

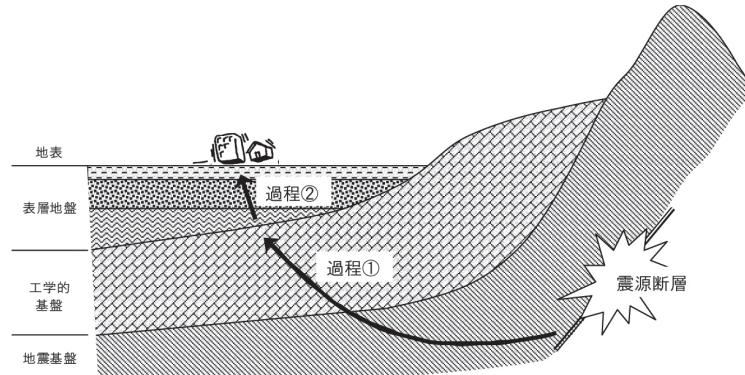
## 第Ⅱ章 ハザード予測手法の整理

1. 地震動の予測
2. 液状化危険度の予測
3. 地盤崩壊危険性の予測
4. 津波の予測



## 1. 地震動の予測

地震被害想定の根幹をなす部分として地震動の予測がある。各自治体の被害想定では、地表面での地震動強さを、図II-1-1に示す2つの過程（過程① 地震基盤+工学的基盤、過程② 表層地盤）に分けて予測している場合が多い。それ以外の予測方法としては、地震基盤を設定することにより過程①を2段階で予測する方法や、過程①、②を分割せず一度に地表の地震動を予測する方法もある。



図II-1-1 地震基盤・工学的基盤・表層地盤を伝播する地震動の模式図(岩手県, 2004)

予測手法としては、上記の過程①では、震源断層の動的パラメータを考慮する手法と距離減衰式を用いる手法が採用されており、過程②では、応答解析を用いる手法と表層地盤増幅度を用いる手法が採用されている。

表II-1-1に工学的基盤面、地表面の地震動の代表的な予測手法と採用自治体数を示す。また、参考として防災まちづくり総プロでまとめられた各手法の特徴と必要となる入力パラメータの一覧表を表II-1-2、表II-1-3に示す。

表II-1-1 主な地震動の予測手法

		主な予測手法	採用自治体数 (注1)
工学的基盤面 の地震動	震源断層の 動的パラメータを 考慮する手法	<input type="checkbox"/> 統計的グリーン関数法 <input type="checkbox"/> 理論地震動計算(三次元有限差分法) <sup>(注2)</sup> <input type="checkbox"/> ハイブリッド法 <input type="checkbox"/> 翠川・小林(1979) <input type="checkbox"/> Sugito and Kameda(1985)	10 (9)
	距離減衰式を 用いる手法	<input type="checkbox"/> 司・翠川(1999) <input type="checkbox"/> 翠川・大竹(2002) の手法 <input type="checkbox"/> Fukushima and Tanaka(1990)	9 3 5
	上記2つの手法の結果 を重ね合わせる手法	<input type="checkbox"/> 中央防災会議・南海トラフ巨大地震モ デル検討会等(2013)	3
地表面 の地震動	応答解析を 用いる手法	<input type="checkbox"/> 重複反射理論 <input type="checkbox"/> 等価線形解析法 <input type="checkbox"/> 逐次非線形解析法	1 28 2
	表層地盤増幅度を 用いる手法	<input type="checkbox"/> 松岡・翠川(1994) <input type="checkbox"/> 中央防災会議 <input type="checkbox"/> 地震調査研究推進本部(2008)	9 3 2

(注1) 一自治体で複数の手法を採用している場合は、それぞれ採用自治体数に加えた。

(注2) 理論地震動計算は、採用自治体すべてがハイブリッド法の一部として採用しているため、(9) としている。

表 II-1-2 地震動予測手法の分類別特徴一覧表(国土交通省, 2003)

方法		特徴 1	特徴 2	次の過程	
基盤地震動予測	①基盤の地震波形が求まる方法	建物の動的な振動応答解析を行うのに必要な地震波形(時刻歴波形)が求められる。応答スペクトルも加速度も求めることができる。	複雑なパラメーターを設定する必要がある。 特定解が求められる。	表層増幅過程で地震波形を出力→さまざまな建物被害予測手法が使用できる。	より詳細な予測手法 ↑
	②基盤の応答スペクトルが求まる方法	建物振動特性を考慮した簡易な被害予測を行うのに必要な応答スペクトルが求められる。	特定解が求められる。	表層増幅過程で応答スペクトルを出力→静的な建物被害予測	
	③基盤の応答スペクトルが求まる方法	建物振動特性を考慮した簡易な被害予測を行うのに必要な応答スペクトルが求められる。	一般解が求められる。	表層増幅過程で応答スペクトルを出力→静的な建物被害予測	
	④基盤の加速度が求まる方法	このままでは建物の振動特性を考慮した被害予測へはリンクできない。既存の地震波形を求められた加速度の大きさで振幅調整し、基盤波形とするなどの処理が必要。	一般解が求められる。	既存の地震波形を外挿→表層増幅過程で地震波形を出力→さまざまな建物被害予測手法が使用できる。	↓より簡易的な予測手法
手法		入出力	特徴 1	特徴 2	
表層地震動予測	⑤重複反射理論に基づく線形計算	基盤地震動予測結果を入力、入力に応じて地震波形もしくは応答スペクトルを出力	地盤応答解析手法。 詳細な地盤諸特性のパラメーターが必要	強震時の軟弱地盤の非線形性が考慮されず、軟弱地盤でかなり大きい揺れが予測される。	
	⑥重複反射理論と等価線形手法を合わせた手法			強震時の軟弱地盤の非線形性が考慮され、強震時に軟弱地盤の加速度は比較的小くなる。	
	⑦やや深部は線形で、浅部は等価線形の重複反射理論			より詳細に予測する。より多くの地盤に関するパラメーターを設定する必要がある。	
	⑧微地形分類による統計的な増幅率を掛ける手法	基盤の最大加速度等を入力し、地表の最大加速度等を出力	微地形分類が必要	簡易的。周期特性を考慮した建物被害予測は実施できない。	
直 接 算 出 表 の	⑨距離減衰式	震源(断層)からの距離を入力、地表最大加速度(または速度)を出力	簡単な地盤分類のみ必要		

表 II-1-3 各手法の入力すべきパラメータ等(国土交通省, 2003)

手法分類		入力パラメータ等
基盤地震動予測	断層破壊過程を考慮	<input type="checkbox"/> 想定震源断層の分割数 <input type="checkbox"/> 破壊伝播速度 <input type="checkbox"/> 破壊形式、破壊の開始点位置 <input type="checkbox"/> 震源域から観測点までの地震波伝播速度 <input type="checkbox"/> 断層面の位置・形状 <input type="checkbox"/> 地震の規模(マグニチュード、地震モーメント等) <input type="checkbox"/> 観測点(予測する範囲)の位置 <input type="checkbox"/> 小地震の観測記録 <input type="checkbox"/> 波形の立ち上がり時間(最大地震動発生遅れ時間) <input type="checkbox"/> 位相スペクトル <input type="checkbox"/> 地震動継続時間
	距離減衰式	<input type="checkbox"/> 断層面の位置・形状あるいは震源位置 <input type="checkbox"/> 震源の深さ <input type="checkbox"/> 地震の規模(マグニチュード、地震モーメント等) <input type="checkbox"/> 観測点(予測する範囲)の位置
表層増幅過程予測	重複反射(線形)	<input type="checkbox"/> 入力地震波形(既存観測波形もしくは基盤地震動予測結果) <input type="checkbox"/> 地層ごとの深さ、地震波伝播速度、剛性率、密度、層厚
	等価線形手法(非線形)	<input type="checkbox"/> 入力地震波形(既存観測波形もしくは基盤地震動予測結果) <input type="checkbox"/> 地層ごとの深さ、地震波伝播速度、剛性率、密度、層厚、土質分類 <input type="checkbox"/> 土質ごとのせん断弾性定数及び減衰定数のひずみ依存曲線
微地形分類による統計的手法		<input type="checkbox"/> 地形・地質・微地形分類 <input type="checkbox"/> 標高分布 <input type="checkbox"/> 主要河川からの距離の分布 <input type="checkbox"/> 入力加速度・速度(基盤地震動予測結果など)
直接算出表の	基盤等を考慮せず、表層地盤分類ごとの距離減衰式による方法	<input type="checkbox"/> 地盤分類 <input type="checkbox"/> 断層面の位置・形状あるいは震源位置 <input type="checkbox"/> 震源の深さ <input type="checkbox"/> 地震の規模(マグニチュード、地震モーメント等) <input type="checkbox"/> 観測点(予測する範囲)の位置

(◎) :ほとんどの場合必要とする。 (○) :手法によっては必要とする場合がある。

## 1－1. 工学的基盤面の地震動

図II-1-1に示す過程①では、震源断層で発生した地震波が工学的基盤面でどのような地震動をもたらすかを予測している。

予測手法としては、以下の3つに大別できる。

- (1) 震源断層の動的パラメータを考慮する手法
- (2) 距離減衰式を用いる手法
- (3) 強震波形計算による手法の結果と経験的手法の結果を重ねあわせる手法

(1)は、震源断層を複数の小さな断層に分割し、断層破壊の伝播を模式的に行う考え方である。この考え方により、震源断層からの距離が同じであっても、断層の破壊様式にしたがって地震動の大きさが異なるといった現象を説明できる。ただ、活動していない断層に対し破壊の進行方向等の動的パラメータを決める点において、不確定性がかなり大きいという問題点がある。

手法としては、グリーン関数を用いる手法、翠川・小林(1979)の手法、Sugito and Kameda(1985)の手法などが採用されている(表II-1-1)。兵庫県南部地震(1995)直後に実施された被害想定では、翠川・小林(1979)の手法やSugito and Kameda(1985)の手法を採用している自治体が多かったが、最近の被害想定では、統計的グリーン関数を用いる手法が採用される傾向がみられる。

(2)は、地震観測記録の統計回帰分析に基づいて導かれる距離減衰式を用いる手法である。震源断層の動的パラメータを考慮する手法と比べると計算量が少なく比較的簡易な手法といえ、その手法適用の簡便性から、地震動強さを推定する有効な手法として古くから多くの研究がなされている。最近では、司・翠川(1999)のように断層タイプによるゆれの大きさの違いや震源近傍における地震記録を考慮に入れた距離減衰式も提案されている。また、「1－2. 地表面の地震動」で論じる表層地盤の影響を取り込んだ距離減衰式も提案されている。ただ、実際の地震では震源域(震源断層)のなかでも大きな地震エネルギーを放出する場所は限られており、地震動の大きさが距離に応じて一様に減衰するとは限らないため適用に課題もある。手法としては、司・翠川(1999)の手法やFukushima and Tanaka(1990)の手法などが多く用いられている。

(3)は(1)のグリーン関数を用いる手法、(2)の距離減衰式を用いる手法を両方試行し、各地点において大きい震度を採用することで2つの手法の結果を重ねあわせる手法である。

以下に、各自治体で採用されている次の手法の概略をまとめた。

- (1)震源断層の動的パラメータを考慮する手法
  - ①統計的グリーン関数法
  - ②理論地震動計算(三次元有限差分法)
  - ③ハイブリッド法
  - ④翠川・小林(1979)の手法
  - ⑤Sugito and Kameda(1985)の手法
  - ⑥藤本ら(1991)の手法
- (2)距離減衰式を用いる手法
  - ①司・翠川(1999)の手法
  - ②翠川・大竹(2002)の手法
  - ③Fukushima and Tanaka(1990)の手法
  - ④静岡県(2001)の手法
- (3)強震波形計算による手法の結果と経験的手法の結果を重ねあわせる手法
  - ①中央防災会議・南海トラフ巨大地震モデル検討会等(2013)の手法

## (1) 震源断層の動的パラメータを考慮する手法

### ① 統計的グリーン関数法

○採用自治体：宮城県(04), 秋田県(13), 埼玉県(07), 長野県(02), 三重県(06), 鳥取県(05), 島根県(12), 大分県(13), 仙台市(02), 川崎市(13)

統計的グリーン関数法は、人工的に作成した地震波を基にグリーン関数を求める手法である。 $\omega^{-2}$ 則を満たす中小地震を数値計算により人工的に作成し、これをグリーン関数として大地震の破壊過程に従って足し合わせ、大地震の波形を合成する。人工地震波の生成にあたっては、乱数から発生させた波形（ホワイト・ノイズ）が $\omega^{-2}$ 則を満たすように周波数領域での調整が行われる(Boore, 1983)。

中央防災会議・東海地震に関する専門調査会(2001)では、以下のような手順で波形を作成している（図II-1-2）。

- 対象とする断層面を小断層に分割し、各小断層毎に、Boore(1983)の手法により $\omega^{-2}$ 則を満たす振幅スペクトルの形状を求める。このスペクトル形状は以下のとおりである。

$$S_A(\omega) = \frac{R_{\phi\theta}}{4\pi\rho\beta^3} M_0 \cdot \frac{\omega^2}{1+(\omega/\omega_c)^2} \cdot \frac{1}{1+(\omega/\omega_{\max})^2} \cdot \frac{e^{-\omega R/2Q\beta}}{R} \quad (a)$$

ただし、 $\omega_c = 2\pi f_c$  ,  $f_c = 4.9 \times 10^6 \beta (\Delta\sigma/M_0)^{1/3}$

$\omega_{\max} = 2\pi f_{\max}$  ,  $f_{\max}$  は高周波遮断周波数

- (a)式中の $R$ ,  $\phi$ ,  $\theta$ はラディエーション係数であるが、これは、各小断層から計算地点への方位角、射出角により計算する。この時、Kamae and Irikura(1992)と同様に、周波数依存型の放射特性を導入する。  
また、ここではS波のみを考えているため、SH波、SV波毎に振幅スペクトルを求める。
- 小断層毎にすべり量が異なる場合は、それに応じて各小断層の $M_0$ ,  $\Delta\sigma$ を設定する。
- Q値は震源から計算地点までの伝播を考慮して評価する。
- 以上は、振幅スペクトルについてのみ考えてきたが、ここで、Boore(1983)に従ってホワイトノイズに包絡形を施した波形のスペクトルをかけ合わせ、位相を与える。
- 上記手法で作成した計算地点での地震基盤におけるスペクトルに対して、工学的基盤までの地盤構造による增幅を考慮するため、SH波については斜め入射のSH波動場を、SV波については、P-SV波動場の応答計算をHaskell Matrix(線形)で行う。
- 求められた、工学的基盤でのTransverse, Radial, UDの波形をNS, EW, UDに射影する。
- 各小断層からの波形をIrikura(1986)および入倉他(1997)に従って、それぞれの成分毎に足し合わせる。これにより、工学的基盤での3成分波形を求める。なお、以上の作業は周波数領域で行う。

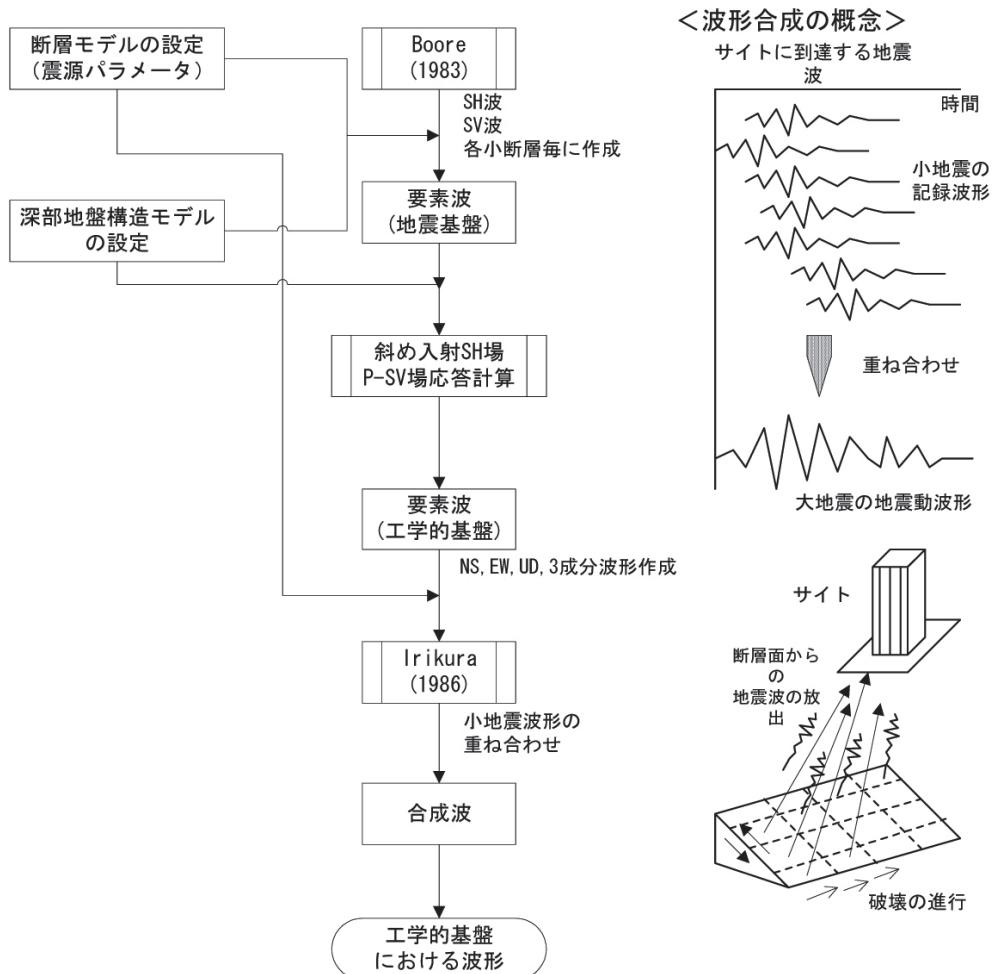


図 II-1-2 統計的グリーン関数法による工学的基盤における波形作成手順

(内閣府防災担当ホームページより引用)

■中央防災会議の地震動データを用いる手法

○採用自治体：山梨県(05), 奈良県(05), 京都市(03)

中央防災会議専門調査会では、東海、東南海、南海の各地震の発生状況別に1kmメッシュ別の広域の震度分布予測、液状化危険度予測を行い、地震動データを公開している。これらの公開データのうち、基盤の地震動として、図II-1-2に示す手順（統計的グリーン関数法）で作成された工学的基盤面( $V_s=700\text{m/s}$ )での加速度波形（3成分）データが公開されている。各自治体では、基盤の地震動として、この加速度波形を用いている。

## ②理論地震動計算（三次元有限差分法）

○採用自治体：千葉県(08), 東京都(12), 神奈川県(09), 愛知県(03), 大阪府(07), 札幌市(08), 千葉市(08), 京都市(03), 堺市(09)（すべて③ハイブリッド法の中で利用。）

理論地震動計算は、波動伝播の理論式を三次元有限差分法によって数値的に解くことにより地震波形を求める手法である。この手法を採用している自治体はすべて、③ハイブリッド法の中でこの手法を統計的グリーン関数法と組み合わせている。

線形等方弾性体中 (linear, isotropic elastic media) の三次元波動伝播は、以下の2組の方程式（運動方程式、応力－歪関係式）で表現される (Graves, 1996)。

連続体の運動方程式：

$$\begin{aligned}\rho \partial_{tt} u_x &= \partial_x \tau_{xx} + \partial_y \tau_{xy} + \partial_z \tau_{xz} + f_x \\ \rho \partial_{tt} u_y &= \partial_x \tau_{xy} + \partial_y \tau_{yy} + \partial_z \tau_{yz} + f_y \\ \rho \partial_{tt} u_z &= \partial_x \tau_{xz} + \partial_y \tau_{yz} + \partial_z \tau_{zz} + f_z\end{aligned}$$

応力－歪関係式：

$$\begin{aligned}\tau_{xx} &= (\lambda + 2\mu) \partial_x u_x + \lambda (\partial_y u_y + \partial_z u_z) \\ \tau_{yy} &= (\lambda + 2\mu) \partial_y u_y + \lambda (\partial_x u_x + \partial_z u_z) \\ \tau_{zz} &= (\lambda + 2\mu) \partial_z u_z + \lambda (\partial_x u_x + \partial_y u_y) \\ \tau_{xy} &= \mu (\partial_y u_x + \partial_x u_y) \\ \tau_{xz} &= \mu (\partial_z u_x + \partial_x u_z) \\ \tau_{yz} &= \mu (\partial_z u_y + \partial_y u_z)\end{aligned}$$

ただし、 $u_x, u_y, u_z$ ：変位(displacement)の $x, y, z$ 成分

$f_x, f_y, f_z$ ：体積力(body-force)の $x, y, z$ 成分

$\tau_{xx}, \tau_{yy}, \tau_{zz}, \tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yz}$ ：応力(stress)の独立な6成分

$\rho$ ：密度(density)

$\lambda, \mu$ ：Laméの定数

$\partial_x, \partial_y, \partial_z, \partial_{tt}$ ：微分オペレータでそれぞれ $\partial/\partial x, \partial/\partial y, \partial/\partial z, \partial^2/\partial t^2$ を意味する。

Graves(1996)では、スタッガード格子(staggered-grid)を用いた三次元有限差分法を適用するため、変位と応力を変数とした方程式に変換した上で差分式を導き、地震動を数値計算する手法を提案している。

### ③ ハイブリッド法

○採用自治体：千葉県(08), 東京都(12), 神奈川県(09), 愛知県(03), 滋賀県(05), 大阪府(07), 札幌市(08), 千葉市(08), 横浜市(12), 京都市(03), 堺市(09)

ハイブリッド法は、広い周期帯を対象とした強震予測手法で、ある特定の周期を境にして周期帯域を短周期帯域と長周期帯域の2つに分け、それぞれの帯域に対して地震動の時刻歴波形を計算し、最後にそれら2つの帯域波形を合成する手法である。

ハイブリッド法の採用自治体には、統計的グリーン関数法（短周期帯）と理論地震動計算（長周期帯）を組み合わせている自治体が多い。東京都(12), 神奈川県(09), 愛知県(03), 大阪府(07), 札幌市(08), 千葉市(08), 京都市(03), 堺市(09), 横浜市(12)は、長周期地震動に対して、「複雑な地形をモデル化でき、かつ数百kmの大規模な地下構造についても有効」としたボクセル型有限要素法を用いている。



図 II-1-3 広域帯ハイブリッド法の模式図（佐藤, 2003）

### ④ 翠川・小林(1979)の手法

○採用自治体：茨城県(95・98), 新潟県(98), 福井県(97), 福岡県(12), 宮崎県(07), 新潟市(07), 名古屋市(99)

翠川・小林(1979)は、図II-1-4(a)に示される断層震源モデルを設定し、破壊の伝播に応じて各単位領域から波群が逐次発生するものと考えた。この手法の特徴は以下のとおりである。

- 1) 地震動を速度応答の包絡線で取り扱う。
- 2) 震源断層を断層素片（単位区画）の集合とみなす。各断層素片は点震源とみなす。
- 3) 対象は周期0.1～5秒程度のS波である。

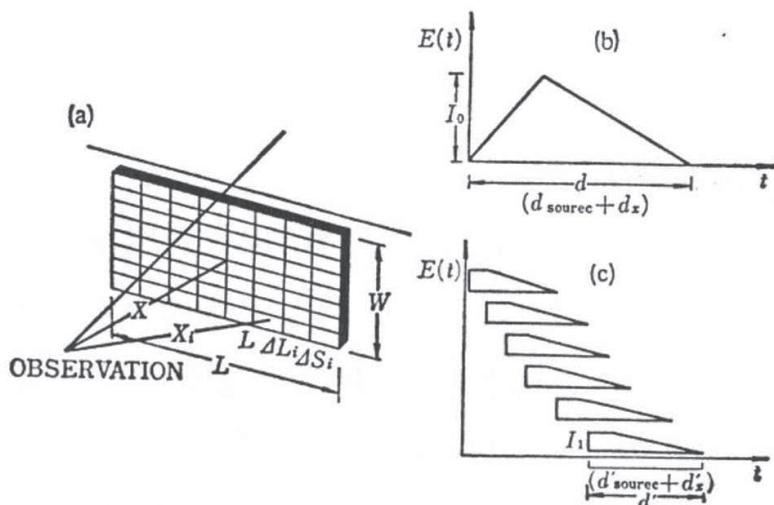


図 II-1-4 応答波形包絡線に基づく強震動の合成(翠川・小林, 1979)

- (a) 断層面の分割
- (b) 強震動応答波形の包絡線の近似形
- (c) 単位区画からの入射インパルスの重ね合わせ

単位区画の大きさと破壊速度をそれぞれ  $\Delta L, v_R$  とすれば、 そこでの波動の継続時間は

$$d'_{source} = \Delta L / v_R$$

であるが、 基盤に達するまでには複雑な地層の影響で

$$d'_x = C \cdot X_i$$

だけ尾を引く。ここで、  $C$  は区画  $i$  から観測点に最も早く届く波と最も遅く届く波の走時差に係わる比例定数である。

したがって、 単位区画からの波群を包絡線で順次描けば図 II-1-4(c) のようになる。その強さ  $I'_i$  は、

$$I'_i = \frac{d}{n(2d'_{source} + d'_x)} \cdot I_0$$

と考える。観測点ではこれら波群を時間差に応じて重ね合わせた包絡波形が得られる。

断層からの寄与  $I_0$  は以下の経験式で求まる速度応答スペクトルで評価している。

$$\log_{10} S_V(T) = a(T)(\log_{10} M_o - 26.6) - b(T)\log_{10} X + 2.36$$

$S_V$  : 速度応答スペクトル ( $h=5\%$ ) (kine)

$M_o$  : 地震モーメント (dyne·cm)

$T$  : 周期 (0.1s~5.0s)

$X$  : 震源距離 (km)

$$a(T) = 0.318 + 0.128 \log_{10} T$$

$$b(T) = \begin{cases} 0.509(\log_{10} T)^2 + 0.483 \log_{10} T + 1.124 & (0.1s \leq T < 0.3s) \\ 0.985 - 0.05 \log_{10} T & (0.3s \leq T \leq 5.0s) \end{cases}$$

また、 継続時間  $d$  は次式で与えられる。

$$d = 0.013 \times 10^{0.42M} + 0.24X$$

$M$  : 地震マグニチュード

なお、 翠川・小林(1979)の式からは、 速度応答スペクトル値が得られる。地表最大加速度値の算出には、 川崎市(1988)による以下の経験式が用いられる。

$$A_{max} = 0.3 \int_{0.1}^{2.5} S_a(T) dT$$

加速度応答スペクトル  $S_a(T)$  は、 速度応答スペクトルと角周波数の積で求められる。

○福井県(97)では...

距離減衰は大野・高橋(1994)の手法で評価している。

## ⑤Sugito and Kameda(1985)の手法

○採用自治体：岐阜県(12), 名古屋市(99)

Sugito and Kameda(1985)は、工学的地震基盤（S波速度=600~700m/sの層）の上端面での実際の地震動記録に基づき、震央域でも適用できる非定常特性をもった地震動予測モデル（EMP-IB）および大規模な断層破壊による地震動を推定するモデル（EMP-IIB）を提案している。

### ■ EMP-IB

非定常特性を有する地震動  $x(t)$  は、次式で表現できる。

$$x(t) = \sum_{k=1}^m \sqrt{2 \cdot G_x(t, 2\pi f_k) \cdot 2\pi\Delta f} \cdot \cos(2\pi f_k t + \phi_k)$$

ただし、 $G_x(t, 2\pi f_k)$  : 時刻  $t$ , 周波数  $f_k$  における非定常パワースペクトル

$\Delta f$  : 周波数の刻み幅

$\phi_k$  :  $t = 0$ における位相(0~ $2\pi$ の一様乱数)

非定常パワースペクトルは、次式でモデル化される。

$$\sqrt{G_x(t, 2\pi f)} = \begin{cases} 0 & (0 \leq t \leq t_s) \\ \alpha_m(f) \frac{t - t_s(f)}{t_p(f)} \exp\left[1 - \frac{t - t_s(f)}{t_p(f)}\right] & (t_s < t) \end{cases}$$

ただし、 $\alpha_m(f)$  : 強度パラメータ ( $\sqrt{G_x(t, 2\pi f)}$  の最大値)

$t_s(f)$  : 時間パラメータ ( $G_x(t, 2\pi f)$  の立ち上がり時間)

$t_p(f)$  : 繼続時間パラメータ ( $t_s(f)$  から最大値に至るまでの時間)

実際の観測から得られた非定常パワースペクトルを上式における3つのパラメータ（強度パラメータ、時間パラメータ、継続時間パラメータ）でモデル化する。ここで、時間パラメータは非定常スペクトルがその最大値の10%を初めて超える時刻である。

Sugito and Kameda(1985)は91成分の地震動記録をデータベース化し、この地震記録に対して非定常スペクトルのモデル化を行った。得られた3つのパラメータをマグニチュード  $M$ 、震央距離  $\Delta$  (km) に対して次式により回帰分析を行った。

$$\log_{10} \alpha_m(f) = B_0(f) + B_1(f) \cdot M - B_2(f) \log_{10}(\Delta + 30)$$

$$\log_{10} t_p(f) = P_0(f) + P_1(f) \cdot M - P_2(f) \log_{10}(\Delta + 30)$$

$$t_s(f) - t_m = S_0(f) + S_1(f) \cdot \Delta$$

ただし、 $t_m$  は1つの強震記録について得られる  $t_s(f)$  の平均値

震央域まで適用できるように補正した周波数ごとのモデルパラメータの回帰係数を図II-1-5に示す。

以上から、マグニチュード  $M$  と震央距離  $\Delta$  および適当な乱数を与えることにより、非定常特性を有した地震動の推定が可能になる。

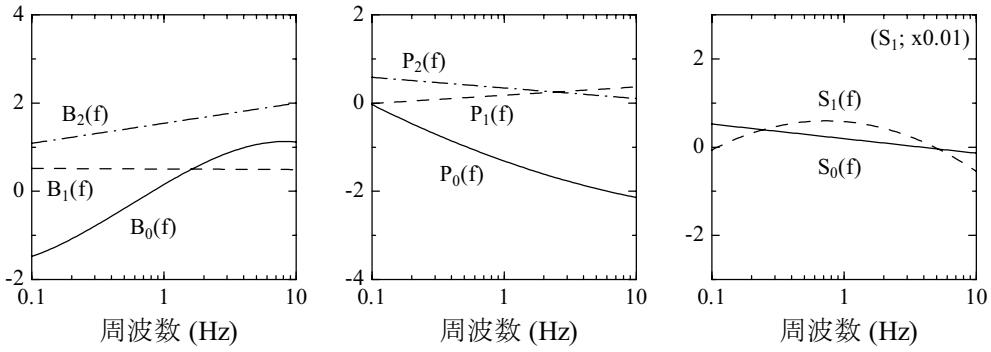


図 II-1-5 補正されたモデルパラメータ【EMP-IB モデル】(Sugito and Kameda, 1985)

### ■EMP-IIIB

EMP-IIIBは、大規模な断層を小規模な断層の集合としてとらえ、断層の広がりや破壊方向を考慮に入れるとともに、地震の規模として地震モーメント  $M_0$  を用いて小規模断層の重ね合わせ個数を決定するモデルである。

長方形の断層をいくつかの小規模断層に分割し、観測点を原点とする。断層各辺に平行に  $x, y$  軸をとる。断層を地表面に投影したときの各小断層の座標番号を  $(i, j)$  とし、破壊は破壊開始点  $(i_0, j_0)$  よりどの方向にも同じ速度で伝播するものとする。観測点と破壊開始点の距離を  $\Delta_s$ 、観測点と破壊開始点の地表面への投影点を結ぶ線が  $x$  軸となす角を  $\alpha$ 、破壊開始点を基準として断層の  $y$  軸および  $x$  軸のまわりの傾斜角をそれぞれ  $\phi_y, \phi_x$  すると、各小断層の座標は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} x(i, j) &= \Delta_s \cos \alpha - (i_0 - i) D_x \cdot \cos \phi_y \\ y(i, j) &= \Delta_s \sin \alpha - (j_0 - j) D_y \cdot \cos \phi_y \\ D_x &= L_x / N_x \\ D_y &= L_y / N_y \end{aligned}$$

ただし、  
 $L_x$  : 断層の  $x$  軸方向の長さ (km),  
 $L_y$  : 断層の  $y$  軸方向の長さ (km)  
 $N_x$  : 断層の  $x$  軸方向の分割数,       $N_y$  : 断層の  $y$  軸方向の分割数

上式より、小規模断層の地表面への投影点と観測点との距離は、

$$\Delta_{ij} = \sqrt{x(i, j)^2 + y(i, j)^2}$$

と表すことができる。

各小規模断層がEMP-IBにおけるマグニチュード 6 の地震とする。幾何学的条件から、非定常スペクトルの立ち上がり時刻  $t_{s_{ij}}''$  は以下のように求めることが出来る。

$$t_{s_{ij}}''(f) = S_0(f) + S_1(f) \cdot \Delta_{ij} + \frac{d_{ij}}{v_r} + \left[ \frac{\Delta_{ij}}{v_{pr}} - \frac{\Delta_s}{v_{pr}} \right]$$

ただし、添え字  $i, j$  は小断層  $(i, j)$  におけるパラメータを表す。

$d_{ij}$  : 小断層  $(i, j)$  と破壊開始点の距離

$v_r$  : 断層免状の破壊伝播速度 (km/s)

$v_{pr}$  : 観測地点までの地震波のみかけ伝播速度 (km/s)

以上から、各小規模断層における非定常スペクトル  $G_{z_{ij}}$  を合成し、大規模断層破壊による非定常スペクトル  $G_{x_0}$  を得る。

$$\sqrt{G_{z_{ij}}(t, 2\pi f)} = \begin{cases} 0 & (0 \leq t \leq t_{s_{ij}}''(f)) \\ \alpha_{m_{ij}} \frac{t - t_{s_{ij}}''(f)}{t_{p_{ij}}(f)} \exp \left[ 1 - \frac{t - t_{s_{ij}}''(f)}{t_{p_{ij}}(f)} \right] & (t_{s_{ij}}''(f) < t) \end{cases}$$

$$\sqrt{G_{x_0}(t, 2\pi f)} = \frac{N_G(M_o)}{N_x \cdot N_y} \beta(f, M_o) \sum_{i=1}^{N_x} \sum_{j=1}^{N_y} \sqrt{G_{z_{ij}}(t, 2\pi f)}$$

ここで、 $N_G$  は地震モーメント  $M_0$  の大規模断層破壊がいくつのマグニチュード 6 相当の小規模断層破壊で表現できるかを統計的に定めた値（非整数）であり、次式で与えられる。

$$N_G = 2.317 \times 10^{-12} \times M_o^{0.468}$$

$\beta(f, M_o)$  は小規模断層の重ね合わせ個数を全ての振動数で一定値  $N_G$  とすることによる誤差で、以下の式で与えられる。

$$\begin{aligned} \beta(f, M_o) &= 10^{a_0(f)} M_o^{a_1(f)} \\ a_0(f) &= 0.948 - 4.60 \log_{10} f \\ a_1(f) &= -0.0388 + 0.178 \log_{10} f \end{aligned}$$

実際に計算する際の重ね合わせ個数は、 $N_x \times N_y$ （整数値）である。 $N_G$  の代わりにこの値を用いるため、 $N_G / (N_x \cdot N_y)$  を乗じて、規模を補正している。

このようにして得られた  $G_{x_0}$  に次の式を適用することにより、非定常特性を備えた模擬加速度波形  $x(t)$  が得られる。

$$x(t) = \sum_{k=1}^m \sqrt{2 \cdot G_{x_0}(t, 2\pi f_k) \cdot 2\pi \Delta f_k} \cos(2\pi f_k \cdot t + \phi_k)$$

## ⑥藤本ら(1991)の手法

○採用自治体：青森県(97)

地震波の0.1～2Hzにおける工学的周波数特性（被害予測および構造物の耐震設計に用いる必要のある周波数）を説明するために図II-1-6に示す多重震源特性を考慮している。ここでは、長方形の断層面を小断層（ここでは、小さな円形クラック）の集合体であると考え、断層をアスペリティとし、小断層間の隙間をバリアとみなしている。

各クラックの破壊は全く独立して生じるとし、個々の円形クラックから発生する振動の加速度パワースペクトルを重ね合わせることにより、地震動の加速度パワースペクトルを求めている。

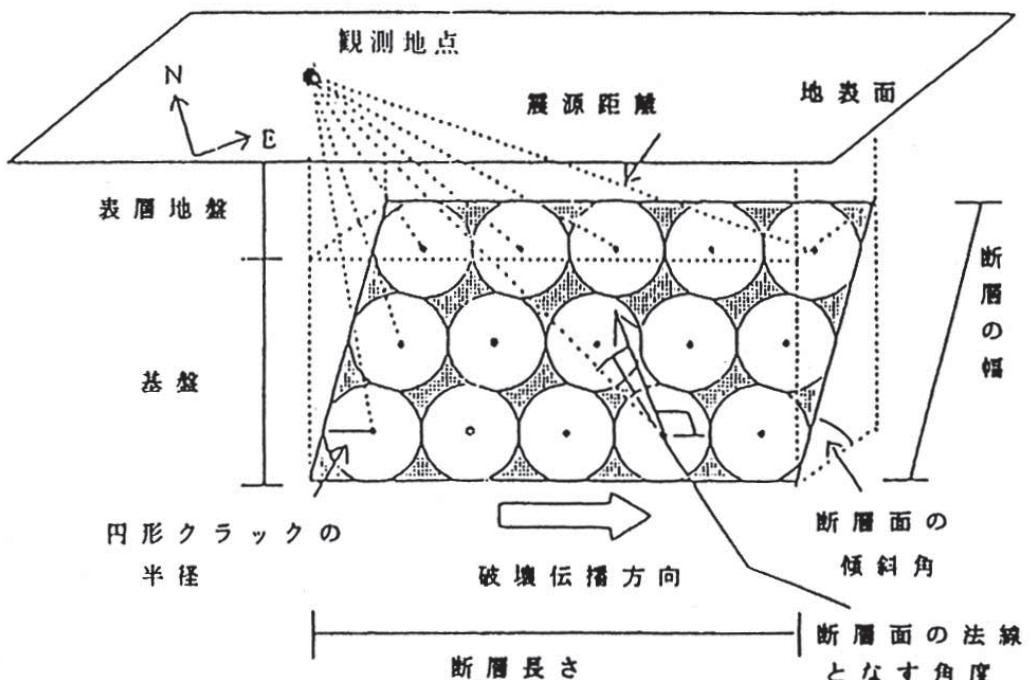


図 II-1-6 多重震源モデル(札幌市, 1997)

## (2) 距離減衰式を用いる手法

### ①司・翠川(1999)の手法

○採用自治体：岩手県(04), 宮城県(04), 山形県(06), 栃木県(04), 愛知県(03), 鳥取県(05), 徳島県(05), 佐賀県(10), さいたま市(09)

1968年から1997年までに日本で発生した21地震から得られた強震記録を用いて、最大加速度、最大速度の距離減衰式を作成している。震源特性の影響を評価するために、回帰モデルに震源深さ  $D$  および断層タイプ  $d_i$  の項目を追加している。

$$\log_{10} A = b - \log_{10}(X + c) - kX \quad (\text{断層最短距離を用いる場合})$$

$$\log_{10} A = b - \log_{10} X_{eq} - kX_{eq} \quad (\text{等価震源距離を用いる場合})$$

$$b = aM_w + hD + d_i + e$$

$$c = 0.0055 \cdot 10^{0.50 \cdot Mw} \quad (\text{最大加速度を求める場合})$$

$$c = 0.0028 \cdot 10^{0.50 \cdot Mw} \quad (\text{最大速度を求める場合})$$

ただし、  
 $A$ ：地震動の最大振幅値（最大加速度(gal), 最大速度(cm/s)）  
 $X$ ：震源最短距離(km)  
 $X_{eq}$ ：等価震源距離(km)  
 $M_w$ ：モーメントマグニチュード  
 $D$ ：震源深さ(km)  
 $a, h, e, k$ ：係数（下表参照）  
 $d_i$ ：断層タイプに関する係数（下表参照）

表 II-1-4 距離減衰式にかかる係数(司・翠川, 1999)

	地震動	$a$	$h$	$di$			$e$	$k$
				地殻内地震	プレート間地震	プレート内地震		
断層最短距離	最大加速度	0.5	0.0043	0	0.01	0.22	0.61	0.003
	最大速度	0.58	0.0038	0	-0.02	0.12	-1.29	0.002
等価震源距離	最大加速度	0.5	0.0036	0	0.09	0.28	0.6	0.003
	最大速度	0.58	0.0031	0	0.06	0.16	-1.25	0.002

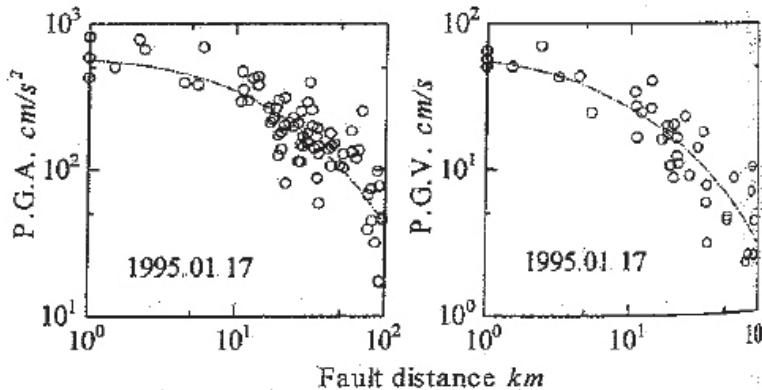


図 II-1-7 水平最大加速度および水平最大速度の距離減衰曲線とデータ値(司・翠川, 1999)

## ②翠川・大竹(2002)の手法

○採用自治体：広島県(07), 山口県(08), 広島市(08)

司・翠川(1999)以後に、1998～2001年までの観測記録を追加し作成された翠川・大竹(2002)が発表された。同式には平成13年芸予地震におけるK-NET(国の防災科学技術研究所が設置する強震ネットワーク)及びKiK-net(国の防災科学技術研究所が設置する基盤強震観測網)の観測記録が考慮されている。

○震源深さ  $D \leq 30\text{km}$  の場合

$$\log A = b - \log(X + c) - kX$$

○震源深さ  $D > 30\text{km}$  の場合

$$\log A = b - 0.6 \log(1.7D + c) - 1.6 \log(X + c)X - kX$$

$$b = aM_w + hD + d_i + e$$

$$c = 0.0055 \cdot 10^{0.50 \cdot M_w} \quad (\text{最大加速度 (PGA) を求める場合})$$

$$c = 0.0028 \cdot 10^{0.50 \cdot M_w} \quad (\text{最大速度 (PGV) を求める場合})$$

ただし,  $A$  : 地震動の最大振幅値 (最大加速度(gal), 最大速度(cm/s))

$X$  : 震源最短距離(km)

$D$  : 震源深さ(km)

$M_w$  : モーメントマグニチュード

$a, h, e, k$  : 係数 (下表参照)

$d_i$  : 断層タイプに関する係数 (下表参照)

表 II-1-5 距離減衰式にかかる係数(翠川・大竹, 2002)

地震動	$a$	$h$	$di$			$e$	$k$
			地殻内 地震	プレート 間地震	プレート 内地震		
最大加速度	0.59	0.0023	0	0.008	0.22	0.02	0.003
最大速度	0.65	0.0024	0	0.005	-1.77	-1.77	0.002

○広島県(07), 山口県(08), 広島市(08)では…

距離減衰式によって得られる値は、観測記録を基にした平均値であり、実際には地盤特性や地震の違いによりばらつきが生じる。

このばらつきの幅を補正するために、各自治体がそれぞれの過去経験した地震の観測記録を用いて、距離減衰式からのずれの平均値を求め、上記距離減衰式の右辺に加えている。

$\epsilon$  : ばらつき (広島県:0.20, 山口県:0.23, 広島市:0.20)

### ③Fukushima and Tanaka(1990)の手法

○採用自治体：静岡県(01), 奈良県(05), 愛媛県(02), 長崎県(06), 鹿児島県(97)

日本で発生した地震のデータにカリフォルニアなどの震源距離が短いデータを加えて、最大加速度の距離減衰式を作成している。この距離減衰式は、兵庫県南部地震(1995)の観測記録に対しても良好な結果を示した。

$$\log_{10} A_{\max} = 0.51M_J - \log_{10}(R + 0.006 \cdot 10^{0.51M_J}) - 0.0034R + 0.59$$

ただし,  $A_{\max}$  : 観測点での平均的な地表水平最大加速度(gal)

$R$  : 観測点からの震源断層までの最短距離(km)

$M_J$  : 気象庁マグニチュード

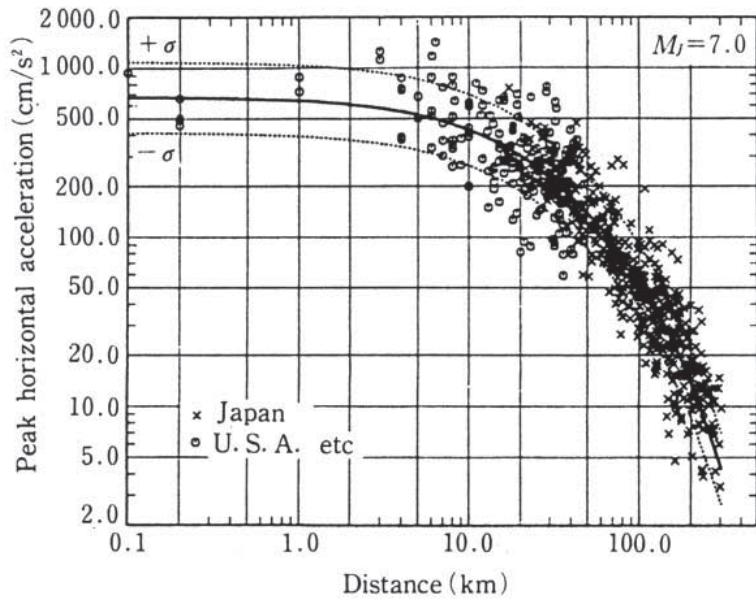


図 II-1-8 水平最大加速度の距離減衰曲線とデータ値 (Fukushima and Tanaka, 1991)

#### ④静岡県(2001)の手法

○採用自治体：静岡県(01)

鳩ら(1988)が提案した関東地震(1923)における関東地方での木造家屋の被害データから得られた距離減衰曲線を基に、鳩ら(1988)が使用したデータのばらつきを考慮し、その標準偏差の1/2を加算した式を用いている。これは、安政東海地震(1854)による各地の被害状況や推定震度を最もよく説明しうる式として静岡県により試行錯誤的して求められた。

$$A_{\max} = 152.3 - 0.87D$$

ただし、 $A_{\max}$ ：基盤上の加速度(gal)

$D$ ：震源距離(km)

○静岡県(01)では…

東海地震に対しては、M 8 クラス地震の地震動を求める式である鳩ら(1988)の式を適用している。一方、M 7 クラスである神奈川県西部の地震には、Fukushima and Tanaka(1990)を適用している。

### (3) 強震波形計算による手法の結果と経験的手法の結果を重ねあわせる手法

#### ①中央防災会議・南海トラフ巨大地震モデル検討会等（2013）の手法

○採用自治体：岡山県(13), 香川県(13), 高知県(13)

強震波形計算による手法（統計的グリーン関数法）と経験的手法（距離減衰式）の両方を試行し、各地点において震度が大きい方を採用しながら結果を重ねあわせている。

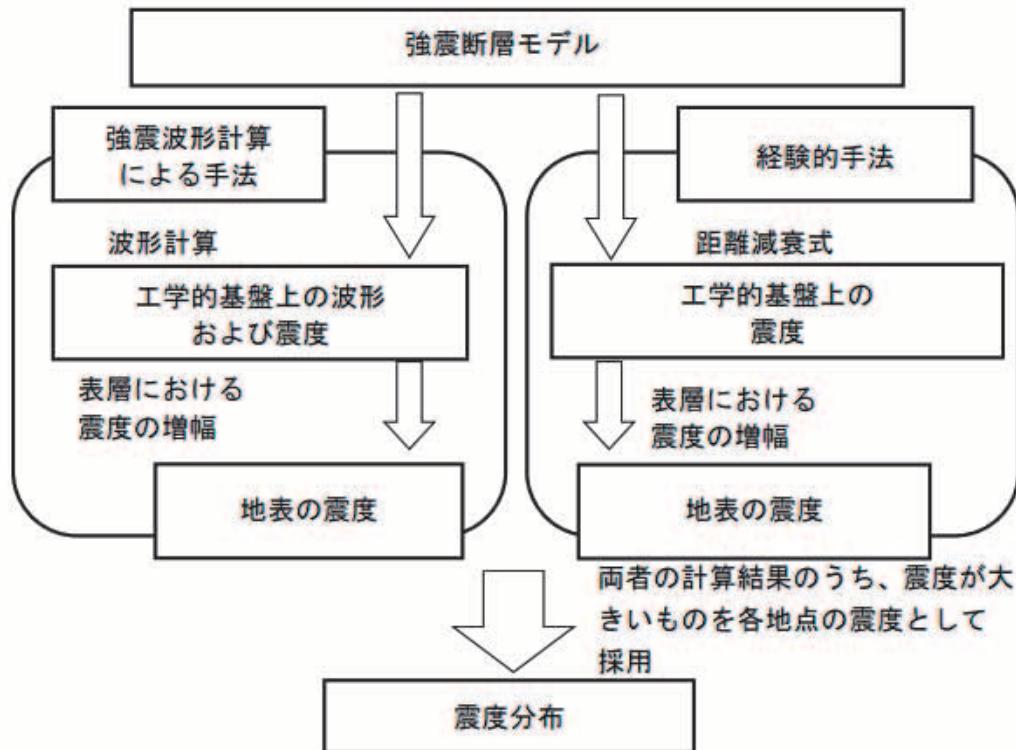


図 II-1-9 強震波形計算と経験的手法の重ねあわせの方向性

（中央防災会議, 2013）

中央防災会議・南海トラフ(2013)は、強震波形計算において、さらに強震動生成域の位置を変更して、下記の4ケースで検討している。

- a) 基本ケース：中央防災会議による東海地震、東南海・南海地震の検討結果を参考に設定したもの
- b) 陸側ケース：基本ケースの強震動生成域を、やや東側（トラフ軸から見て、トラフ軸に概ね平行に右側）の場所に設定したもの
- c) 東側ケース：基本ケースの強震動生成域を、やや西側（トラフ軸から見て、トラフ軸に概ね平行に左側）の場所に設定したもの
- d) 西側ケース：基本ケースの強震動生成域を、可能性がある範囲で最も陸域側（プレート境界の深い側）の場所に設定したもの

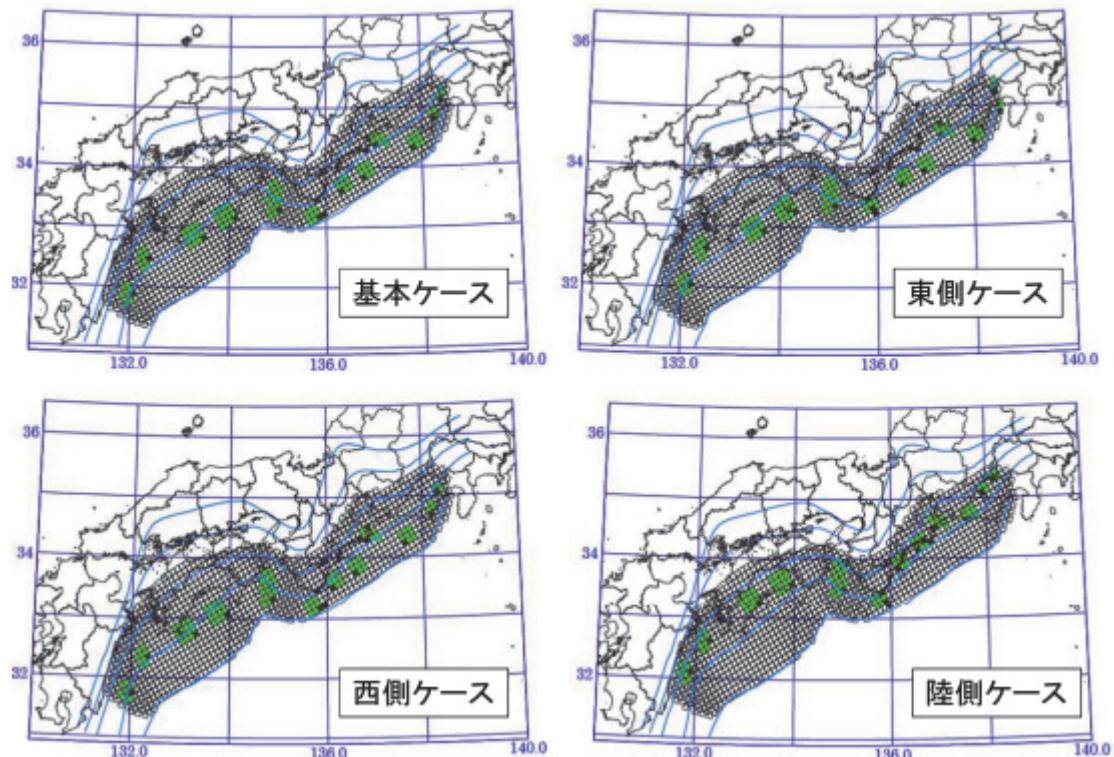


図 II-1-10 内閣府による詳細法（強震波形計算）での検討ケース（岡山県, 2013）

## 1－2. 地表面の地震動

地表面における地震動の予測手法としては、

(1)応答解析を用いる手法

①重複反射理論（線形解析法） ②等価線形解析法 ③逐次非線形解析法

(2)表層地盤の増幅度を用いる手法

①松岡・翠川(1994)の手法

②中央防災会議の手法

③地震調査研究推進本部(2008)の手法

の2つに大別でき、これらを組み合わせた

(3)応答解析を用いる手法・表層地盤の増幅度を用いる手法の結果を重ね合わせる手法  
も存在する。

(1)の応答解析を用いる手法は、重複反射理論を基に計算する手法である。重複反射理論の最も基本的な手法が線形解析法である。線形解析法は、1950～1960年代初頭に確立された(例えば Haskell(1960))ものである。この手法は、軟弱な地盤でゆれが增幅しやすい点を上手く再現し、入力地震動にかかわらず地盤の增幅特性が決められるという利点がある。しかし、非線形的な特徴を捉えることができず、軟弱な地盤を大きな地震動が襲った場合に地盤中にひずみが蓄積し、硬質な地盤よりもゆれが小さくなるような現象を表現することができない。

そこで、非線形的な振る舞いを評価する手法として、等価線形解析法や逐次非線形解析法が開発してきた。

等価線形解析法は、重複反射理論を基に土の非線形特性を等価な線形の関係に置き換えて非線形的な挙動を表現した方法であり、自治体の被害想定ではよく用いられる手法である。等価線形解析法を取り入れた代表的な手法としてはSHAKE(Schnabelほか, 1972)があるが、最近ではひずみの周波数依存を考慮した手法(例えば FDEL(杉戸ら, 1994))なども採用される傾向にある。

一方、逐次非線形解析法は、パラメータの設定等に課題があるため被害想定で用いられることはなかったが、等価線形解析法と比較して大きな地震動にも適用できることなどから、最近では採用する自治体もある。

一部の自治体では、地震基盤上面から工学的基盤面については、線形重複反射理論で增幅特性を求め、表層地盤については、等価線形解析法で地盤の応答特性を求めている。この際、深部地盤の減衰を示す係数 $Q$ を過去の地盤探査結果から設定する必要がある。

(2)の表層地盤の増幅度を用いる手法は、松岡・翠川(1994)による最大加速度振幅に対する地盤増幅度 $ARA$ および最大速度振幅に対する地盤増幅度 $ARV$ と深さ30mまでの地盤平均S波速度 $AVS30$ (m/s)の関係を用いる手法が代表的である。

## (1) 応答解析を用いる手法

### ①重複反射理論の概要

○採用自治体：茨城県(95・98)

下図のような水平成層地盤モデルを考える。

表 II-1-6 水平成層地盤モデル

変位	S波速度	剛性率	密度	層厚	層
$u_1$	$V_1$	$\mu_1$	$\rho_1$	$D_1$	1
$u_2$	$V_2$	$\mu_2$	$\rho_2$	$D_2$	2
:	:	:		:	:
$u_m$	$V_m$	$\mu_m$	$\rho_m$	$d_m$	m
:	:	:		:	:
$u_{n-1}$	$V_{n-1}$	$\mu_{n-1}$	$\rho_{n-1}$	$d_{n-1}$	$n-1$
$u_n$	$V_n$	$\mu_n$	$\rho_n$	$d_n$	n

基盤面（第n層上端面）に入射するS波の振幅は、定数 $u_i$ を使用して、

$$u_n = u_i \exp(i\omega t)$$

と表される。任意のm層における変位 $u_m$ は、下降波 $u'_m$ と上昇波 $u''_m$ の和である。この時、m層の変位 $u_m$ およびせん断応力 $\tau_m$ は、時間項 $\exp(i\omega t)$ を省略し、層上面からの深さを $Z$ 、 $h_m = \omega/V_m$ とすれば、以下のようになる。

$$\begin{pmatrix} u_m \\ \tau_m \end{pmatrix}_Z = \begin{pmatrix} \cos(h_m Z) & -i \sin(h_m Z) \\ -h_m \mu_m \sin(h_m Z) & -ih_m \mu_m \cos(h_m Z) \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} u'_m + u''_m \\ u'_m - u''_m \end{pmatrix}$$

m層および(m-1)層の境界面(m-1)面での変位・応力の連続条件から、

$$\begin{pmatrix} u_m \\ \tau_m \end{pmatrix}_{m\text{面}} = a_m \cdot \begin{pmatrix} u_{m-1} \\ \tau_{m-1} \end{pmatrix}_{m-1\text{面}}$$

$$a_m = \begin{pmatrix} \cos(h_m d_m) & (h_m \mu_m)^{-1} \sin(h_m d_m) \\ -h_m \mu_m \sin(h_m d_m) & \cos(h_m d_m) \end{pmatrix} \quad : \text{層マトリクス}$$

この漸化式を順次適用することにより、地表での地震波の変位 $u_0$ および応力 $\tau_0$ を求めることができる。地表では、

$$\begin{pmatrix} u_n \\ \tau_n \end{pmatrix}_{n-1\text{面}} = a_{n-1} \cdot a_{n-2} \cdots a_2 \cdot a_1 \cdot \begin{pmatrix} u_0 \\ \tau_0 \end{pmatrix} = A \begin{pmatrix} u_0 \\ \tau_0 \end{pmatrix}$$

地表面での応力はゼロであり、入射波の振幅は $(u''_n)_{n-1\text{面}} = u_i$ なので、上式を展開して、

$$A_{11} \cdot u_0 = u_i + (u'_n)_{n-1\text{面}}$$

$$A_{21} \cdot u_0 = -ih_n \mu_n ((u'_n)_{n-1\text{面}} - u_i)$$

以上から、周波数領域での地表と基盤入射との比（地盤の周波数伝達関数） $H(\omega)$ が求まる。

$$H(\omega) = \frac{2ih_n \mu_n}{A_{21} + ih_n \mu_n A_{11}}$$

内部減衰 $Q$ を考慮するためには、同様の手続きにおいて、せん断弾性定数 $\mu$ を複素せん断弾性定数 $\mu(1+i/Q)$ に置換する。

## ②等価線形解析法の概要

○採用自治体：青森県(97), 埼玉県(07), 千葉県(08), 神奈川県(09), 新潟県(98), 石川県(98), 福井県(97), 山梨県(05), 長野県(02), 岐阜県(13), 三重県(06), 大阪府(07), 奈良県(05), 鳥取県(05), 島根県(12), 広島県(07), 山口県(08), 愛媛県(02), 福岡県(12), 大分県(13), 宮崎県(07), 札幌市(08), 仙台市(02), 千葉市(08), 川崎市(13), 新潟市(07), 名古屋市(99), 堺市(09)

一般に、土はせん断ひずみが増大するとせん断弾性定数は減少し、減衰定数 $h$ は増大する。等価線形解析法による地盤応答計算では、以下のような手順で計算を行う。

- 応答計算に必要な土質パラメータを与え、解析モデルを作成する。この際、ひずみは微小であるとして、せん断弾性定数、減衰定数を求める。
- 与えられた入力地震波形を基に応答解析を行う。この際、各層のひずみの時系列変化を求める。
- せん断弾性定数および減衰定数のひずみ依存曲線を基に、応答計算で得られた最大ひずみの65%に対応する新しいせん断弾性定数を求める。
- 新しいせん断弾性定数および減衰定数によりモデルを修正。
- せん断弾性定数および減衰定数が収束するまでb)～d)を繰り返す。

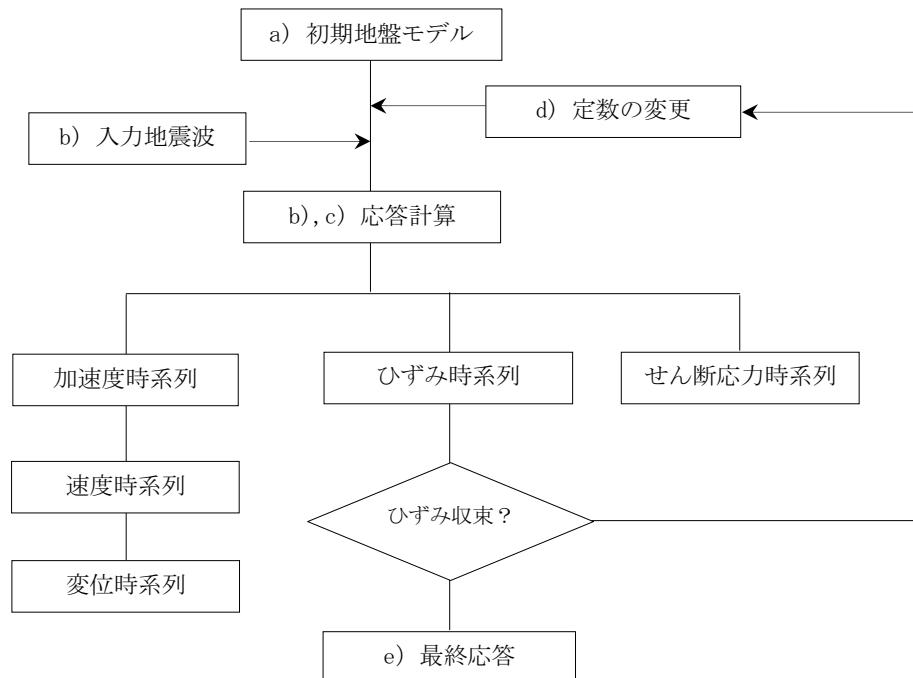


図 II-1-11 等価線形解析法による地盤応答計算の流れ

### ③逐次非線形解析法の概要

○採用自治体：愛知県(03), 京都市(03)

逐次非線形解析法は、材料の非線形特性を数学モデルや力学モデルで表現し、材料特性の変化を逐次計算しながら挙動を求めようとする方法である。等価線形解析法の適用範囲は、ひずみが0.1～1%程度の地震動までであるのに対して、逐次非線形解析法ではひずみが1%を超える大きな地震動でも適用が可能であるとされている。その一方で、入力パラメータの設定や算出結果の解釈など、専門的な知識を持って解析に当たることが必要となる(防災科学技術研究所, 2003)。

## (2) 表層地盤の増幅度を用いる手法

### ①松岡・翠川(1994)の手法

○採用自治体：岩手県(04), 宮城県(04), 山形県(06), 栃木県(04), 愛知県(03), 鳥取県(05), 徳島県(05), さいたま市(09), 横浜市(12)

千葉県東方沖地震(1987)の強震記録から、最大加速度振幅に対する地盤増幅度  $ARA$  および最大速度振幅に対する地盤増幅度  $ARV$  と深さ30mまでの地盤平均S波速度  $AVS30$  (m/s)の関係を調査し、以下の式を求めている。

$$\log_{10} ARA = 1.35 - 0.47 \log_{10} AVS30 \pm 0.18$$

$$\log_{10} ARV = 1.83 - 0.66 \log_{10} AVS30 \pm 0.16$$

$AVS30$ については、地形条件等から以下の式を提案している。

$$\log_{10} Vs = a + b \log_{10} h + c \log_{10} D \pm \sigma$$

$h$  : 各メッシュの標高(m)

$D$  : 主要河川からの距離(km)

$\sigma$  : 標準偏差

$a, b, c$  : 地形・地質条件により定められる値 (下表参照)

表 II-1-7 地形・地質別の係数(松岡・翠川, 1994)

地形・地質	$a$	$b$	$c$	$\sigma$	データ数
埋立地	2.23	0	0	0.14	132
人工改変地	2.26	0	0	0.09	7
三角州, 後背湿地( $D \leq 0.5$ )	2.19	0	0	0.12	36
三角州, 後背湿地( $D > 0.5$ )	2.26	0	0.25	0.13	57
自然堤防	1.94	0.32	0	0.13	18
谷底平野	2.07	0.15	0	0.12	26
砂洲, 砂丘	2.29	0	0	0.13	13
扇状地	1.83	0.36	0	0.15	20
ローム台地	2.00	0.28	0	0.11	95
砂礫台地	1.76	0.36	0	0.12	12
丘陵	2.64	0	0	0.17	22
その他(火山など)	2.25	0.13	0	0.16	10
第三紀以前	2.87	0	0	0.23	3

## ②中央防災会議の手法

○採用自治体：東京都(12), 香川県(13), 高知県(13)

想定東海地震SIモデルについて、統計的グリーン関数法により各メッシュの工学的基盤上の波形を求め、これらを入射波形として地震応答計算を行った。地震応答計算では、SHAKE<sup>(注1)</sup>を用いている。

計算結果を基に、地盤モデルの表層30mの平均S波速度(AVS30)と等価線計算結果による工学的基盤～地表の震度増分との関係（実験式）を工学的基盤の震度0.5ごとに区分して整理を行ったものが下図である。

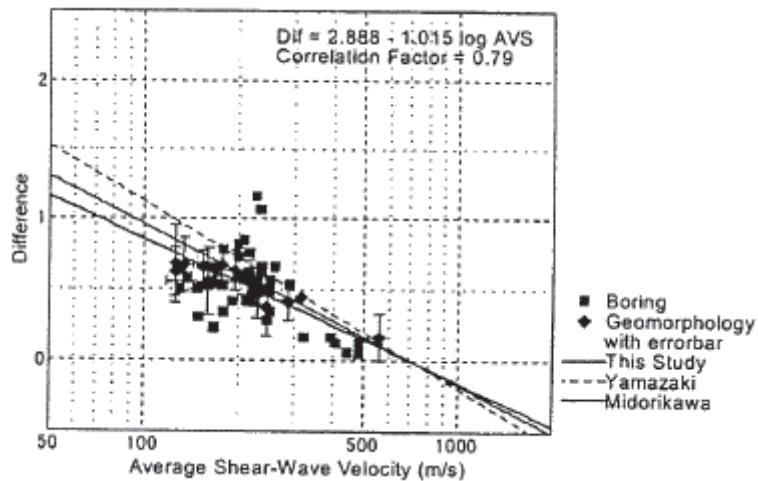


図 II-1-12 AVS30 と震度分布との関係（工学的基礎の震度 4.5~4.9(横田ら, 2005) )

さらに AVS30 と震度増分との関係を以下の式のように表現し、最小二乗法を用いて区分ごとの係数を表 II-1-8 のように求めている。

$$\Delta I = a - b \cdot \log AVS$$

$\Delta I$  : 工学的基盤～地表の震度増分

AVS : 表層30mの平均S波速度の推定値

a, b : 係数(工学的基盤の各震度区分ごと)

表 II-1-8 AVS30～震度増分の関係式の係数一覧表（想定東海地震SIモデル・等価線形）  
(横田ら, 2005)

基盤震度	a	b	基盤震度	a	b
3.0～3.9	2.943	1.034	5.0～5.5	2.715	0.954
4.0～4.4	2.916	1.026	5.5～5.9	2.494	0.876
4.5～4.9	2.888	1.015	6.0～6.4	2.434	0.855

(注 1) SHAKE は等価線形解析のプログラムのうち一般的に利用される 1 つである。入力する定数は、Vs (または地盤剛性率)、単位体積重量、地盤の減衰定数。強震時には等価線形解析が必要であり、ひずみ依存曲線 (G/Go, h ~ γ 曲線) が必要となる。詳細は Schnabel et al (1972) 参照。

表 II-1-9 東京都（2012）と前回までの比較表（東京都、2012）

	中央防災会議(2004)	東京都(2006)	首都直下地震防災・減災特別プロジェクト(2012)	今回
想定マグニチュード	7.3	7.3, 6.9	7.3	7.3
フィリピン海プレート上面モデル	Ishida(1992)	Ishida(1992)	首都直下地震防災・減災特別プロジェクト(2012)	首都直下地震防災・減災特別プロジェクト(2012)
震源断層のよその深さの範囲	深さ 25~50km	深さ 25~50km	深さ 20~35km	深さ 20~35km
震源断層を構成する要素断層のサイズ	5km×5km	5km×5km	5km×5km (2.5km×2.5km に4分割)	5km×5km (2.5km×2.5km に4分割)
幾何減衰*の補正係数Cの値	2.8km	2.8km	0km	2.8km
工学的基盤までの計算手法	統計的グリーン関数法のみ**	統計的グリーン関数法のみ	統計的グリーン関数法 差分法（長周期側） (周期 2秒で接続)	統計的グリーン関数法 差分法（長周期側） (周期 2秒で接続)
使用した表層地盤（メッシュサイズ）	東京ガス㈱のデータ (50m) 微地形区分 (250m)	東京ガス㈱のデータ (50m) 微地形区分 (250m)	微地形区分 (1km)	東京ガス㈱のデータ (50m) 微地形区分 (250m)

\* 幾何減衰は、地震波が震源からの距離 R(km) が大きくなることで波の振幅が小さくなる減衰のことを指す。これを  $1/R$  で表した場合、R=0 で無限大の大きさになってしまふが、実際には地震波は震源断層傍においても有限の大きさであるため、 $1/(R+C)$  の様に C で補正する。

\*\*中央防災会議(2004)では、東京湾北部地震については長周期地震動の検討のため、差分法も実施し、2秒で接続している（ハイブリッド法）。

### ③地震調査研究推進本部(2008)の手法

○採用自治体：秋田県(13), 佐賀県(10)

工学的地盤における最大速度の値に微地形区分から想定される增幅率を掛け合わせることで地表の最大速度を算出している。微地形区分から想定される增幅率は、以下の手順で評価する。

- 1) 全国を網羅した約 1km メッシュの領域ごとの微地形区分データ（例えば、若松・他, 2005），または、約 250m メッシュの領域ごとの微地形区分データ（例えば、若松・松岡, 2007）を用いる。
- 2) その区分に次式に示す標高と表層 30m の平均 S 波速度 AVS30 との経験的関係（例えば、若松・他, 2005）をあてはめる。

$$\log AVS30 = a + b \log E_v + c \log S_p + d \log D_m \pm \sigma$$

AVS30 : 表層 30m の平均 S 波速度 (m/s)

$E_v$  : 標高 (m)

$S_p$  : 傾斜\*1000 (傾斜は正弦)

$D_m$  : 先第三系・第三系の山地・丘陵からの距離 (km)

$\sigma$  : 標準偏差

$a, b, c, d$  : 微地形区分ごとに与えられる回帰係数

- 3) 工学的基盤から地表への最大速度の增幅率については、表層 30m の平均 S 波速度 AVS30 との相関性が認められる。そこで次式を用いて、AVS30 から最大速度の增幅率を算出する（例えば、藤本・翠川, 2006）。

$$\log(\text{amp}) = 2.367 - 0.852 \log AVS30 \pm 0.166 \quad (100 < AVS30 < 1500)$$

amp : 平均 S 波速度 600m/s の工学的基盤を基準とした最大速度增幅率

(3) 応答解析を用いる手法・表層地盤の増幅度を用いる手法の結果を重ね合わせる手法

○採用自治体：岡山県(13)

岡山県は、地震応答解析による手法（詳細法）と地表面の増幅度を用いる手法（簡易法）を両方試行し、大きい方を採用している。

表 II-1-10 詳細法と簡易法の比較（岡山県, 2013）

項目	詳細法	簡易法
基盤地震動（入力）	基盤波形（数分間の数千点以上のデータ）	基盤震度
表層地盤	層モデル（各層の層厚、S波速度、土質、密度）	深さ30mまでの平均S波速度
評価法	地震応答解析（非線形化による地盤物性の変化を考慮）	AVS30の関数で与えられる係数
地表地震動（出力）	地表波形（数分間の数千点以上のデータ）	震度

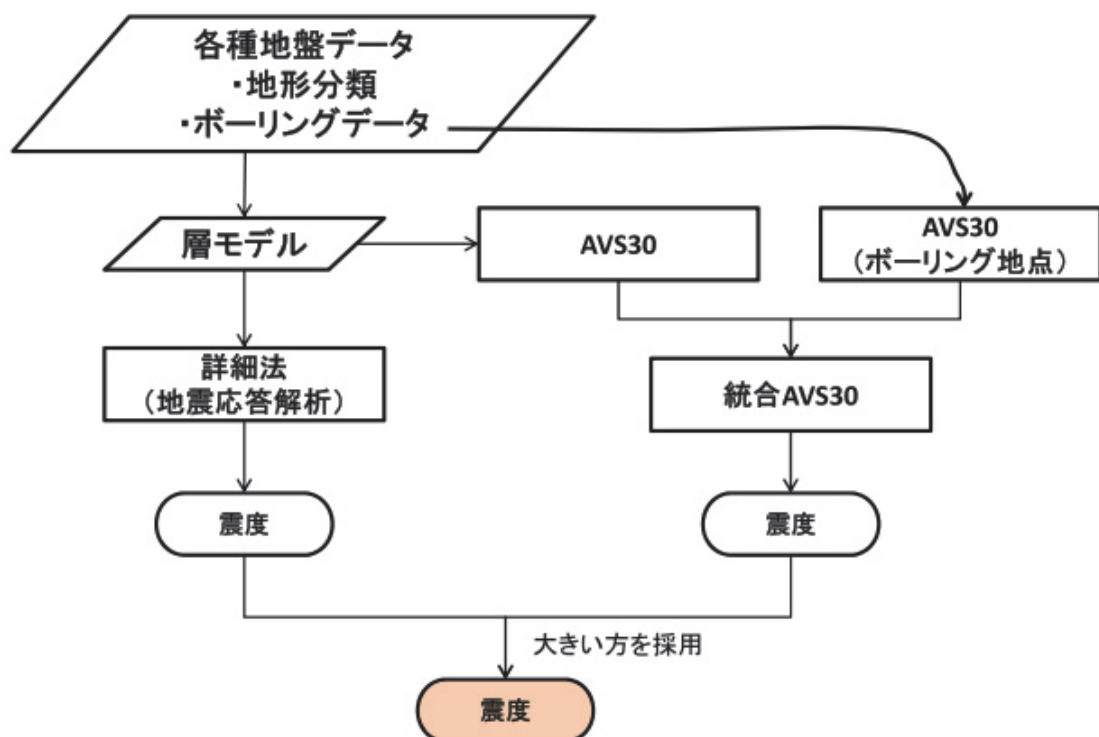


図 II-1-13 地震動予測の基本方針（岡山県, 2013）

## 1) 詳細法【地震応答解析】

地表の地震動については、工学的基盤で算出された地震動波形と表層地盤モデルを用いて、地震応答解析を行って求める。地震応答解析は、地盤の非線形性を考慮するために、一次元の等価線形法を用いる。

## 2) 簡易法【AVS30との関係】

中央防災会議・南海トラフ(2013)で用いている横田ら(2005)の関係(図II-1-12)により、AVS30から震度増分を算出する。地震被害想定では、最大加速度やSI値など他の指標が必要な場合もあるので、計測震度との関係式を用いて、計測震度から算出する。計測震度については、非線形性(軟弱地盤ではゆれが強くなるほど増分は小さくなる)を考慮したモデルとしている。

$$\lambda_L = a - b \cdot \log_{10} AVS30 \quad (3.2.1)$$

童・山崎(1996)の関係<sup>[4]</sup>

$$PGV = 10^{0.45*I_{jma} - 0.97} \quad (3.2.2)$$

$$PGA = 10^{0.51*I_{jma} - 0.23} \quad (3.2.3)$$

童・山崎ら(1994)の関係<sup>[5]</sup>

$$SI = 1.18 \cdot PGV \quad (3.2.4)$$

表II-1-11 横田らの関係における係数a,b (岡山県, 2013)

基盤震度	a	b
3.0～3.9	2.943	1.034
4.0～4.4	2.916	1.026
4.5～4.9	2.888	1.015
5.0～5.4	2.715	0.954
5.5～5.9	2.494	0.876
6.0～6.4	2.434	0.855

### 1-3. 震度（計測震度）の計算

多くの自治体では、1996年に改訂された気象庁の計測震度による震度階の導出手法にしたがって震度を求めている。ただし、地震動の予測において最大加速度（最大速度）のみを予測している自治体では、過去の地震から求められた経験式によって計測震度と対応づけている。

#### (1) 気象庁(1996)の手法

○採用自治体：青森県(97), 秋田県(13), 新潟県(98), 石川県(98), 福井県(97), 長野県(02), 滋賀県(05), 奈良県(05), 愛媛県(02), 福岡県(12), 宮崎県(07), 札幌市(08), 仙台市(02), 新潟市(07), 名古屋市(99)

官報（1996.2.15, 気象庁告示第4号）に告示された震度の計算方法の概要を以下にまとめる。

##### ① フーリエ変換

地表地震動の3成分加速度時刻歴データ（水平動2成分・上下動1成分）に対しフーリエ変換を施し、そのスペクトルを計算する。

##### ② フィルタ処理

①で得られたスペクトルに、以下の3種類のフィルタをかける。

a) 周期補正用フィルタ

$$A(f) = \sqrt{k/f}$$

$$k = 1.0 \quad f : \text{周波数 (Hz)}$$

b) ハイカットフィルタ（高域遮断フィルタ）

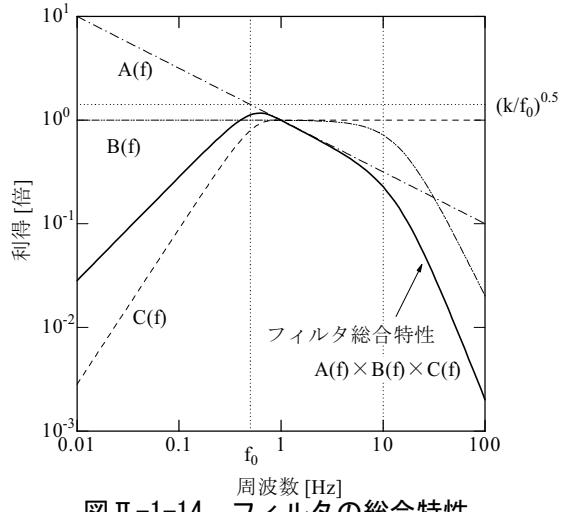
$$B(f) = [1 + 0.694(f/f_c)^2 + 0.241(f/f_c)^4 + 0.0557(f/f_c)^6 + 0.009664(f/f_c)^8 + 0.00134(f/f_c)^{10} + 0.000155(f/f_c)^{12}]^{-0.5}$$

$$f_c = 10\text{Hz}$$

c) ローカットフィルタ（低域遮断フィルタ）

$$C(f) = 1 - \exp[-(f/f_0)^3]$$

$$f_0 = 0.5\text{Hz}$$



図II-1-14 フィルタの総合特性

##### ③ 逆フーリエ変換

②の処理を施したスペクトルを逆フーリエ変換し、フィルタ加工済み加速度波形を求める。

##### ④ ベクトル合成

フィルタ処理を施された各成分の加速度波形をベクトル合成する。

##### ⑤ 繼続時間を考慮した振幅の決定

④で求めた3成分ベクトル合成波の加速度振幅の絶対値があるレベル  $a$  以上である時間の合計を  $\tau(a)$  とする（図II-1-15）。合成波の加速度振幅絶対値の最大を  $a_m$  とする。このとき、

$$\tau(a_1) > \tau(a_2) \quad (0 \leq a_1 < a_2 \leq a_m)$$

$$\tau(a) = 0 \quad (a_m < a)$$

となる。この $\tau$ を継続時間と呼ぶ。継続時間の指標として、 $\tau_0 = 0.3$ 秒をとり、 $\tau(a_0) = \tau_0$ となる値 $a_0$ を求める。

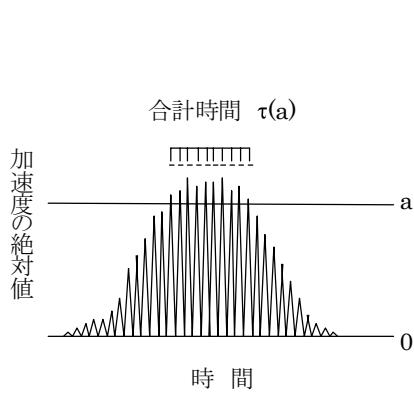


図 II-1-15 継続時間の算出方法

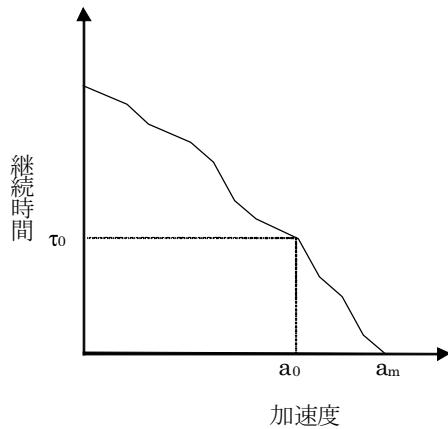


図 II-1-16 継続時間  $\tau$  と閾値の関係

## ⑥ 計測震度の算出

⑤で求めた $a_0$ から、河角の震度階式  $I = 2 \log_{10} a_0 + 0.7$  に基づく次式を用い、計測震度 $I$ を求める。

$$I = 2 \log_{10} a_0 + 0.94$$

### (2) 竜・山崎(1996)の手法

○採用自治体：宮城県(04), 千葉県(08), 愛知県(03), さいたま市(09), 千葉市(08), 横浜市(12)

竜・山崎(1996)は、過去の地震で記録された205地点での加速度時刻歴を用いて計測震度 $I$ を計算し、最大加速度 $PGA$  (gal), 最大速度 $PGV$  (cm/s)との相関を調査している。

$$I = 2.01 \log_{10}(PGV) + 2.30$$

$$I = 1.89 \log_{10}(PGA) + 0.59$$

○横浜市(12)では…

計測震度に横田ら(2005)を用いている。

表 II-1-12 最大値指標と増幅度モデル (横浜市, 2012)

	平均 S 波速度と増幅度の関係	備考
最大速度	翠川・松岡・作川(1994) <sup>1</sup> $\log_{10} \lambda_{PGV} = 1.83 - 0.66 \log_{10}(AVS30)$	自治体の揺れやすさマップや、地震調査研究推進本部の地震動予測地図など広く用いられている。その後の研究事例でも同程度の係数が得られている。
計測震度	横田ら(2005) <sup>2</sup> ：係数は表 4.3.2 $\lambda_U = a - b \cdot \log_{10} AVS30$	中央防災会議で用いられており、非線形化の影響を考慮している
SI 値	—	最大速度から竜・山崎ら (1994) <sup>3</sup> の関係を用いて算出 $SI = 1.18 \cdot PGV$

### (3) 翠川ら(1999)の手法

○採用自治体：岩手県(04), 広島県(07), 鳥取県(05), 広島市(08)

地表最大速度  $PGV$  (cm/s) と計測震度  $I$  の関係式は以下のとおり.

$$I = 1.72 \log_{10}(PGV) + 2.68$$

### (4) 藤本・翠川(2005)の手法

○採用自治体：佐賀県(10)

近年発生した地震による強震記録を加え、高震度域へも適用できる計測震度を推定するための経験式を提案している。計測震度4以上の最大加速度  $PGA$  (gal) 及び最大速度  $PGV$  (cm/s) と計測震度  $I$  の関係式は以下のとおり。

$$I = 1.905 + 0.381 \cdot \log(PGA) + 0.384 \cdot \log(PGA)^2 \pm 0.379 (I \geq 4)$$

$$I = 2.002 + 2.603 \cdot \log(PGV) - 0.213 \cdot \log(PGV)^2 \pm 0.344 (I \geq 4)$$

表Ⅱ-1-13 各自治体の地震動予測手法（その1）

自治体	工学的基盤面の地震動		地表面の地震動	
	区分	採用手法	区分	採用手法
青森県(97)	動的	藤本ら(1991)	応答解析	等価線形解析法
岩手県(04)	距離減衰	司・翠川(1999)	増幅度	松岡・翠川(1994)
宮城県(04)	動的	統計的グリーン関数法	増幅度	松岡・翠川(1994)
	距離減衰	司・翠川(1999)		
秋田県(13)	動的	統計的グリーン関数法	応答解析	地震調査研究推進本部(2008)
山形県(06)	距離減衰	司・翠川(1999)		
茨城県(95・98)	動的	翠川・小林(1979)	応答解析	重複反射理論
栃木県(04)	距離減衰	司・翠川(1999)	増幅度	松岡・翠川(1994)
群馬県(12)	詳細不明		詳細不明	
埼玉県(07)	動的	統計的グリーン関数法	応答解析	等価線形解析法(SHAKE)
千葉県(08)	動的	ハイブリッド法 短周期:統計的グリーン関数法 長周期:三次元有限差分法	応答解析	等価線形解析法
東京都(12)	動的	ハイブリッド法 短周期:統計的グリーン関数法 長周期:差分法	増幅度	中央防災会議の手法
神奈川県(09)	動的	ハイブリッド法 短周期:統計的グリーン関数法 長周期:三次元有限差分法	応答解析	等価線形解析法
新潟県(98)	動的	翠川・小林(1979)	応答解析	等価線形解析法(SHAKE)
石川県(98)	距離減衰	Fukushima and Tanaka(1990)	応答解析	等価線形解析法(FDEL)
福井県(97)	動的	翠川・小林(1979)	応答解析	等価線形解析法(SHAKE)
山梨県(05)	動的	中央防災会議公開データ	応答解析	等価線形解析法(SHAKE)
長野県(02)	動的	統計的グリーン関数法(原田ら,1998)	応答解析	等価線形解析法(SHAKE)
岐阜県(13)	動的	Sugito and Sugiyama(2000)	応答解析	等価線形解析法(FDEL)
静岡県(01)	距離減衰	Shima(1988)・独自 Fukushima and Tanaka(1990)	応答解析	等価線形解析法(SHAKE)
愛知県(03)	動的	ハイブリッド法 短周期:統計的グリーン関数法 長周期:三次元有限差分法	応答解析	逐次比線形解析法
	距離減衰	司・翠川(1999)	増幅度	松岡・翠川(1994)
三重県(06)	動的	統計的グリーン関数法	応答解析	等価線形解析法
滋賀県(05)	動的	ハイブリッド法(詳細不明)	詳細不明	
大阪府(07)	動的	ハイブリッド法 短周期:統計的グリーン関数法 長周期:三次元有限差分法	応答解析	等価線形解析法
奈良県(05)	動的	中央防災会議公開データ	増幅度	加速度増幅度
	距離減衰	Fukushima and Tanaka(1990)	応答解析	等価線形解析法(FDEL)
鳥取県(05)	動的	統計的グリーン関数法(詳細不明)	応答解析	等価線形解析法
	距離減衰	司・翠川(1999)	増幅度	松岡・翠川(1994)

(注1) 各自治体の報告書より作成（手法不明、予測未実施などの自治体を除く）。考え方の基本とした手法で分類した。

(注2) 動的：動的パラメータを考慮する手法 距離減衰：距離減衰式を用いる手法

応答解析：応答解析を用いる手法 増幅度：表層地盤増幅度を用いる手法

(注3) 考え方の基本としている手法で分類した

表 II-1-13 各自治体の地震動予測手法（その2）

自治体	工学的基盤面の地震動		地表面の地震動	
	区分	採用手法	区分	採用手法
島根県(12)	動的	統計的グリーン関数法	応答解析	等価線形解析法(SHAKE)
岡山県(13)	動的・距離減衰	中央防災会議(2013)の手法	応答解析	応答解析を用いる手法・表層地盤の増幅度を用いる手法の結果を重ね合わせる手法
広島県(07)	距離減衰	翠川・大竹(2002)	応答解析	等価線形解析法(FDEL)
山口県(08)	距離減衰	翠川・大竹(2003)	応答解析	等価線形解析法(FDEL)
徳島県(05)	距離減衰	司・翠川(1999)	増幅度	松岡・翠川(1994)
香川県(13)	動的・距離減衰	中央防災会議(2013)の手法	増幅度	中央防災会議の手法
愛媛県(02)	距離減衰	Fukushima and Tanaka(1990)	応答解析	等価線形解析法
高知県(13)	動的・距離減衰	中央防災会議(2013)の手法	増幅度	中央防災会議の手法
福岡県(12)	動的	翠川・小林(1979)	応答解析	等価線形解析法
佐賀県(10)	距離減衰	司・翠川(1999)	増幅度	震調査研究推進本部(2008)
長崎県(98)	距離減衰	Fukushima and Tanaka(1990)	応答解析	等価線形解析法(SHAKE)
熊本県(13)	詳細不明		詳細不明	
大分県(13)	動的	統計的グリーン関数法	応答解析	等価線形解析法
宮崎県(07)	動的	翠川・小林(1979)	応答解析	等価線形解析法
鹿児島県(97)	距離減衰	Fukushima and Tanaka(1990)	応答解析	等価線形解析法(SHAKE)
札幌市(08)	動的	ハイブリッド法 短周期:統計的グリーン関数法 長周期:三次元有限差分法	応答解析	等価線形解析法(SHAKE)
仙台市(02)	動的	統計的グリーン関数法	応答解析	等価線形解析法(源栄,2001)
さいたま市(09)	距離減衰	司・翠川(1999)	増幅度	松岡・翠川(1994)
千葉市(08)	動的	ハイブリッド法 短周期:統計的グリーン関数法 長周期:三次元有限差分法	応答解析	等価線形解析法(源栄,2001)
横浜市(12)	動的	ハイブリッド法 短周期:統計的グリーン関数法 長周期:ボクセル型有限要素法	増幅度	松岡・翠川(1994)
川崎市(13)	動的	統計的グリーン関数法	応答解析	等価線形解析法
新潟市(07)	動的	翠川・小林(1979)	応答解析	等価線形解析法
名古屋市(99)	動的	翠川・小林(1979) Sugito and Kameda(1985)	応答解析	等価線形解析法
京都市(03)	動的	ハイブリッド法 短周期:統計的グリーン関数法 長周期: Graves(1996),Pitarka(1999) 中央防災会議公開データ	応答解析	逐次比線形解析法(吉田,2003)
堺市(09)	動的	ハイブリッド法 短周期:統計的グリーン関数法 長周期:三次元有限差分法	応答解析	等価線形解析法
広島市(08)	距離減衰	翠川・大竹(2002)	応答解析	等価線形解析法(FDEL)

(注1) 各自治体の報告書より作成（手法不明、予測未実施などの自治体を除く）。考え方の基本とした手法で分類した。

(注2) 動的：動的パラメータを考慮する手法 距離減衰：距離減衰式を用いる手法  
応答解析：応答解析を用いる手法 増幅度：表層地盤増幅度を用いる手法

(注3) 考え方の基本としている手法で分類した

## 2. 液状化危険度の予測

自治体の被害想定で採用されている液状化危険度の予測手法としては、

- (1) 地盤データを用いる手法
- (2) 地形データを用いる手法

の2つに大別されるが、地盤データ（ボーリングデータ等の地盤の層構造データ）を用いる手法を採用している自治体が多い（表II-2-1）。地盤データを用いる手法では、液状化指数（以下「 $P_L$  値」）を求め、次のような基準に従いその地点の液状化危険度を判定している自治体が多い（ $P_L$  法）。

$P_L = 0$	… 液状化危険度はかなり低い
$0 < P_L \leq 5$	… 液状化危険度は低い
$5 < P_L \leq 15$	… 液状化危険度が高い
$15 < P_L$	… 液状化危険度が極めて高い

$P_L$  値は、ボーリングデータ等の地盤データから求められる深さごとの液状化安全率（以下「 $F_L$  値」）から計算される（ $F_L$  法）。この時、予測の対象となる地盤は、最大で地表面から深度20mまでの地盤である。 $F_L$  値は、土層の液状化に対する安全率を意味する値で、次のように定義されている。

$F_L > 1.0$	… その深さでの液状化の可能性が少ない
$F_L \leq 1.0$	… その深さでの液状化の可能性がある

液状化危険度の代表的な予測手法とその採用自治体数を表II-2-1に示す。

表II-2-1 主な液状化危険度の予測手法

	主な予測手法	採用自治体数
地盤データを用いる手法	<input type="checkbox"/> $F_L$ 法：日本道路協会の手法 (道路橋示方書V, 1990, 1996, 2002) $P_L$ 法：岩崎らの手法(1980)	41
	<input type="checkbox"/> $F_L$ 法：日本建築学会の手法 $P_L$ 法：岩崎らの手法(1980)	2
地形データを用いる手法	<input type="checkbox"/> 松岡ら(1993)の手法	3

(注1) 一自治体で複数の手法を採用している場合は、それぞれ採用数に加えた。

(注2) 「道路橋示方書V 耐震設計編」は2002年にも改訂されているが、液状化に関する改訂は行われていない

## 2-1. 地盤データを用いる手法

地盤データを用いる液状化危険度の予測手法は、 $F_L$  法により深度別の  $F_L$  値を求め、 $F_L$  値を用いて  $P_L$  法により  $P_L$  値を求める手法が一般的である。

以下に、各自治体で採用されている次の手法の概略をまとめる。

- (1)  $P_L$  法 (岩崎ら(1980)の手法)
- (2)  $F_L$  法
  - ①日本道路協会の手法
    - a) 日本道路協会(1996・2002)の手法
    - b) 日本道路協会(1990)の手法
  - ②日本建築学会(1988)の手法
- (3) 草野ら(2001)の手法

### (1) $P_L$ 法 (岩崎ら(1980)の手法)

○採用自治体：青森県(97), 宮城県(04), 秋田県(13), 福島県(98), 群馬県(12), 埼玉県(07), 千葉県(08), 東京都(12), 神奈川県(09), 新潟県(98), 富山県(11), 福井県(97), 山梨県(05), 長野県(02), 岐阜県(13), 静岡県(01), 愛知県(03), 三重県(06), 大阪府(07), 奈良県(05), 鳥取県(05), 島根県(12), 岡山県(13), 広島県(07), 山口県(08), 徳島県(05), 愛媛県(02), 福岡県(12), 大分県(13), 宮崎県(07), 鹿児島県(97), 札幌市(08), 仙台市(02), さいたま市(09), 千葉市(08), 横浜市(12), 川崎市(13), 新潟市(07), 名古屋市(99), 京都市(03), 堺市(09), 広島市(08)

$F_L$  値はある深度における液状化の発生の可能性を示した値であるが、地盤全体の液状化の発生の可能性を評価するものではない。地盤全体の液状化の可能性を把握するには、各層の液状化の可能性を足し合わせる必要がある。そこで、岩崎ら(1980)は、 $F_L$  値の分布を深さ方向に重み付けして積分した値 ( $P_L$  値) を定義し、地盤全体の液状化の可能性の指標とした。

$$P_L = \int_0^{20} F \cdot w(z) dz$$

$$F = \begin{cases} 1 - F_L & F_L < 1.0 \\ 0 & F_L \geq 1.0 \end{cases}$$

$$w(z) = 10 - 0.5 \cdot z \quad (z : \text{地表面からの深さ(m)})$$

$w(z)$  は深さに対する重み関数であり、浅い部分に対してより大きな重みを与える。

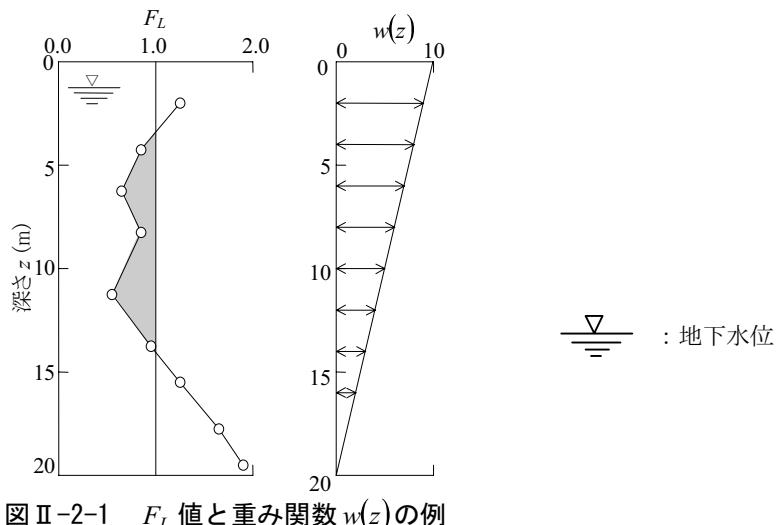


図 II-2-1  $F_L$  値と重み関数  $w(z)$  の例

## (2) $F_L$ 法

### ①日本道路協会の手法

「道路橋示方書V 耐震設計編」の液状化検討手法は、土木分野における最も代表的な手法であり、1980年以降、1990年、1996年に改訂されている<sup>(注)</sup>。多くの自治体でこの手法が採用されているが、以前に実施した被害想定調査との継続性を考慮して、最新版の道路橋示方書の手法を採用していない自治体もある。

(注) 「道路橋示方書V 耐震設計編」は2002年にも改訂されているが、液状化に関する改訂は行われていない

#### a) 日本道路協会(1996・2002)の手法

○採用自治体：宮城県(04), 秋田県(13), 群馬県(12), 埼玉県(07), 千葉県(08), 東京都(12), 神奈川県(09), 富山県(11), 山梨県(05), 長野県(02), 岐阜県(13), 静岡県(01), 愛知県(03), 三重県(06), 滋賀県(04), 大阪府(07), 兵庫県(98), 奈良県(05), 鳥取県(05), 島根県(12), 岡山県(13), 広島県(07), 山口県(08), 徳島県(05), 愛媛県(02), 福岡県(12), 大分県(13), 宮崎県(07), 札幌市(08), 仙台市(02), さいたま市(09), 千葉市(08), 横浜市(12), 川崎市(13), 新潟市(07), 京都市(03), 堺市(09), 広島市(08)

○中央防災会議・南海トラフの巨大地震モデル検討会等(2013)も採用

日本道路協会(1996)は、兵庫県南部地震(1995)による液状化の発生状況をふまえて、b)で説明している日本道路協会(1990)から以下の点を改訂している。

- ・液状化評価の対象土層を沖積砂質土層のみから洪積、礫質土まで範囲を拡大
- ・ $N$  値の高い部分での強度の過小評価を解消

液状化判定の対象としては、以下の3つの条件を満たす地層としている。

- ・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
- ・細粒分含有率  $F_C$  が35%以下の土層、または  $F_C$  が35%をこえても塑性係数  $I_P$  が15以下の土層
- ・平均(50%)粒径  $D_{50}$  が10mm以下で、かつ10%粒径  $D_{10}$  が1mm以下の土層

ここで、地下水位は、基本的にはボーリングデータから求めるが、岡山県(13)では一律GL-1m、山間部では安田ら(09)による谷底低地・扇状地での標高との関係を用いている。福岡県(12)も安全側として一律GL-1mを採用している。

地盤内の各点における  $F_L$  値は地層が有する動的せん断強度比  $R$  と地層に作用する地震時せん断応力比  $L$  によって定義する。

$$F_L = R/L$$

地盤内の動的せん断応力比  $L$  は地表最大加速度  $\alpha$  から、次式で表される。

$$L = (\alpha/g) \cdot (\sigma_v / \sigma'_v) \cdot \gamma_d$$

ただし、 $\alpha$  : 地表最大加速度(gal),  $g$  : 重力加速度(=980gal)

$\sigma_v$  : 全上載圧(kgf/cm<sup>2</sup>),  $\sigma'_v$  : 有効上載圧(kgf/cm<sup>2</sup>)

$\gamma_d$  : 低減係数 = 1.0 - 0.015z,  $z$  : 地表面からの深さ(m)

地盤内での動的せん断強度比  $R$  は地盤の繰り返し三軸強度比  $R_L$  を用いて、以下の補正式により求める。

$$R = C_w \cdot R_L$$

ただし、 $C_w$  の値は考慮する地震動の性質によって以下のように定められている。

- ①タイプ I の地震動：発生頻度が低いプレート境界型の大地震による地震動。  
大きな振幅が長時間繰り返して作用する。

$$C_w = 1.0$$

- ②タイプ II の地震動：発生頻度が極めて低い、規模の大きい内陸直下型地震による地震動。

$$C_w = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leq 0.1) \\ 3.3R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{cases}$$

繰り返し三軸強度比  $R_L$  は、以下の式から経験的に定める。

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{N_a/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6 \times 10^{-6}(N_a - 14)^{4.5} & (14 \leq N_a) \end{cases}$$

ただし、埋め立て土の場合はこの式から 0.05 を減じる

$N_a$  : 粒度の影響を考慮した補正  $N$  値

砂質土の場合の補正  $N$  値  $N_a$  は、

$$N_a = C_1 \cdot N_1 + C_2$$

$$C_1 = \begin{cases} 1.0 & (0\% \leq F_C < 10\%) \\ (F_C + 40)/50 & (10\% \leq F_C < 60\%) \\ F_C/20 - 1 & (60\% \leq F_C) \end{cases}$$

$$C_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \leq F_C < 10\%) \\ (F_C - 10)/18 & (10\% \leq F_C) \end{cases}$$

$F_C$  : 細粒分含有率(%)

であり、礫質土の場合は、

$$N_a = \{1 - 0.36 \cdot \log_{10}(D_{50}/2.0)\} \cdot N_1$$

ただし、 $N_1 (= 1.7 N / (\sigma'_v + 0.7))$  : 1 kgf/cm<sup>2</sup> の有効上載圧に対する基準化  $N$  値

$N$  : 標準貫入試験から得られる  $N$  値

$D_{50}$  : 平均粒径(mm)

である。

○広島県(07), 山口県(08), 広島市(08)では…

地震時せん断応力比Lは安田ら(1993)による下式により求める。

$$L = 0.01 \cdot SI / (\sigma'_v)^{0.3}$$

$\sigma'_v$  : 有効上載圧 (kgf/cm<sup>2</sup>)

SI : SI 値 (cm/s)

なお, SI 値は, 童・山崎(1996)による下式により求める。

$$SI = 10^{-1.16+0.50 \cdot I}$$

I : 震度

○中央防災会議・南海トラフ巨大地震モデル検討会等(2013)では…

N値及びFcの算出については、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を検討した、亀井ら(2002)の式により求める。

$$N_a = N_1 + \Delta N$$

$N_a$  : 粒度の影響を考慮した補正N値

$N_1$  : 有効土載圧100kN/m<sup>2</sup>相当に換算したN値

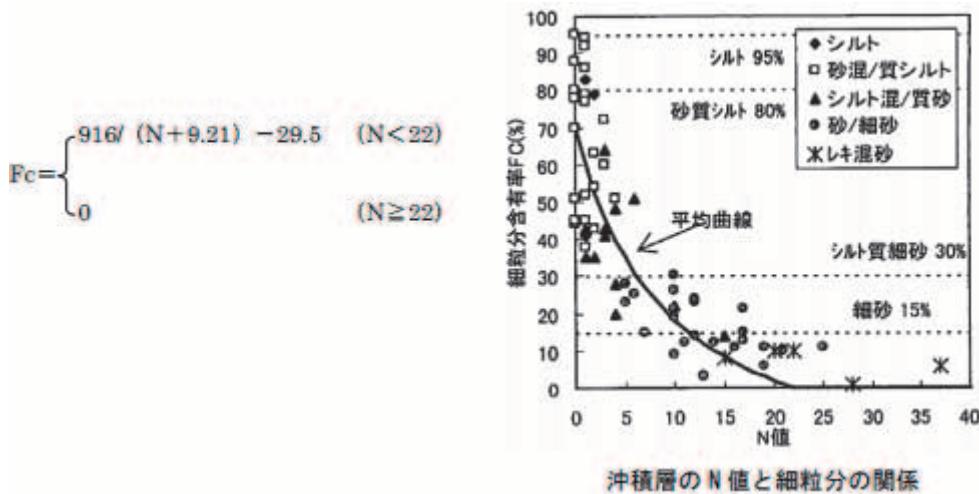


図 II-2-2 沖積砂質土（上部有楽層）のN値と細粒分含有率の関係（中央防災会議, 2013）

### 3) 細粒分補正関数 ( $F_c$ ～ $\Delta N$ の関係)

$$\Delta N = \begin{cases} 0 & (F_c < 8\%) \\ 20.769 \times \log_{10}(F_c) - 18 & (8\% \leq F_c < 40\%) \\ 15.27 & (F_c \geq 40\%) \end{cases}$$

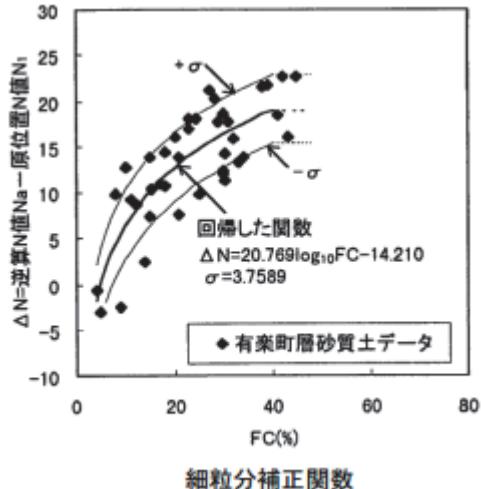


図 II-2-3 細粒分補正関数 ( $F_c$ ～ $\Delta N$ の関係) (中央防災会議, 2013)

○岡山県(13)では…

RL値の算定には亀井ら(2002)の補正法を用い,  $C_w$ は継続時間の長さを考慮するため, 時松・吉見(1983)の式により求める.

$$C_w = \frac{0.65}{0.1 \times (M - 1)}$$

○横浜市(12)では…

$C_w$ は時松ら(1983)の式を, 地震時せん断応力比Lは安田ら(1993)の式を採用している. また, 旧ため池や液状化対策がなされているところを考慮している.

○東京都(2012)では…

以下の判定フローを用いて液状化危険度の判定を行っている.

対象地域は, 若松・松岡(2011)の世界測地系 250m メッシュ微地形区分図より, 液状化対象となるメッシュを抽出し, GL-20m 以浅の盛土層(砂質土)及び砂質土層を対象とした. 地下水位は, ポーリングデータの孔内水位を補間して求めたが, あらかじめ標高と孔内水位の関係を求めておき, 平均値± $\sigma$  の範囲を超える場合は超えないように補正した.

算出式は,  $F_c$ については亀井ほか(2002), FL値については安田ほか(2009)の式に従った.

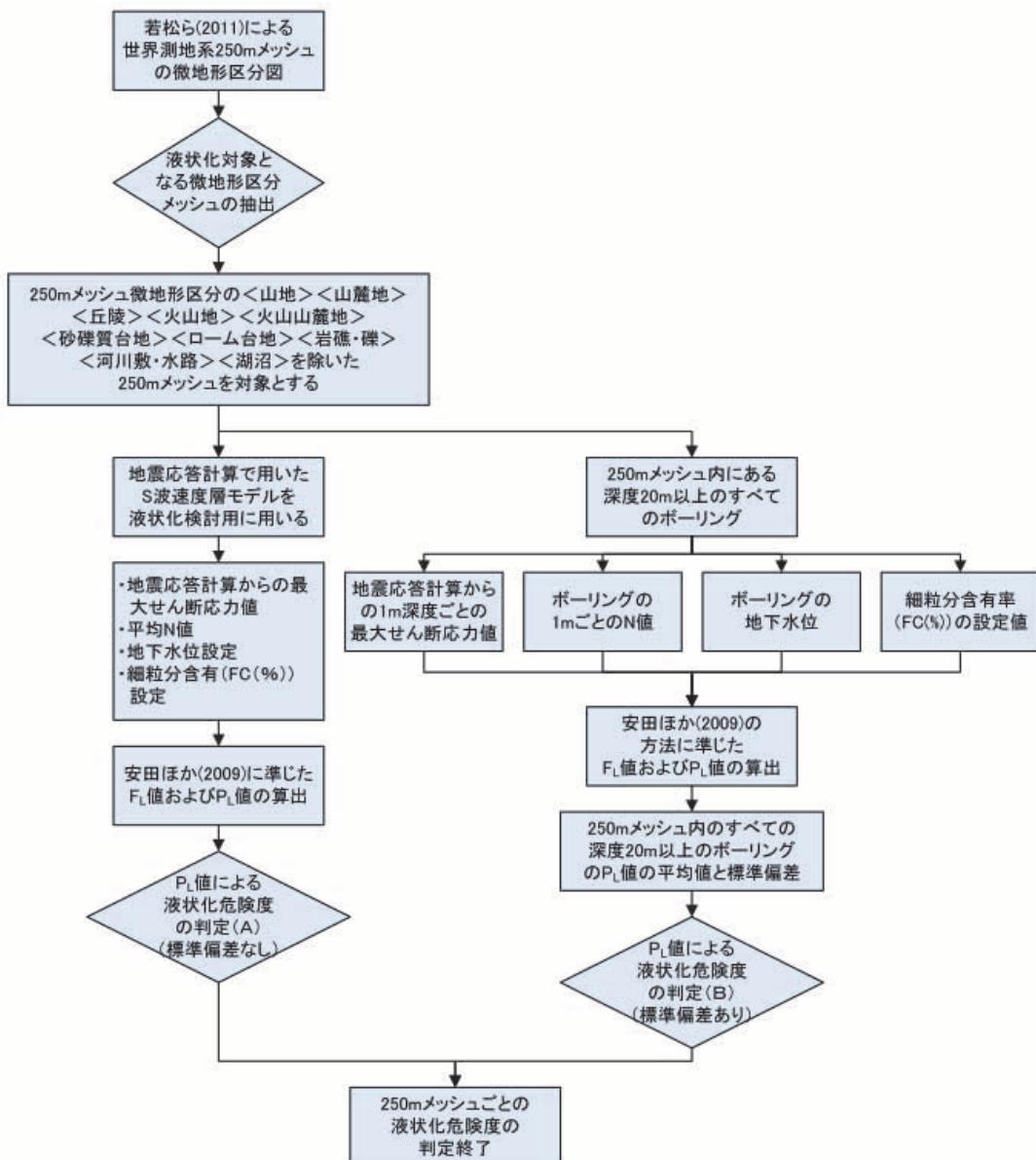


図 II-2-4 液状化危険度判定フロー（東京都, 2012）

また、液状化危険度は、岩崎ほか(1980)による分類に加筆している。

表 II-2-2  $P_L$ 値による液状化危険度判定区分（東京都, 2012）

	$P_L=0$	$0 < P_L \leq 5$	$5 < P_L \leq 15$	$P_L > 15$
PL値による 液状化危険度判定	液状化危険度は 極めて低い。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 やや高い。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 が一般には必要	液状化危険度が高 い。液状化に関する 詳細な調査と液状化対策は不可避

## b) 日本道路協会(1990)の手法

○採用自治体：青森県(97), 新潟県(98), 福井県(97), 鹿児島県(97), 名古屋市(99)

以下の3つの条件を満たす地層を液状化判定の対象としている。

- ・地下水位面が現地盤面から10m以内にある沖積層
- ・現地盤面から20m以内の飽和砂質土層
- ・平均粒径  $D_{50}$  が0.02mm以上2.0mm以下の地層

地盤内の各点における  $F_L$  値は地層が有する動的せん断強度比  $R$  と地層に作用する地震時せん断応力比  $L$  によって定義する。

$$F_L = R/L$$

$$L = \tau_{d\max} / \sigma'_v (= \gamma_d \cdot (\alpha/980) \cdot (\sigma_v / \sigma'_v))$$

$\tau_{d\max}$  : 時間最大動的せん断応力 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\sigma'_v$  : 有効上載圧 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\gamma_d = (1.0 - 0.015z)$  : 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

$z$  : 地表面からの深さ (m)

$\alpha$  : 地表最大加速度 (gal)

$\sigma_v$  : 全上載圧 (kgf/cm<sup>2</sup>)

ここで、有効上載圧とは、ある深さの面に対する鉛直方向の圧力を意味し、次式で与えられる。

$$\sigma'_v = \int_0^z [\rho_z(\zeta) - \rho_w(\zeta)] d\zeta$$

$z$  : 深度 (m)

$\rho_z$  : 上方の地層の単位体積重量 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\rho_w$  : 水の単位体積重量 (kgf/cm<sup>2</sup>)

地盤内での動的せん断強度比  $R$  は室内土質試験により得られる地盤の繰り返し三軸強度比  $R_L$  を用いて、以下の補正式により求める。

$$R = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot C_4 \cdot C_5 \cdot R_L$$

$$\text{ただし, } C_1 = \frac{1+2K_0}{3} \quad \begin{bmatrix} \text{振動三軸試験と原位置での単純せん断応力状態との} \\ \text{相違に関する補正係数。} K_0: \text{静止土圧係数} \end{bmatrix}$$

$$C_2 = \frac{1}{0.55} \sim \frac{1}{0.7} \quad \begin{bmatrix} \text{地震波の不規則性に対する補正係数} \\ \text{ショック波的な波形に対して } 1/0.55 \\ \text{振動型の波形に対して } 1/0.7 \end{bmatrix}$$

$C_3 > 1.0$  [サンプリングなどによる乱れに対する補正]

$C_4 < 1.0$  [サンプリング、土質試験時の密度化に対する補正]

$C_5$  [多方向せん断、地盤内の飽和度などに対する補正]

なお、 $C_1$  から  $C_5$  の積はおおむね1.0と考えられている。ここでは、経験的手法により、簡便に  $R_L$  を推定する。

乱したきれいな砂に対する繰り返し三軸強度比  $R_L$  は、推定相対密度  $D_r$  (%) との間の平均的な

関係から推定する。

$$R_L = 0.0042 \cdot D_r$$

相対密度  $D_r$  は標準貫入試験による  $N$  値から経験式により推定する。

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}}$$

そこで、 $R_L$  の基本的な推定値  $R_1$  を次式から求める。

$$R_1 = 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}}$$

つぎに、 $R_L$  と  $R_1$  の相違を平均粒径  $D_{50}$  (mm) の違いに着目して補正する。

$$R_2 = R_L - R_1 = \begin{cases} 0.19 & (0.02\text{mm} \leq D_{50} \leq 0.05\text{mm}) \\ 0.225 \log_{10} \left( \frac{0.35}{D_{50}} \right) & (0.05\text{mm} \leq D_{50} \leq 0.6\text{mm}) \\ -0.05 & (0.6\text{mm} \leq D_{50} \leq 2.0\text{mm}) \end{cases}$$

さらに、粒度分布の違いに着目して補正を行う。ここでは、 $R_3$  を  $(R_L - R_1 - R_2)$  とおく。 $R_3$  と細粒分含有率  $F_C$  の関係について、つぎに示すような平均的な傾向が見い出されている。

$$R_3 = R_L - R_1 - R_2 = \begin{cases} 0.0 & (0\% \leq F_C \leq 40\%) \\ 0.004F_C - 0.16 & (40\% \leq F_C \leq 100\%) \end{cases}$$

以上から、繰り返し三軸強度比  $R_L$  を  $R_1$ ,  $R_2$ ,  $R_3$  の和として求める。

## ②日本建築学会(1988)の手法

○採用自治体：福島県(98), 鹿児島県(97)

日本建築学会(1988)による「建築基礎構造設計指針」では、以下の方法で液状化の判定を行っている。

まず、検討地点の地盤内の深さごとに発生する等価な繰り返しせん断応力比を計算する。

$$\frac{\tau_d}{\sigma'_z} = \gamma_n \frac{\alpha_{\max}}{g} \frac{\sigma_z}{\sigma'_z} \gamma_d$$

$\tau_d$  : 水平面に生じる等価な一定繰り返しせん断応力振幅( $\text{tf}/\text{m}^2$ )

$\sigma'_z$  : 検討深さにおける有効土被り圧(鉛直有効応力)( $\text{tf}/\text{m}^2$ )

$\gamma_n (=0.1(M-1))$  : 等価な繰り返し回数に関する補正係数( $M$  : マグニチュード)

$\alpha_{\max}$  : 地表面における設計用水平加速度(gal)

$g$  : 重力加速度(=980gal)

$\sigma_z$  : 検討深さにおける全土被り圧(鉛直全応力)( $\text{tf}/\text{m}^2$ )

$\gamma_d (=1-0.015z)$  : 地盤が剛体でないことによる低減係数

$z$  : 地表面からの深さ(m)

ある深さにおける補正N値( $N_a$ )を求める。

$$N_a = \sqrt{10/\sigma'_z} \cdot N + \Delta N_f$$

$\Delta N_f$  : 細粒土含有率に応じた補正N値増分

$N$  : とんび法または自動落下法による実測N値

せん断ひずみ振幅5%曲線を用いて、補正N値に対応する飽和土層の液状化抵抗比 $\tau_l/\sigma'_z$ を求める。ここで、 $\tau_l$ は水平断面図における液状化抵抗である。

最後に、深さごとにおける $F_L$ 値を計算する。

$$F_L = \frac{\tau_l/\sigma'_z}{\tau_d/\sigma'_z} = \frac{\tau_l}{\tau_d}$$

## (3) 草野ら(2001)の手法

○採用自治体：熊本県(13)

草野ら(2001), 『任意震源に対する領域表示による液状化予測法』では、地盤分類図・土地条件図や砂層分布図の領域で表された情報から液状化予測用の領域凡例をもとめ、凡例ごと、地表最大加速度 $\alpha_{\max}$ ごとに液状化の可能性を予測している。

液状化の可能性は $F_L$ 値と $P_L$ 値から評価している。

$F_L$ 値を求める式は日本道路協会(1996)の式を一部変更して用いている。

$$F_L = Cw \cdot RL(20) / \{(\alpha_{\max} g) \times (\sigma v' / \sigma v) (1 - 0.015 z)\}$$

$Cw \cdot RL(20)$  : 液状化強度

$\alpha_{\max}$  : 地表最大加速度

$g$	: 重力加速度
$\sigma' v'$	: 有効上載圧 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )
$\sigma' v$	: 上載圧(全応力)
$z$	: 深さ (m)

液状化強度は液状化強度応力比 ( $RL(20)$ ) に補正係数 ( $Cw$ ) をかけたものである。

繰り返し回数20回で液状化に至る液状化強度応力比 ( $RL(20)$ ) は以下の式によって求められる。

$$RL(20) = R1(N, \sigma' v) + R2(D50) + R3(Fc) + R4(\sigma' v)$$

$$N1 = 1.7N / (\sigma' v + 0.7)$$

$$R1 = 0.082(N1/1.7)^{(1/2)}$$

$$(N1 \leq 14)$$

$$= 0.082(N1/1.7)^{(1/2)} + 1.6 \times 10^{-4}(N1 - 14)^{4.5}$$

$$(14 < N1)$$

$$R2 = 0.21 \log_{10}(0.20 / D50)$$

$$(0.075 \leq D50 \leq 0.50)$$

$$= 0.084 \quad (D50 < 0.075)$$

$$R3 = 0.065 \log_{10}(Fc + 1)$$

$$(Fc \leq 50)$$

$$R2 + R3 = 0.0027Fc + 0.065$$

$$(50 < Fc)$$

$$R4 = -0.065 \log_{10} \sigma' v$$

$$(0.5 \leq \sigma' v \leq 1.5)$$

$$= 0.02 \quad (\sigma' v < 0.5)$$

$N$  : 標準貫入試験のN値  
 $D50$  : 平均粒径 (mm)  
 $Fc$  : 細粒分 (%)

地表最大加速度  $\alpha_{\max}$  を100~700galの範囲で50galごとのレベル値で液状化解析を行い、  $F_L$  値と  $P_L$  値を求める。

$P_L$  値は岩崎ら(1980)の手法を用いて求め、以下の3ランク表示で液状化の可能性を判定する。

- $15 < P_L$  : 液状化の可能性大  
 $5 < P_L \leq 15$  : 液状化の可能性小  
 $P_L \leq 5$  : 液状化の可能性なし

$F_L$  値は、表層6mの砂層構成との関係から「表層砂層のFL値による判定法」を作成し、液状化の可能性を「液状化の可能性大、中、小、なし」の4ランクで表示する。

表 II-2-3 表層砂層の  $F_L$  値による判定法(草野ら, 2001)

液状化層の出現震度Z(m) 表層砂層厚L(m)		FL<1.0 FL<0.8の出現震度				
		Z≤3 FL<0.8	Z≤3 0.8≤FL<	3≤Z≤6 0.8≤FL<1.0	3<Z≤6 0.8≤FL<1.0	6≤Z 1.0<FL
表層砂層の厚さ	3≤L	○	○	○	□	△
	2≤L<3	○	□	□	△	×
	1≤L<2	□	△	△	△	×
	0≤L<1	△	△	△	×	×

○ : 表層砂層の FL 判定による液状化の可能性大

□ : 表層砂層の FL 判定による液状化の可能性中

△ : 表層砂層の FL 判定による液状化の可能性小

× : 表層砂層の FL 判定による液状化の可能性なし

「 $P_L$  値による判定値（3 区分）」と「表層砂層の  $F_L$  値による判定法」とを表III-2-4 に示すクロステーブルによって統合し、液状化判定値として、液状化の可能性大、少、なしの 3 ランク表示で液状化の可能性を示している。

表 II-2-4 PL 値と表層砂層の FL 値による判定のクロステーブル(草野ら, 2001)

PL 値と FL 値による判定値		PL 値による判定		
		液状化の可能性 大	液状化の可能性 小	液状化の可能性 なし
FL 値による 判定	液状化の可能性 大	○	○	△
	液状化の可能性 中	○	△	○
	液状化の可能性 小	△	△	×
	液状化の可能性 なし	△	×	×

○ : 液状化の可能性大

△ : 液状化の可能性小

× : 液状化の可能性なし

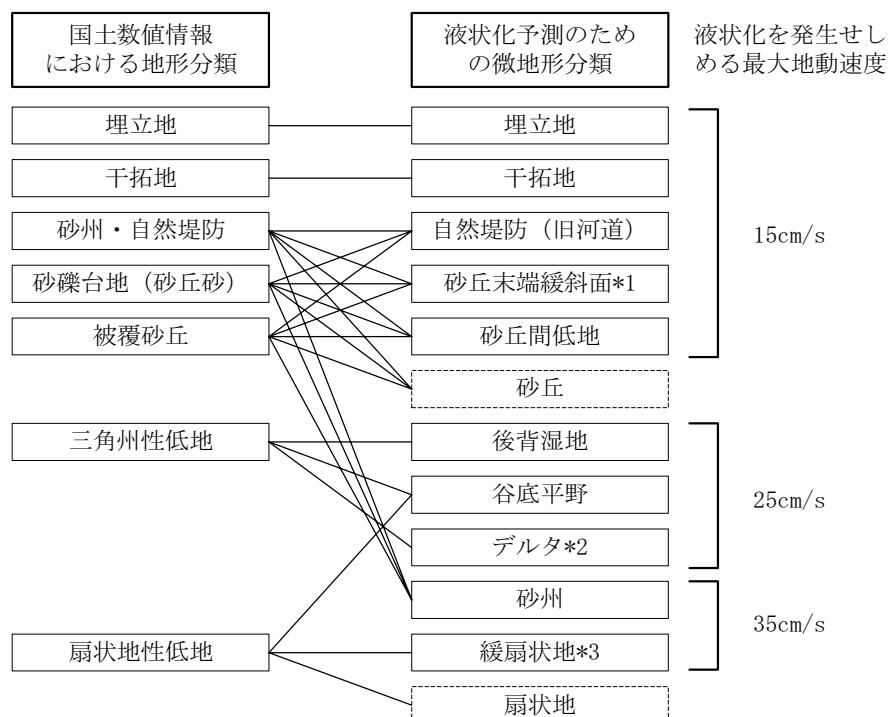
## 2-2. 地形データを用いる手法

### (1) 松岡ら(1993)の手法

○採用自治体：岩手県(04), 山形県(06), 栃木県(04)

松岡ら(1993)は、 $N$ 値や土の粒度などの地盤調査結果を用いずに、微地形分類と地表最大速度から液状化危険度を評価する手法を提案している。

この手法による千葉県東方沖地震(1987)時の液状化危険度の分布再現結果と、実際の液状化発生地点が比較的よく対応していることが確認されている。



\*1 砂丘と低地部との境界付近であり、砂丘縁辺部を含む

\*2 デルタ地帯と呼ばれる地形分類のうち、埋立地、干拓地などを除いた狭義のデルタを指す

\*3 扇頂から扇端までの平均縦断勾配が10/1000程度以下の扇状地を指す

図 II-2-5 國土數値情報の地形分類と液状化予測のための微地形分類との対応関係(松岡ら, 1993)

表 II-2-5 液状化危険度の評価基準(松岡ら(1993)より作成)

液状化危険度	地表最大速度	
	液状化が発生せしめる最大地動速度	
高い	1.25以上	
やや高い	1.00~1.25	
低い	0.75~1.00	

## 2-3. 液状化に伴う地盤沈下量の予測

2011年東北地方太平洋沖地震を受け、中央防災会議(2013)では液状化に伴う地盤沈下量を算出している。沈下量自体を予測項目として取り上げている自治体は多くないが、液状化による建物被害の項目で地盤沈下量をパラメータとして扱うために、その過程で算出している自治体もある（第III章1建物被害の項目を参照）。

○採用自治体：秋田県(13)

以下、秋田県(2013)の説明を示す。

液状化に伴う地盤沈下量は、「建築基礎構造設計指針」（日本建築学会、2001）に示されている補正N値と繰り返しせん断ひずみ $\gamma_{cy}$ 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こととした。

### 【補正N値(N<sub>a</sub>)の算出方法】

$$N_a = N_l + \Delta N_f$$

$$N_l = C_N \times N$$

$$C_N = \sqrt{98/\sigma'_z}$$

ここに、 $N_a$ ：補正N値

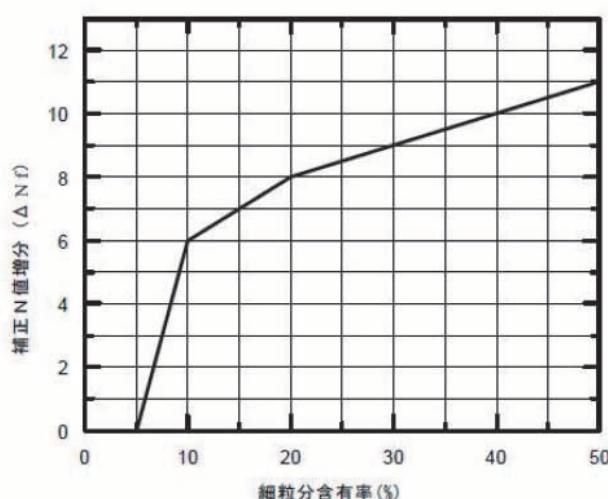
$N_l$ ：換算N値

$\Delta N_f$ ：細粒分含有率に応じた補正N値の増分（下図参照）

$C_N$ ：換算N値係数

$\sigma'_z$ ：検討深さにおける有効土被り圧（kN/m<sup>2</sup>）

$N$ ：実測N値



図II-2-6 細粒分含有率(Fc)と補正N値増分(△Nf)の関係(秋田県, 2013)

### 【沈下量の算出方法】

繰り返しせん断ひずみ  $\gamma_{cy}$  を下記グラフから読み取る際、繰り返しせん断ひずみ 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。

繰り返しせん断ひずみ  $\gamma_{cy}$  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した。

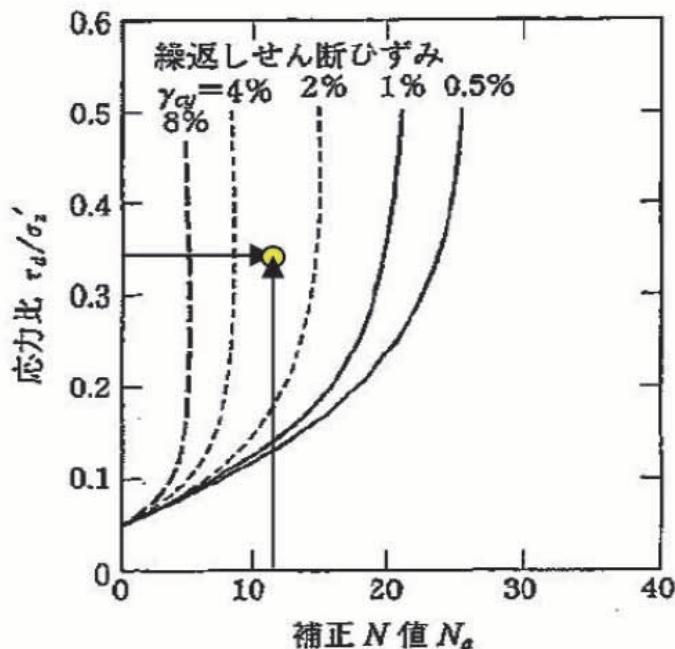
$$S = \sum_{i=0}^n (H_i \times \varepsilon_{v_i})$$

ここに、 $S$ ：沈下量

$H_i$  :  $F_L < 1.0$  となる土層  $i$  の層厚

$\varepsilon_{v_i}$  :  $F_L < 1.0$  となる土層  $i$  の体積ひずみ

$n$  :  $F_L < 1.0$  となる土層数



※本検討では、図中の縦軸「応力比  $\tau_d/\sigma'_z$ 」に「地震のせん断応力比  $L$ 」を適用する。

図 II-2-7 補正 N 値と繰り返しせん断ひずみの関係（秋田県、2013）

（出典：建築基礎構造設計指針、2001、日本建築学会）

表 II-2-6 各自治体の液状化危険度予測手法

自治体	区分	採用手法
青森県(97)	地盤	日本道路協会(1990), 岩崎ら(1980)
岩手県(04)	地形	松岡ら(1993)
宮城県(04)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
秋田県(13)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
山形県(06)	地形	松岡ら(1993)
福島県(98)	地盤	日本建築学会(1988), 岩崎ら(1980)
栃木県(04)	地形	松岡ら(1993)
群馬県(12)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
埼玉県(07)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
千葉県(08)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
東京都(12)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
神奈川県(09)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
新潟県(98)	地盤	日本道路協会(1990), 岩崎ら(1980)
富山県(11)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
福井県(98)	地盤	日本道路協会(1990), 岩崎ら(1980)
山梨県(05)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
長野県(02)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
岐阜県(13)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
静岡県(01)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
愛知県(03)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
三重県(06)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
滋賀県(05)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
大阪府(07)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
兵庫県(99)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
奈良県(05)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
鳥取県(05)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
島根県(12)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
岡山県(13)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
広島県(07)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
山口県(08)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
徳島県(05)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
香川県(13)		不明
愛媛県(02)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
高知県(13)		記述なし
福岡県(12)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
熊本県(13)	地盤	草野ら(2001)
大分県(13)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
宮崎県(07)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
鹿児島県(97)	地盤	日本道路協会(1990), 岩崎ら(1980) 日本建築学会(1988), 岩崎ら(1980)
札幌市(08)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
仙台市(02)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
さいたま市(09)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
千葉市(08)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
横浜市(12)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
川崎市(13)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
新潟市(07)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
名古屋市(99)	地盤	日本道路協会(1990), 岩崎ら(1980)
京都市(03)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
堺市(09)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)
広島市(08)	地盤	日本道路協会(1996・2002), 岩崎ら(1980)

(注1) 各自治体の報告書より作成（手法不明、予測未実施などの自治体を除く）。考え方の基本とした手法で分類した。

(注2) 地盤：地盤データを用いる手法 地形：地形データを用いる手法

### 3. 地盤崩壊危険性の予測

本節では、地盤崩壊危険性の予測として、斜面崩壊危険度（3-1）と宅地造成地の被災危険度（3-2）の予測手法について取り上げる。

#### 3-1. 斜面崩壊危険度

多くの自治体が地震時の斜面の崩壊危険性について予測を行っている。評価対象には、急傾斜地崩壊危険箇所、土石流危険渓流、地すべり危険箇所<sup>(注1)</sup>などがあるが、ここでは、急傾斜地崩壊危険箇所についての予測手法を中心に整理する。

(注1)・急傾斜地崩壊危険箇所

傾斜度30度以上、高さ5m以上の急傾斜地（人工の手が加わっている斜面も含みます）で、その斜面が崩れた場合に被害が出ると想定される区域内に、人家が5戸以上（5戸未満でも官公署、学校、病院、駅、旅館等のある場合を含みます）ある箇所

・土石流危険渓流

土石流の発生の危険性があり、1戸以上の人家（人家がなくても官公署・学校・病院及び社会福祉施設等の災害弱者関連施設・駅・旅館・発電所等の公共施設のある場合を含みます）に被害を生ずるおそれがある渓流

・地すべり危険箇所

地すべりを起こしている、あるいは起こす恐れのある区域で、河川、公共施設、人家等に損害を与える恐れのある箇所

以上、国土交通省HP (<http://www.mlit.go.jp/river/sabo/link132.htm>) より引用

他の想定項目とは異なり、予測手法や結果の表現方法（絶対的評価、相対的評価）は多様である。予測手法としては、通常時の崩壊危険度判定の結果を用いて地震時の危険度判定を行っている自治体が多い<sup>(注2)</sup>。

以下に、各自治体で採用されている次の手法の概略をまとめた。

(1) 急傾斜地震災対策危険度判定に基づく評価

①秋田県(1997)・福井県(1997)の手法

②宮城県(1997)の手法

③東京都(2006)の手法

④富山県(2011)の手法

⑤大分県(2007)の手法

⑥川崎市(2010)の手法

⑦愛知県(2003)の手法

⑧中央防災会議(2006)の手法

(2) 日本道路協会道路震災対策委員会(1986)の手法

(3) 山梨県(2004)の手法

(4) 長野県(2002)の手法

(5) 千葉県(2008)の手法

(6) 埼玉県(1992)の手法

(7) 神奈川県(2009)の手法

(8) 大阪府(2007)の手法

(9) 福岡県(2012)の手法

(注2) 手法の分類にあたり「急傾斜地震災対策危険度判定に基づく評価」に近いが、明確に本手法と判断できない自治体については、まとめずに個別に表記した。

## (1) 急傾斜地震災対策危険度判定に基づく評価

○採用自治体：秋田県(13), 栃木県(04), 埼玉県(07), 富山県(11), 福井県(97), 岡山県(13), 広島県(07), 山口県(08), 徳島県(05), 熊本県(13), 大分県(13), 札幌市(08), 千葉市(08), 横浜市(12), 川崎市(13), 新潟市(07), 広島市(08)

既往の地震による斜面崩壊事例を統計的に調査した結果にもとづき、急傾斜地震災対策危険度判定基準が作成され、各急傾斜地の危険度判定が行われている。各自治体では、この判定結果を参考に地震力の大きさの違いを考慮した評価基準を設定している。

急傾斜地震災対策危険度判定基準は、「素因要素」「管理要素」「参考要素」から構成されているが、自治体の被害想定で使われているのは、「素因要素」と「管理要素」（あるいは「素因要素」のみ）である。

表 II-3-1 急傾斜地震災対策危険度判定基準（素因要素）

項目	小項目名	点数	備考
①斜面高 (H)m	H < 10	3	
	10 ≤ H < 30	7	
	30 ≤ H < 50	8	
	50 ≤ H	10	
②斜面勾配 (α)	α < 1:1.0	1	
	1:1.0 ≤ α < 1:0.6	4	
	1:0.6 ≤ α	7	
③オーバーハング	構造物のない斜面のオーバーハング	7	岩の斜面などで一見してオーバーハングとみられるもの
	構造物のある斜面のオーバーハング	4	
	なし	0	
④斜面の地盤	斜面の表面に転石・浮石が多い	10	上位のものを用いる。 例えば、土砂で表面に転石・浮石が多いものは10点とする。
	切土法面に玉石が多い	7	
	風化変質・亀裂の発達した岩	6	
	礫混じり土砂	5	
	風化変質した岩	4	
	亀裂の発達した岩	4	
	土砂	4	
	粘質土	1	
⑤表土の厚さ	亀裂の発達していない岩	0	
	0.5m以上	3	
⑥湧水	0.5m未満	0	表土とは表面の腐植土・表土有機質を指す。但し、表土下に非常にルーズな崩石があれば、それも含める。
	有	2	
⑦落石・崩壊頻度	無	0	常時見られる湧水を指す。
	年1回以上	5	
	年1回未満	3	
合 計	なし	0	道路交通または道路構造物に損傷を与えない程度の軽微な落石・のり崩れ等をさす。
上記各項目の合計			

表 II-3-2 急傾斜地震災対策危険度判定基準（管理要素）

項目	小項目名	点数	備考
⑧斜面の異常・変状	あり	a	
	なし	c	
⑨斜面安定工の異常・変状	あり	a	
	なし	c	
⑩家屋等に被害を与えた落石、崩壊	あり	a	
	なし	c	
⑪斜面上の有害行為	顕著である	a	
	若干みられる	b	
	なし	c	
⑫斜面安定工による斜面の安定度	やや低い	a	
	普通	b	
	高い	c	

表 II-3-3 斜面崩壊危険度判定基準

素因要素7項目の合計		13点以下	14~23点	24点以上
管理要素 ⑧～⑪	aが1つ以上	(A)	(A)	(A)
	bが1つあとはc	(B)	(A)	(A)
	全部がc	(C)	(B)	(A)

(A), (B), (C)は、表 II-3-4以降の(A), (B), (C)に対応

### ①秋田県(1997)・福井県(1997)の手法

○採用自治体：秋田県(13), 福井県(97)

素因要素（表 II-3-1）7項目の合計点と管理要素（表 II-3-2）4項目のクロスチェックから第1段階の判定（表 II-3-3）を行い、その結果と管理要素⑫から、崩壊危険性を判定している。

表 II-3-4 斜面崩壊危険度判定基準

表 II-3-3判定結果		(A)	(B)	(C)
管理要素⑫	a	A	A	B
	b		B	
	c	B	C	C

A：落石・崩壊の可能性が高い

B：落石・崩壊の可能性あり

C：落石・崩壊の可能性が低い

表 II-3-5 斜面判定結果と震度別崩壊危険度の関係

自治体名	斜面判定 結果	震 度				
		4 以下	5 弱	5 強	6 弱	6 強以上
秋田県(97) 福井県(97)	A	I	II		III	
	B		I	II		III
	C		I		II	III

I : 危険度が低い II : 危険度がある III : 危険度が高い

## ②宮城県(1997)の手法

○採用自治体：栃木県(04)

素因要素（表 II-3-1）7項目の合計点と想定震度の関係から判定している。

表 II-3-6 震度による判定ランクの振り分け(宮城県, 1997)

震度 \ 基準要素点	13点以下	14~23点	24点以上
6 強～7	A	A	
6 弱	B	A	A
5 強		B	
5 弱	C	C	B
4			C

A : 落石・崩壊の可能性が高い B : 可能性あり C : 可能性が低い

### ③東京都(2006)の手法

○採用自治体:埼玉県(07), 岡山県(13), 熊本県(13), 千葉市(08)

宮城県(1997)の手法を東京都の斜面データに合わせて作成し, 素因要素7項目の合計点と想定震度の関係から判定している。

表 II-3-7 急傾斜地地震災対策危険度判定基準(東京都, 2006)

大項目	データ項目	小項目		点数
①斜面高(H)m	・斜面の高さ	50≤H	10	
		30≤H<50	8	
		10≤H<30	7	
		H<10	3	
②斜面勾配(α)	・傾斜度	59° ≤ α	7	
		45° ≤ α < 59°	4	
		α < 45°	1	
③オーバーハング	・地表の状況	オーバーハングあり	4	
		オーバーハングなし	0	
④斜面の地盤	・地表の状況	亀裂が発達、開口しており転石、浮石が点在する	10	
		風化、亀裂が発達した岩である	6	
		礫混じり土、砂質土	5	
		粘質土	1	
		風化、亀裂が発達していない岩である	0	
⑤表土の厚さ	・表土の厚さ	0.5m以上	3	
		0.5m未満	0	
⑥湧水	・湧水	有	2	
		無	0	
⑦落石・崩壊歴	・崩壊歴	新しい崩壊地がある	5	
		古い崩壊地がある	3	
		崩壊地は認められない	0	

出典：急傾斜地崩壊危険個所カルテを用いた地震時斜面危険度予測方式（昭和62年, 宮城県）に基づき, 東京都の斜面データにあわせて作成

表 II-3-8 震度による危険度ランク判定基準(東京都, 2006)

震度	基準要素点	13点以下	14~23点	24点以上
6強以上	A	A	A	
6弱	B	A	A	
5強	C	B	A	
5弱	C	C	B	
4	C	C	C	

出典：宮城県急傾斜地斜面崩壊危険個所カルテを用いた地震時斜面危険度予測方式（昭和62年, 宮城県）  
(注1)点数と危険度ランクの関係は, 道路震災対策委員会（昭和61年）による法面・斜面耐震判定方式に基づく

#### ④富山県(2011)の手法

○採用自治体:富山県(11)

素因要素(表II-3-1)を変更して用い、素因要素7項目の合計点と想定震度の関係から判定している。

表II-3-9 急傾斜地耐震性評価基準(富山県, 2011)

道路震災対策便覧の評価基準			本調査の急傾斜地耐震性評価基準			
項目	判定条件	点数	資料項目	判定条件	点数	備考
①斜面高(H) m	H<10 10≤H<30 30≤H<50 50≤H	3 7 8 10	地形要因:斜面高さ	評価基準と同じ		
②斜面勾配(α)	α<1:1.0 1:1.0≤α<1:0.6 1:0.6≤α	1 4 7	地形要因:傾斜度	傾斜度45度以下 傾斜度45度~60度 傾斜度60度以上	1 4 7	
③オーバーハング	構造物のない斜面のオーバーハング 構造物のある斜面のオーバーハング なし	7 4 0	地形要因:横断形状、対策工	横断形状=1 斜面形状<>1	4 0	斜面形状:図5.2.2参照
④斜面の地盤	斜面の表面に転石・浮石が多い 切土法面に玉石が多い 風化変質・亀裂の発達した岩 礫混じり土砂 風化変質した岩 亀裂の発達した岩 土砂 粘質土 亀裂の発達していない岩	10 7 6 5 4 4 4 1 0	地質・土質要因:地表状況	地表状況=1 地表状況=2 地表状況=3 地表状況=4 地表状況=5	10 6 4 1 0	亀裂が発達、開口しており転石、浮石が点在する 風化、亀裂が発達した岩である れき混じり土、砂質土 粘質土 風化、亀裂が発達していない岩である
⑤表土の厚さ	0.5m以上 0.5m未溝	3 0	地質・土質要因:表土の厚さ	50cm以上 50cm未溝	3 0	
⑥湧水	有 無	2 0	環境要因:湧水	有無=1 有無=2	2 0	
⑦落石・崩壊頻度	年1回以上 年1回未溝 なし	5 3 0	環境要因:調査斜面	崩壊履歴=2 崩壊履歴=1 崩壊履歴=3	5 3 0	新しい崩壊地がある 古い崩壊地がある 崩壊地は認められない

表II-3-10 急傾斜地崩壊危険箇所の耐震性危険度ランク判定基準(富山県, 2011)

耐震性危険度ランク	a	b	c
評価点	24点以上	14~23点	13点以下

表II-3-11 急傾斜地危険箇所の地震時危険度ランク判定基準(富山県, 2011)

耐震性危険度ランク	計測震度			
	～5弱	5強	6弱	6強～
a	C	B	A	A
b	C	C	B	A
c	C	C	B	B

## ⑤大分県(2007)の手法

○採用自治体:大分県(13)

急傾斜地地震対策危険度判定表および計測震度を加味した判定ランクを示している。

表 II-3-12 急傾斜地地震災対策危険度判定基準(大分県, 2007)

項目	小項目名	点数	備考
①斜面高 (H)m	H<10	3	
	10≤H<30	7	
	30≤H<50	8	
	50≤H	10	
②斜面勾配 (α)	α<1:1.0	1	
	1:1.0≤α<1:0.6	4	
	1:0.6≤α	7	
③オーバーハンプ	構造物のない斜面のオーバーハンプ	7	
	構造物のある斜面のオーバーハンプ	4	
	なし	0	岩の斜面などで一見してオーバーハンプと見られるもの
④斜面の地盤	斜面の表面に転石・浮石が多い	10	
	切土法面に玉石が多い	7	
	風化変質・亀裂の発達した岩	6	
	礫混じり土砂	5	
	風化変質した岩	4	
	亀裂の発達した岩	4	
	土砂	4	
	粘質土	1	
	亀裂の発達していない岩	0	
⑤表土の厚さ	0.5m以上	3	表土とは表面の腐植土・表土有機質を指す。但し、表土下に非常にルーズな崩石があれば、それも含める。
	0.5m未満	0	
⑥湧水	有	2	常時見られる湧水を指す。
	無	0	
⑦落石・崩壊頻度	年1回以上	5	道路交通または道路構造物に損傷を与える程度の軽微な落石・法崩れ等を指す。
	年1回未満	3	
	なし	0	
合計			

表 II-3-13 急傾斜地地盤危険箇所における耐震性危険度判定ランク(大分県, 2007)

耐震性危険度ランク	a	b	c
評価点	24点以上	14~23点	13点以下

表 II-3-14 急傾斜地地盤危険箇所における地震時危険度判定ランク(大分県, 2007)

耐震性危険度ランク	計測震度			
	～5弱	5強	6弱	6強～
a	C	B	A	A
b	C	C	B	A
c	C	C	B	B

ランク A : 地震による崩壊の危険が高い(50%が崩壊の可能性がある)

ランク B : 地震による崩壊の可能性がある (10%が崩壊の可能性がある)

ランク C 地震による崩壊の可能性はほとんどない

## ⑥川崎市(2010)の手法

○採用自治体:横浜市(12), 川崎市(13)

素因要素（表II-3-1）7項目の合計点から定めた、斜面の危険度ランクと想定震度の関係から判定している。

表II-3-15 急傾斜地の斜面及び震度による危険度ランク判定基準(川崎市, 2010)

斜面 震度	斜面の危険度ランク		
	a	b	c
	24点以上	14~23点	13点以下
震度6強以上	A	A	A
震度6弱	A	A	B
震度5強	A	B	C
震度5弱	B	C	C

ランクA：相対的に危険が高い

ランクB：相対的に危険と考えられる

ランクC：相対的に危険性が低い

斜面対策工が概成している場合はランクCとする

○横浜市(12)では…

川崎市の判定表をもとに、震度4.5を追加している。

表II-3-16 急傾斜地崩壊危険箇所における地震時危険度判定ランク (横浜市, 2012)

要素点ランク 計測震度	基準要素点	c	b	a
		13点以下	14~23点	24点以上
6.0以上	A	A	A	A
5.5以上 6.0未満	B	A	A	A
5.0以上 5.5未満	C	B	A	A
4.5以上 5.0未満	C	C	B	B
4.5未満	C	C	C	C

### ○判定ランクの説明

- ・ランクA：崩壊の危険度が高い
- ・ランクB：崩壊の危険度がやや高い
- ・ランクC：崩壊の危険度が低い

### ○対策工の効果

対策工が施され、対策工に異常がない場合には、A, B, Cランクを1ランク下げる

## ⑦愛知県(2003)の手法

○採用自治体：徳島県(05), 札幌市(08), 新潟市(07)

急傾斜地崩壊危険箇所現況調査票に基づく斜面の要素を点数付けし、平常時(降雨時)の危険度ランク[(A), (B), (C)]を判定し、それと地震時の危険度判定(A, B, C)を行う方法。

表 II-3-17 平常時(降雨時)の急傾斜地崩壊危険度の判定基準(札幌市, 2008)

項目	小項目	点数
斜面高 (H)	H ≥ 50m	10
	50m > H ≥ 30m	8
	30m > H ≥ 10m	7
	10m > H	3
斜面勾配 (θ)	θ ≥ 59°	7
	59° > θ ≥ 45°	4
	45° > θ	1
オーバーハング	有(自然斜面)	7
	有(人工斜面)	4
	無	0
斜面の地盤 (地表の状況)	亀裂が発達・開口しており転石・浮石 が点在する。	10
	風化・亀裂の発達した岩	6
	礫混り土・砂質土	5
	粘質土	1
	風化・亀裂の発達していない岩	0
表土の厚さ	0.5m以上	3
	0.5m未満	0
湧水状況	有	2
	無	0
過去の崩壊	有	4
	無	0

表 II-3-18 地震時の急傾斜地崩壊危険度の判定基準(札幌市, 2008)

震度	平常時のランク		
	(C)	(B)	(A)
6強以上	A	A	A
6弱	B	A	A
5強	C	B	A
5弱	C	C	B
4以下	C	C	C

ランクA：危険性が高い

ランクB：危険性がある

ランクC：危険性がほとんどない

(注1)なお、急傾斜地崩壊危険箇所で対策工が施されており、異常なしの場合は上表からさらに1ランク評価を下げるることとする(A→B, B→C)

なお、札幌市では地すべり危険箇所、雪崩危険箇所についても危険度評価を行っている。

地すべり危険箇所判定表に基づく平常時(降雨時)の危険度ランクに基づいて、地震時の危険度判定を実施している。地震時の危険度ランクの判定基準は静岡県(1999)を参考にしている。

表 II-3-19 平常時(降雨時)の地すべり危険度の判定基準(札幌市, 2008)

項目	小項目	点数
斜面高 (H)	$H \geq 50m$	5
	$50m > H \geq 30m$	4
	$30m > H \geq 10m$	3
	$10m > H$	1
斜面勾配 ( $\theta$ )	$\theta \geq 59^\circ$	7
	$59^\circ > \theta \geq 45^\circ$	4
	$45^\circ > \theta$	1
オーバーハング	無とみなす	0
斜面の地盤	風化岩盤	6
	レキ混り土砂	5
	砂質土	4
	粘性土	1
表土の厚さ	0.5m以上とみなす	3
湧水状況	多	2
	少	1
	無	0
過去の崩壊	亀裂または陥没・隆起有り AND 地すべり履歴有り	5
	亀裂または陥没・隆起有り OR 地すべり履歴有り	3
	両者とも無し	0

表 II-3-20 地震時の地すべり危険度の判定基準(札幌市, 2008)

震度	平常時のランク		
	(C) 13点以下	(B) 14~23点	(A) 24点以上
6 強以上	A	A	A
6 弱	B	A	A
5 強	C	B	A
5 弱	C	C	B
4 以下	C	C	C

ランク A : 危険性が高い

ランク B : 危険性がある

ランク C : 危険性がほとんどない

(注1)なお、急傾斜地崩壊危険箇所で対策工が施されており、異常なしの場合は上表からさらに1ランク評価を下げるここととする(A→B, B→C)

雪崩は、雪崩危険箇所現況調査票に基づく危険度ランクに基づいて、地震時の危険度判定を実施する。地震時の危険度ランクの判定基準は山形県(1998)を参考にしている。

表 II-3-21 雪崩危険度の判定基準(札幌市, 2008)

要因	階級	点数
①雪崩発生域の傾斜 ( $\theta$ )	$\theta \geq 40^\circ$	10
	$40^\circ > \theta \geq 30^\circ$	7
	$30^\circ > \theta$	4
②雪崩発生域の植生	裸地, 軍地, 樹高2m未満のカン木樹冠密度20%未満	10
	中木 20~50%, 低木 20~100%	9
	高木 20~50%, 中木 50%以上	7
	高木 50%以上	4
③雪崩流送域の植生	裸地, 軍地, 樹高2m未満のカン木樹冠密度20%未満	6
	中木 20~50%, 低木 20~100%	5
	高木 20~50%, 中木 50%以上	3
	高木 50%以上	0
④積雪深	300cm以上	9
	200~300cm	7
	100~200cm	6
	100cm未満	0
⑤雪崩発生頻度	1~2年間程度に1回以上	5
	3~9年間程度に1回以上	4
	10~49年間程度に1回以上	2
	50年間程度以上に1回	1
	発生したことがない	0

(注1) 雪崩発生域の傾斜とは、雪崩発生域の平均傾斜をいう。

(注2) 積雪深とは、既往最大積雪深をいう。

(出典：建設省河川局砂防部傾斜地保全課「雪崩危険箇所点検要領」)

表 II-3-22 地震時の雪崩危険度の判定基準(札幌市, 2008)

震度	平常時のランク		
	(C) 10点以下	(B) 10~20点	(A) 20点以上
6 強以上	B	A	A
6 弱	C	B	A
5 強	C	C	B
5 弱以下	C	C	C

ランクA：危険性が高い

ランクB：危険性がある

ランクC：危険性がほとんどない

## ⑧中央防災会議(2006)の手法

○採用自治体：広島県(07), 山口県(08), 広島市(08)

「急傾斜地崩壊危険箇所調査」（平成14 年度公表）を、地形地質状況をもとに点数付けし、その合計点数（基準要素点）に応じて耐震ランクを設定している。

なお広島県・広島市は中央防災会議(2006)を、山口県は中央防災会議(2007)を参考にしているが、項目・点数ともに変化はない。

広島県・広島市は、地盤の特徴を考慮し、点数を一部変更して用いている。

表 II-3-23 耐震ランクの設定手法(広島県, 2007)

大項目	データ項目	小項目	点数
①斜面高(H)m	斜面の高さ	50≤H	10
		30≤H<50	8
		10≤H<30	7
		H<10	3
②斜面勾配( $\alpha$ )	傾斜度	59° ≤ $\alpha$	7
		30° (45°) ≤ $\alpha$ < 59°	4
		$\alpha$ < 30° (45°)	1
③オーバーハング	横断形状	オーバーハングあり	4
		オーバーハングなし	0
④斜面の地盤	地表の状況	亀裂が発達, 開口しており転石, 浮石が点在する	10
		風化, 亀裂が発達した岩である	6
		礫混じり土, 砂質土	5
		粘性土	1
		風化, 亀裂が発達していない岩である	0
⑤表土の厚さ	表土の厚さ	0.5m以上	3
		0.5m未満	0
⑥湧水	湧水	有	4(2)
		無	0
⑦落石・崩壊頻度	崩壊履歴	新しい崩壊地がある	5
		古い崩壊地がある	3
		崩壊地は認められない	0

※( )内の数値は中央防災会議(2006)で使用された値

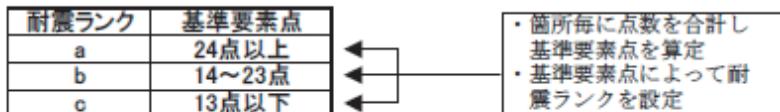


表 II-3-24 危険度ランク判定テーブル(広島県, 2007)

震度	耐震ランク	a	b	c
6強以上	A	A	B(A)	
6弱	A	B(A)	B	
5強	B(A)	B	C	
5弱	B	C	C	
4	C	C	C	

(注1) ( ) 内は中央防災会議(2006)で使用された値

A : 発生する可能性が高い

B : 発生する可能性がある

C : 発生する可能性は低い

## (2)日本道路協会 道路震災対策委員会(1986)の手法

○採用自治体：宮城県(04), 群馬県(12), 新潟県(98), 愛媛県(02)

日本道路協会 道路震災対策委員会(1986)による法面・斜面耐震判定方法をもとに、各自治体の斜面の特徴を考慮した急傾斜地崩壊危険箇所の地震時崩壊危険度評価を行っている。

下表に示す7項目について採点基準を定め、合計点数と想定震度の関係から崩壊危険度を判定している。

表 II-3-25 斜面崩壊危険度判定基準（1）

項目	小項目名	点数	備考
斜面高	50m以上	10	
	30~50m	8	
	10~30m	7	
	10m未満	3	
斜面勾配	60° 以上	7	
	45° ~60°	4	
	45° 未満	1	
オーバーハング 遷急線 縦断形状	オーバーハングあり 遷急線が非常に明瞭	7	斜面形状の要素としてオーバーハング以外に遷急線、斜面縦断形状を考慮
	遷急線が明瞭 凸型斜面	4	
	遷急線は不明瞭 直線型、凹型斜面	0	
地表の状態	亀裂が発達、開口しており、 転石・浮石が点在する	10	
	風化、亀裂が発達した岩である	6	
	礫混じり砂、砂質土	5	
	粘性土	1	
	風化、亀裂が発達していない岩	0	
表土の厚さ	0.5m以上	3	
	0.5m未満	0	
湧水	有	2	常時見られる湧水を指す
	無	1	
崩壊履歴	当該斜面に新しい崩壊地あり	5	落石、崩壊頻度の代わりに履歴を採用
	当該斜面に古い崩壊地あり	3	
	崩壊地は認められない	0	
第一次判定ランク			
合計点数		24以上	a
		14~23	b
		13以下	c

表 II-3-26 斜面崩壊危険度判定基準（2）

二次判定	一次判定ランク		
	a	b	c
対策工なし、未完成	a'	b'	c'
対策工既成	c'	c'	c'

表 II-3-27 地震時の斜面崩壊危険度判定ランク

第二次判定ランク	震度階級				
	～4	5弱	5強	6弱	6強～
a'	C	B		A	
b'		C	B		A
c'		C			B

A : 危険度が高い, B : 危険度がやや高い, C : 危険度は低い

なお、新潟県(1998)では、土石流危険渓流、地すべり危険箇所、雪崩危険箇所についても危険度評価を行っている。これらは、通常時の危険度判定結果(A, B, Cあるいはa1, b1, c1)を表 II-3-27の第二次判定ランク(a', b', c')にそれぞれあてはめて危険度判定を行っている。

群馬県(2012)では、林野庁(2006)を用いて山腹崩壊危険地区の評価と合わせて行っている。

表 II-3-28 検討した急傾斜地の数量一覧表(林野庁, 2006)

		全箇所数	検討箇所数	備考
急傾斜地崩壊危険箇所 (上の方が危険度が高い)	ランク 1		389	表 7.3-1 より 24 点以上
	ランク 2		2,854	表 7.3-1 より 14～23 点
	ランク 3		945	表 7.3-1 より 13 点以下
	小計	4,188	4,188	
山腹崩壊危険地区 (上の方が危険度が高い)	ランク a	250	250	林野庁(2006)によりランク分け済み
	ランク b	510	510	
	ランク c	893	893	
	ランク無	98	0	
	小計	1,751	1,653	
合 計		5,939	5,841	

注：検討箇所は、診断書（カルテ）のある地点について実施した。

林野庁(2006)：別記1 山腹崩壊危険地区調査実施要領、山地災害危険地区調査要領、平成18年7月

表 II-3-29 地震時における斜面被害の相対的な危険度ランク

(日本道路協会道路震災対策委員会, 1986)

計測震度	斜面の危険度ランク		
	3またはc	2またはb	1またはa
6.0 以上	A	A	A
5.5 以上～6.0 未満	B	A	A
5.0 以上～5.5 未満	C	B	A
4.5 以上～5.0 未満	C	C	B
4.5 未満	C	C	C

〔(相対的な) 地震時危険度ランク A, B, C 〕の説明

- ・ランク A : 斜面被害の危険性が高い
- ・ランク B : 斜面被害の危険性がある
- ・ランク C : 斜面被害の危険性が低い
- ・その他>
- ・対策工が既成の場合は、地震時危険度ランクをCとする。

### (3) 山梨県(2005)の手法

○採用自治体：山梨県(05)

斜面勾配と過去の崩壊についての点数設定が、日本道路協会 道路震災対策委員会(1986)と一部異なる。震度による判定ランクの振り分けは、宮城県(1997)の手法（表II-3-6）を用いている。

表II-3-30 斜面崩壊危険度判定基準(山梨県, 2005)

項目	小項目名	点数	項目	小項目名	点数
斜面高	50m以上	10	斜面の地盤	亀裂が発達、開口しており、転石・浮石が点在する	10
	30~50m	8		風化、亀裂が発達した岩	6
	10~30m	7		礫混じり土・砂質土	5
	10m未満	3		粘質土	1
斜面勾配	$\theta \geq 59^\circ$	7		風化・亀裂の発達していない岩	0
	$59^\circ > \theta \geq 45^\circ$	4	表土の厚さ	0.5m以上	3
	$45^\circ > \theta$	1		0.5m未満	0
オーバーハング	有 自然斜面	7	湧水	有	2
	有 人工斜面	4		無	0
	無	0	過去の崩壊	有	4
				無	0

### (4) 長野県(2002)の手法

○採用自治体：長野県(02)

過去の地震では斜面の対策工が実施されている箇所では崩壊が発生しないケースが多いことから、対策工の有無別に下表のような地震時の崩壊危険度基準を設定し、個々の斜面の崩壊危険度を判定している。

さらに、地域の危険性を表すため500mメッシュ単位での危険度も求めている。個々の斜面の危険度ランクに点数を設定し(a:2点, b:1点, c:0点)，500mメッシュ単位での合計点数により地域の危険度を3ランクに区分している(A:危険度高い, B:危険度がやや高い, C:危険度は低い)。

表II-3-31 地震時における斜面崩壊の危険度判定表(長野県, 2002)

対策工	震度階級				
	～4	5弱	5強	6弱	6強
対策工なし、未完成	c	c	b	a	a
対策工既成	c	c	c	b	b

## (5) 千葉県(2008)の手法

○採用自治体：千葉県(08), 東京都(12)

地震時の崖崩れ等の被災危険性を、降雨による危険度判定結果（従来の評価）に地震動による影響を加えて評価している。

表 II-3-32 急傾斜地の危険性評価(千葉県, 2008)

計測震度 斜面の危険度 ランク	斜面の危険度ランク		
	3 = (C)	2 = (B)	1 = (A)
6.0以上	A	A	A
5.5以上6.0未満	B	A	A
5.0以上5.5未満	C	B	A
4.5以上5.0未満	C	C	B
4.5未満	C	C	C

<地震時ランク A, B, C >の説明

- ・ランク A : 危険性が高い
- ・ランク B : 危険性がある
- ・ランク C : 危険性が低い

<その他>

- ・対策工が既成の場合は、地震時ランク C とする。

○東京都(12)では…

各急傾斜地崩壊危険箇所・山腹崩壊危険地区の位置に各地震の震度分布を当てはめて、震度に応じた急傾斜地等地震危険度判定ランク（下表）に基づき、地震時の相対的な危険度ランクを求めた。次ページより、基になった急傾斜危険地の降雨の斜面危険度ランクと、4つの地震ごとに算定した地震時の斜面危険度ランクを示している。

表 II-3-33 急傾斜地の危険性評価(東京都, 2012)

図表 急傾斜地等地震危険度判定ランク

震度 斜面の 危険度ランク	斜面の危険度ランク（降雨危険度）		
	3 = (C)	2 = (B)	1 = (A)
6 強以上	A	A	A
6 弱	B	A	A
5 強	C	B	A
5 弱	C	C	B
4	C	C	C

<地震時ランク A, B, C >の説明

- ・ランク A : 危険性が高い
- ・ランク B : 危険性がある
- ・ランク C : 危険性が低い

<その他>

- ・急傾斜地崩壊防止施設施工済みの地区は、地震時ランク C とする。

## (6) 埼玉県(1992)の手法

○採用自治体：青森県(97)

急傾斜地崩壊危険箇所および地すべり危険箇所などの斜面を対象とし、現況調査の危険度ランクに基づいた評価を行っている。

表 II-3-34 斜面の被害危険度ランク(埼玉県(1992)より作成)

現況調査の危険度ランク	震 度				
	～4	5弱	5強	6弱	6強～
A	3	2		1	
B		3	2		1
C		3		2	1

1：被害危険度高い 2：被害危険度やや高い 3：被害危険度低い

○青森県(97)では…

土石流危険度箇所についても、同様に以下の基準に基づいて判定を行っている。

表 II-3-35 土石流危険箇所の被害危険度ランク(青森県, 1996)

現況調査の危険度ランク	震 度				
	～4	5弱	5強	6弱	6強～
A	3	2		1	
B	4	3	2		1
C		4	3	2	1
D		4		3	2

1：被害を受ける可能性大 2：可能性やや大 3：可能性中 4：可能性小

## (7) 神奈川県(2009)の手法

○採用自治体：神奈川県(09), 島根県(12)

1978年宮城県沖地震の被害データを用いて設定された斜面の危険度ランクのデータと震度を用いて、以下の表の基準で斜面の地震時の危険度ランクを判定している。

表 II-3-36 急傾斜地の震度による危険度ランク判定基準(神奈川県, 2009)

震度	斜面の危険度ランク		
	a	b	c
震度6強以上	A	A	A
震度6弱	A	A	B
震度5強	A	B	C
震度5弱	B	C	C
震度4以下	C	C	C

ランク A：危険性が相対的に高い

ランク B：危険性が平均的であると考えられる

ランク C：危険性が相対的に低い

斜面対策工が概成している場合は、ランク C とする

#### (8) 大阪府(2007)の手法

○採用自治体：大阪府(07)

地震時の斜面災害危険箇所となる場所とその影響量を、土砂災害危険箇所分布(大阪府都市整備部調査)をもとに推計している。

#### (9) 福岡県(2012)の手法

○採用自治体：福岡県(12)

急傾斜地崩壊危険箇所について、個々の斜面における地形や地被の状況（地震動に対し斜面のもつ崩壊の素因的条件）と、当該斜面の存在するメッシュにおける地表面加速度の大きさから斜面の崩壊危険度を予測している。なお、地表面加速度による重みづけは、損害保険料率算定会(1994)による、地表面最大加速度と崩壊率との関係を用いて配点を設定している。

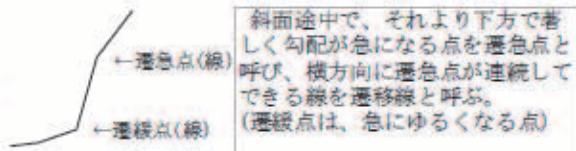
表 II-3-37 地表最大加速度の地震崩壊に対する配点(福岡県, 2012)

地表最大加速度	配点
1,000gal以上	5
900～1,000gal未満	4
800～900gal未満	3
700～800gal未満	2
550～700gal未満	1
450～550gal未満	-1
350～450gal未満	-2
250～350gal未満	-3
100～250gal未満	-4
0～100gal未満	-5

表 II-3-38 斜面崩壊危険度の配転表（斜面の形状及び地被状況に関する項目）（福岡県, 2012）

要因	分類	配点	備考
斜面勾配	61~90°	5	勾配が急になるほど、斜面崩壊の危険性は高くなると考えられ、一般に斜面勾配が30°以上の場合で崩壊の危険性が高い。
	51~60°	3	
	41~50°	2	
	31~40°	1	
	21~30°	-1	
	11~20°	-3	
	0~10°	-5	
斜面形状	上昇型	2	斜面の縦断形状により分類を行っており、一般には上昇型（縦断形状が凸型）の斜面が崩壊危険性が高い。
	平衡型	-2	
	下降型	-3	
植生	裸地	3	一般的に杉などの針葉樹は、広葉樹に比べると成長が早く、山地や斜面の保水効果に寄与することが多い。また、広葉樹は温帯から熱帯に多く、一方、杉などの針葉樹は、地すべりの多い東北地方など温帯北部から冷帯に分布し、効果が確かめられている。
	広葉樹	1	
	針葉樹	-1	
遷急線	有	2	遷急線が明瞭な斜面では、遷急線付近から崩壊を生じる危険性が高い。
	無	-2	

斜面の縦断形状による分類



斜面途中で、それより下方で著しく勾配が急になる点を遷急点と呼び、横方向に遷急点が連続してできる線を遷移線と呼ぶ。  
(遷緩点は、急にゆるくなる点)

表 II-3-39 危険度ランクの設定と崩壊発生率(福岡県, 2012)

危険度ランク	配点	危険度	3地震での平均発生率
A	-1 ~	高い	77%
B	-2 ~ -6	やや高い	48%
C	~-7	低い	22%

### 3-2. 宅地造成地の被災危険度

宮城県沖地震(1978)において仙台市の宅地造成地に大規模な被害が発生し、造成地の地震被害への関心が高まった。兵庫県南部地震(1995)でも、神戸市灘区から兵庫区の六甲山麓の宅地造成地で被害が発生している。被害としては、造成地の盛土部分や盛土と切土の境界で発生しやすく、旧地形の傾斜が大きいほど被害が大きいといわれている。

以下に、各自治体で採用されている次の手法（被害判定基準）の概略をまとめるとする。

(1) 宮城県(2004)の手法

(2) 青森県(1997)の手法

いずれの自治体も、宮城県沖地震(1978)時の造成地被害を分析し、旧地形の傾斜度、盛土厚、震度によって被害ランクを予測する手法を採用している。

#### (1) 宮城県(2004)の手法

○採用自治体：宮城県(04)

面積10ha以上の大規模宅地造成地を想定対象とし、旧地形の傾斜度、盛土厚、震度により被害を予測している。

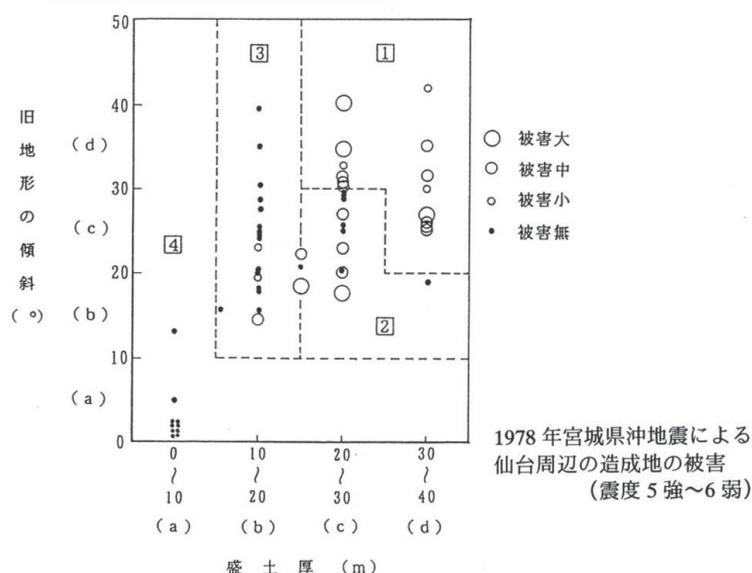


図 II-3-1 旧地形の傾斜、盛土厚と家屋の被害率の関係(宮城県, 2004)

表 II-3-40 造成地被害の判定基準(宮城県(2004)より作成)

分類	震 度				
	～4弱	4強～5弱	5強	6弱	6強～7
①	C	B		A	
②		C	B		A
③			C	B	A
④			C		B

(注1) □内の数字は図 II-3-1と対応。

表 II-3-41 被害のおよその内容(宮城県, 2004)

判定	家屋	地下埋設物	地盤
A	倒壊する家屋あり	被害あり	崩壊, 龜裂などがみられる
B	倒壊する家屋の での可能性あり	被害の可能性あり	小亀裂, 小崩壊 などの可能性あり
C	被害の可能性小	被害の可能性小	被害の可能性小

## (2) 青森県(1997)の手法

○採用自治体：青森県(97)

1991年から1994年に開発された面積1ha以上の宅地造成地を想定対象とし、旧地形の傾斜度、盛土厚、震度により被害を予測している。

表 II-3-42 造成地の被害予測判定基準(青森県, 1997)

旧地形の傾斜度(°)	盛土厚(m)	判 定		
		震 度		
		~4	5(弱・強)	6(弱)以上
15° 未満	0~3以下	無	無	小
	3~11以下	無	小	中
	11~16以下	小	中	大
	16~	中	大	大
15° 以上	0	無	無	小
	0~2以下	無	小	中
	2~10以下	小	中	大
	10~	中	大	大

被害程度	家屋	地下埋設物	地盤
大	倒壊する家屋あり	被害あり	崩壊、亀裂などがみられる
中	倒壊する家屋の での可能性あり	被害の可能性あり	小亀裂、小崩壊など の可能性あり
小	被害の可能性小	場所により被害の可 能性あり	場所により小崩壊な どの可能性あり
無	被害無	なし	なし



## 4. 津波の予測

津波の予測は、概ね下図のフローに沿った形で行われている。

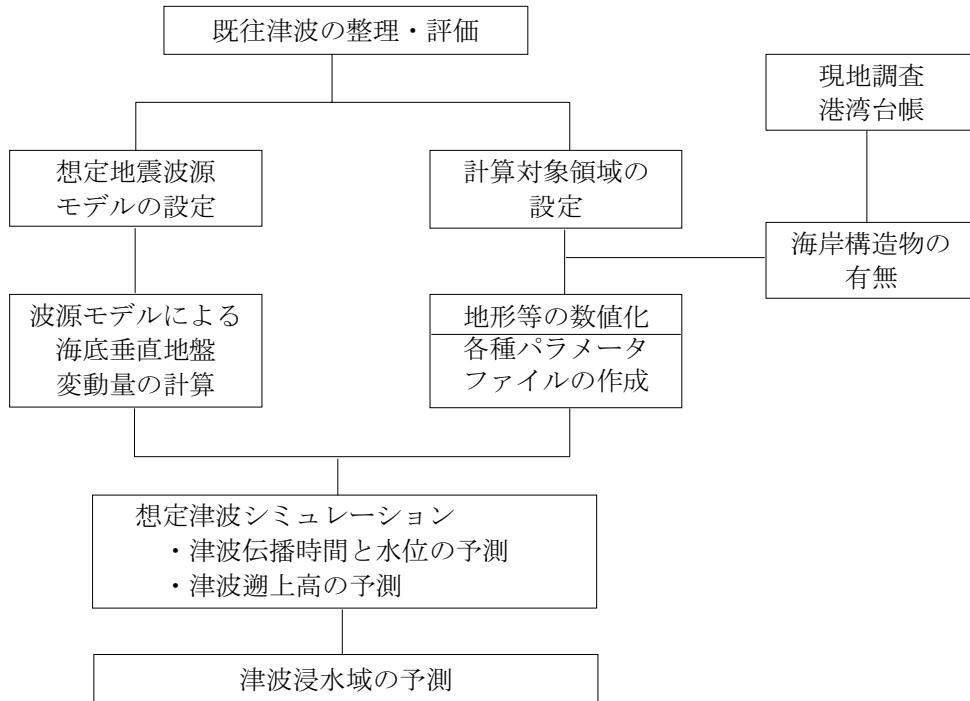


図 II-4-1 津波予測計算の流れ

津波数値シミュレーションは、大きく長波理論と分散波理論の2種類に分けられるが、現在、自治体においては基礎方程式として非線形あるいは線形長波理論を用いるところがほとんどである。また、津波浸水想定の設定の手引き（ver. 2.0, 2012. 10, 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）が発表され、長波理論による予測がより主流となる傾向にある。

以前は、過去に大きな津波被害を受けた履歴の少ない自治体では、特定の波源域を設定した津波数値シミュレーションは行なわず、過去の津波事例等から津波最大遡上高を設定し、海岸の地形や標高などから浸水危険区域の概略的予測を行うという比較的簡易な方法を採用しているものが多くいた。津波・高潮ハザードマップマニュアル（内閣府（2004））、津波浸水想定の設定の手引き等の整備により、多くの自治体で津波数値シミュレーションが行われるようになっている。

河川遡上時の波状段波（波長の長い津波先端部が短周期の複数の波に分裂（ソリトン分裂）しながら段波形状を呈し遡上していく）を考慮した手法として、非線形分散長波式を基本方程式とする手法もある。これには詳細な河川地形を取り入れたモデルを用いた細かい計算時間間隔での解析が必要となる。手法の検討過程では本手法を用いることを検討した自治体もあるが、実際の被害想定で採用している例はまだない。

なお、東北地方太平洋沖地震以降、全体の被害予測に先立って津波の被害予測のみを実施した都道府県も多い。そのため、本節の採用自治体欄に掲載されている都道府県名と年次の表記は、他の章・節と必ずしも一致しない。

## 4 – 1. 伝播計算・遡上計算

### (1) 基礎方程式として長波理論を用いる手法

○採用自治体<sup>1</sup>：北海道(12), 青森県(12), 岩手県(11), 秋田県(13), 福島県(07), 茨城県(12), 千葉県(11), 東京都(12), 神奈川県(12), 新潟県(98), 富山県(12), 石川県(12), 福井県(12), 静岡県(13), 三重県(12), 大阪府(07), 兵庫県(06), 鳥取県(11), 島根県(12), 岡山県(13), 広島県(13), 徳島県(13), 福岡県(12), 佐賀県(10), 長崎県(12), 大分県(13), 宮崎県(13), 沖縄県(13), 横浜市(12), 新潟市(07)

○中央防災会議（東南海・南海地震等に関する専門調査会・東南海・南海地震・南海トラフ巨大地震モデル検討会等）も採用

津波の予測では、長波理論に基づく方程式を差分スキームにより展開し、数値的な計算を行っている。津波は水深に比べて波長が長いことから、長波理論によって表される。この時、津波の伝播速度  $C_g$ (m/s)は、

$$C_g = \sqrt{g \times h}$$

ただし、 $g$ ：重力加速度(m/s<sup>2</sup>)

$h$ ：水深(m)

で表される。

浅海域の長波を扱う浅水理論は、波高  $H$  と波長  $L$  の比  $H/L$ 、および水深  $h$  と波長  $L$  の比  $h/L$  がいずれも小さいものとして導かれる。この近似では、圧力は静水圧分布となり、水平流速  $(u, v)$  は鉛直方向に一様な分布となる。

津波数値シミュレーションの基礎方程式としては、非線形長波理論式が用いられる傾向にある。

[運動方程式]  $\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{M^2}{D}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{MN}{D}\right) + gD\frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{gn^2 M \sqrt{M^2 + N^2}}{D^{7/3}} = 0 \quad (1)$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{MN}{D}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{N^2}{D}\right) + gD\frac{\partial \eta}{\partial y} + \frac{gn^2 N \sqrt{M^2 + N^2}}{D^{7/3}} = 0 \quad (2)$$

[連続の式]  $\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = \frac{\partial \xi}{\partial t} \quad (3)$

$\eta$ ：水位

$M, N$ ： $x, y$  方向の流量

$\xi$ ：海底鉛直変位分

$D$ ：全水深 (=水深+水位)

$n$ ：マニングの粗度係数

(出典：佐賀県地震・津波等減災対策調査委託(2010) p12)

<sup>1</sup> 宮崎県(13)手法について明確な記載はなかったが「津波防災地域づくりに関する法律」に基づき作成されている。この場合、津波浸水想定の設定の手引きを活用している場合がほとんどであるとので、ここに分類した。福井県(12)は、詳細について不明であるものの、「土木学会2002（「原子力発電所の津波評価技術」(2002)のこと）」をもとにしたとの記載があり、この場合、長波理論（線形長波理論・非線形長波理論）と場合によって分散派理論を追加する手法であるため、ここに分類。静岡県は一次報告（ハザードまで）を公表しているので、この節だけに記載。和歌山県、香川県、高知県は南海トラフ巨大地震モデル検討委員会を参考にしている可能性がかなり高い。ただし、そのことを明記しておらず非掲載。山形県、山口県、熊本県が手法不明のため非掲載。

これらの式の表記方法は様々であるが、ここでは、佐賀県(2010)のものに依った。  
マニングの粗度係数  $n$  は、

$$n = \sqrt{\frac{fD^{1/3}}{g}}$$

で定められる。具体的には、粗度係数としては、以下の2種類を採用している自治体が多い。

表 II-4-1 津波・高潮ハザードマップマニュアル(内閣府(2004))準拠の粗度係数(石川県(2012))

分類	粗度係数
建物用地	0.060
工業地等	0.040
森林林地	0.030
田畠	0.020
海域水域	0.025

表 II-4-2 小谷ら(1998)の粗度係数(千葉県(2011))

分類	粗度係数
水深 150m以深の海底	0.025
水深 150m以浅の海底	0.030
海域水域	0.025
水田	0.020
その他の農園地	0.020
森林	0.030
工場	0.040
建物用用地 (住宅地:低密度)	0.040
建物用用地 (住宅地:高密度)	0.080
その他 (空地・緑地)	0.025

また、基本的には非線形長波理論式で計算するが、最外洋域では線形長波理論式を採用している自治体もある（例えば、北海道(12)，神奈川県(12)）。

これらの基礎方程式を差分化することにより数値的な処理を行う。差分化手法としては、Leap-frog法(後藤・小川, 1982)が多く用いられる（例えば、北海道(12)，神奈川県(12)）。

これは、水位  $\eta$ ，流量  $M$ ， $N$  の計算点を空間的に1/2格子，時間的に1/2時間ステップずらして配置する。以下では、 $(x, y, t)$  に対応する離散化量を表す添字として  $(i, j, k)$  を使用する。

連続の式の中央差分を考える。

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} = \frac{1}{\Delta t} [\eta_{i,j}^{k+1} - \eta_{i,j}^k]$$

$$\frac{\partial M}{\partial x} = \frac{1}{\Delta x} [M_{i+1/2,j}^{k+1/2} - M_{i-1/2,j}^{k+1/2}]$$

$$\frac{\partial N}{\partial y} = \frac{1}{\Delta y} [N_{i,j+1/2}^{k+1/2} - N_{i,j-1/2}^{k+1/2}]$$

以上から、

$$\eta_{i,j}^{k+1} = \eta_{i,j}^k - \frac{\Delta t}{\Delta x} [M_{i+1/2,j}^{k+1/2} - M_{i-1/2,j}^{k+1/2}] - \frac{\Delta t}{\Delta y} [N_{i,j+1/2}^{k+1/2} - N_{i,j-1/2}^{k+1/2}]$$

$x$  方向の運動方程式のうち、局所項（左辺第1項）と重力項（左辺第4項）について、点  $(i+1/2, j, k)$  を中心に考えて、線流量  $M$  は、

$$M_{i+1/2,j}^{k+1/2} = M_{i+1/2,j}^{k-1/2} - g D_{i+1/2,j}^k \frac{\Delta t}{\Delta x} [\eta_{i+1,j}^k - \eta_{i,j}^k]$$

全水深  $D$  は、

$$D_{i+1/2,j}^k = h_{i+1/2,j} + \eta_{i+1/2,j}^k = h_{i+1/2,j} + \frac{1}{2} [\eta_{i+1,j}^k + \eta_{i,j}^k]$$

となる。

同様に  $y$  方向は、以下のように差分化される。

$$N_{i,j+1/2}^{k+1/2} = N_{i,j+1/2}^{k-1/2} - g D_{i,j+1/2}^k \frac{\Delta t}{\Delta y} [\eta_{i,j+1}^k - \eta_{i,j}^k]$$

$$D_{i,j+1/2}^k = h_{i,j+1/2} + \eta_{i,j+1/2}^k = h_{i,j+1/2} + \frac{1}{2} [\eta_{i,j+1}^k + \eta_{i,j}^k]$$

## (2) 名古屋市(1999)の手法

○採用自治体：名古屋市(99)

河川上流からの河川流および河口での水位変動（潮汐・津波・高潮）に依存する河川流動過程は、その主流方向の流動が卓越することから、自由水面を有し河川幅や水深が変化する河川での非定常流を考慮した1次元開水路モデルを適用している。

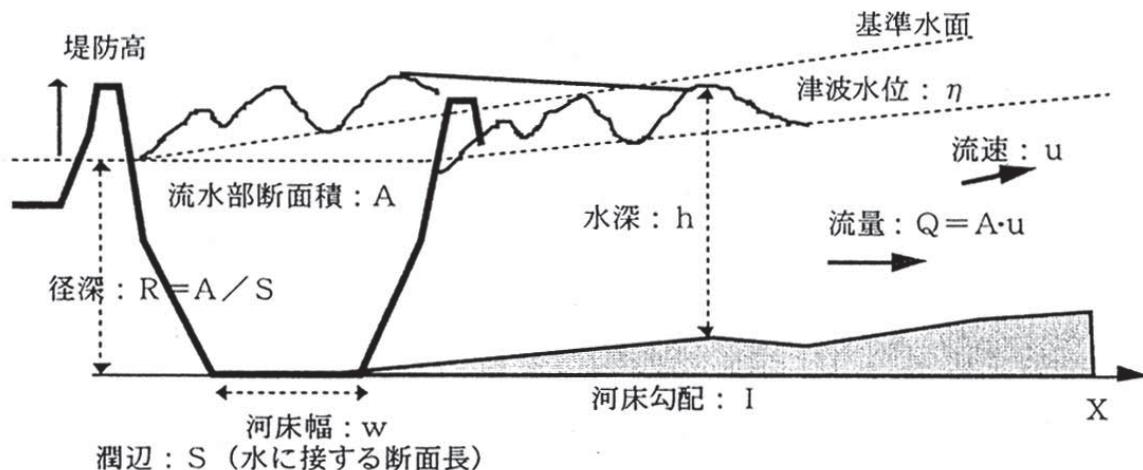


図 II-4-2 河川過上モデルと記号の説明(名古屋市, 1999)

○運動方程式：河川流量や流速の変化を計算する式

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left[ \frac{Q^2}{A} + g \cdot A \cdot h \right] = -g \cdot A \cdot \left[ I + \frac{n^2 \cdot |Q| \cdot Q}{A^2 \cdot R^{4/3}} \right]$$

○連続方程式：河川水位や断面積の変化を求める式

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

ただし,  $t$  : 時間

$x$  : 河川過上方向の座標軸

$Q (= A \cdot u)$  : 流量

$A$  : 河川断面積

$u$  : 流速

$g$  : 重力加速度

$h$  : 実水深

$I$  : 河床勾配

$n$  : 河床の摩擦粗度係数

$R$  : 径深(河川断面積  $A$  / 潤辺  $S$ )

$S$  : 潤辺(水に接する辺長)