源の震源パラメータ

震源座標	(800,-600,8,500) [m]	
震源時間関数	$M_0 \frac{2t^2}{T_0^2}$	$0 < t < T_0/2$
	$M_0 \left(1 - \frac{2(t-T_0)^2}{T_0^2}\right)$	$T_0/2 < t < T_0$
	M_0	$T_0 < t$
マグニチュード M_0	3.675×10^9 N-m	
ライズタイム T_0	2.0 sec	
走向・傾斜・滑り角	30, 40, 60 [deg]	

- ・ 高精度でテイラー展開近似による推定が出来る周波数の上限
- ・ 波動場を精度良く内挿できるテイラー展開の次数と観測点クラスタの大きさ

解析に用いる地盤の物性は表3に示す。震源は点震源とし、震源パラメータの設定を表4に示す。直交座標系で水平方向にx軸、y軸をとり、地表面を0として鉛直下向きにz軸をとっている。時間刻み0.01秒、4096ステップの解析解を求める。

震央を含む18×18 kmの範囲の地表面において、加速度を150 mのメッシュで可視化した結果を図5に示す。なお、加速度の解析解を周波数領域に変換し、その実部の値を鉛直方向にプロットして曲面で補間したものである。図より、高周波ほど波長が短くなっていることが確認される。MeSO-netの観測点間距離が2～5kmであることを考えると、少なくとも水平成層構造においては1Hz以上の波動場を低次のテイラー展開で近似することは困難であることが理解できる。

検証にはMeSO-netを模した観測点間距離3km程度の観測点クラスタを用いる。1次のテイラー展開の場合、未知量の数は各方向について3つであるため、最少で3点の観測点を使うと、未知量を決定することができる。2次のテイラー展開の場合、未知量の数は各方向について9つとなるため、最少で9点の観測点が必要となる。数値検証に用いる観測点の数は、必要な最少観測点の数に2を加えたものとする。

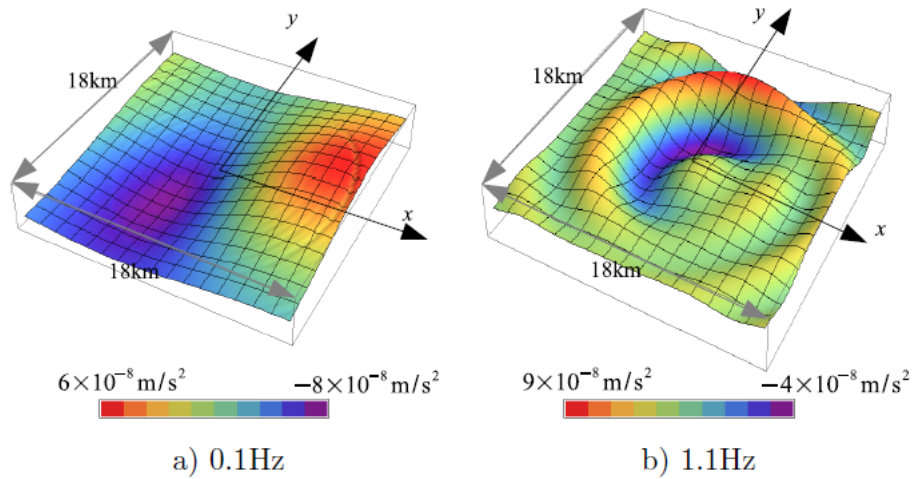


図5 周波数領域の地震動の空間分布

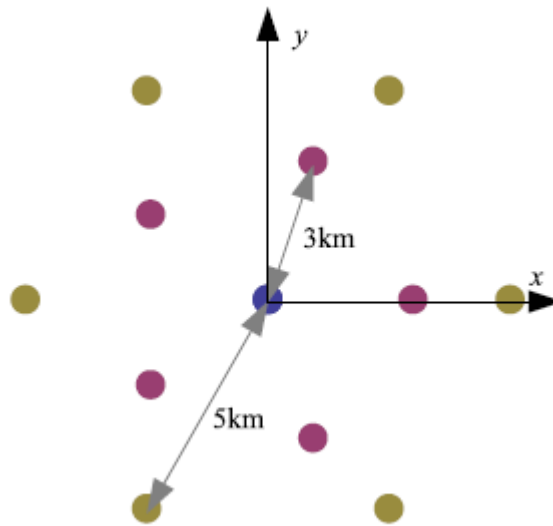


図6 観測点クラスタ内の観測点の分布

図6に観測点クラスタ内の観測点の配置を示す。青点はテイラー展開の中心であり、赤点と青点は、中心がテイラー展開の中心に置かれた正五角形と正六角形の頂点である。頂点と中心の距離は3 kmである。1次のテイラー展開の場合、中心点と赤点を観測点、2次のテイラー展開の場合、これに黄点を加えて観測点とする。テイラー展開の中心を $(-5000, -5000, 0)$ と $(0, 0, 0)$ の2か所に設定し、内挿された波動場と真の波動場を比較する。

図7は、0.1 Hzと0.71 Hzにおける z 方向加速度応答の解析解（青線）と、1次のテイラー展開による内挿（赤線）、2次のテイラー展開による内挿（黄線）の実部を近傍3 km四方にプロットしたものである。中心での値が一致する補間方法を用いているため、中心から離れるほど解析解との誤差が増加している。0.1 Hzでは推定の精度は高いように見えるが、0.71 Hzでは乖離が大きい。各周波数での内挿の誤差として、3 km四方内の各点における地震動ノルムの二乗和を用いる。解析解のノルム二乗和で割って無次元化した相対誤差を

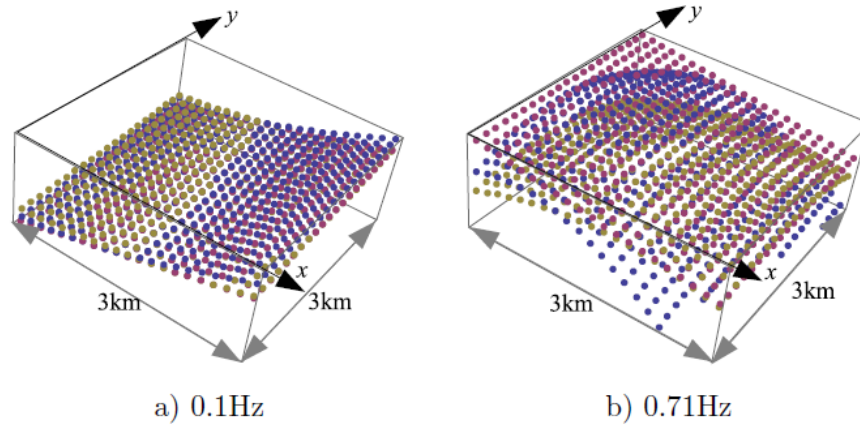


図7 解析的に計算された地震動と内挿された地震動の比較（x方向成分）

指標とする。すなわち

$$\epsilon(\omega) = \frac{\int (\mathbf{u}(\omega) - \mathbf{u}^{analytic}(\omega))^2 da}{\int (\mathbf{u}^{analytic}(\omega))^2 da}. \quad (19)$$

ここで $\mathbf{u}$ と $\mathbf{u}^{analytic}$ は内挿の地震動と解析解である。周波数 0～1.2 Hz で求めた相対誤差を図 8～12 に示す。青線と赤線は、それぞれ 1 次と 2 次のテイラー展開による内挿の相対誤差である。ほとんど全ての周波数において、1 次のテイラー展開による内挿が 2 次の内挿よりも相対誤差が小さいことがわかる。また 0.2Hz を境として、これより周波数が高くなると相対誤差が増加する傾向にある。通常は 2 次のテイラー展開の場合が内挿の精度が高いことが予想される。しかし、観測点の数が相対的に少ないため（1 次のテイラー展開の場合は 3 つの未知数に対して 5 点、2 次のテイラー展開の場合は 9 つの未知数に対して 13 点）、テイラー展開の係数の精度が悪くなってしまい、この結果、内挿の相対誤差が大きくなったと考えられる。

以上の結果より、MeSO-net を想定すると、1 次のテイラー展開を使った内挿が妥当であると判断される。なお、クラスタ内の観測点の位置と地震動の相対的な方向によって、内挿の精度は影響を受ける。例えば(0,0,0)近傍のz方向応答における無次元化誤差の最小値は 0.2 程度であり、精度良く補間されているとは言にくい。片や(-5000,-5000,0)のy方向応答の 0～0.2 Hz では無次元化誤差が 0.05 を下まわっている。震源に対する位置や応答方向によって補間精度が異なるため、内挿の精度を一意に定めることは難しい。前述のように、0.2 Hz 以上の高周波では相対誤差が増加傾向にあることから、0.2 Hz を一応の目安とする。手法を適用するにあたっては、クラスタ、観測地震波に応じて臨機応変に手法の適用範囲を見極めなくてはならないが、その際の判断方法については次章の冒頭で述べる。

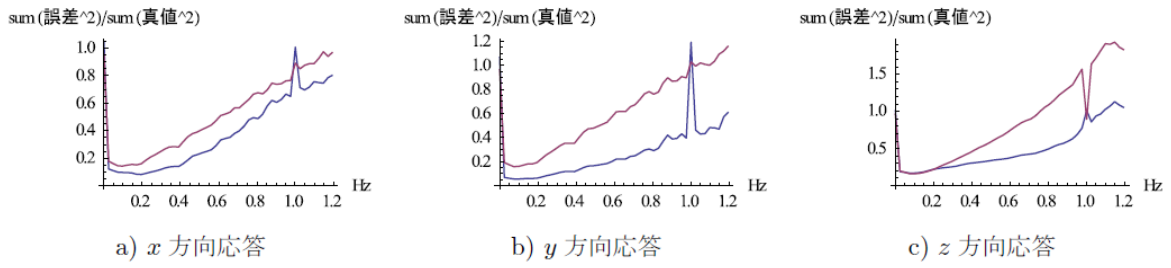


図 8 点(0,0,0)付近での相対誤差

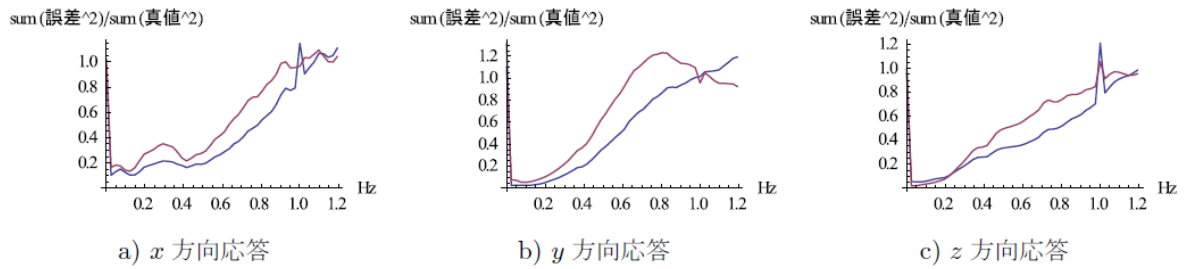


図 9 点(-5000,-5000,0)付近での相対誤差

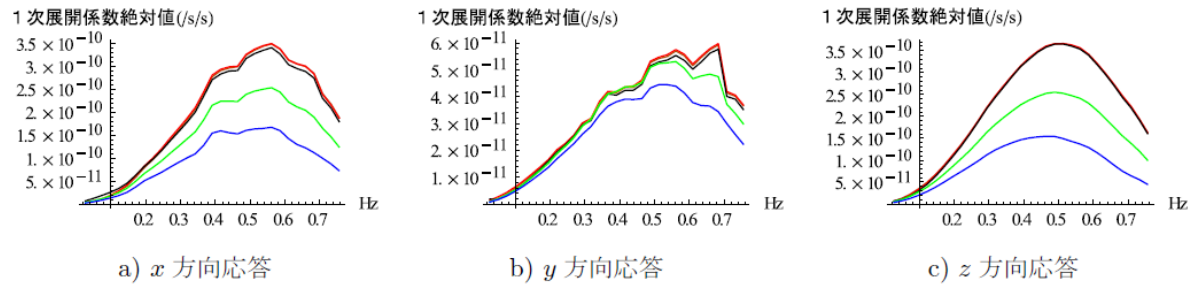


図10 点(0,0,0)付近でのテイラー展開係数の絶対値：橙： $\Delta x = 10\text{m}$ の数値微分，赤： $\Delta x = 20\text{m}$ の数値微分，黒： $\Delta x = 30\text{m}$ の数値微分，緑：1 次補間，青：2 次補間)

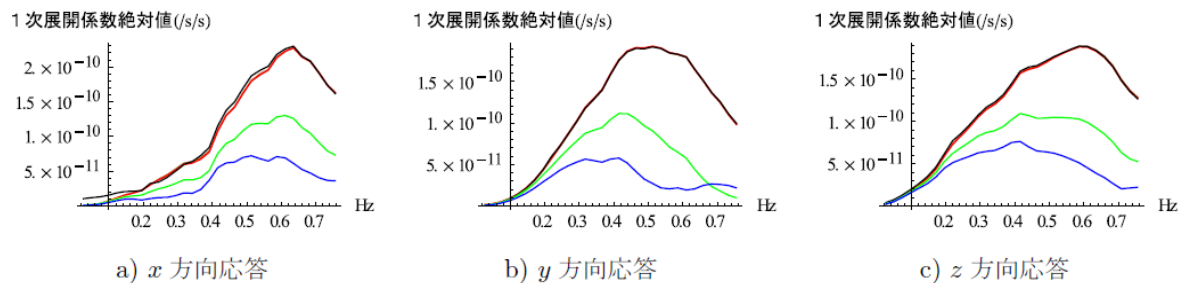


図11 点(-5000,-5000,0)付近でのテイラー展開係数の絶対値：橙： $\Delta x = 10\text{m}$ の数値微分，赤： $\Delta x = 20\text{m}$ の数値微分，黒： $\Delta x = 30\text{m}$ の数値微分，緑：1 次補間，青：2 次補間)

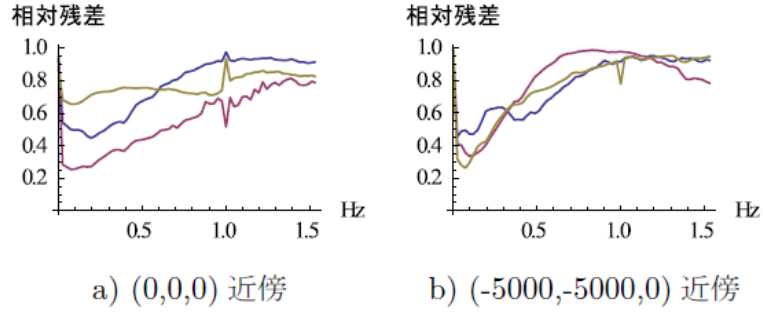


図12 1次のテイラー展開を使った内挿の相対誤差：(青：x 方向，赤：y 方向，黄：z 方向)

iii) MeSO-net のデータの適用例

テイラー展開を用いた内挿を MeSO-net の観測地震動に適用する。適用に際して、内挿された地震動の精度の評価が望まれる。しかし、前節で示したような解析解とは異なり、実際の地震では、観測点で観測された地震動のデータしか利用できない。したがって、内挿の精度の評価には工夫が必要である。例えば、一つの観測点のデータを内挿の評価用に使う、といった工夫である。

前節の検証の成果を基に、本節でもテイラー展開の次数は1次とする。周波数は0.2 Hzを最大周波数とする。観測点の数は慎重な設定が必要である。前節では、観測点の距離を3 km程度として5か所を最少の数としていた。MeSO-netでは観測点が不規則に配置されており、観測点間距離はさまざまである。

2011年東北地方太平洋沖地震のMeSO-netの観測地震動の1次のテイラー展開を用いた内挿を試みる。具体的には2011年3月11日14時46分からの 2^{17} ステップの地震動とする。なお、MeSO-netのサンプリング周波数は200 Hzなので、 2^{17} ステップは約11分に相当する。図13は0.14Hzでの相対残差の分布である。相対残差は、相対誤差と同様、次のように定義される。

$$\epsilon(\omega) = \frac{\int (\mathbf{u}(\omega) - \mathbf{u}^{observe}(\omega))^2 da}{\int (\mathbf{u}^{observe}(\omega))^2 da}. \quad (20)$$

ここで $\mathbf{u}^{observe}$ は観測地震動であり、 $\mathbf{u}$ はテイラー展開を基に内挿で決定される観測地点での地震動である。黒点が観測点、黒点を結ぶ直線は観測点のデローニ分割である。デローニ分割を用いた領域の分割方法の詳細については次節で述べる。

鉛直方向の地震動は比較的、相対残差の値が低く、精度良く内挿されていることが推測される。一方、水平方向応答の相対残差分布では、必ずしも相対残差は小さくない。中央における水平方向成分の空間的な変動が局所的に激しいことが原因である。

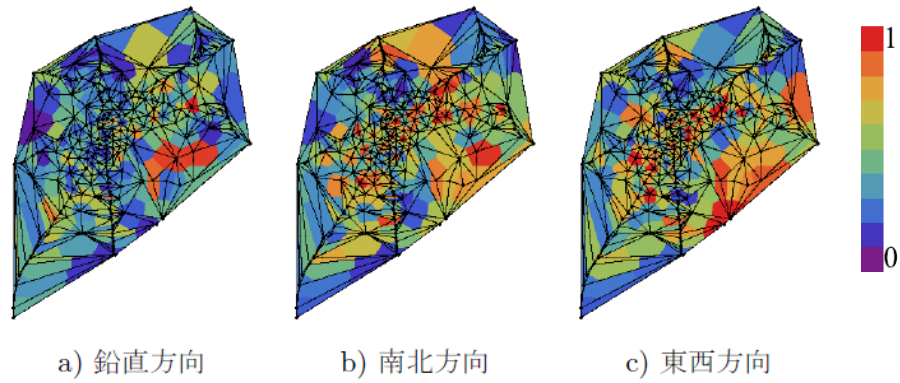


図13 1次のテイラー展開を使った内挿の相対残差の分布

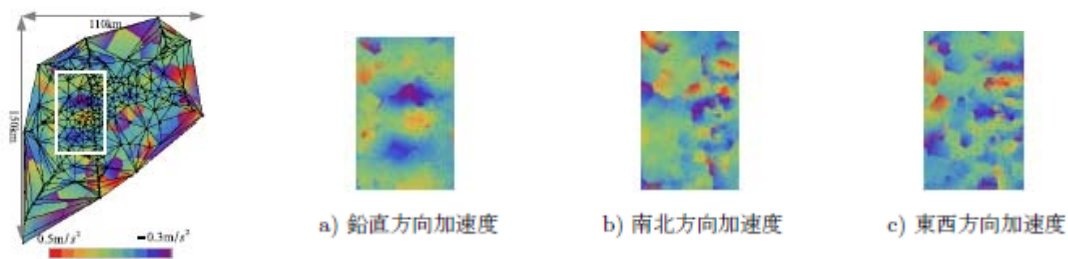


図 14 内挿された周波数領域の地震動（実部）の空間分布

MeSO-net の観測地震動の内挿から推定される、2011 年東北地方太平洋沖地震時の首都圏の地震動の推定を試みる。観測点群は同一平面上には無いので、三角形分割によって得られる各三角形を平面として扱い、各観測点まわりのテイラー展開係数を用いて近傍領域を補間する。図 14 は、0.14Hz における周波数領域波動場の実部の値に応じた配色を施したものである。前節の相対誤差を使った内挿の評価を基に、「相対残差が 0.3 以下であれば、内挿の精度が良い」ということを仮定した。この仮定が実際の地震波においても適用できるか、内挿された地震動を用いて検証する。観測点が密集した場所では概ね相対残差 0.3 以下になっていることが確認される。鉛直方向の地震動に対して、内挿された地震動の空間分布を拡大してみると、地震動が滑らかに分布していることがわかる。一方、南北・東西方向の地震動の空間分布を拡大してみると、地震動は滑らかではない。

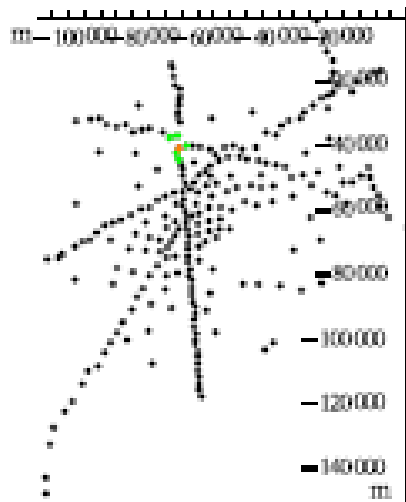


図15 時間領域の地震動の内挿に使った観測点クラスター

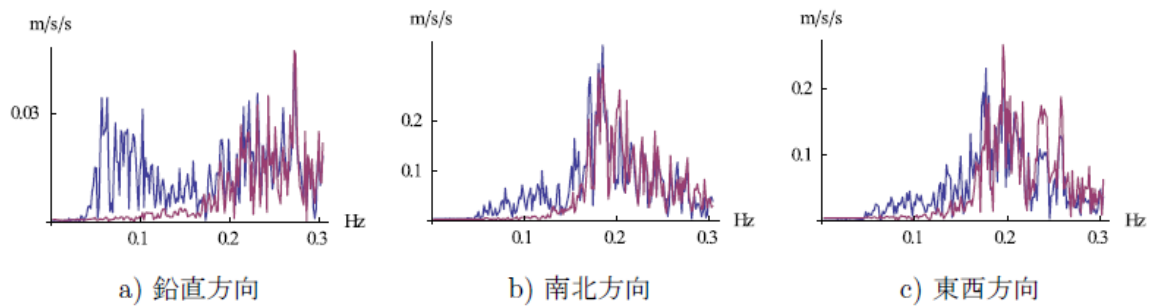


図 16 フーリエスペクトルの比較（青：観測，赤：内挿）

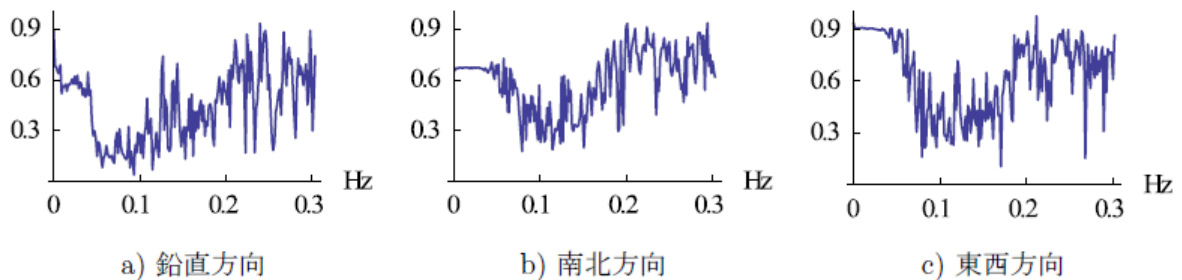


図 17 内挿された周波数領域の地震動の相対残差

観測点の観測地震動から中心の観測点での地震動を推定する。推定には図 15 の観測点クラスターを用いた。クラスターにおいて、中心点から最も離れた近傍点までの距離は 4 km 程度である。よって 3 km の時の最大周波数が 0.2 Hz であるから、この場合、0.15 Hz が最大周波数となる。図 16 では、青線が観測地震動のフーリエスペクトル（周波数領域応答の絶対値）、赤線が観測地震動と内挿で推定された地震動の差のフーリエスペクトルである。0～0.05 Hz で観測値はほぼ 0 であるから、この周波数領域は除く。このクラスターにおける相対残差を図 17 に示す。図 17 より、0.1～0.15 Hz においては相対残差が 0.3 程度もしくはそ

れ以下である。実際、約 0.15Hz を境として低周波数側で相対残差が小さく、高周波数側では相対残差が大きくなっていることが分かる。更なる検討は必要であるが、実際の関東地盤においても、グリーン関数を使った内挿の最大周波数の目安は 0.2Hz となるようである。

図 18、19 にそれぞれ、 $0\sim 0.1\text{Hz}$ と、 $0\sim 0.15\text{Hz}$ の内挿を基に逆フーリエ変換によって時間域の地震動を示す。青線が観測値、赤線が内挿値と観測値の差である。特に $0\sim 0.1\text{Hz}$ の周波数帯を使って逆フーリエ変換によって得られた時間域の地震動に対して、内挿は観測と良く一致していることがわかる。 $0\sim 0.15\text{Hz}$ の波形では、水平方向応答は誤差が少し目立つが、鉛直方向応答では精度良く推定されている。図において、 $0.1\sim 0.15\text{Hz}$ で鉛直方向応答の相対残差が 0.3 を上回っているが、 $0\sim 0.15\text{Hz}$ の推定値の精度が良いのは、図より $0.1\sim 0.15\text{Hz}$ のスペクトル強度に比べて $0.05\sim 0.1\text{Hz}$ の強度が強いためであると推測される。

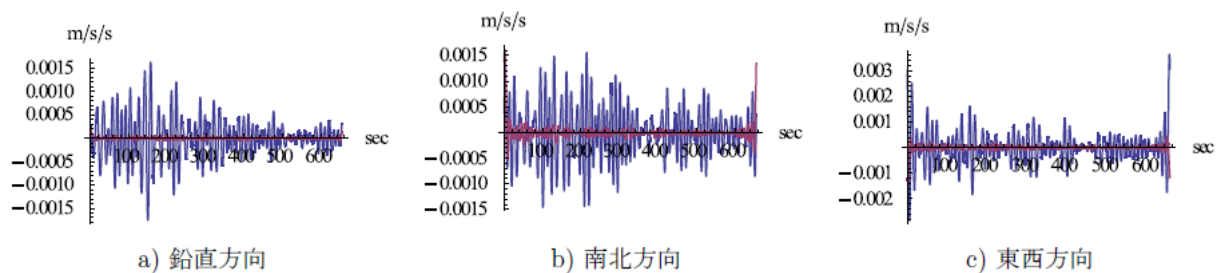


図 18 $0\sim 0.1\text{Hz}$ でバンドパスフィルタした地震動(青：内挿，赤：ミスフィット)

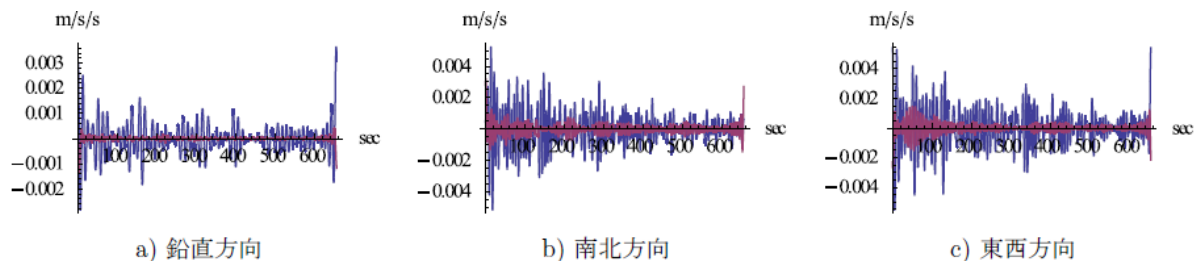


図 19 $0\sim 0.15\text{Hz}$ でバンドパスフィルタした地震動(青：内挿，赤：ミスフィット)

前節で利用したデローニ分割の領域分割を説明する。観測点が 3 次元に分布していることから、最初に、各観測点との距離の二乗和を最小とする平面を求める。その平面上に観測点を投影した点群を使って、この平面をデローニ分割する。デローニ分割の各三角形を、観測点群の三角形に対応させる。この結果、デローニ分割に対応した観測点の三角形が一つの平面となる。そして、MeSO-net の観測網は、多数の三角形平面要素から構成される面となる。

三角形要素の内部領域を各頂点の近傍領域に分割する。外心が三角形の内部にある場合、本手法における分割とボロノイ分割は同じ結果である。外心が三角形の外部にある場合、平面のボロノイ分割であれば、隣接する三角形の内部であっても、頂点、辺の midpoint 2 点、外心とで囲まれる領域を、頂点の近傍領域として定義する。本手法においては、隣接する

三角形は異なる平面上にあるので、外心が三角形外部にある場合には、“三角形内部の”近傍領域という条件を付して近傍の領域を定義する。

要素内部を頂点の近傍領域に分割した後、頂点まわりのテイラー展開係数を用いて近傍領域の地震動を内挿する。地震動を内挿する領域は平面であり、1 次のテイラー展開によって内挿される地震動も平面となる。

2) 構造物の解析手法

a) 鉄骨造建物・木造建物の解析モデル

都市を構成する鉄骨造建物（秋山，1984⁷⁾、秋山・高橋，1990⁸⁾）、木造建物（五十田・河合，2007⁹⁾、河合ほか，1998¹⁰⁾）の応答解析を行うため、多層多スパンの建物を図 20 に示すように、各質点が水平 2 方向に自由度を持つ多質点せん断系にモデル化した上で、このモデルを解析するためのプログラムを開発した。解析モデルは、質点間に等間隔の角度に配置した等しい特性を有するせん断バネ（個々のバネを要素バネと呼ぶ）により層の挙動を表し、質点を挟んで上下方向に連結することで、各層においてそれぞれ水平二方向の自由度を有する多質点せん断系となっている。このモデルは MSS(MULTIPLE SHEAR SPRING)モデルと呼ばれるものであり、水平方向の構造特性が方向によらず比較的均質な建物について、水平 2 方向入力応答解析を容易に行うことができる。建物各層の層剛性 K_{ei} ならびに降伏せん断力 Q_{yi} と解析モデルを構成する各要素バネの剛性 k_{ei} と降伏耐力（せん断力） q_{yi} の関係は次式で表される。

$$k_{ei} = \frac{K_{ei}}{\sum_{i=1}^N \cos^2 \theta_i}, \quad (21)$$

$$q_{yi} = \frac{Q_{yi}}{\sum_{i=1}^N |\cos \theta_i|}. \quad (22)$$

ここで N は要素バネの分割数、 θ_i は要素バネ間の角度である。

解析モデルの設定は以下のように行う。

1. 建物情報として与えられる床面積 A_i と、鉄骨造建物および木造建物の一般的な単位床質量をもとに各層の質量 M_i を予測する。
2. 各層の質量 M_i と建物情報として与えられる各階の階高 H_i をもとに、鉄骨造建物および木造建物について標準的と思われる保有水平耐力分布 Q_{yi} と降伏層間変形角 R_{yi} により建物各層の層剛性 K_{ei} ならびに降伏せん断力 Q_{yi} を予測し、上式により要素バネの降伏耐力・弾性剛性を設定する。

解析においては、質点間の要素バネの分割数が多いほど剛性・耐力の方向依存性は小さくなることから、分割数は 16 としている。また、建物の終局耐震性能を支配する要因の一つである P- Δ 効果については、負の剛性効果として要素バネの中に組み込んで考慮している。

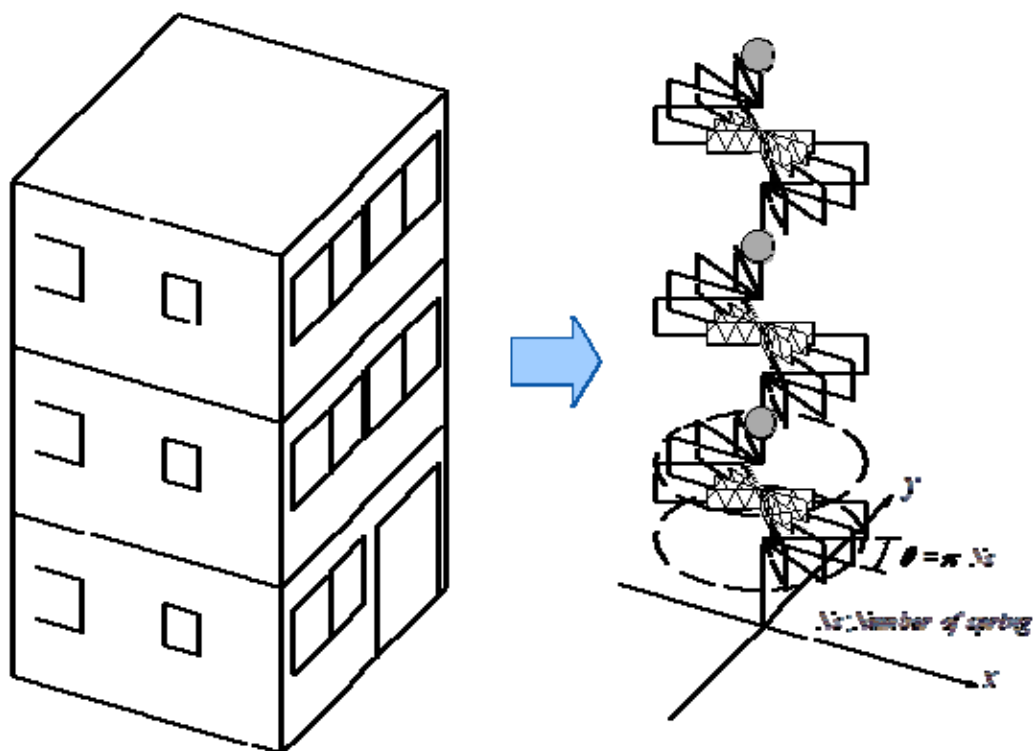


図20 建物の多質点せん断系（MSSモデル）への置換

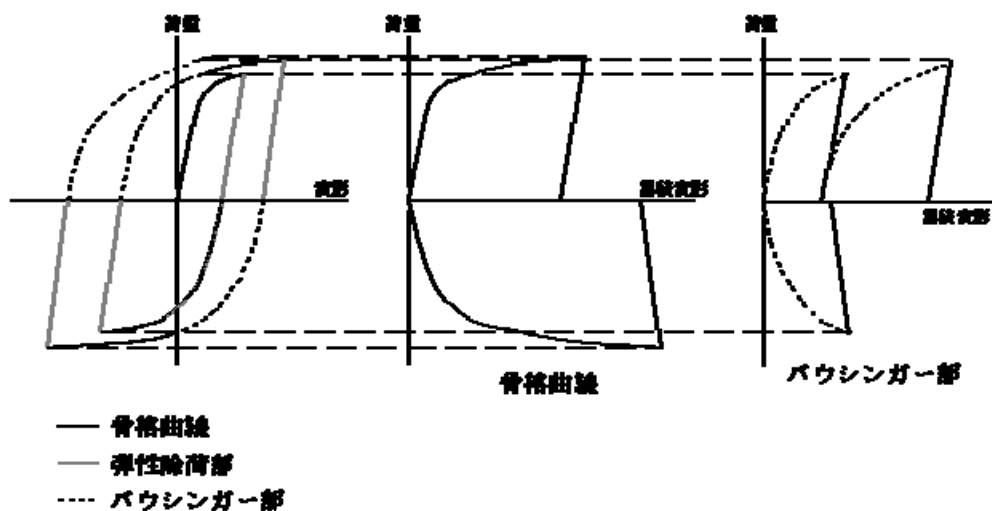


図21 鉄骨造建物の応答解析に用いる履歴モデルの概要

解析で使用する復元力特性に関しては、鉄骨造建物については、繰り返しによるバウシंगाー効果の影響や歪み硬化など現実的な挙動を反映した、骨格曲線とバウシंगाー部により構成される履歴モデル等などを使用する。履歴モデルの概要を図 21 に示す。骨格曲線は単調載荷を受ける場合の荷重-変形関係と対応する。本年度の解析では、骨格曲線、バウシंगाー部ともにバイリニア型のモデルを設定した。

木造建物については、小変形時から緩やかに生じる非線形挙動と、大変形経験後の

ピンチング挙動を再現できる、バイリニア+スリップモデルを履歴モデルとして用いた。このモデルはバイリニア要素とスリップ要素それぞれの初期剛性、2次剛性、降伏耐力等をさまざまに調節することで、多様な木質耐力壁の復元力特性を再現できる。ほとんどの木造建物の地震時復元力特性は、耐力壁の性質を総和することによって評価することが可能である。したがって、このモデルにより木造建物の性質も表現できる。2012年度は、最も一般的な耐力壁の一つである筋かい（30×105MM たすき掛け）を対象とし、復元力特性を図22に示すように定めた。木造建物は壁量計算により設計

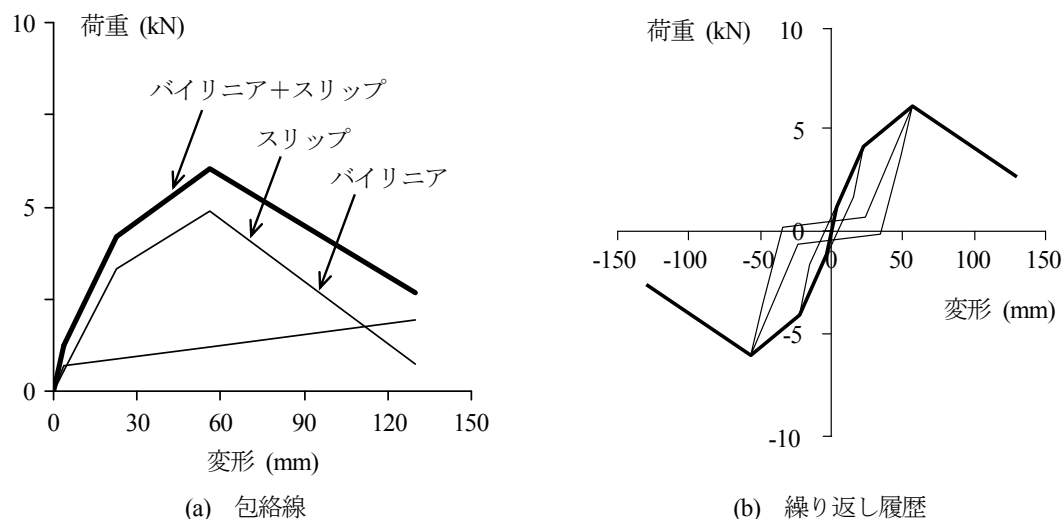


図22 木造建物の応答解析に用いるバイリニア+スリップモデル

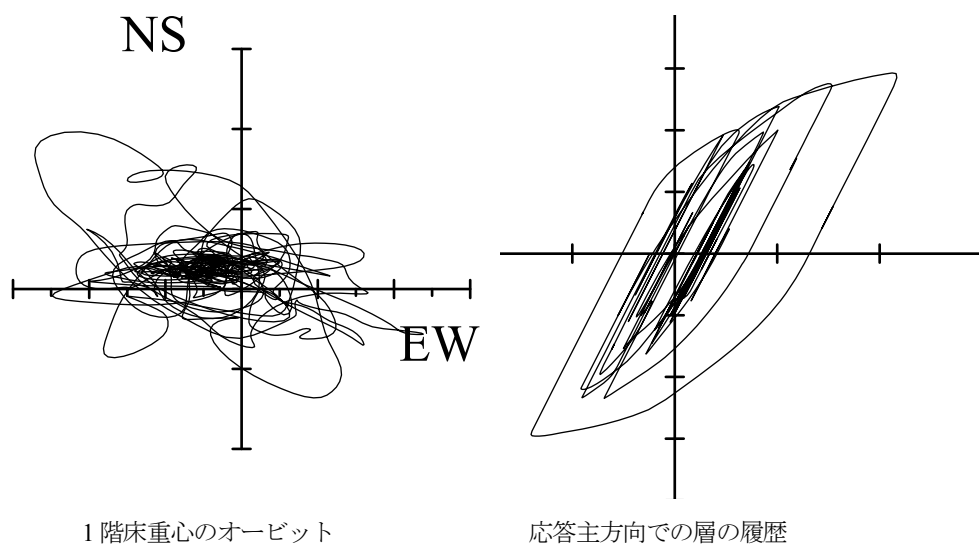


図 23 解析結果の例（鉄骨造建物の場合）

された建物がほとんどであるため、まず 2012 年度の解析では、筋かいであれば壁倍率を 1.5 として 1981 年の建築基準法改正後の必要壁量を満たすように建物の壁量を決定した。

個別の建物の解析結果を図 23 と図 24 に例示する。入力波については、鉄骨造建物では既往の観測地震波である EL-CENTRO 記録（NS と EW の 2 成分）について加速度を増幅させた波を使用した。木造建物では JR 鷹取記録について加速度を増幅させた波を使用した。

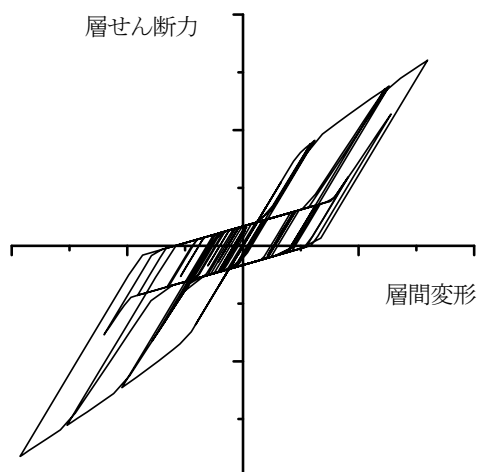


図 24 解析結果の例（木造建物の場合）

b) 構造物シミュレーションの高度化

都市の構造物シミュレーションの高度化は、より信頼性の高い被害想定や応急被害判定に重要である。既往の被害想定や応急被害判定は、過去の地震被害の統計分析に基づいた方法を使うものが中心である。本研究では、各種構造物の地震応答解析手法を適用することを前提に、所定の入力地震動に対する都市内の全建物・構造物の地震応答を計算し、地震応答から被害を判定するという新しい方法を採用している。これは、統合地震シミュレーション(INTEGRATED EARTHQUAKE SIMULATION、IES)と称される手法である。

IES では、デジタル化された都市情報から数値計算に使う都市モデルを構築し、前の過程の解析結果を次の過程の解析の入力として使うことで地震災害の統合的な解析を行う。地震災害の各過程を計算し、都市の各構造物の応答を解析するため、IES の計算量は大きくなる。そこで筆者の研究グループでは、IES に高性能計算(HIGH PERFORMANCE COMPUTING、HPC)手法を適用してきた。HPC とは、スーパーコンピュータなどの高性能な計算機を用いて大規模な問題を高速に解くことであり、高性能計算機の普及と周辺ツールの整備により実用的な問題に適用できるようになりつつある。IES の中核は、表層地盤による地震動の増幅過程を計算する地震動シミュレーションと、各種構造物の地震応答を計算する構造シミュレーションである。構造シミュレーションでは、建物一棟一棟に対し、単純な線形の解析モデルから複雑な非線形の解析モデルを構築する。そして HPC を利用することで、数十万棟規模の計算を数時間で終わらせることができるようになった。

本研究では、上記の IES の構造シミュレーションのコードを改良し、より高速な計算が実現できるように、構造シミュレーションを高度化することを目的とする。具体的な課題は構造シミュレーションのボトルネックの解消である。従来、広域の都市に対し、少数の地震シナリオを想定し、シミュレーションを行ってきた。2011 年東日本太平洋沖地震以降、より多数の地震シナリオに対してシミュレーションを行うことが必要とされる。このため、多数の地震シナリオに対するシミュレーションを効率良く実行できるよう IES を拡張することが必要となる。適用例として、約 25 万棟からなる領域の地盤・構造物応答解析を 100 ケース行い、開発した IES の性能を確認する。

i) IES の概要

IES では、地震・地震応答の各過程に対する数値解析手法を組み合わせることで、都市の地震被害を統合的に計算する。それぞれの数値解析手法の入力として使えるよう、GIS 等の都市のデジタル情報を都市モデルに変換することが必要となる。IES のシステムの中で、各数値解析手法の入力・実行を統合する機能をカーネルと呼び、各過程の数値解析手法をモジュールと呼ぶ。信頼性の担保されたモジュールをつなぎ合わせることで、全体として信頼性の高い地震被害想定を行うことを目指している。

各モジュールには既開発のプログラムを使う。したがって、既開発のプログラムの IES の実装を別にすると、IES の主な開発項目はカーネルの整備である。これは、GIS のデータから都市モデルへの変換、各モジュールの管理、各モジュールの呼び出し、

並列計算の際の計算負荷の割り振り、各モジュールの解析結果の整理、である。以降、IES の内、構造物応答シミュレーションのモジュールについて説明する。

構造物応答シミュレーションのモジュールでは、求められる精度と使用可能な計算資源に応じて、地震応答の数値解析手法を MULTI DEGREE OF FREEDOM MODEL (MDOF)、ONE COMPONENT MODEL (OCM)、FIBER ELEMENT MODEL (FIB)から選ぶことができる。MDOF モデルは一番簡便なもので、各階を質点と非線形バネでモデル化するのに対し、OCM モデルでは構造物を構成する梁・柱をそれぞれ非線形要素としてモデル化し、FIB モデルはさらにこれらの梁や柱をファイバー要素の集まりとしてモデル化する。いずれのプログラムもシリアルコードとして実装されている。以下、文献に記載されている構造物応答解析モジュールについて説明する。

建物・構造物の地震応答解析は互いに独立であるため、建物を計算コアに割り振ることで並列計算を行うことができる。MPI を使った分散メモリ型の並列化を行う。この並列化での計算コアの仕事は、割り振られた建物の直下の地震波形をファイルシステムから MPI-IO の COLLECTIVE READ 関数を使って読み込み、各建物の地震応答を計算したのち、MPI-IO の COLLECTIVE WRITE 関数を使って GIS タイル毎に結果をまとめて出力する、というものである。COLLECTIVE READ 関数は多数のプロセスが協調して一つのファイルを読む関数で、COLLECTIVE WRITE 関数同様、ハードウェア・ソフトウェアレベルの最適化で高速なファイル入力が可能である。同じ規模の入力地震波に対する地震応答解析にかかる計算時間は同程度であるという特徴を利用して、過去の解析において計測した計算時間を使って、計算時間の和が同程度になるように各計算コアに構造物を割り振る。

以上のモジュールを使う際、最短の解析時間(TIME-TO-SOLUTION)は各構造物の計算時間のうち、最長のものによって制限される。そこで、第 I 番目の構造物の計算時間を t_I とすると、スケール(STRONG SCALING)するプロセッサの上限は、

$$P_{max} = \frac{\sum t_I}{\max\{t_I\}} \quad (23)$$

となる。OCM モデルを使って低層・中層ビルの密集する領域を解析する場合、各建物の計算時間の平均値が 8.58 s に対し、計算時間が最長となる構造物の計算時間は 1,781 s となり、 $P_{max} = 1,220$ 程度となる。高層・大規模構造物のある領域では $\max\{t_I\}$ が大きくなり、 P_{max} は数十～数百程度となる。 P_{max} 以上のプロセッサ数を使って計算の高速化を図るには、長い計算時間のかかる構造物の応答を並列計算することによって高速化する必要がある。

IES にはさまざまな数値解析手法を実装することを想定しているため、現在のところ、個別の地震応答解析手法に対し、並列化を施すことは行っていない。なお、構造物シミュレーションの場合、層数の違いは場所によって高々 10 倍程度に収まる。この結果、 P_{max} の値は大きくなり、問題とはなりにくい。

ii) IES の高度化の方法

IES の計算効率を向上させるためには、次の 3 種類の計算方法が考えられる(図 25 参

照)。

1. 全プロセスが同時に一つのケースを解析し、順次、次のケースを解析する方法
2. ケースの数にプロセッサをグループ分けし、多数ケースを同時並行で計算する方法
3. 上記の 2 種類の計算方法を組み合わせた方法

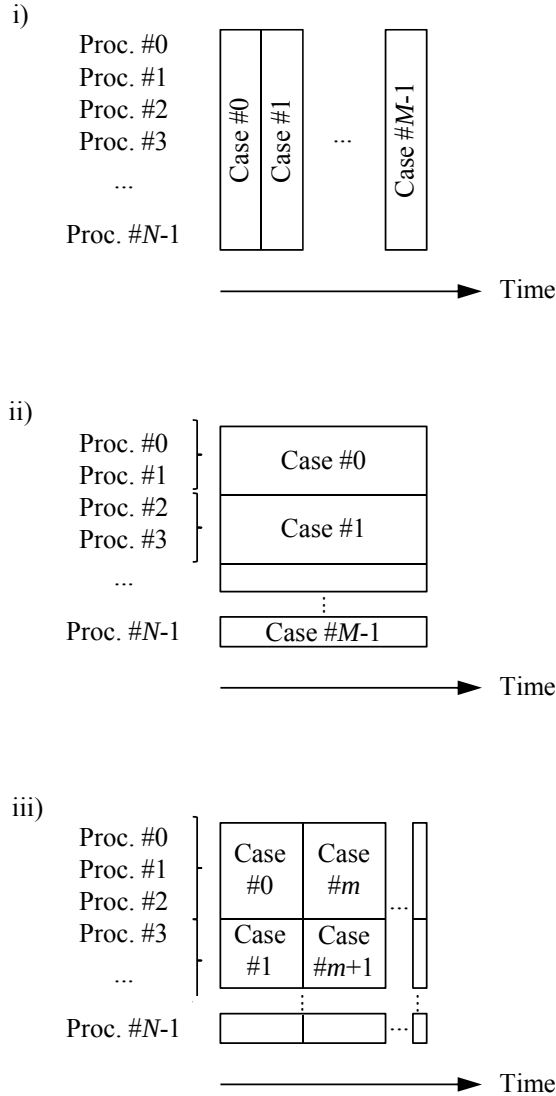


図25 多数地震シナリオに対するIESの3つの計算方法の候補。本研究では、プロセスあたりの構造物数を多くすることができるii)を使う。各Processに割り振られたCaseが1つの地震シナリオに対応する。

第 1 の方法は、多数の計算ノードを使用して、一つの問題を高速に解く必要があり、STRONG SCALING の性能が要求される。一方、第 2 の方法は、大きな問題を多数の計算ノードを用いて計算する WEAK SCALING の性能が要求される。ここで STRONG SCALING とは、スケール(STRONG SCALING)するプロセッサの上限は、

$$S_{strong} = \frac{T_1}{T_p} \quad (24)$$

として定義されるが、ここで T_1 は 1 プロセスの計算時間、 T_p は P 個の計算ノードを使

った計算時間である。同様に WEAK SCALING とは

$$S_{weak} = \frac{T_1}{T_p^*} \quad (25)$$

となるが、 T_p^* は 1 計算ノードに解いた問題の P 倍の問題を P 個の計算ノードを使って解いた場合の計算時間である。第 3 の方法は、第 1 と第 2 の方法の中間的な性質を持つ。

構造物シミュレーションの場合、前述のように、STRONG SCALING できるプロセス数 P_{max} が問題特性によって決まる。したがって第 1 の方法は適していない。一方で、第 3 の方法はプログラム構造が複雑となる。このため、本研究では第 2 の方法を使う。

従来の IES においては、各過程を解析する機能はそれぞれ一つのプログラムとして開発されており、これらのプログラム間で必要なデータの受け渡しはファイルシステムを通じて行ってきた。地震動シミュレーションを入力とする構造物シミュレーションの場合、建物直下での地表面での地震動波形はファイルシステムを通じて受け渡されており、その大きさは、3 万タイムステップの問題では一建物当たり約 0.36MB である。したがって、100 万棟の建物を持つ東京のような都市では、一つの地震シナリオに対して約 360GB のデータの受け渡しが必要となる。少数の地震シナリオに対するシミュレーションには問題のない規模である。しかし、ファイルシステムを通じてデータを受け渡す既往プログラムを使ってで、多数の地震シナリオに対するシミュレーションを実行しようとする、多大な I/O により並列性能が低下する恐れがある。

上記の点を考慮し、従来の IES を使った多数地震シナリオのシミュレーションの性能を、特に、計算時間とファイル入出力時間に注目して測定し、改良に向けて多数地震シナリオのシミュレーションの問題特性とプログラム特性を分析する。測定には、「京」及び「FX10」を使う。「京」は理化学研究所のスーパーコンピュータ「京」で、8 コア SPARC64TMVIII FX (2.0GHz)、16GB メモリを搭載した計算ノード 88,128 台を 6 次元メッシュ/トーラス結合で接続したマシンで、グローバル及びローカルファイルシステムからなる 2 階層ファイルシステムを採用している。「FX10」は東京大学情報基盤センターの FX10 スーパーコンピュータシステム(OAKLEAF-FX、富士通 PRIMEHPC FX10)で、16 コア SPARC64TMIX FX (1.848GHz)、32GB メモリを登載した計算ノード 4,800 台を 6 次元メッシュ/トーラスインターコネクトで接続したマシンで、グローバル及びローカルファイルシステムからなる 2 階層ファイルシステムを採用している。いずれのシステムにおいても、共有ディレクトリモデルを使い、ストライピングにて 12 個の OST にデータを分散して入出力している。

図 26 に地震動シミュレーションのモジュールの性能(WEAK SCALING)を示す。ここでは、253,405 点 (すべての地点で 3 層地盤構造)、8,192 タイムステップの問題を、1 ケース当たり 160 プロセス使って計算している。「FX10」において、20 地震シナリオで $S_{weak} = 82.5 \%$ 、「京」において 40 地震シナリオで $S_{weak} = 79.9 \%$ となっている。図にモジュールの計算時間の内訳を示す。計算の準備時間 (入力ファイルの読み込み・評価点のプロセスへの割り振り)、計算時間、地表面波形の出力時間を示している。GIS タイル毎に計算・ファイル出力を行っているため、計算とファイル出力が交互に現れている。1 地震シナリオの場合と 20 地震シナリオの場合を比較すると、計算時間

は地震シナリオ数にかかわらずほぼ一定であるものの、ファイル入出力時間が長くなっていることがわかる。

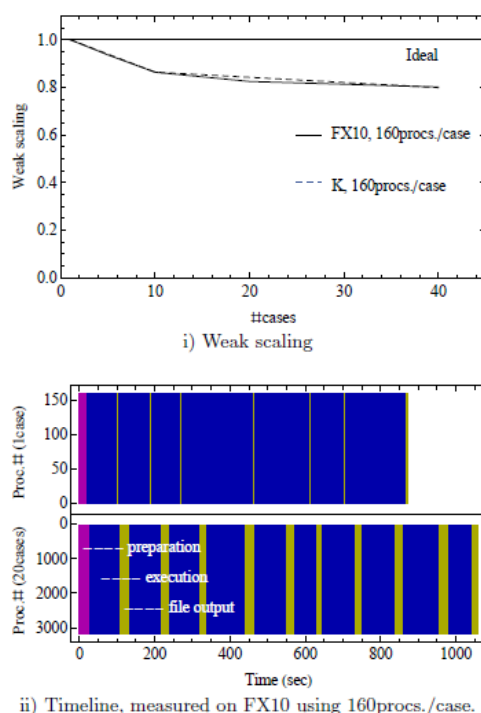
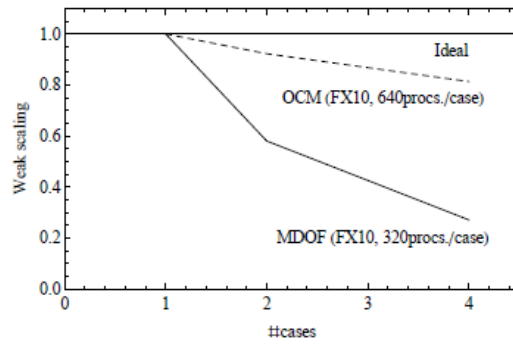


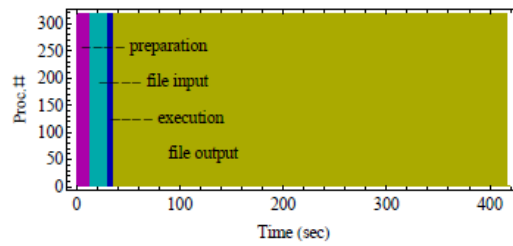
図26 従来のIESの性能：地震動シミュレーションのモジュール

図 27 に構造物シミュレーションのモジュールの性能(WEAK SCALING)を示す。ここでは、253,405 棟、8,192 タイムステップの問題を、1 ケース当たり MDOF モデルの場合 320 プロセス、OCM モデルの場合 1 ケース当たり 640 プロセス使って計算している。図から、MDOF モデルを使った場合、4 地震シナリオにおいて $S_{weak} = 27.2\%$ と、少数の地震シナリオにおいても著しく性能が落ちていることがわかる。OCM モデルの場合は、4 地震シナリオにおいて $S_{weak} = 81.3\%$ となっている。図 27 にモジュールの計算時間の内訳を示す。図において、計算の準備時間(入力データの読み込み・評価点のプロセスへの割り振り)、地表面波形の読み込み、計算時間、構造物応答の出力時間を示している。図から、MDOF モデルの場合、ほとんどの時間（全解析時間のうち 91%）は構造物応答の出力にかかっていることがわかる。OCM モデルの場合、全解析時間のうち 86.2%が計算時間となっている。いずれの解析モデルを使った場合も入出力データ量は同程度であるため、計算量の少ない MDOF モデルの性能低下が著しい。

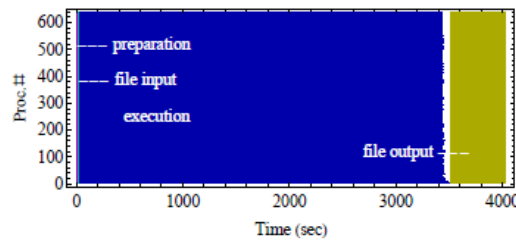
以上より、計算時間に対するファイル入出力時間の比率が高いものほど、 S_{weak} の値が小さくなっていることがわかる。これは地震シナリオの数に応じて I/O が線形に増加するにもかかわらず、用いたプロセッサ数に対して必ずしもファイル入出力速度が高速化されないためであると考えられる。並列性能の大幅な改善をしない限り、 10^2 以上の多数の地震シナリオの解析は困難である。



i) Weak scaling



1 case using MDOF model. Measured on FX10 using 320procs.



1 case using OCM model. Measured on FX10 using 640procs.

ii) Timeline

図27 従来のIESの性能：構造物シミュレーションのモジュール

ファイル入出力データの種類・データ量を把握し、ファイル入出力によるボトルネックの改善方法を考える。表5に大きさ2.0×1.5km、13,781棟(GISタイル09LD171)、タイムステップ数8,192を設定した場合の、1地震シナリオの問題に対する入出力データ量を示す。地表面波形・構造物応答のデータ量は構造物数・タイムステップ数・ケース数に比例して増加する。地盤・構造物モデルや、解析の設定ファイルはケース数に応じてデータ量が変わらないので、記載していない。SAAモジュールで出力・SRAモジュールで入力する地表面波形のデータ量、及び、構造物応答解析の出力データ量

表5 地震動・構造物シミュレーションのモジュールの入出力データサイズの一例

モジュールI/O	データ	データサイズ
地震動I	基盤地震動	0.219MB
地震動O/構造I	地表面地震動	1.37GB
構造物O	地震応答	29.7GB

が大きいことが分かる。地表面波形データは各構造物直下での地表面加速度の 3 成分単精度で全タイムステップ分入出力しており、構造物応答の出力では、各構造物を構成するノード上での変位 3 成分を単精度で全タイムステップ分出力している（図 28 参照）。地震シナリオの数にデータ量が比例する地表面波形と構造物応答のファイル入出力を削減・高速化することが重要であることがわかる。

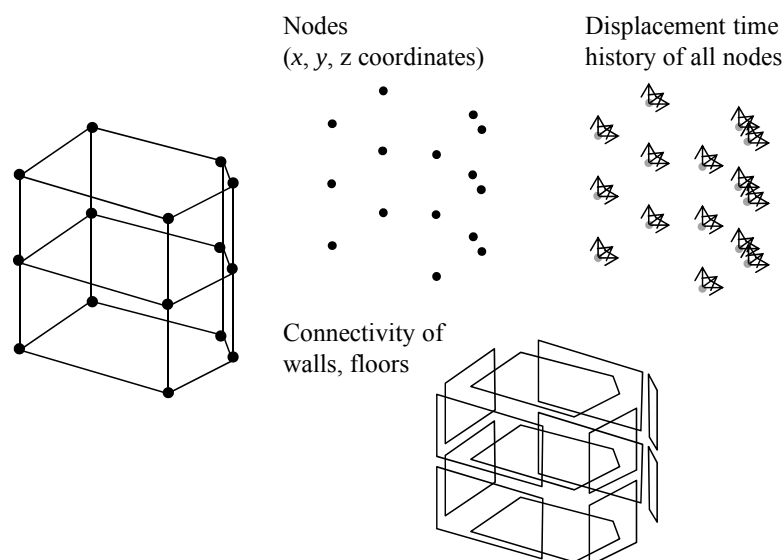


図28 構造物シミュレーションのモジュールでの出力データの形式

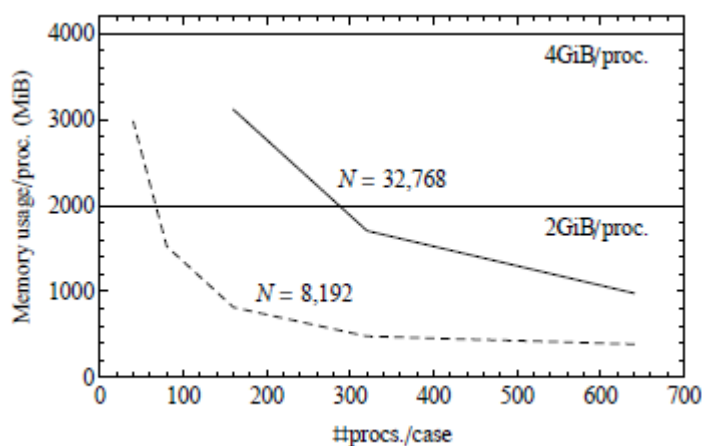


図 29 従来型の IES での最大メモリ使用量

2011 年東北地方太平洋沖地震のように継続時間が長い地震（継続時間 300 s 以上）のシミュレーションを実行するためには、時間ステップを 0.01 s として、30,000 ステップ以上の解析が必要となる。時刻歴解析を行う多くの数値解析手法では、数タイムステップ計算する毎に結果をファイルシステムに出力する。このような数値解析手法方法とは異なり、IES のモジュールは、全タイムステップ・全地点の計算を終えてから、全解析結果を出力する。そのため、計算が終了するまでの途中の解析結果をメモリ上

に乘せておく必要があり、メモリ使用量はタイムステップ数に比例して大きくなる。タイムステップ数を 8,192 と 32,768 の 2 通りの問題における構造物シミュレーションのモジュールの最大メモリ使用量を図 29 に示す。「京」・「FX10」とも、使用できるメモリは計算コアあたり約 2 GB である。タイムステップ数が多い場合、メモリの制限上で実行可能なプロセス数の下限が、モジュールが STRONG SCALING するプロセス数の限界 P_{max} を超えてしまう可能性がある。長い地震継続時間の問題に対して、STRONG SCALING するプログラムを作成するには、メモリ使用量を削減し、プロセスあたりの構造物数を増やす必要がある。なお、地震動シミュレーションのモジュールは、構造物シミュレーションのモジュールに比べてメモリ使用量が少なく、さらに P_{max} も大きいので問題となりにくい。

iii) IES の改良とその性能測定

モジュールの統合

既往の IES による多数回解析と同様に、計算機の演算性能の進展に伴い、他のアプリケーションにおいてもファイルシステムへの入出力(I/O)が大規模問題を解く際のボトルネックとなっている。例えば有限要素解析などの科学技術計算においては、解析手順がプリプロセス（メッシュ作成）、ソルバー（解析の実行）、ポストプロセス（解析結果の可視化）という三段階に分かれており、それぞれ独立したモジュールとして用意するのが一般的である。各モジュールの演算部分の並列性能が十分であっても、問題規模の増大に伴って、ファイルシステムを通じて、これらのモジュール間でメッシュや解析結果を受け渡すコストが大きくなり、解析作業全体が困難になる。このような問題に対して、並列ファイルシステムなどのより高性能なファイルシステムの研究・開発と並行して、プリプロセス・ソルバー・ポストプロセス機能を一つの実行ファイルに統合し、メモリ上で情報を受け渡す方法が考えられている。これにより、メッシュ生成のための形状データ・可視化結果である画像などの小さなファイルのみをファイルシステムに入出力するだけで済むようになり、解析作業全体の並列効率の改善や、結果を得るまでの時間(TIME-TO-SOLUTION)の短縮が期待できる。

本研究においては、地震動シミュレーションと構造物シミュレーションのモジュールを一つの実行ファイルに統合し、地表面波形をメモリ上で受け渡すように IES を改良する。従来の IES のボトルネックであるファイル入出力の一部を回避することができ、プログラムの並列性能の改善が期待できる。

このような統合プログラムを開発する際の課題は作業の完全自動化である。高性能計算機においてはジョブ管理システムを使った、インタラクティブでない計算が主流である。したがって、統合した IES においては、入出力データの整合性の確認や、解析結果ファイルの名前の付け替えなど、地震応答解析と構造物応答解析の間に行っていたすべての手順を自動化する必要がある。本研究では解析手順を自動化し、プログラム間で入出力データの不整合が起きないようにプログラムを設計する。まず、工学的基盤層での入力波形、地盤・構造物モデルをファイルシステムから入力し、すべての地点で地震動のシミュレーションを計算した後、すべての構造物の応答を計算する。地震動のシミュレーションで計算された地表面波形の受け渡し方法としては、既往プ

ログラムにおける構造物シミュレーションの入力波形の配列に地震動シミュレーションの計算結果を代入すればよい。これにより、表にある地表面波形データの入出力は不要となる。

構造物応答の出力データの削減

本研究では、一般的な科学技術計算の解析手順のうちソルバーに相当する、地盤・構造物シミュレーションのモジュールは統合するものの、プリ・ポストプロセス機能までは統合していない。構造物シミュレーションの出力データ量はケース数に応じて増えてしまうものの、構造物シミュレーションの結果において工学的に興味があるのは最大応答や、残留変形、ピーク付近での応答など、時刻歴応答の一部であることが多いために、データの絶対量は減らすことができる。全解析時間に対するファイル入出力時間の比率が下がるため、並列性能の低下を小さく抑えることができる。ここでは、指定したタイムステップ、及び、最大値のみを出力できるようにプログラムを変更する。また、構造物シミュレーションとして利用する各地震応答解析手法において、各階を構成するノードは同じ変位となることを利用してデータ量を減らす。既往のモジュールでは、汎用可視化ソフトを使って直接結果の可視化ができるよう、各階を構成するノードの数だけ変位情報をコピーし、出力していた（図 28 参照）。各階を構成

表 6 高度化された IES のデータサイズ

フォーマット	タイムステップ数	データサイズ
IES従来型	8,192	29.7GB
IES高度化	8,192	5.79GB

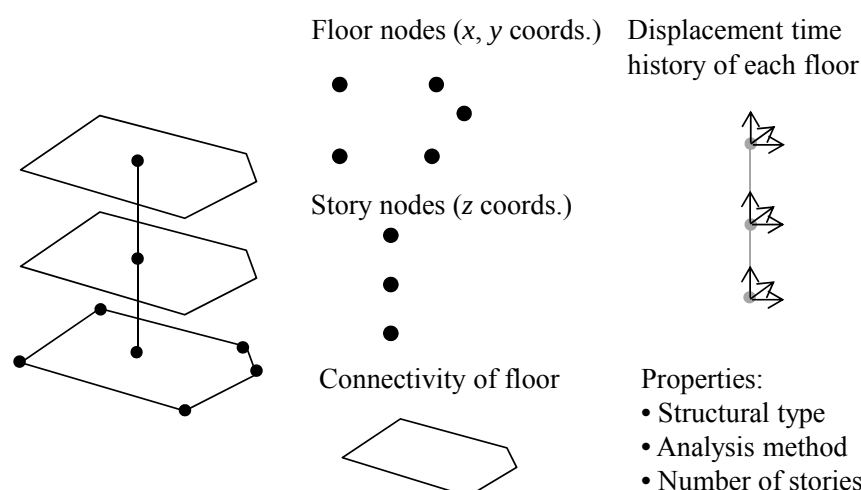


図 30 改良された構造物シミュレーションのモジュールでの出力データの形式

するノードがすべて同じ変位であることを利用すると、出力するデータは、各階のタイムステップあたり 3 成分で済むようになる（図 30 参照）。

勿論、計算終了後に汎用可視化ソフトで可視化を行う際には、可視化ソフトが読み込めるデータ形式に変換する必要があるが、通常、解析本体と可視化を行う計算機は異なり、データ移動が必要となるため、手順が増えても出力は小さいほうが良い。これにより、表 6 のように出力データ量を減らすことができる。また、構造物の構造形式や解析方法などを出力することで、構造物の分類ごとに結果を整理することができるようになる。

メモリ使用量の削減

多タイムステップ数かつ P_{max} が小さい問題に対しても STRONG SCALING するプログラムとするため、メモリ使用量を減らし、各計算ノードが受け持つ構造物数を多くできるようにする。構造物シミュレーションのモジュールでは、建物の地震応答の計算結果は中間データを経て出力される。既往プログラムでは、全ての構造物の地震応答を計算した後、全ての構造物に対してこれらの中間データを出力データの形式に変換している（図 31 参照）。中間データは倍精度であるのに対して、出力データは単精度で

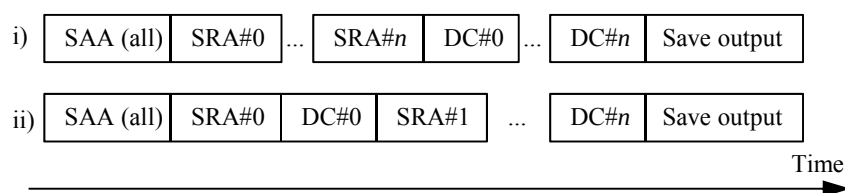


図 31 メモリ使用量削減のための実行順序の入れ替え。記号#i は該当のプロセスの i 番目の構造物を示す。SAA (Seismic Amplification Analysis) から SRA (Seismic Response Analysis) の中間データを DC (Data Conversion)によって出力データ形式に変換する。中間データに対して出力データの方が小さいので、i) から ii) に変更することで解析中の最大メモリ使用量を減らすことができる。

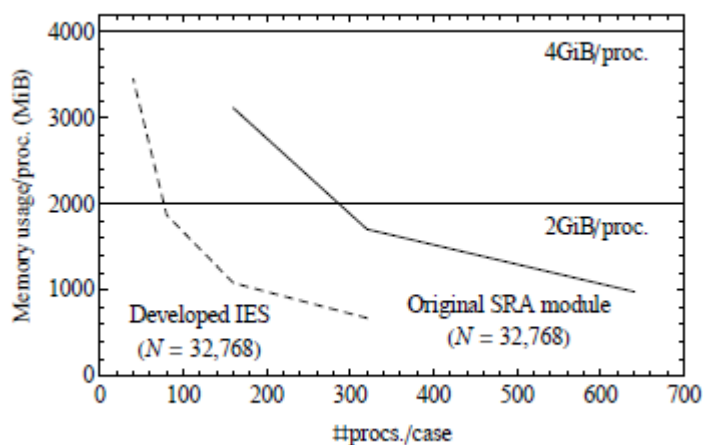


図32 メモリ使用量の比較

ある上、出力ステップ数が少ない場合には出力データは中間データに対して大幅に小さくなる。そこで、各建物において地震応答を計算した後すぐにデータ変換を実行し、最後にすべての計算結果を保存する（図 31 参照）。データ変換時に、出力する情報以外のメモリを解放することで、メモリ使用量を削減することができる。

図 32 にモジュール変更前後のメモリ使用量を示す。ここでは、出力として最大値に対応する 1 ステップのみ出力している。図から、32,768 タイムステップの問題においても、少数のコアを使って問題を解くことができるようになり、限られたメモリ容量の制約下においても STRONG SCALING する問題の範囲を広げることができる。

高度化による性能の測定

高度化された IES の性能を、MDOF モデルを使って測定する。WEAK SCALING を図 33 に示す。ここでは、時刻歴応答のうち、最大応答に対応する 1 ステップのみファイルシステムに出力している。100 地震シナリオのシミュレーションで $S_{weak} = 88.1\%$ と、以前の IES と比べ WEAK SCALING が大幅に改善されていることがわかる。100 倍の規模の計算機を使うことで、1 地震シナリオを解くためにかかる計算時間の $1/0.881 = 1.14$ 倍の時間で 100 地震シナリオの計算を終わらせることができる。

図 34 にモジュールの実行時間の内訳を示す。地震シナリオ数に応じて計算準備時間・ファイル出力時間は増加しているものの、計算時間の比率が大きいために性能への影響は小さく抑えられている。OCM モデルや FIB モデルを使った場合、MDOF モデルを使った場合と入出力データ量は同程度であるのに対し、計算量が大きくなるので、この場合より良い性能が出るはずである。

仮に従来の IES で同じ問題（MDOF モデル、建物数 32,768、地震シナリオ数 100）を解こうとすることを考える。並列効率 $S_{weak} = 80\%$ を目安とすると、地震動シミュレーションでは 50 地震シナリオを 2 回、構造物シミュレーションは 1 地震シナリオずつ計算することになる。概算の解析時間 (TIME-TO-SOLUTION) は、地震動シミュレーションは $4,200 \times 2 = 8,400$ s、構造物シミュレーションは $1,600 \times 100 = 160,000$ s となり、合計 $168,400$ [s] = 46.8 [h] となり、高度化した IES を使った場合の $4,088$ [s] と比べると、約 41 倍の時間がかかることになる。さらに、従来の IES ではファイル入出力時間の分だけ一ケース当たりの解析時間も長くなるので、開発した IES を使った場合に比べて、延べ計算時間（ノード時間積、ノード数×時間）も増加してしまう。このように、本研究で高度化したモジュールを使うことで、短い時間で効率的に多数地震シナリオのシミュレーションを実行することができることがわかる。

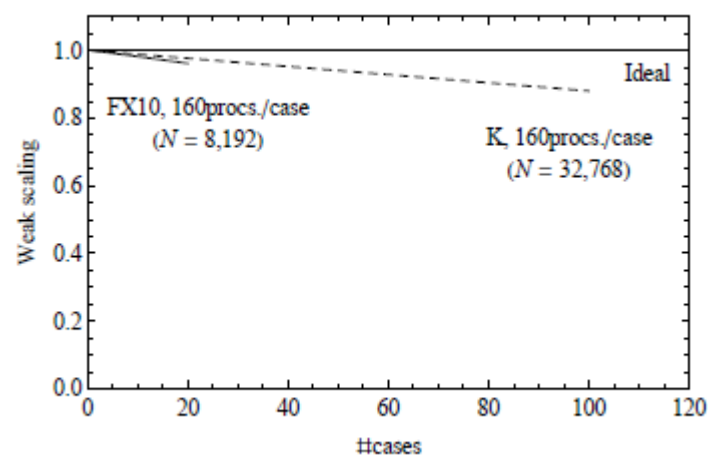


図 33 高度化された IES の Week Scaling 性能

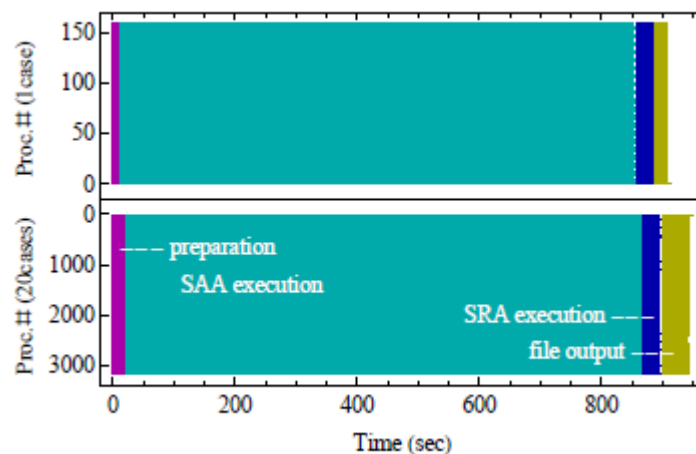


図 34 高度化された IES の実行時間の内訳

(c) 結論ならびに今後の課題

開発済みの地震動の解析手法のプロトタイプを、別途、構築された高精度地盤モデルの解析ができるよう高速化することに成功した。同様に、地震応答の解析手法のプロトタイプを、鉄骨造と木造の建築建物の地震応答解析ができるよう拡張をし、高度化することに成功した。さらに、この二つの高度化された解析手法を、大規模の並列計算が可能となるようチューンアップをし、地震動の大規模解析手法と地震応答の大規模解析手法を開発した。地震被害評価技術の基盤が開発されつつある。また、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も開始している。

地震被害評価技術の基盤の開発に向けて、開発された地震動と地震応答の解析手法の統合を図ることが次の課題である。これは観測データを入力すると、地震動の解析を行い、その結果を変換して地震応答の解析を行う、という統合である。入力・変換・解析実行の自動化を目指す。また、引き続き、個別建物シミュレーションの高度化を検討することも課題である。

(d) 引用文献

- 1) T. Ichimura, M. Hori, J. Bielak: A Hybrid Multiresolution Meshing Technique for Finite Element Three-Dimensional Earthquake Ground Motion Modeling in Basins Including Topography, *Geophysical Journal International*, 177, 1221–1232, 2009.
- 2) Housner, G.W.: Spectrum intensities of strong-motion earthquakes. Symposium on earthquakes and blast effects on structures, Los Angeles, CA, 1952.
- 3) Kristekova M., Kristek J., Moczo P.: Time-frequency misfit and goodness-of-fit criteria. *Geophys. J. Int.* 178, 813–825, doi: 10.1111/j.1365-246X.2009.04177.x, 2009.
- 4) 末富岩雄, 石田栄, 磯山隆二: 空間補間による地震動分布推定の高精度化のための一検討, *Proc. 28th JSCE Earthquake Engineering Symposium*, 2005.
- 5) 久田嘉章: 成層地盤の解析手法、地盤震動 - 現象と理論 -, 日本建築学会, pp.84-102, Jan., 2005.
- 6) 広瀬景一, 和田章: 2 方向地震動を受ける建築骨組構造の弾塑性応答性状 その 1 梁降伏型架構を実現させる柱/梁耐力比, 日本建築学会大会学術講演梗概集 B, 333-334, 1989.
- 7) 秋山宏: 鋼構造剛接骨組の耐震性に及ぼす $P-\delta$ 効果の影響, 日本建築学会論文報告集, 第 340 号, 11-17, 1984.
- 8) 秋山宏, 高橋誠: 鋼構造剛接骨組の耐震性に及ぼすパウシンガー効果の影響, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 418 号, 49-57, 1990.
- 9) 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: 木造建物の地震時挙動に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 616 号, 157-163, 2007.
- 10) 河合直人, 岡部実, 渡辺一正: 在来軸組構法耐力壁の耐震性能 その 2 仮動的試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, 135-136, 1998.

(e) 学会等発表実績

学会等における口頭・ポスター発表

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
Simulation of rate-related fracture behavior of asphalt mixtures (口頭)	Wijerathne Maddeggedara	WCCM2012	2012年7月	国際
Development of HPC enhanced multi agent simulation code for tsunami evacuation (口頭)	Wijerathne Maddeggedara, 堀 宗朗	名古屋大学東山キャンパス（第15回応用力学シンポジウム）	2012年9月	国内
An Integrated Geologic-and	Pher Errol	Lisbon Congress	2012月9月	国際

Engineering-Length Scale Forward Modeling for Response Estimation of Nuclear Power Plant due to the Rupture of a Neaby Fault (口頭)	Quinay, Tsuyoshi Ichimura,, Muneo Hori	Center(WCEE)		
地震災害の群集避難と復旧過程のシミュレーション (口頭)	堀 宗朗	神戸大学コンベンションホール (日本機械学会 第25回計算力学 講演会)	2012 年 10 月	国内
Earthquake response simulation of structures and urban areas using HPC (口頭)	Muneo Hori	神戸大学コンベンションホール (CCP2012)	2012 年 10 月	国内
Computer simulation for urban area against seismic shaking and tsunami (口頭)	Muneo Hori	International Workshop of Special Project for Reducing Vulnerability for Urban Mega Earthquake Disasters (Miyagi, Japan)	2012 年 10 月	国際
Development of an HPC enhanced multi agent system for large urban area evacuation simulations (口頭)	Wijerathne Maddeggedara,	University of Peradeniya (Sri Lanka - Japan Collaborative Research-2013)	2013年3月	国際

学会誌・雑誌等における論文掲載

なし

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

(3) 平成25年度の業務計画案

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。