

## 【第2編：ハザードの想定】



## 第 2 編 目次

<b>1. 想定地震</b> .....	<b>2-1</b>
<b>2. 地盤構造モデルの作成</b> .....	<b>2-2</b>
2.1 地盤構造のモデル化の概要 .....	2-2
2.2 収集したボーリングデータ .....	2-4
2.3 浅部地盤構造のモデル化 .....	2-5
2.4 物性値の設定 .....	2-7
<b>3. 地震動予測</b> .....	<b>2-21</b>
3.1 地震動予測手法 .....	2-21
3.2 地震動予測結果 .....	2-22
3.2.1 過去地震最大モデルの地震の予測結果 .....	2-22
3.2.2 理論上最大想定モデルの地震（陸側ケース）の予測結果 .....	2-23
<b>4. 液状化</b> .....	<b>2-24</b>
4.1 液状化判定手法 .....	2-24
4.2 地下水位の設定 .....	2-27
4.3 $F_c$ 値および $D_{50}$ の設定 .....	2-28
4.3.1 細粒分含有率 $F_c$ .....	2-28
4.3.2 $D_{50}$ .....	2-28
4.4 液状化に伴う沈下量の算定方法 .....	2-29
4.5 液状化危険度予測結果 .....	2-30
4.5.1 過去地震最大モデルの地震 .....	2-30
4.5.2 理論上最大想定モデルの地震(陸側ケース) .....	2-32
<b>5. 津波の計算</b> .....	<b>2-34</b>
5.1 波源モデルについて .....	2-34
5.2 堤防等の構造物の設定について .....	2-34
5.3 地盤変動量 .....	2-36
5.4 津波計算結果 .....	2-37
5.4.1 沿岸津波高 .....	2-37
5.4.2 沿岸津波の到達時間 .....	2-40
5.4.3 最大浸水深分布 .....	2-42
5.4.4 浸水深が 30cm に達する時間 .....	2-44
5.4.5 水位波形出力 .....	2-46
<b>第 2 編 参考文献</b> .....	<b>2-47</b>



## 1. 想定地震

飛島村地震被害想定における強震断層モデルは、南海トラフで発生する大規模な海溝型地震として、愛知県(2014)と同様に次の2つの地震を想定した。

- ① 過去地震最大モデルの地震
- ② 理論上最大想定モデルの地震

### ① 過去地震最大モデルの地震

中央防災会議(2003)では、1707年宝永地震、1854年安政東海地震、1854年安政南海地震、1944年昭和東南海地震、1946年昭和南海地震の5例の地震について、これらの地震の震度及び津波の高さ分布の類似性を整理し、これを踏まえ、比較検討の基とする震度及び津波の高さの分布を作成している。

本調査においても、これらの南海トラフにおいて100年～200年程度の間隔で繰返し発生している地震を考慮し、これらの地震の最大となる地震を想定したものである。

震源モデルは、本県が内閣府と相談しながら検討し、独自のモデルを設定した。

### ② 理論上最大想定モデルの地震

内閣府(2012)は、平成23年3月に発生した東北地方太平洋沖地震を受けて、千年に一度あるいはそれよりもっと発生頻度が低いが、仮に発生すれば甚大な被害をもたらす地震として、あらゆる可能性を考慮した最大クラスの地震・津波を想定した。本県においても、同様な考えのもと過酷事象への備えを整えておく意味で、南海トラフ沿いに発生する最大クラスの地震を想定した。

強震断層モデルは、内閣府が「南海トラフの巨大地震モデル検討会」において設定されたケースのうち、飛島村に影響の大きい陸側ケースを用いた。また、津波断層モデルは、「南海トラフの巨大地震モデル検討会」で示された11ケースのうち、飛島村に最も影響の大きいケース⑨を対象とした。

## 2. 地盤構造モデルの作成

### 2.1 地盤構造のモデル化の概要

地震の揺れは、震源で発生する揺れもさることながら、表層地盤の状況によって大きく異なる。地盤は地表付近では軟らかく、深くなるにしたがって硬くなっていく。地盤の構成や硬さなどを調べるには、地表から数十m程度はボーリングによることが多く、一般的には建物や土木工事等によって多くのボーリング調査が行われる。これよりも深い地層ではボーリングを多く掘ることは少なく、屈折法探査や反射法探査といった物理探査法、微動探査法などを用いて調べられる。地盤のモデル化の際には、建築等の基礎となる地層を工学的基盤と称し、それよりも浅い地表までの地盤を浅部地盤構造と呼び、工学的基盤より深く、地震基盤（地殻上部の硬い地層）までの地盤を深部地盤構造と呼んで、地盤構造をモデル化することが多い。図 2.1-1 に地盤構造モデルの模式図を示す。

本調査においても、これらの考え方に則って、地盤構造のモデル化を行う。

浅い地盤構造モデルの精度向上のために、ボーリング資料等の収集を行った。さらに、地盤構造モデルの精度向上のために、常時微動測定及び微動アレイ探査、ならびに地震観測記録の収集整理を行い、これらの振動特性を説明できるようにモデルの修正を行った。

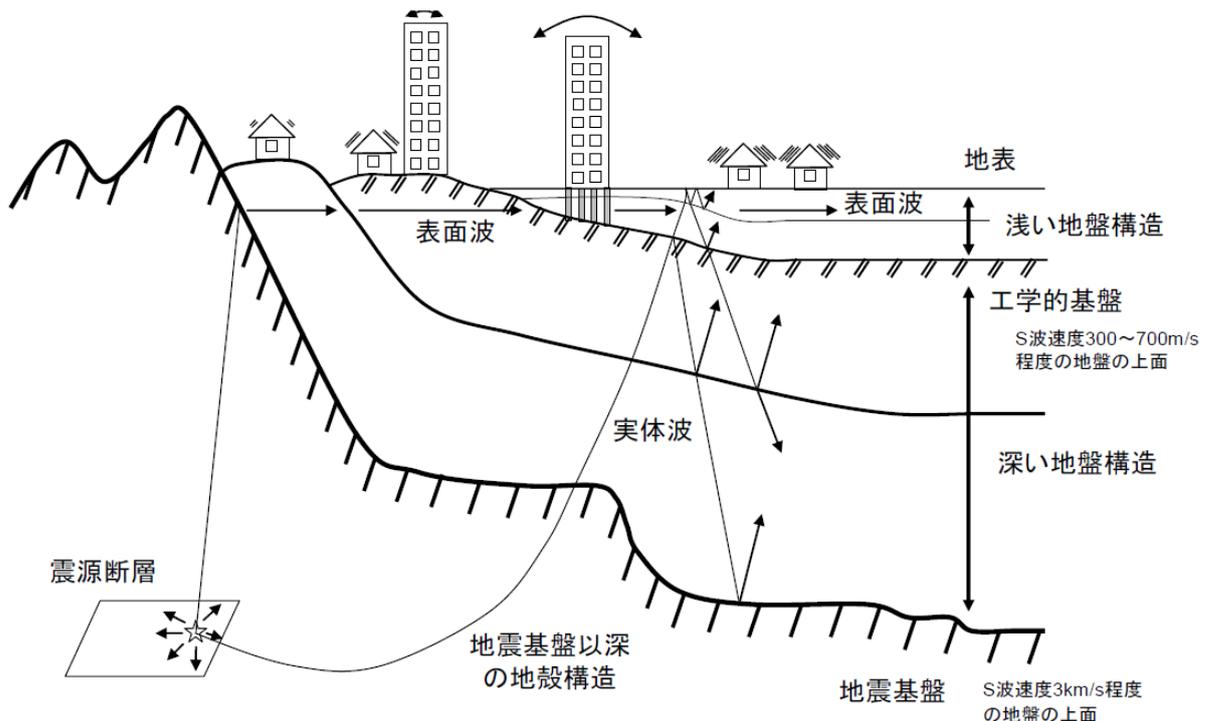


図 2.1-1 地盤構造モデルの模式図

地震調査研究推進本部 (2009)

地盤構造のモデル化は、図 2.1-2 の流れにしたがって行った。

- ① ボーリングデータ、土質試験結果、P S 検層等を収集
- ② 50m メッシュの微地形を設定
- ③ ボーリングデータ及び 50m メッシュの微地形をもとに、50m メッシュの代表ボーリングを設定
- ④ ③に土質ごとの N 値と S 波速度の関係から、50m メッシュごとに速度構造モデル（浅部地盤構造モデル）を設定
- ⑤ 最新の既往の深部地盤構造モデルを整理
- ⑥ 既往の微動計測資料及び地震観測記録の整理
- ⑦ ④の浅部地盤構造モデルと⑤の深部地盤構造モデルを統合し、地震基盤から地表までの統合モデルを設定
- ⑧ ⑦の統合モデルによるスペクトルと⑥常時微動及び地震観測記録によるスペクトルを比較し、統合モデルの修正を行い、高精度の地盤構造モデルを構築

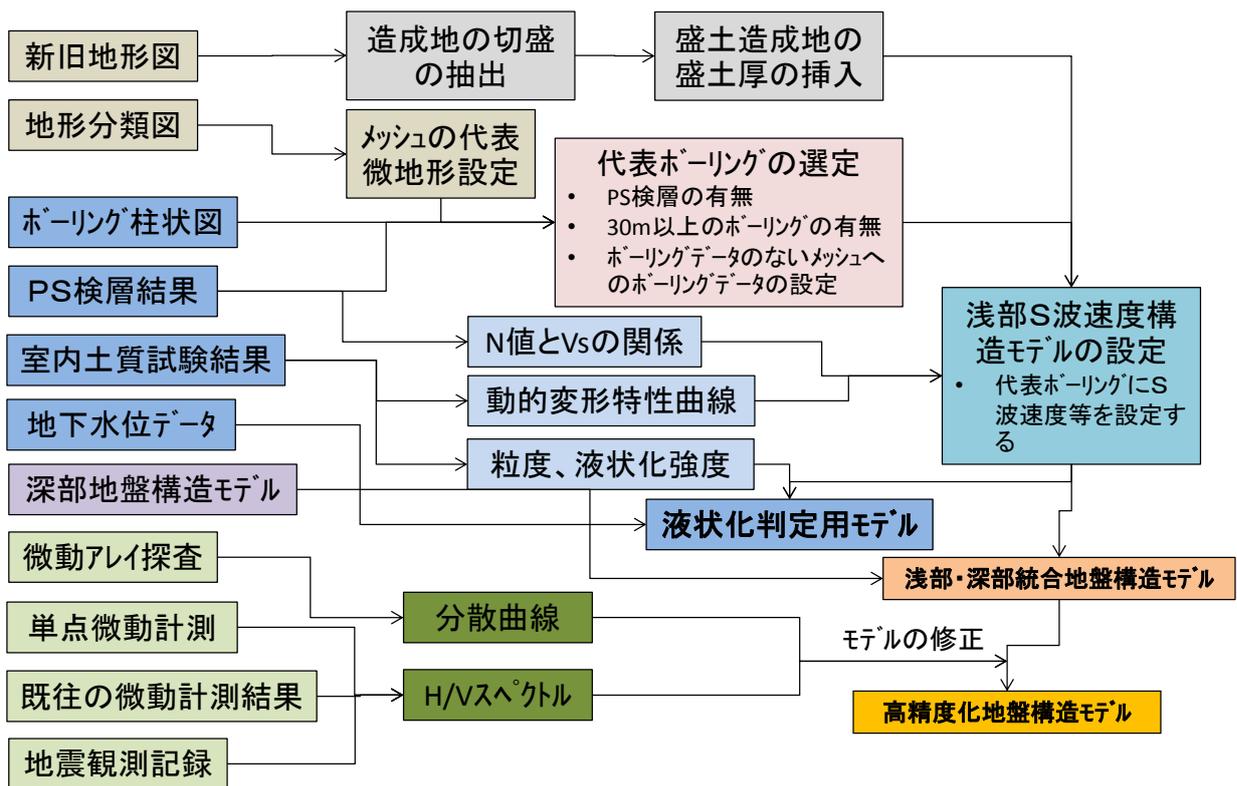


図 2.1-2 地盤（層構造）モデルの作成

## 2.2 収集したボーリングデータ

本調査で収集したボーリング位置図を図 2.2-1 に示す。

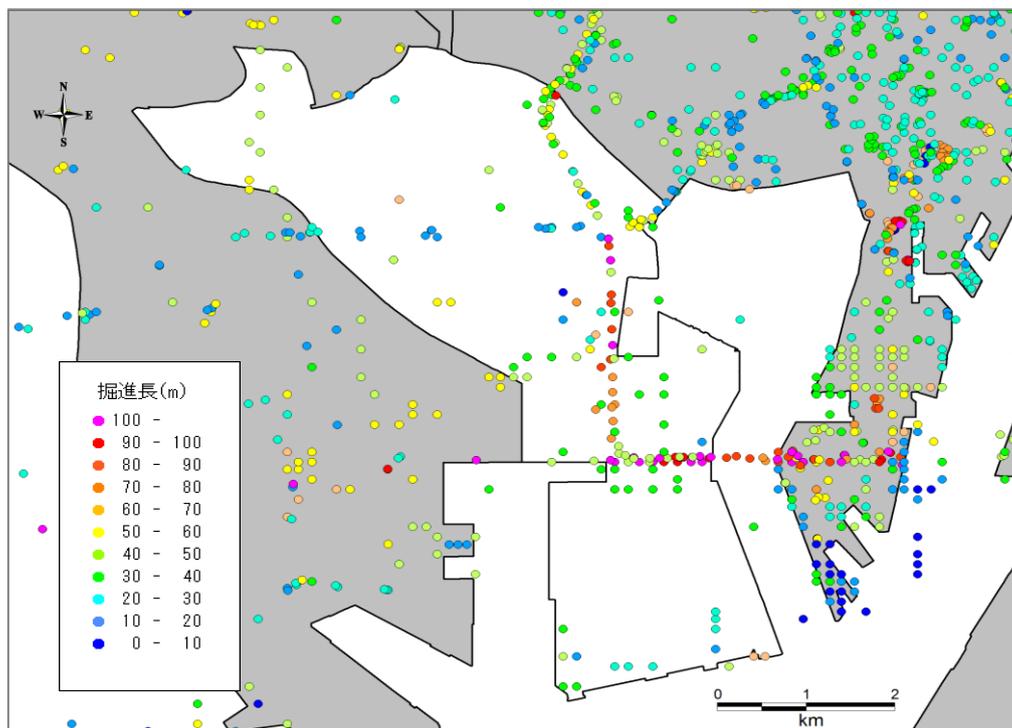
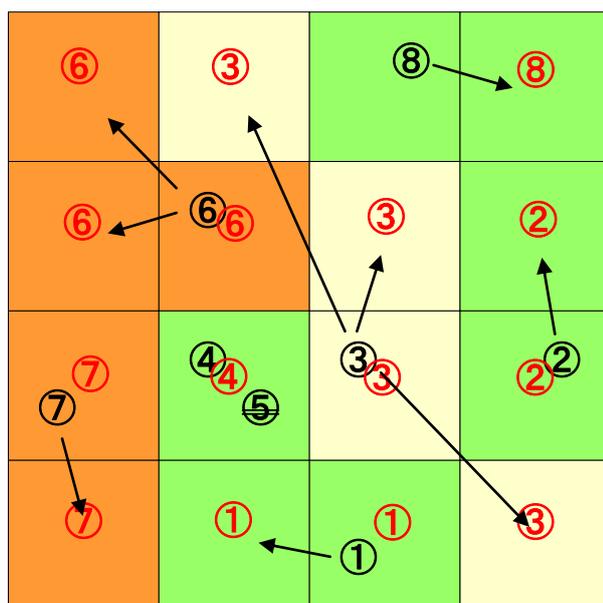


図 2.2-1 ボーリング分布図 愛知県(2014)

### 2.3 浅部地盤構造のモデル化

ボーリングデータ及び、50m メッシュ微地形分布をもとに浅部地盤構造のモデル化を行った。モデル作成手順は、以下の通りである。

- 1) 愛知県（2014）で作成した 250m メッシュの地盤モデルを参考に、沖積と洪積の境界深度および工学的基盤上面深度を平面補間することによって 50m メッシュに対して沖積と洪積の境界深度および工学的基盤上面深度を付与する。
- 2) メッシュ内に複数のボーリングデータある場合は、掘進長の深いもの、N 値が 50 以上の砂質土または礫質土があるもの、卓越周期（Tg）が長いものなどを基準に選択する。
- 3) ボーリングデータがないメッシュについては、同一の微地形で最も近いボーリングデータを採用する。
- 4) 1)の各境界深度をもとに、2)で採用するボーリングデータの土質区分および層厚を変更する
- 5) ボーリングデータを用いたメッシュの地盤モデルを作成したのち、断面図を作成して、地層の連続性等をチェックし、修正する。



メッシュの色は同一の微地形。黒の丸数字はボーリングデータ番号。赤の丸数字はモデル化に用いたボーリングデータ番号。

図 2.3-1 ボーリングデータのないメッシュにボーリングデータを当てはめる方法の概念図



## 2.4 物性値の設定

### (1) N 値と S 波速度の関係

表層地盤の増幅特性を求めるには、土質・地質による層構造モデルを S 波速度構造モデルにする必要がある。本検討では、愛知県(2014)による N 値と S 波速度の関係（下式）により、S 波速度の構造モデルを作成した。

$$V_s = a \cdot N^b \cdot \begin{cases} \text{alluvium} \\ \text{diluvium} \\ \text{tertiary} \end{cases} \cdot \begin{cases} \text{clay} \\ \text{sand} \\ \text{gravel} \end{cases}$$

ここに、 $V_s$  : S 波速度(m/s)  
 $N$  : N 値  
alluvium : 沖積層に対する補正係数  
diluvium : 洪積層に対する補正係数  
tertiary : 新第三紀層に対する補正係数  
clay : 粘土層に対する補正係数  
sand : 砂層に対する補正係数  
gravel : 礫層に対する補正係数  
a,b : 定数

$$V_s = 112.73 \times N^{0.256} \cdot \begin{cases} 1.000 \\ 1.223 \\ 1.379 \end{cases} \cdot \begin{cases} 1.000 \\ 0.885 \\ 0.900 \end{cases}$$

また、平野部における N 値 0 の粘性土については、愛知県(2014)と同様に図 2. 4-1 の関係により S 波速度を設定した。

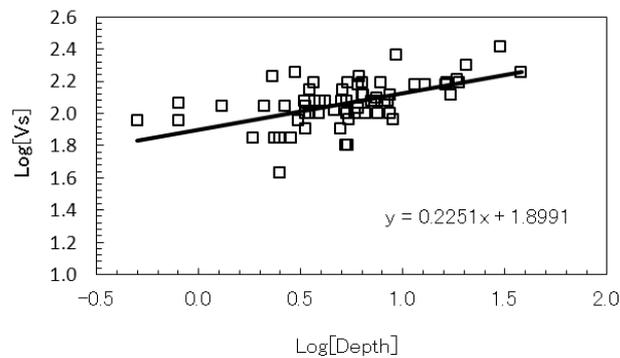


図 2. 4-1 N 値 0 の粘土層における深さと  $V_s$  の関係

### (2) 工学的基盤の S 波速度

工学的基盤 S 波速度は、愛知県(2014)と同じ 400m/sec とする。

(3) 土質区分及び単位体積重量の設定

土質区分及び単位体積重量は、愛知県(2014)と同様に以下の値を採用した。

表 2.4-1 Terzaghi-Peck(1948) による地盤区分

<砂の場合>

N値	地盤区分
0~4	非常に緩い
4~10	緩い
10~30	中位の
30~50	密な
50以上	非常に密な

<粘性土の場合>

N値	地盤区分
0~2	非常に軟らかい
2~4	軟らかい
4~8	普通の
8~15	硬い
15~30	非常に硬い
50以上	固結した

表 2.4-2 土質区分と単位体積重量

地質区分	地質名	記号	N値	単位体積重量 (kgf/cm <sup>3</sup> )
第四紀	埋土	B1	0~4	1.6
		B2	4~10	1.7
		B3	10~	2.0
	腐植土	Ap1	0~1	1.2
		Ap2	1~	1.3
	粘性土	Ac1	0~2	1.4
		Ac2	2~4	1.5
		Ac3	4~8	1.6
		Ac4	8~15	1.7
		Ac5	15~30	1.8
		Ac6	30~	1.8
	砂質土	As1	0~4	1.7
		As2	4~10	1.8
		As3	10~30	1.9
		As4	30~50	1.9
		As5	50~	1.9
	礫質土	Ag1	~20	1.9
		Ag2	20~30	2.0
		Ag3	30~50	2.0
		Ag4	50~	2.0
更新世	ローム・凝灰質粘土	Lm1	0~4	1.4
		Lm2	4~	1.5
	粘性土	Dc1	0~2	1.5
		Dc2	2~4	1.6
		Dc3	4~8	1.7
		Dc4	8~15	1.8
		Dc5	15~30	1.8
		Dc6	30~	1.8
	砂質土	Ds1	0~4	1.8
		Ds2	4~10	1.8
		Ds3	10~30	1.9
		Ds4	30~50	1.9
		Ds5	50~	2.0
	礫質土	Dg1	~20	1.9
		Dg2	20~30	2.0
		Dg3	30~50	2.0
Dg4		50~	2.1	
第三紀		K		2.1

## 2.5 地震観測記録及び常時微動等による地盤モデルの修正

地震観測記録及び常時微動観測のスペクトルの水平動と上下動の比 (H/V スペクトルまたは R/V スペクトル) は、地盤の振動特性を表していると言われている。本調査では、50m メッシュの浅部地盤構造モデルを作成したことから、愛知県(2014)で収集した県内の地震観測記録及び常時微動の結果をもとに、地盤モデルの修正を行った。

愛知県(2014)では、収集した地震観測記録による R/V データ、常時微動による H/V データ、微動アレイによる位相速度のデータを収集し、地盤モデルの修正に用いた。図 2.5-1 に愛知県(2014)において地盤モデルの修正に用いた地震観測点及び常時微動観測点の位置図を示す。

図 2.5-2 に飛島村役場におけるインバージョン結果を示す。地震動の R/V スペクトルおよび微動の H/V スペクトルのピーク周期を説明できるような地盤モデルを推定できた。次に、初期モデルの修正方法および浅部地盤構造モデルと深部地盤構造モデルの接続方法を図 2.5-3 に示す。インバージョン結果より推定された沖積層の基底深度、工学的基盤深度、工学的基盤層厚、沖積層における S 波速度の修正量 (S 波速度の比)、沖積層から工学的基盤までの S 波速度の修正量 (S 波速度の比) を補完することにより、微動の観測点以外の地盤モデルを修正した。図 2.5-4 に修正量の分布を示す。

図 2.5-5～図 2.5-8 には、沖積基底深度、工学的基盤深度、AVS30、震度増分の分布を示す。沖積層における S 波速度が遅く修正されているため、AVS30 が小さくなり、震度増分が大きくなっている。

修正された浅部モデルと地震動の R/V データ、微動の位相速度のデータを用いて修正された深部地盤モデルを接続することにより地盤モデルを作成した。図 2.5-9 には深部地盤モデルの修正結果を示す。表 2.5-1 は計算に用いた物性値である。深部地盤モデルは、堀川ほか(2008)を参照し、深部地盤モデルの Q 値については、全国 1 次地下構造モデル (暫定版) を参照した。表 2.5-2 には土質区分と単位体積重量の関係を示す。また、粘土層においては、N 値が 0 の場合に深さと S 波速度の関係に相関がみられたため、図 2.5-10 に示した関係式を用いている。図 2.5-11 には P 波速度と S 波速度の関係を示す。図 2.5-12 には、モデルの例として、飛島村役場におけるモデル (メッシュ番号 52364930805) を示す。

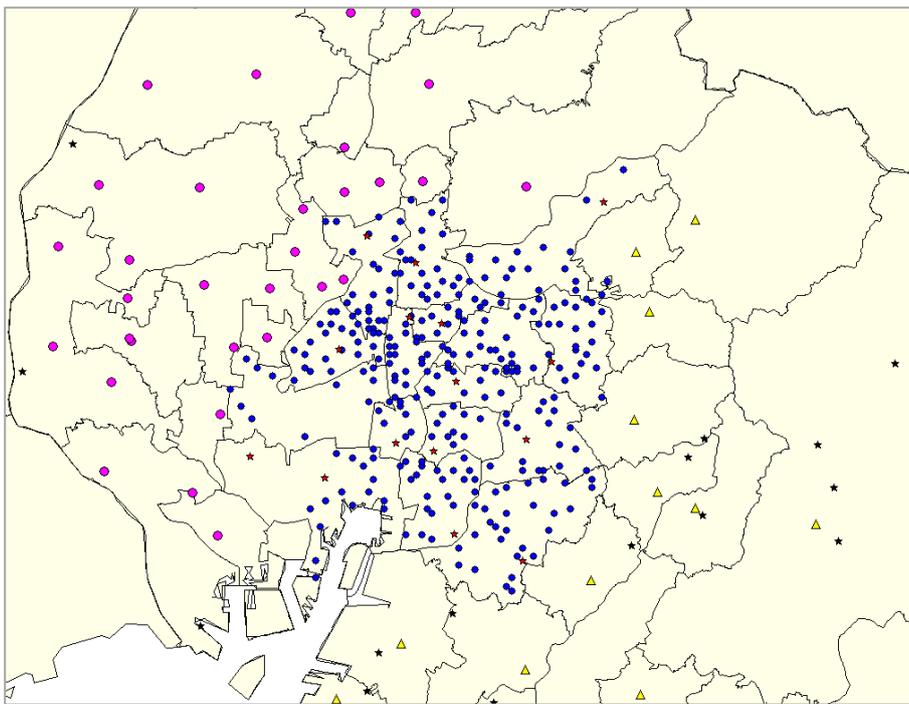
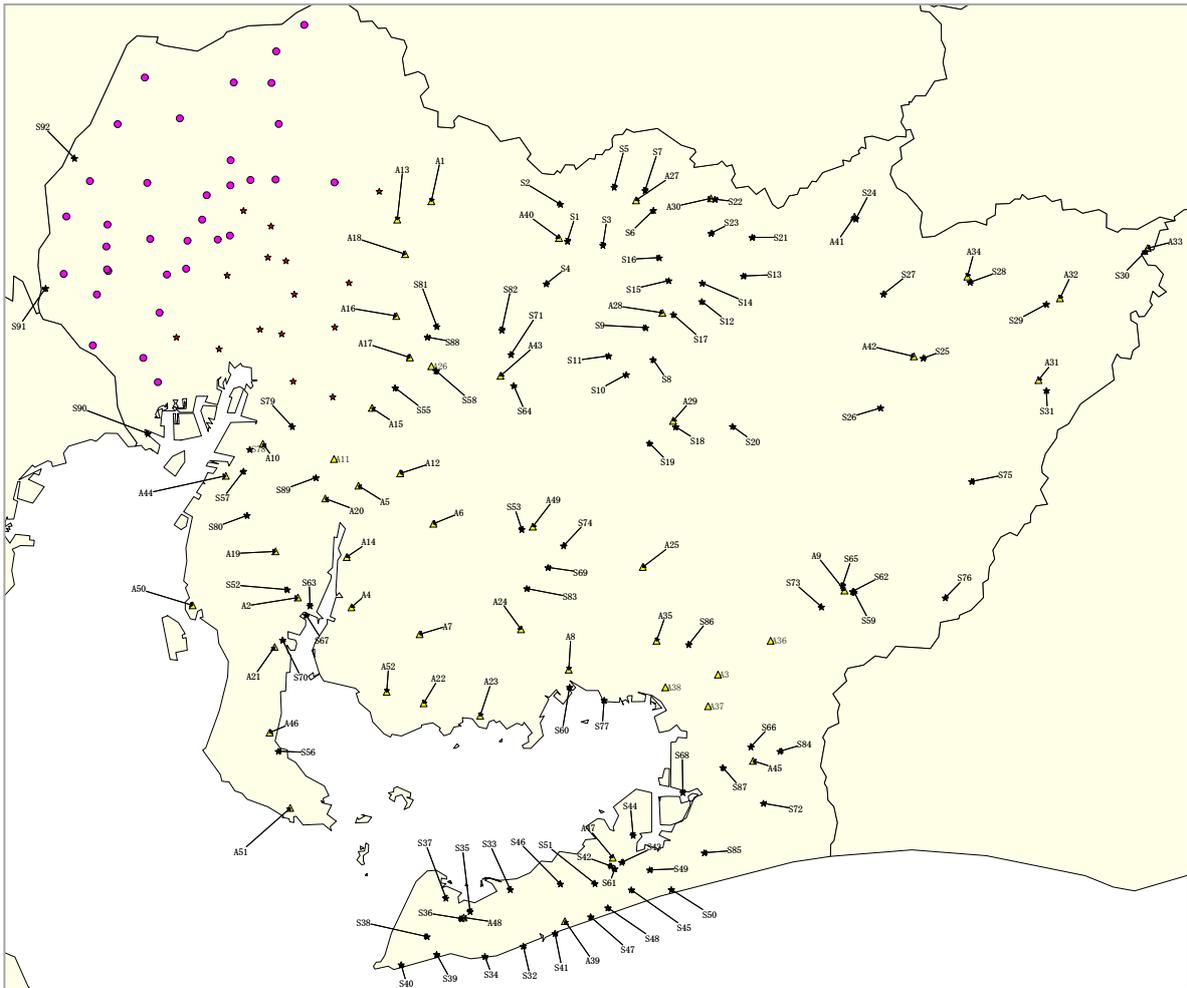


図 2.5-1 愛知県(2014)において地盤モデル修正に用いた地震観測点及び常時微動観測点

上図は愛知県全体、下図は名古屋市を中心に拡大した図

赤丸：今岡(2001)による常時微動観測地点、青丸：常時微動観測点、星印：微動アレイ観測点、

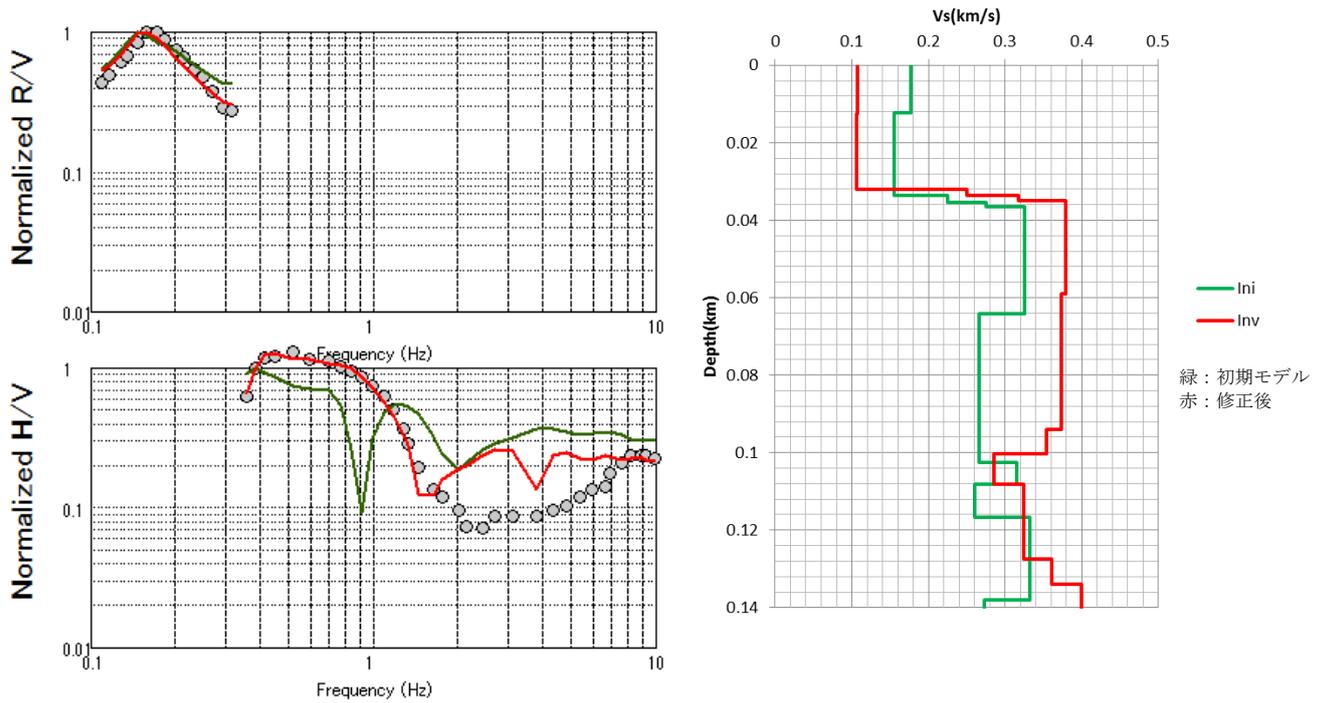


図 2.5-2 インバージョン結果（赤線）と初期モデル（緑）の比較（飛島村役場）

左上図：地震動の R/V スペクトル、左下図：微動の H/V スペクトル、右図：S 波速度構造

微動のデータは、今岡(2001)による

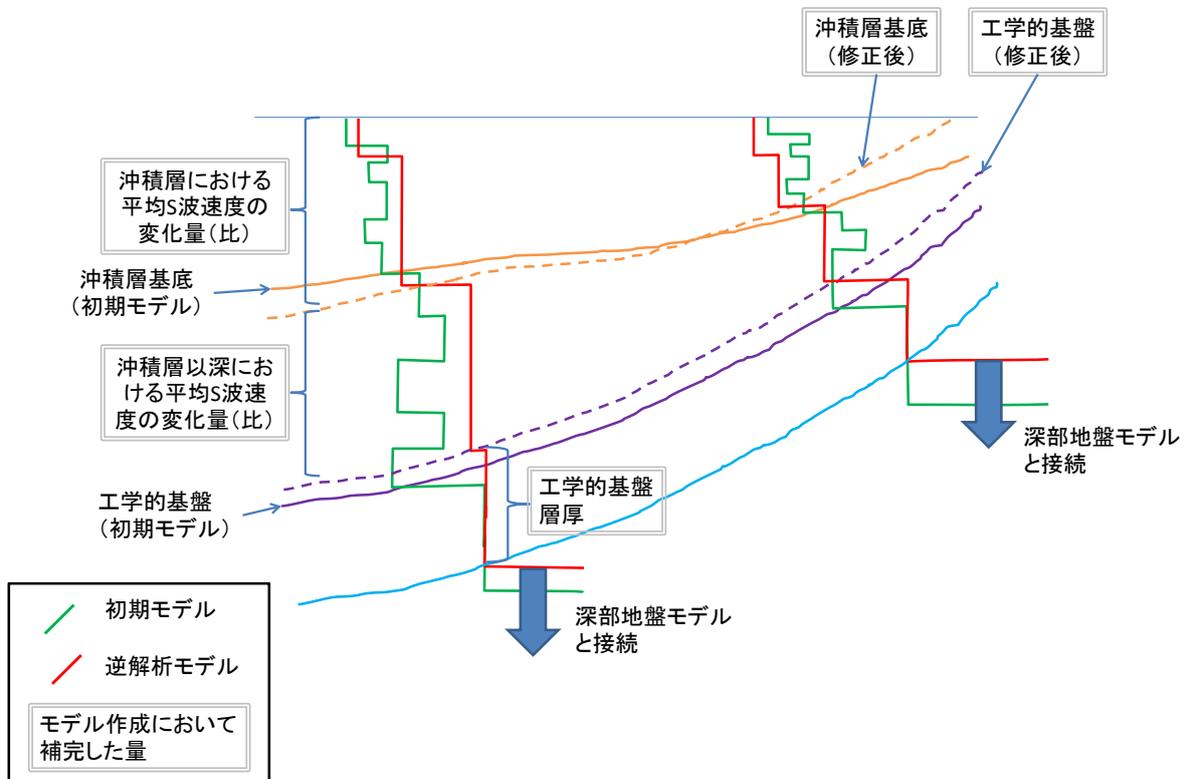


図 2.5-3 浅部モデルと深部モデルの接合方法

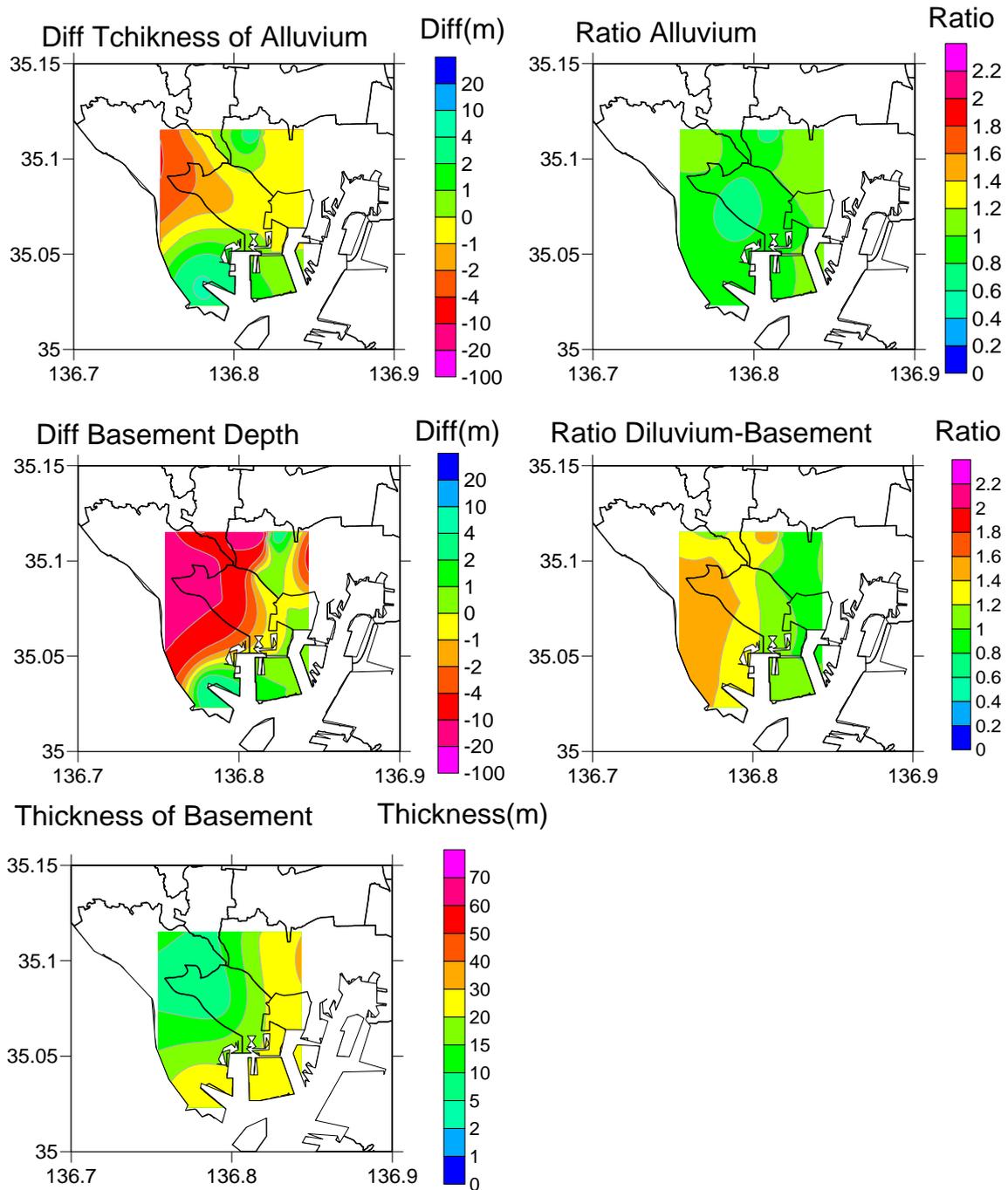


図 2.5-4 修正量の分布

- 左上段：沖積層厚の修正量（修正後-修正前） 寒色：層厚を厚く修正 暖色：薄く修正
- 左中段：工学的基盤深度の修正量（修正後-修正前） 寒色：深度を深く修正 暖色：浅く修正
- 左下段：工学的基盤層厚の修正量（修正後-修正前） 寒色：層厚を厚く修正 暖色：薄く修正
- 右上段：沖積層のS波速度の修正量（修正後/修正前） 寒色：速度を速く修正 暖色：遅く修正
- 右中段：洪積層から工学的基盤までのS波速度の修正量（修正後/修正前） 寒色：速度を速く修正 暖色：遅く修正

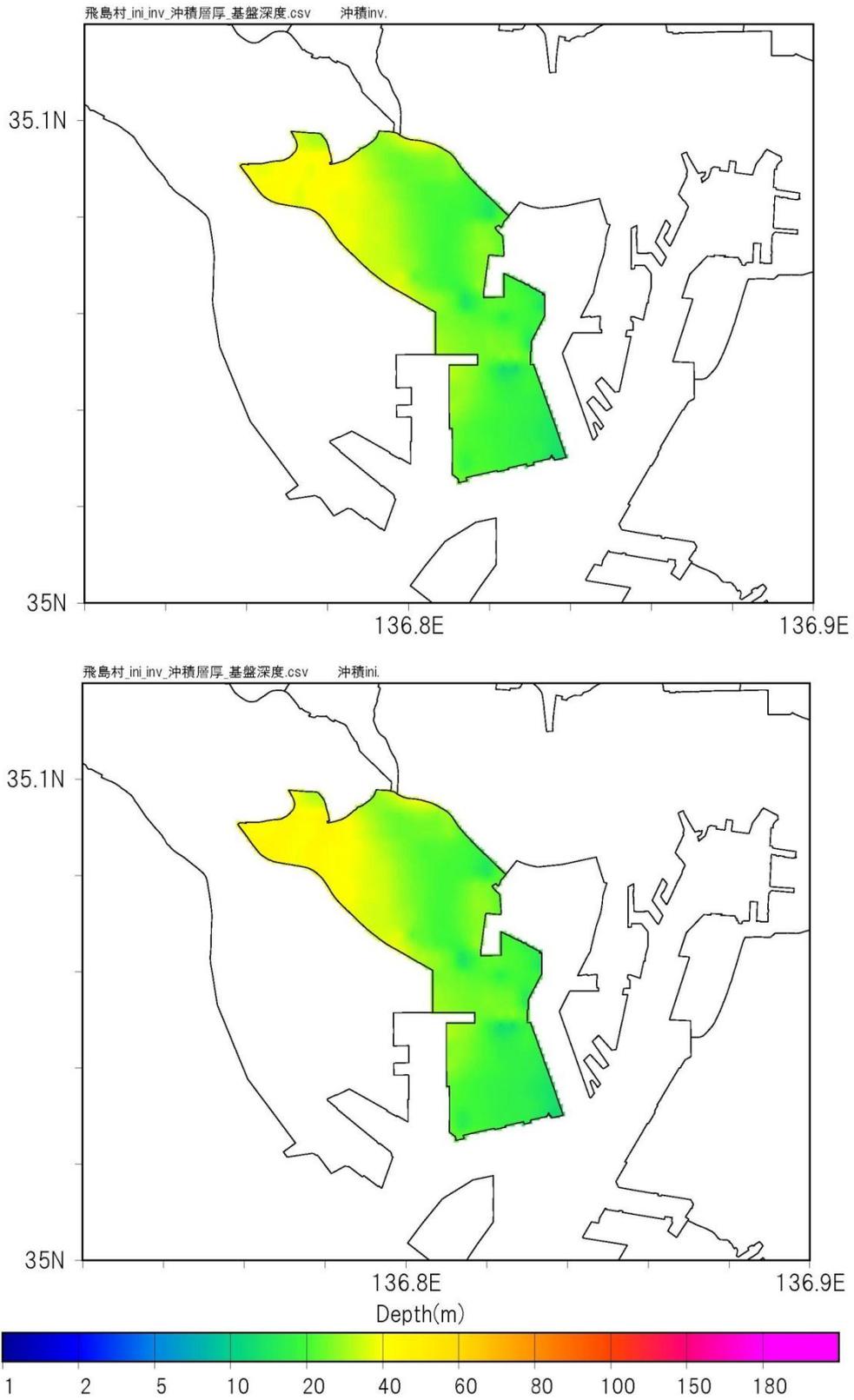


図 2.5-5 沖積基底深度  
 上図：修正モデル 下図：初期モデル

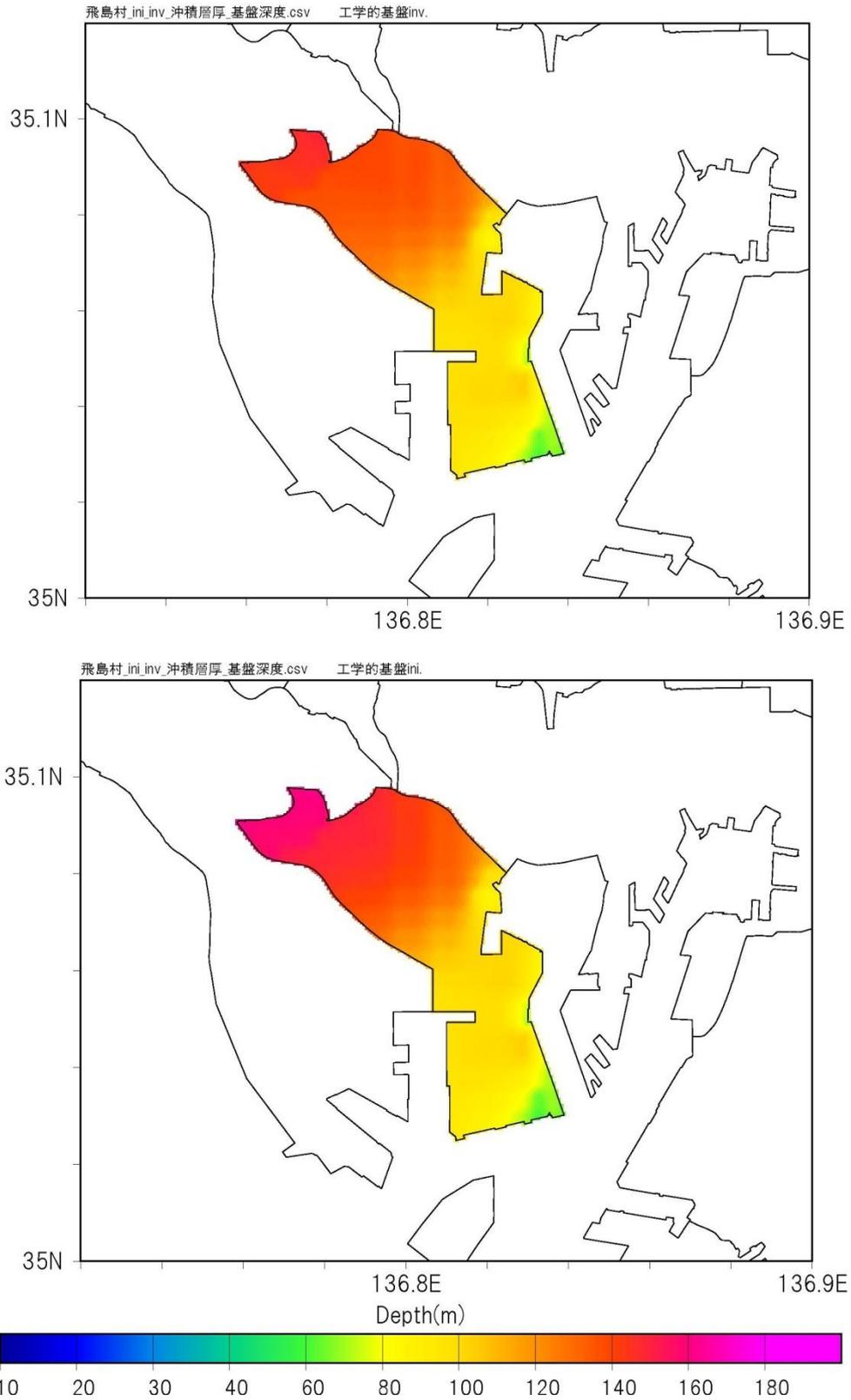


図 2.5-6 工学的基盤深度  
 上図：修正モデル 下図：初期モデル

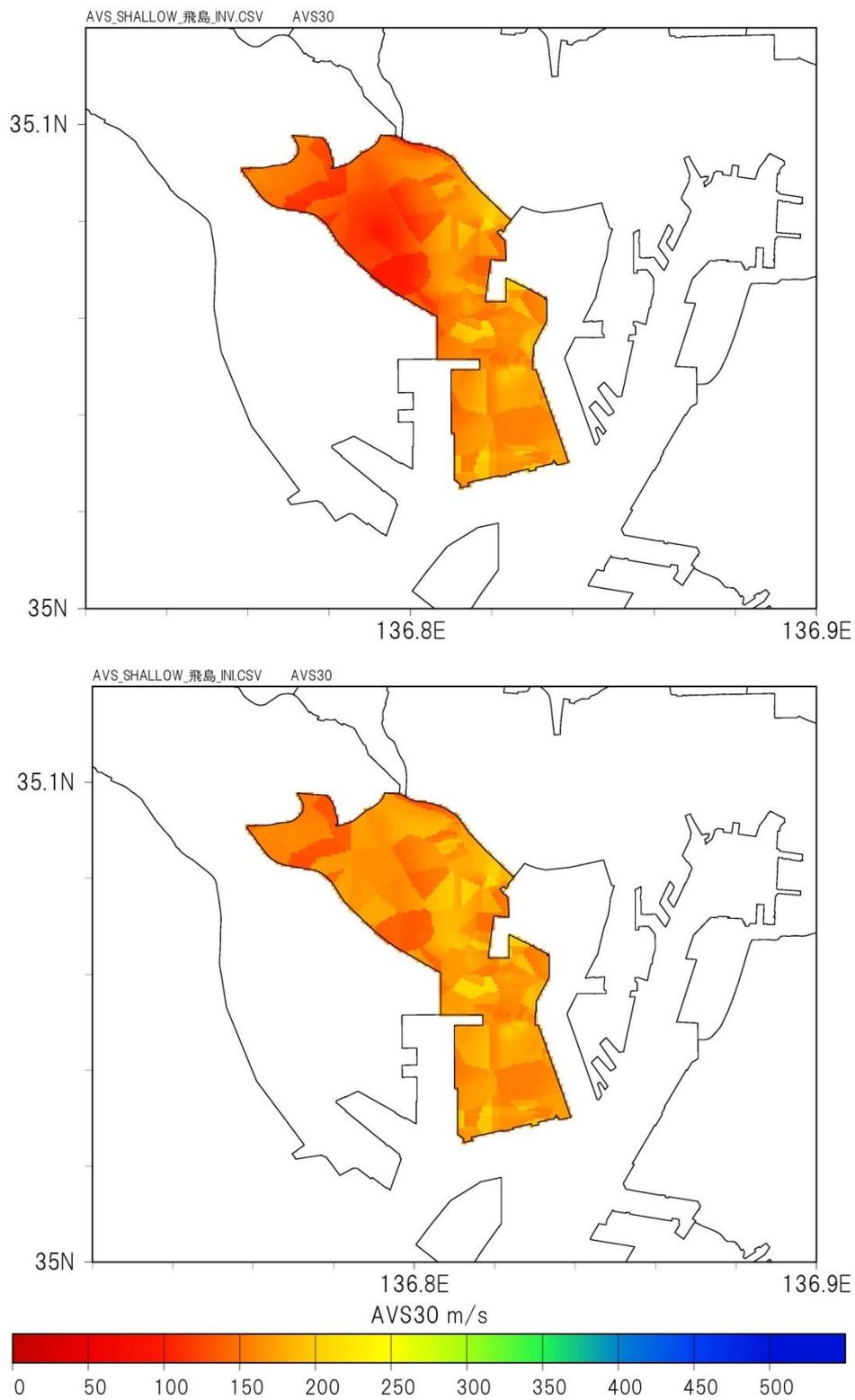


図 2.5-7 AVS30 (浅部モデルだけで計算)

上図：修正モデル 下図：初期モデル

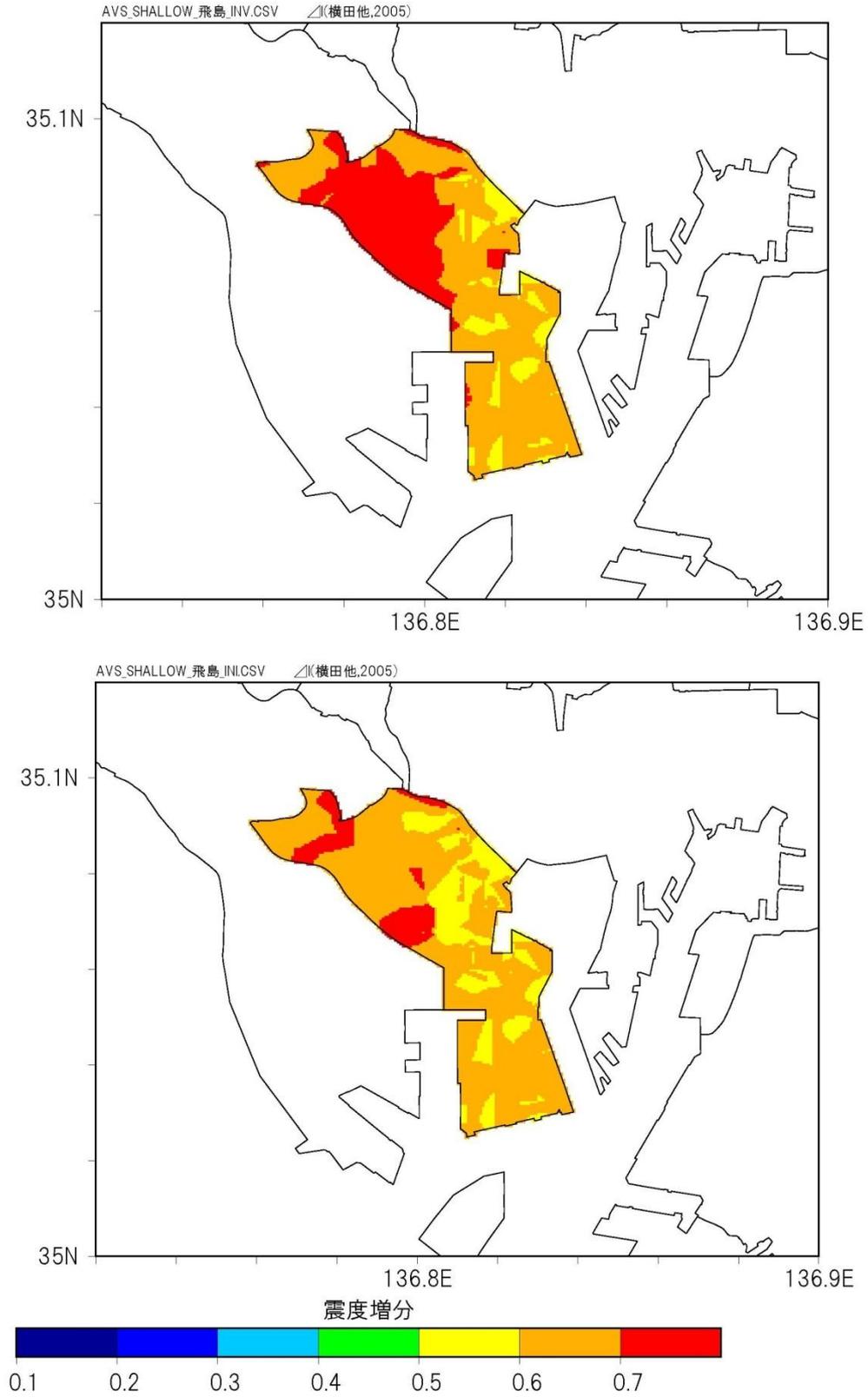


図 2.5-8 震度増分 (浅部モデルだけで計算)

上図：修正モデル 下図：初期モデル

$I=2.888-1.0151\log_{10}(AVS_{30})$ により計算

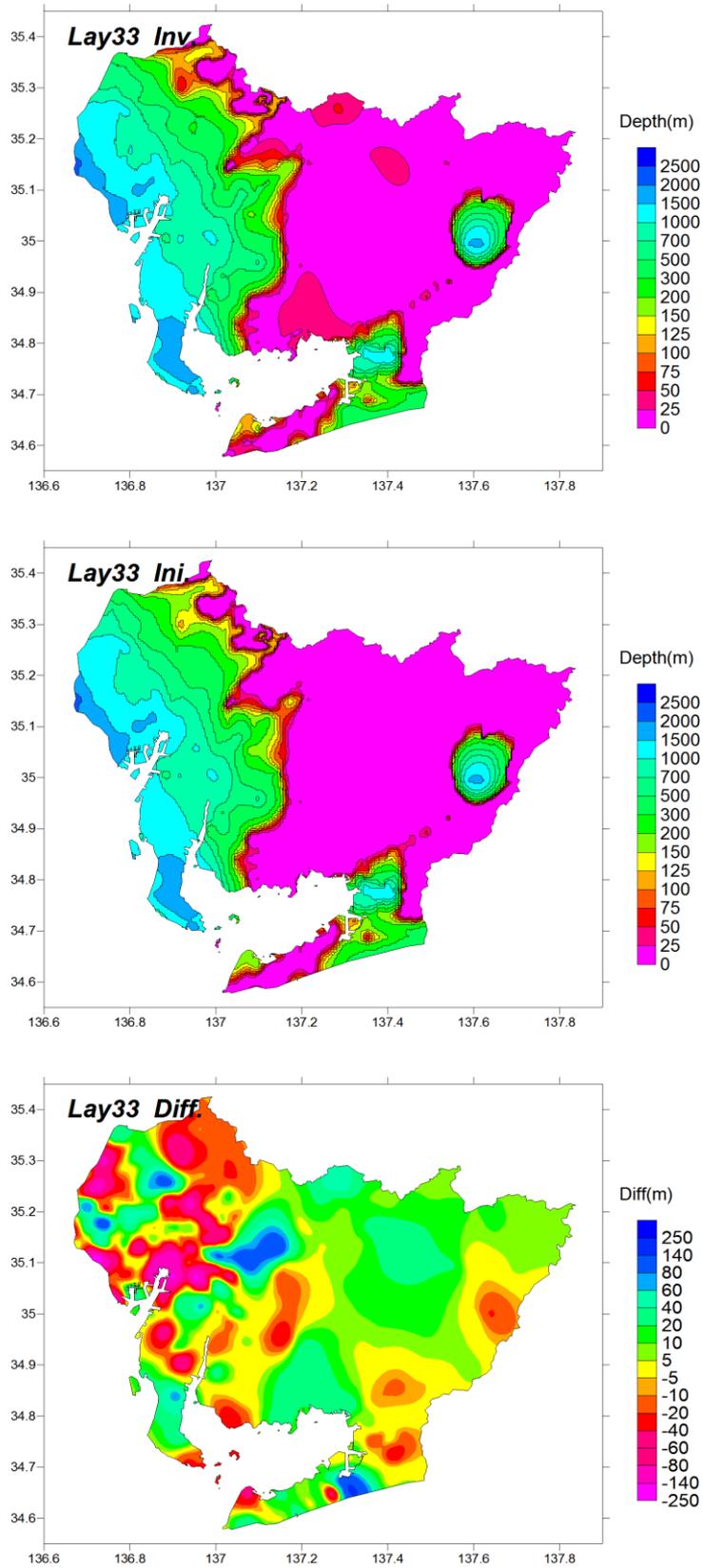


図 2.5-9 深部地盤モデルの修正結果 地震基盤

表 2.5-1 計算に用いた物性値

		層番号	Vs(km/s)	Vp(km/s)	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	Qs	Qp	fべき乗 Qs、Qp共通
浅部 地盤 モデル	沖積～洪積層		N値とVsの 関係式に よる	地下水位以浅: 5*Vs 地下水位以深: 1.5  ※地下水位以浅で1.7 を超える場合は1.7。	土質によ り設定 (表3)	30	30	0.0 全周波数帯域 で一定
深部 地盤 モデル	第四系	1	0.1	1.50	1.75	20	34	0.7(f>=1Hz) 0.0(f<1Hz)
		2	0.2	1.56	1.80	40	68	
		3	0.3	1.62	1.84	60	102	
		4	0.4	1.70	1.88	80	136	
		5	0.5	1.77	1.92	100	170	
		6	0.6	1.86	1.95	120	204	
		7	0.7	1.94	1.99	140	238	
		8	0.8	2.03	2.03	160	272	
		9	0.9	2.13	2.06	180	306	
		10	1	2.23	2.10	200	340	
		11	1.1	2.33	2.13	220	374	
	東海層群	12	0.2	1.50	1.80	40	68	
		13	0.3	1.50	1.84	60	102	
		14	0.4	1.54	1.88	80	136	
		15	0.5	1.63	1.92	100	170	
		16	0.6	1.74	1.95	120	204	
		17	0.7	1.85	1.99	140	238	
		18	0.8	1.98	2.03	160	272	
		19	0.9	2.11	2.06	180	306	
		20	1	2.25	2.10	200	340	
		21	1.1	2.40	2.13	220	374	
		22	1.2	2.55	2.16	240	408	
		23	1.3	2.72	2.20	260	442	
		24	1.4	2.90	2.23	280	476	
		25	1.5	3.08	2.26	300	510	
	豊橋C層	26	0.7	2.10	1.99	140	238	
	豊橋C'層	27	0.7	2.10	1.99	140	238	
	中新統	28	1.1	2.88	2.13	220	374	
		29	1.3	3.14	2.20	260	442	
		30	1.5	3.40	2.26	300	510	
		31	1.8	3.79	2.34	360	612	
	豊橋D層	32	1.9	4.00	2.37	380	646	
	地震基盤	33	3.2	5.50	2.63	400	680	

表 2.5-2 土質区分と単位体積重量

地質区分	地質名	記号	N値	単位体積重量 (kgf/cm <sup>3</sup> )	
第四紀	埋土	B1	0~4	1.6	
		B2	4~10	1.7	
		B3	10~	2.0	
	腐植土	Ap1	0~1	1.2	
		Ap2	1~	1.3	
	粘性土	Ac1	0~2	1.4	
		Ac2	2~4	1.5	
		Ac3	4~8	1.6	
		Ac4	8~15	1.7	
		Ac5	15~30	1.8	
		Ac6	30~	1.8	
	砂質土	As1	0~4	1.7	
		As2	4~10	1.8	
		As3	10~30	1.9	
		As4	30~50	1.9	
		As5	50~	1.9	
	礫質土	Ag1	~20	1.9	
		Ag2	20~30	2.0	
		Ag3	30~50	2.0	
		Ag4	50~	2.0	
	更新世	ローム・凝灰質粘土	Lm1	0~4	1.4
			Lm2	4~	1.5
		粘性土	Dc1	0~2	1.5
			Dc2	2~4	1.6
			Dc3	4~8	1.7
			Dc4	8~15	1.8
			Dc5	15~30	1.8
		Dc6	30~	1.8	
砂質土		Ds1	0~4	1.8	
		Ds2	4~10	1.8	
		Ds3	10~30	1.9	
		Ds4	30~50	1.9	
		Ds5	50~	2.0	
礫質土		Dg1	~20	1.9	
		Dg2	20~30	2.0	
		Dg3	30~50	2.0	
	Dg4	50~	2.1		
第三紀		K		2.1	

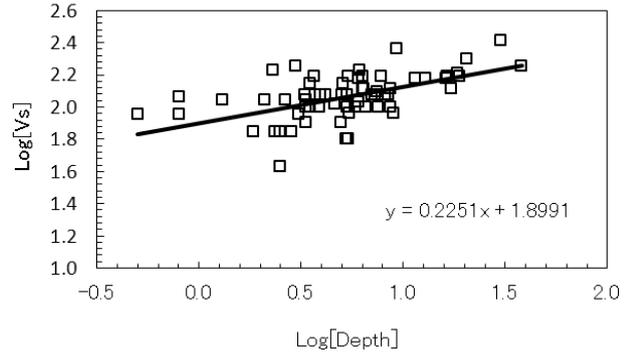


図 2.5-10 N 値 0 の粘土層における深さと Vs の関係

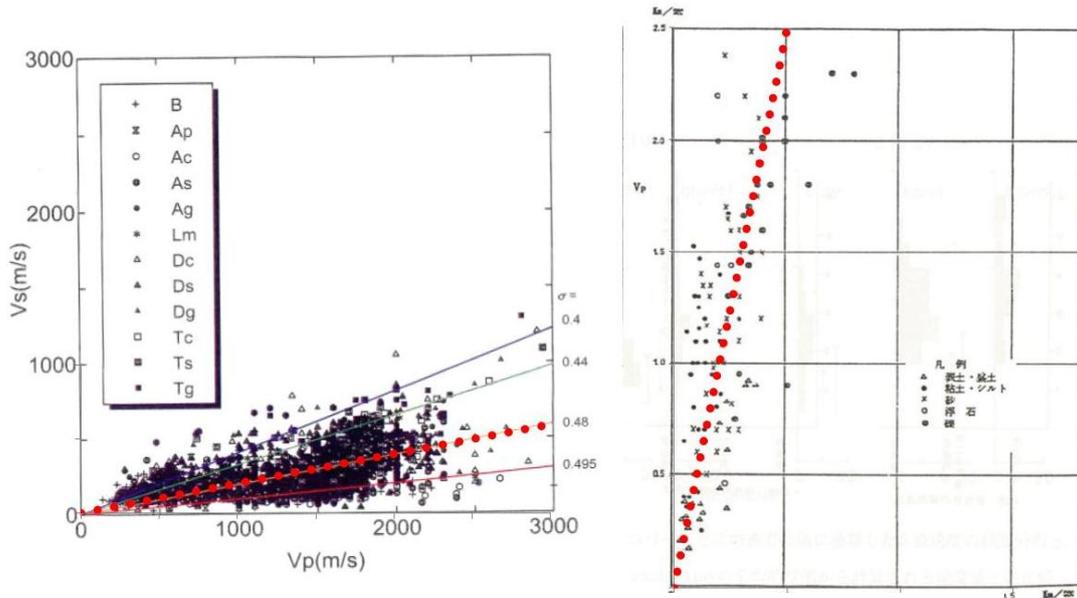


図 2.5-11 P 波速度と S 波速度の関係

左図：内閣府(2001)に加筆 右図：物理探査学会(1990)に加筆

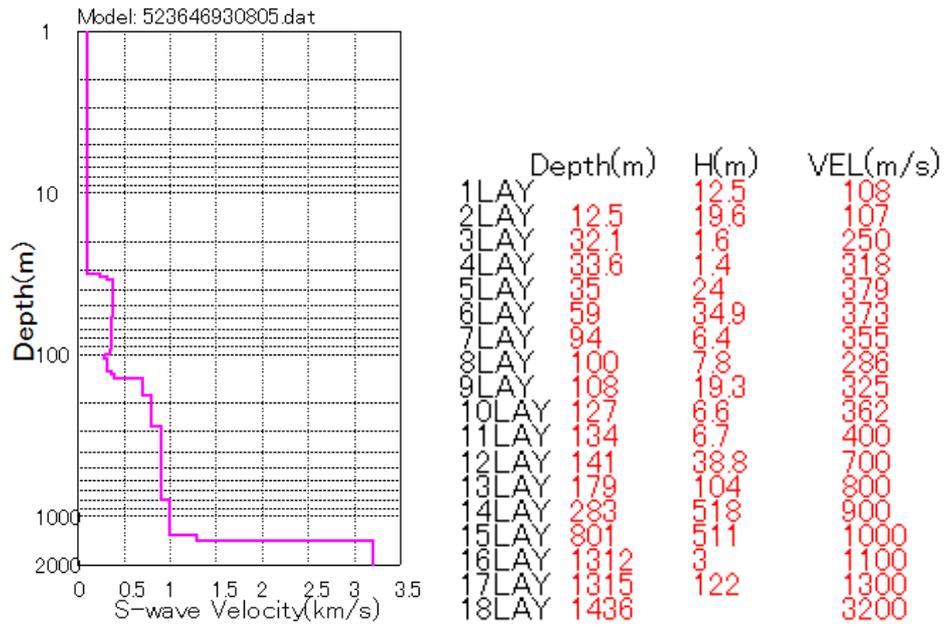


図 2.5-12 浅部深部統合モデルの例 飛島村役場

### 3. 地震動予測

#### 3.1 地震動予測手法

南海トラフ沿いの地震のうち、過去地震最大モデルは、宝永、安政、昭和の震度記録を再現できる強震動生成域（SMGA）配置とした強震断層モデルのひとつである。しかし、想定地震のSMGA配置が、既往地震のSMGA配置と同じとは限らない。このため、過去地震最大モデルの地震動予測にあたっては、そのバラつきを補うため詳細法（統計的グリーン関数法、線形応答計算）と簡便法（距離減衰式、増幅度経験式）を併用し、50mメッシュごとに計測震度が大きい方を被害想定用震度とした。

理論上最大想定モデルについては、そもそも過去に起きた例がなく、内閣府でも震源のバラつきを考慮するためにSMGAの配置を変えて、基本ケースのほか、陸側ケース、東側ケース、西側ケースを実施している。本想定では、これらの4ケースのうち本役場により大きな影響をもたらすと考えられる陸側ケースを選んだ。このため、詳細法（統計的グリーン関数法、線形応答計算）のみで、50mメッシュごとの計測震度を算定した。

地震動予測の考え方を図3.1-1に示す。

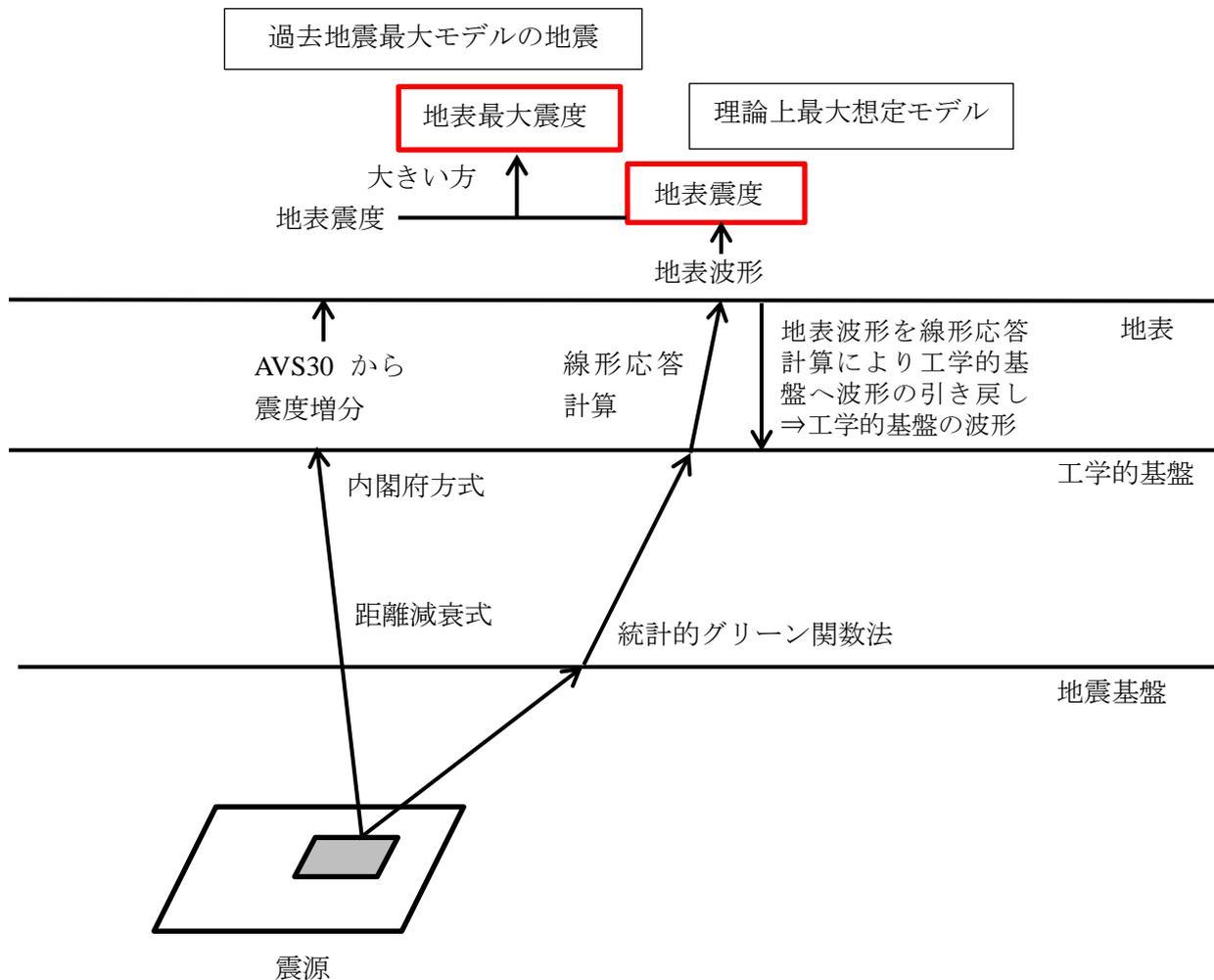


図 3.1-1 地震動予測の考え方

## 3.2 地震動予測結果

### 3.2.1 過去地震最大モデルの地震の予測結果

図 3.2-1 に地表面における計測震度を示す。また、図 3.2-2 には愛知県(2014)の結果も比較して示した。飛島村全域において、震度 6 強と 6 弱を示す結果となった。愛知県の結果とも概ね整合しており、妥当な結果であると考えられる。

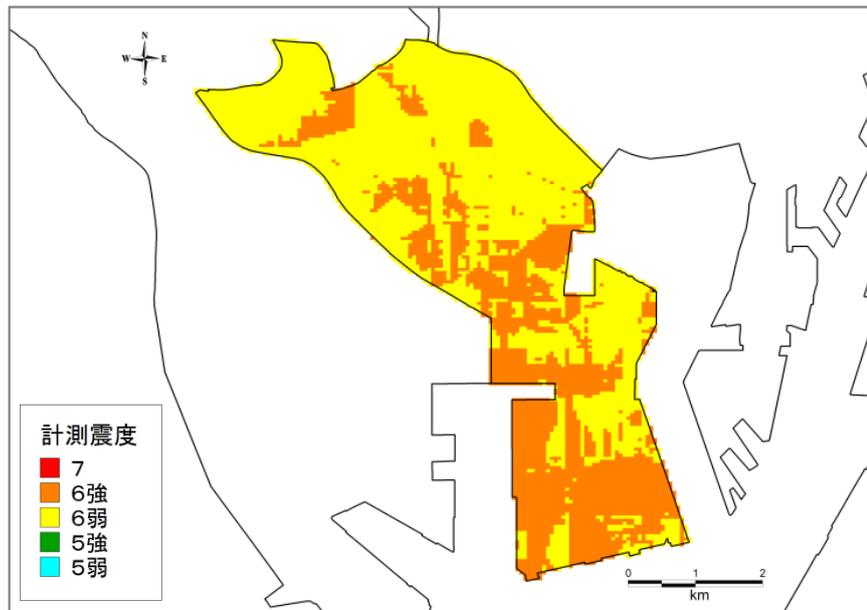


図 3.2-1 過去地震最大モデルの地震による地表震度分布  
(距離減衰式による震度分布と統計的グリーン関数法による震度分布と比較し大きい方を示した震度分布)

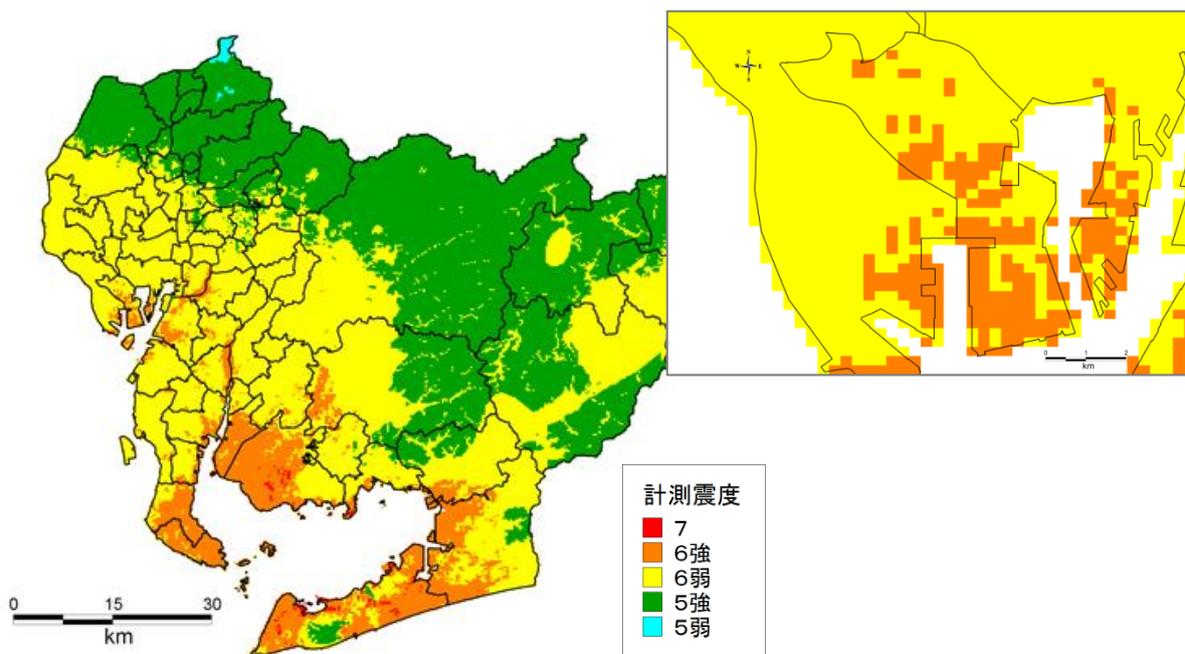


図 3.2-2 愛知県(2014)による震度分布  
(過去地震最大モデル)

### 3.2.2 理論上最大想定モデルの地震（陸側ケース）の予測結果

図 3.2-3 に地表面における計測震度を示す。また、図 3.2-4 には愛知県(2014)の結果も比較して示した。飛島村全域において、震度6強となり、所々で震度7となった。愛知県の結果とも概ね整合しており、妥当な結果であると考えられる。

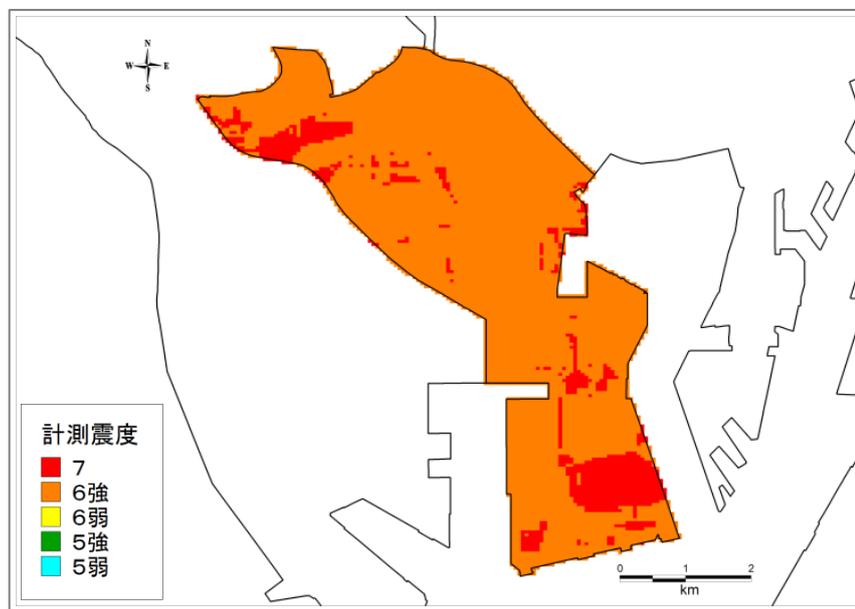


図 3.2-3 理論上最大想定モデルの地震（陸側ケース）による地表震度分布  
(統計的グリーン関数法、線形応答計算による)

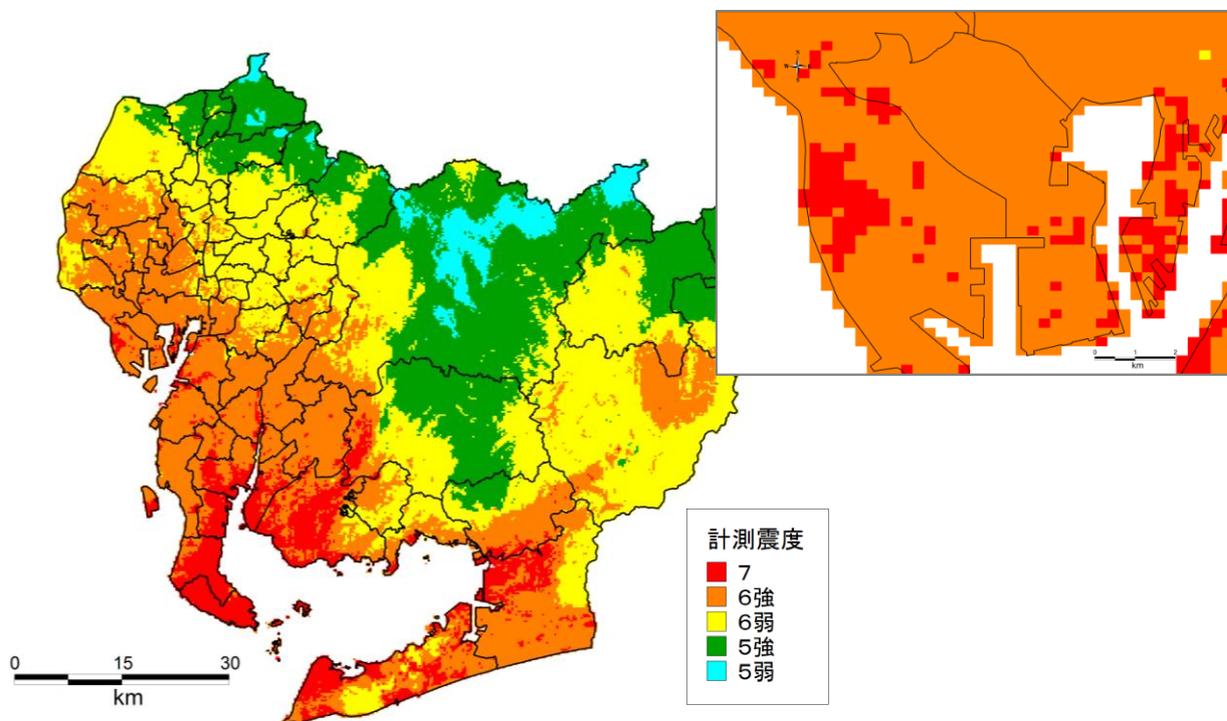


図 3.2-4 愛知県(2014)による震度分布  
(理論上最大想定モデルの地震（陸側ケース）)

## 4. 液状化

### 4.1 液状化判定手法

液状化判定方法としては、表 4.1-1 に示す道路橋示方書(2002)によって  $F_L$  値を各深度において算出し、さらに式 (1) より  $P_L$  値を算出した。

$$P_L = \int (1 - F_L) \cdot (10 - 0.5x) dx \quad (1)$$

$x$ : 地表面からの深さ (m)

せん断応力比  $L$  の設定方法としては、地表震度から童・山崎 (1996) により加速度に変換し、せん断応力分布を算定する方法を用いた。このとき、 $c_w$  はタイプ I (プレート境界型の大規模な地震) の 1.0 とした。

算出した  $P_L$  値と液状化危険度の関係は、表 4.1-2 に基づいて判定した。

表 4.1-1(1) 道路橋示方書による液状化判定手法 (FL 法) の概要 (その 1)

道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 (平成 14 年 3 月) (社) 日本道路協会													
液状化判定の対象とすべき土層	<ul style="list-style-type: none"> <li>地下水位が現地盤面から 10m 以内にあり、かつ現地盤面から 20m 以内の深さに存在する飽和土層。</li> <li>細粒分含有率 FC が 35%以下の土層、または FC が 35%を越えても塑性指数 <math>I_p</math> が 15 以下の土層。</li> <li>平均粒径 <math>D_{50}</math> が 10mm 以下で、かつ 10%粒径 <math>D_{10}</math> が 1mm 以下である土層。</li> </ul>												
液状化の判定方法	<p>液状化に対する抵抗率 <math>F_L</math> を次式により算出し、この値が 1.0 以下の土層については液状化するとみなすものとする。</p> $F_L = R/L$												
繰返しせん断応力比 $L$ の求め方	$L = r_d \cdot k_{hc} \sigma_v / \sigma'_v$ $r_d = 1.0 - 0.015\chi$ $\sigma_v = \{ \gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2} (\chi - h_w) \} / 10$ $\sigma'_v = \{ \gamma'_{t1} h_w + \gamma'_{t2} (\chi - h_w) \} / 10$ <p>(タイプ I の地震動の場合)</p> $c_w = 1.0$ <p>(タイプ II の地震動の場合)</p> $c_w = \left\{ \begin{array}{ll} 1.0 & (R_L \leq 0.1) \\ 3.3R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{array} \right\}$ <p>ここに、</p> <p><math>L</math> : 地震時せん断応力比  <math>r_d</math> : 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数  <math>k_{hc}</math> : 地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度で次式による</p> $k_{hc} = C_Z \cdot K_{hco}$ <p><math>C_Z</math> : 地域別補正係数  <math>\sigma_v</math> : 全上載圧 (kgf/cm<sup>2</sup>)  <math>\sigma'_v</math> : 有効項載圧 (kgf/cm<sup>2</sup>)  <math>\chi</math> : 地表面からの深さ (m)  <math>\gamma_{t1}</math> : 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量 (tf/m<sup>3</sup>)  <math>\gamma_{t2}</math> : 地下水位面より深い位置での土の単位体積重量 (tf/m<sup>3</sup>)  <math>\gamma'_{t2}</math> : 地下水位面より深い位置での土の有効単位体積重量 (tf/m<sup>3</sup>)  <math>h_w</math> : 地下水位の深さ (m)  <math>c_w</math> : 地震動特性による補正係数  <math>R_L</math> : 繰返し三軸強度比</p> <p>地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度の標準値 <math>K_{hco}</math></p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>地盤種別</th> <th>タイプ I</th> <th>タイプ II</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>I 種</td> <td>0.30</td> <td>0.80</td> </tr> <tr> <td>II 種</td> <td>0.35</td> <td>0.70</td> </tr> <tr> <td>III 種</td> <td>0.40</td> <td>0.60</td> </tr> </tbody> </table> <p>※1)タイプ I : 大きな振幅が長時間繰返しして作用する地震動 (プレート境界型の大規模な地震) を表したものである。          ※2)タイプ II : 地震動は継続時間は短いが極めて強度を有する地震動 (兵庫県南部地震のような内陸型地震) を表したものである。</p>	地盤種別	タイプ I	タイプ II	I 種	0.30	0.80	II 種	0.35	0.70	III 種	0.40	0.60
地盤種別	タイプ I	タイプ II											
I 種	0.30	0.80											
II 種	0.35	0.70											
III 種	0.40	0.60											

表 4.1-1(2) 道路橋示方書による液状化判定手法 (FL 法) の概要 (その2)

<p>液状化抵抗比 R の求め方</p>	$R = c_w R_L$ $R_L = \left\{ \begin{array}{ll} 0.0882 & (N_a < 14) \\ 0.0882 + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5} & (14 \leq N_a) \end{array} \right\}$ <p>ここで、                  &lt;砂質土の場合&gt;  <math>N_a = c_1 \cdot N_1 + c_2</math>  <math>N_1 = 1.7 \cdot N / (\sigma'_v + 0.7)</math></p> $c_1 = \left\{ \begin{array}{ll} 1 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC + 40) / 50 & (10\% \leq FC < 60\%) \\ FC / 20 - 1 & (60\% \leq FC) \end{array} \right\}$ $c_2 = \left\{ \begin{array}{ll} 0 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC - 10) / 18 & (10\% \leq FC) \end{array} \right\}$ <p>&lt;礫質土の場合&gt;  <math>N_a = \{1 - 0.36 \log_{10} (D_{50}/2)\} N_1</math></p> <p>ここに、                  R : 動的せん断強度比  <math>c_w</math> : 地震動特性による補正係数  <math>R_L</math> : 繰返し三軸強度比                  N : 標準貫入試験から得られる N 値  <math>N_1</math> : 有効上載圧 1kgf/cm<sup>2</sup> 相当に換算した N 値  <math>N_a</math> : 粒度の影響を考慮した補正 N 値  <math>c_1, c_2</math> : 細粒分含有率による N 値の補正係数                  FC : 細粒分含有率(%) (粒径 75<math>\mu</math>m 以下の土粒子の通過質量百分率)  <math>D_{50}</math> : 平均粒径(mm)</p>
<p>液状化指数 PL の求め方</p>	$PL = \int_0^{20} (1 - FL) (10 - 0.5 \chi) d\chi$ <p>ここに、                  PL : 液状化指数  <math>\chi</math> : 地表面からの深さ(m)                  FL : 液状化に対する抵抗率。FL <math>\geq 1</math> の場合は FL = 1 とする</p>

表 4.1-2 PL 値による液状化危険度判定区分 (岩崎ほか(1980))

	PL=0	0 < PL ≤ 5	5 < PL ≤ 15	15 < PL
PL値による液状化危険度判定	液状化危険度はかなり低い。液状化に関する詳細な調査は不要	液状化危険度は低い。特に重要な構造物に対して、より詳細な調査が必要。	液状化危険度が高い。重要な構造物に対してはより詳細な調査が必要。液状化対策が一般に必要。	液状化危険度が極めて高い。液状化に関する詳細な調査と液状化対策は不可避

## 4.2 地下水位の設定

愛知県(2014)では、液状化しやすさは地形によって異なると考えられることから、ボーリング資料を地形別に分類し、まず液状化対象とする地形に位置するボーリング資料を抽出してボーリング削孔時に記録された孔内水位をとりまとめ、微地形区分ごとに水位を設定した。ここでも愛知県(2014)で設定した地下水位を用いることとする。

表 4.2-1 地下水位の設定

微地形区分	地下水位 (GL- m)
干拓地	1.0
埋立地	1.0

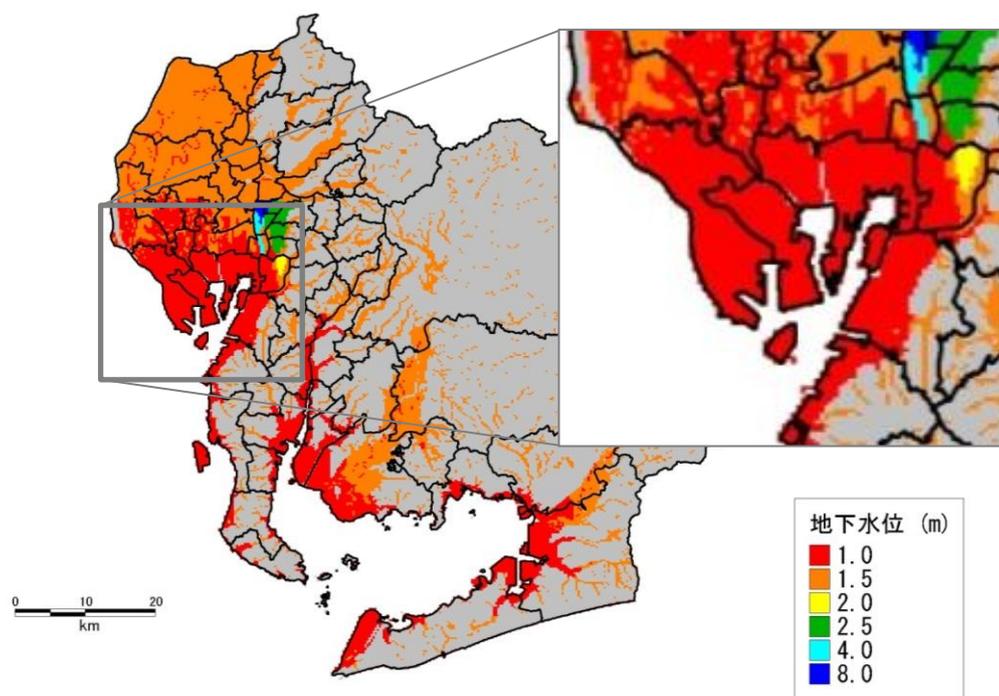


図 4.2-1 地下水位分布 ※水位はいずれも GL-  
(愛知県(2014))

### 4.3 Fc 値および D<sub>50</sub> の設定

愛知県(2014)で用いられている土質試験結果を用いた。

#### 4.3.1 細粒分含有率 Fc

沖積砂質土及び沖積粘性土の細粒分含有率 Fc と N 値について散布図を作成し、亀井ら(2002)の近似式と比較した結果、亀井らの式の方がデータの分布をよく説明できると考え、亀井ら(2002)の式を用いることとした。

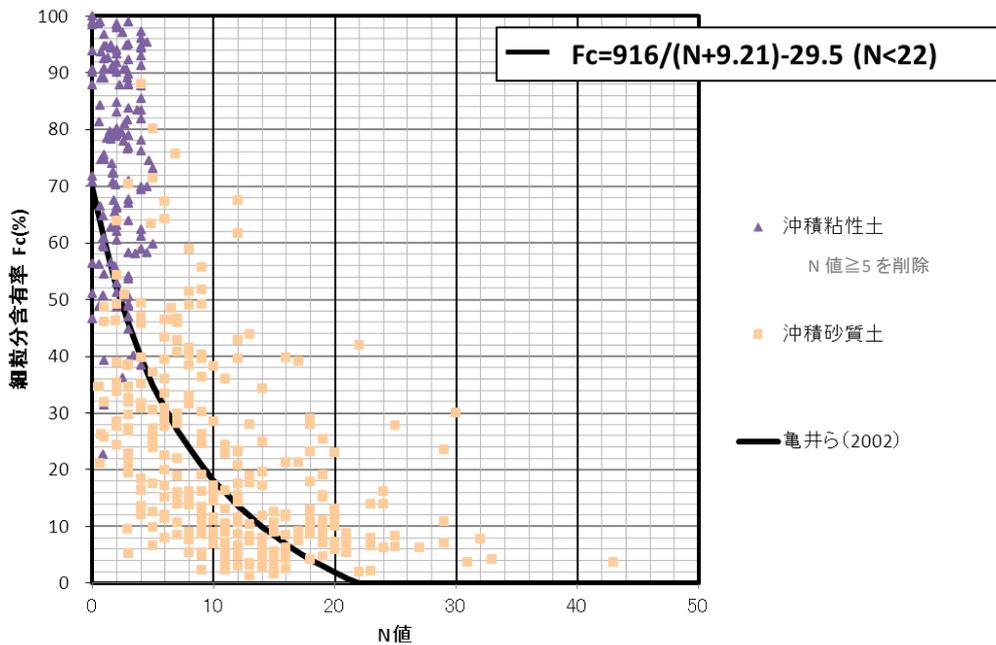


図 4.3-1 細粒分含有率 (Fc 値) と N 値との関係

#### 4.3.2 D<sub>50</sub>

沖積礫質土の D<sub>50</sub> について粒径ごとの頻度分布を作成し、中央値の 2.2mm を用いることとした。

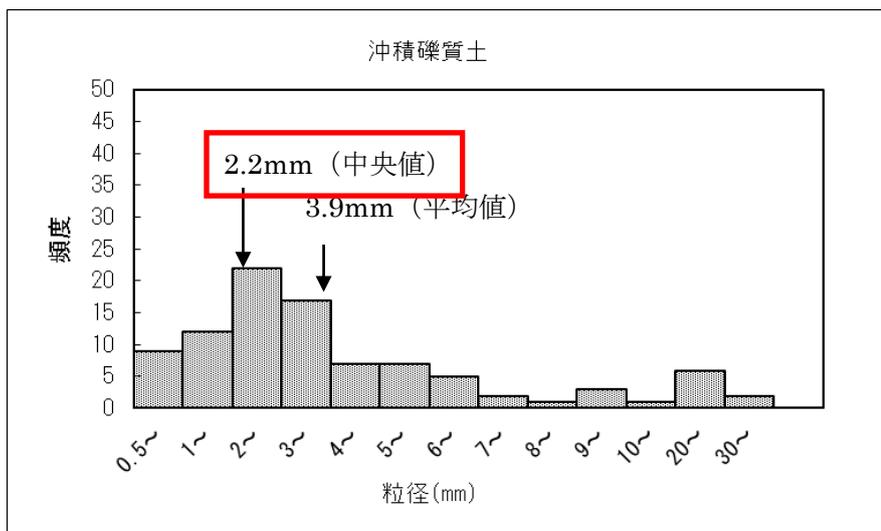


図 4.3-2 沖積礫質土の D<sub>50</sub>

#### 4.4 液状化に伴う沈下量の算定方法

液状化に伴う地盤の沈下量  $S$  は、建築基礎構造設計指針(2001)に示されている補正  $N$  値と繰返しせん断ひずみの関係を用いて、補正  $N$  値と応力比のプロット点に対応する繰返しせん断ひずみを隣接する  $\gamma_{cy}$  曲線の対数補間により求める。

なお、繰返しせん断ひずみ 8%の曲線より左側にプロットされる場合には  $\gamma_{cy} = 8\%$  とし、0.5%より右側にプロットされる場合には、 $\gamma_{cy} = 0.5\%$  とする。

繰返しせん断ひずみ  $\gamma_{cy}$  を体積ひずみ  $\varepsilon_v$  として読み替える。そして、沈下量  $S$  を次のようにして推定する。

$$S = \sum (H_i \times \varepsilon_{v_i}), \quad i = 1 \sim n$$

$S$  : 沈下量

$H_i$  : FL<1.0 となる砂質土層  $i$  の層厚

$\varepsilon_{v_i}$  : FL<1.0 となる砂質土層  $i$  の体積ひずみ

$n$  : FL<1.0 となる砂質土層数

例えば、液状化層厚が  $H=8\text{m}$ 、 $N_a=12$  の地盤がせん断応力比  $\tau_d/\sigma'_z=0.35$  の時に液状化すると、図 4.4-1 より、 $\gamma_{cy}=3\%$  になることから、 $D_{cy}=S=24\text{cm}$  となる。

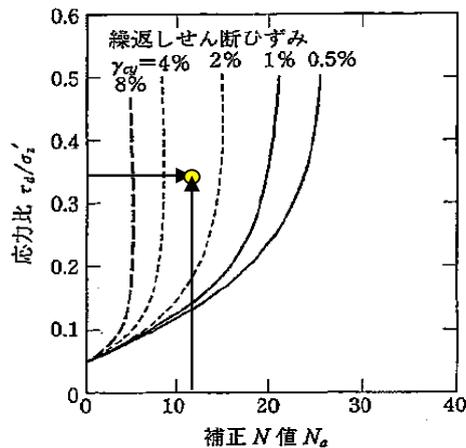


図 4.4-1 補正  $N$  値と繰返しせん断ひずみの関係

(建築基礎構造設計指針(2001), p.66, 補正  $N$  値と繰返しせん断ひずみの関係に加筆)

#### 4.5 液状化危険度予測結果

液状化危険度ならびに液状化に伴う沈下量検討結果を以下に示す。

##### 4.5.1 過去地震最大モデルの地震

過去地震最大モデルの地震については、距離減衰式による震度分布と統計的グリーン関数法による震度分布と比較し大きい方を示した震度分布をもとに液状化危険度の判定を行った。

液状化危険度分布は、南部の一部の埋立地を除き、液状化危険度が極めて高いエリアが広がっている。また、液状化に伴う地盤沈下量は、飛島村全域において0.3 cm未満の沈下を想定した。

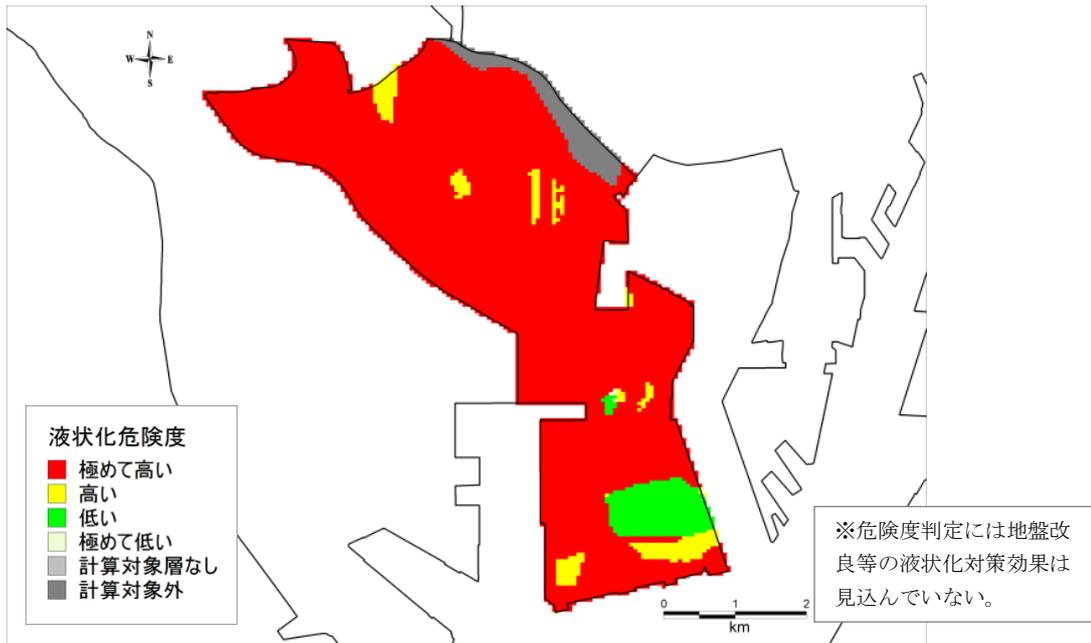


図 4.5-1 過去地震最大モデルの地震の液状化危険度 道路橋示方書(cw=1.0)

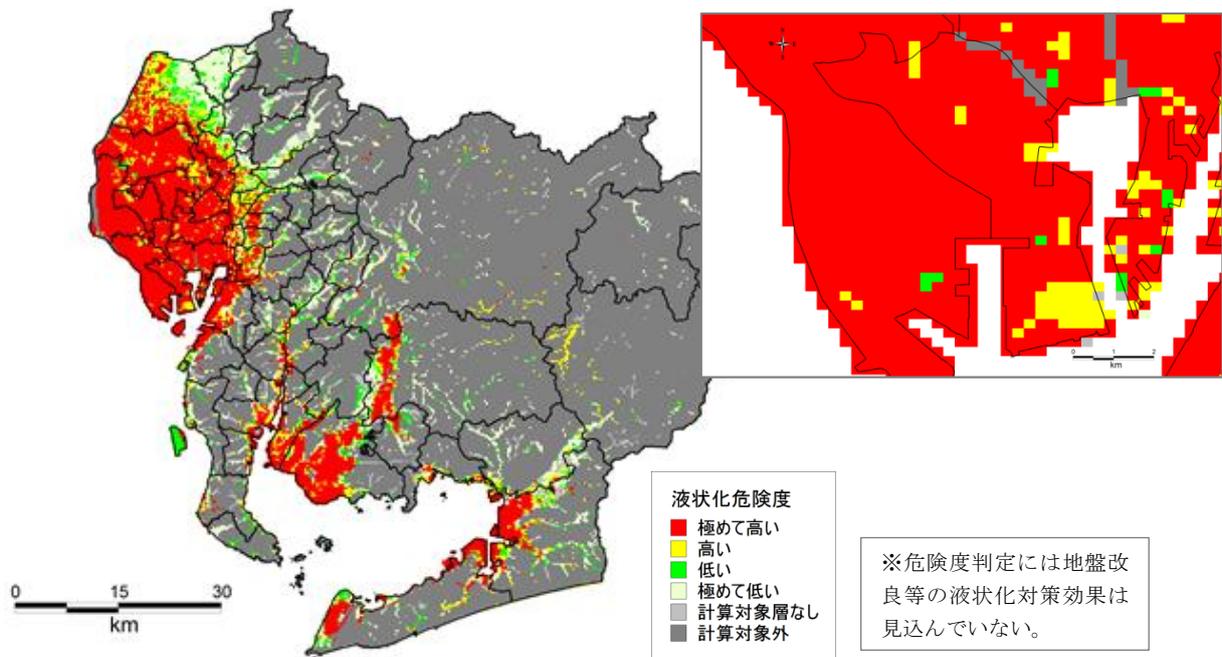


図 4.5-2 愛知県(2014)による液状化危険度  
過去地震最大モデル

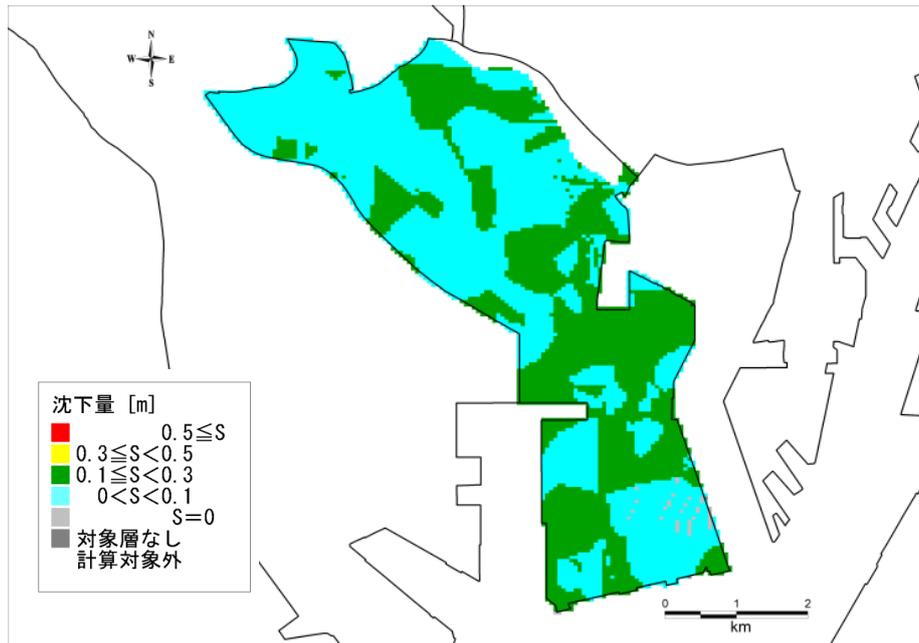


図 4.5-3 過去地震最大モデルの地震の地盤沈下量

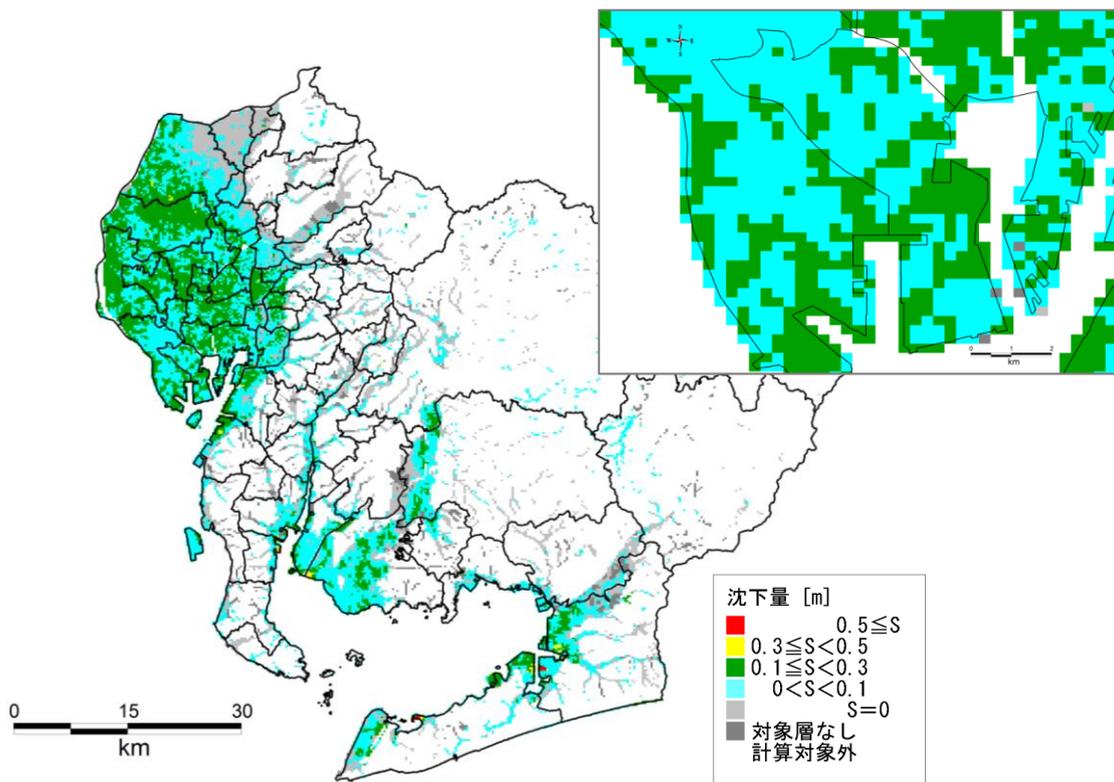


図 4.5-4 愛知県(2014)による地盤沈下量  
過去地震最大モデル

#### 4.5.2 理論上最大想定モデルの地震（陸側ケース）

理論上最大想定モデルの地震（陸側ケース）の液状化危険度分布は、南部の一部の埋立地を除き、液状化危険度が極めて高いエリアが広がっている。また、液状化に伴う地盤沈下量は、飛島村全域において 30 cm 未満の沈下を想定した。

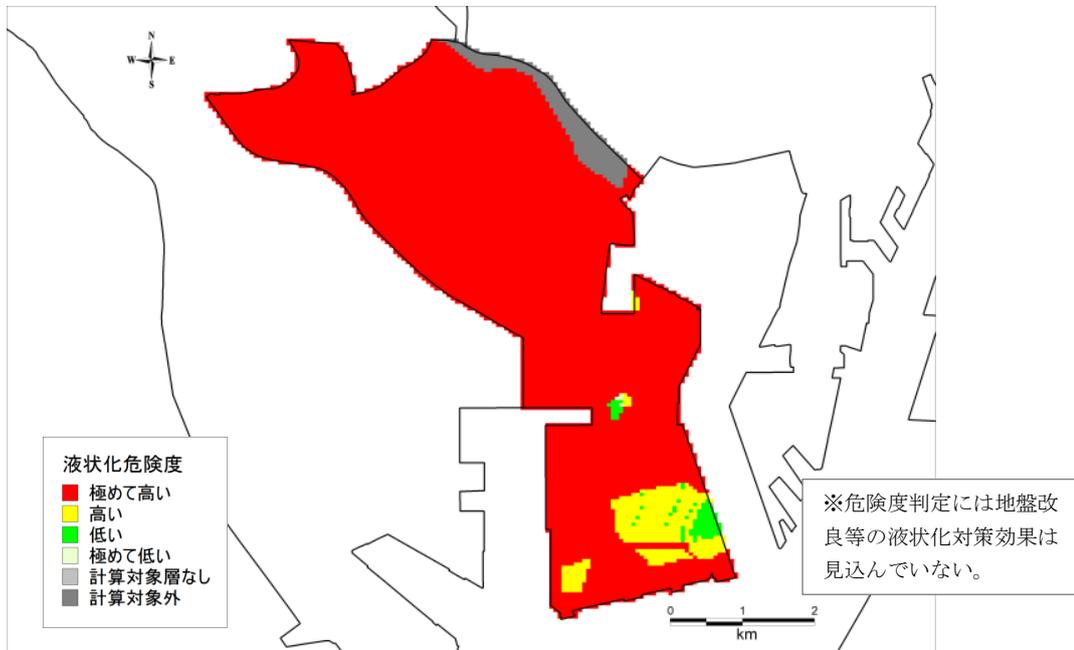


図 4.5-5 理論上最大想定モデルの地震（陸側ケース）の液状化危険度  
道路橋示方書 (cw=1.0)

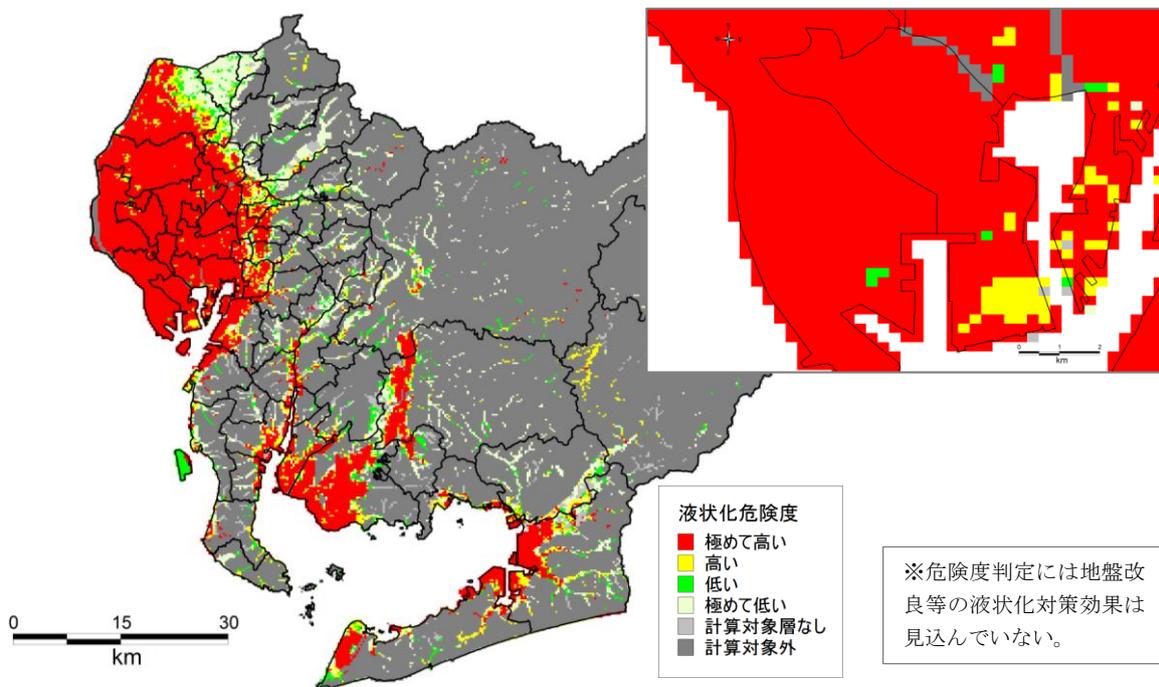


図 4.5-6 愛知県(2014)による液状化危険度  
理論上最大想定モデルの地震（陸側ケース）

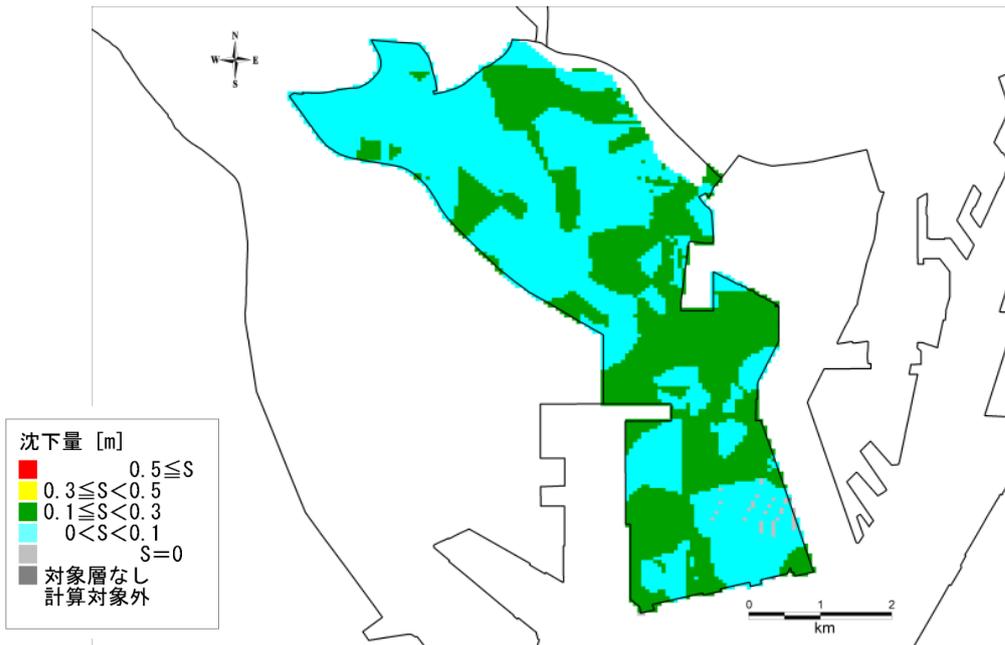


図 4.5-7 理論上最大想定モデル（陸側ケース）の地盤沈下量

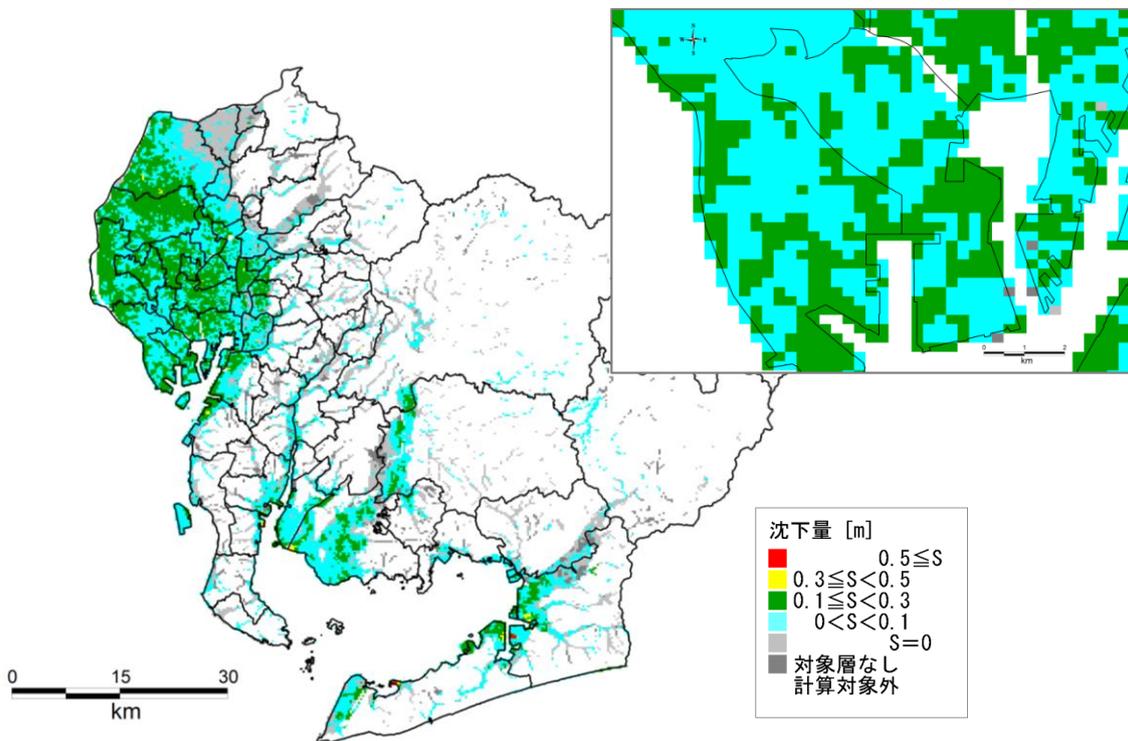


図 4.5-8 愛知県(2014)による地盤沈下量  
理論上最大想定モデルの地震（陸側ケース）

## 5. 津波の計算

津波については、愛知県(2014)の結果を用いた。愛知県の考え方は以下のとおりである。

### 5.1 波源モデルについて

#### 5.1.1 過去地震最大モデルの津波

南海トラフ沿いでは、宝永地震(1707)、安政東海・安政南海地震(1854)、昭和東南海(1944)・昭和南海地震(1946)など、おおむね100年～200年の間隔で海溝型の大地震が繰り返し発生している。そこで、宝永以降の5地震を参考に、次に備えておくべき地震を想定した。

なお、震源および波源のモデルは、内閣府と方針等について相談しながら検討した独自モデルを用いている。

#### 5.1.2 理論上最大想定モデルの津波

内閣府は、2011年3月に発生した東北地方太平洋沖地震を受けて、千年に一度あるいはそれよりももっと発生頻度が低いが、仮に発生すれば甚大な被害をもたらす地震として、あらゆる可能性を考慮した理論上最大想定モデルの津波を想定した。南海トラフの巨大地震モデル検討会(2012)の津波断層モデル11ケースのうち、飛島村に最大津波高をもたらすケース⑨を対象とする。

過酷事象への構えを整えておく意味で、理論上最大想定モデルの津波として想定した。

### 5.2 堤防等の構造物の設定について

あらゆる可能性を考慮した検討モデル(理論上最大想定モデル)および、過去に発生した地震を再現した検討モデル(過去地震最大モデル)ごとに、それぞれのモデルの構造物条件を表5.2-1のように設定し計算を実施した。

表 5. 2-1 浸水・津波の計算に用いた主な条件

地震・津波	5地震参考モデルの津波	最大想定モデルの津波
地殻変動量	考慮	考慮
初期潮位(T.P.)	名古屋港=1.2m その他1.0m	名古屋港=1.2m その他1.0m
盛土構造物(土堰堤)	東海・東南海地震(愛知県東海地震・東南海地震等被害予測調査 H15.3)に対し耐震性を有している箇所および液状化危険度が小さい箇所については50%沈下、それ以外は75%沈下(いずれも越流したら破堤)	75%沈下 (越流したら破堤)
コンクリート構造物	震度6弱以上で倒壊	震度6弱以上で倒壊
樋門樋管・水門・陸閘	耐震化かつ遠隔操作化・自動化対応している施設及び常時閉鎖施設は閉鎖、それ以外は開放	常時閉鎖施設のみ閉鎖
防波堤	沈下量を推定し、越流水深2mを越えると倒壊(名古屋港高潮防波堤、衣浦港高潮防波堤及び三河港神野北防波堤は沈下量を推定し、越流しても倒壊しない)	震度6弱以上で倒壊 (名古屋港高潮防波堤は沈下量を推定し、越流しても倒壊しない)
計算時間	12時間	12時間

### 5.3 地盤変動量

各津波断層モデルの地盤変動量分布を図 5.1-2 にそれぞれ示す。

地震の際の地殻変動で生じる地盤高の変化については、海域は地盤の隆起・沈降を考慮し、陸域については、沈降のみを考慮した。

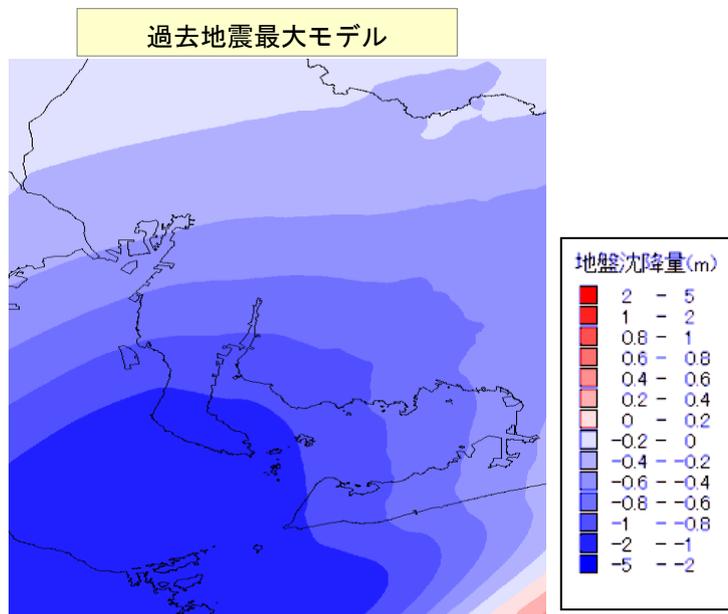


図 2.5-3(1) 過去地震最大モデルの津波の地殻変動量

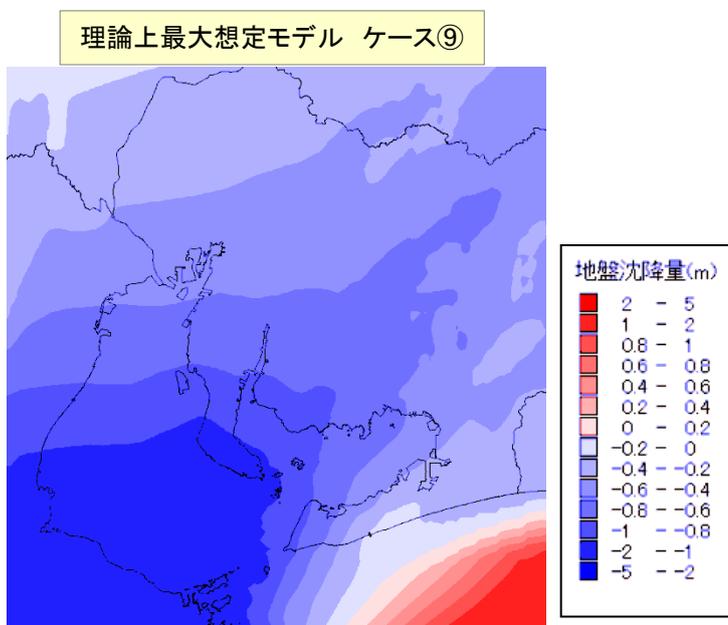


図 2.5-3(2) 理論上最大想定モデルの津波（ケース⑨）の地殻変動量

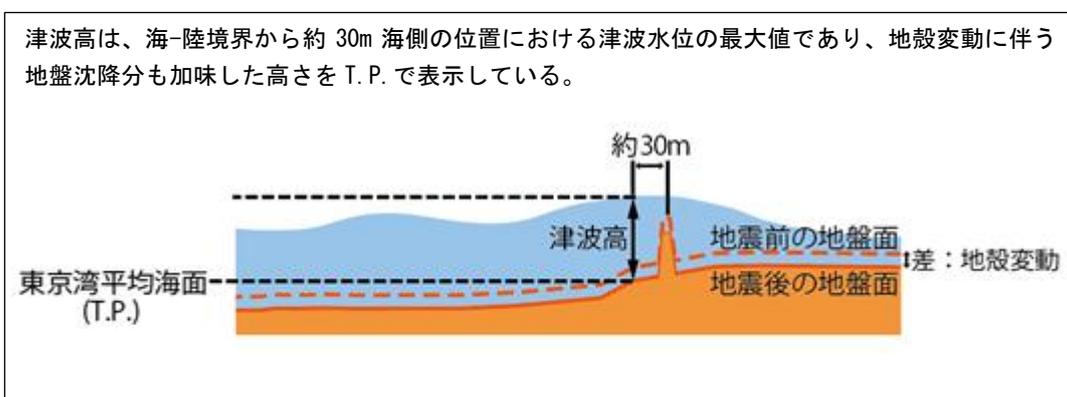
## 5.4 津波計算結果

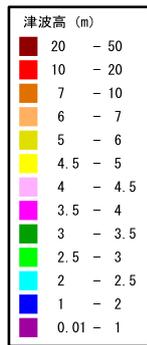
### 5.4.1 沿岸津波高

飛島村の沿岸に、津波高約 T.P. 3m の津波が来襲する。

表 5.4-1 飛島村における津波高一覧（朔望平均満潮位 地盤変動量を考慮）

過去地震最大モデル (m)	理論上最大想定モデル ケース⑨ (m)
3.0	3.0





過去地震最大モデルの津波

図 5.4-2 (1) 愛知県(2014)における飛島村沿岸の津波高  
(満潮水位 地盤変動量考慮)  
過去地震最大モデルの津波

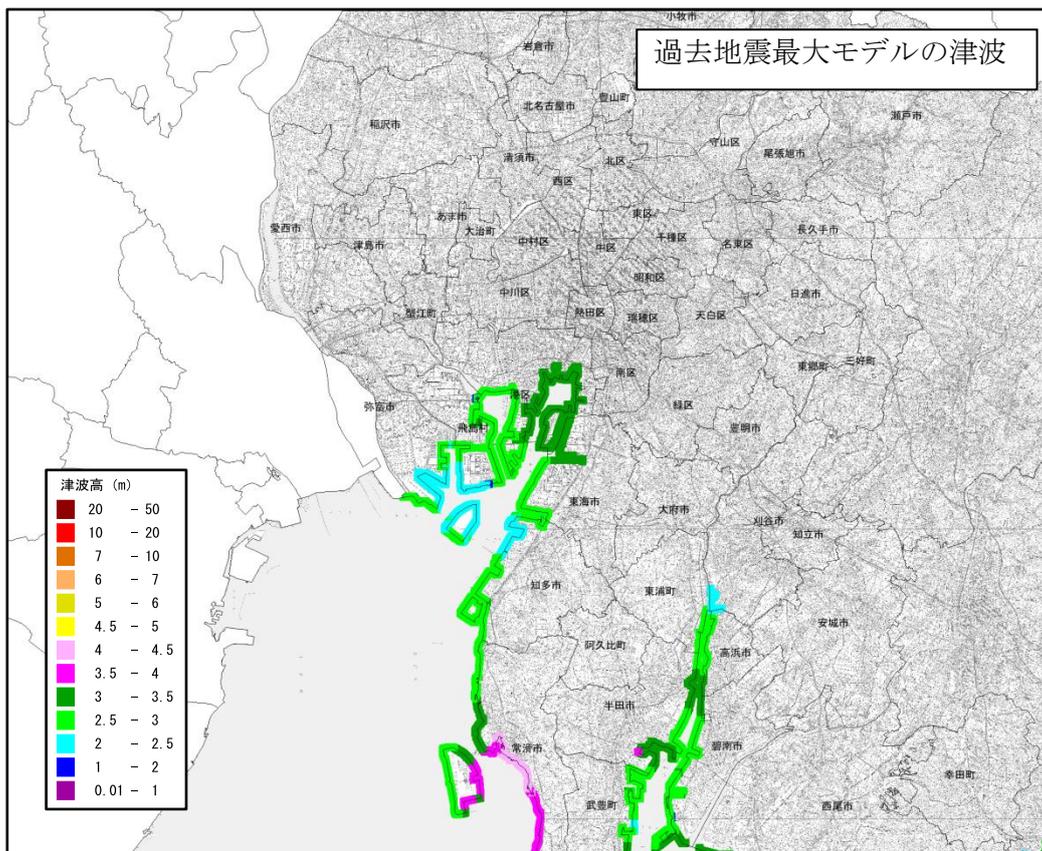


図 5.4-2 (2) 愛知県(2014)による津波の津波高  
(満潮水位 地盤変動量考慮)  
過去地震最大モデルの津波



図 5.4-3 (1) 愛知県(2014)における飛島村沿岸の津波の津波高  
(満潮水位 地盤変動量考慮)

理論上最大想定モデル (ケース⑨) の津波

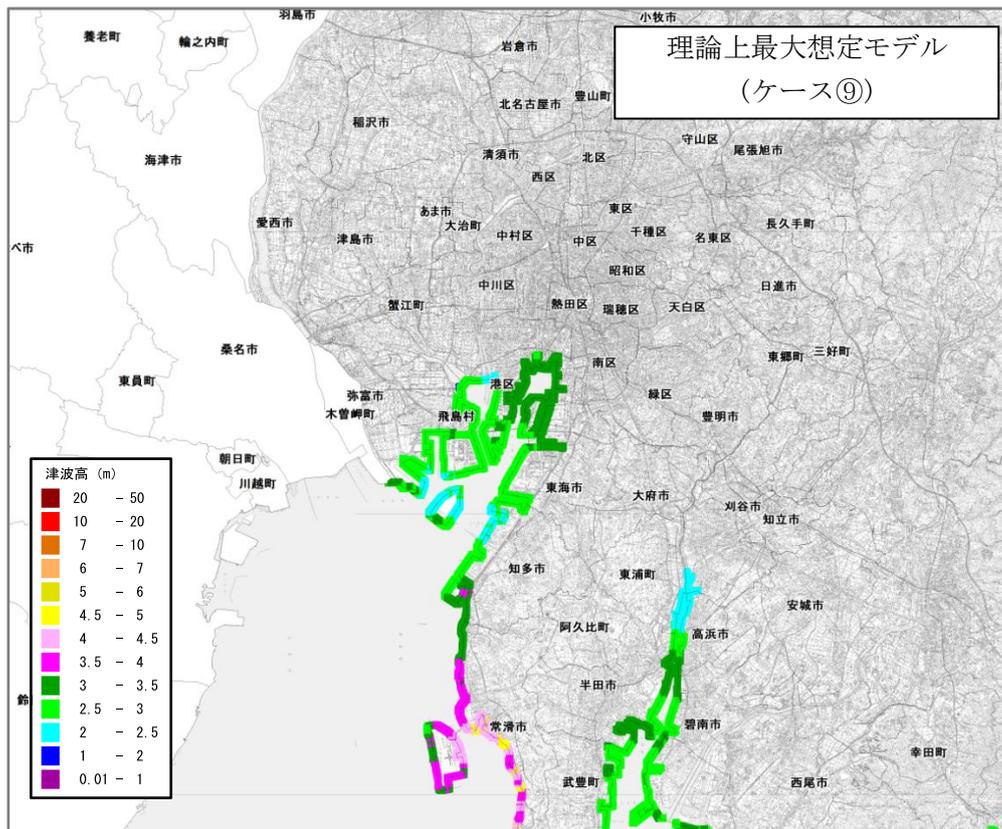


図 5.4-3 (2) 愛知県(2014)による津波の津波高  
(満潮水位 地盤変動量考慮)

理論上最大想定モデル (ケース⑨) の津波

### 5.4.2 沿岸津波の到達時間

津波高 30cm の到達時間は、90 分程度となっている。

表 5.4-2 津波高 30cm の到達時間

過去地震最大モデル (分)	理論上最大想定モデル ケース⑨ (分)
94	89



図 5.4-4 (1) 愛知県(2014)における飛島村沿岸の津波到達時間 (津波高+30cm)  
理論上最大想定モデルの津波

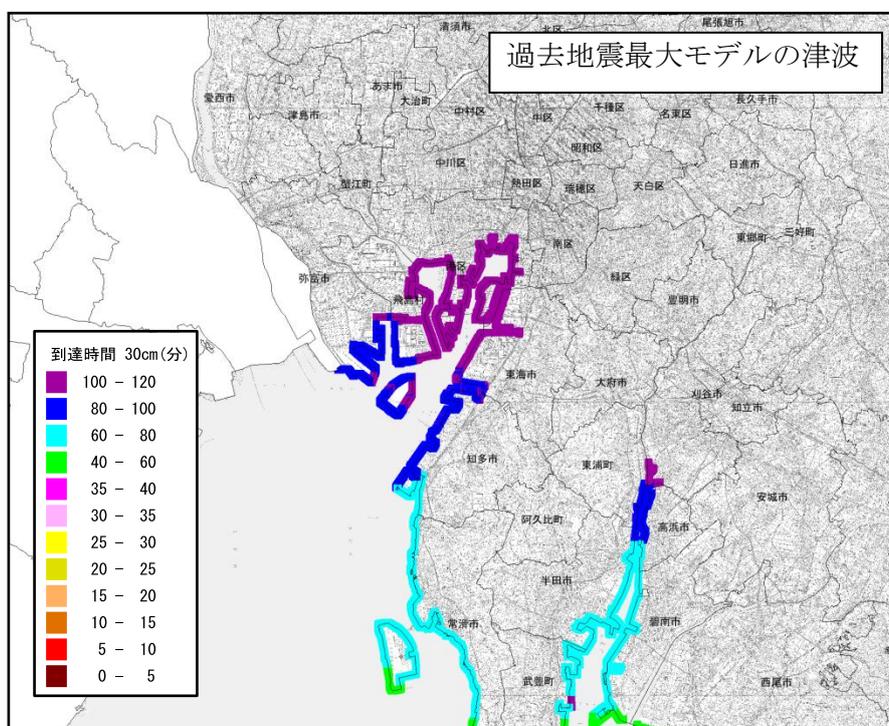


図 5.4-4 (2) 愛知県(2014)による津波の到達時間 (津波高+30cm)  
理論上最大想定モデルの津波



図 5. 4-5 (1) 愛知県 (2014)における飛島村沿岸の津波到達時間 (津波高+30cm)  
理論上最大想定モデル (ケース⑨) の津波

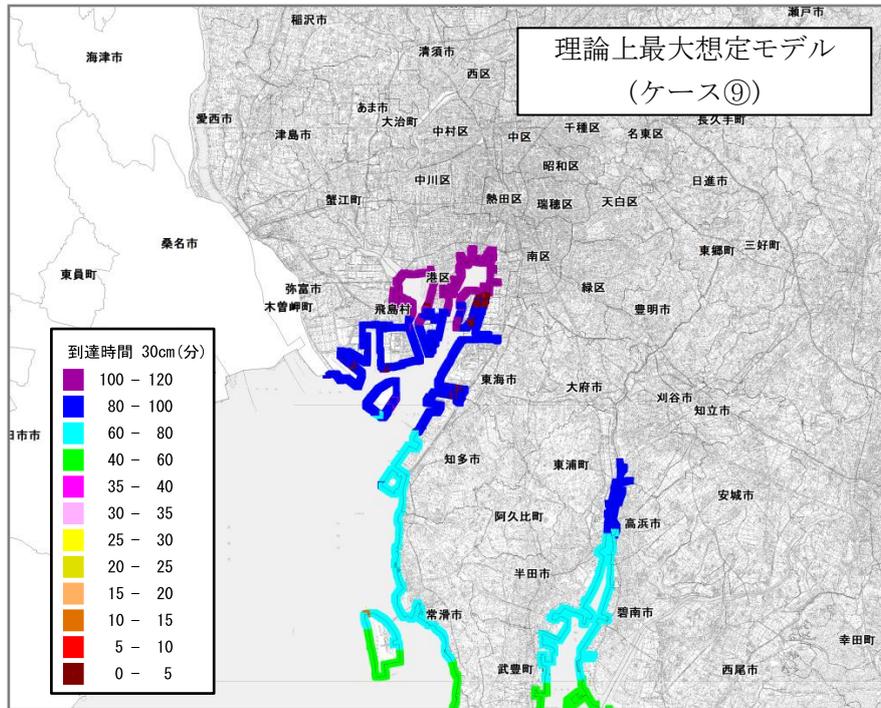


図 5. 4-5 (2) 愛知県 (2014)による津波の津波到達時間 (津波高+30cm)  
理論上最大想定モデル (ケース⑨) の津波

### 5.4.3 最大浸水深分布

濃尾平野の南西部では0m地帯が広がっているため、津波が収まった後も、潮位による浸水が継続するため、長期にわたって湛水することが予想される。

表 5.4-3 各計算ケースにおける浸水面積(1cm以上)一覧

過去地震最大モデル (ha)	理論上最大想定モデル ケース⑨ (ha)
1,201	1,227

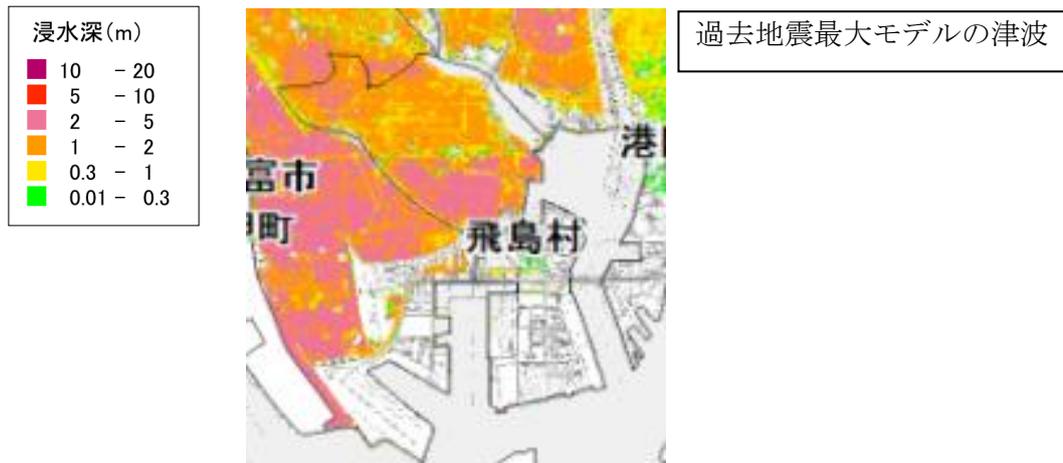


図 5.4-6 (1) 愛知県(2014)における飛鳥村の最大浸水深分布  
過去地震最大モデルの津波

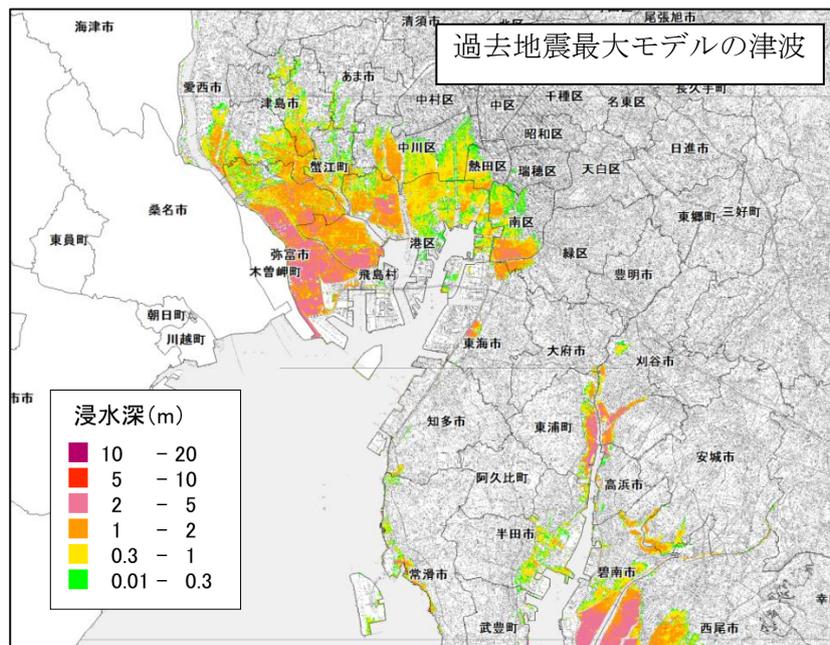


図 5.4-6 (2) 愛知県(2014)による津波の最大浸水深分布  
過去地震最大モデルの津波

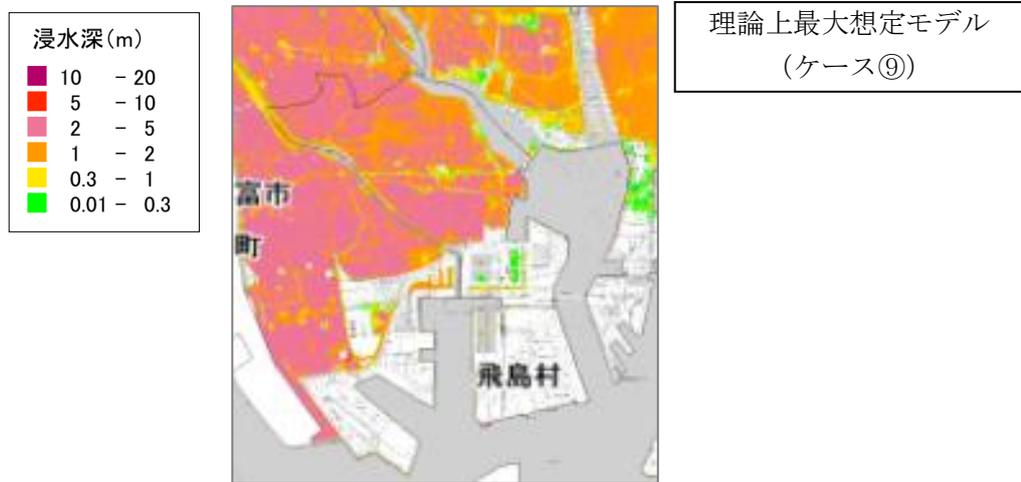


図 5.4-7 (1) 愛知県(2014)における飛島村の最大浸水深分布  
理論上最大想定モデル(ケース①)の津波

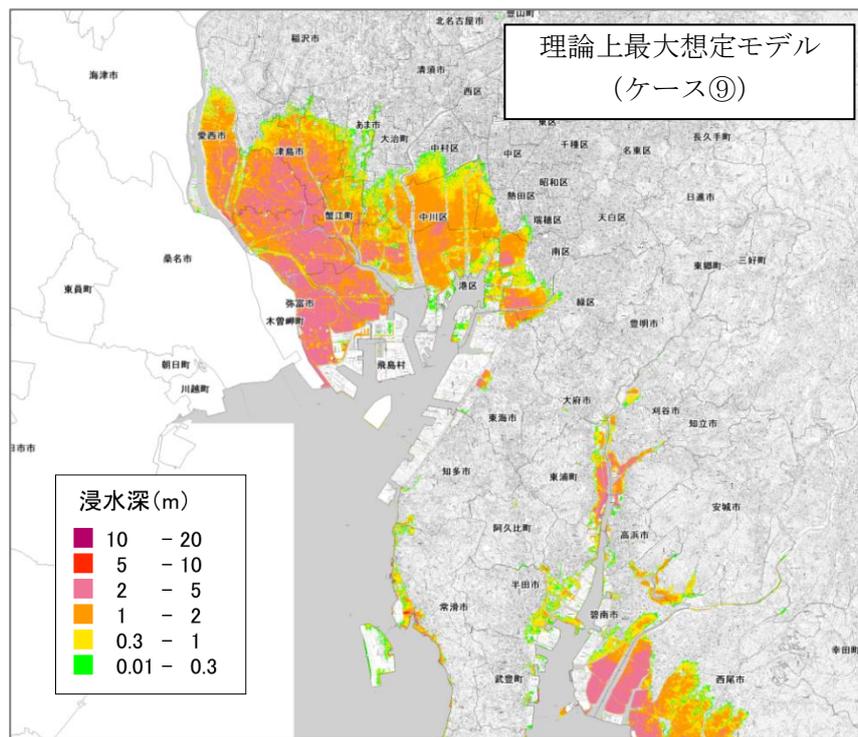


図 5.4-7 (2) 愛知県(2014)による津波の最大浸水深分布  
理論上最大想定モデル(ケース⑨)の津波

#### 5.4.4 浸水深が 30cm に達する時間

主にゼロメートル地帯を中心に、発災後間もなく深さ 30 cm以上の浸水深に達する地域がある。これはゼロメートル地帯の河川沿岸地域であり、地震動により地盤が液状化等の影響によって堤防（土堰堤）が最大 75%沈下する条件を与えているため、発災後すぐに河川から浸水が始まると想定している。

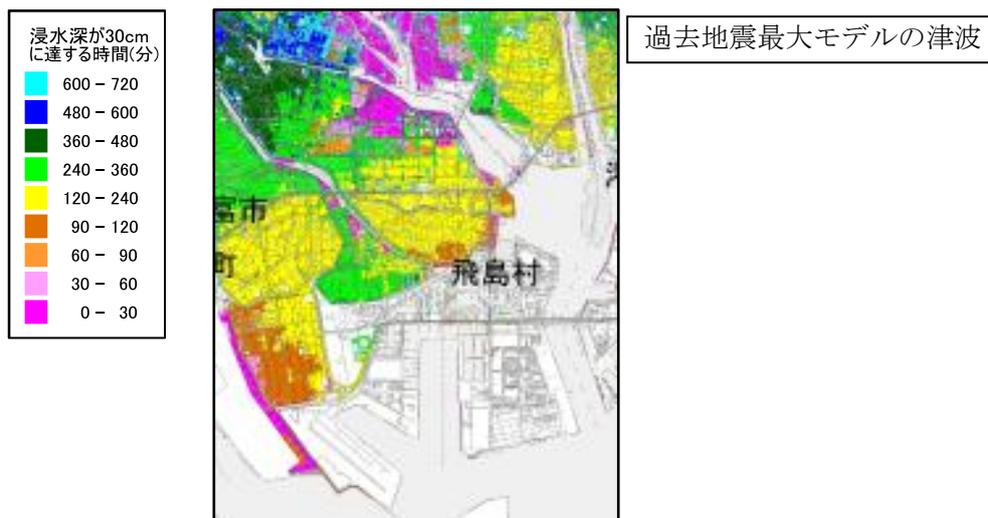


図 5.4-8 (1) 愛知県(2014)における飛島村の浸水が 30cm に達する到達時間  
過去地震最大モデルの津波

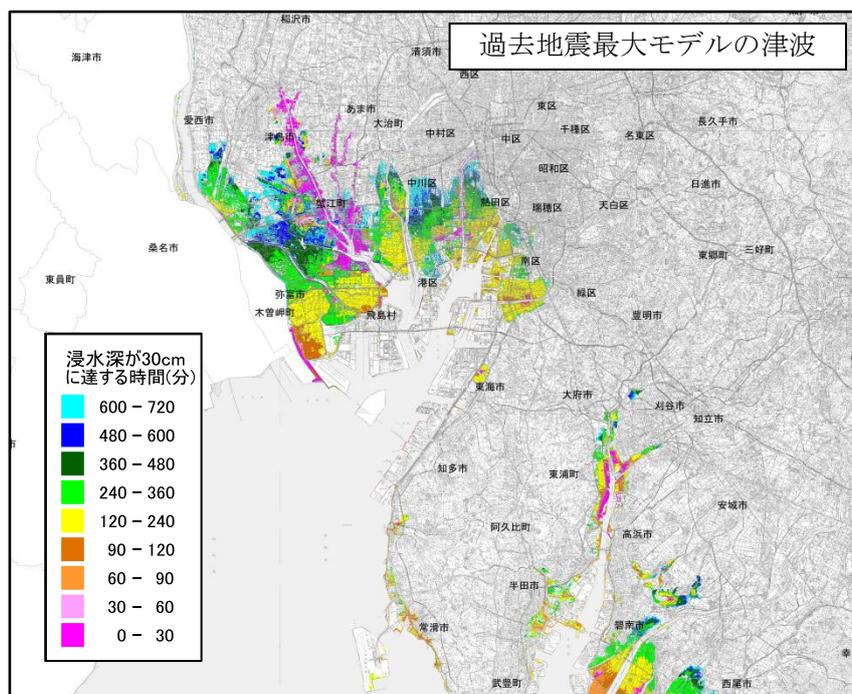


図 5.4-8 (2) 愛知県(2014)による浸水が 30cm に達する到達時間  
過去地震最大モデルの津波

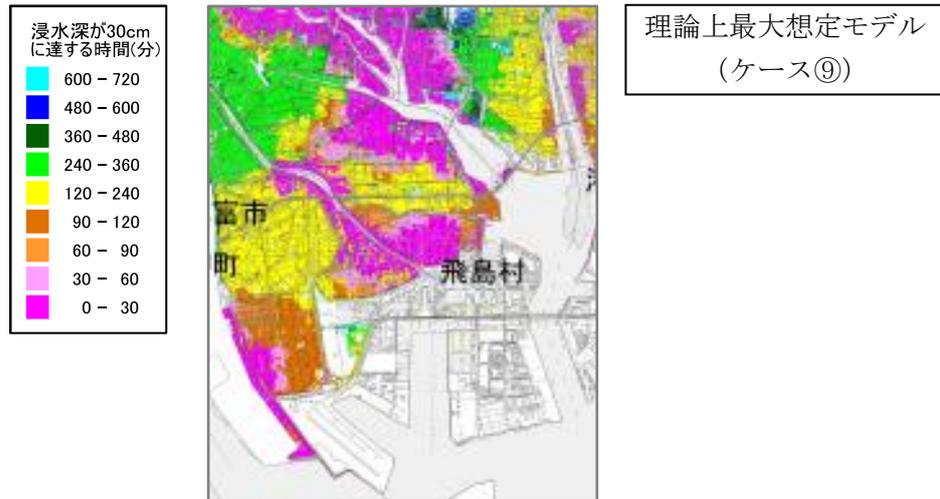


図 5.4-9 (1) 愛知県(2014)における飛島村の浸水が 30cm に達する到達時間  
理論上最大想定モデル (ケース⑨) の津波

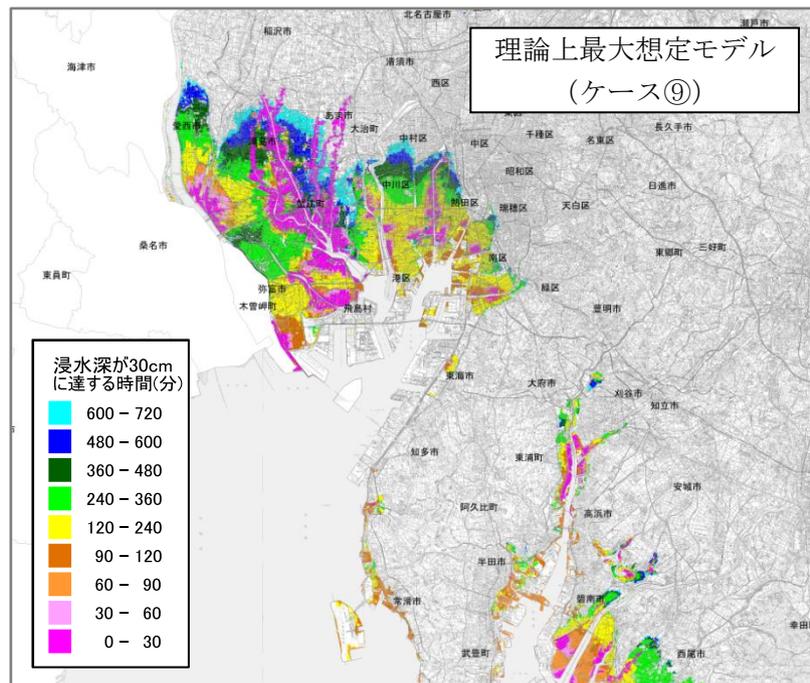


図 5.4-9 (2) 愛知県(2014)による浸水が 30cm に達する到達時間  
理論上最大想定モデル (ケース⑨) の津波

### 5.4.5 水位波形出力

愛知県(2014)の中で飛島村に近い、名古屋港の水位波形を示す。なお、水位の値は、朔望平均満潮位を含むが、地盤変動量は考慮していないものとなっている。



図 5.4-10 波形出力地点

表 5.4-4 名古屋港における最高水位と到達時間

過去地震最大モデル		理論上最大想定モデル ケース⑨	
最高水位 (T.P. +m)	到達時間 (分)	最高水位 (T.P. +m)	到達時間 (分)
2.6	133	2.6	124

注) 最高水位は、陸からやや離れた位置における水位の最高値を示す。なお、朔望平均満潮位を含むが、地盤変動量は加味していない。

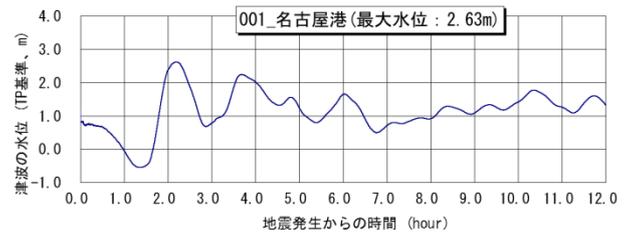
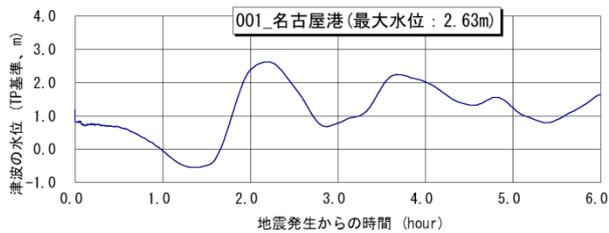
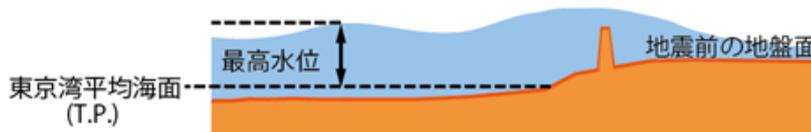


図 5.4-11 津波波形時系列 (左側:6時間 右側:12時間) 過去地震最大モデル

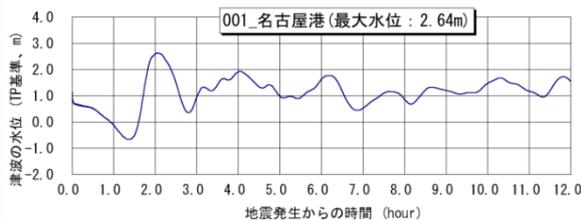


図 5.4-12 津波波形時系列 理論上最大想定モデル ケース⑨

## 第2編 参考文献

- 愛知県(1997)：愛知県防災会議地震部会、愛知県活断層アトラス、平成9年9月。
- 愛知県(2003)：愛知県防災会議地震部会、愛知県東海地震・東南海地震等被害予測調査報告書－平成14年度版－、平成15年3月。
- 飯田汲事(1978)：愛知県防災会議地震部会、昭和20年1月13日三河地震の震害と震度分布、昭和53年2月。
- 飯田汲事(1979)：愛知県防災会議地震部会、明治24年(1891年)10月28日濃尾地震の震害と震度分布、昭和54年。
- 亀井祐聡、森本 巖、安田 進、清水善久、小金井健一、石田栄介(2002)：東京低地における沖積砂質土の粒度特性と細粒分が液状化強度に及ぼす影響、地盤工学会論文報告集、Vol.42, No.4, 101-110。
- 桑原 徹(1975)：濃尾傾動盆地と濃尾平野、URBAN KUBOTA, 11, 18-25。
- 経済産業省(2011)：News Release 平成23年東北地方太平洋沖地震について。
- 建築基礎構造設計指針(2001)：日本建築学会、建築基礎構造設計指針、486p、2001年10月。
- 国土交通省水管理・国土保全局海岸室、国土交通省国土技術政策総合研究所河川研究部海岸研究室(2012)：津波浸水想定の設定の手引き Ver.2.00、平成24年10月。
- (財)国土技術研究センター(2007)：津波の河川遡上解析の手引き(案)、平成19年5月。
- 小谷美佐、今村文彦、首藤伸夫(1998)：GISを利用した津波遡上計算と被害推定法、海岸工学論文集、第45巻、平成10年11月。
- 近藤善教、坂田章吉、長沼和明、安江勝夫(1991)：日本の地盤 愛知県の地盤、地質と調査、2、28-43。
- 千木良 雅弘(2012)：東日本大震災がもたらした教訓と応用地質学的課題、日本学術会議 土木工学・建築学委員会 並びに東日本大震災の総合対応に関する学協会連絡会主催 連続シンポジウム 巨大災害から生命と国土を護る－24学会からの発信－ 第4回 講演要旨、2012年5月10日。
- 中央防災会議(2003)：「東南海、南海地震等に関する専門調査会」(第16回) 参考資料2 強震動と津波の高さの検討に関する資料集、平成15年12月16日。
- 地盤工学会(2011)：(公益社団法人)地盤工学会 平成23年度 学会提言の検証と評価に関する委員会、地震時における地盤災害の課題と対策 2011年東日本大震災の教訓と提言(第一次)。
- 童 華南、山崎文雄(1996)：地震動強さ指標と新しい気象庁震度との対応関係、生産研究、Vol.48, No.11, 31-34。
- 道路橋示方書(2002)：(社)日本道路協会、道路橋示方書・同解説 V耐震設計編(平成14年3月)。
- 内閣府(2006)：中部圏・近畿圏の内陸地震の震度分布等の検討資料集、平成18年12月7日。
- 内閣府(2011)：南海トラフの巨大地震モデル検討会、中間とりまとめ参考資料集、平成23年12月27日。
- 内閣府(2012)：南海トラフの巨大地震モデル検討会、：南海トラフの巨大地震による震度分

布・津波高について（第一次報告）、平成 24 年 3 月 31 日.

- 日本充てん協会技術委員会資料(2003)：日本充てん協会技術委員会、2003 年.
- 農林水産省農村振興局(2012)：土地改良事業設計指針 「ため池整備」の改訂の考え方について、平成 24 年 10 月 12 日.
- 堀江 毅、金子安雄、村上和男、細川恭史、亀山 豊(1976)：潮流計算における境界等の取り扱い—特に ADI 方による検討—、港湾技術研究所報告、第 15 卷 第 2 号、昭和 51 年 6 月
- 宮城県(1997)：宮城県地震被害想定調査報告書、平成 9 年.